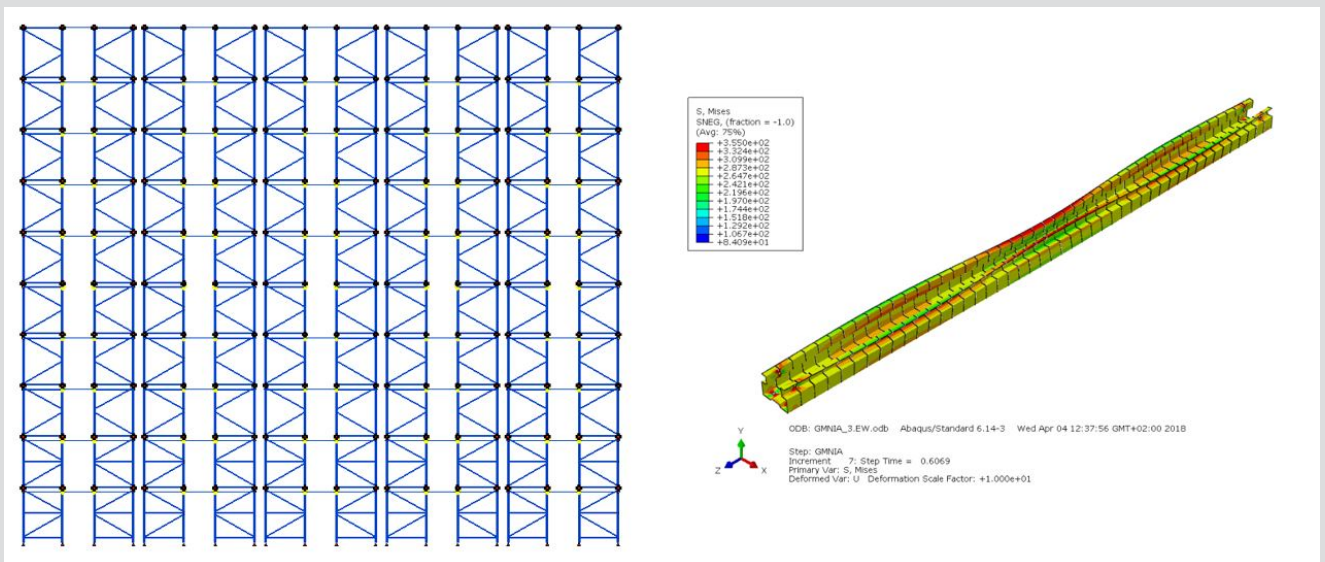


Beitrag zur Entwicklung eines Hochregallagers aus dünnwandigen Stahlprofilen als freitragendes Bauwerk



D-5-66/2018

Lorenz Stauder
Institut für Stahlbau
Technische Universität Graz



Lorenz Stauder, BSc

Beitrag zur Entwicklung eines Hochregallagers aus dünnwandigen Stahlprofilen als freitragendes Bauwerk

MASTERARBEIT

zur Erlangung des akademischen Grades

Diplom-Ingenieur

Masterstudium Bauingenieurwissenschaften – Konstruktiver Ingenieurbau

eingereicht an der

Technischen Universität Graz

Betreuer

Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn., Harald Unterweger

Ass.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn., Markus Kettler

Institut für Stahlbau

FH-Prof. DI Dr., Thomas Lorenz, Thomas Lorenz ZT GmbH

DI, Gregor Schwarz, Thomas Lorenz ZT GmbH

Eidesstattliche Erklärung

Ich erkläre an Eides statt, dass ich die vorliegende Arbeit selbstständig verfasst, andere als die angegebenen Quellen/Hilfsmittel nicht benutzt, und die den benutzten Quellen wörtlich und inhaltlich entnommenen Stellen als solche kenntlich gemacht habe.

Graz, am

.....
(Unterschrift)

Statutory declaration

I declare that I have authored this thesis independently, that I have not used other than the declared sources / resources, and that I have explicitly marked all material which has been quoted either literally or by content from the used sources.

Graz,

.....
(signature)

Danksagung

An dieser Stelle möchte ich mich bei all jenen bedanken, die mich während meiner Studienzeit und beim Verfassen meiner Diplomarbeit unterstützt haben.

In erster Linie möchte ich Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Harald Unterweger und Ass. Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Prof. Markus Kettler vom Institut für Stahlbau danken, die mir bei meiner Diplomarbeit immer beratend zur Seite standen und damit ein erfolgreiches Gelingen garantierten.

