

# **Ein Beitrag zum Tragverhalten von Sandwichelementen unter Punktlasten**

**Dissertation**  
zur  
**Erlangung des Grades Doktor-Ingenieur (Dr.-Ing.)**

Fakultät für Architektur und Bauingenieurwesen  
**Bergische Universität Wuppertal**

**Niklas Ardelmann**  
aus Essen

2025

Veröffentlicht als Heft 31 in der Schriftenreihe des  
Instituts für Konstruktiven Ingenieurbau  
Fakultät 5, Abteilung Bauingenieurwesen  
Bergische Universität Wuppertal

### **Herausgeber**

Der Geschäftsführende Direktor  
Institut für Konstruktiven Ingenieurbau  
Bergische Universität Wuppertal

### **Fachgebiet**

Stahlbau und Verbundkonstruktionen  
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Bernd Naujoks  
Fakultät 5, Abteilung Bauingenieurwesen  
Bergische Universität Wuppertal

### **Organisation und Verwaltung**

Institut für Konstruktiven Ingenieurbau  
Bergische Universität Wuppertal  
Pauluskirchstraße 11  
42285 Wuppertal  
Telefon: (0202) 439-4039

© **Dr.-Ing. Niklas Ardelmann**

ISBN 978-3-940795-30-4

Alle Rechte, insbesondere das der Übersetzung in fremde Sprachen, vorbehalten. Mit Genehmigung des Autors ist es gestattet, dieses Heft ganz oder teilweise auf fotomechanischem Wege (Fotokopie, Mikrokopie) zu vervielfältigen.

## Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Zeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter des Lehrstuhls für Stahl- und Verbundkonstruktionen der Bergischen Universität Wuppertal in den Jahren 2021 bis 2024. Die Forschung wurde maßgeblich durch die Deutsche Forschungsgemeinschaft (DFG) im Rahmen des Drittmittelprojekts „Punktlasten auf Sandwichelementen - Untersuchungen zur mitwirkenden Breite“ (Projektnummer 534883913) gefördert.

Zunächst möchte ich mich beim Lehrstuhlinhaber und meinem Doktorvater Herrn Prof. Dr.-Ing. Bernd Naujoks für das ausgesprochene Vertrauen und die großartige Unterstützung während dieser Zeit bedanken. Das ständig offene Ohr und das enge Betreuungs-Verhältnis haben die Promotion maßgeblich unterstützt.

Ebenfalls bedanken möchte ich mich bei Herrn Prof. Dr.-Ing. Jörg Lange für die Übernahme des Koreferates. Darüber und über den Austausch während meiner Forschungszeit habe ich mich sehr gefreut. Mein Dank gilt auch Herrn Prof. Dr.-Ing. Steffen Anders und der Kommissions-Vorsitzenden Prof. Dr.-Ing. Anica Meins-Becker für das Mitwirken an meinem Promotionsverfahren.

Eine große Unterstützung, insbesondere während der Durchführung der Bauteilversuche, war die Mitarbeit der Kolleginnen und Kollegen am Lehrstuhl sowie in der Versuchshalle und der Werkstatt des Instituts für konstruktiven Ingenieurbau. Insbesondere bedanke ich mich hier bei meinen Kollegen Dr.-Ing. Fabian Kischkewitz, Dr.-Ing. Nick Blau, Felix Reuen und Daniel Güldenmeister für die vielen konstruktiven Hinweise und die angenehme, familiäre Atmosphäre am Lehrstuhl.

Im Rahmen der Forschungsarbeit entstanden darüber hinaus drei sehr gute Masterarbeiten von Marvin Schneider, Lucas Runkel und Frederick Mertens. Danke Euch.

Zuletzt möchte ich mich bei meiner Familie bedanken, die mich auf meinem Weg immer unterstützt.

Wuppertal, im Januar 2025

Niklas Ardelmann

Tag der Einreichung: 08. Oktober 2024

Tag der mündlichen Prüfung: 24. Januar 2025

Prüfungskommission: Prof. Dr.-Ing. Bernd Naujoks  
Prof. Dr.-Ing. Jörg Lange  
Prof. Dr.-Ing. Steffen Anders

Vorsitz der Prüfungskommission: Prof. Dr.-Ing. Anica Meins-Becker

## Kurzdarstellung

Sandwichelemente haben sich im Hallenbau als Wand- und Dachverkleidung etabliert. Insbesondere durch die Installation von Photovoltaikanlagen (PV) auf den Dächern werden die auf gleichmäßige Flächenlasten ausgelegten Sandwichelemente an den Verbindungstellen der PV-Elemente jedoch punktuell belastet. Der Querschnitt wird infolgedessen nicht mehr gleichmäßig beansprucht und es kommt zu lokalen Spannungsspitzen im Sandwichelement. Ziel dieser Arbeit ist es, das Tragverhalten von Sandwichelementen unter Punktlasten zu untersuchen. Hierzu werden sechs Sandwichelementkonfigurationen als Zweifeldträger zunächst im elastischen Bereich punktuell belastet und über eine Vielzahl von Dehnmessstreifen das Spannungsbild in den Deckschichten quantifiziert. Anschließend wird für jedes Element ein Traglastversuch durchgeführt, um auch Einblicke in das überkritische Tragverhalten zu gewinnen. Darauf aufbauend werden die Versuche zunächst numerisch nachgebildet und den Ergebnissen der Bauteilversuche gegenübergestellt. An den validierten numerischen Modellen werden dann auch die messtechnisch nicht erfassten Schubspannungen im Kern und den Deckschichten untersucht und abweichende Sandwichelementkonfiguration und statische Systeme betrachtet. Die Querschnittsaktivierung wird in dieser Arbeit über das Prinzip der effektiven mitwirkenden Breiten auf Spannungsbasis für jede Teilschnittgröße quantifiziert. Abschließend wird ein Bemessungskonzept vorgestellt, welches zunächst die Teilschnittgrößen am Gesamtquerschnitt infolge der Punktlast nutzt und die lokale Spannungserhöhung dann für jede Teilschnittgröße über die jeweilige effektive Breite auf der Einwirkungsseite berücksichtigt. Auf der Widerstandsseite können die Widerstände aus der Zulassung des Sandwichelementes herangezogen werden. Das Vorgehen der Bestimmung der effektiven Breiten auf Spannungsbasis im elastischen Bereich unterscheidet sich dabei von der aktuellen Bemessungspraxis, welche die Bestimmung der effektiven Breiten einzig im Traglastzustand für Biegung und Querkraft vorsieht. Allerdings ermöglicht das hier vorgestellte Vorgehen eine herstellerübergreifende Übertragbarkeit und eine realitätsnahe Spannungsüberlagerung mit anderen Lastfällen.

## Abstract

Sandwich panels have established themselves as wall and roof cladding in hall construction. The installation of photovoltaic (PV) systems on roofs in particular, however, causes the sandwich panels, which are designed for uniform surface loads, to be subjected to point loads at the connection points of the PV elements. As a result, the cross section is no longer stressed uniformly and local stress peaks occur in the sandwich element. The aim of this work is to investigate the load-bearing behavior of sandwich panels under point loads. For this purpose, six sandwich panel configurations are loaded as two-span beams in the elastic range and the stress pattern in the surface layers is quantified using a large number of strain gauges. Subsequently, a load-bearing test is carried out for each panel in order to gain insights into the overcritical load-bearing behavior. Based on this, the tests are first numerically simulated and compared with the results of the component tests. The validated numerical models are then used to investigate the unmeasured shear stresses in the core and the faces and to consider deviating sandwich panel configurations and static systems. The cross-section activation is quantified in this work using the principle of effective widths on a stress basis for each internal force. Finally, a design concept is presented which initially uses the partial internal forces of the entire cross-section caused by the point load and then considers the local stress increase for each partial internal force via the respective effective width on the action side. On the resistance side, the resistances from the approval of the sandwich panel can be used. The procedure for determining the effective widths on a stress basis in the elastic range differs from the current design practice, which provides for the determination of the effective widths only in the ultimate load state for bending and shear. However, the procedure presented here enables a manufacturer-independent transferability and a realistic stress superposition with other load cases.

## Inhaltsverzeichnis

<b>1 Einführung.....</b>	<b>1</b>
1.1 Sandwichprinzip.....	1
1.1.1 Tragverhalten .....	1
1.1.2 Herstellung .....	5
1.1.3 Versagensarten .....	5
1.1.4 Belastung durch Punktlasten .....	7
1.2 Zielsetzung der Arbeit und Gliederung .....	8
1.3 Vokabular .....	9
<b>2 Aktueller Stand zu Punktlasten auf Sandwichelementen.....</b>	<b>10</b>
2.1 Stand der Forschung .....	10
2.1.1 Übersicht .....	10
2.1.2 Punktlasten für Sandwichelemente im Maschinenbau .....	10
2.1.3 Schnittgrößenbestimmung am Fachwerkmodell.....	10
2.1.4 Numerische Modellbildung von Sandwichelementen .....	12
2.2 Stand der Normung.....	12
2.2.1 DIN EN 14509.....	12
2.2.2 Vorhabenbezogene Bauartgenehmigungen.....	14
2.2.3 Historie der mitwirkenden Breiten .....	15
2.2.4 European Recommendations - Point and Line Loads .....	16
2.2.5 prEurocode 1993-7 .....	17
2.3 Stand der Technik.....	17
2.3.1 PV-Installation.....	17
2.3.2 Cladding .....	21
2.3.3 Berücksichtigung von Punktlasten in den technischen Zulassungen.....	21
2.3.4 Bandbreite der am Markt verfügbaren Sandwichelemente .....	21
2.4 Konzept der effektiven mitwirkenden Breite auf Spannungsbasis .....	26
<b>3 Bauteilversuche .....</b>	<b>29</b>
3.1 Versuchsablauf .....	29
3.1.1 Übersicht .....	29
3.1.2 Versuchsaufbau.....	29

3.1.2.1 Übersicht .....	29
3.1.2.2 Verwendete Sandwichquerschnitte.....	29
3.1.2.3 Statisches System .....	31
3.1.2.4 Prüfstand .....	32
3.1.2.5 Lasteinleitung und Laststellungen.....	33
3.1.3 Messprogramm.....	34
3.1.3.1 Übersicht .....	34
3.1.3.2 Kraft- und Spannungsmessung .....	35
3.1.3.3 Verformungsmessung .....	36
3.2 Statische Tragversuche .....	37
3.2.1 Übersicht .....	37
3.2.2 Versagenskriterien.....	38
3.2.3 Ergebnisse linierte Elemente .....	38
3.2.3.1 Übersicht .....	38
3.2.3.2 Elastische Versuche .....	38
3.2.3.3 Traglastversuche .....	50
3.2.4 Ergebnisse profilierte Elemente .....	57
3.2.4.1 Übersicht .....	57
3.2.4.2 Elastische Versuche .....	57
3.2.4.3 Traglastversuche .....	72
3.3 Zyklische Versuche.....	83
3.3.1 Übersicht .....	83
3.3.2 Untersuchte Laststellungen.....	83
3.3.3 Ergebnisse.....	84
3.4 Materialkennwerte aus Kleinversuchen.....	88
3.5 Zwischenfazit Bauteilversuche .....	92
<b>4 Numerische Modellbildung .....</b>	<b>94</b>
4.1 Übersicht .....	94
4.2 Modellierung .....	94
4.2.1 Element- und Materialdefinition.....	94
4.2.2 Auflagermodellierung .....	96
4.2.3 Lastaufbringung .....	97
4.3 Validierung des numerischen Modells .....	98
4.4 Versuchsnachrechnung .....	105
4.4.1 Ergebnisse linierte Elemente .....	105

4.4.2	Ergebnisse profilierte Elemente .....	108
4.5	Weiterführende Parameterstudie/Sensitivitätsanalyse am numerischen Modell.....	118
4.5.1	Bandbreite der Parameterstudie .....	118
4.5.2	Ergebnisse der Parameterstudie.....	118
4.6	Zwischenfazit Numerik.....	120
<b>5</b>	<b>Bildung eines mechanischen Modells.....</b>	<b>121</b>
5.1	Übersicht .....	121
5.2	Mechanisches Modell für Sandwichelemente unter Punktlasten .....	121
5.2.1	Mitwirkende Breiten .....	121
5.2.2	Lokales Zusatzmoment im Lasteinleitungsbereich .....	123
5.3	Torsion aus exzentrischen Punktlasten.....	123
5.3.1	Übersicht .....	123
5.3.2	Stamm/Witte .....	124
5.3.3	Höglund .....	125
5.3.4	Pozorski.....	126
5.3.5	Torsion aus exzentrischen Punktlasten.....	127
<b>6</b>	<b>Vorschlag eines Bemessungsverfahrens .....</b>	<b>132</b>
6.1	Vorgehen .....	132
6.2	Vergleich.....	137
6.3	Beispielrechnung .....	141
6.3.1	Eine Punktlast.....	141
6.3.2	Mehrere Punktlasten.....	144
<b>7</b>	<b>Fazit .....</b>	<b>148</b>
<b>8</b>	<b>Ausblick.....</b>	<b>150</b>
	<b>Literaturverzeichnis.....</b>	<b>151</b>
	<b>Anhänge .....</b>	<b>154</b>

# Abkürzungs- und Symbolverzeichnis

## Abkürzungen

CIB	International Council for Research and Innovation in Building and Construction
DAfSTb	Deutscher Ausschuss für Stahlbetonbau
DFT	Dreifeldträger
DIBt	Deutsches Institut für Bautechnik
DIN	Deutsches Institut für Normung
DMS	Dehnmessstreifen
EA	Endauflager
EC	Eurocode
ECCS	European Convention for Constructional Steelwork
EFT	Einfeldträger
EG	Eigengewicht
EN	Europäische Norm
ETA	European Technical Approval
FE (FEM)	Finite Elemente (Methode)
IFBS	Internationaler Verband für den Metallleichtbau
LE	Lasteinleitung
MA	Mittelauflager
MF, MS	Deckschichtmoment, Sandwichmoment
MW	Mineralwolle
NF	Deckschichtnormalkraft
OG	Obergurt
PIR	Polyisocyanurat
PUR	Polyurethan
PV	Photovoltaik
QF, QC	Deckschichtquerkraft, Kernquerkraft
UG	Untergurt
WA	Wegaufnehmer
ZFT	Zweifeldträger

## Symbole

### Lateinisch

A	Querschnittsfläche, Schubsteifigkeit des Kerns nach Stamm/Witte
B	Elementbreite
$b_e$	Aufstandsbreite der Punktlast bzw. Breite der Rippe am Fuß bei prof. Elementen
$b_{eff,NF}$	effektive Breite der Deckschichtnormalkraft
$b_{eff,MF}$	effektive Breite des Deckschichtmomentes
$b_{eff,QF}$	effektive Breite der Deckschichtquerkraft
$b_{eff,QC}$	effektive Breite der Kernquerkraft
$b_{eff,V}$	effektive Breite für Schub
$b_{eff,W}$	effektive Breite für Biegung
$C_v$	Anpassungsbeiwert Schub für Punktlasten
$C_w$	Anpassungsbeiwert Biegung für Punktlasten
$d_s$	Länge der Diagonale im Fachwerkmodell
$d_c$	Durchgehende Kerndicke
$E_c$	Elastizitätsmodul Kern
$E_s$	Elastizitätsmodul Stahl
e	Schwerelinienabstand der Deckschichten
$e_R$	Querabstand der Rippen
$EA_{Diag}$	Dehnsteifigkeit der Diagonale im Fachwerkmodell
F	Kraft
$f_{C,c}$	Druckfestigkeit Kern
$f_{C,t}$	Zugfestigkeit Kern
$G_c$	Schubmodul des Kernmaterials
$G_s$	Schubmodul Stahl
$h_c$	Höhe des Kerns
I	Trägheitsmoment
$I_t$	Torsionsträgheitsmoment
$I_\omega$	Wölbträgheitsmoment
$k_{pl}$	Beiwert zur Berücksichtigung der Lasteinleitungsart bei Punktlasten
L	Länge
M	Biegemoment

---

$m$	Längsabstand der Pfosten des Fachwerkmodells
$M_x$	Gesamttorsionsmoment
$M_{xp}$	Primäranteil des Torsionsmomentes
$M_{xs}$	Sekundäranteil des Torsionsmomentes
$N$	Normalkraft
$Q$	Querkraft
$R_{w,Rd}$	Aufnehmbare Querlast des Rippensteges
$r$	Walzradius der Trapezrippen
$S_\omega$	Wölbmoment 1. Ordnung
$s$	Umlaufkoordinate
$T$	Temperatur
$t$	Deckblechdicke, Zeit
$u_b$	Durchbiegung infolge Längsbiegung
$u_p$	Durchbiegung infolge Plattenquerbiegung
$X$	Koordinatenrichtung in Bauteillängsrichtung
$Y$	Koordinatenrichtung in Bauteilquerrichtung
$Z$	Koordinatenrichtung in Bauteildickenrichtung

### *Griechisch*

$\Delta T$	Temperaturunterschied zwischen äußerer und innerer Deckschicht
$\sigma_{x,F}$	Normalspannung in der Deckschicht
$\sigma_{w,p}$	Ermittelte Knitterspannung unter Punktlast
$\sigma_{w,q}$	Ermittelte Knitterspannung unter Gleichstreckenlast
$\tau_{c,p}$	Ermittelte Schubfestigkeit unter Punktlast
$\tau_{c,q}$	Ermittelte Schubfestigkeit unter Gleichstreckenlast
$\omega$	Wölbordinate
$\varphi$	Kriechbeiwert
$\gamma$	Schubgleitungswinkel, Wichte



# 1 Einführung

## 1.1 Sandwichprinzip

### 1.1.1 Tragverhalten

Sandwichelemente werden im Bauwesen vorzugsweise als Dach- und Wandverkleidung von Hallenbauwerken eingesetzt. Sie dienen als selbsttragende, isolierende und wärmedämmende Raumabschlüsse und bestehen aus zwei dünnen Metalldeckschichten ( $t < 1$  mm), üblicherweise Stahl, welche über einen Dämmkern schubfest miteinander verbunden sind (Abb. 1.1). Als Materialien für den Dämmkern bietet der Markt vorzugsweise Polyurethan (PUR/PIR) bzw. Mineralwolle (MW) an. Mineralwolle wird insbesondere dann gewählt, wenn erhöhte Brandschutzanforderungen gestellt werden. Den Großteil (~90%) der in Deutschland hergestellten Sandwichelemente bilden jedoch Elemente mit Polyurethanskernen [1]. Die üblichen Kerndicken  $d_c$  liegen zwischen 25 und 160 mm [2]. Als Standard-Elementbreite hat sich  $B=1000$  mm etabliert.

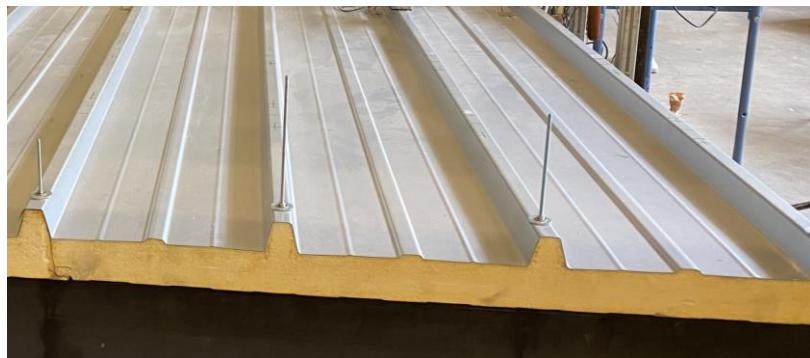


Abb. 1.1 Sandwichdachelement

Die Materialkennwerte der Deckschichten und des Kerns unterscheiden sich bei den im Bauwesen eingesetzten Sandwichelementen sehr deutlich. Dem Stahl mit seinen Standard Modulen  $E_s=210.000$  MPa und  $G_s=81.000$  MPa stehen Kernmodulen (Core – Indize C) von  $E_c=3-5$  MPa und  $G_c=3-9$  MPa gegenüber. Bei dem System Sandwichelement handelt es sich also um eine Kombination aus steifen aber sehr dünnen Deckschichten mit vergleichsweise dicken aber sehr weichen Kernmaterialien.

Neben dem Dämmkernmaterial unterscheiden sich Sandwichelemente in der Art der Profilierung der Deckschichten (Abb. 1.2). Bei Dachelementen weist i. d. R. mindestens eine der Deckschichten eine nennenswerte Profilierung auf. Wandelemente haben hingegen meist nur leicht profilierte Deckschichten.

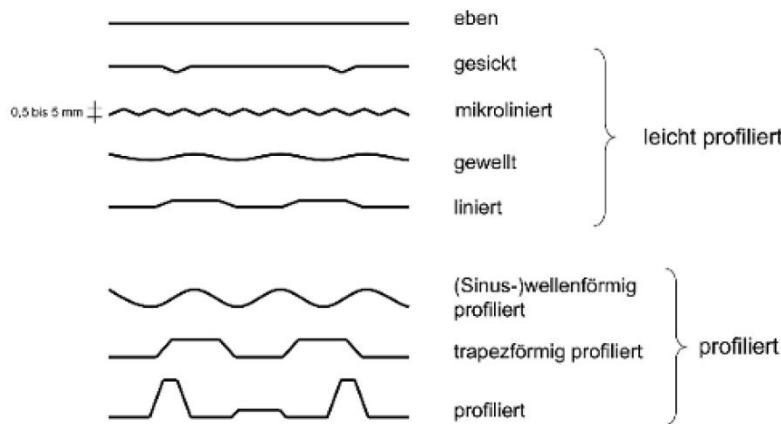


Abb. 1.2 Profilierungsarten von Sandwichdeckschichten aus [1]

Gemäß der für Sandwichelemente geltenden Produktnorm DIN EN 14509 [3] gelten Profilierung bis 5 mm Tiefe als leicht profiliert. Die Art der Profilierungen beeinflusst das Tragverhalten der Sandwichelemente grundlegend. Durch die, wenn überhaupt, nur sehr geringe Profilierung der dünnen Deckschichten bei Wandelementen weisen die Deckschichten keine nennenswerte Eigenbiegesteifigkeit auf. Die Deckschichten sind demnach nicht in der Lage eigenständig Biege- und Schubspannungen aus Querbelastungen aufzunehmen. Der Schubabtrag aus der Querkraft ( $Q$ ) wird deshalb alleinig dem Dämmkern zugeordnet ( $Q=Q_c$ ). Da die Deckschichten mit dem Kern schubfest verbunden sind, kann sich ein umlaufender Längsschub  $\tau_{xz}$  einstellen. Durch die Aufintegration dieses Schubflusses baut sich in den Deckschichten (Face – Index F) eine Normalkraft auf, welche zu Normalspannungen  $\sigma_{x,F}$  führt (Abb. 1.3). Das Kräftepaar der Deckschichtnormalkräfte bildet durch den Abstand der Deckschichtschwerelinien ( $e$ ) das Sandwichmoment  $M_s=N_F \cdot e$ . Es wird vorausgesetzt, dass keine Klaffung zwischen Deckschicht und Kern auftritt. Die Dehnungen in der Deckschicht sind demnach identisch zu den Kerndehnungen am Übergang. Aufgrund des sehr geringen E-Moduls des Kerns im Vergleich zur Deckschicht, nimmt dieser keine nennenswerten Normalspannungen  $\sigma_{xx}$  auf ( $M_c \approx 0$ ,  $N_c \approx 0$ ). Selbiges gilt für die Schubspannung  $\tau_{xy}$  im Kern. Die Schubspannungen  $\tau_{xz}$  verlaufen aufgrund der fehlenden Biegesteifigkeit des Kerns konstant über die Höhe. Da sich die äußeren Schnittgrößen klar den Teilschnittgrößen im Element zuordnen lassen, sind Wandelemente innerlich statisch bestimmte Systeme. Die Biegesteifigkeit bei Wandelementen ergibt sich alleinig aus den Steineranteilen der Deckschichten.

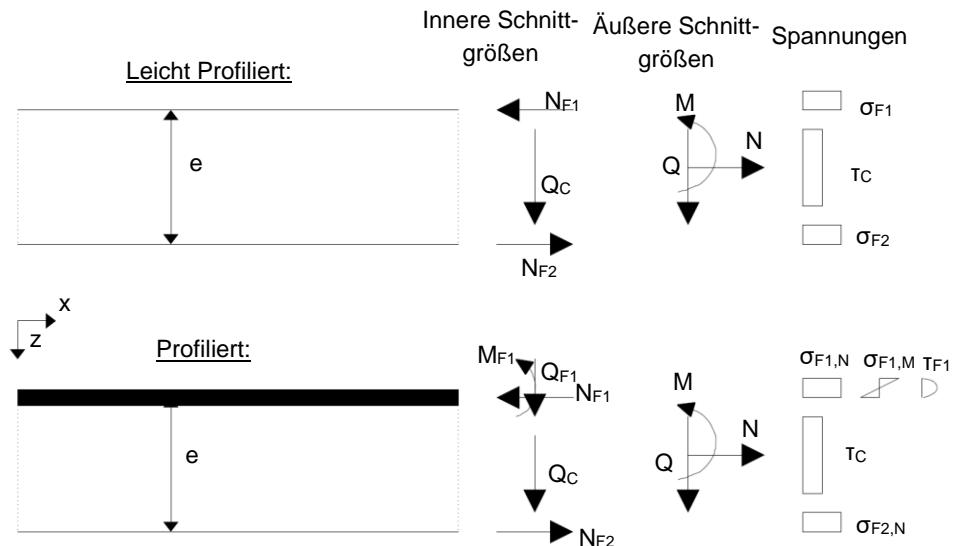


Abb. 1.3 Teilschnittgrößen und Spannungen in Wand- und Dachelementen nach [4]

Bei Dachelementen ist in der Regel die obenliegende Deckschicht profiliert. Diese ist demnach in der Lage auch eigenständig Schub- und Biegespannungen abzutragen. Es können sich daher neben dem Sandwichmoment  $M_S$  und der Kernquerkraft  $Q_C$  ein Deckschichtmoment  $M_F$  und eine Deckschichtquerkraft  $Q_F$  einstellen. Dachelemente sind aus diesem Grund innerlich statisch unbestimmte Systeme. Die Gesamtschnittgrößen  $M$  und  $Q$  sind den Anteilen Kern und Deckschicht/Sandwich nicht mehr klar einzeln zuzuordnen. Es findet vielmehr ein ständiger Wechsel der Traganteile in Bauteillängsrichtung statt, welcher maßgeblich von den Kern- und Deckschichtsteifigkeiten sowie von der Belastungsart abhängig ist. Die analytischen Schnittgrößenverläufe dieser Teilschnittgrößen wurden in den 1970er Jahren für den deutschsprachigen Raum von Stamm und Witte [4] für viele Anwendungsfälle hergeleitet.

Insbesondere gilt anzumerken, dass die Annahmen der klassischen Balkenstatik vom Ebenbleiben der Querschnitte (Bernoulli-Hypothese) aufgrund des geringen Schubmoduls des Kerns nur noch für die einzelnen Querschnittsteile Deckschicht und Kern gültig sind (Timoschenko Balken). Neben den Verformungsanteilen aus der Biegeverformung addiert sich ein nennenswerter Verformungsanteil aus der Schubgleitung des Kerns mit dem Schubgleitungswinkel  $\gamma$  (Abb. 1.4).

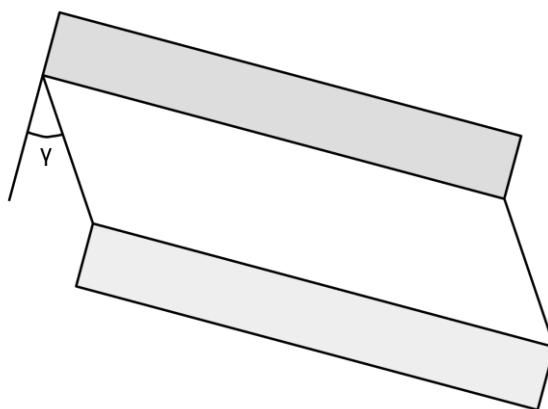


Abb. 1.4 Schubgleitung eines Sandwichelements

Auch die Gesamtschnittgrößenverläufe unterscheiden sich bei äußerlich statisch unbestimmten Systemen z.T. von den „bekannten“ Verläufen nach der Bernoulli-Hypothese. Durch die Schubgleitung des Kerns kommt es bspw. bei Mehrfeldträgern zu einer Abminderung der Stützmomente und einer Erhöhung der Feldmomente. Ist die Schubsteifigkeit des Kerns sehr gering (in der Grenzbetrachtung bei  $G_c \rightarrow 0$ ) ähnelt der Schnittgrößenverlauf eines Durchlaufrägers zunehmend dem einer Einfeldträgerkette.

In der folgenden Abbildung sind die Schnittgrößenverläufe eines Einfeldträgerbalkens unter einer Punktlast und einer konstanten Linienlast für ein Dachelement qualitativ dargestellt.

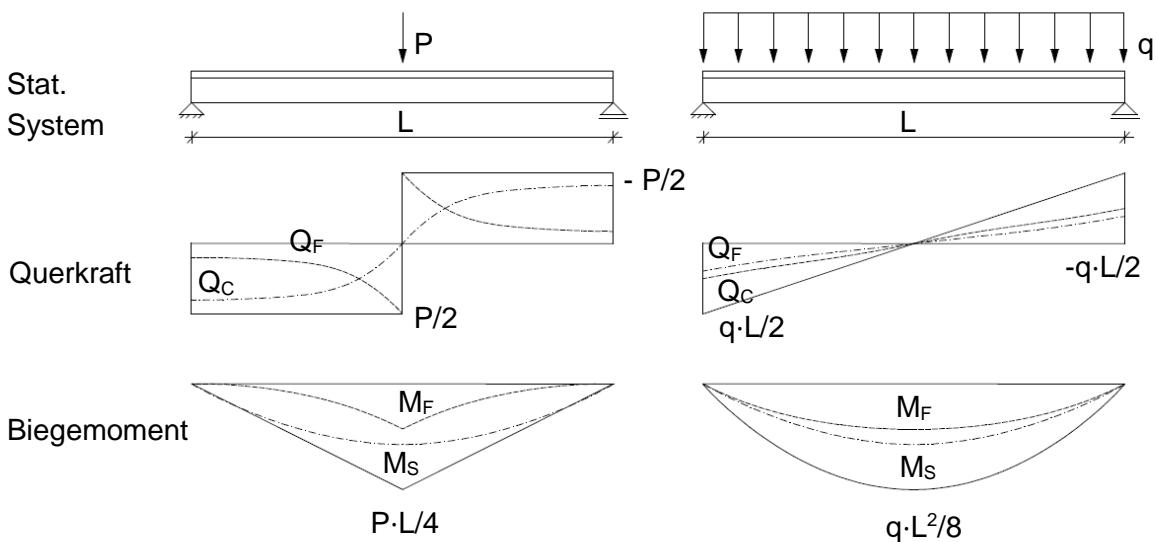


Abb. 1.5 Qualitative Verläufe der Teilschnittgrößen am Einfeldträger bei mittiger Punktlast und Gleichstreckenlast gemäß Stamm/Witte [4]

Erkennbar ist, dass im Bereich der Lasteinleitung der Punktlast der gesamte Querkraftabtrag über die Deckschicht erfolgt und mit zunehmendem Abstand zur Lasteinleitung ein unmittelbarer Wechsel der Traganteile hin zum Kern stattfindet. Das aus der Deckschichtquerkraft integrierte Deckschichtbiegemoment trägt demzufolge im Abstand zur Punktlast ebenfalls weniger zum Momentenabtrag bei. Bei der Gleichstreckenlast sind diese Traganteilswechsel nicht erkennbar. Hier beteiligen sich beide Tragprinzipien gleichmäßig über die gesamte Spannweite.

Im Gegensatz zum Stahl sind die verwendeten Kernmaterialien kriechanfällig. Dies führt dazu, dass die Bauteilverformungen unter ständigen Lasten mit der Zeit zunehmen und bei den Nachweisen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit entsprechend berücksichtigt werden müssen. Bei äußerlich statisch unbestimmten Systemen kommt es zudem zu einer Schnittgrößenumlagerung. Die Kriecheinflüsse treten unmittelbar ein und setzen sich dauerhaft fort (kein Endkriechmaß), auch wenn die Zunahme mit der Zeit abklingt. Dies ist auch der Grund, warum Dachelemente bei langandauernder nennenswerter Querbelastung zwangsläufig eine profilierte Deckschicht aufweisen müssen. Durch die horizontale Lage sind sie ständig ihrem Eigengewicht und etwaigen Nutzlasten ausgesetzt. Durch die Kriechverformungen entzieht sich die Sandwichtragwirkung zunehmend dem Lastabtrag und der Deckschichtanteil nimmt zu. Die ständigen Querlasten müssen auf Dauer von der profilierten Deckschicht größtenteils alleine abgetragen

werden. Auch Schneelasten wirken kriecherzeugend, insbesondere wenn sie über mehrere Wochen einwirken. Rechnerisch wird das Kriechverhalten des Kerns unter Dauерlasten in Abhängigkeit von der Lasteinwirkungsdauer durch eine Abminderung der Schubsteifigkeit des Kerns berücksichtigt. Hierbei bieten die Zulassungen der Sandwichelemente Kriechbeiwerte  $\varphi$  zum Zeitpunkt  $t=2.000$  h und  $100.000$  h. Mittels der linearen Extrapolationsformel

$$\varphi(t) = \varphi_{2.000} + (\varphi_{100.000} - \varphi_{2.000}) \cdot \frac{\log(t) - \log(2.000)}{\log(100.000) - \log(2.000)} \quad (1.1)$$

lässt sich der Kriechfaktor zu jedem Zeitpunkt  $t > 2.000$  h bestimmen. Der Schubmodul des Kerns zum Zeitpunkt  $t$  ergibt sich gemäß [3] dann zu  $G_{C,t} = \frac{G_C}{1+\varphi_t}$ . Wirken kriecherzeugende Lasten dauerhaft, sind beispielsweise bei PIR-Kernen zum Ende der angestrebten Nutzungszeit von 25 Jahren ( $219.000$  h) Werte von  $\varphi_{219.000} > 8$  möglich, was einer Abminderung des Ausgangsschubmoduls auf 1/9 bedeutet [5]. Mineralwolle ist hingegen mit  $\varphi_{219.000} \approx 1,6$  [6] deutlich weniger kriechanfällig.

### 1.1.2 Herstellung

Sandwichelemente werden industriell in Bandanlagen kontinuierlich hergestellt. Die Stahlbleche werden von den Coils abgerollt und im Anschluss die gewünschte Profilierung mittels Kaltumformung eingeprägt. Dies führt zwangsläufig zu dauerhaft eingeprägten Eigenspannungen in den Deckschichten. Beim Einbringen des Kernmaterials ergeben sich Unterschiede zwischen einem Polyurethanskern und der Mineralwolle.

Die Komponenten des Polyurethanschaumes werden erst unmittelbar vor der Einbringung zwischen den Deckschichten in Kontakt gebracht. Deren Reaktion führt zu einem sofortigen Aufschäumen und einer deutlichen Volumenzunahme. Diese Volumenzunahme wird durch die beiden in Lage gehaltenen Deckschichten begrenzt. Es entsteht ein Staudruck, welcher den Schaum automatisch vertikal komprimiert und verdichtet. Dies führt zu einer Anisotropie der werkstoffspezifischen Eigenschaften des Kerns. Auch kann eingeschlossene Luft im Kontaktbereich des Kerns mit der Deckschicht zu einer Inhomogenität führen (Lunkerbildung). Der Schubverbund zwischen Kern und Blech wird durch den Schäumvorgang automatisch erzeugt. Es müssen keine zusätzlichen Klebstoffe eingesetzt werden.

Die Mineralwolle wird im Gegensatz dazu in großen Blöcken vorgehalten und dann in Lamellen geschnitten (z. B. 125 mm breit) und in Längsrichtung versetzt eingelegt. Der Schubverbund erfolgt hier durch das Aufbringen von Klebstoffen auf den innenliegenden Seiten der Deckbleche und den Mineralwolllamellen. Die Lamellen werden sowohl stirn-, als auch wangenseitig untereinander nicht verklebt [7].

Bei Mineralwollkernen liegt demnach im Vergleich zu den Polyurethanskernen kein gleichmäßiger flächiger Verbund mit den Deckschichten vor.

### 1.1.3 Versagensarten

Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit bzw. Tragfähigkeit ist bei Sandwichelementen zwischen mehreren Versagensarten zu unterscheiden. Zum einen ist ein plötzliches Versagen der längs-gedrückten Deckschicht in Form eines kurzweligen Stabilitätsversagens möglich (Knittern), z. T. in Kombination mit einer Entfestigung der Fuge zwischen

Kern und Deckschicht (Delaminierung infolge Querzug). Die zugbeanspruchte Deckschicht plastiziert sobald die Fließgrenze überschritten ist. Bei sehr starker Profilierung kann auch die gedrückte Deckschicht fließen, noch bevor ein Stabilitätsversagen auftritt. Darüber hinaus kann es zu einem Schub- oder Querdruckversagen des Kerns, meist im Auflagerbereich, kommen. Neben dem globalen Versagen kann auch ein Versagen der Befestigungsmittel eintreten, beispielsweise in Form eines Durchknöpfens der Verbindungsschrauben [8]. Die Versagensarten sind in Abbildung 1.6 beispielhaft dargestellt.

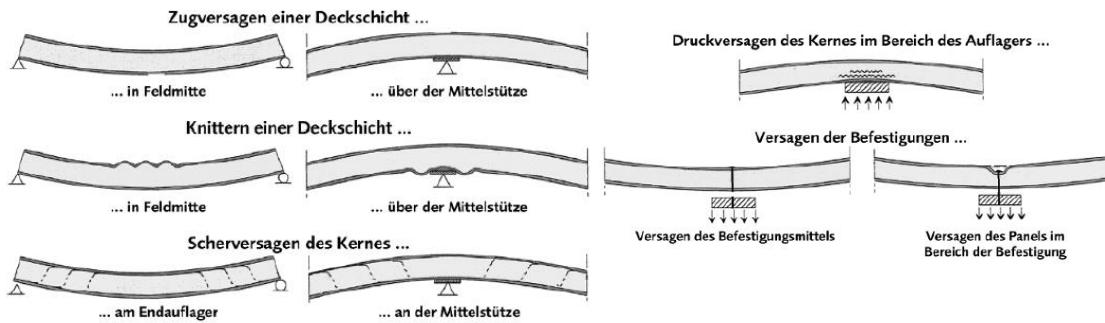


Abb. 1.6 Versagensarten von Sandwichelementen aus [1]

Die Grenztragfähigkeiten der Versagensmuster können sowohl analytisch als auch in Traglastversuchen bestimmt werden. Aufgrund der angesprochenen Inhomogenitäten im Kern, den unbekannten Eigenspannungen (strukturelle Imperfektionen) in den Deckblechen, geometrischen Imperfektionen und lokalen Fehlstellen, kommt es insbesondere beim Knitterversagen häufig zu großen Diskrepanzen zwischen Analytik bzw. Numerik und Traglastversuch. Allgemein können im Versuch jedoch höhere Traglastniveaus erreicht werden als analytisch bestimmt [1].

Die Tragwiderstände sind in den bautechnischen Zulassungen für jedes zugelassene Sandwichelement angegeben. In Bezug auf die Versagensart des Knitters werden zulässige Grenzdruckspannungen in den Deckblechen ausgewiesen (Knitterspannung  $\sigma_{w,k}$ ). Diese sind abhängig von der Profilierungsart, der Nachweissstelle (Feld/Mittelauf Lager), der Deckblechtemperatur und der Elementdicke. Diese charakteristische Knitterspannung wird mit produktabhängigen Teilsicherheitsbeiwerten und Blechdickenfaktoren, welche in den jeweiligen allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen mitaufgeführt sind, abgemindert um eine Bemessungsknitterspannung  $\sigma_{w,d}$  zu erhalten.

Das Schubversagen des Kerns bildet sich meist im Auflagerbereich durch einen Riss im annähernd 45 Grad Winkel aus. Senkrecht dazu verlaufen die Hauptzugspannungen im Kern bei reiner Querkraftbelastung.

Beim Querdruckversagen des Kerns handelt es sich um kein wirkliches Versagen der Sandwichkonstruktion, welches die Tragfähigkeit direkt gefährdet. Vielmehr handelt es sich um eine tolerierbare Grenzeindrückung des Kerns. Große Eindrückungen, meist an InnenaufLAGERN von Mehrfeldträgern, führen jedoch zu einer starken lokalen Umformung des dünnen Deckbleches und einer großen geometrischen Imperfektion. Bei Mehrfeldträgern ist deshalb in den meisten Fällen das Mittelauf Lager die maßgebende Nachweissstelle im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit, da hier die unten liegende Deckschicht negative Längsspannungen und zusätzlich eingeprägte Imperfektionen durch

den Querdruck am Auflager erfährt und ein Knitterversagen auftritt. Dieses Tragverhalten wurde unter anderem von Lübke, Nelke und Engel genauer untersucht [8], [9], [10].

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit wird die Ausbildung eines Fließgelenks am Mittelauflager infolge von Knittern oder Fließen der Deckschicht toleriert. Aus einem Mehrfeldträger ergibt sich in der Modellbildung dann eine Kette aus Einfeldträgern. Der aufgrund der guten Dämmeigenschaften entstehende Zwang aus Temperatur, welcher bei Mehrfeldträgern häufig dominiert, tritt dann nicht auf.

#### 1.1.4 Belastung durch Punktlasten

Die bisher vorgestellten Tragmechanismen des Sandwichelementes gelten immer unter der Prämisse, dass die Lasten gleichmäßig über die Elementbreite wirken und der Deckschichtabstand konstant ist (keine nennenswerte Einrückung der Deckschichten in den Kern) [4]. Ist dies erfüllt, wird der Querschnitt über die Breite gleichmäßig beansprucht und das Sandwichelement kann als eindimensionaler Balken unter Berücksichtigung der Schubgleitung berechnet werden. Für die in Abbildung 1.5 dargestellten Belastungen ist die abstrahierte Linienlast demnach in Wahrheit eine vollflächig wirkende Flächenlast und die abstrahierte Punktlast eine Linienlast, welche in Feldmitte über die gesamte Breite wirkt. Für die üblicherweise maßgebenden Lastfälle Wind und Schnee sowie Temperaturdifferenz ( $\Delta T$ ) trifft diese Voraussetzung der gleichmäßigen Querschnittsbeanspruchung zu.

Als Regelbreite für Sandwichelemente hat sich die Breite von 1000 mm etabliert [2]. Die statisch möglichen Spannweiten bei den meist als Mehrfeldträger verlegten Elementen liegen zwischen 2 und 6 m [11], [12]. Demzufolge ist das Breiten- zu Längenverhältnis von Sandwichelementen bspw. im Vergleich zu klassischen Stahlbauprofilen deutlich größer. Wirkt nun eine Belastung nicht mehr über die vollständige Elementbreite, wird der Sandwichquerschnitt nicht mehr gleichmäßig aktiviert und es kommt zu einem nicht-linearen Spannungsverlauf in Breitenrichtung. Der Extremfall liegt vor, wenn eine Punktlast mit sehr begrenzter Auflastfläche auf das Sandwichelement einwirkt. Dieser Fall tritt in der Praxis insbesondere bei der nachträglichen Montage von Photovoltaikanlagen (PV) auf Sandwichelementen auf. Die großflächigen, ebenen, sandwichgedeckten Dachflächen eignen sich ideal zur Gewinnung von Solarstrom und können einen großen Beitrag zur Energiewende leisten. Die PV-Module werden hierbei in Rahmen eingeklemmt, welche punktförmig auf dem Sandwichelement befestigt werden. Die einwirkenden Schnee-, Wind- und Eigenlasten der PV-Anlage werden demnach an den Eckpunkten (ggf. auch Zwischenpunkten) der Rahmen gesammelt und als Punktlasten in das auf gleichmäßige Lasten ausgelegte Sandwichelement eingeleitet. Auch Wandelemente können durch nachträglich vorgesetzte Fassaden (Cladding) punktuell belastet werden. Die folgende Abbildung zeigt Praxisbeispiele.

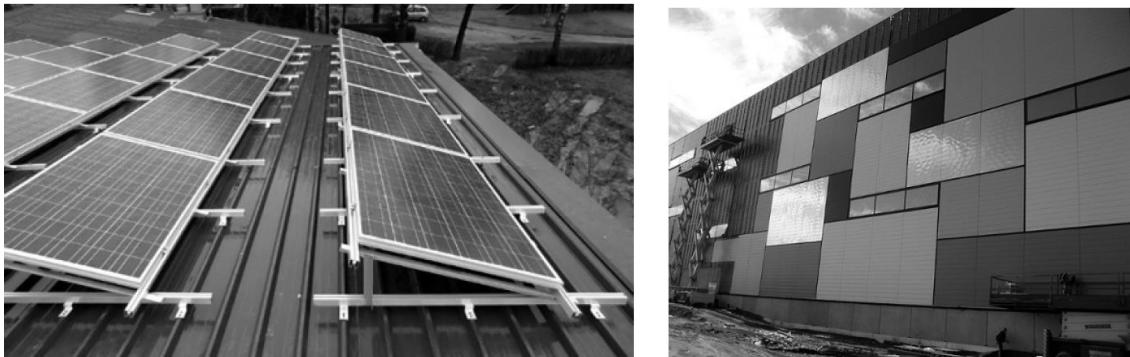


Abb. 1.7 Aufgeständerte PV-Anlage auf Sandwichdach [1] (l.); Cladding [1] (r.)

Wirken die Punktlasten nicht mittig im Element, wird das Sandwichelement darüber hinaus planmäßig auf Torsion beansprucht. Bei vorgehängten Fassaden führt das Eigengewicht dieser ebenfalls zwangsläufig zu Torsion im Sandwichwandelement.

## 1.2 Zielsetzung der Arbeit und Gliederung

Ziel dieser Arbeit soll die Erfassung des Tragverhaltens von Sandwichelementen unter Punktlasten und die Entwicklung eines mechanisch korrekten, rein rechnerischen Nachweiskonzeptes zur Ermittlung des Tragwiderstandes von Sandwichdachelementen unter Punktlasten sein, um eine schnelle, kostengünstige Bemessung und Bewertung der Tragfähigkeit insbesondere auf Bestandsdächern zu ermöglichen. Zunächst wird hierzu in Kapitel 2 der aktuelle Stand zu Punktlasten auf Sandwichelementen in Hinblick auf Forschung, Normung und Technik vorgestellt. Im Rahmen dieser Arbeit werden umfangreiche Bauteilversuche an Zweifeld-Sandwichträgern unter Punktlasten durchgeführt. Der Ablauf der Versuche und deren Ergebnisse sind in Kapitel 3 dieser Arbeit dokumentiert. Im Anschluss wird ein numerisches Modell auf Basis der Methode der Finiten Elemente aufgebaut, welches mit den Ergebnissen der Bauteilversuche validiert werden kann (Kapitel 4). An diesem Modell werden weitere Parameter untersucht, um ein gesamtheitliches Bild von marktüblichen statischen Systemen und Elementtypen zu erfassen. Mit Hilfe der Ergebnisse aus den Versuchen und dem numerischen Modell werden in Kapitel 5 mechanische Ansätze zur Erklärung des Tragverhaltens unter Punktlasten vorgestellt. In Kapitel 6 wird dann ein Vorschlag für ein praxisgerechtes Bemessungsverfahren aufgezeigt, welches sich an dem europäischen Normenkonzept des Eurocodes orientiert.

Im Fokus dieser Arbeit steht die Querschnittsaktivierung im elastischen Bereich. Zur Quantifizierung der Querschnittsaktivierung wird das Prinzip der effektiven Breiten (Kapitel 2.4) auf Grundlage der gemessenen und numerisch berechneten Spannungsverteilung genutzt. Die Bauteilversuche mit einer Steigerung der Last bis zur Traglast liefern darüber hinaus Rückschlüsse auf die Tragreserven im überkritischen Bereich.

Es ist die grundlegende Frage zu beantworten, ob das Tragverhalten von Sandwichelementen unter Punktlasten durch eine reine Balkenabstraktion in Kombination mit der Bestimmung der mitwirkenden Breite für jede Teilschnittgröße ausreichend erfasst werden kann oder dies nur über eine dreidimensionale Finite Element Berechnung möglich ist.

Auch soll das Tragverhalten von Sandwichelementen unter exzentrischen Punktlasten und dem Abtrag der daraus folgenden planmäßigen Torsion betrachtet werden.

Horizontale bzw. geneigte Punktlasten, wie sie beispielsweise bei einer starken Dachneigung vorkommen könnten, werden in dieser Arbeit nicht betrachtet.

### 1.3 Vokabular

Um für die folgenden Kapitel Eindeutigkeit zu schaffen, soll mit der folgenden Abbildung das Vokabular für die Querschnittsteile festgelegt werden.

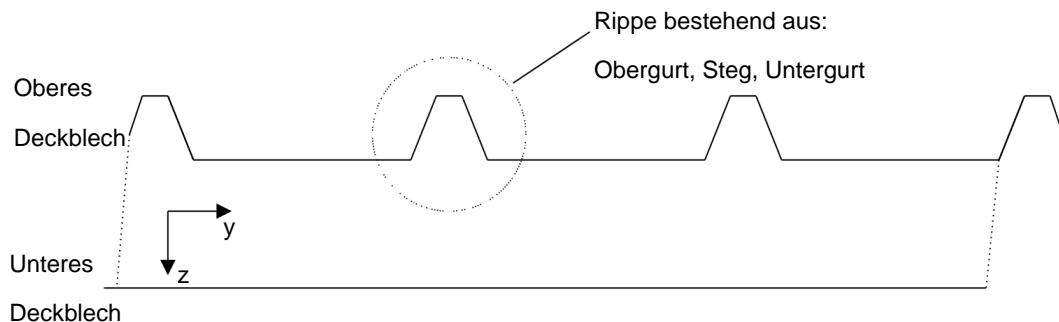


Abb. 1.8 Querschnittsbezeichnungen

## 2 Aktueller Stand zu Punktlasten auf Sandwichelementen

### 2.1 Stand der Forschung

#### 2.1.1 Übersicht

Im vorherigen Kapitel 1.1 wurden die Sandwichelemente stets als zweidimensionales Stabwerk abstrahiert. Schon im Zweidimensionalen, am statisch bestimmten System des Einfeldträgers, sind die Schnittgrößenverläufe eines profilierten Sandwichelementes nicht trivial. Überführt man diese Fragestellung nun auf statisch unbestimmte Grundsysteme wie die eines Zweifeld- oder Mehrfeldträgers, führt dies zu einer weiteren Steigerung der Komplexität. Betrachtet man nun im nächsten Schritt die Punktlast im Dreidimensionalen mit begrenzter Aufstandsfläche, ist nicht nur die Schnittgrößenverteilung, sondern auch die Spannungsverteilung über die Querschnittsbreite- und Höhe unklar.

#### 2.1.2 Punktlasten für Sandwichelemente im Maschinenbau

Die analytischen Lösungen der Sandwichtheorie nach Stamm/Witte beruhen unter anderem auf der Festlegung, dass der Abstand der Deckschichten über die gesamte Bauhöhe und -breite konstant bleibt. Es wird keine Eindrückung der Deckschichten in den Kern bzw. eine Stauchung des Kerns berücksichtigt. Für Flächenlasten ist der Querdruck im Feld allgemein so klein, dass diese Annahme erfüllt wird. Im Auflagerbereich mit begrenzter Auflagerbreite und im Lasteinleitungsreich einer Punktlast (oder auch Linienlast mit begrenzter Breite über gesamte Querschnittsbreite) wird diese Forderung nicht mehr allgemein erfüllt. Frostig und Baruch [13] haben hierzu die High Order Sandwich Panel Theory (HSAPT) für die im Maschinenbau typischen Sandwichelemente (ebene Deckschichten) hergeleitet. Die Stauchung des Kerns wird hierbei explizit berücksichtigt. Eine Übertragung auf die im Bauingenieurwesen übliche Anwendung ist jedoch insbesondere aufgrund der sich aus der Profilierung ergebenden Orthotropie der Deckschichten nicht möglich.

Thomsen [14] stellt Lösungen für eine punktuell belastete orthotrope Platte vor, welche vierseitig umlaufend gelenkig gelagert wird. Es stellt sich deshalb ein zweiaxialer Lastabtrag ein, welcher aber durch die Orthotropie in eine Hauptrichtung dominiert wird. Die Sandwichelemente im Bauwesen sind jedoch nur an zwei Rändern gelagert. Die seitliche Stützung des Nachbarelementes wird allgemein vernachlässigt.

Die Übertragung der Theorien aus dem Maschinenbau auf die Sandwichelemente im Bauingenieurwesen ist deshalb insbesondere für die Dachelemente mit den üblicherweise vier aussteifenden Rippen, in denen sich die Steifigkeit konzentriert, nicht ohne weiteres möglich.

#### 2.1.3 Schnittgrößenbestimmung am Fachwerkmodell

Neben den in Abschnitt 1.1 vorgestellten analytischen Lösungen der Schnittgrößenverläufe mit den für die Baupraxis sehr aufwändigen Gleichungen wurde von Naujoks und Misiek ein Bemessungsverfahren unter Verwendung eines Fachwerkmodells vorgestellt

[15]. Die Modellierung orientiert sich dabei an der Berechnung von Gitterstützen nach DIN EN 1993-1-1 [16].

Die Deckschichten werden hierbei als durchlaufende Balken mit den Querschnittsgeometrien aus der Zulassung des Sandwichelementes im Abstand der Schwerelinien modelliert. Die Pfosten werden zur Wahrung des konstanten Abstandes der Deckschichten als Starrstäbe angesetzt. Über die Dehnsteifigkeit der Diagonalen wird die Schubgleitung des Kerns berücksichtigt.

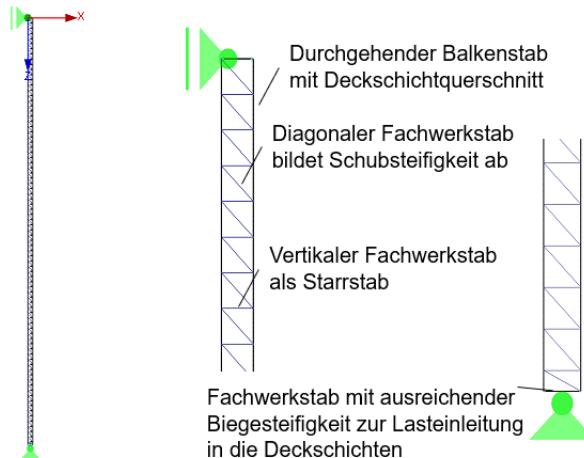


Abb. 2.1.1 Fachwerkmodell nach [15]

Die Dehnsteifigkeit berechnet sich unter Verwendung der Gleichung aus Bild 6.9 in DIN EN 1993-1-1 zu:

$$EA_{Diag} = \frac{G_c \cdot B \cdot d_s^3}{m \cdot e} \quad (2.1)$$

mit:	$EA_{Diag}$	= Dehnsteifigkeit der Diagonale
	$G_c$	= Schubmodul des Kernmaterials
	$B$	= Elementbreite
	$d_s$	= Länge der Diagonale
	$m$	= Längsabstand der Pfosten
	$e$	= Schwerelinienabstand der Deckschichten

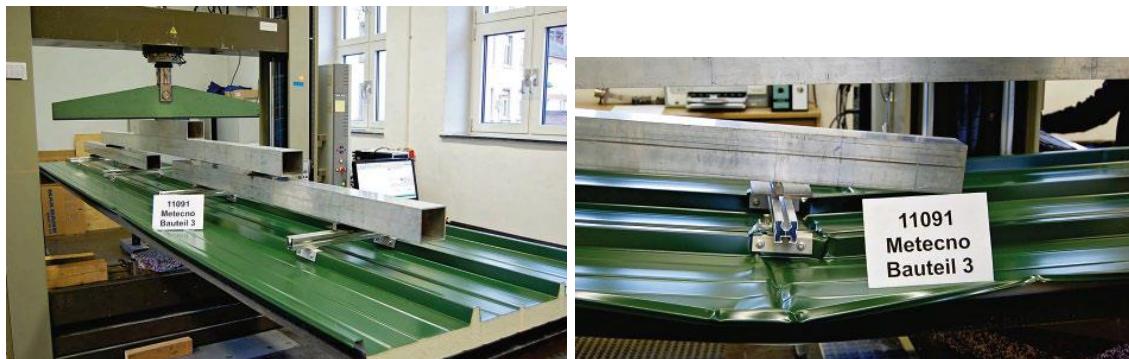
Zusätzlich kann die insbesondere bei Wandelementen relevante Lage der Auflagerung und Lasteinleitung an den Deckschichten explizit berücksichtigt werden.

Durch die starren Pfosten kann eine Eindrückung des Kerns unter der Punktlast nicht abgebildet werden. In [17] stellen Naujoks und Zapfe die Berücksichtigung der zusätzliche Beanspruchung der Deckschicht durch die lokale Eindrückung über das Modell des elastisch gebetteten Balkens dar. Die belastete Rippe wird hierbei als Balkenstab kontinuierlich auf Federn gelagert.

Dieses Vorgehen erlaubt es, insbesondere bei der Belastung mit mehreren Punktlasten, die Schnittgrößen im Sandwichelement ohne großen Aufwand zu bestimmen. Des

Weiteren können auch Gleichstreckenlasten im Modell berücksichtigt werden und mit den Beanspruchungen aus Punktlasten überlagert werden.

Darüber hinaus werden in der Veröffentlichung [17] die Ergebnisse eines Traglastversuchs unter punktueller Belastung aufgeführt. In Längsrichtung werden in vier Achsen über jeweils zwei Rippen insgesamt acht Punktlasten gleichzeitig mit derselben Lastintensität eingeleitet.



*Abb. 2.1.2 Traglastversuch unter Punktlasten aus Naujoks/Zapfe [17]*

Die Tragfähigkeit im Vergleich zu den Zulassungsversuchen wurde durch die Punktlasten nicht abgemindert. Die Versagensform stellte ein Knittern in Feldmitte dar. Hierzu gilt es zu erwähnen, dass die Knitterfestigkeit im Zulassungsversuch ebenfalls am Einfeldträger im 6-Punktbiegeversuch bestimmt wird. Der einzige Unterschied stellt die Tatsache dar, dass die Last in den ebenen Bereichen des Elementes üblicherweise über Holzunterlagen und nicht wie hier gezeigt auf den Obergurten der Rippen eingeleitet wird.

Des Weiteren werden Versuche mit Wechselbeanspruchung (Druck/Zug) unter Gebrauchslastniveau beschrieben. Hierbei wurde festgestellt, dass durch die wiederholte Beanspruchung die Verbindung zwischen dem hier betrachteten PIR-Kern und der Deckschicht nicht geschädigt wurde.

#### 2.1.4 Numerische Modellbildung von Sandwichelementen

Neben der zweidimensionalen numerischen Abbildung des Sandwichelementes am Fachwerkmodell erlaubt die deutlich gesteigerte Rechnerkapazität auch die dreidimensionale Modellierung von Sandwichelementen nach der Finite Elemente Methode (FEM) im baupraktischen Bereich. Hierbei hat sich die Abbildung der Deckschichten über Schalenelemente und des Kerns über Volumenelemente etabliert [9; 10].

Diese Modellierungsvariante wird auch in dieser Arbeit angewandt. Die genaue Modellierung wird in Kapitel 4 beschrieben.

## 2.2 Stand der Normung

### 2.2.1 DIN EN 14509

Normativ werden Sandwichelemente aktuell in Deutschland über die Produktnorm DIN EN 14509 [3] geregelt. Sie liefert neben ersten Berechnungsansätzen für die Spannungsermittlung hauptsächlich die Regelungen zur Durchführung der notwendigen Prüfungen zur Ermittlung der Bauteilkennwerte. Diese sind später als Bemessungswerte für jedes Sandwich-Produkt in allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen aufgeführt und

dienen dem Tragwerksplaner als Bemessungswert auf Widerstandsseite. Neben den Bauteilwiderständen im Hinblick auf die Tragfähigkeit werden auch Prüfverfahren in Hinblick auf Dauerhaftigkeit und bauphysikalische Eigenschaften geregelt.

Trotz des Status einer Produktnorm enthält sie Bemessungsansätze für den Nachweis von Sandwichelementen unter gleichmäßigen Beanspruchungen. Diese Norm stellt jedoch keine explizite Bemessungsnorm im Rahmen der Eurocodes dar.

Die maßgebende Versagensart ist häufig das Knittern der gedrückten Deckschicht oder ein Schubversagen des Kerns. Hierzu werden Grenzdruckspannungen im Deckblech (Knitterspannungen) differenziert für die Nachweisstellen Feld bzw. Auflager sowie in Abhängigkeit von der Oberflächen-Temperatur ausgegeben. Der Schubnachweis wird über die Grenzfestigkeiten des Kerns geführt.

Wichtig im Hinblick auf Punktlasten ist hierbei, dass die geregelten Prüfverfahren immer auf gleichmäßige Belastungen ausgelegt sind. Die Bauteilwiderstände beziehen sich demnach ebenfalls nur auf gleichmäßige Lasten. Eine Übertragung der Widerstände auf Punktlasten ist nicht zulässig.

Von weiterer Relevanz ist die Tatsache, dass die Lastaufbringung in den Traglast-Versuchen, abgesehen von der Knitterspannung am Mittelauflager, ausschließlich auf den ebenen Bereichen der trapezprofilierten Dachelemente erfolgt (Abb. 2.1.3). Eine direkte vertikale Belastung der Rippe mit daraus hervorgerufenem Querdruck in den Rippenstegen liegt nicht vor. Die Befestigung der Photovoltaikelemente erfolgt jedoch üblicherweise nur auf den Trapezrippen. Der Einfluss des Querdrucks auf die Knitterspannungen muss demnach bei dieser Belastungsart zusätzlich beachtet werden.

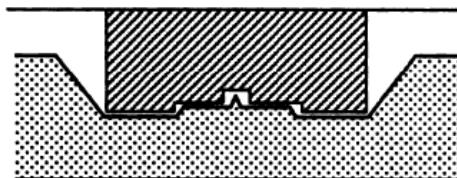


Abb. 2.1.3 Lasteinleitung bei Dachelementen nach DIN EN 14509 [3]

In Anhang A.9.1 der DIN EN 14509 wird ein Versuch beschrieben, welcher die Begehbarkeit des Sandwichpanels bei Montage und Wartungsarbeiten nachweisen soll. Hierbei wird eine Punktlast von 1,2 kN (Mannlast mit Werkzeugkoffer) über einen Holzklotz (100x100 mm) mit unterliegender 10 mm dicken Gummilage auf die äußerste Trapezrippe des Dachelementes bzw. den Rand eines Wandelements aufgebracht. Der Versuch wird am Einfeldträger mit größtmöglicher praxisrelevanter Spannweite durchgeführt. Das Hauptaugenmerk dieser Prüfung liegt hierbei jedoch auf der Gebrauchstauglichkeit des Elements. Nach der Belastung folgt eine Prüfung auf sichtbare bleibende Schäden, welche lastverteilende Maßnahmen bei der Begehung nötig machen würden. Ein Traglastversuch wird nicht durchgeführt.

Zusätzlich wird in Kapitel A.9.2 der Norm DIN EN 14509 ein Versuch zum Widerstand gegen wiederholtes Begehen beschrieben. Hierbei überschreitet eine Person mit Werkzeugkoffer und Sicherheitsschuhen (Gesamtgewicht >90 kg) bis zu 2000-mal das Sandwichelement. Im Anschluss werden Materialproben an den definierten Fersen-

Auftrittsstellen entnommen und eine mögliche Abminderung der Querzugfestigkeit  $f_{c,t}$  im Kern im Hinblick auf die Querzugfestigkeit des unbelasteten Elementes bestimmt.

### 2.2.2 Vorhabenbezogene Bauartgenehmigungen

Da die Bauteilwiderstände von Sandwichelementen unter punktueller Belastung im Hinblick auf die Tragfähigkeit derzeit normativ nicht geregelt sind, kann die Widerstandsseite insbesondere bei Bestandsdächern nur über außerordentliche Bauteilprüfungen im Zuge von Vorhabenbezogenen Bauartgenehmigungen ermittelt werden um die Verwendbarkeit nachzuweisen [18]. Diese sind produktspezifisch und nicht übertragbar. Häufig sind sie auch nur für bestimmte im Bauvorhaben relevante Spannweiten gültig. Erste allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen berücksichtigen mittlerweile jedoch auch explizit Punktlasten (siehe Kap. 2.3.3). Das Vorgehen zur Bestimmung des Bauteilwiderstandes unter Punktlasten ist wie folgt. Aus dem Vergleich der rechnerischen Deckblechnormalspannung bzw. der Kernschubspannung im Traglastzustand bei punktförmiger Belastung zur Gleichstreckenlast wird eine ideelle effektive mitwirkende Breite ermittelt (Annex A.5 [19]):

$$b_{eff,W} = B \cdot \min\left(\frac{\sigma_{w,p}}{\sigma_{w,q}}; 1,0\right) \quad (2.2)$$

$$b_{eff,V} = B \cdot \min\left(\frac{\tau_{c,p}}{\tau_{c,q}}; 1,0\right) \quad (2.3)$$

- Mit:
- $b_{eff,W}$  = effektive Breite für Biegung
  - $b_{eff,V}$  = effektive Breite für Schub
  - $B$  = Elementbreite
  - $\sigma_{w,p}; \tau_{c,p}$  = Ermittelte Knitterspannung; Schubfestigkeit unter Punktlast
  - $\sigma_{w,q}; \tau_{c,q}$  = Ermittelte Knitterspannung; Schubfestigkeit unter Gleichstreckenlast

Mit dem Verhältnis von effektiver Breite zur Bauteilbreite können die rechnerischen Spannungen bzw. die Lasten erhöht werden. Bei profilierten Elementen ist jedoch die Aufteilung der Gesamtschnittgrößen M und Q in Sandwich- und Deckschichtanteil nicht direkt ersichtlich, hat jedoch maßgebenden Einfluss auf die Spannungsverteilung im profilierten Blech und im Kern. Da einzig der Traglastzustand für Schub (Kern) und Biegung (Knittern) maßgebend ist, handelt es sich eher um eine Traglastabminderung infolge punktueller Belastung anstelle einer effektiven Breite beispielsweise auf gemessener Spannungsbasis. Auch ergibt sich nur eine mitwirkende Breite für Biegung und Schub. Eine Aufteilung in die jeweiligen Anteile Sandwich und Deckschicht bei profilierten Elementen erfolgt nicht, obwohl dies für die Spannungsberechnung sehr wichtig ist.

Anzumerken ist hierbei, dass die Gleichstreckenlast üblicherweise im 6-Punktbiegeversuch über 4 Linienlasten über die Breite aufgebracht wird.

Die Bemessung erfolgt dann mit einem Vergleich der rechnerischen Spannungen mit durch Division des Breitenverhältnisses erhöhten Punktlasten und dem Vergleich mit den Widerständen nach Zulassung. Alternativ können die einwirkenden Punktlasten beibehalten werden und die Querschnittswerte mit dem Breitenverhältnis berechnet werden.

Dieses versuchsbasierte Vorgehen ist insbesondere bei älteren Bestandsbauten, bei denen beispielsweise eine PV-Anlage nachträglich installiert werden soll, oft problematisch, da die ausreichende Bereitstellung von Prüfkörpern nicht immer gewährleistet werden kann. Im Extremfall müssen Prüfkörper aus dem Bestandsgebäude entnommen werden und später nachgerüstet werden.

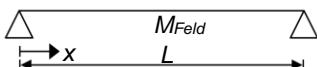
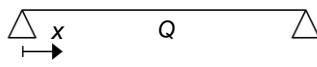
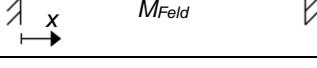
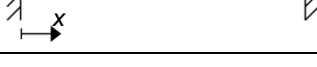
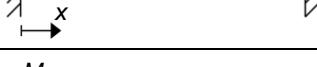
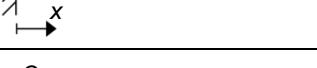
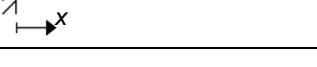
### 2.2.3 Historie der mitwirkenden Breiten

Das Konzept, die nichtlineare Spannungsverteilung in Querrichtung infolge einer Punktlast über eine reduzierte effektive mitwirkende Breite zu quantifizieren, wurde zunächst für einachsig spannende Stahlbetondecken angewandt. In Heft 240 [20] (Erstauflage 1976) des Deutschen Ausschuss für Stahlbetonbau (DAfStb) sind hierzu Formeln für die Bestimmung der effektiven Breite für übliche statische Systeme und Nachweissstellen angegeben. Diese Methode erlaubt es, die Tragwerksberechnung zunächst unter der Annahme zu führen, dass die Punktlast über die gesamte Plattenbreite wirkt, und die Schnittgrößen klassisch mittels Balkenstatik zu bestimmen. Die Querschnittswerte der Platte werden im Anschluss mit der effektiven Breite neu bestimmt, auf deren Basis die Bemessung durchgeführt wird. Da die Bewehrung einer einachsig gespannten Stahlbetonplatte üblicherweise über die Breite gleichmäßig verteilt ist, liegen im Querschnitt keine konzentrierten Steifigkeiten vor. Die berechnete effektive Breite lässt sich somit als neuer effektiv wirkender Plattenstreifen vorstellen.

Die effektiven Breiten für Stahlbetonplatten wurden für Stahltrapezbleche in der mittlerweile zurückgezogenen Norm DIN 18807-3 [21] (1987) mit z. T. leicht reduzierten Koeffizienten übernommen. Je nach Profilierungsart des Trapezbleches ist auch hier die Steifigkeit über die Breite annähernd gleichverteilt. Allgemein unterscheidet sich das Tragverhalten von Stahlbetondecken als Verbundbauteil aus Beton und Bewehrungsstahl zum reinen Stahlbauteil eines Trapezbleches grundlegend.

Die Formeln der effektiven Breiten für Stahlbetondecken und Trapezbleche für die üblichen Nachweissstellen sind in der folgenden Tabelle gegenübergestellt,  $b_e$  bezeichnet hierbei die Breite der Aufstandsfläche der Punktlast und  $x$  die Position der Punktlast im Feld der Länge  $L$ . Die berechneten Breiten dürfen die Bauteilbreite nicht überschreiten.

**Tab. 2.1 Vergleich effektive Breiten für Stahlbetondecken und Trapezbleche**

Stat. System und betrachtete Schnittgröße	DAfStb Heft 240	DIN 18807-3
	$b_e + 2,5 \cdot x \cdot \left(1 - \frac{x}{L}\right)$	$b_e + 2,0 \cdot x \cdot \left(1 - \frac{x}{L}\right)$
	$b_e + 0,5 \cdot x$	$b_e + 0,5 \cdot x$
	$b_e + 1,5 \cdot x \cdot \left(1 - \frac{x}{L}\right)$	$b_e + 1,33 \cdot x \cdot \left(1 - \frac{x}{L}\right)$
	$b_e + 0,5 \cdot x \cdot \left(2 - \frac{x}{L}\right)$	$b_e + 0,45 \cdot x \cdot \left(2 - \frac{x}{L}\right)$
	$b_e + 0,3 \cdot x$	$b_e + 0,3 \cdot x$
	$b_e + 0,4 \cdot x \cdot (L - x)$	$b_e + 0,4 \cdot x \cdot (L - x)$
	$b_e + 1,0 \cdot x \cdot \left(1 - \frac{x}{L}\right)$	$b_e + 0,8 \cdot x \cdot \left(1 - \frac{x}{L}\right)$
	$b_e + 0,5 \cdot x \cdot \left(2 - \frac{x}{L}\right)$	$b_e + 0,45 \cdot x \cdot \left(2 - \frac{x}{L}\right)$
	$b_e + 0,3 \cdot x$	$b_e + 0,3 \cdot x$
	$b_e + 1,5 \cdot x$	$b_e + 1,33 \cdot x$
	$b_e + 0,3 \cdot x$	$b_e + 0,3 \cdot x$

Anzumerken ist hierbei, dass die DIN 18807-3 die Verwendung dieser Formeln für Verbundkonstruktionen aus Stahlblech und Beton bzw. Kunststoff explizit ausschließt. Selbiges gilt demnach auch für das Verbundbauteil Sandwichelement.

## 2.2.4 European Recommendations - Point and Line Loads

Erste rechnerische Ansätze zur Ermittlung des Bauteilwiderstandes von Sandwichelementen unter Punktlasten liefert die Empfehlung der Arbeitsgruppe TC7 TWG 7.9 des ECCS (European Convention for Constructional Steelwork) und W056 des CIB (International Council for Research and Innovation in Building and Construction) [19]. Thematisiert werden sowohl Punktlasten in Deckblechebene (in plane), als auch senkrecht dazu (out of plane). Zusätzlich werden Berechnungsansätze für aus Punktlasten hervorgerufener Torsion bereitgestellt.

Das Prinzip der mitwirkenden Breite wird hierbei ebenfalls genutzt. Grundlage der gegebenen Berechnungsformeln für die mitwirkende Breite sind die Ansätze für punktuell belastete Trapezbleche nach DIN 18807-3. Diese Formeln müssen jedoch durch Multiplikation mit den an Traglastversuchen ermittelten produktsspezifischen Abminderungsbeiwerten für Schub ( $C_v$ ) und Biegung ( $C_w$ ) angepasst werden. Die Werte  $C_w$  und  $C_v$  sind dabei immer  $\leq 1$ . Eine rein rechnerische Ermittlung des Bauteilwiderstandes der Sandwichelemente unter Punktlasten ist demnach nicht möglich.

Die Übertragbarkeit der Ansätze von Trapezblechen auf Sandwichelemente ist zu hinterfragen, da es sich bei Sandwichelementen um einen Verbundquerschnitt mit Beachtung der Schubgleitung handelt und keinen reinen Stahlquerschnitt. Die Anpassung mittels der Abminderungsbeiwerte ist deshalb unausweichlich.

### 2.2.5 prEurocode 1993-7

Die sich derzeit in Bearbeitung befindende prEN 1993-7 [22] führt erstmals Bemessungsvorschriften für Sandwichelemente im Rahmen des für Stahlbauten geltenden Eurocodes 3 ein. Die Bemessung von Punktlasten wird damit künftig erstmalig explizit normativ geregelt. Die Ansätze aus den ECCS Empfehlungen werden hierbei direkt übernommen. Das Konzept der bauteilspezifischen Anpassungsbeiwerte  $C_w$  und  $C_v$  auf Grundlage von Traglastversuchen wird ebenfalls beibehalten. Es wird unterschieden zwischen Punktlasten, welche die Deckschichten direkt beeinträchtigen z. B. durch Festhalterungen von Solarpaneelen, und solchen, welche keine bleibende Beeinträchtigung darstellen, wie Lasten beispielsweise infolge Begehens unter Verwendung von Verteilplatten. In Abhängigkeit von der Art der Lasteinleitung wird dann ein weiterer Beiwert  $k_{pl}$  eingeführt, welcher die effektive Breite bei sehr ungünstiger Lasteinleitung abmindert. Auch werden in diesem neuen Normenteil beispielsweise Nachweisformate für die praxisrelevante Fragestellung Torsion aufgenommen.

