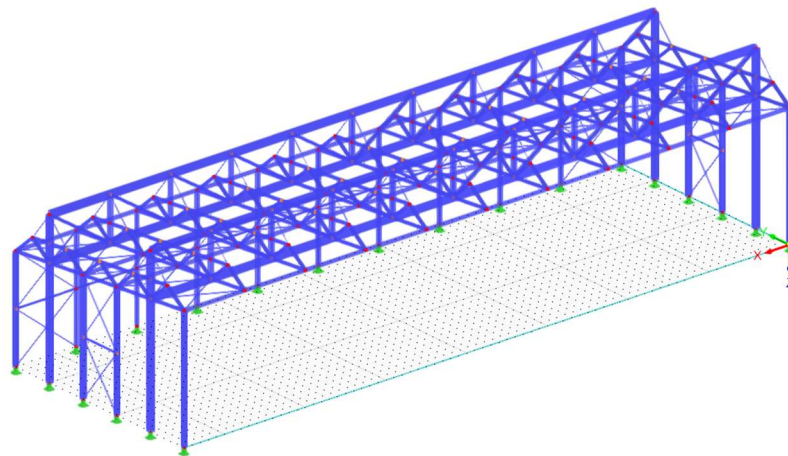


# Bachelorarbeit

## Entwurf und Bemessung einer Wartungshalle am Flughafen Hamburg

von Emil Aßmann

Matrikelnummer 521318



am Institut für Metall- und Verbundbau  
der Technischen Universität Hamburg

Erstprüfer: Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Marcus P. Rutner

Zweitprüfer: Dr.-Ing. Nikolay Lalkovski

Betreuer: M.Sc. Mohsen Falah



## Inhaltsverzeichnis

Einleitung.....	2
1. Lastermittlung.....	4
1.1    Schneelasten .....	4
1.2    Windlasten .....	5
1.3    Nutzlasten .....	14
1.4    Eigenlasten .....	14
1.5    Lastfallübersicht und Kombinationen .....	15
2. Tragwerksentwurf.....	18
2.1    Tragsystem .....	19
2.2    Baustatisches System .....	20
2.3    Abtragung der Vertikallasten .....	25
2.4    Abtragung der Horizontallasten senkrecht zur Rahmenebene.....	27
2.5    Abtragung der Horizontallasten in Rahmenebene.....	32
2.6    Rahmenkonstruktion.....	33
3. Gebäudehülle.....	40
3.1    Wandaufbau.....	40
3.2    Dachaufbau .....	44
4. Nachweis des Tragwerks .....	49
4.1    Erforderliche Nachweise .....	49
4.2    Die Finite-Elemente-Methode .....	50
4.3    Teilmodell Rahmenkonstruktion .....	54
4.4    Teilmodell Verbandsfeld.....	60
4.5    Aussteifung am Gesamtmodell .....	62
4.6    Stahlbemessung am Gesamtmodell .....	65
5. Anschlüsse .....	70
5.1    Wandanschluss.....	71
5.2    Dachanschluss.....	78
5.3    Stützenfußanschluss .....	86
6. Ausblick.....	90
Zusammenfassung.....	91
Eidesstattliche Erklärung .....	94
Literaturverzeichnis .....	95
Abbildungsverzeichnis .....	97
Anlagenverzeichnis .....	99

## Einleitung

Aufgabe dieser Bachelorarbeit ist der Entwurf und die Bemessung einer neuen Wartungshalle am Hamburger Flughafen. Der neue Hangar soll der Wartung von Flugzeugtriebwerken verschiedener Airbusmodelle dienen. Dies setzt laut Aufgabenstellung Bauwerksabmessungen von 75m Spannweite, 25m Breite und 12m Höhe voraus. Des Weiteren soll die allseitig geschlossene Stahlhalle ein Flachdach mit 5° Neigung und intensiver Dachbegrünung aufweisen. Als stadtbildprägendes und weithin sichtbares Bauwerk, soll das Dachtragwerk durch eine besondere optische Leichtigkeit geprägt sein. Weitere architektonische Details, wie die Dach- und Wandelemente sind im Rahmen der Aufgabenstellung zu wählen. Hauptaspekte dieser Arbeit sind die Untersuchung und der Vergleich verschiedener Tragwerksvarianten im stützenfreien Hallenbau, der Entwurf und die Dimensionierung eines geeigneten Tragwerks sowie das Führen der Nachweise der Standsicherheit in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit.

Eine Ausführung mit Stahl ist für eine Konstruktion, die eine relativ große Spannweite ohne Stützen bei möglichst geringem Eigengewicht überbrücken soll, ideal. Der Werkstoff Stahl ermöglicht neben zahlreichen wirtschaftlichen Vorteilen wie Herstellung im Werk, hoher Tragfähigkeit bei geringem Gewicht, schneller Montage, Lösbarkeit der Verbindungen, nachträglicher Veränderbarkeit bis hin zur Wiederverwendbarkeit auch eine große architektonische Gestaltungsvielfalt [21]. Eine Tragkonstruktion aus Stahl gibt einem Bauwerk auch bei enormen wirkenden Kräften eine leichte und kraftvolle Ästhetik, was dazu geführt hat, dass Stahl im Industriebau seit über 150 Jahren der am meisten verwendete Werkstoff ist und somit unser Verständnis von moderner Industriekultur maßgebend mitgeprägt hat [21]. Die stetige Weiterentwicklung des Werkstoffes und insbesondere seiner Verbindungstechnik ermöglichte erst den Bau sehr großer Spannweiten und stellt so die Grundlage für eine bautechnische Revolution dar, die wesentlichen Einfluss auf die industrielle Entwicklung genommen hat, die unsere Gesellschaft bis heute prägt [19]. Die eleganten, lichtdurchfluteten Stahlbauten der Moderne ermöglichten ganz neue Nutzungen und schufen so Raum für die Massenfertigung von Produkten sowie eine deutliche Verbesserung der Arbeitsbedingungen für die Werktätigen [19]. Damit hat der Stahlbau einige bedeutende gesellschaftliche Entwicklungen maßgebend mitbeeinflusst und wurde so zum Ausdruck des Selbstvertrauens eines neuen Zeitalters des Fortschritts.

Deshalb soll auch die vorliegende Konstruktionsaufgabe mit einem Stahltragwerk gelöst werden. Ziel dieser Bachelorarbeit ist es, die Tragwirkung einer Stahlkonstruktion zu verstehen sowie die Vorteile und Schwächen des Stahlbaus auszuleuchten. Deshalb wird besonderes Augenmerk auf die Wahl und Berechnung der stählernen Tragstruktur gelegt, andere Bauwerksteile hingegen werden weitestgehend vernachlässigt. Dafür müssen zunächst die später auf das Bauwerk einwirkenden Lasten ermittelt



werden, um ein Tragwerk entwerfen zu können, welches an die vorliegende Beanspruchung angepasst ist. Die zugrunde gelegten Normen und Regelwerke werden zu Beginn dieses Abschnitts kurz erläutert. Nach einer allgemeinen Literaturrecherche und dem daraus resultierenden Vergleich verschiedener Tragwerksvarianten soll ein für die zu konstruierende Flugzeughalle geeignetes Tragwerk ausgewählt werden. Hierbei müssen auch die Abmessungen und Querschnitte der einzelnen Bauteile definiert sowie einige wesentliche Ausführungsdetails festgehalten werden. Ebenfalls für die Tragfähigkeit benötigte Bauwerkselemente wie Anschlüsse oder Fundamente werden nur am Rande behandelt. Auf weitere wichtige Teilbereiche beim Entwurf eines Gebäudes wie Brandschutz, Wärmedämmung, Schallschutz, Belüftung, Beleuchtung, etc. wird mit Ausnahme einzelner Exkurse nicht eingegangen. Genauerer Augenmerk soll dafür auf die Wahl der Hüllkonstruktion gelegt werden, da diese nicht unwesentlich vom Tragwerk beeinflusst wird und umgekehrt großen Einfluss auf die Tragfähigkeit des Gebäudes ausübt. In diesem Zusammenhang wird ein geeigneter Dach- und Wandaufbau gewählt und erläutert und somit über wesentliche Gestaltungsmerkmale der Halle bestimmt.

Anschließend soll der, in den vorangegangenen Abschnitten schrittweise erarbeitete, erste Tragwerksentwurf in der FEM-Software der Firma Dlubal modelliert werden, um seine Tragfähigkeit zu prüfen und den Tragwerksentwurf dahingehend weiter zu entwickeln, dass schlussendlich alle geforderten Nachweise erfüllt sind. Dabei wird auch auf die grundlegende Funktionsweise eines FEM-Programmes eingegangen sowie die getroffenen Modellannahmen und die geführten Nachweise erläutert. Der Tragwerksentwurf wird dabei in RFEM modelliert und iterativ immer weiter verbessert, da davon ausgegangen werden kann, dass der erste Tragwerksentwurf noch nicht alle Anforderungen erfüllen wird. Wenn das Tragwerksmodell alle Nachweise nach gültiger Normung erfüllt, werden noch einige Anschlussdetails ausgewählt und beispielhaft nachgewiesen.

Die Berechnungsergebnisse aller im Rahmen dieser Arbeit erstellten FEM-Modelle sind dieser Arbeit in digitaler Form beigelegt. Eine Übersicht über die verwendeten Quellen und Abbildungen findet sich am Ende des Textes.

## 1. Lastermittlung

Bevor mit der eigentlichen Konstruktion der Halle begonnen werden kann, müssen zunächst einige Vorüberlegungen zu Geometrie und den einwirkenden Lasten angestellt werden. Zunächst soll die Entscheidung getroffen werden, auf welcher Bauteilseite die Dachneigung aufgebracht wird. Diese ist laut Aufgabenstellung auf  $5^\circ$  festgelegt. Somit kann man die zusätzlich aus der Neigung entstehende Bauwerkshöhe mit  $\tan(5^\circ) \times \text{Seitenlänge}$  berechnen. Wählt man die Neigung auf die kürzere Seite des Bauwerks, so ergibt sich eine zusätzliche Höhe von 2,19m, bei der längeren Seite von 6,56m. Eine Neigung zur längeren Seite würde also einen einseitigen Höhenzuwachs von mehr als der halben Bauwerkshöhe bedeuten. Dies ist aus praktischer und architektonischer Sicht ungünstig, weshalb die Neigung auf der kurzen Bauwerksseite angesetzt wird. Es gibt also eine Bauwerksseite mit 75m Länge und einer hohen Traufe von 14,19m und eine Seite mit 75m Länge und einer niedrigeren Traufhöhe von 12m sowie zwei kürzere Seiten mit 25m, auf denen das Dach die vorgeschriebene Neigung aufweist. Alle weiteren Abmessungen des Hallenbaus sind in der Aufgabenstellung hinreichend festgelegt, dass eine Berechnung der zu erwartenden Lasten durchführbar ist, um anschließend ein geeignetes Tragwerk zu wählen und die einzelnen Bauteile wirtschaftlich dimensionieren zu können. Das Verfahren zur Ermittlung der Lasten ist in den „Eurocodes“ genannten gemeinsamen europäischen Baunormen definiert. Dabei regelt der „Eurocode 0: Grundlagen der Tragwerksplanung“ (DIN EN 1990), welche Einwirkungskategorien angesetzt werden und wie die einzelnen Einwirkungen miteinander kombiniert werden müssen. Anschließend müssen die genauen Werte der Einwirkungen mit dem Eurocode 1 „Einwirkungen auf Tragwerke“ (DIN EN 1991) berechnet werden. Für jede Einwirkungskategorie (z.B. Wind, Schnee, usw.) gibt es dabei einen eigenen Teilabschnitt. Schlussendlich kann die Belastbarkeit des Stahltragwerks nach den Regeln von Eurocode 3 „Entwurf, Berechnung und Bemessung von Stahltragwerken“ (DIN EN 1993) für die errechneten Lasten nachgewiesen werden. Für jeden anderen Baustoff gibt es ebenfalls einen solchen Eurocode zur Tragwerksberechnung. Zusätzlich gibt es zu jedem Eurocode einen nationalen Anhang, in dem Regelungen für Parameter gefunden werden, die in den Eurocodes bewusst offengelassen wurden, um den unterschiedlichen Gegebenheiten in den verschiedenen Mitgliedsländern Rechnung zu tragen [25].

### 1.1 Schneelasten

Die Ermittlung der Schneelasten erfolgt mittels des Eurocodes 1, Teil 1-3 [5]. Da die Halle am Hamburger Flughafen gebaut werden soll, ist bekannt, dass sich das Bauwerk in der Schneelastzone 2 auf einer Geländehöhe von 11m über dem Meeresspiegel befindet [11], [25]. Der charakteristische Wert der Schneelast auf dem Boden wird mit folgender Formel berechnet:

$$s_k = 0,25 + 1,91 \times \left(\frac{A + 140}{760}\right)^2 \geq 0,85$$

Mit  $A = 11m$  erhält man  $s_k = 0,33 \leq 0,85 \frac{kN}{m^2}$ .

Es gilt jedoch zu beachten, dass sich Hamburg im Norddeutschen Tiefland befindet, weshalb auch mit außergewöhnlichen Schneelasten zu rechnen ist. Dafür wird die bereits errechnete charakteristische Schneelast um einen Beiwert von 2,3 erhöht [5]. Somit erhält man eine außergewöhnliche charakteristische Schneelast von  $s_{Ad} = 1,96 \frac{kN}{m^2}$ . Nun müssen die berechneten Schneelasten auf dem Boden noch auf das Dach bezogen werden. Dafür wird für die ständige und vorübergehende Bemessungssituation die Formel  $s = \mu_i \times C_e \times C_t \times s_k$  verwendet und für die außergewöhnliche Bemessungssituation  $s = \mu_i \times C_e \times C_t \times s_{Ad}$  [5]. Der Umgebungskoeffizient  $C_e$  und der Temperaturkoeffizient  $C_t$  können innerhalb Deutschlands mit 1,0 angesetzt werden [5]. Für ein Flachdach mit einer Neigung zwischen  $0^\circ$  und  $30^\circ$  ergibt sich  $\mu_1 = 0,8$ . So erhalten wir Schneelasten von  $0,68 \frac{kN}{m^2}$  für die ständige und vorübergehende und  $1,57 \frac{kN}{m^2}$  für die außergewöhnliche Bemessungssituation. Die Schneelast wirkt lotrecht auf eine horizontale Projektion der Dachfläche.

## 1.2 Windlasten

Die anzusetzende Belastung eines Gebäudes durch Windlasten wird im Eurocode 1, Teil 1-4 festgelegt [6]. Als erstes muss die Schwingungsanfälligkeit der Konstruktion überprüft werden. Bauwerke gelten als nicht schwingungsanfällig, wenn die Verformungen unter Windeinwirkungen durch Böenresonanz um nicht mehr als 10% vergrößert werden [25]. Bei der vorliegenden Flugzeughalle handelt es sich um ein übliches Industriebauwerk mit einer Höhe von unter 25m, weshalb diese Bedingung als erfüllt angesehen werden kann. Das Bauwerk ist also nicht schwingungsanfällig und die Windlasten können somit durch statische Ersatzlasten erfasst werden.

Ähnlich zur Berechnung der Schneelasten, kann die Belastung eines Bauwerkes durch Wind anhand von verschiedenen Windzonen ermittelt werden. Der Standort Hamburg befindet sich im Binnenland in der Windzone 2, weshalb man einen Grundwert der Basiswindgeschwindigkeit von  $v_{b,0} = 25,0 \frac{m}{s}$  ablesen kann [25]. Nachdem der Grundwert ermittelt wurde, können nun die Basiswindgeschwindigkeit  $v_b$  und der Basisgeschwindigkeitsdruck  $q_b$  berechnet werden. Für die Basiswindgeschwindigkeit gilt die Formel:  $v_b = c_{dir} \times c_{alt} \times c_{season} \times v_{b,0}$  [6]. Um auf der sicheren Seite zu liegen, wird für den Richtungsfaktor  $c_{dir}$  1,0 angenommen, d.h. es wird die Windlast unabhängig von der Himmelsrichtung betrachtet. Es erfolgt also keine Abminderung für einen Windstrom aus einer günstigen Richtung. Der Jahreszeitenbeiwert  $c_{season}$  und der Höhenbeiwert  $c_{alt}$  können in Deutschland laut Nationalem Anhang ebenfalls mit 1,0 angenommen werden [6]. Somit

ergibt sich eine Basiswindgeschwindigkeit von  $v_b = 25,0 \frac{m}{s}$ . Der Basisgeschwindigkeitsdruck berechnet sich zu  $q_b = 0,5 \times \rho \times v_b^2 \times 10^{-3} = 0,39 \frac{kN}{m^2}$ . Hierbei wurde von einer Dichte der Luft von  $\rho = 1,25 \frac{kg}{m^3}$  ausgegangen, welche bei 1013hPa Luftdruck und 10°C Außentemperatur vorliegt [6].

Maßgebend für die Belastung auf ein Bauwerk ist aber nicht der Basisgeschwindigkeitsdruck, sondern die durch Böen entstehenden Lastspitzen. Diese können mit dem Böengeschwindigkeitsdruck  $q_p$  berücksichtigt werden, der von der Höhe des Bauwerks sowie dem Basisgeschwindigkeitsdruck abhängig ist. Zur Ermittlung des Böengeschwindigkeitsdrucks gibt es mehrere Verfahren. Ein vereinfachtes Verfahren wäre anwendbar, da sich die zu betrachtende Flugzeughalle mit ihrer Bauhöhe von unter 25m im Anwendungsbereich des vereinfachten Verfahrens befindet. Die dabei ermittelten Werte sind aber sehr konservativ abgeschätzt und liegen deutlich über der in der Realität zu erwartenden Belastung. Deshalb wird der Regelfall des „Genaueren Verfahrens für Bauwerke bis 300m Höhe mit Berücksichtigung der Bodenrauigkeit durch Annahme von Mischprofilen“ gewählt [25]. Das Gebäude befindet sich im Binnenland in einem Mischprofil der Geländekategorien II und III und weist eine Höhe zwischen 7 und 50m auf. Damit kann die Formel  $q_p = 1,7 \times q_b \times (\frac{z}{10})^{0,37}$  zur Ermittlung des Böengeschwindigkeitsdrucks verwendet werden [25]. Für eine Höhe von  $z = 14,19m$  und einem Basisgeschwindigkeitsdruck von  $q_b = 0,39 \frac{kN}{m^2}$  ergibt sich so ein Böengeschwindigkeitsdruck von  $q_p = 0,75 \frac{kN}{m^2}$ .

Nachdem die Stärke des Windrucks aus Böen ermittelt wurde, gilt es nun zu errechnen, wie dieser konkret auf das Bauwerk einwirkt. Die Norm unterscheidet hier zwei verschiedene Formen der Einwirkungen und zwar Winddrücke und Windkräfte [6]. Da in diesem Fall auch die unmittelbar vom Wind beanspruchten Bauteile der Gebäudehülle dimensioniert werden müssen, ist es erforderlich die Belastung durch Wind als Flächenlast auf diese Bauteile zu kennen. Deshalb müssen die Winddrücke berechnet werden. Laut Aufgabenstellung wird die Flugzeughalle als allseitig geschlossen betrachtet, das bedeutet, dass ein möglicher Innendruck durch in das Bauwerk einströmenden Wind, beispielsweise bei windseitig geöffneten Toren der Halle, vernachlässigt wird. Diese Annahme liegt auf der sicheren Seite, da ein möglicher Innendruck des Windes entgegen der in Richtung der Schwerkraft wirkenden Lasten wie Eigengewicht und Schneelast wirkt und somit eine Lastminderung darstellen würde. Es wird nur der von außen auf das Tragwerk einwirkende Winddruck  $w_e$  betrachtet. Dieser kann errechnet werden, indem man den bereits ermittelten Böengeschwindigkeitsdruck  $q_p$  mit einem aerodynamischen Beiwert  $c_{pe}$  multipliziert [6]. In Abhängigkeit von der betrachteten Lasteinzugsfläche  $A$  wählt man entweder den Beiwert  $c_{pe,1}$  für die Bemessung von kleinformatigen Bauteilen mit einer Lasteinzugsfläche von unter einem Quadratmeter oder den Beiwert  $c_{pe,10}$  für die Bemessung von großformatigen Bauteilen mit einer Lasteinzugsfläche von größer als 10 Quadratmeter. Da zunächst die

großformatigen Bauteile des Gesamttragwerks, also die Wände und das Dach, bemessen werden sollen, wird der Beiwert  $c_{pe,10}$  gewählt. Dabei müssen je nach Anströmrichtung des Windes zunächst vier Lastfälle unterschieden werden. Bei Lastfall 1 (W1) wirkt der Wind auf die lange Seite (75m) mit der hohen Traufe (14,2m). Bei den Lastfällen W2 und W3 werden die kurzen Seiten angeströmt (25m). Lastfall W3 bezeichnet eine Anströmung an der langen Seite (75m) mit der niedrigeren Traufhöhe (12m).

Zunächst werden die Wände betrachtet. Es handelt sich um vertikale Wände eines Gebäudes mit rechteckigem Grundriss, dessen Höhe geringer ist, als die kleinere seiner beiden Seiten, weshalb der Außendruck über die gesamte Wandhöhe konstant angesetzt und mit den im Eurocode 1, Teil 1-4 [6], Abschnitt C.4.2 angegebenen Formeln und Lastbildern berechnet werden darf.

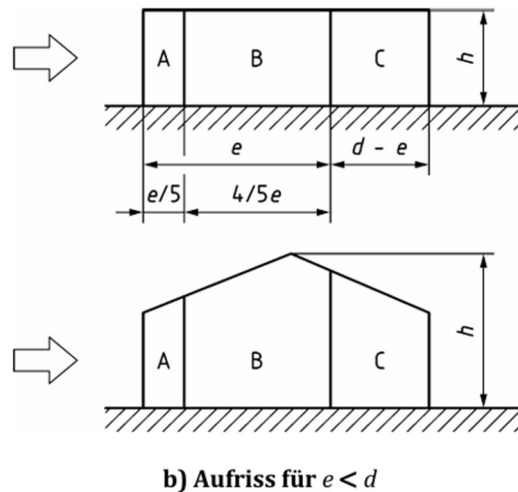


Abbildung 1: Lasteinzugsflächen Aufriss Windaußendruck Wände für  $e < d$  (aus [6])

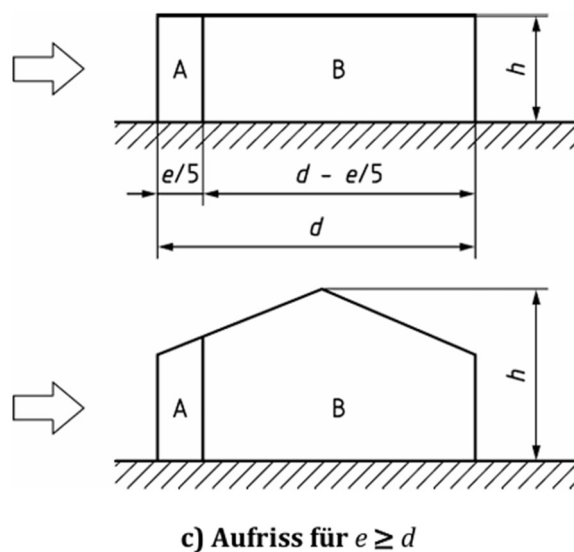


Abbildung 2: Lasteinzugsflächen Aufriss Windaußendruck Wände für  $e \geq d$  (aus [6])

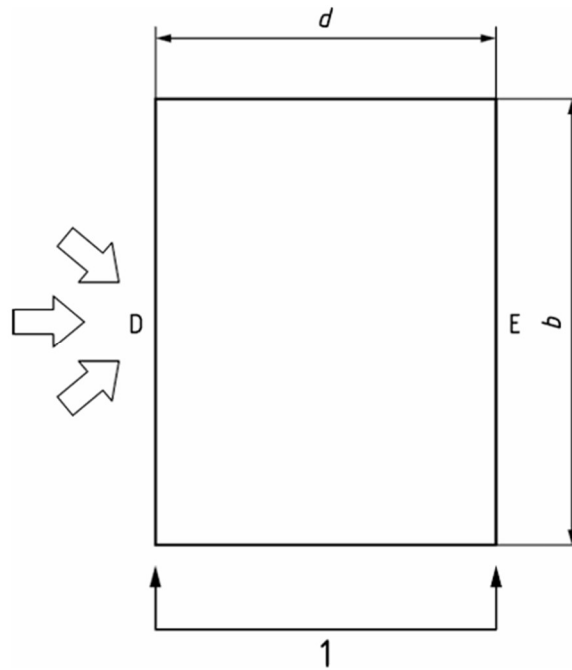


Abbildung 3: Lasteinzugsflächen Grundriss Windaußendruck Wände (aus [6])

Zone	A		B		C		D		E	
$h/d$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	

Abbildung 4: Tabelle Außendruckbeiwerte Windaußendruck Wände (aus [6])

Für Windlastfall 1 (W1) beträgt  $b = 75m$  und  $h = 14,2m$ . Damit beträgt das Verhältnis von  $h$  zu  $d$  0,568. Für  $e$  ist damit der Wert  $e = 2 \times h = 28,4m < b = 75m$  zu bestimmen.  $e$  ist damit größer gleich  $d = 25m$ . Die sich daraus ergebenden Lasteinzugsflächen sind in der untenstehenden Abbildung 5 dargestellt. Die Außendruckbeiwerte und resultierenden Windaußendrucke sind in der Tabelle 1 für alle vier Windlastfälle zusammengefasst.

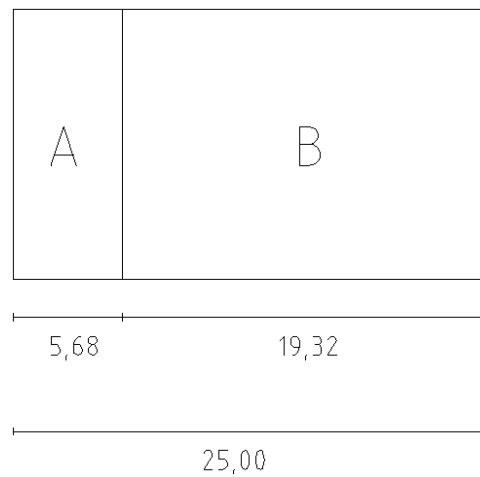


Abbildung 5: Lasteinzugsflächen auf die Außenwände bei Windlastfall 1

Bei Lastfall 2 (W2) wird  $b = 25m$  und  $h = 14,2m \leq 25m = b$ . Das Verhältnis  $h$  zu  $d$  ist  $0,19 \leq 0,25$ .  $e = 25m \leq 75m = d$ . Damit ergeben sich folgende Einzugsflächen:

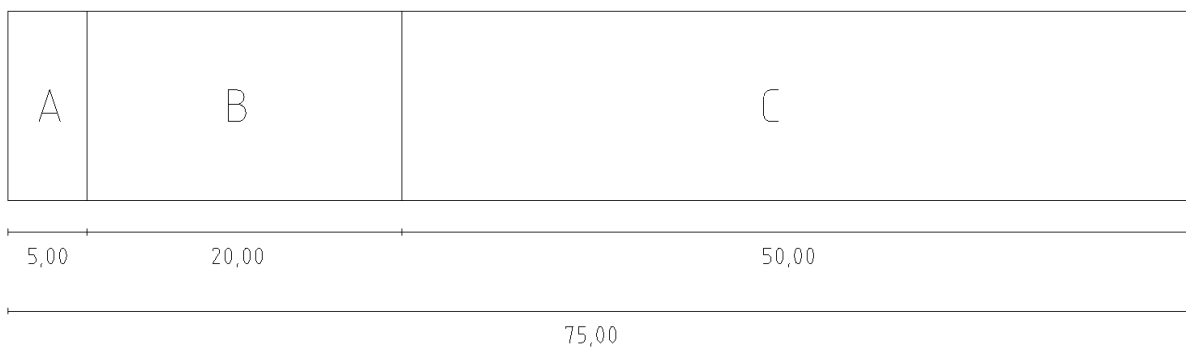


Abbildung 6: Lasteinzugsflächen auf die Außenwände bei Windlastfall 2

Die Abmessungen bei Lastfall W3 sind dieselben wie bei W1, bis auf die Höhe, die hier  $h = 12m$  beträgt. Damit ist  $\frac{h}{d} = 0,48$ .  $e = 2h = 24m < 25m = d$ . Das Lastbild ist also folgendes:

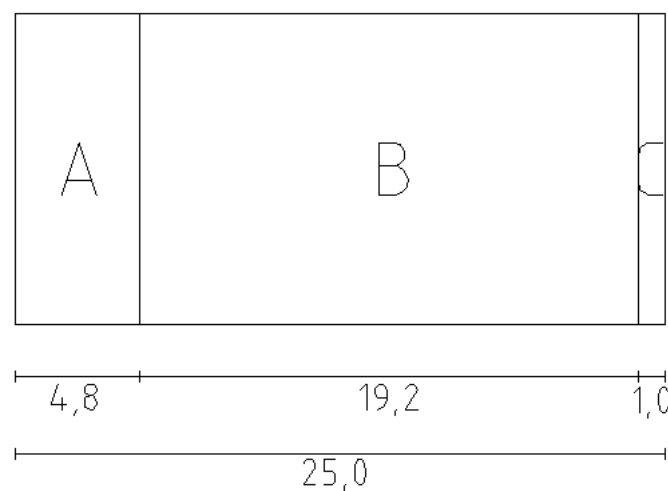


Abbildung 7: Lasteinzugsflächen auf die Außenwände bei Windlastfall 3

Windlastfall 4 (W4) entspricht in seinen Abmessungen und den Beiwerten exakt Lastfall W2, weshalb er an dieser Stelle nicht gesondert aufgeführt wird.

Nun können die Außenwinddrücke mit der Formel  $w_e = q_p \times c_{pe,10,i}$  berechnet werden.

	A		B		C		D		E	
	$c_{pe,10}$	$w_e$	$c_{pe,10}$	$w_e$	$c_{pe,10}$	$w_e$	$c_{pe,10}$	$w_e$	$c_{pe,10}$	$w_e$
W1	-1,20	-0,90	-0,80	-0,60	entfällt		0,74	0,56	-0,39	-0,29
W2	-1,20	-0,90	-0,80	-0,60	-0,50	-0,38	0,70	0,53	-0,30	-0,23
W3	-1,20	-0,90	-0,80	-0,60	-0,50	-0,38	0,73	0,55	-0,36	-0,27
W4	Entspricht W2									

*Tabelle 1: Außendruckbeiwerte und Winddrücke auf die Wände*

Negative Werte bedeuten Windsog, positive Werte Winddruck. Es ist hervorzuheben, dass die in Großbuchstaben gekennzeichneten Flächen bei den jeweiligen Lastfällen nicht identisch sind, sondern sich wie in den obigen Abbildungen dargestellt auf die Gebäudewände verteilen.

Nachdem nun die Windlasten auf die Wände bekannt sind, muss noch die Beanspruchung des Daches durch Wind ermittelt werden. Hierfür wird Abschnitt C.4.4 des Eurocodes 1, Teil 1-4 herangezogen [6]. Da in der Aufgabenstellung eine Dachneigung von 5° vorgesehen ist, handelt es sich um den Grenzfall zwischen einem Flachdach und einem Pultdach. Laut Norm muss die Berechnung auf der sicheren Seite liegend als Pultdach erfolgen, es ist also davon auszugehen, dass die tatsächlich einwirkenden Lasten geringer sind, als die im Folgenden berechneten, da die Berechnungsmethode für Dächer mit stärkeren Neigungswinkeln konzipiert wurde. Zudem werden bei Pultdächern beide Anströmrichtungen berücksichtigt, also Windeinwirkung auf die Seite mit der höheren Traufe und auf die mit der niedrigeren, während die Dachneigung beim Flachdach vernachlässigt und für beide Seiten die gleiche Belastung angesetzt wird.

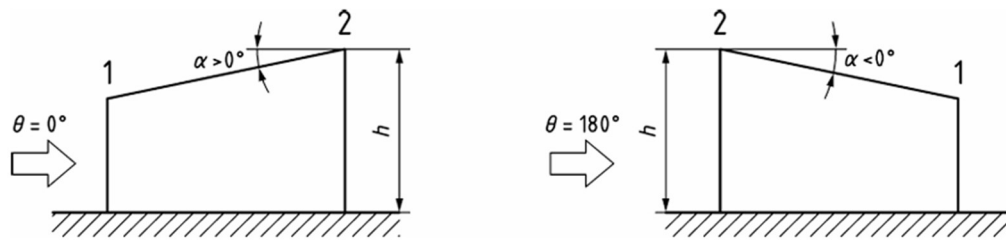


Bereich für die Anströmrichtung	Neigungswinkel $\alpha$	Bereich für die Anströmrichtung $\theta = 0^\circ$					
		F		G		H	
		$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
$\theta = 180^\circ$	$-75^\circ$	-0,5	-1,0	-0,5		-0,5	
	$-60^\circ$	-0,5	-1,0	-0,5		-0,5	
	$-45^\circ$	-0,6	-1,3	-0,5		-0,7	
	$-30^\circ$	-1,1	-2,3	-0,8	-1,5	-0,8	
	$-15^\circ$	-2,5	-2,8	-1,3	-2,0	-0,9	-1,2
	$-5^\circ$	-2,3	-2,5	-1,3	-2,0	-0,8	-1,2
$\theta = 0^\circ$	$5^\circ$	-1,7	-2,5	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2
		0,0		0,0		0,0	
	$15^\circ$	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3	
		+0,2		+0,2		+0,2	
	$30^\circ$	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2	
		+0,7		+0,7		+0,4	
	$45^\circ$	0,0		0,0		0,0	
		+0,7		+0,7		+0,6	
	$60^\circ$	+0,7		+0,7		+0,7	
	$75^\circ$	+0,8		+0,8		+0,8	
ANMERKUNG Bei Dachneigungen zwischen den angegebenen Werten kann linear interpoliert werden, sofern das Vorzeichen der Druckbeiwerte nicht wechselt. Der Wert 0,0 ist für Interpolationszwecke angegeben.							

Abbildung 8: Tabelle Außendruckbeiwerte Dach bei Anströmung auf die Traufseiten (aus [6])

Neigungs- winkel $\alpha$	Bereich für die Anströmrichtung $\theta = 90^\circ$									
	$F_{up}$		$F_{low}$		$G$		$H$		$I$	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
5°	-2,1	-2,6	-2,1	-2,4	-1,8	-2,0	-0,6	-1,2	-0,5	
15°	-2,4	-2,9	-1,6	-2,4	-1,9	-2,5	-0,8	-1,2	-0,7	-1,2
30°	-2,1	-2,9	-1,3	-2,0	-1,5	-2,0	-1,0	-1,3	-0,8	-1,2
45°	-1,5	-2,4	-1,3	-2,0	-1,4	-2,0	-1,0	-1,3	-0,9	-1,2
60°	-1,2	-2,0	-1,2	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,7	-1,2
75°	-1,2	-2,0	-1,2	-2,0	-1,2	-2,0	-1,0	-1,3	-0,5	
ANMERKUNG Bei $\theta = 0^\circ$ (siehe Tabelle a)) ändert sich der Druck schnell zwischen positiven und negativen Werten um einen Neigungswinkel von $\alpha = +5^\circ$ bis $+45^\circ$ , daher werden sowohl der positive als auch der negative Wert angegeben. Bei derartigen Dächern sollten zwei Fälle gesondert betrachtet werden: einer mit ausschließlich positiven Werten und einer mit ausschließlich negativen Werten. Das Mischen von positiven und negativen Werten auf einer Dachfläche ist nicht zulässig.										

Abbildung 9: Tabelle Außendruckbeiwerte Dach bei Anströmung auf die Giebelseiten (aus [6])



a) Allgemein von Traufe zu Traufe

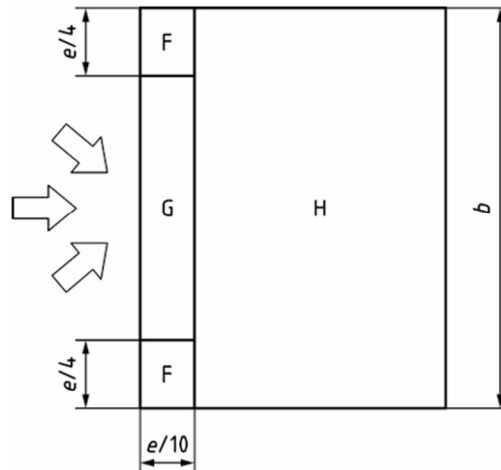
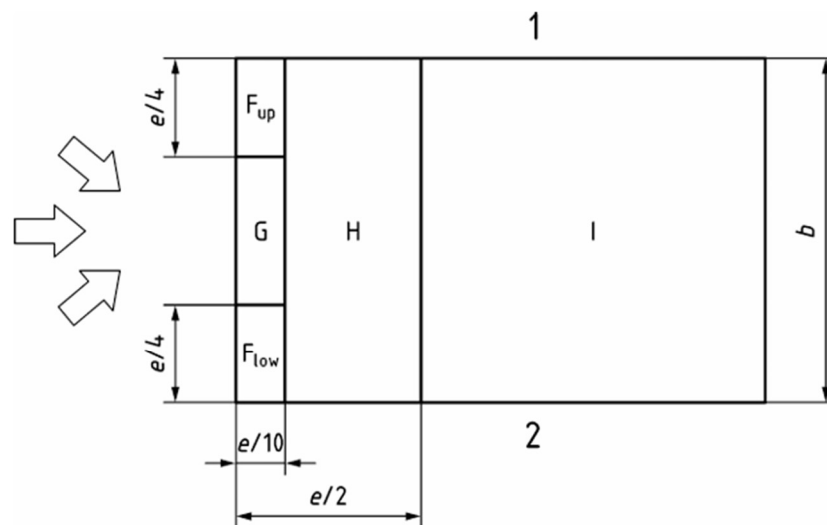


Abbildung 10: Lasteinzugsflächen Grundriss Dach bei Anströmung auf die Traufseiten (aus [6])



c) Draufsicht — Windrichtung  $\theta = 90^\circ$

#### Legende

- 1 untere Traufe
- 2 obere Traufe

Abbildung 11: Lasteinzugsflächen Grundriss Dach bei Anströmung auf die Giebelseiten (aus [6])

Der Lastfall W1 entspricht dabei einer Anströmrichtung von  $\theta = 180^\circ$  (Anströmung auf die hohe Traufseite), W2 und W4 bezeichnen  $\theta = 90^\circ$  (Anströmung auf die Giebelseite) und W3  $\theta = 0^\circ$  (Anströmung auf die niedrige Traufseite). Sowohl bei W1 als auch bei W3 muss dabei eine Höhe von

$h = 14,2m$  angesetzt werden. Die Lastfälle W2 und W4 liefern auch hier wieder identische Ergebnisse, weshalb Windlastfall 4 in der Folge nicht mehr gesondert aufgeführt wird. Es ist aber zu beachten, dass sich bei einer Anströmung auf die niedrigere Traufe (W3) der Druck sehr schnell von positiven auf negative Werte ändern kann. Deshalb sind bei Dächern mit geringer Neigung, wie dem Vorliegenden, beide Fälle (Druck und Sog) getrennt zu berücksichtigen. Dafür wird der Lastfall W3 in die Lastfälle W3s (Sog) und W3d (Druck) aufgeteilt. Die Lasteinzugsflächen aller Lastfälle sind in den Abbildungen 12 und 13 dargestellt. Die aerodynamischen Beiwerte sind für das Dach in der Tabelle 2 zusammengefasst.

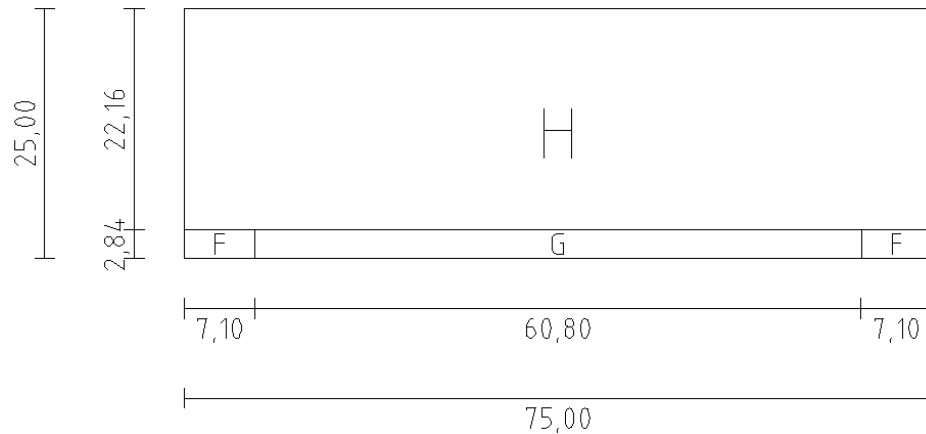


Abbildung 12: Lasteinzugsflächen auf das Dach bei den Windlastfällen 1 und 3

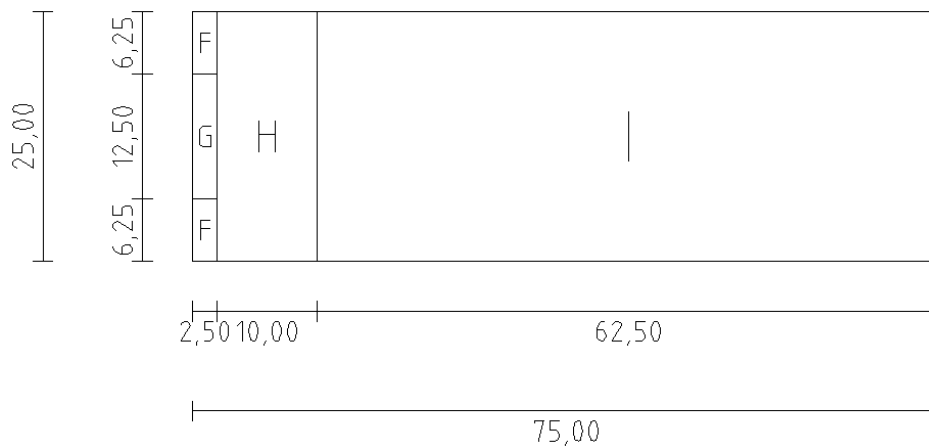


Abbildung 13: Lasteinzugsflächen auf das Dach bei Windlastfall 2

	F		G		H		I	
	$c_{pe,10}$	$w_e$	$c_{pe,10}$	$w_e$	$c_{pe,10}$	$w_e$	$c_{pe,10}$	$w_e$
W1	-2,30	-1,73	-1,30	-0,98	-0,80	-0,60	-	-
W2	-2,10	-2,10	-1,58	-1,58	-1,80	-1,35	-0,60	-0,45
W3s	-1,70	-1,28	-1,20	-0,90	-0,60	-0,45	-	-
W3d	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-	-

Tabelle 2: Außendruckbeiwerte und Winddrücke auf das Dach

Es fällt auf, dass bei Lastfall W3d keine Lasten wirken, weshalb dieser Lastfall im weiteren Bemessungsverlauf nicht berücksichtigt werden muss. Mit Lastfall W3 wird in der Folge der Lastfall W3s bezeichnet. Es verbleiben somit drei Windlastfälle (W1, W2 und W3), für deren Einwirkungen das Tragwerk ausgelegt werden muss. Windsog darf bei der späteren Bemessung des Daches vernachlässigt werden, da er die deutlich größeren, in Richtung der Schwerkraft wirkenden Lasten, abmindert. Es handelt sich also um eine günstig wirkende Einwirkung. Ein maßgebender Lastfall für Windsog könnte sich nur für Bauzustände ergeben, deren Betrachtung aber nicht Teil dieser Arbeit ist.

### 1.3 Nutzlasten

Eine weitere veränderliche Einwirkung auf das Dach der Flugzeughalle können Nutzlasten darstellen. Da es sich um ein normalerweise nicht zugängliches Dach handelt, das keinerlei besonderer Nutzung unterliegt, müssen laut Eurocode 1, Teil1-1 lediglich „Mannlasten“ angesetzt werden, die aus Begehungen für übliche Erhaltungs- und Reparaturmaßnahmen entstehen [4]. Als nicht zugängliches Dach fällt die Überdachung der Halle in die Nutzungskategorie H, weshalb als Nutzlast eine Einzellast von  $Q_k = 1,0kN$  veranschlagt wird [4]. Dabei sind jedoch beispielsweise keine unkontrollierten Anhäufungen von Baumaterial bei Wartungsarbeiten berücksichtigt. Eine Überlagerung mit Wind- oder Schneeeinwirkungen ist nicht erforderlich [4].

Des Weiteren besteht die Vorschrift, Anpralllasten aus Kraftfahrzeug- und Flugzeugverkehr anzusetzen, wenn kein entsprechenden Anprallschutz, bspw. Schrammborde, vorhanden ist. Für den Kraftfahrzeugverkehr wird angenommen, dass die stützenden Bauteile ausreichend gegen Anprall gesichert sind. Anpralllasten von Flugzeugen sind in keinem gängigen Nachschlagewerk der Tragwerksplanung erfasst, weshalb diese im Rahmen dieser Arbeit ebenfalls vernachlässigt werden.

### 1.4 Eigenlasten

Nachdem nun die veränderlichen Lasten bekannt sind, müssen noch die ständigen Lasten aus dem Eigengewicht der Halle berücksichtigt werden. Hierbei werden die Eigenlasten der Stahlbauteile des Tragwerks nicht gesondert aufgeführt, da das zur Berechnung verwendete Finite-Elemente-Programm, RFEM von Dlubal, das Eigengewicht der modellierten Stahlbauteile automatisch mit einbezieht. Um ein realitätsnahes Lastmodell für das Tragwerk entwickeln zu können, müssen aber die Eigenlasten des Dachaufbaus und der Wandkonstruktion ermittelt werden, da diese später nicht mitmodelliert werden. Die Wahl und Konstruktionsart des Dach- und Wandaufbaus soll in diesem Kapitel nicht Thema sein und wird später in dem Abschnitt „Gebäudehülle“ näher erläutert. Es sollen vorerst nur die aus der Gebäudehülle auf das Tragwerk einwirkenden Lasten ermittelt werden.

Der Wandaufbau besteht aus einem Stahlkassettenprofil mit einer Dicke von 1,25mm, Mineralwollematten von 110mm Dicke und einem Stahltrapezprofil mit 48,5mm Höhe und einer Dicke

von 0,75mm. Die Eigenlast des Stahlkassettenprofils kann aus den im Anhang beigefügten Tabellen zu  $0,148 \frac{kN}{m^2}$  abgelesen werden. Für die Mineralwollematten werden als Beispiel Steinwolleplatten mit einem Eigengewicht von 0,3 bis  $2,2 \frac{kN}{m^3}$  gewählt [25]. Es wird mit  $1,25 \frac{kN}{m^3}$  der Mittelwert der angegebenen Spanne angesetzt. Somit ergibt sich das Eigengewicht des Dämmstoffes zu  $1,25 \times 0,11 = 0,14 \frac{kN}{m^2}$ . Für das Trapezprofil kann laut Schneider Bautabellen ein Eigengewicht von  $0,075 \frac{kN}{m^2}$  veranschlagt werden [25]. Somit kann die Eigenlast des Wandaufbaus zu  $0,36 \frac{kN}{m^2}$  aufsummiert werden.

Für das Eigengewicht der Dachkonstruktion müssen die Eigenlasten des tragenden Stahltrapezes, der PUR-Dämmung, der Dampfsperre, der Dachabdichtungs-Kunststoffbahn sowie der Begrünung einbezogen werden. Aus den Schneider Bautabellen können für das Stahltrapezblech der Wert  $0,162 \frac{kN}{m^2}$ , für die Dampfsperre  $0,07 \frac{kN}{m^2}$  und für die Dachabdichtung  $0,02 \frac{kN}{m^2}$  direkt abgelesen werden [25]. Das Eigengewicht der Dämmung kann zu  $0,5 \frac{kN}{m^3} \times 0,08m = 0,04 \frac{kN}{m^2}$  berechnet werden [25]. Für die Begrünung können der Aufgabenstellung eine Last von  $3,50 \frac{kN}{m^2}$  entnommen werden. Insgesamt ergibt sich somit für die Eigenlast der Bedachung eine Summe von  $3,79 \frac{kN}{m^2}$ .

### 1.5 Lastfallübersicht und Kombinationen

Damit sind alle relevanten auf das Bauwerk einwirkenden Belastungen bekannt und müssen nun nach den in Eurocode 0 vorgegebenen Regeln unter Berücksichtigung von Sicherheitsbeiwerten zu Lastfallkombinationen für die Bemessung zusammengestellt werden [3]. Dabei müssen die in den letzten Abschnitten ermittelten charakteristischen Lasten in ständige, veränderliche und außergewöhnliche Lasten unterteilt werden, um die korrekten Beiwerte wählen zu können. Man unterscheidet zwischen Teilsicherheitsbeiwerten  $\gamma$ , die die natürliche Streuung der Intensität der Einwirkung berücksichtigen und Kombinationsbeiwerten  $\Psi$ , die die Wahrscheinlichkeit des gemeinsamen Auftretens zweier Einwirkungen gewichten. Mit Hilfe dieser Beiwerte werden die Lasten zu Lastkombinationen in verschiedenen Bemessungssituationen im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) und Gebrauchstauglichkeit (GZG) zusammengefügt, mit dem Ziel die maßgebende Lastkombination zu finden, nach der anschließend das Tragwerk bemessen werden kann. Wie bereits erwähnt, muss dabei die Nutzlast nicht mit den Schnee- und Windlasten überlagert werden, sie stellt also eine gesonderte Belastungssituation dar. In der Tabelle 3 sind alle berechneten Lastfälle zusammengefasst und werden einem Kürzel zugeordnet.

Lastfall	Kürzel	Art
Eigengewicht	EG	ständig
Schneelast	S	veränderlich
Schneelast, außergewöhnlich	SA	außergewöhnlich
Windlastfall 1	W1	veränderlich
Windlastfall 2	W2	veränderlich
Windlastfall 3	W3	veränderlich
Nutzlast	NL	veränderlich

Tabelle 3: Zusammenfassung der Lastfälle

Im Folgenden werden alle zu berücksichtigenden Lastkombinationen (LK) aufgeführt. Um später die Unterscheidung zu erleichtern, wurden sie durchnummeriert. Jede veränderliche Einwirkung muss in jeder Kombination einmal als leitend angesetzt und mit allen möglichen parallel auftretenden Einwirkungen kombiniert werden. Die Kombinationsformeln werden zu Beginn aufgeführt. Das Kürzel G steht in den Formeln für ständige Lasten, Q für veränderliche und A für außergewöhnliche.

### Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)

#### Tragwerks- und Querschnittsversagen (STR)/Baugrundversagen (GEO)

##### Grundkombinationen

$$E_d = \gamma_G \times G + \gamma_Q \times Q_1 + \gamma_Q \times \psi_0 \times Q_2$$

$$\text{LK 1} \quad 1,35 \times EG$$

$$\text{LK 2} \quad 1,35 \times EG + 1,5 \times S$$

$$\text{LK 3} \quad 1,35 \times EG + 1,5 \times S + 1,5 \times 0,6 \times W1$$

$$\text{LK 4} \quad 1,35 \times EG + 1,5 \times S + 1,5 \times 0,6 \times W2$$

$$\text{LK 5} \quad 1,35 \times EG + 1,5 \times S + 1,5 \times 0,6 \times W3$$

$$\text{LK 6} \quad 1,35 \times EG + 1,5 \times W1$$

$$\text{LK 7} \quad 1,35 \times EG + 1,5 \times W2$$

$$\text{LK 8} \quad 1,35 \times EG + 1,5 \times W3$$

$$\text{LK 9} \quad 1,35 \times EG + 1,5 \times W1 + 1,5 \times 0,5 \times S$$

$$\text{LK 10} \quad 1,35 \times EG + 1,5 \times W2 + 1,5 \times 0,5 \times S$$

$$\text{LK 11} \quad 1,35 \times EG + 1,5 \times W3 + 1,5 \times 0,5 \times S$$

$$\text{LK 33} \quad 1,35 \times EG + 1,5 \times NL$$

#### **Außergewöhnliche Situation**

$$E_{d,A} = G + A + \Psi_1 \times Q_1$$

$$\text{LK 29} \quad EG + SA$$

$$\text{LK 30} \quad EG + SA + 0,2 \times W1$$

$$\text{LK 31} \quad EG + SA + 0,2 \times W2$$

$$\text{LK 32} \quad EG + SA + 0,2 \times W3$$

#### **Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit**

##### **Charakteristische Kombinationen**

$$E_{d,char} = G + Q_1 + \Psi_0 \times Q_2$$

$$\text{LK 12} \quad EG$$

$$\text{LK 13} \quad EG + S$$

$$\text{LK 14} \quad EG + S + 0,6 \times W1$$

$$\text{LK 15} \quad EG + S + 0,6 \times W2$$

$$\text{LK 16} \quad EG + S + 0,6 \times W3$$

$$\text{LK 17} \quad EG + W1$$

$$\text{LK 18} \quad EG + W2$$

$$\text{LK 19} \quad EG + W3$$

$$\text{LK 20} \quad EG + W1 + 0,5 \times S$$

$$\text{LK 21} \quad EG + W2 + 0,5 \times S$$

$$\text{LK 22} \quad EG + W3 + 0,5 \times S$$

$$\text{LK 34} \quad EG + NL$$

##### **Häufige Kombinationen**

$$E_{d,frequ} = G + \Psi_1 \times Q_1 + \Psi_2 \times Q_2$$

$$\text{LK 23} \quad EG$$

$$\text{LK 24} \quad EG + 0,2 \times S$$

$$\text{LK 25} \quad EG + 0,2 \times W1$$

$$\text{LK 26} \quad EG + 0,2 \times W2$$

$$\text{LK 27} \quad EG + 0,2 \times W3$$

#### **Quasi-Ständige Kombinationen**

$$E_{d,perm} = G + \Psi_2 \times Q$$

$$\text{LK 28} \quad EG$$

## 2. Tragwerksentwurf

Da die einwirkenden äußeren Belastungen auf die zu konstruierende Flugzeughalle im vorangegangenen Kapitel ermittelt wurden, kann nun mit der Planung des Tragwerks begonnen werden. Dieses muss dazu geeignet sein, die auf das Bauwerk einwirkenden Lasten, einschließlich seiner eigenen, unter Einhaltung der Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit weiter- und in den Baugrund abzuleiten [26]. Der Tragwerksentwurf sollte aber nicht ausschließlich nach den Regeln der Statik erfolgen, sondern auch architektonisch-ästhetische Gesichtspunkte berücksichtigen. In den meisten Industriegebieten sind schlichte Zweckhallen in Systembauweise mit mäßiger architektonischer Qualität vorherrschend, da bei den meisten Hallenbauten das eigentliche Tragwerk von außen kaum zu erkennen ist, weil es sich unter der umschließenden Gebäudehülle befindet. Der außenstehende Betrachter nimmt so meist nur Wellblech- oder Porenbetonschuppen wahr und bekommt keine Vorstellung vom Erscheinungsbild des Tragwerks. Dabei kann das Tragwerk selbst als architektonisches Gestaltungsmerkmal eingesetzt werden. Deshalb soll das Traggerüst in diesem Entwurf nicht unter der Hüllkonstruktion „versteckt“ werden, sondern sich überwiegend außerhalb dieser befinden und durch seine deutliche Sichtbarkeit das Entstehen eines „neutralen Behälters“ verhindern [23]. Dadurch resultiert jedoch ein erhöhter Aufwand für die Ausbildung der Durchdringungen von Hülle und Tragwerk, um Undichtigkeiten zu vermeiden und Wärmebrücken zu minimieren [12].

