

**Ermüdung von Stabilisierungs-  
verbänden aus Rundstählen  
insbesondere mit Endgewinden**

**T 2984**

**T 2984**

Dieser Forschungsbericht wurde mit modernsten Hochleistungskopierern auf Einzelanfrage hergestellt.

Die Originalmanuskripte wurden reprotechnisch, jedoch nicht inhaltlich überarbeitet. Die Druckqualität hängt von der reprotechnischen Eignung des Originalmanuskriptes ab, das uns vom Autor bzw. von der Forschungsstelle zur Verfügung gestellt wurde.

Im Originalmanuskript enthaltene Farbvorlagen, wie z.B. Farbfotos, können nur in Grautönen wiedergegeben werden. Liegen dem Fraunhofer IRB Verlag die Originalabbildungen vor, können gegen Berechnung Farbkopien angefertigt werden. Richten Sie Ihre Anfrage bitte an die untenstehende Adresse.

© by Fraunhofer IRB Verlag

2002, ISBN 3-8167-6487-8

Vervielfältigung, auch auszugsweise,  
nur mit ausdrücklicher Zustimmung des Verlages.

**Fraunhofer IRB Verlag**

*Fraunhofer-Informationszentrum Raum und Bau*

Postfach 80 04 69  
70504 Stuttgart

Nobelstraße 12  
70569 Stuttgart

Telefon (07 11) 9 70 - 25 00

Telefax (07 11) 9 70 - 25 08

e-mail [info@irb.fhg.de](mailto:info@irb.fhg.de)

URL <http://www.IRBbuch.de>

Technische Universität Braunschweig  
Institut für Stahlbau  
Prof. Dr.-Ing. U. Peil



**Ermüdung von Stabilisierungsverbänden aus  
Rundstählen insbesondere mit Endgewinden  
(Abschlussbericht)**

Bericht Nr.  
921/99-2

## INHALTSVERZEICHNIS

	Seite
1 Forschungsthema .....	1
2 Ausgangssituation und Vorgehensweise .....	1
3 Forschungsziele.....	2
4 Wind- und Stabilisierungsverbände .....	1
4.1 Allgemeines .....	3
4.2 Material und Korrosionsschutz .....	5
4.3 Abmessungen und Bemessung.....	6
5 Windeinwirkung auf Bauwerke.....	7
5.1 Allgemeines .....	7
5.1.1 Aufbau der atmosphärischen Grenzschicht.....	9
5.2 Ansätze zur Beschreibung der vertikalen Windprofile .....	11
5.2.1 Allgemeines .....	11
5.2.2 Der Potenzansatz (externer Bereich).....	11
5.2.3 Der logarithmische Ansatz (interner Bereich) .....	12
5.3 Einfluss der Oberflächenrauigkeiten.....	17
5.3.1 Klassifizierung von Bebauungsmustern.....	17
5.3.2 Einfluss der Bodenrauigkeit gemäß EC1 .....	19
5.3.3 Schlussfolgerung für diese Untersuchung .....	20
5.4 Bemessungswind entsprechend den Regelwerken .....	21
5.4.1 Windeinwirkung nach DIN 1055-4 und DIN 4131 bzw. 4133 .....	21
5.4.2 Windeinwirkung nach Eurocode 1 Teil 2-4 .....	22
5.5 Verteilung der mittleren Windgeschwindigkeiten .....	22
5.6 Zusammenfassung und Vorschlag zur anzusetzende Windlast .....	24
6 Systemübertragungsverhalten .....	25
6.1 Allgemeines .....	25
6.2 Berücksichtigung der vorhandenen Steifigkeiten.....	25
6.3 Messungen an Stahlhallen .....	27
6.3.1 Allgemeines .....	27
6.3.2 Vorgehensweise und eingesetzte Messtechnik .....	27
6.3.3 Messobjekte.....	30
6.3.4 Ergebnisse der Messungen .....	32
6.4 Numerische Untersuchungen .....	43
6.5 Zusammenfassung und Vorschlag für einen Abminderungsfaktor .....	52

	Seite
7 Ermüdungsversuche .....	54
7.1 Allgemeines und Stand der Normung .....	54
7.2 Einstufenversuche an verschiedenen Versuchskörpern .....	55
7.2.1 Versuchsstrategie .....	55
7.2.2 Versuchskörper – Auswahl und Geometrie .....	57
7.2.3 Versuchsaufbau und -durchführung .....	58
7.3 Auswertung Versuche - Dauerfestigkeit.....	60
7.3.1 Allgemeines .....	60
7.3.2 Gabelkopfsystem (Ø Zugstangen: 10 mm – geschnittene Gewinde).....	61
7.3.3 Übrige Versuche Gabelkopfsystem .....	64
7.3.4 Auswertung Versuche Bevel-Washer .....	67
7.4 Versuche Zeitfestigkeit .....	68
7.4.1 Allgemeines zur Auswertung .....	68
7.4.2 Ergebnisse (Zeitfestigkeitsbereich).....	69
7.5 Numerische Untersuchung an einem Gabelkopf .....	71
7.5.1 Modellbildung.....	71
7.5.2 Ergebnisse (numerische Untersuchung Gabelkopf) .....	72
7.6 Ergebnisse der durchgeführten Schwingversuche .....	75
7.6.1 Darstellung der Wöhlerlinien.....	75
7.6.2 Diskussion und Zusammenfassung .....	79
8 Ermüdungsnachweis für einen Windverband.....	80
8.1 Grundlagen und Vorgehensweise .....	80
8.2 Bemessungsbeispiel.....	81
9 Zusammenfassung und Ausblick .....	84

Verwendete **Literatur** siehe Seite 86 bis 89.

**ANLAGENVERZEICHNIS**

	Anlage
Zusammenfassung Ergebnisse der Feldmessungen	1 bis 2
Ersatz-Wöhlerlinien	3 bis 4
Versuchsergebnisse Dauerfestigkeit	5 bis 10
Versuchsergebnisse Zeitfestigkeit	11 bis 15

## 1 Forschungsthema

Ermüdung von Stabilisierungsverbänden insbesondere mit Endgewinden.

## 2 Ausgangssituation und Vorgehensweise

Zur Stabilisierung von Bauwerken werden heute neben geschraubten Winkelstählen überwiegend schlanke, gekreuzte Rundstähle mit Endgewinden eingesetzt, die durch Zugkräfte beansprucht werden.

Die Endgewinde stellen eine Störung des Kraftflusses, also eine Kerbe dar. Die wesentliche Belastung der Stabilisierungsverbände entsteht durch den böigen Wind. Die außerdem noch abzutragenden Stabilisierungskräfte können meist vernachlässigt werden und stellen zudem keine zyklische Beanspruchung dar. Sonderfälle, wie z. B. das Vorhandensein eines Deckenkrans, der u. U. hohe Kräfte in die Verbände abträgt, sollen hier nicht berücksichtigt werden.

Bedingt durch die Beanspruchung können im Bereich der Endgewinde große Doppelspannungsamplituden auftreten, durch die Ermüdungserscheinungen hervorgerufen werden.

Um festzustellen, ob eine sicherheitsrelevante Ermüdungsgefährdung vorliegt, wurden systematische Untersuchungen in den drei wesentlichen Einflussfeldern

- Windeinwirkung
- Systemübertragungsverhalten
- Ermüdungsverhalten

durchgeführt.

In Bezug auf die Windeinwirkung wurden keine eigenen Messungen durchgeführt. Es wurde vielmehr auf die große Anzahl der Veröffentlichungen auf diesem Gebiet sowie auf im Institut für Stahlbau der TU Braunschweig bislang abgeschlossene Forschungsvorhaben (z. B. [Peil00]) zurückgegriffen.

Bislang weitestgehend unbekannt ist das Systemübertragungsverhalten von Bauwerken, also die Mechanismen, die durch eine von außen angreifende Windlast auf deren Weg zum abtragenden Verband aktiviert werden. Die Erfassung dieses Parameters erfolgte durch systematische Feldmessungen. Durchgeführt wurden diese Messungen ausschließlich an Stahlhallen, da diese Bauwerksart eine Vergleichbarkeit auch unterschiedlicher Gebäudegeometrien ermöglicht, die normalerweise bei anderen Bauwerksarten mit Verbänden (Tribünen, Repräsentationsbauten) i. a. nicht gegeben ist.

Zur Ermittlung des tatsächlichen Ermüdungsverhaltens der unterschiedlichen Endaus-

bildungen der Zugstangen wurden Einstufen-Wöhlerversuche durchgeführt, so dass Bezugswerte für die Beurteilung des Schädigungszustandes zur Verfügung stehen. Mit Hilfe dieser Wöhlerlinien ist in Verbindung mit einem bekannten Beanspruchungskollektiv des böigen Windes eine Ermittlung der (Rest-) Lebensdauer mit und ohne Berücksichtigung des Systemübertragungsverhaltens möglich.

### **3 Forschungsziele**

Ziel des Vorhabens war die Ermittlung der Lebensdauer von Stabilisierungsverbänden aus Rundstahlkonstruktionen mit Endgewinde unter besonderer Berücksichtigung des Systemübertragungsverhaltens des umgebenden Bauwerks.

Es sollten die Grundlagen für ein möglichst einfaches Bemessungskonzept erarbeitet werden, mit dem in Abhängigkeit vom Standort (Windeinwirkung) und Bauwerksausführung (Systemübertragungsverhalten) die voraussichtliche Lebensdauer eines Windverbandes unter Berücksichtigung verschiedener Endausbildungen der Rundstahlkonstruktion bestimmt werden kann.

Zudem sollte eine Aussage über eine eventuelle Standsicherheitsgefährdung bereits errichteter Bauwerke getroffen werden.



## 4 Wind- und Stabilisierungsverbände

### 4.1 Allgemeines

Druckschlaffe Wind- und Stabilisierungsverbände werden in einer Vielzahl unterschiedlicher Bauwerke als Aussteifungselement zum Abtrag der Wind- und Stabilisierungslasten eingesetzt und häufig als Rundstahlkonstruktionen mit Endgewinde realisiert.

Die Verwendung von Gewinden hat den Vorteil, dass Ungenauigkeiten des Grundtragwerks auch nachträglich auf einfache Weise ausgeglichen werden können. Zudem ist ein evtl. Austausch eines Verbandes ohne großen Aufwand möglich.

Die Endanschlüsse werden in Form von Gabelköpfen, in die die mit Endgewinde versehenen Rundstangen eingeschraubt werden, realisiert. Die Verbindung zum Bauwerk erfolgt über angeschweißte Laschen, die mit einem Loch für den Bolzen versehen sind (vgl. Abb. 4-1, links).

Um die Montage zu erleichtern, werden die Enden der Zugstangen als Rechts-/Linksgewinde ausgeführt, so dass ein Nachspannen bzw. Lösen des Verbandes auch nach erfolgter Montage durch Drehen der Stange möglich ist [Kathage98].

Ferner können durch die Verwendung von Gewindestangen Ungenauigkeiten des Grundtragwerks bis zu einem gewissen Maß ausgeglichen werden bzw. es besteht die Möglichkeit der Ausrichtung der Konstruktion.

In einem immer größer werdenden Teil moderner Industriehallen werden Rundstahlverbände eingesetzt, die als Endverbindung keine Gabelköpfe sondern lediglich Endmuttern aufweisen. Diese werden auf halbmondförmigen Anschlussbauteilen aus Stahlguss (sog. Bevel-Washer) montiert [Buchholz97]. Die Bevel-Washer-Systeme und erfordern als Vorbereitung lediglich das Brennen eines Loches im Steg (vgl. Abb. 4-1, rechts).

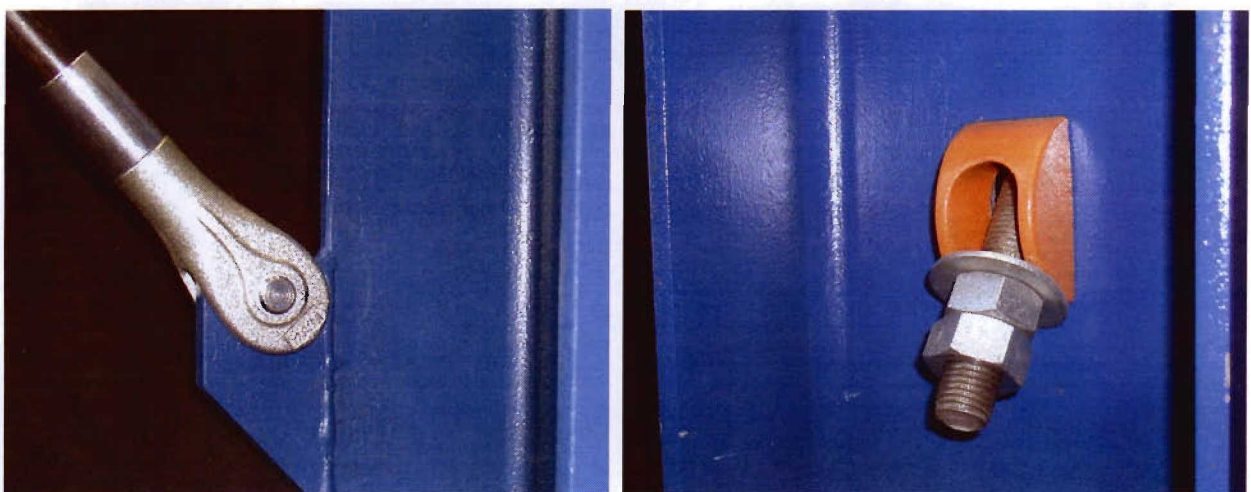
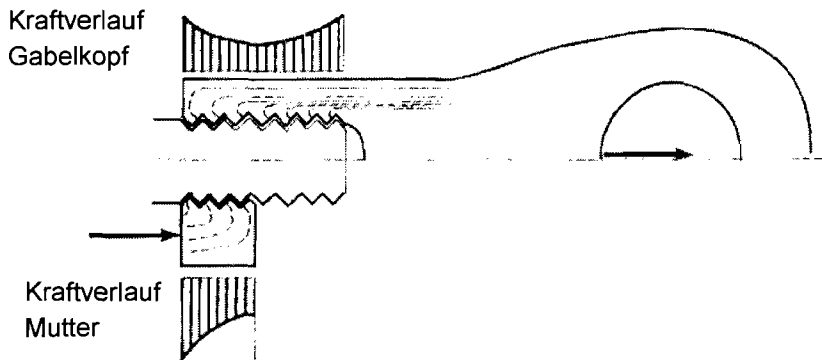


Abbildung 4-1: Gabelkopfsystem (links); Bevel-Washer (rechts)

Auch bei dieser Form der Endanschlüsse sind die bereits genannten Vorteile des Endgewindes gegeben.

Die Bevel-Washer-Systeme stellen die kostengünstigere Alternative der beiden Varianten dar und werden daher vor allem für reine Zweckbauten eingesetzt.

Im Gegensatz zu dem Kraftverlauf in einem Gabelkopf stellt sich beim Bevel-Washer-System das bei Schrauben/Muttern-Verbindungen übliche Tragverhalten ein (vgl. Abb. 4-2).



**Abbildung 4-2:** Qualitativer Kraftverlauf Gabelkopfsystem (oben); Mutter (unten)

Mit beiden Systemarten lassen sich nahezu beliebige Diagonalenwinkel realisieren.

Während der Vertrieb der Gabelkopfsysteme als eigenständiges Bauprodukt erfolgt, werden die Bevel-Washer-Systeme zumeist als „Zugabe“ zu Systemhallen (z. B. Astron, Prado) geliefert oder aber von den Stahlhallenherstellern zugekauft (z. B. von TG-Technik).

Hierin ist auch begründet, weshalb für die Zugstabsysteme mit Gabelkopf mehrere allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen existieren (z. B. Besista, Deha, Rodan, Staba), wohingegen die Bevel-Washer-Systeme als Einzelprodukt nicht auf diese Weise geregelt sind.

Darüber hinaus sind auch Gabelkopfsysteme auf dem Markt, die keine bauaufsichtliche Zulassung besitzen (z. B. Asdo, Macalloy). In diesen Fällen erfolgt die Dimensionierung zumeist gemäß DIN 18800, T. 1, Abschn. 8.3, wodurch die Bemessung aufgrund der hohen Sicherheitsreserven unwirtschaftlich wird.

Daher finden diese individuell gefertigten Zugstabsysteme mit Gabelköpfen und z. T. sehr großem Zugstabdurchmessern nahezu ausschließlich in Sonderfällen (z. B. als Unterspannungen o. ä.) Verwendung. Ein Einsatz als Wind- und Stabilisierungsverband scheidet in den meisten Fällen aus wirtschaftlichen Überlegungen aus.

*Anmerkung:* Zur Vereinfachung werden nachfolgend die Bezeichnungen Gabelkopfsystem und Bevel-Washer-System durch die Akronyme „Gks“ bzw. „BWS“ ersetzt.

Bezüglich der Verwendung von Zugstabsystemen als Wandverbände in Stahlhallen tritt häufig ein Problem in Bezug auf die örtliche Festlegung des Verbandsfeldes auf. Da

keine festen Regeln für die Positionierung bestehen, erfolgt die Montage der Verbände zumeist in einem „freien“ Feld der Hallenlängsseite, d. h. in einem Feld ohne Einbauten oder Fassadenöffnungen.

Die heute i. a. gewünschte Flexibilität eines Bauwerks für eine spätere Umnutzung bzw. die Forderung nach immer mehr und immer größeren Fenster- und Toröffnungen in der Fassade führt teilweise dazu, dass nach Umbauten Fenster teilweise verdeckt werden und somit nur eingeschränkt nutzbar sind (vgl. Abb. 4-3).



**Abbildung 4-3:** Windverband direkt vor einer Fensteröffnung

## 4.2 Material und Korrosionsschutz

Die für die Windverbände eingesetzten Zugstabsysteme mit Gabelkopf oder Bevel-Washer bestehen aus dem Zugstab sowie der entsprechenden Endverbindung. Die zahlreichen Nebenprodukte (Kreuzungsscheiben, Kontermuttern etc.) werden hier nicht betrachtet.

Bei den Zugstäben für die Verwendung mit Stabankern (Gabelköpfe) erfolgt das Aufbringen der Gewinde i. a. durch Schneiden während bei den BWSen (je nach Hersteller) sowohl gerollte als auch geschnittene Gewinde eingesetzt werden.

Die Zugstäbe der Gkse bestehen i. a. aus unlegiertem Baustahl S235 oder S355 nach DIN EN 10025. Neueste Produktentwicklungen zielen auf eine Verwendung von Baustahl der Sorte S460N nach DIN EN 10113-2 als Material für die Zugstäbe (insbesondere bei den Gabelkopfsystemen) ab.

Daneben sind in den vergangenen Jahren auch Zugstabsysteme aus nichtrostenden Stählen entwickelt worden, deren Einsatzbereiche vor allem Repräsentationsbauten sind und die in dieser Untersuchung nicht betrachtet werden.

Bei den BWSen wird vor allem Baustahl S355 als Material für die Zugstäbe eingesetzt.

Die Stabanker bestehen zumeist entweder aus Baustahl S355 (vor allem kleine Durchmesser bis ca. 12 mm) oder aus Gusseisen mit Kugelgraphit EN-GJS-400-15 (GGG-40) nach DIN EN 1563.

Die Bevel-Washer bestehen entweder ebenfalls aus Gusseisen mit Kugelgraphit oder aus Temperguss GTS-35-10 nach DIN 1692-82.

Der Korrosionsschutz wird i. a. durch Feuerverzinken nach DIN 55928 gewährleistet.

#### **4.3 Abmessungen und Bemessung**

Die Zugstabdurchmesser für die durch allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen geregelten Zugstabsysteme mit Gabelkopf bewegen sich je nach Hersteller zwischen 6mm und 64mm, wobei der Abstand zwischen zwei benachbarten Größen zwischen 2mm und 4mm beträgt. Bei den nicht auf diese Weise geregelten Gabelkopfsystemen sind auch Zugstabdurchmesser von 200mm und mehr erhältlich.

Die BWSe werden vor allem mit Zugstabdurchmessern zwischen 18mm und 40mm eingesetzt, wobei die einzelnen Stufenschritte hier deutlich größer sind.

Die Bemessung von Windverbänden muss grundsätzlich nach den allgemeinen Richtlinien für Statik im Stahlhochbau erfolgen. Die anzusetzenden Windlasten, die neben den Stabilisierungskräften die Hauptbelastung darstellen, werden i. a. entweder nach DIN 1055, T. 4 oder alternativ nach EC1 unter Berücksichtigung der entsprechenden Sicherheitsbeiwerte bestimmt. Die Bemessung erfolgt für nicht schwingungsgefährdete Bauwerke statisch ohne dynamische Anteile bzw. Überhöhungen.

Die Ermittlung der Beanspruchbarkeiten erfolgt entweder nach DIN 18800, T.1 Elem. (809) als „Schraube auf Zug“ oder gemäß EC3-1-1 Abschn. 6.5.5, da die Systeme grundsätzlich so dimensioniert sind, dass ein Versagen im Gewindequerschnitt auftritt.

Zur Bemessung nach EC3 ist anzumerken, dass die Grenzzugkräfte um den Faktor 0,85 zu reduzieren sind, für den Fall, dass die Gewinde nicht von spezialisierten Schraubenherstellern gefertigt werden. In Anhang B2.4 des EC3 ist präzisiert, dass die Hersteller von Zugstabsystemen nicht zur Gruppe der spezialisierten Schraubenhersteller gehören.

In sämtlichen bekannten allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung für Zugstabsysteme ist eine Verwendung der Bauteile ausschließlich für „vorwiegend ruhende Beanspruchung nach DIN 1055 T. 3“ vorgesehen.

## 5 Windeinwirkung auf Bauwerke

### 5.1 Allgemeines

Der natürliche Wind ist durch die mitlaufenden Turbulenzballen unterschiedlichster Größe auto- und kreuzkorreliert [Ruscheweyh82]. Dies gilt demnach ebenso für den am Bauwerk entstehenden Druck.

Die Größe der auf ein Bauwerk einwirkenden Windbelastung hängt von einer Reihe von Einflussfaktoren ab:

- Topographische Lage des Bauwerks
- Ausrichtung des Bauwerks zur (Haupt-) Windrichtung
- Oberflächenbeschaffenheit der Umgebung
- Höhe des Bauwerks
- Lage zu benachbarten Bauwerken

Die topographische Lage des Bauwerks und dessen Ausrichtung zur Windrichtung sind die wesentlichen Einflussparameter für die von den Stabilisierungsverbänden abzutragende Windbelastung. Es besteht ein großer Unterschied bezüglich der angreifenden Windkräfte, ob ein Bauwerk auf einer Anhöhe oder in einem eher windgeschützten Tal errichtet wurde. Weiterhin ist die Oberflächenbeschaffenheit der Umgebung ein entscheidender Faktor. Einen großen Einfluss hat beispielsweise die sog. „Rauigkeit“ des Geländes, d. h. die Frage, ob sich für die Windbelastung relevante Hindernisse in Form von kleinen Anhöhen aber auch Waldungen etc. in der Nähe des betrachteten Bauwerks finden. Schließlich muss auch die Lage zu benachbarten Bauwerken in die Betrachtung mit einfließen, da sich hier Turbulenzballen bilden können. In der DIN 1055, T. 4 werden diese Effekte bislang nicht (oder teilweise auf sicherer Seite) berücksichtigt [Niemann92b], [Ruscheweyh92].

Zum Thema „Windeinwirkung auf Bauwerke“ gibt es eine Vielzahl von Literaturstellen (u. a. war diese Fragestellung ein Thema in den Sonderforschungsbereichen 80, 151, 210 und 398 in Karlsruhe bzw. Bochum). Es existiert eine große Anzahl von Feldmessungen sowie zahlreiche ausgewertete Windkanalversuche zu besonderen Fragestellungen, wie beispielsweise der örtlichen Beeinflussung mehrerer benachbarter Baukörper (vgl. z. B. [Niemann84]).

Die Mehrzahl dieser ausgewerteten Messungen bezieht sich jedoch entweder auf sehr lokal auftretende Effekte (wie z. B. der Wechselwirkung benachbarter Gebäude) oder es handelt sich um Messungen, die in einer Höhe aufgenommen wurden, in der kein Einfluss aus der Rauigkeit der Erdoberfläche zu erwarten ist [Peil95a].

Die in dieser Untersuchung vor allem betrachteten Hallenbauwerke werden ausschließlich durch bodennahe Luftströme beansprucht.

In Bodennähe ergibt sich aufgrund der durch die Rauigkeit der Erdoberfläche bedingte Reibung eine Verzögerung der hier vorkommenden Luftströme. Die Luftschicht, inner-

halb derer die Windgeschwindigkeit durch die Bodenrauigkeit stark beeinflusst wird, heißt atmosphärische Grenzschicht (vgl. Abschn. 5.1.1).

Die Windströmung in dieser Grenzschicht kann durch eine gemittelte Hauptströmung und die sie überlagernden turbulenten Schwankungen (infolge des Reibungseinflusses) gekennzeichnet werden.

Für den Fall, dass der Mittelwert der Windgeschwindigkeit  $\bar{u}$  über einen ausreichend langen Mittelungszeitraum als konstant angesehen werden kann, ergibt sich der Mittelwert als eine Funktion der Höhe  $z$  über Grund. Die aktuelle Windgeschwindigkeit in der Höhe  $z$  ist dann

$$U(z,t) = \bar{u}(z) + u(z,t). \quad (5.1)$$

Bis zum Erreichen der Gradientengeschwindigkeit wächst die Windgeschwindigkeit mit der Höhe an (vgl. Abschn. 5.2). Der turbulente Anteil  $u$  ist eine Funktion von  $z$  und  $t$ . Die Geschwindigkeitsfluktuationen sind dabei im bodennahen Rauigkeitsbereich zunächst relativ groß, sie nehmen jedoch mit zunehmender Höhe ab.

Der Staudruck oder auch Geschwindigkeitsdruck  $Q(t)$  ergibt sich für die momentane Windgeschwindigkeit  $U(z,t)$  zu

$$Q(t) = \bar{q} + q(t) = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot (\bar{u} + u(t))^2, \quad (5.2)$$

wobei hinreichend genau für Luft  $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$  angenommen werden kann.

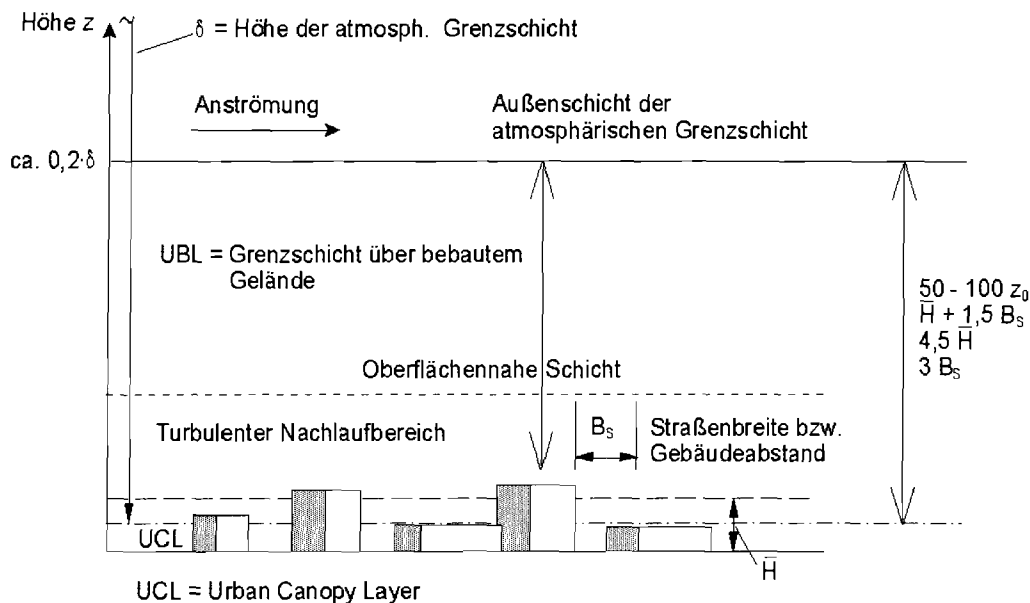
Die hier betrachteten Bauwerke werden in der Regel in mehr oder minder dicht bebauten Gebieten errichtet. Daher spielen die vorhandenen unterschiedlichen Oberflächenrauigkeiten in Bezug auf die sich einstellenden Strömungsvorgänge eine stärkere Rolle als beispielsweise über offenem, unbebautem Gebiet.

Der Einfluss der umgebenden Bebauung auf die Belastung eines beliebigen Bauwerks wird in den gültigen Normen durch Variation der Parameter der anströmenden Grenzschicht (z. B. Rauigkeitslänge  $z_0$ ) erfasst.

### 5.1.1 Aufbau der atmosphärischen Grenzschicht

Die unterschiedliche Erwärmung der Erdoberfläche erzeugt Druckunterschiede in der Atmosphäre, die durch Luftbewegungen ausgeglichen werden. Man bezeichnet diese Strömungen in 300 bis 2000 m Höhe als Gradientenwind. Zwischen der Erdoberfläche und dem Gradientenwind bildet sich aufgrund der Reibung und turbulenter Scherspannungen eine atmosphärische Grenzschicht der Höhe  $\delta$ . Über bebautem Gelände bezeichnet man die Grenzschicht, in der das Strömungsfeld in Bodennähe durch die Umströmung und die turbulenten Nachlaufbereiche der Bauwerke geprägt ist, als städtische Grenzschicht (Urban Boundary Layer, UBL) [Theurer93].

Innerhalb dieser Grenzschicht ist eine weitere Untergliederung möglich (vgl. Abb. 5-1).



**Abbildung 5-1:** Aufbau der atmosphärischen Grenzschicht über bebautem Gelände (städtische Grenzschicht) aus [Theurer93]

Zwischen den Gebäuden entwickelt sich eine von der äußeren Grenzschicht weitgehend unabhängige Strömung, in der Ablösezone, lokale Geschwindigkeitsänderungen etc. dominierten. Bei üblich dichter Bebauung reicht diese als „Urban Canopy Layer“ (kurz: UCL) bezeichnete Strömungsschicht bis zur 0,5 – 0,7fachen [Wieringa93], maximal bis zur mittleren Gebäudehöhe [Rotach91].

Die in dieser Untersuchung vor allem betrachteten Bauwerke liegen üblicherweise genau in dieser Schicht. Für Untersuchungen im Bereich der UCL muss auf Windkanalversuche oder Naturmessungen zurückgegriffen werden, da kein mathematisches Modell in der Lage ist, die komplexen Randbedingungen in städtischen Bebauungen mit ausreichender Genauigkeit abzubilden und die Möglichkeiten einschlägiger Regelwerke, allgemein gültige Richtlinien zu entwickeln, begrenzt sind (vgl. z. B. [Graubner01]). Nur für sehr regelmäßige Bebauungen, z. B. bei Straßenzügen mit nicht unterbrochener, hoher Bebauung, ist eine näherungsweise Beschreibung der Strömung durch einfache analytische Modelle möglich – allerdings auch nur, wenn die Strömung

exakt parallel bzw. senkrecht zu den Straßenzügen gerichtet ist. Nach *Theurer* [Theurer93] ist lediglich bei einem Verhältnis der Gebäudelängen zu -breiten  $\lambda_{LB} > 10$  und etwa paralleler Anströmung zur Hauptorientierung eine ausgeprägte Strömungskanalisation feststellbar.

In der turbulenten Nachlaufschicht (Turbulent wake layer) oberhalb der UCL wächst der Einfluss der Außenstürmung. Allerdings verursachen die Nachlaufzonen aufragender, höherer Gebäude bis in die etwa doppelte Gebäudehöhe lokale Störungen. Die UCL und die turbulente Nachlaufschicht werden zur Rauigkeitsschicht zusammengefasst. Die Mächtigkeit dieser Rauigkeitsschicht beträgt, je nach Gebäudehöhen, ca. 50 – 200m [Rottach91].

In der oberflächennahen Schicht (Surface Layer), die die turbulente Nachlaufzone mit einschließt, nimmt man im allgemeinen über der Höhe konstante Schubspannungen an. Lokale Störungen existieren nur in der unteren turbulenten Nachlaufzone. Die oberflächennahe Schicht erstreckt sich bis ca. 15 – 25 % der Grenzschichthöhe. Nach oben hin folgt, bis zur Höhe des Gradientenwindes, die Außenschicht der atmosphärischen Grenzschicht.



## 5.2 Ansätze zur Beschreibung der vertikalen Windprofile

### 5.2.1 Allgemeines

Die Betrachtung der atmosphärischen Grenzschicht und ihre Modellierung in numerischen oder physikalischen Modellen unterscheidet zwei wesentliche Bereiche, die ganz verschiedene Anforderungen an die Modellierung stellen:

Den externen und den internen Bereich.

Im internen Bereich, der in den externen eingebettet ist, spielen sich die Detailprozesse der Gebäudeaerodynamik ab.

Zur Beschreibung der Geschwindigkeitsfelder im externen Bereich wird i. a. der sog. Potenzansatz herangezogen, während für den internen Bereich ein logarithmischer Ansatz üblich ist [Plate93].

### 5.2.2 Der Potenzansatz (externer Bereich)

Ein Vertikalprofil mittlerer Windgeschwindigkeiten  $u_m(z)$  lässt sich in großen Höhen der Grenzschicht (außerhalb der UCL) durch den empirisch gewonnenen Potenzansatz

$$u_m(z) = u_{ref} \cdot \left( \frac{z}{z_{ref}} \right)^\alpha \quad (5.3)$$

beschreiben. Hierin ist  $z$  die Vertikalkoordinate,  $u(z)$  die Horizontalgeschwindigkeit in Höhe  $z$ ,  $u_{ref}$  die Bezugsgeschwindigkeit in der Bezugshöhe  $z_{ref}$  ( $z_{ref}$  ist üblicherweise eine Höhe von  $z = 10$  m). Der Profilexponent  $\alpha$  ist von der Rauigkeit des betrachteten externen Bereichs abhängig, wie in Abb. 5-2 schematisch gezeigt wird.

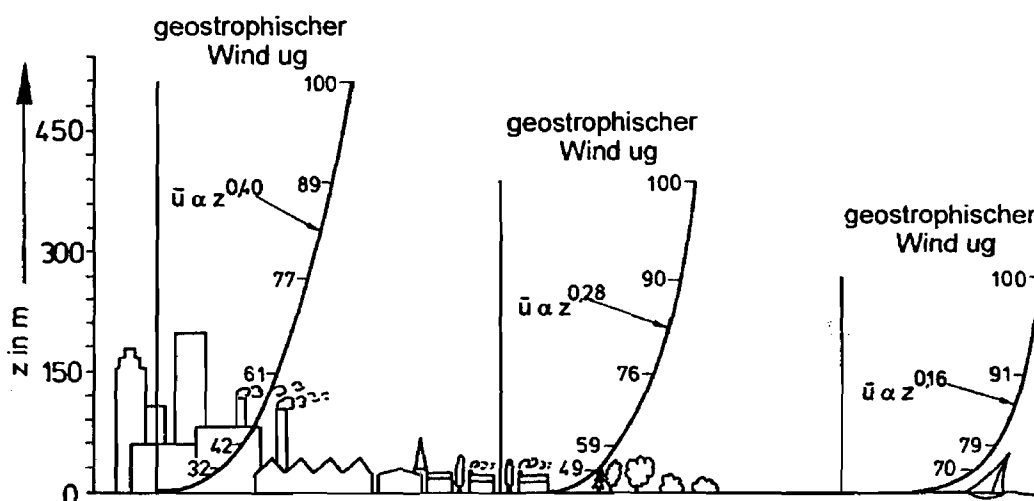


Abbildung 5-2: Das Potenzgesetz für die Geschwindigkeitsverteilung über rauem Gelände nach DAVENPORT (Bild aus [Plate93])

Empirisch wurde festgestellt, dass offenbar für verschiedene Oberflächen verschiedene Exponenten  $\alpha$  gelten, und auch die Dicke  $\delta$  der Grenzschicht steigt mit der Rauigkeit des Geländes an. Experimentelle von *Schnabel* [Schnabel80] haben für die Geschwin-

digkeitsverteilung über dem offenen Meer (am Leuchtturm „Großer Vogelsand“ vor der Elbmündung) einen Wert von  $\approx 0,11$  erbracht, während Maier-Erbacher [Maier-Erbacher89] für eine typische Vorstadtbebauung einen Wert von 0,21 festlegten.

Der Potenzansatz, der auch nach DIN 1055 Blatt 4 vorgeschrieben wird, ist also lediglich eine Näherung für das tatsächlich auftretende Windprofil, da das Potenzgesetz durch keine theoretische Ableitung begründbar ist.

### 5.2.3 Der logarithmische Ansatz (interner Bereich)

Ebenso wie der Potenzansatz kann das logarithmische Gesetz nicht exakt hergeleitet werden. Es lässt sich jedoch über Ähnlichkeitsanalysen aus strömungsmechanischen Grundkonzepten ableiten:

$$u_m(z) = \frac{u_*}{\kappa} \cdot \ln\left(\frac{z - d_0}{z_0}\right) \quad (5.4)$$

In Gl. 5.4 ist  $\kappa$  die Kármánsche Konstante, die üblicherweise gleich 0,4 gesetzt wird. Die Länge  $z_0$  ist die sogenannte Rauiglänge. Sie ist wie die Schubspannungsgeschwindigkeit  $u_*$  ein Maß für die Wirkung der Rauigkeit auf das Geschwindigkeitsprofil, d.h. sowohl die Schubspannungsgeschwindigkeit  $u_*$  auch  $z_0$  sind Profilparameter, die von der Reibung des Windes am Boden abhängen.

Zur Berücksichtigung der detailliert nicht erfassbaren Strömungsvorgänge in der UCL wird die Nullebene des Windgeschwindigkeitsprofils um die Versatzhöhe  $d_0$  nach oben verschoben (Abb. 5-3); von einem Geschwindigkeitsprofil kann man nur außerhalb der Rauigkeit sprechen. Das Nullniveau für die Strömung entspricht dabei in Städten etwa dem mittleren Dachniveau. Die Festlegung dieses Niveaus für verschiedene Oberflächenstrukturen ist umstritten [Sockel84].

Oberhalb der Höhe  $d_0$  setzt der Gültigkeitsbereich des logarithmischen Profils ein. Das bedeutet jedoch nicht, dass sofort die Geschwindigkeitsverteilung nach Gl. 5.4 angewandt werden kann: Bei  $z = d_0$  ist die Geschwindigkeit (rechnerisch) gleich  $-\infty$ . Es muss folglich ein Übergangsbereich existieren, in welchem Gl. 5.4 noch nicht (oder modifiziert) gilt. Diese Übergangsschicht ist nach Plate [Plate93] bis zu einer Höhe von ca.  $2 \cdot H$  vorhanden ( $H =$  größte Höhe der Einzelbauwerke bei verhältnismäßig homogener Bebauung). Genauer muss  $H$  durch  $H'$  ersetzt werden, d. h. vermutlich ist die Höhe der Übergangsschicht  $\approx 2 \cdot H'$ , wobei  $H' \approx H - d_0$  ist. Erst oberhalb dieser Höhe beginnt die Gültigkeit des logarithmischen Profils. Sockel [Sockel84] empfiehlt, die Gültigkeit eines Windgeschwindigkeitsprofils nach unten in der Höhe  $z_e = z - d_0 = 6\text{m}$  zu begrenzen; darunter wird konstante Geschwindigkeit angenommen.

Anmerkung: Normalerweise ist für das Potenzgesetz keine Nullpunktverschiebung vorgesehen.

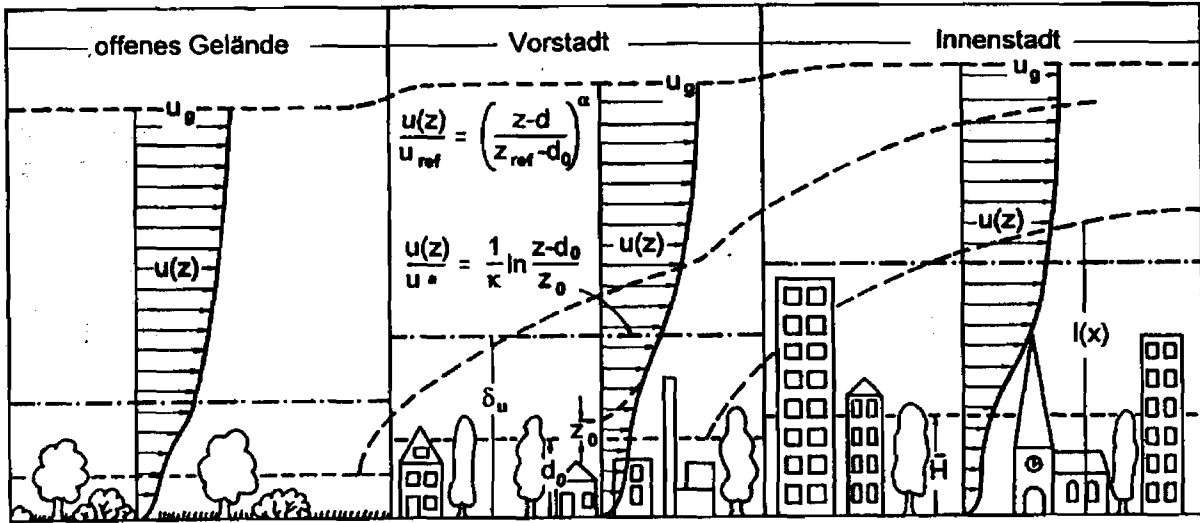


Abbildung 5-3: Das Geschwindigkeitsprofil über homogenem Gelände auf der Basis des logarithmischen Profils [Plate93]

Dem Windlastkonzept des Eurocode 1 Teil 2-4 (EC 1-2-4) liegt (für Gebäudehöhen bis 200m) der logarithmische Ansatz zugrunde. In Abhängigkeit von der Geländekategorie werden bestimmte Werte für die Rauigkeitslänge  $z_0$  und für die untere Höhengrenze der Gültigkeit des logarithmischen Gesetzes angegeben (vgl. Tab. 5-1).

Tabelle 5-1: Geländekategorien und darauf bezogene Werte nach EC 1-2-4, Tab. 8.1

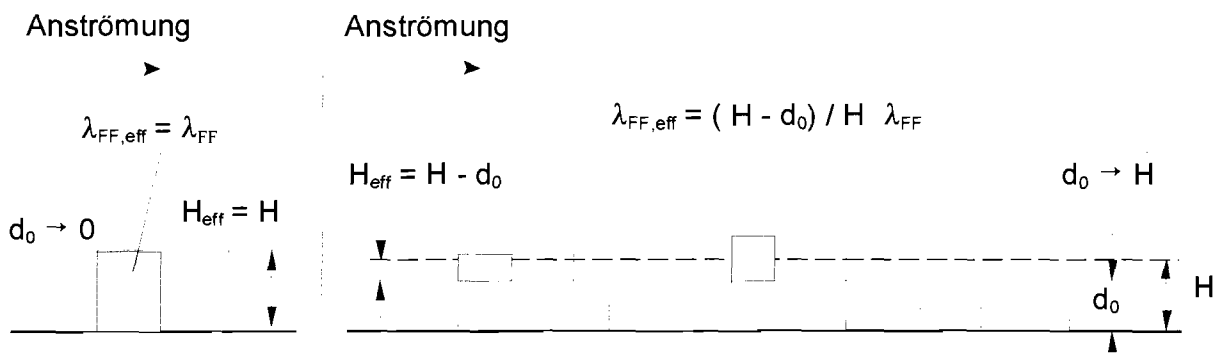
terrain category		$k_r$	$z_0$ [m]	$z_{min}$ [m]	$\varepsilon$
I	Rough open sea, lakes with at least 5 km fetch upwind an smooth flat country without obstacles	0,17	0,01	2	[0,13]
II	Farmland with boundary hedges, occasional small farm structures, houses or trees	0,19	0,05	4	[0,26]
III	Suburban or industrial areas and permanent forests	0,22	0,3	8	[0,37]
IV	Urban areas in which at least 15% of the surface is covered with buildings and their average height exceeds 15m	0,24	1	16	[0,46]

Unterhalb der Höhe  $z_{min}$  ist ein „Grundwind“ anzunehmen. Der Quotient  $u_* / \kappa$  wird aus dem Produkt eines Geländefaktors  $k_r$  und der Bezugsgeschwindigkeit  $v_{ref}$  bestimmt.