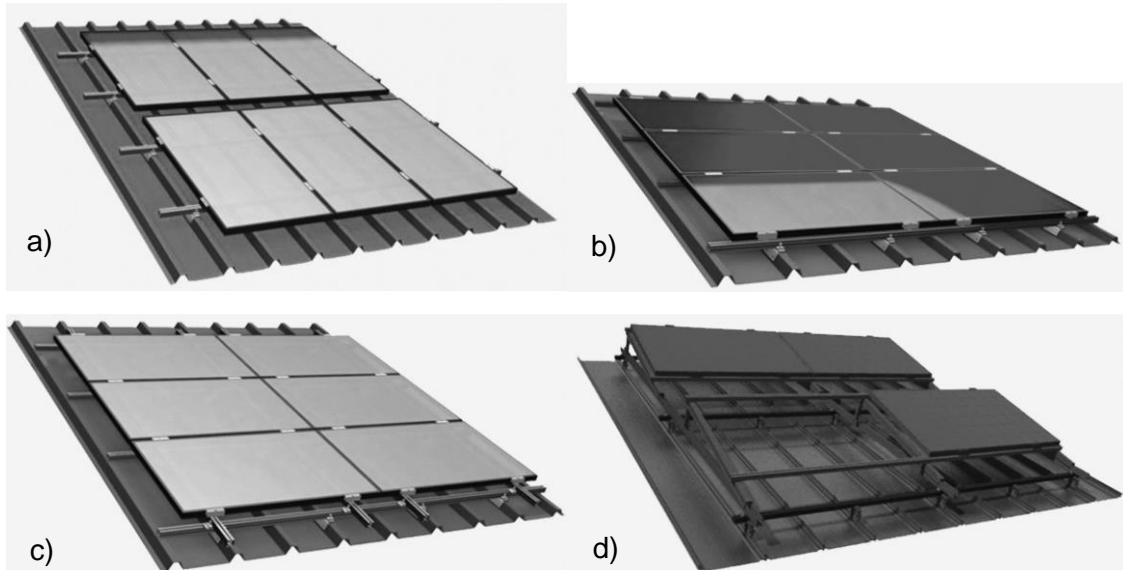
Ein Nachweis unter Querzug ist im Normenentwurf nicht vorgesehen. Zwar wird die Querzugfestigkeit des Kerns in jeder bauaufsichtlichen Zulassung ausgewiesen, sie geht jedoch in keinen Nachweis mit ein. Die Abhebesicherung der Elemente gegen Windsog erfolgt über durchgehende Schrauben, welche auf der Oberseite des Elementes die Rückhängekräfte über die Unterlegscheiben über Druck in den Kern einleiten. Abgesehen von Solarbefestigern oder Verbindern infolge Cladding ist eine Querzugbelastung im Kern deshalb nicht zu erwarten.

## 2.3 Stand der Technik

### 2.3.1 PV-Installation

Als Regelabmessung für PV-Elemente hat sich ein Rechteckmaß von etwa  $1,7 \times 1,1$  m etabliert. Die einzelnen PV-Elemente werden allgemein in Aluminiumrahmen geklemmt, welche wiederum auf Aluminium-Schienen aufgelagert sind. Diese Aluminium-Schienen werden dann über Solarbefestiger mit dem Sandwichelement verbunden. Entscheidend für die Wahl der Unterkonstruktion der PV-Elemente und damit auch des Befestiger-Typs auf dem Sandwichelement ist zunächst die Verlegerichtung der PV-Elemente. Liegt die lange Seite der PV-Elemente parallel zur Traufseite des Daches und somit senkrecht zur Spannrichtung des Sandwichelementes spricht man, wie in der Fotografie, von der

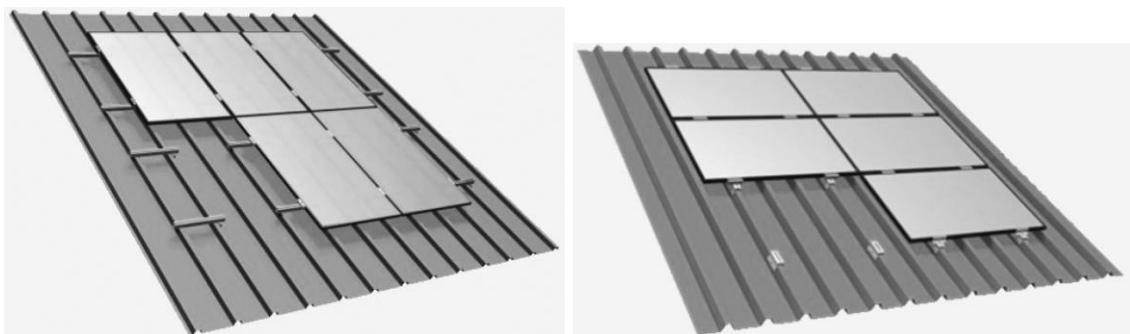
„landscape“-Ausrichtung, im umgekehrten Fall von der „portrait“-Ausrichtung. Die Wahl eines Kreuzschienensystems erlaubt eine freie Anpassbarkeit an das Dachsystem, jedoch mit erhöhtem Materialaufwand [18]. Zur Optimierung der Sonneneinstrahlung werden bei geringer Dachneigung auch aufgeständerte PV-Anlagen eingesetzt (Abb. 2.3.1)



- a) Einschieniges System (*portrait*)
- b) Einschieniges System (*landscape*)
- c) Kreuzschienen-System (*landscape*)
- d) Aufgeständertes System (*landscape*)

*Abb. 2.3.1 Verlegearten von PV-Modulen aus [23]*

Die Aluminiumrahmen des PV-Moduls können auch ohne Schienensystem direkt über Solarbefestiger üblicherweise an ihren langen Seiten mit dem Sandwichelement verbunden werden [18]. Dann ist jedoch das Raster der Verbindungspunkte nicht mehr frei wählbar, sondern orientiert sich an den Abmessungen des PV-Moduls, welche allgemein ungleich zu einem Vielfachen des Abstandes der Trapezrippen auf den Sandwichelementen sind.



*Abb. 2.3.2 Direkte Verbindung der PV-Module (l. *portrait*, r. *landscape*) aus [23]*

Da die Verbindung üblicherweise an den langen Seiten des PV-Moduls erfolgt, ist bei der „portrait“-Ausrichtung immer eine kurze Aluminium-Schiene nötig, welche die Differenz zwischen einem Vielfachen des Rippenabstandes und PV-Modul-Breite

überbrücken (Abb. 2.3.2 l.). Es ist darüber hinaus nicht möglich, die Verbindung stets in der Mitte der Traverse anzuordnen, um eine gleichmäßige Belastung beider angeschlossener Rippen zu garantieren (Abb. 2.3.3).

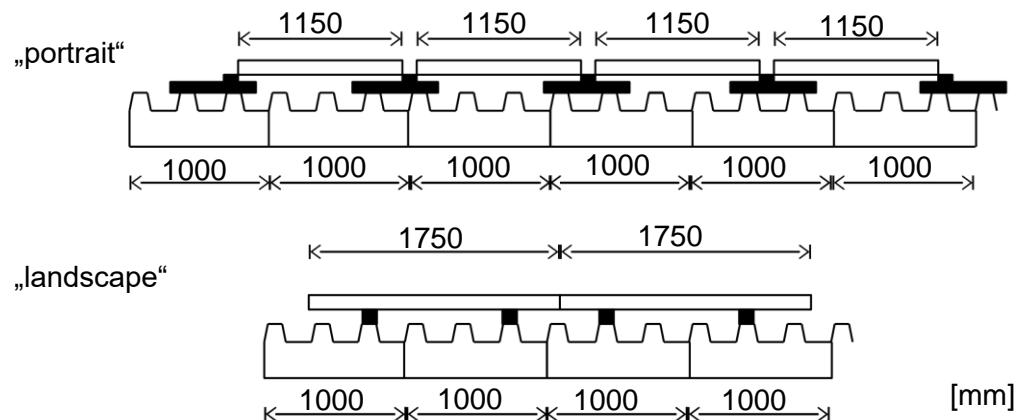


Abb. 2.3.3 Verbindungspunkte bei der „portrait“- und „landscape“-Montage

Bei der „landscape“-Montage ist eine Traverse meist nicht erforderlich, da die Verbinder in einem, in der Montageanleitung des Herstellers [24] angegebenen, Bereich von etwa 250 mm montiert werden können, was eine Anpassbarkeit an den Rippenabstand erlaubt. Die Ausrichtung der PV-Module spielt demnach bei direkter Verbindung eine entscheidende Rolle für die Intensität und das Rastermaß der Punktlasten auf dem Sandwichelement.

Das Rastermaß der Verbindungspunkte ist allgemein deutlich kleiner als der Pfettenabstand, sodass in der Praxis in einem Feld anstelle einer Punktlast mit großer Intensität mehrere kleine Punktlasten auf das Sandwichelement einwirken [18]. Der in Abschnitt 2.1.3 vorgestellte Traglastversuch stellt demnach ein praxisgerechtes Beispiel dar. In der folgenden Tabelle sind beispielhaft Bemessungsgrößen für Druck und Zug aus einem PV-Element 1,75 x 1,15 m angegeben. Als Lasteinzugsbereich bei landscape-Montage (vgl. Abb. 2.3.2 r.) ergibt sich  $2 \cdot (1,75 \text{ m} \cdot 1,15 \text{ m} / 4) = 1,01 \text{ m}^2$ .

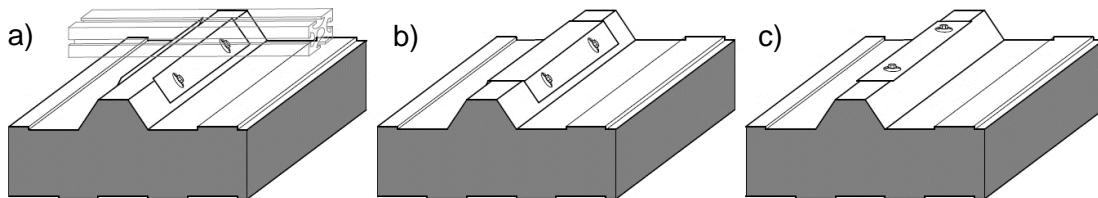
Tab. 2.2 Beispielhafte Bemessungspunktlasten bei landscape-Montage

Lastfall	Eigengewicht PV-Modul	Wind-/Schneezone	Wind/Schneelast	Bemessungspunktlast im GZT
Wind-sog	0,11 kN/m <sup>2</sup>	2	0,80 kN/m <sup>2</sup> · 1,2 (Zone H)=0,96 kN/m <sup>2</sup>	$-(1,0 \cdot 0,11 \text{ kN/m}^2 + 1,5 \cdot 0,96 \text{ kN/m}^2) \cdot 1,01 \text{ m}^2 = -1,34 \text{ kN}$
Schneedruck	0,11 kN/m <sup>2</sup>	2	0,85 kN/m <sup>2</sup> · 0,8 (Flachdach)=0,68 kN/m <sup>2</sup>	$(1,35 \cdot 0,11 \text{ kN/m}^2 + 1,5 \cdot 0,68 \text{ kN/m}^2) \cdot 1,01 \text{ m}^2 = 1,18 \text{ kN}$

Größere Einzel-Punktlasten aus PV-Verbündern als in Tabelle 2.2 berechnet, sind für den Großteil der Gebäude in Deutschland bei direkter Verbindung nicht zu erwarten. Sollten deutlich größere PV-Elemente (z. B. 2,1 x 1,7 m) verbaut werden, muss die Anzahl der Verbindungspunkte möglicherweise von 4 auf 6 erhöht werden, falls die Tragfähigkeit der PV-Befestiger überschritten wird. Bei der „portrait“-Montage ergeben sich aufgrund der Überbrückungs traverse allgemein geringere Lasten pro Rippe, da sich die Last auf zwei Rippen aufteilt. Die Einzellasten aus Tabelle 2.2 wirken bei einem

Rippenabstand in Querrichtung von 0,333 m in einem Raster von 1,0 x 1,1 m auf das Sandwichdach. Pro Sandwichelement wird demnach nur eine Rippe im Längsabstand von 1,1 m mit den berechneten Punktlasten beansprucht.

Bei der Ausbildung der Verbindungspunkte haben sich drei Varianten etabliert, welche in der folgenden Abbildung dargestellt sind.

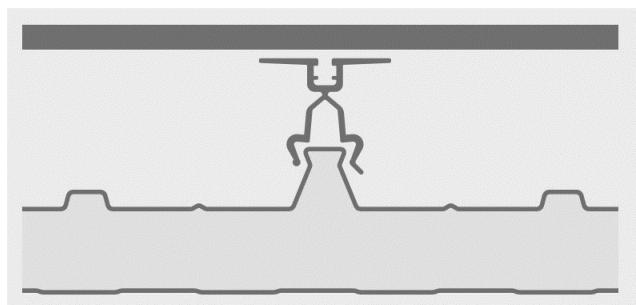


- a) *Modulschiene mit zwei Anschlussblechen am Steg der Rippe*
- b) *Trapezschuh*
- c) *Anschlussblech auf Obergurt der Rippe*

*Abb. 2.3.4 Ausbildung der Verbindungspunkte aus [25]*

Als Gemeinsamkeit kann festgehalten werden, dass die Verbindung immer an den Trapezrippen über Dünnblechschräuben erfolgt [26]. Werden die Schrauben am Steg der Trapezrippe eingebroacht, werden die Schrauben in Abhängigkeit von der Stegneigung auf Abscheren und Zug beansprucht. Erfolgt die Verbindung am Obergurt der Rippe, handelt es sich um eine reine Zugbeanspruchung der Schrauben. Häufig wird auch nur ein Steg mit Schrauben angebunden. Unter Drucklast wird der Großteil der Last über Kontaktcompression eingeleitet.

Einzelne Sandwichelementhersteller bieten darüber hinaus mittlerweile „In-House“-Lösungen an, welche die Montage der PV-Unterkonstruktion auf dem Sandwichelement produktiv erlaubt. Die folgende Abbildung zeigt eine Lösung der Firma Romakowski [27].



*Abb. 2.3.5 Werkseitige Lösung der Firma Romakowski [27]*

Anstelle der Dünnblechschräuben wird der Obergurt der Trapezrippe werkseitig mit einer Falz ausgebildet und das Verbindungsmitel dann bei der Montage nur noch geklemmt. Dies beschleunigt die Montage und der Kern sowie das Deckblech des Sandwichelementes werden nicht geschädigt.

Neben den hier vorgestellten Varianten gibt es auch selbsttragende aufgeständerte PV-Anlagen, welche die Lasten über Stockschräuben direkt in die Pfetten einleiten und das Sandwichelement nicht direkt vertikal belasten.

### 2.3.2 Cladding

Neben den Aufbauten für Photovoltaikanlagen, werden auch Wandelemente beispielsweise durch zusätzlich vorgesetzte Fassadenelemente punktuell an den Verbindungsstellen belastet. Dies kann unter anderem architektonische, instandsetzungstechnische oder bauphysikalische Gründe haben [25]. Auch PV-Elemente werden vereinzelt an den Wänden installiert. Das Eigengewicht der vorgesetzten Elemente führt bei vertikaler Verlegung der Sandwichelemente hauptsächlich zu einer Längsbeanspruchung der Sandwichelemente und einer Biege- und Torsionsbeanspruchung bei horizontaler Verlegung. Die Exzentrizität führt zusätzlich zu Druck- und Zugkräften in senkrechter Richtung zum Sandwichelement. Der Winddruck wird senkrecht, lokal ins Sandwichelement eingeleitet.

### 2.3.3 Berücksichtigung von Punktlasten in den technischen Zulassungen

Eine Marktschau (Juli 2023) von beim DIBt hinterlegten Zulassungen von Sandwichelementen im Hinblick auf die Begehbarkeit nach DIN EN 14509 A9.1 zeigte, dass alle betrachteten Dachelemente eine Begehbarkeit erlauben.

Der typische Passus lautet: „Dächer dürfen für übliche Erhaltungsmaßnahmen, Reparaturen, Reinigungsarbeiten und Zustandskontrollen nur von Einzelpersonen betreten werden.“ Häufig mit dem Zusatz „wenn die erklärten Leistungen - bewertet nach DIN EN 14509 - in Bezug auf "Tragfähigkeit bei Punktlasten (Betreten)" und "Beständigkeit bei Begehen" dieses ermöglichen“. Diese Aussage ist jedoch nicht auf eine allgemeine Punktlastbeanspruchung übertragbar.

In ersten technischen Zulassungen für Sandwichelemente mit PIR/PUR-Kern sind Solarbefestiger mit Grenzlasten für die lokale Zug- und Drucktragfähigkeit aufgeführt. Diese liegen im Bereich zwischen 1,5 und 3,4 kN und müssen dann noch mit dem Teilsicherheitsbeiwert von üblicherweise 1,33 abgemindert werden [28–31]. Die Traglasten auf dem Obergurt sind hierbei deutlich geringer als beim seitlichen Anschluss mit teils vier Schrauben an den beiden Stegen. Diese Grenzkraft gilt allerdings nur für die spezielle Verbindung selber (lokal) und nicht als Tragfähigkeitsnachweis für das gesamte Sandwichelement (global).

Zusätzlich liefern diese Zulassungen deshalb auch Berechnungsformeln für die mitwirkende Breite zum Nachweis des globalen Tragwiderstandes, mit den eingesetzten Werten für  $C_v$  und  $C_w$  gemäß des aktuellen Normenentwurfs. Die Beiwerthe ergeben sich zum aktuellen Stand immer zum Maximalwert von 1,0 und die effektiven Breiten entsprechen damit den effektiven Breiten nach der ehemaligen DIN 18807-3 für Trapezbleche [28–31].

Das genaue Spannungsbild im Sandwichelement im elastischen Bereich ist mit diesen effektiven Breiten allerdings nicht bestimmbar.

### 2.3.4 Bandbreite der am Markt verfügbaren Sandwichelemente

In diesem Abschnitt soll die Bandbreite der maßgebenden Parameter der am Markt verfügbaren Sandwichelemente vorgestellt werden. Hierzu zählen zum einen die geometrischen Eigenschaften Kerndicke, Deckblechdicke und Rippenabmessungen und zum anderen die Materialkennwerte des Kernmaterials. Als Grundlage dienen die

Marktübersicht des Internationalen Verbandes für den Metallleichtbau (IFBS) aus dem Jahr 2022 [2], sowie die beim DIBt hinterlegten allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen (Stand Nov. 2023, siehe Anhang A). Die hier vorgestellte Bandbreite der Parameter dient der Elementwahl für die Bauteilversuche in Kapitel 3 sowie der weitergehenden Parameterstudie am numerischen Modell in Kapitel 4.

In der folgenden Tabelle ist die Anzahl der in der Marktschau aufgeführten Elementtypen aufgelistet.

**Tab. 2.3 Anzahl der Elementtypen in [2]**

Kernmaterial	Profilierungsart	Anzahl
PUR/PIR	profiliert	97
	eben	171
MW	profiliert	57
	eben	286

Die im folgenden aufgeführten Verfügbarkeiten und Anteile [%] beziehen sich immer auf die Anzahl in Tabelle 2.3.

Für die Dämmwirkung und Steifigkeit des Sandwichelements hat die Kerndicke eine große Relevanz. Die durchgehenden Kerndicken sind üblicherweise im Abstand von 20 mm abgestuft und liegen bei allen in den Zulassungen aufgeführten Elementen einer Bandbreite von 40 bis 120 mm. Vereinzelt sind auch Kerndicken bis 240 mm möglich.

Jeder Elementtyp kann mit unterschiedlichen äußeren und inneren Deckblechdicken bestellt werden. In der folgenden Abbildung sind die Verfügbarkeiten der verschiedenen Nennblechdicken für die beiden Kernmaterialien PUR/PIR und MW in Abhängigkeit von der Profilierungsart dargestellt.

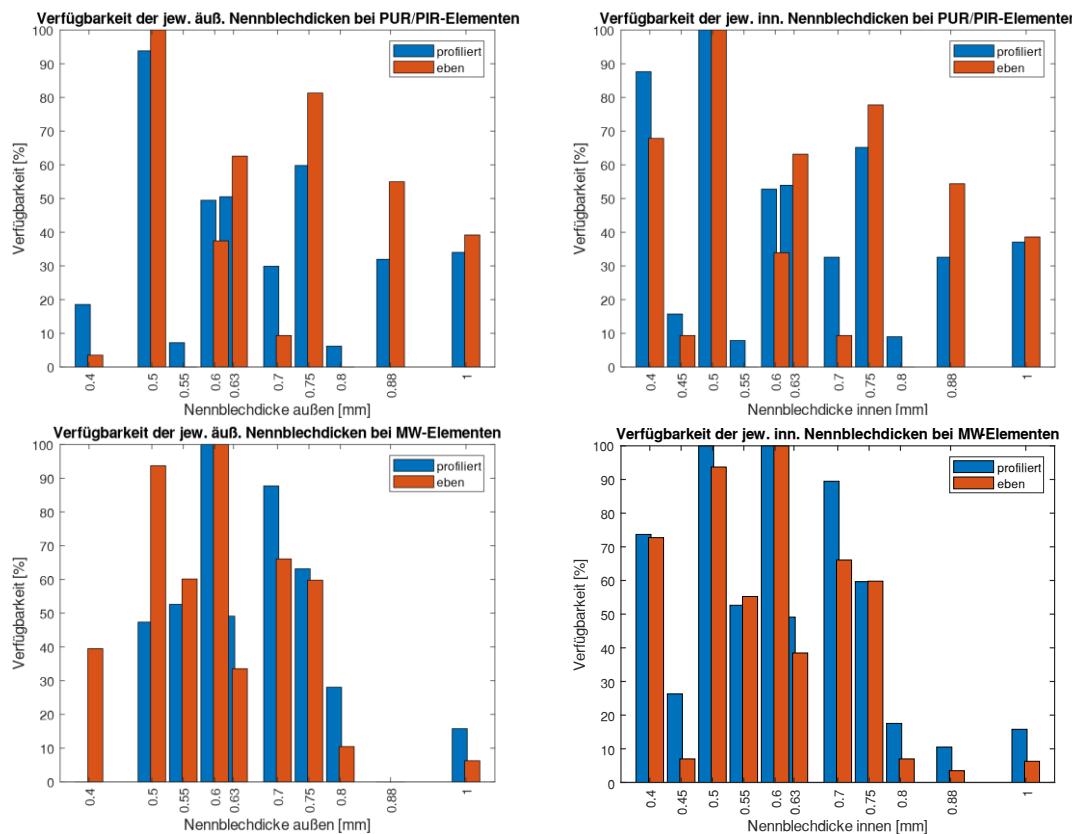


Abb. 2.3.7 Verfügbarkeit der jew. Deckblechdicken in Abhängigkeit von dem Kernmaterial und der Profilierungsart

Der Großteil der Elementtypen ist mit Deckblechdicken zwischen 0,5 und 0,75 mm verfügbar. Vereinzelt sind auch Blechdicken bis 1,0 mm möglich.

Die folgende Abbildung zeigt den Anteil der jeweiligen Rippenanzahl an den profilierten Elementtypen. Bei den PUR/PIR-Elementen findet z. T. auch eine gewellte Profilierung Anwendung.

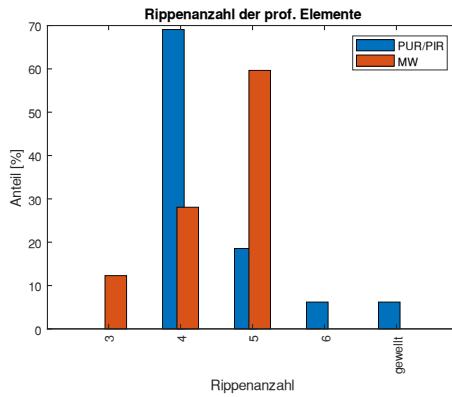


Abb. 2.3.8 Rippenanzahl in Abhängigkeit von dem Kernmaterial

Es zeigt sich, dass profilierte PUR/PIR-Elemente hauptsächlich mit vier Rippen und MW-Elemente mit fünf Rippen angeboten werden.

Die Rippenbreite, am Obergurt der Rippe, liegen größtenteils im Bereich von 20 bis 30 mm (Abb. 2.3.9 l.). Einige Elementtypen führen die Deckschicht gespiegelt aus, wodurch

sich sehr breite Rippen (116 mm) mit schmalen Tälern ergeben. Die Rippenhöhen liegen üblicherweise in einem Korridor zwischen 35 und 45 mm (Abb. 2.3.9 r.).

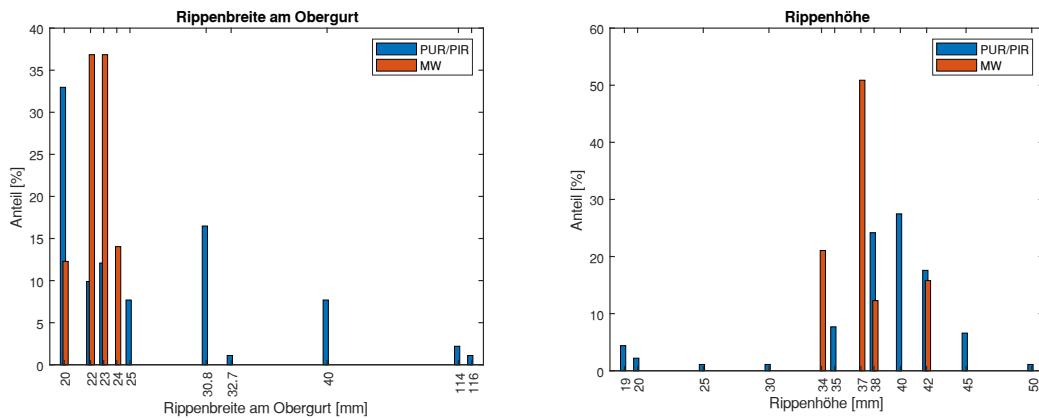


Abb. 2.3.9 Ribbenbreite (am OG) und -höhe in Abh. von dem Kernmaterial

Die Kernsteifigkeiten sind bei den PUR/PIR-Elementen immer und bei den MW-Elementen zum Teil von der Kerndicke abhängig. Die in den Zulassungen angegebenen Werte für den Kernschubmodul  $G_C$  streuen insbesondere bei den MW-Elementen sehr stark untereinander. Bei den PUR/PIR-Elementen liegt der Schubmodul in einem Bereich zwischen 2 und 5 MPa mit abnehmender Tendenz bei steigender Kerndicke (Abb. 2.3.10).

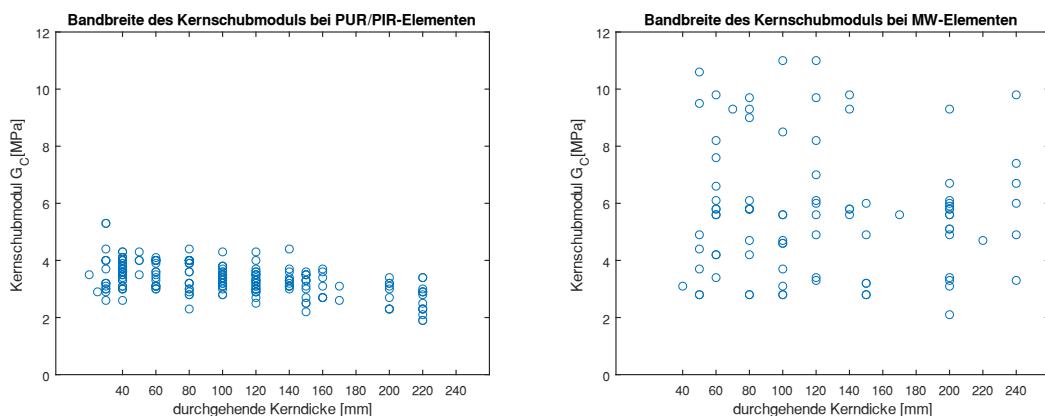


Abb. 2.3.10 Bandbreite des Kernschubmoduls bei PUR/PIR- (l.) und MW-Elementen (r.)

Der Elastizitätsmodul des Kerns ist nicht in allen Zulassungen der PUR/PIR-Elemente angegeben. Bei MW-Elementen wird er in keiner Zulassung ausgewiesen. Bei den PUR/PIR-Elementen liegt die Kernsteifigkeit meist bei 3 bis 4 MPa (Abb. 2.3.11).

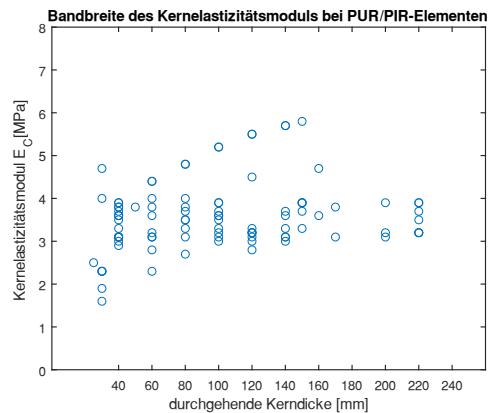


Abb. 2.3.11 Bandbreite des Kernelastizitätsmoduls bei PUR/PIR

Die Sandwichgeometrien ähneln sich demnach herstellerübergreifend. Auch die Kernsteifigkeiten weisen insbesondere bei PUR/PIR-Elementen keine großen Schwankungen auf.

## 2.4 Konzept der effektiven mitwirkenden Breite auf Spannungsbasis

Um die Spannungskonzentration im Querschnitt infolge einer Punktlast zu quantifizieren wird in dieser Arbeit ebenfalls das Prinzip der mitwirkenden Breiten verwendet. Im Gegensatz zu dem auf Traglasten basierenden Modell im aktuellen Normenentwurf wird in dieser Arbeit das Prinzip auf Grundlage der in den Versuchen gemessenen Spannungen verwendet. Dies soll anhand der folgenden Abbildung für die Normalspannung im Deckblech anhand von vier Messpunkten erklärt werden.

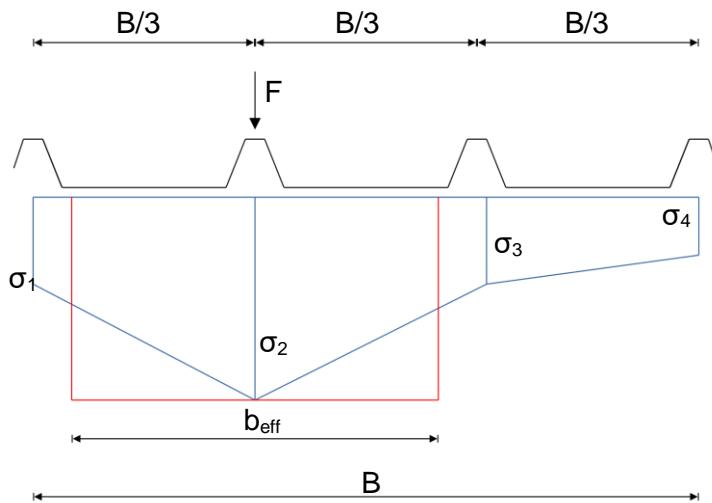


Abb. 2.4 Vorstellung der effektiven Breite auf Spannungsbasis

Unter punktueller Beanspruchung stellt sich ein nichtlinearer Spannungsverlauf in Breitentrichtung ein. Dieser nichtlineare Verlauf wird in dieser Arbeit angenähert, indem die diskreten Messpunkte linear untereinander verbunden werden. Die so ermittelten Spannungsflächen integriert über die Gesamtbreite werden zu einem äquivalenten konstanten Rechteck-Spannungsblock mit der maximalen Spannungsamplitude über eine effektive mitwirkende Breite  $b_{eff}$  umgerechnet (Abb. 2.4).

Für das Beispiel in Abbildung 2.4 ergäbe sich  $b_{eff}$  wie folgt:

$$b_{eff} = \left( \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot \frac{B}{3} + \frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} \cdot \frac{B}{3} + \frac{\sigma_3 + \sigma_4}{2} \cdot \frac{B}{3} \right) / \max(\sigma_{1-4}) \quad (2.4)$$

Die Voruntersuchungen [32], [33] an Dachelementen zeigten jedoch bereits, dass für die unterschiedlichen Schnittgrößenanteile Sandwich (Index S) und Deckschicht (Index F) unterschiedliche effektive Breiten für Biegung ( $M_S$  und  $M_F$ ) und Querkraft ( $Q_C$  und  $Q_F$ ) vorliegen. Deshalb wird bei den nachfolgenden Untersuchungen die Methode der mitwirkenden Breiten erst auf Spannungsebene für jede Teilschnittgröße verwendet und nicht bereits bei der Schnittgrößenermittlung anhand einer pauschalen Lasterhöhung, welches ein gleichmäßiges Erhöhen aller Schnittgrößenanteile zur Folge hätte. Auch die pauschale Querschnittswertabminderung ist aufgrund der unterschiedlichen mitwirkenden Breiten bei Dachelementen nicht zielführend.

Die folgende Forschungsthese soll in dieser Arbeit bestätigt werden:

*Aus den Teilschnittgrößen des Sandwichbalkens erfolgt eine Spannungsberechnung am Querschnitt mit den Querschnittswerten des Gesamtquerschnittes, welcher einen konstanten Spannungsverlauf über die Querschnittsbreite liefert. Die sich in Wahrheit einstellende Spannungsspitze kann dann für jeden Spannungsanteil über eine Erhöhung der am Gesamtquerschnitt ermittelten Spannungen infolge der Teilschnittgröße über den zugehörigen Faktor  $B/b_{eff,i}$  (siehe Abb. 2.4) erfasst werden.*

Ziel ist es, durch die Nutzung des Spannungsbildes allgemeine Aussagen für die am Markt verfügbaren und bereits eingebauten Sandwichelemente zu treffen und so eine Übertragbarkeit zu ermöglichen. Dies ist insbesondere für Bestandsdächer von hoher Wichtigkeit, da Bauteilversuche hier häufig schwierig umzusetzen sind, da geeignete Probekörper im Zweifel nicht mehr produziert werden. Im nächsten Kapitel werden die Versuche an sechs Elementtypen dokumentiert.



### 3 Bauteilversuche

#### 3.1 Versuchsablauf

##### 3.1.1 Übersicht

Um das reale Tragverhalten von Sandwichelementen unter Punktlasten zu untersuchen, werden Bauteilversuche an verschiedenen Sandwichelementtypen durchgeführt. Im Fokus der Untersuchungen steht die Spannungsverteilung unter Punktlastbeanspruchung im elastischen Bereich. Hierzu werden die Elemente zunächst in 20 (linierte) bzw. 15 (Profilierung mit Trapezrippen) Laststellungen belastet und das Spannungsbild über eine Vielzahl von Dehnmessstreifen (DMS) aufgenommen. Abschließend wird an jedem Element ein Traglastversuch durchgeführt, um Erkenntnisse über die Versagensart im Grenzzustand der Tragfähigkeit und mögliche überkritische Tragreserven zu gewinnen. Die Versuche erfolgen überwiegend mit statischer Lastaufbringung. In einer separaten Versuchsreihe werden die Elemente auch zyklisch mit Druck-Zug Wechselbeanspruchungen belastet, um mögliche traglastmindernde Effekte oder Spannungsumlagerungen aus wiederholter Belastung zu quantifizieren. Diese Wechselbeanspruchung erfährt das Element in der Praxis durch Winddruck- und Sogwechsel. Zunächst soll der Versuchsaufbau und das Messprogramm zur Untersuchung des Tragverhaltens von Sandwichdachelementen unter Punktlasten erklärt werden. Im Anschluss werden die untersuchten Laststellungen und Lasteinleitungsarten geschildert.

##### 3.1.2 Versuchsaufbau

###### 3.1.2.1 Übersicht

Die Sandwichelemente werden als Zweifeldträger mit je 3 m Feldweite geprüft. Dies erlaubt es, neben der Spannungskonzentration im Feld auch Aussagen über eine Spannungskonzentration im Stützbereich treffen zu können. Wie eingangs beschrieben, wird das Versagen am Mittelauflager oft bemessungsrelevant. Für die Überlagerung der Punktlasten mit anderen flächigen Lastfällen haben diese Erkenntnisse am Mittelauflager deshalb eine hohe Praxisrelevanz. Für die Durchführung der Versuche wird ein in sich kurzgeschlossener Versuchsstand erstellt, welcher ein Abtasten des Elements in jeder gewünschten Laststellung mittels eines weggeregelten hydraulischen Handzyinders ermöglicht. Die Druck-Zug Wechselbeanspruchung wird getrennt an einem elektro-nisch geregelten Hydraulikzylinder durchgeführt.

###### 3.1.2.2 Verwendete Sandwichquerschnitte

Der Markt bietet eine Vielzahl von möglichen Sandwichelementgeometrien. Dennoch lässt sich feststellen, dass Dachelemente üblicherweise profiliert mit vier Rippen ausgeführt werden. Ebene Wandelemente weisen meist zumindest eine leichte Linierung auf, da dadurch die Knitterspannung bereits deutlich gesteigert werden kann [2]. Die Versuchsreihen werden mit zwei Sandwichgeometrien desselben Herstellers durchgeführt (Abb. 3.1.1). Die Linierung der leicht profilierten Schicht ist bei beiden Konfigurationen gleich.

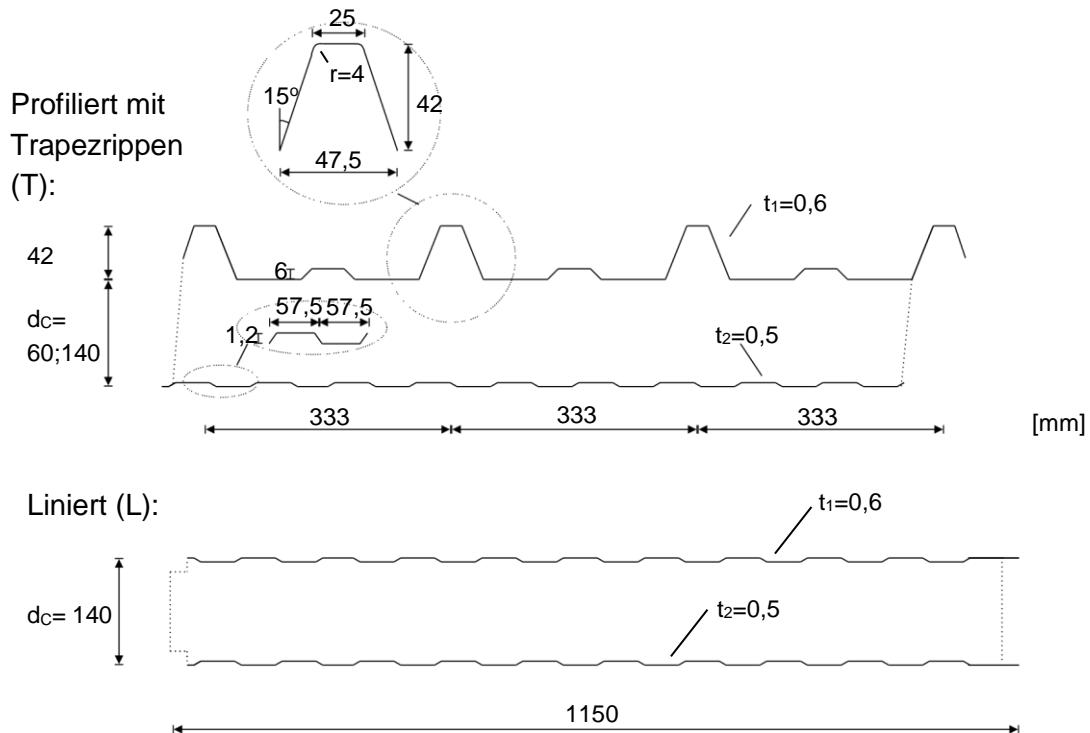


Abb. 3.1.1 Verwendete Sandwichgeometrien

Neben diesen beiden grundsätzlichen Geometrieunterscheidungen werden die Kernmaterialien Polyisocyanurat (PIR) und Mineralwolle (MW) betrachtet. Bei den trapezprofilierten Elementen werden darüber hinaus zwei durchgehende Kerndicken  $d_c$  betrachtet: 60 und 140 mm. Die ebenen Elemente werden nur in der Kerndicke 140 mm verwendet. Die Nennblechdicke der oberen Deckschicht beträgt bei allen Elementen 0,6 mm, bei der unteren Deckschicht stets 0,5 mm. Die Stahlgüte der Deckschicht beträgt S320. Die getroffene Elementauswahl soll kurz erläutert werden.

Ziel war es, das Versuchsprogramm so weit wie möglich zu begrenzen, dass das spätere numerische Modell ausreichend verifiziert werden kann und damit weitere Konfigurationen untersucht werden können.

Dazu ist es zunächst notwendig, die Konfiguration Trapezprofiliert/Liniert und Liniert/Liniert zu betrachten, da sich die beiden Systeme in ihrem Tragverhalten grundsätzlich unterscheiden (vgl. Kapitel 1.1). Beim Dachelement werden zwei Kerndicken betrachtet, welche das untere und obere Spektrum der am Markt [2] verfügbaren Kerndicken abbilden. Die Traganteile Sandwich und Deckschicht unterscheiden sich in beiden Konfigurationen deutlich. Beim linierten Element, welches innerlich statisch bestimmt ist, entfällt der Traganteil Deckschicht und die äußeren Schnittgrößen werden alleinig aus Normalkräften in den Deckschichten und der Querkraft im Kern abgetragen. Da die Traganteile immer klar zuweisbar sind, wird deshalb bei den linierten Elementen nur eine Kerndicke betrachtet. Die identische durchgehende Kerndicke bei den gewählten Wand- und Dachelementen erlaubt darüber hinaus Vergleiche der Spannungskonzentration des Anteils Sandwich bei beiden Deckschichtarten.

Die Kernmaterialien PIR und MW der hier untersuchten Elemente unterscheiden sich gemäß den Zulassungen [5], [6] deutlich in ihren Steifigkeiten, welche wiederum beim PIR aufgrund des Schäumprozesses abhängig von der Kerndicke sind (Tab 3.1).

**Tab. 3.1 Materialkennwerte gemäß Zulassung [5], [6]:**

Kernmaterial	E-Modul ( $E_z$ ) [MPa]	G-Modul ( $G_{xz}$ ) [MPa]	Wichte ( $\gamma$ ) kg/m <sup>3</sup>
Polyisocyanurat	1,9-3,9	2,5-3,9	45
Mineralwolle	-	8,3	120

Diese beeinflussen das globale Tragverhalten, da die Kernschubsteifigkeit das Verhältnis der Traganteile Sandwich zu Deckschicht maßgebend beeinflusst. Ein höherer Schubmodul führt hierbei zu einem größeren Sandwichanteil an der Tragwirkung.

Die expliziten Materialkennwerte der untersuchten Elemente werden mittels Kleinteilver suchen stichprobenhaft bestimmt.

Der E-Modul des Kerns und die Verklebung zwischen Kern und Deckblech beeinflussen darüber hinaus das lokale Tragverhalten. Insbesondere unter Zugbelastung ist die Teilverklebung der Mineralwolle mit der Deckschicht von Relevanz.

Es werden in der hier vorgestellten Versuchsreihe nur Elemente eines Herstellers betrachtet, um die Unterschiede in den gemessenen Spannungen und Verformungen eindeutig den in den Versuchen variierten Parametern Kernmaterial, Deckschichtart und Kerndicke zuordnen zu können.

Die in [32] dokumentierten Vorversuche wurden an Elementen eines anderen Herstellers durchgeführt.

Es wird folgende Namensgebung für die Konfigurationen eingeführt:

Kernmaterial (MW/PIR) - Profilierung (T/L) - Durchgehende Kerndicke (60/140)

Daraus ergeben sich die folgenden sechs zu prüfenden Konfigurationen.

MW-T-60	MW-T-140	PIR-T-60	PIR-T-140	MW-L-140	PIR-L-140
---------	----------	----------	-----------	----------	-----------

Pro Konfiguration werden mindestens drei identische Versuchsreihen durchgeführt, um mögliche Abweichungen statistisch erfassen zu können (gemäß [19], Kap.A.3).

### 3.1.2.3 Statisches System

Nach Kurpiela [34] werden nach einer Umfrage bei Sandwichherstellern 80% der Elemente als Mehrfeldträger (15% 2-Feld, 65% >2 Feld) verbaut (Stand 2013). Aus Montagesicht sind Mehrfeldträger vorteilhaft, da sie die Anzahl der stirnseitigen Stoße reduzieren und größere Elementabmessungen möglich sind, welche die Montage beschleunigen.

Die Spannweite hat einen direkten Einfluss auf die erzielbaren Grenztragfähigkeiten. Dies ist auch bei den Ersatzträgerversuchen mit Belastung der Elemente über die gesamte Elementbreite zu erkennen. Bei kurzen Spannweiten ist im 4 bzw. 6 – Punkt Biegeversuch eine größere Kraft notwendig um ein äquivalentes Biegemoment zu erzeugen als bei größeren Spannweiten. Durch die höhere einwirkende Vertikalkraft in den Lastaufbringungssachsen bei kurzer Spannweite kommt es jedoch zu einer stärkeren Eindrückung und lokalen Umbiegungen des Deckbleches als bei größeren Spannweiten. Diese lokalen Imperfektionen mindern die Grenzspannung ab, weshalb bei kürzer werdenden

Spannweiten grundsätzlich geringere Knitterspannungen zu erwarten sind. Bei sehr kurzen Spannweiten kann auch ein Schubversagen vor dem Knitterversagen auftreten.

Im Rahmen der hier durchgeführten Versuchsreihe werden die genannten Sandwichelemente als Zweifeldträger mit jeweils 3 m Einzelspannweite untersucht. Numerische Voruntersuchungen zeigten, dass bei dieser Spannweite bereits ein deutliches Biegeproblem vorliegt und ein Schubversagen nicht zu erwarten ist. Die Spannweite von 3 m entspricht darüber hinaus der Elementdicken-abhängigen Mindestempfehlung gemäß [19] Kap. A.3. Die Auflagerbreiten betragen 100 mm. Die Gesamtlänge eines Elements beträgt demnach 6,1 m. Auf dieses System wird die Punktlast in verschiedenen Laststellungen aufgebracht. Die Ziellast von 1,2 kN wird nicht variiert. Dies führt zwangsläufig zu einem geringeren Spannungsniveau bei den Elementen mit größerer Kerndicke bei derselben Prüflast.

In der Praxis werden die Elemente auf den Pfetten oder Wandriegeln verschraubt. Die Drillsteifigkeit der Pfetten bietet demnach je nach Profilform eine gewisse Einspannung für das Element, welche eine freie Verdrehung ( $\varphi_y$ ) an den Pfetten behindert. In den hier durchgeführten Versuchen wird jedoch eine gelenkige Auflagerung realisiert. Dies erlaubt eine bessere Vergleichbarkeit mit den numerischen Lösungen. Der folgende Absatz beschreibt den Versuchsaufbau.

### 3.1.2.4 Prüfstand

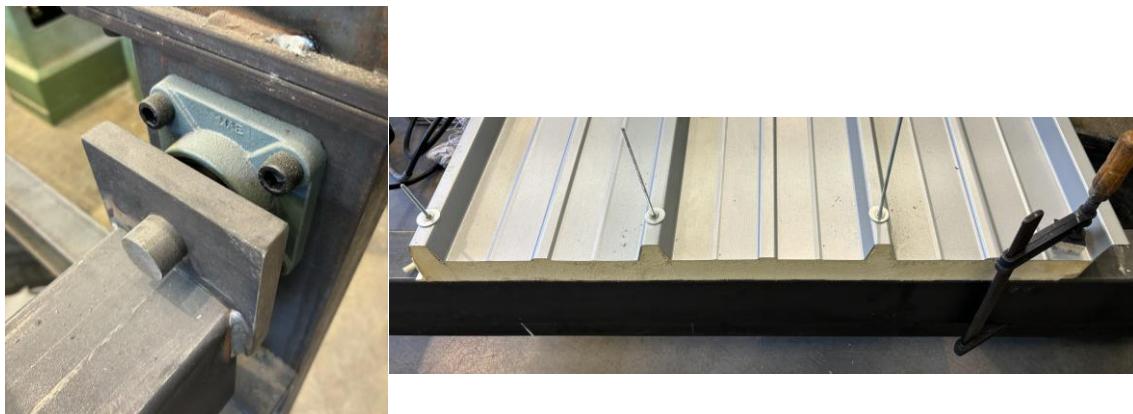
Die Anforderungen an den Versuchsstand sind eine Realisierung der gelenkigen Auflagerung, ein gutes Ansteuern jeder gewünschten Laststellung und die Möglichkeit, zwei Elemente gekoppelt zu untersuchen. Das Lastniveau ist bei Sandwichelementen im Vergleich zu anderen Bauarten vergleichsweise niedrig. Es wurde ein Versuchsstand aus Stahlprofilen entwickelt, welcher in sich kurzgeschlossen ist. Der Prüfzylinder drückt sich gegen eine mit Gewindestangen geklemmte Lasttraverse (IPE 140), welche ebenfalls mit insgesamt 6,1 m als Zweifeldträger spannt. Die Prüflast muss demnach nicht im Boden verankert werden, sondern verbleibt im System.



Abb. 3.1.2 Versuchsstand

Einzig das Eigengewicht des Prüfstandes und der Elemente wird in den Boden eingeleitet. Die Auflagerachsen aus Rechteckrohren (RRO 150x100x4) bieten dabei eine sehr steife Auflagerung über die gesamte Elementbreite. Mittels Radiallagern (Abb. 3.1.3 I.)

sind diese über eine Stirnplatte mit Rundstahl an die Stützen des Rahmens angeschlossen.

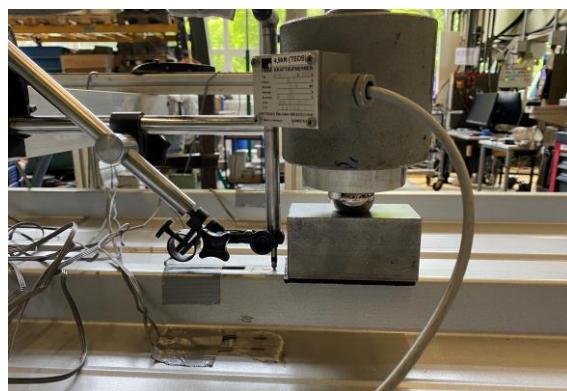


*Abb. 3.1.3 Radial-Gelenkklager (l.) und Zugsicherung (r.) an den Auflagerachsen*

Die Sandwichelemente liegen auf dem Rechteckhohlprofil bei Druck flächig auf. Im Zugfall findet die Festhaltung über durchgehende Gewindestangen mit Karosseriescheiben ( $d=30 \text{ mm}$ ,  $t=2,5 \text{ mm}$ ) als Unterlage statt (Abb. 3.1.3 r.). Um die Schubgleitung der Deckschichten nicht zu stören und eine freie Drehachse im Sandwichelement zu erlauben, weisen die Löcher in den Deckblechen und im Rechteckrohr einen größeren Durchmesser auf als die zugsichernden Gewindestangen. Große Rotationen an den Auflagern sind jedoch erst im Falle eines durchgehenden Knitterversagens zu erwarten.

Das frei auskragende Blech am Überlappungsstoß ist zu weich, um es mit Gewindestangen zu verankern. Deshalb wird im flachen Bereich des oberen Deckblechs eine Schraubzwinge mit Holzstück zur Verankerung verwendet. Die ebenen Elemente werden mit vier Gewindestangen gegen Abheben gesichert.

### 3.1.2.5 Lasteinleitung und Laststellungen



*Abb. 3.1.4 Lastaufbringung*

Numerische Voruntersuchungen zeigten, dass bereits bei einem Kraftniveau von 1,2 kN nennenswerte Spannungszustände im Sandwichelement auftreten, mittels derer sich der Verlauf der Querschnittsaktivierung auch in den entfernten Messachsen quantifizieren lässt. Bei der Kraftaufbringung liegt das Hauptaugenmerk deshalb auf der genauen Dosierung der Last. Es wurde sich dazu entschieden, die Last mittels eines weggesteuerten Handzyinders (Enerpac) aufzubringen. An diesen ist eine Kraftmessdose

(Genauigkeitsklasse 0,5) angeschraubt, welche die Prüflast angibt. Die Regelung über den Handzylinder erlaubt das genaue Ansteuern der Ziellast. Zudem kann an charakteristischen Stellen (z. B. Steifigkeitsabfall) der Versuch pausiert bzw. beliebig entlastet werden. Der Prüfzylinder ist darüber hinaus sehr leicht und kann entlang der querverschieblichen Traverse verschoben werden.

Im Druckfall wird die Last durch die Kraftmessdose in eine Stahlkugel ( $d = 30 \text{ mm}$ ) eingeleitet, welche dann auf einen Stahlklotz ( $100 \times 50 \times 50 \text{ mm} - l \times b \times h$ ) drückt (Abb. 3.1.4). Zwischen Stahlklotz und Deckblech wird zusätzlich eine Elastomerschicht eingelegt ( $E_z=5 \text{ MPa}$  auf Lastniveau,  $t=3 \text{ mm}$ ) um die Randspannungen zu minimieren und eine möglichst gleichmäßige Lasteinleitung zu realisieren. Derselbe Lastklotz wird auch bei den ebenen Elementen zur Druckkrafteinleitung verwendet. [19] empfiehlt in Annex A die Nutzung einer  $100 \times 100 \text{ mm}$  großen Platte zur Einleitung der Punktlast in das Sandwichelement. Aufgrund der Linierung mit etwa  $52 \text{ mm}$  freier Breite zwischen den Abkantungen würde eine Platte mit  $100 \text{ mm}$  Breite jedoch zu einer nicht flächigen Belastung führen.

Im Zugfall wird die Last mittels zugelassener Solarverbinder in die profilierten Deckschichten eingeleitet (Abb. 3.1.5). Der Lastübertrag erfolgt hierbei über selbstbohrende Dünnblechschauben. Der Abstand der Schrauben in Längsrichtung beträgt  $70 \text{ mm}$ . Werden die Schraubenpaare am Steg angeschlossen, wird die Last hauptsächlich über eine Scher-Lochleibungsverbindung eingeprägt, wobei aufgrund der Stegneigung auch gewisse Zugkräfte in der Schraube auftreten. Befinden sich die Schraubenpaare am Obergurt der Rippe, handelt es sich um eine reine Zugbelastung der Schrauben.

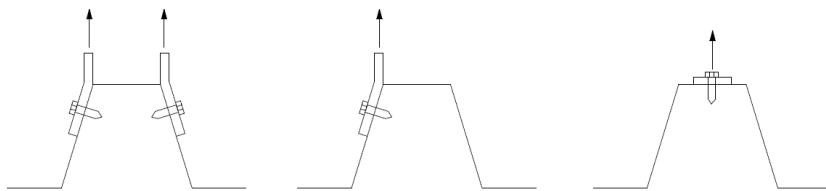


Abb. 3.1.5 Konfigurationen Zuglasteinleitung

Eine Zuglast wird auch bei den ebenen Elementen untersucht. Hier ist die Lasteinleitung nur über die rein auf Zug beanspruchten Schrauben möglich (Abb. 3.1.5 r.). Es werden die in der Zulassung der Elemente geforderten selbstbohrenden Dünnblechschauben EJOT JF3-2-5,5x25 E16 [35] verwendet. Bei der Verbindung der Schrauben am Steg beträgt der Längsabstand der Schrauben  $70 \text{ mm}$ , bei der Verbindung am Obergurt der Rippe  $55 \text{ mm}$ . Bilder der Zuglasteinleitungskonfiguration sind in Anhang B.1 zu finden.

### 3.1.3 Messprogramm

#### 3.1.3.1 Übersicht

Während der Messungen werden die Prüfkraft, die Verformung und das im Fokus stehende Spannungsbild über Dehnmessstreifen aufgezeichnet. Als Messverstärker werden Quantums der Firma HBM genutzt. Die Auswertung erfolgt über die HBM-Software Catman. Die Ergebnisse der Verformungen und Spannungen aus den drei Messungen werden später unter Streichung von möglichen deutlichen Messausreißern als Mittelwert angegeben.

### 3.1.3.2 Kraft- und Spannungsmessung

Während des Versuchs wird die Kraft im Prüfzylinder mit der Kraftmessdose kontinuierlich aufgezeichnet. Den Großteil der Messergebnisse liefern die Dehnungsmessstreifen (DMS), welche über die gesamte Elementfläche auf beiden Deckschichten verteilt appliziert werden. Es werden einaxiale DMS mit einer Gitterlänge von 5 mm und Gitterbreite von 1,5 mm genutzt. Die Messergebnisse stellen immer den Mittelwert der Dehnungen in der Gitterfläche dar. Insbesondere bei dem DMS in unmittelbarer Nähe der Lasteinleitung, wo es zu sehr großen Spannungsänderungen über kurze Distanz kommt, ist dies bei dem späteren Vergleich mit den numerischen Berechnungen zu beachten. Der Widerstand der DMS beträgt 120 Ohm. Die DMS werden alle in Längsrichtung x ausgerichtet und dokumentieren die Dehnung  $\varepsilon_{xx}$ , welche mit Kenntnis des E-Moduls der Deckschicht mittels des Hookeschen Gesetzes ( $\sigma_{xx} = E_{xx} \cdot \varepsilon_{xx}$ ) im elastischen Bereich in eine Spannung  $\sigma_{xx}$  umgerechnet werden kann. Die Blechdicken sind, wie angesprochen, sehr dünn. Die numerischen Voruntersuchungen zeigten, dass es an der Lasteinleitung und an den Auflagern zu Blechbiegespannungen kommt, was zu unterschiedlichen Spannungen an beiden Blechseiten führt. Die DMS können jedoch nur auf den außenliegenden Seiten appliziert werden. Bei numerischen Vergleichsbetrachtungen muss demnach die Applikationsseite berücksichtigt werden. Bei den trapezprofilierten Dachelementen werden in Summe 63 DMS appliziert und gleichzeitig ausgewertet. Die Messpunkte können folgender Übersicht entnommen werden.

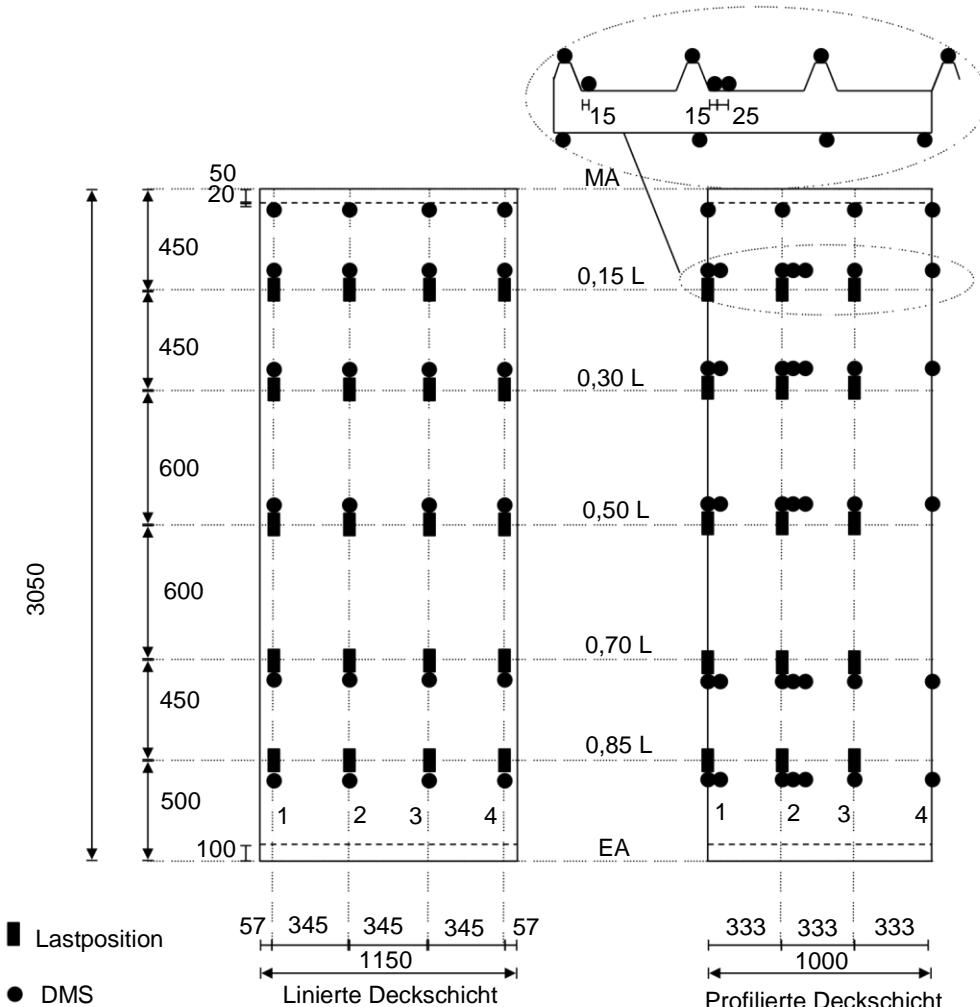
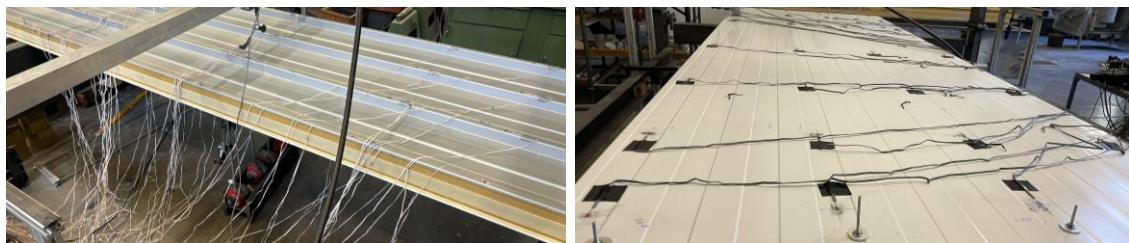


Abb. 3.1.6 Übersicht der Dehnungsmesspunkte

Die DMS werden an den sechs Achsen (0,15 L; 0,3 L; 0,5 L; 0,7 L; 0,85 L; Mittelauflager) im Längsversatz von 70 mm am oberen und unteren Deckblech aufgebracht. Da die Punktlast mit 100 mm Aufbringungslänge exakt mittig der Achsen wirkt, beträgt der Abstand vom Ende des Lastklotzes zur DMS-Achse 20 mm. Die DMS am Mittelauflager werden ebenfalls im 20 mm Abstand zur Kante des Rechteckrohrs appliziert. Die Wahl, auf welcher Seite in Längsrichtung die DMS liegen, wird anhand der größeren Querkraft infolge der Punktlast getroffen. Am Fuß der Rippen werden zusätzlich DMS in der Querachse 1 und 2 geklebt, um Biegeanteile zu quantifizieren.

An den linierten Wandelementen reduziert sich aufgrund des Wegfalls der Rippen die Anzahl der jeweils verwendeten DMS auf 48. Das Raster der Messpunkte ist an dem der Dachelemente ausgelegt und kann folgender Abbildung entnommen werden. Die DMS werden stets in die Täler der Linierung geklebt.

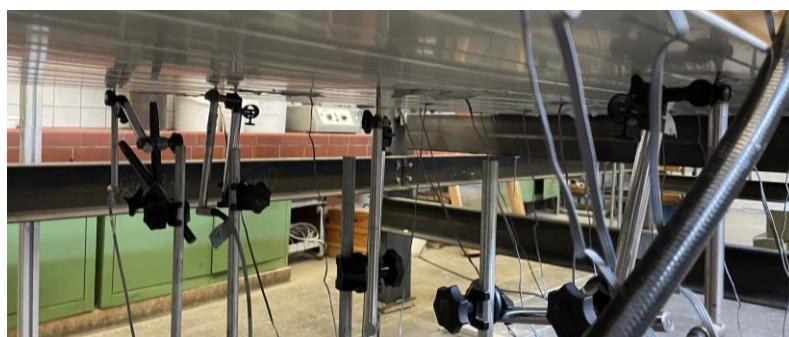


*Abb. 3.1.7 Dehnungsmesspunkte Dach- (l.) und Wandelemente (r.)*

An den Applikationsstellen wird die Lackierung und die Zinkschicht mittels eines Winkelschleifers abgetragen und vor dem Bekleben das Blech mit einem Schleifpapier angeraud und gereinigt.

### 3.1.3.3 Verformungsmessung

Neben der Prüfkraft und den Deckblechspannungen werden die Verformungen der Sandwichelemente über Wegaufnehmer (WA) gemessen. Es werden insgesamt fünf WA mit 20 bzw. 50 mm Messweg der Firma HBM genutzt. Die unteren vier WA befinden sich unmittelbar an den DMS am unteren Deckblech. Der fünfte Wegaufnehmer befindet sich am oberen Deckblech direkt an der Lasteinleitungsstelle. Für die Traglastversuche werden oberhalb und unterhalb der Lasteinleitung WA mit 50 mm Messweg eingesetzt. Über die Verformungsdifferenz des Lasteinleitungs-WAs mit dem darunter liegenden WA am unteren Deckblech kann eine mögliche Komprimierung des Kerns quantifiziert werden. Wie bei den Dehnungsmessstreifen wird im Abstand von 70 mm zu den Belastungssachsen gemessen. Die Wegaufnehmer werden immer mit der Lastposition in Längsrichtung mitgeführt.



*Abb. 3.1.8 Wegaufnehmer bei mittiger Belastung*

## 3.2 Statische Tragversuche

### 3.2.1 Übersicht

Die Druck-Belastung wird in Längsrichtung in fünf Achsen aufgebracht. Die hier für den Zweifeldträger gewählten Achsen orientieren sich an den Empfehlungen zum Traglastversuch unter Punktlastbeanspruchung für Einfeldträger nach Annex A aus [19]. Der Abstand  $x$  beschreibt hierbei immer den Abstand zum Mittelauflager. In Querrichtung wird die Last jeweils auf die drei unterfütterten Rippen aufgebracht (Abb. 3.2.1).

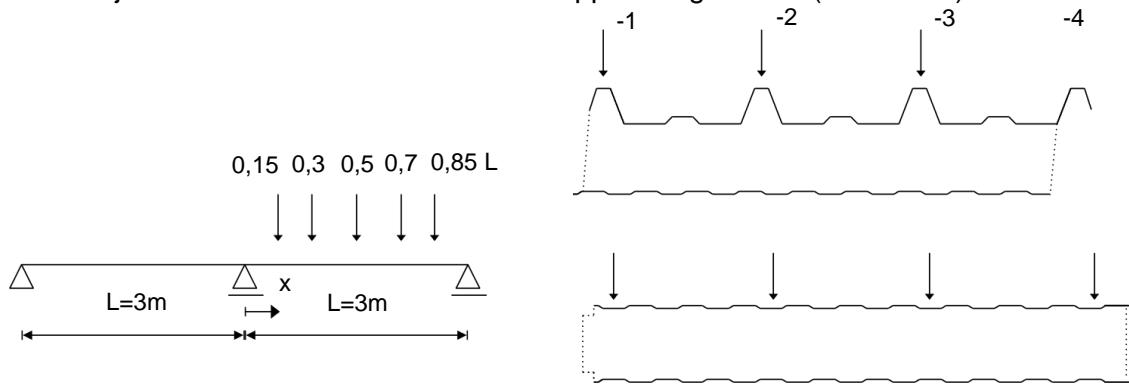


Abb. 3.2.1 Laststellungen

Die freiliegende überlappende Rippe verdrillt bereits bei geringem Lastniveau und wird deshalb nicht belastet. In Summe ergeben sich bei den profilierten Elementen damit 15 Laststellungen. Bei den ebenen Elementen wird das Element in allen Drittelpunkten belastet, da sich aufgrund der Fugengeometrien keine vollständige Symmetrie bei den ebenen Elementen ergibt und eine größere Anzahl an Messungen erzeugt wird. Hier ergeben sich demnach 20 Laststellungen pro Element.

Nachdem bei jedem Element die 15 bzw. 20 Laststellungen im elastischen Bereich belastet wurden, folgt bei jedem verwendeten Element ein Traglastversuch. Hierzu werden bei den ebenen Elementen die Laststellungen 0,15-2, 0,50-1 und 0,50-2 bis zur Grenzlast auf Druck belastet. Bei den profilierten Elementen werden für Druck ebenfalls die Laststellungen 0,15-2 und 0,50-2 genutzt. Eine Zuglast wird nur im finalen Traglastversuch betrachtet. Hier wird die Laststellung 0,50-2 genutzt. Voruntersuchungen zeigten, dass abgesehen von der unmittelbaren Lasteinleitungsstelle einzig eine Vorzeichenumkehr im Vergleich zur Druckbelastung vorliegt. Dies ist mit der gänzlich unterschiedlichen Lasteinleitung (Flächiger Druckkontakt vs. Schrauben am Steg) erklärbar. Aufgrund des sonst deutlich erhöhten Aufwandes mit dem Anbringen der Zugverbinder wurde daher auf ein Abtasten der 15 Laststellungen auf Zug an jedem Element verzichtet.

In der Praxis liegen die Elemente überlappend nebeneinander. Deshalb wird neben der solitären Betrachtung eines Elements zu Beginn der Fall untersucht, in dem zwei Elemente längsverschraubt sind. An beiden Elementen werden Dehnmessstreifen und Wegaufnehmer installiert. So soll der Lastab- bzw. -übertrag zwischen den beiden Elementen erfasst werden. Allgemeine Aussagen können hier jedoch aufgrund der herstellerabhängigen Fugenkonfigurationen nicht getroffen werden.

### 3.2.2 Versagenskriterien

Die Versagenskriterien im Traglastversuch werden wie folgt festgelegt. Als Erstversagenslast wird die Last bezeichnet, ab der die Last-Verformungskurve an der Lasteinleitung erstmalig vom linearen Ast deutlich abweicht. Dies ist jedoch noch nicht gleichbedeutend mit einem Systemversagen. Es deutet nur auf erste lokale Plastizierungen an der Lasteinleitung hin, sei es in Form von Plastizierungen der Rippen bei den profilierten Elementen oder einer zunehmenden Eindrückung in den Kern (Muldenbildung) bei den ebenen Elementen. Als Grenzlast wird in dieser Versuchsreihe die Last bezeichnet, in der die Last nicht mehr gesteigert werden kann. Dies kann die Folge von Knitterfalten, Schubrissen im Kern oder Delamination (Zug) sein.

Zu erwähnen ist beim Zweifeldträger, dass selbst bei einer durchgehenden Knitterfalte im Feld die Tragfähigkeit noch gewährleitet sein kann. Ein Komplettversagen liegt erst dann vor, wenn sich am Mittelauflager zusätzlich ein Fließgelenk in Form einer Knitterfalte im unteren Deckblech oder eines Zug-Plastizierens der oberen Deckschicht vorliegt oder ein Schubbruch eintritt.

### 3.2.3 Ergebnisse linierte Elemente

#### 3.2.3.1 Übersicht

Im Folgenden werden die Ergebnisse der Spannungs- und Verformungsmessung der elastischen Versuche mit 20 Laststellungen sowie die Traglastversuche an den linierten Elementen beschrieben. Im Fokus steht die Querschnittsaktivierung am Schnitt der Lasteinleitung sowie die Spannungsausbreitung in Längsrichtung, welche für die Überlagerung mehrerer Punktlasten von großer Bedeutung ist.

#### 3.2.3.2 Elastische Versuche

Bei den linierten Elementen ist aus theoretischer Sicht der Lastabtrag einzig über das Sandwichprinzip möglich. Da die obere Deckschicht nur eine geringe Linierungstiefe besitzt, kann kein nennenswertes Deckschichtbiegemoment aus Deckschichtschub aufgebaut werden. Der Schubabtrag erfolgt alleine über den Kern. Durch den Schub im Kern baut sich eine Normalkraft in den Deckschichten auf, welche über den inneren Hebelarm des Elements im Gleichgewicht zum Biegemoment aus der Punktlast steht. Bei andrückender Punktlast liegt im oberen Deckblech im Feld eine Druckkraft vor und in der unteren Deckschicht herrscht Zug.

#### Globales Spannungsbild

Das gemessene Spannungsbild beim linierten PIR-Element bestätigt, abgesehen von dem DMS unmittelbar an der Lasteinleitung, diese theoretischen Grundlagen, wie dem nachfolgenden Plot der Mittelwerte der drei Messungen im oberen Deckblech bei der Laststellung 0,50-2 entnommen werden kann.

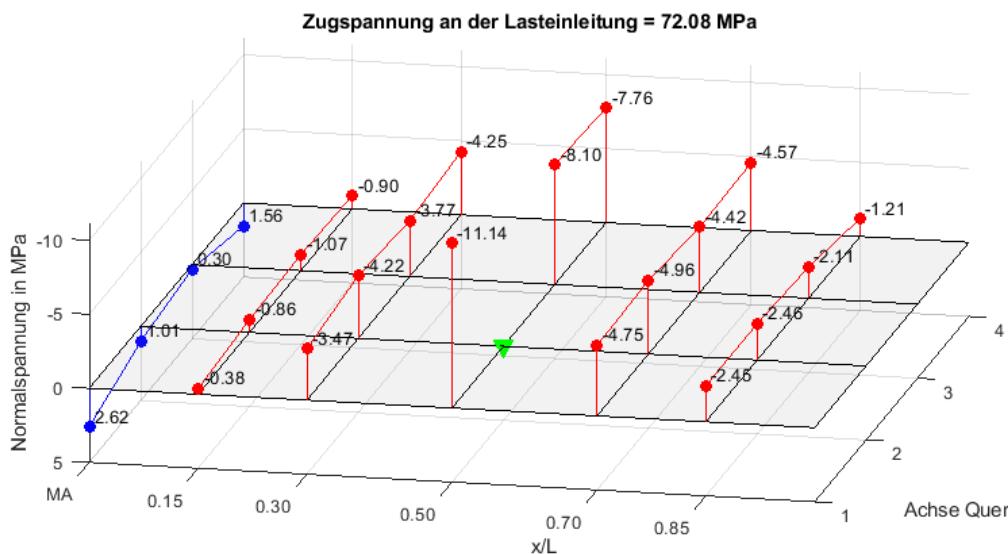


Abb. 3.2.2 Mittelwerte der Spannungen in der oberen Deckschicht PIR-L-140 (0,50-2)

Am DMS unmittelbar an der Lasteinleitung liegt jedoch eine Zugspannung von 72 MPa vor, deren Betrag die übrigen Messwerte deutlich übersteigt und deshalb der Übersicht halber ausgeblendet ist. Abgesehen von diesem Störbereich liegt insbesondere in den benachbarten Schnitten bereits eine sehr gute Spannungsausbreitung vor. Das globale Spannungsniveau ist bei der Last von 1,2 kN sehr gering.

Im unteren Deckblech liegt auch am Schnitt der Lastaufbringung bereits eine gute Spannungsausbreitung vor und eine deutliche Störung durch die Punktlast ist nicht erkennbar (Abb. 3.2.3). Das allgemeine Spannungsniveau ist aufgrund der geringeren Dicke des unteren Deckblechs ( $t_{unten}=0,5 \text{ mm}$ ,  $t_{oben}=0,6 \text{ mm}$ ) im Vergleich zum oberen erhöht.