Wenn den Empfehlungen von Rybicki Folge geleistet werden soll, so bieten sich mehrere Systeme für die Konstruktion von Großhallen an [23]. Architektonisch wertvolle Ausführungsvarianten wie Konoide, Schalen- oder Faltwerke sind für die vorgesehene Nutzung allerdings ungeeignet, aufgrund der großen Dachflächen unwirtschaftlich und zudem nur schwer als Gründach herstellbar. Bogenförmige Hallen werden bei großen Spannweiten oft ausgeführt, die Aufgabenstellung schreibt jedoch ein Flachdach vor. Weitere nutzungsbedingte Vorgaben entstehen dadurch, dass die Giebelseite den Einbau von



großen Toröffnungen ermöglichen muss, damit die Flugzeuge in die Wartungshalle hineinfahren können. Die Giebelseite sowie der Innenraum der Halle müssen damit stützenfrei bleiben und die Dachkonstruktion die vorgeschriebene Neigung von 5° sowie die lichte Höhe von 12m aufweisen.

## 2.1 Tragsystem

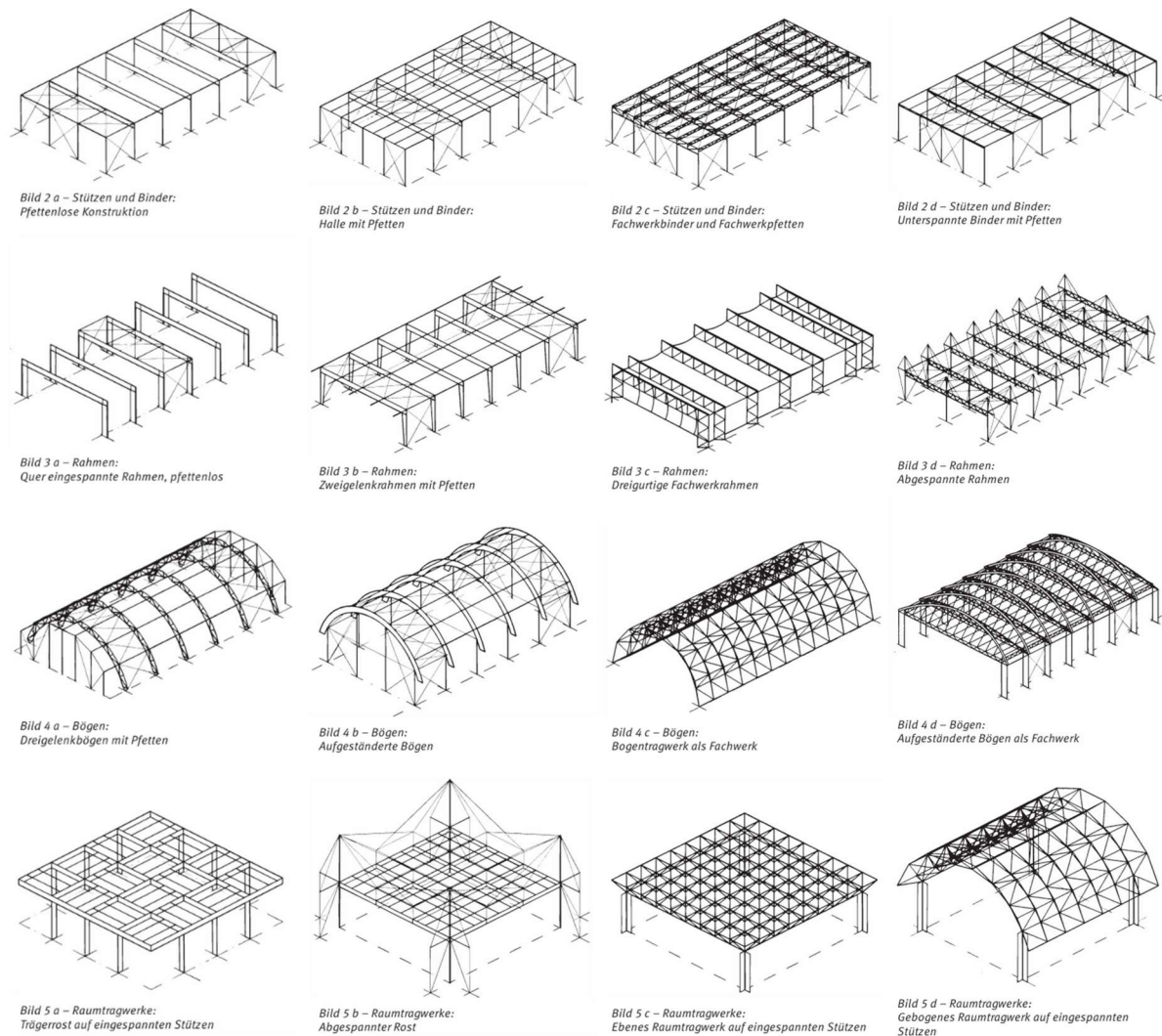


Abbildung 14: Übersicht über mögliche Tragwerksvarianten (aus [12])

Eine gute Übersicht über verschiedene zur Auswahl stehende Tragwerksvarianten gibt die obige Abbildung 14. Das System in Bild 3d benötigt Innenstützen für die Abspannungen, weshalb es ausgeschlossen werden kann. Die Systeme 4a-4c und 5d sind ebenfalls nicht möglich, da die Vorgabe zur Ausführung eines Flachdaches besteht. Damit bleiben Varianten als Rahmen oder Stützen-Binder-Konstruktion (2a-2d) übrig, entweder als Fachwerk oder mit Vollwandprofilen (3a-3c), aufgeständerte Bogenkonstruktionen (4d), abgespannte Trägerroste (5b) sowie Raumfachwerke (5c).

Grundsätzlich können Tragwerke nach ihrer Tragrichtung in zentrische, gerichtete und ungerichtete Tragwerke unterschieden werden [12]. Zentrische Tragwerke, die ihre Lasten über Speichen von Innen

nach Außen abtragen, können aufgrund der rechteckigen Form des Gebäudes mit starken Längenunterschieden ausgeschlossen werden. Sie bieten sich vor allem für runde oder elliptische Bauwerke an. Ein ungerichtetes Tragwerk, also ein Tragwerk, in dem der Lastabtrag in mindestens zwei Richtungen erfolgt, beispielsweise Trägerroste oder Raumfachwerke, ergibt aufgrund der sehr unterschiedlichen Abmessungen von Spannweite und Breite ebenfalls wenig Sinn. Ein räumliches Fachwerk hätte zudem einen hohen Konstruktionsaufwand aufgrund der komplizierten Anschlusssituationen bedeutet und einen umfassenden Korrosionsschutz erfordert, da ein aus vielen kleineren Bauteilen bestehendes Stahlsystem der Außenluft ausgesetzt gewesen wäre. Folglich fällt die Wahl auf eine gerichtete Tragstruktur, also eine Konstruktion, die eine eindeutige Hauptbelastungsrichtung aufweist. In diesem Fall ist die Spannweite von 75m die Haupttragrichtung, in Richtung der 25m langen Gebäudebreite findet kein nennenswerter Lastabtrag statt. Als Tragwerksvarianten stehen nun nur noch ein Stützen-Binder-System, Rahmentragwerke oder aufgeständerte Bögen zur Auswahl, jeweils in Kombination mit Abspannungen.

## 2.2 Baustatisches System

Die wesentlichen Unterschiede der ausgewählten Tragwerksvarianten bestehen dabei in der Art der Lagerung der Stützenfüße (gelenkig oder eingespannt) und der Verbindung zwischen Stütze und überspannendem Bauteil, die entweder biegesteif oder gelenkig ausgeprägt sein kann. Um das Tragverhalten der zur Auswahl stehenden Systemvarianten besser verstehen zu können, wurden Beispielsysteme in RSTAB modelliert. Dabei wurden Stabwerke mit originalgetreuen Abmessungen mit Einheitslasten als Druck auf einer Stützenseite und auf dem Dach belastet. Die Ergebnisse für die globalen Verformungen und Momentenverläufe sind im Anhang zu finden.

Bei einer Konstruktion mit einem Binder auf eingespannten Stützen ergibt sich das größte Biegemoment und die größte Verformung in Feldmitte des Binders, da kein Lastabtrag über ein Stützmoment erfolgen kann, weil die Verbindung von Stützen und Binder gelenkig ausgeführt wird. Dafür sind die Belastung und Verformung der Stützen mit Abstand am geringsten. Aufgrund der hohen Dachlast aus dem Gründach ist jedoch eine sehr starke Durchbiegung des Binders zu befürchten. Die zu erwartenden Schnittgrößen würden einen sehr hohen Materialeinsatz am Binder erfordern, der sowohl unwirtschaftlich als auch unästhetisch wäre. Darüber hinaus ist bei Stützen-Binder-Konstruktionen zusätzlich eine Aussteifung in Querrichtung erforderlich, während Rahmen und Bögen in Querrichtung stabil sind und nur Längsverbände benötigen [12]. Zudem wären große und teure Fundamente für die Einspannung der Stützen erforderlich [23]. Diese Nachteile rechtfertigen einen Ausschluss der Durchführung als Stützen-Binder-Konstruktion.

Bogentragwerke sind ein bei Großhallen häufig ausgeführtes Tragsystem, da bogenförmige Träger symmetrische Vertikallasten ausschließlich über Druck und somit momentenfrei abtragen, wenn die

Bogenkonstruktion in der Stützlinie des einwirkenden Lastfalls liegt [26]. Dadurch handelt es sich um ein besonders leistungsfähiges System, das auch bei großen Spannweiten noch wirtschaftlich ist, da es im Unterschied zu anderen Tragwerksformen nicht massenaktiv, sondern formaktiv wirkt [12], [26]. Für einen ausschließlich durch Vertikallasten beanspruchten Bogen hat die Stützlinie die Form einer Normalparabel [13]. Eine Abweichung von der Stützlinie erzeugt Querkkräfte und Biegemomente im Bogen, weshalb bei wechselnden Lastkombinationen eine gewisse Biegesteifigkeit des Bogens Voraussetzung ist [26]. Dabei gilt je flacher der Bogen, desto größer die Horizontalkraft am Auflager [23]. Bei relativ flachen Bögen werden also Zugbänder und große Fundamente benötigt, um die entstehenden Horizontalkräfte aufzunehmen [12]. Die zu konstruierende Flugzeughalle ist ein im Verhältnis zur Spannweite flaches Bauwerk. Das bedeutet, dass ein Bogentragwerk normalerweise relativ flach konstruiert werden müsste und somit weit entfernt von der Idealform der Normalparabel läge [13]. Dies würde aufgrund der hohen angehängten Vertikallasten zu sehr großen Horizontalkräften führen. Eine höhere Bogenform, die sich der Normalparabel annähert, würde zwar den Horizontalschub verkleinern, jedoch aufgrund der großen Scheitelhöhe auch einen erhöhten Materialverbrauch und eine optische Unproportioniertheit zur Folge haben sowie in der Einflugschneise eines Flughafens eventuell auch ein Gefahrenpotential darstellen [23], [13]. Aus diesen Gründen wird ein Bogentragwerk nicht in Erwägung gezogen. Eine aufgeständerte Bogenkonstruktion wäre ebenfalls problematisch, da die Stützen dann nicht nur die großen Vertikal- sondern zusätzlich auch noch große Horizontalkräfte aus den Bögen abtragen müssten. Zudem wäre der Einbau eines Zugbandes erforderlich, dass eventuell die Einfahrtshöhe verringern oder zu Ausführungsproblemen durch die Lage in einer Ebene mit dem Dachaufbau führen könnte [13].

Bei einem Rahmentragwerk wird die Biegebeanspruchung auf Stiele und Riegel verteilt. Dadurch, dass in der biegesteifen Rahmenecke ein Stützmoment aufgebaut wird, verringert sich das Feldmoment und damit die Durchbiegung erheblich (siehe Anhang). Dies ermöglicht deutlich kleinere Querschnitte im Riegel als bspw. in einer Binderkonstruktion. Allerdings erfordert dafür die Ausbildung der Rahmenecken und Stützen erhöhte Aufmerksamkeit. In den Stützen sind größere Schnittgrößen und Verformungen zu erwarten. Da aber kein Kranbetrieb angedacht ist, stellt dies nicht grundsätzlich ein Problem dar. Zudem ist bei ausreichender Steifigkeit der gewählten Profile keine Stabilisierung in der Rahmenebene nötig, weshalb der Einbau großer Toröffnungen in die Giebelwände deutlich vereinfacht wird [12]. Aus diesen Gründen wird eine Rahmenkonstruktion als baustatisches Grundsystem gewählt.

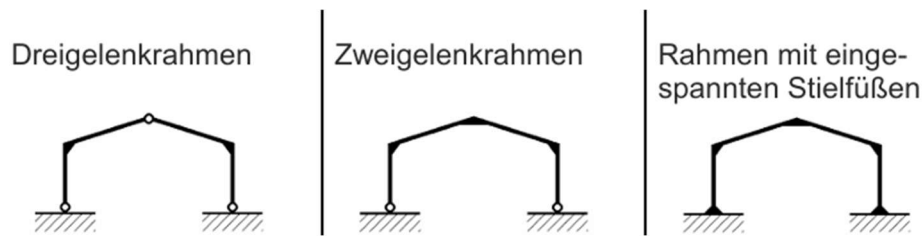


Abbildung 15: Mögliche Varianten einer Rahmenkonstruktion (aus [15])

Dabei sind unterschiedlich Konstruktionsvarianten als Drei-, Zweigelenk- und eingespannter Rahmen möglich. Alle drei Varianten wurden in RSTAB mit Einheitslasten belastet, um die Schnittgrößen und Verformungen zu untersuchen (siehe Anhang). Es lässt sich beobachten, dass die Eckmomente im Dreigelenkrahmen mit Abstand am größten sind. Dafür wird dort das Feldmoment am Riegelgelenk gleich null. Die Momentenverläufe von Zweigelenk- und eingespanntem Rahmen unterscheiden sich nur geringfügig, außer dass beim eingespannten Rahmen ein Stützmoment in den Baugrund eingeleitet werden muss. Der Dreigelenkrahmen weist teils erhebliche Verformungen, insbesondere in Feldmitte auf. Die Verformungen des eingespannten Rahmens sind in der Feldmitte nur geringfügig geringer als die des Zweigelenkrahmens, die Verformungen an den Stielen sind jedoch deutlich kleiner. Der Dreigelenkrahmen ist also die Variante mit der geringsten Steifigkeit, während diese beim eingespannten Rahmen am höchsten ist. Der größte Vorteil des Dreigelenkrahmens besteht darin, dass es sich um ein statisch bestimmtes System handelt und er dadurch leichter montierbar und unempfindlich gegenüber Stützensenkungen ist [15]. Nachteilig wirken sich allerdings die geringe Seitensteifigkeit, die schwierige Anschlusssituation am Firstgelenk sowie der hohe Stahlverbrauch durch die ungleiche Biegemomentenverteilung aus [15]. Deshalb wird der Dreigelenkrahmen aufgrund seiner Unwirtschaftlichkeit bei großen Spannweiten und seiner zu geringen Steifigkeit ausgeschlossen. Der Zweigelenkrahmen dagegen hat aufgrund der Biegemomentenverteilung einen deutlich geringeren Stahlverbrauch und benötigt nur kleine Fundamente, da keine Einspannung am Stützenfuß vorliegt. Zudem ist die Aussteifung gegen vertikale Lasten erheblich besser als beim Dreigelenkrahmen. Im Vergleich zum eingespannten Rahmen bestehen aber Nachteile in der Aussteifung gegen horizontale Lasten und in der relativ geringen Seitensteifigkeit [15]. Die Horizontallasten sind bei diesem Beispiel aber gering im Vergleich zu den Vertikalen und eine geringe Seitensteifigkeit ist nicht in besonderer Weise problematisch, da kein Kranbetrieb vorgesehen ist. Der eingespannte Rahmen ist die verformungsärmste Variante, mit dem geringsten Stahlverbrauch. Zudem sind keine Verbände in Längsrichtung erforderlich [23]. Diese wirtschaftlichen Vorteile müssen aber mit den hohen Kosten für die Einspannung der Stiele durch Köcherfundamente aufgewogen werden [15]. Hallen mit eingespannten Rahmen werden vor allem für Hallen mit großen horizontalen Lasten z.B. aus Kranbetrieb hergestellt [15]. Es wird daher ein Zweigelenkrahmen als Kompromisslösung zwischen hoher Steifigkeit und Wirtschaftlichkeit gewählt.

Bei Zweigelenkrahmen sind bei der vorliegenden Kombination aus großer Spannweite und hoher vertikaler Belastung große Biegemomente im Rahmenriegel zu erwarten. Eine Möglichkeit diese zu vermindern, stellen den Rahmen unterstützende Hängekonstruktionen dar. Die Vertikallasten können dann überwiegend über Zugbeanspruchung der Seile abgeleitet und die Rahmenmomente reduziert werden [26]. Da die Seilkraft immer tangential zur Seillinie wirkt, gilt, dass je kleiner der Tangentenneigungswinkel des Seils ist, desto größer ist die Seilkraft [26]. Das bedeutet, dass sich mit steigender Höhe der Masten, an denen die Seile aufgehängt werden, die Seilkraft verringert. Die tangentielle Kraftrichtung der Seilkraft bewirkt allerdings auch eine nicht unerhebliche horizontale Kraftkomponente der Auflagerreaktion des Seils im Mastenkopf [26]. Damit die Masten nicht zu sehr auf Biegung beansprucht werden, kann eine Abspannung zur Aufnahme der Seil-Horizontalkräfte gespannt werden [26]. Je größer dabei der Abspannwinkel, desto kleiner wird die Abspannkraft und die Druckkraft in der Stütze, allerdings steigt auch der Flächenverbrauch der Konstruktion [26]. Geneigte Masten können für eine weitere Reduzierung der Kräfte sorgen, benötigen allerdings auch exzentrische Auflager (siehe Abbildung 16) [26].

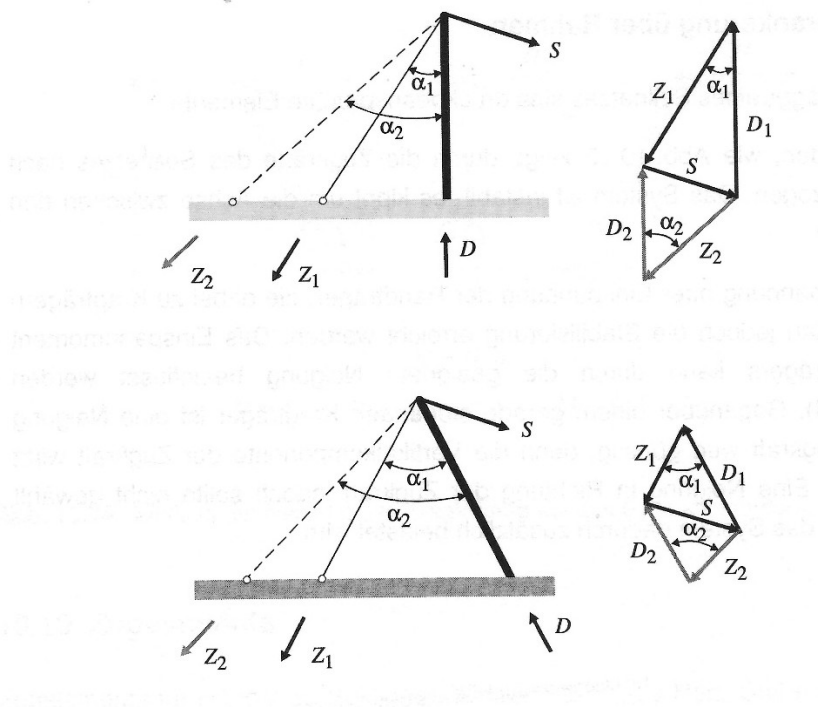


Abbildung 16: Einfluss von Abspannwinkel und Mastneigung auf die Auflagerkräfte (aus [26])

Eine Verankerung der Abspannungen erfolgt in der Regel über das Gewicht der Fundamente [26]. Die Vorteile einer Hängekonstruktion liegen also in der geringen Eigenlast, der Möglichkeit der kleineren Dimensionierung der anderen Tragwerkselemente sowie der Umwandlung der Biege- in Zugbeanspruchung, die eine deutlich bessere Ausnutzung des Werkstoffs Stahl ermöglicht [26]. Nachteilig wirken sich vor allem mögliche Abspannungen aus, da sie viel Platz beanspruchen und bei

benachbarter Bebauung somit nicht ausführbar sind und zudem schwierige Verankerungspunkte erzeugen, da die Fundamente der Abspannungen auf Zug belastet werden [26]. Des Weiteren steigt der Fertigungsaufwand durch weitere Bauteile und die Bauwerkshöhe nimmt zu. Dennoch könnte ein Hängetragwerk für die vorliegende Halle vorteilhaft sein, weshalb einige bereits umgesetzte und von Grimm beschriebene Varianten in einem dieser Arbeit digital angehängten Stabwerksmodell untersucht wurden [13]. Modelliert wurde immer der gleiche Zweigelenkrahmen unter der vertikalen Belastung einer Einheits-Streckenlast auf den Rahmenriegel. Um die Ergebnisse vergleichen zu können wurde als Variante a) ein Zweigelenkrahmen ohne Hängenelemente erstellt. Um zu untersuchen, ob auf die kosten- und platzintensiven Abspannungen verzichtet werden kann, wurden unter b) und c) zwei Varianten mit Hängekonstruktionen ohne Abspannungen untersucht. Dabei wurden keine externen Masten eingesetzt, sondern die Rahmenstiele zu Masten verlängert. Tragwerk b) weist einen Aufhängungspunkt des Riegels auf, Variante c) zwei. In d) und e) wurden Abspannungen hinzugefügt und untersucht, ob externe Masten einen besonderen Vorteil gegenüber zu Masten verlängerten Stielen bieten. Variante f) zeigt eine Hängekonstruktion, bei der die Abspannung direkt an den Stielen erfolgt.

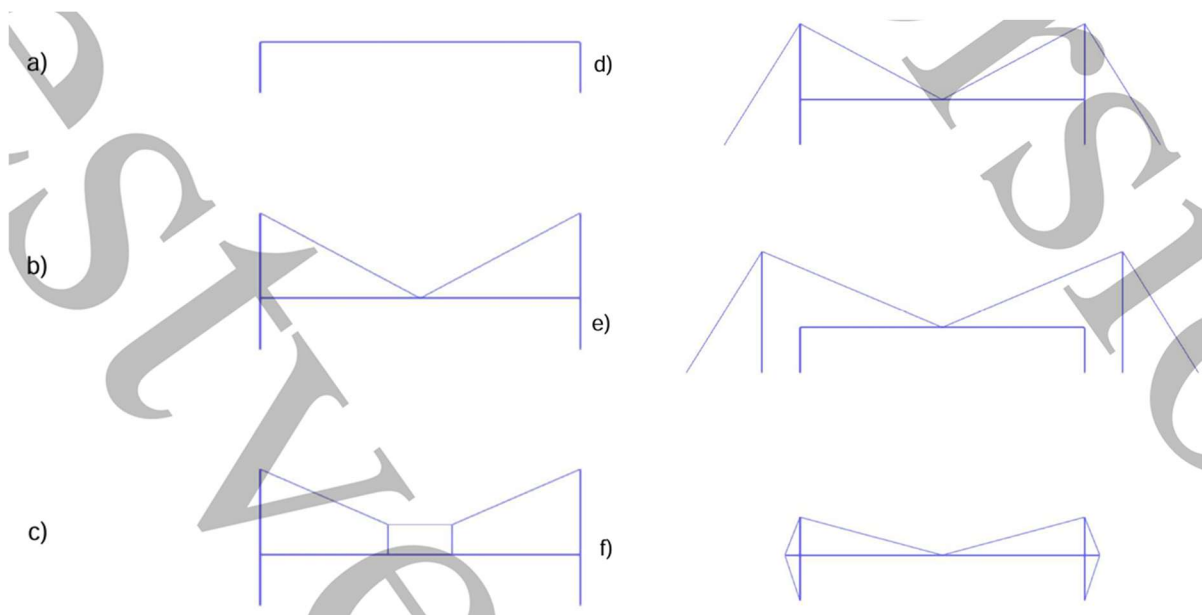


Abbildung 17: RSTAB-Modelle für Zweigelenkrahmen mit Abspannungen

Es zeigt sich, dass die Varianten b), c) und f) das Feldmoment zwar verringern können, das Stützmoment aber sogar vergrößern, weshalb diese Varianten nicht als sinnvoll erachtet werden. Bei d) und e) verringert sich der Momentenverlauf insgesamt deutlich und liegt bei beiden Varianten in einer ähnlichen Größenordnung. Es sind also Abspannungen erforderlich, um einen nennenswerten Effekt erzielen zu können. Auffällig ist, dass bei Variante e) die Druckkräfte in den Masten sogar größer sind als bei d), wodurch eine erhöhte Knickgefahr der Masten entsteht. Externe Masten bringen also auch

für den Lastabtrag keinen immensen Vorteil. Es stellt sich also heraus, dass Variante d) am vorteilhaftesten wäre. Vorerst wird allerdings versucht, die Rahmenkonstruktion ohne Hängetragwerk auszuführen, da sich so geringere Bauteilhöhen und Flächen realisieren lassen und zudem unklar ist, ob der Mehraufwand der Hängekonstruktion durch die wirtschaftlichere Rahmenkonstruktion kompensiert wird. Sollte es sich aber zu schwierig erweisen, die Biegemomente mit einer normalen Rahmenkonstruktion abzutragen, so stellt die Variante d) mit Abspannungen eine geeignete Möglichkeit dar, die Tragfähigkeit der Halle sicherzustellen.

Schlussendlich stellt sich noch die Frage, ob an den Giebelseiten Endrahmen benötigt werden und wie die horizontalen Windlasten auf die Giebelwände abgetragen werden können. Eine kostengünstigere Lösung wäre auf Endrahmen zu verzichten und stattdessen schmalere Randträger einzubauen [12]. Dies ist dadurch möglich, dass die Giebelwandscheiben im Vergleich zu den Rahmen der übrigen Querachsen nur die halbe Lasteinzugsfläche für Vertikallasten aufweisen. Eine Anordnung von Endrahmen stellt also eine Überbemessung dar und ist nur vorteilhaft, wenn die Halle einfach um die Längsachse erweiterbar sein soll, bspw. wenn auch größere Flugzeugtypen in der Halle gewartet werden sollen [12], [15]. Deshalb wird eine Variante mit Endrahmen bevorzugt. Um die horizontal einwirkenden Windlasten auf die Giebelwände abtragen zu können, sind Giebelwandstützen notwendig, andernfalls müsste die Wandkonstruktion die gesamten 75m Spannweite überbrücken können. Die Torseite wird dabei keiner genaueren Betrachtung unterzogen. Es wird eine Torkonstruktion angenommen, die an ihrer Ober- und Unterseite durch Schienen gehalten wird und so die auf sie einwirkenden Windlasten als Zweifeldträger an ihre Auflager am Endrahmen sowie im Boden weiterleitet. Es müsste also eine Torkonstruktion gewählt werden, die die nötige Steifigkeit aufweist, um eine Scheibenwirkung über die gesamte Fläche der Giebelwand herzustellen. Des Weiteren wird angenommen, dass das Eigengewicht des Tores in das Lager am Fußpunkt eingeleitet wird, folglich aus der Torkonstruktion keine vertikalen Lasten auf den Endrahmen entstehen. Die Giebelwand mit der niedrigen Traufe wird mit Giebelwandstützen und dem gleichen Wandaufbau wie an den Querwänden versehen. Bei den Giebelwandstützen handelt es sich um überwiegend auf Biegung beanspruchte Einfeldträger, die am unteren Ende ein Festlager in Form eines Fundamentes erhalten [15]. Zusätzlich zu den über Biegung auf die beiden Auflager abgetragenen Windlasten müssen die Giebelwandstützen noch das vertikal einwirkende Eigengewicht des Wandaufbaus in die Fundamente ableiten [15]. Durch die überwiegende Biegebeanspruchung empfehlen sich IPE-Profile für die Ausführung [15]. In diesem Fall wird ein IPE 300 gewählt.

### 2.3 Abtragung der Vertikallasten

Nachdem das grundlegende Tragsystem festgelegt ist, soll es im Folgenden darum gehen, welche zusätzlichen Bauwerkselemente benötigt werden und auf welchem Wege die einwirkenden Lasten am



besten in den Baugrund eingeleitet werden können. Zudem müssen Abstände und Abmessungen der einzelnen Bauteile definiert werden. Zunächst sollen dabei die Vertikallasten aus dem Dach und dem Eigengewicht des Wandaufbaus betrachtet werden. Diese müssen aus dem Dachaufbau evtl. über Pfetten in die Rahmenriegel eingeleitet werden. Von dort gelangen die Lasten über die Stützen und Fundamente in den Baugrund. Der tragende Teil des Dachaufbaus soll aus Stahltrapezblechen aufgebaut werden, eine genauere Erläuterung erfolgt im späteren Kapitel zur Hüllkonstruktion. Diese werden entweder direkt zwischen den Riegeln gespannt oder die Spannweite wird durch den Einbau von Pfetten verringert. Um eine Aussage darüber treffen zu können, ob der Einbau von Pfetten zum Abtrag der Vertikallasten erforderlich ist, muss also zuerst der Stützen- und damit der Rahmenabstand festgelegt werden. Nach Rybicki sind Stützenabstände zwischen 5 und 7,5m optimal [23]. Mit drei Feldern, also vier Stützen, bestünde ein Abstand von 8,33m zwischen den Stützen. Bei vier Feldern wären es 6,25m und bei fünf Feldern 5m. Deshalb wird ein Stützenabstand von 6,25m gewählt. Diese Spannweite muss durch den Dachaufbau überbrückt werden können, wenn auf den Einbau von Pfetten verzichtet werden soll. Beim Einbau von Pfetten verringert sich die Tragweite des Dachaufbaus entsprechend zum Pfettenabstand, der in der Regel zwischen 1,5 bis 4m beträgt, und die Tragrichtung ändert sich von quer zu längs (siehe Abbildung 18) [15]. Die Pfetten spannen dann von Rahmen zu Rahmen. Ohne Pfetten sind laut Kindmann Spannweiten von 5-7m möglich und es entstehen wirtschaftliche Vorteile durch die geringere Anzahl an Bauteilen und Anschlüssen [15]. Zur Abtragung der Vertikallasten wären Pfetten also entbehrlich.

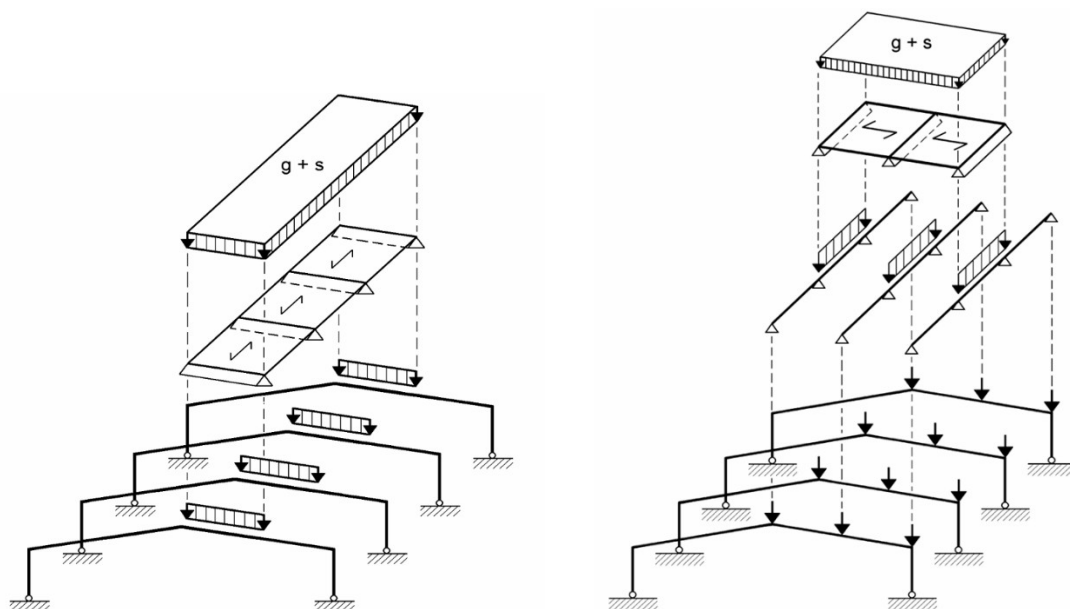


Abbildung 18: Abtragung der Vertikallasten bei Hallen ohne und mit Pfetten (aus [15])



## 2.4 Abtragung der Horizontallasten senkrecht zur Rahmenebene

Neben der Abtragung der vertikalen Lasten muss das Tragwerk auch eine ausreichende Steifigkeit gegen horizontale Einwirkungen aus Wind besitzen. Dabei wird die Aussteifung in Hallenquerrichtung, also senkrecht zur Rahmenebene und Hallenlängsrichtung, sprich in Rahmenebene, unterschieden. Als erstes soll die Aussteifung in Hallenquerrichtung betrachtet werden, da diese weitaus schwieriger ist und auch die größeren Lasten aufnehmen muss. Dies ergibt sich aus dem Umstand, dass die Giebelseite mit 75m wesentlich länger ist als die Breite mit 25m. Eine gängige Lösung stellt der Einbau von aussteifenden Dach- und Wandverbänden dar, der eine materialsparende Scheibenwirkung in Hallenquerrichtung erzeugt [15]. Dabei handelt es sich meist um druckweiche, gekreuzte Verbandsdiagonalen, die bei Windbelastung aus der jeweiligen Richtung auf Zug beansprucht werden und diesen in die Fundamente ableiten. Eine Ausführung als druckweiche Diagonalen reduziert den Stahlverbrauch deutlich gegenüber drucksteifen Lösungen, da keine Rücksicht auf mögliches Knicken genommen werden muss [15]. Zunächst muss jedoch über die Anzahl und Anordnung der Verbandsfelder entschieden werden. Windverbände werden in der Regel in jedem fünften Feld angeordnet [15]. Die vorliegende Halle besitzt jedoch nur vier Felder besitzt, folglich reicht ein Verbandsfeld aus. Bei einer Ausführung mit zwei Verbandsfeldern werden diese in der Regel an den Hallenenden angeordnet, um die Windlasten auf dem kürzesten Weg aus den Giebelwänden abzuleiten [15]. Bei Temperaturbelastungen wird eine Ausdehnung des Hallenbauwerks behindert und führt folglich zu Zwangsbeanspruchungen [15]. Ein solche Problematik ist zwar nicht zu befürchten, aufgrund nur eines vorliegenden Verbandsfeldes, doch auch hier ist eine Anordnung an einem der beiden äußeren Felder nicht die optimale Lösung, denn die Endstützen haben eine deutlich geringere Druckauflast als die Zwischenstützen. Es besteht dadurch die Gefahr, dass es bei sehr hohen Windlasten zu Zugbelastung in der auf Druck ausgelegten Stütze durch die Verbandswirkung der Wandverbände kommen kann [15]. Deshalb können die Windlasten nicht auf dem kürzesten Weg durch Verbände im Endfeld abgetragen werden. Die Verbände werden stattdessen in einem der beiden mittleren Felder angeordnet, was jedoch die Durchleitung der Kräfte von den Giebelwänden zu den Verbänden erforderlich macht. Dies kann beispielsweise durch den Einbau von drucksteifen Pfetten oder Druckrohren erreicht werden [15]. Hier wird sich für den Einbau von Pfetten entschieden, auch wenn diese wie bereits erwähnt für die Abtragung der Vertikallasten nicht zwingend erforderlich wären. Sie bieten aber gegenüber der Ausführung mit Druckrohren den Vorteil, dass die Spannweite des Dachaufbaus verringert wird und dadurch ein leichter Dachaufbau mit geringerer Biegesteifigkeit möglich ist. Der Weg der Lastabtragung der Konstruktion wird in Abbildung 19 gezeigt.

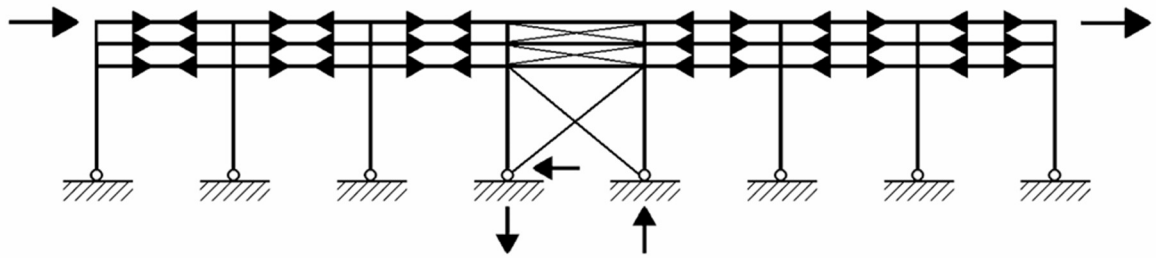


Abbildung 19: Lastabtragung in Hallenquerrichtung über Pfetten und Verbände (aus [22])

Als Letztes müssen die Abstände und damit die Anzahl der Pfetten festgelegt werden. Dabei spielen die Diagonalen des Dachverbandes, bzw. ihre Neigung eine wesentliche Rolle. Diagonale Bauteile sollten im besten Fall einen Neigungswinkel von ungefähr  $45^\circ$  aufweisen, weil sich dann die Kraft an den Knoten zu gleichen Teilen auf die anschließenden Stäbe aufteilt [26]. Je größer der Neigungswinkel zwischen zwei Stäben eines Knotens, desto größer werden auch die Kraftkomponenten in den Stäben (siehe Abbildung 20) [26].

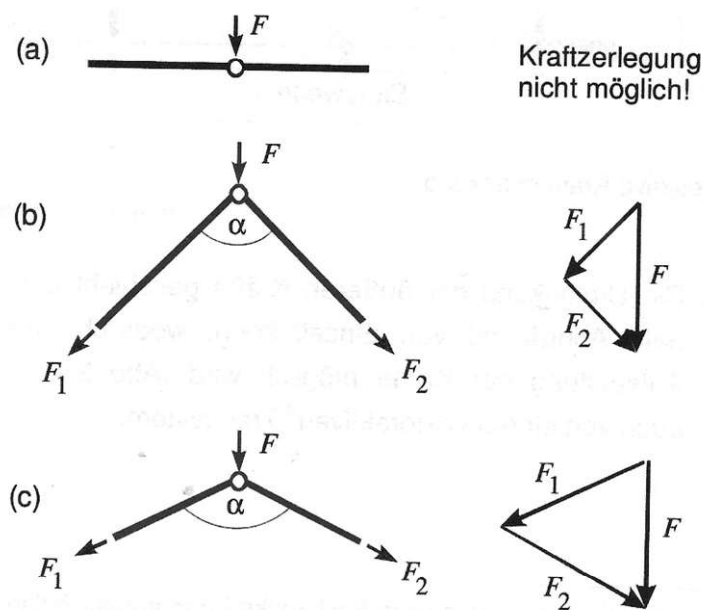


Abbildung 20: Zerlegung einer Kraft in Komponenten (aus [26])

Der betragsmäßig geringste Unterschied in der Kraftverteilung lässt sich also erzielen, wenn man die Neigungswinkel von Diagonalen möglichst nah an  $45^\circ$  wählt [26]. Um einen wirtschaftlichen Dachaufbau zu ermöglichen, dürfen die Pfetten jedoch maximal einen Abstand von 4m aufweisen [15]. Bei einer Feldlänge von 6,25m ist es deshalb nicht möglich einen  $45^\circ$ -Winkel auszubilden, ohne den zulässigen Abstand der Pfetten zu überschreiten. Um trotzdem möglichst nahe an der optimale Diagonalenwinkelgröße zu bleiben, wird ein Abstand gesucht, der knapp unterhalb von 4m liegt. Der größte Wert, der bei einem Abstand von unter vier Meter erreicht werden kann, sind 3,75m Pfettenabstand bei einer Anzahl von 21 Pfetten, weshalb diese Variante gewählt wird. Bei

Pfettenspannweiten von über 6m empfiehlt sich die Ausführung als Durchlaufpfetten, was allerdings zur Folge hat, dass die Pfetten nicht in einer Ebene mit den Rahmenriegeln ausgeführt werden können [23]. Dafür wird eine Momentenumlagerung des Stützmomentes bei einer Ausführung als Durchlaufpfetten möglich und es können kleinere Querschnitte sowie Spannweiten bis zu 8m gewählt werden [23]. Deshalb wird sich für eine Konstruktion mit Durchlaufpfetten von 12,5m Länge entschieden. Die Pfettenstöße können biegesteif mit geschraubten Flachstahllaschen ausgeführt werden [15]. Pfetten werden oft auch mit Kaltprofilquerschnitten (Z- oder C-Profile) ausgeführt, dies ist allerdings nur bei leichten Dächern ratsam [23]. Bei vorliegender einachsiger Biegebeanspruchung empfiehlt sich ein biegeoptimiertes IPE-Profil. Für große Druckkräfte, z.B. aus der Dachverbandswirkung, können auch HEA-Profile sinnvoll sein [15]. Für den ersten Tragwerksentwurf soll vorerst überprüft werden, ob eine Ausführung mit IPE-Profilen ausreichend ist. Details der Konstruktion, einschließlich der Anschlüsse sind Abbildung 21 zu entnehmen.

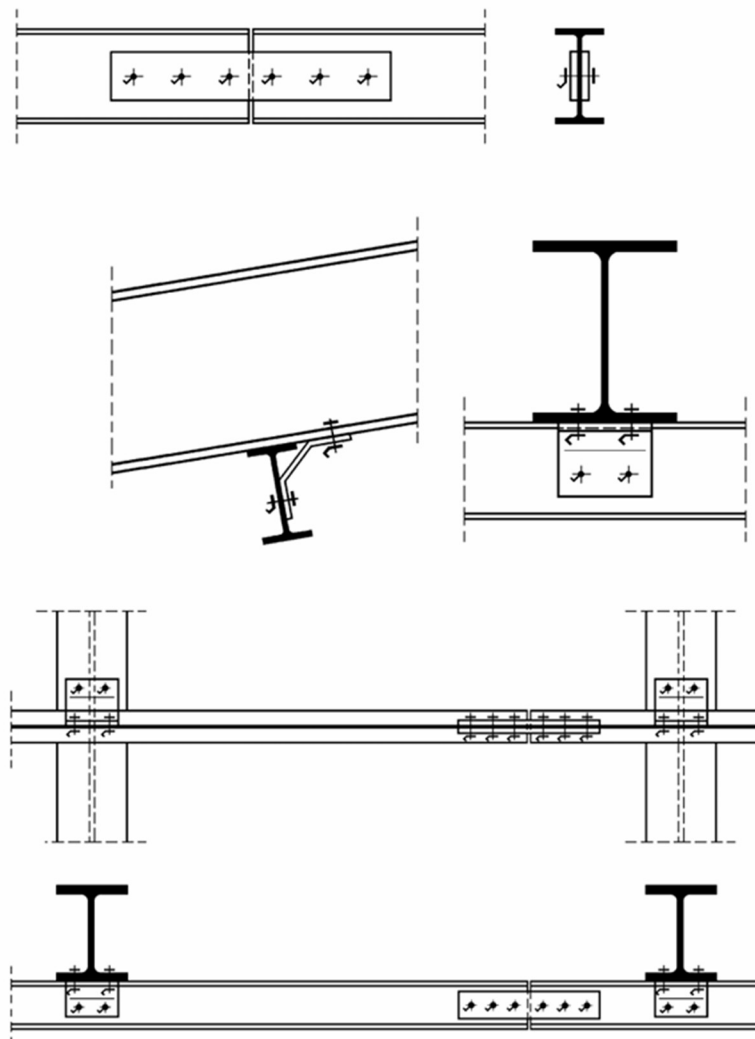


Abbildung 21: IPE-Pfetten als Durchlaufträger (aus [15])

Die Schneider Bautabellen empfehlen für IPE-Pfetten die Wahl einer Querschnittshöhe von circa  $h = \frac{l}{33} = \frac{6,25}{33} = 0,189m$  [25]. Um auf der sicheren Seite zu liegen, wird ein IPE 200 als Pfettenquerschnitt gewählt.

Die druckweichen Diagonalen der Dachverbände werden mit Winkelprofilen ausgeführt. Üblich sind oft auch Rundstahlquerschnitte, die aber aufgrund der fehlenden Biegesteifigkeit unter Eigengewicht stark durchhängen [15]. Die gewählten Winkelprofile können mit dem Rahmenriegel verschraubt werden, um Zwangsbeanspruchungen z.B. aus Temperaturbelastung, durch Verbindungsmittelschlupf abzubauen [15]. Dabei wird die eine Diagonale des Verbandsfeldes oben am Knotenblech angeordnet und die andere unten, so können die beiden Diagonalen in der Feldmitte problemlos aneinander vorbeigeführt werden [15]. Des Weiteren sollten die beiden Diagonalen am Kreuzungspunkt miteinander verschraubt werden, um unangenehme Geräuscentwicklung bei wechselnder Windeinwirkung zu vermeiden [15]. Beispielausführungen sind in der Abbildung 22 zu sehen.

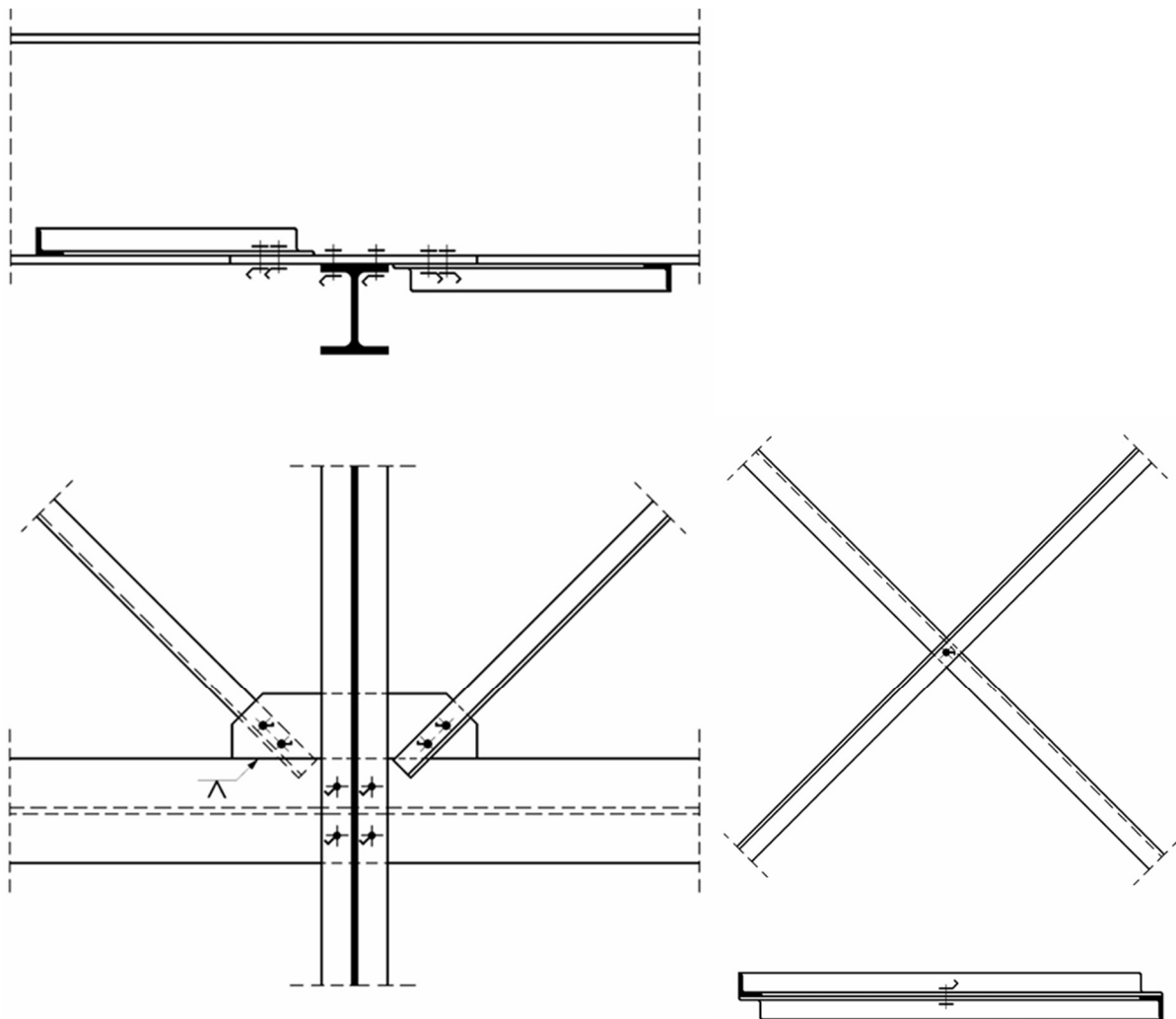


Abbildung 22: Anschluss und Kreuzungspunkt der Dachverbände (aus [15])

Für die Dachverbände wird ein gleichschenkliges Winkelprofil mit einer Schenkellänge von 90mm und einer Dicke von 8mm gewählt.

Die Wandverbände hingegen können mit Rundstahldiagonalen als Verbandskreuz ausgebildet werden. Diese werden auf der Innenseite des Wandaufbaus angebracht. Der Anschluss erfolgt über geschlitzte Flachstahllaschen, die an den Rundstahl angeschweißt und mit dem Stützenflansch verschraubt werden [15]. Beide Diagonalen erhalten ein Spannschloss, mit dem die Länge der Diagonalen nachjustiert werden kann, sodass das Verbandskreuz auch als Montageverband zum Ausrichten der Stützen genutzt werden kann [15]. Die Ausführung des Wandverbands ist in Abbildung 23 dargestellt. Der Neigungswinkel der Diagonalen soll ungefähr  $45^\circ$  aufweisen, darum wird sich dafür entschieden, zwei Verbandskreuze übereinander anzuordnen mit zwischengeschaltetem Druckriegel [22].

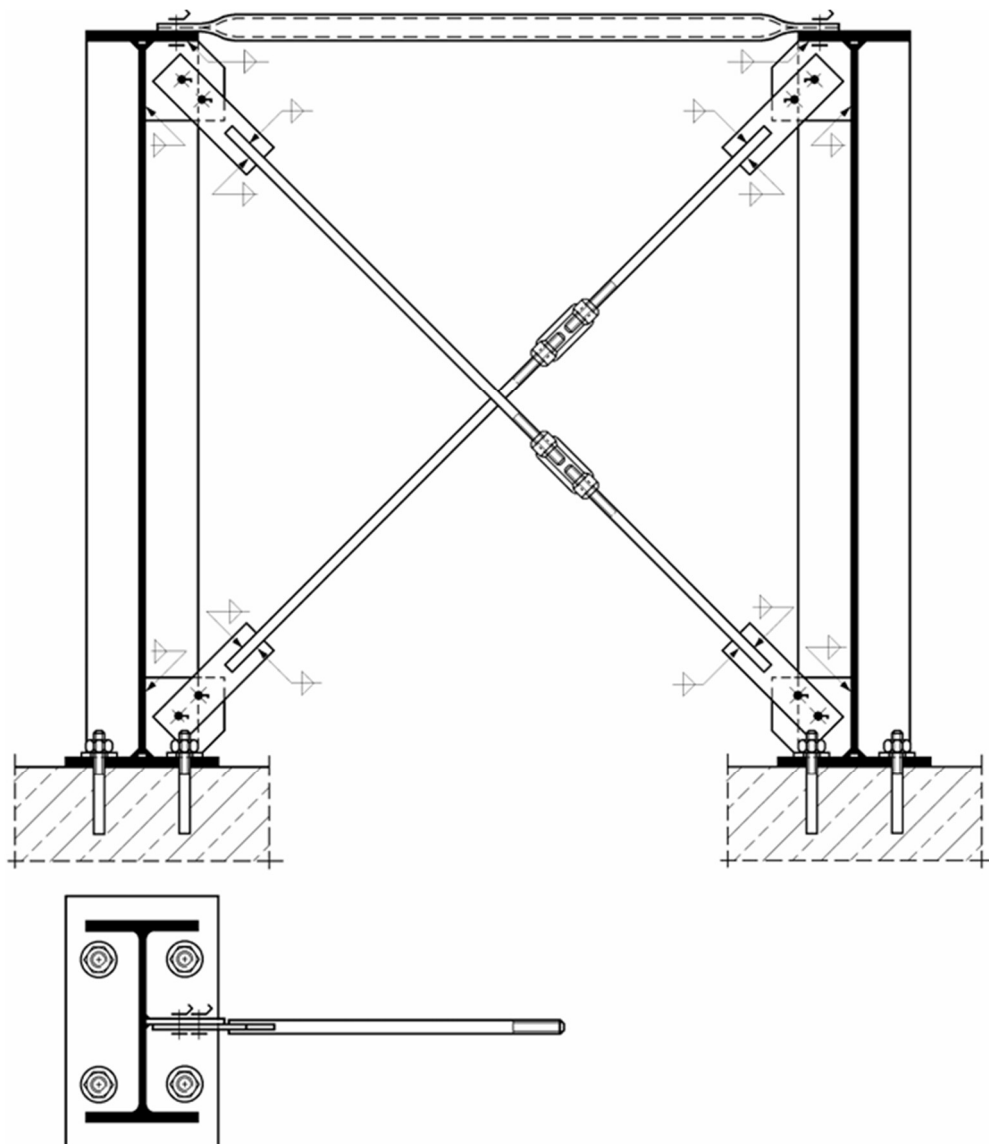


Abbildung 23: Wandverband mit Rundstahldiagonalen (aus [15])

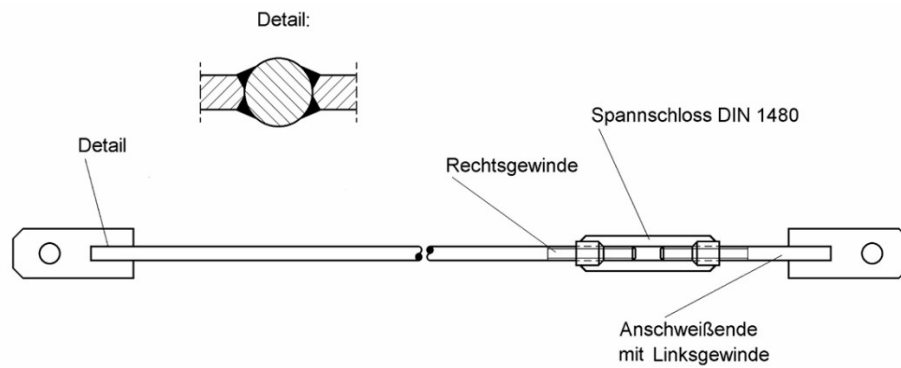


Abbildung 24: Detailzeichnung Rundstahldiagonale mit Spannschloss (aus [15])

Als Profildurchmesser für die Rundstahldiagonalen werden 15mm gewählt. Für den Druckriegel wird sich für ein quadratisches Hohlprofil mit 100mm Höhe und 8mm Wanddicke entschieden.

## 2.5 Abtragung der Horizontallasten in Rahmenebene

Als letzte auszusteifende Lastkategorie verbleiben die Horizontallasten in Rahmenebene. Hierbei handelt es sich um die Windlasten auf die kurzen Seitenwände der Halle. Die Rahmen weisen dabei eine ausreichende Steifigkeit in ihrer Ebene auf, das eigentliche Tragwerk ist damit also in Längsrichtung als ausreichend steif zu betrachten [12]. Eine Anordnung von Verbänden oder Ähnlichem ist in der Rahmenebene folglich nicht erforderlich. Es muss jedoch festgelegt werden, ob die Wandkonstruktion die Lasten allein aufnehmen kann oder Wandriegel zur Unterstützung angebracht werden sollen. Ohne Wandriegel muss die Tragschicht der Wand dazu in der Lage sein, die Windlasten durch horizontale Biegung von Stütze zu Stütze über 6,25m abzutragen (siehe Abbildung 25). Der Einbau von Wandriegeln reduziert diese Spannweite deutlich, da der Wandaufbau dann auf vertikale Biegung von Wandriegel zu Wandriegel beansprucht wird. Dadurch wird eine filigranere Wandkonstruktion möglich [15].