Ein besonderer Dank gilt FH-Prof. DI Dr. Thomas Lorenz und meinem Betreuer DI. Gregor Schwarz vom Büro Thomas Lorenz ZT GmbH, die mir die Möglichkeit gaben, diese Diplomarbeit zu verfassen und mich dabei stets hervorragend betreut haben.

Ein weiterer Dank gilt all den Freunden, Studienkollegen und Mitbewohnern, die ich während meiner Studienzeit kennenlernen durfte. Insbesondere möchte ich den Studienkollegen aus dem Stahlbauzeichensaal danken, die das Studium in Graz zu einer besonderen Zeit machten.

Ein besonderer Dank gilt ebenso meinen beiden Freunden und Studienkollegen Maximilian Pobitzer und Mattia Puddu, mit denen ich den Einstieg ins Studium erfolgreich meisterte und damit den Grundstein für ein positives Abschließen legte.

Abschließend möchte ich mich bei meinen Eltern Angelika und Peter bedanken, die mir die Möglichkeit gaben, dieses Studium zu absolvieren und mich dabei stets bestmöglich unterstützt haben. Ebenso danken möchte ich meiner Schwester Julia, die mir während dieser Zeit und darüber hinaus immer zur Seite stand.

Kurzfassung

Hochregallager stellen für die Logistik- und Transportbranche in Zeiten des immer zunehmenden und schneller werdenden Materialflusses eine optimale Methode zur Verstauung von Lagergut dar. Aufgrund der großen räumlichen Kapazitäten und voll- bzw. halbautomatisierten Beschickungssysteme können Waren innerhalb des Lagers in kürzester Zeit verstaut bzw. zum Abtransport bereitgestellt werden. Aus bautechnischer Sicht werden derartige Lager größtenteils als Stahlkonstruktion ausgeführt, wobei meist dünnwandige, möglichst schlanke Profile verwendet werden.

In der Vergangenheit wurden derartige Hochregale stets in Hallen als In - House Lösungen errichtet, wobei die stärkste Belastung aus den Nutzlasten des Lagerguts resultierte. Eine noch wirtschaftlichere und raumsparendere Variante stellt die sogenannte Silobauweise dar, bei der die Regalkonstruktion mit befestigten Wand- und Dachelementen die äußere Hülle des Tragwerks darstellt. Dadurch entstehen zusätzliche Belastungen aus Schnee und Wind.

Im Rahmen dieser Arbeit werden zunächst die maßgebenden Bauteile eines In - House Hochregallagers in den Niederlanden auf dessen Tragfähigkeit untersucht, wodurch Schwachstellen und Problemzonen aufgedeckt werden sollen. Mit diesen Erkenntnissen erfolgt eine Bemessung der In - House Variante. Darauf aufbauend wird das Regal in einem weiteren Schritt für die Silobauweise dimensioniert und bemessen. Anhand einer Variantenstudie wird verdeutlicht, welche Verstärkungsmaßnahmen sich in der Praxis als effizient für die Abtragung der zusätzlichen Lasten aus Schnee und Wind erweisen. Zusätzlich wird noch untersucht, wie stark der Einfluss von Bodensetzungen auf die Kraftumlagerungen und Zusatzbeanspruchungen im Regal ist. Der Effekt dieser Setzungen stellen einen Bereich dar, der sowohl von Planungs- als auch Bauherrenseite aktuell noch nicht ausreichend berücksichtigt wird bzw. noch nicht ausreichend untersucht wurde.

Anhand dieser Arbeit wird eine Lösung in Silobauweise, unter Berücksichtigung der genannten Faktoren konzeptioniert und bemessen.

Abstract

In times of increasing and fast material flow, high bay warehouses represent a perfect method of storing goods. High spatial capacities and full or semi-automatic shuttles allow a fast storing and providing for transport of the products. Regarding the type of construction, thinwalled steel profiles are used for these type of structures.

In the past, these high bay warehouses were built in halls as In - House solutions, where life loads represent the highest action effect. So called Silo - constructions represent an even more economic and space-saving version. Wall and roof panels, which are fixed directly on the rack structure, are creating a building. Thus additional wind and snow loads occur.

Within the scope of this work, the decisive elements of an In - House rack in the Netherlands were analysed regarding their load carrying capacity. with focus on the thin walled joints. According to these results, a structural dimensioning and design of the In - House solution was made. In a next step, the Silo - construction was calculated. On the basic of a comparison of variants, effective reinforcement measures for the transfer of the additional wind and snow loads were developed. Further the influence of settlements on the distribution of forces and stresses was analysed.