Wegen der Bedeutung des logarithmischen Geschwindigkeitsansatzes für die Beschreibung des hier interessierenden bodennahen Windprofils ist eine nähere Betrachtung der einzelnen Parameter des Ansatzes notwendig:

Das logarithmische Gesetz hat bei alleiniger Kenntnis des mittleren Geschwindigkeitsprofils mit  $u_*$ ,  $z_0$  und  $d_0$  drei freie Parameter. Die Bestimmung der beiden letztgenannten Größen ist dabei nicht eindeutig möglich. Durch Variation der Versatzhöhe  $d_0$  ist eine sehr starke Veränderung der Ergebnisse für  $z_0$  möglich. Dabei lassen sich oftmals auch bei der Wahl verschiedener Versatzhöhen  $d_0$  Rauigkeitslängen  $z_0$  ermitteln, die zu einer „sehr guten Anpassung“ des Geschwindigkeitsprofils führen [Badde94].

Das mittlere Windgeschwindigkeitsprofil wird von den Höhen, Formen und der Anordnung der Hindernisse bestimmt. Je größer der Ungleichförmigkeitsgrad  $\lambda_H = \sigma_H/H_m$ , desto rauer ist die Oberfläche einer Bebauung und desto geringer sind die mittleren Windgeschwindigkeiten in Bodennähe. Allerdings wirkt bei dichten Bebauungen mit einer hohen Verdrängungshöhe  $d_0$  nicht mehr die gesamte Frontfläche der Gebäude als Strömungshindernis, sondern nur der Anteil, der über die Canopy Layer herausragt (vgl. Abb. 5-3). Die effektiv wirksame Frontfläche von Gebäuden in einer solchen Anordnung reduziert sich auf  $\lambda_{FF,eff}$ , wobei die Höhe nur noch mit  $H_{eff} = \bar{H} - d_0$  eingeht. Die wirksame Frontfläche und die Profilparameter  $z_0$  und  $d_0$  ändern sich vor allem bei ausgerichteten Bebauungen mit der Anströmrichtung. Grundsätzlich kann also nicht von einer Zunahme der Rauigkeitslänge  $z_0$  in Stadtgebieten ausgegangen werden. Vielmehr zeigen sehr dichte, homogene Gebiete eine geringe Rauigkeit.



Einzelgebäude:  $\lambda_{UB} \rightarrow 0$  Gebäudegruppe:  $\lambda_{UB}$  ca. 0,2 - 0,4;  $d_0 = f(\lambda_{UB}) = 0,5 - 0,7 H$

**Abbildung 5-4:** Zusammenhang der Bebauung und der Verdrängungshöhe  $d_0$  nach [Theurer93]; links: Einzelgebäude – rechts: Gebäudegruppe

Die Häuser einer Stadt erzeugen eine Rauigkeit  $z_0$ , die von Anordnung und Höhenverteilung der Häuser abhängt, während die Verschiebung  $d_0$  eher durch die Breite der

Straßen bestimmt ist. Es lassen sich 3 Arten der Strömung über Rauigkeitselemente abgrenzen. Diese können am einfachsten anhand eines zweidimensionalen Bezugswalles identifiziert werden, bestehend aus Häuserzeilen mit Bauwerken gleicher Höhe, die quer zur Strömungsrichtung stehen (vgl. Abb. 5-4).

Bei einem Gebiet mit geringem Überbauungsgrad (weit auseinander liegende Bebauung, wie sie etwa in Vorstädten zu finden ist) werden die Gebäude wie Einzelkörper ohne eine Überlagerung der Einflusszonen umströmt (Einzelgebäudeumströmung EGUS – vgl. Abb. 5-5). In diesem Fall ist die Nullpunktverschiebung  $d_0$  klein, und die Rauigkeitshöhe  $z_0$  ist durch die Höhe und Anordnung der Einzelbauwerke bestimmt. Mit wachsender Bebauungsdichte überlagern sich die Störzonen der Einzelgebäude zu einer nachlaufbeeinflussten Strömung (NBS). In diesem Fall wird die Rauigkeit nur zum Teil durch die Einzelbaureihen wirksam. Die Wirbel beeinflussen sich hier gegenseitig. Mit zunehmender Bebauung beobachtet man abnehmende Rauigkeit. Sehr dichte Bebauungen mit einheitlich hohen Gebäuden ergeben eine Außenströmung wie über einer quasi-glatten Oberfläche (quasi-glatte Strömung QGS), während sich zwischen den Gebäuden stabile Wirbel bilden, welche die Bauwerksbelastung bestimmen. Der untere Teil der Straßenzüge wird strömungsmechanisch quasi nicht wirksam. Der Wert  $d_0$  ist hier für den Grenzfall einer sehr engen Straße gleich der Traufhöhe der Gebäude oder noch etwas größer. Die Oberfläche erhält ihre Rauigkeit nur noch über Variation der Gebäudehöhen (vgl. Abb. 5-4).

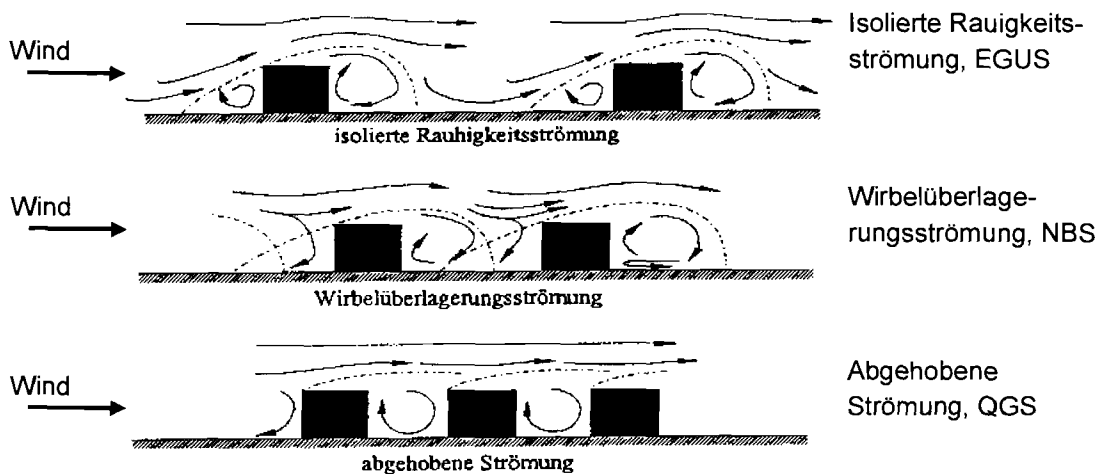


Abbildung 5-5: Typische Strömungen um hintereinanderstehende Bauwerke nach [Plate93]

Die zuvor beschriebenen Zusammenhänge lassen sich insbesondere unter Berücksichtigung dreidimensionaler Baustrukturen nur schwer bzw. überhaupt nicht durch analytische Methoden beschreiben. Die Werte der Profilparameter  $z_0$  und  $d_0$  müssen i. a. aus Naturmessungen und Messungen im Windkanal abgeleitet werden.

Ausgehend von experimentell ermittelten Daten grenzte *Theurer* [Theurer93] die einzelnen Strömungsräume von einander ab. Er stellte dabei die Rauigkeitslänge  $z_0$  für verschiedene Strukturen in Abhängigkeit von  $\lambda_{FF}$  dar (vgl. Abb. 5-6). Die abgehobene

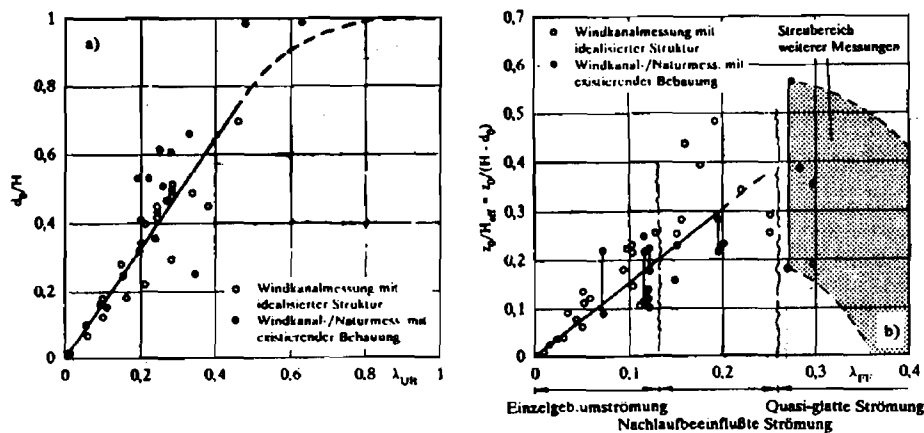
Strömung beginnt demnach bei  $\lambda_{FF} \approx 0,25$ . Jenseits dieses Wertes ist keine eindeutige Beziehung zwischen  $z_0$  und  $\lambda_{FF}$  feststellbar, da wegen der zuvor beschriebenen Vorgänge die Rauiglängsänge  $z_0$  sehr unterschiedliche Werte annehmen kann. Mit einer abgehobenen Strömung ist bei sehr dichter Bebauung mit geringer Höhenvariation der Gebäude zu rechnen. Auf der Grundlage der Zusammenhänge zwischen Überbauungsgrad  $\lambda_{ÜB}$  und Verdrängungshöhe  $d_0$  sowie zwischen Frontflächenzahl  $\lambda_{FF}$  und Rauiglängsänge  $z_0$  schlägt *Theurer* folgende Beziehungen vor (vgl. Abb. 5-6):

$$\frac{d_0}{H} = 1,67 \cdot \lambda_{ÜB} \quad \text{für } \lambda_{ÜB} < 0,6 \tag{5.5}$$

$$z_0 = 1,6 \cdot \lambda_{FF} \cdot (H - d_0) \quad \text{für } \lambda_{FF} < 0,25 \tag{5.6}$$

$$\Rightarrow \frac{z_0}{H} = 1,6 \cdot \lambda_{FF} \cdot (1 - 1,67 \cdot \lambda_{ÜB}) \tag{5.7}$$

$\lambda_{FF}$  ist für den jeweiligen Anströmwinkel einzusetzen. Die Einschränkung auf den Bereich für  $\lambda_{FF} < 0,25$  bedeutet, dass diese Gleichung nicht für den Fall der quasi-glatte (abgehobenen) Strömung gültig ist. In die Gleichungen sind die verschiedenen Größen gemäß den Anströmrichtungen einzusetzen. Die Voraussetzung für die Gültigkeit der Ergebnisse ist dabei die homogene Rauigkeit einer Stadt. Gl. 5.7 leistet eine „außerordentlich gute Übereinstimmung“ mit durchgeführten Messungen im Windkanal [Badde94].



**Abbildung 5-6:** Zusammenhang zwischen a) Überbauungsgrad  $\lambda_{ÜB}$  und Verdrängungshöhe  $d_0$  sowie b) Frontflächenzahl  $\lambda_{FF}$  und Rauiglängsänge  $z_0$  nach [Theurer93]

### 5.3 Einfluss der Oberflächenrauigkeiten

#### 5.3.1 Klassifizierung von Bebauungsmustern

Bezüglich dieser Problematik existiert eine ganze Reihe von Veröffentlichungen über Windkanal- und Naturmessungen an typischen Standorten innerhalb dicht bebauter Gebiete. Trotz dieser Vielzahl von Erkenntnissen und der heute vorhandenen Simulationstechnik gibt es nach wie vor kein in sich schlüssiges Modell, das in der Lage wäre, exakte Aussagen über die lokale Windsituation für ein konkretes Bauwerk in einer beliebig bebauten Umgebung zu treffen. Aus diesem Grund besteht die Notwendigkeit, typische Bebauungsmuster zu klassifizieren.

*Badde* [Badde94] identifizierte und parametrisierte einige typische Anordnungsmuster von Bauwerken, aus denen diejenigen ausgewählt wurden, die repräsentativ für eine große Anzahl ähnlicher Muster sind. Einige dieser Muster wurden anschließend im Windkanal untersucht, wobei neben Druckmessungen an Gebäuden auch Geschwindigkeitsmessungen in bzw. über der Bebauung durchgeführt wurden. Die gemessenen Vertikalprofile der mittleren Geschwindigkeit können zur Beschreibung des Einflusses der Bebauungsstruktur auf die Strömungsprofile herangezogen werden.

Ein solches Windprofil stellt den wichtigsten Parameter für die Größe der Windkräfte, die essentiell für eine Bauwerksbemessung ist, dar.

*Badde* unterscheidet 10 wesentliche Strukturtypen, die in ihrer Summe die meisten in einem Bebauungsgebiet anzutreffenden Strukturtypen beschreiben (Tab. 5-2). Als Bebauungsmuster wird dabei eine in Gebäudeabmessungen, -formen und -anordnung gleichartige Bebauung eines begrenzten Gebietes ab einem Durchmesser von wenigen hundert Metern bezeichnet.

Die Parametrisierung der Strukturen erfolgt dabei ausgehend von den Abmessungen der Einzelgebäuden (Parameter  $H$ ,  $B$ ,  $L$ ). Bei den übrigen Parametern handelt es sich um geometrische Größen zur Beschreibung einer Gebäudeanordnung bzw. um Größen zur Beschreibung der aerodynamischen Gegebenheiten ganzer Gebiete (Rauigkeitslänge  $z_0$ ).

Eingangparameter sind die nachfolgende dargestellten Kenngrößen:

**Tab. 5-2:** Typische Stadtstrukturen und ihre zugehörigen Kenngrößen nach [Badde94]

$z_0$  = Rauigkeitslänge [m]

$\Delta a$  = Verhältnis von größerem zu kleinerem Abstand zwischen den Gebäuden [-]

$H$  = Gebäudehöhe [m]

$B$  = Gebäudebreite (s. Abb. 2.1) [m]











$L$  = Gebäudelänge (s. Abb. 2.1) [m]

$A_b$  = Bebauungsgrad (Verhältnis der überbauten Fläche zur Gesamtfläche) [-]

$A_f$  = Frontflächenzahl (Verhältnis der Summe aller zur Ansturmung senkrecht stehenden Gebäudeflächen zur gesamten betrachteten Grundfläche) [-]

$\bar{x}$  = Mittelwert der Größe  $x$

$\sigma_x^2$  = Varianz der Größe  $x$  ( $\sigma$  = Standardabweichung)

Struktur	Nutzung	Dachform	$z_0$	$\Delta a$	$\bar{H}$	$\sigma_H/\bar{H}$	$\bar{L}/\bar{B}$	$\bar{L}/\bar{H}$	$A_b$	$A_f$
1	 Neubaugebiet mit Einfamilienhäusern 1 - 2 geschossig	vorwiegend Satteldach, selten Flachdach	0.1 - 0.3 (1.3)	4 - 10	8 - 10	~ 0	~ 1	~ 1.5	0.1 - 0.2	~ 0.1
2	 Mischgebiet mit Wohnhäusern 1 - 3 geschossig	vorwiegend Satteldach, selten Flachdach	0.1 - 0.3 (1.4)	1 - 2.5	8 - 12	< 0.2	~ 1	~ 1.5 - 2.5	0.15 - 0.25	~ 0.1
3	 Wohnblocksiedlung, Reihen- od. versetzte Anordnung 3 - 5 geschossig	vorwiegend Satteldach, selten Flachdach	~ 0.3 (1.5)	3 - 5	12 - 20	< 0.2	< 0.5	~ 1 - 2	0.1 - 0.25	0.1 - 0.25
4	 Wohnsiedlung, Hochhäuser und Wohnblöcke 4 - 15 geschossig	Satteldach Flachdach	> 0.5	1 - 2	> 15	0 - 0.5	< 0.5	~ 0.7 - 1.5	0.1 - 0.2	0.15 - 0.3
5	 Kulturelle Anlagen Kirchen, Schulen usw. in Wohnsiedlungen	Satteldach Flachdach	0.3 - 1.5 (2.4)	zufällig	> 8	> 0.5	0.5 - 2.0	~ 2 - 5	0.1 - 0.3	0.05 - 0.15
6	 Gebäudeblock mit Randbebauung in Stadtzentren 3 - 6 geschossig	vorwiegend Satteldach, selten Flachdach	~ 0.7 (2.1)	~ 1 - 3	15 - 25	< 0.3	~ 1	~ 0.7 - 0.9	0.3 - 0.7	-
7	 Innenstadtbereich, gem. Gebiete m. Parks, Hochhäusern, öffentl. Einr.	Satteldach Flachdach	0.3 - 0.7 (>2)	-	> 15	< 0.4	~ 1	~ 1.5 - 2	< 0.5	0.1 - 0.2
8	 Gewerbe- und Industriegebiete, vorwiegend Reihenbebauung 2 - 5 geschossig	vorwiegend Flachdach, Satteldach m. geringer Neigung	~ 0.3 (0.6)	-	5 - 15	< 0.5	< 1	~ 2 - 5	0.3 - 0.4	0.05 - 0.2
9	 Industriegebiete mit Tanks	vorwiegend Flachdach	~ 0.5 (1.6)	1 - 2	10 - 25	< 0.5	~ 1	~ 0.5 - 1.5	0.1 - 0.4	0.1 - 0.2
10	 Industriepark gestreute Bebauung 1 - 4 geschossig	vorwiegend Flachdach, selten Satteldach	0.3 - 0.5 (1.6)	~ 1	5 - 15	0.3 - 0.5	~ 1	~ 2 - 7	0.2 - 0.4	0.05 - 0.2

Die für  $z_0$  angegebenen Werte sind Schätzwerte, die aus einem Vergleich mit Literaturangaben gewonnen wurden. Andere, z. T. erheblich höhere Angaben für  $z_0$  sind als Anhaltswerte in Klammern beigefügt.

Anhand von Tab. 5-2 können die 10 identifizierten Stadtstrukturen in 3 Grundtypen unterschieden werde:

- Typ 1: Anordnungen, die sich durch gleichmäßige Gebäudeabstände auszeichnen, wobei die Gebäude in Reihe oder versetzt angeordnet sind (z. B. Wohnblockbebauung)
- Typ 2: Strukturen, in denen die Gebäudeabstände stark variieren (z. B. Industriegebiet)
- Typ 3: Geschlossene Bebauung bzw. Blockrandbebauung (z. B. Innenstadtbereich)

Neben den Veröffentlichungen von *Badde* und *Theurer* gibt es noch eine ganze Reihe weiterer Untersuchungen zu dieser Problematik, die teilweise auf Naturmessungen (z. B. [Clarke87], [Jackson78], [Karlsson86]) oder Windkanalversuchen (z. B. [Cook76], [Counihan71], [Fang92], [Koss01]) beruhen.



In diesem Zusammenhang sei auf die Zusammenstellung einiger Ansätze in [Theurer93] verwiesen.

Einige dieser Erkenntnisse sind in die aktuelle Normung eingeflossen (vgl. Abschn. 5.4.1 und 5.4.2).

Zu erwähnen sind in diesem Zusammenhang der EC1, die ISO 4354 sowie die E DIN 1055-4. Während der EC1 bereits den Status einer eingeführten Norm besitzt (vgl. Abschn. 5.4.2) befindet sich die E DIN 1055-4 derzeit noch im Entwurfsstadium und wird daher aufgrund noch möglicher Änderungen nicht weiter betrachtet.

In der ISO 4354 findet sich ähnlich wie im EC1 eine Berücksichtigung verschiedener Geländeeinflüsse. Die zugehörigen Angaben finden sich jedoch in einem als „informativ“ gekennzeichneten Anhang, der nicht direkter Bestandteil der Norm ist. Aus diesem Grund und wegen der sehr geringen Verbreitung dieses Regelwerks findet die ISO 4354 hier keine Berücksichtigung.

### 5.3.2 Einfluss der Bodenrauigkeit gemäß EC1

Bei größerer Bodenrauigkeit wird die Grundströmung in Bodennähe stark verzögert, verbunden mit einem Zuwachs der Turbulenzintensität. Dieser Effekt führt bei den hier betrachteten, nicht schwingungsanfälligen Bauwerken, zu einer verminderten Windlast. Im EC 1-2-4 ist dieser Einfluss berücksichtigt, indem zur Beschreibung des Windprofils zwischen vier Geländekategorien unterschieden wird (vgl. Tab. 5-3).

Für den Fall, dass die Zuordnung zu einer bestimmten Kategorie nicht zweifelsfrei erfolgen kann, so ist die ungünstigere zu wählen. Dabei sollten kleine Gebiete von veränderter Rauigkeit vernachlässigt werden.

Die für eine bestimmte Geländekategorie erwartete mittlere Windgeschwindigkeit in 10m Höhe wird dabei auf die Referenzgeschwindigkeit  $v_{ref}$  bezogen, die für eine bestimmte Windzone als das maximale 10min-Mittel der Windgeschwindigkeit in 10m Höhe über Geländeoberkante für die Geländekategorie II („landwirtschaftlich genutztes Gelände“) definiert ist. Der Topographiebeiwert  $c_t$ , der den lokal begrenzten Anstieg der mittleren Windgeschwindigkeit über einzelnen Kuppen und Geländesprüngen erfasst, wurde hier zu 1,0 gesetzt.

**Tabelle 5-3:** Geländekategorien nach EC1-2-4 ( $c_t = 1,0$ )

Gelände-kategorie	(I): offene See	(II): eben, glatt Standardgelände	(III): Wald, Vorstadt	(IV): Innenstadt
$v_{m,10}/v_{m,ref}$	1,2	1,0	0,8	0,7

Man erkennt, dass die zu erwartende mittlere Windgeschwindigkeit in 10m Höhe im Wald bzw. in Vorstädten (Kategorie III) nur ca. 70% der Geschwindigkeit in flachem, ebenem Gelände (Kat. II) beträgt. Da die Windgeschwindigkeit nach Gl. 5.2 quadratisch in den anzusetzenden Staudruck eingeht, ist der Einfluss des Geländes auf die für die Bemessung anzusetzenden Windkräfte entsprechend groß.

### 5.3.3 Schlussfolgerung für diese Untersuchung

Die hier vor allem betrachteten Bauwerke werden überwiegend in Industriegebieten bzw. Gebieten mit vorstadtähnlicher Bebauung errichtet; die höchsten Punkte liegen dabei tief im Rauigkeitsbereich der Strömung. Das Profil der mittleren Windgeschwindigkeit in dieser als Urban Canopy Layer (UCL) bezeichneten bodennahen Schicht wird entscheidend durch die Art der Bebauung geprägt.

Kein mathematisches Modell ist in der Lage für den Bereich der UCL die komplexen Randbedingungen mit ausreichender Genauigkeit nachzubilden. Lediglich für sehr regelmäßige (und damit ungewöhnliche) Bebauungsstrukturen ist eine Beschreibung der Strömung durch relativ einfache analytische Modelle möglich. Falls also nicht auf individuelle Windkanalversuche zurückgegriffen werden kann, ist die Angabe eines Windprofils für die UCL i. a. nicht möglich!

Bei Anwendung der Grenzschichtmodelle auf Probleme der Bauwerksbemessung muss unterschieden werden, ob lediglich der Nachweis für das Ausbleiben kritischer Bedingungen geführt werden muss oder ob eine detaillierte Aussage verlangt ist.

In der Regel ist für eine Bemessung von Windverbänden der Ansatz einer Referenzgeschwindigkeit sowie eines Windprofils nach EC 1-2-4 völlig ausreichend. Der Normansatz berücksichtigt die Abhängigkeit der Windgeschwindigkeit von der Höhe und der Rauigkeit des umgebenden Geländes. Innerhalb einer urbanen Grenzschicht ist hierfür ein konstanter Grundwind (bis zu einer in der Norm angegebenen Höhe) anzusetzen. Eine detailliertere Betrachtung kann mit Hilfe der von *Badde* [Badde94] klassifizierten Bebauungsstrukturen unter Verwendung eines logarithmischen Ansatzes (vgl. Abschn. 5.2.3) erfolgen. Dies gilt jedoch nur für Bauwerke, die über die Canopy Layer hinausragen, was bei der überwiegenden Mehrheit der für diese Untersuchung betrachteten Bauwerke nicht gegeben ist. Weiterhin ist zu bedenken, dass für die Beurteilung der lokalen eine eindeutige Beurteilung der Bodenrauigkeit notwendig ist und sich diese zudem im Laufe der Lebensdauer eines Bauwerkes ändern kann.

Die oben beschriebenen Vorgänge im Bereich der urbanen Grenzschicht (vgl. Abschn. 5.2.3), die sich auf Natur- und Windkanalmessungen verschiedener Forschungsstellen stützen, konzentrieren neben der Beschreibung der Drücke an Gebäudeseiten fast ausschließlich auf die Angabe von Profilen der mittleren Windgeschwindigkeit. Ein Vergleich dieser Daten mit aktuellen Feldmessungen ergab sehr gute Übereinstimmungen (vgl. [Peil00]).

## 5.4 Bemessungswind entsprechend den Regelwerken

### 5.4.1 Windeinwirkung nach DIN 1055-4 und DIN 4131 bzw. 4133

Nach DIN 1055-4 (08.86) wird der auf eine Bauwerksfläche wirkende Winddruck  $w$  ist definiert als Produkt aus dem Druckbeiwert  $c_p$  und dem Staudruck  $q$ :

$$w = c_p \cdot q \text{ mit } q = \frac{v^2}{1600} \text{ in [kN/m}^2\text{]} \quad (5.8)$$

Während es sich beim Druckbeiwert  $c_p$  um einen von Bauwerksform und Anströmrichtung abhängigen Parameter handelt, so wird der Staudruck (Geschwindigkeitsdruck) in Abhängigkeit von der Höhe über dem umgebenden Gelände ermittelt.

Die auf das Gesamtbauwerk wirkende Windlast  $W$  ergibt sich zu

$$W = c_f \cdot q \cdot A, \quad (5.9)$$

wobei neben der Fläche  $A$  und dem Staudruck  $q$  der aerodynamische Kraftbeiwert  $c_f$  einfließt, dessen Größe von der Form des Baukörpers sowie der Anströmrichtung abhängig ist.

Daneben werden noch Sondereffekte, wie z. B. Sogspitzen in Teilbereichen u. ä. berücksichtigt.

Eine Einteilung in Windzonen (z. B. Küste, Binnenland, Bergland o. ä.) oder eine Berücksichtigung lokaler Rauigkeitseinflüsse fehlen in dieser Norm.

In diesem Zusammenhang wird auf die Neufassung der DIN 1055-4 verwiesen, in der neben einer Windzonenkarte auch ein Ansatz zur Miteinbeziehung der unmittelbaren Bauwerksumgebung enthalten sind. Wie bereits erwähnt befindet sich diese Neufassung noch in der Entwurfsphase und kann daher keine Berücksichtigung finden.

Die Windlastregeln in DIN 4131 und DIN 4133 (11.91) gelten für Konstruktionen, die überwiegend durch Windlasten beansprucht werden, wie Antennentragwerke und freistehende Kamine, wobei im Gegensatz zur DIN 1055-4 die globale Lage des Bauwerks berücksichtigt wird (→ Windlastzonenkarte für Deutschland).

Da beide Normen jedoch nur spezielle Konstruktionen berücksichtigen und im allgemeinen Hochbau keine Anwendung finden, sind sie für die vorliegende Untersuchung ungeeignet. Gleiches gilt für die EN 40 T6 (01.84), die ausschließlich die Bemessung von Lichtmasten regelt.

### 5.4.2 Windeinwirkung nach Eurocode 1 Teil 2-4

Die Einhüllende der in Böen erreichten Spitzengeschwindigkeit ergibt das Böenwindgeschwindigkeitsprofil; es liegt den Staudruckansätzen der zuvor genannten Regelwerke zugrunde.

Der EC 1-2-4 weicht von diesem Ansatz ab: Die Windlastannahmen gehen von der sog. Referenz-Windgeschwindigkeit  $v_{ref}$  aus (10-Minuten-Mittelwert in 10m Höhe in ebenem Flachland mit landwirtschaftlicher Nutzung bei einer Wiederkehrperiode von 50 Jahren = jährliche Auftretenswahrscheinlichkeit 0,02). Basierend auf  $v_{ref}$  wird die mittlere Windgeschwindigkeit in Höhe  $z$  über Grund berechnet:

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_t(z) \cdot v_{ref} \quad (5.10)$$

$c_r(z)$  beschreibt die Geschwindigkeitszunahme mit der Höhe und  $c_t(z)$  lokale topographische Besonderheiten wie z. B. Hanglagen oder Geländesprünge.

Zur eigentlichen Staudruckbestimmung werden der Böengrenzschichtbeiwert  $c_e(z)$  sowie der dynamische Faktor  $c_d(z_{equ})$  als Koeffizienten eingeführt:

Für den Fall, dass ein Bauwerk keine widerregten Resonanzschwingungen zeigt, kann der Winddruck, der auf eine Außenfläche des Bauwerks wirkt, vereinfacht wie folgt berechnet werden:

$$W_e = q_{ref} \cdot c_e(z_e) \cdot c_{pe} \quad (5.11)$$

Hierbei bezeichnet  $q_{ref}$  den zur mittleren Windgeschwindigkeit gehörenden Staudruck,  $c_e(z_e)$  den Standortbeiwert und  $c_{pe}$  der Außendruckbeiwert.

### 5.5 Verteilung der mittleren Windgeschwindigkeiten

Im Europäischen Windatlas [Europ90] sind die Ergebnisse von mehr als 200 meteorologischen Stationen innerhalb einiger Mitgliedsländer der Europäischen Union zusammengestellt. Die wichtigsten statistischen Ableitungen aus den analysierten Windgeschwindigkeitsdaten sind die Wahrscheinlichkeits-Verteilungsfunktionen von mittleren Windgeschwindigkeiten, die über ein Zeitintervall von 10min gemittelt wurden. Die Verteilungsfunktionen werden für zwölf 30°-Sektoren in der Umgebung der Messstationen angegeben. Wichtige Grundlage des Windatlases ist dabei die Annahme, dass die Windgeschwindigkeitsdaten einer Weibull-Verteilung entsprechen. Die mathematische Darstellung dieser von 2 Parametern abhängigen Funktion lautet:

$$f(u) = \frac{k}{A} \left( \frac{\bar{u}}{A} \right)^{k-1} e^{-(\bar{u}/A)^k} \quad (5.12)$$

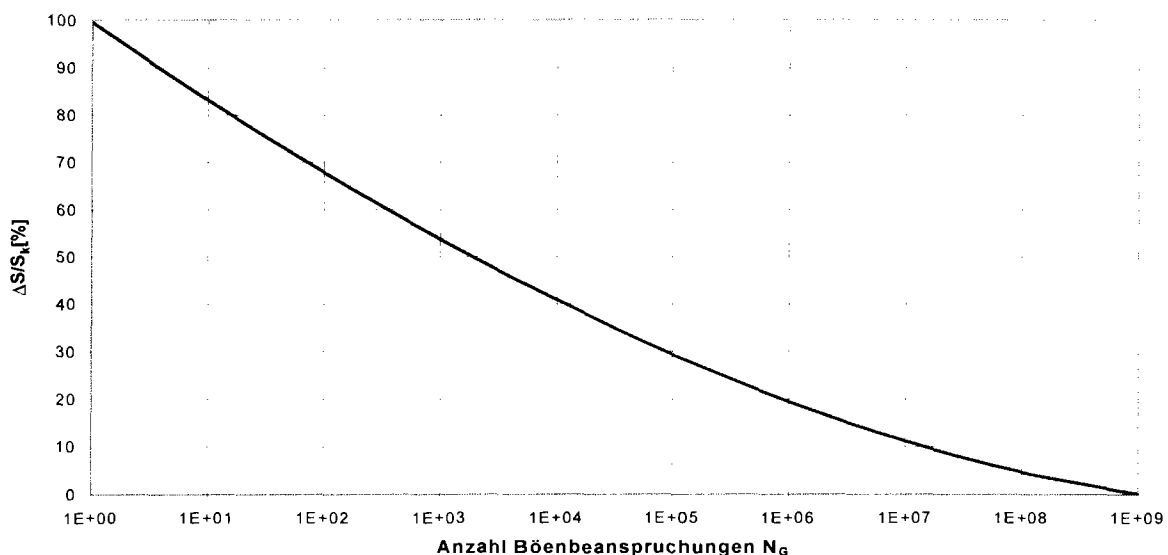
Dabei ist  $f(u)$  die Häufigkeit, mit der die mittlere Windgeschwindigkeit  $\bar{u}$  auftritt. Der

Skalierungsparameter A bezieht sich auf den Mittelwert der Windgeschwindigkeit und der Formparameter k bestimmt die Form der Weibull-Kurve.

Die direkte Benutzung der aufgezeichneten Verteilungen der mittleren Windgeschwindigkeiten kann nur für den Standort angewandt werden, an dem die Windmessung vorgenommen wurde. Daher wurden in [Europ90] die Datensätze – soweit möglich – vom Einfluss der lokalen Topographie befreit und damit regional repräsentativ gemacht. Die transformierenden Statistiken der jeweiligen Stationen können mit Ausnahme derer, die in hohen Gebirgsmassiven mit tief eingeschnittenen Tälern liegen, auf Regionen mit einer Ausdehnung von 200 x 200 km angewandt werden.

Die Heranziehung des Europäischen Windatlasses im Zuge einer Ermüdungsnachweises für Windverbände zur Beschreibung der einzelnen Windsituationen ist sinnvoll.

Liegen für einen Bauwerksstandort keine Daten über die Verteilung der mittleren Windgeschwindigkeiten vor, kann die Anzahl der in 50 Jahren auftretenden Böenbeanspruchungen einer bestimmten Einwirkung näherungsweise EC 1-2-4 entnommen werden (vgl. Abb. 5-7). Auf der Grundlage dieses Böenkollektivs kann dann ein entsprechendes Beanspruchungskollektiv bestimmt werden.



**Abbildung 5-7:** Kollektiv der Böenbeanspruchungen nach EC 1, Teil 2-4

Das Kollektiv kann durch die Funktion

$$\frac{\Delta S}{S_k} [\%] = 99,5886 - 7,3277 \cdot \ln(N_g) + 0,08855 \cdot \ln(N_g)^2 + 0,001604 \cdot \ln(N_g)^3 \quad (5.13)$$

approximiert werden, wobei  $N_g$  der Anzahl der Ereignisse entspricht. Das Kollektiv beschreibt die Anzahl der Windböen von der Größe  $\Delta S$ , die während eines 50-Jahres Zeitraums erreicht oder überschritten werden.  $\Delta S$  wird als Prozentsatz von einem Wert  $S_k$  ausgedrückt, dessen jährliche Auftretenswahrscheinlichkeit  $p = 0,02$  beträgt.

Mittels dieses Kollektivs läßt sich daher angeben, wie viele Windböen in 50 Jahren stärker sind als der bezogene Wert  $\Delta S/S_k$ .

Es lässt sich beispielsweise ablesen, dass innerhalb von 50 Jahren ca. 10.000 Böen mindestens 41 % der maximalen Böengeschwindigkeit erreichen.

Die Böengeschwindigkeit setzt sich aus Grundgeschwindigkeit  $v_m$  und Turbulenzanteil  $I_u$  zusammen [Niemann92a]:

$$v_b = v_m(1 + c_u \cdot g \cdot I_u) \quad (5.14)$$

Die Konstante  $c_u$  ist abhängig von der Grundgeschwindigkeit, vom Geländetyp und von der Böenmittelungszeit. Die mittlere Windgeschwindigkeit  $v_m$  (10min-Mittelwert) kann EC 1-2-4, Gl. 8.1 entnommen werden, während für die Spitzenfaktor  $g$  i. a. sinnvolle Annahmen zu treffen sind.

## 5.6 Zusammenfassung und Vorschlag zur anzusetzende Windlast

Für den Ansatz von Windlasten soll der Windansatz nach Eurocode 1, Abs. 2-4 Verwendung finden. Das Konzept ist in sich transparent und schlüssig. Hierbei ist eine ausreichend genaue Quantifizierung des Einflusses der Geländerauigkeit möglich. Hier liegt auch der wesentliche Unterschied zu anderen Regelwerken, z. B. DIN 1055, T4 (08.86) oder DIN 4131 bzw. 4133 (11.91), bei denen keine Differenzierung zwischen unterschiedlichen Geländerauigkeiten vorgenommen wird.

Der EC 1-2-4 enthält ausreichende Vorschriften zur Berechnung von Winddrücken und Windkräften. Vergleiche mit durchgeführten Natur- (vgl. z. B. [Peil00]) und Windkanalmessungen (z. B. [Zillinger98]) ergaben, dass die im Eurocode getroffenen Vereinbarungen als ausreichend zutreffend angesehen werden können.

Für einen Ermüdungsnachweise ist die Kenntnis der Verteilung der mittleren Windgeschwindigkeiten unerlässlich. Für viele Standorte liefert der Europäische Windatlas (vgl. Abschn. 5.5) verwertbare Informationen. Liegen für einen entsprechenden Bauwerksstandort keine entsprechenden Daten vor, kann näherungsweise auf das Kollektiv der Böenbeanspruchungen nach EC 1-2-4 (vgl. Abschn. 5.5) zurückgegriffen werden.

## **6 Systemübertragungsverhalten**

### **6.1 Allgemeines**

Es besteht eine Abhängigkeit der Bauwerksantwort von der Schwingungsfähigkeit eines Bauwerks. Wegen der großen Windenergien im niederfrequenten Bereich werden vor allem Bauwerke mit niedrigen Eigenfrequenzen zu Böenschwingungen angeregt. Sowohl DIN 1055 T. 4 als auch der EC1 geben einen Anhaltspunkt für die Schwingungsfähigkeit von Bauwerken.

Nach DIN 1055 T. 4 erfolgt die Beurteilung über die Bestimmung einer „bezogenen Eigenfrequenz  $f^*$ “ sowie einer „bezogenen Höhe  $h^*$ “, wobei ferner davon ausgegangen wird, dass Wohn-, Büro- und Industriegebäude mit einer Höhe von bis zu 40m grundsätzlich als nicht schwingungsanfällig einzuordnen sind. Die bezogene Eigenfrequenz ergibt sich in Abhängigkeit von der Grundeigenfrequenz sowie dem verwendeten Material und der ausgeführten Konstruktion. Bei Stahl- oder Aluminiumkonstruktionen erfolgt hier beispielweise eine Einordnung in geschraubte oder geschweißte Verbindungen sowie weitere Untergruppen (z. B. SL- oder GV-Verbindung bei Verwendung von Schrauben). Die bezogene Höhe wird mittels einer empirischen Formel aus der globalen Bauwerksgeometrie bestimmt.

Nach EC1 wird davon ausgegangen, dass Bauwerke mit einer Eigenfrequenz von mehr als 5Hz grundsätzlich nicht zu Schwingungen neigen und daher die Windlast als quasi-statisch angenommen werden kann.

Aus dieser geringen Schwingungsanfälligkeit resultiert eine unveränderte Übertragung der von außen angreifenden Windeinwirkung auf das Bauwerk. Da der böige Wind ein breitbandiges Frequenzspektrum aufweist, besitzt die Bauwerksantwort ebenfalls ein breitbandiges Verhalten [Peil94]. Eine dynamische Erhöhung muss daher für die hier untersuchten Bauwerke nicht eingeführt werden.

### **6.2 Berücksichtigung der vorhandenen Steifigkeiten**

Die statische Berechnung bzw. Bemessung von Konstruktionen im Hochbau erfolgt üblicherweise über Näherungsmodelle, die eine auf sicherer Seite liegende Lösung bei gleichzeitig relativ geringem Rechenaufwand liefern.

So werden beispielsweise Stützenfüße trotz Befestigung mittels vorgespannter Anker als „gelenkig“ und somit um eine Achse frei drehbar angesetzt. Eine solche Vorgehensweise ist bei der Berechnung sinnvoll, da eine exakte Erfassung der Gegebenheiten einen nicht zu rechtfertigenden Mehraufwand bei der Berechnung bedeuten würde. Zudem ist die Bestimmung der Quantität einzelner Einflüsse (im erwähnten Beispiel: Schraubenvorspannung, Bettungseigenschaften etc.) schwierig, da diese einer nicht unerheblichen Streuung unterliegen.

Bei herkömmlichen Industriehallen wird daher bezüglich der Lastabtragung im Fall „Wind auf die Giebelseite“ davon ausgegangen, dass die abzutragende Kraft verlustfrei bis zum Stabilisierungsverband transportiert und erst hier abgetragen d. h. in die Fundamente eingeleitet wird. Da jedoch die Grundkonstruktion eine gewisse Steifigkeit (z.

B. aus Federsteifigkeiten etc.) aufweist, wird zumindest ein Teil in der Kräfte bereits zuvor abgetragen und belastet somit die Verbände nicht.

Ähnlich wie bei der Grundkonstruktion trägt auch die Außenhaut zur Abtragung der angreifenden Windlasten bei. Hierbei müssen zwei Mechanismen unterschieden werden: Zum einen ergibt sich durch die Ausbildung von einzelnen Schubfeldern eine direkte Ableitung der zu übertragenden Kräfte in die angrenzenden Fußpunkte. Zum anderen entsteht aufgrund der Verschiebungen Reibung zwischen den einzelnen Elementen der Fassade.

Zur Ausbildung von Schubfeldern ist noch anzumerken, dass nach DIN 18807 T. 3 eine planmäßige Aktivierung der Schubfeldwirkung von Wandverkleidungen nur zulässig ist, falls diese als eine Kombination aus Trapezprofiltafeln und Randträgern ausgebildet sind. Für die heute aus Gründen des Wärmeschutzes im Hallenbau stark verbreiteten Sandwichelemente ist dies nicht zulässig.

Im Vergleich zur Grundkonstruktion steuert die Fassade tendenziell den größeren Anteil an der vorzeitigen Abtragung der Last bei, wobei hier die Streubreite unterschiedlicher Fassadenausbildungen sehr groß ist. Eine extrem schubsteife Fassade (wie beispielsweise bei Einsatz von dicken Sandwichelementen) bewirkt aufgrund des unterschiedlichen Steifigkeitsverhältnisses gegenüber dem Verband eine fast vollständige vorzeitige Abtragung der Windkräfte, so dass der Anteil der Windkraft, der schließlich vom Windverband aufgenommen werden muss, entsprechend gering ausfällt.

Speziell beim Vorhandensein einer solch schubsteifen Fassade liegt die Vermutung nahe, dass die große Anzahl der Lastspiele mit geringer Intensität, die entscheidend für eine Ermüdung des Bauteils sind, nicht als Belastung im Verband auftreten, sondern bereits zuvor „herausgefiltert“ werden.

Die zur Erfassung der erwähnten Effekte durchgeführten Untersuchungen konzentrierten sich vor allem auf folgende mögliche Einflussgrößen:

- Steifigkeit der Grundkonstruktion
- Vorspannung der Verbände
- Abstand zwischen Lasteinleitung und Verbandsfeld
- Steifigkeit der Fassade

Bei Konstruktionen ohne Fassade wie z. B. freistehenden Überdachungen ist das Systemübertragungsverhalten ausschließlich von der Steifigkeit des Haupttragwerks abhängig.