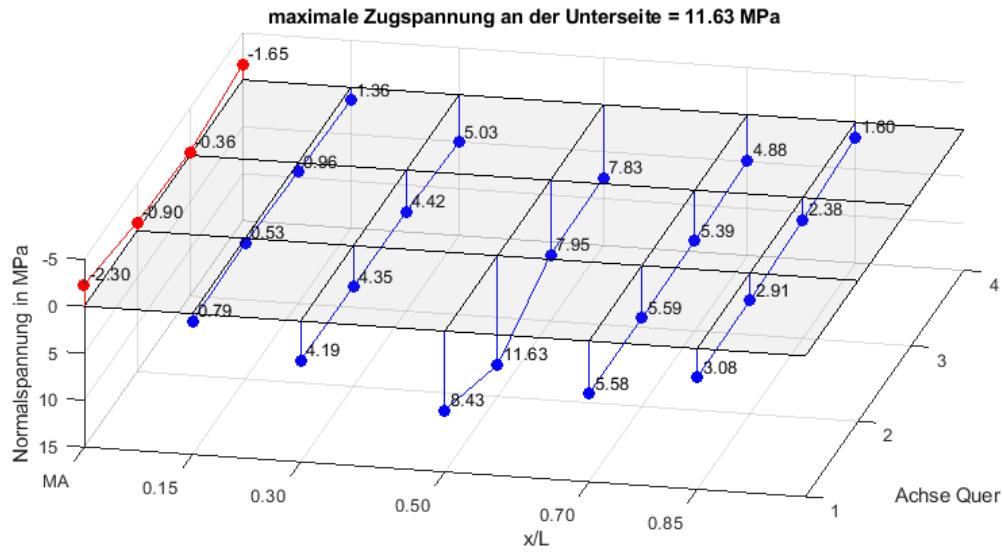


Abb. 3.2.3 Mittelwerte der Spannungen in der unteren Deckschicht PIR-L-140 (0,50-2)

Beim Mineralwollelement ist das globale Spannungsbild annähernd deckungsgleich zum PIR-Element, wie den folgenden Plots entnommen werden kann.

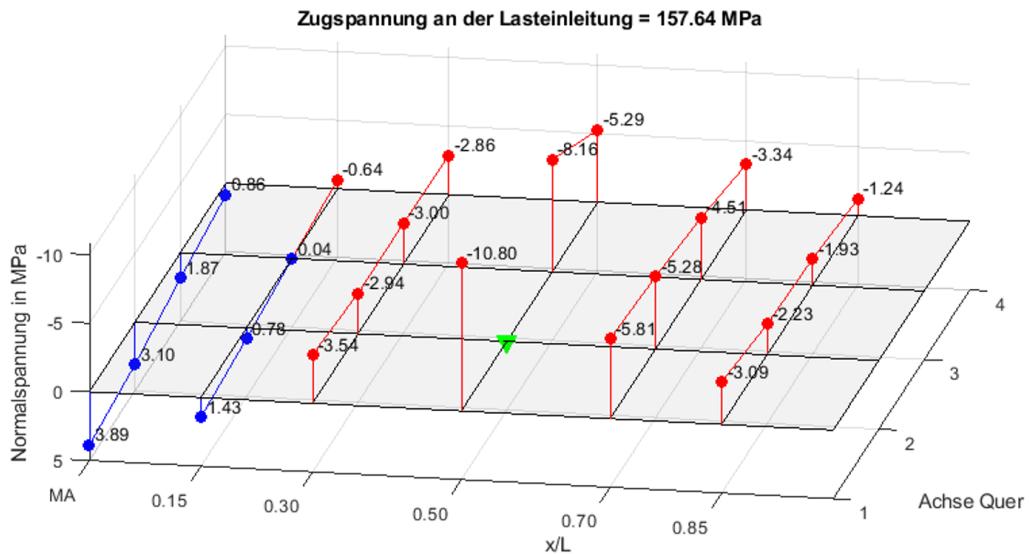


Abb. 3.2.4 Gesamt-Spannungsbild (0,50-2) MW-L-140 oben

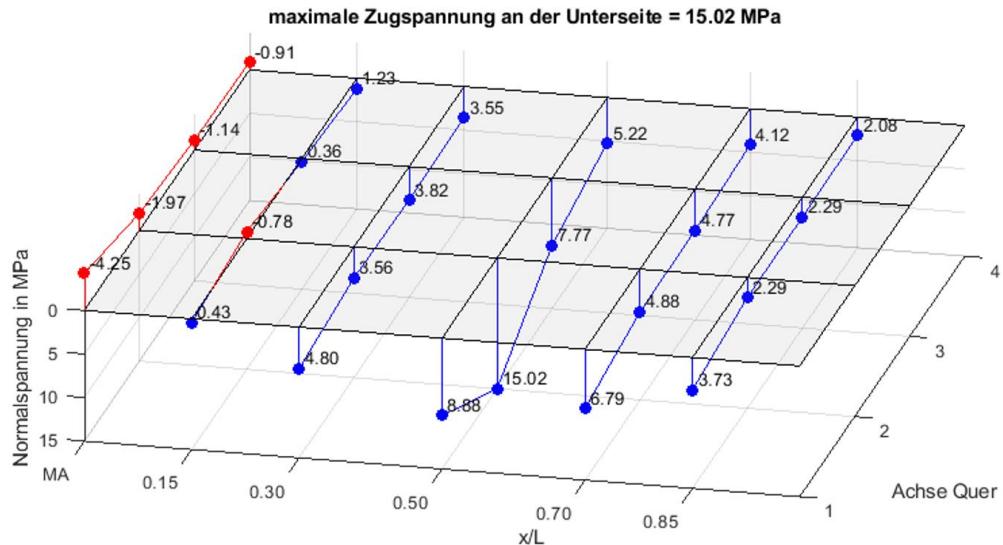


Abb. 3.2.5 Gesamt-Spannungsbild (0,50-2) MW-L-140 unten

An der Lasteinleitung liegt jedoch im Vergleich zum PIR-Element eine deutlich erhöhte Zugspannung vor. Erkennbar ist auch hier die bereits fast vollständige Spannungsausbreitung im benachbarten Schnitt zur Punktlast, sowohl im oberen als auch im unteren Deckblech. Die Spannungskonzentration im unteren Deckblech in Achse der Punktlast ist im Vergleich zum PIR-Element ausgeprägter.

In der folgenden Tabelle sind die Mittelwerte der Spannungsmessung aus allen Laststellungen zusammen mit den daraus ermittelten mitwirkenden Breiten der Deckschichtnormalkraft nach Abschnitt 2.4 für das PIR-Element aufgelistet. Unterschieden wird hierbei zwischen dem unmittelbaren Schnitt an der Punktlast selber (Feld) und am Mittelauflager (MA). Die Spannungen am DMS der Lasteinleitung im oberen belasteten Deckblech werden von der lokalen Zugspannung dominiert. Für eine Ermittlung der mitwirkenden Breite der Deckschichtnormalkraft an der Punktlast (Feld) wird deshalb die untere Deckschicht im belasteten Schnitt herangezogen. Am Mittelauflager werden jedoch die Spannungswerte der oberen Deckschicht genutzt, da dort die Einflüsse aus der Auflagerkantung die Ergebnisse der unteren Deckschicht stark beeinflussen. Zwecks späterer

Vergleichbarkeit zu den profilierten Elementen werden die mitwirkenden Breiten für eine Elementbreite von 1000 mm berechnet. Gleichung (2.4) beispielhaft ausgewertet für die untere Deckschicht im Feld bei 0,15-1 ergibt:

$$b_{eff,N,unten} = \left( \frac{10,93+3,95}{2} \cdot 333 + \frac{3,95+3,18}{2} \cdot 333 + \frac{3,18+3,58}{2} \cdot 333 \right) / 10,93 = 438,26$$

In den benachbarten Schnitten (0,30;0,50 L) zur Punktlast bei 0,15-1 ergeben sich aufgrund der günstigen Spannungsausbreitung größere effektive Breiten, welche hier jedoch nicht aufgeführt sind.

**Tab. 3.2.1 Mittelwerte der Spannungen und effektive Breiten PIR-L-140**

Mittelwerte der Spannungen [MPa] und effektive Breiten [mm] PIR-L-140, B=1150 mm, berechnet für B=1000 mm												
Last-stell-lung	Feld/M A	oben					unten					$b_{eff, N, unten}$
		1	2	3	4	$b_{eff, N, oben}$	1	2	3	4		
0,15-1	Feld	56,13	-4,28	-3,13	-3,02	110,20	10,93	3,95	3,18	3,58	<b>438,28</b>	
	MA	7,26	-0,87	-1,74	-1,85	<b>4,31</b>	5,64	0,68	1,71	1,70	357,93	
0,15-2	Feld	-6,58	73,57	-3,88	-3,26	291,69	4,89	6,27	3,28	3,33	<b>725,36</b>	
	MA	1,02	-1,02	-0,90	-0,49	<b>537,44</b>	-0,42	0,77	1,36	0,15	429,41	
0,15-3	Feld	-3,58	-4,06	60,83	-6,84	278,87	3,34	3,28	6,28	5,43	<b>739,97</b>	
	MA	-0,84	-0,72	-1,68	1,47	<b>412,88</b>	0,22	1,42	0,94	-1,00	461,99	
0,15-4	Feld	-3,19	-3,15	-3,77	63,28	121,71	3,72	2,90	4,03	13,81	<b>378,50</b>	
	MA	-2,13	-1,76	-1,97	8,47	<b>22,06</b>	2,22	1,99	1,02	-2,88	310,88	
0,30-1	Feld	56,82	-7,63	-5,75	-5,88	74,40	11,80	8,09	5,94	6,87	<b>659,38</b>	
	MA	4,92	1,10	-0,81	-0,85	<b>157,25</b>	3,03	-1,24	0,72	0,95	161,41	
0,30-2	Feld	-9,32	71,77	-6,51	-6,21	270,39	7,29	9,87	6,23	6,35	<b>773,14</b>	
	MA	2,93	0,23	-0,34	0,76	<b>211,70</b>	-1,70	-0,30	0,31	-0,84	229,89	
0,30-3	Feld	-6,41	-6,81	63,71	-9,77	258,30	5,85	6,35	9,21	8,44	<b>821,06</b>	
	MA	0,51	-0,15	-0,37	3,43	<b>133,99</b>	-0,70	0,28	-0,14	-2,72	192,34	
0,30-4	Feld	-6,04	-5,78	-6,94	68,41	85,97	6,72	6,27	7,59	16,29	<b>530,18</b>	
	MA	-1,47	-1,00	0,22	6,18	<b>84,53</b>	1,12	0,98	-0,90	-3,91	112,15	
0,50-1	Feld	52,15	-9,30	-7,30	-7,48	36,60	13,14	9,76	8,00	8,69	<b>683,58</b>	
	MA	3,39	1,51	0,44	0,84	<b>399,26</b>	1,37	-1,57	-0,44	-0,75	359,66	
0,50-2	Feld	-11,14	72,08	-8,10	-7,76	251,95	8,43	11,63	7,95	7,83	<b>793,53</b>	
	MA	2,62	1,01	0,30	1,56	<b>432,70</b>	-2,30	-0,90	-0,36	-1,65	468,17	
0,50-3	Feld	-7,96	-8,39	59,63	-11,39	232,14	6,97	8,35	11,13	9,92	<b>835,58</b>	
	MA	1,44	0,52	0,42	2,86	<b>359,76</b>	-1,56	-0,39	-0,84	-2,73	410,81	
0,50-4	Feld	-7,58	-7,42	-8,84	61,68	64,22	7,94	8,26	9,56	17,96	<b>570,71</b>	

	MA	0,36	0,32	0,87	3,91	<b>283,10</b>	-0,49	-0,40	-1,58	-2,54	459,12
0,70-1	Feld	58,17	-8,85	-5,36	-3,62	81,56	15,32	9,64	5,67	4,31	<b>546,10</b>
	MA	1,90	1,11	0,84	1,63	<b>651,90</b>	-0,53	-1,27	-0,60	-1,43	664,88
0,70-2	Feld	-10,69	75,51	-6,78	-5,73	264,52	8,83	10,69	6,41	5,26	<b>752,21</b>
	MA	1,82	0,93	0,64	1,59	<b>599,13</b>	-2,12	-0,95	-0,60	-1,54	530,70
0,70-3	Feld	-5,79	-7,04	67,39	-11,22	250,49	5,55	6,71	10,26	8,88	<b>760,32</b>
	MA	1,38	0,72	0,57	1,96	<b>503,76</b>	-1,55	-0,65	-0,96	-1,98	566,79
0,70-4	Feld	-3,61	-5,33	-8,57	71,58	96,66	4,73	5,79	9,12	18,74	<b>473,35</b>
	MA	1,24	0,76	0,56	2,24	<b>454,66</b>	-1,36	-0,59	-1,02	-1,68	619,67
0,85-1	Feld	51,89	-5,70	-1,94	0,63	126,81	15,42	6,39	2,41	0,24	<b>365,60</b>
	MA	0,78	0,78	1,11	1,83	<b>592,31</b>	-1,22	-0,72	-0,40	-0,80	628,16
0,85-2	Feld	-7,07	80,91	-3,96	-2,08	297,86	5,91	7,30	3,52	2,43	<b>683,58</b>
	MA	1,16	0,81	0,67	1,24	<b>718,87</b>	-1,38	-0,65	-0,50	-1,11	579,28
0,85-3	Feld	-2,11	-4,02	64,47	-7,52	290,65	2,00	3,51	7,07	6,81	<b>705,89</b>
	MA	1,07	0,72	0,54	1,17	<b>676,45</b>	-1,28	-0,57	-0,61	-1,14	622,48
0,85-4	Feld	0,09	-1,63	-4,76	73,59	139,62	0,25	2,26	5,86	20,05	<b>303,53</b>
	MA	1,36	0,78	0,29	1,02	<b>594,92</b>	-1,00	-0,55	-0,72	-1,09	707,61

Deutlich wird bei allen Laststellungen, mit Ausnahme der Zugspannung an der Lasteinleitung, das sehr geringe Lastniveau selbst im Schnitt der Punktlast. In Längsrichtung nimmt das Spannungsniveau noch weiter ab (vgl. Abb. 3.2.2-3.2.5). Auf die ermittelten effektiven Breiten wird später vertieft eingegangen. Auf eine ausführliche Darstellung der gemessenen Spannungswerte am linierten MW-Element analog zu Tabelle 3.2.1 wird hier verzichtet. Das Spannungsniveau ist global ebenfalls gering. Die ausführliche Aufstellung ist in Anhang B.2 zu finden.

### Verformungsbild

Es sollen nun die gemittelten, gemessenen Verformungen in Breitenrichtung betrachtet werden, beispielhaft in der folgenden Abbildung an der mittleren Laststellung 0,50-2.

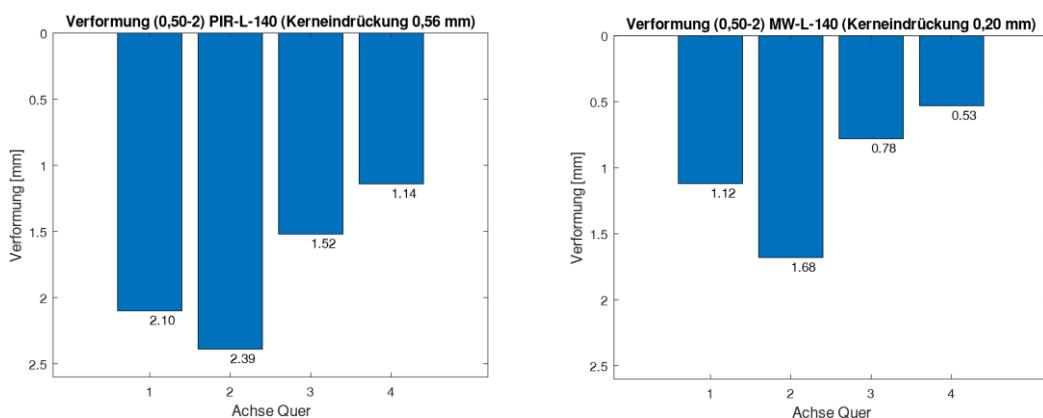


Abb. 3.2.6 Kraft-Verformung 0,50-2 (l. PIR-L-140; r. MW-L-140)

Die Verformungen des PIR-Elementes sind hierbei größer als beim Kernmaterial MW, was sich mit dem geringeren Schubmodul von PIR gegenüber der MW erklären lässt. Die Einflüsse aus einer Plattenbiegung in Querrichtung sind bei beiden Kernmaterialien deutlich erkennbar. Der relative Vergleich der Messwerte in Breitenrichtung zeigt eine bessere Querschnittsaktivierung beim PIR-Kern im Vergleich zur MW, was sich wiederum mit der fehlenden Verklebung der MW-Blöcke untereinander erklären lässt. Das Verformungsbild bei randnaher Laststellung soll anhand der Mittelwerte der Laststellung 0,50-1 in der folgenden Abbildung gezeigt werden.

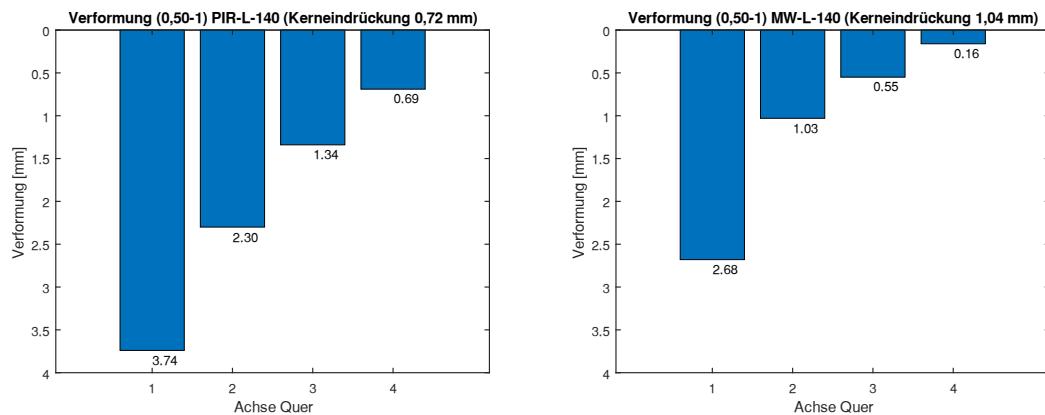


Abb. 3.2.7 Kraft-Verformung 0,50-1 (l. PIR-L-140; r. MW-L-140)

Auch hier weist das PIR-Element eine geringere Profilverformung im Vergleich zur MW auf.

Die Verformung setzt sich aus mehreren Anteilen zusammen. Dies soll anhand des folgenden Schaubildes erklärt werden.

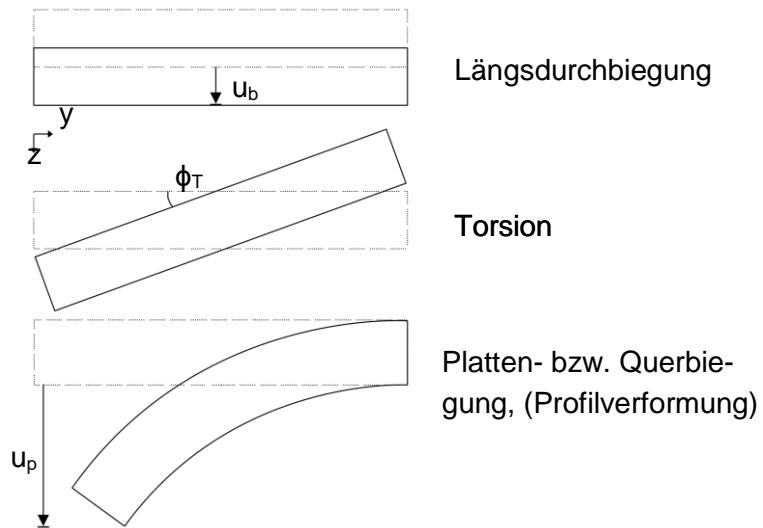


Abb. 3.2.8 Verformungsanteile bei exzentrischer Belastung

Das Verformungsbild lässt sich in drei Anteile aufteilen: Längsdurchbiegung, Torsion und Plattenbiegung/Querbiegung. Aufgrund des Verformungsanteils Plattenbiegung (Profilverformung), welcher deutlich präsent ist im Verformungsbild, ist eine genaue Abbildung der Verformung aus einer reinen Balkenabstraktion kaum möglich. Die Querschnittstreue ist insbesondere beim MW-Element nicht mehr gegeben. Der Anteil

Plattenbiegung ist auch bei annähernd zentrischer Belastung im Verformungsbild deutlich sichtbar (vgl. Abb. 3.2.6).

### Spannungsbild an der Lasteinleitung

In diesem Abschnitt soll der Störbereich unmittelbar an der Lasteinleitung näher betrachtet werden. Insbesondere beim MW-Element liegen hier enorme Zugspannungen vor, welche schon beim global geringen Lastniveau von 1,2 kN zu Zugspannungen führen, welche in etwa der Hälfte der Fließgrenze entsprechen. In der folgenden Abbildung ist der Spannungszustand im oberen Deckblech bei mittlerer Laststellungen für beide Kernmaterialien gegenübergestellt.

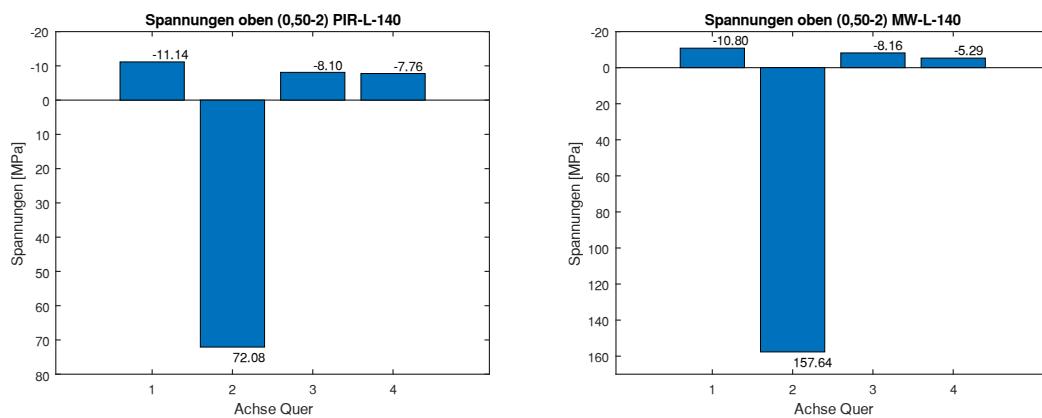


Abb. 3.2.9 Spannungsbild im oberen Deckblech an der Lasteinleitung (l. PIR, r. MW)

Die globalen Druckspannungen überlagern sich an der Lasteinleitung demnach mit lokalen Zugspannungen.

Die Spannungsentwicklung an der Lasteinleitung (LE) soll nun in Abhängigkeit von der Last an jeweils einem Element genauer betrachtet werden (Abb. 3.2.10).

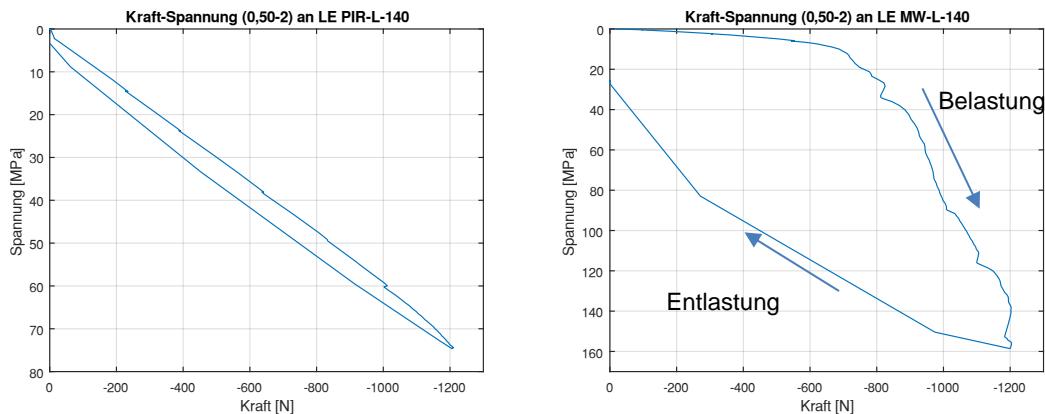


Abb. 3.2.10 Beispielhafter Kraft-Spannungs-Verlauf bei 0,50-2 an der Lasteinleitung  
l. PIR-L-140; r. MW-L-140

Erkennbar ist zunächst bei beiden Kernmaterialien, dass bei jedem Lastniveau ausschließlich Längs-Zugspannungen an der Lasteinleitungsstelle vorliegen.

Diese steigen beim MW-Element bis zu einer Kraft von 700 N langsam an, ehe sich anschließend ein steiler Ast ausbildet. Der Kraft-Spannungsverlauf kann annähernd als zweisegmentig linear beschrieben werden. Dies ist bei allen Laststellungen bei den

linierten MW-Elementen erkennbar. Das Kraftniveau bei Beginn des steilen Astes variiert hierbei zwischen 600 N und 900 N. Die Neigung des steilen Astes variiert ebenfalls, weshalb die Spannungen im Zustand 1,2 kN in den jeweils drei Versuchen stark streuen [142,3; 158,9; 172,8 MPa, bei 0,50-2]. Bei Entlastung fällt die Spannung im Bereich der Lasteinleitung bei den MW-Elementen nicht auf null ab, sondern verbleibt je nach Laststellung bei etwa 20-40 MPa. Ein geringeres Kraftniveau bspw. von 600 N zur Vermeidung dieser bleibenden Spannungen im Deckblech ist jedoch nicht zielführend, da das ohnehin geringe Spannungsniveau im Element noch weiter abgesenkt werden würde und eine Bewertung der Spannungsausbreitung in Längsrichtung deutlich erschwert wird. Die übrigen 47 Spannungswerte fallen nach Entlastung auf null ab.

Beim PIR-Element liegt ein linearer Verlauf der Spannungsentwicklung vor. Der Spannungspeak ist bei 1,2 kN etwa nur halb so groß wie bei den Mineralwollelementen. Bei Entlastung fällt die Spannung an der Lasteinleitung auf annähernd null zurück.

Bei erneuter Belastung der gleichen Laststellung der Mineralwollelemente ist auffällig, dass der zweisegmentige Spannungsanstieg nicht mehr vorliegt, siehe Abb. 3.2.11.

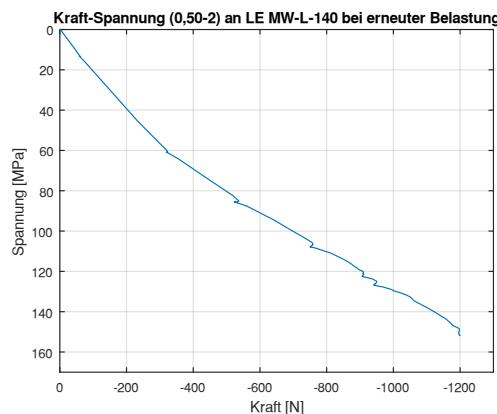


Abb. 3.2.11 Spannungsanstieg bei erneuter Belastung MW-L-140

Die Spannung im Endzustand bei 1,2 kN ist jedoch annähernd gleich. Bei der Betätigung des Handzylinders fiel auf, dass trotz Druckkontakt bei den ersten kleinen Hüben kaum eine Laststeigerung stattfand. Es wurde in gewisser Weise ins „Leere“ gedrückt. Bei Wiederbelastung der PIR-Elemente erfolgt der Spannungszuwachs über denselben Pfad wie bei der Erstbelastung.

Die Verformungskurve des Wegaufnehmers an der Lasteinleitung zeigt bei beiden Kernmaterialien sowohl bei Erst- als auch bei wiederholter Belastung einen einsegmentig linearen Verlauf, gemäß folgender Abbildung.

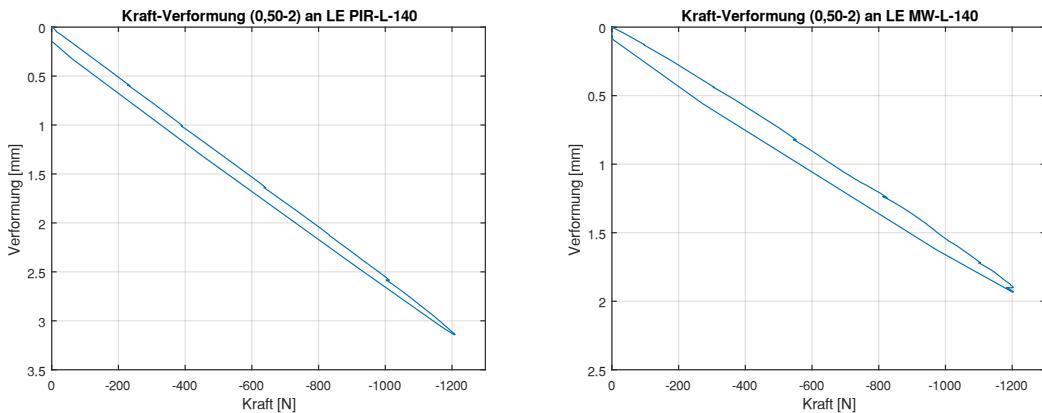


Abb. 3.2.12 Beispielhafter Kraft-Verformungs-Verlauf bei 0,50-2 an der Lasteinleitung I.  
PIR-L-140; r. MW-L-140

Es verbleibt bei beiden Kernvarianten schon beim Lastniveau von 1,2 kN eine minimale bleibende Eindrückung nach Entlastung, obwohl sich das Deckblech größtenteils elastisch rückverformt. Die verbleibende Stauchung des Kerns darunter kann jedoch nicht messtechnisch erfasst werden. Diese verbleibende Mulde ist in Achse der Messung zwar minimal, kann jedoch in Anbetracht der geringen Blechdicke (0,6 mm) das Tragverhalten bereits beeinflussen und eine nennenswerte Imperfektion darstellen. Diese Imperfektion kann den Grund für den deutlich unterschiedlichen Spannungsanstieg bei Wiederbelastung darstellen. Bei Wiederbelastung springt die Membranwirkung dann aufgrund der lokalen Vorverformung direkt an. Zusätzlich kommt es zu einer lokalen Blechbiegung, welche beim höheren Lastniveau im Traglastversuch noch deutlicher sichtbar wird. Dies erklärt auch die bleibenden Spannungen im Blech an der Lasteinleitung nach Entlastung.

Die Eindrückung des Kerns, berechnet aus der Differenz des Verformungsweges des WAs an der Lasteinleitung und am unteren Deckblech in Lastachse, liegt im Lastzustand von 1,2 kN bei den Mineralwollelementen etwa bei 0,2-0,3 mm. Unmittelbar unter der Punktlast ist die Eindrückung noch größer. Es kann deshalb von einem eindeutigen Membranzustand und lokalen Biegezustand im Bereich der Lasteinleitung ausgegangen werden, der die großen Zugspannungen an der Lasteinleitung erklärt. Die Punktlast „hängt“ sich lokal in eine Mulde, welche die Querkraft aus der Punktlast demnach über eine größere Fläche als die Lastaufstandsfläche in den Kern einleitet. Diese Effekte sind numerisch nur nach der Theorie von großen Verformungen abbildbar (Th. III. Ordnung).

Ein Erklärungsansatz für die unterschiedlichen Spannungsniveaus zwischen PIR und MW an der Lasteinleitung kann die Struktur des Kerns liefern. Die vertikal stehenden Fasern der Mineralwolle werden bei Querdruck gestaucht und können brechen/ausknicken. Diese Gefahr besteht auch beim Begehen während der Montage, weshalb üblicherweise Lastverteilplatten aufgelegt werden [1]. Bei Entlastung formen sie sich dann nicht mehr in ihre Ausgangslage zurück. Die teil-elastische Rückformung des Deckblechs führt dazu, dass eine Klaffung zwischen Kern und Deckblech direkt unter der Punktlast erfolgt, weshalb bei Wiederbelastung der linierten MW-Elemente mit dem Handzyylinder zunächst spürbar ins „Nichts“ gedrückt wird, bis wieder Druckkontakt zwischen Kern und Deckblech vorhanden ist. Die ovalen Zellen des PIR-Kerns sind jedoch bei dem geringen Lastniveau von 1,2 kN noch in der Lage sich elastisch zurück zu formen, sodass kein bleibender Hohlraum nach Entlastung verbleibt. Der Zeitpunkt des

Ausknickens der stehenden MW-Lamellen ist möglicher Weise dort, wo der steile Ast beim Kraft-Spannungs-Diagramm (Abb. 3.2.10) beginnt.

Eine eindeutige Bestätigung dieser These ist nur mit einem Blick unter das Deckblech möglich. Der notwendige Schneidevorgang würde jedoch zusätzliche Schädigung (insbesondere bei der Klebeverbindung der Mineralwolle) einbringen und somit die Klärung der Frage unmöglich machen.

#### Vergleich mit den Ergebnissen des Fachwerkmodells

An dieser Stelle soll überprüft werden, ob die Gesamtschnittgrößen und Verformungen aus den Messungen mit den Ergebnissen der Berechnungen am Fachwerkmodell gemäß Abschnitt 2.1.3 übereinstimmen. Die Messergebnisse sollen deshalb nun den Ergebnissen des Fachwerkmodells gegenübergestellt werden. Die Last von 1,2 kN wird hierbei als 100 mm lange Streckenlast auf dem Obergurt des Fachwerks in den Lastachsen aufgebracht. Dies führt zu einer realitätsnäheren Reduktion des Biegemomentes im Vergleich zu einer diskreten Punktlast. Die Auflager werden punktförmig angenommen, was das Stützmoment im Vergleich zum Versuch erhöht.

Es sollen zunächst die Verformungen der beiden Kernmaterialien verglichen werden (Tab. 3.2.2) und die Mittelwerte der vier Messpunkte über die Breite den Ergebnissen der Verformung des Fachwerkmodells gegenübergestellt werden.

**Tab. 3.2.2 Vergleich der Verformungen**

Vergleich der Verformungen in [mm] an Lastachse (0,50-2)							
Element	Kerneindrückung	WA 1	WA 2	WA 3	WA 4	Gemittelt	Fachwerk
PIR-L-140	0,40	2,10	2,39	1,52	1,14	1,79	2,30
MW-L-140	0,30	1,07	1,68	0,78	0,53	1,02	1,10

Die Verformung im Schnitt der Messung liegt beim PIR-Element im Fachwerkmodell (mit mittlerem Schubmodul aus Schubbalkenversuchen) bei 2,3 mm, während der Mittelwert der Verformung aus den vier Messpunkten bei 1,8 mm liegt. Das Element ist demnach in der Realität biegesteifer. Beim Mineralwollelement liegt die Verformung im Schnitt 0,50 L im Fachwerkmodell bei 1,1 mm und die mittlere Verformung in den Versuchen bei 1,0 mm. Selbiger Vergleich wird nun für die Spannungen durchgeführt, exemplarisch im Schnitt 0,50 L.

**Tab. 3.2.3 Vergleich der Spannungen**

Vergleich der Spannungen in [MPa] an Lastachse (0,50-2)				
Element	1	2	3	4
oben				
PIR-L-140	-11,14	72,08	-8,10	-7,76
MW-L-140	-10,80	157,64	-8,16	-5,29
unten				
PIR-L-140	8,43	11,63	7,95	7,83
MW-L-140	8,88	15,02	7,77	5,22

Im Mittel müssen sich aus den gemessenen Längsspannungen im unteren Deckblech die reinen Längsnormalspannungen ergeben. Diese werden nun mit den Spannungen mit dem am Element mit der gesamten Breite berechneten Schnittgrößen aus dem Fachwerkmodell verglichen.

In der unteren Deckschicht liegt der Mittelwert der gemessenen Spannungen über die Breite beim PIR-Element bei 9,0 MPa. Die Normalkraft in der unteren Deckschicht beträgt im Fachwerkmodell 5,27 kN, was bei einer Querschnittsfläche von  $A_{F,u} = 5,73 \text{ cm}^2$  eine Normalspannung von 9,2 MPa ergibt. Beim MW-Element beträgt die mittlere gemessene Normalspannung 9,2 MPa zu  $5,09 \text{ kN}/5,73 \text{ cm}^2 = 8,9 \text{ MPa}$  aus der Fachwerklösung.

In den folgenden beiden Grafiken ist der Vergleich der über die Breite gemittelten gemessenen Spannungen im unteren Deckblech zum Fachwerkmodell für alle 20 Lastpositionen gegenübergestellt. Die äußeren Laststellungen -1 und -4 sind hierbei mit einem Dreieck gekennzeichnet.

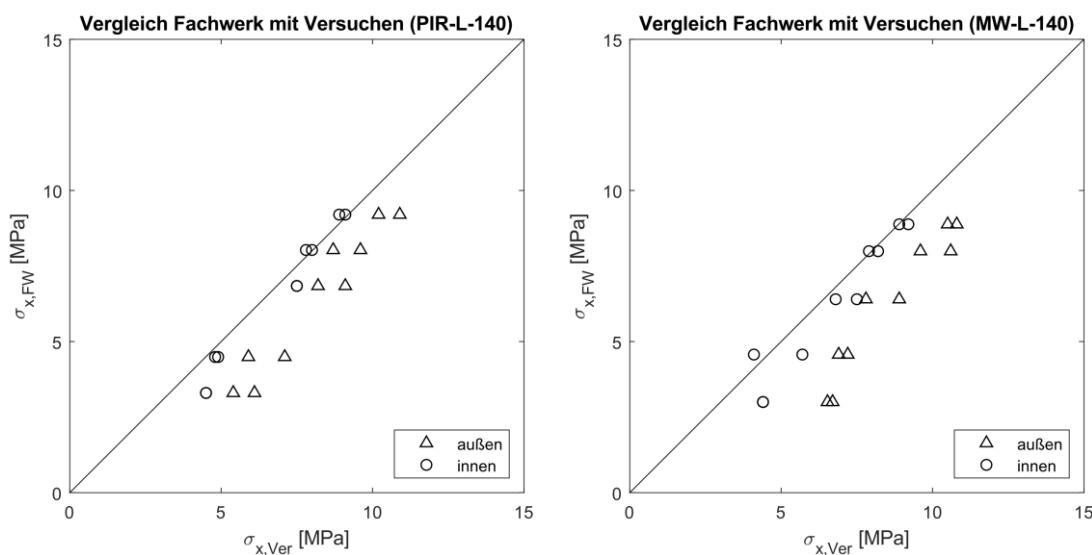


Abb. 3.2.13 Vergleich der Mittelwerte im Versuch mit Fachwerkmodell

Die Spannungen in den äußeren Laststellungen werden bei der Ermittlung über die Schnittgrößen des Fachwerkmodells unterschätzt. Die zusätzlichen Biegeeffekte am Rand des Sandwichelementes können von der ebenen Lösung am Fachwerk nicht abgebildet werden. Bei den inneren Laststellungen liegt bei beiden Kernmaterialien eine gute Übereinstimmung vor. Für die inneren Laststellungen kann mit der Kenntnis der Normalkraft im Deckblech und der effektiven Breite der Normalkraft die Maximalspannung im unteren Deckblech demnach hinreichend genau ermittelt werden. Die lokale Zugspannung an der Lasteinleitung kann jedoch nicht rechnerisch ermittelt werden.

#### Mitwirkende Breiten der linierten Elemente

Abschließend sollen die anhand der Messwerte ermittelten effektiven Breiten für beide Elementkonfigurationen gegenübergestellt werden. Es wird hierbei unterschieden zwischen Feld = am Schnitt der Punktlast bei  $x/L$  und am Mittelauflager MA ( $x/L$  entspricht Abstand der Punktlast zum MA) für eine innere Laststellung (-2; -3) und eine äußere, randnahe Laststellungen (-1; -4). Aus den Laststellungen -1 und -4 wird der Mittelwert der effektiven Breiten für eine Punktlast außen und aus den Laststellungen -2 und -3 der

Mittelwert für die Laststellung innen verwendet. Zur Ermittlung der mittragenden Breite im Feld werden die Werte der unteren Deckschicht herangezogen, am Mittelauflager die Werte der oberen Deckschicht. Die Einflüsse aus dem Querdruck im Abstand der DMS von 20 mm zur Auflagerkante führen zu stark streuenden Ergebnissen im unteren Deckblech mit beliebigen Vorzeichenwechseln bei geringem Spannungsniveau (<12 MPa, selbst bei außermittiger auflagernaher Laststellung). Hieraus lassen sich nur schwierig aussagekräftige mitwirkende Breiten ermitteln.

**Tab. 3.2.4 Endwerte der mitwirkenden Breiten PIR-L-140**

<b>Endwerte der mitwirkenden Breiten (PIR-L-140) [mm] für B=1000 mm</b>				
<i>x/L</i>	<i>Feld innen</i>	<i>Feld außen</i>	<i>MA innen</i>	<i>MA außen</i>
0,15	732,7	408,4	475,2	13,2
0,30	797,1	594,8	172,8	120,9
0,50	814,6	627,1	396,2	341,2
0,70	756,3	509,7	548,7	553,3
0,85	694,7	334,6	697,7	593,6

**Tab. 3.2.5 Endwerte der mitwirkenden Breiten MW-L-140**

<b>Endwerte der mitwirkenden Breiten (MW-L-140) [mm] für B=1000 mm</b>				
<i>x/L</i>	<i>Feld innen</i>	<i>Feld außen</i>	<i>MA innen</i>	<i>MA außen</i>
0,15	513,0	260,3	373,9	82,2
0,30	610,6	377,6	632,8	224,0
0,50	688,5	429,6	669,6	374,8
0,70	631,9	360,5	674,7	455,5
0,85	539,1	252,0	730,8	562,8

In der folgenden Abbildung sind die Verläufe der mitwirkenden Breiten für die Deckschichtnormalkraft bzw. das Sandwichmoment in Abhängigkeit von der Laststellung *x/L* zum Mittelauflager dargestellt.

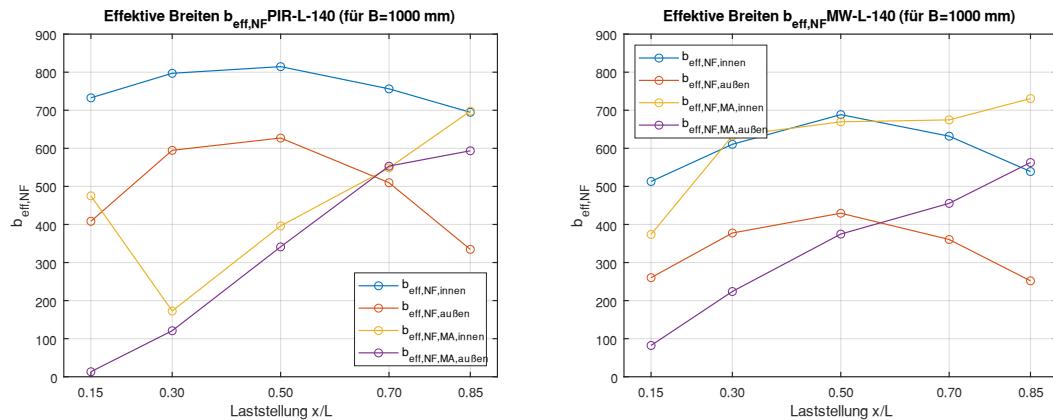


Abb. 3.2.14 Verlauf der mitwirkenden Breiten I. PIR-L-140; r. MW-L-140

Sowohl qualitativ auch quantitativ ist der Verlauf bei beiden Kernvarianten sehr ähnlich. Dennoch sind die Werte für das PIR-Element im Feld stets größer.

Auffällig ist die Symmetrie der Entwicklung der mitwirkenden Breiten im Feld trotz des statischen Systems des Zweifeldträgers. Die aus der klassischen Balkenstatik bekannten Verläufe der Schnittgrößen bei einer Punktlast in einem Feld sind stark asymmetrisch. Durch die Schubweichheit des Kerns ähneln sich bei Sandwichelementen aber die Schnittgrößenverläufe aus einer Punktlast in einem Feld eines Zweifeldträgers zunehmend dem eines Einfeldträgers. Das Stützmoment reduziert sich deutlich im Vergleich zum Bernoulli-Balken.

Die mitwirkenden Breiten bei randnaher Belastung sind etwa halb so groß wie bei den inneren Laststellungen. Die mitwirkenden Breiten der Deckschichtnormalkraft am Mittelaflager steigen erwartungsgemäß mit steigendem Abstand zur Punktlast. Aufgrund des geringen Spannungsniveaus am Auflager mit zum Teil wechselnden Vorzeichen der Spannungswerte ergeben sich zum Teil sehr geringe rechnerische mitwirkenden Breiten. In den späteren Traglastversuchen wird das Knittern am Mittelaflager nicht bemes-sungsrelevant.

### 3.2.3.3 Traglastversuche

Neben dem Spannungsbild und den Verformungen im elastischen Bereich sollen nun die überkritischen Tragprinzipien der linierten Sandwichelemente betrachtet werden. Hierzu werden die Laststellung im Feld 0,50-2; 0,50-1 und am Auflager 0,15-2 bis zur Grenzlast beansprucht. Diese ist so definiert, dass die Last verformungsgesteuert nicht mehr signifikant gesteigert werden kann.

#### MW-L-140

Bei der randnahen Belastung in Feldmitte (0,50-1) kommt es schon bei einem geringen Lastniveau zu einem Verkippen des Rechteckblocks nach außen, mit einer starken sichtbaren Eindrückung in den Kern. Die Last kann deshalb nur bis zu einer Kraft von 3,3 kN gesteigert werden.

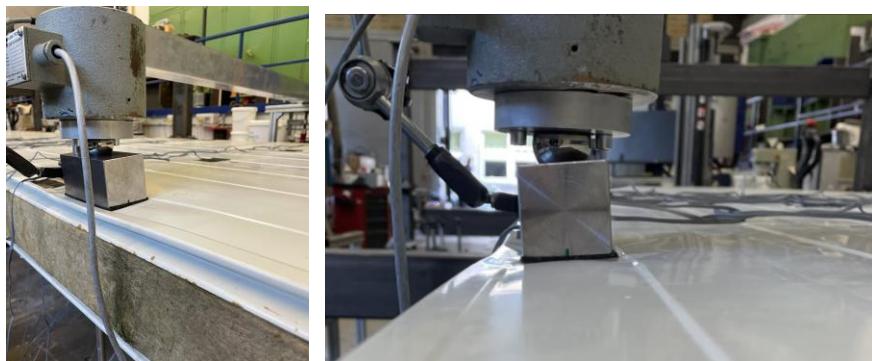


Abb. 3.2.15 Schiefstellung Lastklotz bei 3,3 kN MW-L-140

Alternativ hätte die Kugel, welche die frei drehbare zentrische Lasteinleitung ermöglicht, entfernt werden können. Der Lasteintrag wäre dann jedoch fast ausschließlich über die innere Längskante des Stahlklotzes erfolgt. Die Spannung am DMS der Lasteinleitung beträgt im Zustand 3,3 kN etwa 210 MPa. Die Kerneindrückung, berechnet aus der Differenz von oberem und unterem WA an der Lasteinleitung, beträgt  $13,8 - 8,6 = 5,2$  mm. Nach Entlastung bleibt eine Kernstauchung von 0,6 mm bestehen.

An einem weiteren Element wird die Traglast innen in Feldmitte bestimmt (0,50-2). Eine Schiefstellung der Lasteinleitungsapparatur tritt hier nicht auf. Die Last kann bis 9,0 kN gesteigert werden, ehe sich eine Knitterfalte in Lastachse von Lastklotz bis Außenkante 1 bildet. Bei diesem Element wurden zusätzliche DMS direkt in Mitte der Lastachse appliziert.

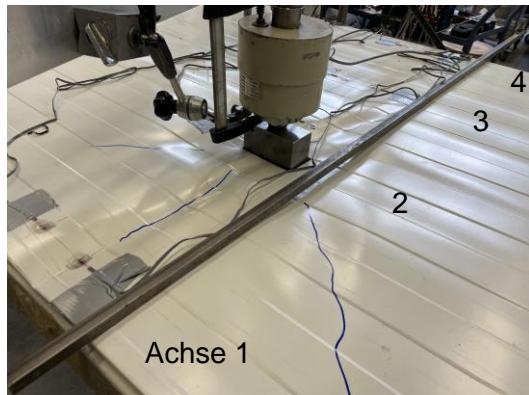


Abb. 3.2.16 Versagensbild MW-L-140 in Laststellung 0,50-2 bei 9,0 kN

Neben der Hauptknitterfalte in Querrichtung bilden sich radiale Falten, welche sich nach Entlastung größtenteils elastisch rückverformen.

Das Spannungsbild im oberen Deckblech im Bereich der Lastachse (LA) im Zustand 9,0 kN kurz vor dem Knittern ist in der folgenden Tabelle dargestellt:

**Tab. 3.2.6 Spannungen [MPa] in Achse der Lasteinleitung kurz vor Versagen**

Achse	1	2	3	4
70 mm vor LA	-191,5	„345,6“	-126,4	-54,2
Im Zentrum LA	„-504,4“	28,1	-113,1	-56,6

Die aus den Dehnungen berechneten Spannungen überschreiten hierbei zum Teil die Fließgrenze (mit „ gekennzeichnet) und sind damit nicht mehr aussagekräftig. Es kann

jedoch gesagt werden, dass die ausgewiesene Knitterspannung gemäß Zulassung von -133 MPa deutlich überschritten wird, bevor es zu einem Knitterversagen kommt.

Im folgenden Diagramm ist die Entwicklung der Spannungen im oberen Deckblech bei steigender Last dargestellt. Der DMS LA-1 (Lastachse 1), durch den die spätere Knitterfalte läuft, wird durch die Knitterfalte beschädigt.

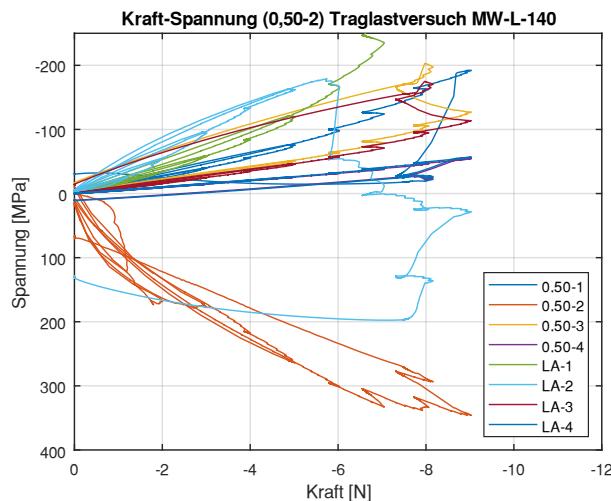


Abb. 3.2.17 Kraft-Spannungs-Diagramm der DMS in LA 0,50-2

Die Spannung im DMS 0,50-1 fällt unmittelbar nach dem Knittern auf quasi null ab. Gleichzeitig kommt es zu einer Umlagerung der Spannung hin zu den DMS in Achse 3 und 4.

Interessant ist auch die Spannungsentwicklung im DMS LA-2, welcher 25 mm seitlich des Lastklotzes appliziert wurde. Die Spannungen wechseln hier schon deutlich vor dem Knittern vom Druck in den Zugbereich. Infolge der Eindrückung der Punktlast bildet sich eine Mulde heraus. Um Gleichgewicht in der oberen Deckschicht zu gewährleisten, bildet sich ein Druckring um die Mulde herum aus, welcher sich mit steigender Last ausweitet. Infolge des Einhängens der Punktlast in die obere Deckschicht überlagern sich somit die globalen Druckspannungen mit den tangentialen Druckspannungen und radialen Zugspannungen aus der Membran (siehe hierzu auch Lübke [8]), welches in der folgenden Abbildung gezeigt wird.

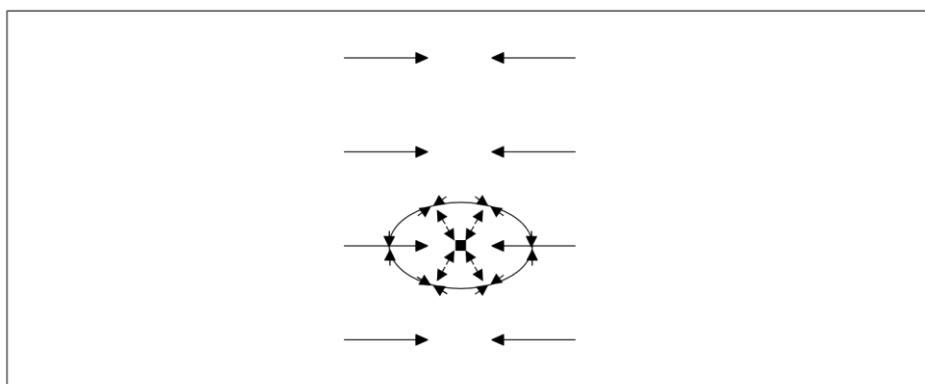


Abb. 3.2.18 Idealisiertes Spannungsbild im überkritischen Bereich

Ein identisches Versagensbild zeigt sich in der auflagernahen Laststellung 0,15-2. Die Last kann hier bis 10,7 kN gesteigert werden, bis sich eine nicht durchgehende Knitterfalte von der Lasteinleitung bis zum Rand gebildet hat (Abb. 3.2.19).

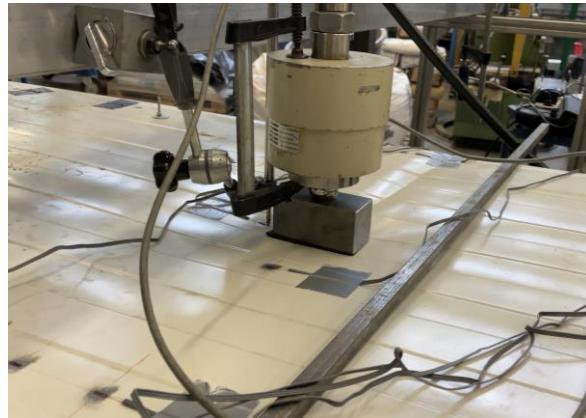


Abb. 3.2.19 Versagensbild Laststellung 0,15-2 MW-L-140

Zusätzlich wird an einem Element im unbelasteten Feld die Traglast unter Zug mittels eines Schraubenpaares (Längsabstand 55 mm) untersucht. Hierbei wird jedoch nur die Kraft aufgezeichnet. Dabei kommt es zunächst zu einer sichtbaren, fortschreitenden, lokalen Delamination der Deckschicht vom Kern bereits ab 1,5 kN (Abb. 3.2.20). Das Totalversagen stellt dann der Schraubenauszug dar. Dieses tritt bei 3,3 kN ein.

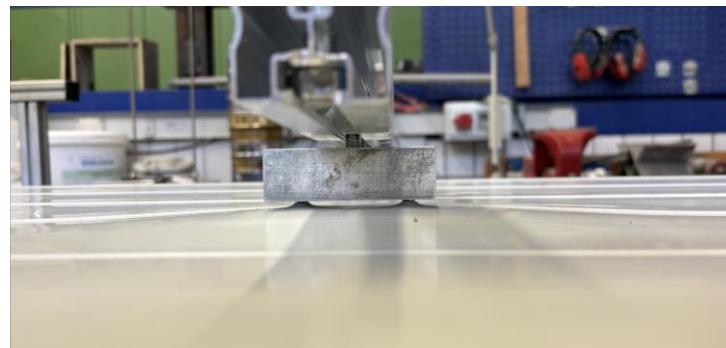


Abb. 3.2.20 Deckblechverformung Zug 0,50-2 bei 3,0 kN MW-L-140

#### PIR-L-140

Bei den PIR-Elementen stellt sich unter Druck ebenfalls ein Knitterversagen ein. Die bei der MW deutlich sichtbaren radialen Knitterfalten treten jedoch bei den PIR-Elementen nicht auf. Es bildet sich lediglich eine Knitterfalte, welche in Querrichtung in Mitte der Lastachse verläuft. Das Versagen tritt bei 11,9 kN ein

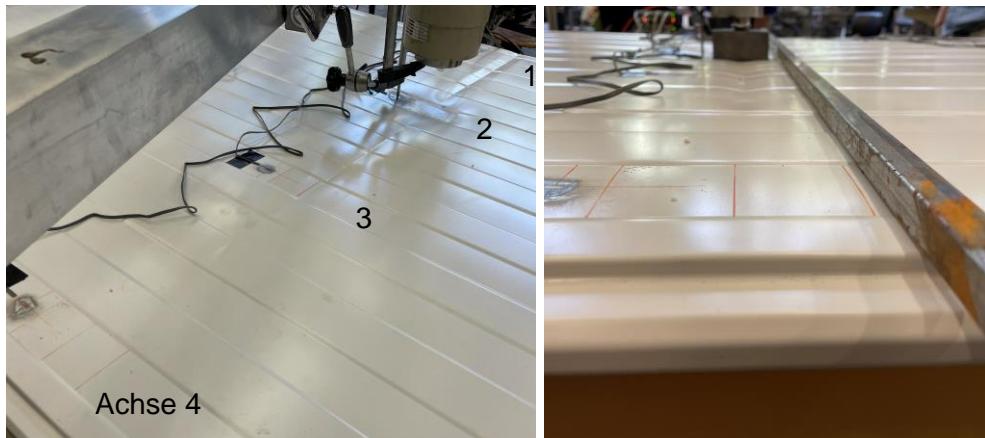


Abb. 3.2.21 Versagen Druck 0,50-2 PIR-L-140

Die Knitterfalte läuft hier ebenfalls nicht über die gesamte Breite (Abb. 3.2.21). Der DMS in Achse 4 zeigt anders als die anderen DMS im oberen Deckblech in der Lastachse keinen Spannungssprung nach Auftreten der Knitterfalte.

In der nachfolgenden Tabelle ist die Spannungsverteilung kurz vor Eintritt des Knitterns angegeben.

**Tab. 3.2.7 Spannungen [MPa] in Achse der Lasteinleitung kurz vor Versagen**

Spannungsverteilung bei 11,7 kN an 0,50-2 [MPa]				
Position	0,50-1	0,50-2	0,50-3	0,50-4
Oben	-164,5	„436,1“	-113,7	-88,9
Unten	78,9	134,2	77,5	79,7

Die stärkste Amplitude der Knitterfalte liegt in Achse 1 vor. Die Spannung im Abstand von 70 mm zur späteren Knitterspalte überschreitet die Knitterspannung von 145 MPa bereits um 13 %. Der Spannungsverlauf bis zum Knittern verläuft, abgesehen vom DMS 0,50-2 an der Lasteinleitung, in allen Messpunkten linear.

Da in der Realität in der Regel mehrere Punktlasten gleichzeitig wirken, werden in den benachbarten Schnitten die Spannungen im oberen und unteren Deckblech betrachtet, um die Spannungsreserven in diesen Schnitten zu quantifizieren. Der Abstand der DMS am Schnitt 0,30 L und 0,70 L zur Mitte der Lasteinleitung beträgt 670 mm.

**Tab. 3.2.8 Spannungen [MPa] in den jeweils benachbarten Achsen (0,50-2)**

Spannungsbild bei 11,7 kN an 0,50-2 [MPa]				
Position	0,30-1	0,30-2	0,30-3	0,30-4
Oben	-34,7	-34,7	-38,5	-49,4
Unten	37,3	47,2	47,9	52,1
Position	0,70-1	0,70-2	0,70-3	0,70-4
Oben	-46,8	-39,6	-37,7	-48,1
Unten	53,0	58,5	53,9	46,6

Erkennbar ist zum einen, dass bereits in diesem Abstand eine fast vollständige Spannungsausbreitung sowohl im oberen als auch im unteren Deckblech vorliegt ( $b_{eff} > 0,8$

$b_{ges}$ ). Zum anderen ist das Spannungsniveau trotz der benachbarten Punktlast von 11,7 kN gering (etwa 1/3 der Knitterspannung). Es liegen noch ausgiebige Reserven für eine weitere Punktlast in den betrachteten Schnitten vor.

Ein weiterer Traglastversuch wird in der Laststellung 0,50-1 gefahren. Sichtbar ist die deutliche Eindrückung der Punktlast, im folgenden Bild bei 4 kN.



Abb. 3.2.22 Eindrückung Lastklotz 0,50-1 PIR-L-140

Aufgrund der wachsenden Schiefstellung des Lastklotzes wird der Versuch auch hier abgebrochen. Das Spannungsniveau ist, abgesehen von der Lasteinleitungsstelle, niedrig, wie der folgenden Tabelle entnommen werden kann.

**Tab. 3.2.9 Spannungen [MPa] bei 0,50-1**

Spannungsbild bei 4,0 kN an 0,50-1 [MPa]				
Position	0,50-1	0,50-2	0,50-3	0,50-4
0,50 Oben	260,2	-35,6	-24,6	-22,9
0,50 unten	48,1	31,8	28,6	32,2
MA oben	14,5	5,9	1,5	3,9
MA unten	29,7	-6,6	-2,9	-1,3

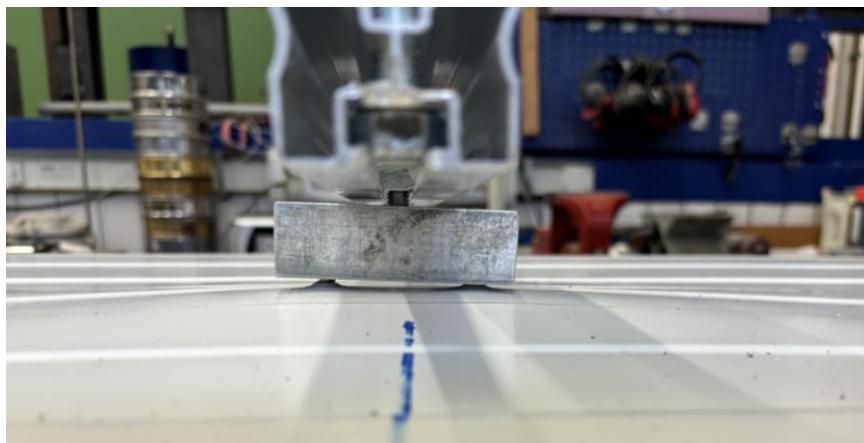
Bei der Traglastermittlung des linierten PIR-Elementes in der auflagernahen Laststellung (0,15-2) kommt es erstmals und einzig zu einem Schubversagen des Kerns. Dieses tritt jedoch nach dem Knitterversagen bei 15,5 kN auf. Die Knitterfalten verlaufen hier radial zur Punktlast.



Abb. 3.2.23 Versagensbild PIR-L-140 bei 0,15-2

Nach Eintritt der Knitterfalte kommt es bei weiterer Laststeigerung auf 16,2 kN zu einem durchgehenden Schubriss, welcher schräg der Knitterfalte folgt. Es ist davon auszugehen, dass die Knitterfalte im oberen Bereich des Kerns zu einer Schädigung führte, welche dann den Schubriss initiiert hat. Der Schubriss erfolgt darüber hinaus in Richtung Feld, wo die Querkraft analytisch deutlich geringer ist als in Richtung des Auflagers.

Das Versagen unter Zug (0,50-2) erfolgt qualitativ gleich zum ebenen MW-Element. Das lokale Delaminieren tritt hier ab einem Lastniveau von 3,2 kN ein.



*Abb. 3.2.24 Fortschreitendes Delaminieren PIR-L-140 unter Zug (3,2 kN)*

Der Schraubenauszug erfolgt bei 3,5 kN.

Abschließend soll das Versagen am Endauflager untersucht werden (Abb. 3.2.25). Die Last befindet sich hierbei im Abstand von 300 mm zur Auflagerkante. Sowohl beim MW- als auch beim PIR-Element kommt es zu einem Delaminieren des oberen Deckblechs. Ein Knitterversagen kann nicht festgestellt werden. Das Erstversagen tritt beim MW-Element bei 5,5 kN ein. Die Last kann dann aber noch bis 7,7 kN gesteigert werden mit steigendem Abheben des Deckblechs, ehe der Versuch abgebrochen wird. Beim PIR-Element tritt das Erstversagen bei 8,0 kN ein. Die Last wird dann noch auf 11,0 kN gesteigert.



*Abb. 3.2.25 Versagen der ebenen Elemente am Endauflager (l. MW bei 5,5 kN; r. PIR bei 10 kN)*

Diese Traglasten sind geringer als am Mittelauflager. Durch die deutlich sichtbare Muldenbildung unter der Punktlast kommt es zu Abhebekräften am freien Rand. Diese

Abhebekräfte werden am Mittelauflager durch das durchgehende Deckblech zurückgehalten.

### 3.2.4 Ergebnisse profilierte Elemente

#### 3.2.4.1 Übersicht

Im Folgenden soll das Verformungsverhalten und das Spannungsbild der profilierten Elemente im elastischen Bereich beschrieben werden. Die aus dem Spannungsbild gewonnenen effektiven Breiten der Teilschnittgrößen  $M_F$  und  $N_F$  werden abschließend verglichen.

Darüber hinaus wird das an den Traglastversuchen ermittelte Versagensmuster der profilierten Elemente geschildert.

#### 3.2.4.2 Elastische Versuche

##### Zwei verbundene profilierte Elemente

In der Praxis liegen Sandwichdachelemente punktweise verschraubt an den Überlappungsbereichen nebeneinander. Bei flächiger Belastung erfahren alle Elemente annähernd die gleiche Belastung und ein Lastübertrag von einem ins andere Element findet aufgrund der ähnlichen Verformungen nicht statt. Bei einer punktuellen Belastung eines Elementes ist dies nicht mehr zweifelsfrei der Fall. Deshalb soll zunächst untersucht werden, wie sich der Lastabtrag/-übertrag zwischen einem belasteten und einem unbelasteten Element unter einer Punktlastbeanspruchung einstellt. Hierzu werden zwei Elemente PIR-T-60 im Längsabstand von 600 mm verschraubt. In der Mittelachse 0,50 L sowie am Mittelauflager werden die DMS und die WA an beiden Elementen installiert (Abb. 3.2.26).



Abb. 3.2.26 Versuchsaufbau zwei verbundene PIR-T-60

Aufgrund der Asymmetrie der Fuge (überlapptes Element bzw. überlappendes Element) werden beide Elemente einmal mit 1,2 kN belastet.

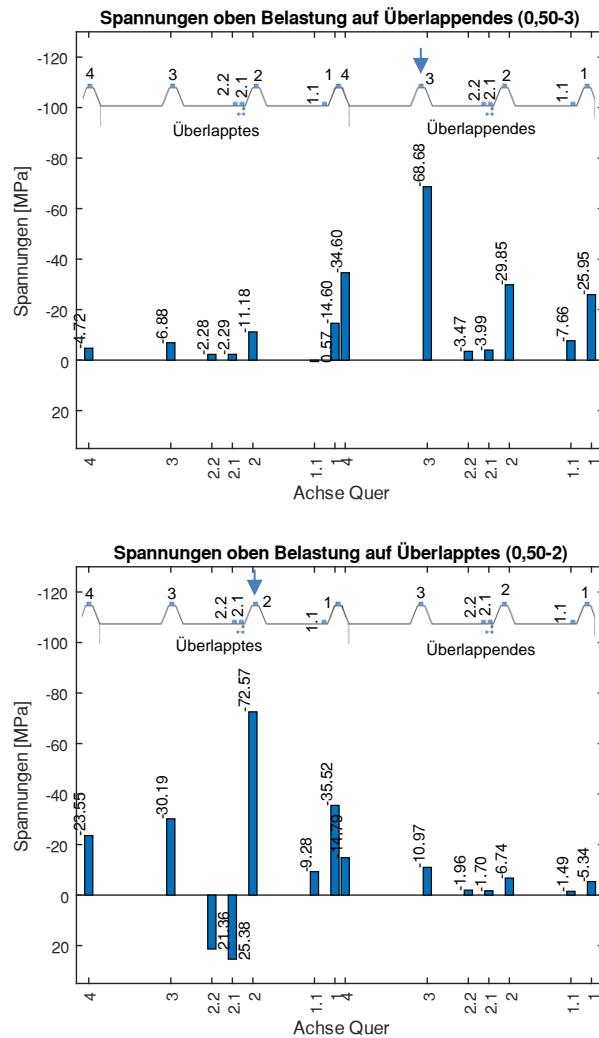


Abb. 3.2.27 Spannungsbild oben verbundene PIR-T-60

Erkennbar ist, dass in beiden Fällen das direkt belastete Element den Hauptlastabtrag übernimmt (Abb. 3.2.27). Die asymmetrische Fuge hat hierbei auf die Spannungen keinen Einfluss. Erwartet wurde, dass die Belastung des überlappenden Elementes zu einer stärkeren Aktivierung des Nachbarelementes führen würde, da sich das Element am oberen Deckblech einhängen kann und sich unten auf die Auskragung des überlappten Elementes abstützen kann.

Bei der Belastung auf dem Stoß ist erkennbar, dass sich beide Elemente gleichmäßig am Lastabtrag beteiligen, wie der folgenden Abbildung entnommen werden kann.

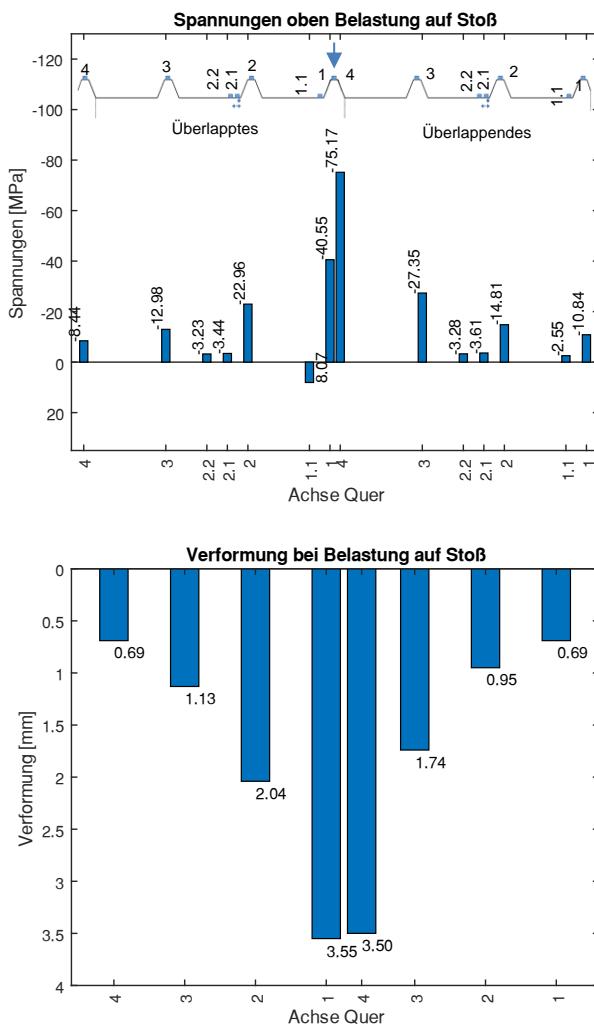


Abb. 3.2.28 Spannungs- und Verformungsbild bei Belastung auf Stoß

Die Maximal-Spannung am DMS 0,50-4 des überlappenden Elementes resultiert hier zusätzlich aus einer Umbiegung des auskragenden Bleches. Die Spannung im DMS 0,50-1 bei Belastung des einzelnen losgelösten Elementes (Überlapptes) beträgt -110 MPa (Tab. 3.2.14, Belastung bei 0,50-1). Die Spannung halbiert sich demnach, sobald das Nachbarelement angeschlossen wird.

Die Verformung der Elemente ist ebenfalls annähernd symmetrisch. Im Vergleich zum Verformungsverhalten der ebenen Elemente zuvor, zeigt sich, dass der Einfluss aus der Querbiegung bzw. Plattenbiegung bei den zwei verbundenen profilierten Elementen geringer ist. Es liegt fast eine reine Torsions- + Längsbiegeverformung vor.

Auf Grundlage dieser Voruntersuchung wird festgelegt, dass es für die übrigen Elemente hinreichend genau ist, die Elemente einzeln zu untersuchen. Die Ergebnisse bei isolierter Betrachtung eines Elementes sind konservativ und liegen auf der sicheren Seite. Es kommt zu keinen Zusatzspannungen oder ungünstigen Effekten infolge der Kopplung zweier Elemente bei Punktlastbeanspruchung. Diese Festlegung gilt auch für die im zeitlichen Versuchsablauf nachfolgend untersuchten linierten Elemente. Allgemeine Aussagen sind aufgrund der hersteller- und produktspezifischen Fugenkonfigurationen ohnehin schwer zu treffen.

### Untersuchungen an einzelnen profilierten Elementen

#### Globales Spannungsbild

In der folgenden Abbildung ist das Spannungsbild des Elementes PIR-T-60, gewonnen aus der Mittelung der drei Messungen, in der mittigen Laststellung 0,50-2 im oberen Deckblech dargestellt. Der Übersicht halber werden nur die Spannungswerte auf den Obergurten der Rippen gezeigt, welche auch später für die Ermittlung der effektiven Breiten herangezogen werden.

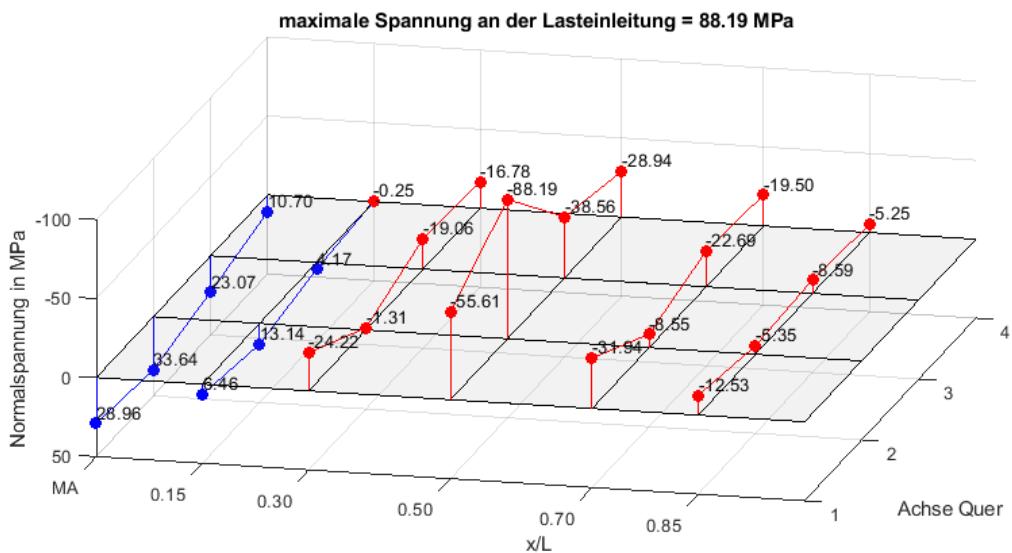


Abb. 3.2.29 Spannungsbild obere Deckschicht bei Belastung 0,50-2 (PIR-T-60)

Zum einen ist erkennbar, dass das Spannungsniveau schon in den benachbarten Achsen (Abstand 600 mm) deutlich geringer ist, was sich hauptsächlich mit dem schnell abfallenden Deckschichtmoment erklären lässt. Zusätzlich ist erkennbar, dass die Spannungskonzentration ebenfalls schnell abnimmt. Bei Betrachtung der Querachse 2 fällt auf, dass die Spannungen der eigentlich belasteten Rippe in den angrenzenden Schnitten 0,30 und 0,50 geringer ist als in den anderen Querachsen. Das Spannungsbild der belasteten Rippe deckt sich mit dem Momentenverlauf eines elastisch gebetteten Balkens (Abb. 3.2.30), welches dann mit der Sandwichwirkung überlagert wird.

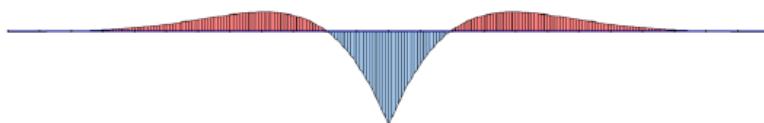


Abb. 3.2.30 Qualitativer Momentenverlauf elastisch gebetteter Balken unter Punktlast

Da nur sechs diskrete Spannungswerte in Längsrichtung der Rippe vorliegen, kann dieser Ansatz an dieser Stelle nicht abschließend bestätigt werden. Die Fragestellung wird in Kapitel 4 und 5 (Mechanisches Modell) numerisch weiter untersucht.