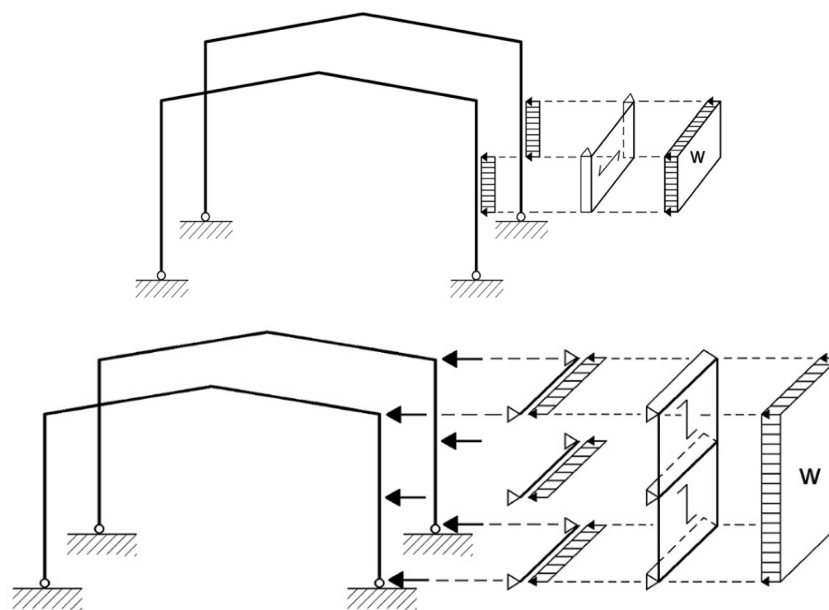


Abbildung 25: Abtragung der Horizontallasten in Rahmenebene ohne und mit Wandriegeln (aus [15])

Es wird entschieden, dass auf den Einbau von Wandriegeln verzichtet werden soll, um Material einzusparen, die Anzahl an Anschlüssen zu reduzieren und den Einbau von Wandöffnungen für Tore oder Fenster zu vereinfachen. Dies schränkt allerdings die Wahl der Art der Wandverkleidung deutlich ein. Weitere Erläuterung finden sich hierzu im Abschnitt zum Wandaufbau. Die Wandelemente werden über die Spannweite des Stützenabstands auf Biegung beansprucht und geben die Horizontallasten in Form von Gleichstreckenlasten auf die Stützen ab [22]. Nun ist eine ausreichende Steifigkeit der Halle in allen Belastungsrichtungen sichergestellt.

## 2.6 Rahmenkonstruktion

Nachdem die Art des Lastabtrags und der Aussteifung bekannt ist, soll nun die Betrachtung der haupttragenden Rahmenkonstruktion intensiviert werden. Dabei geht es vor allem um die Frage, ob der Rahmen als Vollwand- oder Fachwerkrahmen ausgeführt werden soll. Der größte Nachteil eines Fachwerkrahmens besteht darin, dass seine Konstruktionshöhe zwei- bis dreimal größer ist als die eines Vollwandrahmens [25]. Zudem ist der Vollwandrahmen deutlich simpler in der Fertigung, aufgrund der geringeren Anzahl der auszuführenden Anschlüsse [15]. Des Weiteren kann der Vollwandrahmen mit seiner klareren und kraftvolleren Optik punkten [23]. Der größte Nachteil besteht allerdings darin, dass bei Vollwandträgern unter Biegebelastung der Werkstoff nur in den Randfasern des Querschnitts voll ausgenutzt wird, während bei Stabfachwerken die volle Ausnutzung des Querschnitts nur durch Ausknicken eingeschränkt wird und daher mit einer Fachwerkkonstruktion erheblich an Material eingespart werden kann [23]. Die leichte und materialsparende Konstruktion eines Fachwerkträgers wird durch die Auflösung der Biegebeanspruchung in reine Zug- und Druckkräfte erreicht, weshalb eine Fachwerkkonstruktion ab Spannweiten von etwa 30m wirtschaftliche Vorteile gegenüber einer Ausführung mit Vollwandprofilen bietet [15]. Mit zunehmender Spannweite wächst auch die Materialersparnis, die nur durch die höheren Fertigungskosten für die Stabanschlüssen gemindert wird [15]. Bei einer Spannweite wie den vorliegenden 75m ist die Ersparnis also erheblich, zudem sind Vollwandprofile in der benötigten Größenordnung schwierig herzustellen und werden meist aus mehreren Profilen aufwendig zusammengeschweißt, bspw. zu Vierendeelträgern oder Lochstegträgern [12]. Deshalb wird sich für eine Ausführung als Fachwerkriegel entschieden. Die Bauhöhen für Fachwerkrahmen liegen meist bei ein Zehntel bis Zwanzigstel der Spannweite [15]. Kindmann empfiehlt zur Vordimensionierung ein Fünfzehntel der Spannweite als statische Höhe anzusetzen, aus diesem Grund wird vorerst eine Fachwerkhöhe von 5m angenommen [15]. Die Ausführung der Stützen wird mit Vollwandprofilen geplant, da sich sonst die Anschlusssituationen mit der Wandkonstruktion sowie die Ausführung eines gelenkigen Lagers am Stützenfuß erheblich verkompliziert. Um den Anschluss der Stützen an die Riegel und die Knotenausbildung möglichst einfach zu gestalten, wird der Rahmen zweigurtig und nicht dreigurtig geplant. Eine Ausführung als Dreigurtriegel würde die Aufteilung der

Druckkraft auf zwei Obergurte und damit eine deutliche Reduktion der Instabilitätsgefahr ermöglichen [26]. Sollte sich beim Knicknachweis des Obergurtes herausstellen, dass die Druckkraft zu groß ist, wäre ein Dreigurtriegel eine geeignete Lösungsoption. Um noch größere Bauhöhen zu vermeiden, wird ein Parallelfachwerk und kein Dreiecks- oder Mansardriegel ausgeführt. Die Art und Abmessungen der Füllstabgeometrie des Fachwerkriegels werden nicht unwesentlich vom Pfettenabstand bestimmt, da die Pfetten an den Fachwerkknoten anschließen sollten, um eine optimale Kraftübertragung zu ermöglichen [15]. Verschiedene Ausführungsvarianten der Füllstabgeometrie von Fachwerkriegeln sind in der Abbildung 26 dargestellt.

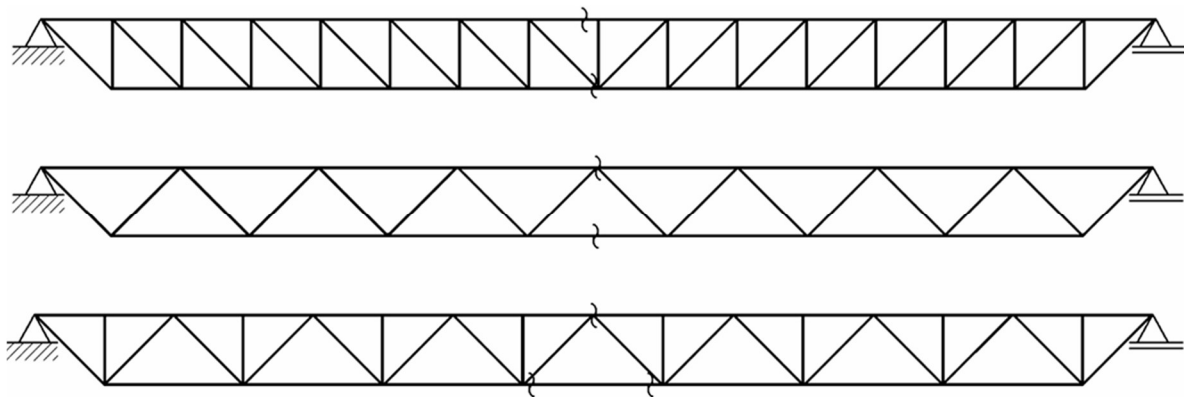


Abbildung 26: Varianten der Füllstabgeometrie von Fachwerkriegeln (aus [15])

Die oberste Variante mit Pfosten und zur Mitte fallenden Diagonalen wird als Pratt-Fachwerk bezeichnet [23]. Sie beinhaltet kurze Druckpfosten und lange Diagonalen unter Zug, was sich positiv hinsichtlich des Ausknickrisikos auswirkt. Die Knicklänge der knickgefährdeten Druckpfosten ist hier deutlich kürzer, als wenn man die Diagonalen auf Druck belasten würde [23]. Ein solcher Fall würde bei einem Howe-Fachwerk mit zur Mitte steigenden Stäben vorliegen, weshalb diese Variante von vorneherein ausgeschlossen wurde und auch nicht in der Abbildung dargestellt ist [23]. Eine weitere mögliche Variante wäre ein sogenanntes Warren-Fachwerk mit wechselweise steigenden und fallenden Diagonalen, wie im mittleren Bild der Abbildung 26 gezeigt [23]. Hier erhalten einige der Diagonalen Zugkräfte und andere Druckkräfte. Eine Ausführung der langen, knickgefährdeten Diagonalen als Druckstäbe sollte vermieden werden. Beim gedrückten Obergurt steigt durch die größeren Abstände der Füllstabanschlüsse das Risiko des Stabilitätsversagens durch Biegeknicken [15]. Eine dritte Option erhält man, indem man das Warren-Fachwerk mit Druckpfosten ergänzt und somit die Knicklänge des gedrückten Obergurts halbiert (siehe unterstes Bild in der Abbildung 26) [23].

Um die Unterschiede der drei in Frage kommenden, in Abbildung 26 dargestellten, Varianten hinsichtlich Steifigkeit und Schnittgrößen besser abschätzen zu können, wurde ein RFEM-Modell mit den drei Ausführungsvarianten erstellt, dessen vollständige Ergebnisse im Anhang zu finden sind. An



den Anschlusspunkten der Pfetten wurden Einzellasten mit 1kN in den Untergurt eingeleitet. Die reale Belastung des Bauteils wird deutlich größer erwartet, die Einheitslasten ermöglichen jedoch eine bessere Vergleichbarkeit und später eine einfache Hochskalierung auf die maßgebende Lastkombination. Die Berechnungsergebnisse zeigen, dass die Querkkräfte und Momente in den Füllstäben und Gurten im Vergleich mit den Normalkräften tatsächlich so gering sind, dass sie vernachlässigt werden können. Die oben getroffene Annahme, dass Füllstäbe und Gurte reiner Zug- oder Druckbelastung unterliegen erweist sich damit als korrekt. Auffällig ist jedoch, dass die Durchbiegung des Pratt-Fachwerks mit Abstand am größten ist, ebenso die Kräfte in den Gurten, die in der Variante als klassisches Warren-Fachwerk ohne Druckpfosten bis zu 20% geringer ausfallen. Die Kräfte in den Diagonalen sind beim Pratt-Fachwerk ebenfalls am größten. Die Variante als Warren-Fachwerk mit zusätzlich eingefügten Druckpfosten bringt keinen Vorteil, nehmen doch die Druckpfosten kaum Kräfte auf und die Schnittgrößen in den Gurten sind sogar größer als bei einem Warren-Fachwerk ohne Druckpfosten. Diese Variante wird daraufhin verworfen. Es stehen also Varianten als klassisches Warren-Fachwerk ohne Druckpfosten sowie als Pratt-Fachwerk zur Auswahl. Grundsätzlich lässt sich ableiten, dass die Schnittgrößen beim Pratt-Fachwerk größer sind, dafür aber die Knicklängen der gedrückten Bauteile kleiner. Beim Warren-Fachwerk sind die Schnittgrößen kleiner, dafür aber die Knicklängen deutlich größer, im gedrückten Obergurt sogar doppelt so groß. Deshalb werden im Folgenden weitere Varianten untersucht, die entweder versuchen, die Knicklängen beim Warren-Fachwerk zu verkleinern oder die Schnittgrößen beim Pratt-Fachwerk zu verringern.

Beim Warren-Fachwerk könnte versucht werden, die Neigung der Diagonalen so zu vergrößern, dass je eine steigende und eine fallende Diagonale in die 3,75m Abstand zwischen den Pfettenanschlusspunkten hineinpassen. Ein Problem besteht nun darin, dass der Pfettenabstand mit 3,75m deutlich kleiner ist als die statische Höhe des Fachwerkgiebels mit 5m. Bei einer Ausführung als verdichtetes Warren-Fachwerk würden die Diagonalen eine Neigung von  $\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{5}{3,75/2}\right) = 69^\circ$  aufweisen. Der Winkel sollte aber zwischen 20 und 60° liegen, um eine übermäßige Knicklänge der Diagonalen zu vermeiden [15]. Bei einer Ausführung als Pratt-Fachwerk mit Pfosten an jedem Pfettenanschluss würde die Neigung der Diagonalen 53,13° betragen und wäre somit noch im Toleranzbereich und daher zu bevorzugen. Varianten mit verdichteten Warren-Fachwerken werden also ebenfalls wieder verworfen.

Als letztes soll versucht werden die Schnittgrößen im Pratt-Fachwerk dadurch zu reduzieren, dass der Abstand zwischen den Druckpfosten vergrößert und folglich die Anzahl der Stäbe verringert wird (siehe Abbildung 27). Es befindet sich somit nicht mehr an jeder Lasteinleitungsstelle der Pfetten ein Druckpfosten, wie bisher angenommen, sondern nur noch an jeder zweiten. Die Zugdiagonalen verlängern sich. Dadurch reduziert sich der Materialverbrauch und die statische Überbestimmtheit des

Tragwerks. Zudem verringert sich die Zahl der Fachwerkknoten, was sich im positiven Sinne enorm auf die Herstellungskosten auswirkt [22]. Allerdings wird der Untergurt nun auf Biegung beansprucht, da sich nicht mehr an jedem Pfettenanschluss auch ein Fachwerkpfeiler befindet. Da im Untergurt aber große Zugkräfte wirken, wird dies nicht als kritisch betrachtet.

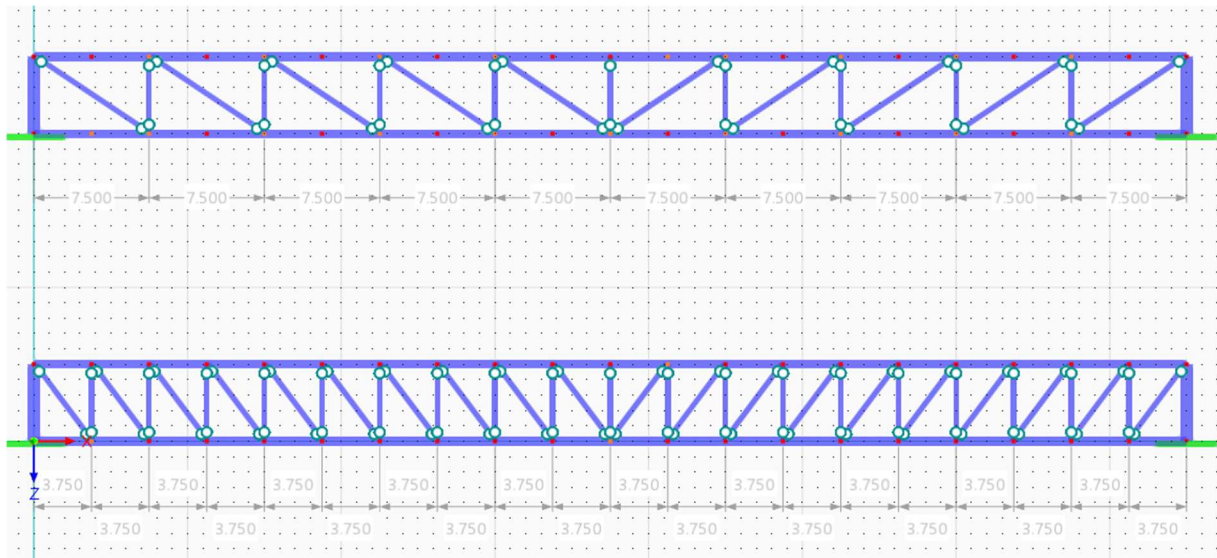


Abbildung 27: Pratt-Fachwerke mit Pfosten an jedem zweiten Pfettenanschluss (oben) oder an jedem (unten)

Es lässt sich beobachten, dass die Zugkräfte in den Diagonalen ansteigen, dafür aber die Druckkräfte in den Pfosten und im Obergurt absinken (siehe Abbildung 28). Auch die Verformungen verringern sich gegenüber dem vorher betrachteten Pratt-Fachwerk mit doppelter Pfostenanzahl. Damit lassen sich mit einer Verdopplung der Größe der Diagonalenfelder ähnliche Schnittgrößenergebnisse wie bei einem Warren-Fachwerk mit den Stabilitätsvorteilen eines Pratt-Fachwerks kombinieren. Die größere Zugbelastung in den Diagonalen stellt keine Herausforderung dar, weil es relativ einfach ist, ein Stahlbauteil durch die Wahl eines größeren Profilquerschnitts an eine höhere Zugbelastung anzupassen. Positiv zu bewerten sind die geringeren Druckkräfte, da Druckbelastung auf Stahlbauteile aufgrund Stabilitätsversagens deutlich kritischer ist als Zugbelastung. Nachteilig ist lediglich gegenüber einem Fachwerk mit Pfosten an jedem Pfettenanschlusspunkt, dass die Knicklänge des Obergurts doppelt so groß ist, allerdings bei verringerter Druckkraft. Es wird sich deshalb für die obere Variante mit größeren Diagonalenfeldern entschieden, da aufgrund der geringeren Stabkräfte in den Druckstäben und der kleineren Anzahl von Stäben und damit Anschlüssen eine deutlich größere Wirtschaftlichkeit und geringere Probleme bei der Querschnittstragfähigkeit erwartet werden. Varianten als Warren-Fachwerke bieten gegenüber dieser Variante kaum noch Vorteile, da sie die Schnittgrößen nur noch in geringem Maße reduzieren und druckbeanspruchte Diagonalen aufweisen.

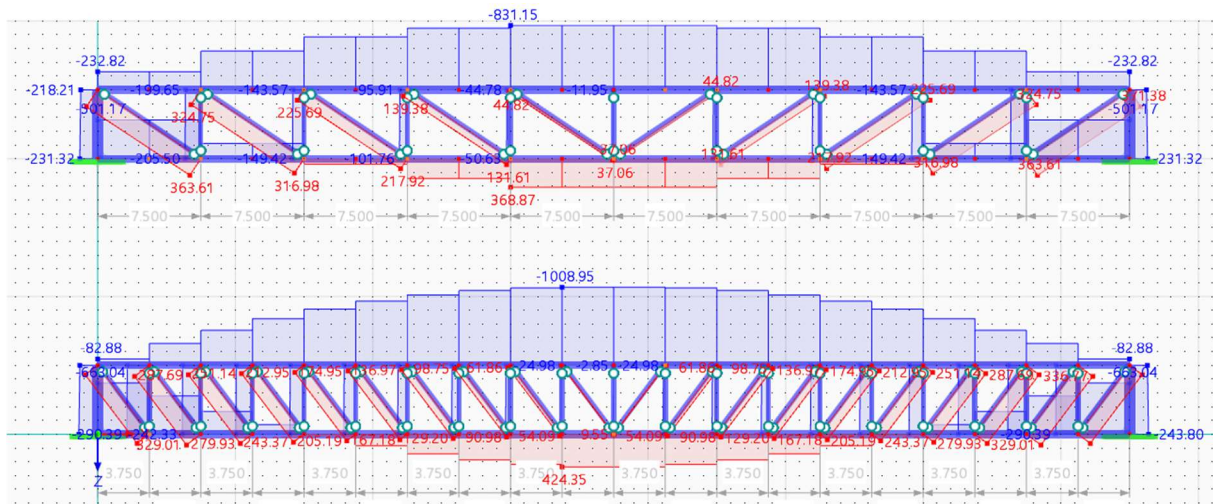


Abbildung 28: Vergleich der Normalkräfte der beiden Pratt-Fachwerk-Varianten

Als geometrische Größen des Fachwerkkriegels können also eine statische Höhe von 5m, eine Spannweite von 75m, ein Druckpostenabstand von 7,5m und eine Diagonalenlänge von 9m festgehalten werden. Der Neigungswinkel der zur Mitte fallenden Diagonalen beträgt nun  $33,7^\circ$  und liegt damit im geforderten Bereich [15]. Für die Füllstabdiagonalen bieten sich Winkelprofile an, da so die Anschlussführung vereinfacht wird und keine besondere Knicksteifigkeit der zugbeanspruchten Bauteile erforderlich ist [15]. Es werden gleichschenklige Winkel mit einer Schenkellänge von 300mm und einer Dicke von 35mm gewählt. Für die knickgefährdeten Druckposten empfehlen sich kleinere HEB-Profile oder doppelte U-Profile [15]. Es wird sich für eine Ausführung mit HEB-Profilen entschieden, da der Korrosionsschutz bei den engen Zwischenräumen zwischen den U-Profilen nur schwierig zu gewährleisten ist, auch wenn sich dadurch die Anschlusssituation verkompliziert [15]. Gewählt wird ein HEB 300. Zuletzt muss noch eine Profilwahl für die Gurte getroffen werden. Dafür sind biegeoptimierte I-Querschnitte die erste Wahl. Diese können sowohl als Ganzes verbaut, als auch halbiert und ein Teil als Ober- und der andere als Untergurt verwendet werden [15]. Aufgrund der erwarteten hohen Belastung wird aber zur Sicherheit ein vollständiger Querschnitt pro Gurt verwendet, auch wenn dies wiederum elegante Anschlussmöglichkeiten der Füllstäbe an die Stege der halben Gurtprofile verhindert. Für die Gurte wird ein HEB 500 ausgewählt. Der Anschluss der Füllstäbe an die Gurte soll über Knotenbleche erfolgen, um sicherzustellen, dass sich die Wirkungslinien der Stabkräfte alle in einem Punkt schneiden, damit die ideale Fachwerkwirkung erhalten bleibt [15]. Ohne eine Zentrierung durch Knotenbleche würden Exzentrizitätsmomente in den Fachwerkknoten auftreten [26]. Die Knotenbleche zum Anschluss der Füllstäbe werden an die Flansche der Gurte geschweißt. Die Diagonalen werden wechselnd links und rechts seitlich der Knotenbleche angeordnet und können entweder verschraubt oder verschweißt werden [15].

Das letzte verbliebene Bauteil, dessen Vordimensionierung noch aussteht, sind die Rahmenstützen. Hier wird aufgrund der starken Biegebeanspruchung durch die biegesteifen Ecken ein Querschnitt mit ausgeprägter starker Achse in Rahmenebene benötigt. In Frage kommen IPE-, HEA-, oder HEB-Profile. Ein HEB-Profil besitzt im Vergleich zu einem IPE-Profil bei gleichem Trägheitsmoment eine deutlich größere Querschnittsfläche [22]. Bei vorherrschender Biegebelastung wäre also die Wahl eines IPE-Profils günstiger. Da aber auch nicht unerhebliche Normalkräfte in den Stützen erwartet werden, wird sich für ein HEB-Querschnitt entschieden. Rybicki empfiehlt die Wahl eines möglichst breiten HEB-Trägers und gibt als Größenordnung für eine Spannweite von 30m ein HEB 450 an [23]. Da die vorliegende Spannweite mit 75m deutlich größer ist, wird mit einem HEB 800 auch ein deutlich größerer Querschnitt gewählt. Die Stütze wird sowohl mit dem Ober- als auch dem Untergurt der Fachwerkgiegers biegesteif verbunden, wodurch die Wirkung als Rahmenecke entsteht [22]. Es müssen Stirnplatten am Ober- und Untergurt des Riegels angeordnet werden, um eine ausreichende Kontaktfläche herzustellen [15]. In die Stützenprofilkammern werden horizontale Steifen eingebaut, um die Gurtkräfte in den Stützenkopf einzuleiten [15]. Der biegesteife Anschluss des Riegels an eine Stütze ist in Abbildung 29 dargestellt.

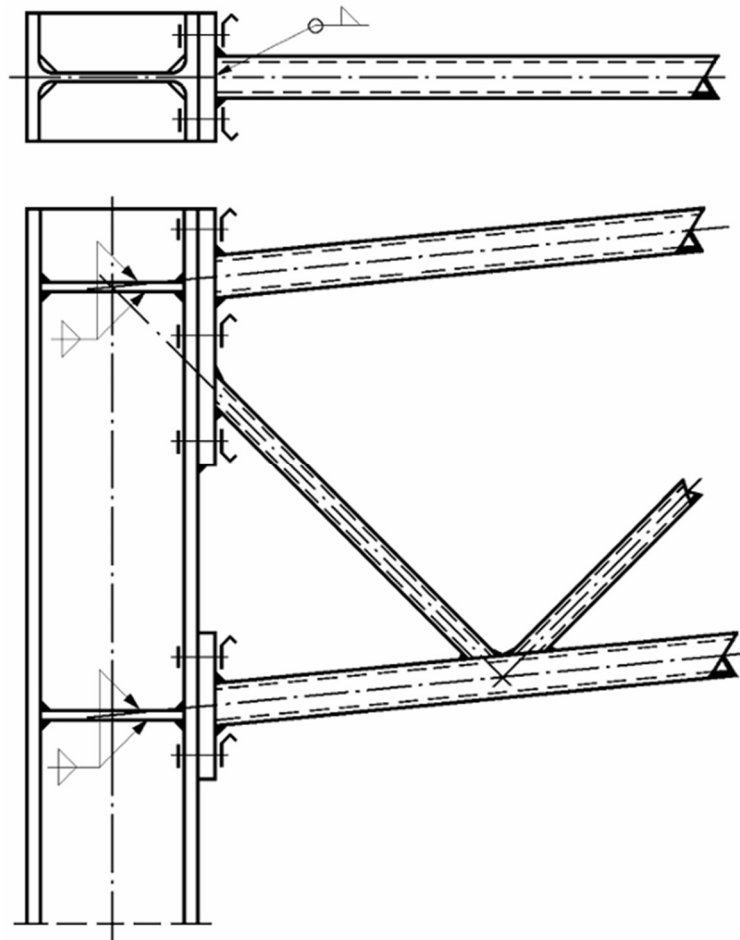


Abbildung 29: Ausbildung der biegesteifen Rahmenecke (aus [15])

Zudem sind bei der Planung der Rahmenkonstruktion logistische Aspekte zu beachten. Bei Bauteillängen von über 18m sind Montagestöße erforderlich, um das Bauteil abschnittsweise auf LKWs zur Baustelle zu transportieren und vor Ort zusammenzusetzen [15]. Deshalb muss der Rahmenriegel in 5 Montageabschnitte mit je 15m Länge unterteilt werden, um diese auf LKWs für den Straßentransport verladen zu können. Die Montagestöße müssen eine ausreichende Kraftübertragung aller Schnittgrößen sicherstellen. Schweißanschlüsse sollten so weit wie möglich im Werk durchgeführt werden und Montagestöße auf der Baustelle, wenn möglich, nur noch verschraubt werden, um eine hohe Qualität sicherzustellen [23]. Für den gedrückten Obergurt werden Stirnplattenstöße gewählt, die alle Kräfte über Kontaktpressung übertragen (siehe Abbildung 30 unten) [15]. Beim gezogenen Untergurt werden hingegen Laschenstöße angeordnet, die die Schnittgrößen über eine zweischnittige Scher-Lochleibungsverbindung übertragen (siehe Abbildung 30 oben) [15]. Beim Laschenstoß wird die fehlende Querschnittsfläche der Bohrungen durch die Dicke der Laschen kompensiert [15]. Er stellt einen geringeren Fertigungsaufwand dar als der Stirnplattenstoß, jedoch ist die Montage auf der Baustelle aufgrund der vielen Kleinteile aufwendiger [15].

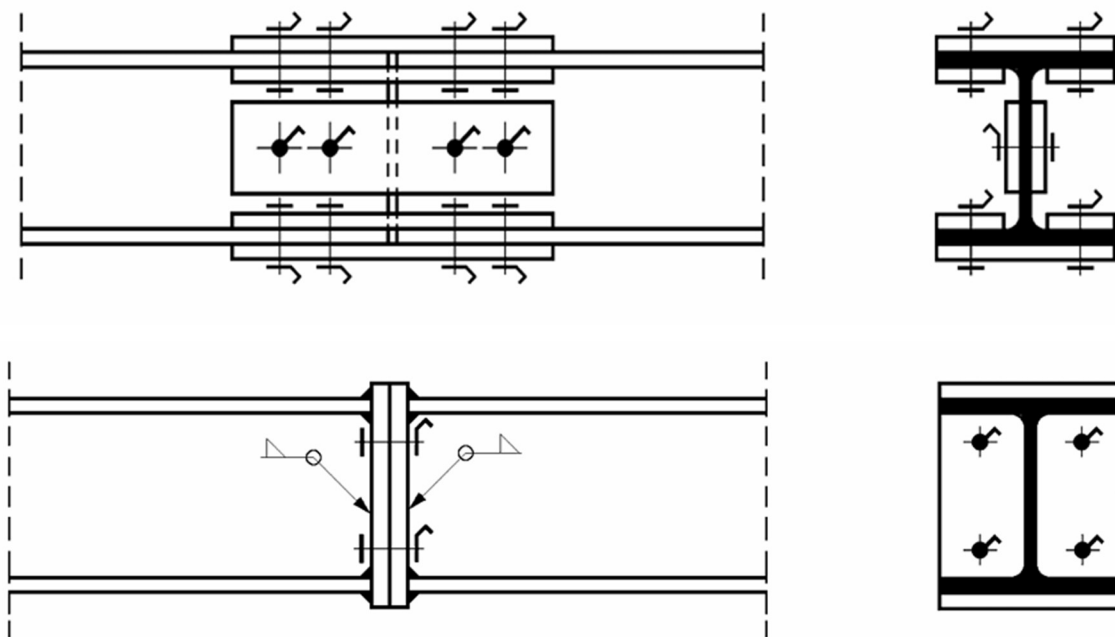


Abbildung 30: Ausführungsdetail der Montagestöße als Laschenstoß (oben) und Stirnplattenstoß (unten) (aus [15])

Zunächst soll versucht werden, mit zwei Fachwerkrahmen auszukommen und die restlichen Rahmen als Vollwandrahmen mit HEB 500 Querschnitten auszuführen. Ob die Dimensionierung aller Bauteile ausreichend ist, soll die spätere FEM-Berechnung ergeben, woraufhin die Profilquerschnitte falls erforderlich iterativ angepasst werden können.

### 3. Gebäudehülle

Das zweite wichtige Element von Hallenbauwerken ist neben dem Tragwerk die Gebäudehülle. Sie dient dazu, den Innenraum von klimatischen Einwirkungen wie Regen, Wind, Schnee, Wärme und Kälte abzusichern, sorgt aber auch dafür, dass das Umfeld der Halle keiner übermäßigen Lärmbelastung ausgesetzt ist. Zudem beeinflusst die Gebäudehülle das äußere Erscheinungsbild der Halle maßgeblich. Die Gebäudehülle hat in ihrer vielfältigen Funktion wie eine selektierende Membran zu funktionieren, die Tageslicht einlässt, aber Überhitzung vermeidet und trotz ihrer raumabschließenden Wirkung die Zugänglichkeit der Halle über Türen und Tore ermöglichen soll. Aus diesen unterschiedlichen Anforderungen resultieren zusätzlich zu den im ersten Kapitel errechneten abzutragenden Lasten weitere Konstruktionsparameter, deren vollständige Abdeckung den Rahmen dieser Arbeit sprengen würde. Auf einige Anforderungen soll aber im Folgenden eingegangen werden.

#### 3.1 Wandaufbau

Zunächst soll mit der Außenwandkonstruktion begonnen werden. Diese muss in der Lage sein, ihre Eigenlast und die horizontal einwirkenden Windlasten über eine Spannweite von 6,25m zwischen den Stützen abzutragen, da auf den Einbau von Wandriegeln im Tragwerksentwurf verzichtet wurde. Des Weiteren bestehen Anforderungen im Bereich des Wärme-, Lärm, Brand- und Feuchteschutzes. Am intensivsten soll an dieser Stelle der Wärmeschutz bzw. die Wärmedämmung betrachtet werden, da es sich hierbei um einen Teilbereich handelt, durch den der Aufbau der Wandkonstruktion maßgeblich beeinflusst wird. Die an die Wärmedämmung eines Gebäudes gestellten baulichen Anforderungen sind in der Energieeinsparverordnung (EnEV) festgeschrieben. Für nichtbewohnte Gebäude ist dort als Mindestanforderung ein Wärmedurchgangskoeffizient (U-Wert) von  $0,35 \frac{W}{m^2 K}$  aufgeführt [10]. Dabei wird die betrachtete Flugzeughalle als ein Gebäude mit einer Raum-Solltemperatur von 12 bis 19°C eingestuft, da es sich um eine Werkshalle handelt, in der die Werk tätigen überwiegend körperliche Arbeit verrichten und deshalb nicht auf eine starke Beheizung wie beispielsweise im Büro angewiesen sind. Mögliche Öffnungen in der Außenhülle etwa für Fenster oder Tore bleiben vorerst unberücksichtigt. Die Wärmedämmanforderungen an Industriehallen sind vergleichsweise gering, da die Fläche der Hülle im Verhältnis zum Volumen relativ klein ist. Neben dem Wärmedurchgangskoeffizient wäre im Bereich des Wärmeschutzes noch der Jahres-Primärenergiebedarf nachzuweisen, da sich dieser aber überwiegend auf die Beleuchtung, Beheizung und Belichtung eines Gebäudes bezieht und diese Themenfelder nicht vordergründig Teil dieser Arbeit sind, wird an dieser Stelle auf den Nachweis verzichtet. Zum Bereich des Schallschutzes gilt es festzuhalten, dass zwei gängige Möglichkeiten bestehen, um ein Gebäude gegen Schall zu dämmen. Entweder wählt man mehrschalige Wandaufbauten, um die Schallübertragungswege zu unterbrechen oder Bauteile mit hoher Masse, um die Schwingungsanfälligkeit zu verringern [12]. In diesem

besonderen Fall geht es beim Schallschutz eher darum, den Schall aus möglichen Triebwerkstestläufen in der Wartungshalle am Verlassen des Gebäudes zu hindern, anstatt wie sonst üblich die Nutzer des Gebäudes vor Außenlärm zu schützen. Es gilt einen Wandaufbau zu finden, der diesen multiplen Belastungen gerecht werden kann. Kindmann listet hierfür als mögliche Wandverkleidungen Faserzementwellplatten, Stahltrapezprofile, Sandwichelemente, Kassettenprofile, Porenbetonplatten sowie Mauerwerk auf [15]. Eine Ausführung als Mauerwerk kann am schnellsten ausgeschlossen werden, da bei der Größe des betrachteten Bauwerks ein extrem hoher Arbeits- und damit Kostenaufwand entstehen würde. Faserzementplatten, Stahltrapezprofile und Sandwichelemente sind ebenfalls ungeeignet, da sie eine maximale Stützweite von 5m aufweisen und somit die erforderlichen 6,25m unterschreiten [15]. Es verbleiben also Kassettenprofile und Porenbetonplatten in der engeren Auswahl.

Für eine Ausführung mit Porenbetonplatten spricht, dass diese Vorteile beim Feuchteschutz bietet, weil es sich beim Porenbeton um eine dampfdiffusionsoffene, monolithische Konstruktion handelt, weshalb ein Feuchtedurchgang problemlos möglich ist. Bei mehrschaligen Konstruktionen wie den Kassettenprofilen ist der Einbau einer Dampfsperre auf der Bauteilinnenseite erforderlich [12]. Kassettenprofile haben den Vorteil, dass sie als mehrschaliges Bauteil deutlich bessere Schalldämmung bieten, als die monolithischen Porenbetonplatten. Des Weiteren existiert die Problematik, dass Porenbetonplatten in der Regel außen an den Stützen angebracht werden müssen, was in diesem Fall architektonisch nicht gewollt ist, da die Tragkonstruktion sichtbar bleiben soll. Ein Einfädeln der großformatigen Platten in die engen Stützenprofilkammern gestaltet sich in der Praxis oft äußerst schwierig [15]. Deshalb wird aus architektonischen und schallschutztechnischen Gründen eine zweischalige Konstruktion mit Kassettenprofil gewählt, da die Nachteile im Feuchteschutz durch den Einbau einer Dampfsperre auf der Innenseite behoben werden können und dem Schallschutz in diesem Fall eine hohe Bedeutung beikommt, um die Anwohner vor weiterem gesundheitsschädlichem Flugzeuglärm zu schützen.

Es wird, den Empfehlungen des Verbands für Metalleichtbau gemäß, ein Aufbau mit einem Stahlkassettenprofil als tragender Innenschale und einem Stahltrapezprofil als Außenschale sowie eingefüllter Wärmedämmung aus Mineralwollematten gewählt [14]. Die Außenschale wird dabei an den Obergurten der Kassettenprofile befestigt. Dabei ist der Einbau einer thermischen Trennung zwischen den Kassettenprofilgurten und der Außenschale obligatorisch, um Wärmebrücken zu vermeiden [22]. Die Konstruktion wird in die Stützenprofilkammern montiert, sodass sie in einer Ebene mit den Stützen liegt. So wird der Innenraum der Halle nicht verkleinert und das Tragwerk bleibt trotzdem größtenteils von außen sichtbar. Der beispielhafte Aufbau einer Wandkonstruktion mit Kassettenprofilen ist in der Abbildung 31 gezeigt. Es wird jedoch darauf hingewiesen, dass in diesem



Beispielbild die Wandkonstruktion außen an die Stützen angeschlossen wurde. Der Aufbau der eigentlichen Wandkonstruktion und der Anschlüsse ist jedoch identisch. Die Montageform in den Stützenprofilkammern legt allerdings eine Ausführung als Einfeldträger fest. Üblicherweise wird versucht, Profilbleche als Mehrfeldträger auszuführen, um die Durchbiegung zu minimieren [22].

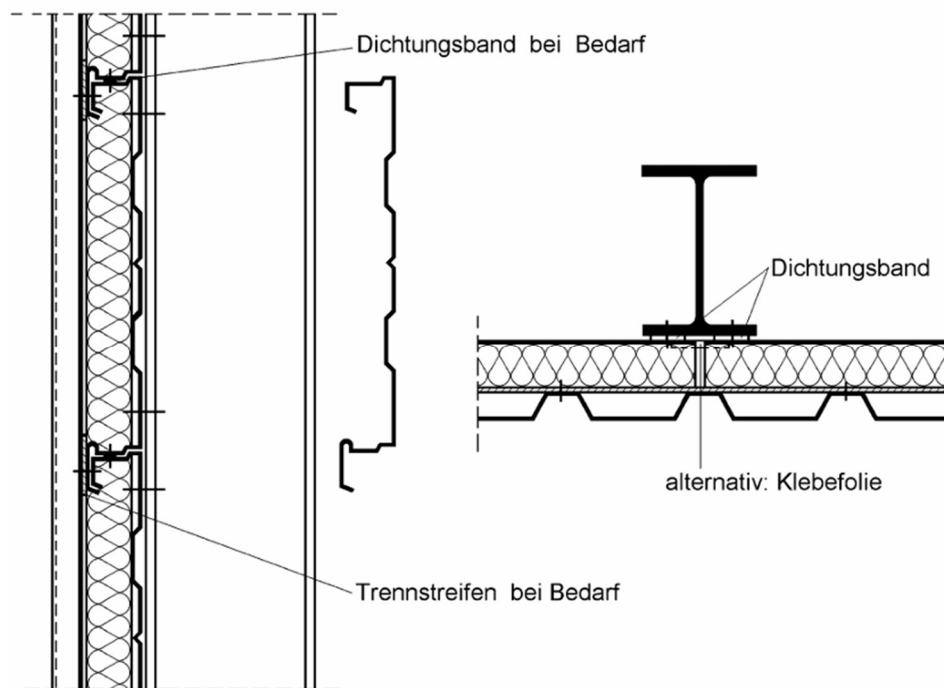


Abbildung 31: Beispielhafter Aufbau einer Kassettenwand (aus [15])

Die erforderliche Dicke der Kassettenprofile wird mit Hilfe der im Anhang zu findenden Belastungstabellen festgelegt. Die Bemessung erfolgt als Einfeldträger mit einer Stützweite von 6,25m, was dem Stützenabstand entspricht. Durch die horizontalen Windeinwirkungen, entweder als Sog oder Druck, wird das Profil auf Biegung entweder nach Innen oder Außen beansprucht. Maßgebend ist der Windlastfall 1 (W1), da hier der größte Winddruck vorliegt. Der Windsog ist bei allen Lastfällen gleich stark. Es wird angenommen, dass die Konstruktion in der Lage ist, ihre Eigenlast über die Verbindungen in die Stützen abzutragen. Weitere Lasten wie Schnee- oder Nutzlasten wirken nicht auf die Außenwände ein. Die Belastungstabellen geben die zulässige Einwirkung einschließlich der Sicherheitsbeiwerte an, es können also die charakteristischen Lasten angesetzt werden. Um die Gebrauchstauglichkeit zu gewährleisten, muss nach DIN EN 1090-4, Anhang B-2 die Durchbiegung der Wandverkleidung auf maximal  $\frac{l}{150}$  begrenzt werden [2]. Der maximale Winddruck auf die Außenwände wurde im ersten Kapitel zu  $0,56 \frac{kN}{m^2}$  ermittelt, daraus ergibt sich eine erforderliche Dicke von 1,00mm, die eine zulässige Belastung bis  $0,59 \frac{kN}{m^2}$  ermöglicht. Für den maximalen Windsog wurden  $-0,90 \frac{kN}{m^2}$  berechnet, was eine Dicke von 1,25mm erfordert (zulässige Belastung  $-0,99 \frac{kN}{m^2}$ ). Der Lastfall Windsog



ist also maßgebend und es wird eine Kassettenprofildicke von 1,25mm gewählt. Als Beispielprodukt wurde die Kassette FI.100/600 der Firma Fischer verwendet. Die Belastungstabellen dienen aber lediglich der Vorbemessung. Der eigentliche Tragfähigkeitsnachweis muss noch nach DIN EN 1993-1-3 geführt werden [8]. Auf einen Nachweis der Verbindungsmittel gegen Windsog nach DIN EN 1090-4 wird an dieser Stelle nicht eingegangen, da Konstruktionsdetails vorerst nicht betrachtet werden. Eine aussteifende Wirkung der Kassettenprofile für das Gesamttragwerk als Schubfelder ist nicht vorgesehen. Deshalb ist nur der Nachweis auf Querschnittstragfähigkeit unter Druck- und Sogbelastung zu führen. Die charakteristischen Bauteilwiderstandswerte wurden den im Anhang beigefügten Tabellen aus der baustatischen Typenprüfung des Herstellers entnommen [17]. Um die Bemessungswerte des Bauteilwiderstands zu erhalten, werden alle Bauteilwiderstände durch den Teilsicherheitsbeiwert für den Nachweis der Tragsicherheit dividiert. Bei Bauteilnachweisen ist  $\gamma_M = \gamma_{M1} = 1,10$  zu wählen [7]. Somit ergeben sich folgende Bauteilwiderstandsbemessungswerte:

Tragfähigkeitswerte für andrückende Flächenbelastung:

$$R_{w,Rd,A} = \frac{14,91}{1,1} = 13,55 \frac{kN}{m} \qquad M_{c,Rd,F} = \frac{7,46}{1,1} = 6,78 \frac{kNm}{m}$$

Tragfähigkeitswerte für abhebende Flächenbelastung:

$$R_{w,Rd,A} = \frac{11,19}{1,1} = 10,17 \frac{kN}{m} \qquad M_{c,Rd,F} = \frac{8,08}{1,1} = 7,35 \frac{kNm}{m}$$

Bemessungswerte der Einwirkungen:

$$E_{d,Druck} = 1,5 \times 0,56 = 0,84 \frac{kN}{m} \qquad E_{d,Sog} = 1,5 \times 0,9 = 1,35 \frac{kN}{m}$$

Tragfähigkeitsnachweise bei Winddruck:

$$F_{A,Ed} = \frac{ql}{2} = \frac{0,84 \times 6,25}{2} = 2,63 \frac{kN}{m} < 13,55 \frac{kN}{m}$$

$$M_{A,Ed} = \frac{ql^2}{8} = \frac{0,84 \times 6,25^2}{8} = 4,10 \frac{kNm}{m} < 6,78 \frac{kNm}{m}$$

Tragfähigkeitsnachweise bei Windsog:

$$F_{A,Ed} = \frac{ql}{2} = \frac{1,35 \times 6,25}{2} = 4,22 \frac{kN}{m} < 10,17 \frac{kN}{m}$$

$$M_{A,Ed} = \frac{ql^2}{8} = \frac{1,35 \times 6,25^2}{8} = 6,59 \frac{kNm}{m} < 7,35 \frac{kNm}{m}$$

Damit ist die Tragfähigkeit des Stahlkassettenprofils erfolgreich nachgewiesen.

Als nächstes muss die erforderliche Dicke der Wärmedämmung berechnet werden. Wie bereits erwähnt, muss ein Wärmedurchgangskoeffizient (U-Wert) von  $0,35 \frac{W}{m^2K}$  erreicht werden [10]. Der Wärmedurchgangskoeffizient ist der Kehrwert des Wärmedurchgangswiderstands  $R_{tot}$  [24]. Der Wärmedurchgangswiderstand setzt sich aus den Wärmeübergangswiderständen an der Innenseite ( $R_{si}$ ) und Außenseite ( $R_{se}$ ) der Wand sowie der Summe der Wärmedurchgangswiderstände ( $\sum R_i$ ) der einzelnen Schichten zusammen. Die Wärmeübergangswiderstände können für horizontalen Wärmedurchgang bei beheizten Gebäuden mit  $R_{si} = 0,13 \frac{m^2K}{W}$  und  $R_{se} = 0,04 \frac{m^2K}{W}$  veranschlagt werden [24]. Der zu erreichende Wärmedurchgangswiderstand der Bauteile kann nun zu  $R_{tot,erf} = \frac{1}{0,35} - 0,13 - 0,04 = 2,69 \frac{m^2K}{W}$  berechnet werden. Die erforderliche Dicke der Bauteile kann mit der Formel  $d = R \times \lambda$  bestimmt werden. Mit  $\lambda$  wird dabei die Wärmeleitfähigkeit der Schicht bezeichnet. Da die Wärmeleitfähigkeit von Stahl extrem hoch ist, hat dieser kaum wärmedämmende Wirkung und wird im Folgenden vernachlässigt. Die Wärmeleitfähigkeit der Mineralwollematten beträgt  $0,04 \frac{W}{mK}$  [25]. Damit errechnet sich die benötigte Dicke der Dämmschicht zu  $d_{erf} = 2,69 \times 0,04 = 0,1076m$ . Es wurde eine Dicke von 11cm gewählt. Da die Innenschale aus Stahltrapezprofilen nichttragend ist, reicht ein dünnes Blech aus. Gewählt wurde ein Trapezblech mit 48,5mm Höhe und 0,75mm Dicke.

### 3.2 Dachaufbau

Während die bauphysikalischen Ansprüche an die Dachkonstruktion ähnlich sind wie an die Außenwände, müssen neben Eigen- und Windlasten auf dem Dach auch Nutz- und Schneelasten und das hohe Gewicht der Dachbegrünung berücksichtigt werden. Es soll nur Winddruck betrachtet werden, da Windsog sich stabilisierend auswirken würde, da eine Druckbelastung aus Eigengewicht erwartet wird, die den Windsog bei weitem übersteigt. Zudem wird für alle Teilbereiche, unabhängig von der lokalen Lasteinzugsfläche, die maximale Winddruckbelastung aus dem jeweiligen Lastfall angesetzt, da der Dachaufbau auf dem gesamten Dach konstant sein soll und somit an der am stärksten belasteten Stelle nachgewiesen werden muss. Beide Annahmen liegen auf der sicheren Seite. Es wird jedoch darauf hingewiesen, dass bei Bauzuständen Windsogbelastungen maßgebend werden können, wenn das Eigengewicht aus dem Dachaufbau noch nicht oder nur teilweise einwirkt. Bauzustände werden im Rahmen dieser Arbeit aber nicht betrachtet. Maßgebende Lastkombinationen für den Dachaufbau sind LK 2 und LK 33. Es müssen beide Kombinationen nachgewiesen werden, da Nutzlasten als Einzellasten einen gesonderten Lastfall darstellen und vorerst keine Aussage getroffen werden kann, welcher der beiden Lastfälle maßgebend wird. Die nachzuweisenden Einwirkungen ergeben sich damit zu

$$LK\ 2: E_d = 1,35 \times 3,79 + 1,5 \times 0,68 = 6,14 \frac{kN}{m^2}$$

$$LK\ 33: E_{d,EG} = 1,35 \times 3,79 = 5,12 \frac{kN}{m^2} \text{ und } E_{d,NL} = 1,5 \times 1,0 = 1,5 kN$$

Diese Lasten müssen über die 3,75m Spannweite zwischen den Pfetten abgetragen werden können. Als Anforderung an die Wärmedämmung ist in der EnEV wie für die Außenwände ein maximaler U-Wert von  $0,35 \frac{W}{m^2K}$  festgelegt [10]. Aus der gegebenen Last für die Dachbegrünung kann entnommen werden, dass es sich um eine intensive Begrünung aus Stauden und mittelgroßen Sträuchern mit einer Wuchshöhe von maximal 150cm handelt. Rybicki empfiehlt für solchen Bewuchs eine Aufbauhöhe von circa 30cm, mit der Schichtung Vegetation, Substrat, Wurzelschutz-, Drain- und Filterschicht (Kies), Dichtung, Wärmedämmung, Dampfsperre und Tragschicht [23]. Als erstes muss nun die Tragschicht ausgewählt und bemessen werden.

Laut Kindmann bieten sich für eine Dachneigung von 5° nur die Ausführungsvarianten als Sandwich-Querschnitte, Porenbetonplatten oder Stahltrapezprofile an [15]. Bei Sandwich-Querschnitten handelt es sich um ein mehrschaliges Bauteil aus zwei Stahlblech-Außenschalen, die durch einen Kern aus Polyurethan-Hartschaum schubfest miteinander verbunden werden. Der große Vorteil von Sandwich-Querschnitten besteht in der hohen Steifigkeit über kleine Spannweiten bei geringem Gewicht. Das Problem besteht allerdings darin, dass der gewählte Pfettenabstand für die gegebene hohe Belastung zu groß ist und die Ausführungsvariante als Sandwich-Decke ausgeschlossen werden muss [15]. Ein ähnliches Problem ergibt sich bei den Porenbetonplatten, die für große Auflasten generell geeignet sind, jedoch würde eine hohe Last aus der Dachbegrünung eine sehr große Plattendicke erfordern und den ohnehin schon hohen Aufbau weiter anwachsen lassen, weshalb auch diese Variante aus architektonischen und praktischen Gründen verworfen wird. Es fällt also die Wahl auf eine Tragschicht aus Stahltrapezprofilen, die eine relativ geringe Dicke auch bei hohen Lasten ermöglicht [15]. Als Beispielprodukt für die Bemessung wird das Stahltrapezprofil Typ T135.1 von Thyssen-Krupp gewählt. Die Abmessungen sind untenstehender Abbildung 32 zu entnehmen.

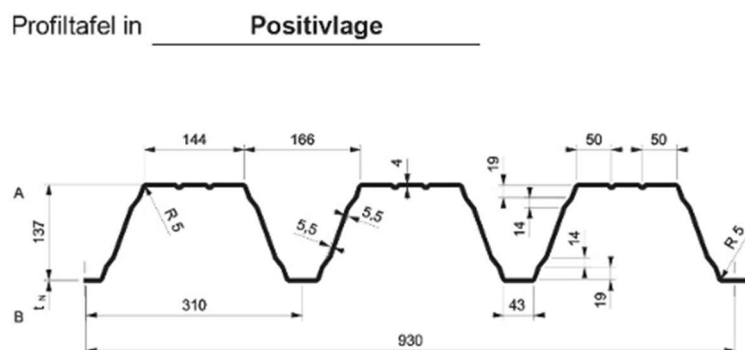
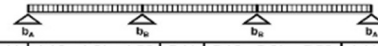


Abbildung 32: Abmessungen des Stahltrapezprofils T135.1 (aus [15])

Im üblichen Straßentransport auf LKW können Stahltrapezprofile mit einer Lieferlänge von bis zu 18m geliefert werden. Eine Ausführung als Dreifeldträger mit je 3,75m Feldlänge ist also problemlos möglich. Für die Vordimensionierung sind vom Hersteller Belastungstabellen gegeben (siehe Abbildung 33).

Dreifeldträger, zulässige andrückende Flächenlast $q$ [kN/m <sup>2</sup> ]																									
Stützweite $L$ [m]	2,50	2,75	3,00	3,25	3,50	3,75	4,00	4,25	4,50	4,75	5,00	5,25	5,50	5,75	6,00	6,25	6,50	6,75	7,00	7,25	7,50	7,75	8,00		
$l_y$	g	max $f$	Endauflagerbreite: $b_A = 40$ mm										Zwischenaullagerbreite: $b_B = 160$ mm												
0,75	0,097	*	4,34	3,94	3,62	3,34	3,03	2,75	2,51	2,29	2,11	1,94	1,80	1,67	1,58	1,50	1,37	1,27	1,19	1,12	1,05	1,00	0,94	0,89	0,84
		L/150	4,34	3,94	3,62	3,34	3,03	2,75	2,51	2,29	2,11	1,94	1,80	1,67	1,58	1,50	1,37	1,27	1,19	1,12	1,05	1,00	0,94	0,89	0,84
		L/300	4,34	3,94	3,62	3,34	3,03	2,75	2,51	2,29	2,11	1,94	1,80	1,67	1,58	1,50	1,37	1,24	1,10	0,98	0,88	0,79	0,72	0,65	0,59
		L/500	4,34	3,94	3,62	3,34	3,03	2,75	2,51	2,29	1,99	1,69	1,45	1,25	1,09	0,95	0,84	0,74	0,66	0,59	0,53	0,48	0,43	0,39	0,35
0,88	0,114	*	6,31	5,62	5,01	4,49	4,05	3,67	3,35	3,06	2,82	2,65	2,44	2,23	2,07	1,93	1,81	1,69	1,59	1,49	1,40	1,32	1,25	1,18	1,12
		L/150	6,31	5,62	5,01	4,49	4,05	3,67	3,35	3,06	2,82	2,65	2,44	2,23	2,07	1,93	1,81	1,69	1,59	1,49	1,40	1,32	1,25	1,18	1,12
		L/300	6,31	5,62	5,01	4,49	4,05	3,67	3,35	3,06	2,82	2,65	2,44	2,23	2,07	1,84	1,62	1,43	1,27	1,14	1,02	0,92	0,83	0,75	0,68
		L/500	6,31	5,62	5,01	4,49	4,05	3,67	3,28	2,74	2,30	1,96	1,68	1,45	1,26	1,10	0,97	0,86	0,76	0,68	0,61	0,55	0,50	0,45	0,41
1,00	0,130	*	7,77	6,86	6,11	5,47	4,93	4,48	4,08	3,80	3,54	3,18	2,93	2,71	2,53	2,36	2,25	2,09	1,93	1,82	1,71	1,61	1,52	1,44	1,37
		L/150	7,77	6,86	6,11	5,47	4,93	4,48	4,08	3,80	3,54	3,18	2,93	2,71	2,53	2,36	2,25	2,09	1,93	1,82	1,71	1,61	1,52	1,44	1,37
		L/300	7,77	6,86	6,11	5,47	4,93	4,48	4,08	3,80	3,54	3,18	2,93	2,71	2,37	2,07	1,82	1,61	1,43	1,28	1,15	1,03	0,93	0,85	0,77
		L/500	7,77	6,86	6,11	5,47	4,93	4,48	3,69	3,08	2,59	2,20	1,89	1,63	1,42	1,24	1,09	0,97	0,86	0,77	0,69	0,62	0,56	0,51	0,46
1,25	0,162	*	12,44	10,91	9,94	9,18	8,15	7,11	6,31	5,75	5,27	4,93	4,63	4,24	3,86	3,53	3,29	3,07	2,87	2,69	2,52	2,37	2,24	2,11	1,99
		L/150	12,44	10,91	9,94	9,18	8,15	7,11	6,31	5,75	5,27	4,93	4,63	4,24	3,86	3,53	3,29	3,07	2,87	2,69	2,52	2,37	2,24	2,11	1,95
		L/300	12,44	10,91	9,94	9,18	8,15	7,11	6,31	5,75	5,27	4,66	4,00	3,45	3,00	2,63	2,31	2,05	1,82	1,62	1,46	1,31	1,18	1,07	0,98
		L/500	12,44	10,91	9,94	8,72	6,99	5,68	4,68	3,91	3,29	2,80	2,40	2,07	1,80	1,58	1,39	1,23	1,09	0,97	0,87	0,79	0,71	0,64	0,59
1,50	0,195	*	17,57	15,97	14,27	12,17	10,49	9,33	8,45	7,84	7,30	6,75	6,09	5,52	5,03	4,65	4,32	4,03	3,76	3,52	3,30	3,10	2,92	2,75	2,60
		L/150	17,57	15,97	14,27	12,17	10,49	9,33	8,45	7,84	7,30	6,75	6,09	5,52	5,03	4,65	4,32	4,03	3,76	3,52	3,30	3,10	2,86	2,60	2,36
		L/300	17,57	15,97	14,27	12,17	10,49	9,33	8,45	7,84	6,63	5,64	4,83	4,17	3,63	3,18	2,80	2,47	2,20	1,96	1,76	1,59	1,43	1,30	1,18
		L/500	17,57	15,97	13,42	10,55	8,46	6,88	5,66	4,72	3,98	3,38	2,90	2,51	2,18	1,91	1,68	1,48	1,32	1,18	1,06	0,95	0,86	0,78	0,71

Insbesondere bei Mehrfeldträgern ist die maximale Lieferlänge zu beachten!