Die Untersuchung erfolgte sowohl experimentell (Messungen an Stahlhallen) als auch theoretisch-numerischen (FEM-Methode).



## **6.3 Messungen an Stahlhallen**

### **6.3.1 Allgemeines**

Um den Einfluss der Fassade und der anderen versteifenden (lastabtragenden) Elemente auf das Systemübertragungsverhalten quantifizieren zu können, wurden Messungen an im Bau befindlichen Stahlhallen durchgeführt. Die Messungen sollten eine Differenzierung zwischen dem vom Verband abgetragenen und dem in der Grundkonstruktion verbleibenden Anteil der Windkraft ermöglichen.

Da die Messungen ohne Schneelast und somit bei sehr geringer Normalkraftbelastung der Stützen durchgeführt wurden, konnten die Einflüsse aus Stabilisierungslasten vernachlässigt werden.

Die entsprechenden Messungen wurden an drei Stahlhallen unterschiedlicher Größe und konstruktiver Durchbildung vorgenommen.

### **6.3.2 Vorgehensweise und eingesetzte Messtechnik**

Um zwischen den Einflüssen aus der Grundkonstruktion und der Fassade differenzieren zu können, erfolgten die Messungen in zwei Bauzuständen:

- Messung ohne Fassade (nur Stahlskelett)
- Messung mit Fassade

Die Lasteinleitung erfolgte durch ein Zugseil, das in einem freien Feld (ohne Verbandsstäbe) von der oberen Rahmenecke eines Riegels zum Fußpunkt der nächstgelegenen Stütze geführt wurde (vgl. Abb. 6-1). Als Belastungseinrichtung diente ein Ketten- oder Seilzug; die aufgebrachte Belastung wurde mittels einer Wägezelle (Kraftmessdose) mit einer Höchstlast von 5t gemessen. Die Messungen erfolgten stets nur auf einer Hallenlängsseite, nachdem Probemessungen ergeben haben, dass jede Längsseite als weitestgehend unabhängiges System betrachtet werden kann. Eine Übertragung der Kraft auf die gegenüberliegende Hallenlängsseite konnte nicht festgestellt werden.

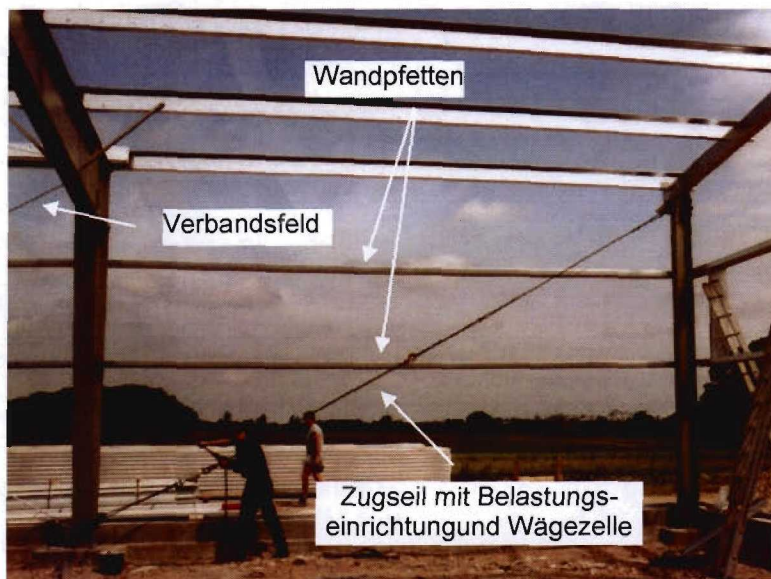


Abbildung 6-1: Vorrichtung zur Aufbringung der Belastung

Die Messung der vom Stabilisierungsverband abgetragenen Kräfte (Dehnungen) erfolgte mittels zuvor auf den Rundstangen des Verbandes applizierten linearen Dehnungsmessstreifen (vgl. Abb. 6-2).

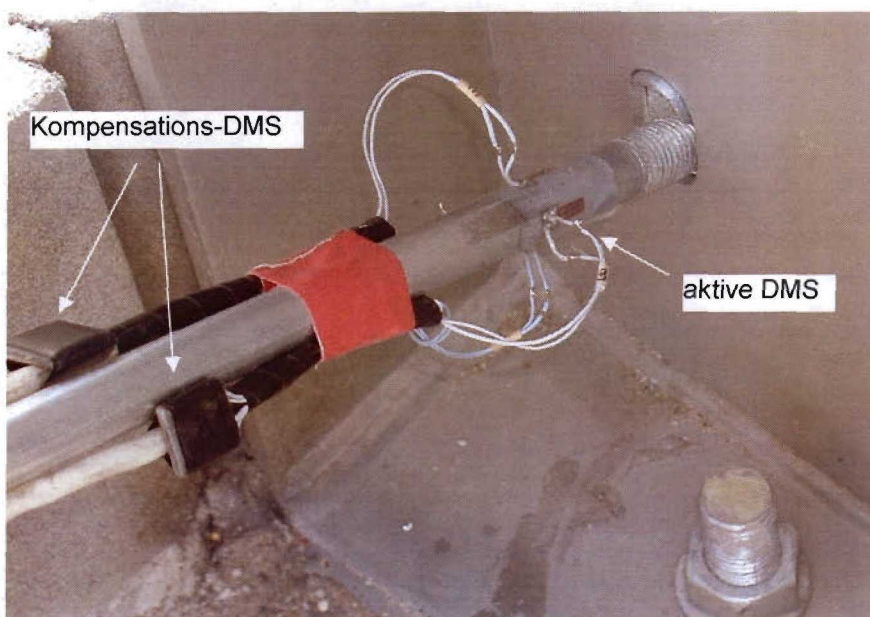


Abbildung 6-2: Verbandsstab mit Dehnungsmessstreifen (DMS)

Eingesetzt wurden DMS der Fa. TML, Typ FLA-6-11-120 $\Omega$  mit 6mm Messgitter. Sämtliche für diese Messungen eingesetzten DMS (aktiv und passiv) stammten aus einer Charge.

Zur Temperaturkompensation wurden die beiden passiven DMS auf Stahlplatten der Güte S355 appliziert und in unmittelbarer Nähe der aktiven DMS positioniert (vgl. Abb. 6-2).

Während der Messung wurde durch Abdeckung der gesamten Messstelle eine Verfälschung der Messung durch direkte Sonneneinstrahlung verhindert.

Die Temperaturabhängigkeit des k-Wertes wurde nicht berücksichtigt, nachdem Vorabversuche unter klimatisierten Bedingungen für den hier relevanten Temperaturbereich keine signifikanten Abweichungen zeigten.

Die Verschaltung der DMS erfolgte als Zweiviertelbrücke („Diagonalbrücke“ – [Keil95]) sich auf dem Stab gegenüberliegender DMS mit außenliegender Kompensation aus zwei passiven DMS. Zur Vermeidung von Fehlern aus unterschiedlichen Kabellängen bzw. –widerständen erfolgte die Verschaltung unter Verwendung der Sechs-Leiter-Technik [Hoffmann87].

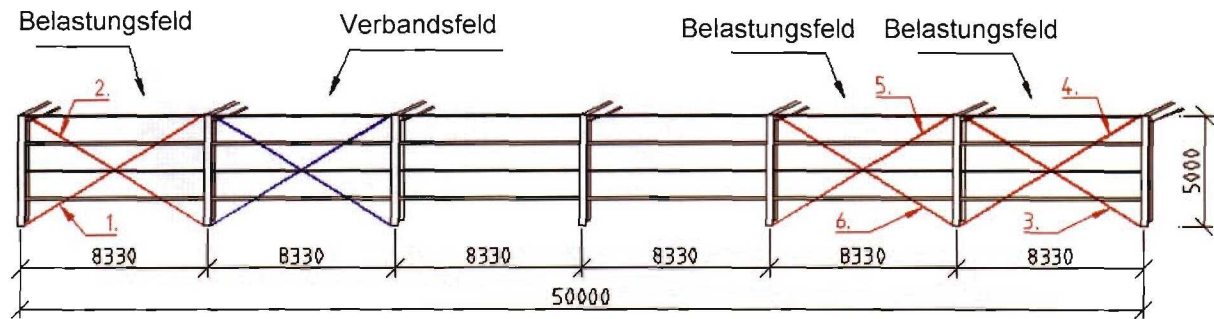
Zu Kontrollzwecken wurden bei zwei der gemessenen Objekte je Zugstab zwei um 90° versetzte Messstellen appliziert.

Zur Messung der Schrägstellung eines einzelnen Stiels wurden bei einem Messobjekt induktive Wegaufnehmer (Typ W100; Fa. HBM) verwendet. Mittels eines freistehenden Gerüsts, an dem die Tauchanker-Wegaufnehmer befestigt wurden, konnte der Abstand zwischen dem Gerüst und einem Hallenbinder in insgesamt vier über die Höhe verteilten Punkten bestimmt werden.

Für die Messungen wurden Vielstellenmessanlagen der Fa. HBM (Typen: UPM60 bzw. DMCplus) eingesetzt. Die Datenerfassung erfolgte über einen PC, der mit dem Software Paket DIAdem ausgestattet war.

Die mittels der Zugvorrichtung in die Tragkonstruktion eingeleitete Kraft wurde so lange gesteigert, bis die aufgebrachte Last etwa der 1,0-fachen Windlast für den Fall „Winddruck auf Giebelseite“ entsprach. Die anschließende Entlastung gab Aufschluss darüber, ob sich bei der Halle eine bleibende Schrägstellung ausgebildet hatte.

Da nach ersten Vorüberlegungen davon auszugehen war, dass auch die Summe der vorhandenen Steifigkeiten der Grundkonstruktion bedingt durch die konstruktive Fuß-einspannung der Stützen einen Einfluß auf das Ergebnis haben würde, war es notwendig, als zusätzlichen Parameter die Entfernung der Lasteinleitung vom Stabilisierungsverband einzuführen. Es wurde daher versucht, die Zugvorrichtung in mehreren Hallenfeldern anzubringen (vgl. Abb. 6-4), was jedoch aufgrund von Einbauten bzw. Montageabläufen nicht immer möglich war. Vorrang hatten hierbei stets die Endfelder.



**Abbildung 6-4:** Lasteintragungspositionen am Beispiel der Halle WOB von außen gesehen

### 6.3.3 Messobjekte

Entsprechende Messungen wurden an insgesamt drei Hallenbauwerken aus Stahl durchgeführt. Für diesen Bericht werden die einzelnen Objekte nach ihrem Standort benannt:

Im Einzelnen handelte es sich um eine Halle in Wolfsburg (WOB), eine Halle in Göttingen (GÖ) sowie eine Halle in Goesdorf, Luxemburg (LU).

Bei der Halle WOB (Standort: Wolfsburg-Hattorf) handelte es sich um eine Systemhalle der Fa. Prado (Spanien) mit einer Länge von 50m und einer Spannweite von 27m, wobei der Binderabstand 8,3m und die Traufhöhe 5m betragen (vgl. Abb. 6-5).

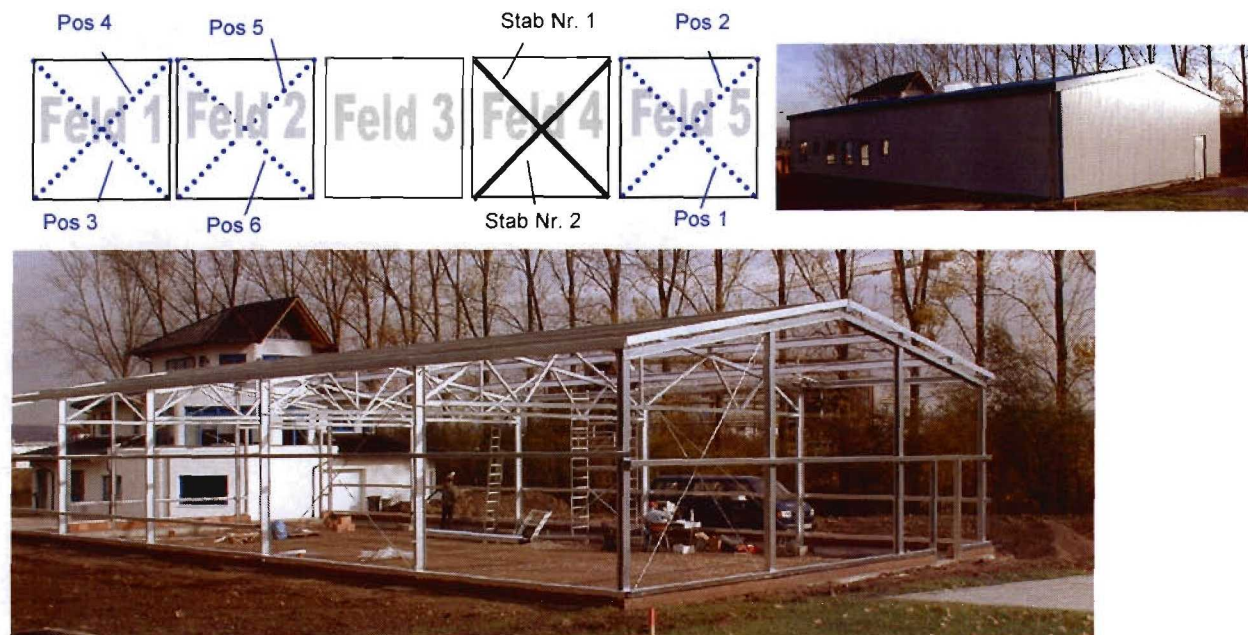


**Abbildung 6-5:** Halle WOB in Wolfsburg-Hattorf

Die Binder waren aus gevouteten Schweißprofilen zusammengesetzt. Die Außenschale bestand – sowohl im Dach- als auch im Wandbereich – aus Sandwichelementen. Weiterhin besaß die Halle je Längsseite ein Verbandsfeld, in dem der Abtrag der Windlasten durch zwei gekreuzte Rundstangen mit Endgewinde realisiert wurde. Aufgrund eines vorzeitig fertiggestellten Einbaus musste auf eine Wiederholung der

Messungen Pos. 3 und Pos. 4 verzichtet werden. Statt dessen erfolgte die Lasteinleitung in den zuvor nicht berücksichtigten Pos. 5 und Pos. 6 (vgl. Abb. 6-4).

Deutlich kleiner und in der Ausführung schlanker wirkend war die Halle GÖ (Länge: 24m, Breite: 12m, Traufhöhe: 4,5m, Binderabstand: 5,0m), die vom Systemhallenbauer Pro-tec Systembau (Breddorf) in Göttingen hergestellt und errichtet wurde.



**Abbildung 6-6:** Halle GÖ in Göttingen; Lasteinleitungspunkte (von innen aus gesehen)

Die einzelnen Binder bestanden hier aus Walzprofilen vom Typ IPE200 (Stiel) bzw. aus gekanteten Blechprofilen als Fachwerk (Riegel); als Außenhaut dienten Sandwichelemente. Zur Aufnahme der Wind- und Stabilisierungskräfte war je Hallenlängsseite ein Verbandsfeld mit jeweils zwei Zugstäben eingebaut.

Die in Luxemburg errichtete Systemhalle der Astron Building Systems (Diekirch, Luxemburg) weist eine Länge von 30,4m, eine Breite von 18,4m, eine Traufhöhe von 6,6m sowie einen Binderabstand von 7,5m auf. Die einzelnen Binder bestanden – ähnlich der Halle WOB – aus geschweißten Profilen (vgl. Abb. 6-7). Stabilisiert wurde das Bauwerk durch je ein Verbandsfeld je Hallenlängsseite.



Abbildung 6-7: Halle LU in Goesdorf

Im Gegensatz zu den anderen beiden Hallen war die Außenschale hier mittels Trapezblechen mit zusätzlicher innenliegender Wärmedämmung ausgeführt (vgl. Abb. 6-8).

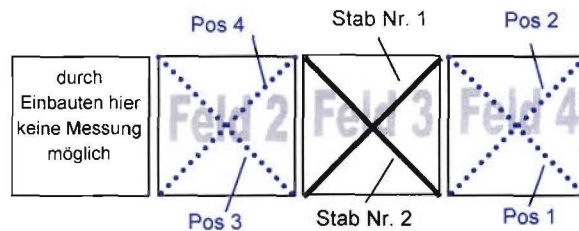
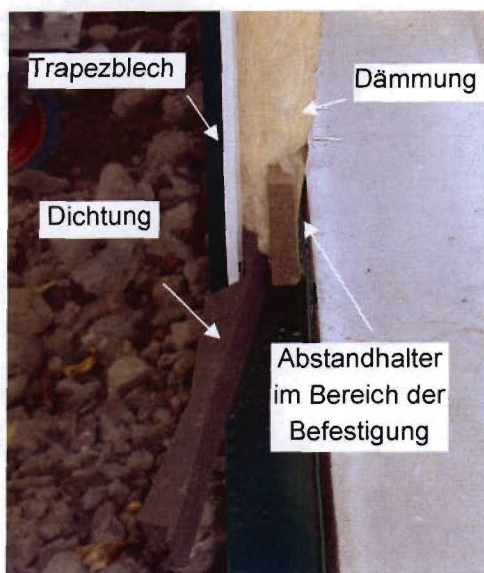


Abbildung 6-8: Fassadenaufbau der Halle LU; Positionen der Lasteinleitung (von innen aus gesehen)

Allen Hallen gemeinsam war die (im statischen Modell) gelenkige Ausführung der Fußpunktbefestigung auf den Einzelfundamenten sowie die Verwendung von Pfetten aus gekanteten Stahlprofilen im Wandbereich.

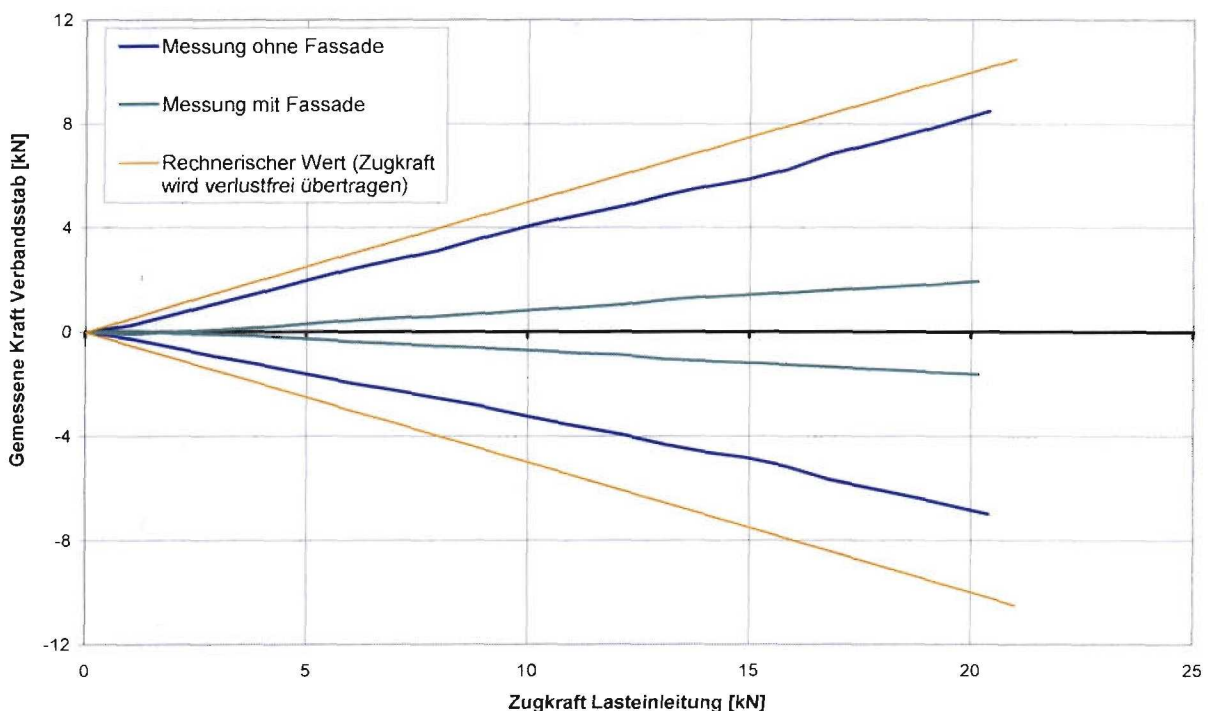
### 6.3.4 Ergebnisse der Messungen

Wie bereits erwähnt, wurden stets die Dehnungen beider in einem Verbandsfeld montierten Stäbe gleichzeitig aufgezeichnet. Zur besseren Übersichtlichkeit ist nachfolgend der Verlust der Vorspannung (negative Dehnung) eines Stabes als Druckspannung bzw. –kraft dargestellt. Hierbei handelt es sich jedoch lediglich um den Verlust der bei der Montage eingepprägten Vorspannkraft. Aufgrund ihrer hohen Schlankheit würden die nur zur Aufnahme von Zugkräften ausgelegten Stäbe bereits bei kleinen Druckkräften

ausknicken.

Vergleicht man die Messungen mit und ohne montierter Fassade der Halle WOB (Abb. 6-9), so fällt auf, dass bereits in der Grundkonstruktion aufgrund der vorhandenen Steifigkeiten 20% bis 35% der Last nicht im Verband ankommen, sondern anderweitig abgetragen werden. Grund hierfür sind die bereits zuvor erwähnten konstruktiven Einspannungen in den Fußpunkten sowie die konstruktiv biegesteifen Verbindungen zwischen Pfetten und Rahmen.

Ein Vergleich mit den Messungen an der fertiggestellten Halle zeigt, dass in diesem Fall lediglich ein Anteil von 10% bis 20% der Windlast auf die Giebelseite von den Windverbänden der Hallenlängsseite abgetragen wird.



**Abbildung 6-9:** Vergleich Messung ohne und mit Fassade Halle WOB (Pos. 2 – vgl. Abb. 6-4)

Das Verhältnis zwischen der eingeleiteten Zugkraft und den resultierenden Verbandskräften ist nahezu linear.

Auffällig ist der unterschiedliche Abtrag beider Verbandsstäbe. Das Verhältnis zwischen Zug- und Druckstab ergab sich für diese Position unabhängig davon, ob die Fassadenelemente bereits montiert waren oder nicht zu einem Wert von ca. 1,2.

Obwohl der Druckverband aufgrund der räumlichen Nähe (vgl. Abb. 6-4) eigentlich erwartungsgemäß stärker am Lastabtrag beteiligt sein müsste, spielen hier offensichtlich andere Effekte eine Rolle. Eine mögliche Ursache ist eine unterschiedliche Vorspannung der beiden Stäbe, was zu einer einseitigen Versteifung des Systems führen würde. Leider war an der Halle WOB keine Bestimmung der Vorspannkräfte möglich.

Die entsprechenden Schaubilder der beiden anderen Hallen GÖ und LU zeigen ein ähnliches Bild (vgl. Abb. 6-10 und Abb. 6-11). Bei beiden Hallen kam es aufgrund der vergleichsweise weichen Ausbildung des Grundtragwerks bei der Messung ohne Fassade zu einem nahezu vollständigen Abtrag der eingebrachten Last über die Verbände.

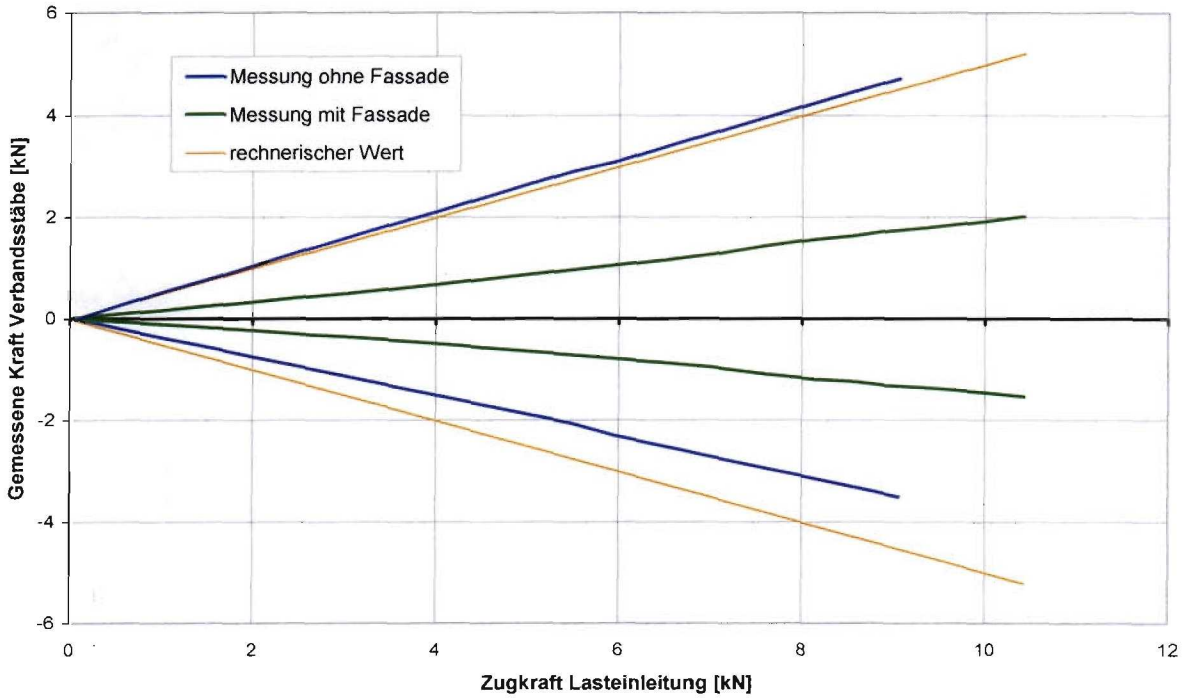


Abbildung 6-10: Vergleich Messung Halle GÖ (Pos. 1)

Bei der Halle GÖ zeigt sich, dass aufgrund der hier sehr weichen Konstruktion des Grundtragwerks bei der Messung ohne Fassade nahezu kein vorzeitiger Abtrag der Last stattfindet. Weiterhin fällt auf, dass erneut der Zugstab stärker als der Druckstab belastet wird.

Dieser Effekt kann bei der Halle LU nicht beobachtet werden (vgl. Abb. 6-11).

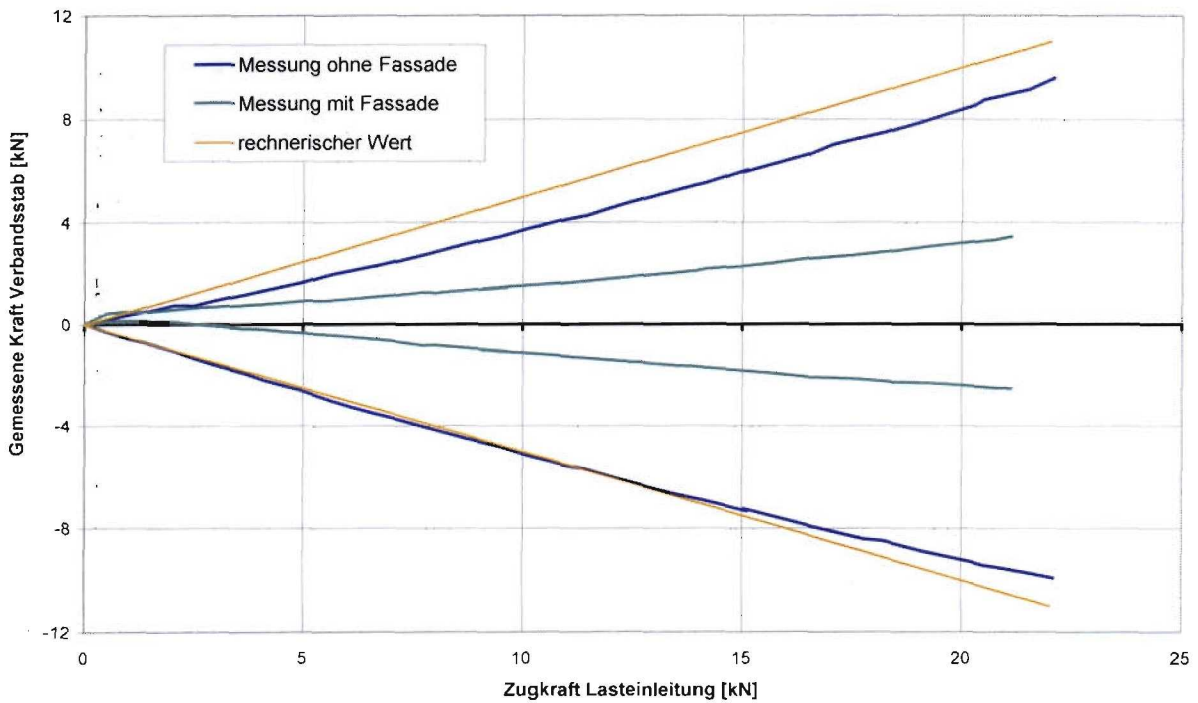


Abbildung 6-11: Messung Halle LU (Pos. 1)

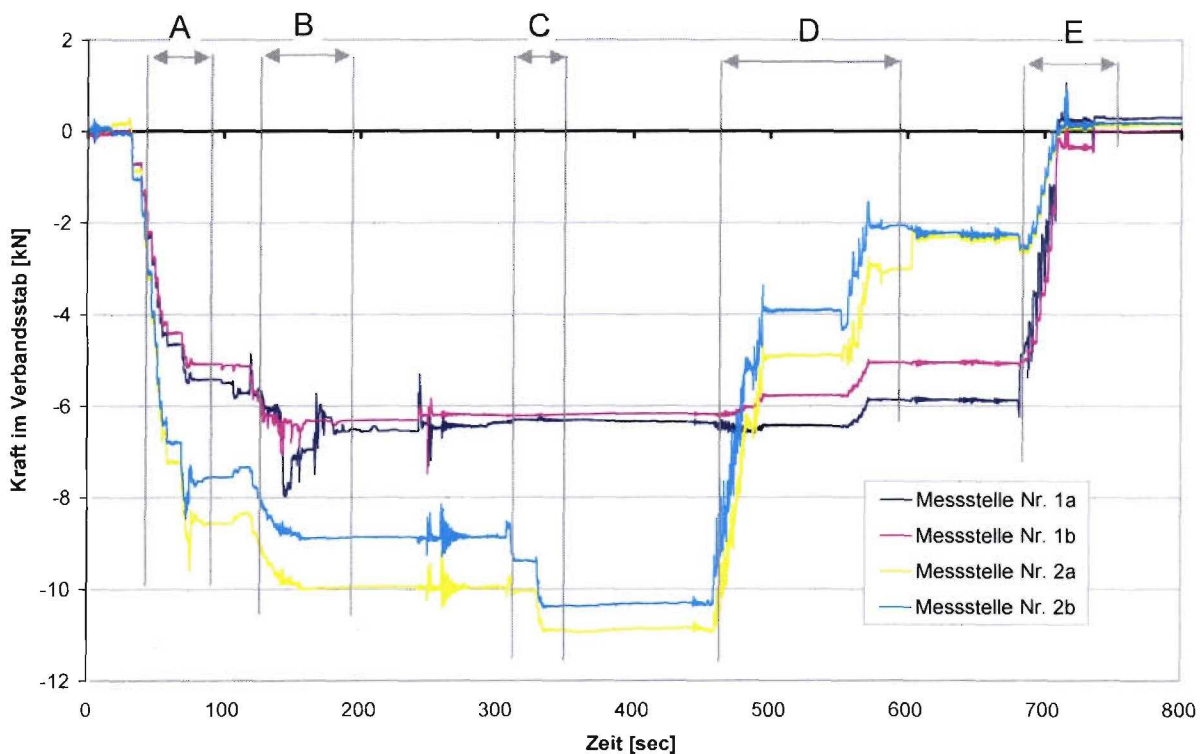


Bei der Messung ohne Fassade wird der Druckstab stärker belastet. Die Wiederholung nach erfolgter Montage der Fassade zeigt hingegen erneut einen stärkeren Abtrag des Zugstabes und nicht die erwartete Umkehrung.

Zur Klärung der Frage, ob dieses unterschiedliche Abtragungsverhalten eine Folge der aufbrachten Vorspannkkräfte darstellt, wurden an der Halle LU Dehnungsmessungen während des Lösens der Verbände durchgeführt (vgl. Abb. 6-12), was bei den anderen Hallen leider nicht möglich war. Zum Zeitpunkt der Messung war die Grundkonstruktion (einschl. Pfetten) komplett montiert.

Hierzu wurden die bereits montierten und mit Dehnungsmessstreifen versehenen Stäbe nach erfolgtem Nullabgleich vollständig entlastet und anschließend erneut von Mitarbeitern der Montagefirma vorgespannt. Die Vorgabe hierbei war eine „übliche“ Montage, ohne Berücksichtigung der besonderen Situation durch die Messungen.

Im Schaubild aufgetragen sind die vier Messstellen 1a bis 2b, wobei die Ziffer jeweils für den Verbandsstab steht (vgl. auch Abb. 6-2).



**Abbildung 6-12:** Vorspannung an der Halle LU

Einzelne Phasen der Messung:

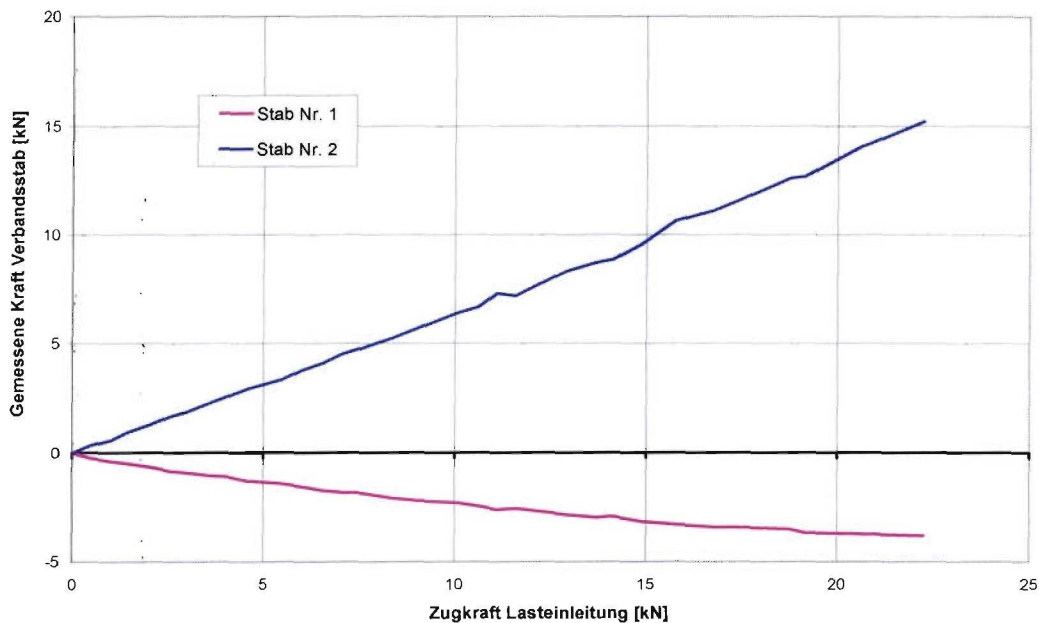
- A: Lösen Stab Nr. 2
- B: Lösen Stab Nr. 1
- C: Erneutes Lösen Stab Nr. 2
- D: Vorspannen Stab Nr. 2 (mit Verzögerung)
- E: Vorspannen Stab Nr. 1

*Anmerkung:* Der Grund für die unterschiedlichen Anzeigewerte zweier Messstellen eines Stabes nach dem Lösen ist eine Folge des sich aufgrund Eigengewichts (Durchhang) aufbauenden Biegemomentes.

Die aufgebrachte Vorspannung in Stab Nr. 1 betrug nur ca. 60% der Kraft in Stab Nr. 2.

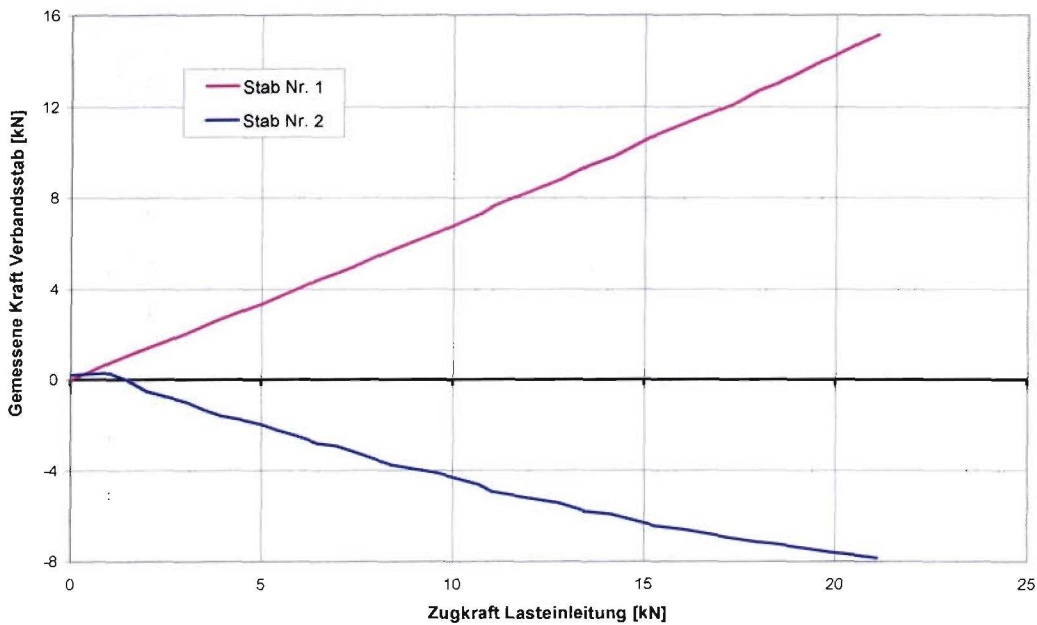
Weiterhin wird deutlich, dass die Vorspannung der einzelnen Stäbe nicht getrennt von einander betrachtet werden kann. Durch das Lösen des Stabes Nr. 1 kam es beispielsweise auch zu einem Verlust der Vorspannkraft in Stab Nr. 2. Genauso beeinflussten sich die Stäbe beim erneuten Vorspannen gegenseitig.

Die Auswertung der Messung ohne Fassade mit Lasteinleitung an Pos. 3 (vgl. Abb. 6-13) zeigt, dass der hier stärker vorgespannte Zugstab in einem weit höheren Maße zur Lastabtragung herangezogen wurde als der schlaffere Druckstab.



**Abbildung 6-13:** Messung ohne Fassade Halle LU, Pos. 3 (vgl. Abb. 6-8)

Der unmittelbare Vergleich mit der Messung aufgrund einer Lasteinleitung im selben Feld in der entgegengesetzten Richtung (Pos. 4 – vgl. Abb. 6-14) zeigt, dass der Grund für den erhöhten Lastabtrag nicht alleine in der Vorspannung liegen kann.



**Abbildung 6-14:** Messung ohne Fassade Halle LU, Pos. 4 (vgl. Abb. 6-8)

Obwohl die Kraft im Druckstab nun vergleichsweise höher als noch bei Pos. 3 war, fand die eigentlich erwartete Umkehrung des Effekts nicht statt.

Der seine Vorspannung verlierende Stab wird an der Lastabtragung grundsätzlich in geringerem Maße beteiligt.

Um klären zu können, ob Reibungskräfte in der Fassade das Systemübertragungsverhalten zusätzlich beeinflussen, wurde bei sämtlichen Messungen neben der Be- auch die Entlastungsphase aufgezeichnet. Während sich bei den Messungen ohne Fassade eine vollständige Entlastung des Verbandsfeldes nach erfolgtem Abbau der Zugvorrichtung einstellte, verblieb bei den Messungen mit Fassade grundsätzlich eine Restlast im Verband (vgl. Abb. 6-15).

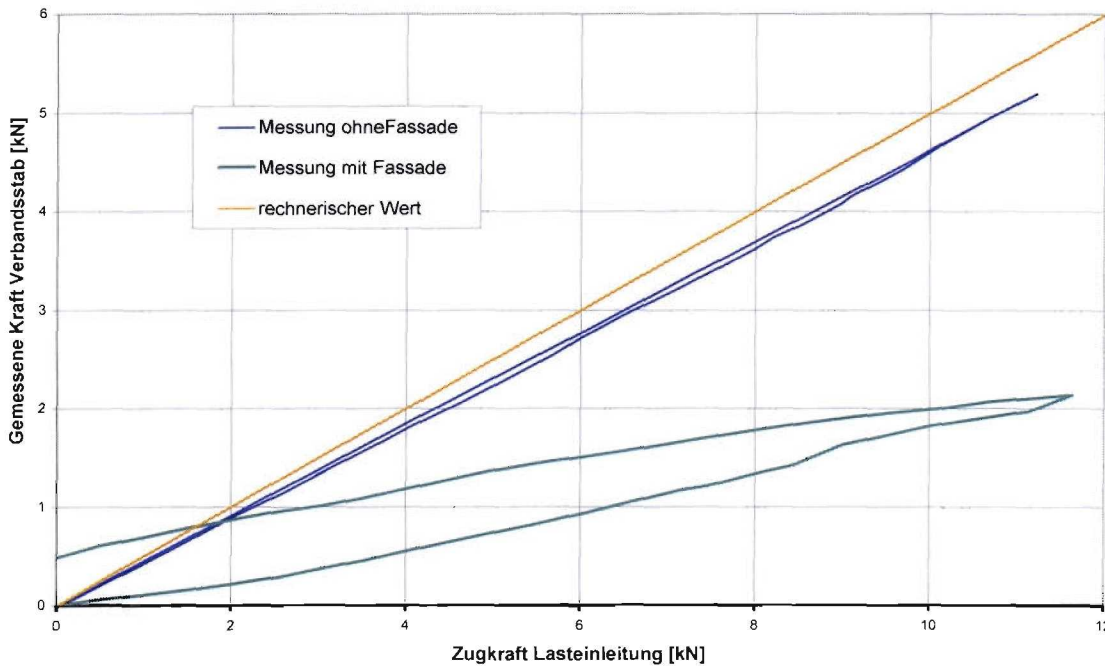


Abbildung 6-15: Be- und Entlastung mit und ohne Fassade Halle GÖ

Die Ursache hierfür ist in der Reibung der Fassadenelemente untereinander sowie der Reibung zwischen den Fassadenelementen und Wandpfetten zu suchen. Vor allem die Verwendung von Sandwichelementen mit in den ausgeprägten Randverbördelungen aufgeklebten Gummidichtungen ist verantwortlich für die zurückbleibende Verformung und die somit nicht vollständige Entlastung des Verbandes.

Bei der Messung nach erfolgter Montage der Fassade zeigte sich zudem, dass der Anteil der in den Verband eingeleiteten Kräfte ein stark nichtlineares Verhalten aufweist (vgl. Abb. 6-16).