Aufgrund des regelmäßigen Rasters der Anschlusspunkte der Photovoltaikaufbauten wird üblicherweise dieselbe Rippe in Längsrichtung durch mehrere Punktlasten beansprucht. In der Regel überlagern sich deshalb bei andrückenden Lasten negative Biegeanteile aus der Nachbarpunktlast mit positiven Biegeanteilen aus der betrachteten

Punktlast. Für die Praxis stellt sich dieser Spannungsverlauf der belasteten Rippe in Längsrichtung infolge einer Punktlast daher als günstig dar.

Das Spannungsbild in der unteren Deckschicht ist in der folgenden Abbildung dargestellt.

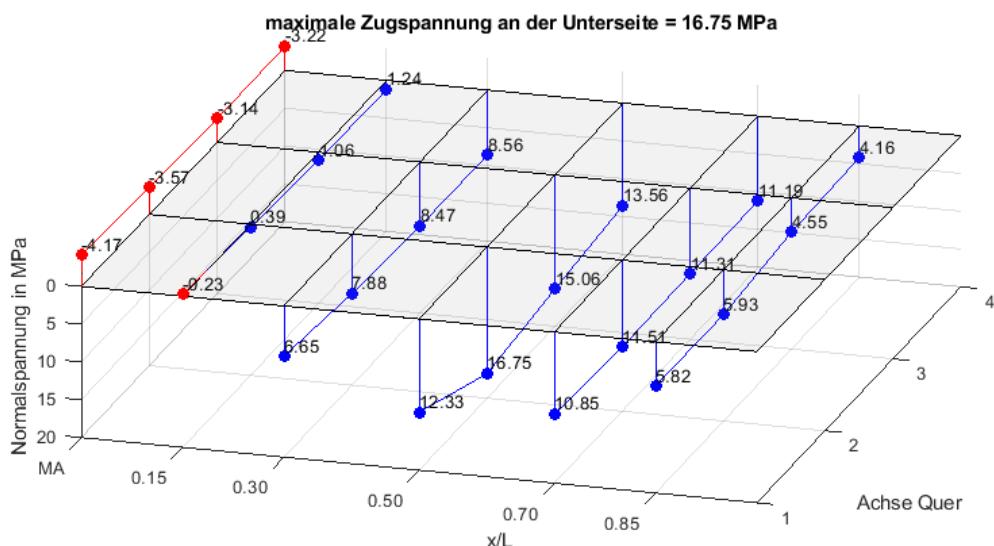


Abb. 3.2.31 Spannungsbild untere Deckschicht bei Belastung 0,50-2 (PIR-T-60)

Hier ist das Spannungsniveau deutlich geringer als in der oberen Deckschicht, da einzig die Membranspannungen aus der Deckschichtnormalkraft vorliegen und die deutlichen Biegespannungen aus dem Deckschichtmoment nicht auftreten. Zusätzlich fällt auf, dass die Spannungskonzentration deutlich geringer ist. Schon in der Lastachse sind die Spannungen annähernd konstant über die Breite verteilt. In den benachbarten Achsen liegt bereits eine vollständige Spannungsausbreitung vor.

In der folgenden Abbildung ist das Spannungsbild in Feldmitte der PIR-T-60 Elemente dargestellt, welches auch die Messergebnisse an den Rippenfüßen enthält.

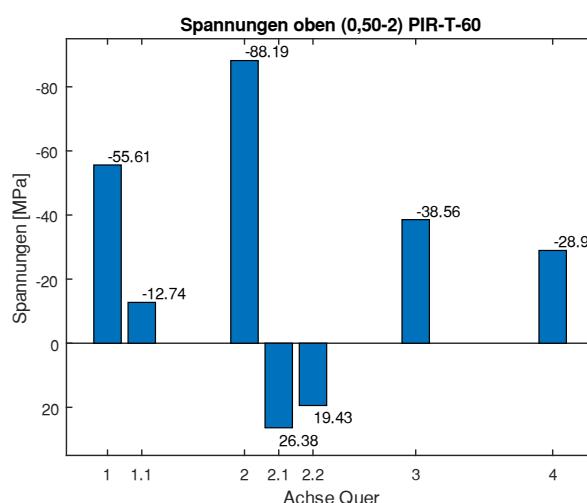


Abb. 3.2.32 Spannungsbild an Lastachse bei 0,50-2 (PIR-T-60)

Erkennbar ist, dass die Spannung (DMS 0,50-2) in der direkt belasteten Rippe, wie erwartbar, am größten ist. Was nicht direkt erwartbar ist, sind die Zugspannungen im ebenen Bereich des Deckblechs unmittelbar an der belasteten Rippe (DMS 0,50-2.1 und 2.2). Hier überwiegen die lokalen Biegezugspannungen aus dem Deckschichtmoment

die globalen Druckspannungen aus der Sandwichwirkung. Der DMS 0,50-1.1, ebenfalls im ebenen Bereich, zeigt hingegen Druckspannungen. Die Zugspannungen treten demnach nur unmittelbar an der belasteten Rippe im oberen Deckblech auf, was auch die späteren numerischen Untersuchungen zeigen.

Die Spannungskonzentration der Teilschnittgrößen wird später über die Methode der effektiven Breiten auf Spannungsbasis für alle untersuchten Elemente quantifiziert. An dieser Stelle kann jedoch schon festgehalten werden, dass die Spannungskonzentration bei den profilierten Elementen maßgeblich vom Deckschichtbiegemoment dominiert wird, welches darüber hinaus konzentrierter abgetragen wird als das Sandwichmoment bzw. die Deckschichtnormalkraft.

Das Spannungsbild des PIR-T-60 bei Belastung der äußeren Rippe -1 in Feldmitte ist in der folgenden Abbildung dargestellt.

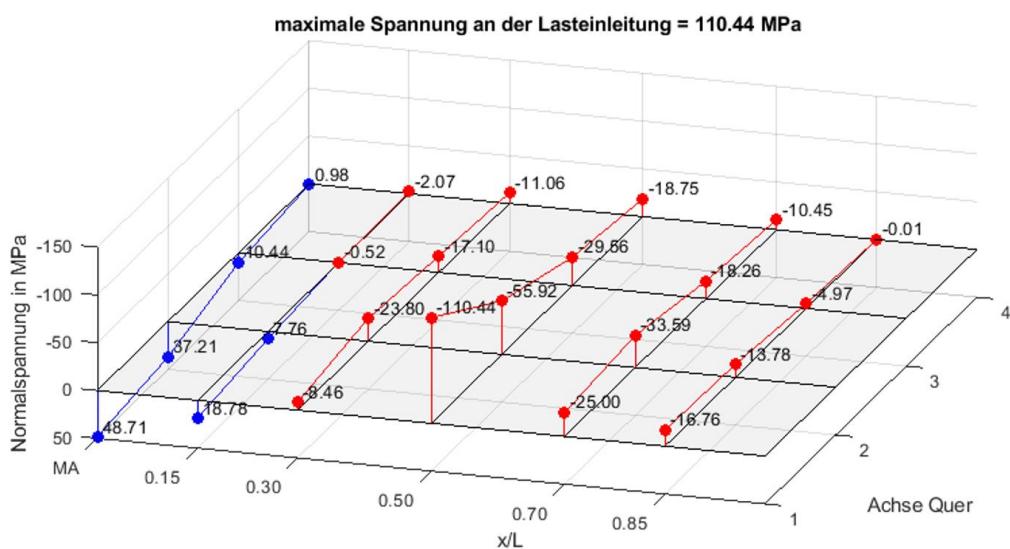


Abb. 3.2.33 Spannungsbild obere Deckschicht bei Belastung 0,50-1 (PIR-T-60)

Die Spannungskonzentration ist bei randnaher Laststellung erwartungsgemäß ausgeprägter.

Die maximal exzentrische Laststellung führt zu Torsion im Sandwichelement. Der Lastabtrag von Sandwichelementen unter Torsion wurde unter anderem von Rädel [36] in ihrer Dissertation untersucht. Sie kommt zu dem Schluss, dass ein Teil des Torsionsmomentes über Wölbkrafttorsion abgetragen wird. Das Spannungsbild am entfernten Mittelauflager zeigt zweifelsfrei eine Ähnlichkeit zu einem Wölbspannungsbild. Die Wölbspannungen müssten jedoch auch in der unteren Deckschicht sichtbar sein, da die Wölbspannungstheorie von Sandwichelementen eine Analogie zu breiten I-Trägern herstellt. Die Spannungen am Mittelauflager in der unteren Deckschicht (Abb. 3.2.34) sind jedoch sehr gering und zeigen nicht den qualitativen Verlauf einer Wölbspannung.

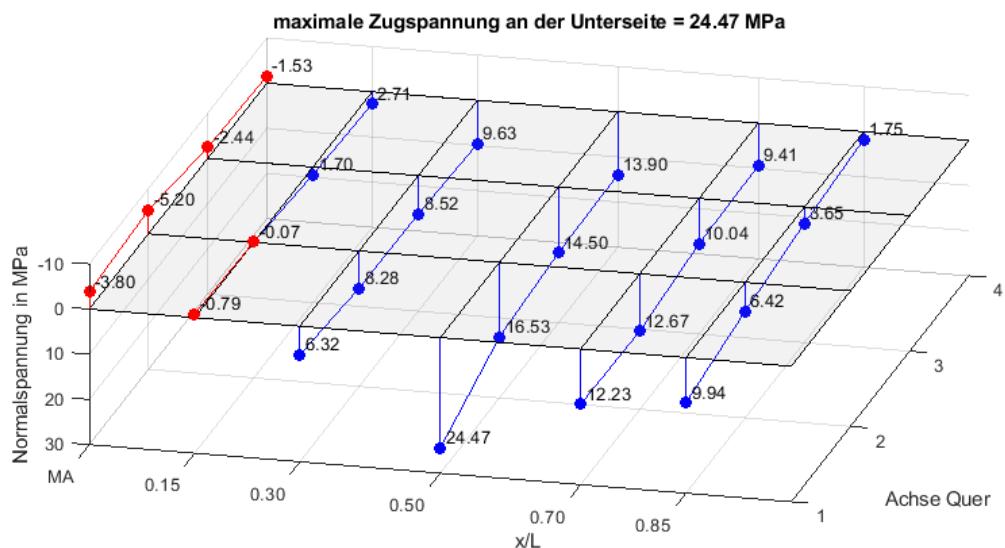


Abb. 3.2.34 Spannungsbild untere Deckschicht bei Belastung 0,50-1 (PIR-T-60)

Die Aufteilung der Spannungsanteile in Wölb-, Plattenbiege- und Längsbiegeanteile kann deshalb auch aufgrund der fehlenden Spannungswerte im Kern nicht abschließend beantwortet werden. An dieser Stelle wird auf die Numerik in Kapitel 4 bzw. 5 verwiesen. Bei den übrigen untersuchten Elementen stellt sich qualitativ grundsätzlich das gleiche Spannungsbild ein. Quantitativ unterscheiden sich die Messwerte der Elemente jedoch aufgrund der unterschiedlichen Kernmaterialien und Kerndicken. Die Ergebnisse der übrigen profilierten Elementen sind in Anhang B.2 aufgeführt. Es sollen nun beispielhaft die Spannungen an der mittleren Laststellung 0,50-2 an der Lastachse bei dem Lastniveau von 1,2 kN verglichen werden (Tab. 3.2.10).

Tab. 3.2.10 Vergleich der Spannungen an Lastachse 0,50 L

Vergleich der Spannungen oben [MPa] an Lastachse 0,5L							
Element	1	1.1	2	2.1	2.2	3	4
PIR-T-60	-55,6	-12,7	-88,2	26,4	19,4	-38,6	-28,9
MW-T-60	-35,6	-15,0	-51,8	9,1	10,3	-27,8	-18,9
PIR-T-140	-25,9	-7,2	-50,2	20,8	15,3	-18,4	-16,6
MW-T-140	-33,2	-3,6	-57,9	29,5	23,0	-26,9	-17,7
Vergleich der Spannungen unten [MPa] an Lastachse 0,50 L							
Element	1	2	3	4			
PIR-T-60	12,3	16,8	15,1	13,6			
MW-T-60	15,6	21,6	15,1	12,5			
PIR-T-140	8,1	8,1	8,0	8,8			
MW-T-140	6,6	9,2	9,8	8,8			

Die Spannungen bei den dickeren Elementen sind allgemein aufgrund des deutlich größeren inneren Hebelarmes der Deckschichten geringer. Aufgrund der höheren Kern-Schubsteifigkeit der MW-Elemente tragen diese im Vergleich zu den PIR-Elementen einen größeren Anteil des Biegemomentes über das Sandwichprinzip ab, was zu größeren Normalkräften in den Deckschichten führt. Die Messergebnisse des unteren Deckblech bestätigen diese Ansätze.

Schwer erklärlich sind jedoch die großen Biegespannungen im oberen Deckblech des dicken MW-Elementes. Diese übersteigen die Spannungen am dünnen MW-Element. Die belastete Rippe weist insbesondere am Fuß der Rippe (DMS 2.1 und 2.2) deutlich größere Werte auf als beim dünnen MW-Element. Ein Erklärungsansatz ist, dass ein erhöhtes lokales Zusatzmoment in der belasteten Rippe infolge eines Eindrückens in den Kern entsteht, welches deutlich ausgeprägter ist, als bei den übrigen betrachteten Dachelementen.

### Verformungsbild

Die Verformungen der profilierten Elemente werden, wie bei den linierten Elementen, nur in Achse der Last aufgezeichnet. Das Verformungsverhalten des PIR-T-60 soll exemplarisch an den bereits für die Spannungen betrachteten Laststellungen 0,50-2 und 0,50-1 in der folgenden Abbildung gezeigt werden.

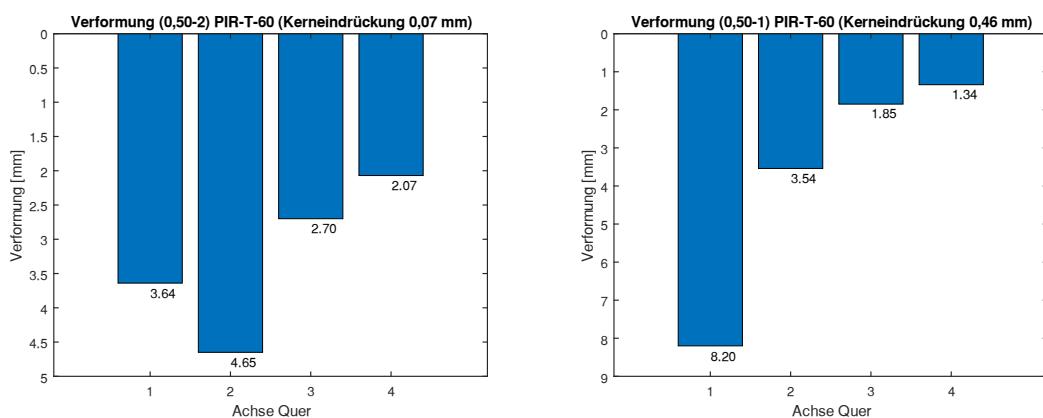


Abb. 3.2.35 Verformungsbild an der Lastachse 0,50-2 und 0,50-1 (PIR-T-60)

Die Kerneindrückung beträgt in der äußeren, randnahen Laststellung 0,50-1 0,46 mm und in der innenliegenden Laststellung 0,50-2 0,07 mm. Im Verformungsbild der profilierten Elemente zeigen sich wie schon bei den ebenen Elementen die drei Anteile Längsbiegung, Torsion und Querbiegung/Plattenbiegung. Der Effekt der Plattenbiegung ist bei der äußeren Laststellung, sichtbar am parabelförmigen Verlauf, sehr dominant und deutlich stärker ausgeprägt als bei den zuvor betrachteten verbundenen PIR-T-60 Elementen (Abb. 3.2.28).

Die Absolutwerte der Durchbiegung der profilierten Elemente in Feldmitte in der Laststellung 0,50-2 werden in der folgenden Tabelle gegenübergestellt.

**Tab. 3.2.11 Vergleich der Verformungen an Lastachse 0,50 L**

Vergleich der Verformungen in [mm] an Lastachse 0,50 L					
Element	Kerneindrückung	WA 1	WA 2	WA 3	WA 4
PIR-T-60	0,07	3,64	4,65	2,70	2,07
MW-T-60	0,15	2,24	3,74	1,93	1,55
PIR-T-140	0,30	1,90	2,16	1,40	1,09
MW-T-140	0,30	3,15	3,81	2,05	1,46

Die Ergebnisse sind z. T. widersprüchlich. Erwartbar ist, dass bei gleicher Last von 1,2 kN die dünnen Elemente mehr Durchbiegung erfahren als die dickeren. Zusätzlich ist zu erwarten, dass die Verformung der MW-Elemente aufgrund des größeren Schubmoduls kleiner sind als die der PIR-Elemente, was auch die Ergebnisse der linierten Elemente bestätigt haben. Diese Ansätze werden jedoch von den Messergebnissen nur zum Teil abgebildet. Besonders auffällig ist das dicke MW-Element, welches größere Durchbiegungen erfährt als das dünne MW-Element. Eine mögliche Erklärung kann die Kernstruktur liefern. Die MW-Lamellen (hier mit 125 mm Breite) sind, wie eingangs beschrieben, sowohl längs als auch quer nicht verklebt. Sie können also grundsätzlich vertikal aneinander vorbei gleiten. Einzig die Verzahnung der Fasern sowie die Querbiegesteifigkeit bzw. bei den linierten Elementen Membransteifigkeit der Deckbleche hält diese gegenseitige Verformung auf. Die Punktlast, welche auf eine Rippe wirkt, belastet allgemein nur eine MW-Lamelle direkt. Da bei den profilierten Elementen die Membransteifigkeit in Querrichtung fast gänzlich fehlt (Ziehharmonikaeffekt durch Profilierung), bleibt fast ausschließlich die Verzahnung der MW-Lamellen übrig, um ein direktes Durchdrücken der belasteten Lamelle zu verhindern. Da ein Blick in den Kern bei Belastung im Schnitt der Lastachse nicht möglich ist, kann nur vermutet werden, dass beim dicken MW-Element die Klaffung zwischen den Lamellen größer ist als beim dünnen und kompakteren MW-Element. Bei den späteren Traglastversuchen wurde der Effekt am offenen, sichtbaren Ende der dicken MW-Elemente deutlich (Abb. 3.2.36). Hier kam es zum Teil zu großen Klaffungen zwischen den Lamellen des dicken MW-Elementes, während dies beim dünnen MW-Element nicht so deutlich zu beobachten war.

**Abb. 3.2.36 Beispiel für sichtbare Klaffungen im Traglastversuch**

### Vergleich der Spannungen mit dem Fachwerkmodell

Das spätere Bemessungskonzept beruht darauf, dass die Spannungen zunächst am Element mit gesamter Breite bestimmt werden und dann der Spannungsanteil jeder Teilschnittgröße über die zugehörige effektive Breite erhöht wird. Deshalb muss überprüft werden, ob die Schnittgrößen, welche über die Spannungsmessung bestimmt werden, mit denen aus der Balkenstatik (hier Fachwerkmodell, FW), übereinstimmen.

Die Schnittgrößen aus dem Fachwerkmodell werden mittels der Deckschichtquerschnittswerte zu Spannungen in den Deckschichten an den Messpunkten umgerechnet. Es werden die Blechdicken abzüglich der Zinkschicht angesetzt ( $t_o=0,56$  mm und  $t_u=0,46$  mm).

**Tab. 3.2.12 Querschnittswerte der Deckschichten**

Querschnittswert	PIR	MW
$W_{min,o}$ [cm <sup>3</sup> ]	-4,49	-4,53
$A_o$ [cm <sup>2</sup> ]	7,13	7,05
$A_u$ [cm <sup>2</sup> ]	5,26	5,26

Beispielhaft sind die Schnittgrößen mit den daraus berechneten Spannungen für die untersuchten Elemente dem Mittelwert aus den vier Messpunkten in Breitenrichtung am Obergurt der Rippen und im unteren Deckblech in der Laststellung 0,50-2 in der folgenden Tabelle gegenübergestellt.

**Tab. 3.2.13 Vergleich der rechnerischen Spannungen und der gemittelten Messwerte über die Breite**

Element	$N_{F,FW}$ [kN]	$M_{F,FW}$ [kNm]	$\sigma_{x,u,rechn}$ [MPa]	$\sigma_{x,u,gemittelt}$ [MPa]	$\sigma_{x,o,rechn}$ [MPa]	$\sigma_{x,o,gemittelt}$ [MPa]
PIR-T-60	7,30	0,195	13,9	14,4	-53,7	-52,8
MW-T-60	7,70	0,147	14,6	16,2	-33,5	-33,5
PIR-T-140	4,06	0,118	7,7	8,2	-26,9	-27,8
MW-T-140	4,25	0,069	8,1	8,6	-15,8	-33,9

Die Summe des Biegemomentes in Feldmitte des statisch unbestimmten Zweifeldträgers muss hierbei trotz gleicher Last und Laststellung aufgrund der unterschiedlichen Schubsteifigkeiten des Kerns nicht immer gleich sein (unterschiedliche Auflagerkräfte). Sie beträgt bei den betrachteten Fällen (mit innerem Hebelarm der Deckschichten von 0,069 bzw. 0,149 m) jedoch immer annähernd 0,70 kNm (Beispielhaft an PIR-T-60:  $M_{ges}=7,30 \cdot 0,069 + 0,195 = 0,70$  kNm).

Der Vergleich der Spannungen im unteren Deckblech zeigt, dass die Normalkraft bzw. das Sandwichmoment in Versuch und Balkenstatik für alle Elementkonfigurationen gut übereinstimmen.

Der Vergleich der Spannungen im oberen Deckblech, in dem Deckblechbiegemoment und Normalkraft wirken, zeigt mit Ausnahme des dicken MW-Elementes ebenfalls eine gute Übereinstimmung im betrachteten Schnitt. Die Lösung am Fachwerkmodell kann aufgrund der dehnsteifen vertikalen Stäbe eine Kerneindrückung des oberen Deck-

blechs nicht abbilden. Das erhöhte Deckschichtbiegemoment im dicken MW-Element kann deshalb am Fachwerkmodell nicht berücksichtigt werden.

In den folgenden Diagrammen werden auch die über die Breite gemittelten Spannungen im oberen und unteren Deckblech in den übrigen Laststellungen betrachtet. Die äußeren, randnahen Laststellungen -1 sind hierbei mit einem Dreieck gekennzeichnet.

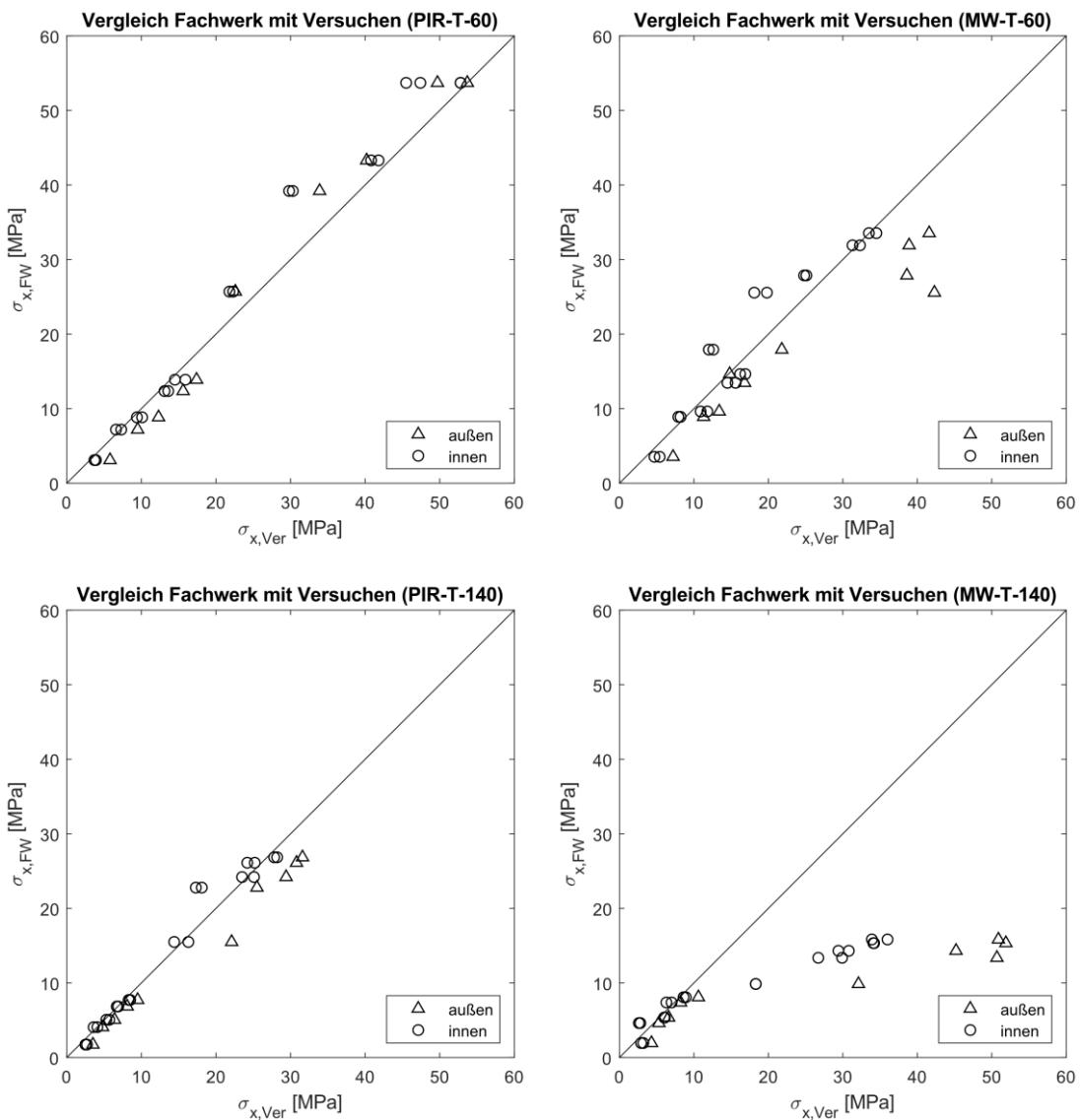


Abb. 3.2.37 Gegenüberstellung der Spannungen aus der Balkenstatik zu den Mittelwerten der Messungen über die Breite

Auch in den übrigen Laststellungen sind die Spannungswerte im oberen Deckblech aus dem Fachwerkmodell für das dicke MW-Element deutlich zu klein. Bei den übrigen Elementen ist die Übereinstimmung gut. Einzig bei der Belastung der äußeren Rippe des dünnen MW-Elementes ergeben sich am Fachwerkmodell zu kleine Werte. Der Mittelwert über die Breite aus den Versuchen ist hierbei jedoch stark erhöht durch den Messwert auf der äußeren Rippe, welche sich bei Belastung aufgrund der sehr weichen Bettung durch die Mineralwolle bereits stark verbiegt.

Es kann demnach gezeigt werden, dass die rechnerischen Spannungen des Fachwerkmodells mit den über die Breite gemittelten Spannungen aus den Messungen

größtenteils gut übereinstimmen. Selbst bei der stark exzentrischen Belastung auf der äußeren Rippe liegt bei den PIR-Elementen eine zufriedenstellende Überstimmung vor.

Mit dieser Schlussfolgerung kann die maximale Spannung im Querschnitt nun mit Kenntnis der effektiven Breiten jeder Teilschnittgröße berechnet werden.

### Effektive Breiten

Die Spannungskonzentration der Teilschnittgrößen Deckschichtmoment und Deckschichtnormalkraft soll nun über das Prinzip der mitwirkenden Breiten quantifiziert werden. Die messtechnisch nicht erfassten Teilschnittgrößen Kernquerkraft und Deckschichtquerkraft werden später numerisch untersucht.

Es werden folgende Überlegungen getroffen. Da in der unteren Deckschicht aufgrund der geringen Profilierungstiefe einzig die Deckschichtnormalkraft wirkt, werden anhand der vier Spannungswerte am unteren Deckblech die effektiven Breiten der Deckschichtnormalkraft bzw. des Sandwichmomentes in jeder Lastachse bestimmt. In der oberen Deckschicht wirken sowohl die Deckschichtnormalkraft als auch das Deckschichtbiegemoment. Die Spannungsmesspunkte oben und unten liegen in derselben Achse übereinander. Ausgehend von der Annahme nach Stamm und Witte (S.114 aus [4]), dass  $T_{xy}$  im Kern gleich null ist und sich der Kern somit gedanklich in eine Vielzahl von einzelnen Lamellen zerlegen lässt, wird angenommen, dass die Spannungsanteile aus Normalkraft im oberen und unteren Deckblech in jedem Schnitt gleich sind und sich nur durch das Flächenverhältnis (hier 0,73) der Deckschichten unterscheiden. Diese Annahme kann auch durch die Messungen an den ebenen Elementen bestätigt werden (vgl. Abb. 3.2.2-3.2.5). Allgemein gilt im Feld, dass sich negative Spannungen aus dem Deckschichtbiegemoment mit negativen Spannungen aus der Deckschichtnormalkraft in den Obergurten der Rippen überlagern. Am Mittelauflager überlagert sich im oberen Deckblech allgemein Zug mit Zug. Der reine Biegespannungsanteil im Obergurt der Rippe ergibt sich dann nach der folgenden Gleichung:

$$|\sigma_{xb,o}| = |\sigma_{x,o}| - |\sigma_{x,u}| \cdot \frac{A_{F,u}}{A_{F,o}} \quad (3.1)$$

Mit:  $\sigma_{xb,o}$  = Biegespannungsanteil am Obergurt der Rippe

$\sigma_{x,o}$  = Gemessene Spannung am Obergurt der Rippe

$\sigma_{x,u}$  = Gemessene Spannung im unteren Deckblech

$A_{F,o}$  = Deckschichtfläche, oben

$A_{F,u}$  = Deckschichtfläche, unten

Am Mittelauflager, wo im unteren Deckblech im Störbereich am Auflagerrand infolge des Querdrucks zum Teil „unplanmäßige“ VZ-Wechsel über die Breite vorliegen, muss die Formel ggf. durch eine Addition anstelle der Subtraktion angepasst werden. Aus den so ermittelten Biegespannungsanteilen in den vier Messwerten auf den Rippenobergurten wird dann die effektive Breite des Deckschichtbiegemomentes in jedem belasteten Schnitt und am Mittelauflager bestimmt. Die Mittelwerte der Spannungen und die daraus ermittelten mitwirkenden Breiten der Teilschnittgrößen sind für das Element PIR-T-60 in der folgenden Tabelle exemplarisch dargestellt.

**Tab. 3.2.14 Mittelwerte der Spannungen und effektive Breiten PIR-T-60**

Mittelwerte der gemessenen Spannungen [MPa] und effektive Breiten [mm] PIR-T-60, b=1000mm											
Laststel- lung	Feld/ MA	$\sigma_{x,u}$					$\sigma_{x,o}$				
		1	2	3	4	$b_{eff,NF}$	1	2	3	4	$b_{eff,MF}$
0,15-1	Feld	12,2	4,1	3,3	3,7	419,4	-65,3	-14,5	-6,1	-4,3	260,5
	MA	-2,4	-1,2	0,5	1,2	188,8	59,5	15,5	0,1	-1,7	250,8
0,15-2	Feld	2,7	6,4	3,1	2,6	633,4	-16,8	-54,8	-10,3	-5,4	446,9
	MA	-0,5	2,5	-0,1	-0,3	268,2	8,7	45,3	10,2	1,1	445,7
0,15-3	Feld	1,5	2,3	6,6	5,4	621,9	-5,5	-10,2	-59,5	-14,0	428,6
	MA	0,4	0,2	-0,8	-1,8	239,2	1,6	9,5	44,2	10,8	445,6
0,30-1	Feld	20,6	10,8	8,8	9,0	556,2	-90,3	-40,5	-18,7	-11,1	375,4
	MA	-4,5	-4,5	-0,9	0,3	552,8	65,5	31,7	5,4	-0,4	343,1
0,30-2	Feld	8,0	12,3	9,1	8,3	801,3	-39,9	-75,4	-29,3	-18,5	562,9
	MA	-3,0	-1,8	-1,8	-1,6	666,3	23,3	49,6	20,9	6,1	557,8
0,30-3	Feld	5,7	8,0	14,4	12,2	724,2	-19,6	-27,1	-82,4	-37,9	534,4
	MA	-0,4	-1,1	-3,7	-5,9	446,4	6,5	19,7	49,8	25,9	564,7
0,50-1	Feld	24,5	16,5	14,5	13,9	683,4	-110,4	-55,9	-29,6	-18,8	407,9
	MA	-3,8	-5,2	-2,4	-1,5	659,7	48,7	37,2	10,4	1,0	470,9
0,50-2	Feld	12,3	16,7	15,1	13,6	889,8	-55,6	-88,2	-38,6	-28,9	597,7
	MA	-4,2	-3,6	-3,1	-3,2	831,1	29,0	33,6	23,1	10,7	739,8
0,50-3	Feld	9,6	13,7	21,1	18,0	767,3	-7,2	-38,1	-89,5	-49,9	542,4
	MA	-1,5	-2,5	-4,8	-7,2	540,9	11,2	22,0	34,1	30,9	747,0
0,70-1	Feld	28,1	15,9	10,2	8,3	524,8	-119,6	-51,4	-18,5	-9,3	342,7
	MA	-3,5	-4,0	-2,2	-1,6	727,9	30,1	27,4	8,7	0,6	544,5
0,70-2	Feld	13,4	15,7	12,4	10,9	854,2	-47,4	-90,2	-32,1	-19,8	535,0
	MA	-3,3	-3,0	-2,7	-2,8	882,2	21,1	21,7	16,3	9,4	799,5
0,70-3	Feld	6,7	11,1	17,8	18,8	739,2	-21,1	-32,3	-84,2	-44,4	556,1
	MA	-1,4	-2,2	-3,8	-5,4	583,8	10,0	15,5	21,3	22,5	827,1
0,85-1	Feld	24,7	8,8	3,4	1,3	339,4	-102,7	-28,0	-4,4	-0,8	258,6
	MA	-2,9	-2,3	-1,2	-0,8	618,1	16,9	15,8	4,9	-0,1	565,6
0,85-2	Feld	6,5	11,0	5,6	3,4	654,0	-23,2	-74,7	-18,1	-5,1	455,3
	MA	-2,1	-1,9	-1,6	-1,6	860,7	12,2	11,6	8,8	5,7	793,5

0,85-3	Feld	1,9	5,4	11,7	10,3	662,6	-4,3	-18,4	-73,9	-22,6	452,3
	MA	-1,0	-1,4	-2,1	-2,8	633,0	5,6	8,5	11,7	9,1	771,0

Die betragsmäßig größten Spannungen liegen an den Obergurten der Rippen vor. Die Spannungen werden hier vom Deckschichtbiegemoment dominiert.

Am Mittelauflager überlagert sich, insbesondere bei auflagernaher Laststellung, Normalkraft im Untergurt mit lokaler Biegung an der Auflagerkante. Diese Biegespannungen überwiegen im Spannungsbild im unteren Deckblech, was eine Bestimmung der Normalspannungsverteilung aus Normalkraft am Mittelauflager erschwert.

Zunächst sollen die effektiven Breiten des Deckschichtmoments betrachtet werden (Abb. 3.2.38). Aus dem gemessenen Spannungsbild der oberen Deckschicht wird ersichtlich, dass diese Teilschnittgröße bei den profilierten Elementen für die Maximalspannung im Obergurt der Rippen verantwortlich ist.

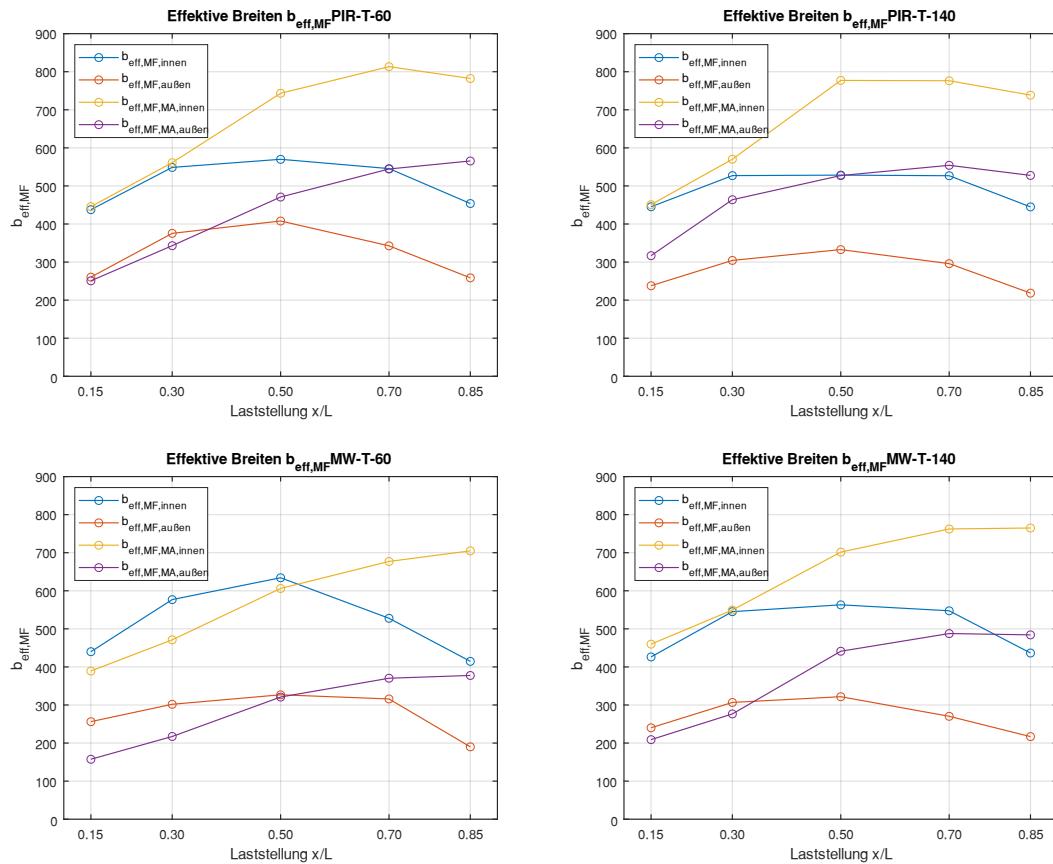


Abb. 3.2.38 Gegenüberstellung der effektiven Breiten des Deckschichtmomentes

Zunächst fällt auf, dass auch die mitwirkenden Breiten des Deckschichtmoments für das Feld annähernd symmetrisch verlaufen, was angesichts des asymmetrischen Systems des Zweifeldträgers nicht offensichtlich ist. Die mitwirkenden Breiten bei Belastung der äußeren Rippe sind erwartungsgemäß kleiner (z. T. 50 % Abminderung). Beim Vergleich der Elemente untereinander fällt auf, dass diese trotz ihrer vollkommen unterschiedlichen Eigenschaften sowohl qualitativ als quantitativ annähernd die gleichen Verläufe der mitwirkenden Breiten im Feld in Abhängigkeit von der Laststellung aufweisen. Selbst die gänzlich verschiedenen Elemente PIR-T-60 und MW-T-140 weichen beispielsweise bei innenliegender Belastung in Feldmitte nur wenige Prozentpunkte voneinander ab. Mit

steigendem Abstand der Punktlast zum Mittelauflager erhöhen sich die effektiven Breiten des Deckschichtmomentes am Mittelauflager erwartungsgemäß.

Bei den effektiven Breiten des Deckschichtmomentes ist anzumerken, dass diese eine ideelle Bedeutung haben. Der absolute Wert ist nicht geometrisch zu verstehen, da die Steifigkeit der Deckschicht in den zwei inneren vollen und den zwei äußeren halben Rippen konzentriert ist. Die Steifigkeit ist also nicht gleichverteilt. Würde man den Querschnitt beidseitig mit der effektiven Breite ausgehend von der Punktlast ausschneiden, hätte man eine unstetige Steifigkeitserhöhung bei Berücksichtigung einer weiteren Rippe.

Auch die mitwirkenden Breiten der Teilschnittgröße Deckschichtnormalkraft sind bei allen betrachteten Elementen annähernd gleich (Abb. 3.2.39).

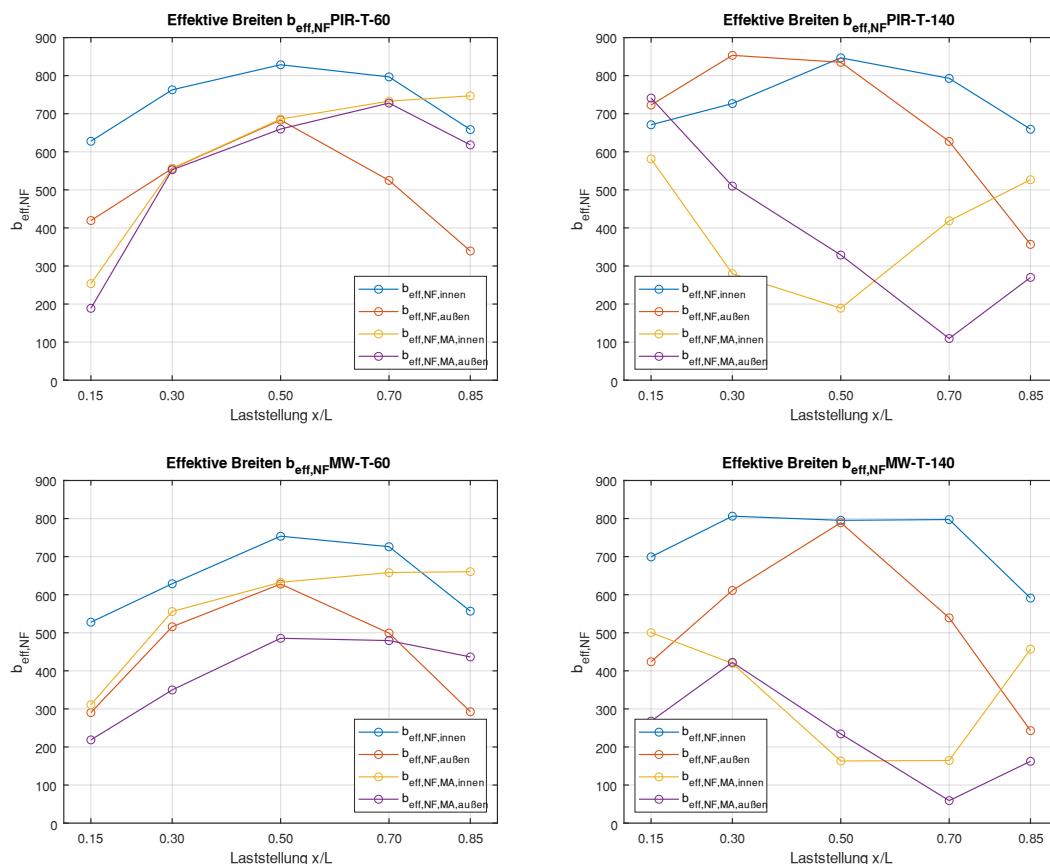


Abb. 3.2.39 Gegenüberstellung der effektiven Breiten der Deckschichtnormalkraft

Die ermittelten Werte der effektiven Breite der Deckschichtnormalkraft sind aufgrund des sehr geringen Spannungsniveaus in der unteren Deckschicht (Siehe Anhang B.2), insbesondere bei den dicken Elementen, z. T. nur wenig aussagekräftig. Für die Maximalspannung, gegen die später bemessen wird, spielt der Spannungsanteil aus der Deckschichtnormalkraft jedoch nur eine untergeordnete Rolle.

Die effektive Breite der Deckschichtnormalkraft lässt sich auch geometrisch vorstellen, da die Fläche in den Deckschichten annähernd gleichverteilt ist.

Zuletzt gilt noch anzumerken, dass die untere Deckschicht aufgrund der leichten Linierung durchaus eine gewisse Biegesteifigkeit besitzt und somit in den Messwerten in der unteren Deckschicht auch leichte Biegespannungsanteile vorhanden sind. Diese werden

hier jedoch in Bezug auf die Regelungen zur Profilierung in DIN EN 14509 vernachlässigt.

### 3.2.4.3 Traglastversuche

Die Ziellast von 1,2 kN führte bei keinem der profilierten Elemente zu bleibenden sichtbaren Schäden oder deutlichen Restspannungen-/Verformungen, welche auf ein Teilplastizierens des Querschnittes hindeuten würden. Um jedoch das überkritische Tragverhalten der Elemente zu untersuchen, werden diese bis zur Traglast belastet. Das Versagensverhalten soll im Folgenden beschrieben werden.

Vorab kann gesagt werden, dass sich bei den Traglastversuchen im Druckbereich bei allen untersuchten Elementen und Laststellungen ein gutmütiges duktiles Verhalten zeigt. Das Versagensmuster ist bei allen Elementen sehr ähnlich.

#### Lokales Erstversagen unter Druck

Zunächst kommt es bei andrückender Last zu einem Erstversagen der Rippen in Folge eines Plastizierens und Stegatmens. Bei deutlicher weiterer Laststeigerung kann dann ein Knittern der benachbarten Rippe festgestellt werden. Die Versagensmodi sollen im Folgenden erläutert werden.

Der erste Traglastversuch wird an der äußeren unterfütterten Rippe des dünnen PIR-Elementes durchgeführt (0,50-1). Zuvor wurde hier bereits bei den zwei verbundenen dünnen PIR-Elementen auf den Überlappungsstoß gedrückt. Die Überlappungslasche plastizierte jedoch unmittelbar und der Lastblock stellte sich so quer, dass keine weitere Laststeigerung möglich war. Deshalb wird im Folgenden auf das überlappte Element alleine gedrückt.

Ab dem Lastniveau von 2,6 kN kommt es zu einem wachsenden Ausbeulen des Steges der belasteten Rippe. Die Spannung im DMS auf dem Obergurt der Rippe beträgt in diesem Zustand -225 MPa. Die Schädigung ist jedoch lokal nur sehr begrenzt. Die Last kann aufgrund der Schiefstellung des Lastklotzes nicht weiter gesteigert werden.

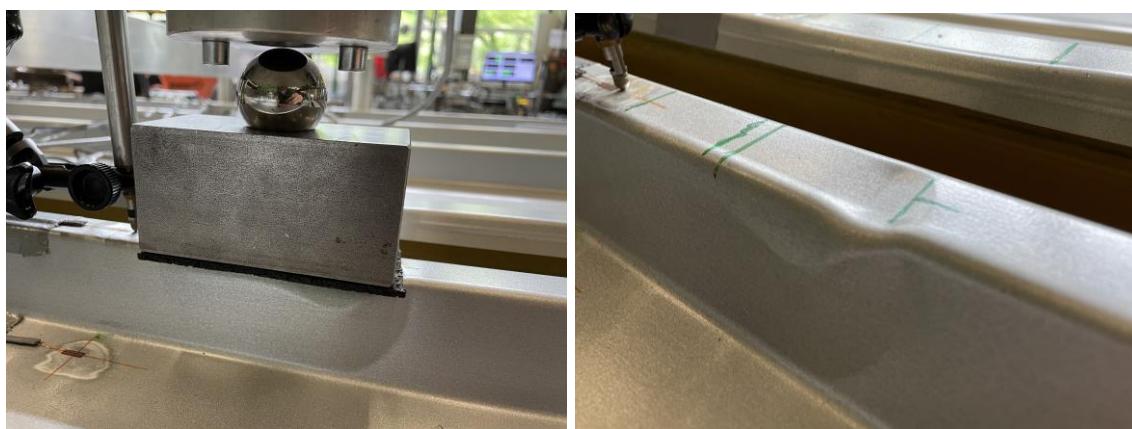


Abb. 3.2.40 Lokales Versagen der äußeren Rippe

Bei den übrigen trapezprofilierten Elementen wird ein Traglastversuch auf der äußeren Rippe nicht mehr durchgeführt.

Bei den inneren Rippen der trapezprofilierten Elemente kommt es nicht direkt zu einem Plastizieren des Steges, sondern zunächst zu einer Faltenbildung im Obergurt der Rippe

in Längsrichtung. Das Plastizieren beginnt bei allen Elementtypen etwa ab einem Lastniveau von 2,5 kN. Spürbar ist dies deutlich beim Durchführen der manuellen Hubvorgänge. Bei der temporären Entlastung zeigt sich dann eine deutlich sichtbare Falte im Obergurt. Beispielhaft ist das beginnende Versagen des Obergurtes in der folgenden Abbildung für das Element PIR-T-60 in Feldmitte dargestellt.

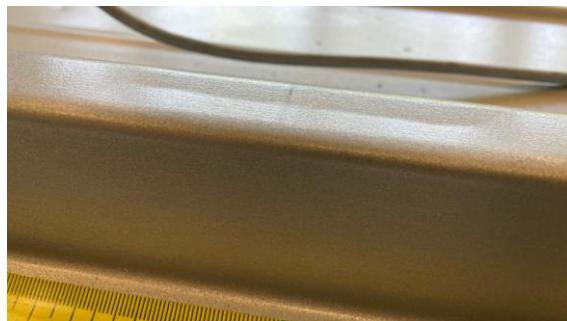


Abb. 3.2.41 Faltenbildung auf dem Obergurt der Rippe (2,5 kN)

Das Plastizieren des Obergurtes schreitet bei weiterer Laststeigerung fort. In der folgenden Abbildung lag das Lastniveau bereits bei 3,3 kN.



Abb. 3.2.42 Faltenbildung auf dem Obergurt der Rippe (3,3 kN)

Bei weiterer Laststeigerung kommt es ab etwa 3,5 kN zu einem zunehmenden Stegatmen mit wachsender Amplitude. Es kann kein plötzliches Ausbeulen beobachtet werden. Die folgende Abbildung zeigt den Zustand des dünnen PIR-Elementes nach einer Belastung mit 4,0 kN.



Abb. 3.2.43 Ausgebeulter Steg der inneren Rippe (4,0 kN)

Nach dem Stegatmen wird die Rippe bei weiterer Laststeigerung zunehmend zusammengedrückt und in den Kern eingedrückt, wie auf den Schadensbildern im Folgenden sichtbar ist. Zunächst soll jedoch dieses lokale Erstversagen, welches sich immer bei den Dachelementen gezeigt hat, erklärt werden.

Eine Erklärung für das Plastizieren des Obergurtes in Querrichtung kann die Walzrundung der profilierten Deckschicht liefern. Die mittels Lastklotz und Elastomerschicht aufgebrachte Last greift nicht direkt auf den Stegen an, sondern exzentrisch. Es stellt sich in Querrichtung des Rippengurtes eine Fließgelenkkette gemäß folgendem Bild ein.

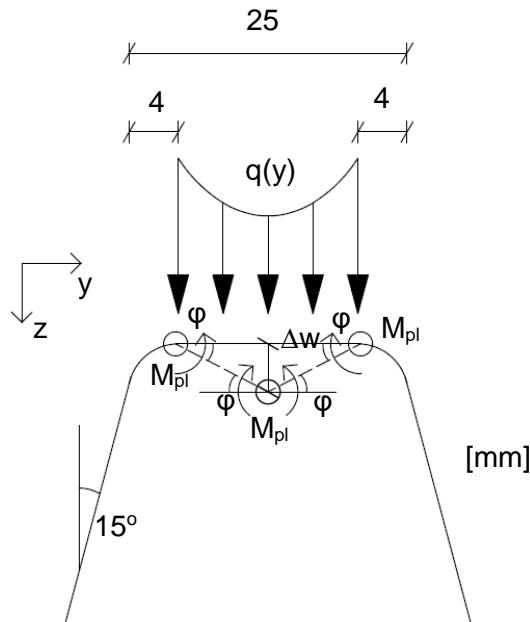


Abb. 3.2.44 Fließgelenkkette im Obergurt der Rippe

Eine genaue Bestimmung der Grenzlast für dieses Erstversagen wird nicht durchgeführt. Der genaue Kontaktspannungsverlauf  $q(y)$  kann nicht bestimmt werden. Dieser ist stark abhängig von der Steifigkeit des Elastomers und ändert sich unmittelbar bei einer Durchsenkung des Obergurtes. Auch der Bettungseinfluss des Schaumes kann im Bereich unter dem Rippenobergurt nicht eindeutig quantifiziert werden. Die sich einstellende sichtbare Fließgelenkkette kann aber mit der hier dargestellten qualitativen Belastung beschrieben werden. Hinzu kommt ein Druckspannungsanteil im Obergurt in Querrichtung, welcher durch die Stegneigung entsteht. Durch die Plastizierung in der Mitte führt dies zu einer zusätzlichen Biegespannung in Querrichtung, welcher die Verformung weiter erhöht (Effekt aus Th. III. O.). Diese Erstversagensart infolge Querdruck ist vom Längsnormalspannungsniveau unabhängig, was die ähnlichen Erstversagenslasten bei unterschiedlichen Elementdicken bestätigen.

Die Walzrundungen sind im späteren FE-Modell nicht berücksichtigt. Um diese Rundung korrekt abzubilden, müsste eine Vielzahl von ebenen Schalenelementen (Polygonzug) für jede Rundung verwendet werden. Dies würde ein extrem feines Netz erzeugen, welches Berechnungen am Gesamtmodell unmöglich machen würde. In Anhang D wird jedoch in einem numerischen Kleinmodell mit Walzrundungen die Fragestellung weiter untersucht.

Das Erstversagen der Falte in der Rippe stellt bereits einen optischen Mangel dar, ist aber im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit noch tolerierbar, da dieser Bereich durch die Schienen der PV-Elemente ohnehin verdeckt ist und Undichtigkeiten oder Ähnliches durch die Schädigung nicht auftreten. Das globale Tragverhalten ist auch bei der Schädigung mit dem Ausbeulen der Rippenstege noch nicht gefährdet. Im Folgenden

sollen deshalb die Schadensbilder bei weiterer Laststeigerung betrachtet werden. Die Laststellung 0,50-2 und 0,15-2 werden hierbei für die Drucktraglast herangezogen und in der Laststellung 0,50-2 wird mit zwei an den Stegen angeschlossenen Solarverbindern die Traglast unter Zug bestimmt.

### Globale Versagensbilder

#### PIR-T-60

Beim dünnen PIR-Element zeigt sich ein klassisches Knitterversagen in der Lastachse. Das Knittern tritt zuerst in der äußeren Rippe (-1) bei einem Lastniveau von 6,5 kN auf. Bei weiterer Laststeigerung knittert die andere benachbarte Rippe (-3) bei einer Last von 8,5 kN. Bei einer Last von 9,4 kN knitterte auch die frei auskragende Rippe (-4). Die durchgehende Knitterfalte ist in der folgenden Abbildung dargestellt.



Abb. 3.2.45 Versagensbild Druck PIR-T-60; l. 0,50-2, r. 0,15-2

In der auflagernahen Laststellung 0,15-2 zeigt sich ein ähnliches Versagensbild (Abb. 3.2.45 r.). Die Knitterfalte verläuft jedoch nicht in Achse der Lasteinleitung, sondern etwa 500 mm ins Feld hinein. Die Rippe -1 knittert hier bei einer Last von 11,5 kN, die Rippe -3 anschließend bei 15,5 kN. Die Last kann aufgrund der starken Kerneindrückung nicht mehr weiter gesteigert werden.

Das Versagen unter Zug wird zunächst durch eine lokale Delamination der belasteten Rippe vom Kern, hörbar durch ein Knistern, ab einem Lastniveau von etwa 4,8 kN bestimmt. Die Höchstlast beträgt 5,2 kN, ehe die Kraftkurve abfällt und die Delamination sichtbar wird (Abb. 3.2.46, links). Das Totalversagen stellt dann der Schraubenauszug infolge deutlicher Lochleibung bei 4,1 kN dar.

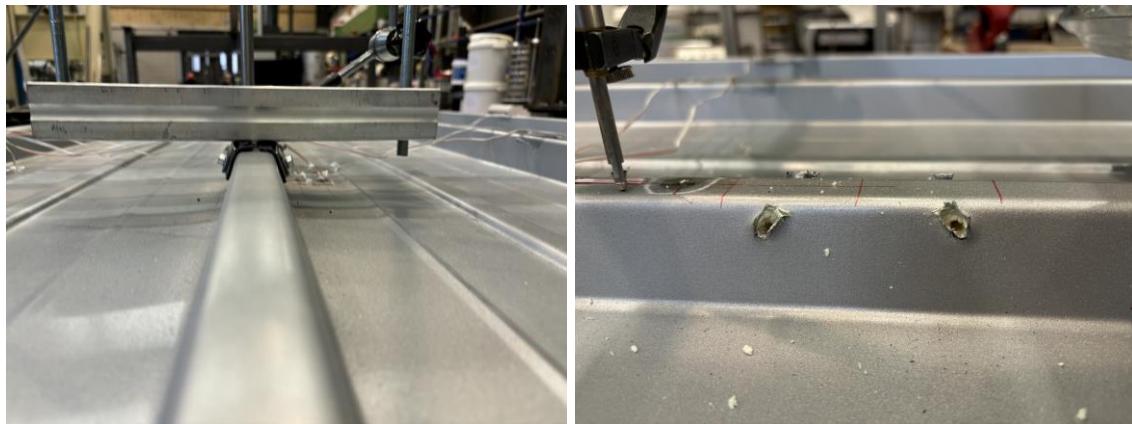


Abb. 3.2.46 Versagensbild Zug PIR-T-60; l. Delamination, r. Schraubenauszug

Der Probekörper wird anschließend in der Lastachse durchtrennt. Sichtbar wird ein klarer Abriss der Rippe vom Kern, wie der folgenden Abbildung entnommen werden kann.



Abb. 3.2.47 Schadensbild im Kern infolge Querzug

Die maximale Zugkraft mit zwei Solarverbindern an den Stegen beträgt bei allen Elementen etwa 4,5 bis 6 kN. Die Deckblechdicken sind bei allen Elementen identisch. Die Abscher- und Zugtragfähigkeit der Dünnblechschauben ist in der zugehörigen ETA (European Technical Approval) für verschiedene Blechdicken angegeben. Die charakteristische Abscherkraft beträgt im betrachteten Fall 1,08 kN, die charakteristische Zugtragfähigkeit beträgt 1,07 kN pro Schraube. Die Stegneigung beträgt 75 Grad.

$$\frac{F_{grenz} \cdot \cos(75)}{1,07} + \frac{F_{grenz} \cdot \sin(75)}{1,08} \leq 1,0$$

$$\rightarrow F_{grenz} = 0,88 \text{ kN pro Schraube}$$

Unter Berücksichtigung des Sicherheitskonzeptes mit einer Abminderung der Widerstände mit 1,33 und einer Erhöhung der Einwirkung mit 1,5 ergibt sich die Design-Grenzlast pro Schraube von 0,44 kN. Die lokale Delamination tritt demnach nach der rechnerischen Tragfähigkeit der Schrauben auf. Dies ist bei allen Elementen der Fall. Das hier beobachtete Versagen unter Zug kann mit dem Prinzip der mitwirkenden Breiten nicht beschrieben werden, da die Querzugfestigkeit des Kerns bzw. der Verklebung und die Tragfähigkeit der Schrauben maßgebend sind. Die mitwirkenden Breiten könnten nur für ein Knitter-Versagen der unter Zug gedrückten unteren Deckschicht verwendet werden, welches in den hier durchgeföhrten Versuchen jedoch nicht beobachtet wurde. Die Spannungen in der unteren Deckschicht betragen bei der Höchstlast von 5,2 kN maximal -80,8 MPa und betragen damit etwa die Hälfte der ausgewiesenen charakteristischen Knitterspannung von -153 MPa.

### MW-T-60

Das Versagen des dünnen MW-Elementes unter Druck wird ebenfalls durch das Knittern der benachbarten, äußeren Rippe (-1) bestimmt (Abb. 3.2.48). Das Knittern der Rippe tritt bei 7,2 kN auf. Anders als beim PIR-Element verläuft die Knitterfalte nicht bis in den ebenen Bereich des Deckblechs. Die Last kann aufgrund der starken Eindrückung in den Kern nicht weiter gesteigert werden. In der auflagernahen Laststellung 0,15-2 tritt das Knittern der äußeren Rippe bei 8,6 kN auf.



Abb. 3.2.48 Versagensbild Druck MW-T-60; l. 0,50-2, r. 0,15-2

Unter Zug ist das Delaminieren beim dünnen MW-Element deutlich ausgeprägter als beim PIR-Element (Abb. 3.2.49). Die Höchstlast beträgt 4,9 kN, ehe das Lastniveau abfällt. Die Last kann dann nochmal bis zum Schraubenauszug bei 4,6 kN gesteigert werden. Bei der Betrachtung des Schraubloches in der folgenden Abbildung fällt auf, dass der MW-Kern infolge der fehlenden Verklebung in den Rippen in der Ausgangsposition verbleibt und eine deutliche Klaffung auftritt. Die maximale Spannung in der unteren Deckschicht beträgt -90,6 MPa (char. Knitterspannung 169 MPa).

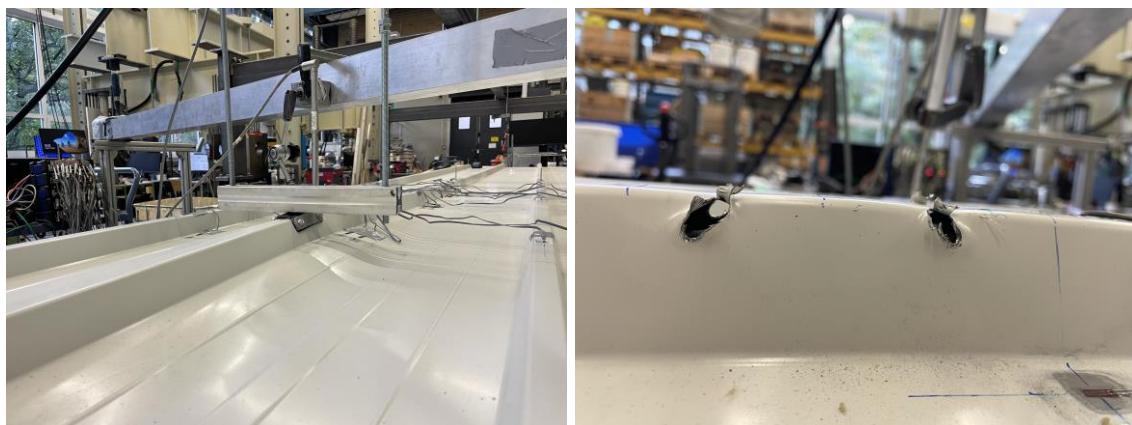


Abb. 3.2.49 Versagensbild Zug MW-T-60; l. fortgeschrittene Delamination, r. Schraubenauszug

### PIR-T-140

Beim dicken PIR-Element können sehr hohe Traglasten erzielt werden, welche jedoch mit einer sehr starken Eindrückung der oberen Deckschicht in den Kern einhergehen (Abb. 3.2.50).



Abb. 3.2.50 Versagensbild Druck PIR-T-140; links 0,50-2, rechts 0,15-2

In Feldmitte (0,50-2) ist eine Last von 16,8 kN nötig, um die äußerste Rippe und Teile des ebenen Bereiches zum Knittern zu bringen. In der auflagernahen Laststellung 0,15-2 kann selbst bei einer Last von 20,5 kN kein Knitterversagen erzielt werden. Die maximale Spannung, gemessen im DMS 0,30-1, beträgt bei diesem Lastniveau -340 MPa und überschreitet damit bereits die Fließgrenze. Der Versuch wird hier abgebrochen.

Auch beim dicken PIR-Element wird unter Zug zunächst das Delaminieren bemessungsrelevant, welches hier bei etwa 6 kN beginnt (Abb. 3.2.51). Der Schraubenauszug ereignet sich dann nach Lastabfall und erneuter Steigerung bei 4,5 kN.

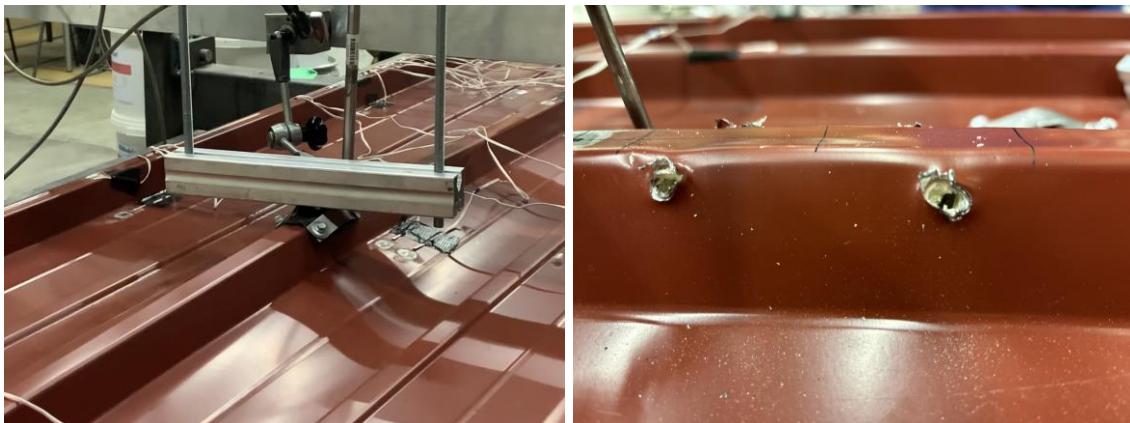


Abb. 3.2.51 Versagensbild Zug PIR-T-140; l. fortgeschrittene Delamination, r. Schraubenauszug

#### MW-T-140

Das Versagensbild des dicken MW-Elementes unter Druck stellt sich als sehr diffus dar. Anstelle des eindeutigen Knitterns einer Rippe wie bei den übrigen Elementen treten die Knitterfalten vor allem im ebenen Bereich des Deckblechs auf (Abb. 3.2.52).



Abb. 3.2.52 Versagensbild Druck MW-T-140; links 0,50-2, rechts 0,15-2

Die Rippe drückt sich schon bei einem Lastniveau von 7 kN tief in den Kern ein. Die Last kann nicht höher als 7,4 kN gesteigert werden. Die Spannung im DMS 0,50-1 beträgt hierbei schon -322 MPa. Ein ähnliches Versagensmuster tritt in der auflagernahen Laststellung auf. Hier kann bei 10,0 kN die äußerste Rippe zum Knittern gebracht werden, ebenfalls bei bereits sehr tiefer Kerneindrückung. Die Spannung im benachbarten DMS 0,30-1 überschreitet kurz vor dem Knittern annähernd die Fließgrenze von -320 MPa.

Das Delaminieren des dicken MW-Elementes unter Zug ist sowohl in Quer- als auch in Längsrichtung von allen Elementen am ausgeprägtesten (Abb. 3.2.53). Das Delaminieren beginnt schon bei einem Lastniveau von 3,5 kN. Die Last kann noch auf 4,8 kN gesteigert werden, bis es zum Schraubenauszug kommt.

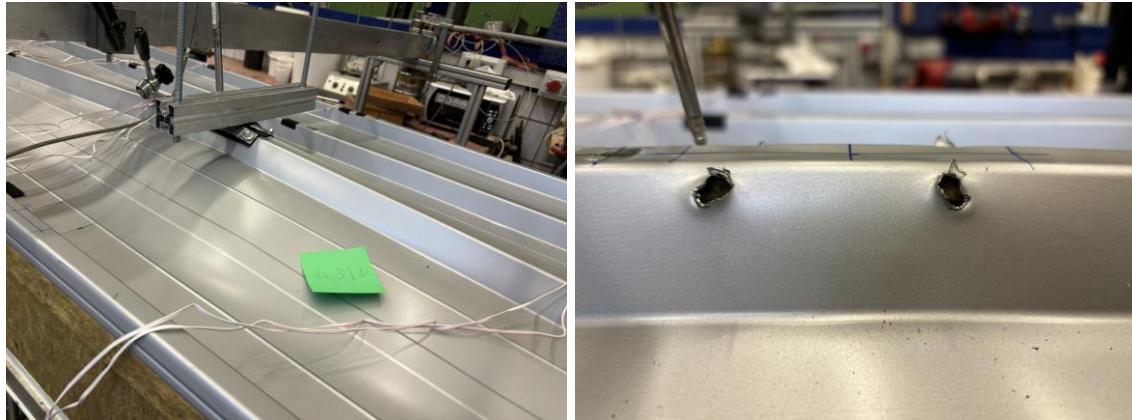


Abb. 3.2.53 Versagensbild Zug MW-T-140; l. fortgeschrittene Delamination, r. Schraubenauszug

Die Versagensarten sind demnach bei allen Elementen gleich. Unter Druck kommt es nach dem Eindrücken der Rippe mit Ausnahme des dicken MW-Elementes zu einem Knitterversagen der benachbarten Rippe. Die berechneten effektiven Breiten im elastischen Bereich beruhen darauf, dass die maximale Druckspannung an der Lasteinleitung vorliegt. Aufgrund der starken Plastizierung der belasteten Rippe im überkritischen Bereich entzieht sich die belastete Rippe jedoch zunehmend dem Lastabtrag (bzw. wird gezogen infolge Eindrückung) und das Knitterversagen tritt in den benachbarten Rippen ein. Für eine Überlagerung mit anderen Punkt- oder Flächenlasten kann jedoch nur der elastische Zustand genutzt werden. In Kapitel 6 wird gezeigt, dass die rechnerischen

Tragfähigkeiten auf Grundlage der elastisch ermittelten effektiven Breiten deutlich unter den tatsächlichen Tragfähigkeiten liegen.

Unter Zug ist zunächst bei allen Elementen eine lokale Delamination festzustellen, ehe der Schraubenauszug bei geringerem Lastniveau unter deutlicher Lochleibung das Versuchende markiert.

#### Versagen am Endauflager

An den bisher nicht genutzten Reserveelementen wird ohne Einsatz von Messtechnik das Versagensmuster am Endauflager untersucht. Der Abstand der Punktlast zur Kante des Endauflagers beträgt bei den dünnen Elementen 200 mm und bei den dicken Elementen 300 mm. So soll vermieden werden, dass sich eine direkte Druckstrebe im Kern ausbilden kann. Das Versagensmuster ist bei allen Elementen gleich. Es kommt zu einem Abreißen der belasteten Rippe, wie der folgenden Abbildung entnommen werden kann.

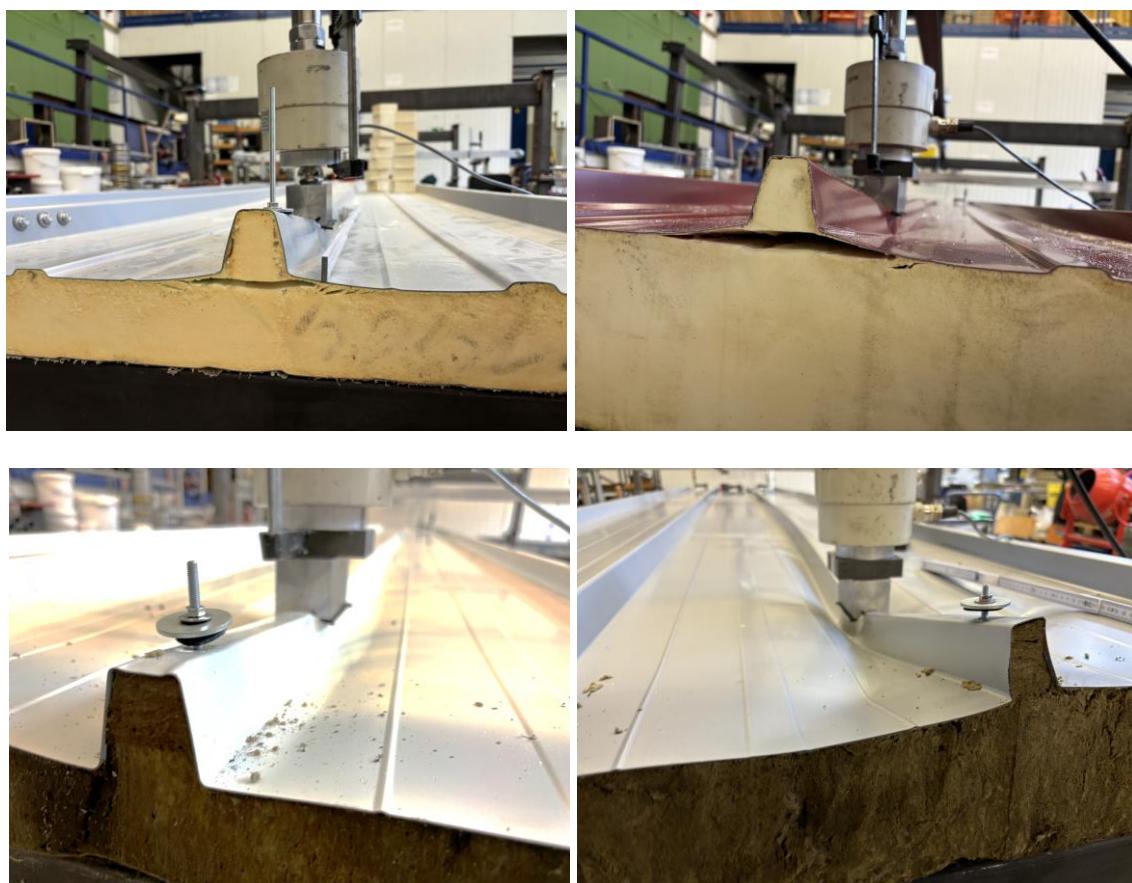


Abb. 3.2.54 Versagensbilder der trapezprofilierten Elemente am Endauflager

Die Lasten, die zu einem Abriss der Rippe führen, sind in der folgenden Tabelle dargestellt.

**Tab. 3.2.15 Traglasten am Endauflager der profilierten Elemente**

Element	PIR-T-60	MW-T-60	PIR-T-140	MW-T-140
Traglast	5,5 kN	4,0 kN	7,2 kN	5,5 kN

Das Abreißen der Rippe ist gleichbedeutend mit einem negativen Biegemoment in der Rippe, welches durch die Abkantung am Auflager zusätzlich verstärkt wird. Die Analogie der Rippe zu einem elastisch gebetteten Balken trifft also auch hier zu. Am Mittelauflager wird das Abheben der Rippe aufgrund des durchlaufenden Bleches zurückgehalten.

#### Einfluss der Lasteinleitungsart unter Zug

Die Zugversuche wurden in der bisherigen Betrachtung immer mit zwei Solarverbindern an den Stegen durchgeführt, da so der größte Schraubenwiderstand vorlag und ein Bauteilversagen in Form einer Delamination überhaupt möglich wurde. In der Praxis werden die Verbindungen jedoch häufig nur mit einem Schraubenpaar am Steg bzw. am Obergurt ausgeführt. Die Versuche werden am Element PIR-T-60 durchgeführt.

Bei der einseitigen Verbindung am Steg kommt es bei 2,5 kN zu einem Schraubenauszug infolge deutlicher Lochleibung. Eine Delamination oder sonstige Schädigung am Element tritt nicht auf. Die Versagenslast ist demnach exakt halb so groß wie bei der vorherigen Untersuchung mit zwei Solarverbindern am Steg.