Insbesondere bei Mehrfeldträgern ist die maximale Lieferlänge zu beachten!

Abbildung 33: Belastungstabelle für das Stahltrapezprofil T135.1 (aus [15])

Aus der Belastungstabelle kann man ablesen, dass für eine Spannweite von 3,75m und eine Flächenlast von  $6,14 \frac{kN}{m^2}$  eine Blechdicke von 1,25mm erforderlich ist. Das, um die Dichtigkeit der Abdichtungsbahn zu gewährleisten eine Durchbiegung von maximal  $\frac{L}{200}$  zulässig ist, macht an dieser Stelle keinen Unterschied [2]. Die Belastungstabellen sind als Tragfähigkeitsnachweis für die dünnwandigen und kaltgeformten Stahltrapezprofile allerdings nicht ausreichend. Es müssen die in der DIN EN 1993-1-3 vorgegebenen Nachweise geführt werden [8]. Dafür dürfen die Prüfbescheide der Profile herangezogen werden, in denen charakteristische Widerstandsgrößen der Profile angegeben sind. Ein Auszug aus dem Prüfbescheid mit allen für die nachfolgenden Nachweise benötigten Werte ist in Abbildung 34 zu finden.

Charakteristische Tragfähigkeitswerte für andrückende Flächenbelastung <sup>3)</sup>														
Nennblechdicke <sup>12)</sup>	Feldmoment	Endauflagerkraft <sup>6)</sup>			Elastisch aufnehmbare Schnittgrößen an Zwischenaullagern <sup>1)</sup> <sup>2)</sup> <sup>4)</sup> <sup>5)</sup>									
					Quadratische Interaktion									
					Stützmomente <sup>11)</sup>					Zwischenaullagerkräfte <sup>11)</sup>				
		$l_{a,A1} =$	$l_{a,A2} =$	Quer- kraft	$l_{a,B} =$	$l_{a,B} =$	$l_{a,B} =$	$l_{a,B} =$	$l_{a,B} =$	$l_{a,B} =$	$l_{a,B} =$	$l_{a,B} =$	$l_{a,B} =$	$l_{a,B} =$
$t_N$	$M_{c,Rk,F}$	-	40 mm	$V_{w,Rk}$	$M_{0,Rk,B}$	$M_{c,Rk,B}$	$M_{0,Rk,B}$	$M_{c,Rk,B}$	$M_{0,Rk,B}$	$M_{c,Rk,B}$	$R_{0,Rk,B}$	$R_{w,Rk,B}$	$R_{0,Rk,B}$	$R_{w,Rk,B}$
mm	kNm/m	kN/m			kNm/m					kN/m				
0,75	10,20	-	7,16	28,17	9,44	7,86	10,80	9,56	-	-	20,40	16,60	29,18	22,80
0,88	12,60	-	10,40	45,40	12,30	10,50	14,30	12,70	-	-	29,07	24,30	39,33	30,20
1,00	14,80	-	13,30	66,39	14,90	12,90	17,40	15,60	-	-	36,98	31,20	47,97	37,00
1,25	20,60	-	24,60	123,00	21,30	19,20	24,00	21,90	-	-	66,00	50,70	82,79	60,20
1,50	26,50	-	36,20	176,82	27,80	25,40	30,60	28,40	-	-	94,91	70,10	117,30	83,10

Abbildung 34: Auszug aus dem Prüfbescheid zu Stahltrapezprofil Typ T135.1 (aus [15])

Da Windsog vernachlässigt wird, werden nur die Nachweise für eine andrückende Flächenbelastung für eine Ausführung als Dreifeldträger mit 3,75m Feldlänge und einer Blechdicke von 1,25mm geführt. Zunächst müssen die Bemessungswerte der in der Tabelle aufgeführten Widerstandsgrößen berechnet werden. Dafür werden alle Bauteilwiderstände durch den Teilsicherheitsbeiwert für den Nachweis der Tragsicherheit dividiert. Bei Bauteilnachweisen ist  $\gamma_M = \gamma_{M1} = 1,10$  zu wählen [7]. Somit ergeben sich folgende Bauteilwiderstandsbemessungswerte:

$$R_{w,Rd,A} = \frac{R_{w,Rk,A}}{\gamma_M} = \frac{18,9}{1,1} = 17,18 \frac{kN}{m}$$

$$M_{c,Rd,F} = \frac{M_{c,Rk,F}}{\gamma_M} = \frac{20,6}{1,1} = 18,73 \frac{kNm}{m}$$

$$R_{w,Rd,B} = \frac{R_{w,Rk,B}}{\gamma_M} = \frac{50,7}{1,1} = 46,09 \frac{kN}{m}$$

$$M_{c,Rd,B} = \frac{M_{c,Rk,B}}{\gamma_M} = \frac{19,2}{1,1} = 17,45 \frac{kNm}{m}$$

$$R_{0,Rd,B} = \frac{R_{0,Rk,B}}{\gamma_M} = \frac{66,0}{1,1} = 60,00 \frac{kN}{m}$$

$$M_{0,Rd,B} = \frac{M_{0,Rk,B}}{\gamma_M} = \frac{21,3}{1,1} = 19,36 \frac{kNm}{m}$$

Für die Lastkombination 2 wurde zu Beginn dieses Kapitels ein Bemessungswert von  $6,14 \frac{kN}{m^2}$  berechnet. Die Schnittgrößen für einen Dreifeldträger unter konstanter Streckenlast können aus den Schneider Bautabellen entnommen werden [25]. Für die LK 2 lassen sich damit folgende Schnittgrößen ermitteln:

$$F_{A,Ed} = 0,4 \times 6,14 \times 3,75 = 9,21 \frac{kN}{m}$$

$$F_{B,Ed} = 1,1 \times 6,14 \times 3,75 = 25,33 \frac{kN}{m}$$

$$M_{F,Ed} = 0,08 \times 6,14 \times 3,75^2 = 6,91 \frac{kNm}{m}$$

$$M_{B,Ed} = 0,1 \times 6,14 \times 3,75^2 = 8,63 \frac{kNm}{m}$$

Damit können die Nachweise nach DIN EN 1993-1-3 geführt werden [8].

$$\frac{F_{A,Ed}}{R_{w,Rd,A}} = \frac{9,21}{17,18} = 0,54 < 1$$

$$\frac{F_{B,Ed}}{R_{w,Rd,B}} = \frac{25,33}{46,09} = 0,55 < 1$$

$$\frac{M_{F,Ed}}{M_{c,Rd,F}} = \frac{6,91}{18,73} = 0,37 < 1$$

$$\frac{M_{B,Ed}}{M_{c,Rd,B}} = \frac{8,63}{17,45} = 0,49 < 1$$

Interaktionsnachweis in der Stützstelle B:

$$\frac{M_{B,Ed}}{M_{0,Rd,B}} + \frac{F_{B,Ed}}{R_{0,Rd,B}} = \frac{8,63}{19,36} + \frac{25,33}{60,00} = 0,87 < 1$$

Somit sind für die Lastkombination 2 alle zu führende Nachweise erfüllt. Nun müssen die gleichen Nachweise nochmals für LK 33 erfüllt werden. Auch hier können für die Schnittgrößen wieder die Tafeln der Schneider Bautabellen herangezogen werden [25]. Es muss jedoch der Fall für einen Dreifeldträger mit konstanter Streckenlast und einer Einzellast an der maßgebenden Stelle gesucht werden. Es ergeben sich folgende Bemessungs-Schnittgrößen:

$$F_{A,Ed} = 0,4 \times 5,12 \times 3,75 + 0,35 \times 1,5 = 8,21 \frac{kN}{m}$$

$$F_{B,Ed} = 1,1 \times 5,12 \times 3,75 + 1,15 \times 1,5 = 22,85 \frac{kN}{m}$$

$$M_{F,Ed} = 0,08 \times 5,12 \times 3,75^2 + 0,175 \times 1,5 \times 3,75 = 6,74 \frac{kNm}{m}$$

$$M_{B,Ed} = 0,1 \times 5,12 \times 3,75^2 + 0,15 \times 1,5 \times 3,75 = 8,04 \frac{kNm}{m}$$

Die Nachweise sind damit:

$$\frac{F_{A,Ed}}{R_{w,Rd,A}} = \frac{8,21}{17,18} = 0,48 < 1$$

$$\frac{F_{B,Ed}}{R_{w,Rd,B}} = \frac{22,85}{46,09} = 0,50 < 1$$

$$\frac{M_{F,Ed}}{M_{c,Rd,F}} = \frac{6,74}{18,73} = 0,36 < 1$$

$$\frac{M_{B,Ed}}{M_{c,Rd,B}} = \frac{8,04}{17,45} = 0,46 < 1$$

Interaktionsnachweis in der Stützstelle B:

$$\frac{M_{B,Ed}}{M_{0,Rd,B}} + \frac{F_{B,Ed}}{R_{0,Rd,B}} = \frac{8,04}{19,36} + \frac{22,85}{60,00} = 0,80 < 1$$

Die Nachweise sind auch für Lastkombination 33 erfüllt. Schubfeld- oder Verbindungsnachweise nach DIN EN 1090-4 werden auch hier vernachlässigt. Die Tragfähigkeit des Stahltrapezbleches ist damit nachgewiesen.

Als nächstes muss entschieden werden, ob der Dachaufbau als Warm- oder Kaltdach ausgeführt werden soll. Bei einem Kaltdach handelt es sich um ein belüftetes Dach mit einem Hohlraum zwischen Wärmedämmung und Unterdach [20]. Dies bietet den Vorteil einer guten Durchlüftung des Dachaufbaus, wodurch die Feuchtigkeit einfacher entweichen kann. Die Nachteile liegen aber in einem höheren Aufbau und einer geringeren Stabilität. Ein Warmdach ist ein nicht belüftetes Dach, bei dem der Feuchtigkeitsschutz bautechnisch gelöst werden muss [20]. Die Nachteile bestehen deshalb darin, dass es bei Beschädigungen zu einer Durchfeuchtung der Dämmschicht kommt und deshalb ein erhöhter Wartungsaufwand erforderlich ist. Der kompaktere und niedrigere Aufbau besitzt aber eine höhere Druckfestigkeit, weshalb sich aufgrund der höheren Stabilität für eine Ausführung als Warmdach entschieden wird. Die Dachkonstruktion ist damit von unten nach oben beschrieben aus folgenden Schichten aufgebaut: Stahltrapezprofil (Tragschicht), Dampfsperre (Feuchteschutz), Wärmedämmung, Dachabdichtung aus Kunststoffbahnen und Grünaufbau (vgl. Abbildung 35).

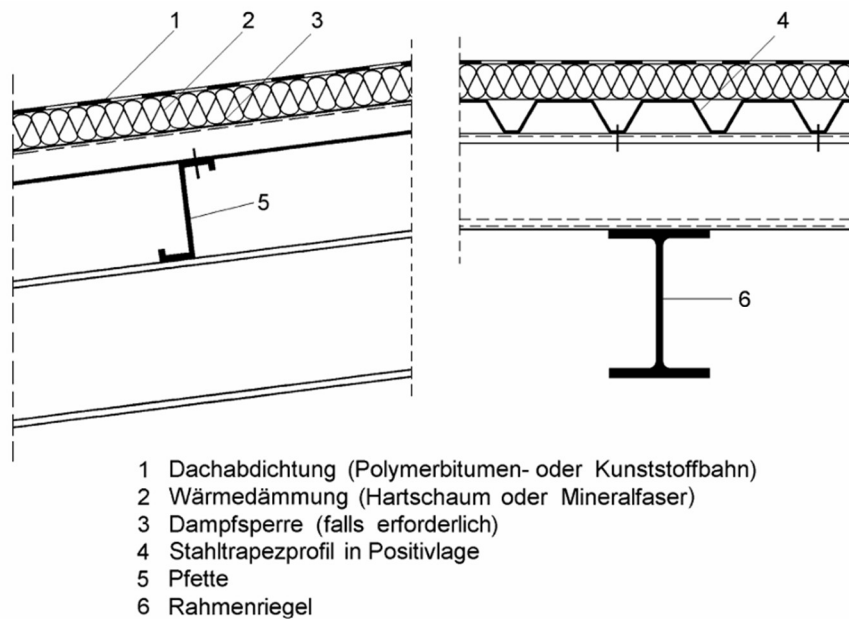


Abbildung 35: Schnitt durch den Dachaufbau (aus [15])

Als Wärmedämmung wird trittfester Polyurethan-Hartschaum (PUR) gewählt. Um die benötigte Dicke der Wärmedämmung zu ermitteln, wird der erforderliche Wärmedurchgangswiderstand der Dämmschicht berechnet. Die Wärmeleitfähigkeit des Substrates und der Kiesschicht kann dabei mit  $2,0 \frac{W}{mK}$  angenommen werden [25]. Der Wärmedurchgangswiderstand des Begrünungsaufbaus beträgt damit  $R_{Boden} = \frac{0,3}{2,0} = 0,15 \frac{m^2K}{W}$ . Die Wärmeübergangswiderstände können mit  $R_{si} = 0,10 \frac{m^2K}{W}$  und  $R_{se} = 0,04 \frac{m^2K}{W}$  veranschlagt werden [24]. Somit ergibt sich der erforderliche Wärmedurchgangswiderstand der Dämmung zu  $R_{erf} = \frac{1}{0,35} - 0,15 - 0,10 - 0,04 = 2,57 \frac{m^2K}{W}$ . Die Wärmeleitfähigkeit von Polyurethan-Hartschaum wird mit  $0,021$  bis  $0,041 \frac{W}{mK}$  angegeben [25], es wird mit dem Mittelwert von  $0,031 \frac{W}{mK}$  gerechnet. Infolgedessen kann für die Dämmschicht eine erforderliche Dicke von  $d_{erf} = 2,57 \times 0,031 = 0,0797m$  ermittelt werden. Es wird eine Dicke von 8cm gewählt.

## 4. Nachweis des Tragwerks

### 4.1 Erforderliche Nachweise

Nachdem in den letzten beiden Kapiteln die geplante Ausführungsweise des Tragwerks und der Gebäudehülle erläutert wurde, muss nun schrittweise nachgewiesen werden, dass die Bauwerksstruktur alle in den Normen verlangten Nachweise erfüllt. Die Nachweise stellen dabei sicher, dass die Tragsicherheit, die Gebrauchstauglichkeit und Anforderungen an die Dauerhaftigkeit allgemeinen Ansprüchen genügen [25]. Da es sich um eine reine Stahlkonstruktion handelt, sind alle

erforderlichen Tragsicherheitsnachweise im Eurocode 3 zu finden. Nach DIN EN 1993 Teil 1-1 müssen folgende Querschnittsnachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) geführt werden [7]:

- Normalkraft bei Zugbeanspruchung:  $\frac{N_{t,Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1,0$
- Normalkraft bei Druckbeanspruchung (ohne Stabilität):  $\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0$
- Moment bei einachsiger Biegebeanspruchung:  $\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$
- Querkraftbeanspruchung ohne Torsion:  $\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0$
- Schubbeulbedingung:  $\frac{h_w}{t_w} \leq 72 \times \frac{\varepsilon}{\eta}$
- Torsion
- Normal- und Schubspannungen
- Biegung, Normalkraft und Schub
- Doppelbiegung, Normalkraft und Schub

Neben dem Nachweis des Querschnitts für alle einwirkenden Schnittgrößen beinhaltet die DIN EN 1993-1-1 aber auch Nachweise gegen Stabilitätsversagen im GZT. Dabei müssen alle Bauteile gegen Biegeknicken um beide Achsen, Drillknicken und Biegedrillknicken nachgewiesen werden [7]. Zudem muss ein Kombinationsnachweis von Biegung und Knicken geführt werden [7]. Neben den eigentlichen Bauteilen müssen auch die Anschlüsse und Verbindungen nach DIN EN 1993-1-8 nachgewiesen werden. Hier werden zu einem späteren Zeitpunkt lediglich einzelne Anschlüsse ausgewählt und nachgewiesen, da die meisten Anschlussdetails im Rahmen dieser Arbeit nicht festgelegt wurden. Um die Gebrauchstauglichkeit eines Bauwerks zu gewährleisten, müssen die in der DIN EN 1990 festgelegten Verformungsgrenzwerte eingehalten werden [3]. Die Anforderungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) stellen sicher, dass das Bauwerk seine Funktion angemessen erfüllen kann sowie sein optisches Erscheinungsbild gewissen Grundansprüchen genügt und das Wohlbefinden von Personen, die sich im Bauwerk oder dessen Umfeld aufhalten, nicht beeinträchtigt wird [25]. Für die Seile der Verbände müssen keine Durchbiegungsnachweise geführt werden. Alle Nachweise im GZT und GZG für das Stahltragwerk sollen im Rahmen dieser Arbeit geführt werden. Vernachlässigt hingegen werden die Nachweise zur Sicherung der Dauerhaftigkeit, die in der Praxis ebenfalls geführt werden müssten. Diese beinhalten Vorschriften zum Korrosionsschutz, zur Sicherstellung der Durchführung von Wartungsarbeiten, zur Berücksichtigung von Verschleiß sowie Nachweise der Ermüdungssicherheit [25].

#### 4.2 Die Finite-Elemente-Methode

Bei großformatigen Tragwerken wie dem vorliegenden würde die Nachweisführung per Hand sowie die Ermittlung der für die Nachweise benötigten Schnittgrößen extrem viel Zeitaufwand erfordern und



möglicherweise eine hohe Anzahl an Rechenfehlern provozieren. Deshalb werden in heutiger Zeit überwiegend computergestützte Verfahren zur Berechnung von Tragwerken eingesetzt. Ein Verfahren, das sich dafür als besonders geeignet herausgestellt hat, ist die Finite-Elemente-Methode (FEM). Sie ermöglicht die Berechnung beliebiger Geometrien unter beliebigen Belastungen und Lagerungsbedingungen und zudem die Lösung von Iterationsaufgaben wie zum Beispiel eine Berechnung nach Theorien höherer Ordnung innerhalb kürzester Zeit [1]. Wenn der Benutzer sich der Funktionsweise der FEM und damit einhergehenden möglichen Schwächen oder Modellierungsfehlern bewusst ist, so gelingt auch eine deutlich weniger fehleranfällige Berechnung des Tragwerks als per Hand [1]. Allerdings birgt auch die Berechnung mit der Finiten-Elemente-Methode einige Fallstricke, weshalb alle Ergebnisse mit kritischem Auge geprüft und gegebenenfalls überschlägig nachgerechnet werden sollten. Darum wird im Folgenden kurz auf die grundlegende Funktionsweise der FEM und mögliche Abweichungen von der Realität eingegangen.

Zunächst muss man sich im Klaren darüber sein, dass die FEM nur eine Näherungslösung der Realität darstellt. In den meisten Fällen gelingt es jedoch, die zu erwartende Abweichung so klein zu halten, dass sie nicht von bautechnischer Relevanz ist [1]. Die Finite-Elemente-Methode beruht auf dem aus der Baustatik bekannten Verschiebungsgrößenverfahren [1]. Das in einem CAD-Programm modellierte Tragwerk wird dabei in endliche aber extrem kleine Finite Elemente durch Generierung eines Elementnetzes unterteilt [1]. Anschließend werden die mechanischen Eigenschaften an den Knotenpunkten jedes Finiten Elementes in einer lokalen Steifigkeitsmatrix notiert [1]. Die Dimension der Matrix ergibt sich dabei aus der Anzahl der Knoten multipliziert mit der Anzahl ihrer Freiheitsgrade [1]. Deshalb verringert sich der Rechenaufwand erheblich, wenn man sich bei der Berechnung auf zwei Dimensionen beschränkt oder Freiheitsgrade durch die Anordnung von Lagerungsbedingungen reduziert. Nachdem die lokalen Steifigkeitsmatrizen der einzelnen Elemente bekannt sind, müssen diese entsprechend ihrer Anordnung zueinander zur globalen Steifigkeitsmatrix (K-Matrix) zusammengefügt werden [1]. Zusätzlich muss der Lastvektor  $F$  ermittelt werden, dessen Eintrag in der jeweiligen Zeile die Belastung des zugehörigen Knotens enthält. Stellt man nun noch den Verschiebungsvektor  $U$  auf, dessen Einträge die jeweiligen Freiheitsgrade eines Knotens berücksichtigen, so erhält man nach dem Verschiebungsgrößenverfahren eine Gleichung, die die Steifigkeitsbeziehung des Gesamtsystems beschreibt [1]:

$$K \times U = F$$

Da die Dimension des so entstandenen Gleichungssystems der Anzahl aller Knoten multipliziert mit ihren Freiheitsgraden entspricht, lässt sich erahnen, dass eine händische Berechnung zwar theoretisch möglich, aber für die Praxis völlig untauglich wäre [1]. Die Lagerungsbedingungen werden dadurch berücksichtigt, dass die zugehörige Verschiebung gleich Null ist und somit eine Zeile aus dem

Gleichungssystem gestrichen werden kann [1]. Löst man das Gleichungssystem nach dem Verschiebungsvektor  $U$  auf, so ermöglicht eine Rückrechnung auf das Einzelement unter Bekanntheit der Steifigkeitsbeziehungen die Ermittlung der Schnittgrößen an den Knoten der Finiten-Elemente [1]. Damit liegt ein Nachteil der FEM auf der Hand: alles was sich zwischen den Knoten befindet, entzieht sich auch nach der Berechnung der Kenntnis des Benutzers. Werden jedoch die Finiten Elemente verkleinert, um eine genauere Lösung zu erhalten, so steigt damit auch der Rechenaufwand immens. Netzverdichtungen sind also nur dort sinnvoll, wo hohe Differenzen in Verzerrungen und Spannungen erwartet werden [1]. Auch die Form der Finiten Elemente muss an die Form des zu berechnenden Bauteils angepasst werden. Runde oder gekrümmte Abschnitte müssen mit Dreiecken approximiert werden, in der Regel wird aber versucht, möglichst Viereck-Elemente zu verwenden, da diese genauere Ergebnisse liefern als Dreiecke [1]. Dichte FE-Netze können aber auch noch anderweitig von Nachteil sein und zwar an Stellen, an denen Singularitäten auftreten. Eine Singularität bezeichnet dabei eine Unstetigkeit im Steifigkeitsverhalten zum Beispiel bei Einzellasten oder Punktauflagern, die im FEM-Modell nur auf einem einzelnen Punkt einwirken und nicht wie in der Realität auf einer Fläche, wodurch die Ergebnisse von FEM-Analysen an solchen Stellen nur eingeschränkt verwertbar sind [1]. Des Weiteren gilt es zu beachten, dass die Abbildung des realen Bauwerks immer in einem gewissen Maße idealisiert erfolgt und dadurch ein mehr oder weniger großer Fehler entsteht [1]. Wird ein Anschluss in einer FEM-Software als biegesteif oder ein Auflager als fest modelliert, so werden in der Realität immer ab einer gewissen Belastung Verformungen entstehen. Die Randbedingungen müssen also immer so genau wie möglich im FEM-Modell abgebildet werden. Eine große Unsicherheit in den FEM-Modellen dieser Arbeit entsteht zum Beispiel durch die Modellierung der Fundamente als feste Auflager aufgrund mangelnder Kenntnisse des Bodenverhaltens, obwohl eine Modellierung der Setzungssteifigkeit des Bodens großen Einfluss auf die Schnittgrößen des Tragwerks hätte [1]. Ein großer Vorteil der FEM liegt aber darin, dass sie es ermöglicht, sehr schnell iterative Berechnungen durchzuführen und somit auch Nichtlinearitäten zu berücksichtigen. Konstruktive Nichtlinearitäten sind alle im Berechnungsmodell definierten Eigenschaften von Bauteilen, die von Bedingungen abhängen, die wiederum von den Eigenschaften des Bauteils selbst beeinflusst werden [1]. Ein Beispiel wäre ein Stab, der ausfällt, sobald er Druckbelastung erfährt, wie es in den druckweichen Diagonalen der Wandverbände der Fall ist. Bei Ausfall des Stabes unter Druckbeanspruchung wird wieder eine iterative Berechnung der neu verteilten Schnittkräfte erforderlich. So ist es auch relativ einfach möglich, Bauteile wie z.B. Seile zu modellieren [1]. Eine elastisch-plastische Stahlbemessung würde eine physikalisch nichtlineare Berechnung erfordern, da das Materialverhalten bei Erreichen der Streckgrenze von einem linearen Verhältnis von Spannung und Dehnung abweicht [1]. Nichtlineare Berechnungen wären per Hand extrem aufwendig, da die Schnittgrößen immer auf die verformte Struktur bezogen werden müssen, woraus sich eine weitere Verformung ergibt usw. [1]. Eine nichtlineare Berechnung verhindert auch eine einfache

Überlagerung der Schnittgrößen der einzelnen Lastfälle, weshalb es erforderlich ist, die Lastfälle zu Lastkombinationen zusammenzufassen, wie es im ersten Kapitel dieser Arbeit bereits erfolgt ist [1]. Die letzte Kategorie von Nichtlinearitäten sind geometrische Nichtlinearitäten, die nichtlineare Verformungen nach Theorien höherer Ordnungen beinhalten [1]. Das vorhandene Tragwerk soll nach Theorie II.-Ordnung, also unter Annahme kleiner Verformungen, berechnet werden, um die destabilisierende Wirkung möglicher abtreibender Kräfte zu berücksichtigen. Eine Berechnung nach Theorie III.-Ordnung, also mit Einschluss größerer Verformungen, wäre zwar auch möglich, ist aber aufgrund der Bauteilsteifigkeit der verwendeten Bauteile nicht nötig und wird fast ausschließlich bei stark verformbaren Bauteilen z.B. Membranen oder Seilen verwendet [1]. Weitere Vorteile einer Berechnung mit FEM-Software sind, dass der siebte Freiheitsgrad der Wölbkrafttorsion für Biegedrillknicknachweise einfach aktiviert oder deaktiviert oder die Berechnungstheorie von schubstarr (nach Bernoulli/Kirchhoff) nach schubweich (Timoshenko/Mindlin) geändert werden kann [1]. Zudem können Eigenwertlösungsverfahren für die Stabilitätsanalyse zur Ermittlung der maßgebenden Knickform verwendet werden [1]. Hierfür ist in den meisten Fällen das Verfahren nach Lanczos vorteilhaft, da es schnell konvergiert und ein stabiles Lösungsverhalten aufweist [1].

Es ist jedoch wichtig, nicht gleich das ganze Tragwerk auf einmal zu modellieren, sondern zunächst mit Teilsystemen zu beginnen, da sonst durch die Komplexität des Tragwerks ein Verlust der Übersicht droht, große Datenmengen und Rechenzeiten anfallen und die Nachvollziehbarkeit und Dokumentation der Ergebnisse sehr aufwendig wird [1]. Eine große Herausforderung besteht darin, die Interaktion des Teilmodells mit anderen Bauwerkselementen durch eine angemessene Wahl von Randbedingungen wie Lagerungen möglichst realitätsgetreu zu erfassen [1]. Deshalb sollen auch aus dem nachzuweisenden Tragwerk der Flugzeughalle zunächst einzelne Elemente herausgelöst und in Teilmodellen berechnet werden. Im Kontext dieser Arbeit wurden alle Modelle in der Version 6.08.0001 der Finite-Elemente-Software RFEM von Dlubal erstellt. Hierfür wurde von der Dlubal GmbH freundlicherweise eine vollumfängliche Studentenversion von RFEM zur Verfügung gestellt.

Diese umfasst neben den Basisfunktionen auch einige Add-Ons, die weitergehende Berechnungen und Bemessungen erlauben. Für diese Arbeit wurden die Add-Ons Strukturstabilität (Stabilitätsanalyse), Stahlbemessung sowie bei 3D-Modellen Wölbkrafttorsion aktiviert. Die Berechnung der Modelle erfolgte nach Theorie III. Ordnung, da die Rundstähle der Verbandsfelder als Seile modelliert wurden. Alle anderen Stäbe wurden als Balkenstäbe definiert und können somit alle möglichen Schnittkräfte erhalten. Das Add-On Strukturstabilität ermöglicht es, die Gesamtstabilität eines Modells vor seiner Bemessung zu prüfen und berechnet automatisch die Knicklängen für die jeweiligen Stäbe, mit denen diese später bemessen werden können. Dafür soll das Add-On Strukturstabilität die Verzweigungslast mit der linearen Eigenwertmethode nach Lanczos berechnen. Dabei wird eine entlastende Wirkung

durch Zugkräfte in stabilitätsgefährdeten Stäben berücksichtigt. Die Stäbe werden als schubweich nach Timoshenko und Mindlin angesehen. Der Wand- und Dachaufbau wurde nicht mitmodelliert, da in diesem keine Schubfelder berücksichtigt wurden, woraus folgt, dass das Tragwerk ohne Hilfe der Hüllkonstruktion stabil sein muss. Eine mögliche aussteifende Wirkung bspw. durch seitliche Haltung von Stäben durch den Dachaufbau wurde somit nicht berücksichtigt. Da die Lasten als Flächenlasten auf die Gebäudehülle einwirken, müssen diese zu Linienlasten auf die Stäbe umgerechnet werden. Dafür wird die Flächenlast mit der Lasteinzugsbreite des jeweiligen Stabes multipliziert, bspw. die Flächenlast des Schnees auf das Dach mit dem Abstand zwischen den Pfetten, um die Belastung auf eine Pfette in der Bauwerksmitte zu erhalten. Bei den Windlasten erfolgt zur Vereinfachung keine Unterteilung in die Lasteinzugsflächen, sondern es wird die maximale Belastung auf die gesamte Bauwerksseite angesetzt.

#### 4.3 Teilmodell Rahmenkonstruktion

Als erstes soll die Tragfähigkeit der Rahmenkonstruktion in einem Teilmodell untersucht werden, da sie einen Großteil der auf das Bauwerk einwirkenden Lasten abtragen muss. Das Teilmodell Fachwerkrahmen ist im digitalen Anhang dieser Arbeit einzusehen. Da die Rahmenkonstruktion orthogonal zu ihrer Ebene auf die aussteifende Wirkung der Verbandsfelder und Querpfeifen angewiesen ist, diese aber in einem Teilmodell nicht berücksichtigt werden, wird ein Modell in 2D erstellt. Das bedeutet, dass keine Aussagen über die Stabilität der Rahmenkonstruktion außerhalb ihrer Ebene getroffen werden kann. Die Lasten aus dem Dach müssen als Einzellasten umgerechnet werden, die an den Pfettenanschlusspunkten in den Untergurt eingeleitet werden. Dafür wird die Linienlast auf die Pfette mit dem Abstand zwischen den Rahmen multipliziert. Maßgebend ist der höhere der beiden mittleren Rahmen, da hier die Stützen eine größere Knicklänge haben und auf den Endrahmen nur die Hälfte der Lasten einwirken.

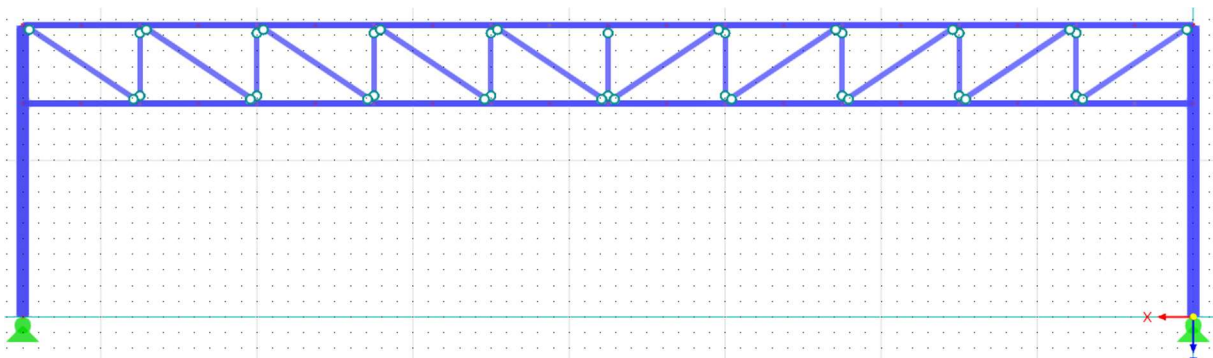


Abbildung 36: RFEM-Teilmodell Fachwerkrahmen im Endzustand

Der erste Berechnungsdurchlauf zeigt, dass wie bereits befürchtet, die Fachwerkgurte im Querschnitt auf Druck (Obergurt) bzw. Zug (Untergurt) versagen würden. Zudem sind die Durchbiegungen in Z-Richtung (also nach unten) zu groß und der Nachweis gegen Biegeknicken um beide Achsen nicht

erfüllt. Bei den Stielen ist Biegeknicken in der lokalen z-Achse des Querschnitts zu erwarten. Für die Diagonalen wird die Fehlermeldung angezeigt, dass das Ersatzstabverfahren für den unsymmetrischen Winkelquerschnitt nicht anwendbar ist. Da aber reine Zugbelastung auf den Diagonalen vorliegt und somit keine Stabilitätsgefahr besteht, wird diese Meldung vorerst ignoriert. Die Fachwerkgurte und -stiele müssen also in ihren Querschnitten angepasst werden.

Zur Verbesserung der Fachwerkgurte bieten sich eine Ausführung in S355, HEB-Profile mit größerem Querschnitt sowie Hohlprofile mit größerer Biegesteifigkeit an. Die Variante mit dem bisher verwendeten HEB 500 in S355 erfüllt zwar die Querschnittsnachweise, löst die Verformungsproblematik aber nicht. Als nächstes wird mit einem Hohlprofil RRO 350/350/20 in S 235 eine Variante mit gleichem Materialeinsatz wie das HEB 500 geprüft. Die Durchbiegungsnachweise sind nun erfüllt, die Querschnittsnachweise weisen aber nur geringfügige Verbesserungen auf. Es wird also die Querschnittsfläche erhöht und ein RRO 350/350/20 untersucht. Der Interaktionsnachweis der Schnittgrößen bleibt aber weiterhin deutlich untererfüllt. Anstatt die Querschnittsfläche weiter zu erhöhen wird das RRO 350/350/20 in S 355 ausgeführt. Hier sind im Teilmodell alle Nachweise erfüllt. Es sollen aber noch Varianten mit geringerem Materialeinsatz überprüft werden. Ein HEB 600 hat eine dem RRO 350/350/20 vergleichbare Querschnittsfläche. Auch hier sind die Querschnittsnachweise nicht erfüllt. Daraus lässt sich ableiten, dass eine Erfüllung der Nachweise mit Hohlprofilen deutlich wirtschaftlicher ist, als mit I-Profilen, weshalb die Fachwerkgurte zu einem RRO 350/350/20 in S 355 geändert werden. Allerdings sind die Knicknachweise der Gurte um beide Achsen weiterhin nicht erfüllt. Es soll aber zunächst versucht werden, die Stützen zu verbessern, da eine höhere Stützensteifigkeit auch eine Verringerung der Knicklänge der Gurte darstellt.

Um ein Biegeknicken der Stützen zu verhindern, muss das vorhandene Trägheitsmoment um die z-Achse bei mindestens gleichwertiger Querschnittsfläche erhöht werden. Für den größten genormten HEB-Querschnitt, ein HEB 1000, bleibt der Nachweis nicht erfüllt, weshalb eine Ausführung mit I-Profilen verworfen werden kann. Stattdessen werden unsymmetrische rechteckige Hohlprofile versucht, die aufgrund des Steiner-Anteils der starken Flansche ein großes Flächenträgheitsmoment bei relativ geringer Querschnittsfläche aufweisen. Als erstes soll ein Hohlkasten mit den Abmessungen 800/300/14/50 untersucht werden, da er annähernd die gleichen Abmessungen und den gleichen Materialeinsatz wie das vorher verwendete HEB 800 aufweist. Der Biegeknicknachweis um die y-Achse ist nun erfüllt, um die z-Achse ist das Trägheitsmoment aber noch zu gering. Um dieses zu erhöhen werden die Stege verbreitert. Für einen Hohlkasten RHSU 800/400/18/60 sind schlussendlich alle Nachweise im Teilmodell erfüllt, weshalb die Fachwerkstiele zu diesem Querschnitt geändert werden.

Das Stabilitätsproblem der Fachwerkgurte bleibt allerdings bestehen, da die Biegeknicknachweise um beide Achsen weiterhin nicht erfüllt sind. Der Untergurt wird durch die Anordnung der Pfetten

zwischen den Druckpfosten des Fachwerks zu stark auf Biegung beansprucht. Zudem ist der enge Pfettenabstand unwirtschaftlich, da er auch einen ebenso engen Abstand der Giebelwandstützen erfordert. Deshalb wird der Pfettenabstand von 3,75m auf 7,5m verdoppelt. Nun schließt an jedem Pfettenanschluss an den Untergurt auch ein Druckpfosten an. Allerdings ändern sich dadurch auch die Anforderungen an den Wandaufbau, der nun 7,5m zwischen den Giebelwandstützen überspannen muss und nicht wie bisher nur 6,25m zwischen den Stützen in den Querwänden.

Die Anforderung an die maximale Durchbiegung des Wandaufbaus verbleibt bei  $f_{max} = \frac{L}{150}$ . Es werden, wie bereits im Kapitel zur Gebäudehülle erläutert, die charakteristischen Flächenlasten aus Winddruck von  $0,56 \frac{kN}{m^2}$  und  $-0,90 \frac{kN}{m^2}$  aus Windsog angesetzt. Um die Bemessungswerte zu erhalten, werden diese mit einem Teilsicherheitsbeiwert von 1,5 multipliziert. Die Ermittlung der Schnittgrößen des Zweifeldträgers und die Nachweisführung folgt dem bereits bekannten Prinzip. Um die benötigten Tragfähigkeitswerte des Bauteils zu berechnen, werden die Schnittgrößen mit Hilfe der Schneider Bautabellen berechnet und anschließend mit dem Teilsicherheitsbeiwert  $\gamma_M$  multipliziert [25].

Erforderliche Tragfähigkeitswerte für andrückende Flächenbelastung:

$$M_{c,Rd,F,erf} = 0,07 \times 0,84 \times 7,5^2 \times 1,1 = 3,64 \frac{kNm}{m}$$

$$M_{c,Rd,B,erf} = 0,125 \times 0,84 \times 7,5^2 \times 1,1 = 6,50 \frac{kNm}{m}$$

$$R_{w,Rd,A,erf} = 0,375 \times 0,84 \times 7,5 \times 1,1 = 2,60 \frac{kN}{m}$$

$$R_{w,Rd,B,erf} = 1,25 \times 0,84 \times 7,5 \times 1,1 = 8,66 \frac{kN}{m}$$

Um den Interaktionsnachweis für Moment und Querkraft zu führen, muss die Ausnutzung der Querkraft unter 0,5 liegen, weshalb der Widerstand gegen Querkraft hier mit Zwei multipliziert wird.

$$2 \times V_{w,Rk,erf} = 2 \times 0,625 \times 0,84 \times 7,5 \times 1,1 = 8,66 \frac{kN}{m}$$

Erforderliche Tragfähigkeitswerte für abhebende Flächenbelastung:

$$M_{c,Rd,F,erf} = 0,07 \times 1,35 \times 7,5^2 \times 1,1 = 5,85 \frac{kNm}{m}$$

$$M_{c,Rd,B,erf} = 0,125 \times 1,35 \times 7,5^2 \times 1,1 = 10,44 \frac{kNm}{m}$$

$$R_{w,Rd,A,erf} = 0,375 \times 1,35 \times 7,5 \times 1,1 = 4,18 \frac{kN}{m}$$

$$R_{w,Rd,B,erf} = 1,25 \times 1,35 \times 7,5 \times 1,1 = 13,92 \frac{kN}{m}$$

$$2 \times V_{w,Rk,erf} = 2 \times 0,625 \times 1,35 \times 7,5 \times 1,1 = 13,92 \frac{kN}{m}$$

Nun muss ein Kassettenprofil gefunden werden, dessen Tragfähigkeitswerte größer sind als die erforderlichen und den Interaktionsnachweis an der Stützstelle B erfüllen. Eine erste Abschätzung ermöglichen dabei die Belastungstabellen, die Nachweise können anschließend mit den Bemessungswerten aus dem Prüfbescheid geführt werden. Das kleinste genormte Kassettenprofil der Beispielfirma Munker, welches alle Nachweise erfüllt ist das Profil M180/600 in S 350 mit einer Dicke von  $t_N = 1,13mm$  [18]. Die verwendeten Belastungstabellen für Druck und Sog sowie der Prüfbescheid für das Profil sind im Anhang zu finden. Eine Zeichnung des Profils ist in Abbildung 37 zu sehen.

### M180/600 Kassette

**Munker**  
METALLPROFILE  
Gewerbeparkstrasse 19 · 51580 Reichshof-Wehrath  
Tel. +49-2265-9986-0 · Fax +49-2265-9986-800  
Mail info@munker.com · Internet www.munker.com



Abbildung 37: Technische Zeichnung Stahlkassettenprofil M180/600 [18]

Da die Giebelwandstützen nach bisherigem Stand als IPE 300 ausgeführt werden sollen, muss an der Stützstelle mit einer Auflagerbreite von  $l_{a,B} = 100mm$  gerechnet werden.

Die Nachweise nach DIN EN 1993-1-3 auf Druck lauten [8]:

$$\frac{F_{A,Ed}}{R_{w,Rd,A}} = \frac{2,36}{14,26} = 0,17 < 1$$

$$\frac{F_{B,Ed}}{R_{w,Rd,B}} = \frac{7,88}{33,52} = 0,24 < 1$$

$$\frac{M_{F,Ed}}{M_{c,Rd,F}} = \frac{3,31}{12,91} = 0,26 < 1$$

$$\frac{M_{B,Ed}}{M_{c,Rd,B}} = \frac{5,91}{13,11} = 0,45 < 1$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{w,Rd}} = \frac{3,94}{32,86} = 0,12 < 0,5$$

Interaktionsnachweis in der Stützstelle B:

$$\frac{M_{B,Ed}}{M_{0,Rd,B}} + \frac{F_{B,Ed}}{R_{0,Rd,B}} = \frac{5,91}{17,46} + \frac{7,88}{66,65} = 0,46 < 1$$

Die Nachweise nach DIN EN 1993-1-3 auf Sog lauten [8]:

$$\frac{F_{A,Ed}}{R_{w,Rd,A}} = \frac{3,80}{15,84} = 0,24 < 1$$

$$\frac{F_{B,Ed}}{R_{w,Rd,B}} = \frac{12,66}{39,58} = 0,32 < 1$$

$$\frac{M_{F,Ed}}{M_{c,Rd,F}} = \frac{5,32}{13,39} = 0,40 < 1$$

$$\frac{M_{B,Ed}}{M_{c,Rd,B}} = \frac{12,66}{15,85} = 0,80 < 1$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{w,Rd}} = \frac{6,33}{32,86} = 0,19 < 0,5$$

Interaktionsnachweis in der Stützstelle B:

$$\frac{M_{B,Ed}}{M_{0,Rd,B}} + \frac{F_{B,Ed}}{R_{0,Rd,B}} = \frac{9,49}{16,31} + \frac{12,66}{920,91} = 0,60 < 1$$

Damit erfüllt das Kassettenprofil M180/600 alle erforderlichen Nachweise. Durch die größere Blechdicke erhöht sich das Eigengewicht des Wandaufbaus auf  $0,38 \frac{kN}{m^2}$ .

Auch für den Dachaufbau ist die Änderung des Pfettenabstandes problematisch, da der Abstand zwischen den Pfetten mit 7,5m nun größer ist als der Abstand zwischen den Rahmen mit 6,25m, wodurch sich die Tragrichtung ändert und die Dachlasten direkt auf die Rahmen einwirken. Beide Längen überschreiten die bisher nachgewiesene Spannweite des Dachaufbaus von 3,75m deutlich. Bei der vorliegenden Belastung beträgt die maximal mögliche Spannweite mit handelsüblichen Stahltrapezprofilen 5m. Das heißt, dass die Spannweite des Dachaufbaus entweder durch Verringerung des Rahmenabstandes oder den Einbau von Längspfetten verringert werden muss. Es wird sich dazu entschieden, auf den Einbau von zusätzlichen Längspfetten zu verzichten, da sie die gedrückten Querspfiten zusätzlich stark auf Biegung belasten würden. Dafür erfolgt eine Erhöhung der Rahmenanzahl und Verringerung des Rahmenabstands von 6,25m auf 5m. Das Stahltrapezprofil liegt nun auf den Rahmen auf und muss einen Abstand von 5m zwischen diesen überspannen können. So müssen die Querspfiten nur Druckkräfte aus horizontalen Einwirkungen aufnehmen und sind weniger biegeknickgefährdet. Da das alte Stahltrapezprofil den Anforderungen durch die vergrößerte Spannweite nicht genügt, muss ein höheres Stahltrapezprofil gewählt werden. Maßgebende Einwirkungen verbleiben LK 2 und LK 33. Die Durchbiegung muss weiterhin auf  $\frac{L}{200}$  begrenzt werden. Da nun fünf Felder vorliegen, müssen drei davon als Dreifeldträger überbrückt werden und zwei als Zweifeldträger. Die Schnittgrößen des Zweifeldträgers sind maßgebend. Mit Hilfe der Schneider Bautabellen lassen sich für den Zweifeldträger folgende Schnittgrößen ermitteln [25]:



Für LK 2:

$$F_{A,Ed} = 0,375 \times 6,14 \times 5 = 11,51 \frac{kN}{m}$$

$$F_{B,Ed} = 1,25 \times 6,14 \times 5 = 38,38 \frac{kN}{m}$$

$$M_{F,Ed} = 0,07 \times 6,14 \times 5^2 = 10,75 \frac{kNm}{m}$$

$$M_{B,Ed} = 0,125 \times 6,14 \times 5^2 = 19,19 \frac{kNm}{m}$$

$$Q_{bl,Ed} = 0,625 \times 6,14 \times 5 = 19,19 \frac{kN}{m}$$

Für LK 33:

$$F_{A,Ed} = 0,375 \times 5,12 \times 5 + 0,406 \times 1,5 \times 5 = 12,65 \frac{kN}{m}$$

$$F_{B,Ed} = 1,25 \times 5,12 \times 5 + 1,375 \times 1,5 \times 5 = 42,31 \frac{kN}{m}$$

$$M_{F,Ed} = 0,07 \times 5,12 \times 5^2 + 0,203 \times 1,5 \times 5^2 = 16,57 \frac{kNm}{m}$$

$$M_{B,Ed} = 0,125 \times 5,12 \times 5^2 + 0,188 \times 1,5 \times 5^2 = 23,05 \frac{kNm}{m}$$

$$Q_{bl,Ed} = 0,625 \times 5,12 \times 5 + 0,688 \times 1,5 \times 5 = 21,16 \frac{kN}{m}$$

LK 33 ist in allen Schnittgrößen maßgebend gegenüber LK 2, weshalb im Folgenden nur noch die Schnittgrößen von LK 33 nachgewiesen werden. Zwischenaufleger ist der Fachwerkgurt mit einer Breite von  $l_{a,B} = 350mm \geq 200mm$ . Die Endauflager auf den HEB 500 der Vollwandrahmen haben eine Auflagerfläche von  $l_{a,A} = 150mm \geq 90mm$ . Das kleinste Stahltrapezprofil, dass die gestellten Anforderungen an die Querschnittswerte erfüllt ist ein M160/250 in S350 [18]. Hier ist allerdings der Interaktionsnachweis an der Zwischenstütze nicht erfüllt. Dies gilt ebenso für das nächstgrößere M206.1/375 in S 320. Das kleinste Stahltrapezprofil, dass auch den Interaktionsnachweis erfüllt, ist ein M 206.1/375 in S 350 in Negativlage mit  $t_N = 1,25mm$ . Die Nachweise nach DIN EN 1993-1-3 sind damit wie folgt [8]:

$$\frac{F_{A,Ed}}{R_{w,Rd,A}} = \frac{12,65}{20,09} = 0,63 < 1$$

$$\frac{F_{B,Ed}}{R_{w,Rd,B}} = \frac{42,31}{54,15} = 0,78 < 1$$

$$\frac{M_{F,Ed}}{M_{c,Rd,F}} = \frac{16,57}{34,70} = 0,48 < 1$$

$$\frac{M_{B,Ed}}{M_{c,Rd,B}} = \frac{23,05}{35,85} = 0,64 < 1$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{w,Rd}} = \frac{21,16}{81,06} = 0,26 < 0,5$$

Interaktionsnachweis in der Stützstelle B:

$$\frac{M_{B,Ed}}{M_{0,Rd,B}} + \left( \frac{F_{B,Ed}}{R_{0,Rd,B}} \right)^2 = \frac{23,05}{44,81} + \left( \frac{42,31}{67,69} \right)^2 = 0,91 < 1$$

Aus den Belastungstabellen lässt sich ablesen, dass sich die zulässige Durchbiegung durch das gewählte Profil auf  $\frac{L}{200}$  begrenzen lässt. Damit erfüllt das Trapezprofil alle Anforderungen. Sowohl die Belastungstabellen, als auch der Prüfbescheid sind im Anhang zu finden. Die Eigenlast des Dachaufbaus erhöht sich durch das neue Trapezprofil auf  $3,83 \frac{kN}{m^2}$ . Eine Zeichnung des Profils ist in Abbildung 38 zu sehen.

## M206.1/375 Negativlage

**Münker**  
METALLPROFILE

Gewerbeparkstrasse 19 · 51580 Reichshof-Wehrath  
Tel. +49-2265-9986-0 · Fax +49-2265-9986-800  
Mail info@muenker.com · Internet www.muenker.com

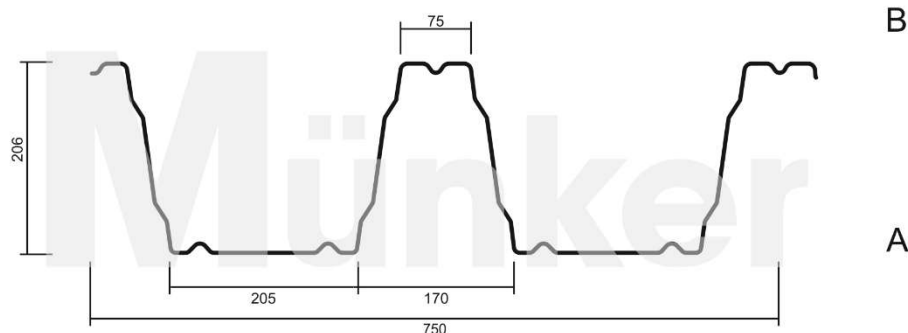


Abbildung 38: Technische Zeichnung Stahltrapezprofil M206.1/375 [18]

Durch die Veränderung der Spannweiten verbessert sich der Biegeknicknachweis deutlich, die Nachweise sind aber weiterhin nicht erfüllt. Im 2D-Modell ist die seitliche Haltung des Untergurts durch die Pfetten nicht berücksichtigt, weshalb die Knicklängen in diesem Teilmodell deutlich größer ausfallen dürften als bei einer Betrachtung des Tragwerks im Gesamtmodell. Deshalb wird die Verbesserung der Fachwerkgurte vorerst nicht weiterverfolgt. Aus dem Teilmodell Fachwerkrahmen sind damit zunächst keine weiteren Erkenntnisse zu gewinnen.

### 4.4 Teilmodell Verbandsfeld

Nachdem mit dem Fachwerkrahmen das wichtigste Bauteil zur Abtragung der Vertikallasten untersucht wurde, ist es nun sinnvoll an einem Teilmodell zu untersuchen, ob die bisher verwendeten Profile

ausreichen, um die Halle gegen horizontale Einwirkungen senkrecht zur Rahmenebene auszusteifen. Dazu wurde das dieser Arbeit digital angehängte 2D-Teilmodell des Verbandsfeldes erstellt. Darin wurden die Verbandsdiagonalen als Seile modelliert, d.h. sie können nur Zugkräfte in Normalenrichtung aufnehmen. Die angesetzten Lasten wurden als Auflagerreaktionen der Giebelwandstützen berechnet, wobei angenommen wurde, dass die Pfetten die Lasten in vollem Umfang an die Verbandsfelder weiterleiten. Es wird auf beiden Giebelseiten die maximal mögliche Windbelastung des jeweiligen Lastfalls angesetzt ohne Berücksichtigung der Lasteinzugsflächen. Da W1 und W3 beide auf die Giebelwände einwirken und damit Lasten in derselben Richtung erzeugen, wobei W1 maßgebend gegenüber W3 ist, wird von beiden Lastfällen nur W1 angesetzt. Zudem wird das aktive Eigengewicht deaktiviert, da das Modell sonst ohne die aussteifende Wirkung der Fachwerkrahmen durch sein Eigengewicht versagen würde. Im Umkehrschluss bedeutet dies aber auch, dass nur Aussagen über die Standsicherheit bei horizontalen Windbelastungen getroffen werden können.