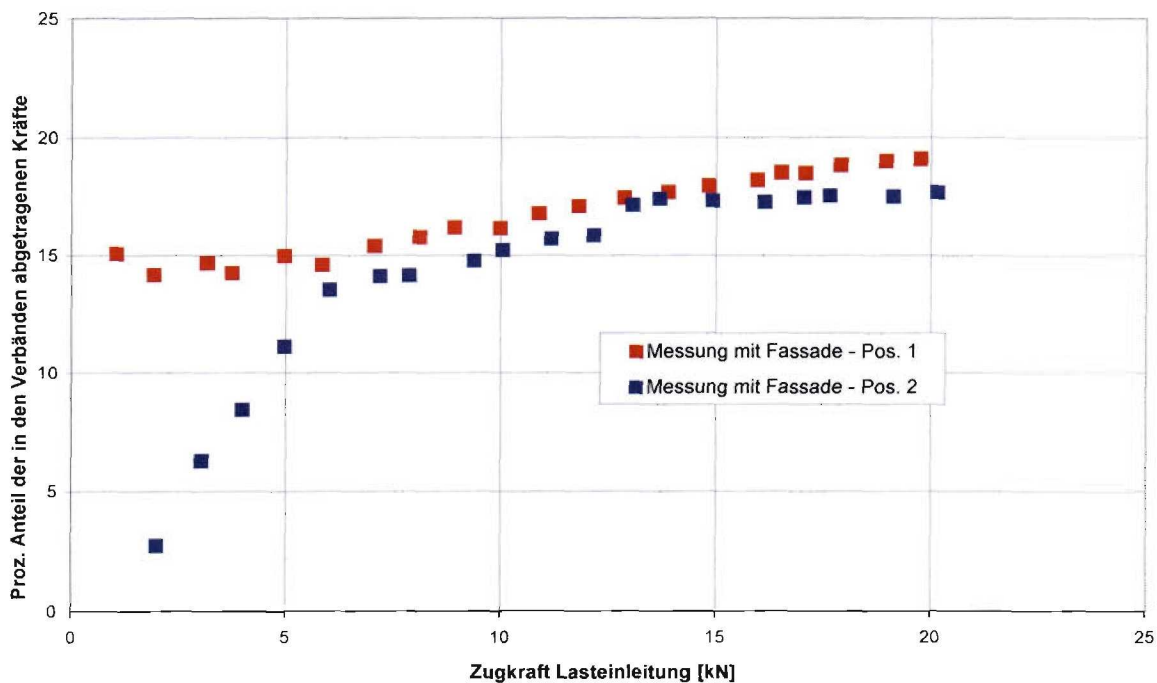
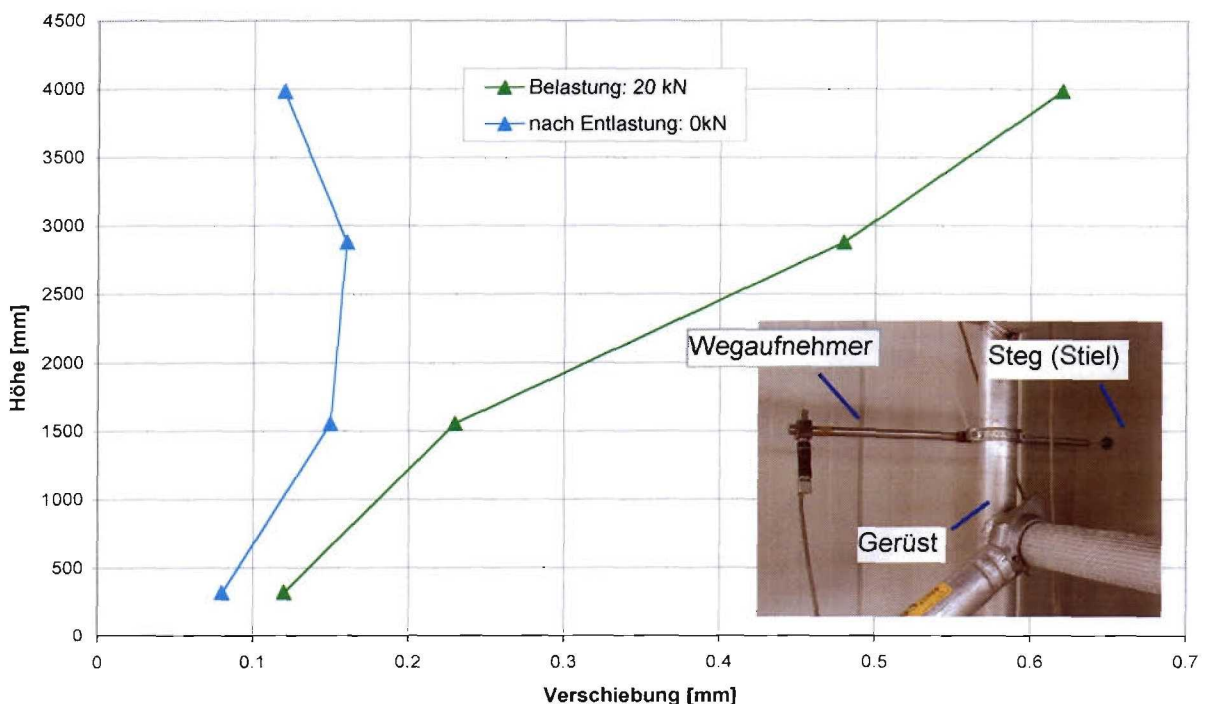


Abbildung 6-16: Prozentualer Anteil der vom Verband abgetragenen Kräfte mit Fassade Halle WOB

Zu Beginn der Belastung (Lasteinleitung an Pos. 2 – vgl. Abb. 6-4) ist der prozentuale Anteil der im Verband gemessenen Kräfte äußerst gering, während er sich bei steigender Last einem Grenzwert zu nähern scheint.

Bei diesem Effekt handelt es sich ebenfalls um eine Auswirkung der Reibung im Bereich der Fassade. Bei jeder Messung erfolgt – bedingt durch die aufgebrachte Last – eine Schiefstellung der einzelnen Binder, die nach der Entlastung nicht vollständig abgebaut wird (vgl. auch Abb. 6-14). Die erste Messung mit montierter Fassade (Lasteinleitung an Pos. 1) weist einen solchen Effekt nicht auf, da hier aufgrund der fehlenden Vorbelastung keine Schiefstellung vorhanden ist. Die nachfolgende Zugbelastung in der Gegenrichtung aktiviert daher die Verbände erst nachdem die von der vorangegangenen Belastung verursachte Schiefstellung abgebaut wurde.

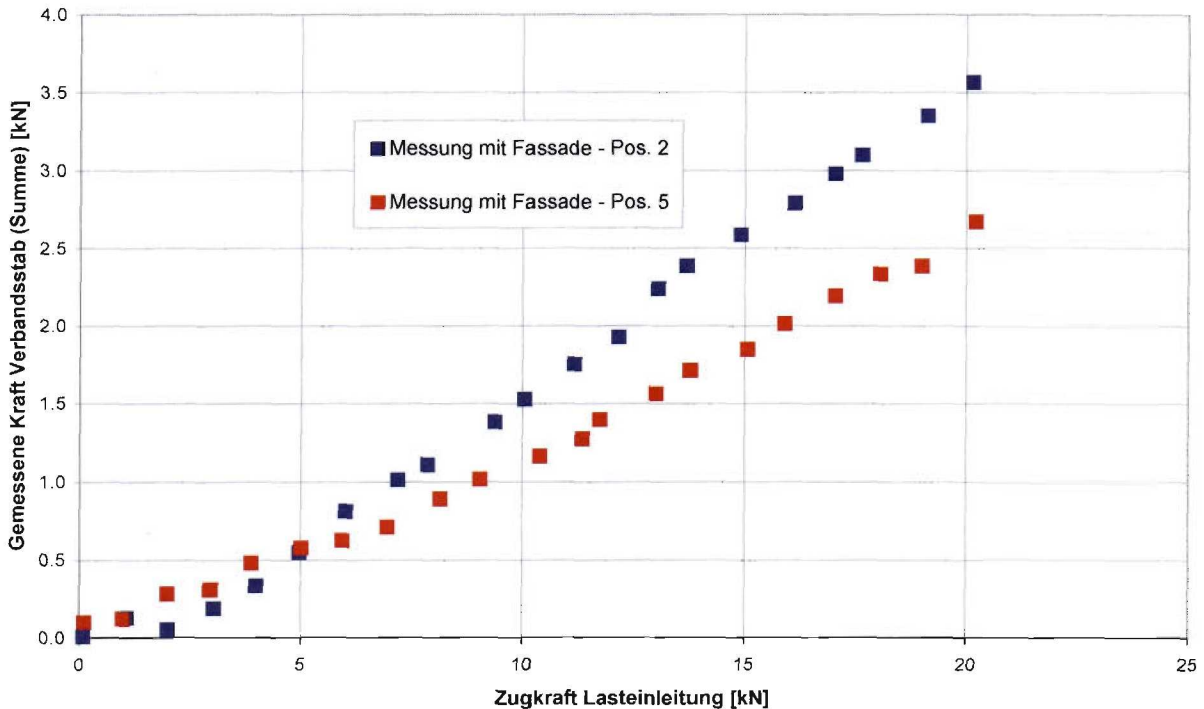
Zur weiteren Überprüfung dieser Beobachtung wurden an einem der Binder des Verbandfeldes auf insgesamt vier verschiedenen Höhen induktive Wegaufnehmer angebracht. Somit war eine Abstandsmessung zwischen einem Fixpunkt (freistehendes Gerüst) und dem Stiel möglich (vgl. Abb. 6-17).



**Abbildung 6-17:** Werte Wegaufnehmer Halle WOB (Lasteinleitung an Pos. 2 – Messung mit Fassade)

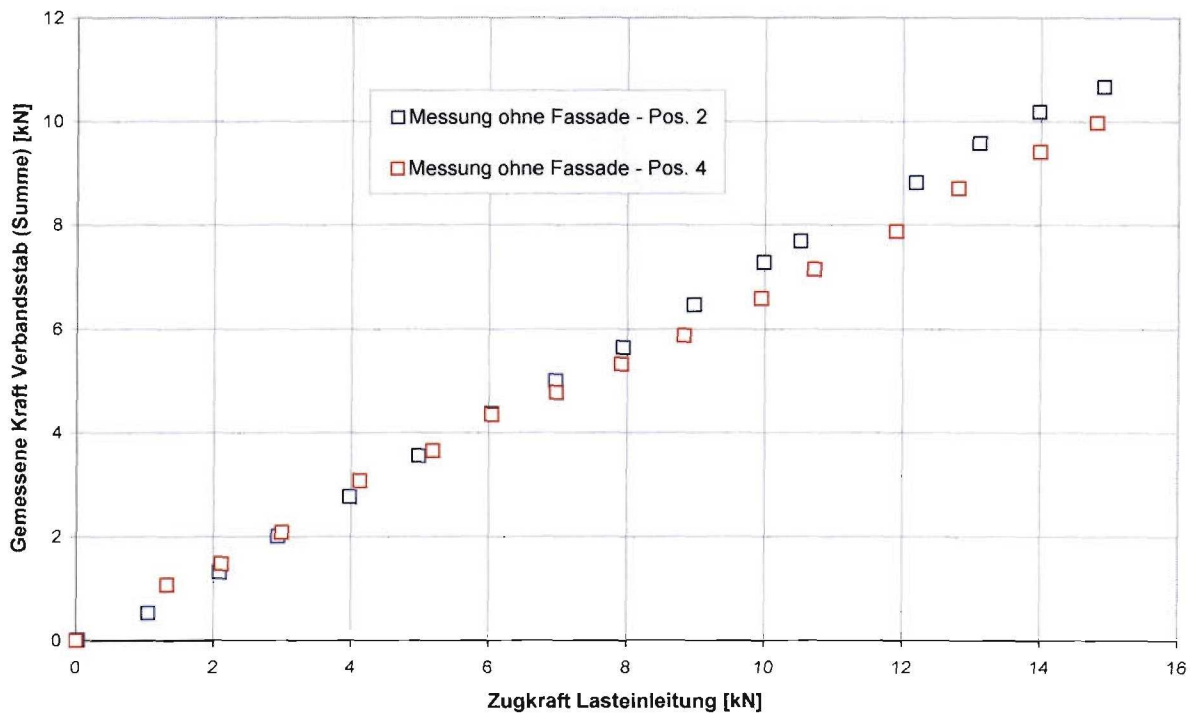
Trotz erfolgter Entlastung der Zugvorrichtung lässt sich eine bleibende Schrägstellung der Stütze beobachten. Daneben kommt es offenbar zusätzlich zu einer Durchbiegung des Trägers in der Mitte. Die Ursache hierfür ist in den Wandpfetten zu suchen, die in diesem Bereich angebracht sind und die Wirkung einer Aussteifung besitzen (vgl. auch Abb. 6-5).

Ein weiterer Aspekt der experimentellen Messungen war die Frage nach dem Einfluss der Entfernung der Lasteinleitung zum Verbandsfeld. Wie zu erwarten war, zeigte sich (insbesondere bei der Messung mit Fassade) eine Abhängigkeit der Kraft im Verbandsfeld vom Ort der Lasteinleitung (vgl. Abb. 6-18).



**Abbildung 6-18:** Einfluss des Abstandes des Lasteinleitungs- vom Verbandsfeld (Halle WOB)

Die Abstand des Lastangriffspunkts vom Verbandsfeld betrug bei Pos. 2 8,33 m und bei Pos. 5 25 m (vgl. Abb. 6-4). Der Vergleich mit den Messungen mit Lasteinleitung an Pos. 2 und Pos. 3 vor der Anbringung der Fassade zeigt ein ähnliches Bild (vgl. Abb. 6-19).



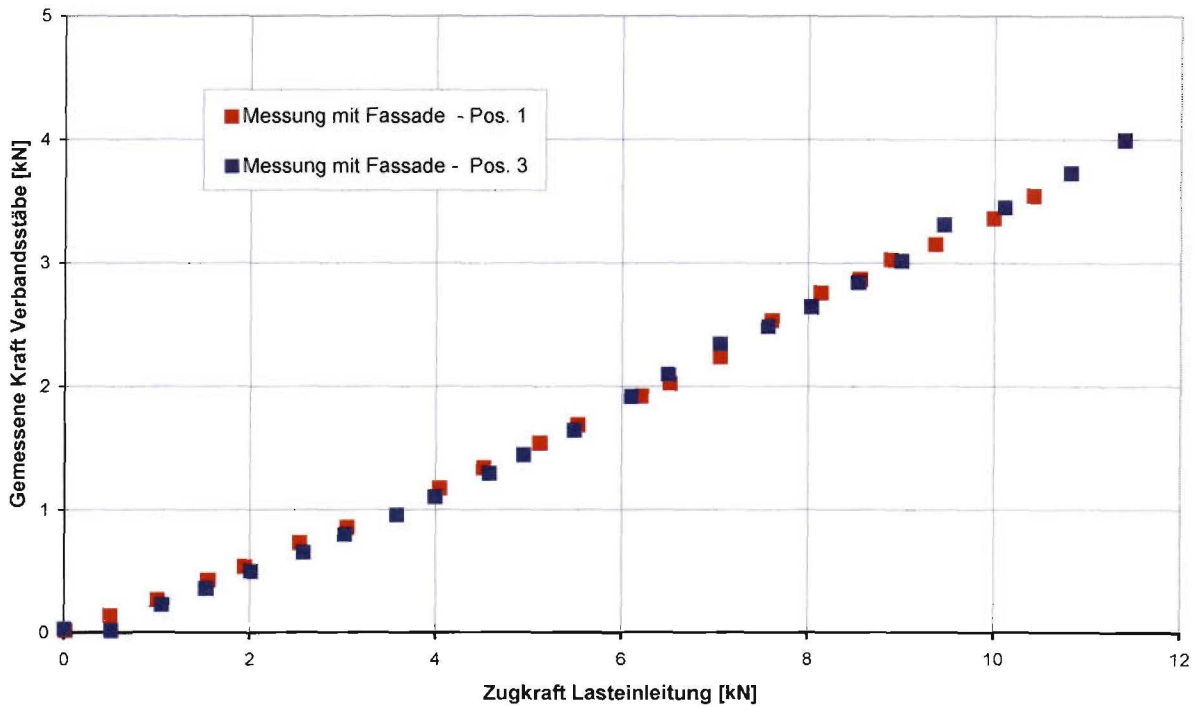
**Abbildung 6-19:** Einfluss des Abstandes des Lasteinleitungs- vom Verbandsfeld (Halle WOB)

*Anmerkung:* Aus Sicherheitsgründen konnte die Last bei Pos. 4 (ohne Fassade) nur bis zu einem Wert von 15 kN gesteigert werden.

Während bei einer Last von ca. 15 kN für die Messung ohne Fassade zwischen dem weiter entfernten (Pos. 4) und dem näher gelegenen Lasteinleitungspunkt (Pos. 2) ein Unterschied von ca. 6,6 % bestand, so beträgt dieser Wert bei der Messung mit Fassade bereits ca. 28,6 %.

Der Grund für diese Abhängigkeit ist eine Aufsummierung der einzelnen Steifigkeiten aus Grundkonstruktion und Fassade mit zunehmendem Abstand der Lasteinleitung zum Verbandsfeld. Weiterhin werden mit steigender Entfernung zunehmend Kräfte über konstruktive Einspannung der Rahmen in Querrichtung aufgenommen.

Aussagen zu diesem Effekt lassen sich jedoch nicht verallgemeinern, was bei einem Vergleich der beiden äußeren Lasteinleitungspositionen der Halle GÖ sofort auffällt (vgl. Abb. 6-20).



**Abbildung 6-20:** Einfluss des Abstandes des Lasteinleitungs- vom Verbandsfeld (Halle GÖ)

Als Grund für das Ausbleiben dieses Effektes ist eine vergleichsweise geringe Reibung zwischen den einzelnen Fassadenelementen wahrscheinlich. Dies kann einerseits eine Folge des spezifischen Aufbaus der Randverbördelung der Elemente oder zum anderen eine Konsequenz aus der Montage sein.



## 6.4 Numerische Untersuchungen

Zur Überprüfung der ausschließlich empirisch gewonnenen Ergebnisse wurden die Gegebenheiten der Halle WOB numerisch mittels der FE-Methode nachgebildet. Eingesetzt wurde hierzu das modular aufgebaute FE-Programm ANSYS der Ansys, Inc. in der Version 5.5. Auf die Arbeitsweise des Programms sowie die Hintergründe der FE-Methode soll hier nicht eingegangen werden.

Die Erstellung des Modells erfolgte weitestgehend parametrisiert, um eine spätere Anpassung an andere (ähnliche) Hallenbauwerke zu ermöglichen.

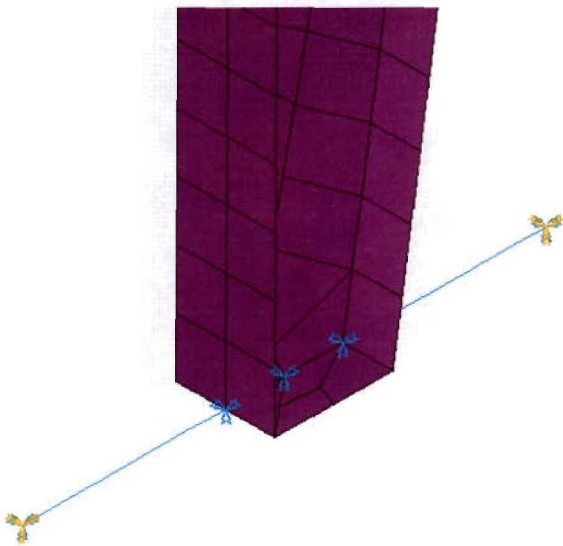
Aufgrund des Auftretens von Biege- und Membranspannungen in den Stützen des Grundtragwerks musste zur Modellierung ein Schalenelement verwendet werden. Aufgrund des Ergebnisses von zuvor durchgeführten vergleichenden Konvergenzstudien wurde das degenerierte isoparametrische Schalenelements SHELL43 eingesetzt. Die max. Elementgröße in den mittels der solid-modelling-Technik aufgebauten Stützen wurde auf 15cm festgelegt, da diese Größe sich aufgrund der Vorstudien als sehr guter Kompromiss zwischen Berechnungsdauer und Verlässlichkeit des Ergebnisses erwies [Weilert00].

Als Randbedingung wurde an den Stützenfüßen eine Verschiebungsbehinderung in alle Richtungen sowie eine Behinderung der Verdrehung um die y-Achse definiert (Abb. 6-21). Zusätzlich wurde am Kopf jeder Stütze eine Verschiebungsbehinderung in z-Richtung angesetzt, die die große Steifigkeit des in Realität vorhandenen Rahmens in dieser Richtung widerspiegelt.

Die teilweise Einspannung der Stützen in die Stahlbetonfundamente wurde durch die Definition einer Drehfeder um die z-Achse (Element COMBIN14) am Fußpunkt der Stützen definiert. Diese war aufgrund des stärker dimensionierten Fundaments bei den Hauptstützen als doppelt so steif wie bei den Giebelstützen angenommen, und zwar mit dem Wert von  $2 \cdot 10^7$  kNcm/rad.

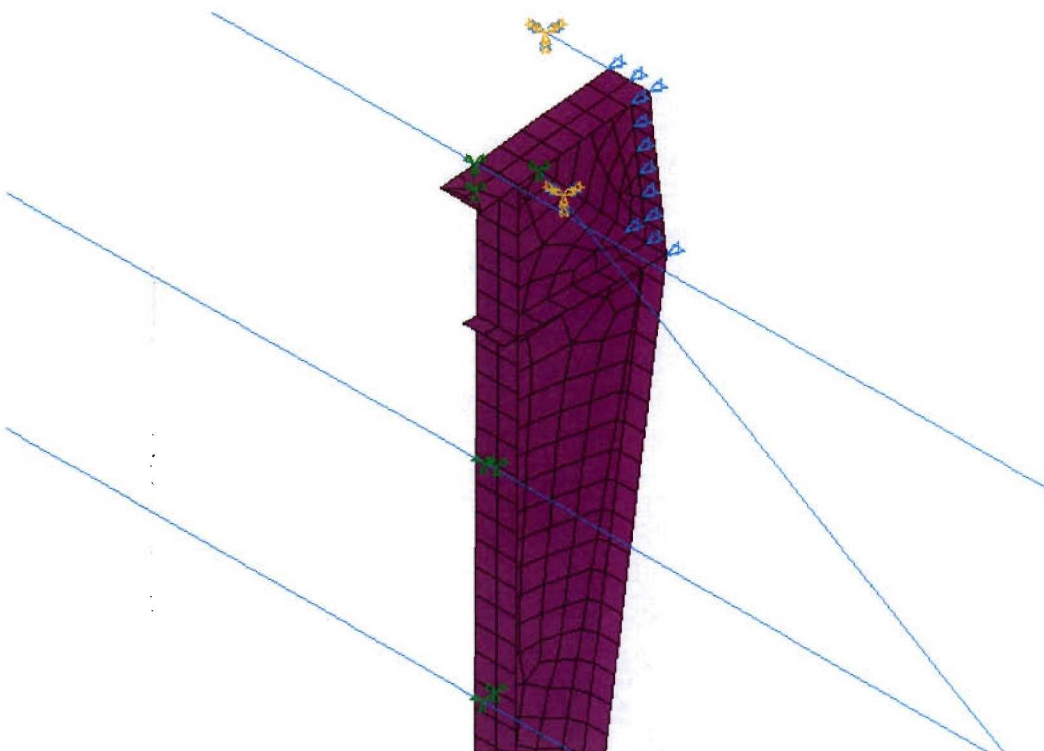
Eine Voruntersuchung zeigte einen nur geringen Einfluss der Drehfeder auf das Systemverhalten (ca. 3% Unterschied zwischen frei drehbarer Lagerung und voller Einspannung). Eine ebensolche Einspannung war auch um die x-Achse vorhanden, was für die vorliegende Betrachtung aufgrund der Beanspruchungen nicht maßgebend war.

Das Fundament bietet der Stütze über ihre gesamte Breite ein gleichwertiges, symmetrisches Auflager. Um ein wirklichkeitsnahes Tragverhalten simulieren zu können, wurde die Drehfeder an jeder Stütze in ein Federpaar aufgespalten, das jeweils am Flansch des Profils angreift. Dies ist notwendig, da nur die Flansche am Abtrag von Biegemomenten beteiligt sind. Würde nur eine Feder am inneren oder äußeren Flansch angreifen, so wäre die Symmetrie gestört.



**Abbildung 6-21:** Fußpunkt einer Hauptstütze

An der Rahmenecke wurde die Steifigkeit des Gesamtrahmens in Rahmenebene durch Auflager in z-Richtung dargestellt. Die Steifigkeit aus der Rahmenebene heraus wurde durch Wegfedern an Ober- und Unterflansch der Rahmenecke (Element COMBIN14) simuliert. Die Größe der Federsteifigkeit war zunächst nicht bekannt. Sie konnte jedoch so angepasst werden, dass die Ergebnisse der Berechnungen am Modell mit den Messungen am Bauwerk übereinstimmten. In dieser Federsteifigkeit waren dann zusätzlich eine Reihe von Effekten enthalten, die im vorliegenden Modell noch nicht berücksichtigt sind. Dazu gehörten vor allem Drehfedern an sämtlichen Verbindungspunkten zwischen den einzelnen Bauteilen (z.B. zwischen Pfetten und Stützen).



**Abbildung 6-22:** Hauptstütze mit Auflager, Wegfedern und gekoppelten Pfetten

Die Verbandsstäbe wurden direkt durch Knoten und dazwischen eingefügte Elemente vom Typ LINK10 (ausschließlich Belastung durch Zugkräfte) abgebildet. Somit war eine weitere Lastaufnahme des „Druckstabes“ nach dem Abbau der eingepprägten Vorspannung nicht möglich.

Der Anschluss zwischen Verbandsstab und Stütze wurde im FE-Modell durch Kopplung der Verschiebungen der Endknoten der Verbandsstäbe und den entsprechenden Knoten in der Stütze gewährleistet.

Die Abbildung der Trauf- und Wandpfetten erfolgte mittels des Balkenelements BEAM4 (sechs Freiheitsgrade je Knoten). Anschlüsse an die jeweiligen Bauteile (Haupt- und Giebelstützen) wurden durch Kopplung aller Verschiebungen und Verdrehungen (bei Wandpfetten: keine Rotationsbehinderung um die z-Achse) modelliert.

Zwischen den einzelnen Fassadenelementen (Breite: 1m) war ein kleiner Zwischenraum vorhanden. Somit war es möglich, zunächst das Tragverhalten jedes Fassadenelements ohne direkte Interaktion mit seinen jeweiligen Nachbarn zu betrachten. Es wurde angenommen, dass jedes Profil an den zugehörigen Pfetten an zwei Punkten befestigt war. Erzielt wurde dieser Effekt durch Kopplung der Verschiebungen und der Verdrehungen um x- und y-Achse. Dabei war es aus programmtechnischen Gründen erforderlich, bei jedem zu koppelnden Knoten zu überprüfen, ob dieser Freiheitsgrad schon mit einem anderen Knoten gekoppelt worden war (hier z.B. zwischen Pfette und Stütze). War dies der Fall, so wurde der entsprechende Freiheitsgrad des Knotens des Wandelements dieser Kopplung hinzugefügt. Andernfalls erfolgte die Definition einer neuen Kopplung.

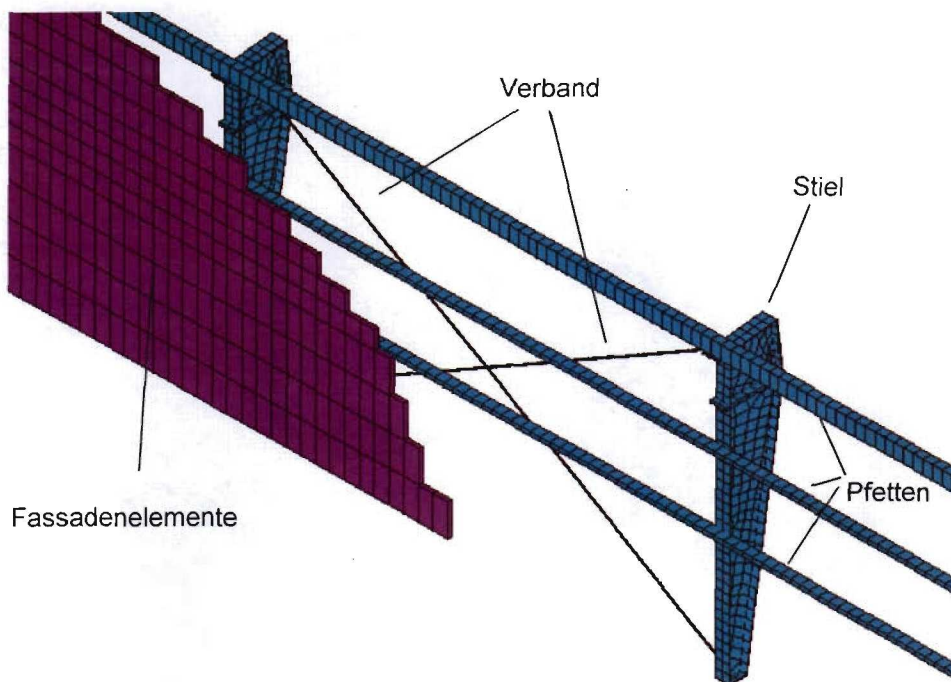


Abbildung 6-23: FE-Modell der Halle WOB mit Fassade Ausschnitt

Die in der Halle WOB verwendeten Fassadenelemente der Fa. Fischer vom Typ WL 80 mussten, da keine entsprechenden Angaben verfügbar waren, auf ihre Steifigkeit untersucht werden. Dazu wurden Biege- und Druckversuche mittels einer Universalprüfmaschine vom Typ MFL (Höchstlast 200 kN) des Instituts für Stahlbau durchgeführt.

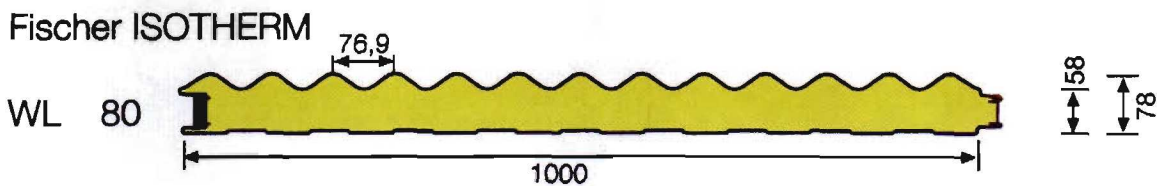


Abbildung 6-24: Sandwichelement der Wandverkleidung der Halle WOB

Im Biegeversuch wurde jeweils eine Probe längs bzw. quer zur Profilrichtung belastet. Die Stützweite betrug 96 cm, die Breite der Probe 20 cm.

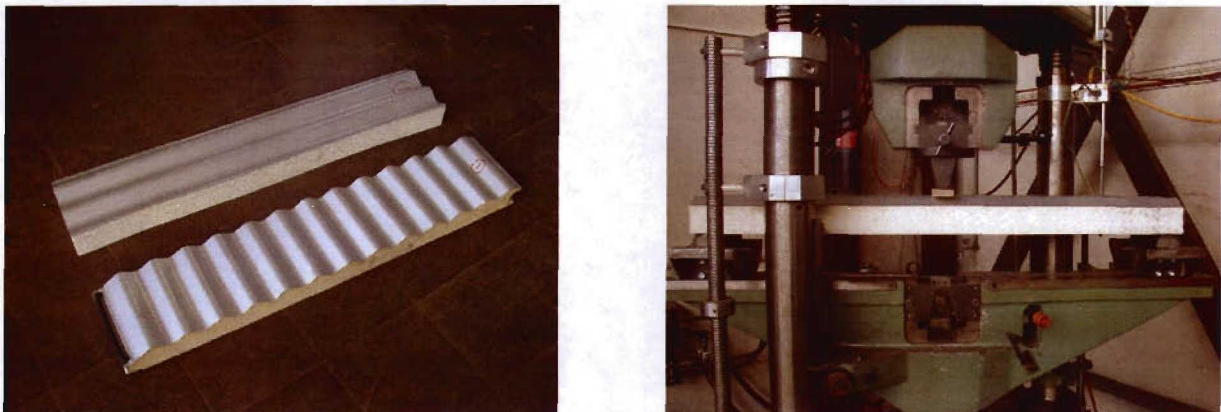


Abbildung 6-25: Proben für Biegeversuche (links); Probe im Biegeversuch (rechts)

Für den Einfeldträger gilt

$$EI \cdot f = \frac{1}{48} \cdot P \cdot l^3$$

$$\Leftrightarrow EI = \frac{P \cdot l^3}{48 \cdot f} \quad (6.1)$$

Diese tatsächlich vorhandene Steifigkeit des inhomogenen Sandwichelements muss nun für die Verhältnisse der im Modell vorhandenen homogenen Schalenelemente umgerechnet werden. Unter Vernachlässigung der Querkontraktion gilt für einen homogenen Querschnitt gleicher Abmessungen

$$\begin{aligned}
 (EI)_{\text{äq}} &= (EI)_{\text{vorhanden}} \\
 \Rightarrow E_{\text{äq}} \cdot I_{\text{äq}} &= \frac{P \cdot l^3}{48 \cdot f} \\
 \Leftrightarrow E_{\text{äq}} &= \frac{P \cdot l^3}{48 \cdot I_{\text{äq}} \cdot f} \\
 \Rightarrow E_{\text{äq}} &= \frac{12 \cdot P \cdot l^3}{48 \cdot b \cdot h_{\text{äq}}^3 \cdot f} \\
 \Rightarrow E_{\text{äq}} &= \frac{P \cdot l^3}{4 \cdot b \cdot h_{\text{äq}}^3 \cdot f} \quad (6.2)
 \end{aligned}$$

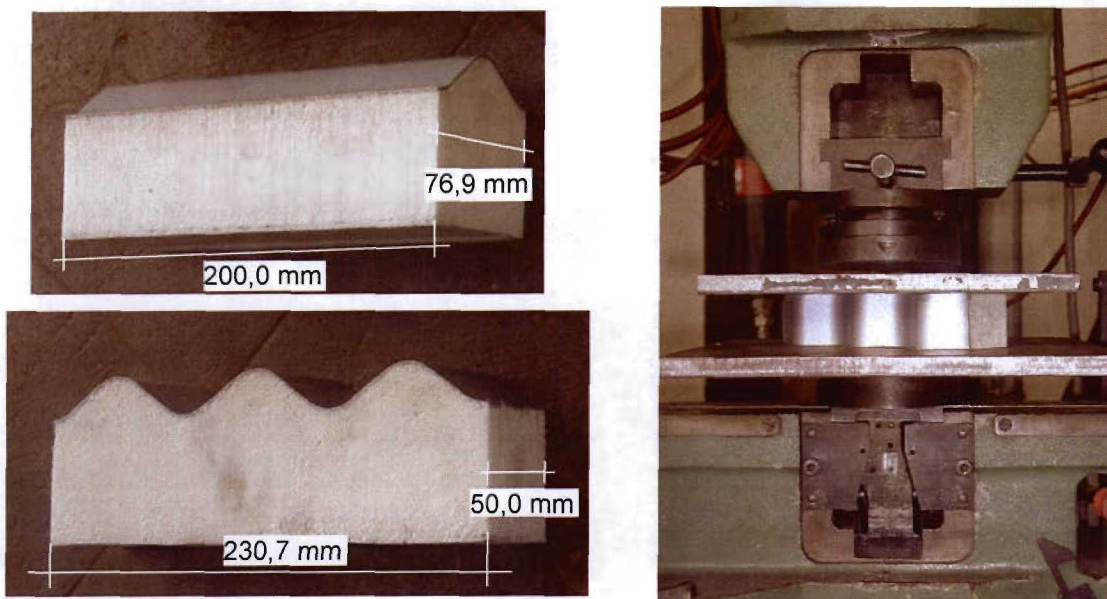
Bei Belastung längs der Wellung wurde eine Durchbiegung von 3,92 mm/kN ermittelt, daraus folgt dann

$$E_{\text{äq,längs}} = \frac{1 \cdot 96^3}{4 \cdot 20 \cdot 6,8^3 \cdot 0,392} = 90 \text{ kN/cm}^2 \quad (6.3)$$

Bei Belastung quer zur Wellung wurde eine Durchbiegung von 67,3 mm/kN ermittelt, daraus folgt dann

$$E_{\text{äq,längs}} = \frac{1 \cdot 96^3}{4 \cdot 20 \cdot 6,8^3 \cdot 6,73} = 5,22 \text{ kN/cm}^2 \quad (6.4)$$

Im Druckversuch wurden jeweils zwei Proben längs bzw. quer zur Profilrichtung mittig gedrückt.



**Abbildung 6-26:** Abmessungen der Proben für den Druckversuch (links oben für Belastung längs der Profilrichtung, links unten Belastung quer zur Profilrichtung); Druckversuch

Für einen Druckstab gilt

$$f = \frac{P \cdot l}{E \cdot A}$$

$$\Leftrightarrow E = \frac{P \cdot l}{A \cdot f} \quad (6.5)$$

Bei Belastung längs der Profilrichtung wurde im Mittel aus beiden Versuchen eine Verschiebung von 0,065 mm/kN bestimmt. Dann ist

$$E_{\text{äq.,längs}} = \frac{1 \cdot 5}{23,07 \cdot 6,8 \cdot 0,0065} = 4,90 \text{ kN/cm}^2 \quad (6.6)$$

Bei Belastung quer zur Profilrichtung wurde im Mittel aus beiden Versuchen eine Verschiebung von 0,40 mm/kN bestimmt. Dann ist

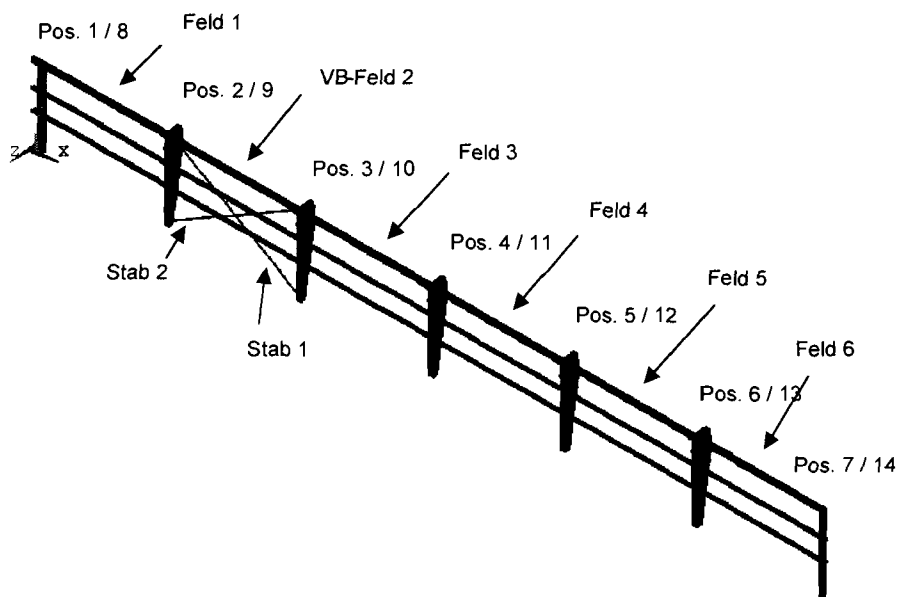
$$E_{\text{äq.,quer}} = \frac{1 \cdot 7,69}{20 \cdot 6,8 \cdot 0,040} = 1,41 \text{ kN/cm}^2. \quad (6.7)$$

**Tabelle 6-1:** Parameterfeld für die numerische Berechnung

Parameter	Bereich	Schrittweite	Anzahl der Berechnungen
Vorspannkraft	2 kN bis 20 kN	2 kN	10
Federsteifigkeit der Wegfedern an den Stützenköpfen	10 kN/cm bis 20 kN/cm	2 kN	6
Steifigkeit der Fassadenelemente	Werte aus Biege- und Druckversuch	-	2 je Lastangriffspunkt
Lastangriffspunkt	an jedem Stützenkopf, in positiver und negativer x-Richtung	-	14

Zur besseren Übersichtlichkeit sind nachfolgend nur einzelne Berechnungen und nicht das gesamte Parameterfeld dargestellt.

Es gelten die Bezeichnungen der folgenden Abbildung. Dabei bezeichnen die Positionen 1 bis 7 eine Lastrichtung in der positiven x-Richtung, bei Position 8 bis 14 wirkt die Horizontallast in negativer x-Richtung.



**Abbildung 6-27:** Bezeichnungen der Lastangriffspunkte (Halle WOB)

Berechnungen mit unterschiedlichen Vorspannungen in den Verbandstäben wurden an einem Modell ohne Fassadenelemente und ohne Wegfedern an den Stützenköpfen durchgeführt. Der Lastangriffspunkt war dabei grundsätzlich am Kopf der rechten Giebelstütze (Pos. 7). Dabei wurde beiden Stäben die gleiche anfängliche Normalkraft eingeprägt. Zum Vergleich sind die an Pos. 6 gemessenen Werte des realen Bauwerks angeben.

Da sich das Gesamtsystem zunächst ins Gleichgewicht setzen muss, geht ein Teil der eingeprägten Vorspannung „verloren“.

Die eingeprägte Normalkraft wird daher als "ideelle" Vorspannung bezeichnet.

Bei Einleitung einer Horizontallast über die Traufpfette ist im Zugstab (Stab 2) eine lineare Steigerung der Normalkraft zu beobachten, während die Normalkraft im Druckstab (Stab 1) linear abfällt. Ist die gesamte Vorspannung im Druckstab abgebaut, so fällt dieser aus (vgl. Abb. 6-28). Der Zugstab übernimmt diesen Anteil am Abtrag der Belastung, der Anstieg der Normalkraft verdoppelt sich.

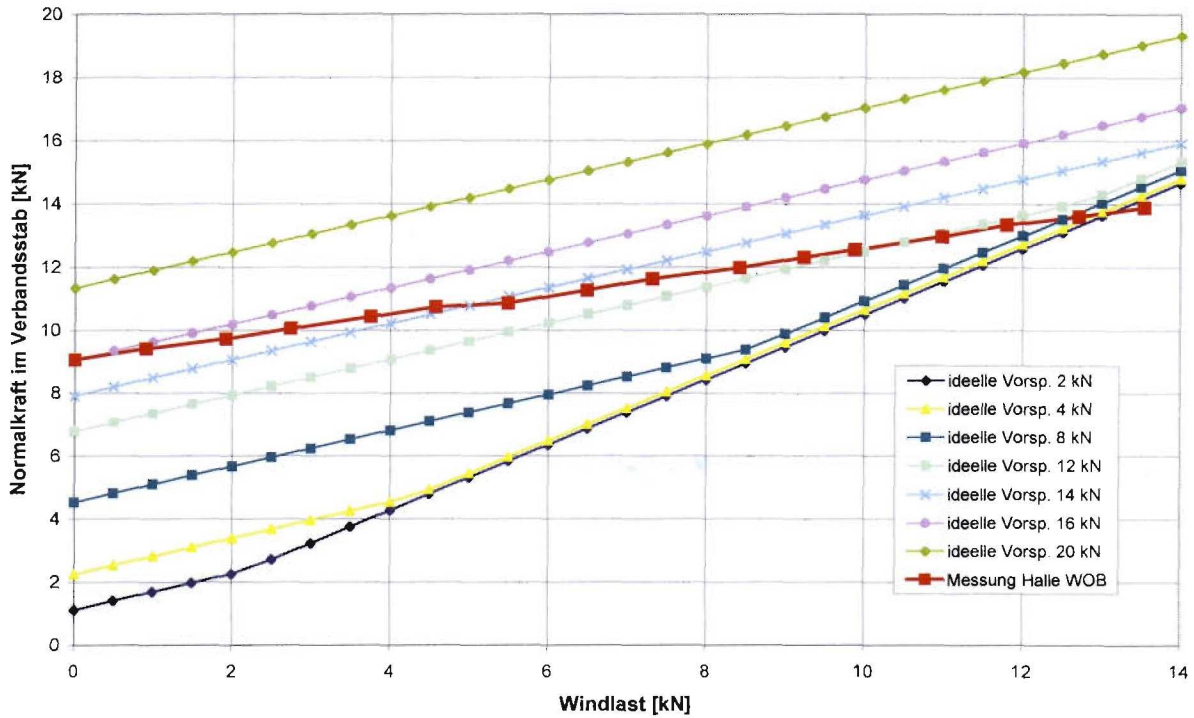


Abbildung 6-28: Vorspannungen im Zugstab (Stab 2)

Dies gilt analog auch für die Vorspannung im Druckstab (vgl. Abb. 6-29).