Abb. 3.2.55 Versagensbild Zug bei einseitiger Befestigung (PIR-T-60)

Bei der Variante des Schraubenpaares auf dem Obergurt der Rippe werden die Schrauben alleinig auf Zug beansprucht. Bei einer Traglast von 2,9 kN kommt es zum Auszug der Schrauben mit deutlich sichtbarer plastischer Verformung des Obergurtes.

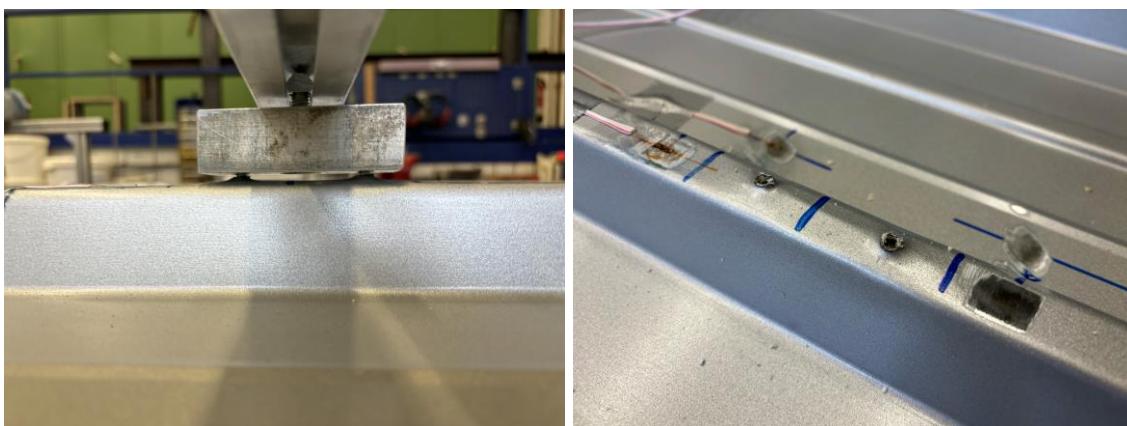


Abb. 3.2.56 Versagensbild Zug bei Befestigung auf OG der Rippe (PIR-T-60)

### Spannungen unter Zugbelastung

Die Versuchsergebnisse der Traglast-Zugversuche mit zwei Solarverbünden sollen nun noch einmal genutzt werden, um das Spannungsbild der Elemente unter Zug zu beschreiben. Hierzu werden die Absolutwerte der Spannungen bei 1,2 kN unter Druck und Zug gegenübergestellt. Sind diese gleich, unterscheiden sie sich nur durch ihr Vorzeichen. Das Tragverhalten im elastischen Bereich ist dann unter Druck und Zug identisch. Die jeweils 63 Spannungs-Messwerte sind in den folgenden Diagrammen für alle vier Elemente vergleichend dargestellt.

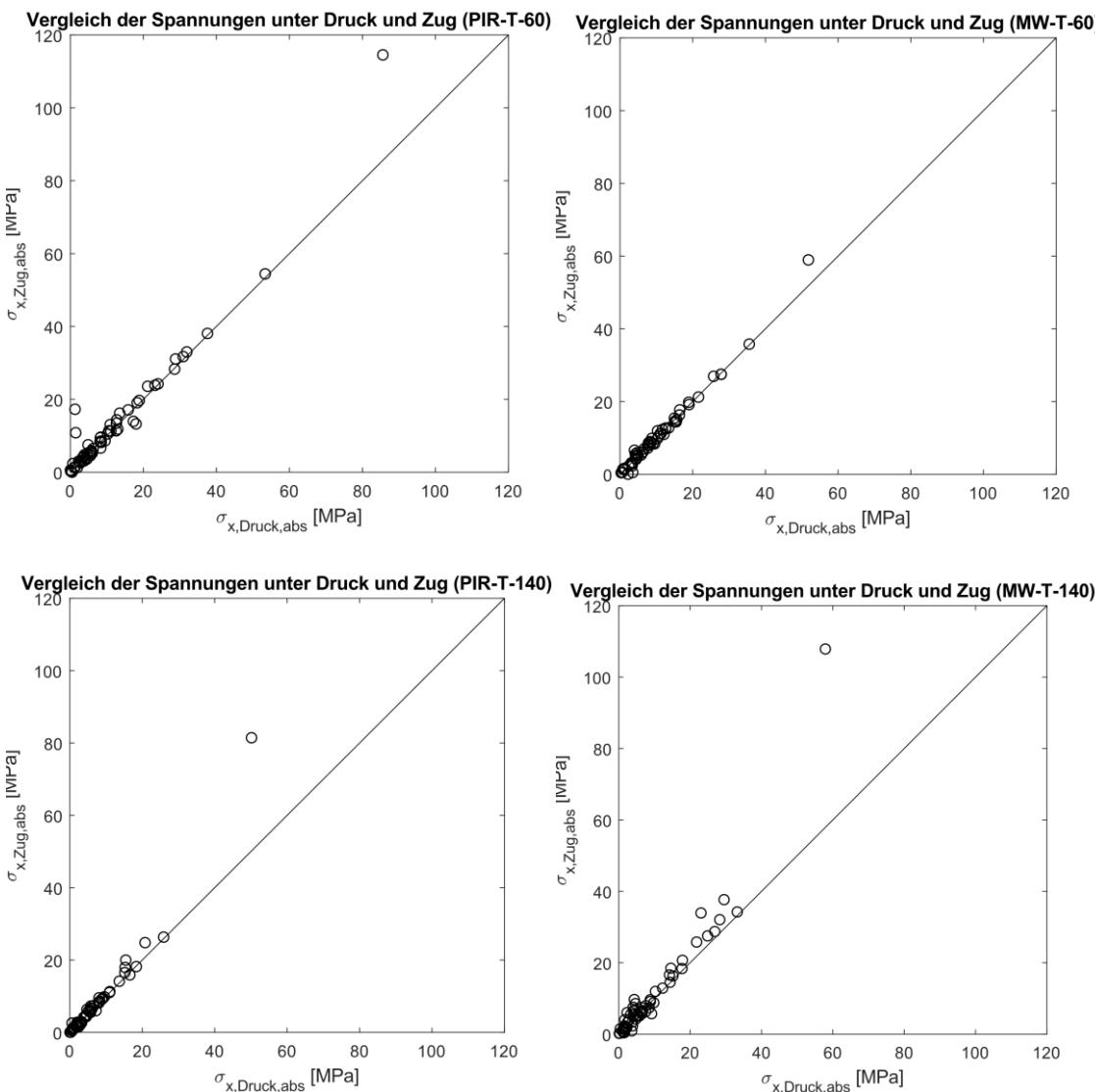


Abb. 3.2.57 Vergleich der absoluten Spannungen bei Druck und Zug

Mit Ausnahme des DMS direkt an der Lasteinleitung (Maximalwert in den Diagrammen) ist die Übereinstimmung der Spannungsbeträge sehr gut. Einzig beim dicken MW-Element liegen leichte Differenzen vor. Die Differenz der Spannung im Rippenobergurt an der Lasteinleitung ist mit der gänzlich anderen Lasteinleitungskonfiguration (Schrauben am Rippensteg vs. Stahlklotz auf Rippenobergurt) zu erklären. Bei den DMS am Fuß der belasteten Rippe liegt bereits eine gute Übereinstimmung vor. Das Spannungsbild unter einer punktuellen Zuglast ist demnach aus dem Spannungsbild unter Druck ableitbar, was die Bemessung deutlich erleichtert.

### 3.3 Zyklische Versuche

#### 3.3.1 Übersicht

Neben den statischen Lastfällen, wie Schnee oder Eigengewicht von Aufbauten, werden infolge von Winddruck- und Zugwechseln auch zyklische Lasten über die Photovoltaikverbinder in die Deckschichten des Sandwichelements eingeleitet. Es ist deshalb die Frage zu beantworten, ob infolge dieser Wechselbeanspruchung eine Spannungsumlagerung bzw. ein Verformungszuwachs mit steigender Lastwechselzahl eintritt und eine mögliche Abminderung der Tragfähigkeit der Sandwichelemente zu beobachten ist.

Die ECCS Empfehlungen ([19], Kapitel D.1) legen hierbei vor, 5000 Schwingspiele auf Gebrauchstauglichkeits-Niveau aufzubringen und dann die Traglast mit einem vorher unbelasteten Element zu vergleichen. Diese Anzahl soll die zu erwartenden Windsog-Lastspiele während der Nutzungsdauer abbilden und wird auch für die Befestigungen der Sandwichelemente an der Unterkonstruktion angesetzt. Diesen Empfehlungen wurde gefolgt. Die Lastspielzahl wurde jedoch auf der sicheren Seite liegend auf mindestens 10.000 erhöht.

Die Schwingspiele werden über einen elektronisch geregelten Hydraulikzylinder kraftgesteuert im Spannfeld durchgeführt. Es werden hierbei ebenfalls die 6,1 m langen Sandwichelemente mit derselben Auflagerkonfiguration wie bei den statischen Versuchen verwendet.

#### 3.3.2 Untersuchte Laststellungen

Aufgrund der schwer veränderbaren Position des Zylinders im Spannfeld ist die Lastposition in Längsrichtung immer auf 0,50 L beschränkt. Auch in Querrichtung ist es aufgrund der Spannfeldgeometrie nur möglich, die Mittelrippen zu beladen. Durch ein Drehen des Elements kann entweder Achse -2 oder -3 belastet werden.

Für die Zuglasteinleitung werden bei allen vier profilierten Elementkonfigurationen beide Stege angeschlossen. Zusätzlich werden wie bei den statischen Versuchen auch die Lasteinleitungsvariante am Obergurt der Rippe und an nur einem Rippensteg untersucht.

Rechnerisch ergibt sich das Minimum der Tragfähigkeit unter Zug aus der Tragfähigkeit der Schraubenpaare, welche im Kapitel Traglastversuche schon ermittelt wurde. Diese beträgt charakteristisch bei der hier vorliegenden Geometrie 0,88 kN pro Schraube. Das Gebrauchslastniveau pro Schraube beträgt demnach  $0,88/(1,33 \cdot 1,5) = 0,44$  kN.

Bei der Verwendung von einem Schraubenpaar wird die Zuglast (Oberlast) auf 0,75 kN festgelegt, bei zwei Schraubenpaaren auf 1,5 kN.

Der Längsabstand der Schrauben beträgt 70 mm.

Auf Druck wird die Last über die 40 mm breite Aluminium-Schiene mit Gummi-Unterlage auf die Rippen aufgebracht, wie der folgenden Abbildung entnommen werden kann.

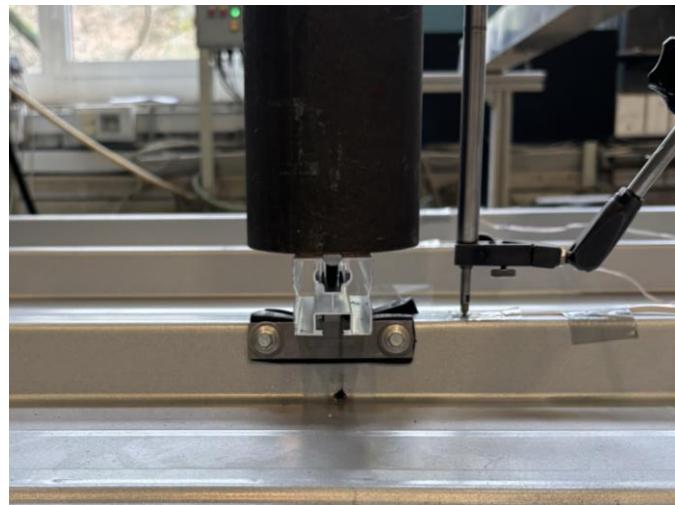


Abb. 3.3.1 Lasteinleitung im Spannfeld

Die Drucklast wird demnach deutlich konzentrierter aufgebracht als bei den statischen Versuchen mit dem flächigen Lastklotz über 100 mm. Die maximale Druckkraft (Unterlast) beträgt in den zyklischen Versuchen immer 1,5 kN. Die Dehnmessstreifen und WA sind in derselben Achse wie in den statischen Versuchen platziert, 70 mm von der Mitte der Lasteinleitung.

Die Frequenz für ein gesamtes Schwingspiel beträgt 1 Hz.

Nachdem die mindestens 10.000 Schwingspiele durchgeführt wurden, wird zunächst die Traglast unter Zug und anschließend an selbiger Stelle unter Druck bestimmt.

### 3.3.3 Ergebnisse

Während der gesamten Laufzeit des Versuchs werden alle Messergebnisse an der Lastachse aufgezeichnet (5 WA, 11 DMS). Die Amplituden der Ergebnisse sind allgemein nur um den Lastfaktor 1,5/1,2 im Vergleich zu den statischen Versuchen erhöht. Einzig am DMS direkt an der Lasteinleitung ergeben sich unter Druck erhöhte Werte, welche mit der schmäleren Lastaufbringungsbreite erklärbar sind.

Größtenteils verlaufen die Spannungen und Verformungen über die Dauer der Messung in einem festen Korridor, ohne Änderung der Amplitudenwerte, beispielhaft gezeigt in Abb. 3.3.2 anhand des DMS an der Lasteinleitung.

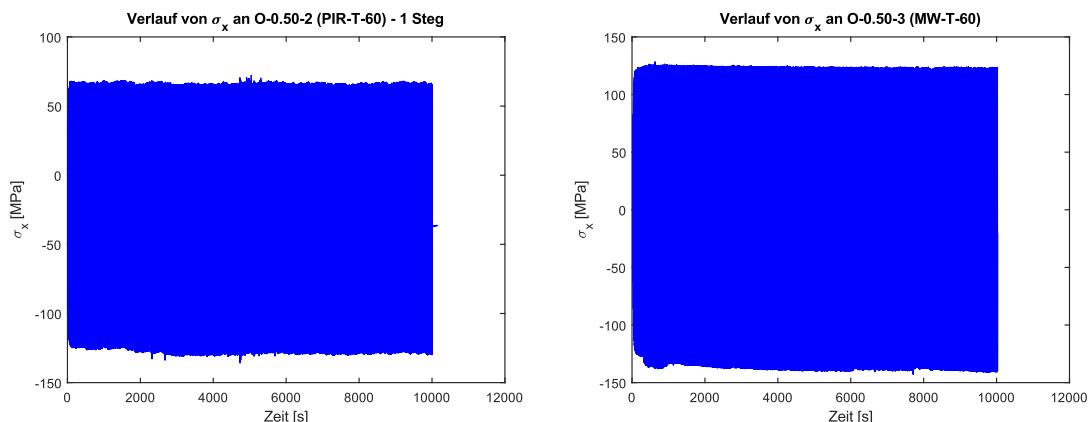
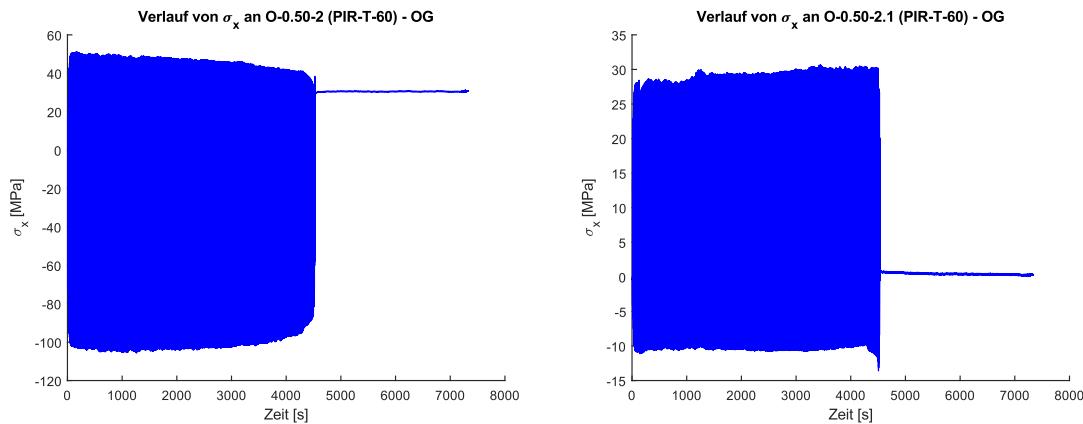


Abb. 3.3.2 Verlauf der Spannung an der Lasteinleitung beim dünnen PIR- und MW-Element

Bei zwei Versuchen stellen sich jedoch Besonderheiten dar.

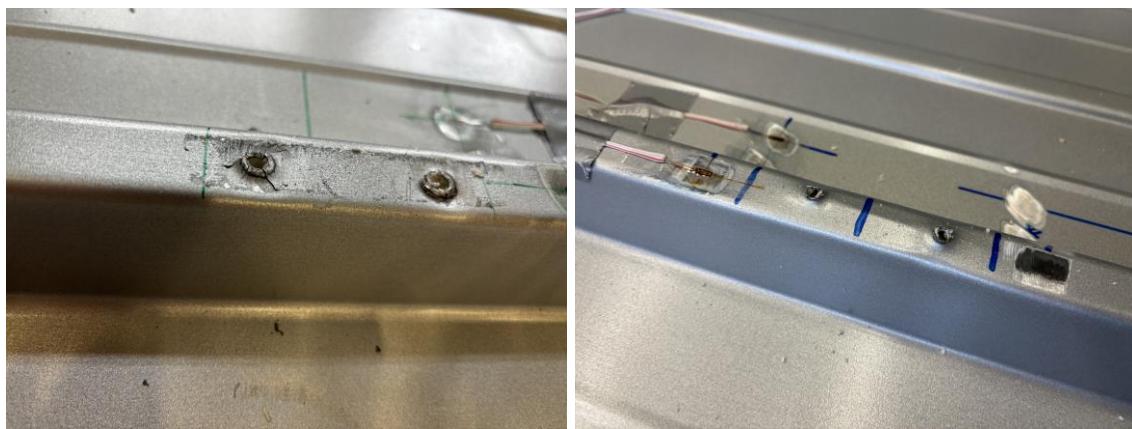
Von besonderer Bedeutung ist hierbei der Versuch, bei dem die Last über das Schraubenpaar auf dem Obergurt der Rippe unter wiederholter Belastung aufgebracht wird. Nach etwa 4500 Schwingspielen kommt es hierbei zu einem Schraubenauszug unter der Oberlast von 0,75 kN.



*Abb. 3.3.3 Verlauf der Spannung an der Lasteinleitung beim dünnen PIR-Element mit Lasteinleitung am Obergurt*

Schon zuvor ist ein Abfall der Spannungen auf dem Obergurt und Ansteigen der Spannungen am Fuß der Rippe festzustellen (Abb. 3.3.3). In einem zweiten identischen Referenz-Versuch konnten sogar nur etwa 1800 Schwingspiele über die Schrauben am Obergurt aufgebracht werden.

Das Schadensbild am Obergurt nach zyklischer Lastaufbringung ist dem Versagensbild nach statischer Lastaufbringung in der folgenden Abbildung gegenübergestellt.



*Abb. 3.3.4 Schadenbild am Obergurt nach zykl. (l.) und stat. Lasteinleitung (r.)*

Ausgehend von der Schraubenmitte sind radiale Risse zu erkennen, welche bei der statischen Belastung nicht auftraten (Abb. 3.3.4). Sie sind deshalb als Ermüdungsrisse zu bewerten. Durch die Aufweitung bzw. Auffächerung des Schraublochs erfolgt dann schließlich der Schraubenauszug. Anders als bei der Befestigung am Steg (Abscheren + Zug) ist bei der Befestigung am Obergurt (Nur Zug) bei kleinster Lochaufweitung ein Versagen zu beobachten. Bei der Befestigung am Steg kann auch bei eingetretener

Lochaufweitung aufgrund einer Klemmwirkung/Schiefstellung der Schrauben noch eine Kraftübertragung erfolgen.

Bei den MW-Elementen sind leichte Änderungen der Amplituden bei einzelnen Messwerten zu erkennen, wie der folgenden Abbildung entnommen werden kann.

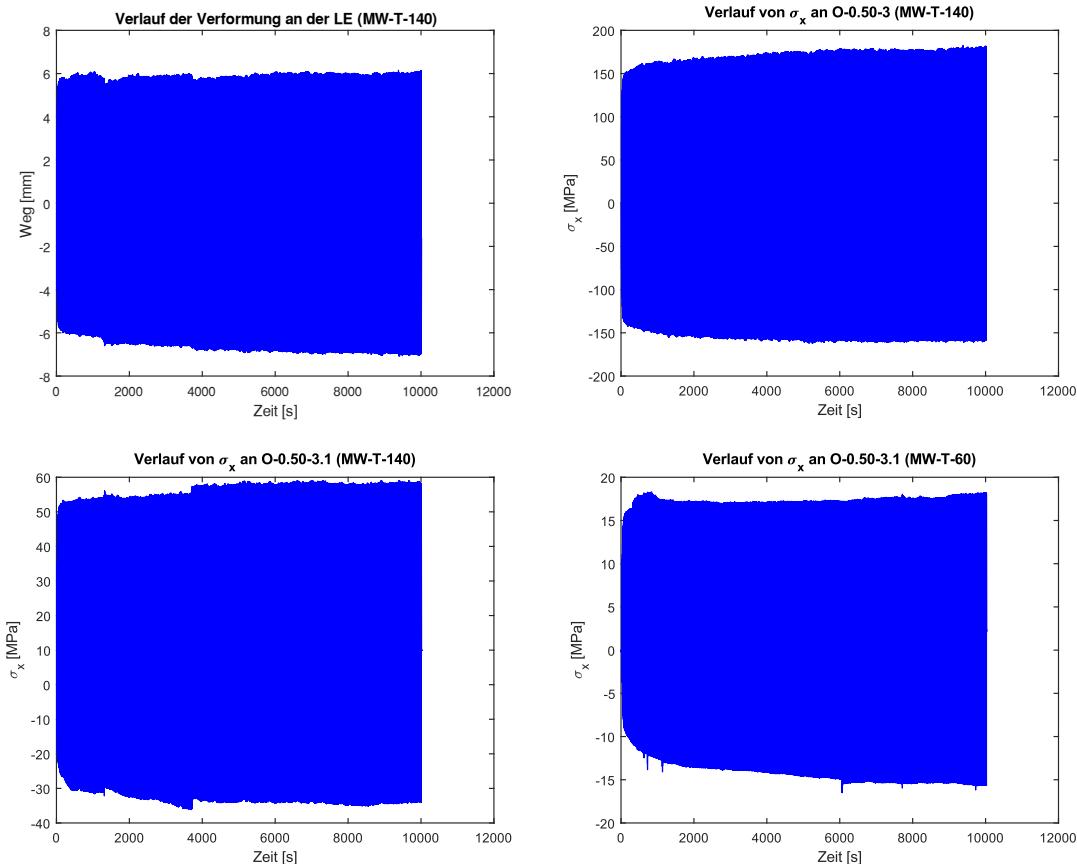


Abb. 3.3.5 Spannungsänderung in der Rippe bei den MW-Elementen

Die Spannungen und Verformungen (negative Verformung an LE = andrückend) der belasteten Rippe steigen unter der Oberlast/Zug mit zunehmender Schwingspielzahl leicht an. Dies deutet auf erste lokale Ablösungen im Kern hin. Beim dünnen MW-Element ist eine Amplitudenänderung jedoch nur am Fuß der Rippe feststellbar.

Neben den Ergebnissen im elastischen Bereich sollen die Zug-Traglasten nach wiederholter Belastung denen der statischen Versuche zuvor gegenübergestellt werden (Tab. 3.3).

**Tab. 3.3 Vergleich der Zugtraglasten nach zyklischer Belastung**

Element	Verbindungs-typ	Trag-last Stat. [kN]	Trag-last Zykl. [kN]	Erreichte Lastspiel-zahl	Erst-Versagensart stat.	Erst-Versagensart zykl.
PIR-T-60	1 (Steg)	2,5	2,5	10.000	Schrauben-auszug	Schrauben-auszug
	2 (Steg)	5,2	> 4,2	25.000	Lok. Delamination	Versagen Alu-Schiene
	1 (OG)	2,9	-	4.525 bzw. 1.814	Schrauben-auszug	Schrauben-auszug
PIR-T-140	2 (Steg)	6,0	> 5,0	10.000	Lok. Delamination	Versagen Alu-Schiene
MW-T-60	2 (Steg)	4,9	4,8	10.000	Lok. Delamination	Lok. Delamination
MW-T-140	2 (Steg)	3,5	3,3	10.000	Lok. Delamination	Lok. Delamination

Ein Vergleich der Traglasten unter Zug zeigt keine deutliche Abminderung der Tragfähigkeit des Elementes nach zyklischer Beanspruchung. Die lokale Delamination im Traglastversuch war jedoch nach den zyklischen Versuchen nicht so stark sichtbar wie nach den statischen. Grund dafür ist, dass nach der einsetzenden Delamination und dem daraus folgenden Lastabfall die Last nicht mehr so weit gesteigert werden konnte, wie in den statischen Versuchen, da die Schrauben sich nach dem Delaminieren früher auszogen.

Das „unplanmäßige“ Versagen der Alu-Schiene ist ebenfalls auf ein Ermüdungsproblem und die damit einhergehende Schädigung im Material zurückzuführen (Abb. 3.3.6). Bei den statischen Versuchen ist es trotz höherer Lasten nicht aufgetreten. Die Alu-Schiene konnte im hiesigen Versuchsaufbau leider nicht getauscht werden, um den Versuch weiterzufahren, da hierzu die Schrauben hätten gelöst werden müssen.

**Abb. 3.3.6 Versagensbild der Alu-Schiene**

In den von Naujoks/Zapfe [17] vorgestellten zyklischen Versuchen mit einem Verbinder am Steg (Oberlast 0,72 kN, Unterlast -0,13 kN) mit 5000 Schwingspielen wurde ebenfalls ein Versagen der Alu-Schiene bei 3,3 kN beobachtet.

Nach der Bestimmung der Tragfähigkeit unter Zug wird jedes Element unter Druck bis zur Traglast beansprucht. Aufgrund der schmaleren Aufstandsfläche der Alu-Schiene erfolgte das lokale Erstversagen, Stegbeulen der belasteten Rippe, frühzeitiger ( $\approx 3 \text{ kN}$ ). Das Knitterversagen erfolgt dann jedoch weiterhin in der benachbarten Rippe auf demselben Lastniveau wie nach der statischen Belastung. Ein Schädigung der Fuge im Abstand der Rippe infolge der zyklischen Lasteinleitung und eine damit einhergehende schwächere Stabilisierung der gedrückten Deckschicht ist demnach nicht zu beobachten.

### 3.4 Materialkennwerte aus Kleinversuchen

Die Bestimmung der Materialkennwerte ist für die spätere numerische Modellbildung notwendig. Deshalb werden Kleinteilversuche gemäß DIN EN 14509 [3] durchgeführt. Diese beinhalten Würfelproben (gemäß A1 und A2 [3]) zur Bestimmung der Querzug- und Drucksteifigkeit bzw. -festigkeit sowie Schubbalkenversuche (gemäß A3 [3]) zur Bestimmung des Kernschubmoduls  $G_c$  und der Kernschubfestigkeit  $f_{cv}$ . Die Probekörper werden aus dem unbelasteten Feld des Zweifeldträgers entnommen. In der folgenden Tabelle sind die Eigenschaften und die Anzahl der Probekörper aufgeführt.

**Tab. 3.4.1 Übersicht der Probekörper für Materialkennwerte**

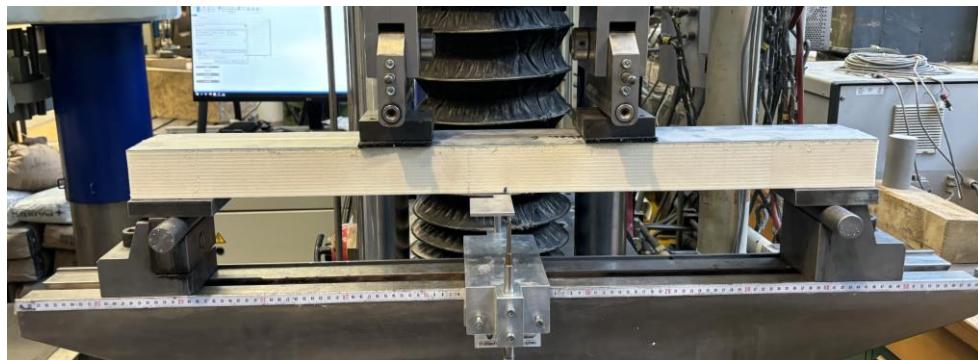
Elementtyp	Probentyp	Probenabmessungen soll (L x B x H) [mm]	Anzahl
MW-L-140	Schubbalken	1200 x 125 x 140	7
	Würfel-Zug	125 x 125 x 140	8
	Würfel-Druck	125 x 125 x 140	14
PIR-L-140	Schubbalken	1200 x 100 x 140	10
	Würfel-Zug	100 x 100 x 140	9
	Würfel-Druck	100 x 100 x 140	14
PIR-T-60	Schubbalken	900 x 100 x 60	9
	Würfel-Zug	100 x 100 x 60	9
	Würfel-Druck	100 x 100 x 60	19

Der E-Modul der Stahldeckschicht wird nicht versuchstechnisch bestimmt und zu 210.000 MPa festgelegt.

Auf eine Bestimmung der Kerneigenschaften beim dünnen und dicken trapezprofilierten MW-Dachelement wird verzichtet. Die Mineralwolle wird aus großen gleichförmigen Blöcken auf die gewünschte Kerndicke herausgeschnitten. Die Kerndicke hat anders als beim geschäumten PIR-Kern deshalb keinen direkten Einfluss auf die Materialeigenschaften. Auf eine Prüfung der Materialkennwerte beim dicken PIR- Dachelement wird ebenfalls verzichtet, da die durchgehende Kerndicke identisch zum PIR-Wandelement ist.

Die Schubbalken werden im Vier-Punkt-Biegeversuch bis zum deutlichen Abfallen der Last-Verformungskurve belastet. Die Spannweite beträgt 800 mm bei den Balken mit 60 mm Kerndicke und 1000 mm bei den Balken mit 140 mm Kerndicke. Abbildung 3.4.1

zeigt den Versuchsaufbau exemplarisch für die dünnen PIR-Balken. Die Verformungen des Balkens werden in der Mitte mit zwei seitlichen Wegaufnehmern dokumentiert.



*Abb. 3.4.1 Versuchsaufbau Schubbalken*

Bei den Lasteinleitungsstellen und am Auflager werden Lastverteilplatten aus Stahl angeordnet, um ein Deckblechversagen zu verhindern. An den Auflagern haben diese eine Länge von 120 mm und an der Lasteinleitung eine Länge von 90 mm bei den dünnen Balken und 145 mm bei den dicken Balken. Zusätzlich wird an der Lasteinleitung ein Elastomer eingelegt. Die Versagensbilder der Schubbalken sind in Abbildung 3.4.2 dargestellt.



*Abb. 3.4.2 Versagensbilder Schubbalkenversuche*

Bei den PIR-Elementen stellt sich größtenteils ein Schubriss im Kern als Versagensursache ein. Bei wenigen kommt es jedoch zum ungewollten Deckblechversagen infolge der Eindrückung der Lastplatten. Die Mineralwollbalken versagen größtenteils durch ein Schubversagen in der Klebefuge zwischen Kern und Deckschicht im Auflagerbereich, wie Abbildung 3.4.3 entnommen werden kann.



*Abb. 3.4.3 Schubversagen in der Klebefuge am Auflager (Delaminierung)*

Bei drei der acht MW-Schubbalken befand sich ein unplanmäßiger Längsstoß im Balken. Diese stellen quasi ein Querkraftgelenk dar und können deshalb nicht für die Auswertung der Materialkennwerte herangezogen werden. Die Ergebnisse des Schubmoduls der MW-Balken streuen sehr stark.

Die Mittelwerte der Materialkennwerte der Schubbalken können der folgenden Tabelle entnommen werden. Die vollständigen Werte mit Versagensarten sind in Anhang C zu finden.

**Tab. 3.4.2 Mittelwerte der Materialkennwerte aus den Schubbalkenversuchen**

Elementtyp	$f_{cv}$ [MPa]	$G_c$ [MPa]
MW-L-140	0,071	8,06
PIR-L-140	0,120	3,28
PIR-T-60	0,149	4,00

Die Übereinstimmung der Mittelwerte zu den Werten aus den Zulassungen ist sehr gut.

Es sei noch einmal darauf hingewiesen, dass sich die Steifigkeiten bei PIR-Kernen infolge des Schäumprozesses in Dickenrichtung unterscheiden und die berechneten Materialkennwerte stets Mittelwerte über die Kerndicke darstellen (vgl. [10]).

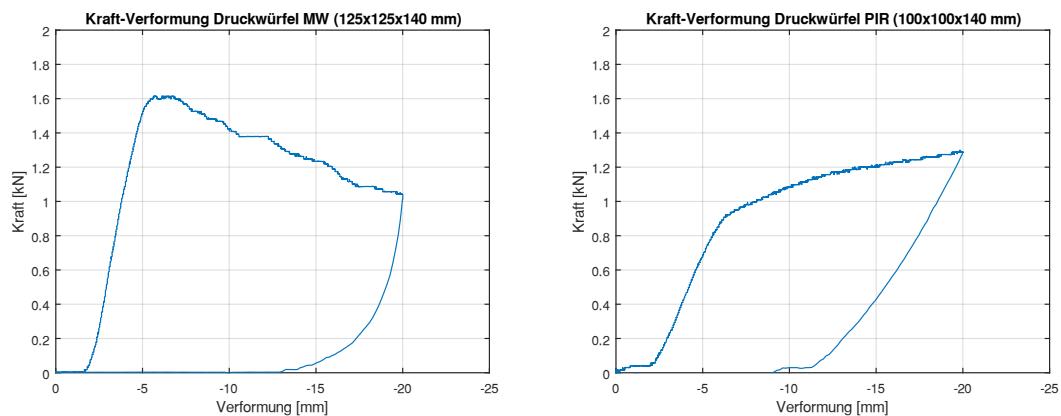
Zusätzlich werden aus den Elementen Würfel geschnitten, um die Druckfestigkeit und den Druck-E-Modul des Kerns zu bestimmen. Während sich die PIR-Elemente nach der Entlastung größtenteils in ihre Ausgangsform zurück verformen, sind bei den MW-Kernen diffuse Bruchbilder festzustellen, welche zum Teil auch ein Scherversagen wider spiegeln (Abb. 3.4.4 r.).



**Abb. 3.4.4 Bruchbilder der MW-Würfel**

Die Höchstlast der PIR-Proben wird durch die Grenzstauchung von 10 % definiert, während es bei den MW-Elementen zu einem Abfall der Kraft-Verformungskurve kommt.

Die Kraft-Verformungskurven der PIR-Elemente zeigen einen zweisegmentig linearen Verlauf, wie der folgenden Abbildung entnommen werden kann.



*Abb. 3.4.5 Beispielhafte Kraft-Verformungskurven der Würfelproben*

Die Grenzstauchung von 10% der Kerndicke toleriert ein Plastizieren des Kernmaterials. Damit geht ein deutlicher Steifigkeitsabfall (hier um etwa 80% bei den PIR-Elementen) einher. Insbesondere beim Querdruck am Auflager kann dies zu Umlagerungen der Kontaktspannung bei steigender punktueller Belastung führen.

Die ermittelten Mittelwerte der Würfelproben sind in der folgenden Tabelle aufgelistet.

**Tab. 3.4.3 Mittelwerte der Materialkennwerte aus den Druckwürfelversuchen**

Elementtyp	$f_{C,c}$ [MPa]	$E_{C,c}$ [MPa]
MW-L-140	0,075	3,76
PIR-L-140	0,123	3,50
PIR-T-60	0,104	2,12

**Tab. 3.4.4 Mittelwerte der Materialkennwerte aus den Zugwürfelversuchen**

Elementtyp	$f_{C,t}$ [MPa]	$E_{C,t}$ [MPa]
MW-L-140	0,046	5,37
PIR-L-140	0,074	3,29
PIR-T-60	0,075	2,15

Bei den Zugwürfeln erfolgte bei den PIR-Elementen ein spröder Riss, während bei den MW-Elementen ein zunehmendes Abreißen der MW-Fasern und ein damit einhergehender Kraftabfall zu beobachten ist.

### 3.5 Zwischenfazit Bauteilversuche

Bevor im nächsten Kapitel das Tragverhalten von Sandwichelementen unter Punktlasten numerisch weiter untersucht wird, sollen an dieser Stelle die wichtigsten Erkenntnisse aus den Bauteilversuchen festgehalten werden:

- Die Streuung der Messwerte der jeweils drei Messungen ist gering.
- Die Schnittgrößenverläufe, welche sich aus der Integration der Spannungsmesspunkte ergeben, stimmen mit Ausnahme des dicken trapezprofilierten MW-Elementes gut mit den Schnittgrößen am Fachwerkmodell überein. Mit der Kenntnis der effektiven Breiten der Teilschnittgrößen lässt sich die Spannungskonzentration im Querschnitt korrekt abbilden.
- Bei den linierten Elementen liegt an der Lasteinleitung eine große Zugspannung vor, welche aus Blechbiegung und Membranzug infolge der Muldenbildung durch die Eindrückung der Punktlast resultiert. Die Anteile werden numerisch im folgenden Kapitel weiter untersucht. Diese lokale Zugspannung kann mit dem hier vorgestellten Konzept mit effektiven Breiten und Schnittgrößen am Fachwerkmodell nicht abgebildet werden.
- Die Teilschnittgröße des Deckschichtmomentes dominiert die Maximalspannung am Obergurt der Rippe und wird unter einer Punktlast darüber hinaus konzentrierter abgetragen als die Teilschnittgröße der Deckschichtnormalkraft bzw. des Sandwichmomentes.
- Bei den Verläufen der mitwirkenden Breiten in Abhängigkeit von der Laststellung in Längsrichtung ist eine Regelmäßigkeit bei allen Elementtypen festzustellen. Die effektiven Breiten beider Teilschnittgrößen reduzieren sich bei auflagernaher Laststellung.
- Die quantitativen Unterschiede der effektiven Breiten sind selbst beim Vergleich der unterschiedlichsten betrachteten Elementtypen gering.
- Im Abstand der Punktlast in Längsrichtung findet eine schnelle Spannungsausbreitung im Querschnitt statt.
- Der Lastübertrag unter einer Punktlast über die Längsfuge führt zu keinem ungünstigeren Spannungsbild als bei der einzelnen Betrachtung eines Elementes.
- Das Spannungsbild unter einer punktuellen Zuglast unterscheidet sich, abgesehen vom direkten Spannungsmesspunkt an der Lasteinleitung, bei den untersuchten Elementen einzig durch eine Vorzeichenumkehr.
- In den Traglastversuchen im überkritischen Bereich ist unter Druck bei allen Elementen das Knitterversagen maßgebend. Ein Schubversagen konnte nur beim PIR-Wandelement in der auflagernahen Laststellung nach dem Knitterversagen festgestellt werden. Eine Bemessung auf die Knitterspannung ist demnach zielführend.
- Bei den linierten Elementen bilden sich infolge der tiefen Eindrückung des Deckblechs an der Punktlast und eines damit entstehenden Druckrings auch radiale Knitterfalten, welche nicht senkrecht zur Spannweite verlaufen. Die Fließgrenze der Deckschicht ist im Bereich der Lasteinleitung der Punktlast in diesem Zustand längst überschritten.
- Das Erstversagen der trapezprofilierten Elemente unter Druck stellt stets das Plastizieren der belasteten Rippe mit einem wachsenden Ausbeulen der

Rippenstege dar. Das Lastniveau für dieses Erstversagen ist in dieser Versuchsreihe bei allen untersuchten Dachelementen annähernd identisch und beginnt bei etwa 2,5 kN durch eine Faltenbildung im Obergurt.

- Das Versagen unter Zug tritt bei den trapezprofilierten Elementen bei der Verbindung mit vier Schrauben am Steg zunächst in Form einer lokalen Delamination der Rippe vom Kern auf. Nach einem daraus folgendem Lastabfall und anschließender erneuter Laststeigerung erfolgt das Komplettversagen dann in Form eines Schraubenauszugs unter deutlich sichtbarer Lochleibung.
- Beim dicken trapezprofilierten MW-Element liegt kein klassisches Knitterversagen in den Rippen vor, welches über das Prinzip der effektiven Breite quantifizierbar ist.
- Die zyklischen Versuche zeigen, dass durch die wiederholte Belastung mit 10.000 bis 25.000 Schwingspielen auf Gebrauchslastniveau allgemein keine traglastmindernden Effekte im Sandwichelement auftreten. Insbesondere liegt keine Reduktion der Knitterspannung infolge lokaler Delamination vor. Einzig die Montage der Solarverbinder auf dem Obergurt der Rippen zeigt sich aus ermüdungstechnischer Sicht als problematisch.

Für die Teilschnittgrößen Deckschichtnormalkraft und Deckschichtbiegemoment konnten aufgrund des engen Messrasters auf den Deckblechen in den Versuchen bereits umfangreiche Erkenntnisse über die Spannungskonzentration, quantifiziert über die effektiven Breiten dieser beiden Teilschnittgrößen, gewonnen werden. Im folgenden Kapitel werden die Versuche zunächst numerisch nachgebildet, um auch Erkenntnisse über die Spannungskonzentration der Teilschnittgrößen Kernquerkraft und Deckschichtquerkraft zu gewinnen. Zusätzlich werden weitere Elementkonfigurationen und statische Systeme im Rahmen einer Parameterstudie numerisch untersucht.

## 4 Numerische Modellbildung

### 4.1 Übersicht

In diesem Kapitel wird zunächst die Modellierung der Sandwichelemente und die realitätsgetreue Abbildung des Versuchsaufbaus beschrieben. Anschließend werden die numerischen Ergebnisse denen der Bauteilversuche gegenübergestellt. Anhand der numerischen Modelle wird dann insbesondere die messtechnisch nicht erfasste Schubspannungsverteilung in Deckschicht und Kern betrachtet. Abschließend wird in einer Parameterstudie der Einfluss einzelner Sandwichelementeigenschaften im Rahmen der marktüblichen Bandbreite variiert, um ein Gesamtbild über deren Einfluss auf die effektiven Breiten zu gewinnen.

### 4.2 Modellierung

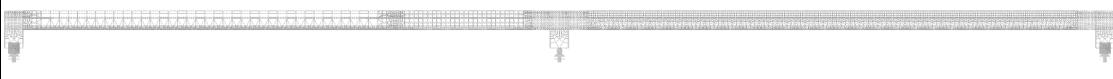
#### 4.2.1 Element- und Materialdefinition

Für die numerische Abbildung der Versuche werden Finite-Elemente Modelle mittels der Software *RFEM 5* [37] in der Version 5.26.01 erzeugt. Als Elementtypen werden Schalenelemente für die Deckschichten und Volumenelemente für die Kernschicht genutzt. *RFEM* bietet die Möglichkeit, drei- und vierknotige Schalenelemente sowie Tetraeder- und Hexaeder-Volumenkörper zu generieren. Um ein möglichst gleichmäßiges Netz, insbesondere in den Übergangsbereichen von Netzverdichtungen, zu schaffen, werden beide Elementansätze bei der Netzgenerierung aktiviert. Zusätzlich besitzen die Elemente automatische generierte Interpolationsknoten an den Kanten, um die Ergebnisqualität zu verbessern.

In der folgenden Tabelle sind die angestrebten maximalen Kantenlängen der Schalenelemente dargestellt:

**Tab. 4.2 Netzgröße der Schalenelemente**

	Im unbelasteten Feld	Im Übergang zum unbelasteten Feld	Im Auflagerbereich	Im belasteten Feld
Obere Deckschicht (Schalen)	50 mm	25 mm	10 mm	13 mm
Untere Deckschicht (Schalen)	50 mm	25 mm	10 mm	20 mm



Die globale Elementgröße wird zu 50 mm festgelegt. Die Volumenkörper erhalten keine weitere Netzverdichtung. Sie sind automatisch an die Kantenlängen der umgebenden Deckschichten angepasst.

Die hier gewählte Netzverdichtung ist ausreichend, da eine weitere Verfeinerung zu keiner merklichen Änderung der Ergebnisse in den betrachteten Schnitten, in denen die DMS befestigt sind, führte (<2% im Bereich der Lasteinleitung). Im Bereich der Lasteinleitung wird eine manuelle Netzverfeinerung von 2 mm angesetzt (Abschnitt 4.2.3).

Da auch bei den numerischen Berechnungen stets das elastische Tragverhalten im Fokus steht, wird die Verbindung zwischen den Schalen- und Volumenelementen als starr betrachtet und es werden keine zusätzlichen Kontakt elemente definiert.

Die Materialeigenschaften werden ebenfalls linear elastisch festgelegt. Die Ergebnisse der Kleinteilversuche für den Kern lassen sich sowohl bei den PIR- als auch bei den MW-Elementen nicht mit einem isotropen Materialmodell beschreiben. Da der E-Modul und der G-Modul annähernd gleich sind, berechnet sich eine negative Querkontraktionszahl (auxetisches Verhalten). Da dieses Verformungsverhalten unter Druck offenkundig nicht der Fall ist, wird der Kern mittels eines orthotrop elastischen 3D-Materialmodells definiert. Die Querdehnzahl wird hier zu 0,25 festgelegt. Numerische Vergleichsuntersuchungen der Querdehnzahl 0,15; 0,25 und 0,35 zeigten keinen Einfluss auf die Ergebnisse (<1% Abweichung). Hierzu werden die Mittelwerte aus den Kleinteilversuchen herangezogen. In der Parameterstudie am Ende dieses Kapitels werden die Materialeigenschaften variiert und der Einfluss quantifiziert.

Die Moduln werden in allen Richtungen gleich angesetzt. Sowohl diese Annahme als auch die Festlegung konstanter Moduln über die Höhe stellt insbesondere bei Polyurethankernen eine starke Vereinfachung dar. Durch den Aufschäumprozess des PIR-Kerns in der Fertigung kommt es zu einer Verdichtung des Schaumes an den Deckblechen, da dort ein weiteres Aufschäumen behindert wird (Vgl. Engel [10]). Der gemessene E- und G-Modul ist demnach immer nur ein Mittelwert über die gesamte Kernhöhe. Darüber hinaus kann es zu Lufteinschlüssen unter dem Deckblech kommen (Lunkerbildung). Da der Schaum nur nach oben und nicht zu den Seiten aufschäumen kann, ist auch die Annahme gleicher Moduln in alle Richtungen nur eine vereinfachte Näherung (vgl. Hassinen, Misiek [38]). Die Nahaufnahmen der PIR-Zellen zeigen eine deutliche Längsorientierung (Orthotropie), wie der folgenden Abbildung entnommen werden kann.

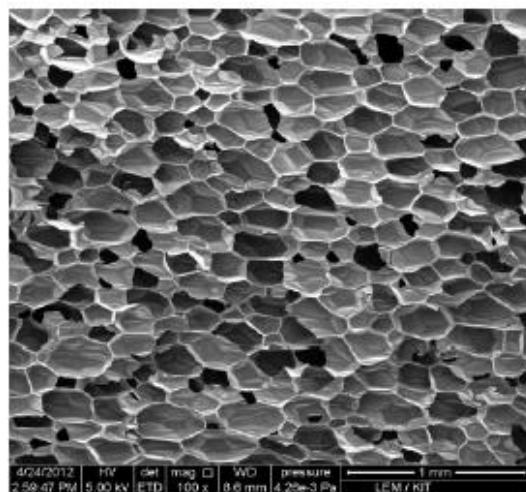


Abb. 4.2.1 Porenstruktur des Polyurethan-Schaumes in der Nahaufnahme aus [38]

Diese ist abhängig von der Kerndicke. Der E-Modul  $E_{C,x}$  beträgt insbesondere bei PIR-Schäumen ein Vielfaches von  $E_{C,z}$  (bis zu Faktor 5 (Engel [10])).

Die MW wird hingegen aus fertigen Blöcken geschnitten und als Lamellen zwischen die Stahldeckschichten eingelegt und verklebt. Sie weisen über die Höhe keine Verdichtung auf. Die Materialkennwerte sind demnach auch nicht von der Dicke abhängig. Die Mineralwolllamellen untereinander werden nicht verklebt, sondern können nur über Reibung

Kräfte übertragen und weisen aufgrund der Faserorientierung deutlich unterschiedliche E-Moduln in Längs- und in Querrichtung auf.

Für das elastische Tragverhalten sind die getroffen Modellierungsvereinfachungen tolerierbar. Entscheidend für das Tragverhalten ist der E-Modul  $E_{c,z}$  des Kerns als Bettung der Deckschicht und vor allem der Schubmodul  $G_{c,xz}$ . In diesen Richtungen wurden auch die Belastungen in den Kleinteilversuchen eingeprägt. Bei nichtlinearer Berechnung im überkritischen Bereich führt die Annahme eines konstanten  $E_{c,z}$  Moduls und der Festigkeit  $f_{c,z,t}$  über die Höhe zu Abweichungen bei der Bestimmung der Grenzspannung bzw. des Ablösepunktes in der Fuge zwischen Kern und Deckschicht beim Knittern der Deckschicht.

Eine weitere Unsicherheit bei der Berechnung im überkritischen Bereich sind die schwierig quantifizierbaren Eigenspannungen in den kaltumgeformten Stahldeckschichten.

Imperfektionen werden in den numerischen Untersuchungen im elastischen Bereich nicht betrachtet.

Die Deckschichtdicke wird bei der Parameterstudie mit den Nenndicken 0,6 mm (oben) bzw. 0,5 mm (unten) angenommen. Die explizite Nachrechnung der durchgeföhrten Versuche wird abzüglich der Zinkschichtdicke von 0,04 mm berechnet (vgl. Berechnungsbeispiel in [1]). Das Werkstoffgesetz des Stahls wird isotrop elastisch gewählt.

Neben der hier vorgestellten Modellierung des Sandwichelementes betrachtet der folgende Absatz die möglichst realistische Abbildung der Auflager.

#### 4.2.2 Auflagermodellierung

Der Versuchsstand ist darauf ausgelegt, eine gelenkige Linienlagerung für die Sandwichelemente sicherzustellen. Es soll nur ein vertikaler Lastabtrag an den Lagern erfolgen und keine Einspannwirkung mit der daraus folgenden verstärkten Kantenpressung entstehen. Insbesondere darf kein Schubverbund zwischen Auflager und unterer Deckschicht entstehen. Dieselben Voraussetzungen müssen auch im numerischen Modell erfüllt sein. Aufgrund der Linierung der unteren Deckschicht liegen im Versuch bei dem bestehenden Lastniveau von 1,2 kN nur die Täler auf dem Rechteckhohlprofil auf. Dies wird im numerischen Modell ebenfalls berücksichtigt.

In [32] und [33] wurden mehrere Möglichkeiten der Auflagermodellierung vorgestellt. Als beste Lösung stellte sich dabei die Auflagermodellierung mittels eines Rechteckblocks bestehend aus Volumenkörpern dar. Diese sind mittig auf einer Linienlagerung gelagert. Die Linienlagerung verhindert einzig die vertikale Verschiebung des Rechteckblocks. Der Block kann sich demnach frei verdrehen und in der Ebene verschieben.

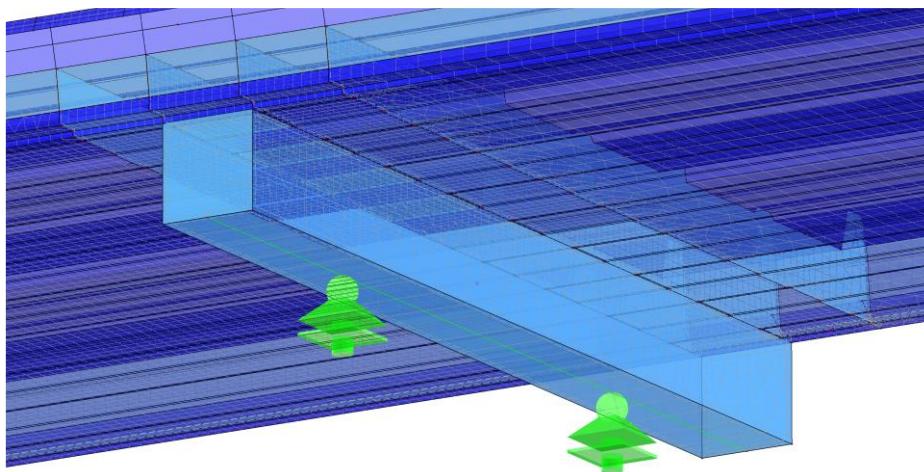


Abb. 4.2.2 Modellierung des Auflagers

Damit ein Längsschub vermieden wird und nur Vertikallasten abgetragen werden, wird für das Auflager ein neues Material mit orthotropen Eigenschaften definiert. Bis auf den E-Modul  $E_z$  werden die Moduln in allen Richtungen mit 10 MPa angesetzt, um eine Kinematik zu vermeiden. Der Wert des  $E_z$ -Moduls wurde variiert und letztendlich zu 10.000 MPa festgelegt. Dies spiegelt eine sehr starre Lagerung wieder, wie sie auch in den Versuchen mittels der Rechteckrohre realisiert wurde.

#### 4.2.3 Lastaufbringung

Voruntersuchungen zeigten, dass die Zugspannungen im Bereich der Lasteinleitung bei den linierten Elementen mit dem vereinfachten Ansatz der Lastaufbringung als konstante Flächenlast nicht abgebildet werden können. Erst mit der detaillierten Nachbildung der Lasteinleitungskonfiguration mit Stahl-Rechteckklotz und der 3 mm Elastomerschicht sowie einer Netzverdichtung im Bereich der Lasteinleitung auf  $2 \times 5$  mm kann der Spannungszustand mit einer Berechnung nach Th. III. O. korrekt abgebildet werden. Die Steifigkeit der Elastomerschicht im Lastzustand von 1,2 kN wurde zuvor zu 5 MPa bestimmt.

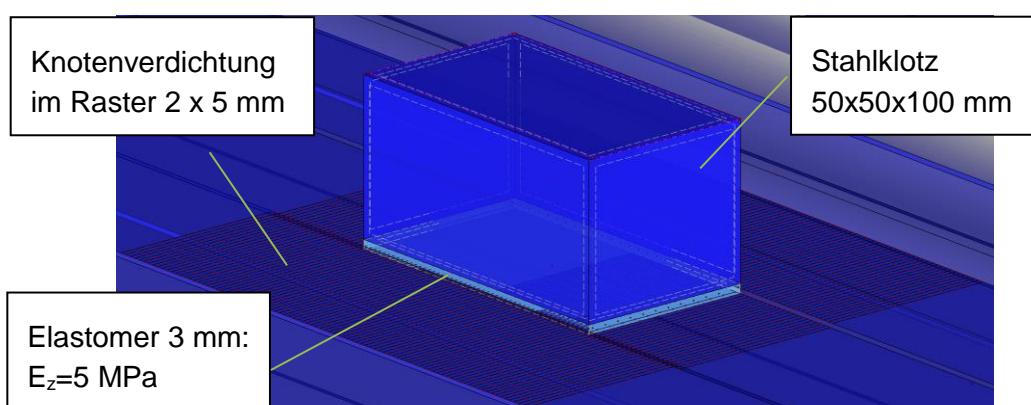


Abb. 4.2.3 Modellierung der Lastaufbringung bei den linierten Elementen

Aufgrund von Stabilitätsproblemen bei der Berechnung nach Th. III. O. mussten die übigen Elastizitäts- und Schubmoduln in den anderen Achsenrichtungen auf 20 MPa erhöht werden. Eine Verbundwirkung zwischen der Deckschicht und dem Volumenkörper in Form von nennenswerten Längsspannungen im Stahlklotz kann nicht festgestellt werden.

Auf den Stahlklotz wirkt dann eine gleichmäßige Flächenlast, welche die Last von 1,2 kN widerspiegelt.

Auch bei den Dachelementen wird für die Validierung des numerischen Modells diese Form der Lasteinleitung gewählt, da auch am Obergurt der Rippe gewisse Umbiegeeffekte durch den Stahlklotz vorliegen und die Spannungen an der Messstelle des DMS an der Lasteinleitung besser abgebildet werden.

Auf die übrigen Spannungswerte hat die detaillierte Form der Lastaufbringung im Vergleich zur Flächenlast bei den linierten Elementen bzw. einer Streckenlast auf jedem Steg der Rippe der profilierten Elemente keinen nennenswerten Einfluss. In der Parameterstudie wird deshalb die einfache Variante der Lasteinleitung gewählt sowie eine Berechnung nach Theorie I. Ordnung durchgeführt.

### 4.3 Validierung des numerischen Modells

Das numerische Modell soll nun anhand der Messdaten aus Kapitel 3 validiert werden. Die Kerneigenschaften werden entsprechend der durchgeföhrten Kleinteilversuche definiert. Die Berechnungen werden nach Theorie III. Ordnung und mit der Lastaufbringung in Form des Stahlklotzes durchgefördert. Hierzu werden der Übersichtlichkeit halber die Laststellung 0,15-2; 0,50-2 und 0,50-1 verwendet. Es werden die Normalspannungen im gesamten Element und die Verformung in der Lastachse aus dem numerischen Modell den Messergebnissen betragsmäßig gegenübergestellt.

#### Linierte Elemente

In der folgenden Abbildung sind die Spannungen in der Laststellung 0,50-2 am Element PIR-L-140 aus dem numerischen Modell dargestellt. Vergleichend sind in Klammern die Ergebnisse der Mittelwerte der drei Bauteilversuche (vgl. Abb. 3.2.2) mit dargestellt.

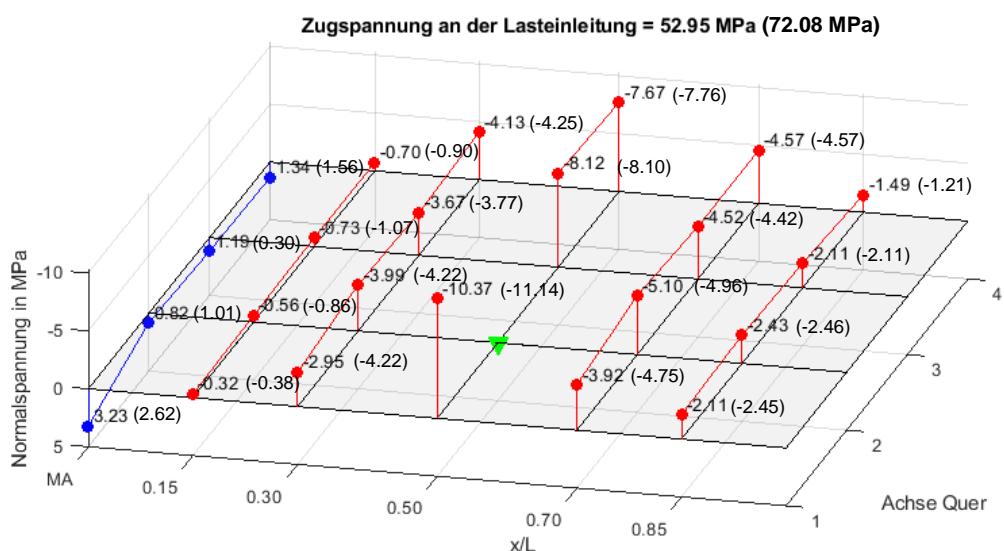
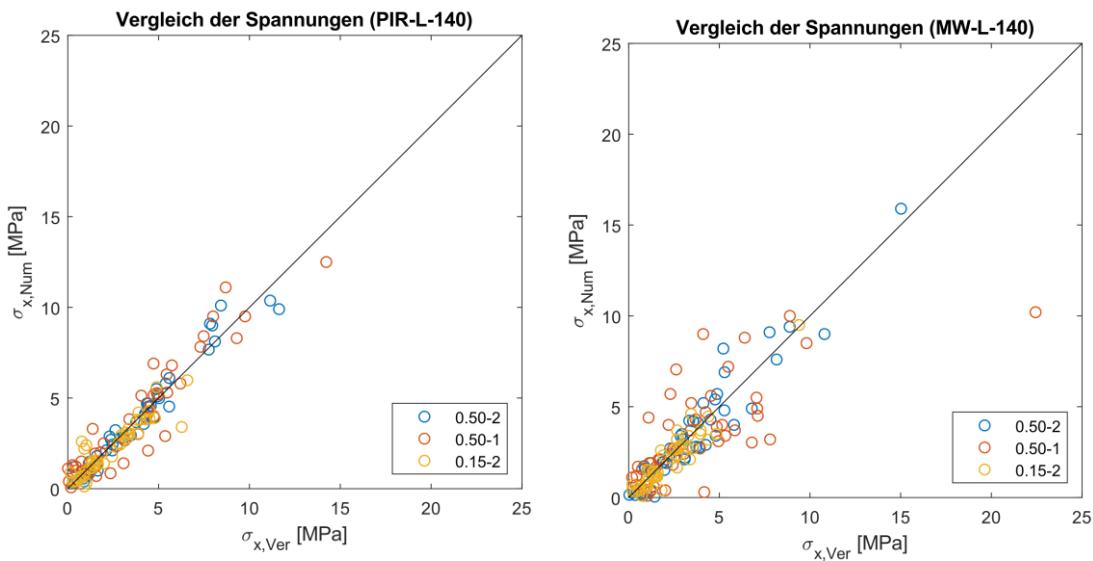


Abb. 4.3.1 Spannungsbild in Numerik bei PIR-L-140 (0,50-2)

Die Ergebnisse aus Versuch und Numerik der Laststellungen 0,50-1; 0,50-2 und 0,15-2 sind im folgenden Diagramm gegenübergestellt. Bei absoluter Übereinstimmung befinden sich alle Ergebnispunkte in den folgenden Grafiken auf der Winkelhalbierenden.



*Abb. 4.3.2 Verifizierung der Spannungen der linierten Elemente*

Abgesehen von der randnahen Laststellung des MW-Elementes liegt eine gute Übereinstimmung vor.

Die Zugspannung an der Lasteinleitung ist der Übersicht halber bei den linierten Elementen nicht mit abgebildet. Die Ergebnisse sind für die beiden Elemente in der folgenden Tabelle aufgelistet.

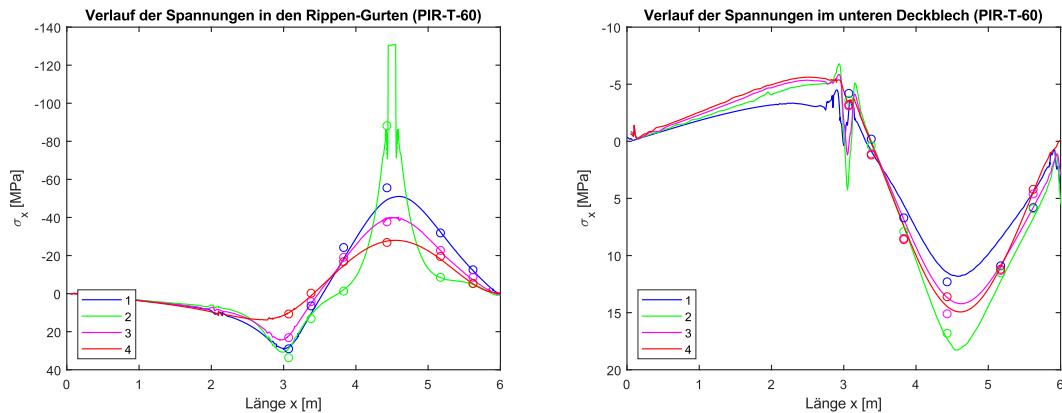
**Tab. 4.3.1 Gegenüberstellung der Zug-Spannungen an der Lasteinleitung [MPa]**

Laststellung		0,50-2	0,50-1	0,15-2
PIR-L-140	Versuch	72,0	52,2	71,0
	Numerik	52,9	42,4	56,8
MW-L-140	Versuch	157,6	206,9	168,3
	Numerik	42,8	36,4	46,1

Der Zugspannungszustand wird im numerischen Modell qualitativ richtig erfasst. Allerdings weichen die absoluten Spannungswerte zwischen Versuch und Numerik im Bereich der Lasteinleitung stark voneinander ab. Die sehr großen Zugspannungen beim MW-Element, welche sich durch das in Kapitel 3 beschriebene steile Abknicken der Kraft-Spannungskurve ergibt, kann in der hier gewählten linear-elastischen Modellierung des Kerns nicht abgebildet werden. Folgt man jedoch dem ersten linearen Ast, ergäbe sich das numerisch ermittelte Spannungsniveau (vgl. Abb. 3.2.10).

#### Profilierte Elemente

In der folgenden Abbildung ist der Spannungsverlauf in den Rippenobergurten und im unteren Deckblech des profilierten Elementes PIR-T-60 den diskreten Mittelwerten aus den Bauteilversuchen in der Laststellung 0,50-2 gegenübergestellt.

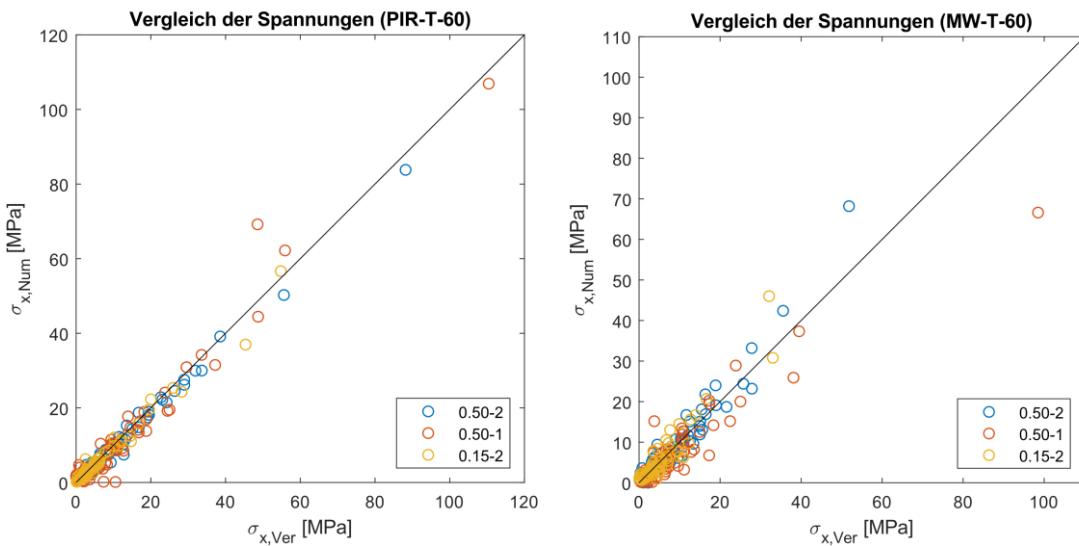


*Abb. 4.3.3 Verlauf der Normalspannungen in Längsrichtung in den Rippen-Gurten (l.) und im unteren Deckblech (r.)*

Es liegt eine gute Übereinstimmung vor. Das Abfallen des Spannungsniveaus in der belasteten Rippe (-2) im Vergleich zu den Nachbarrippen in den Längs-Achsen 0,30 L und 0,70 L wird auch in der Numerik korrekt abgebildet.

Erkennbar ist auch, dass die Spannung an der Lasteinleitung weiter ansteigt als mit dem DMS im Abstand von 20 mm zur Kante des Lastklotzes gemessen. Der Einfluss der Punktlast im Nachbarfeld ist vernachlässigbar und es liegt eine volle Spannungsausbreitung vor.

In den folgenden Abbildungen sind alle Messwerte in den Laststellungen 0,15-2; 0,50-1 und 0,50-2 aus Numerik und Versuch für die profilierten Elemente gegenübergestellt.



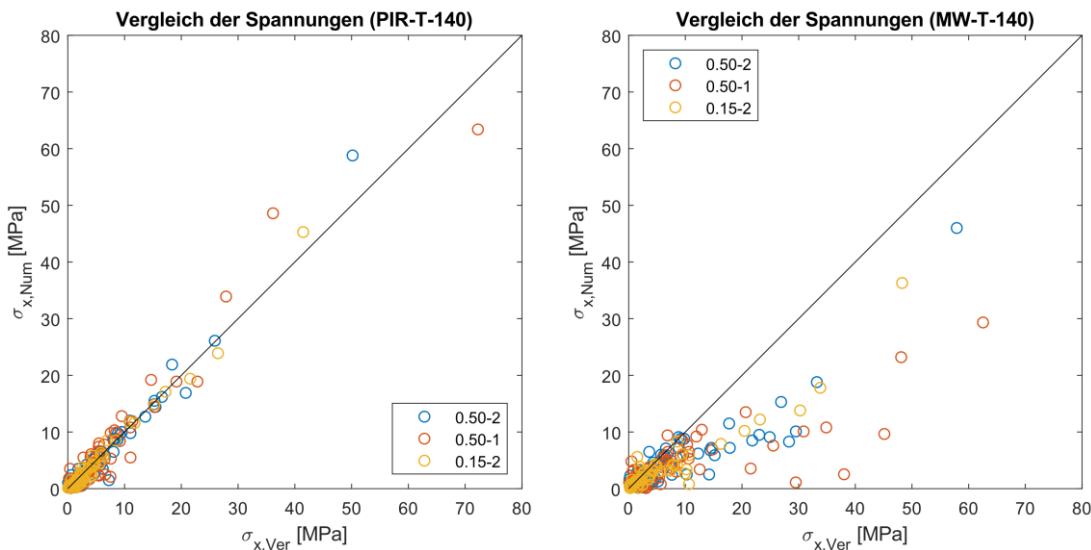


Abb. 4.3.4 Verifizierung der Spannungen der trapezprofilierten Elemente

Die Spannungen beim dicken MW-Element, insbesondere die Biegespannungen in den Obergurten der Rippen, werden hierbei massiv unterschätzt. Dies deckt sich mit den Erkenntnissen aus Kapitel 3, wo die gemittelten Mess-Spannungen den aus den Schnittgrößen des Fachwerkmodells gewonnen Spannungen gegenübergestellt wurden. Das Biegemoment in der oberen Deckschicht unter punktueller Belastung wird demnach sowohl im Fachwerkmodell als auch im FE-Gesamtmodell unterschätzt.

Denkbar ist, dass sich das Deckblech am Fuß der Stege in den Kern eindrückt, die MW-Fasern zum Brechen bringt und die Rippe somit schwächer gebettet ist. Beim dünnen MW-Element ist der Einfluss dieses Effektes nicht so stark ausgeprägt. Die Kerndicke ist demnach entscheidend für die Stabilität der stehenden MW-Fasern unter Querdruck. Eine eindeutige Klärung wäre auch hier nur mit einem Blick unter das Deckblech möglich. Der nötige Schnitt würde aber auch hier eine zusätzliche Schädigung einbringen und die Ursachenforschung erschweren.

#### Vergleich der Verformungen

Neben den Spannungen sollen nun auch die Ergebnisse der Verformungen in Versuch und Numerik verglichen werden.

Bei den linierten Elementen zeigt sich bei beiden Kernvarianten eine gute Übereinstimmung der Messergebnisse, wie der folgenden Abbildung entnommen werden kann.

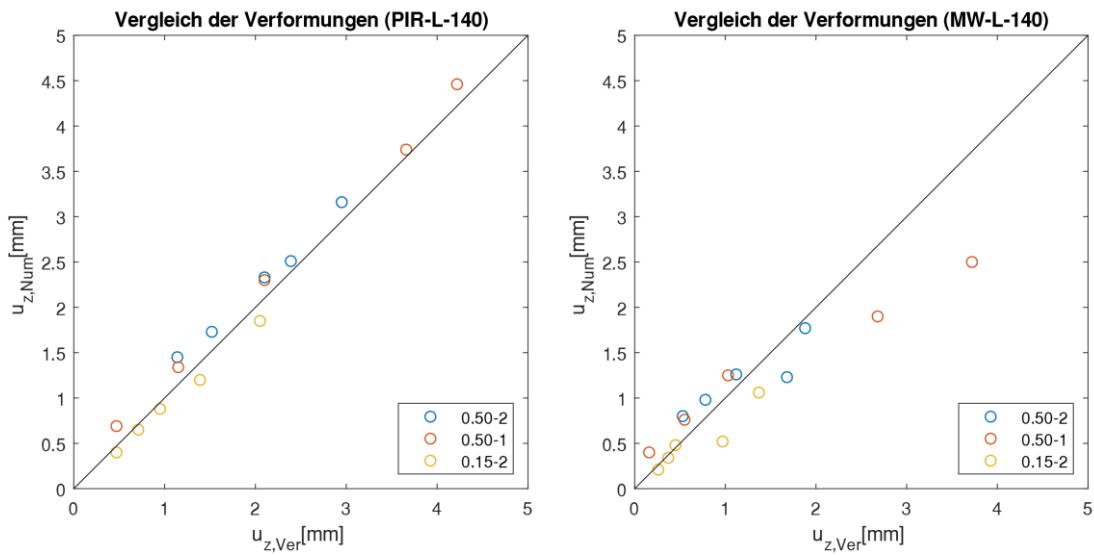
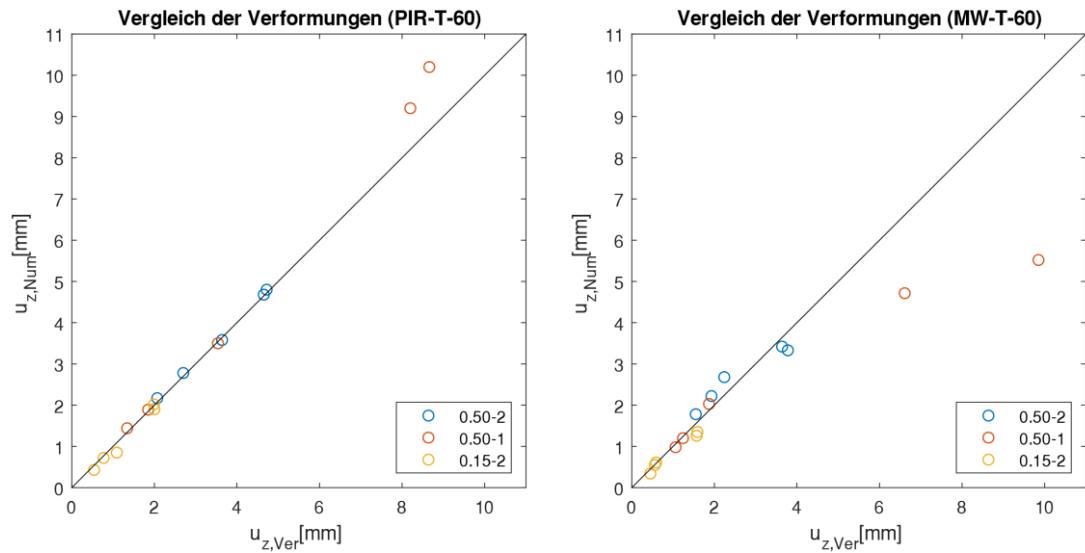


Abb. 4.3.5 Verifizierung der Verformungen der linierten Elemente

Die Verformungen der profilierten Elemente können, erneut mit Ausnahme des dicken MW-Elementes, von der Numerik korrekt abgebildet werden (Abb. 4.3.4).