Inhalt

1	Einleitung	1
1.1	Ausgangslage und Motivation.....	1
1.2	Zielsetzung und Vorgehensweise	1
2	Allgemeines zu Hochregallagern.....	3
2.1	Einführung	3
2.2	Silobauweise	5
2.3	Querschnittsformen des Hochregallagers.....	7
2.3.1	Regalsteher	8
2.3.2	Diagonalverbände	9
2.3.3	Querriegel zwischen Regaltürmen.....	9
2.4	Fertigung der Profile	9
2.5	Versagen eines Hochregallagers in Athen.....	10
3	Theoretische Hintergründe zum Stabilitätstragverhalten von dünnwandigen Profilen.....	13
3.1	Lokales Blechbeulen und Einfluss auf die Querschnittstragfähigkeit.....	16
3.2	Forminstabilität des Querschnitts.....	23
3.3	Globale Instabilität des Gesamtbauteils.....	24
4	Vorstellung des untersuchten Systems (In – House Lösung).....	25
4.1	Geometrie des Hochregallagers	25
4.2	Verwendete Querschnitte	28
4.2.1	Regalsteher	28
4.2.2	Diagonalverband in Querrichtung	28
4.2.3	Querriegel zwischen Regaltürmen.....	30
5	Tragfähigkeitsanalyse der maßgebenden Bauteile	31
5.1	Diagonalen in Querrichtung	31
5.1.1	Querschnittswerte und Anlagenverhältnisse für die Berechnung	31
5.1.2	Tragfähigkeiten aus Handrechnung.....	32
5.1.3	Tragfähigkeiten aus FSM Berechnung.....	38

5.1.4	Tragfähigkeit des Anschlusses	49
5.1.5	Lokale Krafteinleitung über Gurte	50
5.1.6	Zusammenfassung der Tragfähigkeiten Diagonalverband t = 2,5 mm .	50
5.1.7	Analyse der Ergebnisse.....	51
5.1.8	Zusammenfassung der Tragfähigkeiten Diagonalverband t = 3,0 mm .	51
5.1.9	Gegenüberstellung der Tragfähigkeiten.....	52
5.2	Regalsteher	54
5.2.1	Querschnittswerte und Anlagenverhältnisse für die Berechnung	54
5.2.2	Tragfähigkeiten aus FSM Berechnung.....	55
5.2.3	Globale Tragfähigkeit aus Handrechnung.....	60
5.2.4	Berücksichtigung der Lochung.....	62
5.2.5	Berechnung im FE Programm ABAQUS.....	64
5.2.6	Erhöhung der Streckgrenze	77
5.2.7	Weitere Varianten in Abaqus	79
5.2.8	Zusammenfassung der Tragfähigkeiten für den Regalsteher 3 mm.....	80
5.2.9	Analyse der Ergebnisse.....	81
5.2.10	Zusammenfassung der Tragfähigkeiten für verstärkte Regalsteher	83
5.3	Querriegel.....	86
5.3.1	Querschnittswerte und Anlagenverhältnisse für die Berechnung	86
5.3.2	Tragfähigkeiten aus FSM Berechnung.....	87
6	Rahmenbedingungen für die Systemberechnung	93
6.1	Verwendete Software	93
6.2	Lastaufstellung	93
6.2.1	Eigengewicht	93
6.2.2	Aufbaulasten	93
6.2.3	Windlasten lt. NEN-EN 1991-1-4+A1+C2/NB	93
6.2.4	Schneelasten lt NEN-EN 1991-1-3+C1:2011/NB:2011	97
6.2.5	Nutzlast aus Kisten.....	97
6.2.6	Nutzlast aus Shuttle bzw. Wartung	98

6.2.7	Imperfektionen.....	98
6.2.8	Erdbeben.....	99
6.3	Lasten am 2D-Quersystem.....	99
6.4	Kombinationsregeln der Lastfälle.....	101
6.4.1	Kombinationen von Einwirkungen für den Grenzzustand der Tragfähigkeit - Allgemein.....	102
6.4.2	Kombinationen von Einwirkungen für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit - Allgemein	102
6.4.3	Anwendung der Kombinationsregeln für die einzelnen Lastfälle	103
6.5	Modellierung.....	104
7	Berechnung des bestehenden Systems als In - House Lösung.....	107
7.1	Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)	107
7.2	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG)	112
7.3	Analyse der Ergebnisse und Bemessung	115
7.3.1	Regalsteher	115
7.3.2	Diagonalverbände	119
7.3.3	Querriegel.....	121
7.3.4	Verformungen.....	121
8	Berechnung des bestehenden Systems als Silobauweise.....	122
8.1	Grenzzustand der Tragfähigkeit.....	123
8.2	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG)	129
8.3	Analyse der Ergebnisse und Bemessung	131
8.3.1	Regalsteher	131
8.3.2	Diagonalverbände	134
8.3.3	Querriegel.....	136
8.3.4	Verformungen.....	136
8.4	Verstärkungsmaßnahmen	138
8.4.1	Regalsteher	138
8.4.2	Diagonalverbände	140
8.4.3	Zusammenfassung der Verstärkungsmaßnahmen - Silolösung.....	142