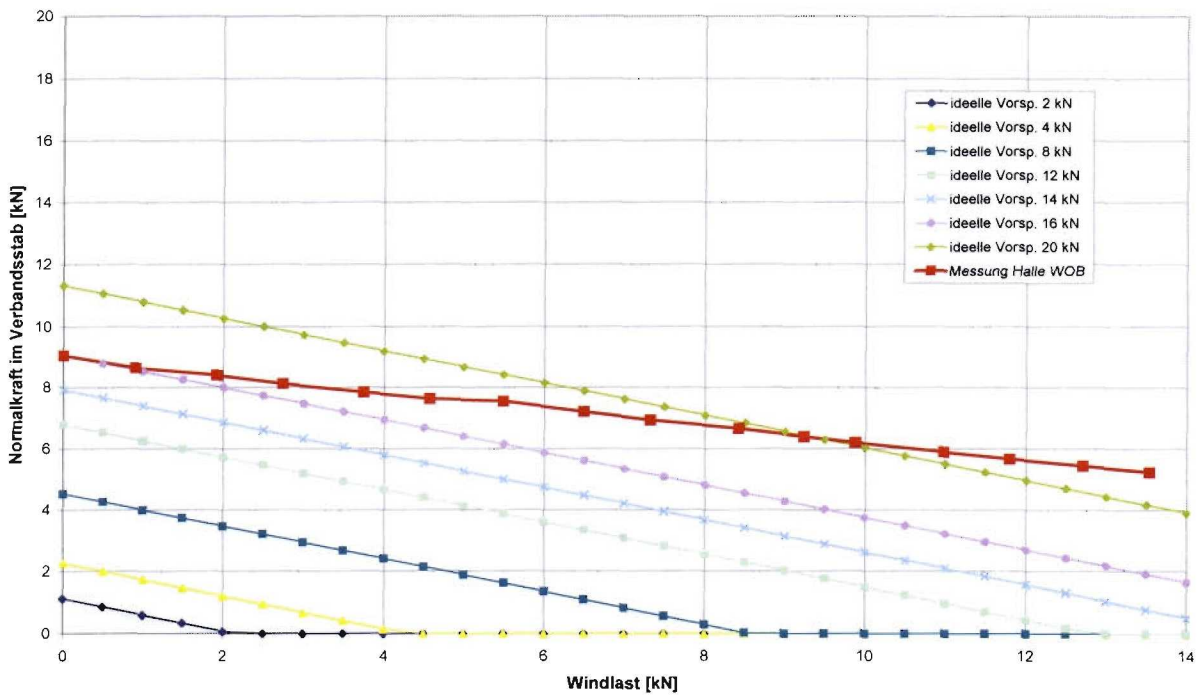


Abbildung 6-29: Vorspannungen im Druckstab (Stab 1)

Beim Vergleich der Ergebnisse mit den an der realen Konstruktion gemessenen Werten fällt auf, dass die Graphen eine unterschiedliche Steigung aufweisen. Dieser



Unterschied ist durch im Modell nicht erfasste Steifigkeiten vor allem in den Verbindungen zwischen den einzelnen Konstruktionselementen zu erklären.

Leider war der Wert der Vorspannung in den Verbandstäben der realen Konstruktion nicht bekannt. Die Annahme von 9kN in beiden Stäben ergibt sich aus einer Parameterstudie, die mittels eines Stabwerkmodells durchgeführt wurde [Anders00].

Aus diesem Grund wird im weiteren mit einer ideellen Vorspannung von 16kN (also ca. 9 kN nach Einstellung des Gleichgewichts) gearbeitet.

Um bisher im Modell nicht erfasste Steifigkeiten zu simulieren, werden Wegfedern an den Rahmenecken eingeführt. Eine Variation der Federsteifigkeit führte zu den in Abb. 6-30 dargestellten Ergebnissen. Die Referenz bilden die an Pos. 6 gemessenen Werte des realen Bauwerks.

Im Weiteren wird mit einer Federsteifigkeit von 12kN/cm gearbeitet. Eine Parameterstudie ergab, dass bei diesem Wert die noch immer vorhandenen Abweichungen zwischen Rechenmodell und Realität (bei den Messungen wurde der Zugstab stärker belastet) am besten ausgeglichen werden.

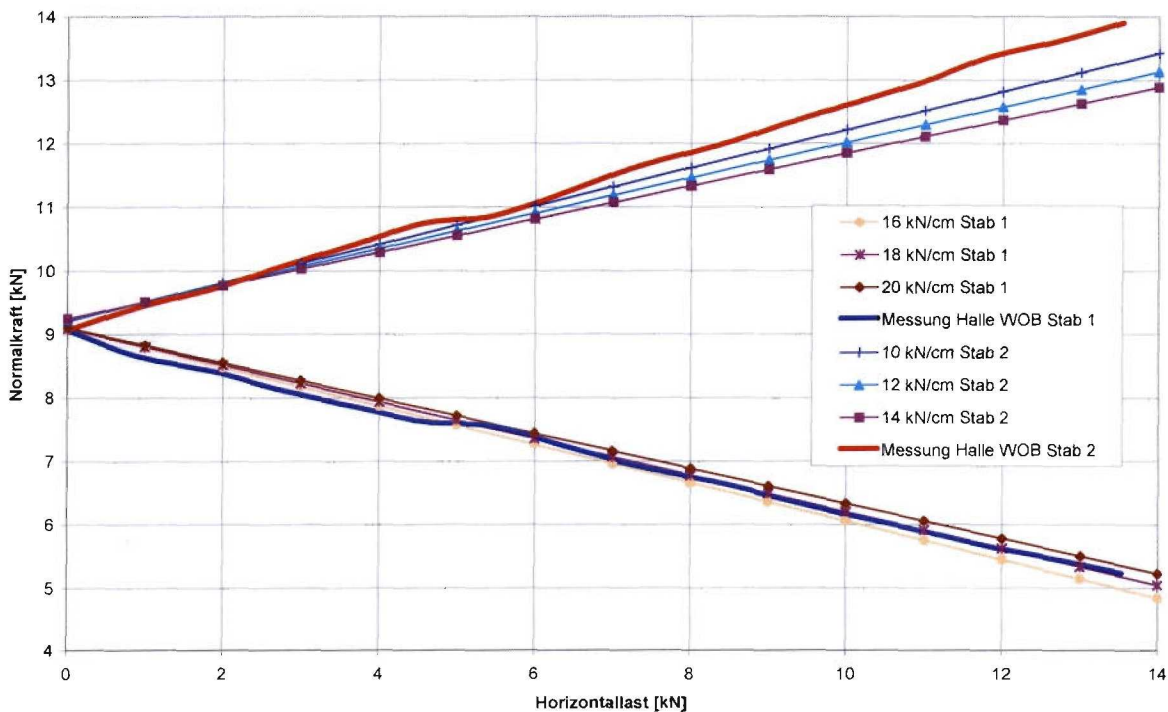


Abbildung 6-30: Normalkräfte in den Verbandsstäben in Abhängigkeit von der Weg-Federsteifigkeit

Die Berechnungen unter Berücksichtigung der Fassade führten zu folgenden Ergebnissen:

Während sich bei der Messung an der Halle WOB ein Verhältnis zwischen der Summe der Kräfte in den Verbandsstäben und der eingeleiteten Last von ca. 0,2 (Pos. 1) einstellte, so betrug dieser Wert in der numerischen Simulation unter Ansatz der Steifigkeiten aus dem Biegeversuch 0,51.

Bei Verwendung der im Druckversuch ermittelten Werte stieg dieser Wert auf 0,59 an.

Der Grund für diese vergleichsweise schlechte Annäherung der numerischen Lastabtragungskoeffizienten an die Messung ist auf den fehlenden Einfluss der Reibung zwischen den einzelnen Fassadenelementen, der bei dem hier nachgebildeten Bauwerk stark ausgeprägt war, zu suchen.

Auf die – numerisch sehr aufwendige – realitätsnahe Abbildung der Reibungseffekte musste aus Zeitgründen verzichtet werden.

Für den Fall der Belastung der Halle ohne montierte Fassadenelemente zeigt die FE-Berechnung eine gute bis sehr gute Übereinstimmung mit den gemessenen Werten. Aufgrund der oben schon erwähnten nicht numerisch erfassten Effekte aus Reibung ist die Übereinstimmung der numerischen Analyse mit den empirischen Ergebnissen unbefriedigend, wenn auch die Berechnung eine Tendenz in die richtige Richtung aufweist.

Es kann daher festgestellt werden, dass sich mit Hilfe der numerischen Untersuchung die ermittelten Werte der Feldmessung prinzipiell nachvollziehen lassen und die Messungen somit keine systematischen Fehler aufweisen.

## 6.5 Zusammenfassung und Vorschlag für einen Abminderungsfaktor

Zur Vergleichbarkeit der einzelnen Messungen wird der Abminderungsfaktor  $\kappa$  eingeführt, der das Verhältnis zwischen eingeleiteter Last und der zugehörigen Reaktionskraft in den Verbandsstäben quantifiziert.

Für das Grundtragwerk wird der Faktor  $\kappa_G$ , für das gesamte Bauwerk der Faktor  $\kappa_F$  bestimmt:

$$\kappa_{G/F} = \text{Mittelwert aus} \left[ \left( \frac{|M_{1A}| + |M_{1B}|}{2} + \frac{|M_{2A}| + |M_{2B}|}{2} \right) / F \right] \quad (6.8)$$

mit:

$M_{1A}$	=	Kraft in Stab 1 aus Dehnung an Messstelle 1A [kN]
$M_{1B}$	=	Kraft in Stab 1 aus Dehnung an Messstelle 1B [kN]
$M_{2A}$	=	Kraft in Stab 2 aus Dehnung an Messstelle 2A [kN]
$M_{2B}$	=	Kraft in Stab 2 aus Dehnung an Messstelle 2B [kN]
$F$	=	Kraft im Zugseil der Lasteinleitung [kN]

Bei den Messungen, bei denen die Lasteinleitung unter einem von der Neigung der Verbandsstäbe verschiedenen abweichenden Wert erfolgen musste, erfolgte eine Winkelkorrektur der Größe der eingeleiteten Kraft.

Bei der Auswertung der Messungen wurden hierbei Unterschiede unterschiedlicher Winkel der Lasteinleitung bereits eingerechnet. Weiterhin erfolgte die Betrachtung ausschließlich für die Belastung, wobei Werte für  $F < 0,5\text{kN}$  aufgrund des Absinkens der absoluten Messgenauigkeit in diesem Bereich nicht berücksichtigt wurden.

Nachfolgend wiedergegeben sind die Extrem- sowie Mittelwerte der Abminderungsfaktoren  $\kappa_G$  und  $\kappa_F$ , die sich bei den einzelnen Messungen ergaben.

**Tabelle 6-2:** Abminderungsfaktoren  $\kappa_G$  der einzelnen Messungen ohne Fassade (statistische Werte)

Wert	Halle WOB (Pos. Nr.)	Halle GÖ (Pos. Nr.)	Halle LU (Pos. Nr.)
Min.	0,609 (3)	0,782 (3)	0,833 (4)
Max.	0,837 (2)	0,923 (5)	0,910 (3)
Mittelwert	0,709	0,873	0,878

**Tabelle 6-3:** Abminderungsfaktoren  $\kappa_F$  der einzelnen Messungen mit Fassade (statistische Werte)

Wert	Halle WOB (Pos. Nr.)	Halle GÖ (Pos. Nr.)	Halle LU (Pos. Nr.)
Min.	0,106 (6)	0,209 (3)	0,237 (1)
Max.	0,167 (1)	0,329 (1)	0,322 (2)
Mittelwert	0,136	0,278	0,302

Sämtliche Einzelergebnisse sind in den Anlagen 1 und 2 wiedergegeben.

Der absolute Extremwert für  $\kappa_F$  ( $\kappa_G$  ist für das Ermüdungsproblem bei allseitig geschlossenen Hallen aufgrund der kurzen Montagedauer nicht von Bedeutung) wird bei der Halle GÖ mit  $\kappa_F = 0,329$  erreicht.

Auf sicherer Seite liegend wird daher ein Wert von  $\kappa_F = 0,5$  (Sicherheitsfaktor: 1,5) als Abminderungsfaktor für die in den Verbänden abzutragende Windlast vorgeschlagen.

## 7 Ermüdungsversuche

### 7.1 Allgemeines und Stand der Normung

Die Beanspruchbarkeit unter zyklischer Belastung der Komponenten der Stabilisierungsverbände ist neben den auftretenden Beanspruchungen der zweite wichtige Faktor für die Lebensdauer eines Verbandes.

Unter Ermüdung wird dabei Werkstoffschädigung, Risseinleitung und Rissfortschritt unter häufig wiederholter Beanspruchung verstanden. Ermüdungsfestigkeit ist die gemäß Versagenskriterium ohne Risseinleitung bzw. Bruch bei begrenzter oder unbegrenzter Schwingspielzahl ertragbare Beanspruchungsamplitude. Sie ist von einer Reihe von Einflussgrößen abhängig [Radaj95]: Werkstoff, Bauteil Ausbildung (Kerbdetail), Beanspruchungsart und Beanspruchungsablauf. Ermüdung ist demnach ein gekoppeltes Vielparameterproblem mit den damit verbundenen Unsicherheiten bei der quantitativen Vorhersage der Phänomene.

Da bei den untersuchten Bauteilen das Gewinde die ungünstigste Kerbe zu sein schien, wurde die Untersuchung auf dieses Kerbdetail bezogen.

Bei dem nach Wöhler benannten Schwingversuch wird ein Versuchskörper einer periodisch wiederholten, meist annähernd sinusförmigen Lastamplitude konstanter Größe bei gleichbleibender ruhender Mittellast unterworfen. Die bis zum Versagenskriterium des Bauteils aufgenommenen Schwingzahlen  $N$  werden zu den mit unterschiedlichen Höhen gewählten Last- bzw. Spannungsamplituden horizontal aufgetragen. Die Mittelwertlinie aller Versuche (Verbindungsline der 50%-Fraktile der zu den einzelnen Spannungshorizonten gehörenden Bruchlastspielzahlen) nennt man Wöhlerlinie (vgl. Abb. 7-1).

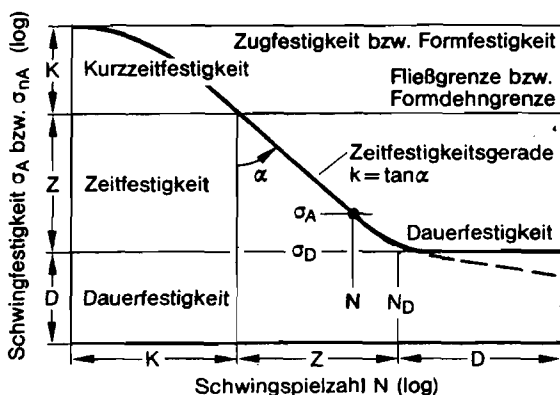


Abbildung 7-1: Kennwerte der Wöhler-Linie nach [Radaj95]

Die Wöhler-Linie wird i. a. als Gerade in doppeltlogarithmischer Auftragung dargestellt. Die Größe  $k$  (im EC3 als  $m$  bezeichnet) kennzeichnet die Neigung der Wöhler-Linie im Zeitfestigkeitsbereich:  $k = \Delta(\log N) / \Delta(\log \sigma)$ . Für Längsspannungen beträgt die Neigung der Ermüdungsfestigkeitskurven gemäß EC3 für Lastspiele bis  $5 \cdot 10^6$   $m = 3$  bzw. für mehr Lastspiele  $m = 5$ .

Ziel der durchgeführten Versuche war die Bestimmung von vollständigen Wöhler-Linien. Nach EC3-1-9 (Ausgabe 1992) sind die Gewinde in die ungünstigste Kerbfallgruppe 36\*

einzuordnen. In den beiden ersten Ausgaben des Entwurfs (März 1999 und August 2000) erfolgte eine Höherstufung in die Kerbfallgruppe 50\*. Nach dem vorläufig letzten Entwurf des EC3-1-9 (August 2001 – clean draft) sind die Gewinde in die Kerbfallgruppe 50 einzuordnen.

Eine weitere Änderung zwischen der eingeführten Ausgabe des Eurocode und den seither veröffentlichten Entwürfen betrifft die Aussagewahrscheinlichkeit:

Während im EC3 eine 95%-Überlebenswahrscheinlichkeit mit 95%iger Aussagewahrscheinlichkeit gefordert wird, findet sich in sämtlichen seither verfassten Entwürfen eine Reduktion der Aussagewahrscheinlichkeit auf 75%. Dieser Wert entspricht auch der gängigen Praxis für Bauteilprüfungen.

Die häufige Änderung der zulässigen Beanspruchbarkeiten unter wiederkehrenden Belastungen zeigt, dass hier eine gewisse Unsicherheit bezüglich dieser Einstufung vorhanden ist.

Eine Unterscheidung zwischen gerollten und geschnittenen Gewinden findet nicht statt. Erst seit dem letzten Entwurf vom August 2001 werden gerollte Gewinde mit einem Durchmesser von mehr als 30mm überhaupt Berücksichtigung. Zuvor waren solche Gewinde keiner Kerbfallgruppe zuzuordnen. Der aktuelle Entwurf sieht nun einen Abminderungsfaktor für **alle** Gewinde mit einem Durchmesser von mehr als 30mm vor. Es ist davon auszugehen, dass die in der Normung angegebenen Schwellwerte der Ermüdungsfestigkeit sich auf den ungünstigsten Fall (geschnittenes Gewinde) beziehen, wobei ein Teil der in Stabilisierungsverbänden eingesetzten Rundstähle mit aufgerollten Gewinden versehen wird. Die durchgeführten Bauteil-Wöhlerversuche sollten daher Aufschluss über das tatsächliche Ermüdungsverhalten von Rundstählen mit Endgewinde unter Berücksichtigung unterschiedlicher Endausbildungen sowie Herstellungsarten des Gewindes geben.

## 7.2 Einstufenversuche an verschiedenen Versuchskörpern

### 7.2.1 Versuchsstrategie

Über die Auswertung von Versuchen zur Bestimmung der Dauerfestigkeit von Bauteilen existiert eine Vielzahl von Literaturstellen, von denen hier nur stellvertretend [Kosteas84] genannt werden soll.

DIN 969 sieht für „Verbindungselemente mit Gewinde“ drei Möglichkeiten für die Durchführung von Versuchen zur Bestimmung der Dauerfestigkeit vor: Das Treppenstufenverfahren, das Abgrenzungsverfahren sowie das dem Abgrenzungsverfahren ähnliche arc sin-Verfahren.

Das Abgrenzungsverfahren nach *Maenning* [Maenning70] beruht auf der Beobachtung, dass der Streubereich für viele Materialien im Bereich von  $0,1 \cdot \sigma_D$  liegt oder größer ist. Vor Versuchsbeginn muss die Dauerfestigkeit abgeschätzt werden, was am besten aufgrund vorangegangener Versuchsreihen mit sehr ähnlichen Bauteilen geschieht. Anschließend erfolgt die Prüfung auf zwei unterschiedlichen Spannungsniveaus, von denen das jeweils erste mittels einer Treppenstufenstrategie gefunden werden muss.

Nachteil dieses Verfahrens ist die relativ große Anzahl an benötigten Versuchskörpern sowie die Gefahr, dass bei falscher Abschätzung von  $\sigma_D$  die Prüfung eines weiteren Horizontes notwendig wird und somit ein großer Teil der Versuche nicht relevant für die Auswertung ist.

Das Treppenstufenverfahren, auch „up-and-down“- oder „staircase“-Methode, wurde 1943 durch die Explosives Research Laboratories, Bruceton, entwickelt. Das speziell für die Versuchsdurchführung abgeleitete statistische Auswertungsverfahren stammt von Dixon und Mood [Dixon48]. Die Formeln für die Bestimmung des Mittelwertes der Dauerfestigkeit, ihre Standardabweichung werden hierbei mittels einer „Maximum Likelihood“ Optimierung bestimmt. Auf die mathematischen Hintergründe sowie die zur Findung einer geschlossenen Lösung notwendigen Vereinfachungen soll hier nicht weiter eingegangen werden.

Der große Vorteil der Treppenstufenmethode ist, dass sich die Versuche verfahrensbedingt um den Mittelwert der Dauerfestigkeit konzentrieren, die Versuchsdurchführung erfordert somit nicht die Kenntnis vorangegangener ähnlicher Versuche. Hier liegt der größte Vorteil gegenüber anderen Methoden wie z. B. dem Abgrenzungsverfahren oder auch dem Probitverfahren.

Die Auswertung von Versuchsergebnissen nach dem Treppenstufenverfahren ist mathematisch wenig anspruchsvoll. Durch falsch gewählte Anfangsniveaus entsteht kein Fehler sondern nur ein erhöhter Probenbedarf. Die Standardabweichung bzw. der Stufenabstand können in weiten Bereichen variieren, ohne dass die Genauigkeit nennenswert beeinflusst wird.

Der Hauptnachteil (speziell für Dauerfestigkeitsuntersuchungen) ist, dass die Proben nacheinander geprüft werden müssen, also nicht mehrere Prüfmaschinen zeitgleich eingesetzt werden können. Als ungünstig erweist sich auch, dass der Stufenabstand während des Versuchs nicht geändert werden kann. Dies kann vor allem bei zu klein gewählten Stufenabständen zu einer erhöhten notwendigen Anzahl von Versuchen führen, da die Auswertung von großen Probekörperanzahlen je Stufe ausgeht.

Wegen der aus Zeitgründen begrenzten Anzahl von Versuchen und dem Fehlen von Erfahrungen (früher durchgeführte Versuchsreihen) mit diese speziellen Bauteilen, wurden die Versuche zur Bestimmung des Niveaus der Dauerfestigkeit nach dem Treppenstufenverfahren durchgeführt.

Die Bestimmung der max. Anzahl der Lastwechsel im Zeitfestigkeitsbereich erfolgte für jeden Bauteiltyp (gemäß DIN 969) durch acht Versuche auf jeweils zwei Horizonten.

Der obere Horizont ergab sich dabei aus der Streckgrenze im Spannungsquerschnitt des Gewindes (Oberspannung) und dem Spannungsverhältnis  $\kappa = 0,15$  (vgl. Abschn. 7.2.3). Für den unteren der beiden Zeitfestigkeitshorizonte wurde der (logarithmierte) Mittelwert aus bestimmter Dauerfestigkeit (ohne statistische Abminderung) und dem oberen Horizont gebildet.

Der Vorschlag nach DIN 969, als Zeitfestigkeitshorizonte den 1,6- bzw. 2,4-fachen Wert des Niveaus der Dauerfestigkeit einzusetzen, konnte nicht realisiert werden, da sich auf diese Weise eine Oberspannung weit oberhalb der Materialstreckgrenze ergeben hätte.

### 7.2.2 Versuchskörper – Auswahl und Geometrie

Um den Einfluss von unterschiedlichen Endanschlüssen erfassen zu können, wurden sowohl ein Zugstabsystem mit Gabelköpfen als auch ein BWS mit Endmutter untersucht (vgl. auch Abb. 4-2 – Kraftverlauf Mutter/Gabelkopf). Von jedem System werden jeweils drei Durchmesser mit aufgerollten Gewinden geprüft. Die Versuchskörper wurden von den Firmen DEHA Ankersysteme (Gabelkopfsystem DETAN-S) und ASTRON Building Systems (Bevel-Washer) zur Verfügung gestellt (vgl. nachfolgende Aufstellung). Am Gks wurde zusätzlich eine Versuchsreihe mit geschnittenen Endgewinden durchgeführt.

Die Gabelköpfe bestanden aus Stahl der Güte S355 ( $\varnothing$  10mm – im Gesenk geschmiedet) bzw. EN-GJS-400-15 ( $\varnothing$  24mm und 36mm – Guss).

**Tabelle 7-1:** Versuchskörper Dauerfestigkeitsbereich

System	Material Zugstab	Durchmesser [mm]	Anzahl Versuchskörper		Summe
			gerollte Gewinde	geschnittene Gewinde	
Zugstab mit Gabelkopf (DETAN-S)	S355	10	16	20	36
	S355	24	18	22	40
	S355	36	22	18	40
Zugstab mit Bevel-Washer und Endmutter	S355	18	16	-	16
	S355	24	16	-	16
	S355	30	18	-	18

Im Bereich der Dauerfestigkeit wurden die Anzahl der durchgeführten Versuche so gewählt, dass mindestens zehn Proben in die Auswertung nach dem Treppenstufenverfahren mit einbezogen werden konnten.

Die Bestimmung zweier Horizonte im Zeitfestigkeitsbereich erfüllte die Forderung gemäß DIN 969 (12-97) nach Einbeziehung von mindestens 8 Versuchskörpern je Horizont (vgl. Tab. 7-2).

**Tabelle 7-2:** Versuchskörper Zeitfestigkeitsbereich

System	Material Zugstab	Durchmesser [mm]	Anzahl Versuchskörper		Summe
			gerollte Gewinde	geschnittene Gewinde	
Zugstab mit Gabelkopf (DETAN-S)	S355	10	8	8	16
	S355	24	8	8	16
	S355	36	8	8	16
Zugstab mit Bevel-Washer und Endmutter	S355	18	8	-	8
	S355	24	8	-	8
	S355	30	8	-	8

Sowohl die Zugstabsysteme mit Gabelkopf (geschnittenen Gewinde) als auch die Bevel-Washer-Systeme entstammten der laufenden Produktion des jeweiligen Herstellers. Da die Zugstabsysteme mit Gabelkopf nicht mit gerollten Gewinden vertrieben werden, wurden die entsprechenden Bauteile vor dem planmäßigen Aufschneiden des Gewindes aus der Produktion entnommen. Anschließend wurden die Gewinde in einem Zweigwerk des Herstellers aufgerollt.

### 7.2.3 Versuchsaufbau und -durchführung

Sämtliche Versuche wurden in Anlehnung an DIN 969 (12-97) im Zugschwellbereich mit einem konstanten Verhältnis  $\kappa$  zwischen Unter- und Oberspannung und einer Grenzlastspielzahl von  $5 \cdot 10^6$  durchgeführt. Die angegebenen Spannungen wurden hierbei grundsätzlich auf den Spannungsquerschnitt des jeweiligen Gewindes bezogen.

Zur Durchführung der Versuche wurden (abhängig vom Zugstab-Durchmesser) zwei servohydraulische, digital geregelte Universalprüfmaschinen mit jeweils vier unterschiedlichen Lastbereichen eingesetzt.

Während die kleinere der Prüfmaschinen (Fabrikat: Instron-Schenck) eine max. Prüfkraft von 160kN besaß, ließen sich mit der größeren (Fabrikat: MTS) Kräfte von bis zu 1000kN aufbringen. Beide Maschinen waren vor der Durchführung der Versuchsreihen durch den Deutschen Kalibrierdienst (DKD) bezüglich Kraft und Weg kalibriert worden (Genauigkeitsklasse 0,5 bzw. 1,0).

Der Einbau in die Prüfmaschinen erfolgte über spezielle Vorrichtungen, mit deren Hilfe es möglich war, ein komplettes Bauteil, bestehend aus zwei Gabelköpfen bzw. zwei Bevel-Washern mit jeweils der zugehörigen Zugstange, zeitgleich zu testen, was zu einer erheblichen Reduktion der erforderlichen Versuchszeit führte (vgl. Abb. 7-2).

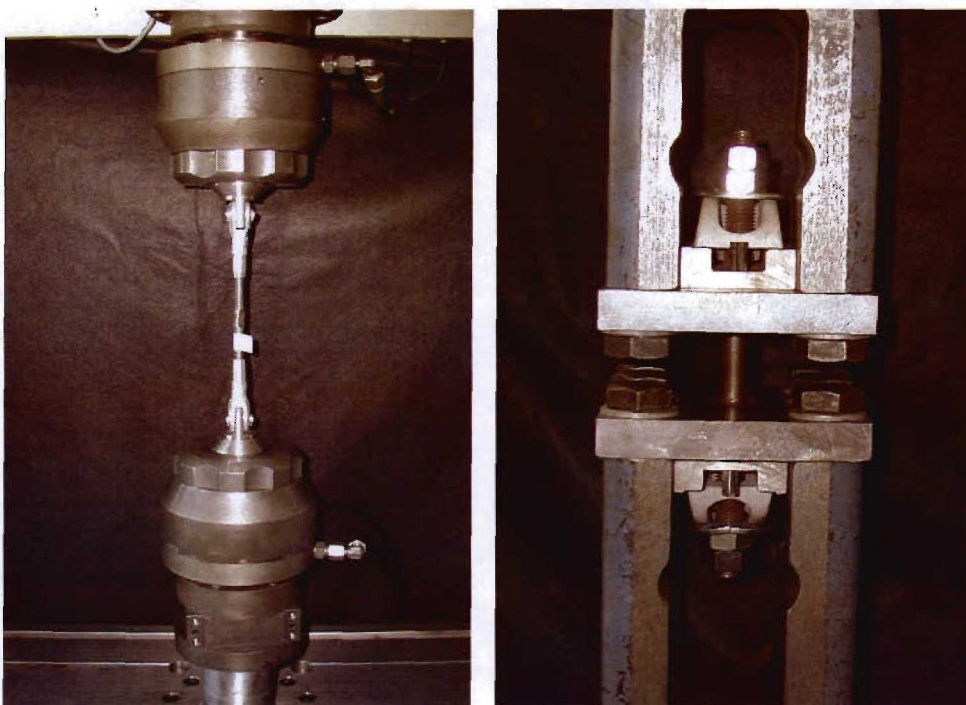


Abbildung 7-2: Eingebaute Versuchskörper: links – Gabelkopfsystem; rechts – Bevel-Washer-System



Um beim Gks auch nach einem Gewindebruch die Möglichkeit zu haben, die Prüfung des zweiten Endgewindes fortzusetzen, wurden für jede der drei Größen spezielle Hül- sen mit Innengewinde gefertigt. Diese konnten nach einem Bruch der Zugstange und dem Aufschneiden eines Feingewindes als Zwischenhalterung eingesetzt werden bis auch der Bruch auf der Gegenseite auftrat. Beim BWS wurde nach dem Bruch der Zugstange auf einer Seite die zugehörige Mutter auf das verbliebene (Rest-) Gewinde aufgedreht und die Prüfung anschließend fortgesetzt.

Sämtliche Versuche wurden je nach verwendeter Prüfmaschine und Belastung mit Prüffrequenzen zwischen 5 und 40 Hertz durchgeführt, nachdem Vorversuche keinen Einfluss der Frequenz auf die erreichte Lastspielzahl erkennen ließen (vgl. auch [Kloos79]).

Zunächst wurde mittels des Treppenstufenverfahrens (vgl. Abschn. 7.2.1 bzw. 7.3.2) ein unterer Wert für die Dauerfestigkeit ermittelt. Aufgrund von Vorversuchen an Gewinde- stangen wurde der Median der Dauerfestigkeit auf ca. 45% der Streckgrenze und die Standardabweichung auf ca. 5% des Medians geschätzt.

Hieraus ergab sich ein Schätzwert für die Standardabweichung von

$$s = 0,05 \cdot (0,45 \cdot 355) = 7,99 \text{ N/mm}^2 \quad (7.1)$$

und damit nach *Hück* [Hück83] eine Stufung von

$$d = 7,99 / 0,7 = 11,41 \text{ N/mm}^2 \quad (7.2)$$

als Abstand zwischen zwei benachbarten Doppelspannungsamplituden.

Da aufgrund der Belastung der Wind- und Stabilisierungsverbänden durch den böigen Wind die Beibehaltung einer konstanten Mittelspannung nicht realitätsnah erschien, wurden sämtliche Versuche mit einem konstanten Verhältnis  $\kappa$  zwischen Ober- und Unterspannung durchgeführt.

Die Bestimmung des Spannungsverhältnisses  $\kappa$  ergab sich aus der notwendigen Be- rücksichtigung mehrerer Randbedingungen:

- Versuche nur im Zugschwellbereich
- Unterlast stets  $> 1\text{kN}$  (prüfmaschinentechnische Bedingung)
- Oberspannung stets unterhalb der Materialstreckgrenze

Für das Verhältnis wurde ein Wert von  $\kappa = 0,15$  festgelegt.

Aufgrund der Abschätzung des Medians der Dauerfestigkeit auf 45% der Streckgrenze ergab sich folgende Stufung (Beispiel: Gabelkopfsystem, Durchmesser der Zugstange: 10mm):

**Tabelle 7-3:** Stufung des Treppenstufenverfahrens (Beispiel: Gabelkopfsystem;  $\varnothing$  10mm) - Auszug

$\Delta\sigma$ [N/mm <sup>2</sup> ]	% von $f_{y,k}$	$\Delta F$ [kN]	$F_u$ [kN]	$F_o$ [kN]	$F_m$ [kN]
216,8	61,1	12,57	2,22	14,79	8,51
205,39	57,9	11,91	2,10	14,01	8,06
193,98	54,6	11,25	1,99	13,24	7,61
182,57	51,4	10,59	1,87	12,46	7,16
171,16	48,2	9,93	1,75	11,68	6,72
159,75	45,0	9,27	1,64	10,90	6,27
148,34	41,8	8,60	1,52	10,12	5,82
136,93	38,6	7,94	1,40	9,34	5,37
125,52	35,4	7,28	1,28	8,56	4,92
114,11	32,1	6,62	1,17	7,79	4,48
102,70	28,9	5,96	1,05	7,01	4,03

Bei Eintritt eines Bruchs im Versuchskörper vor Erreichen der Grenzlastspielzahl von  $5 \cdot 10^6$  wurde der nachfolgende Versuchskörper mit der nächsthöheren Laststufe geprüft.

Bedingt durch diese Vorgehensweise erwies sich der Versuchsaufbau, bei dem immer zwei Proben gleichzeitig geprüft wurden, während der ersten Versuche als nachteilig: Lag die zu Beginn gewählte Laststufe weit außerhalb des Bereichs der Dauerfestigkeit, so mussten stets zwei Versuche verworfen werden. Zudem konnte die Auswertung nach dem Treppenstufen (vgl. Abschn. 7.3.2) nicht direkt erfolgen –aus den vorhandenen Versuchen musste eine Stufung entwickelt werden. Dieser Nachteil wurde allerdings später durch die Halbierung der Versuchszeit mehr als ausgeglichen.

## 7.3 Auswertung Versuche - Dauerfestigkeit

### 7.3.1 Allgemeines

Die in DIN 969 gemachten Angaben zur Auswertung nach dem Treppenstufenverfahren sind auf Methoden zur Bestimmung des Medians sowie der Standardabweichung beschränkt. Daher wurde zur Berechnung von Fraktilwerten eine Auswertemethode gewählt, welche den Eigenheiten des Treppenstufenverfahrens Rechnung trägt und auf der sicheren Seite liegende Ergebnisse liefert. Gleichzeitig wurde darauf geachtet, dass sowohl die Bestimmung des Niveaus der Dauerfestigkeit als auch die Auswertung im Zeitfestigkeitsbereich aufgrund derselben Verteilungsfunktion erfolgte. Ob eine weniger konservativere Auswertung dennoch zuverlässige Ergebnisse liefern würde, kann hier aufgrund fehlender Referenzversuchsreihen nicht beurteilt werden.

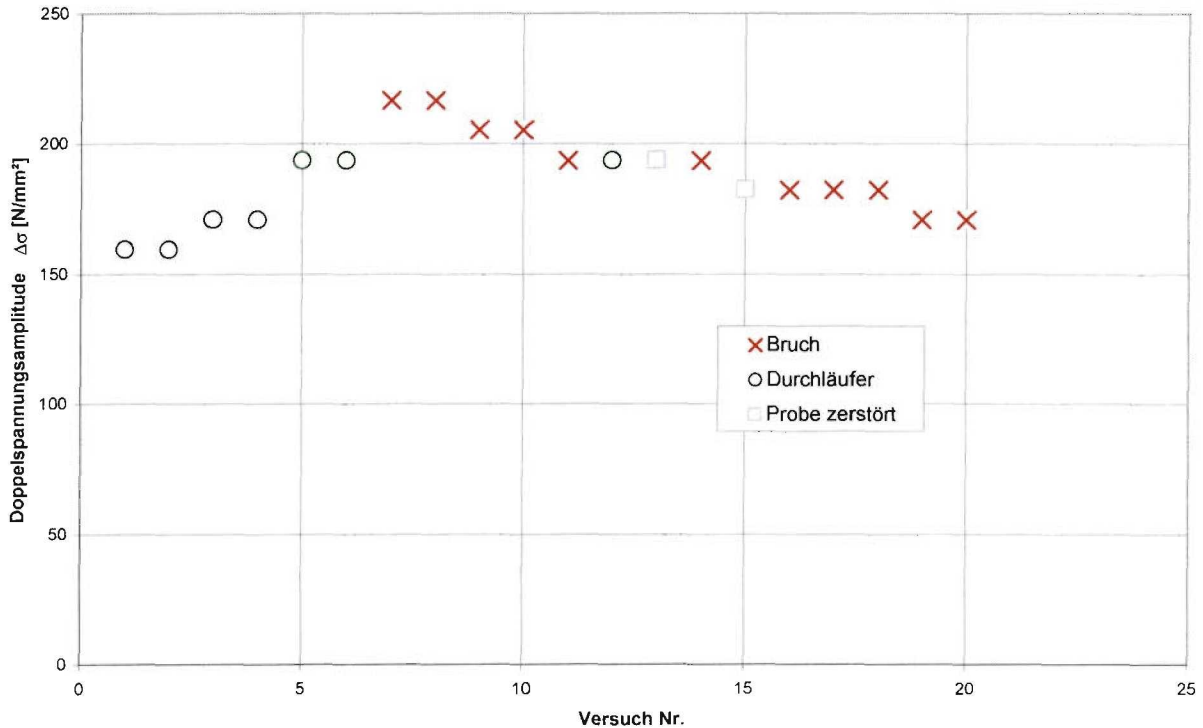
Nachfolgend wird beispielhaft die Versuchsauswertung für das Gks mit einem Durchmesser der Zugstangen von 10mm detailliert dargestellt. Für die übrigen Prüfkörper werden die in gleicher Weise ermittelten Ergebnisse sowie besondere Auffälligkeiten wiedergegeben.

Da es sich bei den durchgeführten Versuchen um Bauteilversuche handelte, erfolgte keine Differenzierung der unterschiedlichen Versagensarten (vgl. auch Abschn. 7.3.3).

### 7.3.2 Gabelkopfsystem ( $\varnothing$ Zugstangen: 10 mm – geschnittene Gewinde)

Beim Gks mit einem Durchmesser der Zugstangen von 10 mm (geschnittene Gewinde) trat als Versagen stets ein Bruch im Gewinde der Zugstange auf. Dieser Bruch war immer im Bereich der ersten „freien“ Gewindegänge in der Nähe des Gabelkopfes lokalisiert.

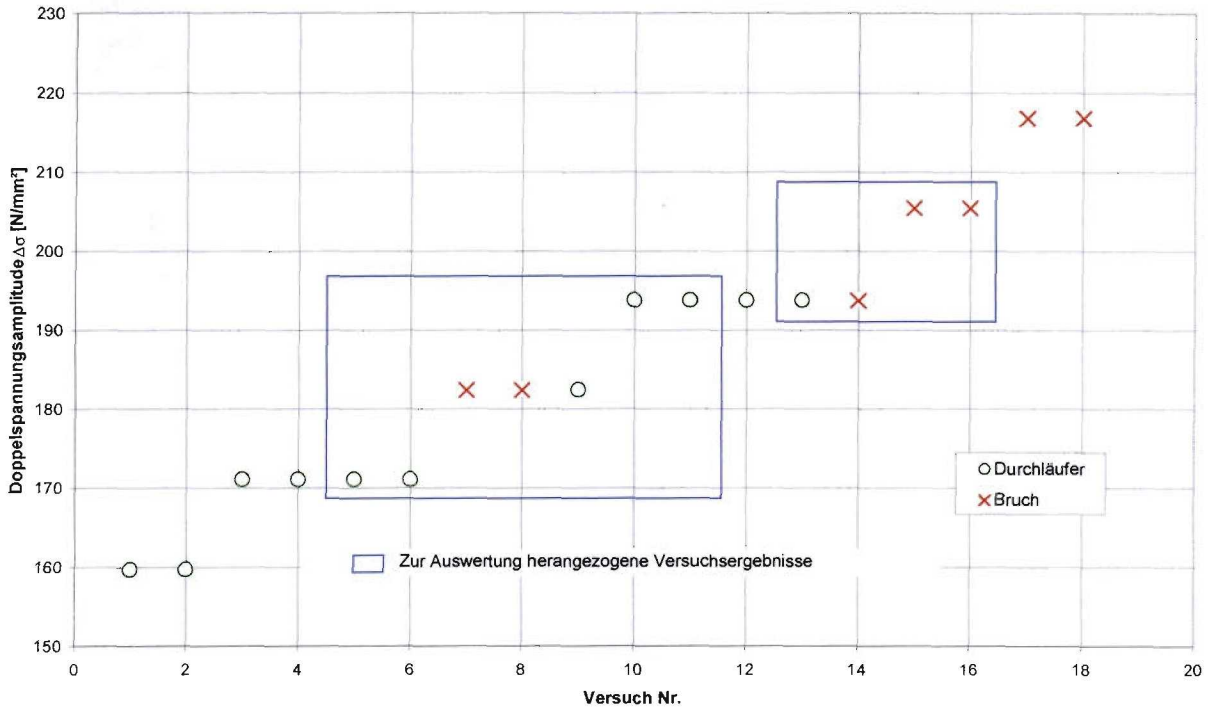
In Abb. 7-3 sind die Versuchsergebnisse in der Reihenfolge der Versuchsdurchführung wiedergegeben.



**Abbildung 7-3:** Durchgeführte Versuche (Gabelkopfsystem,  $\varnothing$  10 mm, geschnittene Gewinde) – Dauerfestigkeit in der Reihenfolge der Durchführung

Es wird deutlich, dass die Abschätzung des Medians der Dauerfestigkeit zu 45% ( $\Delta\sigma = 159,75\text{N/mm}^2$ ) deutlich zu konservativ war und hierdurch einige der durchgeführten Versuche nicht mit in die Auswertung einbezogen werden konnten.

Dies wird bei der Darstellung der aufsteigend geordneten Ergebnisse deutlich (vgl. Abb. 7-4).



**Abbildung 7-4:** Durchgeführte Versuche (Gabelkopfsystem, Ø 10 mm, geschnittene Gewinde) – Dauerfestigkeit, aufsteigend sortiert

Die im Rahmen des Treppenstufenverfahrens auswertbaren Ergebnisse sind gesondert markiert.

Zur Auswertung nach dem Treppenstufenverfahren kann der Bruch eines Versuchskörpers nur dann herangezogen werden, wenn sich auf einer der unmittelbar benachbarten Stufen ein Durchläufer findet oder umgekehrt.