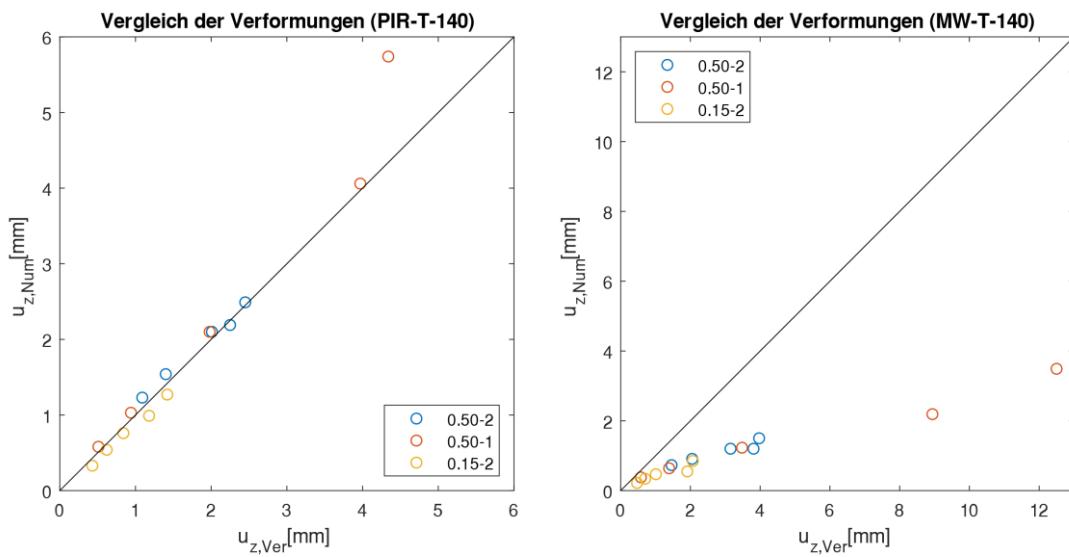


Abb. 4.3.6 Verifizierung der Verformungen der trapezprofilierten Elemente

Der Fehler in der Laststellung 0,50-1 beim dünnen MW-Element an der Lasteinleitung kann mit der fast vollständig entfallenden Bettung der Rippe durch den Kern am Rand erklärt werden, da die MW in den Rippen bei den getesteten Elementen um 90 Grad gedreht, unverklebt eingelegt ist und die Steifigkeit somit fast vollständig entfällt (Abb. 4.3.7). Diese ließ sich in den Versuchen auch von Hand schon sichtbar verformen.



Abb. 4.3.7 Faserorientierung der profilierten MW-Elemente

Die Verformungen des dicken MW-Elementes werden von der Numerik gleichmäßig um mehr als den Faktor 2 unterschätzt. Dies ist alleinig mit dem Brechen der MW-Fasern am Fuß der Rippe nicht zu erklären, da auch die Verformungen am Rand des Sandwichelementes deutlich unterschätzt werden. Eine Begründung kann an dieser Stelle nicht gegeben werden, da die übrigen beiden MW-Elemente bei den numerischen Ergebnissen der Verformungen zufriedenstellend sind.

Zuletzt sollen noch die ermittelten effektiven Breiten der Teilschnittgrößen im Feld in Numerik und Versuch gegenübergestellt werden. Diese werden jeweils anhand von vier diskreten Spannungspunkten nach der in Kapitel 2.4 beschriebenen Methodik und den Gleichungen (2.4) und (3.1) ermittelt.

**Tab. 4.3.2 Vergleich der ermittelten effektiven Breiten der trapezprof. Elemente**

Element	Laststel- lung	$b_{eff,NF}$ [mm]		$b_{eff,MF}$ [mm]	
		Versuch	Numerik	Versuch	Numerik
PIR-T-60	0,50-1	683,4	819,5	407,9	431,9
	0,50-2	889,8	831,6	597,7	606,2
	0,15-2	633,4	644,0	446,9	445,6
MW-T-60	0,50-1	627,9	809,5	326,8	420,9
	0,50-2	782,9	852,9	644,5	608,1
	0,15-2	529,1	660,8	442,6	448,6
PIR-T-140	0,50-1	835,0	722,4	332,8	394,6
	0,50-2	925,7	864,8	540,5	527,1
	0,15-2	834,8	793,1	428,3	424,5
MW-T-140	0,50-1	789,1	866,1	321,8	344,5
	0,50-2	906,3	940,5	590,5	485,3
	0,15-2	714,7	866,8	437,3	405,4

**Tab. 4.3.3 Vergleich der ermittelten effektiven Breiten der linierten Elemente**

Element	Laststel- lung	$b_{eff,NF}$	
		Versuch	Numerik
PIR-L-140	0,50-1	683,6	820,5
	0,50-2	793,5	939,7
	0,15-2	725,4	633,3
MW-L-140	0,50-1	424,0	927,2
	0,50-2	661,6	707,9
	0,15-2	525,9	557,3

Aufgrund des geringen Spannungsniveaus in den unteren Deckschichten weichen die effektiven Breiten des Sandwichmomentes schon bei kleiner absoluter Abweichung der Spannungen nennenswert ab. Dies ist auch bei den eigentlich annähernd symmetrischen Laststellung -2 und -3 im Versuch festzustellen.

Die effektiven Breiten des Deckschichtmomentes werden von der Numerik größtenteils gut abgebildet. Einschränkend sei erwähnt, dass selbst bei korrekter Abbildung der mitwirkenden Breiten des dicken MW-Dachelementes die korrekte Spannungskonzentration aufgrund der falschen Eingangsgesamtschnittgrößen nicht reproduziert werden kann.

Die relativ einfache Modellierung mittels Schalenelementen für die Deckschichten und Volumenelementen mit elastischen Materialeigenschaften für den Kern kann das Tragverhalten der untersuchten Sandwichelemente mit Ausnahme des dicken MW-Elements demnach zufriedenstellend abbilden. Von einer weiteren Untersuchung des dicken MW-Dachelementes wird hier abgesehen. Zum einen stimmen die Schnittgrößen im Element nicht mit den Schnittgrößen des Fachwerkmodells überein, wie in Kapitel 3 gezeigt

wurde. Die Idee der Bestimmung der mittleren Spannungen am gesamten Element und die Spannungserhöhung über die effektiven Breiten der Teilschnittgrößen ist hierbei demnach ohnehin nicht anwendbar. Zum anderen zeigten die Tragversuche des dicken MW-Elementes ein Versagensbild, welches mit der ausgewiesenen Knitterspannung auf Widerstandsseite nicht korrekt beschrieben ist.

Für die übrigen Elemente kann das numerische Modell nun genutzt werden, um insbesondere die messtechnisch nicht erfassten Schubspannungen im Kern und in der trapezprofilierten Deckschicht zu untersuchen. Auch hier können dann auf Spannungsbasis effektive Breiten für die Teilschnittgrößen der Querkräfte bestimmt werden.

## 4.4 Versuchsnachrechnung

Im Folgenden sollen die durchgeführten Versuchskonfigurationen numerisch weiter untersucht werden. Im Fokus stehen hierbei die messtechnisch nicht erfassten Schubspannungen in der Deckschicht und im Kern.

### 4.4.1 Ergebnisse linierte Elemente

#### Biegung

Am Element PIR-L-140 soll in der mittigen Laststellung das Spannungsbild an der Lasteinleitung und die Herkunft der großen Zugspannungen an der Lasteinleitung erklärt werden.

Eine Aufteilung der Biegespannungen  $\sigma_x$  in die Anteile Biege- (b) und Membranspannungen (m) zeigt, dass beide Anteile an der Messtelle zu der Zugspannung an der Oberkante des Blechs beitragen, wobei die Biegeanteile dominieren.

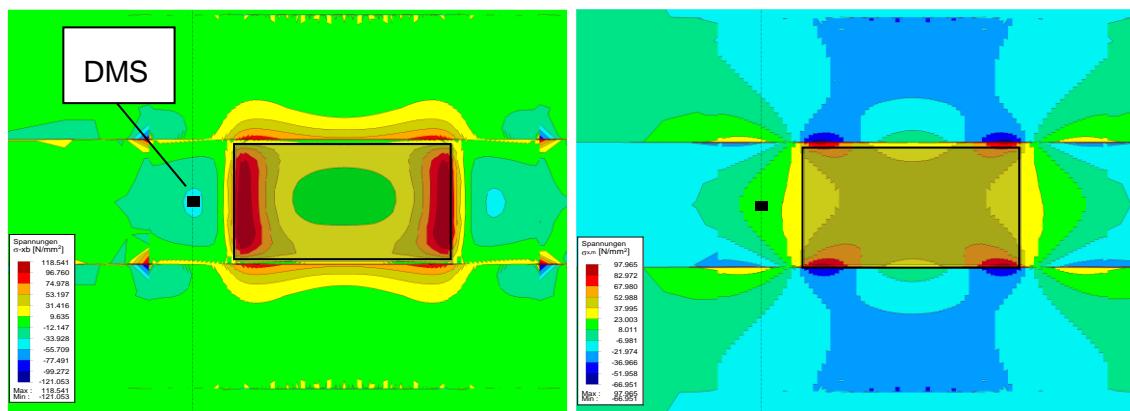


Abb. 4.4.1 Aufteilung der Spannungsanteile Biegung (l.) und Membran (r.) von  $\sigma_x$

Die Spannungstrajektorien des Membrananteils bestätigen den angenommenen Druckring um die Lasteinleitung.

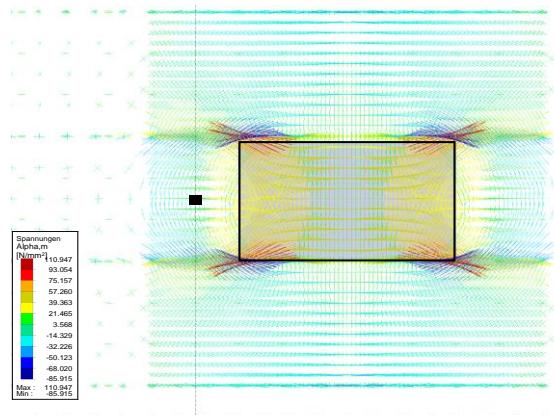


Abb. 4.4.2 Hauptspannungstrajektorien an der Lasteinleitung

Der Querdruck im Kern direkt unter der Punktlast hat beim Lastniveau von 1,2 kN unter der gesamten Aufstandsfläche einen Wert von größer 0,09 MPa mit einer zusätzlichen Konzentration an den Ecken des Stahlklotzes. In der randnahen Laststellung beträgt der Querdruck im Kern >0,12 MPa unter der Punktlast. Die ermittelte Würfeldruckfestigkeit beträgt 0,075 MPa bei den MW-Elementen. Das Brechen der Fasern ist demnach bereits bei diesem Lastniveau zu erwarten.

### Schub

Zunächst soll die Annahme überprüft werden, dass die Schubspannungen im Kern aufgrund der allgemein vernachlässigten Biegesteifigkeit des Kerns über die Höhe konstant verlaufen. Mittels eines Schnittes durch die Mitte der Punktlast in Längsrichtung kann dies, mit Ausnahme des unmittelbaren Lasteinleitungsreiches, bestätigt werden.

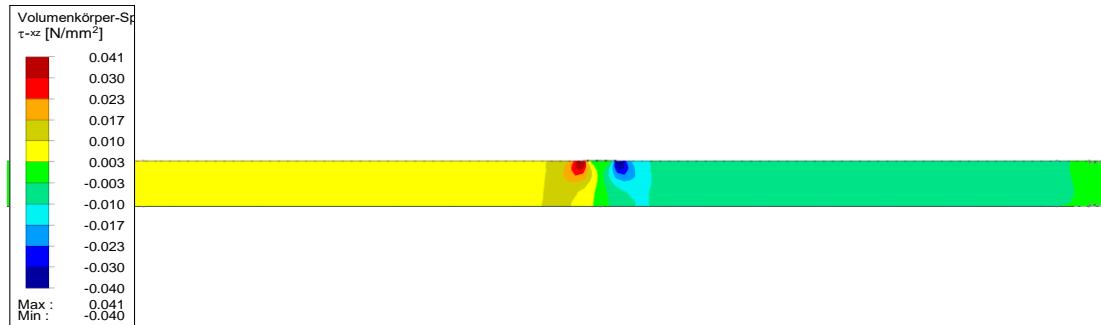


Abb. 4.4.3 Schubspannungen über die Höhe in Längsrichtung bei 0,50-2 PIR-L-140

In Querrichtung erfolgt im Lasteinleitungsreich über die Höhe eine gewisse Ausbreitung des Schubes.

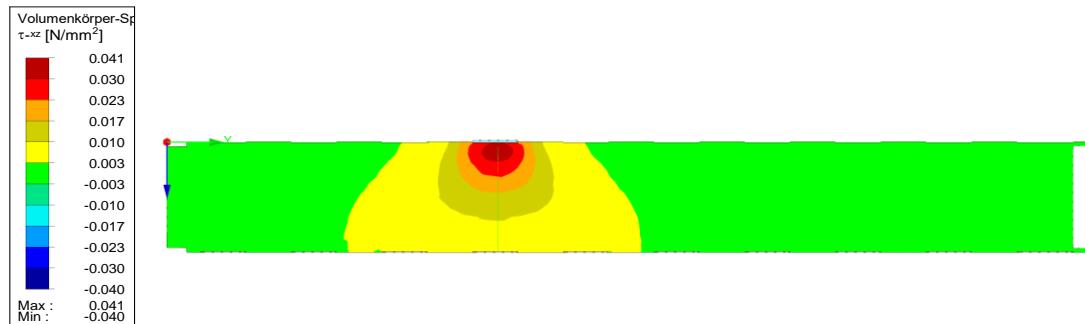
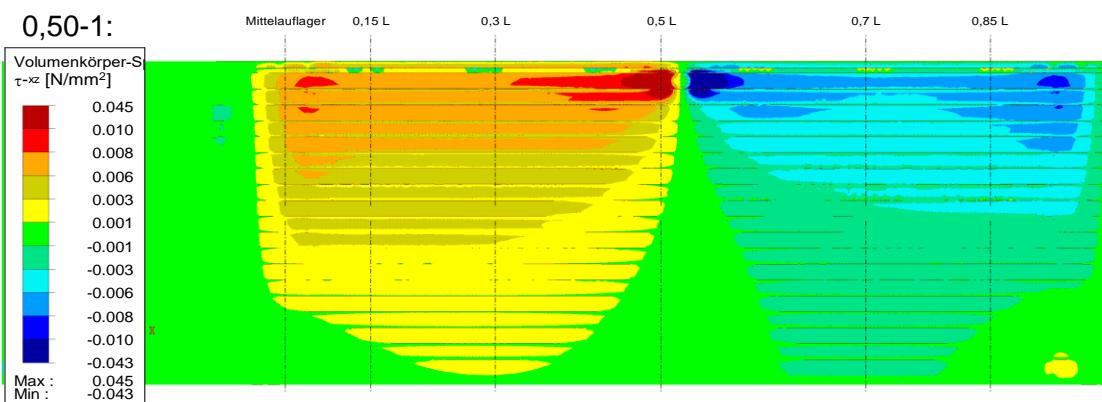
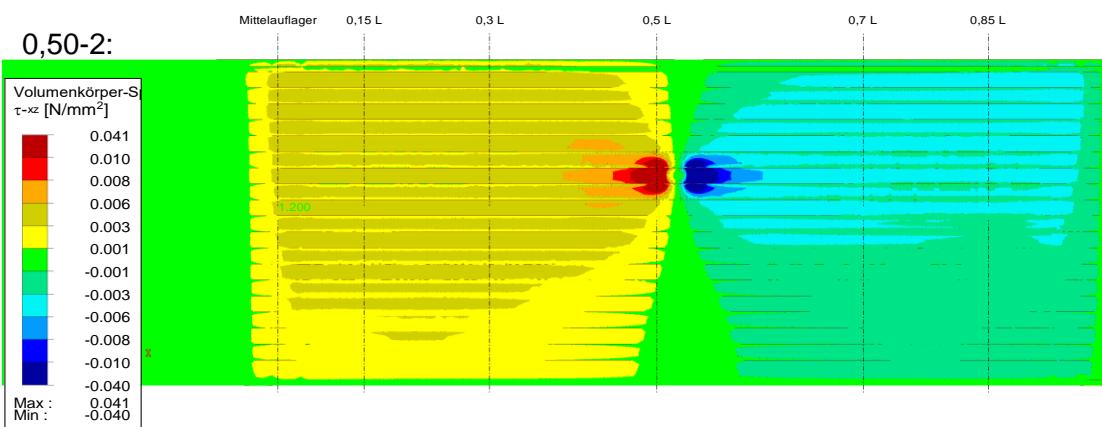
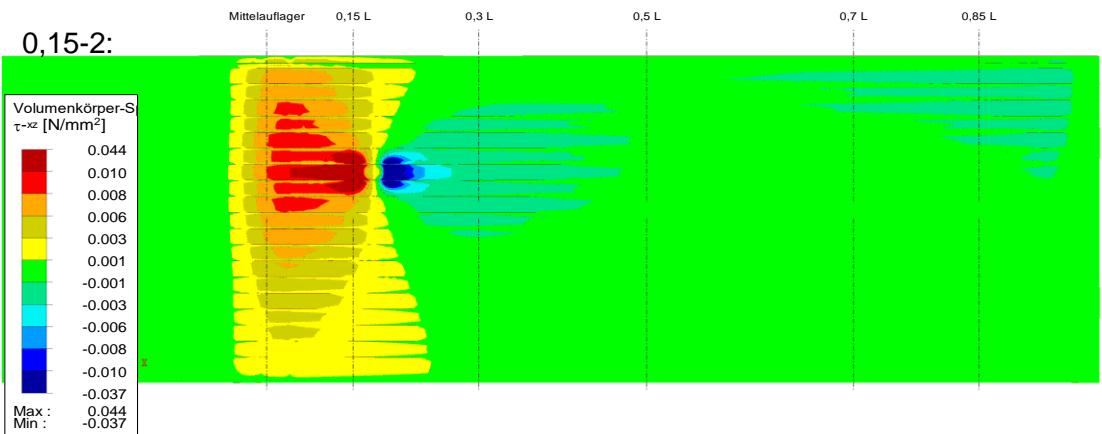


Abb. 4.4.4 Schubspannungen über die Höhe in Querrichtung bei 0,50-2 PIR-L-140

Im Abstand der Punktlast verlaufen die Schubspannungen in Querrichtung nicht konstant, wie der folgenden Abbildung entnommen werden kann.



Idealisiert:

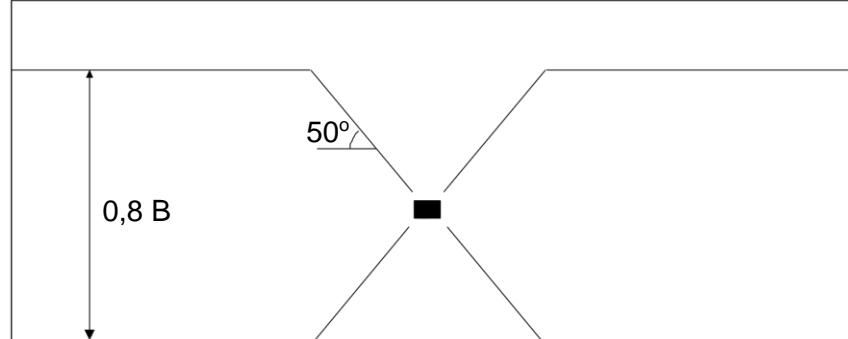


Abb. 4.4.5 Ausbreitung der Schubspannungen im Kern PIR-L-140

Die Ausbreitung der Schubspannungen im Kern findet etwa im 50 Grad Winkel statt, ist jedoch nicht vollständig.

Eine genaue Bestimmung der effektiven Breite der Querkraft im Kern ist aufgrund der Ausbreitung sowohl in Breiten- als auch in Dickenrichtung im Lasteinleitungsbereich nicht möglich.

Insbesondere bei der randnahen Laststellung 0,50-1 sind im Kern Torsionsanteile vorhanden, welche in Kapitel 5 näher betrachtet werden sollen.

Die Kurzzeit-Schubfestigkeit des PIR-Kerns (140 mm) wurde in den Kleinteilversuchen im Mittel zu 0,12 MPa bestimmt. Der Wert der Zulassung (5% Fraktilwert) entspricht 0,08 MPa. Unmittelbar an der Lasteinleitung wären diese Grenzschubspannungen demnach an der Lasteinleitung bei einer Laststeigerung um den Faktor 3 bzw. 2 schon überschritten (vgl. Abb. 4.4.5: 0,50-1 0,12 MPa/0,045 MPa = 2,67). In den Traglastversuchen des linierten PIR-Elementes konnte jedoch eine Last von 16,2 kN in der auflagernahen Laststellung aufgebracht werden, ehe es nach der Vorschädigung durch Knittern zu einem Schubversagen entlang der der Knitterfalte kam. Die effektive Breite der Querkraft im Kern auf Traglastbasis ergäbe sich somit zu  $16.200 \text{ N}/(140 \text{ mm} \cdot 0,12 \text{ MPa}) = 960 \text{ mm}$  bzw. 1450 mm mit der Festigkeit nach Zulassung. Durch die wachsende Eindrückung der Punktlast in den Kern wird mit steigender Belastung zunehmend mehr Kernfläche direkt aktiviert.

#### 4.4.2 Ergebnisse profilierte Elemente

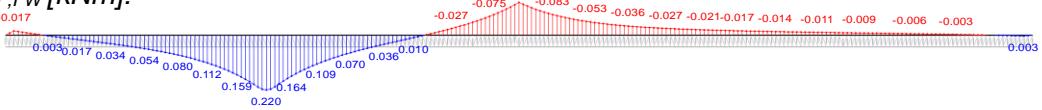
##### Biegung

Bevor die Spannungskonzentration unter der Punktlast untersucht wird, sollen zunächst die Schnittgrößenverläufe der Biegemomente  $M_F$  und  $M_{S,F}=N_F \cdot e$ , welche am numerischen Gesamtmodell (GesM) mit 2 x 3 m Spannweite aus einer Spannungsintegration über die gesamte Deckschichtbreite gewonnen werden, denen des Fachwerkmodells (Lastaufbringung über 100 mm Linienlast) gegenübergestellt werden. Dies ist in der folgenden Abbildung für die mittlere Laststellung unter der Punktlast von 1,2 kN anhand des Elementes PIR-T-60 dargestellt.

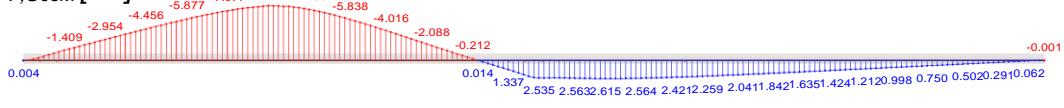
$M_{F,GesM} [\text{kNm}]$ :



$M_{F,FW} [\text{kNm}]$ :



$N_{F,GesM} [\text{kN}]$ :



$N_{F,FW} [\text{kN}]$ :



Abb. 4.4.6 Gegenüberstellung der Biegemomentenverläufe - Gesamtmodell und Fachwerk

Es zeigt sich, dass die Verläufe sowohl qualitativ und als quantitativ von dem deutlich einfacher modellierbaren Fachwerkmodell abbildbar sind. Einzig das Stützmoment wird aufgrund der punktuellen Lagerung beim Fachwerkmodell überschätzt, da die günstige Momentenausrundung in Folge der Auflagerbreite von 100 mm nicht berücksichtigt wird.

Die schon in den Versuchen festgestellte Spannungskonzentration im Lasteinleitungs- bereich und auch die Zugspannungen am Fuß der Rippe können im numerischen Modell weitergehend untersucht werden. In der folgenden Abbildung sind die Längsspannungen an der Oberkante des Deckbleches bei mittiger Belastung (0,50-2) mit 1,2 kN dargestellt.

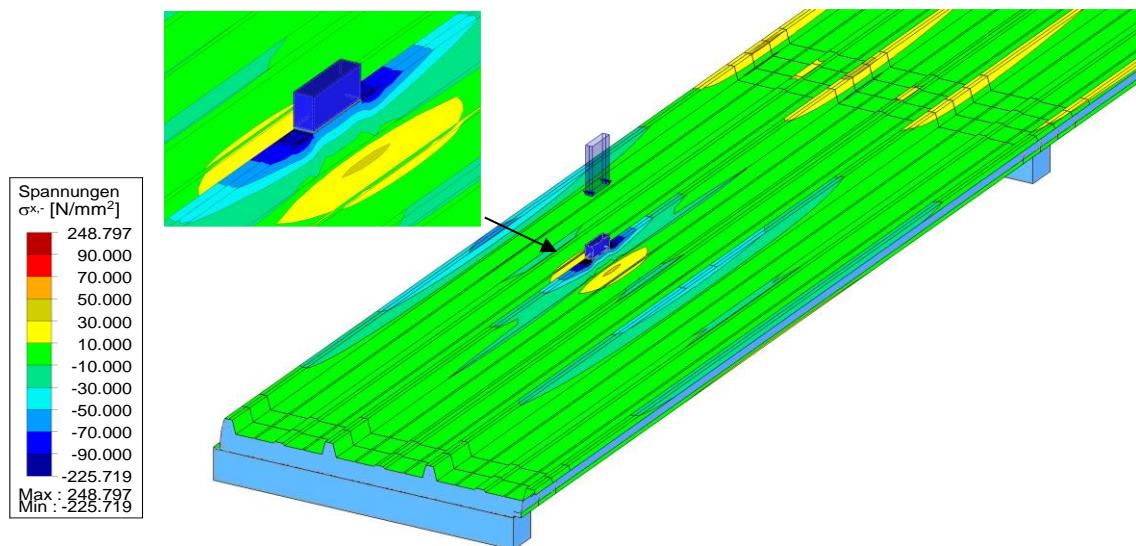


Abb. 4.4.7 Spannungsbild im oberen Deckblech unter punktueller Belastung (PIR-T-60)

Erkennbar ist, dass die nennenswerten Zugspannungen am Rippenfuß nur in einem kleinen Bereich vorliegen und sowohl in Längs- als auch Querrichtung schnell abklingen. Der lineare Spannungsverlauf über die Steghöhe kann durch einen Schnitt in der Messachse 0,50 L sichtbar gemacht werden, wie folgender Abbildung zu entnehmen ist.

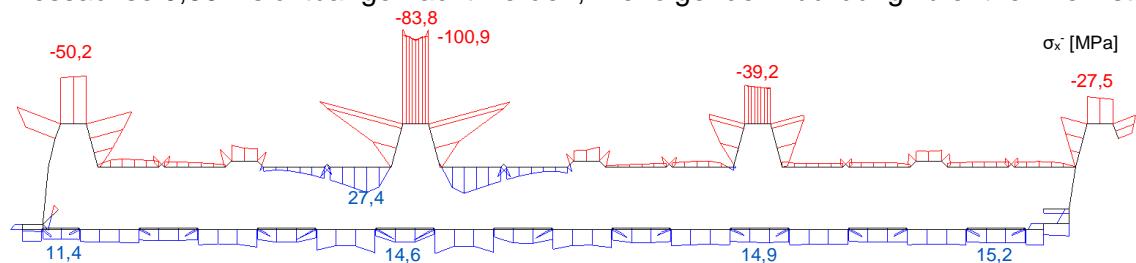


Abb. 4.4.8 Spannungsverlauf  $\sigma_x$  im Schnitt 0,50 L bei punktueller Belastung (PIR-T-60)

Im unteren Deckblech treten im numerischen Modell ebenfalls Biegespannungen durch die berücksichtigte Linierung auf. In der Realität sind diese Abkantungen im Blech bei der Linierung jedoch deutlich runder und abgeflachter als im numerischen Modell berücksichtigt und der Biegeanteil kann, wie auch in der Bemessungspraxis, vernachlässigt werden.

In den benachbarten Messachsen zur Punktlast ist bereits eine deutliche Spannungs- ausbreitung festzustellen, welche anhand der Schnitte am oberen Deckblech in der folgenden Abbildung gezeigt werden soll.

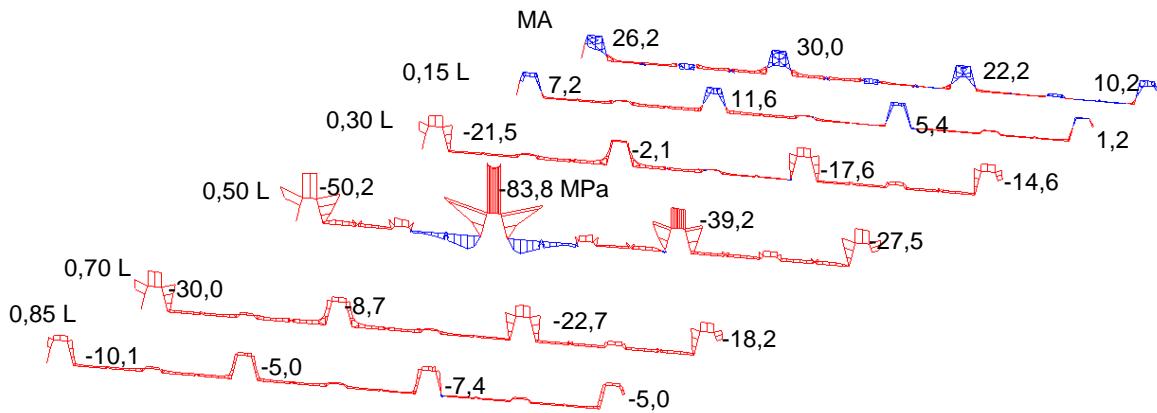


Abb. 4.4.9 Spannungsbild  $\sigma_x$  in den Messachsen bei mittiger Belastung (PIR-T-60)

Numerisch soll nun auch der Fall betrachtet werden in dem statt einer Punktlast, fünf Punktlasten mit jeweils 1,2 kN auf das Element einwirken. Diese werden in den Positionen 0,15; 0,30; 0,50; 0,70 und 0,85 L auf die Rippe -2 aufgebracht. Auffällig ist, dass die Spannungskonzentration mit Ausnahme der auflagernahen Bereiche deutlich abgemindert ist.

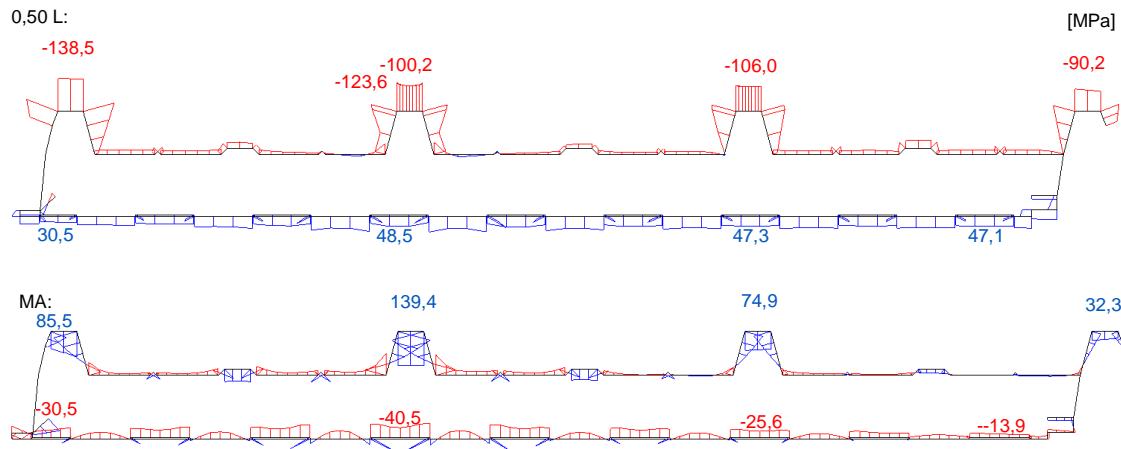


Abb. 4.4.10 Normalspannungen  $\sigma_x$  bei fünf Einzellasten auf der Rippe -2

Sowohl die Messergebnisse als auch das numerische Modell zeigen ein Abfallen des Spannungsniveaus in der belasteten Rippe unter das der Nachbarrippen in den benachbarten Messachsen zur Punktlast. Zusätzlich liegt in Längsrichtung in den übrigen Rippen bereits eine gute Spannungsausbreitung aus der Punktlast vor. Dies erklärt das günstige Tragverhalten unter mehreren Punktlasten. Am Auflager liegt jedoch weder der entlastende Effekt aus der Nachbarpunktlast noch die vollständige Spannungsausbreitung aus der auflagernahen Punktlast vor.

### Schub

Wie bereits die analytischen Lösungen der Schnittgrößenverläufe für Sandwichelemente zeigen, liegt wie auch in der klassischen Bernoulli-Balkenstatik ein Zusammenhang zwischen dem Querkraft- und dem Momentenverlauf vor. Das Moment baut sich über eine Integration der Querkraft in Längsrichtung auf. Bei Sandwichelementen mit profilierten Deckschichten liegt, wie eingangs besprochen, ein innerlich statisch unbestimmtes System vor, da sowohl über das Sandwichprinzip als auch über die Eigenbiegesteifigkeit der trapezprofilierten Deckschicht Traganteile übernommen werden. Der Zusammenhang

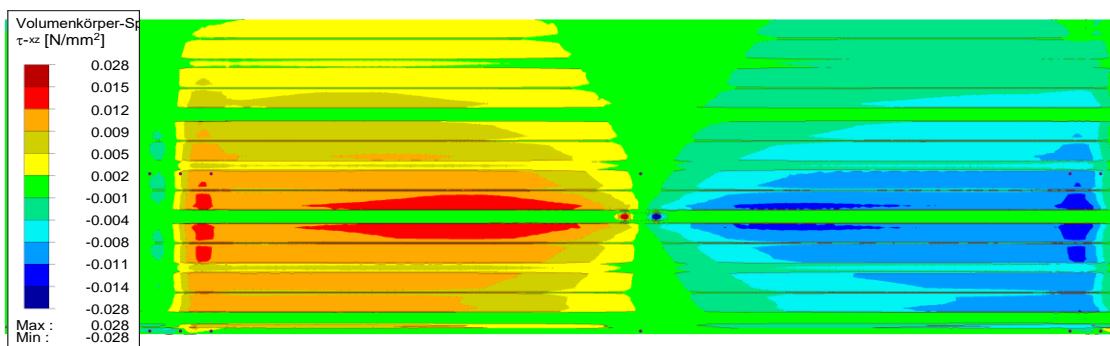
zwischen Biegemoment und Querkraft ist jedoch paarweise weiterhin gültig. Das Sandwichmoment  $M_S (=N_F \cdot e)$  entsteht infolge der Integration der Querkraft  $Q_C$  im Kern. Das Biegemoment  $M_F$  in der profilierten Deckschicht ist ein Ergebnis der Aufsummation der Querkraft  $Q_F$  in der profilierten Deckschicht. Anders formuliert ist  $Q_F$  die Ableitung von  $M_F$  und  $Q_C$  die Ableitung von  $M_S$  [4].

Die Schubspannungsverteilung hat demnach direkten Einfluss auf die Normalspannungsverteilung. Im Folgenden wird zunächst der Verlauf der aus den Querkräften resultierenden Schubspannungen im Kern und dann in der profilierten Deckschicht untersucht.

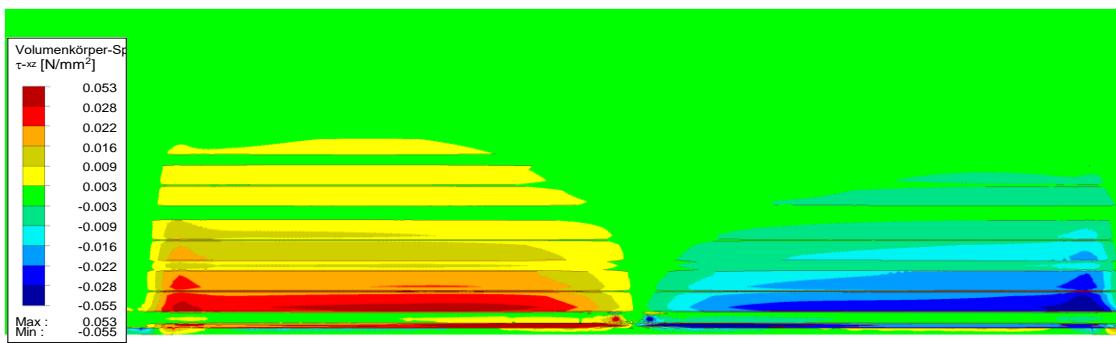
Die Schubspannungen  $\tau_{xz}$  im Kern, welche aus  $Q_c$  resultieren, sind wie bei den linierten Elementen über die Kernhöhe, abgesehen vom unmittelbaren Auflager- bzw. Lasteinleitungsbereich, konstant.

Auch bei den profilierten Elementen liegt eine deutliche Spannungskonzentration über die Elementbreite bei den Schubspannungen  $\tau_{c,xz}$  vor, wie der nachfolgenden Abbildung entnommen werden kann.

0,50-2:



0,50-1:



0,15-2:

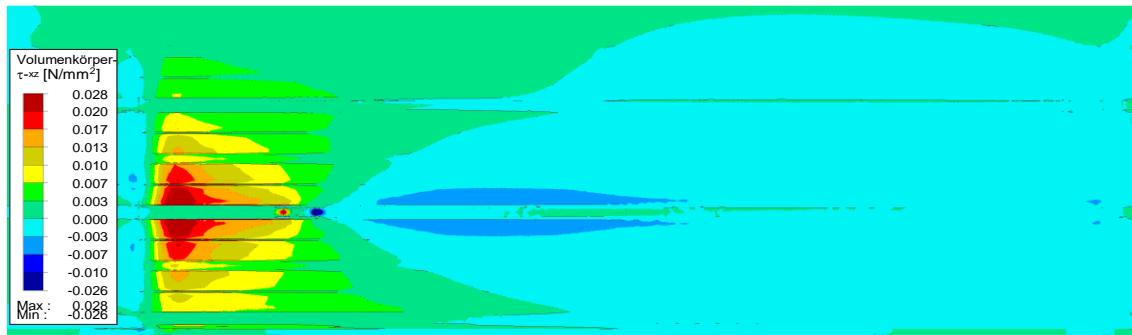


Abb. 4.4.11 Schubspannungen im Kern (PIR-T-60)

Zum Bereich der Lasteinleitung hin sinkt die mitwirkende Breite für den Schubabtrag im Kern auf annähernd null ab. Im Schnitt der Punktlast liegt gemäß den analytischen Formeln im Kern keine Querkraft vor. In Längsrichtung findet dann eine lineare Lastausbreitung mit einem Ausbreitungswinkel von etwa 50 Grad statt. Dies ist bei allen Laststellungen zu beobachten. Beachtet werden muss jedoch bei der Betrachtung der Spannungs-Ergebnisse weiterhin, dass in Längsrichtung nicht nur eine Spannungsausbreitung, sondern auch eine Zunahme von  $Q_c$  infolge Querkraftumlagerung gemäß den analytischen Formeln vorliegt, welche bei den zuvor betrachteten linierten Elementen nicht zu beachten ist (dort immer  $Q=Q_c$ ).

Der Schub zwischen Deckschicht und Kern wird im numerischen Modell ausschließlich in den ebenen Bereichen des profilierten Deckbleches abgetragen. Innerhalb der Rippe findet keine Längsschubübertragung statt, wie durch den folgenden Schnitt durch den Kern gezeigt werden kann. Bei den getesteten Elementen mit Mineralwollkern ist der Kernwerkstoff in den Rippen ohnehin nicht verklebt. Am Fuß der Rippe kommt es jedoch über die gesamte Spannweite zu einer Konzentration der Schubspannungen im Kern.

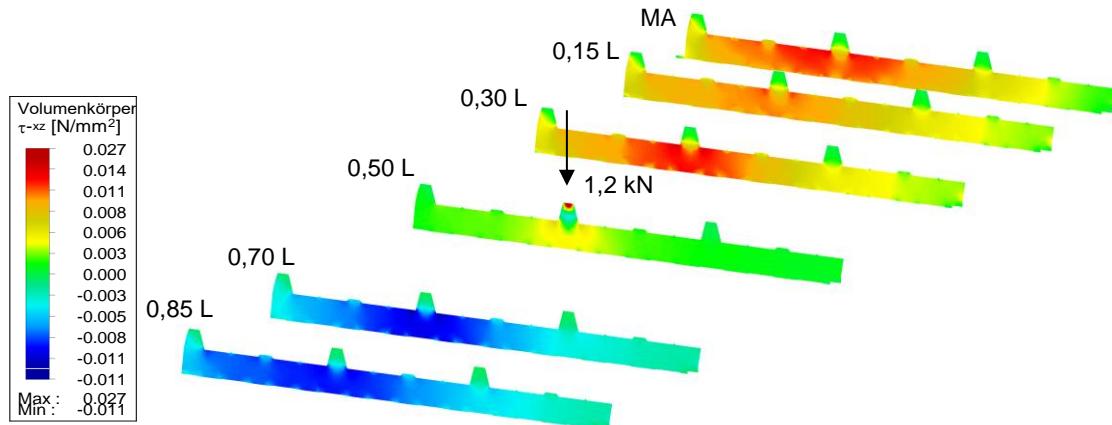


Abb. 4.4.12 Schnitte an den Messachsen  $\tau_{xz}$  im Kern (PIR-T-60)

Die Ausbreitung der Schubspannungen im Kern ist selbst im großen Abstand zur Punktlast nicht vollständig.

Nun soll der Schubabtrag aus  $Q_F$  in der Deckschicht betrachtet werden.

Der Schubabtrag im Bereich der Lasteinleitung erfolgt fast ausschließlich über die Stege der belasteten Rippe, wie der Schnitt in der folgenden Abbildung bei 1,2 kN zeigt. Die mitwirkende Breite entspricht demnach ideell annähernd dem Rippenabstand.



Abb. 4.4.13 Schnitt  $\tau_{xy}$  in der oberen Deckschicht bei 0,50-2 (PIR-T-60)

Im direkten Schnitt der Last wird gedanklich demnach nur ein schmales Hutprofil für den Schubabtrag im Deckblech aktiviert. Eine Kontrolle des Gleichgewichts in der Rippe mit einer mittleren Schubspannung von 10,5 MPa und der Steghöhe von 42 mm bei einer Dicke von 0,56 mm führt zu einer Querkraft von etwa 0,5 kN. Annähernd der gesamte Schubabtrag der Punktlast erfolgt im Bereich der Lasteinleitung demnach über die Stege der belasteten Rippe.

Vergleichend ist das qualitative Schubspannungsbild unter der gleichmäßigen Belastung Eigengewicht (EG) in der folgenden Abbildung dargestellt (Abb. 4.4.14). Die Rippen beteiligen sich gleichmäßig am Schubabtrag.

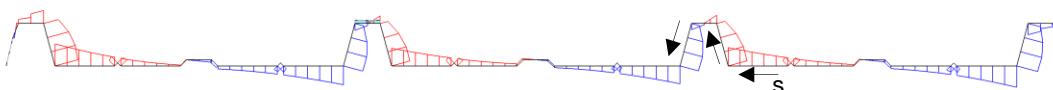


Abb. 4.4.14 Qualitatives Schubspannungsbild unter EG in Achse 0,15 L

Der Schub im Deckblech aus  $Q_F$  kann immer nur in den Stegen der Rippen abgetragen werden. Insofern ist der Begriff der mitwirkenden Breite hier nicht ganz treffend. Zielführender wäre hier die prozentuale Aktivierung einer jeden Rippe in Bezug auf den Gesamtquerkraftabtrag zu quantifizieren. Es wird jedoch der Einheitlichkeit halber das Konzept der mitwirkenden Breite beibehalten. Der folgende Spannungsplot zeigt die Schubspannungsverteilung in Längsrichtung der profilierten Deckschicht, welche aus  $Q_F$  resultiert.

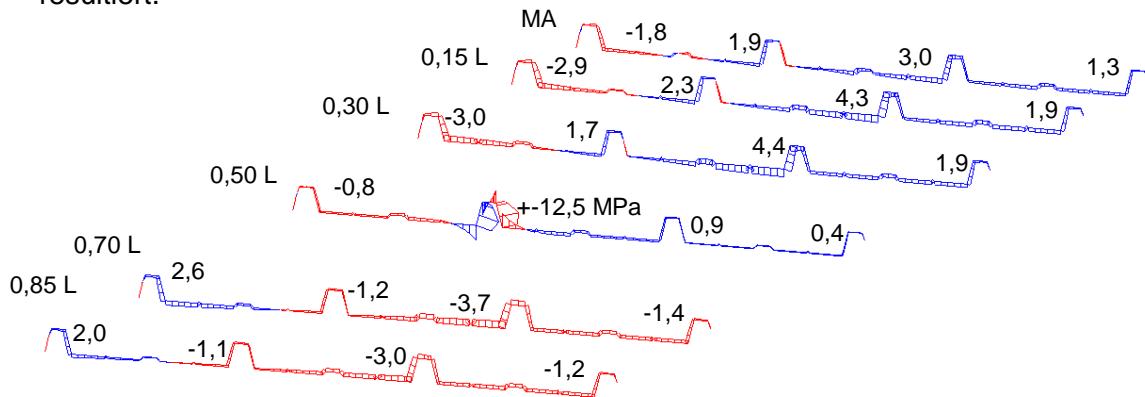


Abb. 4.4.15 Schubspannung  $\tau_{xy}$  in den Messachsen bei mittiger Laststellung (PIR-T-60)

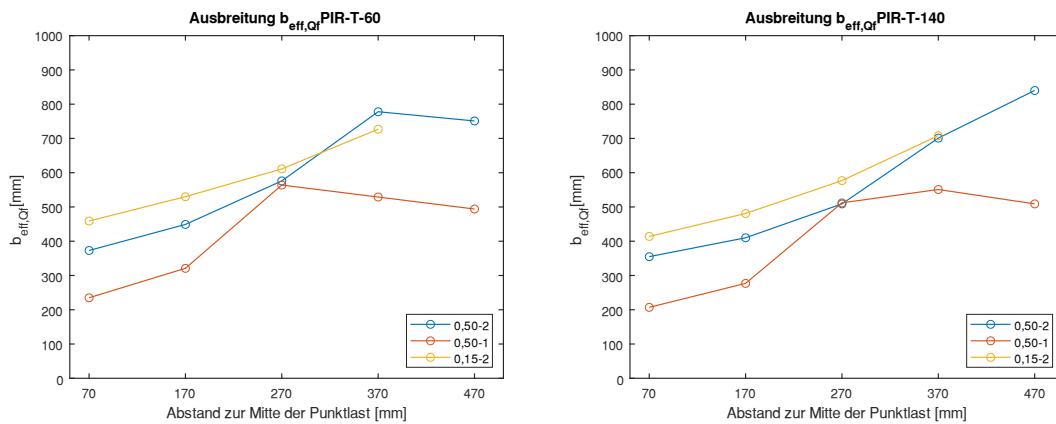
Es ist ersichtlich, dass bereits in den nachfolgenden Schnitten die Schubspannungen von allen Rippenstegen in etwa gleichmäßig abgetragen werden. In diesem Abstand übernimmt der Kern darüber hinaus bereits den Großteil des Schubabtrages. In 100 mm Abständen von der Lasteinleitung werden die Schubspannungen in den Rippenstegen abgegriffen und daraus eine effektive Breite für den Schnitt bestimmt (Tab. 4.4.1).

**Tab. 4.4.1 Ausbreitung der Schubspannungen im Deckblech (0,50-2) (PIR-T-60)**

Abstand zur Mitte der Punktlast	$ T_{xy,Rippe1} $ [MPa]	$ T_{xy,Rippe2} $ [MPa]	$ T_{xy,Rippe3} $ [MPa]	$ T_{xy,Rippe4} $ [MPa]	$b_{eff,QF}$ [mm]
70 mm	0,8	12,5	0,9	0,4	373
170 mm	1,4	8,5	1,9	0,7	448
270 mm	2,0	5,9	2,8	1,0	576
370 mm	2,4	4,0	3,5	1,3	778
470 mm	2,7	2,8	3,9	1,5	751

Erkennbar ist, dass sich die Schubspannungen im Deckblech mit wachsendem Abstand zur Punktlast schnell und annähernd linear ausbreiten, dann jedoch auch aufgrund des geringer werdenden Spannungsniveaus in Folge der abnehmenden Deckschichtquerkraft nicht gegen die Elementbreite von 1000 mm konvergieren.

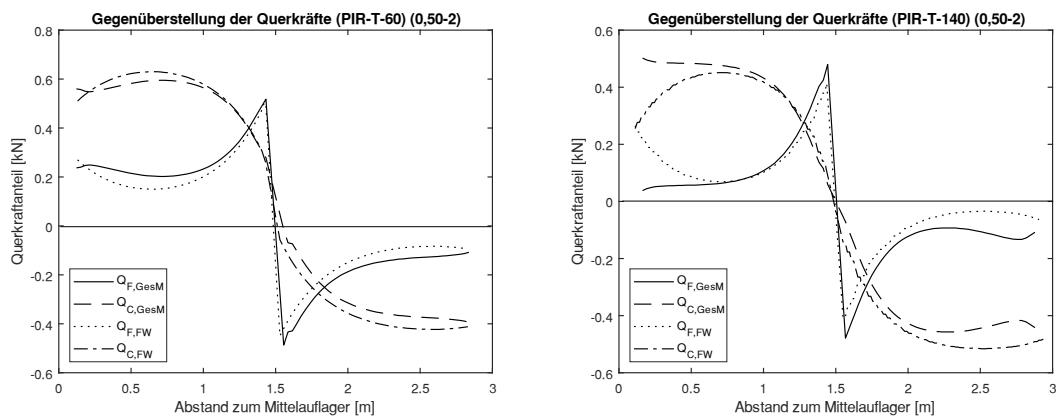
Die folgende Abbildung zeigt die Ausbreitung der Deckschicht-Querkraft für die Laststellungen 0,50-2; 0,50-1 und 0,15-2 für beide Elementdicken der trapezprofilierten PIR-Elemente.

**Abb. 4.4.16 Ausbreitung von  $b_{eff,QF}$  im Abstand zur Punktlast**

Die Ausbreitung ist annähernd unbeeinflusst von der Elementdicke. Im Schnitt bei 70 mm sind die Schubspannungen in beiden Elementdicken in den Rippenstegen auch quantitativ annähernd gleich, da hier noch der gesamte Querkraftabtrag von der belasteten Rippe übernommen wird.

Die Schnittgrößenverläufe, gewonnen aus einer Schubspannungsintegration am Gesamtmodell, sollen nun den Schnittgrößen am Fachwerkmodell gegenübergestellt werden.

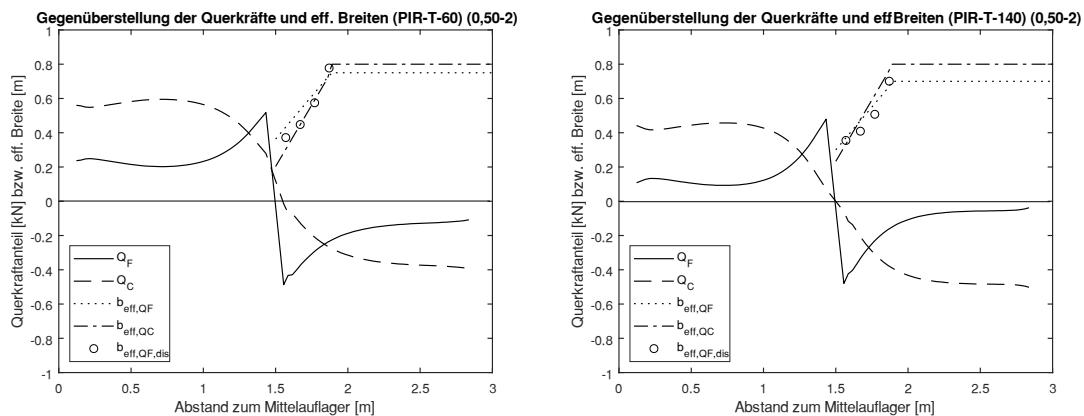
Die Querkraft im Kern wird aus der Differenz zwischen Auflagerkraft und Deckschichtquerkraft ermittelt.



*Abb. 4.4.17 Gegenüberstellung der Querkraftverläufe am Fachwerkmodell und aus Spannungsintegration*

Es liegt eine gute Übereinstimmung der Verläufe von  $Q_F$  und  $Q_C$  zwischen dem Fachwerkmodell und dem Gesamtmodell mit der Punktlast auf einer Rippe vor. Die Lagerreaktionen sind ebenfalls annähernd gleich.

Die effektiven Breiten des Querkraftabtrages lassen sich wirklich verlässlich nur in der Deckschicht bestimmen (Spannungsschnitte diskrete effektive Breiten). Im Kern kann dies nur qualitativ grob abgeschätzt werden (vgl. Abb. 4.4.12 mit Schnitten.) Erkennbar ist, dass dort, wo  $Q_F$  den größten Anteil am Querkraftabtrag besitzt, die zugehörige effektive Breite am geringsten ist, nämlich im direkten Umfeld der Punktlast, wo die belastete Rippe den gesamten Querkraftabtrag übernimmt. Das Gegenteil liegt bei  $Q_C$  vor. Im Störbereich ist bei Dachelementen  $Q_C$  ohnehin am geringsten bzw. null. In der folgenden Abbildung sind die Querkraftverläufe aus der Spannungsintegration den diskreten Werten der effektiven Breite von  $Q_F$  und der mittels des erkennbaren Spannungsausbreitungswinkels abgeschätzten effektiven Breite für  $Q_C$  für die mittlere Laststellung gegenübergestellt.



*Abb. 4.4.18 Gegenüberstellung des Querkraftverlaufs und der zugehörigen mitwirkenden Breiten*

Bei auflagernäheren Laststellungen wird die Querkraft mehr zur auflagernahen Seite abgetragen. Am Auflager wird dann beim Balken unter Beachtung der Schubverformung fast die gesamte Querkraft ins Auflager abgeleitet (deutlicher Unterschied zum Bernoulli-Balken, bei dem auch im Nachbarfeld ein nennenswerter Querkraftanteil aus der Punktlast vorliegt). Somit kann sich die Querkraft nur in einem sehr geringen Bereich über die

Querschnittsbreite ausbreiten und der Großteil der Querkraft wird konzentriert abgetragen. Deshalb liegen zu den Auflagern hin nochmals reduzierte effektive Breiten vor.

Ein Vergleich der absoluten Werte der Querkräfte beim dicken und dünnen Element zeigt, dass beim dicken Element  $Q_F$  mit wachsendem Abstand zur Punktlast schneller abfällt als beim dünnen und der Querkraft-Anteil des Kerns demnach größer ist (Abb. 4.4.19). Dies deckt sich mit den analytischen Lösungen für die Querkraft, welche mit steigender Sandwichsteifigkeit (abhängig von Kerndicke und -steifigkeit) bei gleichbleibenden Deckschichteigenschaften zunehmend über den Kern abgetragen wird.

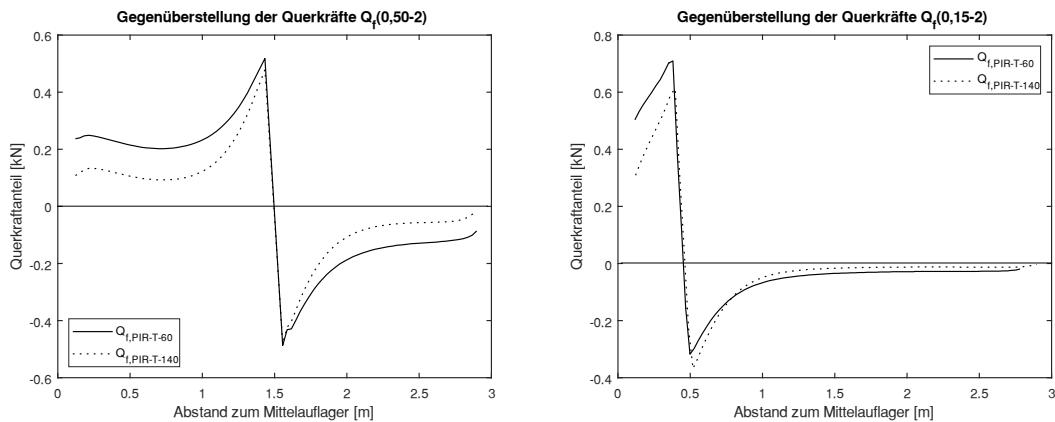


Abb. 4.4.19 Vergleich der Verläufe von  $Q_F$  aus Spannungsintegration in Abhängigkeit von dem Elementtyp

Abschließend soll der Querdruck im Kern betrachtet werden, sowohl am Auflager als auch unter der Punktlast selbst. Anhand der auflagernahen Laststellung 0,15-2 am Element PIR-T-60 ist das Querdruck-Spannungsbild am Mittelauflager in der folgenden Abbildung bei einer Last von 1,2 kN dargestellt.

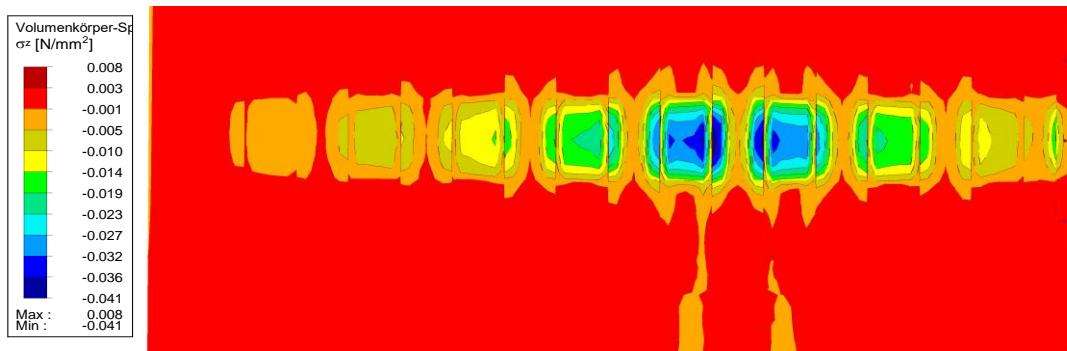


Abb. 4.4.20 Querdruck am Mittelauflager bei Laststellung 0,15-2 (PIR-T-60)

Auch am Auflager liegt eine Spannungskonzentration vor. Der Kern wurde hier allerdings als linear elastisch modelliert. Die zulässige Grenzstauchung von 10 % erlaubt jedoch bereits ein Abfallen der Steifigkeit im Kern, erkennbar am Abknicken der Last-Verformungskurve (vgl. Abb. 3.4.5 r.). Durch diesen Steifigkeitsabfall sind Umlagerungen zu den Seiten zu erwarten. In den Traglastversuchen war eine Laststeigerung am Element PIR-T-140 in der auflagernahen Laststellung bis 20 kN möglich, ohne ein sichtbares Querdruckversagen zu initiieren. Die gemessene Querdruckfestigkeit von 0,12 MPa wäre hier schon über die gesamte Auflagerfläche überschritten gewesen. Für die händische Berechnung wird vorgeschlagen, die effektiven Breiten der Kernquerkraft für den

Querdruck am Auflager zu verwenden, da eine annähernd affine Spannungsausbreitung stattfindet.

Der Querdruck an der Lasteinleitung der profilierten Elemente ist beispielhaft anhand des Elementes PIR-T-60 in der Laststellung 0,50-2 bei einem Lastniveau von 1,2 kN in der folgenden Abbildung dargestellt.

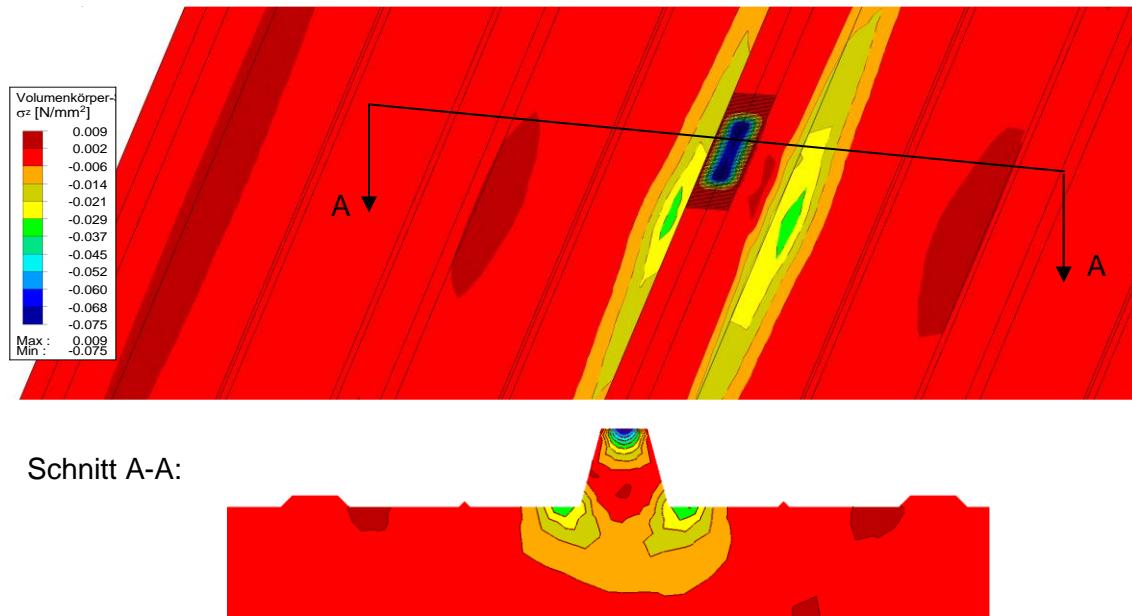


Abb. 4.4.21 Querdruck  $\sigma_z$  im Kern im Bereich der Lasteinleitung

Erwartungsgemäß drücken sich die Stege der Rippe in den Kern ein. In Breitenrichtung fallen die Querdruckspannungen sehr schnell ab. Aufgrund der Steifigkeit der Rippe findet jedoch in Längsrichtung eine starke Aktivierung des Kerns statt. Das qualitative und quantitative Spannungsbild ist hierbei von der Kerndicke und Laststellung in Längsrichtung nahezu unbeeinflusst. Unter Zug stellt sich im elastischen Bereich einzig eine Vorzeichenumkehr der Querspannungen im Kern ein. Bei einer Laststeigerung um den Faktor 0,08 MPa/0,03 MPa · 1,2 kN = 3,2 kN würde es demnach lokal bereits zu Entfestigungen am Rippenfuß im PIR-Kern kommen. Hörbare Entfestigungen in Form von Knistern waren im Traglastversuch jedoch erst ab einem Lastniveau von 4,8 kN festzustellen. Eine allgemeine Aussage über eine ansetzbare Fläche unter lokalem Querzug an der Rippe ist nicht möglich, da die Rippensteifigkeit maßgeblichen Einfluss auf die Aktivierung in Längsrichtung hat. Zu diskutieren wäre darüber hinaus, wie viel Schädigung im Kern noch als akzeptabel einzustufen ist, da die belastete Rippe selbst Biegespannungen aufnimmt und die Schädigungsstelle im Kern in gewisser Weise überbrücken kann.

## 4.5 Weiterführende Parameterstudie/Sensitivitätsanalyse am numerischen Modell

### 4.5.1 Bandbreite der Parameterstudie

Anhand der Übersicht der sich derzeit am Markt befindlichen Sandwichelemente [2], welches vom Stahlleichtbauverband IFBS herausgegeben wird, und den derzeit beim DIBT vorliegenden bauaufsichtlichen Zulassungen wird die Bandbreite der Parameter definiert (vgl. Kap. 2.3.4). Ausgehend von den untersuchten Elementen werden geometrische und werkstoffspezifische Eigenschaften variiert. Zudem werden das statische System und die Spannweite abgeändert. Folgende Übersicht zeigt die variierten Parameter ausgehend von den Eigenschaften der sechs Prüfkörper.

- Deckblechdicken: oben: 0,6; 0,7 mm - unten 0,5; 0,6 mm
- Durchgehende Kerndicke: 40, 60, 80, 100, 120, 140, 160 mm
- Schubmodul und Elastizitätsmodul: PIR: 2,5; 3,5; 4,5 MW: 7,3; 8,3; 9,3 MPa
- Rippenbreite (OG): 20, 25, 30 mm
- Rippenhöhe: 32, 37, 42 mm
- Rippenanzahl: 4, 5
- Einfeldträger: 3; 4; 5 m Feldweite
- Zweifeldträger: 3; 4; 5 m Feldweite
- Dreifeldträger: 3; 4; 5 m Feldweite
- Kragarm: 0,5 m Auskragung

Die Parameter werden hierbei nicht kombiniert, sondern nur einzeln betrachtet. Die Be- trachtung der Kernmoduln erfolgt paarweise  $E_c=G_c$ . Der Vergleich der Kerndicken er- folgt mit konstantem Schub- und Elastizitätsmodul.

### 4.5.2 Ergebnisse der Parameterstudie

Anhand der effektiven Breiten bei mittlerer Laststellung wird der Einfluss eines jeden Parameters im Folgendem untersucht. Dabei zeigt sich, dass die geometrischen Eigen- schaften der Deckschichten (Rippenhöhe und -breite sowie Deckschichtdicke) keinen messbaren Einfluss auf die effektiven Breiten haben. Ebenso hat die Variation des Kern- schubmoduls und -elastizitätsmoduls keine merkliche Relevanz auf die effektiven Brei- ten.

Das statische System und die Spannweite sowie die Kerndicke hat für die effektiven Breiten die größte Bedeutung.

Es zeigt sich, dass sich mit steigender Kerndicke die effektive Breite des Deckschicht- momentes abmindert (um 20 % von  $d=40$  zu 160 mm) und die der Deckschichtnormal- kraft gleichzeitig leicht zunimmt, wie in der folgenden Abbildung anhand der mittleren Laststellung 0,50-2 gezeigt werden soll (Näheres hierzu in Abschnitt 5.2.1).

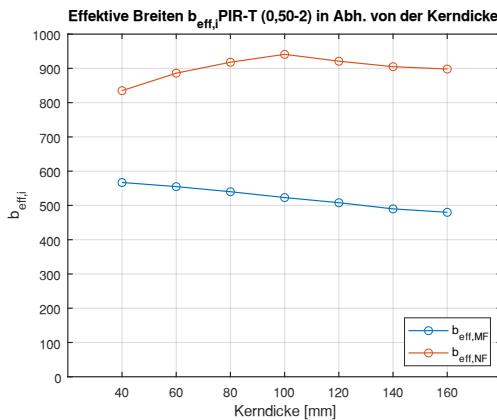


Abb. 4.5.1 Effektive Breiten in Abhängigkeit von der Kerndicke

Zusätzlich kann gesagt werden, dass mit steigender Spannweite die effektiven Breiten des Deckschichtmomentes leicht zunehmen (etwa +10% von 3 zu 5 m). Dies gilt für alle untersuchten statischen Systeme. In der folgenden Abbildung ist dies für die Elemente PIR-T-60 und PIR-T-140, ebenfalls für die Laststellung 0,50-2, gezeigt.

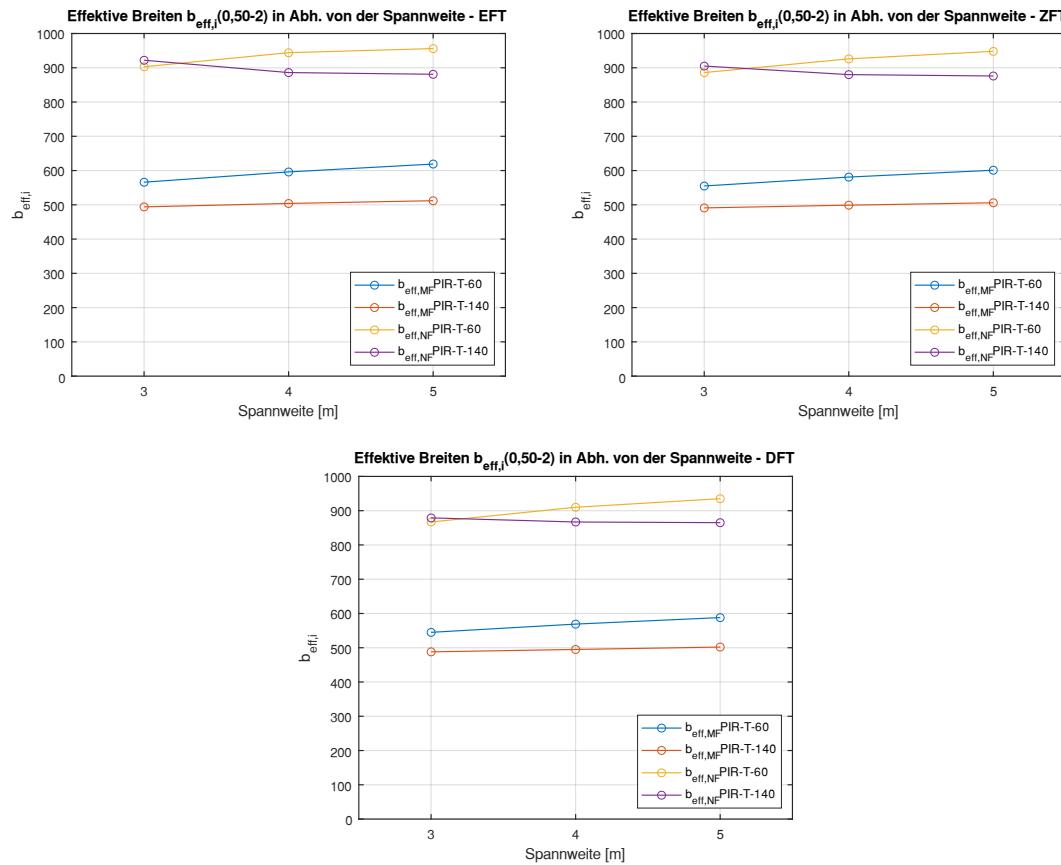


Abb. 4.5.2 Effektive Breiten in Abhängigkeit von der Spannweite (EFT, ZFT, DFT)

In der folgenden Abbildung ist der Einfluss einer zusätzlichen Rippe auf die effektiven Breiten des Deckschichtmomentes im Feld dargestellt.

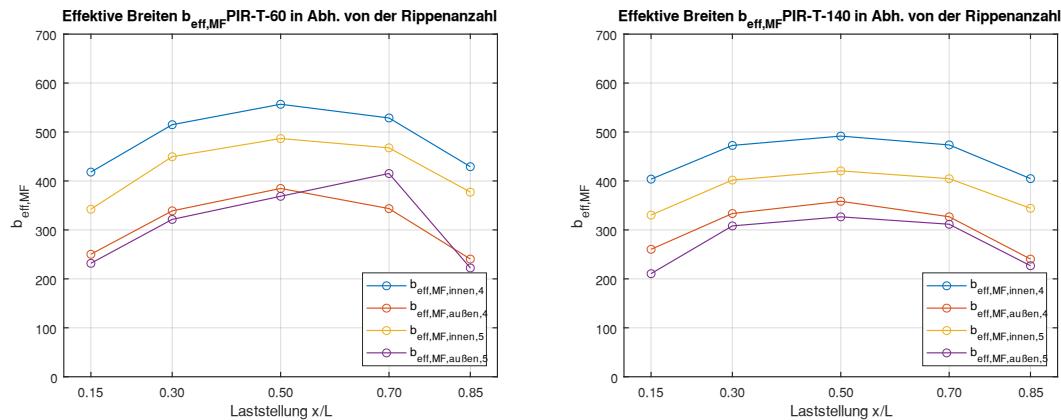


Abb. 4.5.3 Effektive Breiten des Deckschichtmomentes bei 4 bzw. 5 Rippen (l. PIR-T-60, r. PIR-T-140)

Die numerisch ermittelten effektiven Breiten reduzieren sich bei beiden betrachteten Kerndicken um bis zu 20 % infolge der zusätzlichen Rippe.

## 4.6 Zwischenfazit Numerik

Im Folgenden sind die wichtigsten Erkenntnisse, die in diesem Kapitel gewonnen wurden, festgehalten.

- Die Ergebnisse der elastischen Bauteilversuche können von der Numerik am Gesamtmodell aus Schalen- und Volumenelementen mit relativ einfacher Elementdefinition mit Ausnahme des dicken MW-Dachelementes gut abgebildet werden.
- Neben einem umfangreicheren Einblick ins Normalspannungsbild der Deckschichten kann am numerischen Modell die Schubspannungsverteilung in den Deckschichten und dem bisher nicht betrachteten Kern untersucht werden. Die Ausbreitung der Schubspannungen erfolgt sowohl im Kern als auch in der Deckschicht gleichmäßig annähernd linear. Die Laststellung ist hierbei von untergeordneter Relevanz.
- Im direkten Lasteinleitungsreichbereich der Punktlast übernimmt bei den profilierten Elementen die belastete Rippe annähernd den gesamten Schubabtrag.
- Für den Nachweis des Querdrucks am Auflager (Eingangswert ist die Auflagerkraft, welche beide Querkraftanteile enthält) kann die effektive Breite der Kernquerkraft genutzt werden, da die Ausbreitung affin ist.
- Die Sensitivitätsanalyse der Elementeigenschaften im Rahmen der marktüblichen Bandbreite zeigt, dass hauptsächlich das statische System und die Kerndicke Einfluss auf die mitwirkenden Breiten haben und somit eine gute Übertragbarkeit der Erkenntnisse auf andere Sandwichelement-Konfigurationen vorliegt.

## 5 Bildung eines mechanischen Modells

### 5.1 Übersicht

In diesem Kapitel wird das beobachtete Tragverhalten der Sandwichelemente unter Punktlasten hinsichtlich der effektiven Breiten mechanisch erklärt. Anschließend werden vorhandene Ansätze zur bisher nicht diskutierten Torsion den Messergebnissen und der Numerik gegenübergestellt.

### 5.2 Mechanisches Modell für Sandwichelemente unter Punktlasten

#### 5.2.1 Mitwirkende Breiten

Ein Ergebnis der Versuchsreihe und der numerischen Untersuchungen ist, dass das Deckschichtmoment bei punktueller Belastung stets konzentrierter abgetragen wird als das Sandwichmoment bzw. die Deckschichtnormalkraft. Diese Tatsache soll im Folgenden erklärt werden.

Wie eingangs erläutert, liefert die Integration der Deckschichtquerkraft das Deckschichtmoment und die Integration der Kernquerkraft das Sandwichmoment.

Im Lasteinleitungsbereich übernimmt bei den trapezprofilierten Elementen der Deckschichtanteil  $Q_F$  annähernd den gesamten Querkraftabtrag. Mit zunehmendem Längsabstand zur Punktlast kommt es dann zu einer Verlagerung der Traganteile hin zum Kern  $Q_C$ . Der Abfall der Deckschichtquerkraft und die Zunahme des Kernanteils ist hierbei vom Steifigkeitsverhältnis von Deckschicht zu Sandwich abhängig. Bei den hier untersuchten Dachelementen ist die Deckschichtgeometrie stets unverändert geblieben. Die Sandwichsteifigkeit ändert sich jedoch aufgrund der unterschiedlichen Kerndicken und Kernsteifigkeiten bei den Elementtypen. Mit steigender Kernsteifigkeit findet die Umlagerung in einem kürzeren Abstand statt, wie Abb. 4.4.19 zeigt. Bei den üblichen Steifigkeitsverhältnissen kommt es dazu, dass der Querkraftanteil der Deckschicht mit wachsendem Abstand zur Punktlast zunehmend vernachlässigbar wird.

Das Deckschichtmoment  $M_F$  baut sich demnach fast ausschließlich im Bereich der Störzone um die Punktlast auf. Die Deckschichtquerkraft wird in diesem Bereich zudem fast ausschließlich in der belasteten Rippe abgetragen. Im Gegensatz dazu wird das Sandwichmoment  $M_S$  zum Großteil außerhalb der Störzone aufgebaut. Hier hat sich die Querkraft  $Q_C$  bereits deutlich über die Breite ausgebreitet, wie die numerischen Ergebnisse zeigen. Die Ausbreitung der Schubspannungen über die Breite ist bei allen betrachteten Laststellungen und Elementtypen ähnlich. Die Aufintegration des Sandwichmomentes erfolgt demnach deutlich ungestörter und gleichmäßiger als die des Deckschichtmomentes.