9	Optimierung des bestehenden Systems	144
9.1	System S01: Ausfachung in oberster Etage.....	145
9.2	System S02: Vertikale Fachwerke zwischen Regaltürmen.....	147
9.3	System S03: IPE Dachträger	149
9.4	Zusammenfassung der Ergebnisse der drei Varianten	151
10	Auswirkungen zusätzlicher Bodenverformungen.....	153
10.1	Zwangsverformung $L/2500$ zwischen den Regalstehern.....	154
10.2	Zwangsverformung $w = 15$ mm in Regalmitte	157
11	Zusammenfassung und Ausblick.....	161
12	Verwendete Literatur	163
13	Normen und Richtlinien.....	164
14	Anhang	166
14.1	Anhang A: Biegeknicken Regalsteher.....	166
14.2	Anhang B: Regalsteher –Knicklänge $l_{cr} = 1,18$ m.....	168
14.3	Anhang C: Silobauweise ohne Turmverbindungen	173

Verwendete Bezeichnungen und Symbole

Die Bezeichnung von Symbolen, Abkürzungen und Indizes erfolgt nach EN 1993-1-1.

Alle restlichen Abkürzungen haben folgende Bedeutung:

$N_{Rd,c,lokal}$	Normalkrafttragfähigkeit Designwert unter Druck, mit lokalem Beulen und Querschnittswerten aus Handrechnung
$N_{Rd,c,lokal,FSM}$	Normalkrafttragfähigkeit Designwert unter Druck, mit lokalem Beulen und Querschnittswerten aus FSM – Berechnung (finite strip method)
$N_{Rd,c,global}$	Normalkrafttragfähigkeit Designwert unter Druck, inklusive globaler Stabilität mit Querschnittswerten und Verzweigungslasten aus Handrechnung
$N_{Rd,c,global,FSM 1}$	Normalkrafttragfähigkeit Designwert unter Druck, inklusive globaler Stabilität mit Querschnittswerten aus FSM - Berechnung und Verzweigungslasten aus Handrechnung
$N_{Rd,c,global,FSM 2}$	Normalkrafttragfähigkeit Designwert unter Druck, inklusive globaler Stabilität mit Querschnittswerten und Verzweigungslasten aus FSM - Berechnung
$N_{Rd,j,1}$	Normalkrafttragfähigkeit Designwert unter Berücksichtigung der lokalen Krafteinleitung
$N_{Rd,j,2}$	Anschlussstragfähigkeit Designwert auf Abscheren
$N_{Rd,j,3}$	Anschlussstragfähigkeit Designwert auf Lochleibung
λ_p	entspricht $\bar{\lambda}_p$ des Eurocodes

1 Einleitung

1.1 Ausgangslage und Motivation

Nach aktuellem Stand spricht man von Hochregalen bzw. Hochregallagern bei Regalen ab einer Höhe von 12 m bis maximal 50 m. Sie werden vor allem von Logistikfirmen zur Lagerung von Waren verwendet. Aus bautechnischer Sicht wird von Bauherrnseite meist eine möglichst wirtschaftliche Lösung mit schlanken Stahlprofilen gefordert. Aufgrund ihrer Dünnwandigkeit werden die verwendeten Profile teilweise in Querschnittsklasse 4 zugeordnet, wodurch eine separate Betrachtung auf lokales Blechbeulen gemacht werden muss bzw. das lokale Beulen die Tragfähigkeit der Druckstäbe und Stützen bestimmt. Ebenso wird globales Stabilitätsversagen bei typischen Regalprofilen oft maßgebend (Biegedrillknicken und Biegeknicken).