Aus den im Diagramm markierten Versuchen lässt sich gemäß DIN 969 folgende Auswertung entwickeln (vgl. Tabelle 7-4):

**Tabelle 7-4:** Auswertung nach DIN 969

1	2								3	4	5	6	7	8			
Δσ [N/mm²]	X Bruch				O Nichtbruch				X	O	z	f	zf	z²f			
205,5		X		X							2	0	3	2	6	18	
193,8	O		O		X						O	1	3	2	1	2	4
182,5						X		X		O	2	1	1	2	2	2	
171,1							O		O		0	2	0	0	0	0	
	Summe der Spalten 3,4,6,7,8								5	6	-	5	10	24			
												C	A	E			

Hieraus folgt:

**Median:**

$$\Delta\sigma_{A50} = \sigma_{a0} + d \left[ \frac{A}{C} + X \right] = 188,22 \text{ N/mm}^2 \tag{7.3}$$

**Erwartete Standardabweichung:**

$$S(\Delta\sigma_A) = 1,62 \cdot d \cdot \left[ \frac{C \cdot E - A^2}{C^2} + 0,029 \right] = 15,32 \text{ N/mm}^2 \quad (7.4)$$

- $\sigma_{a0}$  = niedrigste Doppelspannungsamplitude in den Spalten 3 und 4 mit der niedrigeren Zahl von Ereignissen (hier: 171,1 N/mm<sup>2</sup>)  
 $d$  = Stufensprung (hier: 11,41 N/mm<sup>2</sup>)  
 $x$  = +0,5 wenn Spalte 6 = Spalte 4; -0,5 wenn Spalte 6 = Spalte 3  
 $S$  = Standardabweichung

Nachfolgend wird für die in die Auswertung nach dem Treppenstufenverfahren mit einbezogenen Versuche die zu dem 95%-Fraktilwert gehörenden Spannungsniveaus für das Konfidenzniveau  $P_w = 0,95$  berechnet. Das bedeutet, dass der Fraktilwert  $\Delta\sigma_{p=95\%}$  (Überlebenswahrscheinlichkeit) mit einer Wahrscheinlichkeit (Konfidenz)  $P_w = 0,95$  nicht überschritten wird. Bei Annahme einer Normalverteilung für die Ergebnisse der Stichprobe ergibt sich für den Schätzwert  $\hat{x}_p$  eines bestimmten Fraktils  $p$  der Überlebenswahrscheinlichkeit unter Beachtung der Zufälligkeit des kleinen Stichprobenumfangs

$$\hat{x}_p = \bar{x} - K_s \cdot S, \quad (7.5)$$

wobei gemäß [DIBt86] der Fraktilfaktor  $K_s$  unter Beachtung der festgelegten Aussagewahrscheinlichkeit  $P_w$  entsprechend der nichtzentralen Student-t-Verteilung anzusetzen ist.

**95%-Fraktilwert:**

$$\Delta\sigma_{95\%D} = \Delta\sigma_{A50} - S(\Delta\sigma_A) \cdot k_{pA} = 150,5 \text{ N/mm}^2 \quad (7.6)$$

- $k_{pA}$  = Beiwert der nichtzentralen Student-t-Verteilung (5 Werte, 95%-Aussagewahrscheinlichkeit) - hier:  $k_{pA} = 4,203$  (Anzahl der Proben: 5)

**Zum Vergleich:**

Dem Kerbfall 50\* ist für eine Lastwechselzahl von  $5 \cdot 10^6$  eine Doppelspannungsamplitude von  $\Delta\sigma = 36,33 \text{ N/mm}^2$  zugeordnet.

Nachteil der hier gezeigten Auswertemethode, die auf *Dixon* und *Mood* [Dixon48] zurückgeht, ist die Tatsache, dass hier nur das seltenere Ereignis (in diesem Fall der Eintritt eines Bruchs) berücksichtigt wird.

Aufgrund der (aus Zeitgründen) begrenzten Anzahl von Versuchen war jedoch eine Auswertung mittels des modifizierten Treppenstufenverfahrens nach [Hück83] nicht möglich, da hierzu „mindestens 25 Versuche“ durchgeführt werden müssen.

Zur Bestimmung des 95%-Fraktilwerts der Überlebenswahrscheinlichkeit, wurden sämtliche nach DIN 969 mittels des Treppenstufenverfahrens ausgewerteten Versuche als eine Stichprobe betrachtet. Für das oben dargestellte Beispiel ergibt sich somit:

**Standardabweichung:**  $S = 11,85 \text{ N/mm}^2$

**95%-Fraktilwert:**  $\Delta\sigma_{95\%D} = 155,37 \text{ N/mm}^2$

Eine Zusammenfassung zu einer Stichprobe ist zulässig, da die Bedingungen für die in die Auswertung nach dem Treppenstufenverfahren eingehenden Werte identisch waren.

### 7.3.3 Übrige Versuche Gabelkopfsystem

Bei den Versuchen am Gks mit einem Durchmesser von 24mm bzw. 36mm trat ein zusätzlicher Versagensmechanismus auf, der beim zuvor geprüften System (Durchmesser 10 mm) nicht beobachtet werden konnte:

Obwohl bei der überwiegenden Anzahl der Versuche das Versagen ebenfalls in der Zugstange im Bereich des Gabelkopfes auftrat, kam es bei vier Versuchskörpern ( $\emptyset$  24mm) zu einem Bruch des Gabelkopfes (vgl. Abb. 7-5).



**Abbildung 7-5:** Gebrochener Gabelkopf DETAN-S 24

Bei den Versuchen mit einem Zugstabdurchmesser von 36mm war der Bruch des Gabelkopfes sogar die häufigste Versagensursache (6 von 9 Brüchen).

Aufgrund dieses neuen – offenbar größenabhängigen - Versagensmechanismus schien eine eingehendere Untersuchung der Geometrie der Gabelköpfe notwendig. In der nachfolgenden Aufstellung werden die Spannungsquerschnitte im Gewinde mit den im Bereich des Bolzenlochs verbleibenden (Rest-) Querschnitten verglichen.

**Tabelle 7-5:** Vergleich der Geometrien (Gabelköpfe – Gewinde)

Nenn-Ø Zugstange [mm]	A <sub>s</sub> Gewinde [mm]	Restquerschnitt im Gabelkopf Q <sub>s</sub> [mm] <sup>*)</sup>	$\frac{Q_s}{A_s}$ [-]	Ausnutzungsgrad Gabelkopf <sup>**)</sup> [%]
10	58	168	2,90	34,5
24	353	893	2,53	56,1
36	817	1950	2,39	59,5

\*) Näherungswerte, da keine exakten Daten vorlagen

\*\*) bei Erreichen der Nennstreckgrenze im Zugstab (unter Berücksichtigung der geringeren Streckgrenze des Materials der Gabelköpfe – S355 für Ø 10mm bzw. EN-GJS-400-15 für Ø 24mm und 36mm)

Mit größer werdendem Durchmesser der Zugstange werden die Gabelköpfe vergleichsweise schlanker ausgebildet (Quotient  $Q_s/A_s$  nimmt ab). Dies erklärt, weshalb bei den beiden größeren der geprüften Systeme die Neigung zu einem Bruch im Gabelkopf als Versagensart zunimmt.

Trotzdem kann selbst beim System mit einem Zugstabdurchmesser von 36mm keine Ausnutzung des Gabelkopfs im maßgebenden Querschnitt von mehr als 60% (unter Voraussetzung der Ausnutzung der Streckgrenze im Gewinde der Zugstange) festgestellt werden.

Zur Überprüfung, ob etwa im Bereich des Bolzenlochs extreme Spannungsspitzen vorliegen, wurden numerische Untersuchungen mit Hilfe der FE-Methode durchgeführt. (vgl. Abschnitt 7.5).

In der nachfolgenden Aufstellung sind die Ergebnisse für die durchgeführten Dauerfestigkeitsversuche (zur Auswertemethode vgl. Abschn. 7.3.2) wiedergegeben.

Anmerkung: Der „Anteil der Gabelkopfbrüche“ bezeichnet das Verhältnis der Gabelkopfbrüche zur Gesamtanzahl der gemäß DIN 969 ausgewerteten Versuche.

**Tabelle 7-6:** Ergebnisse Dauerfestigkeitsversuche Gks (geschnittene Gewinde)

Durchmesser [mm]	$\Delta\sigma_{A50\%}$ <sup>*)</sup> [N/mm <sup>2</sup> ]	S( $\Delta\sigma_A$ ) <sup>*)</sup> [N/mm <sup>2</sup> ]	$\Delta\sigma_{95\%D}$ <sup>*)</sup> [N/mm <sup>2</sup> ]	Anzahl der ausgewerteten Versuche	Anteil der Gabelkopfbrüche [%]
10	188,22	15,32	156,46	11	0
24	131,23	12,86	104,89	12	0
36	108,41	11,10	86,48	16	31,25

\*) Bezeichnungen: s. Abschn. 7.3.2

Es zeigt sich eine deutliche Abhängigkeit der Ergebnisse vom Durchmesser der Zugstange: Mit steigendem Durchmesser sinkt der Median deutlich ab. Ein Grund hierfür liegt in der höheren Wahrscheinlichkeit für das Vorhandensein lokaler Imperfektionen im Material.

Auffällig ist weiterhin, dass die Streuung mit steigendem Durchmesser ebenfalls abnimmt, was mit unterschiedlichen Fertigungstoleranzen zu erklären ist.

Die Versuche mit gerollten Gewinde zeigten (erwartungsgemäß) ein höheres Niveau der Dauerfestigkeit und zudem eine geringere Streuung als die geschnittenen Gewinde (vgl. Tab. 7-7).

**Tabelle 7-7:** Ergebnisse Dauerfestigkeitsversuche Gks (gerollte Gewinde)

Durchmesser [mm]	$\Delta\sigma_{A50\%}$ *) [N/mm <sup>2</sup> ]	$S(\Delta\sigma_A)$ *) [N/mm <sup>2</sup> ]	$\Delta\sigma_{95\%D}$ *) [N/mm <sup>2</sup> ]	Anzahl der ausgewerteten Versuche	Anteil der Gabelkopfbrüche [%]
10	208,8	10,89	186,23	11	18,18
24	151,73	10,89	129,43	12	38,89
36	131,23	12,86	104,89	12	58,33

\*) Bezeichnungen: s. Abschn. 7.3.2

Die Mediane der einzelnen Versuchsreihen liegen deutlich höher als bei den Versuchen mit geschnittenen Gewinden. Offensichtlich ist die beim Rollen des Gewindes in das Bauteil eingebrachte Kerbe weniger schädigungsrelevant als eine durch Schneiden des Gewindes eingeprägte Störung.

Gestützt wird diese These durch den – im Vergleich zu den Systemen mit geschnittenen Gewinden – stark angestiegenen Anteil der Gabelkopfbrüche.

Die verwendeten Gabelköpfe wurden alle aus dem gleichen Material und mit identischer Geometrie gefertigt. Daher muss davon ausgegangen werden, dass ein Anstieg der Zahl der Gabelkopfbrüche nur dann erfolgt, wenn die übrigen im System vorhandenen Kerben (hier in erster Linie das Gewinde) weniger schädigungsrelevant sind.

Weiterhin auffällig ist die vergleichsweise geringere Streuung der Versuchswerte. Als Ursache wird eine höhere Fertigungsgenauigkeit als beim Aufschneiden der Gewinde vermutet.



### 7.3.4 Auswertung Versuche Bevel-Washer

Die Versuche, bei denen die Endverbindung als Bevel-Washer mit aufgeschraubter Mutter ausgebildet war, zeigten eine erheblich geringere Streuung als die Versuche am Gabelkopfsystem.

**Tabelle 7-8:** Ergebnisse Dauerfestigkeitsversuche BWS (gerollte Gewinde)

Durchmesser [mm]	$\Delta\sigma_{A50\%}$ *) [N/mm <sup>2</sup> ]	$S(\Delta\sigma_A)$ *) [N/mm <sup>2</sup> ]	$\Delta\sigma_{95\%D}$ *) [N/mm <sup>2</sup> ]	Anzahl der ausgewerteten Versuche
18	192,11	4,64	182,61	12
24	131,23	15,32	99,86	12
30	123,07	4,31	114,42	14

\*) Bezeichnungen: s. Abschn. 7.3.2

Bei diesen Versuchen erfolgte das Versagen stets durch einen Bruch in der Zugstange im Bereich der Mutter. Die Bevel-Washer selbst wiesen keine sichtbaren Beschädigungen auf. Lediglich die Unterlegscheiben (vgl. Abb. 7-2, unten rechts), die sich zwischen Mutter und Bevel-Washer befinden, brachen bei nahezu jedem der durchgeführten Versuche. Da hierdurch kein Versagen des Gesamtsystems hervorgerufen werden kann (die Mutter kann aufgrund ihrer Abmessungen nicht durch das Gussteil hindurchgezogen werden), wurde dieser Effekt nicht näher betrachtet.

Um eine kontinuierliche Versuchsdurchführung ohne das erforderliche mehrmalige Wechseln der Scheiben zu gewährleisten, wurden die Unterlegscheiben durch eigens hierfür angefertigte, dickere Scheiben ersetzt.

Auffällig ist, dass das BWS mit einem Zugstangendurchmesser von 24mm eine ungewöhnlich große Streuung aufweist und zudem der Median einen vergleichsweise geringen Wert besitzt. Dies hat zur Folge, dass der Fraktilwert für die 95%-Überlebenswahrscheinlichkeit niedriger liegt als für das System mit einem Zugstangendurchmesser von 30mm. Da jedoch weder signifikante Unterschiede beim verwendeten Material noch lt. Hersteller Änderungen im Fertigungsprozess vorgenommen wurden, kommen als Grund für diese Abweichung lediglich Stichprobeneffekte in Betracht.

Ein Vergleich mit den Ergebnissen für das Gks zeigt, dass das BWS (Ø 24mm) nahezu den gleichen Median wie das Gks (Ø 24mm) mit geschnittenen Gewinden besitzt - bei größerer Standardabweichung. Beim Vergleich mit dem Gks mit gerollten Gewinden hebt sich dieses durch einen höheren Wert des Medians bei gleichzeitig geringerer Streuung deutlich ab, obwohl hier noch zusätzlich der weitere Versagensmechanismus des Gabelkopfsbruchs mit berücksichtigt werden musste.

## 7.4 Versuche Zeitfestigkeit

### 7.4.1 Allgemeines zur Auswertung

Im Bereich der Zeitfestigkeit wurde gemäß DIN 969 auf zwei Spannungshorizonten (vgl. Abschn. 7.2.2.) geprüft. Für beide Horizonte wurden die Mittelwerte  $\bar{x}$  und Standardabweichungen  $S_x$  der Variablen  $x_i = \log N_i$  bestimmt, wobei  $N_i$  den Bruchlastspielzahlen eines Stichprobenumfangs  $n$  (= Anzahl der Versuche auf dem betrachteten Spannungshorizont) entspricht.

Unter Voraussetzung einer Gauß-Normalverteilung entfällt auf den Mittelwert  $\bar{x}$  der (logarithmierten) Bruchlastspielzahlen eine Überlebenswahrscheinlichkeit  $P_{\bar{u}} = 50\%$ . Dieser lässt sich vergleichsweise berechnen als

$$\bar{x} = \log(N_{50}) = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \log N_i \quad (7.7)$$

Als Maß für die Streuung dient die Varianz

$$s_x^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (\log N_i - \log N_{50})^2 \quad (7.8)$$

bzw. die Standardabweichung  $S$  als positive Wurzel der Varianz.

Aus Mittelwert und Standardabweichung lässt sich unter Verwendung der nicht-zentralen t-Verteilung nach Student ein 5%-Fraktilwert (bzw. ein Wert für die 95%ige Überlebenswahrscheinlichkeit) bestimmen:

$$N_{95\%Z} = \bar{x} - S \cdot k \quad \text{mit } k = f(n) \quad (7.9)$$

Mittels der so gewonnenen Werte war es möglich, den Verlauf der Wöhlerlinie im Zeitfestigkeitsbereich über die Bestimmungsgleichung der Ausgleichsgerade im doppeltlogarithmischen Koordinatensystem zu

$$\log N = m \cdot \log \Delta\sigma + b \quad (7.10)$$

ermitteln.

Im vorliegenden Fall wurde die Wöhlerlinie im Zeitfestigkeitsbereich als Verbindung zwischen den beiden 95%-Fraktilwerten der untersuchten Spannungshorizonte konstruiert.

### 7.4.2 Ergebnisse (Zeitfestigkeitsbereich)

Nachfolgend dargestellt sind die aufgrund der statistischen Auswertung ermittelten Ergebnisse von jeweils 8 Versuchskörpern im Zeitfestigkeitsbereich für den oberen der beiden Horizonte (vgl. Tab. 7-9).

**Tabelle 7-9:** Ergebnisse Versuche Zeitfestigkeitsbereich Gks (oberer Horizont)

System	Ø Zugst. [mm]	Gewinde	$\bar{x}$ (Gl. 7.7)	S (Gl. 7.8)	$N_{95\%Z}$ (Gl. 7.9)	Anteil der Gabelkopfbrüche [%]
Gabelkopf	10	geschnitten	4,854	0,108	41455	0
Gabelkopf	10	gerollt	5,767	0,366	92706	37,5
Gabelkopf	24	geschnitten	4,574	0,142	18346	87,5
Gabelkopf	24	gerollt	4,479	0,099	18271	100
Gabelkopf	36	geschnitten	4,463	0,133	14894	100
Gabelkopf	36	gerollt	4,495	0,082	20636	100
Bevel-W.	18	gerollt	4,810	0,154	29683	-
Bevel-W.	24	gerollt	4,654	0,202	16293	-
Bevel-W.	30	gerollt	4,823	0,132	34143	-

Wie bereits bei den Versuchen zur Bestimmung der Dauerfestigkeit sind hier ebenfalls die beiden Haupteinflussfaktoren Gewindeart sowie Durchmesser entscheidend für die maximale Anzahl von Lastwechseln auf einem Spannungshorizont, wobei beim BWS erneut das System mit einem Zugstangendurchmesser von 24mm die niedrigsten Werte lieferte (vgl. Abschn. 7.3.4).

Bezüglich des Versagensmechanismus beim Gks ist festzustellen, dass hier offenbar – wie bei den Versuchen zur Bestimmung der Dauerfestigkeit (vgl. Abschn. 7.3.3) – die Art der Gewindeherstellung eine große Rolle spielt. Bei den Systemen mit gerollten Gewinden ist die Neigung zu Brüchen im Bereich des Gabelkopfs größer. Beim Gks mit einem Zugstabdurchmesser von 36mm brachen unabhängig von der Art der Gewindeherstellung sämtliche Gabelköpfe, was als Folge der größer werdenden Schlankheit zu sehen ist (vgl. Tab. 7-5). Bedingt durch eine größere Streuung der Einzelergebnisse kam es bei den Versuchen auf dem unteren Horizont der Zeitfestigkeit zu einem schlechteren Abschneiden der gerollten gegenüber den geschnittenen Gewinden des Gks mit einem Zugstabdurchmesser von 10mm. Dieser Effekt beruht auf der vergleichsweise fast doppelt so großen Standardabweichung und könnte durch eine Anhebung der Anzahl der Versuchskörper vermutlich eliminiert werden. Obwohl ein Versuchskörper dieser speziellen Versuchsreihe nach einer auffällig niedrigen Anzahl von Lastwechseln versagte, konnte eine Einstufung als Ausreißer nach [Dengel96] nicht erfolgen.

Auffällig sind die Ergebnisse bezüglich des BWSs, bei dem hier unerwarteter Weise das System mit dem größten Durchmesser die größte Anzahl von ertragbaren Lastwechseln

aufwies. Wie bereits bei den vorangegangenen Versuchsreihen zeigt das BWS  $\varnothing$  24mm deutlich schlechtere Ergebnisse als erwartet.

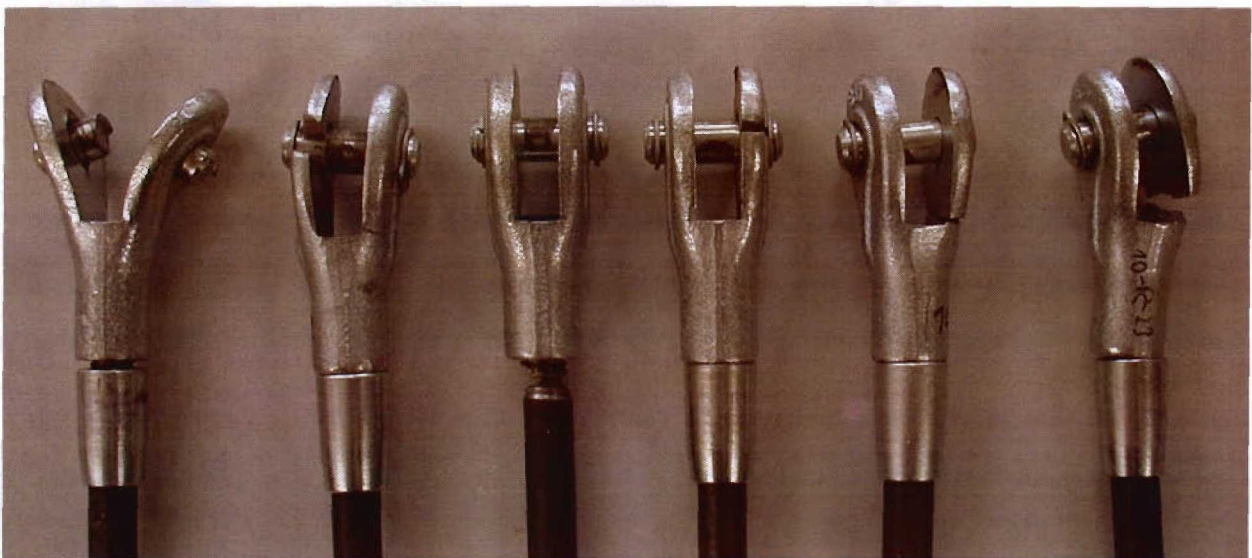
**Tabelle 7-10:** Ergebnisse Versuche Zeitfestigkeitsbereich (unterer Horizont)

System	$\varnothing$ Zugst. [mm]	Gewinde	$\bar{x}$ (Gl. 7.7)	S (Gl. 7.8)	$N_{95\%Z}$ (Gl. 7.9)	Anteil der Gabelkopfbrüche [%]
Gabelkopf	10	geschnitten	5,995	0,250	280627	12,5
Gabelkopf	10	gerollt	6,282	0,515	143073*)	25
Gabelkopf	24	geschnitten	5,821	0,191	253241	25
Gabelkopf	24	gerollt	5,695	0,131	255458	100
Gabelkopf	36	geschnitten	5,873	0,430	85690	12,5
Gabelkopf	36	gerollt	4,810	0,375	129696	100
Bevel-W.	18	gerollt	5,866	0,253	205553	-
Bevel-W.	24	gerollt	5,877	0,286	178450	-
Bevel-W.	30	gerollt	5,979	0,229	300717	-

Wie bereits beschrieben erfolgte beim Gks keine Differenzierung bezüglich der Art des Versagens (Gewinde / Gabelkopf).

Ergänzend ist zu bemerken, dass das Versagen im Bereich des Gabelkopfes (besonders beim System mit einem Zugstabdurchmesser von 10mm) in unterschiedlichen Ausbildungen auftrat:

Neben Brüchen der Wangen an unterschiedlichen Stellen kam es ebenso zu Brüchen des Bolzens – verbunden mit einem Aufbiegen der Wangen (vgl. Abb. 7-6).



**Abbildung 7-6:** Unterschiedliche Versagensarten beim Gks (Durchmesser: 10 mm) im Zeitfestigkeitsbereich

Es ließ sich jedoch keine Systematik für das Auftreten einer bestimmten Art des Versagens aufzeigen.

## 7.5 Numerische Untersuchung an einem Gabelkopf

### 7.5.1 Modellbildung

Zur Klärung der Ursache mehrerer Gabelkopfbrüche im Rahmen der an dem Gks durchgeführten Ermüdungsversuche (vgl. Abschn. 7.3.3) wurde an einem Gabelkopf (Zugstangendurchmesser: 24 mm) eine numerische Untersuchung des Kraftverlaufs mittels der FE-Methode durchgeführt. Hierbei stand insbesondere die Fragestellung im Vordergrund, welcher der beiden Brüche im Gabelkopf (vgl. Abb. 7-5) ursächlich war bzw. wie es überhaupt zu einem Versagen in diesem Bereich kommen konnte.

Eingesetzt wurde (wie zuvor bei der numerischen Untersuchung des Systemübertragungsverhaltens) das FE-Programm ANSYS in der Version 5.5.2.

Unter Ansatz der zugehörigen Symmetriebedingungen wurde zur Minimierung der Rechenzeit ein Viertel des Gabelkopfs modelliert. Die Angaben zur Geometrie wurden teilweise vom Hersteller zur Verfügung gestellt, mussten aber partiell durch eigene Messungen an einem Gabelkopf ergänzt werden (vgl. Abb. 7-7). Hierbei erwies sich vor allem die Modellierung der fließenden Übergänge als problematisch, da hierzu vom Hersteller keinerlei Maße angegeben werden konnten.



Abbildung 7-7: Elementnetz Gabelkopf DETAN-S 24

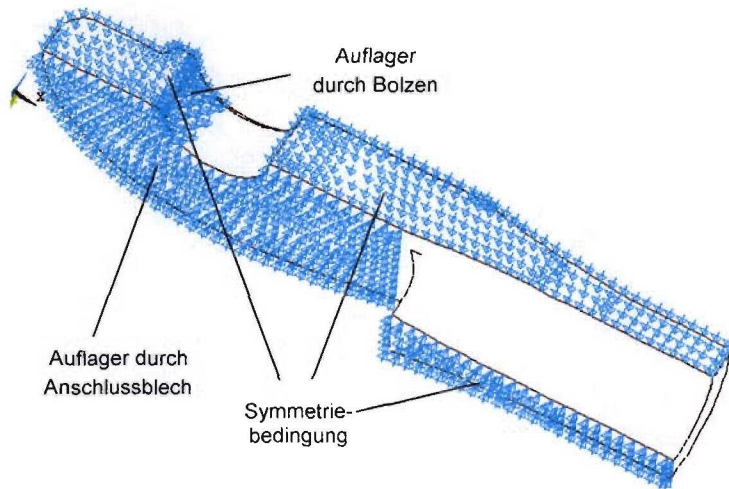
Auf eine detaillierte Nachbildung des Innengewindes wurde verzichtet, da dieser Bereich für die vorliegende Betrachtung eine untergeordnete Rolle spielt.

Die Modellierung erfolgte mittels des isoparametrischen Volumenelements SOLID45, das an jedem seiner 6 Knoten über insgesamt drei translatorische Freiheitsgrade verfügt. Die Vernetzung des Modells musste aufgrund der unregelmäßigen Berandung mit Tetraederelementen erfolgen, da diese eine bestmögliche Anpassung an die Geometrie zulassen. Die eigentlich den Tetraederelementen vorzuziehenden Hexaederelemente konnten nur im kurzen, relativ regelmäßig geformten Bereich am Schaftende eingesetzt werden.

Die Lagerungsbedingungen der Schnittflächen wurden entsprechend der Symmetrie formuliert (vgl. Abb. 7-8):

Während der x-z-Ebene eine Verschiebungsbehinderung in y-Richtung implementiert wurde, erfolgte dies für die x-y-Ebene in z-Richtung.

Weitere Auflager waren im Bereich des Anschlussblechs zwischen den Wangen des Kopfes (z-Richtung) sowie im vorderen Bereich des Bolzenlochs (x- und y-Richtung) gegeben.



**Abbildung 7-8:** Lagerungsbedingungen

Da die vorliegende Analyse im elastischen Bereich durchgeführt wurde, spielt die Größe der eingeleiteten Kraft keine Rolle. Bezugnehmend auf die Versuche wurde der zuvor abgeschätzte Median der Dauerfestigkeit (vgl. Abschn. 7.3.2) eingesetzt. Hieraus resultiert eine Größe der eingeleiteten Kraft von 56,39 kN.

Als Krafteinleitungsbereich wurde ungünstig nur die Hälfte der möglichen Einschraubtiefe angesetzt. Hieraus ergab sich eine mittlere einzuleitende Spannung von 11 N/mm<sup>2</sup> in Richtung der x-Achse. Die Belastung wurde näherungsweise als konstant angesetzt (vgl. auch Abb. 4-2).

### 7.5.2 Ergebnisse (numerische Untersuchung Gabelkopf)

Entscheidend für das Eintreten des Bruchs ist die Größe der maximalen Vergleichsspannung, die in diesem Fall in der Berandung des Bolzenlochs auftrat (vgl. Abb. 7-9).

*Anmerkung:* Zur Verbesserung der Anschaulichkeit wurden die Ergebnisse, die am Viertelsmodell gewonnen wurden, kopiert.

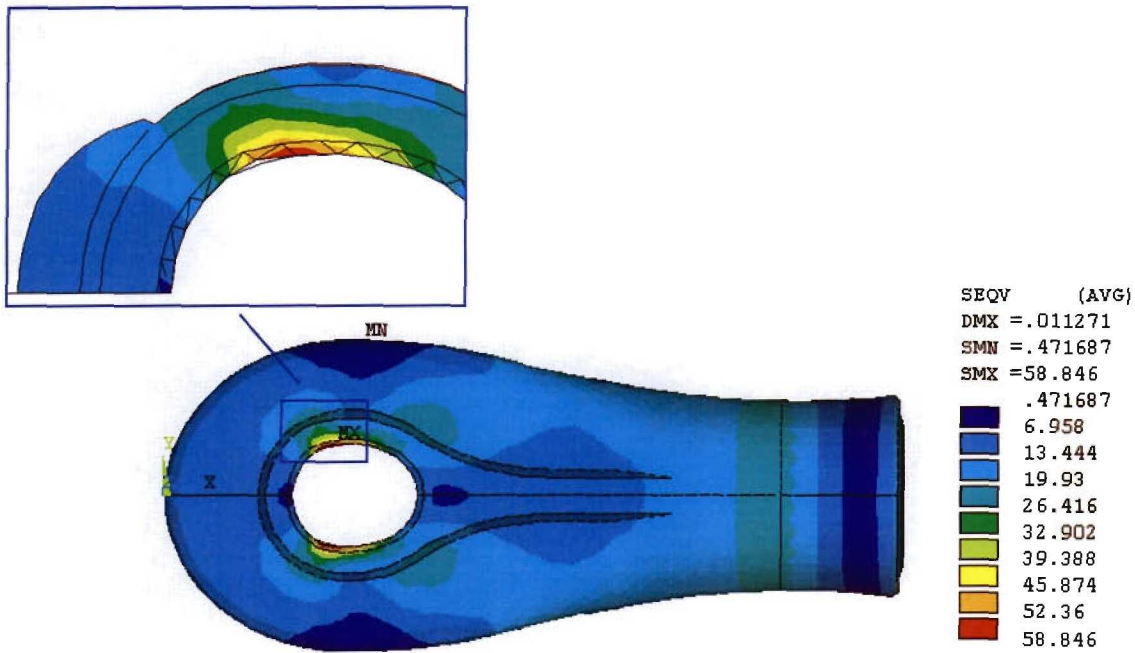


Abbildung 7-9: Vergleichsspannungen [N/mm<sup>2</sup>]; Ansicht von der Seite

Es zeigt sich deutlich, dass die lokalen Spannungsspitzen nur in einem stark begrenzten Bereich (etwa 10° zur y-Achse) auftreten und nach außen rasch abklingen. Der äußere Rand des Gabelkopfs ist nahezu spannungsfrei (vgl. Abb. 7-10).

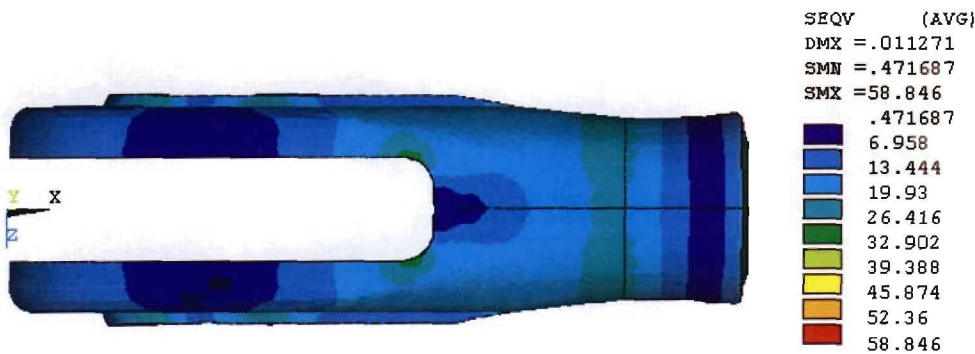


Abbildung 7-10: Vergleichsspannungen [N/mm<sup>2</sup>]; Ansicht von oben

Durch die vorliegende numerische Analyse konnte der Ursprung des primären Bruchs eindeutig identifiziert werden. Dieser befindet sich an der Berandung des Bolzenlochs unter 80° zur Systemachse.

Im Laufe der Fortsetzung der experimentellen Ermüdungsuntersuchungen konnte durch die Modifikation der Prüfmaschine erreicht werden, dass unmittelbar nach dem Primärbruch im Gabelkopf sofort eine Entlastung des Versuchskörpers stattfand und somit eine weitere Beschädigung vermieden wurde (vgl. Abb. 7-11).



**Abbildung 7-11:** Gebrochener Gabelkopf; Bruchflächen

Es zeigt sich, dass der Riss genau von der numerisch ermittelten Stelle ausging. Dieser Versagensmechanismus wird noch anschaulicher bei Betrachtung des Gabelkopfes eines Versuchskörpers mit einem Zugstangendurchmesser von 36mm (vgl. Abb. 7-12).



**Abbildung 7-12:** Angebrochener Gabelkopf; Zugstangendurchmesser: 36mm

Abschließend kann festgestellt werden, dass im Bereich des Bolzens Spannungsspitzen vorhanden sind, die zu einem Versagen des Gabelkopfes führen. Fraglich ist, ob hier neben der Geometrie zusätzlich Effekte aus der Verwendung von Kugelgraphitguss eine Rolle spielen. Um diesen Sachverhalt klären zu können, müsste eine gesonderte Untersuchung durchgeführt werden. Insbesondere wären Versuche notwendig, bei denen neben der Zugstange auch der Gabelkopf aus Stahl der Güte S355 hergestellt wurden.

Zwar stand mit dem Gabelkopfsystem  $\varnothing 10\text{mm}$  ein solches System zur Verfügung (vgl. Abschn. 7.2.2). Aufgrund der unterschiedlichen Geometrien (vgl. Tab. 7-5) konnte nicht zwischen Einflüssen aus Geometrie und Material differenziert werden.



## 7.6 Ergebnisse der durchgeführten Schwingversuche

### 7.6.1 Darstellung der Wöhlerlinien

Nach der Bestimmung des Niveaus der Dauerfestigkeit mittels des Treppenstufenverfahrens erfolgte eine Prüfung auf zwei Horizonten im Zeitfestigkeitsbereich.

Für die Angabe einer vollständigen Wöhlerlinie wären noch erheblich mehr Versuche (u. a. die Prüfung weiterer Horizonte im Zeitfestigkeitsbereich) notwendig gewesen, was aus Zeitgründen mit den vorhandenen Prüfmaschinen nicht realisiert werden konnte. Es können daher nur auf sicherer Seite liegende Ersatz-Wöhlerlinien angegeben werden, die jedoch ausreichend als Ansatz zur Verwendung im Rahmen eines Ermüdungsnachweises sind.

Der prinzipielle Aufbau dieser Ersatz-Wöhlerlinien kann der nachfolgenden Abbildung 7-13 entnommen werden:

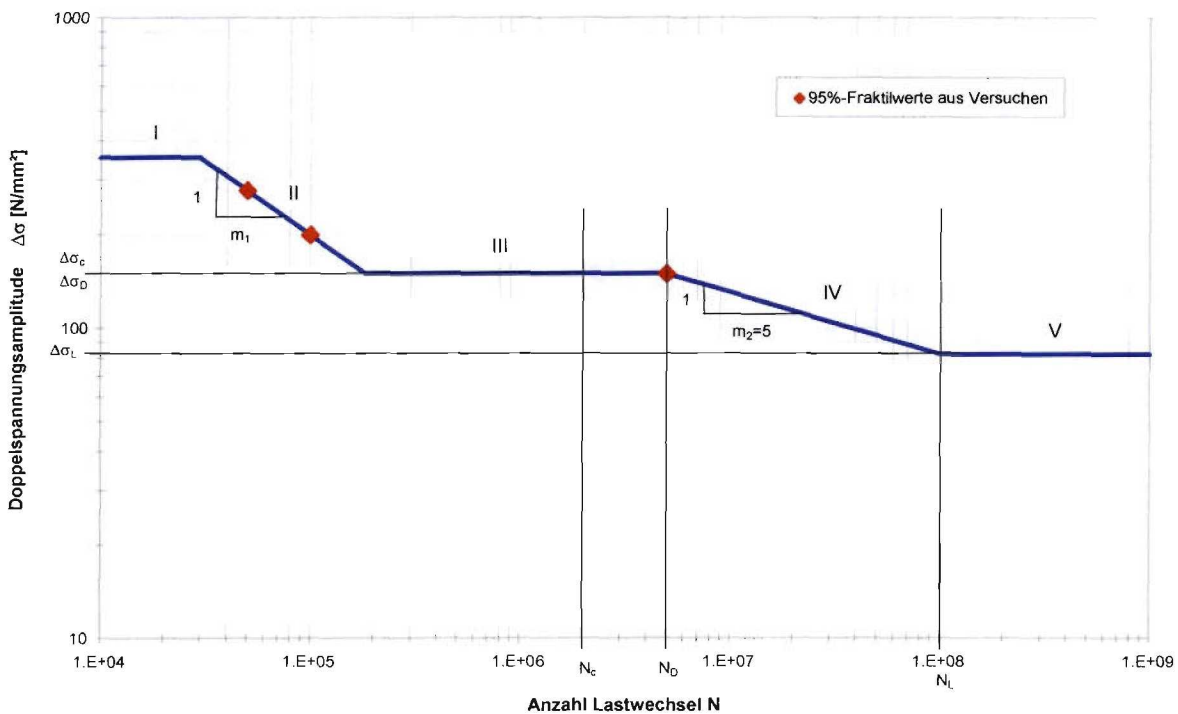


Abbildung 7-13: Ersatz-Wöhlerlinie (Schema – Bezeichnungen nach EC3)

Es wurde eine Unterteilung in 5 Bereiche vorgenommen:

- I : Waagerechter Bereich auf Höhe der oberen Streckgrenze, da Belastung aufgrund der Bemessung ausschließlich im elastischen Bereich erfolgt (Belastung nur auf Zug)
- II : Bereich mit der Neigung  $m_1$ ; definiert als Regressionsgerade durch die beiden 95%-Fraktilewerte aus der Untersuchung im Zeitfestigkeitsbereich
- III : Waagerechter Übergangsbereich, da hier keine Versuchsergebnisse vorliegen (sichere Seite); wird begrenzt durch 95%-Fraktilewert der durch das Treppenstufenverfahren ermittelten Dauerfestigkeit für  $5 \cdot 10^6$  Lastwechsel
- IV : Bereich mit der Neigung  $m_2 = 5$  (in Anlehnung an EC3); Verlängerung bis  $10^8$  Lastwechsel
- V : Waagerechter Bereich (cut-off-limit)

Aufgrund der auf sicherer Seite gewählten Darstellungsart in Bereich III (waagerechte Linie) ergibt sich bezüglich der Doppelspannungsamplituden  $\Delta\sigma$  für die Dauerfestigkeit  $\Delta\sigma_D$  und den Grenzwert der Ermüdungsfestigkeit bei  $2 \cdot 10^6$  Lastwechseln  $\Delta\sigma_C$  derselbe Zahlenwert.

Aus Zeitgründen musste auf eine detaillierte Beschreibung des Übergangsbereiches verzichtet werden, da hierzu noch eine große Anzahl von weiteren Versuchen notwendig gewesen wäre. Der diesbezügliche Aufwand hätte in keinem Verhältnis zum wirtschaftlichen Nutzen einer geringfügig höheren Ermüdungsfestigkeit in einem lokal eng begrenzten Bereich der Wöhlerlinie gestanden.

Die einzelnen Eckdaten zur Aufstellung der Ersatz-Wöhlerlinien sind in Tab. 7-11 wiedergegeben. Die beiden Kerbfallklassen 36\* und 50 nach EC3 sind zu Vergleichszwecken aufgeführt.

**Tabelle 7-11:** Kennwerte der Ersatz-Wöhlerlinien

System	Ø Zugst. [mm]	Gewinde	Steigung $m_1$	N bei $\Delta\sigma = f_{y,k}$	N bei $\Delta\sigma = \Delta\sigma_D$	cut-off-limit [N/mm <sup>2</sup> ]
Gabelkopf	10	geschnitten	-4,65	13324	600988	85,94
Gabelkopf	10	gerollt	-1,58	63008	174822	102,29
Gabelkopf	24	geschnitten	-4,32	6396	1234090	57,62
Gabelkopf	24	gerollt	-5,39	4901	1127786	71,09
Gabelkopf	36	geschnitten	-2,53	8031	285964	47,50
Gabelkopf	36	gerollt	-3,02	9866	393155	57,61
Bevel-W.	18	gerollt	-7,39	4885	664932	100,30
Bevel-W.	24	gerollt	-3,94	6233	917944	54,85
Bevel-W.	30	gerollt	-4,31	11925	1567162	62,85
Kerbfall 36*	-	-	-3	2720	$1 \cdot 10^7$	15,00
Kerbfall 50	-	-	-3	5661	$5 \cdot 10^6$	20,00

Nachfolgend werden für die untersuchten Systeme beispielhaft einzelne der ermittelten Ersatz-Wöhlerlinien dargestellt und verglichen. Die übrigen Wöhlerlinien können den Anlagen 3 und 4 entnommen werden. Zu Vergleichszwecken sind jeweils die Graphen der Kerbfallklassen 36\* und 50 nach EC3 mit abgebildet.