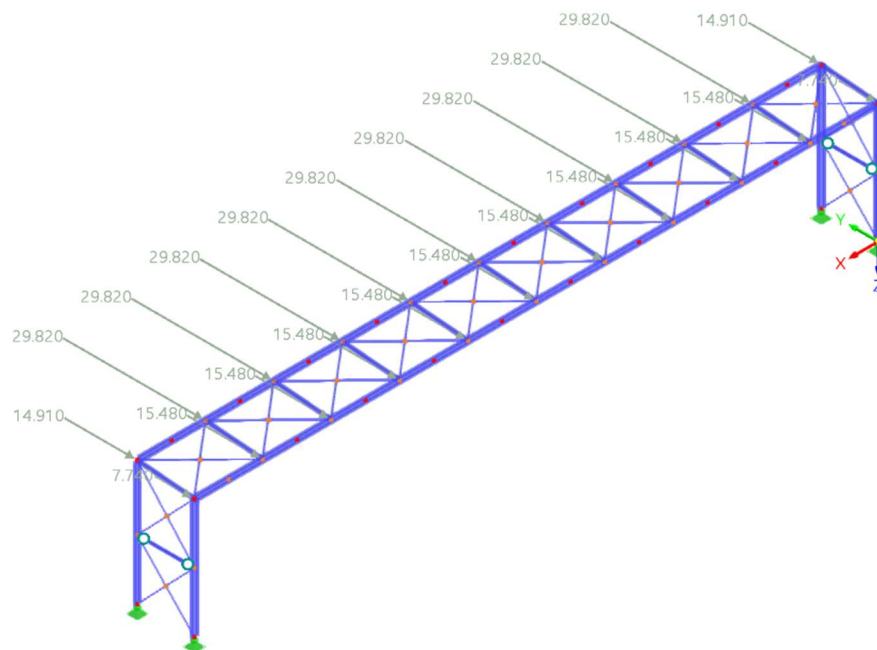


Abbildung 39: RFEM Teilmodell Verbandsfeld

Der erste Berechnungsdurchlauf zeigt, dass einige Querschnitte unterdimensioniert sind. So versagt der Wandriegel durch Biegeknicken und in den Wand- und Dachverbänden sind die Zugkräfte zu groß. Auch die anschließenden Stäbe sind nicht dazu in der Lage, die Kräfte aus der Verbandswirkung aufzunehmen. Die Pfetten versagen auf Biegung um die z-Achse, Normal- und Schubspannungen, Doppelbiegung und Biegeknicken in z. Zudem ist der kombinierte Nachweis von Biegung und Knicken nicht erfüllt. Die Querwandstützen sind durch Biegung in y, Normalkraft und Schub sowie Doppelbiegung überbelastet, bei den Vollwandriegeln sind die Nachweise von Normalkraft und Schub sowie Durchbiegung in z-Richtung nicht erfüllt.

Um eine ausreichende Tragfähigkeit des Verbandsfeldes nachzuweisen, werden die relevanten Querschnittsparameter des jeweiligen Stabes angepasst, bis alle Nachweise erfüllt werden. Es wird mit dem Wandriegel begonnen. Hier wird das Flächenträgheitsmoment so lange durch Vergrößern der Querschnittshöhe erhöht, bis der Biegeknicknachweis im unkritischen Bereich liegt. Dies ist ab einer Querschnittshöhe von 150mm der Fall, weshalb der Wandriegel zu einem Hohlprofil QRO 150/8 geändert wird. Bei den Querwandverbänden ist der Zugnachweis ab einem Stabdurchmesser von 55mm erfüllt, weshalb der Querschnitt entsprechend vergrößert wird. Die Dachverbände werden aus demselben Grund auf einen Durchmesser von 70mm vergrößert. Das IPE 200-Profil der Pfetten wird durch ein für Druckbeanspruchung besser geeignetes HEA-Profil ersetzt. Ein Querschnitt der Reihe HEA 220 erfüllt alle erforderlichen Nachweise. Zu beachten ist allerdings die Warnmeldung, dass Torsion bei den Stabilitätsnachweisen vernachlässigt wird. Dies wird durch eine entsprechende Reserve in den Querschnittsnachweisen von nun an berücksichtigt. Für die Erfüllung der Nachweise der Querwandstützen ist eine Erhöhung des Querschnitts von HEB 500 auf HEB 600 ausreichend. Für die Vollwandriegel reicht sogar eine Erhöhung auf HEB 550. Jetzt sind alle Nachweise im Teilmodell erfüllt, d.h. es kann davon ausgegangen werden, dass die gewählten Querschnitte im Verbandsfeld ausreichen, um die Windlasten auf die Giebelwände in den Baugrund abzuleiten.

#### 4.5 Aussteifung am Gesamtmodell

Da das Tragwerk in keine weiteren sinnvollen Abschnitte mehr zu unterteilen ist, wird nun ein FEM-Modell für das gesamte Tragwerk aufgebaut. Es ist unter dem Namen „Modell Flugzeughalle Bachelorarbeit“ ebenfalls im digitalen Anhang zu finden. Im Gesamtmodell wurden alle Lastfälle als Linienlasten auf die Riegel bzw. Stützen berücksichtigt, indem die Flächenlasten mit der Einzugsfläche des Stabes multipliziert wurden. Dies erspart die aufwendige und unübersichtliche Mitmodellierung der bereits händisch nachgewiesenen Hüllbleche. Erste Berechnungsversuche zeigen, dass das Tragwerk in seiner bisherigen Planung noch zu instabil ist, die Berechnung konvergiert nicht. Die drei gravierendsten Probleme sind das seitliche Ausweichen der gedrückten Fachwerkobergurte, die Instabilität der Giebelwände in ihrer Ebene sowie eine generelle Instabilität der Halle senkrecht zur Rahmenebene. Um das seitliche Ausweichen der Fachwerkobergurte zu verhindern, werden Abspannseile seitlich von den Fachwerkknoten des Obergurtes zu den Pfetten gespannt. Dadurch werden die Seile gezogen, wenn der Obergurt versucht seitlich auszuweichen und halten ihn so in der Rahmenebene. Für die Abspannseile wird ein Rundquerschnitt mit einem Durchmesser von 15mm veranschlagt. Um die Giebelwände in ihrer Ebene zu stabilisieren, werden Verbandskreuze aus druckweichen Seilen in den beiden Endfeldern angeordnet. Es soll untersucht werden, ob eine Ausführung mit Rundstählen mit einem Durchmesser von 30mm ausreichend ist. Zudem werden Dachverbände entlang der Querwände angeordnet, die so oben an den Giebelwandverbänden

anschließen und die Halle in ihrer Längsrichtung aussteifen sollen. Für diese zusätzlichen Dachverbände in Querrichtung wird der gleiche Querschnitt gewählt, wie für den bestehenden Verband in Längsrichtung.

Mit den getroffenen Maßnahmen konnte die Stabilität der Fachwerkobergurte sowie der Giebelwände in ihrer Ebene verbessert werden, die Instabilitäten senkrecht zur Rahmenebene konnten so aber nicht behoben werden. Zudem treten Verwölbungen der Vollwandriegel und Instabilitäten der einzelnen Giebelwandstützen auf. Es ist ersichtlich, dass insbesondere die Giebelwände stärker senkrecht zu ihrer Ebene gehalten werden müssen, weshalb entschieden wird die Pfetten zu Querschweren auszubauen, um eine höhere Steifigkeit des Tragwerks in Querrichtung zu erzielen. Die Vollwandriegel überspannen nun nicht mehr die gesamte Länge, sondern nur noch den ehemaligen Pfettenabstand von 7,5m zwischen den Querschweren, weshalb sie nur noch als Längspfetten wirken und die auf sie einwirkenden Linienlasten aus dem Dach in die Querschweren einleiten. Darum werden sie im Folgenden auch nur noch als Längspfetten bezeichnet, im Gegensatz zu den ehemaligen Querspfiten, die zu den Querschweren umgewandelt wurden. Mit dieser Maßnahme ändert sich die gesamte Tragwirkung des Tragwerks, da nun nicht mehr alle Dachlasten über längsspannende Riegel direkt in die Stützen eingeleitet werden, sondern einen Umweg von den längsspannenden Längspfetten über die Querschweren in die bestehenden Längsfachwerke nehmen, von wo aus sie auf bekanntem Wege in die Stützen eingeleitet werden. Dies bedeutet eine höhere Belastung insbesondere für die Fachwerkstützen, jedoch wird so auch die Dachbelastung besser verteilt und die Dachebene ist insgesamt deutlich steifer.

Zur Konstruktion des Querschweres sind wieder die bereits vom Längsfachwerk bekannten Entscheidungen zu treffen. Zunächst ist die erforderliche statische Höhe abzuschätzen. Die Faustformel einer statischen Höhe  $\frac{l}{15} = \frac{25}{15} = 1,67m$  wird wieder für einen ersten Voranschlag verwendet [23]. Der Abstand der Fachwerkknoten ist durch den Abstand der Längspfetten auf 5m festgelegt. Eine Variante als Pratt-Fachwerk würde zu große Fachwerkhöhen erfordern um einen Neigungswinkel von näherungsweise 45° herzustellen, weshalb sich für eine Ausführung als Warren-Fachwerk mit wechselweise steigenden und fallenden Diagonalen entschieden wird. Das bedeutet aber auch, dass einige der langen Diagonalen Druckkräfte erhalten werden und dadurch stark knickgefährdet sind. Um eine statische Höhe festzulegen, wird nun der Neigungswinkel der Stäbe miteinbezogen. Bei einer Höhe von 1,5m läge eine Neigung von 31° vor, die zu relativ großen Stabkräften führen würde. Wird eine größere Höhe von 2m verwendet, so erhöht sich der Neigungswinkel auf 38,66° und nähert sich damit den idealen 45° an, weshalb die statische Höhe des Querschweres auf 2m festgelegt wird. Das Querschwerk wird oberhalb des Dachaufbaus eingesetzt, um die lichte Höhe der Halle nicht zu verringern. Ein weiterer Vorteil des Querschweres ist, dass sich die Knicklänge der Druckpfosten des

Längsfachwerks dadurch verringert, dass das Querfachwerk seitlich an die Druckpfosten des Längsfachwerks angeschlossen wird, wodurch der Druckpfosten des Längsfachwerks seitlich durch den Obergurt des Querfachwerks gehalten wird.

Als Querschnitte für die Gurte des Querfachwerks werden die vorher als Querpfeetten verwendeten HEA 220 Profile beibehalten, da die Druckpfostenwirkung des Untergurts erhalten bleibt. Da die Diagonalen teilweise unter Druckbeanspruchung stehen, bieten sich laut Kindmann Doppel-U, Doppelwinkel, Hohl sowie I-Profile als Querschnitt an [15]. Gewählt wird ein Quadrathohlprofil QRO 160/8, da es maximale Biegesteifigkeit um beide Achsen verspricht und zudem der Korrosionsschutz einfacher zu gewährleisten ist, da keine schmalen Profilzwischenräume vorliegen [15]. Die Abspannseile für den Längsfachwerkobergurt müssen nun am Obergurt des Querfachwerks angeschlossen werden. Wie die Ausführung des Querfachwerks aussehen könnte, ist in Abbildung 40 dargestellt.

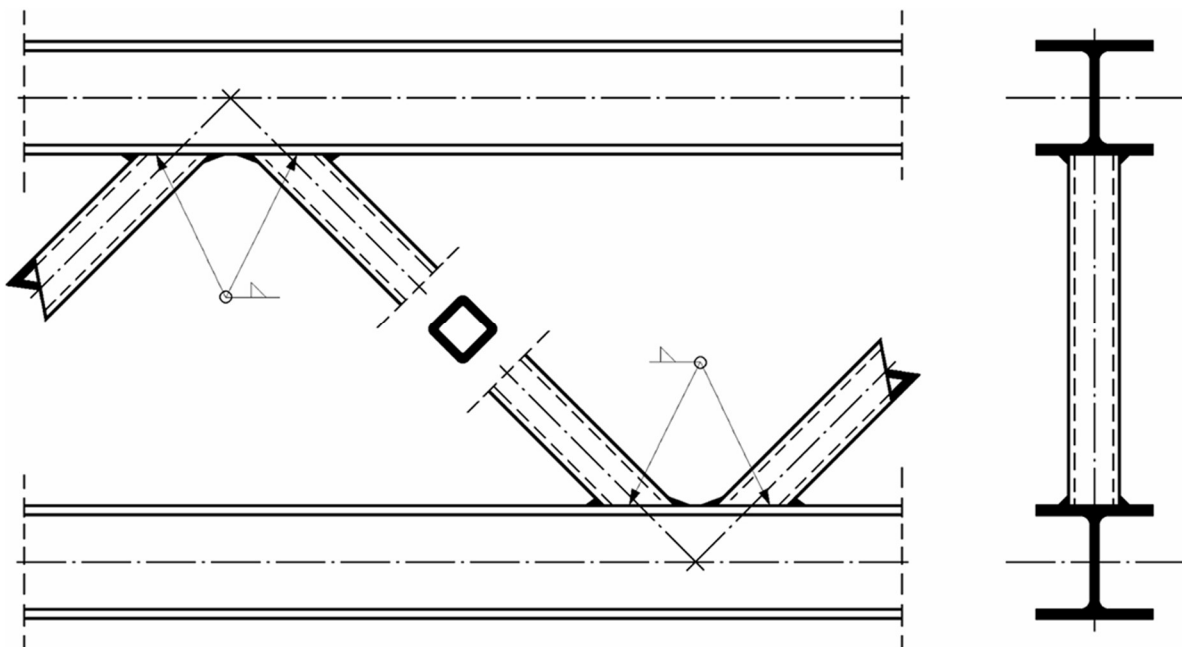


Abbildung 40: Beispielkonstruktion Querfachwerk (aus [15])

Mit der Einführung der Querfachwerke konnte die Gesamtsteifigkeit der Konstruktion, insbesondere in der Dachebene, deutlich verbessert und auch die Verwölbungsproblematik der Vollwandrahmen behoben werden. Bestehen bleibt jedoch die lokale Instabilität der Giebelwandstützen um die lokale z- und y-Achse sowie durch Verwölbung. Es soll zunächst versucht werden, die Giebelwandstützen durch eine Querschnittsveränderung zu verbessern, um eine Einführung von stabilisierenden Wandriegeln zu vermeiden. Dafür muss die Querschnittsfläche sowie die Biege- und Verwölbungssteifigkeit des Querschnitts gesteigert werden. Eine mögliche seitliche Haltung durch den Wandaufbau kann nicht berücksichtigt werden, da der Wandaufbau nicht auf Schubfeldwirkung ausgelegt wurde. Mit Querschnitten der IPE-Profilreihe ist zwar eine ausreichende Stabilisierung um

die z-Achse möglich, das Flächenträgheitsmoment  $I_z$  ist allerdings noch zu gering, um die Stütze in der y-Achse zu sichern. Deshalb werden Querschnitte der HEA-Profilreihe ausprobiert, die größere Trägheitsmomente  $I_z$  und  $I_w$  aufweisen. Eine ausreichend große Steifigkeit weist der HEA 320 Querschnitt auf, weshalb die Giebelwandstützen von IPE 300 zu HEA 320 geändert werden. Damit sind auch die Giebelwandstützen ausreichend stabil, sodass die Berechnung des Tragwerks konvergiert, also eindeutig lösbar ist. Das gesamte Tragwerk ist damit ausreichend stabil, sodass mit der Stahlbemessung der einzelnen Stäbe begonnen werden kann.

#### 4.6 Stahlbemessung am Gesamtmodell

Im Rahmen der Stahlbemessung führt das Programm automatisch alle Nachweise, die von der Norm vorgegeben werden. Dabei handelt es sich um die in Abschnitt 4.1 dieser Arbeit erläuterten Nachweise. Da eine erste Berechnung zeigt, dass einige Nachweise nicht erfüllt werden, sollen schrittweise erst die Querschnittsnachweise auf Zug bzw. Druck erfüllt werden, dann die restlichen Querschnittsnachweise, darauffolgend die Gebrauchstauglichkeitsnachweise und schließlich die Stabilitätsnachweise, da zu erwarten ist, dass eine Erfüllung des einen Nachweises auch eine Verbesserung eines anderen darstellt. Dabei handelt es sich um einen iterativen Prozess, da eine Veränderung des Querschnitts eines Stabes auch eine Veränderung der Schnittgrößen der anderen Stäbe sowie möglicherweise auch eine Veränderung der Gesamtsteifigkeit zur Folge hat.

Eine Erfüllung des Zugnachweises kann relativ einfach damit gewährleistet werden, dass entweder die Querschnittsfläche des Stabes vergrößert oder die Streckgrenze des verwendeten Stahls erhöht wird. Die benötigte Fläche und Streckgrenze kann dabei mit den bekannten Schnittgrößen einfach durch Umstellen der Nachweisformel  $N_{Ed} \leq \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$  errechnet werden. Dabei ist zu beachten, dass ab gewissen Dicken der Bauteile nicht mehr die volle Streckgrenze angesetzt werden darf. Eine Ausführung in S355 hat daher gegenüber einer Vergrößerung des Querschnitts den Vorteil, dass die Nachweise bei voller Ausnutzung der Streckgrenze eingehalten werden können und das Eigengewicht der Bauteile nicht ansteigt. Deshalb werden alle Bauteile deren Zugnachweis nicht erfüllt ist, in S355 ausgeführt. Dies betrifft alle Verbandsdiagonalen sowie die Diagonalen des Längsfachwerkes. Bei den Querwandverbänden ermöglicht dies eine Verringerung des Stabdurchmessers von 55mm auf 50mm. Die Längsfachwerkdiagonalen sowie die Giebelwand- und Dachverbände müssen jedoch auch in ihrer Querschnittsfläche vergrößert werden. Die Giebelwandverbände halten den Zugnachweis ab einem Durchmesser von 35mm ein und die Dachverbände bei 70mm, weshalb eine entsprechende Änderung der Querschnitte erfolgt. Da bei den Längsfachwerkdiagonalen, wie bereits erwähnt, durch die Lage des Schwerpunkts außerhalb des Querschnitts der Winkelprofile ein Moment entsteht, da die Normalkraft nicht im Schwerpunkt angreifen kann, wird auch die Querschnittsform angepasst. Die Wahl fällt auf ein Doppel-U-Querschnitt mit einer Höhe von 250mm, einer Breite von je 150mm und einer

Dicke von 25mm. Dabei handelt es sich um eine gängige Ausführungsvariante von Fachwerkdagonalen, deren Schwerpunkt im Querschnitt liegt und deren Querschnittsfläche ausreichend groß ist, um die Zugkräfte aufzunehmen [15]. Zudem ist nun aufgrund der Querschnittssymmetrie das Ersatzstabverfahren anwendbar, auch wenn Stabilitätsnachweise bei Zugbelastung nicht von Relevanz sind. Da keines der verwendeten Bauteile auf Druck versagt, sind mit Erfüllung der Zugnachweise alle Querschnitts-Spannungsnachweise erfüllt. Für die Verbandsdiagonalen sowie die Längsfachwerkdagonalen müssen auch keine weiteren Nachweise mehr geführt werden, weshalb die Dimensionierung dieser Bauteile als abgeschlossen zu betrachten ist.

Die Dimensionierung der Querschnitte zur Verbesserung der weiteren Querschnittsnachweise gestaltet sich jedoch schwieriger, da die Änderung eines Querschnittsparameters zur Erfüllung eines Nachweises unter Umständen dazu führen kann, dass ein anderer Nachweis sich verschlechtert. Als einzige Bauteile, die bereits durch ihre Vordimensionierung alle Querschnittsnachweise erfüllen, sind die Diagonalen des Querrachwerks, die Wandriegel, die Giebelwandstützen sowie die Längspfetten zu nennen. Bei allen anderen Bauteilen muss nachgebessert werden. Die größten Probleme bereiten die Gurte des Längsfachwerks, die deutlich zu große Schubspannungen durch Verwölbung aufweisen. Um den Wölbwiderstand zu erhöhen, wird eine rechteckige, hohle Querschnittsform gewählt und die Querschnittsfläche vergrößert, um die Normalspannungen zusätzlich zu verringern. Erst bei einer Querschnittshöhe von 800mm und einer Breite von 400mm sind alle Querschnittsnachweise erfüllt. Profile in solchen Dimensionen sind nicht mehr in der Norm gelistet und müssen gesondert hergestellt werden. Auch die Pfosten des Längsfachwerks sind einer komplizierten Belastungssituation ausgesetzt, da die Querrachwerke seitlich an ihnen anschließen und nicht unerhebliche Querkkräfte einleiten. So entstehen große Schubkräfte, die dafür sorgen, dass der Nachweis auf Normal- und Schubspannungen sowie der Kombinationsnachweis von Doppelbiegung, Normalkraft und Schub nicht erfüllt ist. Durch eine Erhöhung der Querschnittsfläche und eine Ausführung in S355 kann Abhilfe geschaffen werden. Ab einer Querschnittsgröße von HEB 450 sind alle Nachweise erfüllt. Die Querrachwerksgurte erfüllen den Kombinationsnachweis von Biegung um die lokale  $y$ -Achse, Normalkraft und Schub nicht. Hierfür müssen die Querschnittsfläche, das Flächenträgheitsmoment  $I_y$  sowie der Wölbwiderstand  $I_\omega$  erhöht werden. Dies kann durch eine einfache Vergrößerung des Querschnitts auf HEA 240 erreicht werden.

Bei den Stützen des Längsfachwerks sind einige Querschnittsnachweise nicht erfüllt. Ursache ist die Biegebelastung in  $y$  sowie zu große Schubspannungen. Um die Schubspannungen zu verringern, muss die Schubfläche  $A_{v,z}$  durch Verringerung der Unterschiede der Querschnittsabmessungen vergrößert werden. Gleichzeitig muss die Querschnittsfläche in etwa gleichbleiben, weshalb die Stege verbreitert werden. Die Verkleinerung der Querschnittshöhe von 800mm auf 600mm verringert die Schubspannungen in ausreichendem Maße. Zur Aufnahme der Biegung werden die Stege auf 30mm



verbreitert und ein S355 verbaut. Auch bei dem hier gewählten Querschnitt handelt es sich um ein Sonderprofil. Bei den Vollwandstützen sind die Probleme weniger gravierend, weshalb eine Vergrößerung der Querschnittsfläche auf ein HEB 650 und eine Ausführung in S355 ausreichend sind, um den Nachweis der Schub- und Normalspannungen zu erfüllen. Damit sind alle gewählten Querschnitte ausreichend für die einwirkenden Schnittgrößen dimensioniert, da alle Querschnittsnachweise erfüllt werden.

Durch die Anpassung der Querschnitte an die Schnittgrößen der Querschnittsnachweise sind auch die Gebrauchstauglichkeitsnachweise bereits alle erfüllt. Die Querschnitte weisen also vertretbare Durchbiegungen auf. Die vom Programm geforderten Gebrauchstauglichkeitsnachweise für die Seilstäbe werden ignoriert, da die Norm keine Begrenzung der Durchbiegung von Seilen fordert und die Durchbiegung bei den meisten Verbänden durch eine Nachjustierung der Spannschlösser reduziert werden kann.

Als letzte Nachweiskategorie sind nun noch die Stabilitätsnachweise zu führen. Hierfür wird auf die in RFEM durchgeführte Stabilitätsanalyse zurückgegriffen. Hierbei berechnet das Programm verschiedene Eigenformen, die mögliche Formen des Stabilitätsversagens berücksichtigen. Die erste Eigenform ist dabei die wahrscheinlichste Versagensform, in diesem Fall handelt es sich um ein seitliches Ausweichen des gedrückten Längsfachwerkobergurts. Um für das jeweilige Bauteil eine geeignete Knicklänge definieren zu können, muss für jedes Bauteil die für Stabilitätsversagen maßgebende Lastkombination gesucht werden. Sie wird von RFEM beim Führen der Stabilitätsnachweise der Stahlbemessung angezeigt. In der Regel handelt es sich dabei um die Lastkombination, die das Bauteil mit maximalen Druckkräften belastet. Ist die maßgebende Lastkombination gefunden, wird für jedes Bauteil ein Knicklängentyp für die Bemessung definiert, für den die Knicklänge des maßgebenden Lastfalls aus der Stabilitätsanalyse in die Stahlbemessung importiert wird. Dabei wird nicht für jeden einzelnen Stab eine eigene Knicklänge definiert, sondern für alle baugleichen Stäbe die Knicklänge am maßgebenden Stab festgelegt. Dabei handelt es sich um den Stab, der laut Stabilitätsanalyse als erstes ausknickt, also meist den Stab mit der höchsten Druckbelastung.

Nachdem jedem Stab so eine Knicklänge zugewiesen wurde, wird damit begonnen, zuerst die Stäbe im Dach gegen Knicken nachzuweisen, da eine Querschnittsänderung im Dach zu einer Erhöhung der Druckkräfte auf die Stützen und somit zu einer größeren Knickgefahr führt. Für den Längsfachwerkgurt sind aufgrund der zur Erfüllung der Querschnittsnachweise gewählten großen Profilabmessungen keinerlei weitere Maßnahmen gegen Knicken erforderlich. Auch für die Pfosten des Längsfachwerks sind bereits alle Stabilitätsnachweise zufriedenstellend. So müssen im Dach lediglich die Stäbe des Querfachwerks gegen Ausknicken gesichert werden. Die Obergurte des Querfachwerks weichen unter ihrer Druckbelastung in vertikaler Richtung aus. Es ist also ein höheres Flächenträgheitsmoment  $I_y$

nötig, um das Knicken zu verhindern. Um zusätzliches Eigengewicht zu vermeiden, soll dabei die Querschnittsfläche möglichst konstant gehalten werden. Deshalb wird sich dagegen entschieden, die Stabilität durch die Wahl von größeren I-Profilen nachzuweisen. Stattdessen wird ein rechteckiger Hohlkastenquerschnitt verwendet. Die Wahl fällt auf einen Querschnitt RRO 250/150/10 der die Stabilität ausreichend gewährleistet. Der gewählte Querschnitt weist aber eine zu geringe Querschnittstragfähigkeit auf, um die entstehenden Schubkräfte aufzunehmen, weshalb ein Stahl S 355 verwendet wird. Die Diagonalen des Querfachwerks knicken um beide Achsen gleichwertig aus, was zeigt, dass die vorhandene quadratische Hohlquerschnittsform die richtige Wahl war. Deshalb wird auch dieser Querschnitt einfach vergrößert und in S 355 ausgeführt. Die Vergrößerung auf Querschnittsabmessungen von 200mm sorgt für ausreichende Stabilität der Querfachwerkdiagonalen. Im Dachaufbau erfüllen damit alle Bauteile die Stabilitätsanforderungen und es kann mit der Dimensionierung der Stützen angefangen werden.

Begonnen wird hierbei mit den Giebelwandstützen. Diese knicken unter ihrer vertikalen Belastung um ihre schwache Achse aus. Deshalb werden auf halber Stützhöhe Wandriegel installiert, die dementsprechend auch die Knicklänge um diese Achse verringern. Das seitliche Ausweichen der Giebelwandstützen wurde damit behoben, in den unteren Abschnitten kommt es jedoch zu Biegedrillknicken. Deshalb wird die Querschnittsfläche durch eine Vergrößerung des Querschnitts auf ein HEA 340 in S 355 erweitert. Als problematisch erweisen sich zudem die Stützen des Längsfachwerks. Das vorhandene Ausknicken um die schwache Achse soll durch eine Verbreiterung der Stege behoben werden, was jedoch zu erhöhten Schubspannungen führt, die die Querschnitte überlasten. Deshalb wird die Streckgrenze des verwendeten Stahls auf 355 erhöht und die Querschnittshöhe verringert, um Schubversagen vorzubeugen. Da sich zeigt, dass die Stütze auch bei deutlicher Verkleinerung des Querschnitts in der starken Achse weiterhin um die Schwache Achse knickt, wird ein quadratischer Querschnitt zur Verminderung der Verwölbungen gewählt. Dieser muss allerdings sehr starke Flansche aufweisen, um die einwirkenden Biegekräfte um die starke Achse aufnehmen zu können. Deshalb muss hier ein nicht genormtes QRO 500/30 Profil gewählt werden. Bei den Vollwandstützen zeigen sich die gleichen Probleme, weshalb auch hierfür die gleiche Herangehensweise gewählt wird. Da die Schubkräfte hier jedoch geringer sind, kann ein rechteckiges Hohlprofil ohne zusätzliche Flanschverstärkungen verwendet werden. Die Wahl fällt auf ein RRO 500/300/16. Nun sind für das gesamte Tragwerk alle Stabilitätsnachweise erfüllt.

Nachdem nun alle Stahlnachweise erfolgreich geführt wurden kann, geschaut werden, wo die Querschnitte überdimensioniert sind und durch eine Querschnittsverringern Material eingespart und die Belastung auf die anderen Stäbe reduziert werden kann. Dies ist bei den Wandriegeln und den Längspfetten der Fall. Beide wurden nach den Erkenntnissen aus dem Teilmodell Verbandsfeld

vergrößert, vermutlich übernimmt aber das später eingeführte Querschwerk einen Teil ihrer Belastung bzw. die steiferen Stützenquerschnitte benötigen weniger seitliche Haltung. Beim Wandriegel kann der Querschnitt so wieder auf den anfangs gewählten QRO 100/8 Querschnitt verringert werden. Auch die Längspfetten weisen nun deutlich geringere Schnittgrößen auf, da sie, statt wie am Anfang nicht mehr die gesamte Spannweite überbrücken müssen, sondern nur noch die deutlich kürzeren Abstände zwischen den Querschwerken. Um möglichst viel Material einzusparen, wird zuerst die Materialfestigkeit zu einem S 355 erhöht, damit die Schubnachweise nicht maßgebend werden. Anschließend wird der Querschnitt verringert, bis die Knicknachweise nicht mehr eingehalten sind. So können die Längspfetten von einem HEB 550 auf ein HEB 240 verkleinert werden. Das fertige Tragwerk ist in den Abbildungen 41 und 42 zu sehen.

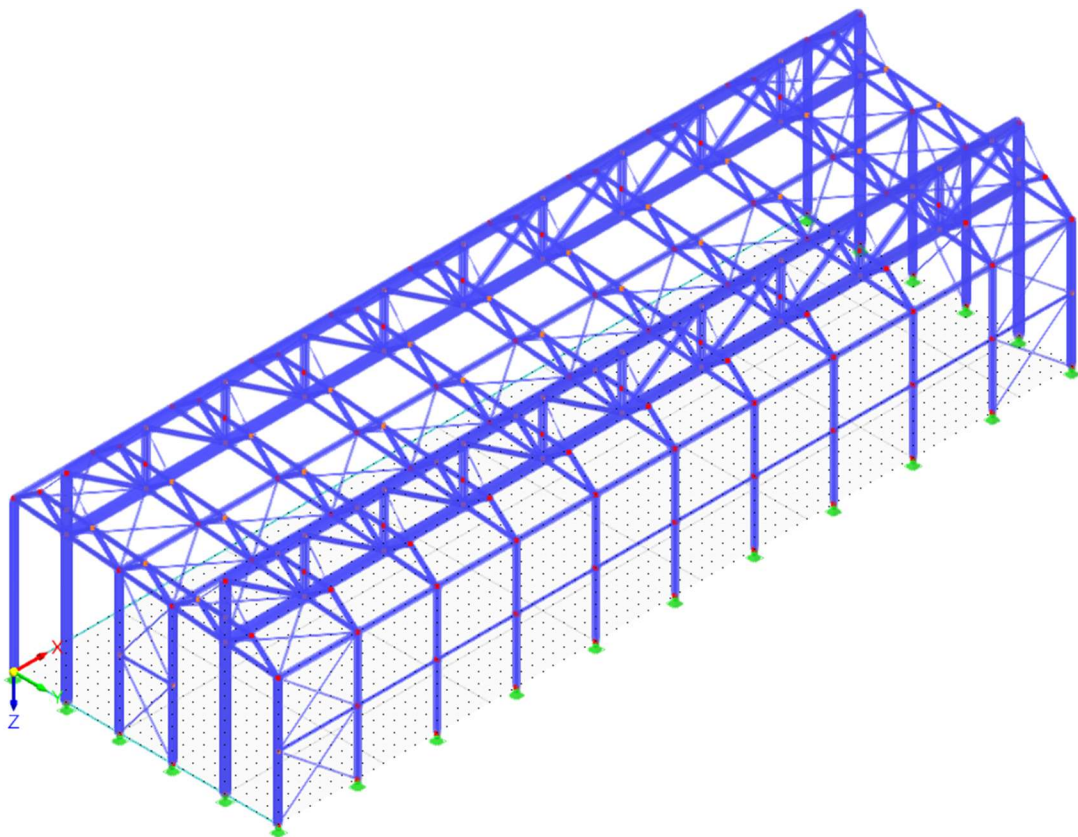


Abbildung 41: Ansicht Tragwerk Giebelseite

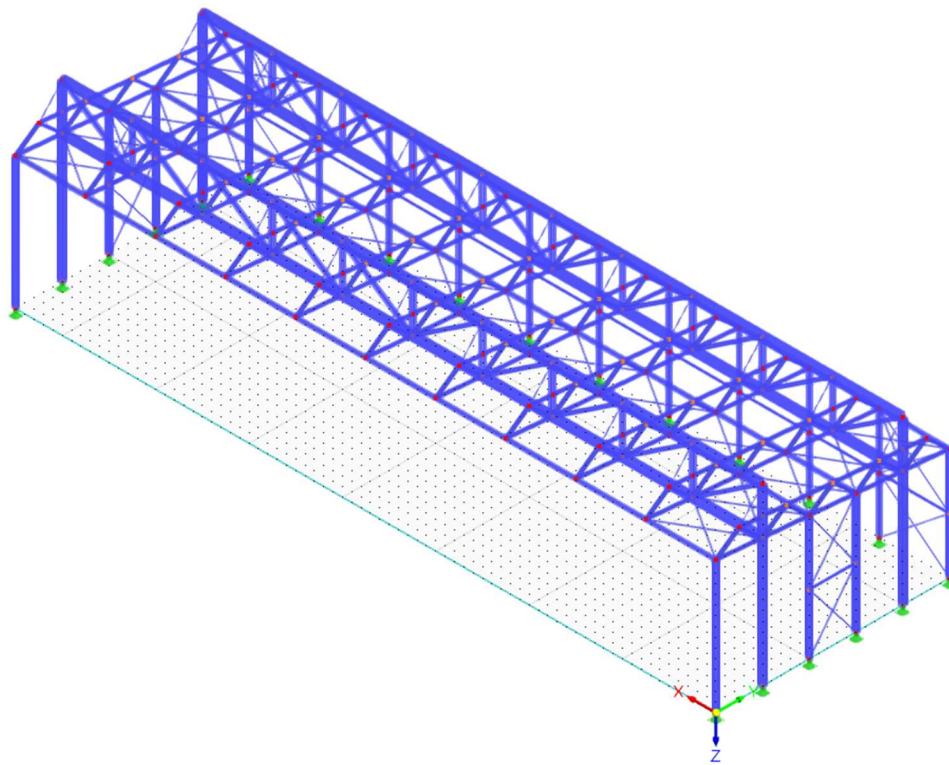


Abbildung 42: Ansicht Tragwerk Torseite

Damit sind nun alle Stäbe des gesamten Tragwerks sowohl für ihre Querschnittsbelastung als auch in ihrer Stabilität ausreichend dimensioniert. Damit ist die Bauteilbemessung des Tragwerks abgeschlossen.

## 5. Anschlüsse

Die Tragfähigkeit einer Konstruktion ist durch die alleinige Betrachtung der Bauteilnachweise jedoch noch nicht sichergestellt. Es müssen auch die Verbindungen zwischen den einzelnen Bauteilen auf ihre Tragfähigkeit nachgewiesen werden. Den Anschlüssen eines Bauwerks kommt eine nicht zu unterschätzende Bedeutung bei, da ein Anschlussversagen fatale Folgen für die Gesamttragfähigkeit eines Bauwerks haben kann und die Ausbildung der Anschlüsse maßgeblich die Baukosten beeinflusst [15]. Im Rahmen dieser Arbeit sollen deshalb auch drei Anschlüsse entworfen und bemessen werden. Hierfür wurden die Knotenpunkte 154 und 87 ausgewählt, die den Anschlusspunkt des Wandriegels und der Verbandsdiagonalen an eine Stütze beziehungsweise den unteren Fachwerkknoten in der Mitte des Längsfachwerks bezeichnen sowie ein Fußpunktanschluss der Fachwerkstützen. Wichtig ist dabei nicht nur die Materialstärke und Abmessungen der eingesetzten Verbindungsmittel, sondern auch die Qualität der Ausführung, weshalb auf der Baustelle Schraubverbindungen eindeutig dem Schweißen vorzuziehen sind und grundsätzlich Anhäufungen von Schweißnähten vermieden werden sollten [15]. Zusätzlich ist zu beachten, dass bei entgegengesetzter Zugbeanspruchung auf ein Bauteil die Gefahr eines sogenannten Terrassenbruchs besteht, der das Entstehen von Längsrissen innerhalb

eines Bauteils beschreibt. Weitere Ausführungshinweise und alle für Anschlüsse notwendigen Nachweise sind in der DIN EN 1993-1-8 zu finden, nach der im Folgenden auch die beiden ausgewählten Anschlüsse bemessen werden sollen. Besondere Herausforderungen bestehen in diesem Fall darin, dass ein Großteil der verwendeten Bauteile einen Hohlprofilquerschnitt aufweist, für den am Anschluss Nachweise gegen lokales Versagen von Querschnittsteilen nach Abschnitt 9 der DIN EN 1993-1-8 geführt werden müssen. Dabei muss je nach Geometrie des Anschlusses Flansch- oder Seitenwandversagen des Gurtstabes, Versagen der Strebe sowie Durchstanzen neben den üblichen Verbindungsnachweisen berücksichtigt werden [9]. Für alle verwendeten Bauteile ist dabei der Werkstoffbeiwert  $C_f = 1,00$ , da ausschließlich Stähle der Sorten S 235 und S 355 verwendet werden. Zudem ist die Wanddicke aller Bauteile größer als 1,5mm. Neben den Hohlprofilnachweisen ist auch die Tragfähigkeit aller verwendeten Schrauben, Schweißnähte und Knotenbleche sowie die Tragfähigkeit der Stäbe am reduzierten Querschnitt, falls eine lokale Querschnittsreduktion im Anschlussbereich vorliegt, zu überprüfen. Als Schweißnähte werden ausschließlich Kehlnähte oder Doppelkehlnähte, die alle eine größere Schweißnahtdicke als 3mm oder 6mal ihrer Länge aufweisen, verwendet. Damit erfüllen sie die in der Norm gestellten Anforderungen an die Mindestdicke von Schweißnähten [9]. Ihre Tragfähigkeit wird nach dem Richtungsbezogenen Verfahren nachgewiesen, indem gezeigt wird, dass  $\sqrt{\sigma_i^2 + 3 \times (\tau_i^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \times \gamma_{M2}}$  und  $\sigma_i \leq \frac{0,9 \times f_u}{\gamma_{M2}}$  [9].

## 5.1 Wandanschluss

Die Position des Wandanschlusses von Knoten 154 ist zur Veranschaulichung in Abbildung 43 dargestellt. Eine Detailzeichnung des Wandanschlusses ist in den Abbildungen 44 und 45 zu sehen.

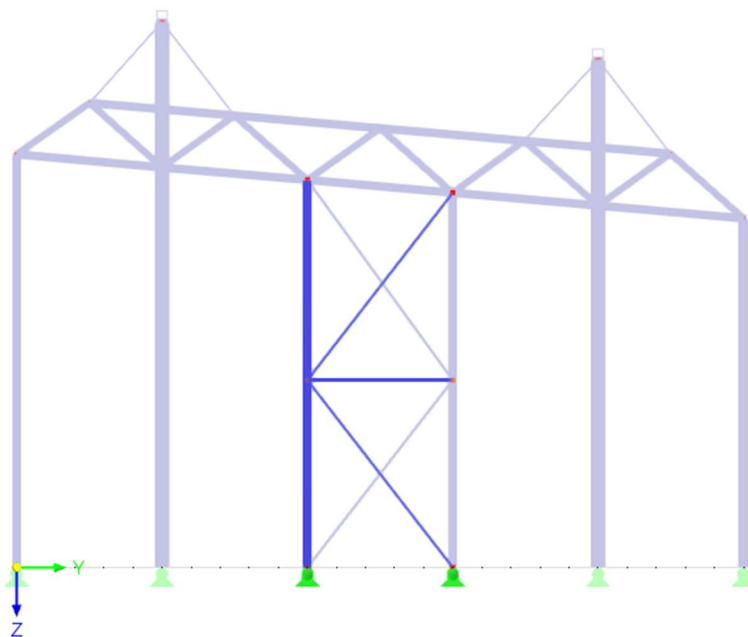


Abbildung 43: Lage des Wandanschlusses

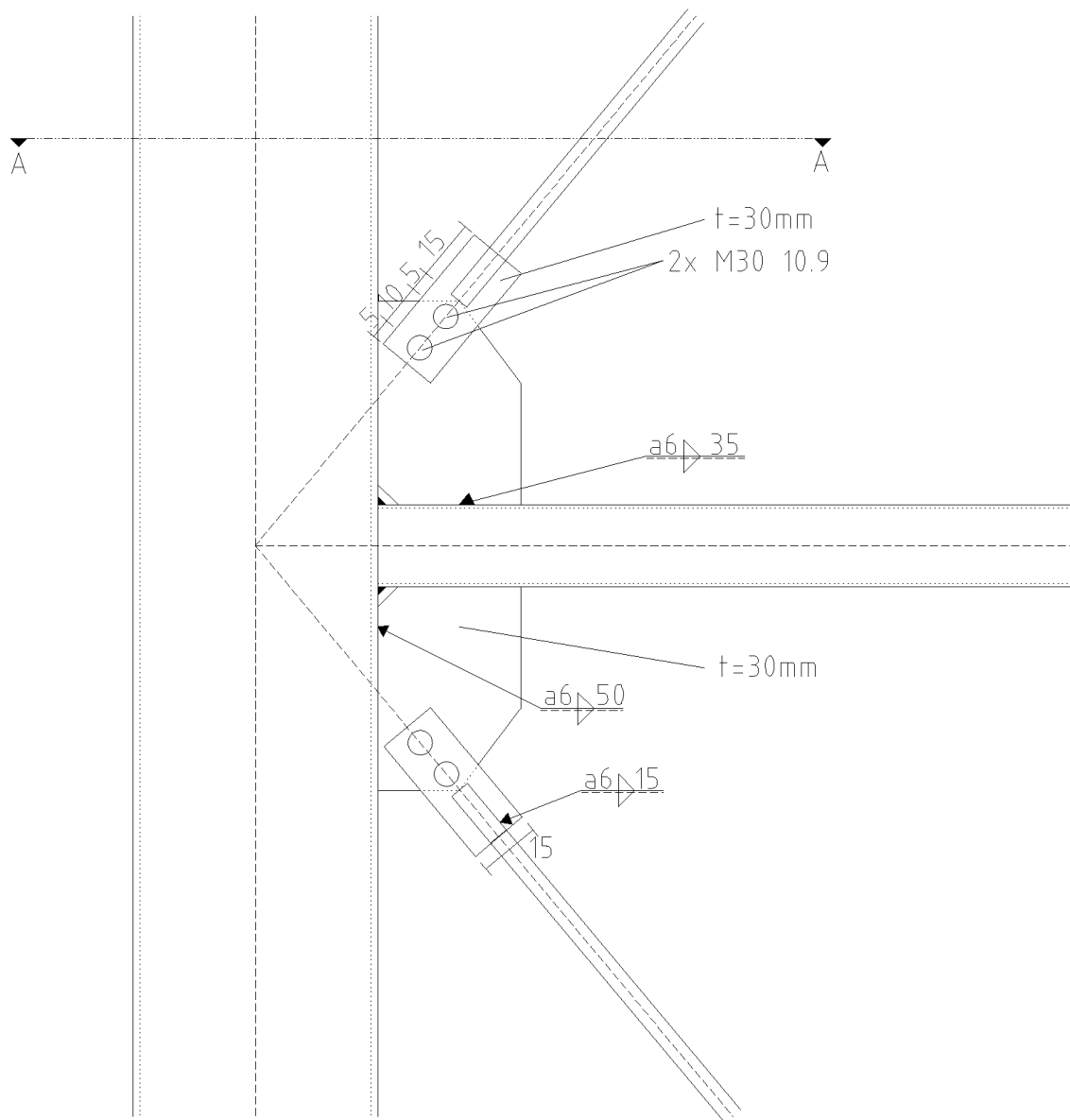


Abbildung 44: Detailzeichnung des Wandanschlusses

Schnitt A – A

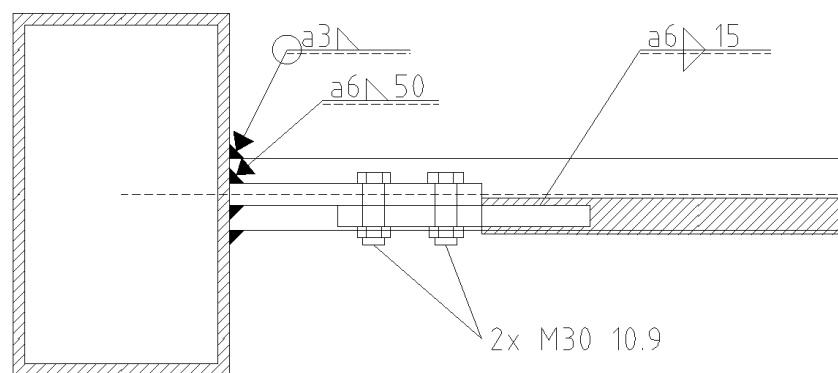


Abbildung 45: Schnitt Detailzeichnung Wandanschluss

Um eine Querschnittsminderung der Zugdiagonalen durch Schrauben zu vermeiden wird eine geschlitzte Lasche ausgeführt, die dann mit einem Knotenblech verschraubt wird [15]. Das Knotenblech wird durch den Wandriegel durchgesteckt und auf beiden Seiten mit Doppelkehlnähten angeschweißt, um zusätzliche Biegespannungen in den Wandungen der Hohlprofile zu vermeiden [16]. Bei dem auf Druck belasteten Wandriegel wird auf die Nutzung von Knotenblechen verzichtet und der Wandriegel mit einer umlaufenden Kehlnaht an die Stütze angeschweißt, da die Knotenbleche unter Druckbelastung ausknicken würden [16].

Die Rundstähle der Wandverbände werden durch eine Doppelkehlnaht auf jeder Seite mit einer Dicke von 6mm und einer Länge von 15cm mit der geschlitzten Lasche verschweißt. So wirken nur zu den Schweißnähten parallele Kräfte und der Schweißnahtnachweis nach dem Richtungsbezogenen Verfahren ergibt sich zu:

$$\tau_{\parallel,Ed} = \frac{552,32}{4 \times 0,6 \times 15} = 15,34 \frac{kN}{cm^2}$$

$$\sqrt{3 \times 15,34^2} = 26,57 \leq \frac{36}{0,8 \times 1,25} = 36 \frac{kN}{cm^2}$$

Zudem müssen geeignete Schrauben für die Verbindung des Knotenbleches mit der Lasche gefunden werden. Die Schrauben werden dabei auf Abscheren und die beiden Bleche auf Lochleibung beansprucht. Die einwirkende Abscherkraft beträgt  $F_{v,Ed} = 276,16 kN$ . Gewählt werden deshalb zwei Schrauben mit 30mm Durchmesser der Festigkeitsklasse 10.9. Die Grenzabscherkräfte sind mit  $F_{v,Rd} = 2 \times 339,4 = 678,8 kN$  größer als die Abscherkräfte und der Nachweis gegen Abscheren erfüllt. Um die Nachweise gegen Lochleibung in beiden Blechen führen zu können, müssen zunächst die Abmessungen der Bleche und die Abstände zwischen den Schraubenlöchern und dem Bauteilrand festgelegt werden. Die beiden Schrauben werden in der Laschenmitte mit einem Abstand von 10cm angeordnet. Zu den Laschenrändern besteht somit bei allen Schrauben und in alle Richtungen ein Abstand von mindestens 5cm. Werden das Knotenblech und die Lasche beide mit der gleichen Dicke von 3cm im selben Material ausgeführt, so ist der Lochleibungsnachweis der Lasche maßgebend, da sie die kleineren Querschnittsabmessungen und somit auch die kleineren Abstände der Schrauben zum Bauteilrand besitzt. Die Grenzlochleibungskraft der Schrauben auf die Lasche beträgt nach Schneider Bautabellen Tafel 8.55  $F_{b,Rd} = 109,1 \times 3 = 327,3 kN \geq 276,16 kN = F_{v,Ed}$  womit auch die Lochleibungsnachweise erfüllt sind [25]. Anschließend muss noch nachgewiesen werden, dass die Querschnitte der Lasche und des Knotenbleches die einwirkenden Kräfte aufnehmen können. Dabei wird die Querschnittsschwächung durch die Schraubenlöcher berücksichtigt und ein Nachweis am reduzierten Querschnitt geführt. Hierbei ist aufgrund der kleineren Querschnittsfläche bei gleicher Normalkraft, Dicke und Stahlsorte wieder die Lasche maßgebend.

$$N_{t,Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{30 \times 150 \times 235}{1,00} = 1057,5kN \\ N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \times (30 \times (150 - 33)) \times 360}{1,25} = 909,79kN \end{array} \right.$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} = \frac{552,32}{909,79} = 0,61 \leq 1,0$$

Die gewählten Querschnitte können die Normalkräfte aus den Verbandsdiagonalen also auch am geschwächten Querschnitt ohne Bedenken aufnehmen. Als nächstes müssen die Schweißnähte nachgewiesen werden, die das Knotenblech an der Stütze und am Wandriegel befestigen. Beide Nähte werden als Doppelkehlnähte mit 6mm Durchmesser über die gesamte Breite bzw. Höhe des Knotenbleches ausgeführt. Die horizontale Naht zwischen Knotenblech und Wandriegel erhält so eine Länge von 35cm, die Vertikale an der Stütze eine Länge von 50cm. Anschließend wird die mit einem Winkel von 39,8° zur Stütze angreifende Normalkraft aus der Verbandsdiagonalen in ihre horizontale und vertikale Komponente aufgeteilt:

$$F_H = \cos(50,2) \times 552,32 = 353,55kN \quad F_V = \sin(50,2) \times 552,32 = 424,34kN$$

Des Weiteren gilt es zu beachten, dass die Kräfte nicht im Schwerpunkt der Schweißnaht angreifen, sondern mit Exzentrizitäten von  $e_h = 28,33cm$  und  $e_v = 12cm$ . Um die Schweißnähte mit dem Richtungsbezogenen Verfahren nachweisen zu können, werden die Kräfte auf den Schweißnahtschwerpunkt bezogen und die Exzentrizität durch ein Moment  $M_{y,Ed} = F_{v,Ed} \times e$  berücksichtigt. Für die horizontale Naht ergeben sich damit folgende Kräfte:

$$F_{\parallel,Ed,h} = 353,55 \times \frac{35}{85} = 145,58kN$$

$$F_{\perp,Ed,h} = 424,34 \times \frac{35}{85} = 174,73kN$$

$$M_{y,Ed,h} = 174,73 \times 28,33 = 4950,10kNcm$$

Damit können die Spannungen in der Naht berechnet und der Nachweis geführt werden:

$$\tau_{\parallel,Ed,h} = \frac{145,58}{2 \times 0,6 \times 35} = 3,47 \frac{kN}{cm^2}$$

$$\tau_{\perp,Ed,h} = \sigma_{\perp,Ed} = \left( \frac{174,73}{2 \times 0,6 \times 35} + \frac{4950,10}{2 \times \frac{0,6 \times 35^2}{6}} \right) \times \frac{\sqrt{2}}{2} = 17,23 \frac{kN}{cm^2}$$

$$\sqrt{17,23^2 + 3 \times (3,47^2 + 17,23^2)} = 34,98 \frac{kN}{cm^2} \leq \frac{36}{0,8 \times 1,25} = 36 \frac{kN}{cm^2}$$



$$\sigma_{,Ed} = 17,23 \leq \frac{0,9 \times 36}{1,25} = 25,9 \frac{kN}{cm^2}$$

Für die vertikale Naht kann folgender Nachweis geführt werden:

$$F_{\parallel,Ed,v} = 424,34 \times \frac{50}{85} = 249,61 kN$$

$$F_{\perp,Ed,v} = 353,55 \times \frac{50}{85} = 207,97 kN$$

$$M_{y,Ed,v} = 207,97 \times 12 = 2495,64 kNcm$$

$$\tau_{\parallel,Ed,v} = \frac{249,61}{2 \times 0,6 \times 50} = 4,16 \frac{kN}{cm^2}$$

$$\tau_{\perp,Ed,v} = \sigma_{,Ed} = \left( \frac{207,97}{2 \times 0,6 \times 50} + \frac{2495,64}{2 \times \frac{0,6 \times 50^2}{6}} \right) \times \frac{\sqrt{2}}{2} = 5,98 \frac{kN}{cm^2}$$

$$\sqrt{5,98^2 + 3 \times (5,98^2 + 4,16^2)} = 13,96 \frac{kN}{cm^2} \leq \frac{36}{0,8 \times 1,25} = 36 \frac{kN}{cm^2}$$

$$\sigma_{,Ed} = 5,98 \leq \frac{0,9 \times 36}{1,25} = 25,9 \frac{kN}{cm^2}$$

Damit erfüllen alle Komponenten des Wandverbandanschlusses die geforderten Nachweise. Jetzt muss noch der Anschluss des Wandriegels an die Stütze nachgewiesen werden. Dieser wird mit einer umlaufenden Kehlnaht mit 3mm Dicke ausgeführt. Da der Wandriegel auf Druck beansprucht wird, dienen die Schweißnähte lediglich dazu, ihn in Position zu halten. Die auftretenden Kräfte werden über Kontaktpressung der Profile übertragen, weshalb die Schweißnähte nicht nachgewiesen werden müssen, da in ihnen keine auftretenden Spannungen erwartet werden. Deshalb ist in diesem Fall nicht der Spannungsnachweis nach dem Richtungsbezogenen Verfahren, sondern die Mindestschweißnahtdicke von 3mm maßgebend.

Schlussendlich müssen noch die Hohlprofil-Nachweise nach DIN EN 1993-1-8, Abschnitt 9.5 geführt werden [9]. Der Anschluss des Wandriegels an die Stütze kann als ein T-Anschluss mit einem Winkel von  $\theta = 90^\circ$  beschrieben werden. Zunächst muss überprüft werden, ob die gewählten Profile innerhalb des Anwendungsbereichs der Norm liegen.

Stütze: RHP-Gurt

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0,81 \quad \frac{c}{t} = \frac{300}{16} = 18,75 \leq 0,81 \times 33 = 26,85 \rightarrow QK1$$

$$\frac{b_0}{t_0} = \frac{300}{16} = 18,75 \leq 35 \quad \frac{h_0}{t_0} = \frac{500}{16} = 31,25 \leq 35 \rightarrow \text{Gültigkeitsbereich eingehalten}$$

Wandriegel: QHP-Strebe

$$\frac{c}{t} = \frac{100}{8} = 12,5 \leq \sqrt{1} \times 33 = 33 \rightarrow QK 1$$

$$\frac{b_1}{b_0} = \frac{100}{300} = 0,33 \geq 0,1 + 0,01 \times \frac{b_0}{t_0} = 0,1 + 0,01 \times \frac{300}{16} = 0,29 \geq 0,25$$

$$\text{und } 0,5 \leq \frac{h_1}{b_1} = \frac{100}{100} = 1 \leq 2,0$$

$$\text{und } \frac{b_1}{t_1} = \frac{100}{8} = 12,5 \leq 35 \text{ und } \frac{h_1}{t_1} = 12,5 \leq 35 \rightarrow \text{Gültigkeitsbereich eingehalten}$$

$$\text{Längsbleche: } 1 \leq \frac{h_1}{b_0} = \frac{400}{300} = 1,33 \leq 4 \rightarrow \text{Gültigkeitsbereich eingehalten}$$

Dadurch, dass alle Anwendungsbedingungen erfüllt wurden, müssen nur die Versagensformen nach Abschnitt 9.5.2 berechnet werden [9]. Es handelt sich um einen unverstärkten Anschluss einer RHP-Strebe an einen RHP-Gurt in einer ebenen Anschlusskonfiguration. Zuerst werden die Nachweise für den Anschluss des Wandriegels an die Stütze geführt:

$$t_0 = 16\text{mm}, b_0 = 300\text{mm}, h_0 = 500\text{mm}, b_1 = h_1 = 100\text{mm}, t_1 = 8\text{mm}, \theta = 90^\circ$$

$$N_{1,Ed} = 324,13\text{kN}, C_f = 1,00 \text{ und } f_{y0} = 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\beta = \frac{b_1}{b_0} = \frac{100}{300} = 0,33 \quad \eta = \frac{h_1}{b_0} = \frac{100}{300} = 0,33 \quad C_1 = 0,6 - 0,5 \times \beta = 0,435$$

$$\eta_0 = \frac{N_{0,Ed}}{A_0 \times f_{y0}} = \frac{571,74}{245 \times 35,5} = 0,066 \quad Q_f = (1 - |\eta_0|)^{C_1} = (1 - 0,066)^{0,435} = 0,97 \geq 0,4$$

Flanschversagen der Stütze:

$$N_{1,Rd} = C_f \times \frac{f_{y0} \times t_0^2}{\sin \theta} \times \left( \frac{2\eta}{(1 - \beta) \times \sin \theta} + \frac{4}{\sqrt{1 - \beta}} \right) \times \frac{Q_f}{\gamma_{M5}} =$$

$$1,0 \times \frac{355 \times 16^2}{\sin 90^\circ} \times \left( \frac{2 \times 0,33}{(1 - 0,33) \times \sin 90^\circ} + \frac{4}{\sqrt{1 - 0,33}} \right) \times \frac{0,97}{1,00} = 517,62\text{kN} \geq 324,13\text{kN}$$

Seitenwandversagen der Stütze:

$$N_{1,Rd} = \frac{f_b \times t_0}{\sin \theta} \times \left( \frac{2h_1}{\sin \theta} + 10t_0 \right) \times \frac{Q_f}{\gamma_{M5}}$$

$$= \frac{337 \times 16}{\sin 90^\circ} \times \left( \frac{2 \times 100}{\sin 90^\circ} + 10 \times 16 \right) \times \frac{0,97}{1,00} = 1883\text{kN} \geq 324,13\text{kN}$$

Mit  $f_b = \chi \times f_{y0} = 0,95 \times 355 = 337 \frac{N}{mm^2}$ , dabei wird  $\chi$  mit den bekannten Formeln aus dem Ersatzstabverfahren berechnet und abgelesen.