Stellt man die Schubspannungsausbreitung nun den mittels Spannungsintegration gewonnen Querkraftverläufen gegenüber, fällt auf, dass diese Spannungskonzentration im Bereich der Lasteinleitung einen relativ geringen Einfluss auf die Spannungsverteilung des daraus entstehenden Sandwichmomentes hat.

Einen Anhaltspunkt für die Spannungskonzentration von  $M_S$  liefert eine Überlagerung der Verläufe von  $b_{eff, QC}$  (Abb. 4.4.18) mit dem Verlauf von  $Q_C$  und ein Vergleich mit der

Integration von  $Q_C$  mit konstanter mitwirkender Breite, für eine Punktlast in Feldmitte ( $L/2$ ) gemäß folgendem Ansatz.

$$b_{eff,MS} = \frac{\int_0^{L/2} b_{eff,QC}(x) \cdot Q_C(x) dx}{B \cdot \int_0^{L/2} Q_C(x) dx} \cdot B = \frac{M_{S,eff,aktiviert}}{M_{S,100\%,aktiviert}} \cdot B \quad (5.1)$$

Da  $Q_C$  im Bereich der Lasteinleitung den Nulldurchgang aufweist, schlägt das geringe  $b_{eff,QC}$  in diesem Bereich nicht deutlich durch. Dies erklärt die sehr günstige mitwirkende Breite beim Sandwichmoment bzw. der dazu korrespondierenden Normalkraft  $N_F$ . Das Sandwichmoment  $M_S$  kann sich mehr oder weniger ungestört außerhalb des Lasteinleitungsreiches aufbauen und in den Bereichen mit großem  $Q_C$  annähernd die gesamte Breite des Sandwichelementes aktivieren (vgl. Abb. 4.4.18).

Ein Rückblick auf den Schnittgrößenverlauf von  $Q_F$  zeigt, dass dort, wo die Schubspannung aus  $Q_F$  nur über eine Rippe übertragen wird, das Maximum von  $Q_F$  vorliegt. Bis sich die Schubspannung  $\tau_F$  im Deckblech in Längsrichtung ausgebrettet hat, ist  $Q_F$  bereits zum größten Teil abgeklungen. Eine Bestimmung der Querschnittsaktivierung für das Deckschichtbiegemoment  $M_F$  analog zu Gleichung (5.1) liefert:

$$b_{eff,MF} = \frac{\int_0^{L/2} b_{eff,QF}(x) \cdot Q_F(x) dx}{B \cdot \int_0^{L/2} Q_F(x) dx} \cdot B = \frac{M_{F,eff,aktiviert}}{M_{F,100\%,aktiviert}} \cdot B \quad (5.2)$$

Hier schlägt die Konzentration im Bereich der Lasteinleitung voll durch und liefert eine deutliche Verringerung von  $b_{eff,MF}$ . Es liegt eine große Störung vor.  $M_F$  baut sich fast ausschließlich in der belasteten Rippe auf.

Für beide Teilschnittgrößen wird die Integration nach den Formeln (5.1) und (5.2) für das dicke und dünne PIR-Element in der mittleren Laststellung 0,50-2 beispielhaft durchgeführt. Die Integration erfolgt mittels der Trapezregel mit den diskreten Werten der Querkraft und den Werten der jeweils zugehörigen effektiven Breite. Zunächst wird kontrolliert, ob die Momentenanteile aus den Querkraftanteilen korrekt integriert werden können. Die Ergebnisse sind in der folgenden Tabelle gegenübergestellt.

**Tab. 5.1 Gegenüberstellung der Biegemomente**

Element	$N=M_S/e$ [kN]		$M_F$ [kNm]	
	Gesamtmodell	Integration	Gesamtmodell	Integration
PIR-T-60	7,8	0,434/0,069=6,3	0,22	0,23
PIR-T-140	4,3	0,566/0,149=3,8	0,15	0,15

Das Deckschichtmoment  $M_F$  wird hierbei korrekt ermittelt. Das Sandwichmoment weist Fehler auf. Als möglicher Grund kann angeführt werden, dass sich durch die dreidimensionale Modellierung eine Druckstrebene im Auflagerbereich ausbildet und kein reiner Schubabtrag wie in der Balkenabstraktion mehr stattfindet. Anschließend werden die effektiven Breiten nach Gleichung (5.1) und (5.2) den Messwerten aus den Versuchen gegenübergestellt.

**Tab. 5.2 Gegenüberstellung der effektiven Breiten**

Element	$b_{\text{eff,MS}} [\text{m}]$		$b_{\text{eff,MF}} [\text{m}]$	
	Versuch	Nach Gl. (5.1)	Versuch	Nach Gl. (5.2)
PIR-T-60	0,83	0,76	0,57	0,62
PIR-T-140	0,85	0,76	0,53	0,54

Die unterschiedlichen Größenordnungen der beiden effektiven Breiten der beiden Teilschnittgrößen werden gut angenähert.

### 5.2.2 Lokales Zusatzmoment im Lasteinleitungsbereich

Aus der Querlast erfolgt eine Eindrückung der belasteten Rippe in den Kern [13]. Die daraus folgende Biegung des Deckbleches führt zu einem lokalen Zusatzmoment, welches zusätzlich zum globalen Deckschichtbiegemoment  $M_F$  wirkt ( $\Delta\sigma_{MF}$ ). Dieser Effekt hat dabei keinen Einfluss auf das Sandwichmoment. Im Fachwerkmodell kann diese Eindrückung nicht berücksichtigt werden, da der Kern nicht vertikal gestaucht werden kann aufgrund der Dehnstarrheit der Pfosten. Sie kann auch nicht mit den analytischen Gleichungen nach Stamm/Witte erfasst werden, da dort die Prämisse besteht, dass die Deckschichten immer einen konstanten Abstand haben. Zur zusätzlichen Betrachtung dieses lokalen Momentes kann das Modell des elastisch gebetteten Balkens im Bereich der Lasteinleitung genutzt werden.

Wie eingangs beschrieben, beinhaltet das von Naujoks/Zapfe [17] vorgeschlagene Bemessungskonzept die Berücksichtigung eines Zusatzmomentes infolge der Eindrückung der Deckschicht in den Kern, welches zu den Gesamtschnittgrößen aus dem Fachwerkmodell für die belastete Rippe hinzugefügt wird. Mit Ausnahme des dicken MW-Dachelements konnte in Kapitel 3 jedoch gezeigt werden, dass die Gesamtschnittgrößen im Sandwichelement unter punktueller Belastung denen des Fachwerkmodells entsprechen und kein Wechsel in den Anteilen Sandwich/Deckschicht infolge der begrenzten Querschnittsaktivierung vorliegt.

Die Spannungskonzentration wird in dieser Arbeit über die effektiven Breiten der Teilschnittgrößen berücksichtigt. Eine Addition mit einem Zusatzmoment infolge lokaler Eindrückung ist dann nicht mehr erforderlich.

## 5.3 Torsion aus exzentrischen Punktlasten

### 5.3.1 Übersicht

Gemäß den ECCS Empfehlungen (Kap. 4.6.1 in [19]) muss die Torsion nur bei exzentrisch vorgesetzten Fassaden berücksichtigt werden, welche durch ihr Eigengewicht zu Torsion im Wandbauteil führen. Punktlasten, insbesondere solche, welche nah am Elementrand wirken, führen jedoch ebenfalls zu einer Torsionsbelastung.

Im Folgenden sollen zunächst die vorhandenen Ansätze zur Torsion bei Sandwichelementen vorgestellt werden. Lange Zeit wurde bei Sandwichelementen eine wölbefreie Torsion unterstellt. Die Torsion führt dann alleinig zu Schubspannungen im Kern, der Fuge und der Deckschicht und keinen zusätzlichen Normalspannungen. Untersuchungen von Rädel [36] zeigten allerdings, dass dies nicht zutreffend ist. Mittels eines „Two-

Panel“-Tests bei dem zwei verbundene Wandelemente nebeneinander liegend getestet wurden, wobei nur eines mittels 6-Punkt-Biegeversuch direkt belastet wurde, konnte gezeigt werden, dass die indirekte exzentrische Linienlast am unbelasteten Element neben den Normalspannungen aus Biegung in der Deckschicht zu Normalspannungen in Folge Verwölbung führt.

Gemäß Kap. 4.6.5 in [19] sind die auftretenden Wölbnormalspannungen jedoch vernachlässigbar. Die ECCS-Empfehlungen merken dabei auch die Anisotropie des Kern-Schubmoduls an. Da in den Zulassungen nur die Schubsteifigkeit in Längsrichtung  $G_{C,xz}$  angegeben ist, müssten jedoch zusätzliche Tests in Querrichtung des Kerns ( $G_{C,yz}$ ) durchgeführt werden.

### 5.3.2 Stamm/Witte

Die Frage der Torsion wird bereits in den analytischen Ansätzen nach Stamm/Witte [4] thematisiert. Der Sandwichquerschnitt wird hierzu vereinfacht als geschlossener Querschnitt angesehen und ein reiner primärer Torsionsabtrag (Bredtsche Theorie) ohne Verwölbung unterstellt. Eine Voraussetzung für diese Theorie ist jedoch ein konstantes Torsionsmoment im Sandwichbalken. Da unterstellt wird, dass reiner Längsschub  $\tau_{xz}$  und kein Querschub  $\tau_{xy}$  im Kern vorhanden ist, wird der Kern in unendlich viele vertikale Lamellen unterteilt (Abb. 5.3.1).

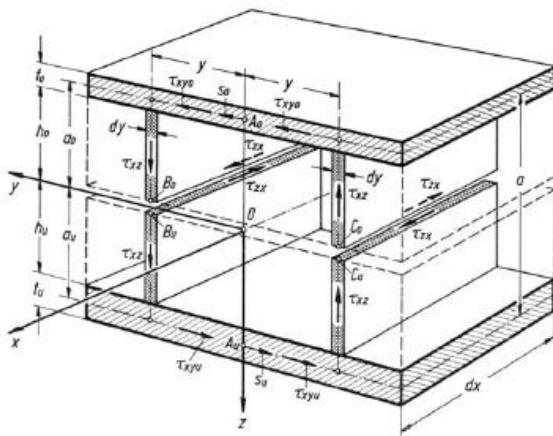


Abb. 5.3.1 Hohlkastenabstraktion aus Stamm/Witte [4]

Die Torsionssteifigkeit ergibt sich nach Stamm/Witte dann analog zur Bredtschen Theorie zu:

$$I_{t1} = 4 \cdot e^2 \cdot b \cdot \frac{t_1 \cdot t_2}{t_1 + t_2} = \frac{4 \cdot (b \cdot e)^2}{\frac{b}{t_1} + \frac{b}{t_2}} = \frac{4 \cdot A_m^2}{\hat{\phi} \frac{ds}{t}} = 1. Bredtsche Formel \quad (5.3)$$

$$I_t = I_{t1} \cdot \left( 1 - \frac{\tanh\left(\frac{\alpha b}{z}\right)}{\frac{\alpha b}{z}} \right) \quad (5.4)$$

$$\text{Mit } \alpha = \sqrt{\frac{G_C}{G_F} \cdot \frac{t_1+t_2}{h_C \cdot t_1 \cdot t_2}}$$

$G_C, G_F$  = Schubmodul Kern, Deckschicht

b = Breite

e = Schwerelinienabstand der Deckschichten

$t_{1,2}$  = Dicke der Deckschichten

$h_c$  = durchgehende Kerndicke

Unter der Annahme reiner primärer Torsion  $M_{xp}$  ergeben sich die Schubspannungen in den Deckschichten und im Kern zu:

$$\tau_{f,xy}(x, y) = \frac{\cosh\left(\frac{\alpha b}{2}\right) - \cosh(\alpha y)}{\cosh\left(\frac{\alpha b}{2}\right) - \frac{\sinh\left(\frac{\alpha b}{2}\right)}{\frac{\alpha b}{2}}} \cdot \frac{M_{xp}(x)}{2ebt_f} \quad (5.5)$$

$$\tau_{c,xz}(x, y) = \frac{\alpha \cdot \sinh(\alpha y)}{\cosh\left(\frac{\alpha b}{2}\right) - \frac{\sinh\left(\frac{\alpha b}{2}\right)}{\frac{\alpha b}{2}}} \cdot \frac{M_{xp}(x)}{2eb} \quad (5.6)$$

Die Schubspannungen verlaufen über die Deckschicht- und Kerndicke konstant. Die Koordinate  $z$  taucht deshalb in den obigen Formeln nicht auf.

Diese Ansätze der St. Venantschen Torsionssteifigkeit und Schubspannungsbestimmung werden auch in ECCS Empfehlungen [19] für Punktlasten genutzt.

Die Theorie von Stamm/Witte wurde für ein konstantes Torsionsmoment im Sandwichbalken mit freier Verwölbbarkeit an den Auflagern hergeleitet. Dies wäre beispielsweise bei einem Einfeldträger mit zwei identischen entgegengesetzten Einzeltorsionsmomenten an den Rändern der Fall. Die Theorie kann demnach hier bei einem durch Punktlasten induzierten Einzelmoment im Feld nicht ohne Weiteres angewandt werden.

### 5.3.3 Höglund

Höglund [39] nimmt die Ansätze von Stamm/Witte zur primären Torsion auf. Angesichts des annähernd linearen Verlaufs der Schubspannung  $\tau_{xz}$  an einer Stelle  $x$  im Kern in Breitenrichtung wird für die Bestimmung von der ummantelten Fläche  $A_m$  jedoch nicht die gesamte Querschnittsfläche betrachtet, sondern der ideelle Hohlkasten in die Sechspunkte verlegt (Abb. 5.3.2).

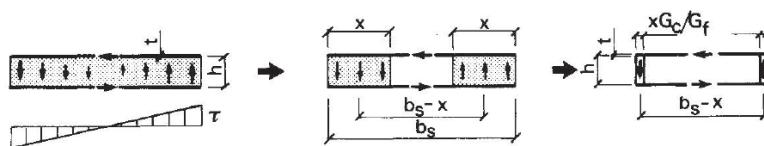


Abb. 5.3.2 Hohlkastenabstraktion aus Höglund [39]

Daraus ergibt sich zwingend eine kleinere Torsionssteifigkeit als nach Stamm/Witte. Darüber hinaus wird in das Ringintegral  $d_s/t$  auch der Kern mit einbezogen mit der Dicke  $b/3$  pro Wandung. Die unterschiedlichen Schubmodule werden hierbei berücksichtigt, indem die ideelle Dicke des mitwirkenden Kerns um den Faktor  $G_c/G_f$  abgemindert wird. Dieses Vorgehen wird auch bei der Bestimmung der Torsionssteifigkeit von Stahl-Beton-Verbundquerschnitten verwendet, wobei anzumerken ist, dass die Unterschiede der Schubmodule nicht so drastisch sind wie bei Sandwichelementen. Daraus ergibt sich die Gesamt torsionssteifigkeit (im Gegensatz zur Höglund original angepasst auf unterschiedliche Blechdicken) zu:

$$G_F I_T = \frac{4 \cdot \left(\frac{2}{3}b\right)^2 \cdot e^2}{\frac{2 \cdot b}{3 \cdot G_F t_{F1}} + \frac{2 \cdot b}{3 \cdot F \cdot t_{F2}} + \frac{3 \cdot e}{G_C \cdot b}} \quad (5.7)$$

mal  $1/G_F$ :

$$I_T = \frac{4 \cdot \left(\frac{2}{3}b\right)^2 \cdot e^2}{\frac{2 \cdot b}{3 \cdot t_{F1}} + \frac{2 \cdot b}{3 \cdot t_{F2}} + 2 \cdot \frac{3 \cdot e \cdot G_F}{G_C \cdot b}} \quad (5.8)$$

Die Abminderung der Dicke der ideellen Hohlkastenwandung im Kern ist dabei enorm. Bei einer typischen Breite von 1000 mm mit  $G_C=4$  MPa und  $G_F=81.000$  MPa würde die Wandung im Kern zwei Stahlblechen mit jeweils  $t = 4/81.000 \cdot 1000 \cdot 1/3 = 0,016$  mm entsprechen.

### 5.3.4 Pozorski

Pozorski [40], [41] stellt die Lösung der Differentialgleichungen für Torsion unter Beachtung der Wölkrafttorsion für drei Standardfälle vor. Dies ist zum einen ein gabelgelagerter Einfeldträger unter konstantem Linientorsionsmoment bzw. einem Einzelmoment sowie einem Kragträger mit Endtorsionsmoment. Grundlage hierfür ist die inhomogene Differentialgleichung:

$$\varphi'''(x) - \lambda^2 * \varphi'(x) = -\frac{M_x(x)}{EI_w} \quad (5.9)$$

wobei  $\lambda^2 = \frac{GI_T}{EI_\omega}$  (5.10)

mit  $\varphi$  =Querschnittsverdrehung

$I_t$  =Torsionsträgheitsmoment

$M_x$  =Gesamttorsionsmoment

$I_\omega$  =Wölbträgheitsmoment

welche sich aus der Bedingung

$$M_x(x) = M_{xp}(x) + M_{xs}(x) \quad (5.11)$$

ergibt. Die Funktion für das Gesamttorsionsmoment  $M_x(x)$  wird hierbei für die betrachteten statisch bestimmten Systeme mit den bekannten Schnittgrößenverläufen für Balkentragwerke ermittelt. Unbekannt ist nur die Aufteilung in primäres (St. Venant,  $M_{xp}$ ) und sekundäres (Verwölbung,  $M_{xs}$ ) Torsionsmoment in Stablängsrichtung.

Die Lösung des homogenen Anteils für  $\varphi$  lautet:

$$\varphi_0(x) = C_1 \cdot \sinh(\lambda x) + C_2 \cdot \cosh(\lambda x) + C_3 \quad (5.12)$$

Über die bekannten Verläufe für  $M_x(x)$  kann auch die partikuläre Lösung  $\varphi_1$  für jedes System bestimmt werden. Die Summe aus homogener Lösung und partikulärer Lösung ergibt dann die Gesamtlösung für  $\varphi$  für jedes System.

$$\varphi(x) = \varphi_0(x) + \varphi_1(x) \quad (5.13)$$

Über die Randbedingungen für die Verdrehung  $\varphi$  können anschließend die Konstanten  $C_1$  bis  $C_3$  bestimmt werden und die Lösung für  $\varphi$  liegt vor.

Die Schnittgrößenverläufe können daraus wie folgt ermittelt werden.

$$M_{xp}(x) = GI_t \cdot \varphi'(x) \quad (5.14)$$

$$M_{xs}(x) = -EI_\omega \cdot \varphi'''(x) \quad (5.15)$$

$$M_\omega(x) = -EI_\omega \cdot \varphi''(x) \quad (5.16)$$

Es sollen die hergeleiteten Lösungen von Pozorski für das Einzeltorsionsmoment am Sandwichbalken genutzt werden, welches sich auch infolge einer exzentrischen Punktlast ergibt. Für die Schnittgrößenverläufe muss  $\varphi(x)$  bis zu dreimal differenziert werden. Aufgrund des Einzelmomentes aus der Punktlast an der Stelle  $x=a=L-b$  müssen jeweils zwei Bereichsfunktionen aufgestellt werden.

$$\varphi_l = \frac{M_t}{\lambda^3 \cdot EI_\omega} \cdot \left( \frac{\cosh(\lambda L)}{\sinh(\lambda L)} \cdot \sinh(\lambda a) - \cosh(\lambda a) \right) \cdot \sinh(\lambda x) + \frac{L-a}{L} \cdot \frac{M_t}{\lambda^2 \cdot EI_\omega} \cdot x \quad [0 \leq x \leq a] \quad (5.17)$$

$$\varphi_r = \frac{M_t}{\lambda^3 \cdot EI_\omega} \cdot \left( \frac{\cosh(\lambda L)}{\sinh(\lambda L)} \cdot \sinh(\lambda a) \right) \cdot \sinh(\lambda x) - \frac{M_t \cdot \sinh(\lambda a)}{\lambda^3 \cdot EI_\omega} \cdot \cosh(\lambda x) + \frac{a \cdot M_t}{\lambda^2 \cdot EI_\omega} - \frac{a}{L} \cdot \frac{M_t}{\lambda^2 \cdot EI_\omega} \cdot x \quad [a < x \leq l] \quad (5.18)$$

Diese Lösungen finden auch Einzug in die Berechnung der Torsionsanteile in den ECCS Recommendations für Punktlasten ([19], Kap. 4.6).

Darüber hinaus führt Pozorski die notwendigen Formeln zur Bestimmung des Spannungsverlaufes bei bekanntem Schnittgrößenverlauf aus Torsion auf. Die Spannungsformeln für den Bredtschen Schubfluss werden von Stamm/Witte Formel (5.3) und (5.4) übernommen. Die Schub- und Normalspannungen unter Verwölbung werden mittels der bekannten Formeln über die Wölbordinaten ermittelt.

$$\tau_{F,\omega}(s) = \frac{M_{xs} \cdot S_\omega(s)}{I_\omega \cdot t_f} \quad (5.19)$$

$$\sigma_{F,\omega} = \frac{M_\omega}{I_\omega} \cdot \omega(s) \quad (5.20)$$

Mit  $S_\omega$  = Wölbmoment 1. Ordnung

$s$  = Umlaufkoordinate

$\omega$  = Wölbordinate

### 5.3.5 Torsion aus exzentrischen Punktlasten

Als eindeutig bestimmbar Querschnittswerte des Sandwichelementes für die Torsion können einzig die Wölbordinaten und der Wölbwiderstand  $I_\omega$  sowie die Ordinaten für den Sekundärschub aus der Verwölbung  $S_\omega$  für den Verlauf der sekundären Torsionsspannungen bestimmt werden. Hierzu steuern einzig die Deckschichten mit ihrem Schwerelinienabstand bei, welche als breiter I-Querschnitt idealisiert werden können (Abb. 5.3.3).

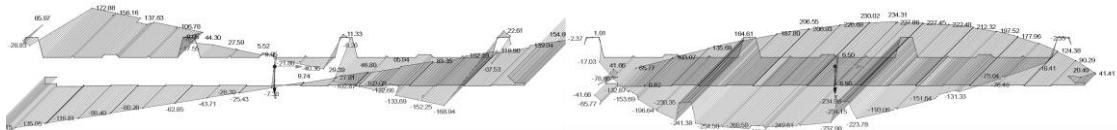


Abb. 5.3.3 Wölb- und Sekundärschubordinaten (PIR-T-60)

$I_\omega$  lässt sich analytisch wie folgt für das Sandwichelement bestimmen [19]:

$$I_\omega = \frac{I_{Z,f1} \cdot I_{Z,f2}}{I_{Z,f1} + I_{Z,f2}} \cdot e^2 \quad (5.21)$$

$$\text{Mit: } I_{Z,fi} = \frac{t_{fi} \cdot B^3}{12}, \quad i = 1; 2$$

Für gleiche, ebene Blechschichtdicken vereinfacht sich die Gleichung zu:

$$I_w = b^3 \cdot e^2 \cdot \frac{t_f}{24} \quad (5.22)$$

Berechnet man  $I_\omega$  für die in den Versuchen genutzte Deckschichtgeometrie der Dachelemente mit der mittleren Blechdicke nach Formel (5.22), ergibt sich das Torsionsträgheitsmoment ohne Berücksichtigung der Rippen zu  $101.171 \text{ cm}^6$ . Die genaue Bestimmung von  $I_\omega$  mittels eines Querschnittswerteprogrammes ergibt sich zu  $119.945 \text{ cm}^6$ .

Unklar ist jedoch die Torsionssteifigkeit für die primäre St. Venantsche Torsion, da hier der Verbundquerschnitt mit den deutlich unterschiedlichen Steifigkeiten als Kontinuum wirkt, für die nur die vorgestellten Modellvorstellungen vorliegen. Für das hier betrachtete Element PIR-T-60 mit einem Abstand der Deckschichten von 6,9 cm und Blechdicken von  $t_1=0,54 \text{ mm}$  und  $t_2=0,44 \text{ mm}$  ergibt sich  $I_t$  zu  $221 \text{ cm}^4$ (Stamm/Witte) und  $35 \text{ cm}^4$  (Höglund).

Der Vergleich der Verformungen in Analytik und Versuch ist nicht zielführend. Das Element verformt sich unter punktueller Belastung so, dass der Drehwinkel  $\varphi_x$  in  $y$ -Richtung infolge der Querbiegung bzw. Plattenbiegung stets veränderlich ist. Unter einer Punktlast müsste gelten  $\varphi_x(x,y)$ . Die analytischen Lösungen gehen jedoch immer davon aus, dass sich ein konstanter Drehwinkel über die gesamte Breite ergibt (keine Profilverformung).

Die vorgestellten Ansätze sind für einen zweidimensionalen Sandwichbalken hergeleitet worden, welcher durch Einzel- oder Streckentorsionsmomente belastet wird. Bei einer exzentrischen Punktlast handelt es sich jedoch aufgrund der Profilverformung nicht um ein ideales Einzeltorsionsmoment, zudem sind Biegeanteile vorhanden, welche aus einem Einzelmoment nicht entstehen. Dennoch sollen die Schubspannungen in Kern und der unteren Deckschicht zwischen Analytik und Numerik verglichen werden.

Für die Torsion ist nur der Abstand der Gabellager entscheidend. Deshalb werden die für den Einfeldträger hergeleiteten Formeln auch für den hier vorliegenden Zweifeldträger angewandt, auch wenn am Mittelaufhänger eine leichte elastische Wölbeinspannung infolge der durchlaufenden Deckbleche vorliegt. Die analytischen Schnittgrößenverläufe unter einem Einzelmoment in Feldmitte (0,50-1) mit  $1,2\text{kN}\cdot45 \text{ cm}=54 \text{ kNm}$  ergeben sich zu:

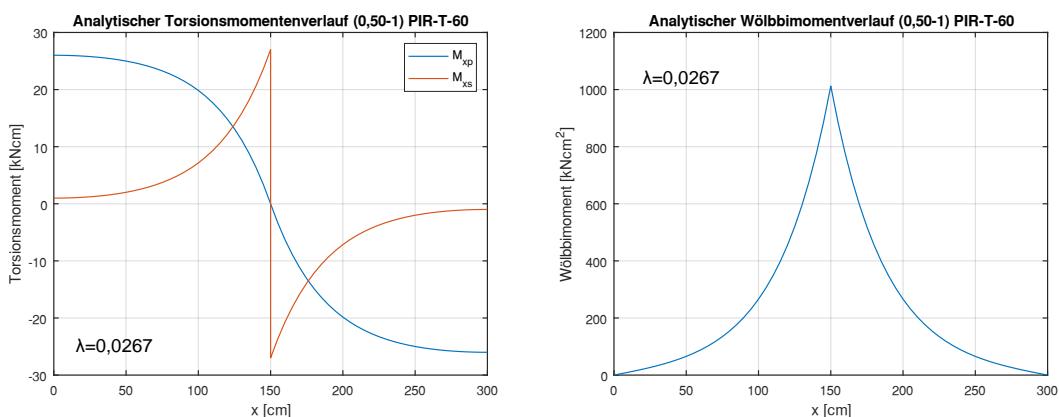


Abb. 5.3.4 Analytische Schnittgrößenverläufe nach Pozorski

Es fällt auf, dass die Verläufe der primären und sekundären Torsionsmomente affin sind zu denen des Verlaufes der Querkraft im Kern und Deckschicht bei den trapezprofilierten Elementen.  $M_\omega$  verläuft qualitativ gleich zu  $M_F$ . Im Bereich der Punktlast wird die Torsion ausschließlich von der sekundären Torsion abgetragen. Dort ist auch das Wölbmoment maximal.

Nun sollen die analytischen Schubspannungen im Deckblech infolge Torsion den Spannungen im FE-Gesamtmodell gegenübergestellt werden. Hierzu werden die Schubspannungen im unteren Deckblech in Breitenmitte extrahiert (Theoretisches Maximum der Schubspannungen infolge Torsion).

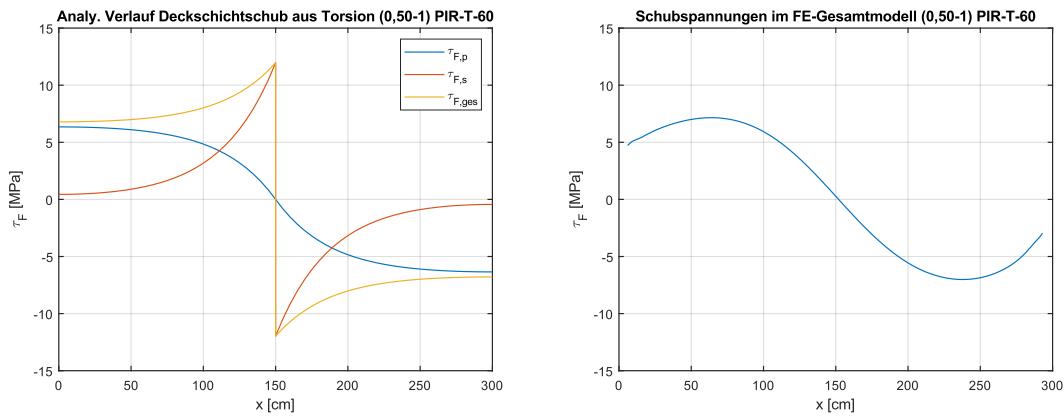


Abb. 5.3.5 Vergleich der Schubspannungen im unteren Deckblech (PIR-T-60)

Deutlich sichtbar ist, dass der Anteil aus sekundärer Torsion, welcher in der analytischen Lösung im Bereich der Punktlastaufbringung stark dominiert, im Gesamtmodell nicht vorliegt und die Schubspannungen dort null sind. Die Verläufe der Spannungen nur aus primärer Torsion sind jedoch qualitativ und quantitativ sehr gut übereinstimmend mit den Ergebnissen aus dem Gesamtmodell.

Das in dem Verlauf der Spannungen aus dem FE-Gesamtmodell erkennbare Abfallen der Schubspannungen aus Torsion zu den Auflagern hin ist mit dem Längen zu Breiten Verhältnis der hier betrachteten Elemente zu erklären. Dieses plattenartige Trag-Verhalten kann von den Stabwerkseidialisierungen in der Analytik nicht abgebildet werden, bei dem das Torsionsmoment konstant bis zu den Gabellagern durchläuft. Bei größeren Spannweiten wird die Näherung als Stab zunehmend realistischer.

Es sollen nun die Spannungen im Schnitt 0,3 L bei mittiger randnaher Belastung 0,50-1 (Analyt.:  $M_{xp}$ (bei 0,3 L)=22,2 kNm,  $M_{xs}$ (bei 0,3 L)=4,8 kNm) betrachtet werden und den Spannungen am FE-Gesamtmodell gegenübergestellt werden.

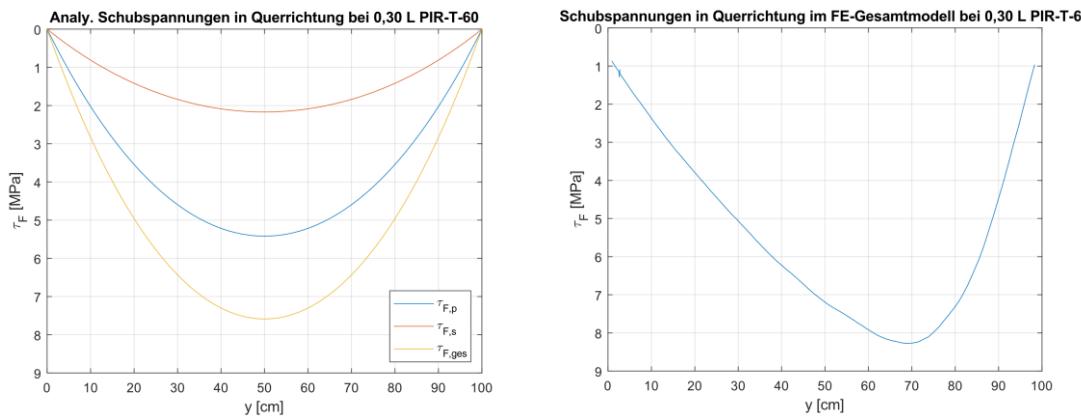


Abb. 5.3.6  $\tau_F$  in der unteren Deckschicht

In der unteren Deckschicht ist ein parabelförmiger Schubspannungszustand zu erkennen, welcher zu den Deckschichträndern auf 0 abfällt. Durch die Punktlast ist im numerischen Gesamtmodell der Stich der Parabel zur Punktlast hin verschoben, da der Kern

ungleichmäßig aktiviert wird. Da sich die Schubspannungen in der Deckschicht aus primärer Torsion aus den Schubspannungen im Kern ergeben, sind die Spannungen im Kern dort am größten, wo die Änderung der Spannungen in der Deckschicht die stärkste Änderung erfahren, nämlich an den Rändern.

Im Abstand (bei 0,30 L) der Punktlast, in der analytisch der Primär-Anteil der Torsion dominiert, ist die Übereinstimmung mit dem FE-Gesamtmodell demnach gut.

Ein Vergleich der Normalspannungen aus Verwölbung ist, wie angesprochen, wegen der Lasteinleitung nicht zielführend. Die analytische Lösung geht von einem idealen Torsionsmoment ohne Profilverformung und Querdruck aus. Der analytische Wölbmomentsanteil der Längsnormalspannung im Deckblech beträgt in Feldmitte am Querschnittsrandsrand 8,1 MPa. Diese deutlichen zusätzlichen Anteile in Feldmitte, welche sich am einen Rand zu den Zugnormalspannungen addieren und am anderen Rand subtrahieren, können weder in den Messungen mit der randnahen Laststellung (vgl. Abb. 3.2.34) noch im FE-Gesamtmodell festgestellt werden. Dies gilt auch für die linierten Elemente. Die Spannungskonzentration beim linierten MW-Element ist hierbei mehr auf die geringere Querverteilung als auf Wölbeffekte zurückzuführen (vgl. Tab. 3.2.1 (0,50-1)).

Für die Schnittgrößenbestimmung der Torsion hat die Kerndicke einen maßgebenden Einfluss auf beide Querschnittswerte. Deshalb soll die Torsion im Element PIR-T-140 ( $I_w=575.756 \text{ cm}^6$ ;  $I_t(\text{nach S/W})=647 \text{ cm}^4$ ) ebenfalls betrachtet werden.

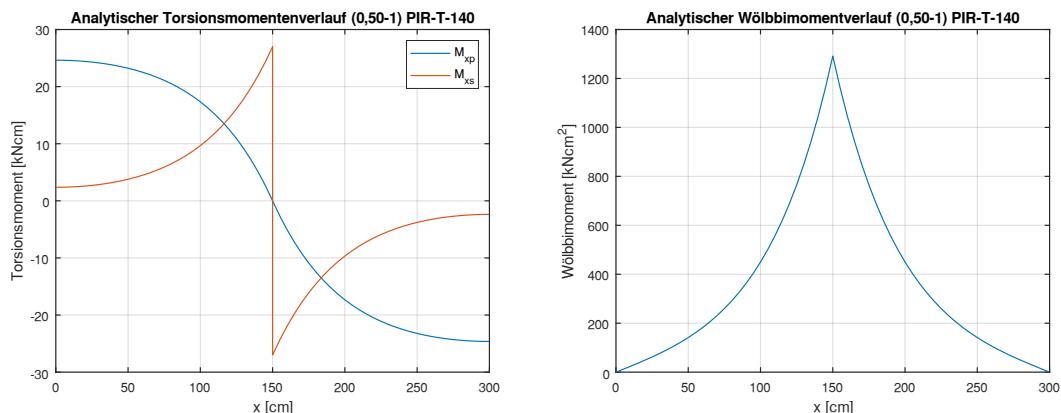


Abb. 5.3.7 Analytische Schnittgrößenverläufe aus Torsion (PIR-T-140)

Da durch die steigende Kerndicke sowohl die Steifigkeit  $I_w$  als auch  $I_t$  gesteigert werden, bleibt das Verhältnis beider zueinander, welches für die Schnittgrößenverläufe maßgebend ist, hier annähernd unverändert.

Wie schon beim dünnen PIR-Element beobachtet (vgl. Bid 5.3.5 r.), sind auch beim PIR-T-140 die Schubspannungen in der unteren Deckschicht im FE-Gesamtmodell in Breitenmitte im Bereich der Punktlast null. Die analytischen nennenswerten Schubspannungen aus sekundärer Torsion treten nicht auf. Die Schubspannungsverläufe im unteren Deckblech sind bei den linierten Elementen qualitativ gleich zu denen der profilierten Elementen.

Bemessungsrelevant wird der Torsionseinfluss unter Punktlasten aufgrund der geringen zusätzlichen Schubspannungen in Kern und Deckschicht nicht. Die Berechnung der Momentenanteile (Primär/Sekundär) mit den analytischen Formeln nach Pozorski und im weiteren dann aber nur der Berücksichtigung der Primär-Anteile ist mechanisch

fehlerhaft, aber auf die hier verwendeten Elemente am ehesten anwendbar. Die nennenswerten Spannungsanteile aus Sekundärtorsion mit den daraus folgenden Wölbnormalspannungen konnten in den Versuchen und der Numerik nicht festgestellt werden.

Die tatsächlichen Wölbbeinflüsse aus Torsion sind über die gemessenen Normalspannungen an der Lastachse in den äußeren Laststellungen in den effektiven Breiten der exzentrischen Laststellungen indirekt enthalten und müssen nicht zusätzlich addiert werden. Die aus randnahen Punktlasten hervorgerufenen Torsions-Schubspannungen im Kern sind vernachlässigbar. Im betrachteten Beispiel PIR-T-60 mit 1,2 kN Punktlast bei 0,50-1 betragen die Anteile im Kern aus Torsion 0,01 MPa.

In der Praxis mit mehreren Punktlasten wirken diese üblicherweise nicht nur auf dem äußeren Rand, sodass sich rückdrehende Effekte einstellen und die Torsion dann gänzlich vernachlässigt werden kann.

Bei wirklichen Streckentorsionsmomenten, z. B. bei vorgehängten Fassaden von horizontal spannenden Wandelementen, ist der Torsionseffekt auf die Spannungen jedoch nicht zu vernachlässigen [42].

## 6 Vorschlag eines Bemessungsverfahrens

### 6.1 Vorgehen

Im Folgenden wird ein rein rechnerisches Bemessungsverfahren für Sandwichelemente unter Punktlasten vorgestellt. Hierzu wird sowohl der lokale Tragfähigkeitsnachweis an der Lasteinleitung als auch der globale geführt.

In den Traglastversuchen der profilierten Elemente unter Druck wurde zunächst das Plastizieren der Rippe bzw. das Krüppeln der Rippenstege als Erstversagen festgestellt. Erst bei deutlich weiterer Laststeigerung kam es zu einem globalen Versagen in Form eines Knitterversagens in der benachbarten Rippe. Die effektiven Breiten sind jedoch im elastischen Bereich ermittelt worden. Der rechnerische Nachweis des Knitters wird demnach in der belasteten Rippe geführt, welche im Traglastzustand bereits stark plastiziert ist und weit in den Kern eingedrückt ist. Diese Reserven werden bei dem hier vorgestellten Bemessungsverfahren nicht ausgenutzt. Für die Superposition mit anderen Punktlasten oder Flächenlasten muss das Bauteil im elastischen Zustand betrachtet werden.

Unter punktueller Zugbeanspruchung wurde in den Versuchen der Traglastabfall von einer lokalen Delamination bzw. einem finalen Schraubenauszug infolge wachsender Lochleibung bestimmt. Der aktuelle Normenentwurf prEN 1993-7 sieht keinen Nachweis für Querzug vor. Die Querzugfestigkeiten des Verbundes Kern-Fuge-Deckschicht sind jedoch in jeder Zulassung angegeben. Mit Kenntnis einer sicher anrechenbaren Fläche unter Zug wäre der Nachweis gegen Delamination infolge Querzug aus punktueller Belastung einfach zu führen. Die Bestimmung einer äquivalenten Fläche unter Zug ist jedoch ein ambitioniertes Unterfangen, da es sich um eine mehraxiale Spannungsausbreitung handelt (Abb. 4.4.21). Das festgestellte Rissbild zeigt ein Abreißen der Rippe selbst, über die Länge der Lasteinleitung (Abb. 3.2.47). Diese Fläche ist demnach sicher ansetzbar. Die daraus ermittelte Grenzkraft von  $50 \text{ mm} \times 70 \text{ mm} \times 0,075 \text{ N/mm}^2 = 0,26 \text{ kN}$  ist jedoch deutlich zu konservativ. Der Nachweis des Schraubenversagens ist jedoch mit den zugehörigen Schraubenwiderständen in den ETAs für Zug und Abscheren einfach zu führen. Die errechneten Tragfähigkeiten der Schrauben liegen bei allen untersuchten Konfigurationen deutlich unter der gemessenen Höchstlast, welche vor Eintritt des Delaminierens vorlag. Das ebenfalls mögliche Versagen der unteren Deckschicht, welche im Feld unter Zugbelastung gedrückt wird, kann über die Widerstände gegen Knittern mit der effektiven Breite der Deckschichtnormalkraft bemessen werden. Dieses Versagen wurde mit nur einer Punktlast in den Versuchen jedoch nicht erreicht. Ein Querdruckversagen am Auflager konnte auch bei auflagernaher Laststellung mit einer Punktlast von 20 kN nicht erreicht werden ( $\sigma_{c,z} > 20.000 \text{ N/(1000 mm} \cdot 100\text{mm})=0,2 \text{ MPa} > \sigma_{Cc}=0,12 \text{ MPa}$ ). Ein Schubversagen trat in den Traglastversuchen erst nach Vorschädigung durch eine durchgehende Knitterfalte beim linierten PIR-Element auf.

Für den lokalen Nachweis der Rippe unter Druck wird der Nachweis für Trapezprofile unter Querdruck übernommen. Ein selbiges Vorgehen wird auch in [25] vorgestellt. Die auftretende Versagensform ist hier das Krüppeln des Rippensteges. Die üblichen Geometrien der trapezprofilierten Deckschichten der Sandwichelemente erfüllen die in DIN EN 1993-1-3 Kap. 6.1.7.3 [43] gestellten Bedingungen.

Die aufnehmbare Querlast  $R_{w,Rd}$  pro Rippen-Steg ergibt nach Gl. (6.18) aus [43] wie folgt:

$$R_{w,Rd} = \alpha \cdot t^2 \cdot \sqrt{f_{yb} \cdot E} \cdot \left(1 - 0,1 \cdot \sqrt{\frac{r}{t}}\right) \cdot \left[0,5 + \sqrt{0,02 \cdot \frac{l_a}{t}}\right] \cdot (2,4 + \left(\frac{\phi}{90}\right)^2) / \gamma_{M1} \quad (6.1)$$

Mit:  $\alpha$  = Beiwert in Abhängigkeit von der Belastungskategorie

$t$  = Blechdicke

$f_{yb}$  = Fließgrenze des Deckblechs

$E$  = E-Modul des Deckblechs

$r$  = Walzradius der Rippe

$l_a$  = wirksame Lasteinleitungslänge

$\phi$  = Stegneigungswinkel

$\gamma_{M1}$  = Teilsicherheitsbeiwert

Diese Nachweisformel wird auch im Zuge der Normenrevision des EC3 für Trapezprofile übernommen, jedoch mit leicht geänderten Koeffizientenbezeichnungen.

Bei Trapezprofilen liegt der maßgebende Querdruck meist bei der Auflagerung auf den quasi-starren Pfetten vor. Bei Sandwichelementen ist das obere, belastete Deckblech unter punktueller Belastung jedoch auf dem Kern elastisch gebettet.

Für die in den Versuchen vorliegende Deckschichtgeometrie soll die Tragfähigkeit pro Steg nach Gleichung (6.1) nun ermittelt werden.

Zunächst werden die Bedingungen nach Gl (6.19 a-c) in [43] überprüft.

$$r/t = 4 \text{ mm} / 0,56 \text{ mm} = 7,1 < 10 \checkmark$$

$$h/t = 42 / 0,56 = 75 < 200 \cdot \sin(75^\circ) = 193 \checkmark$$

$$45^\circ < \alpha = 75^\circ < 90^\circ \checkmark \quad (\text{hier } \alpha = \text{Stegneigung})$$

Für die Belastungskategorie wird eine Punktlast im Feld als äquivalent zu einem Zwischenauflager der Kategorie 2 angesehen:

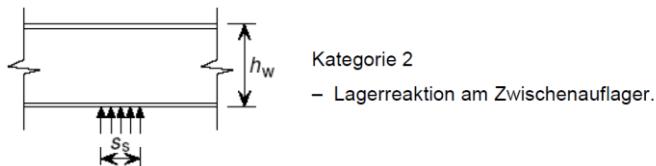


Abb.6.1 Wahl der Belastungskategorie aus [43]

Abweichend von der Norm wird die wirksame Lasteinleitungslänge immer als die tatsächliche Einleitungslänge festgelegt. Der Mindestwert von 10 mm erscheint deutlich zu konservativ, da die Drucklasteinleitung in der Praxis immer über Elastomerunterlagen erfolgt und eine Schneidenlagerung von 10 mm nicht eintritt.

Der Beiwert  $\alpha$  ergibt sich in Kategorie 2 und einem Profilblech zu 0,15.

Die rechnerische Tragfähigkeit eines jeden Steges der Rippe ergibt sich dann im hier vorliegenden Fall mit 100 mm Lasteinleitungslänge zu:

$$R_{w,Rd} = 0,15 \cdot \frac{0,056^2 \cdot \sqrt{32 \cdot 21.000}}{1,1} \cdot (1 - 0,1 \cdot \sqrt{7,1}) \cdot \left( 0,5 + \sqrt{\frac{0,02 \cdot 10}{0,056}} \right) \cdot \left( 2,4 + \left( \frac{75}{90} \right)^2 \right) = 1,9 \text{ kN}$$

Der Design-Widerstand der gesamten Rippe beträgt demnach 3,8 kN. Das Ausbeulen des Steges beginnt in den Versuchen ab etwa 3,5 kN mit weiteren Laststeigerungsmöglichkeiten bis 4,0 kN (Ergebnis der Traglastversuche, Abb. 3.2.43, ohne Berücksichtigung des Sicherheitskonzeptes). Für die ebenfalls untersuchte Lasteinleitung über eine 40 mm Alu-Schiene, wie in der Praxis üblich, ergibt sich eine Design-Tragfähigkeit pro Rippe von  $2 \times 1,35 \text{ kN} = 2,7 \text{ kN}$ . Diese Last konnte im Versuch von der Rippe ohne Stegbeulen aufgenommen werden. Die Nachweisformel für lokalen Querdruck bei Trapezprofilen ist demnach auch für Sandwichelemente anwendbar. Das Plastizieren des Rippenobergurtes (beginnend bei etwa 2,4 kN) ist bei diesem Lastniveau bereits fortgeschritten. Im Nachweis des Grenzzustandes der Gebrauchstauglichkeit kann diese Schädigung jedoch noch akzeptiert werden. Dieser Versagensbeginn ist maßgeblich abhängig von den Walzradien der Profilierung.

Das Versagen der Sandwichelemente bei einer Laststellung nahe des Endauflagers in Form eines Abhebens der Deckbleche bzw. Abreißens der Rippen ist über diesen Nachweis ebenfalls abgedeckt, da der Delamination am freien Ende ein starkes Plastizieren der Rippe vorausgeht.

Der globale Nachweis der Deckschichten unter Druck wird auf der Widerstandsseite mit den Knitterspannungen am Auflager geführt. Bei trapezprofilierten Deckblechen liegt üblicherweise keine Abminderung gegenüber der Knitterspannung ohne Querdruck vor. Die Spannungskonzentration infolge der Punktlast wird auf der Einwirkungsseite über die effektiven Breiten der jeweiligen Teilschnittgrößen erfasst.

Die Formeln zur Bestimmung der effektiven Breiten sind für die Teilschnittgrößen und die Nachweisstellen in der folgenden Tabelle aufgeführt. Für die Deckschichtquerkraft, zeigte sich, dass im Bereich der Punktlastaufbringung die belastete Rippe den gesamten Schubabtrag übernimmt und dann eine lineare Ausbreitung in Längsrichtung vorliegt. Für den Querkraftanteil im Kern wird als effektive Mindestbreite die Lastaufstandsbreite ( $b_e$ ) zuzüglich der Kerndicke  $d_c$  (45 Grad Ausbreitung zur Kernmitte) angesetzt. Ausgehend davon zeigte sich beidseitige eine Ausbreitung von etwa 50 Grad in Längsrichtung ( $\tan(50)=1,2$ ). Die effektiven Breiten für das Deckschichtmoment und die Deckschichtnormalkraft basieren auf den ermittelten Verläufen gemäß Abb. 3.2.14, 3.2.38 und 3.2.39. Die Formeln können für ebene und profilierte Deckschichten gleichermaßen verwendet werden.

**Tab. 6.1.1 Effektive Breiten der Teilschnittgrößen**

Einfeldträger				
Nachweisstelle	$Q_F$	$Q_C$	$M_F$	$N_F$
Auflager	$e_R + x \leq 0,8 B$	$b_e + d_c + 1,2 \cdot x \leq 0,8 B$	-	-
Feld	$e_R$	$b_e + d_c$	$(0,4 + 0,2 \cdot x/L) \cdot B$	$(0,5 + 0,65 \cdot x/L) \cdot B$
Endfeld von Mehrfeldträgern				
Nachweisstelle	$Q_F$	$Q_C$	$M_F$	$N_F$
Zwischen- bzw. Endauflager	$e_R + x \leq 0,8 B$	$b_e + d_c + 1,2 \cdot x \leq 0,8 B$	$(0,3 + 0,6 \cdot x/L) \cdot B \leq 0,7 B$	$(0,4 + 0,6 \cdot x/L) \cdot B \leq 0,7 B$
Feld	$e_R$	$b_e + d_c$	$(0,35 + 0,4 \cdot x/L) \cdot B$	$(0,4 + 0,6 \cdot x/L) \cdot B$
Innenfeld von Mehrfeldträgern				
Nachweisstelle	$Q_F$	$Q_C$	$M_F$	$N_F$
Zwischenauflager	$e_R + x \leq 0,8 B$	$b_e + d_c + 1,2 \cdot x \leq 0,8 B$	$(0,35 + 0,7 \cdot x/L) \cdot B \leq 0,7 B$	$(0,45 + 0,65 \cdot x/L) \cdot B \leq 0,7 B$
Feld	$e_R$	$b_e + d_c$	$(0,35 + 0,3 \cdot x/L) \cdot B$	$(0,45 + 0,65 \cdot x/L) \cdot B$
Kragarm				
Nachweisstelle	$Q_F$	$Q_C$	$M_F$	$N_F$
Zwischenauflager	$e_R + x \leq 0,8 B$	$b_e + d_c + 1,2 \cdot x \leq 0,8 B$	$0,35 + 0,2 \cdot x \leq 0,7 B$	$0,45 + 0,4 \cdot x \leq 0,8 B$
Feld	$e_R$	$b_e + d_c$	-	-
Hinweise:				
$e_R$ = Querabstand der Rippen				
$b_e$ = Aufstandsbreite der Punktlast bzw. Breite der Rippe am Fuß bei prof. Elementen				
$d_c$ = Kerndicke				
$L$ = Feldlänge, in der die Punktlast wirkt				
Auflager: $x$ = Abstand der Punktlast zur jeweiligen Nachweisstelle				
Feld: $x$ = Abstand der Punktlast zum nächstgelegenen Auflager $\leq 0,5 L$				
Bei punktueller Belastung am Rand sind die mitwirkenden Breiten zu halbieren.				
Bei profilierten Elementen mit fünf Rippen sind die mitwirkenden Breiten des Deckschichtmomentes mit 0,8 zu multiplizieren.				
Bei der Superposition mehrerer Punktlasten darf für alle Punktlasten außerhalb des betrachteten Schnittes im Feld der Abstand $x$ der Punktlast zum betrachteten Schnitt genutzt und die Gleichung der effektiven Breite für Auflager verwendet werden.				

Der letztgenannte Punkt berücksichtigt hierbei eine Ausbreitung der effektiven Breiten (vgl. Beispielrechnung in 6.3.2). Im aktuellen Normenentwurf prEN 1993-7 werden die effektiven Breiten hingegen für jede Punktlast in Stablängsrichtung als konstant angenommen, auch wenn sich eine sehr schnelle und günstige Ausbreitung der effektiven Breiten einstellt. Dies liegt immer auf der sicheren Seite. Das aus der Punktlast dominierende Deckschichtmoment fällt ohnehin in Längsrichtung schnell ab.

Die ermittelten effektiven Breiten für das Deckschichtmoment werden in Abhängigkeit von der Elementdicke und der Feldlänge durch Multiplikation mit folgenden Beiwerten angepasst.

$$b_{eff,MF}^* = p_1 \cdot p_2 \cdot b_{eff,MF} \quad (6.2)$$

Die Werte für  $p_1$  bis  $p_2$  sind in den folgenden Tabellen angegeben.

**Tab. 6.1.2 Beiwert  $p_1$  zur Berücksichtigung der Elementdicke**

Durchgehende Elementdicke [mm]	$p_1$
<80	1,0
80-120	0,9
>120	0,8

**Tab. 6.1.3 Beiwert  $p_2$  zur Berücksichtigung der Feldweite**

Feldlänge [m]	$p_2$
$\leq 3$	1,0
4	1,05
$\geq 5$	1,1

Die übrigen effektiven Breiten müssen nicht angepasst werden.

Die Berechnung der Teilschnittgrößen aus der Punktlast bzw. mehreren Punktlasten sowie aus Flächenlasten kann an einem Fachwerkmodell mit der gesamten Elementbreite für jeden Lastfall erfolgen. Die Ergebnisse der Punktlasten entsprechen dann zunächst denen einer Linienlast über die gesamte Breite. Im Fachwerkmodell sollte die günstige Momentenausrundung über die Lastaufbringungslänge genutzt werden. Auf der sicheren Seite kann auch eine diskrete Punktlast definiert werden. An den maßgebenden Nachweisstellen werden dann die Teil-Schnittgrößen für jeden Lastfall entnommen.

Die Berücksichtigung der Spannungskonzentration infolge einer punktuellen Belastung erfolgt dann für jede Punktlast  $i$  mit den zugehörigen effektiven Breiten auf Spannungsbasis, wie folgt:

$$\sigma_{F1,Ed,P,i} = \frac{\frac{N_{F1,i,Ed}}{A_{ges}}}{b_{eff,i,NF}/b_{ges}} + \frac{\frac{M_{F1,i,Ed}}{W_{ges}}}{b_{eff,i,MF}/b_{ges}} \quad (6.3)$$

$$\tau_{F1,Ed,P,i} = \frac{\frac{Q_{F1,i,Ed} \cdot S_{y,F,max,ges}}{I_{yy,ges} \cdot t_F \cdot b_{ges}}}{b_{eff,i,QF}} \quad (6.4)$$

$$\tau_{C,Ed,P,i} = \frac{Q_{C,i,Ed}}{A_{C,ges} \cdot \frac{b_{eff,i,QC}}{b_{ges}}} \quad (6.5)$$

Die Anteile aus Flächenlast können mit der vollen mitwirkenden Breite superponiert werden. Für den Querdrucknachweis am Auflager kann die effektive Breite der Kernquerkraft genutzt werden.

$$\sigma_{C,Ed,P,i} = \frac{F_{Auflager}}{b_{Auflager} \cdot b_{eff,i,QC}} \leq f_{Cc,d} \quad (6.6)$$

Bei Punktlasten im Nachbarfeld darf, abgesehen von den Nachweisen am Mittelauflager, die volle mitwirkende Breite angesetzt werden. Die Biegemomente im Nachbarfeld aus einer Punktlast sind jedoch im betrachteten Feld ohnehin fast vollständig abgeklungen, da kaum ein Querkraftübertrag ins Nachbarfeld stattfindet. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit liegt darüber hinaus eine Einfeldträgerkette vor. Bei mehreren Punktlasten empfiehlt es sich, für eine wirtschaftliche Bemessung die Spannungen am numerischen Gesamtmodell mit Schalen- und Volumenelementen mit den genannten Empfehlungen für die Modellierung der Auflager- und Lasteinleitungsgebiete in Abschnitt 4.2 zu bestimmen, da der Aufwand des hier vorgestellten Bemessungsverfahrens mit steigender Anzahl an Punktlasten zunimmt.

Der hier beschriebene Ansatz für die effektiven Breiten auf Basis der elastischen Spannungsverteilungen ist deutlich konservativer als auf Basis von Traglastversuchen unter Punktlasten. Ausgenommen von sehr auflagernahen Laststellungen liefern die effektiven Breiten auf Traglastbasis in den bisherigen Zulassungen für den Einfeldträger fast immer größere effektive Breiten als den Maximalwert der Elementbreite. Dies zeigt auch der Vergleich der rechnerischen mit den tatsächlichen Traglasten im Folgekapitel. Allerdings kann das Spannungsbild im Sandwichelement mit dem hier vorgestellten Konzept gut abgebildet werden und mit dem Spannungsbild aus Flächenlasten überlagert werden. Zudem ist das Konzept herstellerunabhängig übertragbar.

## 6.2 Vergleich

Zunächst sollen die Nachweisformeln für Biegung aus Tabelle 6.1.1 mit 6.1.2-3 ( $b_{eff,NW}$ ) den gemessenen effektiven Breiten und den effektiven Breiten aus den Versuchen ( $b_{eff,Ver}$ ) gegenübergestellt werden.

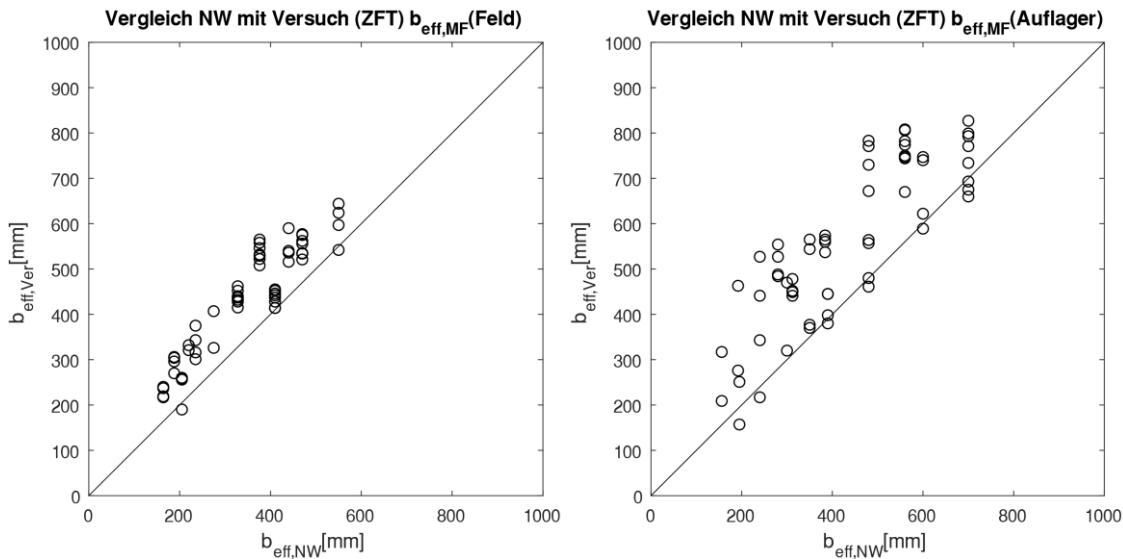


Abb. 6.2.1 Vergleich der rechner. eff. Breiten mit Versuch  $b_{\text{eff},MF}$

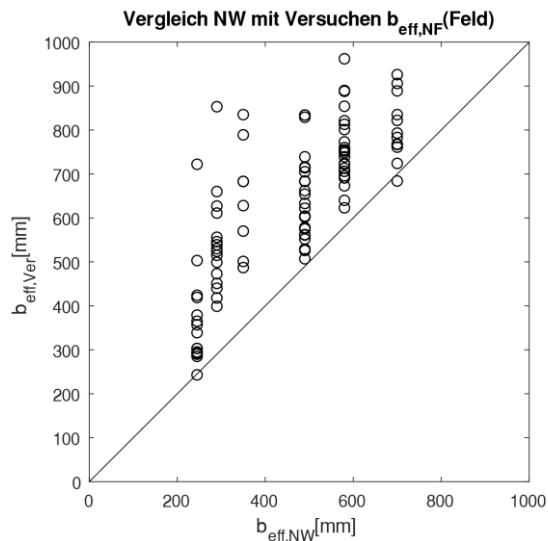


Abb. 6.2.2 Vergleich der rechner. eff. Breiten mit Versuch  $b_{\text{eff},NF}$

Die Streuung der Ergebnisse der effektiven Breiten des Deckschichtmomentes am Auflager und der Deckschichtnormalkraft ist in den Versuchen und der Parameterstudie deutlich stärker ausgeprägt als die des Deckschichtmomentes im Feld. Die Formeln der effektiven Breiten wurden so ausgelegt, dass die Ergebnisse dennoch immer auf der sicheren Seite liegen, auch wenn sich für viele Konfigurationen dadurch sehr konservative Werte ergeben. Für die Bemessung ist der Effekt jedoch nicht so stark, da zum einen der Anteil der Spannungen aus Normalkraft gering ist und am Auflager das Deckschichtmoment aus einer Punktlast allgemein geringer ist als im Feld. Für die Deckschichtnormalkraft am Mittelauflager wird kein Vergleich aufgestellt, da die Messwerte nur wenig aussagekräftig sind.

Die effektiven Breiten der Querkraft werden hier nicht verglichen. Für die effektiven Breiten der Querkraft im Kern liegen keine diskreten Werte vor. Sie wurden anhand der Spannungsausbreitung im Winkel von 50 Grad hergeleitet ( $\tan(50)=1,2$ ). Die Querkraft in der Deckschicht wird unmittelbar an der Punktlast einzig der belasteten Rippe zugeordnet.

Die geschaffene Datenbasis der Parameterstudie mit den abgewandelten Sandwich-Konfigurationen wird nun genutzt, um auch die als relevant betrachteten Beiwerte zur Berücksichtigung der Kerndicke und der Spannweite zu überprüfen (Abb. 6.2.3).

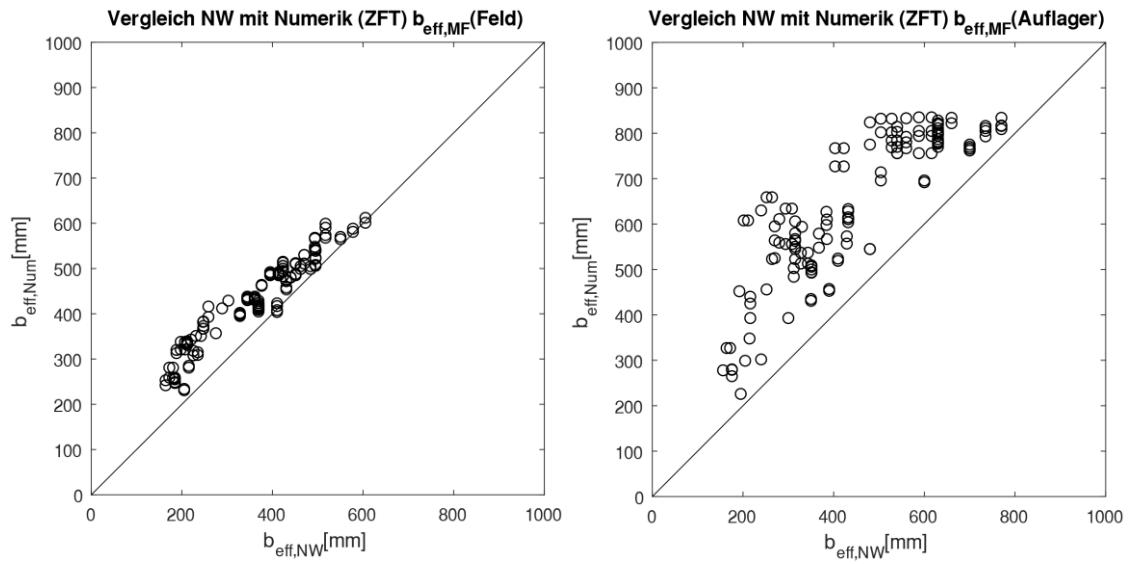


Abb. 6.2.3 Vergleich der rechner. eff. Breiten mit Numerik (ZFT)  $b_{\text{eff},\text{MF}}$

Die statischen Systeme des Einfeldträgers und Dreifeldträgers (Innenfeld) sollen im Folgenden überprüft werden.

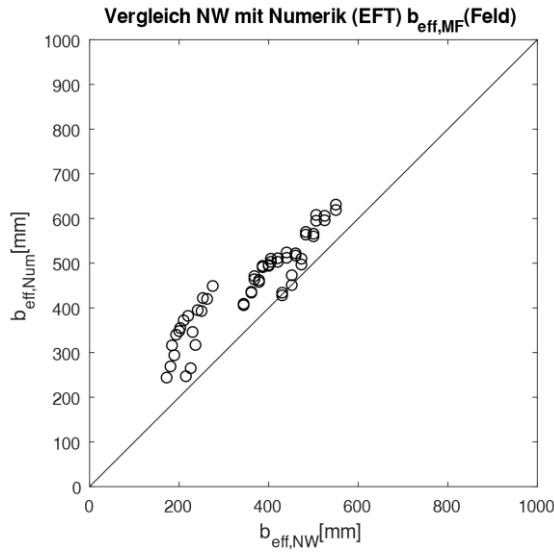


Abb. 6.2.4 Vergleich der rechner. eff. Breiten mit Numerik (EFT)  $b_{\text{eff},\text{MF}}$

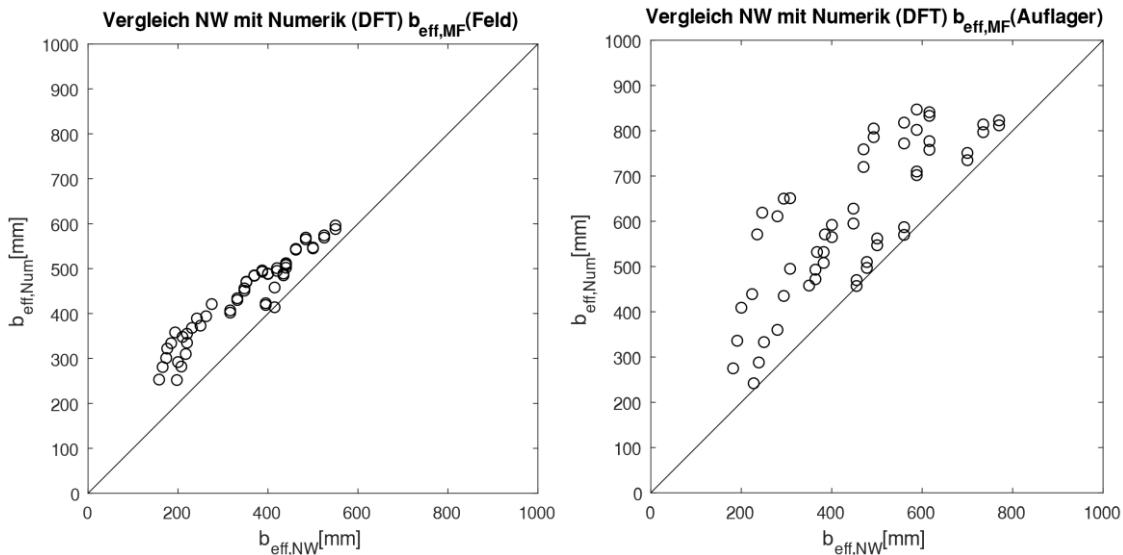


Abb. 6.2.5 Vergleich der rechner. eff. Breiten mit Numerik (DFT)  $b_{\text{eff},\text{MF}}$

Auch hier liegt eine gute Übereinstimmung vor.

Die Gegenüberstellung der effektiven Breiten der Parameterstudie für die Deckschicht-normalkraft im Feld ist gesammelt in der folgenden Abbildung dargestellt.

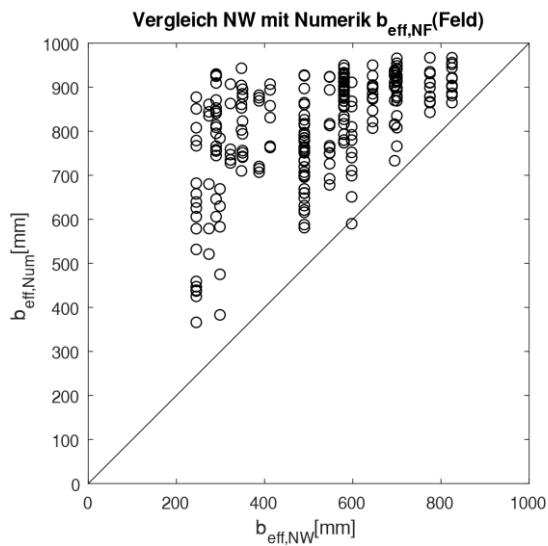


Abb. 6.2.6 Vergleich der rechner. eff. Breiten mit Numerik  $b_{\text{eff},\text{NF}}$

Die rechnerischen effektiven Breiten nach Tabelle 6.1.1 sind für die Normalkraft größtenteils sehr konservativ, wie auch die Gegenüberstellung mit den versuchstechnisch ermittelten effektiven Breiten der Normalkraft zuvor schon zeigte.

In der folgenden Grafik sind die Ergebnisse für das Deckschichtmoment aus Versuchen und Numerik noch einmal zusammengeführt dargestellt.

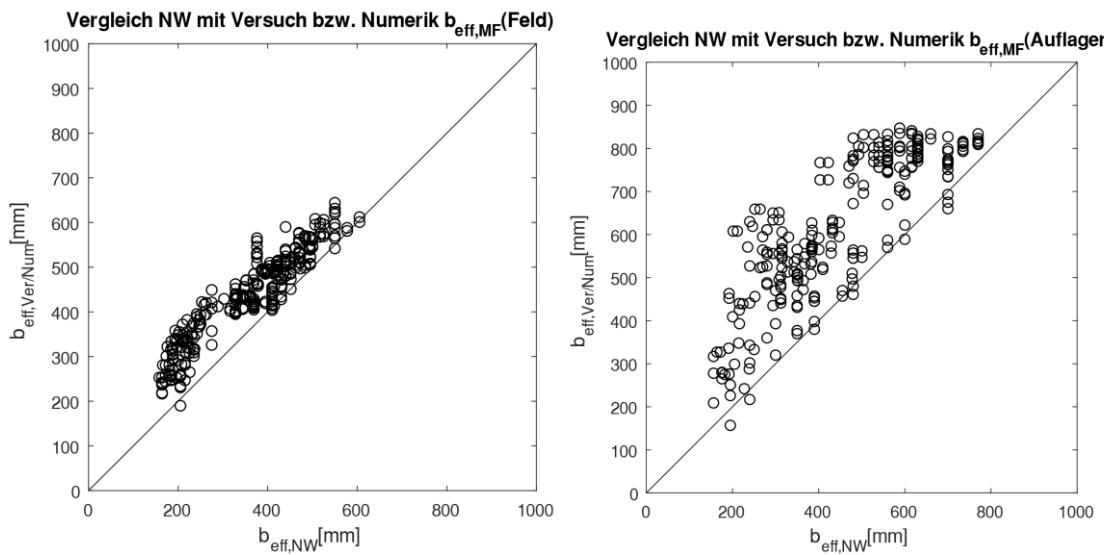


Abb. 6.2.7 Vergleich der rechner. eff. Breiten mit Versuch und Numerik  $b_{eff,MF}$

Die effektiven Breiten für die Normalkraft und das Deckschichtmoment am Auflager sind für viele Konfigurationen sehr konservativ. Die Spannungen aus der Normalkraft sind jedoch deutlich weniger maßgebend als die Spannungen aus dem Deckschichtmoment.

## 6.3 Beispielrechnung

### 6.3.1 Eine Punktlast

Zunächst soll das Bemessungsverfahren anhand einer Punktlast von  $F_{Ed}=2 \text{ kN}$  in Feldmitte auf einer inneren Rippe am dünnen PIR-Dachelement ( $d=60 \text{ mm}$ ;  $e=69 \text{ mm}$ ;  $G_c=4,0 \text{ MPa}$ ) mit  $2 \times 3000 \text{ mm}$  Spannweite vorgestellt werden. Die Lastaufbringung erfolgt über  $100 \text{ mm}$  Länge.