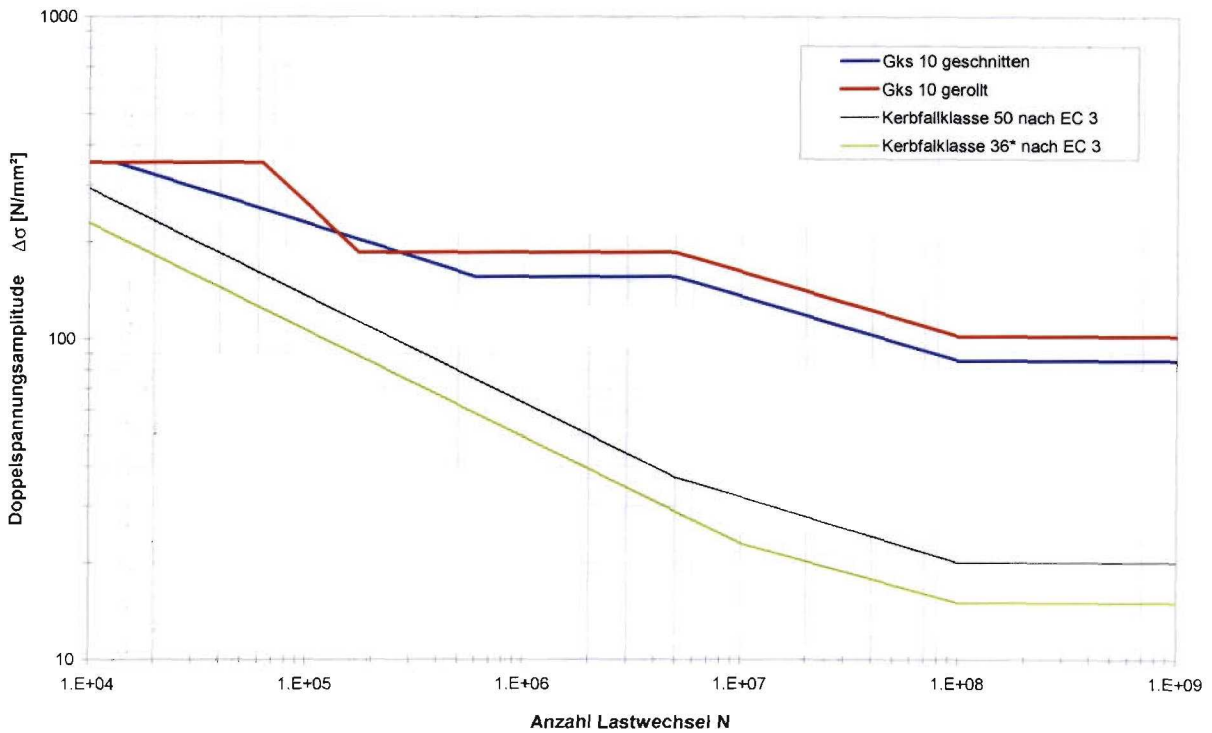


Abbildung 7-14: Ersatz-Wöhlerlinien (Gks; Ø 10mm; gerollte und geschnittene Gewinde)

Trotz des Auftretens des Versagensbildes „Gabelkopfbuch“ kann festgestellt werden, dass die Systeme mit gerollten Gewinden bei gleicher Anzahl der Spannungsspiele eine größere ertragbare Spannungsschwingbreite  $\Delta\sigma$  aufweisen.

Die zwei in einem stark abgegrenzten Bereich liegenden Schnittpunkte der Ermüdungsfestigkeitskurven für beide Gewindearten sind eine Folge der konservativen Auswertemethode.

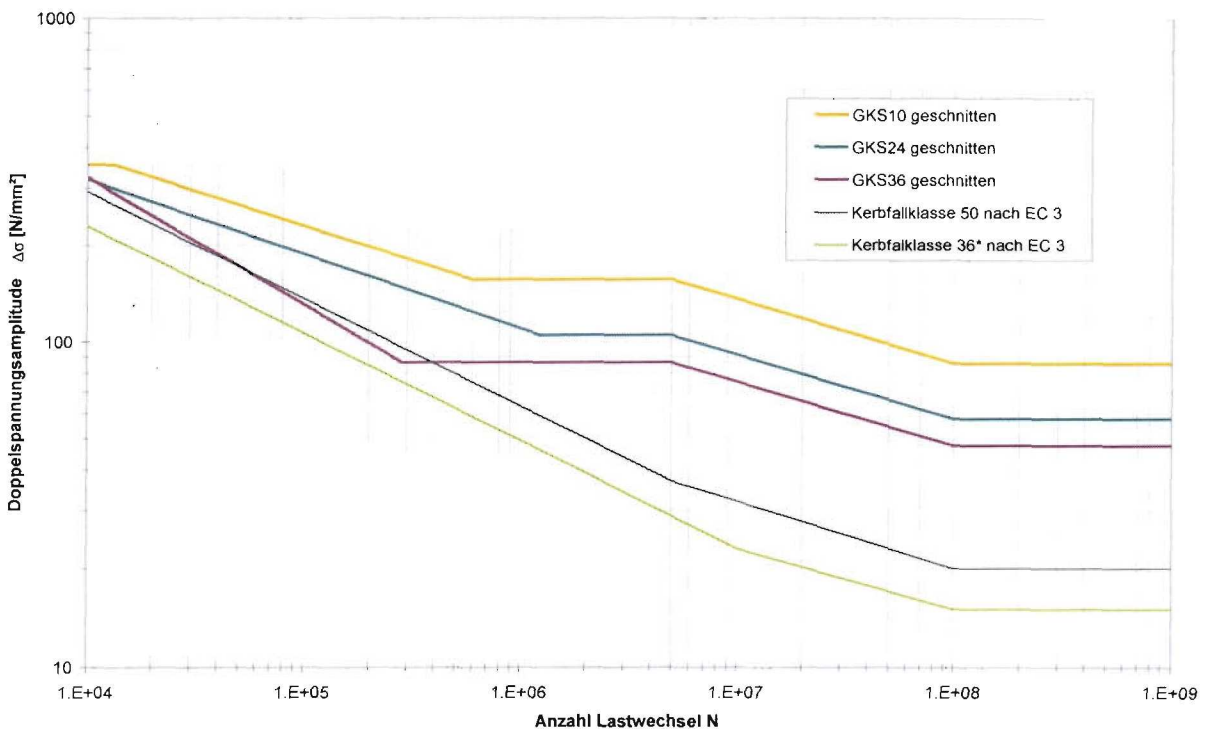


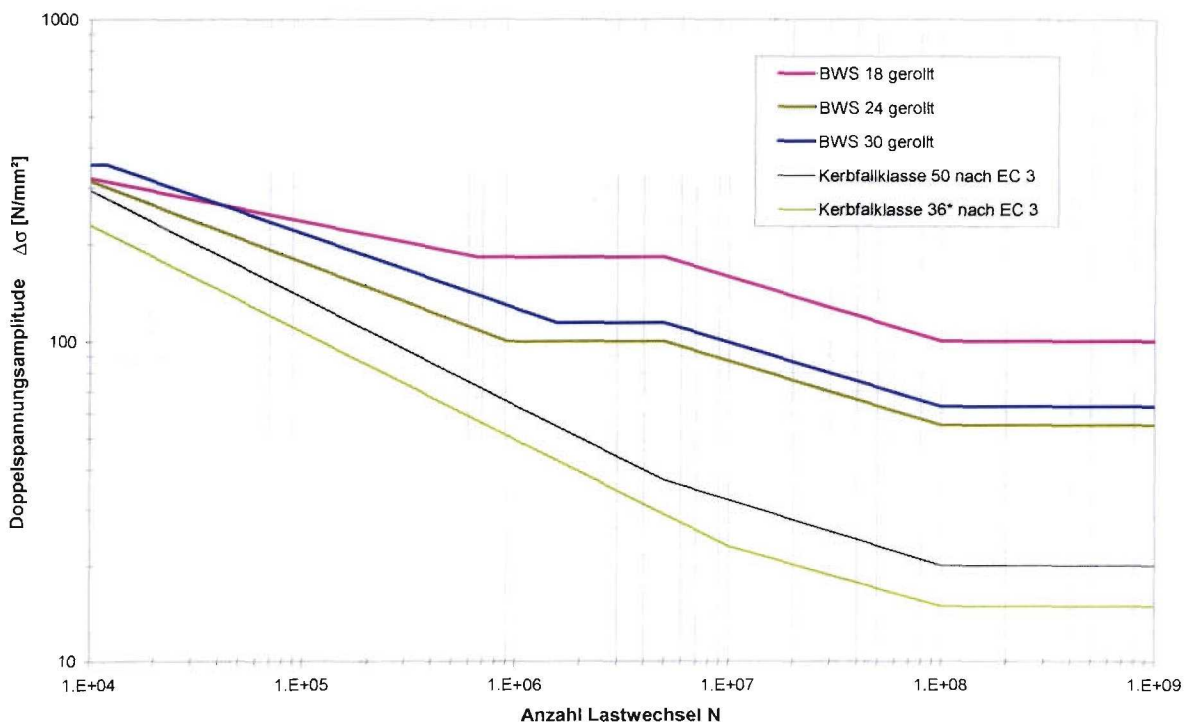
Abbildung 7-15: Ersatz-Wöhlerlinien (Gks; Ø 10, 24 und 36mm; geschnittene Gewinde)

Weiterhin zeigt sich eine deutliche Abhängigkeit der Ergebnisse vom Durchmesser der Gewindestange (vgl. Abb. 7-15).

Mit steigendem Durchmesser sinkt die Ermüdungsfestigkeit stetig ab. Insbesondere im Bereich der Zeitfestigkeit erfolgt für große Durchmesser sogar eine Annäherung an die Kerbfallklasse 50 nach EC3. Auffällig ist auch hier das (im Vergleich zur Norm) stark erhöhte Niveau des Schwellwertes der Ermüdungsfestigkeit.

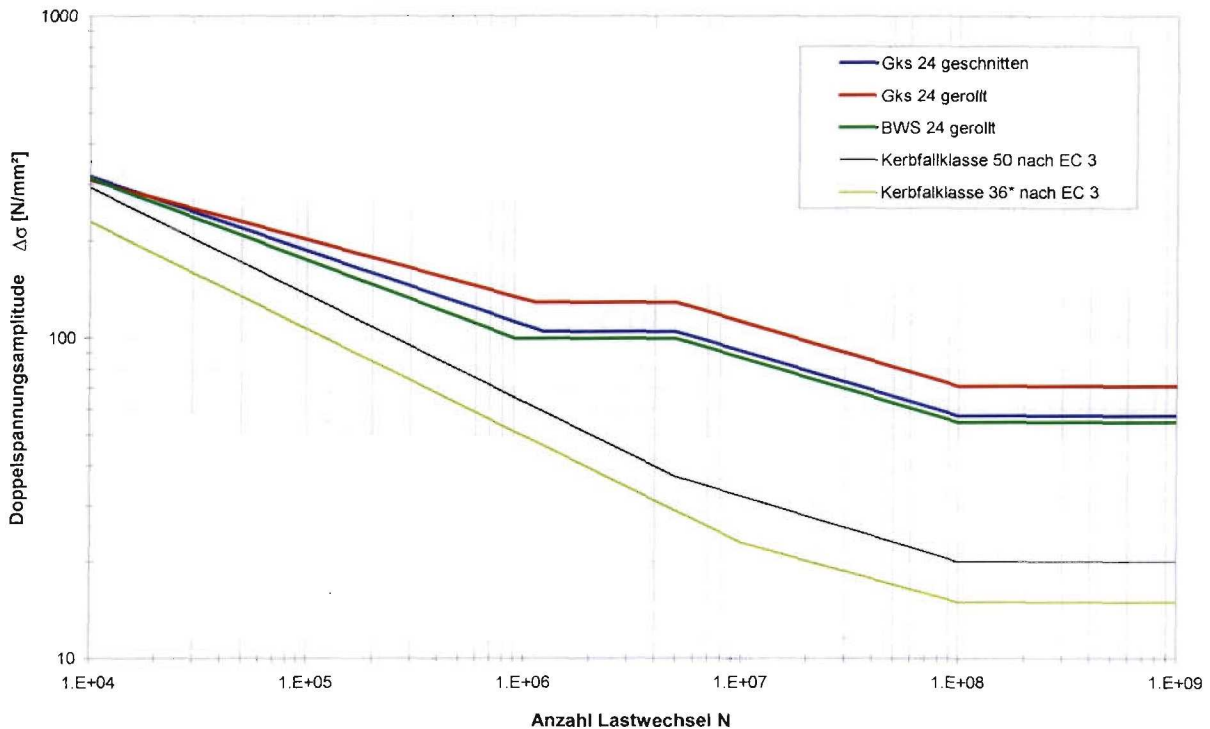
In diesem Zusammenhang ist anzumerken, dass beim Gks mit einem Zugstabdurchmesser von 10mm die Gabelköpfe nicht gegossen sondern im Gesenk geschmiedet werden (vgl. Abschn. 7.2.2) und die Ergebnisse somit nur bedingt vergleichbar sind.

Im Gegensatz zum Gks gibt es beim BWS keine signifikante Abhängigkeit vom Durchmesser (vgl. Abb. 7-16). Für die Versuchskörper mit einem Zugstabdurchmesser von 24mm ergaben sich Werte, die sowohl im Zeit- als auch im Dauerfestigkeitsbereich noch unterhalb des Systems mit einem Zugstabdurchmesser von 30mm anzusiedeln sind. Eine mögliche Erklärung für diesen Effekt könnten unterschiedliche Fertigungsgenauigkeiten sein.



**Abbildung 7-16:** Ersatz-Wöhlerlinie (BWS; Ø 18, 24 und 30mm; gerollte Gewinde)

Ein Vergleich aller Versuchskörper mit einem Zugstabdurchmesser von 24mm zeigt, dass hier das BWS vergleichsweise schlecht abschneidet, obwohl hier nur ein Versagensmechanismus auftrat (vgl. Abb. 7-17).



**Abbildung 7-17:** Ersatz-Wöhlerlinie (Gks und BWS; Ø 24mm; geschnittene und gerollte Gewinde)

Auffällig ist, dass für das BWS in diesem Fall sogar niedrigere Werte als für das Gks mit geschnittenen Gewinden ermittelt wurden, wobei als Ursache – wie erwähnt – vermutlich produktionstechnische Gründe in Frage kommen.

## 7.6.2 Diskussion und Zusammenfassung

Die Versuche am BWS zeigten erwartungsgemäß durchgängig ein Versagensbild in Form eines Abrisses im Gewinde, während beim untersuchten Gks mit zunehmendem Gewindedurchmesser eine erhöhte Neigung zu Ermüdungsbrüchen im Bereich des Gabelkopfes festgestellt wurde.

Aufgrund der (notwendigen) Berücksichtigung der vergleichsweise geringen Probenzahl bei der Bestimmung der Vertrauensintervalle führt die statistische Auswertung der Versuche zu relativ niedrigen ertragbaren Doppelspannungsamplituden. Dies gilt sowohl für den Bereich der Zeitfestigkeit als auch für die ermittelten Dauerfestigkeitswerte.

Ein Vergleich mit den nach EC3 anzusetzenden Werten für die Ermüdungsfestigkeit zeigt trotz der konservativen Auswertung (95%-Fraktile) und der geringen Probenanzahl, dass die experimentell ermittelten Kennlinien eine deutliche Steigerung der Beanspruchbarkeit zulassen. Zudem wird deutlich, dass eine (in der gängigen Normung bislang nicht berücksichtigte) Abhängigkeit zwischen dem Gewindedurchmesser und der Ermüdungsfestigkeit besteht.

Eine ähnliche Korrelation kann zwischen der Art der Gewindeherstellung und der Ermüdungsfestigkeit aufgezeigt werden.

## 8 Ermüdungsnachweis für einen Windverband

### 8.1 Grundlagen und Vorgehensweise

Zur Führung eines Ermüdungsnachweises muss ein für die gesamte (geplante) Nutzungsdauer geltendes Beanspruchungssummenkollektiv bekannt sein. Im vorliegenden Fall erfährt der Verband ausschließlich Beanspruchungen durch den böigen Wind (die zusätzlich abzutragenden Stabilisierungslasten stellen keine zyklische Belastung dar). Durch Summation sämtlicher innerhalb des Nutzungszeitraums auftretenden Beanspruchungsspiele (entsprechend der Verteilung der mittleren Windgeschwindigkeiten) erhält man das Böenkollektiv (Summenkollektiv). Ein solches Beanspruchungskollektiv ist beispielsweise im EC1-2-4 (vgl. auch Abschn. 5.5) enthalten. Durch Anpassung mittels der bereits beschriebenen Parameter (vgl. Abschn. 5.4.2) lässt sich somit die auf ein Bauwerk wirkende Windlast über einen Zeitraum von 50 Jahren bestimmen.

Das Kollektiv der Böenbeanspruchung nach EC1-2-4 besitzt eine Auftretenswahrscheinlichkeit von 0,02 und kann daher als 50-Jahres-Kollektiv angesehen werden. Da die Bemessung von Hochbauten heute üblicherweise ebenfalls mit dem (statischen) 50-Jahres-Bemessungswind erfolgt, wurde das Böenkollektiv direkt als Einwirkung herangezogen, da eine dynamische Überhöhung nicht berücksichtigt werden musste (vgl. Abschn. 6.1).

Hierzu wurde eine Auslastung des zu bemessenden Verbands von 100% (max. statische Bemessungslast) unter Ansatz der jeweiligen Sicherheitsfaktoren unterstellt.

Somit ergibt sich als Startwert des Einwirkungskollektivs eine Doppelspannungsamplitude von  $\Delta\sigma = 355/(1,5 \cdot 1,1) = 215 \text{ N/mm}^2$ . Der Nachweis der Ermüdung erfolgt nun gemäß EC3 mittels der nichtlinearen Schadensakkumulation (modifizierte Miner-Regel) nach [Haibach89]:

$$D_d \leq 1 \text{ mit } D_d = \sum \frac{n_i}{N_i} \quad (\text{Gl. 8.1})$$

mit  $n_i$  = Anzahl der Spannungsspiele der Spannungsschwingbreite  $\Delta\sigma_i$  während der erforderlichen Nutzungsdauer

$N_i$  = Anzahl der Spannungsspiele der Spannungsschwingbreite  $\gamma_{Ff} \cdot \gamma_{Mf} \cdot \Delta\sigma_i$  gemäß der Ermüdungsfestigkeit für den maßgebenden Kerbfall ( $\gamma_{Ff} = \gamma_{Mf} = 1,0$ )

Obwohl Beanspruchungskollektive i. a. in Form von diskreten Funktionen vorliegen, ist alternativ zur Aufsummierung der einzelnen Schädigungsanteile auch eine abschnittsweise Integration mit Mittelung (Annäherung der Fläche unter der Kurve als Trapez) und anschließender Quotientenbildung möglich. Aufgrund der durch der Mittelung eingebrachte Ungenauigkeit ist das Ergebnis jedoch nicht exakt. Zudem besteht im Bereich des cut-off-limits die Schwierigkeit, das Intervall des Integrals genau so zu bestimmen, dass genau alle Lastwechsel über dem Schwellwert der Ermüdungsfestigkeit erfasst werden.

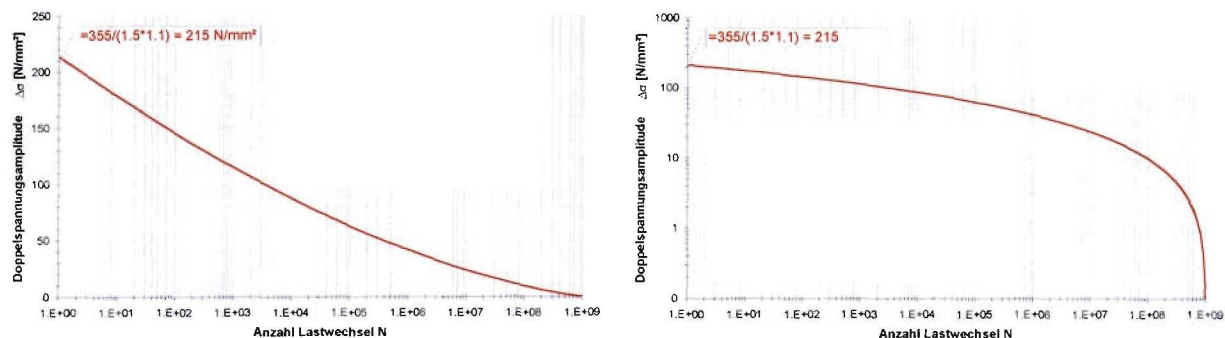
Für eine hinreichend genaue Bestimmung der Gesamtschädigung mit dieser Methode müssen vergleichsweise kleine Intervalle gewählt werden, wodurch der Rechenaufwand erheblich ansteigt. Die Aufsummierung der einzelnen Schädigungsanteile ist daher – trotz des auch hier nicht geringen Berechnungsaufwandes – vorzuziehen; insbesondere da diese mit einem üblichen Tabellenkalkulationsprogramm durchführbar ist.

## 8.2 Bemessungsbeispiel

Im nachfolgenden Beispiel wird der Ermüdungsnachweis für einen Windverband aufgrund der im Rahmen dieses Forschungsprojekts gewonnenen Erkenntnisse bezüglich des Systemübertragungs- sowie des Ermüdungsverhaltens geführt. Zu Vergleichszwecken wird dem ein Ermüdungsnachweis nach gültiger Normung (EC3) gegenüber gestellt:

Bauteil:	DETAN-S (Gabelkopfsystem)
Zugstabdurchmesser:	24mm (gerolltes Gewinde)
Endverbindung:	Gabelkopf
Material Zugstab:	Stahl S355

Die Einwirkung ergibt sich aus dem Kollektiv der Böenbeanspruchung unter Ansatz der oberen Streckgrenze des Zugstabmaterials  $f_{y,k} = 355 \text{ N/mm}^2$  sowie der Teilsicherheitsfaktoren von  $\gamma_F = 1,5$  und  $\gamma_M = 1,1$  (vgl. Abb. 8-1).



**Abbildung 8-1:** Kollektiv der Böenbeanspruchung (links: Ordinate linear; rechts: Ordinate logarithmisch)

Die Anzahl der Spannungsspiele  $N_i$  der Spannungsschwingbreite  $\gamma_{Ff} \cdot \gamma_{Mf} \cdot \Delta\sigma_i$  ergibt sich aus der ermittelten Ersatz-Wöhlerkurve bzw. nach EC3 für das betreffende System (vgl. Abb. 8-2).

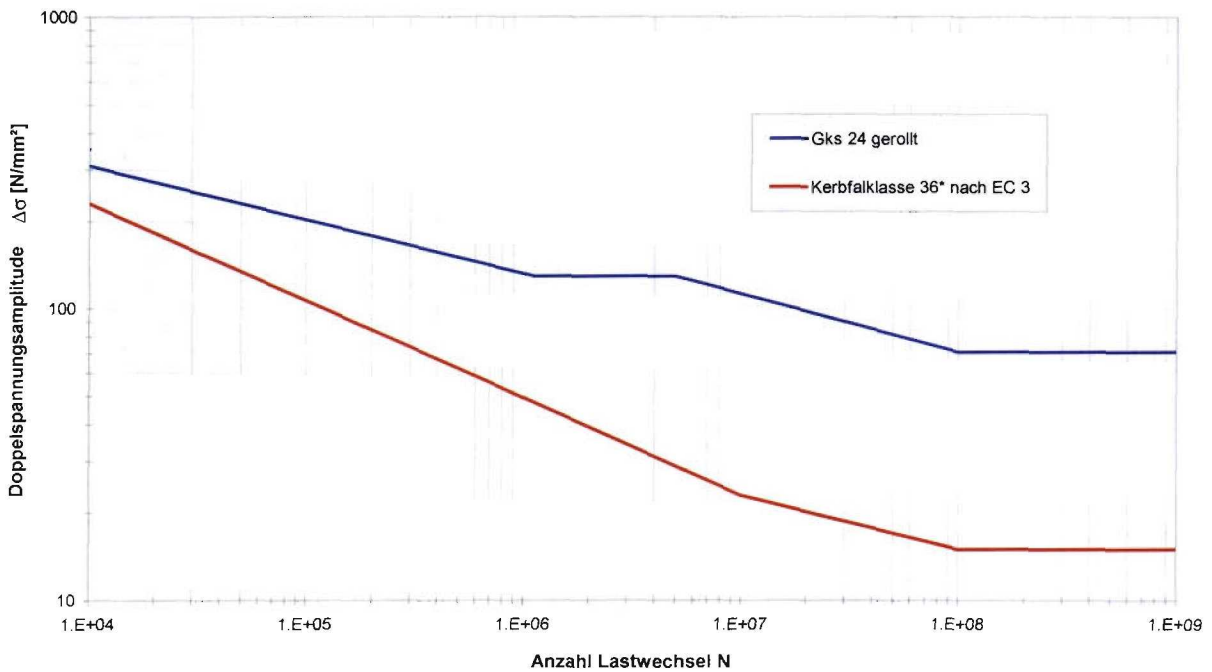


Abbildung 8-2: Wöhlerlinien (links: Gks, Ø 24mm, gerollte Gewinde; rechts: Kerbfalklasse 36\* nach EC)

Die Ermittlung der Schadenssumme erfolgt nach Gleichung 8.1, wobei Spannungsschwingbreiten unterhalb des Schwellwertes der Ermüdungsfestigkeit definitionsgemäß nicht berücksichtigt werden.

Tabelle 8-1: Übersicht Ermüdungsnachweise

Zeile Nr.	Kerbfall	$\kappa_F$ *1	$D_d$ *2	$J$ *3	Nachweis erfüllt?	geschätzte Lebensdauer [J]
1	36*	1,0	4,34	$4,12 \cdot 10^7$	Nein	11,5
2	36*	0,5	0,22	$4,41 \cdot 10^6$	Ja	> 50
3	50	1,0	1,49	$1,84 \cdot 10^7$	Nein	33,5
4	50	0,5	0,05	$1,25 \cdot 10^6$	Ja	> 50
5	Gks 24 gerollt	1,0	<0,01	$4,64 \cdot 10^4$	Ja	> 50
6	Gks 24 gerollt	0,5	<0,01	$1,31 \cdot 10^2$	Ja	>50

\*1 aus Systemübertragungsverhalten (vgl. Abschn. 6.6)

\*2 Gesamtschädigung

\*3 Anzahl relevanter Lastwechsel

Zum Vergleich: Bei abschnittsweiser Integration (Größen der Integrale: Zehnerpotenzen) mit anschließender Mittelwertbildung (s. o.) ergibt sich für Tab. 8-1, Zeile 1 ein Wert von  $D_d = 3,87$ .



Die max. zulässige Gesamtschädigung von  $D_d = 1$  wird bei Berechnung nach geltender Normung und ohne Ansatz einer mittragenden Wirkung des Restbauwerks um ein Vielfaches überschritten (vgl. Tab. 8-1 – Zeilen Nr. 1 und 3).

Durch den Ansatz des realen Ermüdungsverhaltens der entsprechenden Bauteile ist der Ermüdungsnachweis für eine Lebensdauer von 50 Jahren bereits ohne Ansatz des sich günstig auswirkenden Systemübertragungsverhaltens erfüllt (vgl. Tab. 8-1 – Zeile Nr. 5). Die Anzahl der ermüdungsrelevanten Lastwechsel reduziert sich hierdurch beträchtlich, was vor allem als Folge des erhöhten Schwellwertes der Ermüdungsfestigkeit zu sehen ist.

## 9 Zusammenfassung und Ausblick

Neben Repräsentationsbauten und Masten stellen moderne Stahlhallen das weitaus größte Anwendungsgebiet für Stabilisierungsverbände aus geschraubten Rundstählen dar. Sämtliche bekannten Systemhallenhersteller verwenden solche Bauteile zur Aufnahme der Wind- und Stabilisierungslasten. Die Endanschlüsse werden hierbei entweder in als Stabanker (Gabelköpfe) oder in Form von Muttern, die auf spezielle Gussbauteile (Bevel-Washer) aufsetzt werden, ausgeführt. Die auftretenden Windlasten stellen die Hauptbeanspruchungen dieser Bauteile dar.

Aufgrund der ungünstigen Kerbfallklasse des Gewindes nach Eurocode 3 resultiert unter Ansatz eines Windlastkollektivs (z. B. nach Eurocode 1) eine höchst unwirtschaftliche Bemessung dieser Bauteile für wechselnde Beanspruchungen.

Auf Grundlage der drei Einflussfelder „Windeinwirkung“, „Systemübertragung“ und „Ermüdungsverhalten“ wurde eine modifizierte Vorgehensweise für den Ermüdungsnachweis von Wind- und Stabilisierungsverbänden aus geschraubten Rundstählen erarbeitet.

Für das Problem der Ermüdung von Stabilisierungsverbänden scheint es sinnvoll, den Windansatz nach Eurocode 1 heranzuziehen. Für die hierfür notwendige Kenntnis der lokalen Windsituation gibt der Europäische Windatlas [Wind90] nützliche Hinweise. Das Konzept des EC 1 kann als in sich schlüssig und zudem ausreichend genau bezeichnet werden.

Bezüglich des Systemübertragungsverhaltens ist festzustellen, dass ein Großteil (weit über 50%) der rechnerisch vom Verband abzutragenden Windkraft bereits vor Erreichen des Verbands durch unplanmäßige Einspannungen der Stahlskelettkonstruktion bzw. die Gebäudehülle abgetragen wird, wobei der weitaus größte Teil von den Fassadenelementen im Wandbereich absorbiert wird. Dieser Einfluss konnte durch entsprechende Feldmessungen an Hallen quantifiziert werden.

Das Ermüdungsverhalten der Zugglieder mit unterschiedlichen Endausbildungen wurde experimentell bestimmt und erwies sich als günstiger als bisher angenommen. Zudem wurden Unterschiede zwischen gerollten und geschnittenen Gewinden dargelegt sowie eine signifikante Abhängigkeit der Ermüdungsfestigkeit vom Gewindedurchmesser aufgezeigt. Im Hinblick auf die Verwendung für zyklische Beanspruchungen wurde auf einen Optimierungsbedarf beim untersuchten Gabelkopfsystem hingewiesen.

Ausgehend von den zuvor beschriebenen Forschungsergebnissen ist nunmehr eine wirtschaftliche Bemessung auch für den Nachweis der Ermüdungsfestigkeit möglich.

Bedingt durch die experimentell abgesicherte günstige Einstufung der verschiedenen Zugstabsysteme liegt für bereits bestehende Hallen keine Ermüdungsgefährdung der Verbände vor.

Darüber hinaus besteht in bestimmten Fällen die Möglichkeit, geeignete Hallenbauwerke ohne Wind- und Stabilisierungsverbände im Wandbereich auszuführen bzw. die für die Montage notwendigen Verbände könnten später entfernt werden. Neben den offensichtlichen wirtschaftlichen Vorzügen könnte hierdurch die Verteilung von Fenster- und Toröffnungen in den Wänden flexibler gestaltet werden.

Zum besseren Verständnis der mittragenden Wirkung von Fassaden sind weitere Untersuchungen erforderlich, wobei hier eine Differenzierung zwischen Schubfeldwirkung, Reibung und Einflüssen aus Verbindungsmitteln vorgenommen werden muss.

Zur Absicherung der dabei gewonnenen Erkenntnisse sollten noch weitere Messungen nach der hier dargestellten Methode an Stahlhallen durchgeführt werden.

Sehr nützlich in diesem Zusammenhang wäre auch das Monitoring entsprechender Bauwerke, so dass bei Starkwindereignissen ein direkter Zusammenhang zwischen Windgeschwindigkeit und resultierender Kraft im Windverband hergestellt werden kann.

Bezüglich der Ermüdungsproblematik der hier untersuchten Bausysteme sollten noch weitere experimentelle Untersuchungen insbesondere zur besseren Beschreibung des Übergangsbereichs zwischen Zeit- und Dauerfestigkeit im Wöhlerdiagramm und im Hinblick auf das Ermüdungsverhalten unter Einwirkung aus einem Beanspruchungskollektiv (Reihenfolgeeffekte) durchgeführt werden.

Der Bemessungsvorschlag stellt eine sichere und hinreichend genaue Methode zur Ermittlung der Lebensdauer von Windverbänden dar. Das Forschungsziel wurde damit erreicht.

Das Forschungsprojekt 921/99 wurde vom Institut für Stahlbau der TU Braunschweig mit finanzieller Förderung durch das Deutsche Institut für Bautechnik (DIBt), Berlin, durchgeführt. Das Vorhaben wurde außerdem von den Firmen Halfen-Deha, Gross-Gerau, Astron Building Systems, Diekirch (LU), Paragon Systembau und Pro-tec Systembau, Breddorf durch die Bereitstellung von Versuchskörpern bzw. die Erlaubnis für entsprechende Messungen an Hallen unterstützt. Den Förderern sei für die Unterstützung und Hilfe bei der vorliegenden Arbeit bestens gedankt.

Braunschweig, 08.12.2001

Leiter der Forschungsstelle:



Univ.-Prof. Dr.-Ing. U. Peil

Sachbearbeiter:

Dipl.-Ing. Daniel C. Ruff

**Literaturverzeichnis**

- [Anders00] Anders, S.: *Kräfte in Stabilisierungsverbänden von Stahlhallen infolge Windeinwirkung*. Studienarbeit (unveröffentlicht). Institut für Stahlbau der TU Braunschweig, 2000.
- [Badde94] Badde, O., Plate, E. J.: *Einfluss verschiedener Bebauungsparameter auf die windinduzierte Gebäudebelastung*. SFB-Abschlusskolloquium, "Strömungsmechanische Bemessungsgrundlagen für Bauwerke", Sonderforschungsbereich 210, Univ. Karlsruhe, 24./25. Nov. 1994.
- [Buchholz97] Buchholz, E.: *Zur Tragfähigkeit von halbmondförmigen Anschlußbauteilen aus Stahlguß (3. Teil)*. Stahlbau 66 (1997), S. 713-717.
- [Clarke87] Clarke, J.F., Ching, J.K.S., Godowitch, J.M., Binkowski, F.S.: *Surface layer turbulence in an urban area*. In: Proceedings of the AMS-Conference „Modeling the Urban Boundary-Layer, pp. 161-199, Baltimore, USA, 1987.
- [Cook76] Cook, N.J.: *Data for the Wind Tunnel Simulation of the Adiabatic Atmospheric Boundary Layer – Part C*. BRE Note N135/76, 1976.
- [Counihan71] Counihan, J.: *Wind tunnel determination of the roughness length as a function of the fetch and the roughness density of three-dimensional roughness elements*. In: Atmosph. Environm., Vol. 5, pp. 637-642, 1971.
- [Dengel96] Dengel, D.: *Ausreißer einfach bewerten*. Materialprüfung 38 (1996) 3, S. 99-101.
- [Deubelbeiss74] Deubelbeiss, E.: *Dauerfestigkeitsversuche mit einem modifizierten Treppenstufenverfahren*. Materialprüfung 16 (1974) Nr. 8, S. 240-244.
- [DIBt86] *Grundlagen zur Beurteilung von Baustoffen, Bauteilen und Bauarten im Prüfzeichen- und Zulassungsverfahren*. Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin, Fassung Mai 1986.
- [Dixon48] Dixon, W. J., Mood, A. M.: *A Method für Obtaining an Analizing Sensivity Data*. Journal of the American Statistical Association 43 (1948), S. 108-126.
- [Europ90] *Europäischer Windatlas. Meteorology and Wind Energy Department*. Risø National Laboratory, Denmark, 1990.
- [Fang92] Fang, C.: *The Effects of Random Roughness Element Height in Wind Tunnel Simulation for Low-rise Buildings*. Ph.D., Clemson University, Clemson, S.C., USA, 1992.
- [Graubner01] Graubner, C.-A., Bachmann, A.: *Windeinwirkung auf Hochhäuser im innerstädtischen Bereich*. Bauingenieur 76 (2001), S. 345-351.
- [Haibach89] Haibach, E.: *Betriebsfestigkeit: Verfahren und Daten zur Bauteilberechnung*. VDI-Verlag GmbH, Düsseldorf, 1989.

- [Hoffmann87] Hoffmann, Karl: *Eine Einführung in die Technik des Messens mit Dehnungsmeßstreifen*. Hottinger Baldwin Messtechnik GmbH, Darmstadt 1987.
- [Hück83] Hück, M.: *Ein verbessertes Verfahren für die Auswertung von Treppeinstufenversuchen*. *Werkstofftechnik* 14 (1983), S. 406-417.
- [Jackson78] Jackson, P.S.: *Wind structure near a city centre*. In: *Bound.-Layer Met.*, Vol. 15, pp.323-340, 1978.
- [Karlsson86] Karlsson, S.: *The applicability of wind profile formulas to an urban-rural interface site*. In: *Bound.-Layer Met.*, Vol. 34, pp, 333-355, 1986.
- [Kasperski] Kasperski, M., Koss, H.: *Versagenskriterien von Stahlrahmen unter Windlast bei Verwendung dynamischer Traglastanalyse*; in [Peil97b], S. 199-209.
- [Kathage98] Kathage, K.: *Bemessung von Zugstabsystemen mit Verankerungsteilen (Stabankern) aus Gußeisen mit Kugelgraphit*. *Stahlbau* 67 (1998), S.718-723.
- [Keil95] Keil, Stefan: *Beanspruchungsermittlung mit Dehnungsmeßstreifen*. Cuneus Verlag, Zwingenberg a.d. Bergstraße, 1995.
- [Kloos79] Kloos, K. H., Thomala, W.: *Statistische Auswertung von Dauerschwingversuchen an Schraubenverbindungen*. *Werkstofftechnik* 10/1979, S. 333-372.
- [Koss01] Koss, H.: *Einfluß der Simulation des natürlichen Windes auf die Prognose des Überlastrisikos von Hallentragwerken*. Dissertation. Institut für Aerodynamik im Bauwesen, Ruhr-Universität Bochum, 2001.
- [Kosteas84] Kosteas, D., Graf, U: *Versuchsdurchführung und Auswertung von Dauerfestigkeitsuntersuchungen*. Heft Nr. 20 der Mitteilungen des Lehrstuhls für Stahlbau der TU München, 1984.
- [Maenning70] Maenning, W.-W.: *Bemerkung zur Beurteilung des Dauerschwingfestigkeitsverhaltens von Stahl und einige Untersuchungen zur Bestimmung des Dauerfestigkeitsbereichs*. *Materialprüfung* 12 (1970) Nr. 4, S. 124-131.
- [Maier-Erbacher89] Maier-Erbacher, J.: *Geländebeeinflusste Windbelastung kreiszylindrischer Bauwerke*. Heft Nr. 36 der Mitteilungen des Instituts für Hydrologie und Wasserwirtschaft, Universität Karlsruhe, 1989.
- [Niemann84] Niemann, H.-J.: *Reliability of current design methods for wind induced stresses*. Kühlturm-Tagung Bochum 1984.
- [Niemann92a] Niemann, H.-J.: *Das Verfahren zur Erfassung der Böenwirkung nach CEN 1 – ein Vergleich mit der Vornorm DIN 1055 Teil 40 und dem ISO-Standard 4354*; in [Niemann92b], S. 45-73.
- [Niemann92b] Niemann, H.-J. (Hrsg.): *Windlastnormen nach 1992*; WtG-Berichte Nr. 2. Aachen, Windtechnologische Gesellschaft (WtG) 1994.

- [Peil94] Peil, U.: *Baudynamik*. In: Stahlbau Handbuch, Band 1 Teil A. Stahlbau Verlags GmbH, Köln, 1994.
- [Peil95a] Peil, U., Nölle, H.: *Ermittlung der Lebensdauer hoher windbeanspruchter Bauwerke*. Bauingenieur 70 (1995), S. 21–33.
- [Peil95b] Peil, U.: *Ermüdungsuntersuchungen an Verbindungen mit Bevel-Washern der Firma Astron* (unveröffentlicht). Bericht Nr. 8292 des Instituts für Stahlbau der TU Braunschweig, 1995.
- [Peil96] Peil, U., Mehdiانpour, M.: *Ermittlung der Restlebensdauer ermüdungsbeanspruchter Tragwerke durch Monitoring*. In: Vorträge Stahlbautag, Bremen, 1996.
- [Peil97a] Peil, U.: *Lebensdauerermittlung zweier Schleuderbetonmaste*. Gutachten für die Telekom (unveröffentlicht), 1997.
- [Peil97b] Peil, U. (Hrsg.): *Baukonstruktionen unter Windeinwirkung*. WtG-Berichte Nr. 5. Braunschweig, Windtechnologische Gesellschaft (WtG) 1997.
- [Peil00] Peil, U., Behrens, M.: *Ermüdung von Beleuchtungs- und Signalmasten durch den böigen Wind*. Forschungsbericht Deutscher Ausschuss für Stahlbau DASt 1/2000, Düsseldorf, 2000.
- [Plate93] Plate, E.J.: *Windprofile in der Gebäudeaerodynamik*. WtG-Berichte Nr. 3. Karlsruhe, Windtechnologische Gesellschaft (WtG) 1993.
- [Radaj95] Radaj, D.: *Ermüdungsfestigkeit – Grundlagen für Leichtbau, Maschinen- und Stahlbau*. Springer-Verlag, 1995.
- [Rottach91] Rotach, M. W.: *Turbulence Within and Above an Urban Canopy*. In: Züricher Geographische Schriften, Heft 45, Geographisches Institut ETH, Zürich, 1991.
- [Ruscheweyh82] Ruscheweyh, H.: *Dynamische Windwirkung an Bauwerken*. Band 1 und 2, Wiesbaden, Bauverlag GmbH, 1982.
- [Ruscheweyh92] Ruscheweyh, H.: *Aufbau und Konzept des Eurocode „Windeinwirkungen“*; in [Niemann92b], S. 17-43.
- [Schnabel80] Schnabel, W.: *Belastung und Schwingung eines Leuchtturms in natürlichem Wind und im Windkanal*. Heft Nr. 17 der Mitteilungen des Instituts für Hydrologie und Wasserwirtschaft, Universität Karlsruhe, 1980.
- [Sockel84] Sockel, H.: *Aerodynamik der Bauwerke*. Braunschweig. Vieweg-Verlag, 1984.
- [Theurer93] Theurer, W.: *Ausbreitung bodennaher Emissionen in komplexen Bebauungen*. Dissertation. Institut für Hydrologie und Wasserwirtschaft, Universität Karlsruhe, 1993.
- [Wieringa93] Wieringa, J.: *Representative roughness parameters for homogeneous terrain*. In: Bound.-Layer Met., vol. 63, no. 4, pp.323-363, 1993.
- [Wind90] Europäischer Windatlas. *Meteorology and Wind Energy Department*. Risø National Laboratory, Denmark, 1990.

- [Weilert00] Weilert, K.: *Numerische Untersuchungen zum Einfluss der Fassadensteifigkeit auf das Systemübertragungsverhalten einer Halle unter Horizontallasten*. Studienarbeit (unveröffentlicht). Institut für Stahlbau der TU Braunschweig, 2000.
- [Zalka00] Zalka, K. A.: *Stress analysis of buildings under horizontal load*. Part 1 + 2, Proceedings of the Institution of Civil Engineers Structures and Buildings. 2000 (140), Paper 12045 + 12046.
- [Zillinger98] Zillinger, W.: *Niedrige Stahlhallen im Grenzzustand der Tragfähigkeit unter dynamischer Windbeanspruchung*. Dissertation. Lehrstuhl für Stahlbau, RWTH Aachen, 1998.

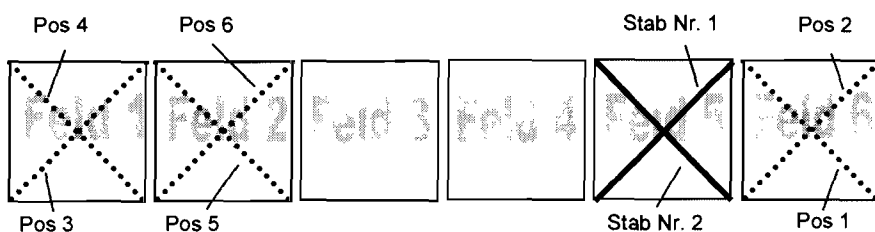
### Normen und Richtlinien

- EUROCODE 1 (EC1) *Grundlagen der Tragwerksplanung und Einwirkungen auf Tragwerke*  
 - Teil 1: Grundlagen der Bemessung. CEN, Brüssel, 1994.  
 - Teil 2-4: Einwirkungen auf Tragwerke – Windlasten. CEN, Brüssel, 1995.
- EUROCODE 3 (EC3) *Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten*  
 - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln für den Hochbau. CEN, Brüssel, April 1992.  
 - Teil 3-1: Türme, Maste und Schornsteine – Türme und Maste. CEN, Brüssel, Dezember 1997.
- DIN 969 *Verbindungselemente mit Gewinde: Schwingfestigkeit bei Axialbelastung*. Berlin, Beuth-Verlag, 12/1997.
- DIN 1055 T4 *Lastannahmen für Bauwerke – Verkehrslasten, Windlasten bei nicht schwingungsanfälligen Bauwerken*. Berlin, Beuth-Verlag, 11/1991.
- DIN 1055 T4 (Entwurf) *Lastannahmen für Bauwerke – Verkehrslasten, Windlasten bei nicht schwingungsanfälligen Bauwerken*. Berlin, Beuth-Verlag, 5/2000.
- DIN 4131 *Antennentragwerke aus Stahl*. Berlin, Beuth-Verlag, 11/1991.
- DIN 4133 *Schornsteine aus Stahl*. Berlin, Beuth-Verlag, 11/1991.
- DIN 18807 *Stahltrapezprofile*. Berlin, Beuth-Verlag, 6/1987.
- DIN 50100 *Dauerschwingversuch*. Berlin, Beuth-Verlag, 2/1978.
- ISO 4354 *Windeinwirkungen auf Bauwerke*. Berlin, Beuth-Verlag, 07/1997.