Versagen des Wandriegels:

$$N_{1,Rd} = C_f \times f_{y1} \times t_1 \times \frac{(2h_1 - 4t_1 + 2b_{eff})}{\gamma_{M5}}$$

$$= 1,0 \times 235 \times 8 \times (2 \times 100 - 4 \times 8 + 2 \times 100) / 1,0 = 691,84 kN \geq 324,13 kN$$

$$\text{Mit } b_{eff} = \frac{10}{\frac{b_0}{t_0}} \times \frac{f_{y0} \times t_0}{f_{y1} \times t_1} \times b_1 = \frac{10}{\frac{300}{16}} \times \frac{355 \times 16}{235 \times 8} \times 100 = 161,13 mm \leq b_1 = 100 mm$$

$$\rightarrow b_{eff} = 100 mm$$

Durchstanzen:

$$N_{1,Rd} = C_f \times \frac{f_{y0} \times t_0}{\sqrt{3} \times \sin \theta} \times \frac{\left( \frac{2h_1}{\sin \theta} + 2b_{e,p} \right)}{\gamma_{M5}}$$

$$= 1,0 \times \frac{355 \times 16}{\sqrt{3} \times \sin 90^\circ} \times \left( \frac{2 \times 100}{\sin 90^\circ} + 2 \times 53,33 \right) / 1,0 = 1006,65 kN \geq 324,13 kN$$

$$\text{Mit } b_{e,p} = \frac{10}{b_0/t_0} \times b_1 = \frac{10}{300/16} \times 100 = 53,33 mm \leq b_1 = 100 mm$$

Damit sind die Bauteilwiderstände am Anschluss von Wandriegel und Stütze in allen von der Norm verlangten Versagensszenarien größer als die einwirkenden Kräfte. Es ist also nicht davon auszugehen, dass die Hohlprofile im Anschlussbereich versagen. Zusätzlich muss noch überprüft werden, ob die Hohlprofile auch den Einwirkungen aus dem Knotenblech standhalten. Dabei handelt es sich um ein Längsblech mit  $\theta=90^\circ$  und  $N_{1,Ed} = 552,32 kN$ . Zunächst wird der Anschluss des Knotenblechs an die Stütze untersucht:

$$t_1 = 30 mm, h_1 = 400 mm, \eta = \frac{h_1}{b_0} = \frac{400}{300} = 1,33 \leq 4$$

Flanschversagen der Stütze:

$$N_{1,Rd} = 2 \times C_f \times f_{y0} \times t_0^2 \times \left( \eta + 2 \times \sqrt{1 - \frac{t_1}{b_0}} \right) \times \frac{Q_f}{\gamma_{M5}}$$

$$= 2 \times 1,00 \times 355 \times 16^2 \times \left( 1,33 + 2 \times \sqrt{1 - \frac{30}{300}} \right) \times \frac{0,97}{1,0} = 569 kN \geq 552,32 kN$$

Durchstanzen an der Stütze:

$$N_{1,Rd} = \frac{C_f \times f_{y0}}{\sqrt{3}} \times t_0 \times \frac{(2h_1 + 2t_1)}{\gamma_{M5}}$$

$$= \frac{1,0 \times 355}{\sqrt{3}} \times 16 \times (2 \times 400 + 2 \times 30) / 1,0 = 2820kN \geq 552,32kN$$

Nun muss noch der Anschluss des Knotenbleches am Wandriegel nachgewiesen werden:

$$f_{y0} = 235 \frac{N}{mm^2}, t_0 = 8mm, h_1 = 35cm, t_1 = 30cm, C_1 = 0,20$$

$$\eta_0 = \frac{324}{28,36 \times 35,5} = 0,032, Q_f = (1 - 0,032)^{0,20} = 0,99, \eta = \frac{350}{100} = 3,5 \leq 4$$

Flanschversagen des Wandriegels:

$$N_{1,Rd} = 2 \times 1,00 \times 355 \times 8^2 \times \left( 3,5 + 2 \times \sqrt{1 - \frac{30}{300}} \right) \times \frac{0,99}{1,0} = 465kN \geq 353,55kN$$

$$= 552,32 \times \sin 39,8^\circ$$

Durchstanzen am Wandriegel:

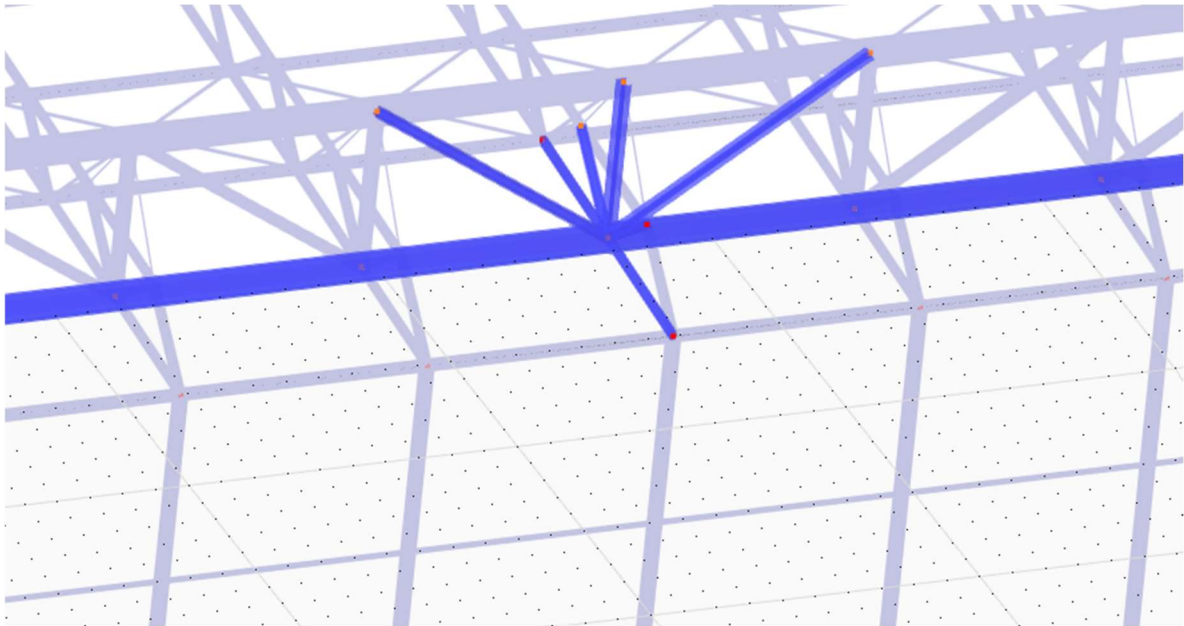
$$N_{1,Rd} = \frac{1,0 \times 355}{\sqrt{3}} \times 8 \times (2 \times 35 + 2 \times 30) / 1,0 = 426kN \geq 353,55kN$$

Damit erfüllt der Wandanschluss alle in DIN EN 1993-1-8 geforderten Nachweise.

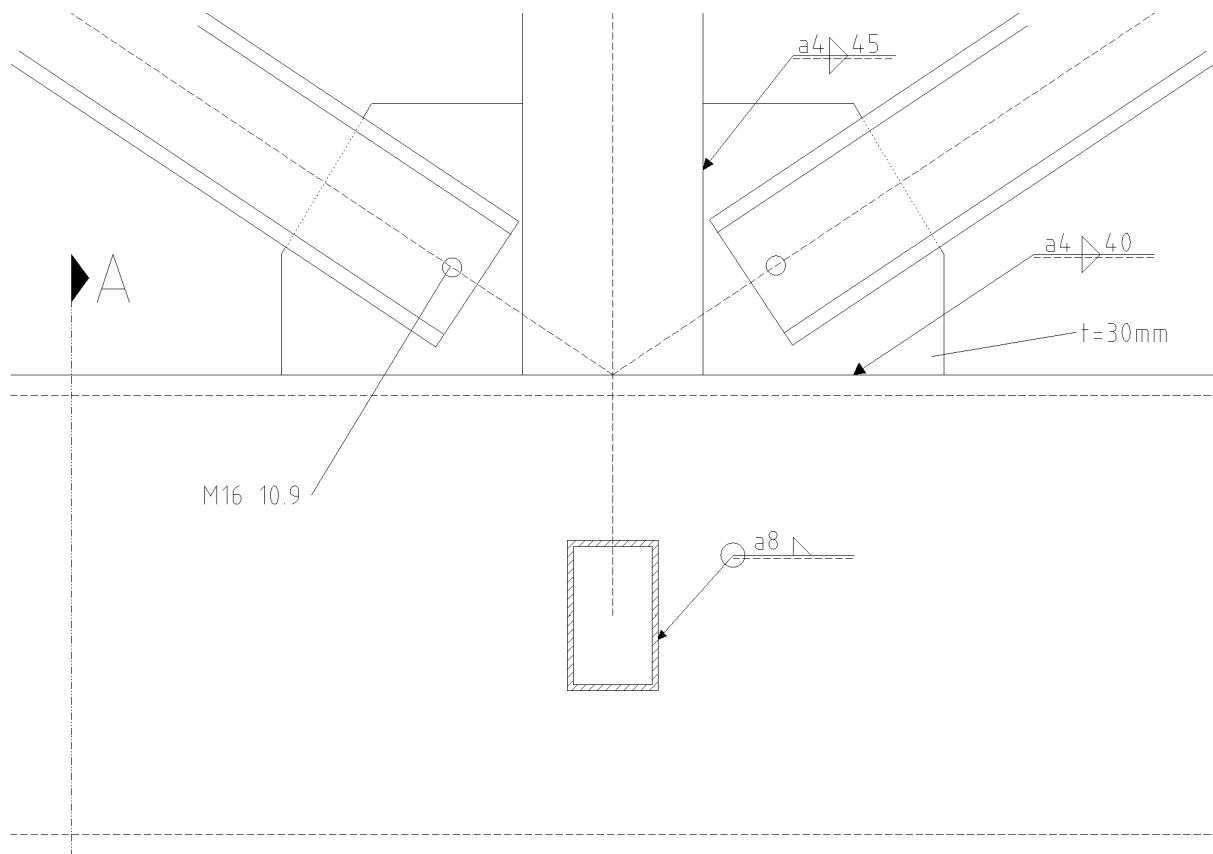
## 5.2 Dachanschluss

Weitaus kompliziertere Anschlusssituationen ergeben sich im Dachaufbau der Halle, da dort an einzelnen Knoten bis zu sieben Stäbe anschließen, die eine Vielzahl von Schnittgrößen aufweisen. Darüber hinaus werden hier oft mehrere verschiedene Hohlprofile miteinander verbunden, was das Führen zahlreicher Hohlprofil-Nachweise verlangt. Im Folgenden sollen deshalb einige Nachweise für den Dachanschluss von Knoten 87 geführt werden. Die Position des Knotens im Gesamttragwerk ist in Abbildung 46 veranschaulicht. Da es sich um einen extrem komplexen Anschluss handelt, wird hier lediglich eine mögliche Ausführungsvariante entworfen und die Nachweise für einige Details geführt. Der Nachweis aller Anschlüsse würde vom Umfang her die Möglichkeiten dieser Arbeit sprengen, da das Führen der bisher bekannten Hohlprofilnachweise für einen Anschluss mit mehreren unterschiedlichen Hohlprofilen, die direkt aneinander angeschlossen werden, nicht mehr ausreichend ist, da nicht alle möglicherweise auftretenden Versagensformen abgedeckt werden. Vermutlich kann dieses Anschlussproblem nur mit einer FEM-Analyse des Anschlusses gelöst werden. Deshalb werden im Folgenden nur die Anschlüsse der zugbeanspruchten Längsdiagonalen an den Längsuntergurt sowie die Verbindung der Untergurte von Längs- und Querschachwerk betrachtet und bemessen. Die

Anschlüsse der Querdiagonalen und des Längspostens werden vernachlässigt. Eine Entwurfszeichnung der betrachteten Anschlussdetails ist Abbildung 47 zu entnehmen.



*Abbildung 46: Lage des Dachanschlusses*



► A  
Schnitt A-A

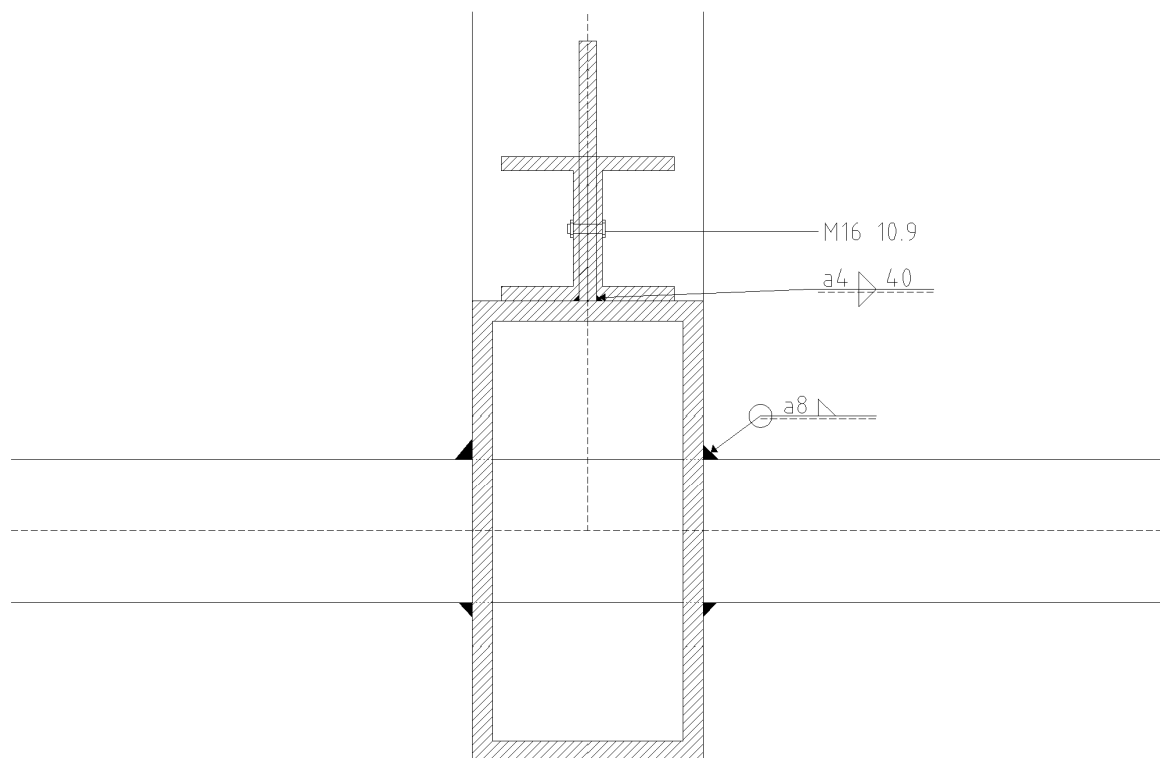


Abbildung 47: Detailzeichnung Dachanschluss

Als erstes soll hier der Anschluss der zugbeanspruchten Längsdiagonalen nachgewiesen werden. Diese werden mittels Knotenblechen mit dem Längsuntergurt und den Fachwerkpfosten verschraubt. Die maßgebende einwirkende Normalkraft beträgt  $N_{Ed} = 175,70kN$ . Wählt man zwei Schrauben mit Durchmesser 16mm der Festigkeitsklasse 10.9, so ergibt sich die Scherfestigkeit zu  $F_{v,Rd} = 96,5 \geq F_{v,Ed} = \frac{175,70}{2} = 87,85kN$  [25]. Für das Knotenblech wird ein Blech mit 3cm Dicke gewählt. Mit den Parametern  $F_{b,Ed} = 175,70kN$ ,  $e_2 = 12,5cm$ ,  $e_1 = 5cm$  und  $p_1 = 5cm$  ergibt sich ein Lochleibungswiderstand im Knotenblech von  $F_{b,Rd} = 3 \times 77,87 = 233,61kN \geq 175,70kN$ . Anschließend muss noch die Diagonale auf Lochleibung nachgewiesen werden. Da es sich um zwei U-Profile mit einer Dicke von je 2,5cm handelt, halbiert sich die einwirkende Kraft zu  $F_{b,Ed} = 87,85kN \leq 77,87 \times 2,5 \times 1,361 = 264,95kN = F_{b,Rd}$ . Anschließend müssen noch die reduzierten Querschnittsnachweise für das Knotenblech und die Diagonale geführt werden. Für die Schrauben müssen 2mm Lochspiel einberechnet werden, sodass der Querschnitt durch Löcher von 18mm Durchmesser geschwächt wird. Für die Diagonale ergibt sich der Querschnitt zu:

$$N_{t,Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} N_{pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{240,29 \times 35,5}{1,0} = 8551,95kN \\ N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times A_{net} \times f_u}{\gamma_{M2}} = \frac{0,9 \times (240,29 - \pi \times 1,8^2 \times 5) \times 49}{1,25} = 6682kN \end{array} \right.$$

$$N_{t,Rd} = 6682kN \geq N_{Ed} = 175,7kN$$

Für das Knotenblech erfüllt sich der Nachweis ebenfalls mit:

$$N_{t,Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} N_{pl,Rd} = \frac{40 \times 3 \times 23,5}{1,0} = 2820kN \\ N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times (40 \times 3 - \pi \times 1,8^2 \times 3) \times 36}{1,25} = 2318,80kN \end{array} \right. \geq 175,7kN = N_{Ed}$$

Neben der Tragfähigkeit der Bleche und Schrauben muss auch sichergestellt werden, dass die Schweißnähte, die Kräfte übertragen können. Die einwirkende Kraft aus der Diagonalen wird hierzu in ihre horizontale und vertikale Komponente zerlegt. Zudem liegen Exzentrizitäten vor, die wieder durch ein Moment berücksichtigt werden können.

$$F_{V,Ed} = \sin(33,69) \times 175,7 = 97,46kN \quad F_{H,Ed} = \cos(33,69) \times 175,7 = 146,19kN$$

$$e_h = 35cm, e_v = 22,5cm$$

Für die vertikale Schweißnaht ist mit einer Dicke von 4mm und einer Länge von 45cm damit folgender Nachweis zu führen:

$$F_{\parallel,Ed} = 97,46 \times \frac{45}{85} = 51,60kN \quad F_{\perp,Ed} = 146,19 \times \frac{45}{85} = 77,39kN$$

$$M_{y,Ed} = 77,39 \times 22,5 = 1741,28 \text{ kNcm}$$

$$\tau_{\parallel,Ed} = \frac{51,60}{2 \times 0,4 \times 45} = 1,43 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\tau_{\perp,Ed} = \sigma_{\perp,Ed} = \left( \frac{77,39}{2 \times 0,4 \times 45} + \frac{1741,28}{2 \times \frac{0,4 \times 45^2}{6}} \right) \times \frac{\sqrt{2}}{2} = 6,08 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\sqrt{6,08^2 + 3 \times (6,08^2 + 1,43^2)} = 12,41 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq \frac{36}{0,8 \times 1,25} = 36 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{\perp,Ed} = 6,08 \leq \frac{0,9 \times 36}{1,25} = 25,9 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Die horizontale Schweißnaht zwischen Längsgurt und Knotenblech erfüllt mit einer Dicke von 4mm und einer Länge von 40cm ebenfalls die folgenden Nachweise:

$$F_{\parallel,Ed} = 146,19 \times \frac{40}{85} = 68,70 \text{ kN}$$

$$F_{\perp,Ed} = 97,46 \times \frac{40}{85} = 45,86 \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed} = 45,86 \times 35 = 1605,1 \text{ kNcm}$$

$$\tau_{\parallel,Ed} = \frac{68,80}{2 \times 0,4 \times 40} = 2,15 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\tau_{\perp,Ed} = \sigma_{\perp,Ed} = \left( \frac{45,86}{2 \times 0,4 \times 40} + \frac{1605,1}{2 \times \frac{0,4 \times 40^2}{6}} \right) \times \frac{\sqrt{2}}{2} = 6,33 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\sqrt{6,33^2 + 3 \times (6,33^2 + 2,15^2)} = 13,20 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq \frac{36}{0,8 \times 1,25} = 36 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{\perp,Ed} = 6,33 \leq \frac{0,9 \times 36}{1,25} = 25,9 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

Um die Nachweise für den Anschluss der Längsdiagonalen zu vervollständigen, muss noch der Hohlprofilnachweis für das Knotenblech an den Längsgurt geführt werden:

$$1 \leq \frac{h_1}{b_0} = \frac{40}{40} = 1 \leq 4 \rightarrow \text{Anwendungsbereich eingehalten}$$

$$\eta = \frac{h_1}{b_0} = \frac{40}{40} = 1 \quad \eta_0 = \frac{N_{0,Ed}}{A_0 \times f_{y0}} = \frac{9418}{790 \times 35,5} = 0,336 \quad Q_f = (1 - 0,336)^{0,1} = 0,96$$

Flanschversagen des Gurtes:

$$N_{1,Rd} = 4 \times 1,0 \times 355 \times 35^2 \times \left( 1 + 2 \times \sqrt{1 - \frac{30}{40}} \right) \times \frac{0,96}{1,0} = 3339 \text{ kN} \geq 175,70 \text{ kN}$$



Durchstanzen:

$$N_{1,Rd} = 2 \times \frac{1,0 \times 355}{\sqrt{3}} \times 35 \times (2 \times 40 + 2 \times 40) / 1,0 = 2295kN \geq 175,70kN$$

Damit sind für den Anschluss der Längsdiagonalen alle erforderlichen Nachweise erfüllt.

Als nächstes wird die Verbindung der beiden Gurte betrachtet. Bei beiden Profilen handelt es sich um Hohlprofile, die neben ihrer Zugbelastung noch eine Reihe weiterer Schnittgrößen erhalten. Um die Gefahr eines Versagens des Profils des Längsuntergurts zu verringern, wird der Quergurt durch den Längsgurt hindurchgeführt. Dadurch wird zwar der Querschnitt des Längsgurts geschwächt, jedoch verringern sich die in den Querschnitt eingeleiteten Kräfte deutlich. Es wird also eine Öffnung in den Längsgurt eingeschnitten, der Quergurt durchgesteckt und anschließend mit einer umlaufenden Kehlnaht angeschweißt. Zunächst werden die Hohlprofilnachweise für alle einwirkenden Schnittgrößen geführt:

Die maßgebenden Schnittgrößen sind  $N_{Ed} = 870kN$ ,  $M_{ip,Ed} = 53,13kNm$  und  $M_{op,Ed} = 6,74kNm$

Für den Längsgurt wurden die Anwendungsbedingungen bereits erfolgreich überprüft. Für die Quergurte gilt:

$$\frac{b_1}{b_0} = \frac{150}{400} = 0,375 \geq 0,25 \text{ und } 0,375 \geq 0,1 + 0,01 \times \frac{b_0}{t_0} = 0,1 + 0,01 \times \frac{400}{35} = 0,214$$

$$0,5 \leq \frac{h_1}{b_1} = \frac{250}{150} = 1,67 \leq 2,0$$

$$\frac{b_1}{t_1} = \frac{150}{10} = 15 < 35 \text{ und } \frac{h_1}{t_1} = \frac{250}{10} = 25 < 35$$

Damit liegt auch der Quergurt im Gültigkeitsbereich der verwendeten Formeln.

$$\eta = \frac{h_1}{b_0} = \frac{250}{400} = 0,625 \quad \beta = \frac{b_1}{b_0} = \frac{150}{400} = 0,375 \quad C_1 = 0,1 \quad \eta_0 = 0,336 \quad Q_f = 0,96$$

$$b_{eff} = \frac{10}{400/35} \times \frac{355 \times 35}{355 \times 10} \times 150 = 459mm \leq 150mm = b_1 \rightarrow b_{eff} = 150mm$$

$$b_{e,p} = \frac{10}{400/35} \times 150 = 131mm \leq 150mm = b_1$$

Flanschversagen des Längsgurts:

$$N_{1,Rd} = 1,0 \times \frac{350 \times 35^2}{\sin 90^\circ} \times \left( \frac{2 \times 0,625}{(1 - 0,375) \times \sin 90^\circ} + \frac{4}{\sqrt{1 - 0,375}} \right) \times \frac{0,96}{1,0} = 2905kN \geq 870kN$$

Seitenwandversagen des Längsgurts:

$$N_{1,Rd} = \frac{355 \times 35}{\sin 90^\circ} \times \left( \frac{2 \times 250}{\sin 90^\circ} + 10 \times 35 \right) \times \frac{0,96}{1,0} = 10138 kN \geq 870 kN$$

Versagen des Quergurts:

$$N_{1,Rd} = 1,0 \times 355 \times 10 \times (2 \times 250 - 4 \times 10 + 2 \times 150) / 1,0 = 2698 kN \geq 870 kN$$

Durchstanzen:

$$N_{1,Rd} = 1,0 \times \frac{355 \times 35}{\sqrt{3} \times \sin 90^\circ} \times \left( \frac{2 \times 250}{\sin 90^\circ} + 2 \times 131 \right) / 1,0 = 5466 kN \geq 870 kN$$

Für die Normalkräfte ist damit ein Versagen des Quergurts die maßgebende Versagensform. Nun muss noch Biegung in beiden Ebenen untersucht werden:

Flanschversagen des Längsgurts:

$$\begin{aligned} M_{ip,1,Rd} &= C_f \times f_{y0} \times t_0^2 \times h_1 \times \left( \frac{1}{2 \times \eta} + \frac{2}{\sqrt{1-\beta}} + \frac{\eta}{1-\beta} \right) \times \frac{Q_f}{\gamma_{M5}} \\ &= 1,0 \times 355 \times 35^2 \times 250 \times \left( \frac{1}{2 \times 0,625} + \frac{2}{\sqrt{1-0,375}} + \frac{0,625}{1-0,375} \right) \times \frac{0,96}{1,0} = 452 kNm \\ &\geq 53,13 kNm \end{aligned}$$

Seitenwandversagen des Längsgurts:

$$\begin{aligned} M_{ip,1,Rd} &= 0,5 \times C_f \times f_b \times t_0 \times (h_1 + 5 \times t_0)^2 \times \frac{Q_f}{\gamma_{M5}} \\ &= 0,5 \times 1,0 \times 355 \times 35 \times (250 + 5 \times 35)^2 \times \frac{0,96}{1,0} = 1077 kNm \geq 53,13 kNm \end{aligned}$$

Versagen des Quergurts:

$$\begin{aligned} M_{ip,1,Rd} &= C_f \times f_{y1} \times \frac{\left[ W_{ip,pl,1} - \left( 1 - \frac{b_{eff}}{b_1} \right) \times b_1 \times (h_1 - t_1) \times t_1 \right]}{\gamma_{M5}} \\ &= 1,0 \times 355 \times \left[ 61400 - \left( 1 - \frac{150}{150} \right) \times 150 \times (250 - 10) \times 10 \right] / 1,0 = 217 kNm \geq 53,13 kNm \end{aligned}$$

Durchstanzen:

$$\begin{aligned} M_{ip,1,Rd} &= C_f \times \frac{f_{y0}}{\sqrt{3}} \times t_0 \times \frac{(0,33 \times h_1^2 + b_{e,p} \times h_1)}{\gamma_{M5}} \\ &= 1,0 \times \frac{355}{\sqrt{3}} \times 35 \times (0,33 \times 250^2 + 131 \times 250) / 1,0 = 383 kNm \geq 53,13 kNm \end{aligned}$$

Für Biegung in der Ebene ist also ebenfalls ein Versagen des Quergurts die maßgebende Versagensform.

Flanschversagen des Längsgurtes:

$$\begin{aligned}
 M_{op,1,Rd} &= C_f \times f_{y0} \times t_0^2 \times b_1 \times \left[ \frac{h_1 \times (1 - \beta)}{2 \times b_1 \times (1 - \beta)} + \sqrt{\frac{2 \times (1 + \beta)}{\beta \times (1 - \beta)}} \right] \times \frac{Q_f}{\gamma_{M5}} \\
 &= 1,0 \times 355 \times 35^2 \times 150 \times \left[ \frac{250 \times (1 + 0,375)}{2 \times 150 \times (1 - 0,375)} + \sqrt{\frac{2 \times (1 + 0,375)}{0,375 \times (1 - 0,375)}} \right] \times \frac{0,96}{1,0} = 329 kNm \\
 &\geq 6,74 kNm
 \end{aligned}$$

Seitenwandversagen des Längsgurtes:

$$\begin{aligned}
 M_{op,1,Rd} &= C_f \times f_b \times t_0 \times (b_0 - t_0) \times (h_1 + 5 \times t_0) \times \frac{Q_f}{\gamma_{M5}} \\
 &= 1,0 \times 355 \times 35 \times (400 - 35) \times (250 + 5 \times 35) \times \frac{0,96}{1,0} = 1850 kNm \geq 6,74 kNm
 \end{aligned}$$

Versagen des Quergurts:

$$\begin{aligned}
 M_{op,1,Rd} &= C_f \times f_{y1} \times [W_{o,pl,1} - 0,5 \times t_1 \times (b_1 - b_{eff})^2] / \gamma_{M5} \\
 &= 1,0 \times 355 \times [42800 - 0,5 \times 10 \times (150 - 150)^2] / 1,0 = 152 kNm \geq 6,74 kNm
 \end{aligned}$$

Durchstanzen:

$$\begin{aligned}
 M_{op,1,Rd} &= C_f \times \frac{f_{y0}}{\sqrt{3}} \times t_0 \times [h_1 \times b_1 + 0,33 \times (b_1^2 - (b_1 - b_{e,p})^2)] / \gamma_{M5} \\
 &= 1,0 \times \frac{355}{\sqrt{3}} \times 35 \times [250 \times 150 + 0,33 \times (150^2 - (150 - 131)^2)] / 1,0 = 321 kNm \geq 6,74 kNm
 \end{aligned}$$

Damit ist auch für Biegung in versetzten Ebenen ein Versagen des Quergurts maßgebend. So kann der Interaktionsnachweis für alle Schnittgrößen geführt werden:

$$\frac{|N_{1,Ed}|}{N_{1,Rd}} + \frac{|M_{ip,1,Ed}|}{M_{ip,1,Rd}} + \frac{|M_{op,1,Ed}|}{M_{op,1,Rd}} = \frac{870,24}{2698} + \frac{53,13}{218} + \frac{6,74}{152} = 0,61 \leq 1,0$$

Damit steht fest, dass kein Versagen der Hohlprofile im Anschluss bei den einwirkenden Schnittgrößen zu erwarten ist. Um den Nachweis der Verbindung beider Untergurte zu vervollständigen, muss noch die Tragfähigkeit der Schweißnaht sichergestellt werden. Dabei wird angenommen, dass sich die Normalkraft gleichmäßig auf die horizontalen und vertikalen Nähte verteilt.

Für die vertikalen Nähte gilt somit folgender Nachweis:

$$F_{\parallel,Ed} = 26,44kN$$

$$F_{\perp,Ed} = 870,24 \times \frac{5}{8} = 543,90kN$$

$$M_{y,Ed} = 5313kNcm$$

$$\tau_{\parallel,Ed} = \frac{26,44}{0,8 \times 50} = 0,66 \frac{kN}{cm^2}$$

$$\tau_{\perp,Ed} = \sigma_{\perp,Ed} = \left( \frac{543,90}{0,8 \times 50} + \frac{5313}{\frac{0,8 \times 50^2}{6}} \right) \times \frac{\sqrt{2}}{2} = 20,89 \frac{kN}{cm^2}$$

$$\sqrt{20,89^2 + 3 \times (20,89^2 + 0,66^2)} = 41,80 \frac{kN}{cm^2} \leq \frac{49}{0,9 \times 1,25} = 43,56 \frac{kN}{cm^2}$$

$$\sigma_{\perp,Ed} = 20,89 \leq \frac{0,9 \times 49}{1,25} = 35,28 \frac{kN}{cm^2}$$

Für die horizontalen Nähte gilt somit folgender Nachweis:

$$F_{\parallel,Ed} = 3,46kN$$

$$F_{\perp,Ed} = 870,24 \times \frac{3}{8} = 326,34kN$$

$$M_{y,Ed} = 674kNcm$$

$$\tau_{\parallel,Ed} = \frac{3,46}{0,8 \times 30} = 0,14 \frac{kN}{cm^2}$$

$$\tau_{\perp,Ed} = \sigma_{\perp,Ed} = \left( \frac{326,34}{0,8 \times 30} + \frac{674}{\frac{0,8 \times 30^2}{6}} \right) \times \frac{\sqrt{2}}{2} = 13,59 \frac{kN}{cm^2}$$

$$\sqrt{13,59^2 + 3 \times (13,59^2 + 0,14^2)} = 27,18 \frac{kN}{cm^2} \leq \frac{49}{0,9 \times 1,25} = 43,56 \frac{kN}{cm^2}$$

$$\sigma_{\perp,Ed} = 13,59 \leq \frac{0,9 \times 49}{1,25} = 35,28 \frac{kN}{cm^2}$$

Zuletzt muss noch der Zugnachweis am reduzierten Querschnitt für den Längsgurt geführt werden:

$$N_{t,Rd} = \min \begin{cases} N_{pl,Rd} = \frac{790 \times 35 \times 35,5}{1,0} = 28045kN \\ N_{u,Rd} = \frac{0,9 \times (790 - 2 \times 25 \times 3,5) \times 49}{1,25} = 21697,2kN \end{cases} \geq 4605,23kN = N_{Ed}$$

Somit ist auch der Nachweis für die Verbindung der beiden Gurte abgeschlossen, da alle anderen Querschnittsnachweise des querschnittsgeschwächten Untergurts an der Verbindungsstelle so geringe Auslastungen aufweisen, dass ein Nachweis am reduzierten Querschnitt nicht notwendig ist. Weitere Details des Dachanschlusses werden, wie bereits erwähnt, nicht betrachtet.

### 5.3 Stützenfußanschluss

Eine weitere wichtige Verbindung, die im Rahmen dieser Arbeit Aufmerksamkeit erfahren soll, ist der Anschluss der Stützenfüße an das Fundament. Für das Fundament sollen dabei nur für die Bemessung

des Anschlusses notwendige Annahmen getroffen werden, eine Berechnung der Fundamente wurde aufgrund mangelnder Kenntnisse der Bodenbeschaffenheit nicht vorgenommen. Beispielfhaft soll der Anschluss der maßgebenden Fachwerkstütze betrachtet werden. Die vorliegenden, in das Fundament einzuleitenden, Schnittgrößen sind damit  $N_{Ed} = -4104,69kN$  (Druck),  $V_{y,Ed} = 23,08kN$  und  $V_{z,Ed} = 133,74kN$ . Um die Wirkung als Zweigelenkrahmen zu erhalten, soll rechnerisch ein gelenkiger Fußpunkt ausgebildet werden. Eine Zeichnung des Stützenfußanschlusses ist Abbildung 48 zu entnehmen.

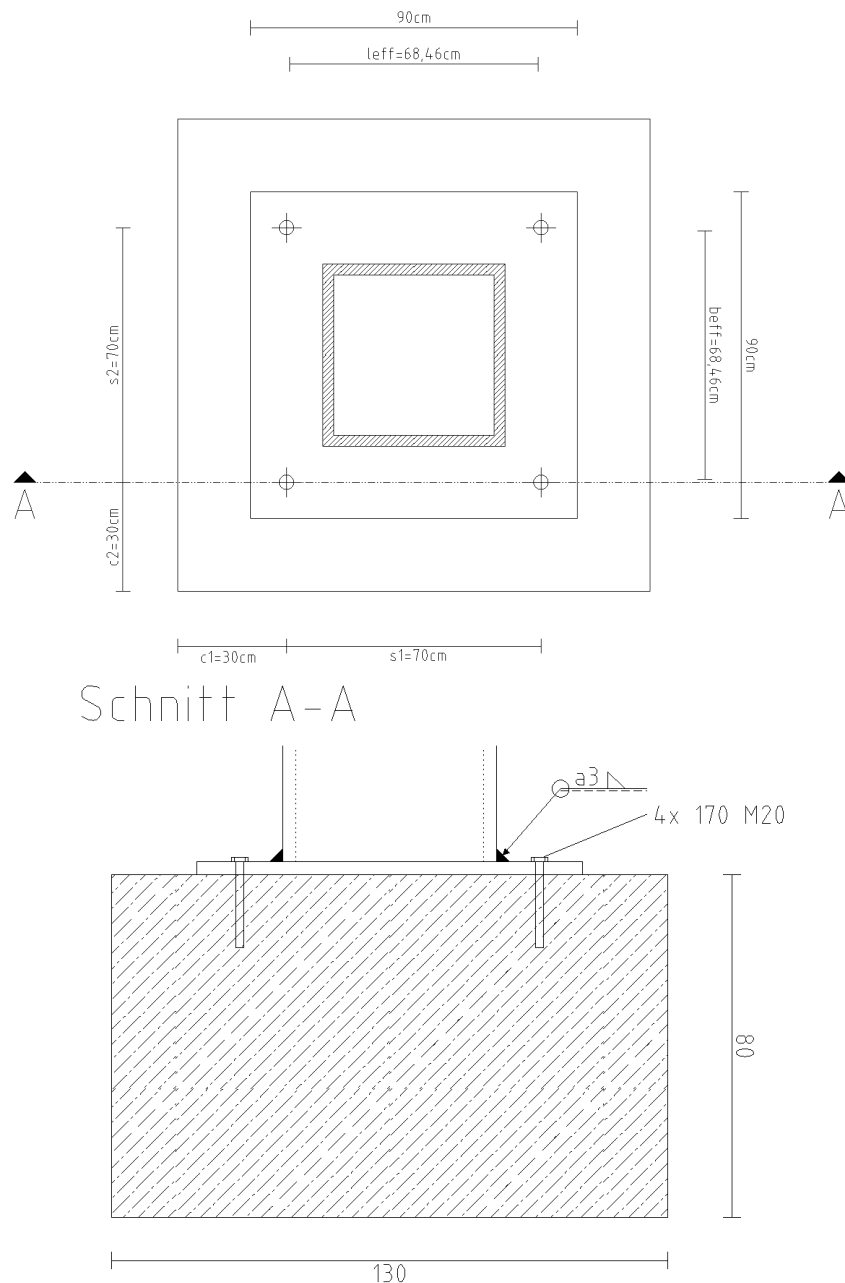


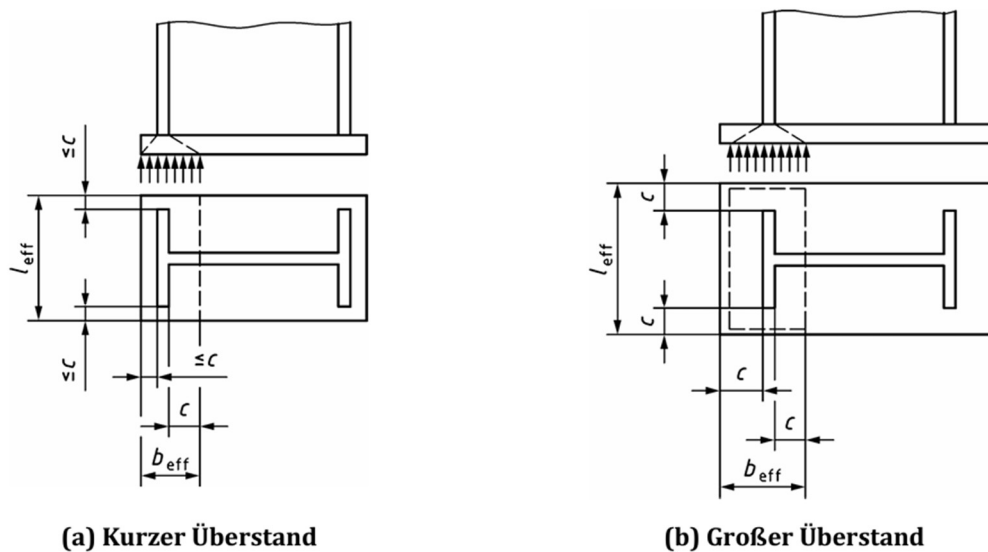
Abbildung 48: Detailzeichnung des Stützenfußanschlusses

Beim Entwurf des Anschlusses wurde auf eine Entkopplung der Baustellenarbeiten von Beton- und Stahlbau geachtet, um einen reibungslosen Ablauf der Herstellung zu ermöglichen. Die Übertragung

der Druckkräfte aus der Stütze in das Fundament erfolgt über Kontaktpressung der angeschweißten Fußplatte [15]. Diese muss als überstehende Fußplatte ausgeführt werden, da eine Anordnung der Befestigungsmittel im Stützenquerschnitt, wie beispielsweise bei I-Profilen üblich, bei einer Hohlprofilstütze aufgrund mangelnder Zugänglichkeit nicht möglich ist. Da in den Stützen ausschließlich Druckkräfte vorliegen, stellt die Übertragung der Normalkräfte eine geringere Herausforderung dar als die Übertragung der Horizontalkräfte. Grundsätzlich gibt es für Letzteres drei Möglichkeiten: Übertragung über Reibung, durch Ankerschrauben oder Schubknaggen [15]. Meist werden bei Fußpunkten von Zweigelenrahmen Schubknaggen zur Aufnahme der großen Horizontalkräfte nötig, da hier allerdings keine Zugbeanspruchung vorliegt und somit keine Interaktion zu beachten ist, ist auch eine Ausführung mit Verbundankern ausreichend [15]. Eine Übertragung der Horizontalkräfte erfolgt somit über eine Beanspruchung der Ankerschrauben als Scher-Lochleibungsverbindung [15]. Ein horizontaler Toleranzausgleich erfolgt dabei durch nachträgliches Setzen der Verbundanker [15]. Ein vertikaler Toleranzausgleich wird durch eine Vergussfuge gewährleistet, die nach dem Ausrichten der Stütze auf untergelegten Keilen mit schwindarmem Vergussmörtel ausgefüllt wird [15].

Die folgenden Entwicklungsschritte zur Wahl des Befestigungsmittels stellen lediglich eine Vorbemessung dar, um die Funktionsweise eines Stützenfußanschlusses grundlegend erläutern zu können. Eine genaue Berechnung der Tragfähigkeit der gewählten Verbundanker wird im Rahmen dieser Arbeit nicht vorgenommen, da sie sehr aufwendig und nicht zwangsläufig mit einem Erkenntnisgewinn im Themenbereich dieser Arbeit verbunden ist. Um die Übertragung der Horizontalkräfte gewährleisten zu können, wurden 4 Schwerlastanker mit einem Durchmesser von 20mm und einer Bohrlänge von 170mm verwendet. Die Tragfähigkeit dieser Verbundanker beträgt  $V_{Rd} = 4 \times 44,6 = 178,4kN \geq 133,74kN = V_{Ed}$ . Die zur Vorbemessung verwendeten Bemessungstabellen sind im Anhang zu finden. Daraus ergeben sich auch geometrische Anforderungen an das Fundament. So ist in beide Richtungen ein Abstand von 30cm von den Ankern zur Fundamentkante nötig und der Abstand zwischen den Ankern sollte größer als 20cm sein. Deshalb wird sich dazu entschieden, für die weitere Berechnung ein quadratisches Einzelfundament mit  $1,3m \times 1,3m$  anzunehmen. Um eine frostfreie Gründung zu gewährleisten, wird eine Gründungstiefe von 80cm vorgesehen sowie eine Ausführung in C25/30. Nun sind alle für die Bemessung der Fußplatte notwendigen Annahmen getroffen. Die Bemessung von überstehenden Fußplatten kann nach dem äquivalenten T-Stummel-Modell nach DIN EN 1993-1-8 erfolgen [9]. Um ein Versagen des T-Stummels ausschließen zu können, sollten die mitwirkenden Bereiche der Fußplatten die Aufstandsflächen der Stützen mindestens im Verhältnis der vorhandenen Stahlspannungen zu den Grenzspannungen der verwendeten Betongüte vergrößern [15]. Die mitwirkenden Bereiche der Fußplatte ( $b_{eff}$  und  $l_{eff}$ )

werden im Wesentlichen durch die zusätzliche Ausbreitungsbreite  $c$  bestimmt (siehe Abbildung 49).



**Bild 8.5 — Fläche des äquivalenten T-Stummels mit Druckbeanspruchung**

Abbildung 49: Mitwirkende Fläche einer druckbeanspruchten Fußplatte (aus [9])

Die zusätzliche Ausbreitungsbreite kann mit der Formel  $c = t_f \times \sqrt{\frac{f_y}{3 \times f_{cd} \times \gamma_{M0}}} = 30 \times \sqrt{\frac{355}{3 \times 12,5 \times 1,00}} = 92,3 \text{ mm}$  berechnet werden [9]. Um eine Lastausbreitung sicherzustellen, die dem Fundament eine Abtragung der Stützenlasten ermöglicht, ist also eine Fußplatte erforderlich, die mindestens um 9,23 cm die Außenmaße der Stütze übersteigt. Zur korrekten Anordnung der Ankerschrauben ist jedoch eine größere Fußplatte nötig. Laut Norm muss aber der Anteil der Fußplatte, der die Ausbreitungsbreite  $c$  übersteigt, für die Tragfähigkeit des T-Stummels vernachlässigt werden [9]. Doch auch mit einer Ausbreitungsbreite von 9,23 cm ist die Tragfähigkeit des T-Stummelflansches größer als die einwirkende Normalkraft:

$$F_{c,Rd} = f_{cd} \times b_{eff} \times l_{eff} = 12,5 \times (500 + 2 \times 92,3)^2 = 5858 \text{ kN} \geq 4104,69 \text{ kN} = N_{Ed}$$

Die Fläche der Fußplatte ist also groß genug, um die Lasten aus der Stütze soweit zu verteilen, dass sie die Druckfestigkeit des Betons des Fundaments nicht überschreiten. Als letztes muss noch die nötige Dicke der Fußplatte berechnet werden. Diese wird in den Bereichen außerhalb der Stütze auf Biegung durch die von unten einwirkende resultierende Betonpressung beansprucht (siehe Abbildung 50).

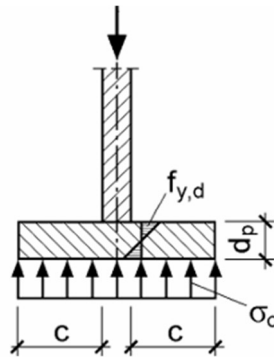


Abbildung 50: Berechnungsmodell zur Bemessung der Fußplatte (aus [15])

Die aus der Belastung durch die Stütze resultierende Betonpressung wird unter der Annahme gleichmäßiger Belastung mit  $\sigma_c = \frac{N}{A} = \frac{4105}{1,3 \times 1,3} = 2429 \frac{kN}{m^2}$  abgeschätzt. Das auf die Fußplatte einwirkende Moment ergibt sich somit zu  $M_{Ed} = \sigma_c \times \frac{c^2}{2} = 2429 \times \frac{0,2^2}{2} = 48,58 kNm$ . Dabei muss für c die tatsächliche Fläche der Fußplatte berücksichtigt werden und nicht nur die zum Lastabtrag mitwirkende. Der Bauteilwiderstand gegen Biegung der Fußplatte lässt sich mit  $M_{Rd} = \frac{d_p^2 \times f_y}{6 \times \gamma_{m0}}$  berechnen. Stellt man die Formel nach der erforderlichen Dicke der Fußplatte um, so erhält man  $d_{p,erf} = \sqrt{\frac{M_{Ed} \times 6 \times \gamma_{m0}}{f_y}} = \sqrt{\frac{48,58 \times 6 \times 1,0}{3,55 \times 10^5}} = 0,029 m$ . Es wird also eine Fußplatte mit einer Dicke von 3cm in S355 gewählt, die mit einer umlaufenden Kehlnaht mit 3mm Dicke an den Stützenquerschnitt angeschweißt wird.

## 6. Ausblick

Neben den restlichen Anschlüssen des Tragwerks, die im Rahmen dieser Arbeit nicht bemessen wurden, müsste sich im weiteren Planungsverlauf noch mit einer Vielzahl anderer Aspekte der Tragwerksplanung beschäftigt werden. So könnten die Stahlquerschnitte durch Vouten dem Schnittgrößenverlauf angepasst werden, wodurch sich beispielsweise durch Vouten an den Rahmenecken der Biegemomentenverlauf im Riegel beeinflussen ließe [15]. Des Weiteren müsste eine Torkonstruktion gewählt werden, die in der Lage ist, zusätzlich zu ihrem Eigengewicht die auf die Giebelwand einwirkenden Windlasten auf zwei Linienlager an ihrer Ober- und Unterkante abzutragen, wie dies in der Berechnung angenommen wurde. Zudem wurde während der Berechnung die Auflagerung der Stützen an ihren Fußpunkten als fest definiert. Hierfür müssen geeignete Fundamente bemessen werden, die dazu in der Lage sind, die aus den Stützen einwirkenden Lasten in den Baugrund einzuleiten, ohne dass es zu übermäßigen Stützensenkungen kommt. Parallel zur Tragwerksplanung sollten bauphysikalische Gesichtspunkte mitgedacht werden, wie es bei der Wahl der Hüllkonstruktion schon teilweise geschehen ist. Neben Schall-, Wärme- und Feuchteschutz ist vor allem eine Einbeziehung des Brandschutzes wichtig. Es sollte auch eine brandschutztechnische



Standortsicherheitsbemessung des Tragwerks durchgeführt werden, um die Tragwirkung auch im Brandfall sicherzustellen [12]. Ebenfalls unberücksichtigt blieb bisher der Korrosionsschutz, der bei einem außenliegenden Stahltragwerk eine nicht zu unterschätzende Herausforderung und Kostenfalle darstellt, insbesondere bei kleinteiligen Fachwerken [12]. Ein weiterer Aspekt ist die Gebäudetechnik, wie Heizung, Belichtung und Belüftung, die im besten Fall als integrierte Planung bei der Tragwerkswahl mitgedacht werden sollte, da sich Gebäudetechnik und Tragwerk gegenseitig beeinflussen. Zum Beispiel können durch eine Lüftungsanlage große zusätzliche Lasten auf die Dachkonstruktion entstehen und die lichte Höhe der Halle durch Leitungen stark vermindert werden [12]. In der Hüllkonstruktion müssen zusätzliche Öffnungen für Fenster, Tore und Schächte berücksichtigt werden. Die Bauplanung ist deshalb ein komplexer Prozess, der die Arbeit fachkundiger Ingenieure aller für das Bauwerk relevanten Teilgebiete erfordert und unter Umständen viel Zeit in Anspruch nehmen kann. Über die Bauplanung hinaus kann jedoch noch weitergedacht werden. So spielt auch die Nachhaltigkeit einer Konstruktion eine immer größere Rolle. Dieser kann Rechnung getragen werden, indem die Halle erweiter- und veränderbar geplant wird, damit sie an sich eventuell ändernde Nutzeranforderungen angepasst werden kann. Ein weiterer Punkt ist die Demontierbarkeit und Wiederverwertbarkeit der Stahlbauteile, damit die Halle nach abgelaufener Nutzungsdauer entweder einer neuen Nutzung an anderer Stelle zugeführt oder der Werkstoff wiederverwendet werden kann. Dem kann zum Beispiel durch Verbindungen mit Schrauben Rechnung getragen werden, die eine einfache und schnelle Demontage ermöglichen [12]. Die Planung einer Stahlhalle ist also ein umfangreiches und komplexes Unterfangen, von dem in dieser Arbeit nur ein kleiner Ausschnitt beleuchtet werden konnte. Das Fundament dieser Planungen ist jedoch das Stahltragwerk, weshalb das Hauptaugenmerk der Arbeit auf diesen Teilaspekt gelegt wurde.

## Zusammenfassung

Die vorliegende Arbeit befasst sich mit dem Entwurf und der Bemessung des Stahltragwerks einer Wartungshalle für Flugzeuge am Hamburger Flughafen. Zunächst wurden dafür die auf das Bauwerk einwirkenden Belastungen ermittelt und zu Lastkombinationen zusammengefasst. Dabei wurden die Lastfälle Eigengewicht, Schnee, Wind und Nutzlasten betrachtet. Anschließend wurde sich mit verschiedenen Tragwerksvarianten des stützenfreien Hallenbaus und ihren baustatischen Systemen beschäftigt. In diesem Abschnitt wurden unter anderem Bogen-, Rahmen- und Stützen-Binder-Tragwerke miteinander verglichen und die Vor- und Nachteile von Abspannungen erläutert. Die unterschiedlichen Varianten wurden dabei nicht nur nach statischen, sondern auch nach architektonischen Gesichtspunkten betrachtet. Schlussendlich wurde sich für eine Rahmenkonstruktion entschieden. Auch hier wurden unterschiedliche Ausführungsvarianten untersucht, beispielsweise die Anzahl der Gelenke im Rahmen. Anschließend stellte sich die Frage, ob

der Rahmenriegel als Vollwandprofil oder Fachwerkträger ausgeführt werden soll. Aufgrund der enormen Spannweite und der hohen vertikalen Belastung wurde sich für eine Fachwerkkonstruktion entschieden. Neben der eigentlichen Rahmenkonstruktion wurden auch die anderen Tragwerksbauteile wie Pfetten, Wandriegel oder Verbände festgelegt und dimensioniert. Stets wurden dabei unterschiedliche Ausführungsvarianten in Betracht gezogen und miteinander verglichen. Dabei wurde besonderes Augenmerk auf die Steifigkeit der Konstruktion gelegt sowie versucht, ihren Materialverbrauch möglichst gering zu halten. Teilaspekte wie die Anordnung der Verbandsfelder oder die Füllstabgeometrie der Fachwerkrahmen wurden intensiver und teilweise auch an Versuchsmodellen in Stabwerkssoftware diskutiert. Nachdem schließlich eine Auswahl des Tragwerksaufbaus getroffen und eine erste Vordimensionierung durchgeführt wurde, konnte damit begonnen werden, eine geeignete Hüllkonstruktion zu wählen. Hierbei stellte insbesondere die hohe vertikale Belastung des Dachaufbaus durch das in der Aufgabenstellung geforderte Gründach eine große Herausforderung dar. Durch die Wahl von Stahltrapezprofilen für das Dach und Stahlkassettenprofilen für die Wandkonstruktion konnte schließlich doch eine, auch für die bauphysikalische Anforderungen, geeignete Gebäudehülle gefunden werden. Diese wurde anschließend per Hand in ihrer Tragfähigkeit nachgewiesen.