Querschnittswerte der gesamten oberen Deckschicht:

$$\begin{aligned} t_{F,o} &= 0,56 \text{ mm}; t_{F,u} = 0,46 \text{ mm}; I_{yy,ges,o} = 14,98 \text{ cm}^4; W_{y,min,ges,o} = -4,49 \text{ cm}^3; \\ A_{ges,o} &= 7,13 \text{ cm}^2; A_{ges,u} = 5,26 \text{ cm}^2; S_{y,max,ges,o} = 0,70 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

#### NW lokal:

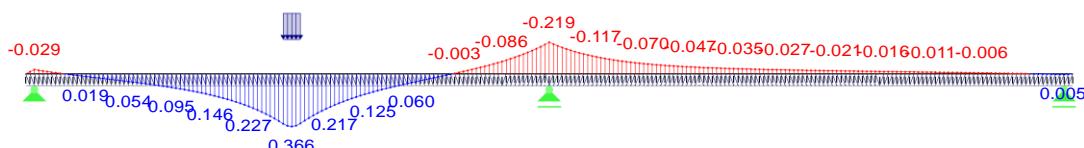
Krüppeln der Rippe:

$$\begin{aligned} R_{w,Rd} &= 2 \cdot (0,15 \cdot \frac{0,056^2 \cdot \sqrt{32 \cdot 21.000}}{1,1} \cdot (1 - 0,1 \cdot \sqrt{7,1}) \cdot \left( 0,5 + \sqrt{\frac{0,02 \cdot 10}{0,056}} \right) \cdot \left( 2,4 + \left( \frac{75}{90} \right)^2 \right)) \\ &= 3,8 \text{ kN} > F_{Ed} = 2 \text{ kN} \end{aligned}$$

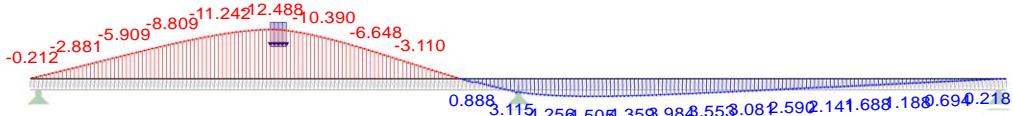
#### Nachweis global:

Schnittgrößen am gesamten Element:

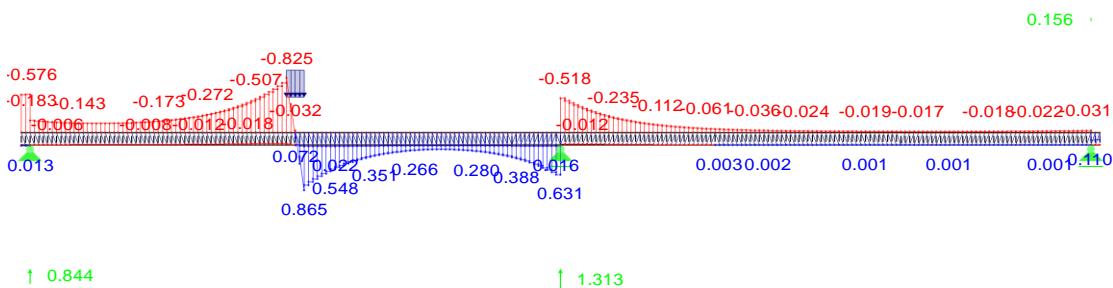
$M_F [kNm]$ :



$N_F [kN]$ :



$Q_F [kN]$ :



Bemessungsschnittgrößen bei  $x=0,5 \text{ L}$ :

$$M_{F,Ed} = 0,366 \text{ kNm}; N_{F,Ed} = -12,5 \text{ kN}; Q_{F,Ed} = 0,87 \text{ kN}$$

Effektive Breiten der Teilschnittgrößen im Feld bei  $x=0,5 \text{ L}$ :

$$b_{\text{eff},MF} = (0,35 + 0,4 \cdot x/l) \cdot B = (0,35 + 0,4 \cdot 0,5) \cdot 1000 \text{ mm} = 550 \text{ mm} \quad (p_1 = p_2 = 1,0)$$

$$b_{\text{eff},NF} = (0,4 + 0,6 \cdot x/l) \cdot B = (0,4 + 0,6 \cdot 0,5) \cdot 1000 \text{ mm} = 700 \text{ mm}$$

$$b_{\text{eff},QF} = e_R = 333 \text{ mm}$$

Spannungsnachweis Knittern der Deckschicht im Feld bei  $x=0,5 \text{ L}$ :

$$\sigma_{F,ED} = \frac{-12,5 \text{ kN}}{7,13 \text{ cm}^2} + \frac{0,366 \text{ kNm} \cdot \frac{100}{-4,49 \text{ cm}^3}}{550 \text{ mm}/1000 \text{ mm}} = -2,5 - 14,8 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = -173 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{w,d} = \frac{\sigma_{w,k}}{\gamma_{M1}} = \frac{320 \text{ MPa} \cdot 1,0}{1,12} = 285 \text{ MPa}$$

$$NW: \sigma_{F,ED} < \sigma_{w,d} = 173 < 285 \text{ MPa} \quad (\eta = 61\%)$$

Schubnachweis der Deckschicht im Feld bei  $x=0,5 \text{ L}$ :

$$\tau_{F,Ed} = \frac{0,87 \text{ kN} \cdot 0,7 \text{ cm}^3}{14,98 \text{ cm}^4 \cdot 0,056 \text{ cm}} \cdot \frac{1000 \text{ mm}}{333 \text{ mm}} = 2,2 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 22 \text{ MPa} < \frac{320}{\sqrt{3} \cdot 1,1} = 168 \text{ MPa}$$

$$(\eta = 13\%)$$

Schubnachweis des Kerns im Feld bei  $x = 0,75 \text{ L}$ :

Bei trapezprofilierten Deckschichten liegt im Bereich der Punktlast keine Kernquerkraft vor. Beim Maximum der Kernquerkraft liegt bereits eine gute Spannungsausbreitung vor, sodass das Maximum von 0,8 B angesetzt werden kann. Bei profilierten Elementen muss hierbei abgewogen werden zwischen der wachsenden Kernquerkraft im Längsabstand der Punktlast bei gleichzeitiger Vergrößerung der effektiven Breite der Kernquerkraft.

$$\tau_{c,Ed} = \frac{(1,31 - 0,16 - 0,25)kN}{6 \text{ cm} \cdot 0,8 \cdot 100 \text{ cm}} = 0,002 \frac{kN}{cm^2} = 0,02 \text{ MPa} < f_{cv,d} = \frac{0,12}{1,3} \\ = 0,09 \text{ MPa} (\eta = 22\%)$$

Querdrucknachweis am Mittelauflager:

$$\sigma_{c,z,Ed} = \frac{1,13 \text{ kN}}{10 \text{ cm} \cdot 0,8 \cdot 100 \text{ cm}} = 0,0014 \frac{kN}{cm^2} = 0,014 \text{ MPa} < f_{cc,d} = \frac{0,10}{1,3} \\ = 0,077 \text{ MPa} (18\%)$$

Maßgebend wird demnach das Knittern in Feldmitte. Die rechnerische Traglast (global) ergibt sich zu  $2kN/0,60=3,3 \text{ kN}$ . Im Versuch (PIR-T-60) waren jedoch 6,5 kN notwendig, um die erste Rippe in der mittleren Laststellung zum Knittern zu bringen. Würden für das Knittern die vollen mitwirkenden Breiten angesetzt, ergäbe sich eine rechnerische Traglast von 5,7 kN, welche ebenfalls unter der ermittelten Traglast liegt. In der folgenden Tabelle sind die rechnerischen Traglasten unter Berücksichtigung der effektiven Breiten für das Knittern den im Versuch ermittelten Traglasten gegenübergestellt.

**Tab. 6.3 Vergleich der rechnerischen und tatsächlichen Traglasten [kN]**

x/L	0,15		0,50	
	Rechn.	Versuch	Rechn.	Versuch
PIR-T-60	4,2	11,5	3,3	6,5
PIR-T-140	4,0	20,5	3,7	16,8
MW-T-60	4,7	8,6	3,7	7,2
MW-T-140	„5,3“	10,0	„4,9“	7,4
PIR-L-140	17,6	15,5	10,2	11,9
MW-L-140	13,3	10,7	7,2	9,0

Für die profilierten Elemente ist das Verfahren bei der Belastung mit ausschließlich einer Punktlast sehr konservativ. Grund dafür ist, wie bereits angesprochen, dass stets auf die belastete Rippe bemessen wird, welche im tatsächlichen Traglastzustand allerdings plastiziert ist und das Knittern in der Nachbarrippe eintritt. Die rechnerischen Traglasten bei den Dachelementen mit dickem Kern sind aufgrund der niedrigeren Knitterspannung und weiterhin vergleichsweise großem Deckschichtbiegemoment sogar geringer als bei den dünnen Dachelementen. Für den praxisnäheren Fall der Belastungen mit mehreren Punktlasten im Feld und einem Lastniveau, welches den lokalen Nachweis nach Gleichung (6.1) erfüllt, kann jedoch realistisch das Spannungsniveau im Sandwichelement ermittelt werden.

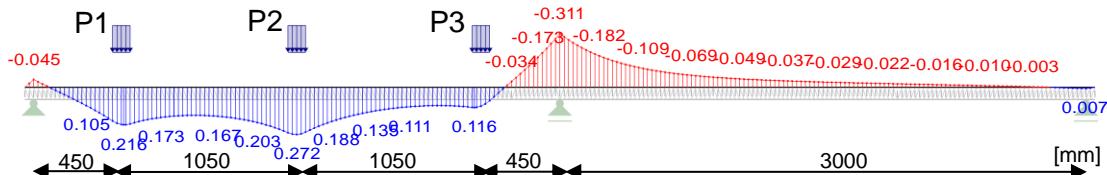
Für die linierten Elemente sind die berechneten Traglasten bei auflagernaher Belastung mit nur einer Punktlast auf der unsicheren Seite, zumal die gemessenen Traglasten für Design-Traglasten noch über das Sicherheitskonzept abgemindert werden müssten. Die Spannungskonzentration im unteren Deckblech, über die die effektiven Breiten der Deckschichtnormalkraft hergeleitet wurden, kann jedoch auch im Traglastzustand noch gut abgebildet werden (Vergleich mit Tab. 3.2.7 (S.54):  $\sigma_{x,u} = 134 \text{ MPa}$ , rechn.:  $52 \text{ kN} / 5,7 \text{ cm}^2 \cdot 1150/805 = 130 \text{ MPa}$ ). Die Biegeeffekte aus der lokalen Lasteinleitung, welche zu deutlich erhöhten Spannungen in der linierten Deckschicht infolge der Eindrückung der Punktlast führen, können über die Widerstandsseite mit den Knitterspannungen am

Mittelauflager nicht sicher berücksichtigt werden. Bei der Belastung mit mehreren Punktlasten sind die effektiven Breiten aufgrund der gezeigten sehr guten Spannungsausbreitung in Bauteillängsrichtung jedoch als konservativ anzusehen.

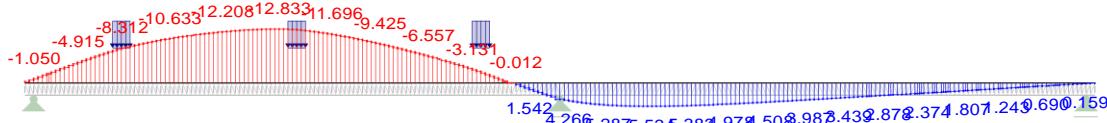
### 6.3.2 Mehrere Punktlasten

Als praxisnäheres Beispiel sollen nun drei Punktlasten im Feld betrachtet werden. Zunächst sollen die Gesamtschnittgrößen aus allen drei Einzellasten (0,85 L; 0,50 L; 0,15 L) mit jeweils 1,2 kN betrachtet werden.

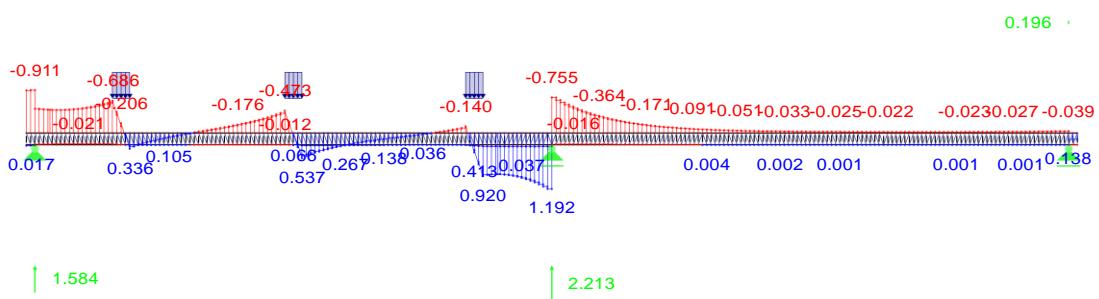
$M_F [kNm]$ :



$N_F [kN]$ :



$Q_F [kN]$ :



Die Bestimmung der maßgebenden Nachweisstellen ist jetzt nicht mehr trivial. Die ansetzbaren effektiven Breiten im Längsabstand zur Punktlast haben eine entscheidende Bedeutung für die Wirtschaftlichkeit des Bemessungsverfahrens. Der jetzige Normentwurf sieht vor, die effektiven Breiten einer Punktlast in Längsrichtung einzufrieren, welche jedoch in den aktuellen Zulassungen bei einem Einfeldträger mit Ausnahme einer sehr auflagernahen Laststellung ohnehin der Elementbreite entsprechen. Das Spannungsbild im Element zeigt jedoch, dass bereits im Abstand von größer 500 mm fast eine vollständige Spannungsausbreitung im Deckblech vorliegt. Die Bemessung würde beim Einfrieren daher noch unwirtschaftlicher als sie im Vergleich zu den Traglastversuchen ohnehin schon ist. Deshalb wird für die effektiven Breiten der Nachbarpunktlasten eine Ausbreitung berücksichtigt. Hierbei wird die Gleichung für die effektive Breite am Mittelauflager genutzt, wobei der Abstand x dem Abstand der Punktlast zur Nachweistelle entspricht. Dies führt zu folgenden effektiven Breiten und Ausnutzungsgraden:

Knittern im Feld (bei x=0,5 L=1500 mm):

Für P2:

$$b_{\text{eff,MF},P2} = (0,35 + 0,4 \cdot x/l) \cdot B = (0,35 + 0,4 \cdot 1500/3000) \cdot 1000 \text{ mm} = 550 \text{ mm} \quad (p_1=p_2=1,0)$$

$$b_{\text{eff,NF},P2} = (0,4 + 0,6 \cdot x/l) \cdot B = (0,4 + 0,6 \cdot 1500/3000) \cdot 1000 \text{ mm} = 700 \text{ mm}$$

Für P1 und P3:

$$b_{\text{eff,MF},P1} = (0,3 + 0,6 \cdot (1050/3000)) \cdot 1000 \text{ mm} = 510 \text{ mm} = b_{\text{eff,MF},P3} \quad (p_1=p_2=1,0)$$

$$b_{\text{eff,NF},P1} = (0,4 + 0,6 \cdot (1050/3000)) \cdot 1000 \text{ mm} = 610 \text{ mm} = b_{\text{eff,NF},P3}$$

Dies führt zu folgenden Spannungsanteilen aus den jeweiligen Punktlasten mit ihrem zugehörigen Schnittgrößenanteil an der Nachweisstelle:

$$\sigma_{x,P2} = \frac{\frac{-7,5 \text{ kN}}{7,13 \text{ cm}^2}}{700 \text{ mm}/1000 \text{ mm}} + \frac{0,220 \text{ kNm} \cdot \frac{100}{-4,49 \text{ cm}^3}}{550 \text{ mm}/1000 \text{ mm}} = -10,4 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = -104 \text{ MPa}$$

Da die effektiven Breiten von P1 und P3 für diese Nachweisstelle identisch sind, werden sie zusammengefasst.

$$\begin{aligned} \sigma_{x,P1+P3} &= \frac{\frac{-3,0 \text{ kN} - 2,2 \text{ kN}}{7,13 \text{ cm}^2}}{610 \text{ mm}/1000 \text{ mm}} + \frac{(0,03 + 0,02) \text{ kNm} \cdot \frac{100}{-4,49 \text{ cm}^3}}{510 \text{ mm}/1000 \text{ mm}} = -34 \text{ MPa} \\ &= -3,4 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \end{aligned}$$

$$\sigma_{x,Ed} = -138 \text{ MPa} < \sigma_{w,d} = -285 \text{ MPa} (\eta = 48 \%)$$

Knittern am Mittelauflager (unten):

$$b_{\text{eff,NF},P3} = (0,4 + 0,6 \cdot 450/3000) \cdot 1000 \text{ mm} = 490 \text{ mm}$$

$$b_{\text{eff,NF},P2} = (0,4 + 0,6 \cdot 1500/3000) \cdot 1000 \text{ mm} = 700 \text{ mm}$$

$$b_{\text{eff,NF},P1} = (0,4 + 0,6 \cdot 2550/3000) \cdot 1000 \text{ mm} = 910 \text{ mm} > 0,7 \cdot B = 700 \text{ mm}$$

$$\sigma_{x,P3} = \frac{\frac{-0,8 \text{ kN}}{5,26 \text{ cm}^2}}{490 \text{ mm}/1000 \text{ mm}} = -0,31 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = -3,1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{x,P1+P2} = \frac{\frac{-2,1 + 1,0 \text{ kN}}{5,26 \text{ cm}^2}}{700 \text{ mm}/1000 \text{ mm}} = -0,84 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = -8,4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{x,Ed} = -11,5 \text{ MPa} < \sigma_{w,d} = \frac{122}{1,12} = -109 \text{ MPa} (\eta = 10 \%)$$

Schubnachweis der Deckschicht bei x=0,15 L vom Mittelauflager:

$$b_{\text{eff,QF},P1} = 333 \text{ mm}$$

$$b_{\text{eff,QF},P2,P3} = 800 \text{ mm} \quad (\text{bereits größtmögliche Ausbreitung})$$

$$\tau_{F,P2} = \frac{0,69 \text{ kN} \cdot 0,7 \text{ cm}^3}{14,9 \text{ cm}^4 \cdot 0,056 \text{ cm}} \cdot \frac{1000 \text{ mm}}{333 \text{ mm}} = 1,74 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 17,4 \text{ MPa}$$

$$\tau_{F,P1+P3} = \frac{(0,18 + 0,06) \text{ kN} \cdot 0,7 \text{ cm}^3}{14,9 \text{ cm}^4 \cdot 0,056 \text{ cm}} \cdot \frac{1000 \text{ mm}}{800 \text{ mm}} = 0,25 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_{F,Ed} = 19,9 \text{ MPa} < \frac{320}{\sqrt{3} \cdot 1,1} = 168 \text{ MPa} (\eta = 12\%)$$

### Schubnachweis des Kerns bei x=0,10 L vom Mittelauflager:

$b_{eff,QC,P1,P2,P3} = 800 \text{ mm}$  (bereits größtmögliche Ausbreitung)

$$\tau_{C,Ed} = \frac{2,21 - 0,19 - 0,88 \text{ kN}}{6 \text{ cm} \cdot 80 \text{ cm}} = 0,0024 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 0,024 \text{ MPa} < f_{cv,d} = 0,09 \text{ MPa}$$

$$(\eta = 26 \%)$$

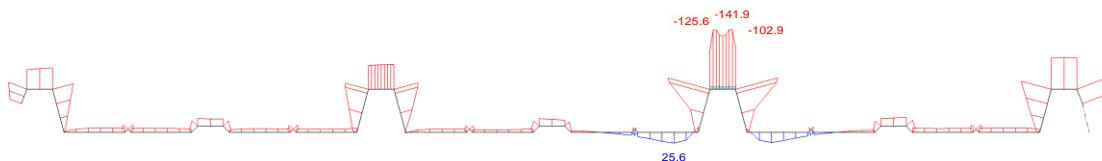
### Querdrucknachweis am Mittelauflager:

Der Querdrucknachweis wird mit den effektiven des Kernschubs geführt.

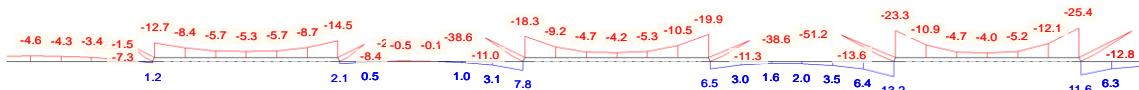
$$\sigma_{C,z,Ed} = \frac{2,21 \text{ kN}}{10 \cdot 0,8 \cdot 100} = 0,0028 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 0,028 \text{ MPa} < f_{cc,d} = \frac{0,10}{1,3} = 0,077 \text{ MPa} (36 \%)$$

In den folgenden Abbildungen sind zum Vergleich die Spannungen im Gesamtmodell an den Nachweisstellen bei der Belastung mit drei Punktlasten dargestellt:

Normalspannung im oberen Deckblech am Anschnitt der Punktlast bei x=0,50 L [MPa]:

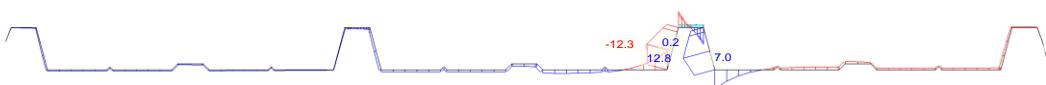


Normalspannung im unteren Deckblech am Auflager [MPa]:

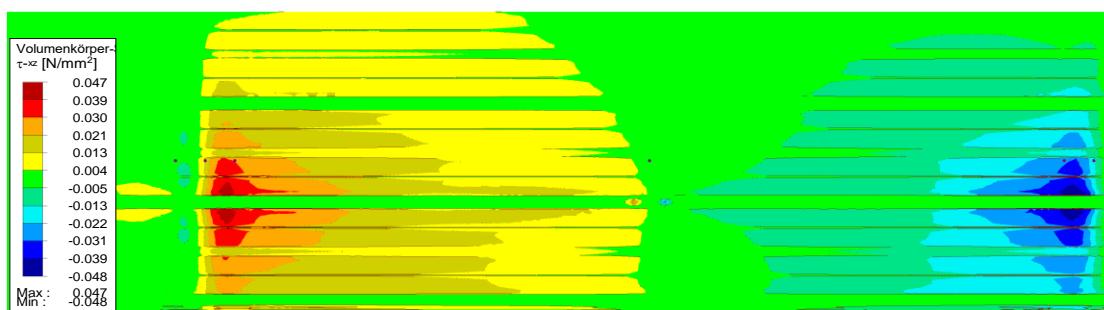


Die Normalspannungen im unteren Deckblech sind im numerischen Modell durch die Blechbiegung und Spannungsspitzen an den in der Realität weniger stark ausgeprägten Kanten dominiert.

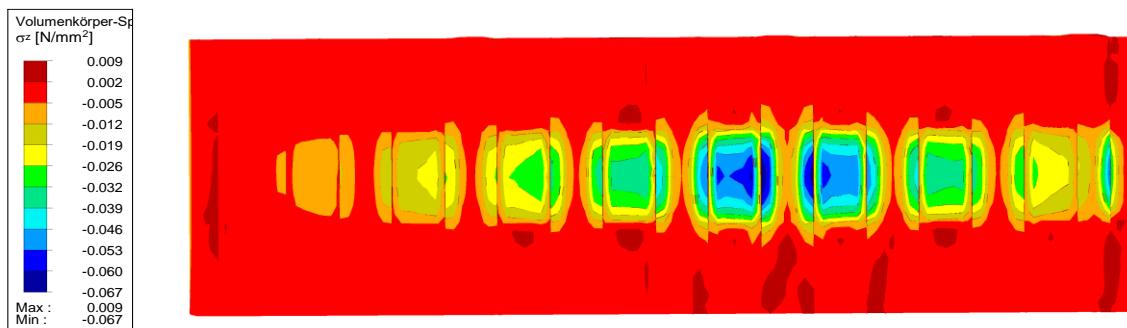
Schubspannung im oberen Deckblech bei x=0,50 L [MPa]:



Schubspannung im Kern:



Querdruck am Mittelauflager:



Die Übereinstimmung zwischen den Ergebnissen des numerischen Modells und den Ergebnissen aus dem Fachwerkmodell mit Berücksichtigung der effektiven Breiten der Teilschnittgrößen ist gut.

## 7 Fazit

Ziel dieser Arbeit war es, das Tragverhalten von Sandwichelementen unter punktueller Lasteinleitung zu untersuchen und ein rein rechnerisches Nachweiskonzept für Sandwichelemente unter Punktlasten zu entwickeln. Im Fokus stand hierbei, abweichend von der aktuellen Bemessungspraxis, welche alleinig auf dem Traglastzustand basiert, das elastische Spannungsbild bei punktueller Belastung, um allgemeine herstellerunabhängige Aussagen treffen zu können und eine sichere Überlagerung mit anderen Lastfällen zu ermöglichen. Zur Quantifizierung der Spannungskonzentration im Sandwichquerschnitt wurde das Prinzip der effektiven Breiten genutzt.

In einer Versuchsreihe am Zweifeldträger mit zwei linierten und vier profilierten Sandwichelementen unterschiedlicher Dicke und den Kernwerkstoffen PIR und MW konnten aufgrund der umfangreichen Applizierung von Dehnmessstreifen bereits genaue Erkenntnisse über das Spannungsbild in den Deckschichten gewonnen werden. Eine wichtige Erkenntnis war hierbei zunächst, dass mit Ausnahme des dicken MW-Dachelementes die Gesamtschnittgrößen am Sandwichelement denen einer Linienlast über die Gesamtbreite entsprechen und keine Umlagerung der Anteile Sandwich/Deckschicht bei Dachelementen vorliegt. Die Gesamtschnittgrößen können demnach beispielsweise am Fachwerkmodell ermittelt werden. Die Bestimmung der Spannungsmaxima infolge der lokalen Lasteinleitung kann dann über eine Erhöhung der Spannungen mit den gewonnenen effektiven Breiten für jede Teilschnittgröße erfolgen. Das Spannungsbild unter punktuell Zug unterscheidet sich ausschließlich in den Vorzeichen der Ergebnisgrößen zur Druckbeanspruchung, was die Bemessung deutlich erleichtert.

Bei den linierten Elementen stellt sich unter der Punktlast schon bei geringem Lastniveau eine Mulde ein, welche das Tragverhalten in der oberen Deckschicht stark beeinflusst. Eine Bemessung über eine reine Balkenabstraktion in Kombination mit effektiven Breiten ist in diesem Störbereich nicht sicher möglich.

In den Traglastversuchen konnte stets ein gutmütiges duktile Versagen beobachtet werden. Maßgebend für das Versagen unter Druck war stets das Knittern der oberen Deckschicht. Unter Zug stellte sich zunächst eine lokale Delamination an der Lasteinleitung ein. Das Totalversagen stellte dann der Schraubenauszug dar.

Bei den zyklischen Versuchen konnten auch nach 10.000 Lastwechseln (Druck/Zug) auf Gebrauchslastniveau keine nennenswerten Umlagerungen oder traglastmindernden Effekte festgestellt werden. Einzig die Zugsicherung auf dem Obergurt stellte sich bei zyklischer Belastung als unsicher heraus, da die Versagensform Schraubenauszug senkrecht zum Deckblech eine äußerst geringe Ermüdungsfestigkeit aufweist.

Um auch Aussagen über die Schubspannungen in der Deckschicht und im Kern gewinnen zu können, wurden die durchgeführten Versuche numerisch nachgebildet. Abgesehen vom dicken MW-Dachelement konnten die FE-Modelle validiert werden. Die Ausbreitung des Schubes im Kern verläuft annähernd linear von der Punktlast aus. Bei den Dachelementen muss auch bei der Querkraft zwischen dem Anteil Deckschicht und Kern unterschieden werden. Im Bereich der Punktlast erfolgt der Querkraftabtrag, wie in der analytischen Lösung, ausschließlich über den Anteil Deckschicht. Durch die lokale Lasteinleitung wird zudem ausschließlich die belastete Rippe aktiviert. In Längsrichtung

erfolgt dann ein Wechsel der Querkraft-Traganteile zum Anteil Kern hin sowie eine Ausbreitung der Schubspannungen in der Deckschicht.

Die Erkenntnisse über die Schubspannung liefern auch eine Erklärung der geringeren effektiven Breiten des Deckschichtmomentes gegenüber dem Sandwichmoment bzw. der Deckschichtnormalkraft. Das Deckschichtmoment, welches das Ergebnis der Integration der Deckschichtschubspannungen ist, wird fast ausschließlich konzentriert im Bereich der Punktlast aufgebaut, während sich das Sandwichmoment deutlich weniger stark konzentriert aus den Kernschubspannungen außerhalb des Störbereiches der Punktlast aufbaut.

An den validierten numerischen Modellen wurden im Rahmen der marktüblichen Bandbreite die Parameter der Deckschicht und des Kerns sowie abweichende statische Systeme untersucht. Einzig die Kerndicke und die Spannweite beeinflussen hierbei die effektiven Breiten nennenswert.

Die Torsionseinflüsse aus exzentrischen Punktlasten müssen nicht separat ermittelt und addiert werden.

Auf Basis der effektiven Breiten wurde abschließend ein rein rechnerisches Bemessungskonzept vorgestellt, welches die Spannungskonzentration auf der Einwirkungsseite berücksichtigt und die vorhandenen Widerstände aus den Sandwichzulassungen nutzt. Die Schnittgrößen können zunächst für jede Einzellast am Fachwerkmodell bestimmt werden. Die Spannungen werden dann mit den Gesamtquerschnittswerten ermittelt, für jede Teilschnittgröße mit der zugehörigen effektiven Breite erhöht und mit den zulässigen Grenzspannungen verglichen. Für die lokalen Nachweise gegen das Stegbeulen der Rippe werden das Konzept der EN 1993-1-3 für Trapezprofile und für die Schraubverbindungen die jeweiligen ETAs herangezogen.

So ist eine rein rechnerische Bemessung für punktuell belastete Sandwichelemente möglich. Deutlich höhere Tragwiderstände können weiterhin über Traglastversuche bestimmt werden, welche jedoch bei alten Bestandsdächern erschwert sind. Diese hohen Widerstände müssen aufgrund der in der Praxis oft eng angeordneten Lasteinleitungs punkte und damit relativ geringen Einzellastgrößen allerdings selten ausgeschöpft werden.

Für eine realitätsgtreue Abbildung des Spannungsbildes, insbesondere bei mehreren Punktlasten, ist die Berechnung des Sandwichelements am numerischen Gesamtmodell, gemäß der hier vorgestellten Modellierungsempfehlungen, für eine wirtschaftliche Bemessung vorteilhaft.

## 8 Ausblick

Es wurde das aktuelle Spektrum an verbauten Sandwichelementen auf das Tragverhalten unter Punktlasten hin untersucht. Daraus wurde ein Bemessungsvorschlag unterbreitet, welcher nur die elastischen Traganteile ausnutzt und für Dachelemente im Grenzzustand der Tragfähigkeit sehr konservativ ist. In anschließenden Untersuchungen könnte das Tragverhalten der Elemente auch auf plastische Reserven ausgeweitet werden, um ein wirtschaftlicheres Bemessungskonzept zu entwickeln. Diese müssten dann gegen die effektiven Breiten aus der Gegenüberstellung der Traglasten unter Flächenlast und Punktlast konvergieren und maximal wirtschaftliche effektive Breiten liefern.

Das Zug-Tragverhalten wurde hier nur in der mittleren Laststellung untersucht und es fehlt weiterhin ein richtiges Bemessungskonzept für lokalen Querzug, wobei die rechnerische Tragfähigkeit der Verbindungsmitte unter dem Lastniveau bei Beginn der Delamination liegt.

## Literaturverzeichnis

- [1] J. Lange; K. Berner (2020) *Sandwichelemente im Hochbau* in: U. Kuhlmann (Hg.) – *Stahlbau-Kalender 2020*. Ernst & Sohn GmbH & Co. KG, S. 904–974.
- [2] IFBS (2022) *Zertifizierte Produkte der IFBS-Mitgliedsunternehmen*.
- [3] DIN EN 14059:2013-12 – *Selbsttragende Sandwich-Elemente mit beidseitigen Metalldeckschichten*. Beuth Verlag GmbH.
- [4] K. Stamm; H. Witte (1974) *Sandwichkonstruktionen – Berechnung, Fertigung, Ausführung*. Wien: Springer Verlag.
- [5] Romakowki GmbH & Co. KG (2020) Z -10.4-549 - *Tragende Sandwichelemente "ROMA-Schnellbau-Dämmpaneel" mit einer PUR-Kernschicht zwischen zwei Stahldeckschichten; für Außenwand- und Dachkonstruktionen*.
- [6] Romakowki GmbH & Co. KG (2022) Z -10.49-837 - *Sandwichelemente "FD", "FP" und "FV" nach DIN EN 14509 mit einer Mineralwolle-Kernschicht zwischen zwei Stahldeckschichten; für Wand- und Dachkonstruktionen*.
- [7] R. Möller; H. Pöter; K. Schwarze (2011) *Planen und Bauen mit Trapezprofilen und Sandwichelementen – Gestaltung, Planung, Ausführung*. Berlin: Ernst & Sohn GmbH & Co. KG.
- [8] S. Lübke (2014) *Zur Tragfähigkeit von Sandwichelementen unter lokaler Beanspruchung* [Dissertation]. TU Dortmund.
- [9] H. Nelke (2018) *Tragfähigkeit von Sandwichelementen unter Biegung und Querdruck* [Dissertation]. TU Darmstadt.
- [10] A. Engel (2023) *Beitrag zur Momenten-Auflager-Interaktion von Sandwichelementen* [Dissertation]. TU Darmstadt.
- [11] Romakowki GmbH & Co. KG (2023) *Stützweitentabelle Dach Typ D*.
- [12] ArcelorMittal Construction (2023) *Belastungstabelle Ondatherm 1001 0.5/0.5*.
- [13] Y. Frostig; M. Baruch (1994) *High-Order Bending of Sandwich Panels with a Transversely Flexible Core*. 35th Structures, Structural Dynamics, and Materials Conference, Hilton Head, SC, U.S.A.
- [14] O. Thomsen (1993) *Analysis of local bending effects in sandwich plates with orthotropic face layers subjected to localised loads* in: Composite Structures 25, Elsevier Science Publishers Ltd, England.
- [15] B. Naujoks; T. Misiek (2015) *Praxisgerechte Nachweise zur Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit von Sandwichelementen mittels Fachwerkmodellen* in: Stahlbau, Ernst & Sohn GmbH & Co. KG, Berlin, H. 84.
- [16] (2010) *Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1993-1-1:2005 + AC:2009*.

- [17] B. Naujoks; C. Zapfe (2012) *Photovoltaikelemente auf bestehenden Sandwichdachelementen – Einfaches Bemessungskonzept für Punktlasten* in: Stahlbau, Ernst & Sohn GmbH & Co. KG, Berlin, H. 81.
- [18] C. Zapfe (2014) *Punktuelle Befestigung von Solargeneratoren an der oberen Deckschale von Sandwichelementen*. 12. Fachtagung Baustatik und Baupraxis, München.
- [19] ECCS (2024) *European Recommendations for the Design of Sandwich Panels with Point and Line Loads*.
- [20] Deutscher Ausschuss für Stahlbetonbau (1976) *Heft 240*.
- [21] (1987) DIN 18807-3 *Stahltrapezprofile - Festigkeitsnachweis und konstruktive Ausbildung (zurückgezogen)*. Beuth Verlag GmbH.
- [22] (2024) prEN 1993-7 – Eurocode 3: *Design of steel structures - Part 7: Sandwich panels*.
- [23] IFBS (2019) *Solartechnik im Metallbau. Planung und Ausführung*. IFBS 10.
- [24] Solarwatt GmbH (2023) *Montageanleitung für gerahmte Glas-Glas Module*.
- [25] T. Misiek; S. Käpplein (2017) *Fastening to face sheets of sandwich panels* in: EUROSTEEL 2017, ce/papers.
- [26] C. Zapfe (2013) *Verwendbarkeitsnachweis für PV-Montagesysteme*. Dr. Zapfe GmbH, Kirchdorf.
- [27] Romakowki GmbH & Co. KG (2024) *Dachpaneel für PV-Module* [online]. [https://www.romakowski.com/files/userdata/roma-daemssysteme\\_DE/downloads/produktbroschueren-typenblaetter/ROMA\\_Broschuere\\_Dachpaneel\\_Typ\\_RD.pdf](https://www.romakowski.com/files/userdata/roma-daemssysteme_DE/downloads/produktbroschueren-typenblaetter/ROMA_Broschuere_Dachpaneel_Typ_RD.pdf).
- [28] ArcelorMittal Construction Z -10.4-535 – *Tragende Sandwichelemente "Ondatherm-", "Pflaum-" und "Promisol-" "AM03" mit einer PUR-Kernschicht zwischen Stahldeckschichten; für Außenwand- und Dachkonstruktionen*.
- [29] Fischer Profil GmbH Z -10.4-540 – *Tragende Sandwichelemente "FischerTHERM" und "FischerFIREPROOF" mit einer PUR Kernschicht zwischen zwei Stahldeckschichten; für Außenwand- und Dachkonstruktionen*.
- [30] Metecno Bausysteme GmbH Z -10.4-583 – *Tragende Sandwichelemente "System Metecno" mit einer Polyurethan-Kernschicht zwischen zwei Stahldeckschichten; für Außenwand- und Dachkonstruktionen*.
- [31] Kingspan GmbH Z -10.4-609 – *Tragende Sandwichelemente "KS1000 RW" / "Hoesch isodach RD" mit einer PUR-Kernschicht zwischen Stahldeckschichten; für Außenwand- und Dachkonstruktionen*.
- [32] N. Ardelmann; B. Naujoks; F. Kischkewitz (2022) *Ermittlung der mittragenden Breiten von Sandwichdachelementen unter Punktlasten* in: Bauingenieur, Heft 9, VDI-Fachmedien, Düsseldorf.

- [33] N. Ardelmann; B. Naujoks; F. Kischkewitz (2022) *Numerische Analyse von Zweifeld-Sandwichträgern unter Punktlasten* in: Stahlbau, Ernst & Sohn GmbH & Co. KG, Berlin, H. 91.
- [34] A. Kurpiela; J. Lange (2013) *Optimierung von Sandwichbauteilen* Stahlbau, Ernst & Sohn GmbH & Co. KG, Berlin. 2013, Heft 11.
- [35] Deutsches Institut für Bautechnik - DIBt (2018) *ETA-10/0200*.
- [36] F. Rädel (2013) *Untersuchungen zur Tragfähigkeit von Sandwichelementen mit Öffnungen* [Dissertation]. TU Darmstadt.
- [37] *RFEM-5 Version 5.26.01* [Software].
- [38] P. Hassinen; T. Misiek (2012) *Einfluss von Inhomogenitäten im Kernwerkstoff von Sandwichelementen auf die Tragfähigkeit* in: Stahlbau, Ernst & Sohn GmbH & Co. KG, Berlin 81.
- [39] T. Höglund (1986) *Load bearing strength of sandwich panel walls with window openings* in: IABSE reports, H. 49.
- [40] Z. Pozorski (2017) *Numerical analysis of sandwich panels subjected to torsion*. The Publishing Office of Czestochowa University of Technology, Posen.
- [41] Z. Pozorski; S. Wojciechowski (2020) *The Influence of Symmetrical Boundary Conditions on the Structural Behaviour of Sandwich Panels Subjected to Torsion* in: symmetry, H. 12.
- [42] E. M. Pradhan; J. Lange (2024) *Warping Torsion in Sandwich Panels: Analyzing the Structural Behavior through Experimental and Numerical Studies* in: Materials, H. 17.
- [43] (2010) *DIN EN 1993-1-3 – Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-3: Allgemeine Regeln - Ergänzende Regeln für kaltgeformte Bauenteile und Bleche*.

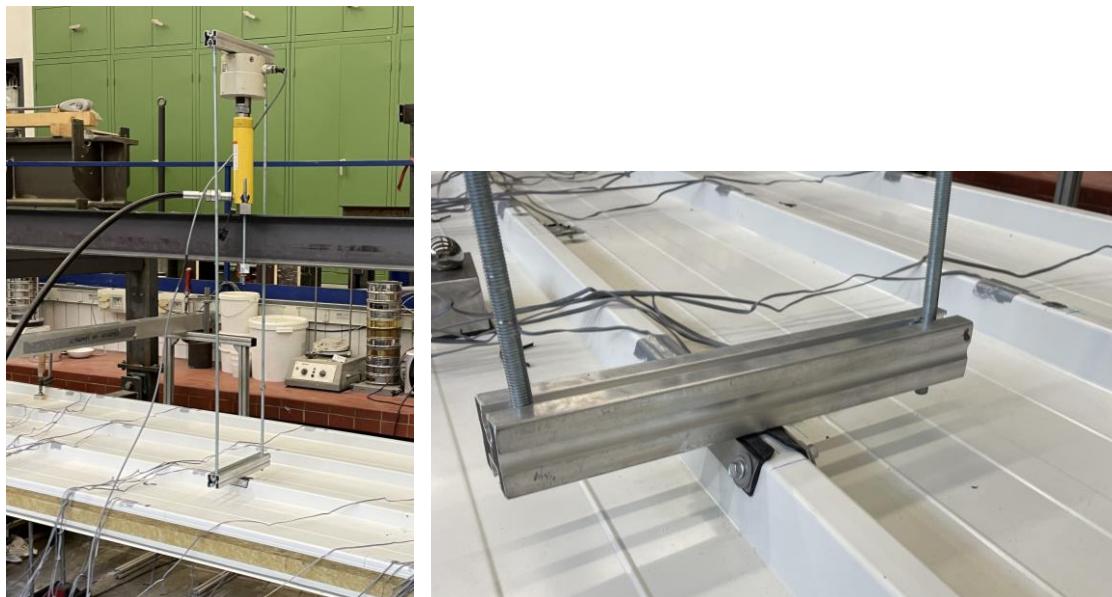
## Anhänge

### Anhang A Verwendete Zulassungen für die Übersicht der Kerneigenschaften

PUR/PIR	MW
Z-10.4-535	Z-10.49-511
Z-10.4-540	Z-10.49-517
Z-10.4-549	Z-10.49-526
Z-10.4-570	Z-10.49-537
Z-10.4-583	Z-10.49-550
Z-10.4-585	Z-10.49-584
Z-10.4-609	Z-10.49-610
Z-10.4-620	Z-10.49-624
Z-10.4-658	Z-10.49-625
Z-10.4-670	Z-10.49-633
Z-10.4-697	Z-10.49-653
Z-10.4-786	Z-10.49-657
Z-10.4-859	Z-10.49-661
Z-10.4-868	Z-10.49-686
Z-10.4-890	Z-10.49-693
Z-10.4-901	Z-10.49-706
Z-10.4-904	Z-10.49-734
Z-10.4-908	Z-10.49-745
Z-10.49-514	Z-10.49-762
Z-10.49-516	Z-10.49-856
Z-10.49-518	Z-10.49-893
Z-10.49-525	Z-10.49-900
Z-10.49-527	Z-10.49-925
Z-10.49-543	
Z-10.49-574	
Z-10.49-581	
Z-10.49-593	
Z-10.49-601	
Z-10.49-607	
Z-10.49-631	
Z-10.49-682	
Z-10.49-691	
Z-10.49-800	
Z-10.49-811	
Z-10.49-813	
Z-10.49-855	
Z-10.49-861	
Z-10.49-867	
Z-10.49-872	
Z-10.49-882	
Z-10.49-891	
Z-10.49-895	
Z-10.49-897	
Z-10.49-898	
Z-10.49-933	
Z-10.49-937	

## Anhang B Bauteilversuche

### B.1 Zuglasteinleitung



### B.2 Spannungen und effektive Breiten:

Mittelwerte der Spannungen [MPa] und effektive Breiten [mm] MW-L-140, B=1150 mm berechnet für B=1000 mm											
		$\sigma_{x,u}$					$\sigma_{x,o}$				
Last- stell- lung	Feld/MA	1	2	3	4	$b_{eff,N,oben}$	1	2	3	4	$b_{eff,N,un-ten}$
0,15-1	Feld	179,3	-3,4	-1,6	-0,9	156,2	19,5	2,6	2,0	2,0	263,6
	MA	9,4	-0,2	-0,9	-1,2	104,7	- 10,0	0,8	1,0	1,6	78,9
0,15-2	Feld	-4,4	168,3	-3,6	-1,9	319,7	3,4	9,4	2,8	1,8	525,9
	MA	1,0	1,8	0,2	-0,7	397,6	-1,2	1,4	1,1	0,2	471,2
0,15-3	Feld	-1,7	-3,3	111,7	-4,7	313,5	1,9	2,6	10,0	2,9	500,1
	MA	-0,6	0,1	1,9	0,5	350,3	0,4	1,1	0,4	-0,7	411,4
0,15-4	Feld	-1,1	-1,5	-3,4	182,7	156,6	1,7	2,1	2,6	20,3	257,1
	MA	-1,3	-0,9	-0,5	6,4	59,6	1,8	0,9	0,9	-5,2	5,2

0,30-1	<i>Feld</i>	180,4	-7,8	-3,6	-1,7	143,8	21,3	6,8	4,2	3,3	363,3
	<i>MA</i>	7,2	2,7	-0,2	-1,5	248,6	-8,8	-1,3	0,5	1,7	162,5
0,30-2	<i>Feld</i>	-9,4	182,0	-6,2	-3,5	309,9	7,0	13,6	5,7	3,6	601,3
	<i>MA</i>	3,2	2,8	1,3	0,2	604,7	-3,3	-1,3	-0,4	-0,1	339,3
0,30-3	<i>Feld</i>	-4,1	-6,3	131,7	-7,9	301,9	4,1	5,3	11,9	5,9	619,9
	<i>MA</i>	0,3	1,4	2,8	2,4	660,9	-0,2	-0,7	-1,6	-2,4	509,6
0,30-4	<i>Feld</i>	-1,8	-3,7	-7,5	170,4	142,8	3,2	3,9	6,4	17,6	391,9
	<i>MA</i>	-1,8	-0,3	1,9	7,3	199,5	2,3	0,4	-1,8	-6,9	179,4
0,50-1	<i>Feld</i>	205,9	-9,8	-5,5	-2,6	139,6	22,4	8,9	6,4	4,1	424,0
	<i>MA</i>	6,8	3,9	1,1	-0,7	396,9	-7,8	-2,4	-0,5	1,2	265,5
0,50-2	<i>Feld</i>	-10,8	157,6	-8,2	-5,3	298,8	8,9	15,0	7,8	5,2	661,6
	<i>MA</i>	3,9	3,1	1,9	0,9	628,7	-4,2	-2,0	-1,1	-0,9	446,0
0,50-3	<i>Feld</i>	-4,9	-8,1	149,5	-10,3	298,1	5,4	8,3	13,3	8,6	715,4
	<i>MA</i>	3,9	3,1	1,9	0,9	710,4	-4,2	-2,0	-1,1	-0,9	513,3
0,50-4	<i>Feld</i>	-2,3	-5,1	-9,3	188,6	138,9	4,2	5,9	10,3	22,6	435,2
	<i>MA</i>	-1,3	0,9	3,2	6,3	352,7	1,9	-0,7	-2,7	-6,5	292,2
0,70-1	<i>Feld</i>	203,6	-9,0	-3,6	0,3	146,2	27,5	9,3	4,3	1,4	338,9
	<i>MA</i>	5,0	3,1	1,3	0,1	463,4	-6,1	-2,2	-0,7	0,6	311,2
0,70-2	<i>Feld</i>	-11,0	187,3	-7,3	-3,4	307,3	8,5	14,4	6,1	3,6	613,6
	<i>MA</i>	3,2	2,6	1,7	1,0	674,7	-3,7	-1,8	-1,2	-1,1	479,2
0,70-3	<i>Feld</i>	-3,8	-7,5	140,8	-9,5	299,5	4,0	6,5	13,1	7,9	650,3
	<i>MA</i>	1,2	1,9	2,3	2,8	739,0	-1,2	-1,4	-1,6	-3,1	544,1
0,70-4	<i>Feld</i>	0,0	-3,6	-9,5	152,2	137,9	1,5	4,3	9,8	23,0	382,1
	<i>MA</i>	-0,4	1,1	2,7	4,3	447,6	1,0	-0,9	-2,5	-4,9	363,1
0,85-1	<i>Feld</i>	168,6	-6,0	-0,7	0,7	153,8	22,1	4,1	1,3	0,1	247,9
	<i>MA</i>	2,6	2,2	1,1	0,4	609,4	-3,9	-1,5	-0,5	0,3	325,7
0,85-2	<i>Feld</i>	-5,8	160,9	-3,9	-1,2	317,7	5,3	6,0	3,4	1,8	720,7
	<i>MA</i>	2,3	1,9	1,3	0,9	704,7	-2,4	-1,2	-0,9	-0,9	516,6
0,85-3	<i>Feld</i>	-0,9	-4,5	181,2	-5,5	318,9	1,9	3,2	13,4	4,4	488,9
	<i>MA</i>	0,9	1,3	1,7	2,0	756,8	-1,0	-1,0	-1,1	-2,2	561,6
0,85-4	<i>Feld</i>	0,7	-1,3	-4,5	143,6	153,7	0,1	1,2	4,9	22,8	256,0
	<i>MA</i>	0,1	1,0	1,9	2,8	516,3	0,8	-0,7	-1,5	-3,3	353,7

<b>Mittelwerte der gemessenen Spannungen [MPa] und effektive Breiten [mm]</b> <b>MW-T-60, b=1000mm</b>											
<i>Laststellung</i>	<i>Feld/MA</i>	$\sigma_{x,u}$					$\sigma_{x,o}$				
		1	2	3	4	$b_{eff,N}$	1	2	3	4	$b_{eff,M}$
0,15-1	<i>Feld</i>	19,76	2,54	3,01	3,59	290,31	-66,13	-12,59	-5,06	-3,32	256,3
	<i>MA</i>	-8,02	-2,05	0,24	1,11	218,63	70,10	1,66	-2,09	-0,78	157,51
0,15-2	<i>Feld</i>	3,24	10,00	3,11	2,32	529,10	-7,67	-32,10	-6,67	-3,91	442,57
	<i>MA</i>	-0,50	-4,35	-0,09	-0,11	363,33	3,50	33,02	4,57	-0,38	398,13
0,15-3	<i>Feld</i>	1,99	3,00	11,25	5,08	526,48	-3,84	-6,20	-30,55	-7,33	437,51
	<i>MA</i>	0,36	-0,17	-0,85	-3,02	258,87	0,11	4,22	37,77	4,23	380,44
0,30-1	<i>Feld</i>	23,83	11,57	8,88	9,12	515,93	-98,87	-33,48	-13,93	-8,01	301,97
	<i>MA</i>	-15,99	-7,62	-1,14	-0,09	349,76	76,40	14,76	1,28	0,53	217,30
0,30-2	<i>Feld</i>	9,26	17,00	9,72	7,92	691,81	-23,93	-44,56	-19,42	-11,29	577,95
	<i>MA</i>	-3,62	-6,96	-2,87	-1,57	594,21	11,52	37,75	11,77	1,93	480,81
0,30-3	<i>Feld</i>	5,59	9,37	18,56	13,67	673,83	-12,29	-19,30	-45,42	-23,35	575,83
	<i>MA</i>	-0,11	-2,90	-5,88	-8,38	517,34	2,55	11,03	38,86	12,51	461,49
0,50-1	<i>Feld</i>	22,48	14,95	10,85	10,70	627,92	-98,49	-39,51	-17,34	-10,85	326,77
	<i>MA</i>	-11,13	-7,25	-2,59	-1,64	485,47	38,12	17,35	3,61	1,47	320,87
0,50-2	<i>Feld</i>	15,62	21,60	15,11	12,54	782,99	-35,56	-51,82	-27,81	-18,90	644,45
	<i>MA</i>	-5,82	-7,62	-4,31	-3,34	721,44	16,36	27,85	15,47	4,49	622,93
0,50-3	<i>Feld</i>	9,87	13,77	24,27	19,65	724,48	-11,93	-29,18	-53,95	-34,70	623,91
	<i>MA</i>	-1,35	-4,36	-7,12	-10,74	543,65	5,05	14,19	28,46	17,60	589,34
0,70-1	<i>Feld</i>	31,70	18,32	9,68	7,37	499,24	-95,74	-39,12	-12,58	-8,05	315,95
	<i>MA</i>	-9,68	-6,01	-2,48	-1,22	479,54	29,77	16,34	3,53	1,35	370,26
0,70-2	<i>Feld</i>	15,26	19,98	12,75	9,94	755,49	-30,45	-59,89	-23,26	-11,29	521,25
	<i>MA</i>	-4,74	-5,81	-3,59	-2,88	757,10	13,08	18,42	12,11	4,25	693,97
0,70-3	<i>Feld</i>	6,72	12,30	23,38	19,77	696,75	-13,64	-25,03	-62,33	-28,34	534,30
	<i>MA</i>	-1,40	-3,56	-5,51	-8,29	559,00	4,73	11,34	18,92	14,16	660,13
0,85-1	<i>Feld</i>	31,63	7,56	2,94	2,99	292,74	-150,25	-12,84	-3,63	-2,65	190,15
	<i>MA</i>	-6,09	-3,39	-1,19	-0,71	436,60	16,80	9,35	1,74	0,69	377,63
0,85-2	<i>Feld</i>	6,18	16,05	5,72	3,58	552,86	-9,77	-49,12	-10,68	-2,75	414,88
	<i>MA</i>	-2,67	-3,17	-1,95	-1,55	758,85	7,60	10,03	7,11	2,68	734,08
0,85-3	<i>Feld</i>	1,91	5,79	16,24	8,71	560,73	-3,24	-11,67	-53,87	-10,22	414,58
	<i>MA</i>	-0,92	-2,02	-3,03	-4,64	562,09	2,80	6,43	10,35	8,12	675,87

<b>Mittelwerte der gemessenen Spannungen [MPa] und effektive Breiten [mm] PIR-T-140, b=1000mm</b>											
<i>Laststellung</i>	<i>Feld/MA</i>	$\sigma_{x,u}$					$\sigma_{x,o}$				
		1	2	3	4	$b_{eff,N}$	1	2	3	4	$b_{eff,M}$
0,15-1	<i>Feld</i>	4,61	2,69	3,22	3,60	722,79	-67,23	-12,75	-4,80	-3,56	237,93
	<i>MA</i>	1,58	2,92	2,03	3,33	741,16	28,44	10,73	-0,17	-4,07	316,85
0,15-2	<i>Feld</i>	2,58	2,23	2,38	2,94	834,77	-11,75	-41,47	-6,91	-4,74	428,29
	<i>MA</i>	1,63	4,24	1,71	1,25	579,86	4,36	26,45	5,81	0,56	452,09
0,15-3	<i>Feld</i>	1,71	1,47	2,70	4,91	507,06	-5,18	-8,06	-33,92	-10,50	462,36
	<i>MA</i>	0,98	1,53	2,37	-0,49	583,17	0,37	5,29	27,25	6,77	449,70
0,30-1	<i>Feld</i>	6,51	6,12	5,81	7,36	853,27	-73,95	-25,19	-11,37	-7,00	304,39
	<i>MA</i>	-0,10	1,66	1,15	2,67	509,87	27,23	19,67	3,16	-3,23	463,82
0,30-2	<i>Feld</i>	4,76	4,74	5,20	6,35	812,99	-22,64	-50,68	-15,63	-11,42	507,90
	<i>MA</i>	0,09	1,98	0,75	0,32	494,21	11,48	25,46	10,71	3,29	565,65
0,30-3	<i>Feld</i>	4,14	4,19	5,78	8,46	640,48	-12,44	-16,31	-43,97	-21,18	546,21
	<i>MA</i>	0,60	1,04	0,32	-2,91	65,54	3,20	10,73	26,28	13,98	574,76
0,50-1	<i>Feld</i>	11,04	9,18	8,23	9,50	835,02	-72,25	-27,88	-14,68	-11,36	332,76
	<i>MA</i>	-0,22	0,83	-0,31	0,83	328,92	22,83	19,14	5,46	-1,42	527,34
0,50-2	<i>Feld</i>	8,06	8,07	8,02	8,83	925,70	-25,90	-50,17	-18,37	-16,58	540,45
	<i>MA</i>	-0,71	0,76	-0,28	-0,91	120,12	15,46	15,20	10,94	5,69	770,84
0,50-3	<i>Feld</i>	6,93	7,28	9,07	10,97	767,91	-4,42	-19,60	-49,32	-27,11	516,35
	<i>MA</i>	-0,26	0,07	-0,86	-3,31	258,36	6,70	10,85	15,79	15,15	783,48
0,70-1	<i>Feld</i>	12,52	9,13	5,82	4,76	627,30	-80,96	-29,14	-9,65	-3,60	295,99
	<i>MA</i>	-0,08	0,59	-0,77	-0,06	109,50	14,96	13,54	4,48	-1,01	554,22
0,70-2	<i>Feld</i>	6,61	6,90	6,39	6,71	962,53	-24,00	-45,89	-16,66	-10,26	530,63
	<i>MA</i>	-0,65	0,11	-0,73	-1,15	441,37	11,45	10,02	7,40	4,97	744,07
0,70-3	<i>Feld</i>	3,48	5,44	7,80	10,92	623,23	-10,90	-17,48	-49,69	-22,78	522,89
	<i>MA</i>	-0,72	-0,39	-0,97	-2,50	395,88	4,71	7,34	10,22	10,73	808,59
0,85-1	<i>Feld</i>	12,13	5,08	1,65	0,40	356,82	-85,93	-16,05	-1,93	1,75	218,55
	<i>MA</i>	-0,15	0,33	-0,73	-0,22	269,97	9,49	8,30	2,61	-0,72	527,67
0,85-2	<i>Feld</i>	3,76	5,19	2,81	2,56	716,21	-14,81	-45,96	-8,71	-3,00	437,67
	<i>MA</i>	-0,55	-0,12	-0,74	-0,96	558,07	7,60	5,89	4,32	3,32	670,41
0,85-3	<i>Feld</i>	1,35	2,77	5,47	6,80	602,59	-3,45	-9,17	-41,46	-15,07	452,37
	<i>MA</i>	-0,76	-0,49	-0,74	-1,63	493,19	2,83	4,32	6,03	6,62	806,76

<b>Mittelwerte der gemessenen Spannungen [MPa] und effektive Breiten [mm]</b> <b>MW-T-140, b=1000mm</b>											
<i>Laststellung</i>	<i>Feld/MA</i>	$\sigma_{x,u}$					$\sigma_{x,o}$				
		1	2	3	4	$b_{eff,N}$	1	2	3	4	$b_{eff,M}$
0,15-1	<i>Feld</i>	8,51	1,01	3,41	4,31	423,79	-100,53	-16,46	-7,25	-3,95	240,21
	<i>MA</i>	18,29	2,43	1,17	4,02	268,78	68,16	10,50	-1,42	-5,55	209,00
0,15-2	<i>Feld</i>	2,05	4,29	2,57	2,66	714,71	-8,57	-48,26	-10,64	-5,62	437,29
	<i>MA</i>	-0,24	10,64	1,50	1,66	402,09	9,93	33,81	7,37	-0,76	441,62
0,15-3	<i>Feld</i>	1,85	1,77	4,64	4,39	684,02	-3,69	-8,04	-50,44	-10,63	415,25
	<i>MA</i>	1,03	2,71	4,42	0,61	598,71	1,30	8,32	34,22	9,55	478,16
0,30-1	<i>Feld</i>	3,91	4,57	7,45	10,47	611,28	-116,93	-40,34	-16,99	-6,61	306,66
	<i>MA</i>	0,45	2,28	0,33	3,69	422,33	88,27	26,18	2,90	-6,17	276,46
0,30-2	<i>Feld</i>	3,93	6,78	6,38	6,96	890,32	-24,09	-55,49	-23,78	-14,07	558,41
	<i>MA</i>	0,72	4,53	0,85	1,04	460,70	19,76	42,39	15,99	1,95	537,86
0,30-3	<i>Feld</i>	4,00	4,89	8,72	6,62	722,36	-11,66	-20,85	-62,25	-28,36	532,07
	<i>MA</i>	0,83	2,81	0,94	-1,95	378,36	4,15	16,25	43,63	20,75	560,98
0,50-1	<i>Feld</i>	10,65	6,86	11,94	12,90	789,09	-125,70	-48,09	-20,65	-9,44	321,82
	<i>MA</i>	3,87	1,29	-0,91	0,82	234,44	45,12	34,86	6,79	-5,36	441,22
0,50-2	<i>Feld</i>	6,57	9,18	9,80	8,82	906,27	-33,21	-57,90	-26,90	-17,73	590,51
	<i>MA</i>	-0,40	2,97	-0,13	-0,27	281,43	21,81	28,30	17,85	5,33	672,74
0,50-3	<i>Feld</i>	6,51	6,62	13,55	8,83	684,27	-6,58	-25,36	-67,40	-33,62	535,78
	<i>MA</i>	-0,23	1,45	-0,27	-1,75	44,87	6,67	17,19	28,11	24,92	730,54
0,70-1	<i>Feld</i>	13,94	6,51	5,92	6,35	539,11	-152,85	-44,97	-10,95	0,13	270,25
	<i>MA</i>	4,00	0,87	-1,76	-0,80	59,10	25,20	24,71	6,18	-5,65	487,66
0,70-2	<i>Feld</i>	6,54	7,12	5,67	5,89	888,83	-33,73	-68,73	-24,57	-9,62	529,86
	<i>MA</i>	-0,33	1,32	-0,83	-0,99	55,92	17,82	17,37	12,49	5,40	750,86
0,70-3	<i>Feld</i>	4,05	5,43	10,30	8,15	705,99	-11,61	-26,40	-65,30	-32,97	565,10
	<i>MA</i>	-0,94	0,32	-0,54	-2,16	273,20	5,78	11,91	18,03	18,91	774,00
0,85-1	<i>Feld</i>	16,99	2,09	1,43	0,77	243,03	-176,26	-26,28	-2,54	2,23	217,01
	<i>MA</i>	2,17	0,50	-1,56	-1,58	162,40	14,14	16,74	3,87	-4,50	484,15
0,85-2	<i>Feld</i>	2,61	4,49	1,57	1,55	603,65	-15,87	-73,77	-14,48	-2,57	432,38
	<i>MA</i>	-0,55	0,29	-0,79	-0,95	439,01	10,27	9,84	7,50	4,14	782,82
0,85-3	<i>Feld</i>	0,75	0,97	4,60	4,81	578,50	-1,95	-18,07	-81,69	-18,13	440,82
	<i>MA</i>	-1,03	-0,28	-0,43	-1,32	474,78	3,40	6,71	10,51	11,31	747,10

## Anhang C Materialkennwerte

Schubbalken:

Nummer	$f_{cv}$	$G_c$	Versagensart
MW-L-140			
1	0,093	10,91	Längsstoß
2	0,101	10,77	Schubversagen Kern
3	0,059	7,34	Delaminierung am Auflager
4	0,066	7,66	Delaminierung am Auflager
6	0,025	3,40	Längsstoß
7	0,06	6,48	Delaminierung am Auflager
8	0,017	1,17	Längsstoß
Mittelwert	0,071	8,06	
PIR-L-140			
1	0,134	3,84	kein Schubversagen, Eindrückung Lastplatten
2	0,121	3,57	Eindrückung Lastplatten
3	0,119	3,16	Schubversagen
4	0,124	3,08	Schubversagen
5	0,122	2,98	Schubversagen
6	0,093	3,03	Eindrückung Lastplatten
7	0,119	3,05	Schubversagen
8	0,117	3,11	Schubversagen
9	0,123	3,50	Schubversagen
10	0,124	3,49	Eindrückung Lastplatten
Mittelwert	0,120	3,28	

PIR-T-60			
1	0,151	4,49	Schubversagen
2	0,151	4,11	Schubversagen
3	0,142	3,86	Schubversagen
4	0,148	3,97	Schubversagen
5	0,117	3,61	Eindrückung Lastplatten
6	0,159	4,41	Schubversagen
7	0,134	4,01	Schubversagen
8	0,159	3,66	Schubversagen
9	0,146	3,90	Schubversagen
Mittelwert	0,149	4,00	

## Druckwürfel:

Nummer	f <sub>Cc</sub>	E <sub>Cc</sub>	Versagensart
MW-L-140			
4	0,070	3,43	Kernbruch
5	0,086	3,76	Kernbruch
6	0,084	3,97	Kernbruch
7	0,088	5,36	Kernbruch
8	0,093	4,72	Kernbruch
9	0,063	2,96	Kernbruch
10	0,076	3,31	Kernbruch
11	0,081	4,84	Kernbruch
12	0,060	3,12	Kernbruch
15	0,061	3,32	Kernbruch
16	0,075	3,13	Kernbruch
17	0,070	4,10	Kernbruch
18	0,070	3,28	Kernbruch
20	0,071	3,32	Kernbruch
Mittelwert	0,075	3,76	

PIR-L-140			
2	0,125	3,44	Grenzstauchung
3	0,120	3,15	Grenzstauchung
4	0,126	3,36	Grenzstauchung
5	0,121	3,17	Grenzstauchung
6	0,119	3,21	Grenzstauchung
7	0,126	3,34	Grenzstauchung
8	0,125	3,38	Grenzstauchung
9	0,125	3,58	Grenzstauchung
10	0,128	3,72	Grenzstauchung
11	0,125	3,87	Grenzstauchung
12	0,124	3,67	Grenzstauchung
17	0,120	3,51	Grenzstauchung
19	0,121	3,92	Grenzstauchung
20	0,119	3,63	Grenzstauchung
Mittelwert	0,123	3,50	
PIR-T-60			
1	0,104	1,57	Grenzstauchung
2	0,109	1,83	Grenzstauchung
3	0,104	1,76	Grenzstauchung
5	0,105	2,72	Grenzstauchung
6	0,104	2,94	Grenzstauchung
7	0,115	2,60	Grenzstauchung
8	0,097	2,56	Grenzstauchung
9	0,113	2,96	Grenzstauchung
10	0,101	2,02	Grenzstauchung
11	0,111	2,50	Grenzstauchung
12	0,111	2,15	Grenzstauchung
13	0,090	1,71	Grenzstauchung
14	0,091	1,73	Grenzstauchung
15	0,095	1,98	Grenzstauchung
16	0,104	1,82	Grenzstauchung

17	0,100	1,56	Grenzstauchung
18	0,101	1,48	Grenzstauchung
19	0,112	2,24	Grenzstauchung
20	0,113	2,17	Grenzstauchung
Mittelwert	0,104	2,12	

Zugwürfel:

Nummer	f <sub>Ct</sub>	E <sub>Ct</sub>	Versagensart
MW-L-140			
23	0,049	6,26	Kernriss
28	>0,038	2,47	Ablösen der Platte
29	0,054	4,95	Kernriss
30	>0,065	8,60	Ablösen der Platte
32	0,037	4,93	Kernriss
34	0,050	6,32	Kernriss
36	0,034	4,03	Kernriss
40	0,051	5,70	Kernriss
Mittelwert	0,046	5,37	
PIR-L-140			
22	0,099	3,28	Kernriss
23	>0,042	2,61	Ablösen der Platte
24	0,050	3,06	Kernriss
25	0,118	3,95	Kernriss
28	>0,063	1,86	Ablösen der Platte
29	0,096	3,76	Kernriss
33	0,026	2,45	Kernriss
34	>0,051	2,18	Ablösen der Platte
39	0,053	3,23	Kernriss
Mittelwert	0,074	3,29	

PIR-T-60			
14	0,079	1,38	Kernriss
21	0,074	2,16	Kernriss
23	<del>&gt;0,063</del>	<del>2,38</del>	Ablösen der Platte
26	0,072	2,77	Kernriss
29	<del>&gt;0,082</del>	<del>2,46</del>	Ablösen der Platte
31	<del>&gt;0,061</del>	<del>1,69</del>	Ablösen der Platte
35	0,078	2,34	Kernriss
36	<del>&gt;0,080</del>	<del>2,31</del>	Ablösen der Platte
37	0,072	2,12	Kernriss
Mittelwert	0,075	2,15	

## Anhang D Kleinmodell mit Rundungen

Das Erstversagen der profilierten Elemente unter Druck stellt stets das Plastizieren des Rippenobergurtes und ein anschließendes fortschreitendes Ausbeulen der Stege dar. Deshalb soll in einem herausgelösten Kleinmodell unter Berücksichtigung der Walzradien des Deckblechs der Spannungszustand infolge Querdruck in der Rippe im Deckblech untersucht werden. Hierzu wird ein 300x300 mm breites Teilstück mit 60 mm durchgehender Kerndicke betrachtet, welches flächig gelagert ist. Dies stellt den ungünstigsten Fall für den Querdruck und die Querbiegung in der Rippe dar. Die Lastaufbringung über den Stahlklotz und das Elastomer erfolgt nur im ebenen Bereich des Obergurtes außerhalb der Rundungen.

Bei flächiger Auflagerung wird die Fließgrenze von 320 MPa bereits bei der Ziellast von 1,2 kN im Rippenobergurt überschritten, wie der folgenden Abbildung entnommen werden kann.

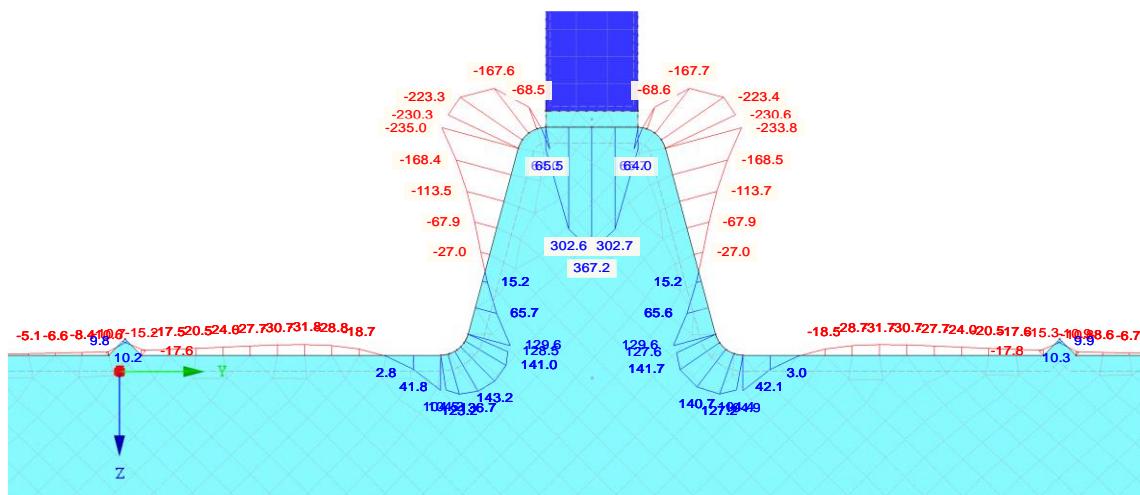


Abb. D.1 Normalspannung  $\sigma_y^+$  in der Rippe bei 1,2 kN [MPa]

Der Spannungsverlauf ist affin zum Biegemomentverlauf eines eingespannten Rahmens bei Gleichstreckenlast auf dem Riegel. Die sich daraus einstellende Fließgelenkkette wird im Versuch durch das Einfallen des Rippenobergurtes sichtbar.

## Anhang E Lebenslauf

### Persönliche Daten

Name Niklas Ardelmann  
Geburtsdatum 26.10.1997, in Essen

### Beruflicher Werdegang

10/2021 - 09/2024 Bergische Universität Wuppertal  
Wissenschaftlicher Mitarbeiter  
Lehrstuhl: Stahl- und Verbundkonstruktionen  
Univ. Prof. Dr. Ing. Bernd Naujoks

### Studium

10/2019 - 09/2021 Bergische Universität Wuppertal  
Master Studium Bauingenieurwesen  
Schwerpunkt Konstruktiver Ingenieurbau  
Abschluss: Master of Science  
Note: 1,3

10/2016 - 09/2019 Bergische Universität Wuppertal  
Bachelor Studium Bauingenieurwesen  
Abschluss: Bachelor of Science  
Note: 1,9

### Schulische Ausbildung

08/2008 - 06/2016 Don-Bosco-Gymnasium, Essen  
Abiturnote: 1,4

# **Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau**

## Bergische Universität Wuppertal

---

- Heft 1 Andres, M.: Zum Stabilitätsnachweis von Schalentragwerken aus Hochleistungsbeton, 2004; ISBN 978-3-940795-00-7
- Heft 2 Wörmann, R.: Zur Erfassung hygrothermischer Einflüsse auf das nichtlineare Trag- und Schädigungsverhalten von Stahlbetonflächentragwerken, 2004; ISBN 978-3-940795-01-4
- Heft 3 Piel, W.: Zur Erhöhung der Durchstanztragfähigkeit von Flachdecken mit Stahlverbundsystemen, 2004; ISBN 978-3-940795-02-1
- Heft 4 Mahran, E.: Finite-Infinite-Elemente-Modellierung zur Simulation der Boden-Bauwerk-Flüssigkeit-Interaktion unter dynamischer Anregung, 2004; ISBN 978-3-940795-03-8
- Heft 5 Eusani, R.: Zur numerischen Zeitbereichssimulation der Aeroelastischen Instabilität bei Seilbrücken, 2005; ISBN 978-3-940795-04-5
- Heft 6 Stracke, J.: Flachdecken aus Konstruktions - Leichtbeton, 2005; ISBN 978-3-940795-05-2
- Heft 7 Hanswille, G., Porsch, M., Üstündağ, C.: Versuchsbericht SFB 398 -Projekt C8 -Teil 1, 2007; ISBN 978-3-940795-06-9
- Heft 8 Schäfer, M.: Zum Tragverhalten von Flachdecken mit integrierten hohlkastenförmigen Stahlprofilen, 2007; ISBN 978-3-940795-07-6
- Heft 9 Üstündağ, C.: Beitrag zur Bemessung von Verbundträgern unter ermüdungswirksamen Beanspruchungen, 2007; ISBN 978-3-940795-08-3
- Heft 10 Hanswille, G., Porsch, M.: Versuchsbericht über die Durchführung von 36 Push-Out-Versuchen; ISBN 978-3-940795-09-0
- Heft 11 Hanswille, G., Porsch, M.: Metallurgische Untersuchungen an Schweißnahtverbindungen, 2008; ISBN 978-3-940795-10-6
- Heft 12 Jamali, N.: On the Numerical Simulation of Friction-Isolated Structures, 2008; ISBN 978-3-940795-11-3
- Heft 13 Lippes, M.: Zur Bemessung von Hohlprofil – Verbundstützen aus hochfesten Stählen und Betonen, 2008; ISBN 978-3-940795-12-0
- Heft 14 Mihajlov, V.: Numerical Model for Spatial Steel and Composite Frame-Structures Exposed to Fire and Elevated Temperatures, 2009; ISBN 978-3-940795-13-7
- Heft 15 Neuhaus, C.: Zur Identifikation selbsterregter aeroelastischer Kräfte im Zeitbereich, 2010; ISBN 978-3-940795-14-4

# Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau

## Bergische Universität Wuppertal

---

- Heft 16 Stopp, K.: Trag- und Verformungsverhalten großflächig gegründeter Stahlbetontragwerke unter Berücksichtigung der Boden-Bauwerk-Interaktion, 2010; ISBN 978-3-940795-15-1
- Heft 17 Porsch, M.: Modellierung von Schädigungsmechanismen zur Beurteilung der Lebensdauer von Verbundkonstruktionen aus Stahl und Beton, 2010; ISBN 978-3-940795-16-8
- Heft 18 Mannsfeld, T.: Tragverhalten von Stahlbetonflächentragwerken unter Berücksichtigung der temperaturbedingten Nichtlinearitäten im Brandfall, 2011; ISBN 978-3-940795-17-5
- Heft 19 Gelien, M.: Ein Beitrag zur Bemessung von Stahlbetonstützen im Brandfall, 2011; ISBN 978-3-940795-18-2
- Heft 20 Festschrift Gerhard Hanswille, 2011; ISBN 978-3-940795-19-9
- Heft 21 Bergmann, M.: Zur Bemessung von Hohlprofilverbundstützen im Brandfall; ISBN 978-3-940795-20-5
- Heft 22 Peter, C.: Tragverhalten von Verkehrstunneln im Brandfall mit einer Innenschale aus PP-Faserbeton, ISBN 978-3-940795-21-2
- Heft 23 Chanou, M.: Zum Tragverhalten von Hohlprofil-Verbundstützen mit Mehrkernquerschnitten, ISBN 978-3-940795-22-9
- Heft 24 Menkenhagen, Philipp: Beitrag zum Tragverhalten des Lasteinleitungsbereichs von Hohlprofil-Verbundstützen unter Berücksichtigung der Verformungseigenschaften von Schubringen, 2016; ISBN 978-3-940795-23-6
- Heft 25 Zwolinski, Stefan: Ermittlung der Grünzugfestigkeit erdfeuchter Zementleimgemische als Grundlage für die Optimierung der Produktion von sofort entschalten Betonwaren, 2018; ISBN 978-3-940795-24-3
- Heft 26 Dolasse, André: Mikrowellenverfahren zur Untersuchung des Erhärtungs- und Trocknungsverhaltens von zementgebundenen Baustoffen, 2019; ISBN 978-3-940795-25-0
- Heft 27 Loh, Lutz: Zum Torsionstragverhalten vorgespannter Segmenttürme - Ein Nachweismodell für überdrückte und klaffende Segmentfugen mit kreisringquerschnitt, 2023; ISBN 978-3-940795-26-7
- Heft 28 Blau, Nick: Untersuchungen zur Ermüdungssicherheit von Querrahmenanschlüssen bei Verbundbrücken, 2024; ISBN 978-3-940795-27-4

# **Berichte aus dem Konstruktiven Ingenieurbau**

## Bergische Universität Wuppertal

---

- Heft 29 Schönenfeld, Larissa: Einfluss von Imperfektionen auf die numerische Traglastbestimmung unausgesteifter Beulfelder, 2024; ISBN 978-3-940795-28-1
- Heft 30 Kischkewitz, Fabian: Ein Beitrag zur wirtschaftlichen Bemessung von Balkenbrücken in Verbundbauweise, 2024; ISBN 978-3-940795-29-8
- Heft 31 Ardelmann, Niklas: Ein Beitrag zum Tragverhalten von Sandwichelementen unter Punktlasten, 2025; ISBN 978-3-940795-30-4