## Zusammenfassung der Feldmessungen (1)

- ausgewertet wurde jeweils die erste Messung der Belastung im entspr. Feld
- die untersten Laststufen (< ca. 0,5 kN) wurden nicht berücksichtigt
- nur Belastung (keine Entlastung)

### Halle WOB



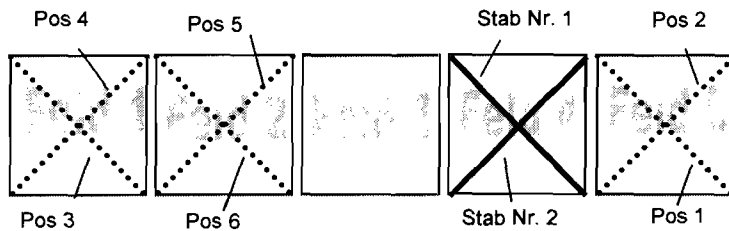
**Tabelle A1:** Messungen Halle WOB

Position Lasteinleitung	$\kappa_G$ (ohne Fassade)	$\kappa_F$ (mit Fassade)
1	0,694	0,167
2	0,837	0,148
3	0,609	-
4	0,696	-
5	-	0,121
6	-	0,106
MIN	0,609	0,106
MAX	0,837	0,167
MW	0,709	0,136



## Zusammenfassung der Feldmessungen (2)

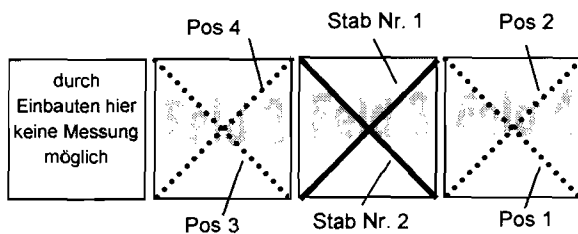
### Halle GÖ



**Tabelle A2:** Messungen Halle GÖ

Position Lasteinleitung	$\kappa_G$ (ohne Fassade)	$\kappa_F$ (mit Fassade)
1	0,896	0,329
2	0,880	0,318
3	0,782	0,209
4	0,855	0,273
5	0,923	0,247
6	0,899	0,292
MIN	0,782	0,209
MAX	0,923	0,329
MW	0,873	0,278

### Halle LU



**Tabelle A3:** Messungen Halle LU

Position Lasteinleitung	$\kappa_G$ (ohne Fassade)	$\kappa_F$ (mit Fassade)
1	0,877	0,237
2	0,893	0,322
3	0,910	0,257
4	0,833	0,296
MIN	0,833	0,237
MAX	0,910	0,322
MW	0,878	0,302

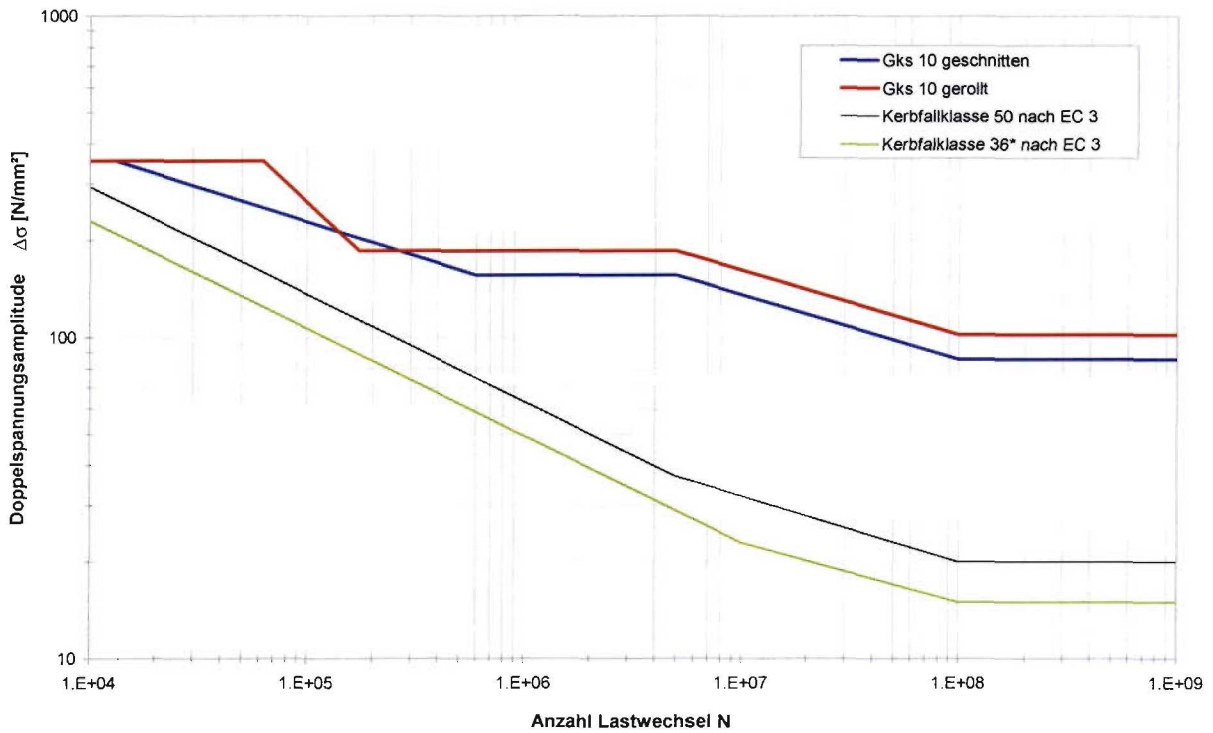


Abbildung A-1: Ersatz-Wöhlerlinien (Gks; Ø 10mm; gerollte und geschnittene Gewinde)

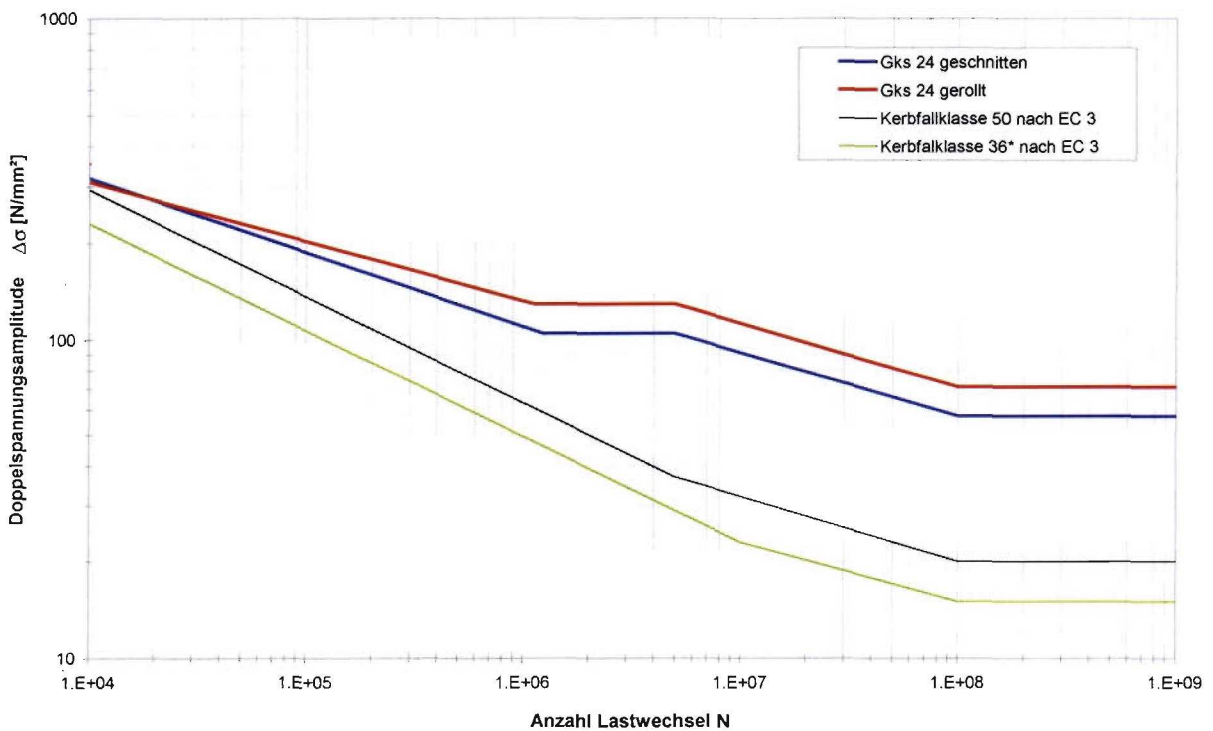


Abbildung A-2: Ersatz-Wöhlerlinien (Gks; Ø 24mm; gerollte und geschnittene Gewinde)

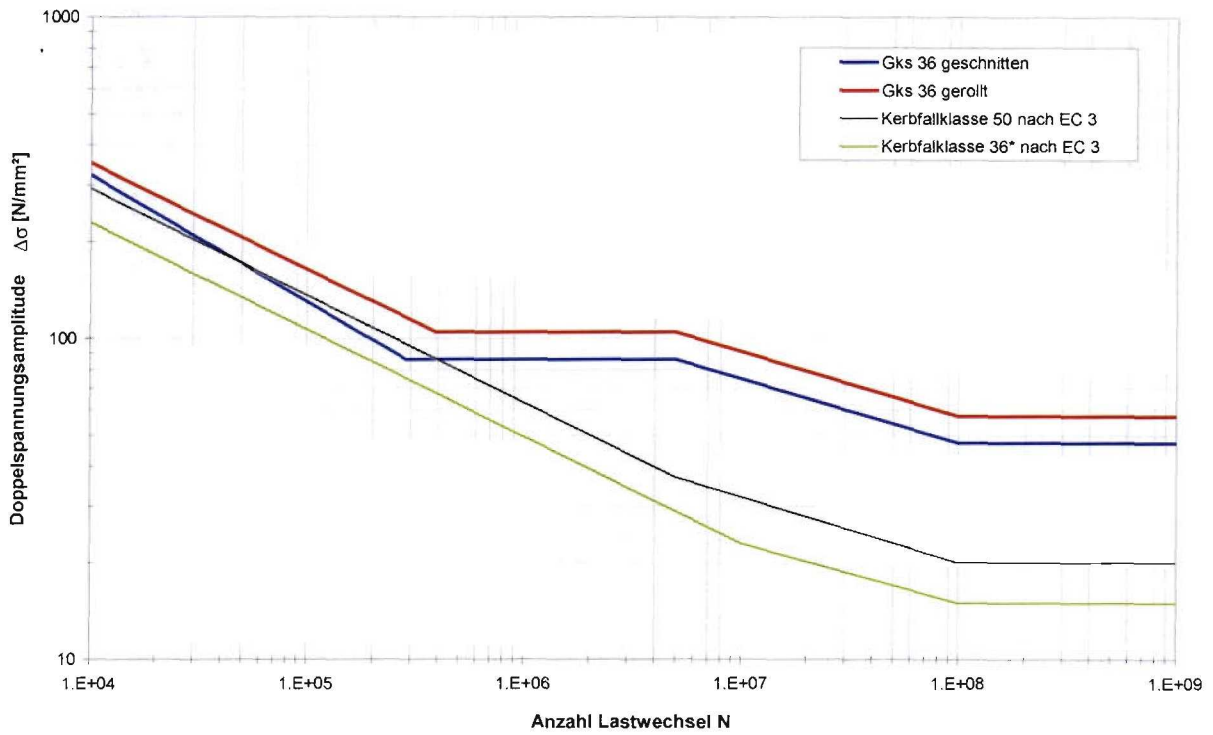


Abbildung A-3: Ersatz-Wöhlerlinien (Gks;  $\varnothing$  36mm; gerollte und geschnittene Gewinde)

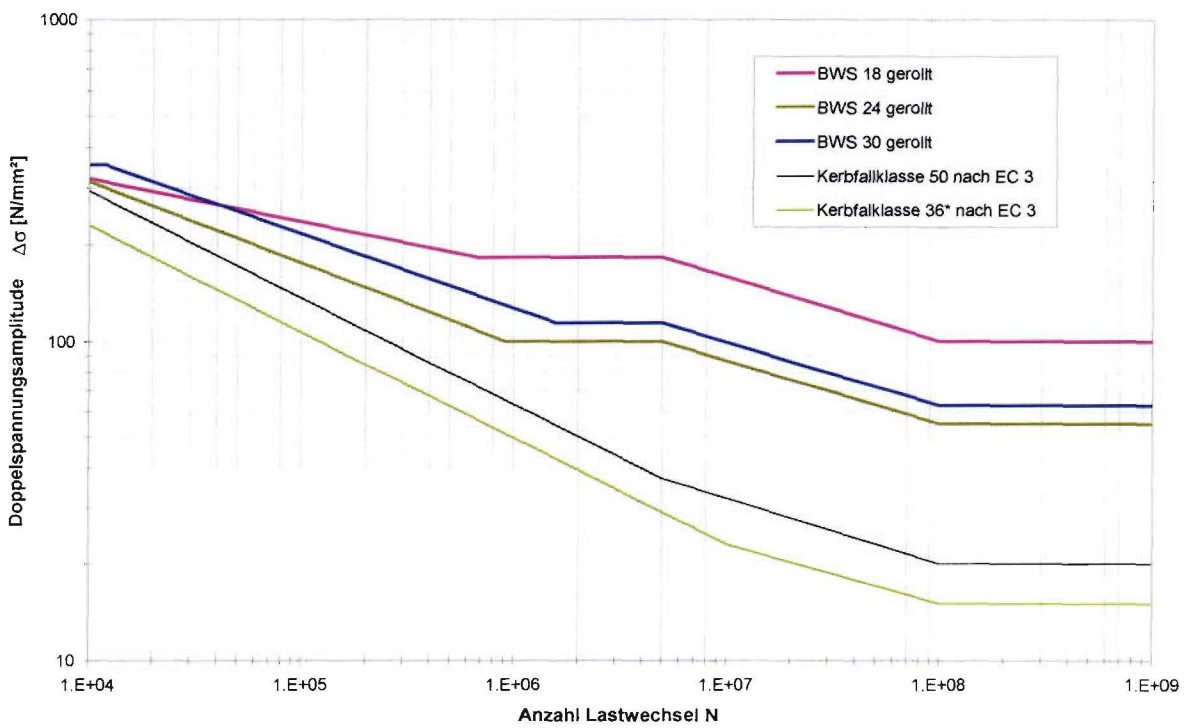


Abbildung A-4: Ersatz-Wöhlerlinien (BWS;  $\varnothing$  18, 24 und 30mm; gerollte Gewinde)

## Übersicht der Versuche zur Bestimmung der Dauerfestigkeit (1)

**Tabelle A-1:** Versuche Dauerfestigkeit; Gabelkopfsystem; Ø 10mm; geschnittene Gewinde

Bezeichnung	$\Delta\sigma$ in [%] der Nennstreckgrenze	$F_m$ [kN]	$\Delta F$ [kN]	Lastwechsel [-]	Versagensart
10-R1	45,0	6,27	9,27	5585007	Durchläufer
10-L1	45,0	6,27	9,27	5585007	Durchläufer
10-R2	48,2	6,72	9,93	5988327	Durchläufer
10-L2	48,2	6,72	9,93	5988327	Durchläufer
10-R3	54,6	7,61	11,25	6696477	Durchläufer
10-L3	54,6	7,61	11,25	6696477	Durchläufer
10-R4	61,1	8,51	12,57	3318032	Bruch Gew.
10-L4	61,1	8,51	12,57	746358	Bruch Gew.
10-R5	57,9	8,06	11,91	421443	Bruch Gew.
10-L5	57,9	8,06	11,91	196051	Bruch Gew.
10-R6	54,6	7,61	11,25	12540712	Durchläufer
10-L6	54,6	7,61	11,25	12540712	Durchläufer
10-R7	54,6	7,61	11,25	Probe zerstört	
10-L7	54,6	7,61	11,25	1013912	Bruch Gew.
10-R8	51,4	7,16	10,59	Probe zerstört	
10-L8	51,4	7,16	10,59	681402	Bruch Gew.
10-R9	51,4	7,16	10,59	4999710	Durchläufer
10-L9	51,4	7,16	10,59	2861662	Bruch Gew.
10-R10	48,2	6,72	9,93	5523533	Durchläufer
10-L10	48,2	6,72	9,93	5523533	Durchläufer

**Tabelle A-2:** Versuche Dauerfestigkeit; Gabelkopfsystem; Ø 10mm; gerollte Gewinde

Bezeichnung	$\Delta\sigma$ in [%] der Nennstreckgrenze	$F_m$ [kN]	$\Delta F$ [kN]	Lastwechsel [-]	Versagensart
10-R12	57,9	8,06	11,91	431944	Bruch Gew.
10-L12	57,9	8,06	11,91	5000384	Durchläufer
10-R13	54,6	7,61	11,25	7112321	Durchläufer
10-L13	54,6	7,61	11,25	7112321	Durchläufer
10-R14	57,9	8,06	11,91	5831453	Durchläufer
10-L14	57,9	8,06	11,91	5831453	Durchläufer
10-R15	61,6	8,51	12,57	911506	Bruch Gew.
10-L15	61,6	8,51	12,57	Probe zerstört	
10-R16	54,6	7,61	11,25	5540925	Durchläufer
10-L16	54,6	7,61	11,25	5540925	Durchläufer
10-R17	57,9	8,06	11,91	3390240	Bruch Kopf
10-L17	57,9	8,06	11,91	5001090	Durchläufer
10-R18	61,1	8,51	12,57	5000901	Durchläufer
10-L18	61,1	8,51	12,57	562822	Bruch Gew.
10-R19	64,3	8,95	13,24	1283092	Bruch Kopf
10-L19	64,3	8,95	13,24	1514487	Bruch Kopf

## Übersicht der Versuche zur Bestimmung der Dauerfestigkeit (2)

**Tabelle A-3:** Versuche Dauerfestigkeit; Gabelkopfsystem; Ø 24mm; geschnittene Gewinde

Bezeichnung	$\Delta\sigma$ in [%] der Nennstreckgrenze	$F_m$ [kN]	$\Delta F$ [kN]	Lastwechsel [-]	Versagensart
24-1R	61,1	51,77	76,53	228466	Bruch Gew.
24-1L	61,1	51,77	76,53	299067	Bruch Kopf
24-2R	54,6	46,32	68,47	321311	Bruch Kopf
24-2L	54,6	46,32	68,47	402459	Bruch Kopf
24-3R	48,2	40,87	60,42	1063685	Bruch Gew.
24-3L	48,2	40,87	60,42	385343	Bruch Gew.
24-4R	41,8	35,24	52,36	371595	Bruch Gew.
24-4L	41,8	35,24	52,36	588208	Bruch Gew.
24-5R	35,4	29,97	44,31	923401	Bruch Gew.
24-5L	35,4	29,97	44,31	5944473	Durchläufer
24-6R	28,9	24,52	36,25	5228992	Durchläufer
24-6L	28,9	24,52	36,25	5228992	Durchläufer
24-7R	45,0	38,15	56,39	587022	Bruch Kopf
24-7L	45,0	38,15	56,39	610155	Bruch Gew.
24-8R	32,1	27,25	40,28	5283496	Durchläufer
24-8L	32,1	27,25	40,28	5283496	Durchläufer
24-9R	38,6	32,7	48,34	742210	Bruch Gew.
24-9L	38,6	32,7	48,34	5878969	Durchläufer
24-10R	35,4	29,97	44,31	1853622	Bruch Gew.
24-10L	35,4	29,97	44,31	5393898	Durchläufer
24-11R	38,6	32,7	48,34	5453086	Durchläufer
24-11L	38,6	32,7	48,34	2727643	Bruch Gew.

## Übersicht der Versuche zur Bestimmung der Dauerfestigkeit (3)

**Tabelle A-4:** Versuche Dauerfestigkeit; Gabelkopfsystem;  $\varnothing$  24mm; gerollte Gewinde

Bezeichnung	$\Delta\sigma$ in [%] der Nennstreckgrenze	$F_m$ [kN]	$\Delta F$ [kN]	Lastwechsel [-]	Versagensart
24-12R	32,1	27,25	40,28	5009589	Durchläufer
24-12L	32,1	27,25	40,28	5009589	Durchläufer
24-13R	35,4	29,97	44,31	5009668	Durchläufer
24-13L	35,4	29,97	44,31	5009668	Durchläufer
24-14R	35,4	29,97	44,31	5010000	Durchläufer
24-14L	35,4	29,97	44,31	5010000	Durchläufer
24-15R	45,0	38,15	56,39	1871680	Bruch Kopf
24-15L	45,0	38,15	56,39	4303336	Bruch Kopf
24-16R	41,8	35,42	52,36	5010014	Durchläufer
24-16L	41,8	35,42	52,36	2219100	Bruch Kopf
24-17R	38,6	32,70	48,34	5010027	Durchläufer
24-17L	38,6	32,70	48,34	5010027	Durchläufer
24-18R	45,0	38,15	56,39	5010018	Durchläufer
24-18L	45,0	38,15	56,39	2646138	Bruch Kopf
24-19R	41,8	35,42	52,36	5010000	Durchläufer
24-19L	41,8	35,42	52,36	759778	Bruch Kopf
24-20R	48,2	40,87	60,42	652928	Bruch Kopf
24-20L	48,2	40,87	60,42	521473	Bruch Kopf

## Übersicht der Versuche zur Bestimmung der Dauerfestigkeit (4)

**Tabelle A-5:** Versuche Dauerfestigkeit; Gabelkopfsystem; Ø 36mm; geschnittene Gewinde

Bezeichnung	$\Delta\sigma$ in [%] der Nennstreckgrenze	$F_m$ [kN]	$\Delta F$ [kN]	Lastwechsel [-]	Versagensart
36-1R	41,8	81,98	121,19	739344	Bruch Gew.
36-1L	41,8	81,98	121,19	940254	Bruch Kopf
36-2R	35,4	69,37	102,55	1791740	Bruch Kopf
36-2L	35,4	69,37	102,55	4810070	Bruch Gew.
36-3R	32,1	63,07	93,23	552966	Bruch Gew.
36-3L	32,1	63,07	93,23	5515084	Durchläufer
36-4R	28,9	56,76	83,91	4315871	Bruch Kopf
36-4L	28,9	56,76	83,91	5134810	Durchläufer
36-5R	28,9	56,76	83,91	5915295	Durchläufer
36-5L	28,9	56,76	83,91	5915295	Durchläufer
36-6R	32,1	63,07	93,23	6692733	Durchläufer
36-6L	32,1	63,07	93,23	6692733	Durchläufer
36-7R	25,7	50,47	74,58	5253981	Durchläufer
36-7L	25,7	50,47	74,58	5253981	Durchläufer
36-8R	32,1	63,07	93,23	982536	Bruch Kopf
36-8L	32,1	63,07	93,23	1098294	Bruch Kopf
36-9R	28,9	56,76	83,91	5010000	Durchläufer
36-9L	28,9	56,76	83,91	1615102	Bruch Kopf

**Tabelle A-6:** Versuche Dauerfestigkeit; Gabelkopfsystem; Ø 36mm; gerollte Gewinde

Bezeichnung	$\Delta\sigma$ in [%] der Nennstreckgrenze	$F_m$ [kN]	$\Delta F$ [kN]	Lastwechsel [-]	Versagensart
36-R-10	38,6	75,68	111,87	1391331	Bruch Kopf
36-L-10	38,6	75,68	111,87	5001000	Durchläufer
36-R-11	35,4	69,37	102,55	1562579	Bruch Kopf
36-L-11	35,4	69,37	102,55	5001000	Durchläufer
36-R-12	32,1	63,07	93,23	5001000	Durchläufer
36-L-12	32,1	63,07	93,23	5001000	Durchläufer
36-R-13	41,8	81,98	121,19	1336572	Bruch Kopf
36-L-13	41,8	81,98	121,19	944090	Bruch Kopf
36-R-14	35,4	69,37	102,55	1628863	Bruch Kopf
36-L-14	35,4	69,37	102,55	1223765	Bruch Kopf
36-R-15	38,6	75,68	111,87	479164	Bruch Kopf
36-L-15	38,6	75,68	111,87	5001000	Durchläufer

## Übersicht der Versuche zur Bestimmung der Dauerfestigkeit (5)

**Tabelle A-7:** Versuche Dauerfestigkeit; Bevel-Washer-System; Ø 18mm; gerollte Gewinde

Bezeichnung	$\Delta\sigma$ in [%] der Nennstreckgrenze	$F_m$ [kN]	$\Delta F$ [kN]	Lastwechsel [-]	Versagensart
18-1A	45,0	20,86	30,83	5044129	Durchläufer
18-1B	45,0	20,86	30,83	5044129	Durchläufer
18-2A	51,4	23,84	35,24	5004215	Durchläufer
18-2B	51,4	23,84	35,24	5004215	Durchläufer
18-3A	57,9	26,82	39,64	2701165	Bruch Gew.
18-3B	57,9	26,82	39,64	3477600	Bruch Gew.
18-4A	54,6	25,33	37,44	1864258	Bruch Gew.
18-4B	54,6	25,33	37,44	1596335	Bruch Gew.
18-5A	51,4	23,84	35,24	6909549	Durchläufer
18-5B	51,4	23,84	35,24	6909549	Durchläufer
18-6A	51,4	23,84	35,24	5125696	Durchläufer
18-6B	51,4	23,84	35,24	5125696	Durchläufer
18-7A	54,6	25,33	37,44	5391601	Durchläufer
18-7B	54,6	25,33	37,44	5391601	Durchläufer
18-8A	54,6	25,33	37,44	2666952	Bruch Gew.
18-8B	54,6	25,33	37,44	3648309	Bruch Gew.

**Tabelle A-8:** Versuche Dauerfestigkeit: Gabelkopfsystem; Ø 24mm; gerollte Gewinde

Bezeichnung	$\Delta\sigma$ in [%] der Nennstreckgrenze	$F_m$ [kN]	$\Delta F$ [kN]	Lastwechsel [-]	Versagensart
24-1A	45,0	38,15	56,39	595413	Bruch Gew.
24-1B	45,0	38,15	56,39	1897932	Bruch Gew.
24-2A	45,0	38,15	56,39	2461749	Bruch Gew.
24-2B	45,0	38,15	56,39	3709431	Bruch Gew.
24-3A	41,8	35,42	52,36	1177567	Bruch Gew.
24-3B	41,8	35,42	52,36	2762913	Bruch Gew.
24-4A	38,6	32,70	48,34	5324186	Durchläufer
24-4B	38,6	32,70	48,34	5324186	Durchläufer
24-5A	38,6	32,70	48,34	3574464	Bruch Gew.
24-5B	38,6	32,70	48,34	4733835	Bruch Gew.
24-6A	35,4	29,97	44,31	2289094	Bruch Gew.
24-6B	35,4	29,97	44,31	1859322	Bruch Gew.
24-7A	32,1	27,25	40,28	5508636	Durchläufer
24-7B	32,1	27,25	40,28	5508636	Durchläufer
24-8A	35,4	29,97	44,31	5248861	Durchläufer
24-8B	35,4	29,97	44,31	1947783	Bruch Gew.
24-9A	32,1	27,25	40,28	1816656	Bruch Gew.
24-9B	32,1	27,25	40,28	3410744	Bruch Gew.



## Übersicht der Versuche zur Bestimmung der Dauerfestigkeit (6)

**Tabelle A-9:** Versuche Dauerfestigkeit; Bevel-Washer-System; Ø 30mm; gerollte Gewinde

Bezeichnung	$\Delta\sigma$ in [%] der Nennstreckgrenze	$F_m$ [kN]	$\Delta F$ [kN]	Lastwechsel [-]	Versagensart
30-1A	45,0	60,63	89,62	497854	Bruch Gew.
30-1B	45,0	60,63	89,62	413586	Bruch Gew.
30-2A	35,4	47,63	70,42	4500117	Bruch Gew.
30-2B	35,4	47,63	70,42	5011864	Durchläufer
30-3A	32,1	43,3	64,01	5010059	Durchläufer
30-3B	32,1	43,3	64,01	5010059	Durchläufer
30-4A	35,4	47,63	70,42	4309187	Bruch Gew.
30-4B	35,4	47,63	70,42	3193020	Bruch Gew.
30-5A	32,1	43,3	64,02	5009737	Durchläufer
30-5B	32,1	43,3	64,02	5009737	Durchläufer
30-6A	38,6	51,96	76,82	690142	Bruch Gew.
30-6B	38,6	51,96	76,82	2035536	Bruch Gew.
30-7A	35,4	47,63	70,42	5010000	Durchläufer
30-7B	35,4	47,63	70,42	2475974	Bruch Gew.
30-8A	32,1	43,3	64,01	5010000	Durchläufer
30-8B	32,1	43,3	64,01	5010000	Durchläufer
30-9A	35,4	47,63	70,42	5190025	Durchläufer
30-9B	35,4	47,63	70,42	5190025	Durchläufer

## Übersicht der Versuche zur Bestimmung der Zeitfestigkeit (1)

**Tabelle A-10:** Versuche Dauerfestigkeit; Gabelkopfsystem Ø 10mm; geschnittene Gewinde

Bezeichnung	$\Delta\sigma$ in [%] der Nennstreckgrenze	$F_m$ [kN]	$\Delta F$ [kN]	Lastwechsel [-]	Versagensart
10-R-27	78,3	10,91	16,13	48614	Bruch Gew.
10-R-26	78,3	10,91	16,13	56147	Bruch Gew.
10-R-25	78,3	10,91	16,13	62969	Bruch Gew.
10-L-26	78,3	10,91	16,13	69626	Bruch Gew.
10-R-24	78,3	10,91	16,13	75383	Bruch Gew.
10-L-27	78,3	10,91	16,13	78506	Bruch Gew.
10-L-24	78,3	10,91	16,13	95987	Bruch Gew.
10-L-25	78,3	10,91	16,13	99699	Bruch Gew.
10-R-28	51,9	7,23	10,69	353573	Bruch Gew.
10-R-29	51,9	7,23	10,69	507411	Bruch Gew.
10-L-31	51,9	7,23	10,69	776527	Bruch Gew.
10-L-30	51,9	7,23	10,69	1396030	Bruch Gew.
10-L-29	51,9	7,23	10,69	1432876	Bruch Gew.
10-L-28	51,9	7,23	10,69	1444633	Bruch Gew.
10-R-31	51,9	7,23	10,69	1465228	Bruch Kopf
10-R-30	51,9	7,23	10,69	1555250	Bruch Gew.

**Tabelle A-11:** Versuche Dauerfestigkeit; Gabelkopfsystem Ø 10mm; gerollte Gewinde

Bezeichnung	$\Delta\sigma$ in [%] der Nennstreckgrenze	$F_m$ [kN]	$\Delta F$ [kN]	Lastwechsel [-]	Versagensart
10-R-27	78,3	10,91	16,13	1291504	Bruch Gew.
10-R-26	78,3	10,91	16,13	707227	Bruch Kopf
10-R-25	78,3	10,91	16,13	89101	Bruch Gew.
10-L-26	78,3	10,91	16,13	582691	Bruch Kopf
10-R-24	78,3	10,91	16,13	908791	Bruch Kopf
10-L-27	78,3	10,91	16,13	385055	Bruch Kopf
10-L-24	78,3	10,91	16,13	901607	Bruch Kopf
10-L-25	78,3	10,91	16,13	915495	Bruch Gew.
10-R-28	59,5	8,30	12,26	1286036	Bruch Gew.
10-R-29	59,5	8,30	12,26	165570	Bruch Gew.
10-L-31	59,5	8,30	12,26	1497910	Bruch Kopf
10-L-30	59,5	8,30	12,26	1108060	Bruch Kopf
10-L-29	59,5	8,30	12,26	4916043	Bruch Kopf
10-L-28	59,5	8,30	12,26	4123165	Bruch Kopf
10-R-31	59,5	8,30	12,26	5000000	Durchläufer
10-R-30	59,5	8,30	12,26	5000000	Durchläufer

## Übersicht der Versuche zur Bestimmung der Zeitfestigkeit (2)

**Tabelle A-12:** Versuche Dauerfestigkeit; Gabelkopfsystem Ø 24mm; geschnittene Gewinde

Bezeichnung	$\Delta\sigma$ in [%] der Nennstreckgrenze	$F_m$ [kN]	$\Delta F$ [kN]	Lastwechsel [-]	Versagensart
24-R-21	78,3	66,43	98,2	47694	Bruch Kopf
24-L-21	78,3	66,43	98,2	52528	Bruch Gew.
24-R-22	78,3	66,43	98,2	36286	Bruch Kopf
24-L-22	78,3	66,43	98,2	36012	Bruch Kopf
24-R-23	78,3	66,43	98,2	37317	Bruch Kopf
24-L-23	78,3	66,43	98,2	18053	Bruch Kopf
24-R-24	78,3	66,43	98,2	45497	Bruch Kopf
24-L-24	78,3	66,43	98,2	38979	Bruch Kopf
24-R-33	42,6	36,15	53,44	1329758	Bruch Gew.
24-L-33	42,6	36,15	53,44	762299	Bruch Gew.
24-R-34	42,6	36,15	53,44	849256	Bruch Gew.
24-L-34	42,6	36,15	53,44	341702	Bruch Gew.
24-R-35	42,6	36,15	53,44	864720	Bruch Kopf
24-L-35	42,6	36,15	53,44	497284	Bruch Gew.
24-R-36	42,6	36,15	53,44	683501	Bruch Kopf
24-L-36	42,6	36,15	53,44	427646	Bruch Gew.

**Tabelle A-13:** Versuche Dauerfestigkeit; Gabelkopfsystem Ø 24mm; gerollte Gewinde

Bezeichnung	$\Delta\sigma$ in [%] der Nennstreckgrenze	$F_m$ [kN]	$\Delta F$ [kN]	Lastwechsel [-]	Versagensart
24-R-25	78,3	66,43	98,2	34230	Bruch Kopf
24-L-25	78,3	66,43	98,2	22465	Bruch Kopf
24-R-26	78,3	66,43	98,2	28123	Bruch Kopf
24-L-26	78,3	66,43	98,2	22228	Bruch Kopf
24-R-27	78,3	66,43	98,2	32173	Bruch Kopf
24-L-27	78,3	66,43	98,2	29846	Bruch Kopf
24-R-28	78,3	66,43	98,2	32875	Bruch Kopf
24-L-28	78,3	66,43	98,2	44575	Bruch Kopf
24-R-29	48,0	40,71	60,18	480497	Bruch Kopf
24-L-29	48,0	40,71	60,18	442215	Bruch Kopf
24-R-30	48,0	40,71	60,18	693185	Bruch Kopf
24-L-30	48,0	40,71	60,18	400415	Bruch Kopf
24-R-31	48,0	40,71	60,18	840402	Bruch Kopf
24-L-31	48,0	40,71	60,18	481905	Bruch Kopf
24-R-32	48,0	40,71	60,18	321854	Bruch Kopf
24-L-32	48,0	40,71	60,18	470590	Bruch Kopf

## Übersicht der Versuche zur Bestimmung der Zeitfestigkeit (3)

**Tabelle A-14:** Versuche Dauerfestigkeit; Gabelkopfsystem  $\varnothing$  36mm; geschnittene Gewinde

Bezeichnung	$\Delta\sigma$ in [%] der Nennstreckgrenze	$F_m$ [kN]	$\Delta F$ [kN]	Lastwechsel [-]	Versagensart
36-R-17	78,3	153,75	227,28	18570	Bruch Kopf
36-L-17	78,3	153,75	227,28	46451	Bruch Kopf
36-R-18	78,3	153,75	227,28	30330	Bruch Kopf
36-L-18	78,3	153,75	227,28	28998	Bruch Kopf
36-R-19	78,3	153,75	227,28	19808	Bruch Kopf
36-L-19	78,3	153,75	227,28	37116	Bruch Kopf
36-R-20	78,3	153,75	227,28	27232	Bruch Kopf
36-L-20	78,3	153,75	227,28	33321	Bruch Kopf
36-R-29	32,0	76,96	113,77	240444	Bruch Gew.
36-L-29	32,0	76,96	113,77	619535	Bruch Gew.
36-R-30	32,0	76,96	113,77	215613	Bruch Gew.
36-L-30	32,0	76,96	113,77	3782738	Bruch Gew.
36-R-31	32,0	76,96	113,77	647329	Bruch Kopf
36-L-31	32,0	76,96	113,77	762848	Bruch Gew.
36-R-32	32,0	76,96	113,77	681514	Bruch Gew.
36-L-32	32,0	76,96	113,77	2366106	Bruch Gew.

**Tabelle A-15:** Versuche Dauerfestigkeit; Gabelkopfsystem  $\varnothing$  36mm; gerollte Gewinde

Bezeichnung	$\Delta\sigma$ in [%] der Nennstreckgrenze	$F_m$ [kN]	$\Delta F$ [kN]	Lastwechsel [-]	Versagensart
36-L-21	78,3	227,28	278,19	23388	Bruch Kopf
36-R-22	78,3	227,28	278,19	25965	Bruch Kopf
36-R-21	78,3	227,28	278,19	28681	Bruch Kopf
36-L-22	78,3	227,28	278,19	29109	Bruch Kopf
36-R-23	78,3	227,28	278,19	34374	Bruch Kopf
36-R-16	78,3	227,28	278,19	34592	Bruch Kopf
36-L-23	78,3	227,28	278,19	36572	Bruch Kopf
36-L-16	78,3	227,28	278,19	41240	Bruch Kopf
36-L-28	34,8	123,68	151,38	320391	Bruch Kopf
36-L-26	34,8	123,68	151,38	351687	Bruch Kopf
36-L-25	34,8	123,68	151,38	466148	Bruch Kopf
36-R-25	34,8	123,68	151,38	499918	Bruch Kopf
36-R-27	34,8	123,68	151,38	1175478	Bruch Kopf
36-L-27	34,8	123,68	151,38	1444456	Bruch Kopf
36-R-26	34,8	123,68	151,38	2196879	Bruch Kopf
36-R-28	34,8	123,68	151,38	2948872	Bruch Kopf

## Übersicht der Versuche zur Bestimmung der Zeitfestigkeit (4)

**Tabelle A-16:** Versuche Dauerfestigkeit; Bevel-Washer-System Ø 18mm; gerollte Gewinde

Bezeichnung	$\Delta\sigma$ in [%] der Nennstreckgrenze	$F_m$ [kN]	$\Delta F$ [kN]	Lastwechsel [-]	Versagensart
18-9A	78,3	36,32	53,69	65180	Bruch Gew.
18-9B	78,3	36,32	53,69	40699	Bruch Gew.
18-10A	78,3	36,32	53,69	53703	Bruch Gew.
18-10B	78,3	36,32	53,69	77627	Bruch Gew.
18-11A	78,3	36,32	53,69	52282	Bruch Gew.
18-11B	78,3	36,32	53,69	110719	Bruch Gew.
18-12A	78,3	36,32	53,69	98706	Bruch Gew.
18-12B	78,3	36,32	53,69	48011	Bruch Gew.
18-13A	60,3	27,95	41,31	608738	Bruch Gew.
18-13B	60,3	27,95	41,31	396076	Bruch Gew.
18-14A	60,3	27,95	41,31	534044	Bruch Gew.
18-14B	60,3	27,95	41,31	1107184	Bruch Gew.
18-15A	60,3	27,95	41,31	310179	Bruch Gew.
18-15B	60,3	27,95	41,31	1542313	Bruch Gew.
18-16A	60,3	27,95	41,31	961697	Bruch Gew.
18-16B	60,3	27,95	41,31	1291573	Bruch Gew.

**Tabelle A-17:** Versuche Dauerfestigkeit; Bevel-Washer-System Ø 24mm; gerollte Gewinde

Bezeichnung	$\Delta\sigma$ in [%] der Nennstreckgrenze	$F_m$ [kN]	$\Delta F$ [kN]	Lastwechsel [-]	Versagensart
24-10A	78,3	66,43	98,2	55997	Bruch Gew.
24-10B	78,3	66,43	98,2	43512	Bruch Gew.
24-11A	78,3	66,43	98,2	16494	Bruch Gew.
24-11B	78,3	66,43	98,2	41390	Bruch Gew.
24-12A	78,3	66,43	98,2	39664	Bruch Gew.
24-12B	78,3	66,43	98,2	60996	Bruch Gew.
24-13A	78,3	66,43	98,2	78479	Bruch Gew.
24-13B	78,3	66,43	98,2	53777	Bruch Gew.
24-14A	42,6	36,15	53,44	1224589	Bruch Gew.
24-14B	42,6	36,15	53,44	673880	Bruch Gew.
24-15A	42,6	36,15	53,44	907088	Bruch Gew.
24-15B	42,6	36,15	53,44	566449	Bruch Gew.
24-16A	42,6	36,15	53,44	304906	Bruch Gew.
24-16B	42,6	36,15	53,44	345901	Bruch Gew.
24-17A	42,6	36,15	53,44	1063605	Bruch Gew.
24-17B	42,6	36,15	53,44	2175077	Bruch Gew.

## Übersicht der Versuche zur Bestimmung der Zeitfestigkeit (5)

**Tabelle A-18:** Versuche Dauerfestigkeit; Bevel-Washer-System Ø 30mm; gerollte Gewinde

Bezeichnung	$\Delta\sigma$ in [%] der Nennstreckgrenze	$F_m$ [kN]	$\Delta F$ [kN]	Lastwechsel [-]	Versagensart
30-10A	78,3	105,57	156,06	87110	Bruch Gew.
30-10B	78,3	105,57	156,06	34724	Bruch Gew.
30-11A	78,3	105,57	156,06	88081	Bruch Gew.
30-11B	78,3	105,57	156,06	82382	Bruch Gew.
30-12A	78,3	105,57	156,06	60729	Bruch Gew.
30-12B	78,3	105,57	156,06	64285	Bruch Gew.
30-13A	78,3	105,57	156,06	73518	Bruch Gew.
30-13B	78,3	105,57	156,06	60409	Bruch Gew.
30-14A	47,3	63,70	94,16	866047	Bruch Gew.
30-14B	47,3	63,70	94,16	1181707	Bruch Gew.
30-15A	47,3	63,70	94,16	846562	Bruch Gew.
30-15B	47,3	63,70	94,16	621646	Bruch Gew.
30-16A	47,3	63,70	94,16	501734	Bruch Gew.
30-16B	47,3	63,70	94,16	775182	Bruch Gew.
30-17A	47,3	63,70	94,16	1138263	Bruch Gew.
30-17B	47,3	63,70	94,16	2861323	Bruch Gew.