Nachdem so ein erster Tragwerksentwurf gefunden wurde, konnte damit begonnen werden, die Bemessung des Tragwerks in der Finite-Elemente-Software RFEM durchzuführen. Hierfür wurden zunächst die geführten Nachweise und die grundlegende Funktionsweise der Finite-Elemente-Methode erläutert. Anschließend wurde der Übersichtlichkeit halber damit begonnen, zuerst einzelne Tragwerksteile in RFEM zu modellieren. Die Fachwerkrahmen und das Verbandsfeld wurden dafür als geeignet empfunden. Als alle Nachweise in den Teilmodellen erfüllt waren, wurde damit begonnen, ein Gesamtmodell des Tragwerks in RFEM aufzubauen. Dabei stellte sich heraus, dass die Steifigkeit der gewählten Konstruktion noch nicht ausreichend war. Deshalb wurde ein zusätzliches Fachwerk in Querrichtung, ein anderer Dachaufbau sowie einige zusätzliche Verbandsfelder ergänzt. Die getroffenen Maßnahmen zeigten die gewünschte Wirkung, weshalb anschließend mit der Stahlbemessung der einzelnen Bauteile begonnen werden konnte. Hier zeigte sich, dass, wie bereits vorher vermutet, die großen Druckkräfte beispielsweise in den Fachwerkobergurten große Stabilitätsprobleme hervorriefen. Um Knicken und Biegeknicken vorzubeugen, wurden einige Querschnitte zu Hohlprofilen geändert. Ebenfalls eine große Herausforderung stellten die Querschnittsnachweise auf Schubbeanspruchung, insbesondere der Stützen, dar. Schließlich konnten aber für alle Bauteile geeignete Querschnitte gefunden werden, die alle geforderten Nachweise erfüllen. Neben den eigentlichen Bauteilen spielen auch ihre Verbindungen eine große Rolle für die Tragfähigkeit eines Bauwerks, weshalb anschließend noch drei Anschlussdetails entworfen und nachgewiesen wurden. Als Letztes wurden noch die möglichen weiteren Schritte in Planung des

vorliegenden Hallenbaus erläutert sowie ein kurzer Ausblick gegeben, welche Bauwerkselemente noch entworfen und bemessen werden müssten.

Das Ziel dieser Bachelorarbeit war, einen Überblick über verschiedene Tragwerksvarianten im Hallenbau zu erhalten sowie ihre Tragwirkung zu verstehen. Des Weiteren sollte ein Gefühl für die Tragfähigkeit und Dimensionierung von Stahlelementen entwickelt und die Bemessung einer Konstruktion in einer Finite-Elemente-Software erlernt werden. Dabei wurde auf bereits erlernte Inhalte aus dem Stahlbau und der Baustatik sowie der Baukonstruktion zurückgegriffen. Zudem wurden einige Kenntnisse, insbesondere in der Bemessung von Stahlbauteilen, erweitert. Am Ende dieser Arbeit ist die Vorgehensweise bei einer Tragwerksplanung und einige mögliche Fehlerquellen bekannt und es wurde das Ziel erreicht ein gesamtes Tragwerk zu entwerfen und zu bemessen.

## Eidesstattliche Erklärung

Hiermit erkläre ich, Emil Aßmann, dass ich die vorliegende Bachelorarbeit selbstständig und ohne unerlaubte Hilfe angefertigt habe. Andere als die angegebenen Quellen und Hilfsmittel wurden nicht benutzt und die den benutzten Quellen wörtlich oder inhaltlich entnommenen Stellen als solche kenntlich gemacht. Die Arbeit wurde bisher in gleicher oder ähnlicher Form keiner anderen Prüfungsbehörde vorgelegt und auch nicht veröffentlicht.

Hamburg, den

---

Datum

---

Unterschrift

## Literaturverzeichnis

- [1] Barth, Christian und Rustler, Walter. *Finite Elemente in der Baustatik-Praxis mit vielen Anwendungsbeispielen*. 2. Auflage. Berlin: Beuth Verlag, 2013
- [2] DIN EN 1090-4. *Ausführung von Stahltragwerken und Aluminiumtragwerken Teil 4: Technische Anforderungen an tragende, kaltgeformte Bauelemente aus Stahl und tragende, kaltgeformte Bauteile für Dach-, Decken-, Boden- und Wandanwendungen; Deutsche Fassung EN 1090-4*, 2018
- [3] DIN EN 1990. *Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung; Deutsche Fassung EN 1990:2002 + A1:2005 + A1:2005/AC:201*, 2021
- [4] DIN EN 1991-1-1. *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen, Wichte von Baustoffen und Lagergütern, Eigengewicht von Bauwerken und Nutzlasten im Hochbau; Deutsche und Englische Fassung prEN 1991-1-1*, 2023
- [5] DIN EN 1991-1-3. *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen – Schneelasten; Deutsche und Englische Fassung prEN 1991-1-3*, 2023
- [6] DIN EN 1991-1-4. *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke Teil 1-4: Windlasten; Deutsche und Englische Fassung prEN 1991-1-4*, 2024
- [7] DIN EN 1993-1-1. *Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche und Englische Fassung prEN 1993-1-1*, 2020
- [8] DIN EN 1993-1-3. *Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten Teil 1-3: Allgemeine Regeln – Ergänzende Regeln für kaltgeformte Bauteile und Bleche; Deutsche und Englische Fassung prEN 1993-1-3*, 2022
- [9] DIN EN 1993-1-8. *Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten Teil 1-8: Bemessung von Anschlüssen; Deutsche und Englische Fassung prEN 1993-1-8*, 2021
- [10] EnEV 2013. *Energieeinsparverordnung Nichtamtliche Lesefassung zur Zweiten Verordnung zur Änderung der Energieeinsparverordnung*. Bundesministerium für Wirtschaft und Klimaschutz, 2013
- [11] Geoportal Hamburg: <https://geoportal-hamburg.de/>, (letzter Zugriff: 05.11.2024)
- [12] Grimm, Friedrich und Kocker, Ronald. *Hallen aus Stahl. Planungsleitfaden*. 2. Ausgabe. Düsseldorf: bauforumstahl e.V., 2015
- [13] Grimm, Friedrich. *Stahlbauten. Band 1: Weitgespannte Tragwerke aus Stahl*. 1. Auflage. Berlin: Ernst & Sohn Verlag, 2003

- [14] IFBS. *Bauelemente. Zertifizierte Produkte der ifbs-Mitgliedsunternehmen*. Krefeld: Internationaler Verband für Metalleichtbau, 2022
- [15] Kindmann, Rolf und Krahwinkel, Manuel. *Stahl- und Verbundkonstruktionen. Entwurf, Konstruktion und Berechnungsbeispiele*. 2. Auflage. Wiesbaden: Springer Vieweg, 2012
- [16] Kindmann, Rolf und Stracke, Michael. *Verbindungen im Stahl- und Verbundbau*. 3. Auflage. Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn Verlag, 2012
- [17] Landesstelle für Bautechnik, Freistaat Sachsen. *Prüfbericht (Typenprüfung), Nr. T21-001, Gegenstand: Stahlkassettenprofile der Firmenbezeichnung SAB 100/600*. Leipzig: Landesdirektion Sachsen, 2021
- [18] Münker Metallprofile. <https://www.muenker.com/produkte/stahlkassettenprofile> , (letzter Zugriff: 10.01.2025)
- [19] Pasternak, Hartmut; Hoch, Hans-Ullrich und Füg, Dieter. *Stahltragwerke im Industriebau*. Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn Verlag, 2010
- [20] Pech, Anton; Huber, Wolfgang und Zach, Franz. *Baukonstruktion. Band 9: Flachdach*. 1. Auflage. Wien: Springer Verlag Austria, 2011
- [21] Röseler, Wolfgang und Witte, Horst. *Hallen aus Stahl. Planen und Bauen*. Köln: Deutscher Stahlbau-Verband, 1988
- [22] Ruga, Julija. *Sporthallen aus Stahl. Planungsleitfaden*. Erweiterte Ausgabe. Düsseldorf: bauforumstahl e.V., 2013
- [23] Rybicki, Rudolf und Prietz, Frank. *Faustformeln und Faustwerte für Tragwerke im Hochbau. Geschossbauten, Konstruktionen, Hallen*. 4. Auflage. Köln: Werner Verlag, 2007
- [24] Schmidt-Döhl, Frank. *Vorlesungsskript Bauphysik. Teil: Wärme und Feuchte. Vorlesung und Übung*. Hamburg: Technische Universität Hamburg, 2021
- [25] Schneider, Klaus-Jürgen und Andrej, Albert. *Bautabellen für Ingenieure: Mit Berechnungshinweisen und Beispielen*. 25. Auflage. Köln: Reguvis, 2022.
- [26] Stöffler, Jürgen; Samberg, Susanne und Maier, Claus. *Tragwerksentwurf für Architekten und Bauingenieure*. 2. Auflage. Berlin: Beuth Verlag, 2011

## Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1: Lasteinzugsflächen Aufriss Windaußendruck Wände für $e < d$ (aus [6]) .....	7
Abbildung 2: Lasteinzugsflächen Aufriss Windaußendruck Wände für $e \geq d$ (aus [6]) .....	7
Abbildung 3: Lasteinzugsflächen Grundriss Windaußendruck Wände (aus [6]) .....	8
Abbildung 4: Tabelle Außendruckbeiwerte Windaußendruck Wände (aus [6]) .....	8
Abbildung 5: Lasteinzugsflächen auf die Außenwände bei Windlastfall 1 .....	9
Abbildung 6: Lasteinzugsflächen auf die Außenwände bei Windlastfall 2 .....	9
Abbildung 7: Lasteinzugsflächen auf die Außenwände bei Windlastfall 3 .....	9
Abbildung 8: Tabelle Außendruckbeiwerte Dach bei Anströmung auf die Traufseiten (aus [6]) .....	11
Abbildung 9: Tabelle Außendruckbeiwerte Dach bei Anströmung auf die Giebelseiten (aus [6]) .....	11
Abbildung 10: Lasteinzugsflächen Grundriss Dach bei Anströmung auf die Traufseiten (aus [6]) .....	12
Abbildung 11: Lasteinzugsflächen Grundriss Dach bei Anströmung auf die Giebelseiten (aus [6]) .....	12
Abbildung 12: Lasteinzugsflächen auf das Dach bei den Windlastfällen 1 und 3 .....	13
Abbildung 13: Lasteinzugsflächen auf das Dach bei Windlastfall 2 .....	13
Abbildung 14: Übersicht über mögliche Tragwerksvarianten (aus [12]) .....	19
Abbildung 15: Mögliche Varianten einer Rahmenkonstruktion (aus [15]) .....	22
Abbildung 16: Einfluss von Abspannwinkel und Mastneigung auf die Auflagerkräfte (aus [26]) .....	23
Abbildung 17: RSTAB-Modelle für Zweigelenkrahmen mit Abspannungen .....	24
Abbildung 18: Abtragung der Vertikallasten bei Hallen ohne und mit Pfetten (aus [15]) .....	26
Abbildung 19: Lastabtragung in Hallenquerrichtung über Pfetten und Verbände (aus [22]) .....	28
Abbildung 20: Zerlegung einer Kraft in Komponenten (aus [26]) .....	28
Abbildung 21: IPE-Pfetten als Durchlaufträger (aus [15]) .....	29
Abbildung 22: Anschluss und Kreuzungspunkt der Dachverbände (aus [15]) .....	30
Abbildung 23: Wandverband mit Rundstahldiagonalen (aus [15]) .....	31
Abbildung 24: Detailzeichnung Rundstahldiagonale mit Spannschloss (aus [15]) .....	32
Abbildung 25: Abtragung der Horizontallasten in Rahmenebene ohne und mit Wandriegeln (aus [15]) .....	32
Abbildung 26: Varianten der Füllstabgeometrie von Fachwerkriegeln (aus [15]) .....	34
Abbildung 27: Pratt-Fachwerke mit Pfosten an jedem zweiten Pfettenanschluss (oben) oder an jedem (unten) .....	36
Abbildung 28: Vergleich der Normalkräfte der beiden Pratt-Fachwerk-Varianten .....	37
Abbildung 29: Ausbildung der biegesteifen Rahmenecke (aus [15]) .....	38
Abbildung 30: Ausführungsdetail der Montagestöße als Laschenstoß (oben) und Stirnplattenstoß (unten) (aus [15]) .....	39
Abbildung 31: Beispielhafter Aufbau einer Kassettenwand (aus [15]) .....	42
Abbildung 32: Abmessungen des Stahltrapezprofils T135.1 (aus [15]) .....	45
Abbildung 33: Belastungstabelle für das Stahltrapezprofil T135.1 (aus [15]) .....	46
Abbildung 34: Auszug aus dem Prüfbescheid zu Stahltrapezprofil Typ T135.1 (aus [15]) .....	46
Abbildung 35: Schnitt durch den Dachaufbau (aus [15]) .....	49
Abbildung 36: RFEM-Teilmodell Fachwerkrahmen im Endzustand .....	54
Abbildung 37: Technische Zeichnung Stahlkassettenprofil M180/600 [18] .....	57
Abbildung 38: Technische Zeichnung Stahltrapezprofil M206.1/375 [18] .....	60
Abbildung 39: RFEM Teilmodell Verbandsfeld .....	61
Abbildung 40: Beispielkonstruktion Querrachwerk (aus [15]) .....	64
Abbildung 41: Ansicht Tragwerk Giebelseite .....	69
Abbildung 42: Ansicht Tragwerk Torseite .....	70
Abbildung 43: Lage des Wandanschlusses .....	71

Abbildung 44: Detailzeichnung des Wandanschlusses.....	72
Abbildung 45: Schnitt Detailzeichnung Wandanschluss.....	72
Abbildung 46: Lage des Dachanschlusses .....	79
Abbildung 47: Detailzeichnung Dachanschluss .....	80
Abbildung 48: Detailzeichnung des Stützenfußanschlusses.....	87
Abbildung 49: Mitwirkende Fläche einer druckbeanspruchten Fußplatte (aus [9]) .....	89
Abbildung 50: Berechnungsmodell zur Bemessung der Fußplatte (aus [15]) .....	90
Abbildung 51: Vergleich baustatischer Systeme, Globale Verformungen .....	100
Abbildung 52: Vergleich baustatischer Systeme, Momentenverläufe.....	101
Abbildung 53: RSTAB-Modelle Zweigelenkrahmen mit Abspannungen: Verformungen .....	102
Abbildung 54: RSTAB-Modelle Zweigelenkrahmen mit Abspannungen: Normalkräfte .....	103
Abbildung 55: RSTAB-Modelle Zweigelenkrahmen mit Abspannungen: Biegemomente .....	104
Abbildung 56: Vergleich der Fachwerkriegelvarianten: Variantenübersicht .....	105
Abbildung 57: Vergleich der Fachwerkriegelvarianten: Durchbiegungen .....	106
Abbildung 58: Vergleich der Fachwerkriegelvarianten: Normalkräfte .....	107
Abbildung 59: Belastungstabelle Fischer-Kassettenprofil (aus [15]) .....	108
Abbildung 60: Belastungstabelle Fischer-Kassettenprofil (aus [15]) .....	109
Abbildung 61: Baustatische Typenprüfung Kassettenprofil Fischer 100/600 (aus [17]) .....	110
Abbildung 62: Belastungstabelle Kassettenprofil M180/600 auf Druck [18] .....	111
Abbildung 63: Belastungstabelle Kassettenprofil M180/600 auf Sog [18].....	112
Abbildung 64: Prüfbescheid Kassettenprofil M180/600 [18] .....	113
Abbildung 65: Belastungstabelle Trapezprofil M206.1/375 [18].....	114
Abbildung 66: Prüfbescheid Trapezprofil M206.1/375 [18] .....	115
Abbildung 67: Vorbemessungstabeln Verbundanker (aus [15]).....	116



## Anlagenverzeichnis

Globale Verformungen der Versuchsmodelle Statischer Systeme	S.100
Momentenverlauf der Versuchsmodelle Statischer Systeme	S.101
Globale Verformungen Versuchsmodelle Zweigelenrahmen mit Abspannungen	S.102
Normalkräfteverlauf Versuchsmodelle Zweigelenrahmen mit Abspannungen	S.103
Momentenverlauf Versuchsmodelle Zweigelenrahmen mit Abspannungen	S.104
Variantenübersicht Versuchsmodelle Fachwerkriegel	S.105
Globale Verformungen Versuchsmodelle Fachwerkriegel	S.106
Normalkräfteverlauf Versuchsmodelle Fachwerkriegel	S.107
Belastungstabellen und Prüfbescheid Fischer-Kassettenprofil	S.108
Belastungstabellen und Prüfbescheid Munker-Kassettenprofil	S.111
Belastungstabellen und Prüfbescheid Munker-Trapezprofil	S.114
Vorbemessungstabellen Verbundanker	S.116

### Digitaler Anhang:

- CAD-Zeichnungen aller Anschlüsse
- RSTAB Versuchsmodelle
- RFEM-Teilmodelle
- RFEM-Gesamtmodell
- Digitale Version dieses Textes

8.4 LF1: GLOBALE VERFORMUNGEN |U|, BELASTUNG, IN RICHTUNG -Y

Statische Analyse

LF1 - Eigengewicht  
Lasten [kN/m]  
Statische Analyse  
Verschiebungen |u| [mm]

In Richtung -Y

Systeme:  
1 Binder auf eingespannten Stützen  
2 Dreigelenkrahmen  
3 Zweigelenkrahmen  
4 Eingespannter Rahmen

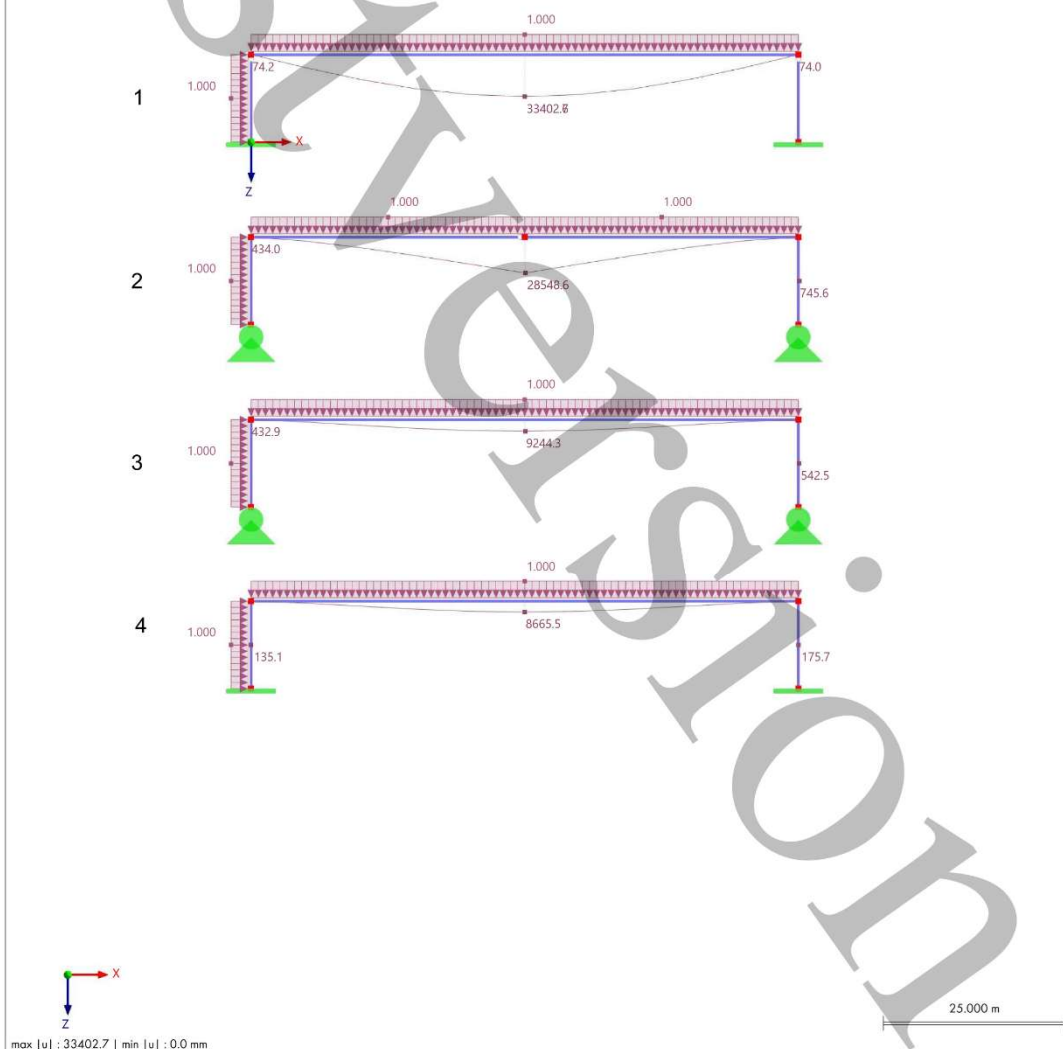


Abbildung 51: Vergleich baustatischer Systeme, Globale Verformungen

8.5 LF1: SCHNITTGRÖßEN  $M_y$ , IN RICHTUNG -Y

Statische Analyse

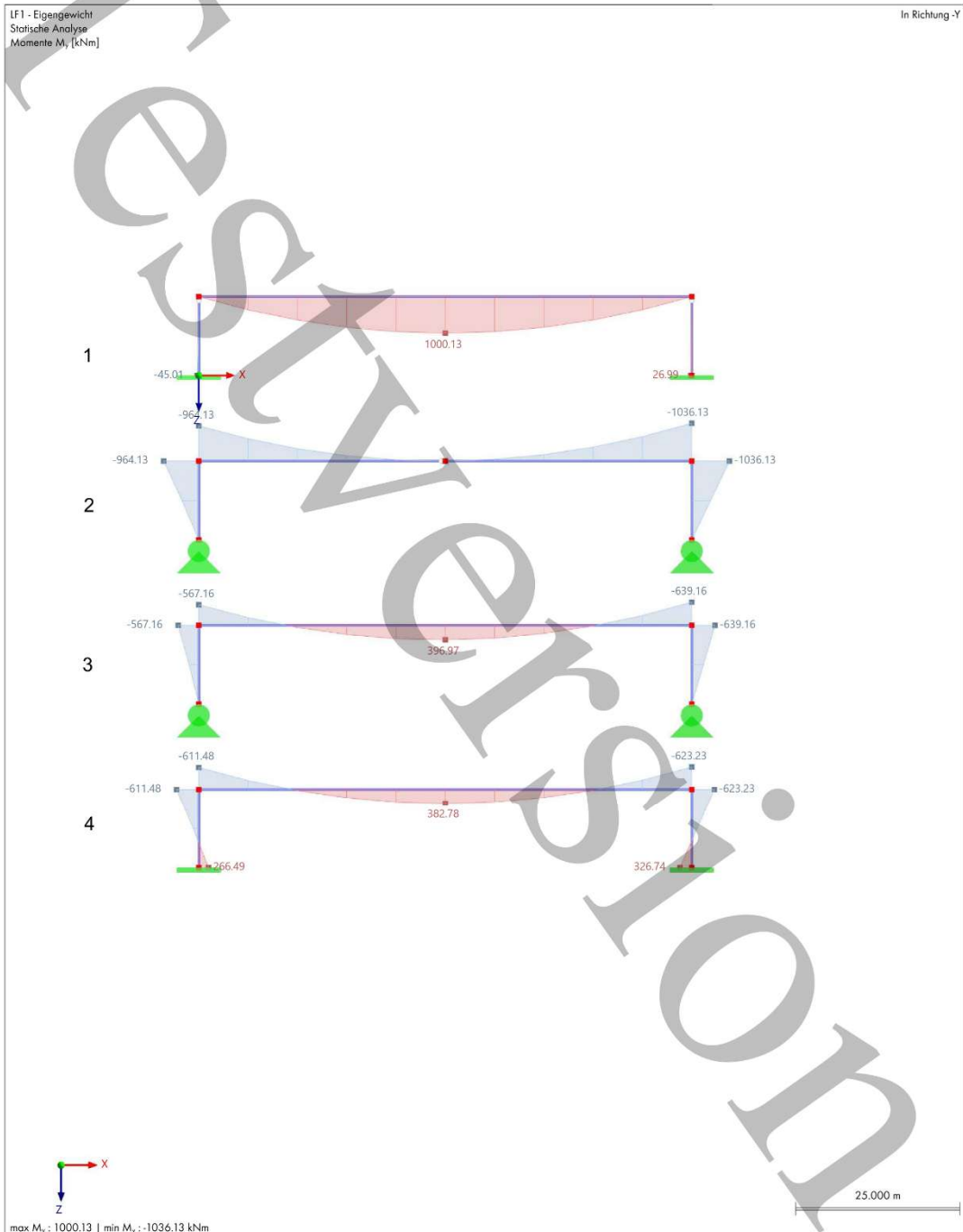


Abbildung 52: Vergleich baustatischer Systeme, Momentenverläufe

7.4 LF1: GLOBALE VERFORMUNGEN [U], IN RICHTUNG -Y

Statische Analyse

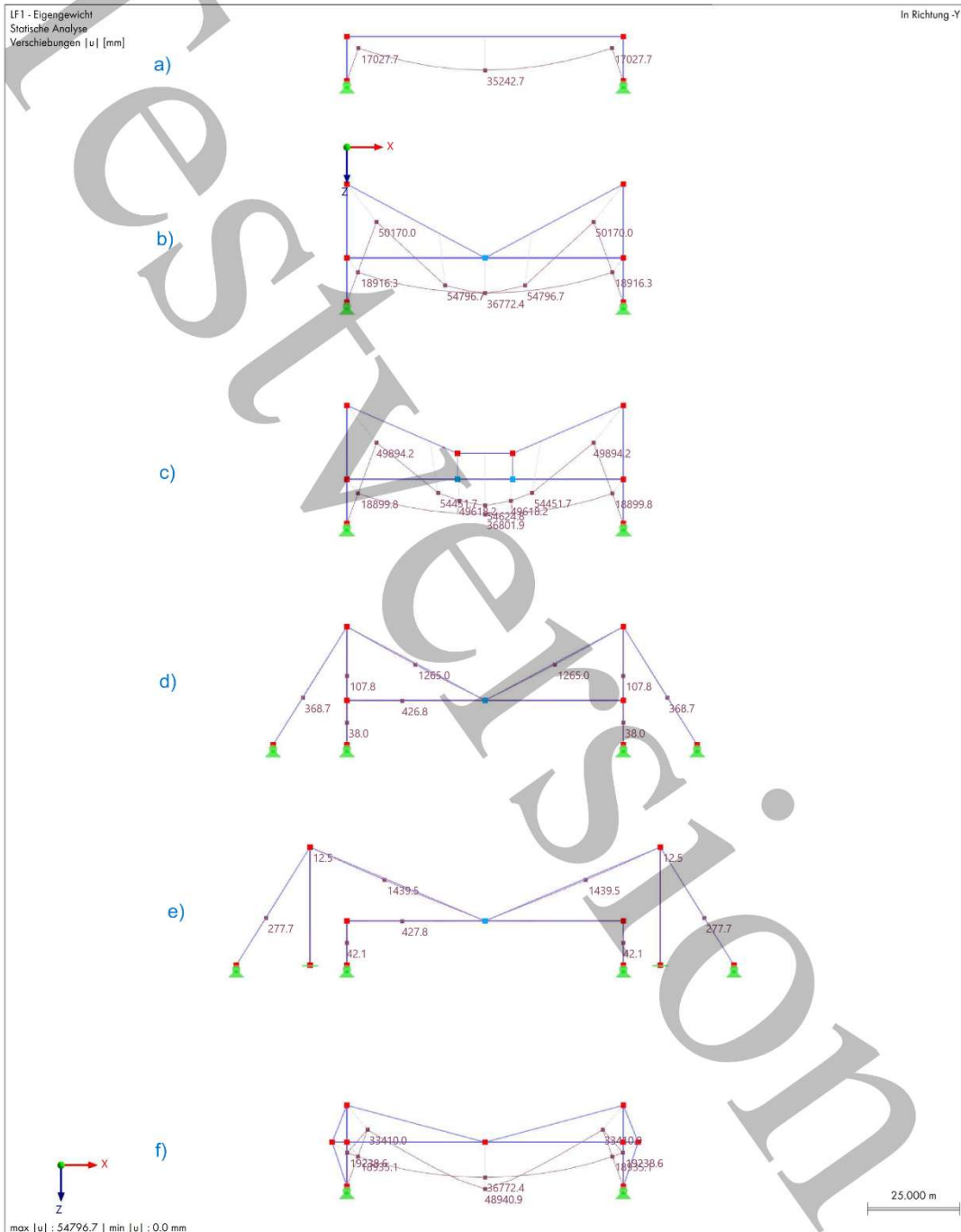


Abbildung 53: RSTAB-Modelle Zweigelenrahmen mit Abspannungen: Verformungen

7.5 LF1: SCHNITTGRÖßEN N, IN RICHTUNG -Y

Statische Analyse

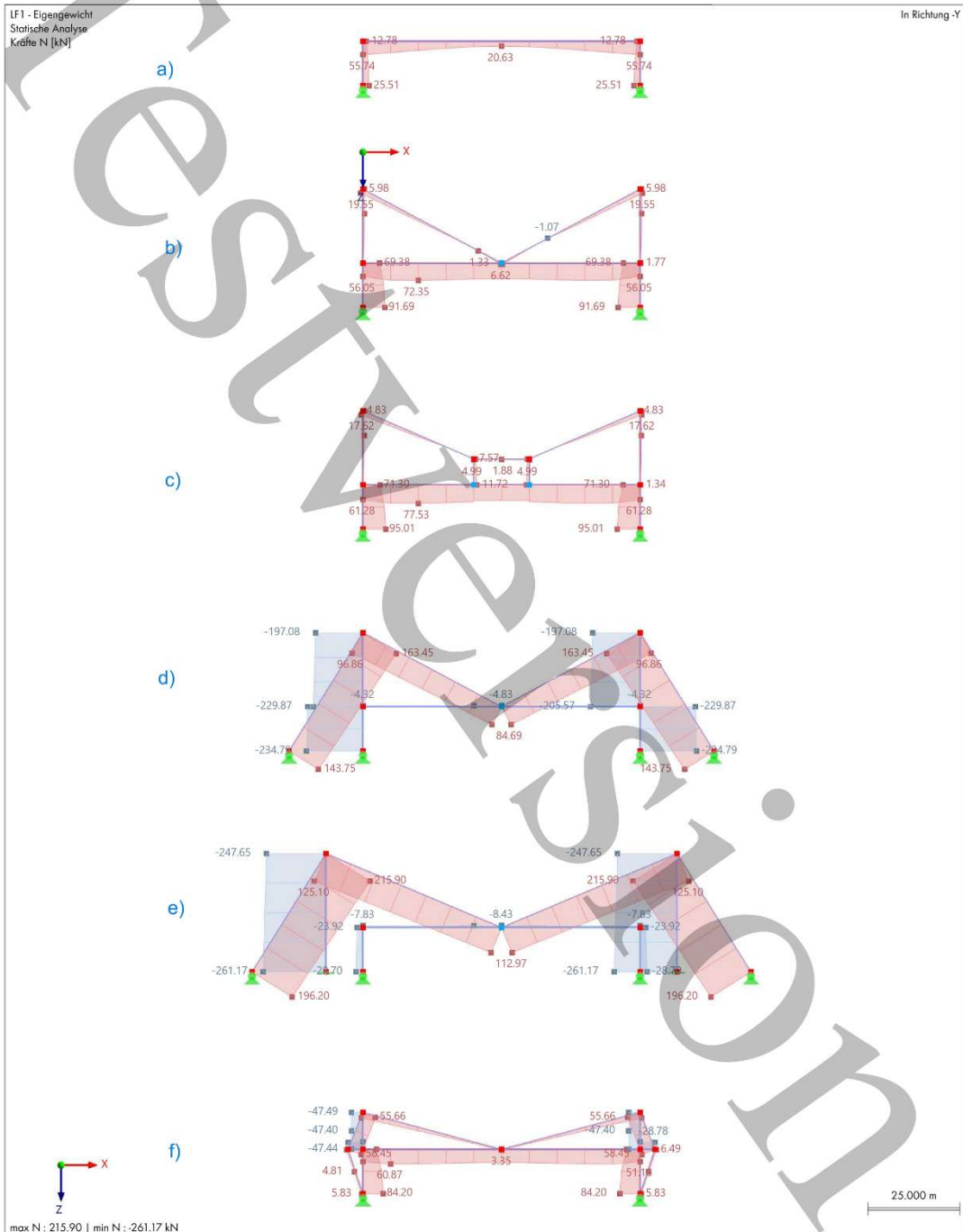


Abbildung 54: RSTAB-Modelle Zweigelenrahmen mit Abspannungen: Normalkräfte

7.6 **LF1: SCHNITTGRÖßEN  $M_y$ , IN RICHTUNG -Y**

**Statische Analyse**

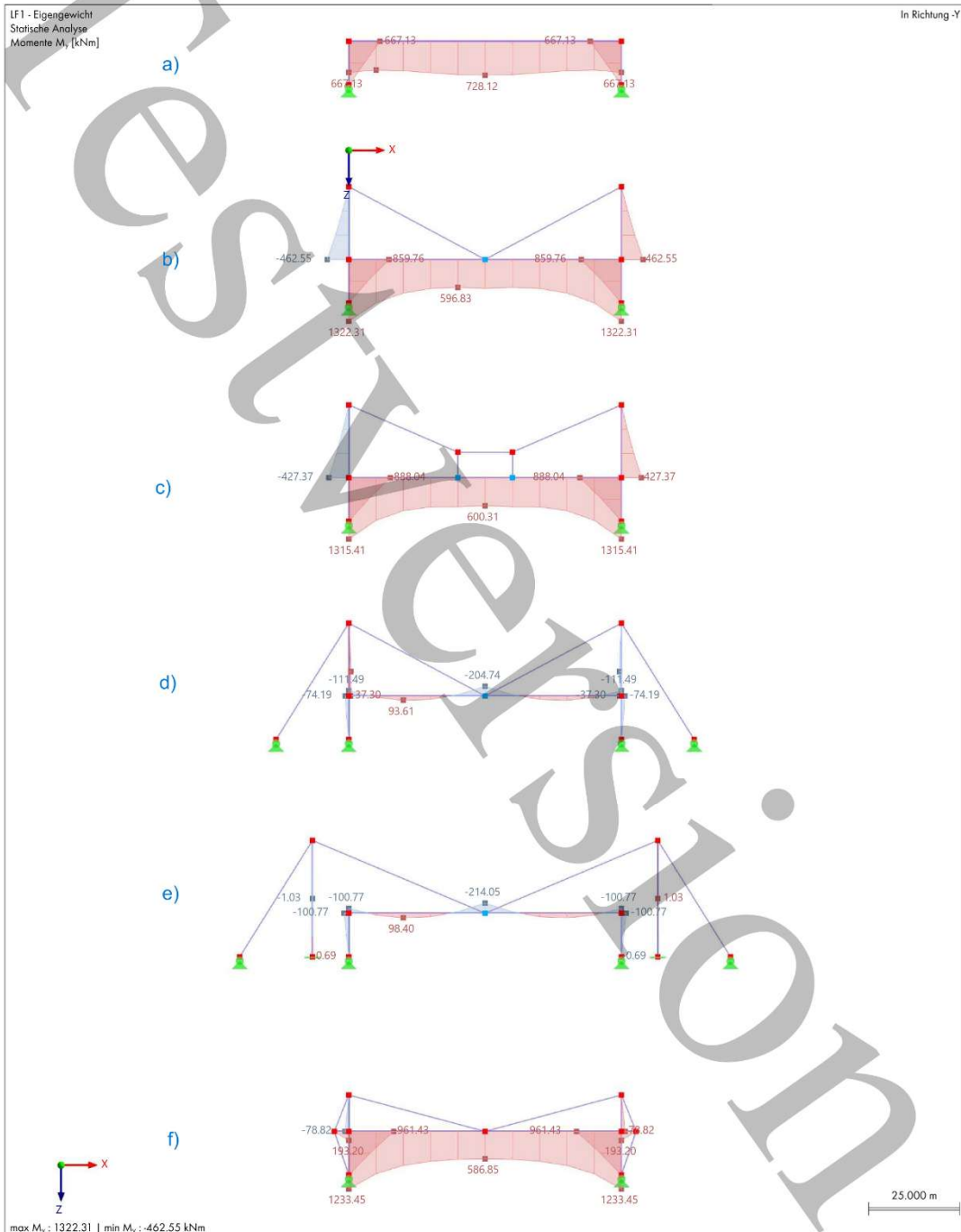


Abbildung 55: RSTAB-Modelle Zweigelenrahmen mit Abspannungen: Biegemomente

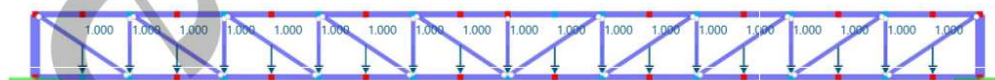
7.4 LF1: , BELASTUNG, IN RICHTUNG -Y

Statische Analyse

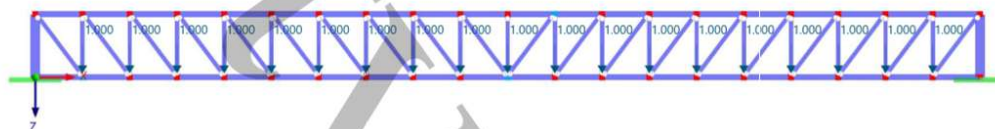
LF1 - Eigengewicht  
Lasten [kN]  
Statische Analyse

In Richtung -Y

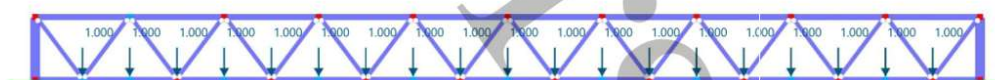
Pratt-Fachwerk mit doppeltem Pfostenabstand



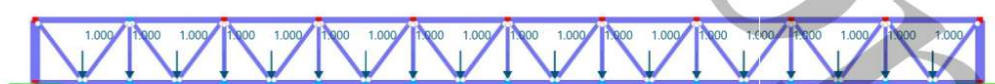
Pratt-Fachwerk mit Pfostenabstand im Pfettenabstand



Klassisches Warren-Fachwerk



Warren-Fachwerk mit Pfosten



10.000 m  
Abmessungen [m]

Abbildung 56: Vergleich der Fachwerkriegelvarianten: Variantenübersicht



7.5 LF1: GLOBALE VERFORMUNGEN  $|u|$ , IN RICHTUNG -Y

Statische Analyse

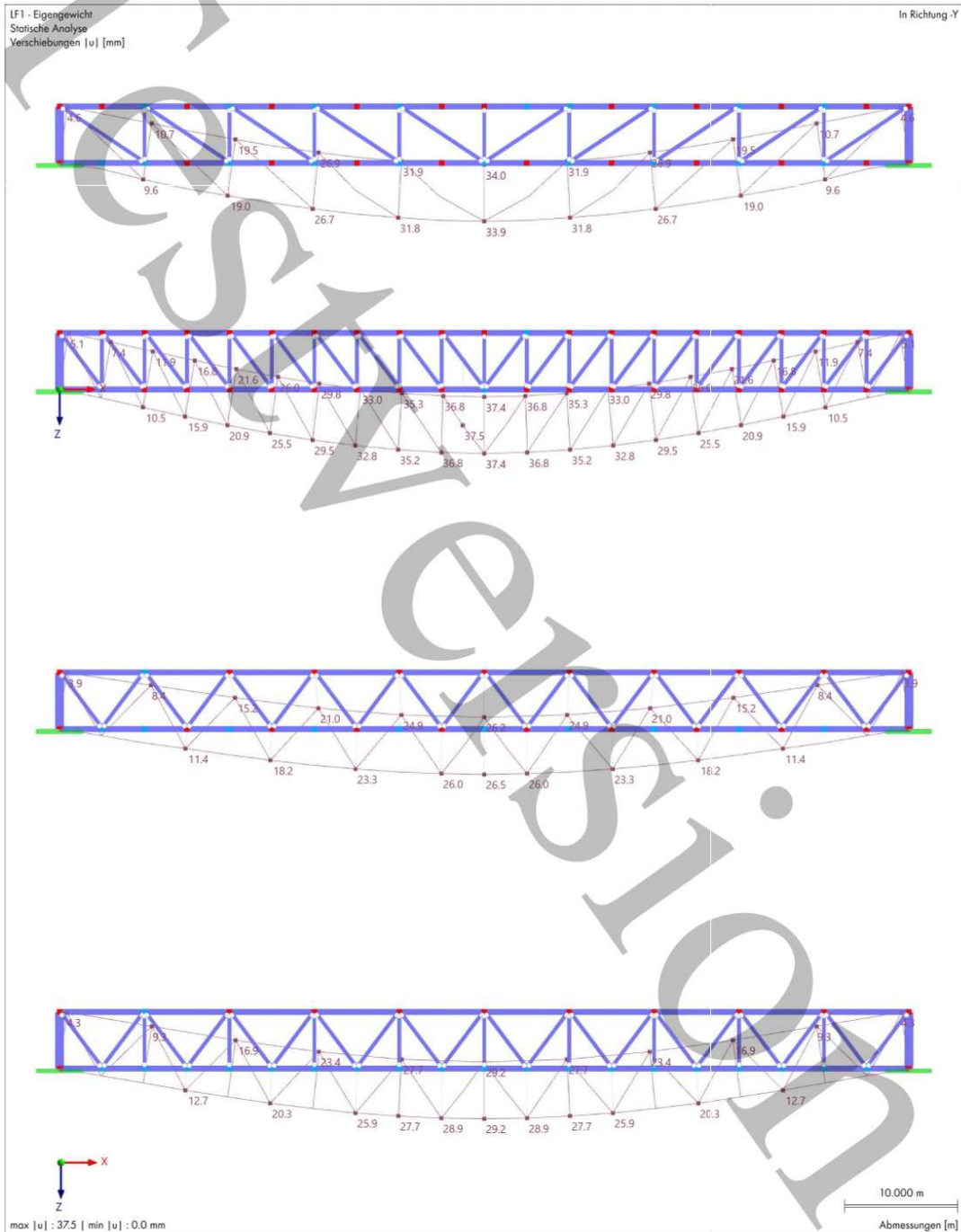


Abbildung 57: Vergleich der Fachwerkriegelvarianten: Durchbiegungen



7.6 **LF1: SCHNITTGRÖßEN N, IN RICHTUNG -Y**

**Statische Analyse**

LF1 - Eigengewicht  
Statische Analyse  
Kräfte N [kN]

In Richtung -Y

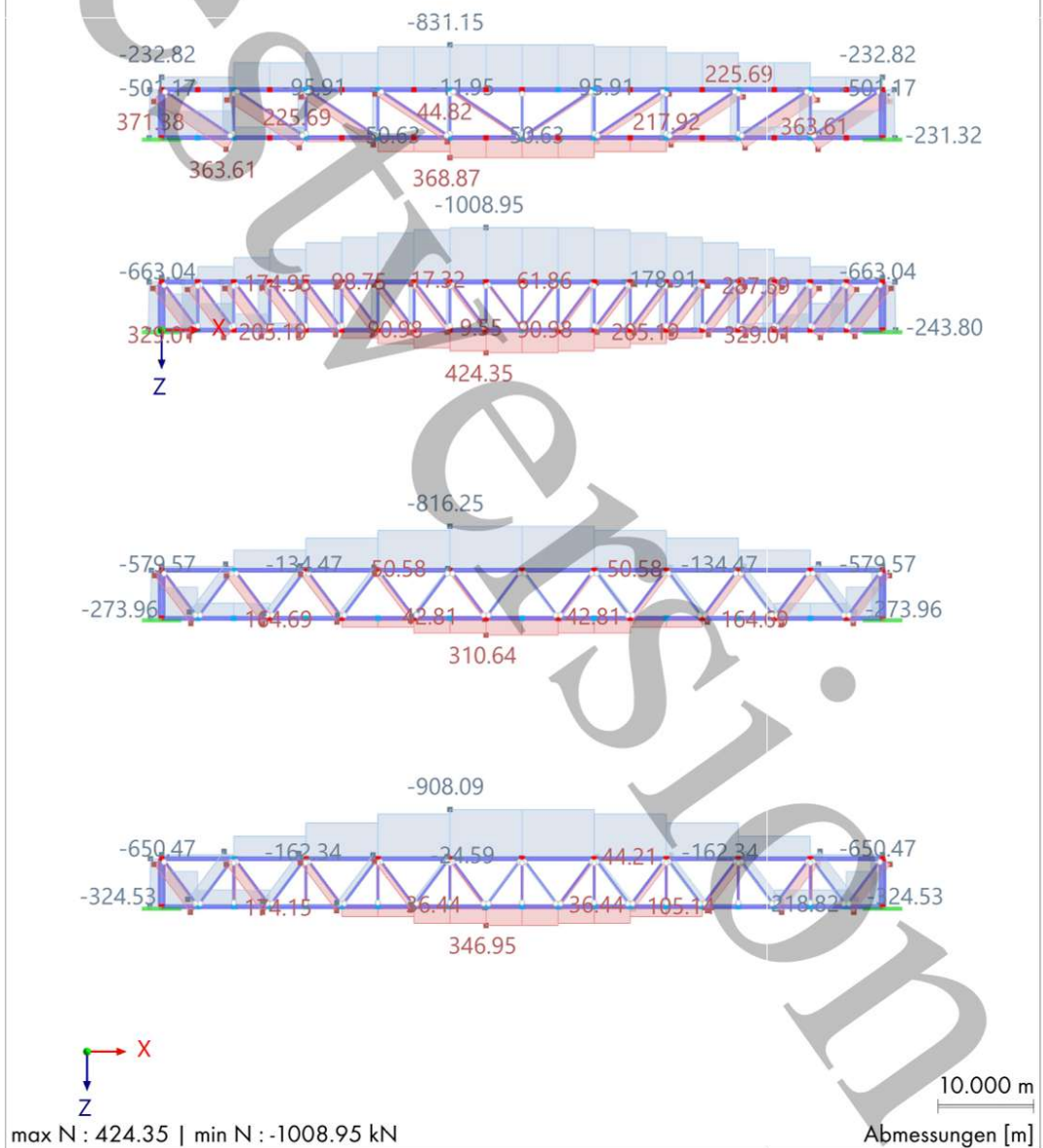
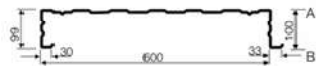


Abbildung 58: Vergleich der Fachwerkriegelvarianten: Normalkräfte

**Tabelle 2.27** Belastungstabelle FischerKASSETTE FI 100/600 Winddruck  
[http://www.fischerprofil.de]



Belastungstabellen nach DIN 18807.

Einfeldträger		Zulässige Belastung q [kN/m²] bei einer Stützweite L [m]																
Bech- dicke t [mm]	Eigen- last g [kN/m²]	4,00	4,25	4,50	4,75	5,00	5,25	5,50	5,75	6,00	6,25	6,50	6,75	7,00	7,25	7,50	7,75	8,00
0,75	0,089	1 0,96	0,85	0,76	0,68	0,61	0,56	0,51	0,46	0,43	0,39	0,36	0,34	0,31	0,29	0,27	0,26	0,24
		2 0,96	0,85	0,76	0,68	0,61	0,56	0,51	0,46	0,43	0,39	0,36	0,34	0,31	0,29	0,27	0,26	0,24
		3 0,96	0,85	0,76	0,68	0,61	0,56	0,51	0,46	0,43	0,39	0,36	0,34	0,31	0,29	0,27	0,26	0,24
		4 0,82	0,69	0,58	0,49	0,42	0,36	0,32	0,28	0,24	0,22	0,19	0,17	0,15	0,14	0,12	0,11	0,10
0,88	0,104	1 1,29	1,14	1,02	0,92	0,83	0,75	0,68	0,62	0,57	0,53	0,49	0,45	0,42	0,39	0,37	0,34	0,32
		2 1,29	1,14	1,02	0,92	0,83	0,75	0,68	0,62	0,57	0,53	0,49	0,45	0,42	0,39	0,37	0,34	0,32
		3 1,29	1,14	1,02	0,92	0,83	0,75	0,68	0,62	0,57	0,53	0,49	0,45	0,42	0,39	0,37	0,34	0,32
		4 0,96	0,82	0,69	0,59	0,50	0,43	0,38	0,33	0,29	0,26	0,23	0,20	0,18	0,17	0,15	0,14	0,12
1,00	0,118	1 1,59	1,41	1,26	1,13	1,02	0,92	0,84	0,77	0,71	0,65	0,60	0,56	0,52	0,48	0,45	0,42	0,40
		2 1,59	1,41	1,26	1,13	1,02	0,92	0,84	0,77	0,71	0,65	0,60	0,56	0,52	0,48	0,45	0,42	0,40
		3 1,59	1,41	1,26	1,13	1,02	0,92	0,84	0,77	0,71	0,65	0,60	0,56	0,52	0,48	0,45	0,42	0,40
		4 1,13	0,95	0,80	0,68	0,58	0,50	0,44	0,38	0,34	0,30	0,26	0,24	0,21	0,19	0,17	0,16	0,14
1,25	0,148	1 2,00	1,77	1,58	1,42	1,28	1,16	1,06	0,97	0,89	0,82	0,76	0,70	0,65	0,61	0,57	0,53	0,50
		2 2,00	1,77	1,58	1,42	1,28	1,16	1,06	0,97	0,89	0,82	0,76	0,70	0,65	0,61	0,57	0,53	0,50
		3 2,00	1,77	1,58	1,42	1,28	1,16	1,06	0,97	0,89	0,82	0,76	0,70	0,65	0,61	0,57	0,53	0,50
		4 1,43	1,19	1,00	0,85	0,73	0,63	0,55	0,48	0,42	0,37	0,33	0,30	0,27	0,24	0,22	0,20	0,18

Zweifeldträger		Zulässige Belastung q [kN/m²] bei einer Stützweite L [m]																
Bech- dicke t [mm]	Eigen- last g [kN/m²]	4,00	4,25	4,50	4,75	5,00	5,25	5,50	5,75	6,00	6,25	6,50	6,75	7,00	7,25	7,50	7,75	8,00
0,75	0,089	1 1,05	0,93	0,83	0,75	0,67	0,61	0,56	0,51	0,47	0,43	0,40	0,37	0,34	0,32	0,30	0,28	0,26
		2 1,05	0,93	0,83	0,75	0,67	0,61	0,56	0,51	0,47	0,43	0,40	0,37	0,34	0,32	0,30	0,28	0,26
		3 1,05	0,93	0,83	0,75	0,67	0,61	0,56	0,51	0,47	0,43	0,40	0,37	0,34	0,32	0,30	0,28	0,26
		4 1,05	0,93	0,83	0,75	0,67	0,61	0,56	0,51	0,47	0,43	0,40	0,37	0,34	0,32	0,30	0,27	0,25
0,88	0,104	1 1,44	1,27	1,13	1,02	0,92	0,83	0,76	0,70	0,64	0,59	0,54	0,50	0,47	0,44	0,41	0,38	0,36
		2 1,44	1,27	1,13	1,02	0,92	0,83	0,76	0,70	0,64	0,59	0,54	0,50	0,47	0,44	0,41	0,38	0,36
		3 1,44	1,27	1,13	1,02	0,92	0,83	0,76	0,70	0,64	0,59	0,54	0,50	0,47	0,44	0,41	0,38	0,36
		4 1,44	1,27	1,13	1,02	0,92	0,83	0,76	0,70	0,64	0,59	0,54	0,50	0,47	0,44	0,41	0,38	0,36
1,00	0,118	1 1,81	1,60	1,43	1,28	1,16	1,05	0,96	0,87	0,80	0,74	0,68	0,63	0,59	0,55	0,51	0,48	0,45
		2 1,81	1,60	1,43	1,28	1,16	1,05	0,96	0,87	0,80	0,74	0,68	0,63	0,59	0,55	0,51	0,48	0,45
		3 1,81	1,60	1,43	1,28	1,16	1,05	0,96	0,87	0,80	0,74	0,68	0,63	0,59	0,55	0,51	0,48	0,45
		4 1,81	1,60	1,43	1,28	1,16	1,05	0,96	0,87	0,80	0,74	0,68	0,63	0,59	0,55	0,51	0,48	0,45
1,25	0,148	1 2,25	2,00	1,78	1,60	1,44	1,31	1,19	1,09	1,00	0,92	0,85	0,79	0,74	0,69	0,64	0,60	0,56
		2 2,25	2,00	1,78	1,60	1,44	1,31	1,19	1,09	1,00	0,92	0,85	0,79	0,74	0,69	0,64	0,60	0,56
		3 2,25	2,00	1,78	1,60	1,44	1,31	1,19	1,09	1,00	0,92	0,85	0,79	0,74	0,69	0,64	0,60	0,56
		4 2,25	2,00	1,78	1,60	1,44	1,31	1,19	1,09	1,00	0,92	0,85	0,79	0,74	0,69	0,64	0,60	0,56

Zwischenauflegerbreite b ≥ 100 mm

0,75	0,089	1 0,94	0,85	0,76	0,69	0,63	0,57	0,53	0,49	0,45	0,41	0,38	0,35	0,33	0,31	0,29	0,27	0,25
0,88	0,104	1 1,25	1,12	1,01	0,91	0,83	0,76	0,70	0,64	0,59	0,54	0,50	0,47	0,43	0,40	0,38	0,35	0,33
1,00	0,118	1 1,54	1,37	1,24	1,12	1,02	0,93	0,85	0,78	0,72	0,67	0,62	0,57	0,53	0,49	0,46	0,43	0,41
1,25	0,148	1 1,93	1,73	1,56	1,41	1,28	1,17	1,07	0,99	0,91	0,84	0,78	0,72	0,67	0,62	0,58	0,55	0,51

Dreifeldträger		Zulässige Belastung q [kN/m²] bei einer Stützweite L [m]																
Bech- dicke t [mm]	Eigen- last g [kN/m²]	4,00	4,25	4,50	4,75	5,00	5,25	5,50	5,75	6,00	6,25	6,50	6,75	7,00	7,25	7,50	7,75	8,00
0,75	0,089	1 1,32	1,17	1,04	0,93	0,84	0,77	0,70	0,64	0,59	0,54	0,50	0,46	0,43	0,40	0,37	0,35	0,33
		2 1,32	1,17	1,04	0,93	0,84	0,77	0,70	0,64	0,59	0,54	0,50	0,46	0,43	0,40	0,37	0,35	0,33
		3 1,32	1,17	1,04	0,93	0,84	0,77	0,70	0,64	0,59	0,54	0,50	0,46	0,43	0,40	0,37	0,35	0,33
		4 1,32	1,17	1,04	0,93	0,84	0,77	0,70	0,64	0,59	0,54	0,50	0,46	0,43	0,40	0,37	0,35	0,33
0,88	0,104	1 1,80	1,59	1,42	1,27	1,15	1,04	0,95	0,87	0,80	0,74	0,68	0,63	0,59	0,55	0,51	0,48	0,45
		2 1,80	1,59	1,42	1,27	1,15	1,04	0,95	0,87	0,80	0,74	0,68	0,63	0,59	0,55	0,51	0,48	0,45
		3 1,80	1,59	1,42	1,27	1,15	1,04	0,95	0,87	0,80	0,74	0,68	0,63	0,59	0,55	0,51	0,48	0,45
		4 1,80	1,55	1,30	1,11	0,95	0,82	0,71	0,62	0,55	0,49	0,43	0,39	0,35	0,31	0,28	0,26	0,23
1,00	0,118	1 2,26	2,00	1,78	1,60	1,44	1,31	1,19	1,09	1,00	0,92	0,85	0,79	0,74	0,69	0,64	0,60	0,56
		2 2,26	2,00	1,78	1,60	1,44	1,31	1,19	1,09	1,00	0,92	0,85	0,79	0,74	0,69	0,64	0,60	0,56
		3 2,26	2,00	1,78	1,60	1,44	1,31	1,19	1,09	1,00	0,92	0,85	0,79	0,74	0,69	0,64	0,60	0,56
		4 2,14	1,78	1,50	1,28	1,10	0,95	0,82	0,72	0,63	0,56	0,50	0,45	0,40	0,36	0,32	0,29	0,27
1,25	0,148	1 2,82	2,50	2,23	2,00	1,80	1,64	1,49	1,36	1,25	1,15	1,07	0,99	0,92	0,86	0,80	0,75	0,70
		2 2,82	2,50	2,23	2,00	1,80	1,64	1,49	1,36	1,25	1,15	1,07	0,99	0,92	0,86	0,80	0,75	0,70
		3 2,82	2,50	2,23	2,00	1,80	1,64	1,49	1,36	1,25	1,15	1,07	0,99	0,92	0,86	0,80	0,75	0,70
		4 2,70	2,25	1,89	1,61	1,38	1,19	1,04	0,91	0,80	0,71	0,63	0,56	0,50	0,45	0,41	0,37	0,34

Zwischenauflegerbreite b ≥ 100 mm

0,75	0,089	1 1,16	1,04	0,94	0,85	0,77	0,71	0,65	0,60	0,55	0,51	0,48	0,44	0,41	0,38	0,36	0,34	0,32
0,88	0,104	1 1,54	1,38	1,24	1,12	1,02	0,93	0,86	0,79	0,73	0,68	0,63	0,58	0,54	0,51	0,47	0,44	0,42
1,00	0,118	1 1,89	1,69	1,52	1,38	1,25	1,14	1,05	0,97	0,89	0,83	0,77	0,71	0,66	0,62	0,58	0,54	0,51
1,25	0,148	1 2,38	2,13	1,92	1,74	1,58	1,44	1,32	1,22	1,12	1,04	0,97	0,90	0,84	0,78	0,73	0,68	0,64

Zeile 1 = Zulässige Belastung einschließlich Sicherheitsbeiwerten  
Zeile 2 = Zulässige Belastung bei einer Durchbiegung von  $f \leq L/150$   
Zeile 3 = Zulässige Belastung bei einer Durchbiegung von  $f \leq L/200$   
Zeile 4 = Zulässige Belastung bei einer Durchbiegung von  $f \leq L/300$



**FischerKASSETTE**  
Belastungstabellen

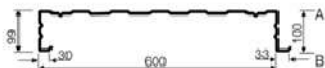
**FI 100/600**  
Winddruck

**Technische Info**

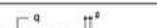
Stand 08.2009


Ab

**Tabelle 2.28** Belastungstabelle FischerKASSETTE FI 100/600 Windsog  
[http://www.fischerprofil.de]

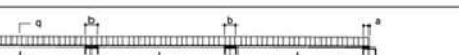


Belastungstabellen nach DIN 18807.

Einfeldträger																						
Blechdicke t [mm]	Eigenlast g [kN/m]	Zulässige Belastung q [kN/m²] bei einer Stützweite L [m]																				
		4,00	4,25	4,50	4,75	5,00	5,25	5,50	5,75	6,00	6,25	6,50	6,75	7,00	7,25	7,50	7,75	8,00	8,25	8,50	8,75	
0,75	0,089	1	1,21	1,07	0,96	0,86	0,77	0,70	0,64	0,59	0,54	0,50	0,46	0,42	0,39	0,37	0,34	0,32	0,30	0,28	0,27	0,25
		2	<b>1,21</b>	<b>1,07</b>	<b>0,92</b>	<b>0,78</b>	<b>0,67</b>	<b>0,58</b>	<b>0,50</b>	<b>0,44</b>	<b>0,39</b>	<b>0,34</b>	<b>0,31</b>	<b>0,27</b>	<b>0,24</b>	<b>0,22</b>	<b>0,20</b>	<b>0,18</b>	<b>0,16</b>	<b>0,15</b>	<b>0,14</b>	<b>0,13</b>
		3	0,98	0,82	0,69	0,59	0,50	0,43	0,38	0,33	0,29	0,26	0,23	0,20	0,18	0,17	0,15	0,14	0,12	0,11	0,10	0,09
		4	0,66	0,55	0,46	0,39	0,34	0,29	0,25	0,22	0,19	0,17	0,15	0,14	0,12	0,11	0,10	0,09	0,08	0,07	0,07	0,06
0,88	0,104	1	1,57	1,39	1,24	1,12	1,01	0,91	0,83	0,76	0,70	0,64	0,60	0,56	0,51	0,48	0,45	0,42	0,39	0,37	0,35	0,33
		2	<b>1,41</b>	<b>1,18</b>	<b>0,99</b>	<b>0,84</b>	<b>0,72</b>	<b>0,62</b>	<b>0,54</b>	<b>0,48</b>	<b>0,42</b>	<b>0,37</b>	<b>0,33</b>	<b>0,29</b>	<b>0,26</b>	<b>0,24</b>	<b>0,21</b>	<b>0,19</b>	<b>0,18</b>	<b>0,16</b>	<b>0,15</b>	<b>0,13</b>
		3	1,06	0,88	0,74	0,63	0,54	0,47	0,41	0,36	0,31	0,28	0,25	0,22	0,20	0,18	0,16	0,15	0,13	0,12	0,11	0,10
		4	0,71	0,59	0,50	0,42	0,36	0,31	0,27	0,24	0,21	0,18	0,16	0,15	0,13	0,12	0,11	0,10	0,09	0,08	0,07	0,07
1,00	0,118	1	1,91	1,69	1,51	1,35	1,22	1,11	1,01	0,92	0,85	0,78	0,72	0,67	0,62	0,58	0,54	0,51	0,48	0,45	0,42	0,40
		2	<b>1,51</b>	<b>1,26</b>	<b>1,06</b>	<b>0,90</b>	<b>0,77</b>	<b>0,67</b>	<b>0,58</b>	<b>0,51</b>	<b>0,45</b>	<b>0,40</b>	<b>0,36</b>	<b>0,31</b>	<b>0,28</b>	<b>0,26</b>	<b>0,23</b>	<b>0,21</b>	<b>0,19</b>	<b>0,17</b>	<b>0,16</b>	<b>0,14</b>
		3	1,13	0,95	0,80	0,68	0,58	0,50	0,44	0,38	0,34	0,30	0,26	0,24	0,21	0,19	0,17	0,16	0,14	0,13	0,12	0,11
		4	0,76	0,63	0,53	0,45	0,39	0,33	0,29	0,25	0,22	0,20	0,18	0,16	0,14	0,13	0,11	0,10	0,09	0,08	0,07	0,07
1,25	0,148	1	2,41	2,13	1,90	1,71	1,54	1,40	1,27	1,16	1,07	0,99	0,91	0,84	0,79	0,73	0,68	0,64	0,60	0,57	0,53	0,50
		2	<b>1,90</b>	<b>1,58</b>	<b>1,33</b>	<b>1,13</b>	<b>0,97</b>	<b>0,84</b>	<b>0,73</b>	<b>0,64</b>	<b>0,56</b>	<b>0,50</b>	<b>0,44</b>	<b>0,40</b>	<b>0,35</b>	<b>0,32</b>	<b>0,29</b>	<b>0,26</b>	<b>0,24</b>	<b>0,22</b>	<b>0,20</b>	<b>0,18</b>
		3	1,42	1,19	1,00	0,85	0,73	0,63	0,55	0,48	0,42	0,37	0,33	0,30	0,27	0,24	0,22	0,20	0,18	0,16	0,15	0,14
		4	0,95	0,79	0,67	0,57	0,49	0,42	0,37	0,32	0,28	0,25	0,22	0,20	0,18	0,16	0,14	0,13	0,12	0,11	0,10	0,09

Zweifeldträger																						
Blechdicke t [mm]	Eigenlast g [kN/m]	Zulässige Belastung q [kN/m²] bei einer Stützweite L [m]																				
		4,00	4,25	4,50	4,75	5,00	5,25	5,50	5,75	6,00	6,25	6,50	6,75	7,00	7,25	7,50	7,75	8,00	8,25	8,50	8,75	
0,75	0,089	1	1,03	0,91	0,81	0,73	0,66	0,60	0,54	0,50	0,46	0,42	0,39	0,36	0,34	0,31	0,29	0,27	0,26	0,24	0,23	0,22
		2	<b>1,03</b>	<b>0,91</b>	<b>0,81</b>	<b>0,73</b>	<b>0,66</b>	<b>0,60</b>	<b>0,54</b>	<b>0,50</b>	<b>0,46</b>	<b>0,42</b>	<b>0,39</b>	<b>0,36</b>	<b>0,34</b>	<b>0,31</b>	<b>0,29</b>	<b>0,27</b>	<b>0,26</b>	<b>0,24</b>	<b>0,23</b>	<b>0,22</b>
		3	1,03	0,91	0,81	0,73	0,66	0,60	0,54	0,50	0,46	0,42	0,39	0,36	0,34	0,31	0,29	0,27	0,26	0,24	0,23	0,22
		4	1,03	0,91	0,81	0,73	0,66	0,60	0,54	0,50	0,46	0,42	0,39	0,36	0,34	0,31	0,29	0,27	0,26	0,24	0,23	0,22
0,88	0,104	1	1,37	1,21	1,08	0,97	0,87	0,79	0,72	0,66	0,61	0,56	0,52	0,48	0,45	0,42	0,39	0,36	0,34	0,32	0,30	0,29
		2	<b>1,37</b>	<b>1,21</b>	<b>1,08</b>	<b>0,97</b>	<b>0,87</b>	<b>0,79</b>	<b>0,72</b>	<b>0,66</b>	<b>0,61</b>	<b>0,56</b>	<b>0,52</b>	<b>0,48</b>	<b>0,45</b>	<b>0,42</b>	<b>0,39</b>	<b>0,36</b>	<b>0,34</b>	<b>0,32</b>	<b>0,30</b>	<b>0,29</b>
		3	1,37	1,21	1,08	0,97	0,87	0,79	0,72	0,66	0,61	0,56	0,52	0,48	0,45	0,42	0,39	0,36	0,34	0,32	0,30	0,29
		4	1,37	1,21	1,08	0,97	0,87	0,79	0,72	0,66	0,61	0,56	0,52	0,48	0,45	0,42	0,39	0,36	0,34	0,32	0,30	0,29
1,00	0,118	1	1,68	1,49	1,33	1,19	1,07	0,97	0,89	0,81	0,75	0,69	0,64	0,59	0,55	0,51	0,48	0,45	0,42	0,39	0,37	0,35
		2	<b>1,68</b>	<b>1,49</b>	<b>1,33</b>	<b>1,19</b>	<b>1,07</b>	<b>0,97</b>	<b>0,89</b>	<b>0,81</b>	<b>0,75</b>	<b>0,69</b>	<b>0,64</b>	<b>0,59</b>	<b>0,55</b>	<b>0,51</b>	<b>0,48</b>	<b>0,45</b>	<b>0,42</b>	<b>0,39</b>	<b>0,37</b>	<b>0,35</b>
		3	1,68	1,49	1,33	1,19	1,07	0,97	0,89	0,81	0,75	0,69	0,64	0,59	0,55	0,51	0,48	0,45	0,42	0,39	0,37	0,35
		4	1,68	1,49	1,33	1,19	1,07	0,97	0,89	0,81	0,75	0,69	0,64	0,59	0,55	0,51	0,48	0,45	0,42	0,39	0,37	0,35
1,25	0,148	1	2,12	1,87	1,67	1,50	1,35	1,23	1,12	1,02	0,94	0,87	0,80	0,74	0,69	0,64	0,60	0,56	0,53	0,50	0,47	0,44
		2	<b>2,12</b>	<b>1,87</b>	<b>1,67</b>	<b>1,50</b>	<b>1,35</b>	<b>1,23</b>	<b>1,12</b>	<b>1,02</b>	<b>0,94</b>	<b>0,87</b>	<b>0,80</b>	<b>0,74</b>	<b>0,69</b>	<b>0,64</b>	<b>0,60</b>	<b>0,56</b>	<b>0,53</b>	<b>0,50</b>	<b>0,47</b>	<b>0,44</b>
		3	2,12	1,87	1,67	1,50	1,35	1,23	1,12	1,02	0,94	0,87	0,80	0,74	0,69	0,64	0,60	0,56	0,53	0,50	0,47	0,44
		4	2,12	1,87	1,67	1,50	1,35	1,23	1,12	1,02	0,94	0,87	0,80	0,74	0,69	0,64	0,60	0,56	0,53	0,50	0,47	0,44

--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

Dreifeldträger																							
Blechdicke t [mm]	Eigenlast g [kN/m]	Zulässige Belastung q [kN/m²] bei einer Stützweite L [m]																					
		4,00	4,25	4,50	4,75	5,00	5,25	5,50	5,75	6,00	6,25	6,50	6,75	7,00	7,25	7,50	7,75	8,00	8,25	8,50	8,75		
0,75	0,089	1	1,29	1,14	1,02	0,91	0,82	0,75	0,68	0,62	0,57	0,53	0,49	0,45	0,42	0,39	0,37	0,34	0,32	0,30	0,29	0,27	
		2	<b>1,29</b>	<b>1,14</b>	<b>1,02</b>	<b>0,91</b>	<b>0,82</b>	<b>0,75</b>	<b>0,68</b>	<b>0,62</b>	<b>0,57</b>	<b>0,53</b>	<b>0,49</b>	<b>0,45</b>	<b>0,42</b>	<b>0,39</b>	<b>0,37</b>	<b>0,34</b>	<b>0,31</b>	<b>0,28</b>	<b>0,26</b>	<b>0,24</b>	
		3	1,29	1,14	1,02	0,91	0,82	0,75	0,68	0,62	0,57	0,53	0,49	0,45	0,42	0,39	0,37	0,34	0,32	0,30	0,29	0,27	
		4	1,24	1,03	0,87	0,74	0,63	0,55	0,48	0,42	0,37	0,32	0,29	0,26	0,23	0,21	0,19	0,17	0,15	0,14	0,13	0,12	
0,88	0,104	1	1,71	1,51	1,35	1,21	1,09	0,99	0,90	0,83	0,76	0,70	0,65	0,60	0,56	0,52	0,49	0,46	0,43	0,40	0,38	0,36	
		2	<b>1,71</b>	<b>1,51</b>	<b>1,35</b>	<b>1,21</b>	<b>1,09</b>	<b>0,99</b>	<b>0,90</b>	<b>0,83</b>	<b>0,76</b>	<b>0,70</b>	<b>0,65</b>	<b>0,60</b>	<b>0,56</b>	<b>0,52</b>	<b>0,49</b>	<b>0,46</b>	<b>0,43</b>	<b>0,40</b>	<b>0,38</b>	<b>0,36</b>	
		3	1,71	1,51	1,35	1,21	1,09	0,99	0,90	0,83	0,76	0,70	0,65	0,60	0,56	0,52	0,49	0,46	0,43	0,40	0,38	0,36	
		4	1,33	1,11	0,94	0,80	0,68	0,59	0,51	0,45	0,39	0,35	0,31	0,28	0,25	0,22	0,20	0,18	0,17	0,15	0,14	0,13	
1,00	0,118	1	2,10	1,86	1,66	1,49	1,34	1,22	1,11	1,02	0,93	0,86	0,79	0,74	0,69	0,64	0,60	0,56	0,52	0,49	0,46	0,44	
		2	<b>2,10</b>	<b>1,86</b>	<b>1,66</b>	<b>1,49</b>	<b>1,34</b>	<b>1,22</b>	<b>1,11</b>	<b>1,02</b>	<b>0,93</b>	<b>0,86</b>	<b>0,79</b>	<b>0,74</b>	<b>0,69</b>	<b>0,64</b>	<b>0,60</b>	<b>0,56</b>	<b>0,52</b>	<b>0,49</b>	<b>0,46</b>	<b>0,44</b>	
		3	2,10	1,86	1,66	1,49	1,34	1,22	1,11	1,02	0,93	0,86	0,79	0,74	0,69	0,64	0,60	0,56	0,52	0,49	0,46	0,44	
		4	1,43	1,19	1,00	0,85	0,73	0,63	0,55	0,48	0,42	0,37	0,33	0,30	0,27	0,24	0,22	0,20	0,18	0,16	0,15	0,14	
1,25	0,148	1	2,64	2,34	2,09	1,87	1,69	1,53	1,40	1,28	1,18	1,08	1,00	0,93	0,86	0,80	0,75	0,70	0,66	0,62	0,59	0,55	
		2	<b>2,64</b>	<b>2,34</b>	<b>2,09</b>	<b>1,87</b>	<b>1,69</b>	<b>1,53</b>	<b>1,40</b>	<b>1,28</b>	<b>1,18</b>	<b>1,08</b>	<b>1,00</b>	<b>0,94</b>	<b>0,84</b>	<b>0,75</b>	<b>0,67</b>	<b>0,60</b>	<b>0,54</b>	<b>0,49</b>	<b>0,45</b>	<b>0,41</b>	<b>0,37</b>
3	2,64	2,34	2,09	1,87	1,69	1,53	1,40	1,28	1,18	1,08	1,00	0,93	0,86	0,80	0,75	0,67	0,60	0,54	0,49	0,45	0,41	0,37	0,34
4	1,79	1,49	1,26	1,07	0,92	0,79	0,69	0,60	0,53	0,47	0,42	0,37	0,33	0,30	0,27	0,24	0,22	0,20	0,18	0,17	0,15	0,14	



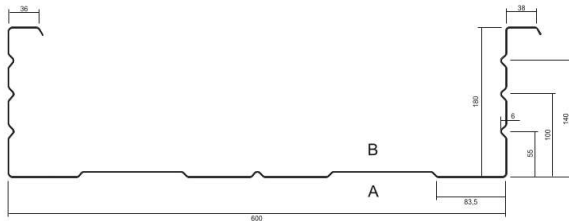
Stahl- Kassettenprofil		SAB B100/600		Anlage 7 zum Prüfbescheid ALS TYPENENTWURF in baustatischer Hinsicht geprüft. Prüfbescheid Nr. T21-001 Landesdirektion Sachsen Landesstelle für Bautechnik Leipzig, den 05.01.2021 Leiter: Bearbeiter:								
Querschnitts- und Bemessungswerte nach DIN EN 1993-1-3												
Maße in mm, Radien R= 4 mm												
Nennstreckgrenze des Stahlkernes f <sub>y,k</sub> = 320 N/mm²						Abstand der Befestigungen a ≤ 621 mm <sup>9)</sup>						
Charakteristische Tragfähigkeitswerte für andrückende Flächenbelastung												
Nennblechdicke 8)	Feldmoment	Endauflagerkraft <sup>6)</sup>		Elastisch aufnehmbare Schnittgrößen an Zwischenauflägern <sup>1) 2) 3) 4) 5) 6)</sup>								
				Querkraft	Lineare Interaktion (ε = 1)							
		b <sub>A</sub> + ü = 40 mm    b <sub>A</sub> + ü = -			Stützmomente				Zwischenaflagerkräfte			
					I <sub>s,B</sub> = 100 mm		I <sub>s,B</sub> = 300 mm		I <sub>s,B</sub> = 100 mm		I <sub>s,B</sub> = 300 mm	
t <sub>N</sub>	M <sub>c,Rk,F</sub>	R <sub>w,Rk</sub>	V <sub>w,Rk</sub>	M <sup>0</sup> <sub>Rk,B</sub>	M <sub>c,Rk,B</sub>	M <sup>0</sup> <sub>Rk,B</sub>	M <sub>c,Rk,B</sub>	R <sup>0</sup> <sub>Rk,B</sub>	R <sub>w,Rk,B</sub>	R <sup>0</sup> <sub>Rk,B</sub>	R <sub>w,Rk,B</sub>	
mm	kNm/m	kN/m	kN/m	kNm/m				kN/m				
0,75	3,63	7,13		3,55	3,33	-	3,78	89,80	14,83	-	21,02	
0,88	4,82	9,58		4,82	4,56	-	5,07	139,79	20,52	-	28,60	
1,00	5,92	11,83		5,99	5,68	-	6,26	185,93	25,78	-	35,59	
1,13	6,72	13,44		6,80	6,45	-	7,11	211,10	29,27	-	40,41	
1,25	7,46	14,91		7,55	7,16	-	7,89	234,34	32,49	-	44,86	
1,50	9,00	18,00		9,11	8,64	-	9,52	282,76	39,20	-	54,13	
Charakteristische Tragfähigkeitswerte für abhebende Flächenbelastung										Maßgebende Querschnittswerte		
Nennblechdicke 8)	Feldmoment	Endauflagerkraft <sup>7)</sup>	Zwischenaflager <sup>1) 2) 3) 4) 7)</sup>					Eigenlast	Trägheitsmomente		Querschnittsfläche	
			M/R- Interaktion (ε = 1)									
			Stützmoment		Auflagerkraft		Querkraft					
			t <sub>N</sub>	M <sub>c,Rk,F</sub>	R <sub>w,Rk,A</sub>	M <sup>0</sup> <sub>Rk,B</sub>	M <sub>c,Rk,B</sub>		R <sup>0</sup> <sub>Rk,B</sub>	R <sub>w,Rk,B</sub>		V <sub>w,Rk</sub>
mm	kNm/m	kN/m	kNm/m		kN/m		kN/m	kN/m²	cm⁴/m	cm⁴/m	cm²/m	
0,75	4,03	5,33	7,03	4,55	21,48	13,33		0,087	99,0	96,6	11,05	
0,88	5,27	7,18	7,80	5,57	34,47	17,94		0,102	124,3	115,1	12,97	
1,00	6,41	8,88	8,51	6,52	46,46	22,20		0,116	147,6	132,2	14,73	
1,13	7,28	10,08	9,66	7,40	52,75	25,21		0,131	167,6	150,1	16,65	
1,25	8,08	11,19	10,72	8,21	58,56	27,98		0,145	186,0	166,6	18,42	
1,50	9,75	13,51	12,94	9,91	70,66	33,76		0,173	224,5	201,1	22,10	
1) M/R- Interaktion			2) M/V- Interaktion									
$\frac{M_{Ed}}{M_{Rk,B}^0 / \gamma_M} + \left( \frac{F_{Ed}}{R_{Rk,B}^0 / \gamma_M} \right) \leq 1$			$\frac{V_{Ed}}{V_{w,Rk} / \gamma_M} \leq 0,5: \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rk,B} / \gamma_M} \leq 1$ $\frac{V_{Ed}}{V_{w,Rk} / \gamma_M} > 0,5: \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rk,B} / \gamma_M} + \left( \frac{2 \cdot V_{Ed}}{V_{w,Rk} / \gamma_M} - 1 \right)^2 \leq 1$									
3) Sind keine Werte für M <sup>0</sup> <sub>Rk,B</sub> und R <sup>0</sup> <sub>Rk,B</sub> angegeben, ist kein Interaktionsnachweis zu führen.												
4) Sind für V <sub>w,Rk</sub> keine Werte angegeben, entfällt dieser Nachweis.												
5) Für kleinere Zwischenaflagerbreiten b <sub>s</sub> als angegeben, müssen die aufnehmbaren Tragfähigkeitswerten linear im entsprechenden Verhältnis reduziert werden. Für b <sub>s</sub> < 10 mm, z.B. bei Rohren, darf maximal 10 mm eingesetzt werden.												
6) Bei Auflagerbreiten, die zwischen den aufgeführten Werten liegen, dürfen die aufnehmbaren Tragfähigkeitswerte jeweils linear interpoliert werden.												
7) Verbindung in der Unterkonstruktion in jedem anliegenden Gurt mit mindestens 2 Verbindungselementen												
8) Blechdicke: Minustoleranz nach DIN EN 10143:2006, Tabelle 2 „Eingeschränkte Grenzabmaße (S)“.												
9) Für dreischalige Konstruktionen mit Befestigung der Außenschale über Hutprofile mit einer Höhe von höchstens 40 mm, im Abstand von max. 1000 mm, werden die in der Tabelle aufgetragenen Werte wie folgte abgemindert: - alle Zwischenaflagerwerte für Windsog um 30%												

Stand: 15. April 2016

Abbildung 61: Baustatische Typenprüfung Kassettenprofil Fischer 100/600 (aus [17])

# M180/600 Kassette Druck S350

**Münker**  
METALLPROFILE



Belastungstabelle gemäß EN 1993-1-3 für andrückende Flächenlast.

Münker Prüfbescheid-Nr.: T12-165 verlängert durch T22-122

Maximaler Befestigungsabstand der Außenschale:  $a_1 = 621 \text{ mm}$

## Statisches System: 1-Feld

Auflagerbreiten [mm]: 90/90

IN [mm]	q [kN/m²]	zul.f [-]	Zulässige Flächenlast zul.q [kN/m²] bei einer Stützweite l[m]:																				
			4,50	4,75	5,00	5,25	5,50	5,75	6,00	6,25	6,50	6,75	7,00	7,25	7,50	7,75	8,00	8,25	8,50	8,75	9,00	9,25	9,50
0,75	0,108	frei	1,78	1,60	1,44	1,31	1,19	1,09	1,00	0,92	0,85	0,79	0,74	0,69	0,64	0,60	0,56	0,53	0,50	0,47	0,45	0,42	0,40
		L/150	1,78	1,60	1,44	1,31	1,19	1,09	1,00	0,92	0,85	0,79	0,74	0,69	0,64	0,60	0,56	0,53	0,50	0,47	0,45	0,42	0,40
		L/200	1,78	1,60	1,44	1,31	1,19	1,09	1,00	0,92	0,85	0,79	0,74	0,69	0,64	0,60	0,56	0,53	0,50	0,47	0,43	0,40	0,37
		L/300	1,78	1,60	1,44	1,31	1,19	1,09	0,98	0,86	0,77	0,69	0,62	0,55	0,50	0,45	0,41	0,38	0,34	0,32	0,29	0,27	0,25
0,88	0,127	frei	2,32	2,08	1,88	1,70	1,55	1,42	1,31	1,20	1,11	1,03	0,96	0,89	0,84	0,78	0,73	0,69	0,65	0,61	0,58	0,55	0,52
		L/150	2,32	2,08	1,88	1,70	1,55	1,42	1,31	1,20	1,11	1,03	0,96	0,89	0,84	0,78	0,73	0,69	0,65	0,61	0,58	0,55	0,52
		L/200	2,32	2,08	1,88	1,70	1,55	1,42	1,31	1,20	1,11	1,03	0,96	0,89	0,84	0,78	0,73	0,68	0,62	0,57	0,52	0,48	0,45
		L/300	2,32	2,08	1,88	1,70	1,53	1,34	1,18	1,04	0,93	0,83	0,74	0,67	0,60	0,55	0,50	0,45	0,41	0,38	0,35	0,32	0,30
1,00	0,144	frei	2,82	2,53	2,28	2,07	1,88	1,72	1,58	1,46	1,35	1,25	1,16	1,08	1,01	0,95	0,89	0,84	0,79	0,74	0,70	0,67	0,63
		L/150	2,82	2,53	2,28	2,07	1,88	1,72	1,58	1,46	1,35	1,25	1,16	1,08	1,01	0,95	0,89	0,84	0,79	0,74	0,70	0,67	0,63
		L/200	2,82	2,53	2,28	2,07	1,88	1,72	1,58	1,46	1,35	1,25	1,16	1,08	1,01	0,95	0,86	0,79	0,72	0,66	0,61	0,56	0,52
		L/300	2,82	2,53	2,28	2,04	1,77	1,55	1,37	1,21	1,07	0,96	0,86	0,77	0,70	0,63	0,58	0,53	0,48	0,44	0,40	0,37	0,34
1,13	0,163	frei	3,40	3,05	2,75	2,50	2,28	2,08	1,91	1,76	1,63	1,51	1,41	1,31	1,22	1,15	1,08	1,01	0,95	0,90	0,85	0,80	0,76
		L/150	3,40	3,05	2,75	2,50	2,28	2,08	1,91	1,76	1,63	1,51	1,41	1,31	1,22	1,13	1,02	0,93	0,85	0,78	0,72	0,66	0,61
		L/200	3,40	3,05	2,75	2,50	2,28	2,08	1,91	1,76	1,63	1,51	1,41	1,31	1,22	1,13	1,02	0,93	0,85	0,78	0,72	0,66	0,61
		L/300	3,40	3,05	2,75	2,42	2,10	1,84	1,62	1,43	1,27	1,14	1,02	0,92	0,83	0,75	0,68	0,62	0,57	0,52	0,48	0,44	0,41
1,25	0,180	frei	3,94	3,54	3,19	2,90	2,64	2,41	2,22	2,04	1,89	1,75	1,63	1,52	1,42	1,33	1,25	1,17	1,10	1,04	0,99	0,93	0,88
		L/150	3,94	3,54	3,19	2,90	2,64	2,41	2,22	2,04	1,89	1,75	1,63	1,52	1,42	1,29	1,17	1,07	0,98	0,90	0,82	0,76	0,70
		L/200	3,94	3,54	3,19	2,76	2,40	2,10	1,85	1,64	1,46	1,30	1,17	1,05	0,95	0,86	0,78	0,71	0,65	0,60	0,55	0,51	0,47
		L/300	3,94	3,54	3,19	2,40	2,10	1,85	1,64	1,46	1,30	1,17	1,05	0,95	0,86	0,78	0,71	0,65	0,60	0,55	0,51	0,47	0,44
1,50	0,216	frei	4,73	4,24	3,83	3,47	3,17	2,90	2,66	2,45	2,27	2,10	1,95	1,82	1,70	1,59	1,50	1,41	1,33	1,25	1,18	1,12	1,06
		L/150	4,73	4,24	3,83	3,47	3,17	2,90	2,66	2,45	2,27	2,10	1,95	1,82	1,70	1,59	1,50	1,41	1,33	1,25	1,18	1,12	1,06
		L/200	4,73	4,24	3,83	3,47	3,17	2,90	2,66	2,45	2,27	2,10	1,95	1,82	1,70	1,55	1,41	1,28	1,17	1,07	0,99	0,91	0,84
		L/300	4,73	4,24	3,83	3,32	2,88	2,52	2,22	1,97	1,75	1,56	1,40	1,26	1,14	1,03	0,94	0,85	0,78	0,72	0,66	0,61	0,56

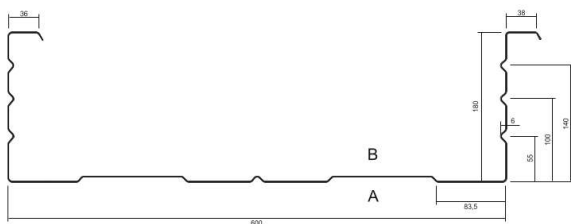
## Statisches System: 2-Feld

Auflagerbreiten [mm]: 90/300/90

IN [mm]	q [kN/m²]	zul.f [-]	Zulässige Flächenlast zul.q [kN/m²] bei einer Stützweite l[m]:																				
			4,50	4,75	5,00	5,25	5,50	5,75	6,00	6,25	6,50	6,75	7,00	7,25	7,50	7,75	8,00	8,25	8,50	8,75	9,00	9,25	9,50
0,75	0,108	frei	1,65	1,55	1,43	1,33	1,24	1,16	1,09	1,02	0,96	0,90	0,84	0,79	0,74	0,69	0,65	0,61	0,58	0,54	0,51	0,49	0,46
		L/150	1,65	1,55	1,43	1,33	1,24	1,16	1,09	1,02	0,96	0,90	0,84	0,79	0,74	0,69	0,65	0,61	0,58	0,54	0,51	0,49	0,46
		L/200	1,65	1,55	1,43	1,33	1,24	1,16	1,09	1,02	0,96	0,90	0,84	0,79	0,74	0,69	0,65	0,61	0,58	0,54	0,51	0,49	0,46
		L/300	1,65	1,55	1,43	1,33	1,24	1,16	1,09	1,02	0,96	0,90	0,84	0,79	0,74	0,69	0,65	0,61	0,58	0,54	0,51	0,49	0,46
0,88	0,127	frei	2,38	2,25	2,08	1,92	1,77	1,64	1,51	1,40	1,30	1,20	1,12	1,04	0,97	0,91	0,86	0,80	0,76	0,72	0,68	0,64	0,61
		L/150	2,38	2,25	2,08	1,92	1,77	1,64	1,51	1,40	1,30	1,20	1,12	1,04	0,97	0,91	0,86	0,80	0,76	0,72	0,68	0,64	0,61
		L/200	2,38	2,25	2,08	1,92	1,77	1,64	1,51	1,40	1,30	1,20	1,12	1,04	0,97	0,91	0,86	0,80	0,76	0,72	0,68	0,64	0,61
		L/300	2,38	2,25	2,08	1,92	1,77	1,64	1,51	1,40	1,30	1,20	1,12	1,04	0,97	0,91	0,86	0,80	0,76	0,72	0,68	0,64	0,61
1,00	0,144	frei	3,04	2,83	2,59	2,38	2,20	2,03	1,86	1,71	1,58	1,47	1,37	1,27	1,19	1,11	1,05	0,98	0,93	0,87	0,83	0,78	0,74
		L/150	3,04	2,83	2,59	2,38	2,20	2,03	1,86	1,71	1,58	1,47	1,37	1,27	1,19	1,11	1,05	0,98	0,93	0,87	0,83	0,78	0,74
		L/200	3,04	2,83	2,59	2,38	2,20	2,03	1,86	1,71	1,58	1,47	1,37	1,27	1,19	1,11	1,05	0,98	0,93	0,87	0,83	0,78	0,74
		L/300	3,04	2,83	2,59	2,38	2,20	2,03	1,86	1,71	1,58	1,47	1,37	1,27	1,19	1,11	1,05	0,98	0,93	0,87	0,83	0,78	0,74
1,13	0,163	frei	3,97	3,71	3,38	3,07	2,80	2,56	2,35	2,17	2,00	1,86	1,73	1,61	1,51	1,41	1,32	1,24	1,17	1,11	1,05	0,99	0,94
		L/150	3,97	3,71	3,38	3,07	2,80	2,56	2,35	2,17	2,00	1,86	1,73	1,61	1,51	1,41	1,32	1,24	1,17	1,11	1,05	0,99	0,94
		L/200	3,97	3,71	3,38	3,07	2,80	2,56	2,35	2,17	2,00	1,86	1,73	1,61	1,51	1,41	1,32	1,24	1,17	1,11	1,05	0,99	0,94
		L/300	3,97	3,71	3,38	3,07	2,80	2,56	2,35	2,17	2,00	1,86	1,73	1,61	1,51	1,41	1,32	1,24	1,17	1,11	1,05	0,99	0,94
1,25	0,180	frei	4,83	4,47	4,04	3,67	3,34	3,06	2,81	2,59	2,39	2,22	2,06	1,92	1,80	1,68	1,58	1,49	1,40	1,32	1,25	1,18	1,12
		L/150	4,83	4,47	4,04	3,67	3,34	3,06	2,81	2,59	2,39	2,22	2,06	1,92	1,80	1,68	1,58	1,49	1,40	1,32	1,25	1,18	1,12
		L/200	4,83	4,47	4,04	3,67	3,34	3,06	2,81	2,59	2,39	2,22	2,06	1,92	1,80	1,68	1,58	1,49	1,40	1,32	1,25	1,18	1,12
		L/300	4,83	4,47	4,04	3,67	3,34	3,06	2,81	2,59	2,39	2,22	2,06	1,92	1,80	1,68	1,58	1,49	1,40	1,32	1,25	1,18	1,12
1,50	0,216	frei	5,79	5,37	4,85	4,40	4,01	3,67	3,37	3,11	2,87	2,66	2,48	2,31	2,16	2,02	1,90	1,78	1,68	1,58	1,50	1,42	1,34
		L/150	5,79	5,37	4,85	4,40	4,01	3,67	3,37	3,11	2,87	2,66	2,48	2,31	2,16	2,02	1,90	1,78	1,68	1,58	1,50	1,42	1,34
		L/200	5,79	5,37	4,85	4,40	4,01	3,67	3,37	3,11	2,87	2,66	2,48	2,31	2,16	2,02	1,90	1,78	1,68	1,58	1,50	1,42	1,34
		L/300	5,79	5,37	4,85	4,40	4,01	3,67	3,37	3,11	2,87	2,66	2,48	2,31	2,16	2,02	1,90	1,78	1,68	1,58	1,50	1,42	1,34

# M180/600 Kassette Sog S350

**Münker**  
METALLPROFILE



Belastungstabelle gemäß EN 1993-1-3 für abhebende Flächenlast.

Münker Prüfbescheid-Nr.: T12-165 verlängert durch T22-122

Maximaler Befestigungsabstand der Außenschale:  $a_1 = 621 \text{ mm}$

## Statisches System: 1-Feld

tN [mm]	q [kN/m²]	zul.f [°]	Zulässige Flächenlast zul.q [kN/m²] bei einer Stützweite l[m]:															
			4,50	4,75	5,00	5,25	5,50	5,75	6,00	6,25	6,50	6,75	7,00	7,25	7,50	7,75	8,00	8,25
0,75	0,108	frei	-1,82	-1,64	-1,48	-1,34	-1,22	-1,12	-1,03	-0,95	-0,87	-0,81	-0,75	-0,70	-0,66	-0,62	-0,58	-0,54
		L/150	-1,82	-1,64	-1,48	-1,34	-1,22	-1,12	-1,03	-0,95	-0,87	-0,81	-0,75	-0,70	-0,66	-0,62	-0,58	-0,54
		L/200	-1,82	-1,64	-1,48	-1,34	-1,22	-1,12	-1,03	-0,95	-0,87	-0,81	-0,75	-0,70	-0,66	-0,62	-0,58	-0,54
		L/300	-1,77	-1,51	-1,29	-1,12	-0,97	-0,85	-0,75	-0,66	-0,59	-0,53	-0,47	-0,42	-0,38	-0,35	-0,32	-0,29
0,88	0,127	frei	-2,37	-2,13	-1,92	-1,74	-1,59	-1,45	-1,33	-1,23	-1,14	-1,05	-0,98	-0,91	-0,85	-0,80	-0,75	-0,71
		L/150	-2,37	-2,13	-1,92	-1,74	-1,59	-1,45	-1,33	-1,23	-1,14	-1,05	-0,98	-0,91	-0,85	-0,80	-0,75	-0,71
		L/200	-2,37	-2,13	-1,92	-1,74	-1,59	-1,41	-1,24	-1,10	-0,98	-0,87	-0,78	-0,71	-0,64	-0,58	-0,52	-0,48
		L/300	-1,97	-1,67	-1,43	-1,24	-1,08	-0,94	-0,83	-0,73	-0,65	-0,58	-0,52	-0,47	-0,42	-0,38	-0,35	-0,32
1,00	0,144	frei	-2,87	-2,58	-2,33	-2,11	-1,92	-1,76	-1,62	-1,49	-1,38	-1,28	-1,19	-1,11	-1,03	-0,97	-0,91	-0,85
		L/150	-2,87	-2,58	-2,33	-2,11	-1,92	-1,76	-1,62	-1,49	-1,38	-1,27	-1,14	-1,03	-0,93	-0,84	-0,76	-0,70
		L/200	-2,87	-2,58	-2,33	-2,03	-1,76	-1,54	-1,36	-1,20	-1,07	-0,95	-0,86	-0,77	-0,70	-0,63	-0,57	-0,52
		L/300	-2,15	-1,83	-1,57	-1,35	-1,18	-1,03	-0,91	-0,80	-0,71	-0,64	-0,57	-0,51	-0,46	-0,42	-0,38	-0,35
1,13	0,163	frei	-3,53	-3,17	-2,86	-2,59	-2,36	-2,16	-1,98	-1,83	-1,69	-1,57	-1,46	-1,36	-1,27	-1,19	-1,12	-1,05
		L/150	-3,53	-3,17	-2,86	-2,59	-2,36	-2,16	-1,98	-1,83	-1,69	-1,57	-1,46	-1,36	-1,27	-1,19	-1,12	-1,05
		L/200	-3,53	-3,17	-2,86	-2,59	-2,36	-2,13	-1,87	-1,66	-1,47	-1,31	-1,18	-1,06	-0,96	-0,87	-0,79	-0,72
		L/300	-2,96	-2,51	-2,16	-1,86	-1,62	-1,42	-1,25	-1,10	-0,98	-0,88	-0,79	-0,71	-0,64	-0,58	-0,53	-0,48
1,25	0,180	frei	-4,13	-3,71	-3,35	-3,03	-2,76	-2,53	-2,32	-2,14	-1,98	-1,84	-1,71	-1,59	-1,49	-1,39	-1,31	-1,23
		L/150	-4,13	-3,71	-3,35	-3,03	-2,76	-2,53	-2,32	-2,14	-1,98	-1,84	-1,71	-1,59	-1,49	-1,39	-1,31	-1,23
		L/200	-4,13	-3,71	-3,35	-3,03	-2,76	-2,53	-2,32	-2,07	-1,84	-1,65	-1,48	-1,33	-1,20	-1,09	-0,99	-0,90
		L/300	-3,70	-3,15	-2,70	-2,33	-2,03	-1,78	-1,56	-1,38	-1,23	-1,10	-0,98	-0,89	-0,80	-0,73	-0,66	-0,60
1,50	0,216	frei	-4,96	-4,45	-4,01	-3,64	-3,32	-3,04	-2,79	-2,57	-2,38	-2,20	-2,05	-1,91	-1,78	-1,67	-1,57	-1,47
		L/150	-4,96	-4,45	-4,01	-3,64	-3,32	-3,04	-2,79	-2,57	-2,38	-2,20	-2,05	-1,91	-1,78	-1,67	-1,57	-1,47
		L/200	-4,96	-4,45	-4,01	-3,64	-3,32	-3,04	-2,79	-2,49	-2,21	-1,98	-1,77	-1,59	-1,44	-1,31	-1,19	-1,08
		L/300	-4,45	-3,78	-3,24	-2,80	-2,44	-2,13	-1,88	-1,66	-1,48	-1,32	-1,18	-1,06	-0,96	-0,87	-0,79	-0,72

## Statisches System: 2-Feld

tN [mm]	q [kN/m²]	zul.f [°]	Zulässige Flächenlast zul.q [kN/m²] bei einer Stützweite l[m]:															
			4,50	4,75	5,00	5,25	5,50	5,75	6,00	6,25	6,50	6,75	7,00	7,25	7,50	7,75	8,00	8,25
0,75	0,108	frei	-1,76	-1,64	-1,53	-1,42	-1,33	-1,25	-1,17	-1,10	-1,04	-0,98	-0,92	-0,87	-0,82	-0,77	-0,73	-0,69
		L/150	-1,76	-1,64	-1,53	-1,42	-1,33	-1,25	-1,17	-1,10	-1,04	-0,98	-0,92	-0,87	-0,82	-0,77	-0,73	-0,69
		L/200	-1,76	-1,64	-1,53	-1,42	-1,33	-1,25	-1,17	-1,10	-1,04	-0,98	-0,92	-0,87	-0,82	-0,77	-0,73	-0,69
		L/300	-1,76	-1,64	-1,53	-1,42	-1,33	-1,25	-1,17	-1,10	-1,04	-0,98	-0,92	-0,87	-0,82	-0,77	-0,73	-0,69
0,88	0,127	frei	-2,56	-2,36	-2,18	-2,02	-1,88	-1,74	-1,62	-1,51	-1,40	-1,30	-1,21	-1,13	-1,06	-0,99	-0,93	-0,88
		L/150	-2,56	-2,36	-2,18	-2,02	-1,88	-1,74	-1,62	-1,51	-1,40	-1,30	-1,21	-1,13	-1,06	-0,99	-0,93	-0,88
		L/200	-2,56	-2,36	-2,18	-2,02	-1,88	-1,74	-1,62	-1,51	-1,40	-1,30	-1,21	-1,13	-1,06	-0,99	-0,93	-0,88
		L/300	-2,56	-2,36	-2,18	-2,02	-1,88	-1,74	-1,62	-1,51	-1,40	-1,30	-1,21	-1,13	-1,06	-0,99	-0,93	-0,88
1,00	0,144	frei	-3,34	-3,05	-2,77	-2,52	-2,30	-2,11	-1,95	-1,80	-1,67	-1,55	-1,44	-1,35	-1,26	-1,18	-1,11	-1,05
		L/150	-3,34	-3,05	-2,77	-2,52	-2,30	-2,11	-1,95	-1,80	-1,67	-1,55	-1,44	-1,35	-1,26	-1,18	-1,11	-1,05
		L/200	-3,34	-3,05	-2,77	-2,52	-2,30	-2,11	-1,95	-1,80	-1,67	-1,55	-1,44	-1,35	-1,26	-1,18	-1,11	-1,05
		L/300	-3,34	-3,05	-2,77	-2,52	-2,30	-2,11	-1,95	-1,80	-1,67	-1,53	-1,37	-1,23	-1,12	-1,01	-0,92	-0,84
1,13	0,163	frei	-4,13	-3,72	-3,36	-3,05	-2,79	-2,55	-2,35	-2,16	-2,00	-1,85	-1,72	-1,61	-1,50	-1,41	-1,32	-1,24
		L/150	-4,13	-3,72	-3,36	-3,05	-2,79	-2,55	-2,35	-2,16	-2,00	-1,85	-1,72	-1,61	-1,50	-1,41	-1,32	-1,24
		L/200	-4,13	-3,72	-3,36	-3,05	-2,79	-2,55	-2,35	-2,16	-2,00	-1,85	-1,72	-1,61	-1,50	-1,41	-1,32	-1,24
		L/300	-4,13	-3,72	-3,36	-3,05	-2,79	-2,55	-2,35	-2,16	-2,00	-1,85	-1,72	-1,61	-1,50	-1,39	-1,27	-1,15
1,25	0,180	frei	-4,72	-4,25	-3,84	-3,48	-3,18	-2,91	-2,68	-2,47	-2,28	-2,12	-1,97	-1,84	-1,72	-1,61	-1,51	-1,42
		L/150	-4,72	-4,25	-3,84	-3,48	-3,18	-2,91	-2,68	-2,47	-2,28	-2,12	-1,97	-1,84	-1,72	-1,61	-1,51	-1,42
		L/200	-4,72	-4,25	-3,84	-3,48	-3,18	-2,91	-2,68	-2,47	-2,28	-2,12	-1,97	-1,84	-1,72	-1,61	-1,51	-1,42
		L/300	-4,72	-4,25	-3,84	-3,48	-3,18	-2,91	-2,68	-2,47	-2,28	-2,12	-1,97	-1,84	-1,72	-1,61	-1,51	-1,42
1,50	0,216	frei	-5,67	-5,10	-4,60	-4,18	-3,81	-3,49	-3,21	-2,96	-2,74	-2,54	-2,37	-2,21	-2,06	-1,93	-1,82	-1,71
		L/150	-5,67	-5,10	-4,60	-4,18	-3,81	-3,49	-3,21	-2,96	-2,74	-2,54	-2,37	-2,21	-2,06	-1,93	-1,82	-1,71
		L/200	-5,67	-5,10	-4,60	-4,18	-3,81	-3,49	-3,21	-2,96	-2,74	-2,54	-2,37	-2,21	-2,06	-1,93	-1,82	-1,71
		L/300	-5,67	-5,10	-4,60	-4,18	-3,81	-3,49	-3,21	-2,96	-2,74	-2,54	-2,37	-2,21	-2,06	-1,93	-1,82	-1,71

Abbildung 63: Belastungstabelle Kassettenprofil M180/600 auf Sog [18]





**Münker**  
METALLPROFILE



A

90 e Belastung  $q$  (kN/m<sup>2</sup>) bei einer Stützweite

4,25	4,50	4,75	5,00	5,25	5,50
------	------	------	------	------	------

Die Belastung  $q$  (kN/m<sup>2</sup>) bei einer Stützweite

4.25	4.50	4.75	5.00	5.25	5.50
2.34	2.44	2.55	2.66	2.76	2.87

Ablesebeispiel: Dreifeldträger, Blechdicke 0,75 mm, 5,00 m Stützweite,  
Zwischenaufgabe = 200 mm, Durchbiegungsbegrenzung  $>L/150 = 1,88 \text{ kN/m}^2$

henlasten (Tabellenwerte) mit den charakteristischen Einwirkungen zu verglei



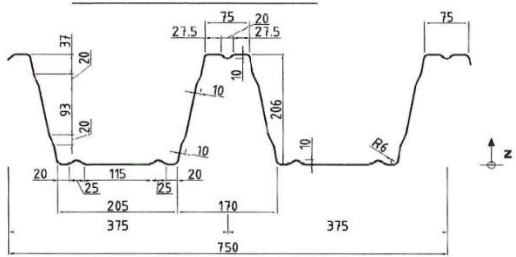

Stahltrapezprofil Typ <div>M 206.1/375</div>										Anlage 1.3												
Querschnitts- und Bemessungswerte										Als Typenentwurf												
EN 1993-1-3										in bautechnischer Hinsicht geprüft												
Profiltafel in Negativlage										Prüfbescheid-Nr. T23-017												
										Landesdirektion Sachsen - Landesstelle für Bautechnik -												
										Leipzig, den 15.01.2023												
										<div>Freistaat Sachsen</div> <div>Landesdirektion Sachsen</div>												
										Leiter Bearbeiter												
Nennstreckgrenze des Stahlkerns $f_{yk} = 350 \text{ N/mm}^2$																						
Charakteristische Tragfähigkeitswerte für andrückende Flächenbelastung <sup>3)</sup>																						
Nennblechdicke <sup>12)</sup>	Feldmoment	Elastisch aufnehmbare Schnittgrößen an Zwischenauflägern <sup>1) 2) 4) 5)</sup>																				
		Lineare Interaktion																				
		Stützmomente <sup>11)</sup>									Zwischenauflegerkräfte <sup>11)</sup>											
		Endauflagerkraft <sup>6)</sup>		Quer- kraft	$l_{a,B} = 10 \text{ mm}$			$l_{a,B} = 60 \text{ mm}$			$l_{a,B} = 200 \text{ mm}$			$l_{a,B} = 10 \text{ mm}$			$l_{a,B} = 60 \text{ mm}$			$l_{a,B} = 200 \text{ mm}$		
		$l_{a,A1} = 40 \text{ mm}$	$l_{a,A2} = 90 \text{ mm}$		$M_{0,Rk,B}$	$M_{c,Rk,B}$	$M_{0,Rk,B}$	$M_{c,Rk,B}$	$M_{0,Rk,B}$	$M_{c,Rk,B}$	$R_{0,Rk,B}$	$R_{w,Rk,B}$	$R_{0,Rk,B}$	$R_{w,Rk,B}$	$R_{0,Rk,B}$	$R_{w,Rk,B}$						
$t_N$	$M_{c,Rk,F}$	$R_{w,Rk,A}$	$V_{w,Rk}$	$M_{0,Rk,B}$	$M_{c,Rk,B}$	$M_{0,Rk,B}$	$M_{c,Rk,B}$	$M_{0,Rk,B}$	$M_{c,Rk,B}$	$R_{0,Rk,B}$	$R_{w,Rk,B}$	$R_{0,Rk,B}$	$R_{w,Rk,B}$	$R_{0,Rk,B}$	$R_{w,Rk,B}$	$R_{0,Rk,B}$	$R_{w,Rk,B}$	$R_{0,Rk,B}$	$R_{w,Rk,B}$			
mm	kNm/m	kN/m			kN/m																	
0,75	19,26	-	7,91	19,90	23,69	18,95	23,69	18,95	23,69	18,95	9,75	7,80	17,02	13,62	27,17	21,74						
0,88	24,38	-	10,89	31,87	30,38	24,30	30,38	24,30	30,38	24,30	13,70	10,96	23,51	18,80	37,19	29,75						
1,00	28,58	-	14,07	46,39	35,99	28,79	35,99	28,79	35,99	28,79	17,99	14,40	30,44	24,35	47,81	38,25						
1,13	33,18	-	17,99	66,37	42,24	33,79	42,24	33,79	42,24	33,79	23,40	18,72	39,04	31,23	60,88	48,70						
1,25	38,17	-	22,10	89,17	49,29	39,43	49,29	39,43	49,29	39,43	29,12	23,30	48,05	38,44	74,46	59,57						
1,50	46,63	-	32,25	151,86	62,29	49,84	62,29	49,84	62,29	49,84	43,57	34,85	70,43	56,34	107,91	86,33						
Reststützmomente <sup>7)</sup>																						
$l_{a,B} = 10 \text{ mm}$			$l_{a,B} = 60 \text{ mm}$			$l_{a,B} = 200 \text{ mm}$			Reststützmomente $M_{R,Rk}$													
$t_N$	min L	max L	max $M_{R,Rk}$	min L	max L	max $M_{R,Rk}$	min L	max L	max $M_{R,Rk}$													
mm	m		kNm/m	m		kNm/m	m		kNm/m													
0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	$M_{R,Rk} = 0$ für $L \leq \min L$												
0,88	-	-	-	-	-	-	-	-	-	$M_{R,Rk} = \max M_{R,Rk}$ für $L \geq \max L$												
1,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	$M_{R,Rk} = \frac{L - \min L}{\max L - \min L} \cdot \max M_{R,Rk}$												
1,13	-	-	-	-	-	-	-	-	-													
1,25	-	-	-	-	-	-	-	-	-													
1,50	-	-	-	-	-	-	-	-	-													
Charakteristische Tragfähigkeitswerte für abhebbende Flächenbelastung <sup>1) 2)</sup>																						
Nennblechdicke	Feldmoment	Befestigung in jedem anliegenden Gurt									Befestigung in jedem 2. anliegenden Gurt											
		Endauflagerkraft		Zwischenaufleger					Endauflagerkraft		Zwischenaufleger											
		$t_N$	$M_{c,Rk,F}$	$R_{w,Rk,A}$	$M_{0,Rk,B}$	$M_{c,Rk,B}$	$R_{0,Rk,B}$	$R_{w,Rk,B}$	$V_{w,Rk}$	$R_{w,Rk,A}$	$M_{0,Rk,B}$	$M_{c,Rk,B}$	$R_{0,Rk,B}$	$R_{w,Rk,B}$	$V_{w,Rk}$							
		mm	kNm/m	kN/m	kNm/m		kN/m			kN/m	kNm/m		kN/m									
0,75	18,95	19,90	-	19,26	-	-	-	-	19,90	9,95	-	9,63	-	-	-							
0,88	24,30	31,87	-	24,38	-	-	-	-	31,87	15,94	-	12,19	-	-	-							
1,00	28,79	46,39	-	28,58	-	-	-	-	46,39	23,20	-	14,29	-	-	-							
1,13	33,79	66,37	-	33,18	-	-	-	-	66,37	33,19	-	16,59	-	-	-							
1,25	39,43	89,17	-	38,17	-	-	-	-	89,17	44,59	-	19,09	-	-	-							
1,50	49,84	151,86	-	46,63	-	-	-	-	151,86	75,93	-	23,31	-	-	-							
Fußnoten s. Beiblatt																						


Abbildung 66: Prüfbescheid Trapezprofil M206.1/375 [18]

Anord- nung Typ	Anker- bezeichnung	Rand- und Achsabstände				Zuglast $N_{R,d}$ [kN]	Querlast $V_{R,d}$ [kN]
		$c_1$ [mm]	$c_2$ [mm]	$s_1$ [mm]	$s_2$ [mm]		
1	170 M 20	200	200	-	-	27,0	19,1
2	125 M 16	200	200	-	130	30,8	16,3
3	100 M 12	100	100	150	150	26,3	8,4
3	100 M 12	150	150	100	100	29,2	12,2
2	170 M 20	200	200	-	400	50,9	19,1
2	170 M 20	300	300	-	300	57,8	35,2
3	125 M 16	200	200	130	300	55,1	20,5
3	170 M 20	200	200	200	200	56,0	26,8
2	220 M 24	300	300	-	300	70,0	38,3
3	170 M 20	300	300	200	200	70,5	44,6
3	170 M 20	300	300	500	300	114,4	49,3
3	220 M 24	300	500	400	600	148,7	91,4

**Anmerkungen:** Beton mindestens C 20/25  
Die Werte von  $N_{R,d}$  und  $V_{R,d}$  gelten jeweils für die **alleinige** Wirkung **einer** Schnittgröße.

Anordnung:    **Typ 1**                    **Typ 2**                    **Typ 3**





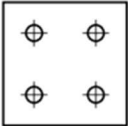


Abbildung 67: Vorbemessungstabeln Verbundanker (aus [15])