Die ersten Hochregale wurden in Hallen als sogenannte In - House Lösungen errichtet, bei denen vor allem die Nutzlasten aus dem Lagergut die Hauptbelastung darstellen. Neben diesen üblichen Regalen in einer Halle, stellen sogenannte Siloregale eine kostengünstigere Lösung dar. Dabei bildet nämlich, anders als bei den in House Varianten, die Regalkonstruktion selbst die primäre Tragstruktur. Die Bauteile sind stärker belastet und müssen entsprechend stärker dimensioniert werden.

Ein weiterer wichtiger Einflussfaktor auf die Bemessung des Regals stellen Bodensetzungen dar. Inhomogene und weiche Böden können große Setzungen verursachen, die zusätzliche Beanspruchungen und Verformungen im Regal bewirken, sodass es zum Betriebsausfall oder gar zum Versagen des Regals kommen kann.

1.2 Zielsetzung und Vorgehensweise

Im Rahmen dieser gegenständlichen Arbeit wird ein bestehendes in House Regal, unter besonderer Betrachtung der Tragfähigkeit der maßgebenden Bauteile und Anschlüsse auf die Silobauweise umgelegt.

In der vorliegenden Arbeit erfolgt in Kapitel 2 eine allgemeine Einführung zu Hochregallagern. Dabei sollen die Silobauweise mit automatisierten OSR Shuttles sowie die typischen Querschnittsformen von Hochregalbauteilen erläutert werden.

Anschließend werden in Kapitel 3 die theoretischen Erläuterungen zum Stabilitätstragverhalten von dünnwandigen Profilen aufgezeigt.

In Kapitel 4 wird das untersuchte System des Projektes in den Niederlanden beschrieben, welches eine In – House Lösung darstellt. Dabei werden die vorhandene Geometrie und die verwendeten Bauteile für die statische Berechnung mit deren Abmessungen vorgestellt.

Anschließend werden für die maßgebenden Bauteilgruppen – die Regalsteher, die Diagonalverbände und die Querriegel – in Kapitel 5 die Tragfähigkeiten bestimmt, wobei eine Berechnung einerseits mit Handrechnung und FSM und andererseits mit der FEM Methode erfolgt.

Kapitel 6 beschreibt die Rahmenbedingungen bzw. Anlageverhältnisse für die Systemberechnung. Lastfälle und Lastfallkombinationen werden ebenso aufgeführt, wie die Modellierung des Systems im Programm SOFiSTiK.

Auf Basis der Ergebnisse aus Kapitel 5 erfolgt in Kapitel 7 eine Systemberechnung und Nachweisführung der In - House Lösung. Es werden Schnittkräfte, Ausnutzungsgrade und Verformungen unter den maßgebenden Lastfällen dargestellt. Anschließend erfolgt eine Analyse der Ergebnisse, wobei deutlich wird, wo und auf welche Weise Verstärkungsmaßnahmen bei den Bauteilen notwendig werden.

In Kapitel 8 wird die Systemberechnung und Bemessung für die Silobauweise, mit zusätzlichen Wind- und Schneelasten, dargestellt und notwendige Verstärkungsmaßnahmen angegeben. Unter Berücksichtigung der Ergebnisse werden anschließend in Kapitel 9 Optimierungsvorschläge für die Anwendung auf die Silobauweise aufgezeigt.

Daraufhin werden mögliche Fundamentverformungen in Kapitel 10 mittels eingepprägter Auflagerverschiebungen simuliert und die Auswirkungen auf die Regalstruktur dargestellt.

Abschließend werden in Kapitel 11 die Ergebnisse zusammengefasst und ein Ausblick gegeben.

2 Allgemeines zu Hochregallagern

2.1 Einführung

Hochregallager stellen in der heutigen Zeit eine kosten- und raumnutzende Methode zur Verstauung von Lagergut dar. Durch den immensen Aufschwung der Logistik- und Transportbranche wurden immer größer werdende Lager realisiert, wobei Kapazitäten und Bauhöhen stets zunahm. Die immer besser angepassten und effizienteren Regalsysteme sind notwendig, um der Forderung nach einem größeren und schnelleren Warenumsatz gerecht zu werden [4]. Der Materialfluss soll dabei möglichst schnell und reibungslos ablaufen, weshalb eine zeitgemäße Lagertechnik zur Voraussetzung wird. Ausgehende Waren können innerhalb kürzester Zeit kostengünstig zum Kunden gebracht werden.

Für eine möglichst wirtschaftliche und effiziente Nutzung müssen Regalstruktur und Fördertechnik in Zusammenhang mit dem Lagergut eng aufeinander abgestimmt sein. Ziel ist es ebenfalls, Volumen und Flächen optimal zu nutzen (Abbildung 2-1).

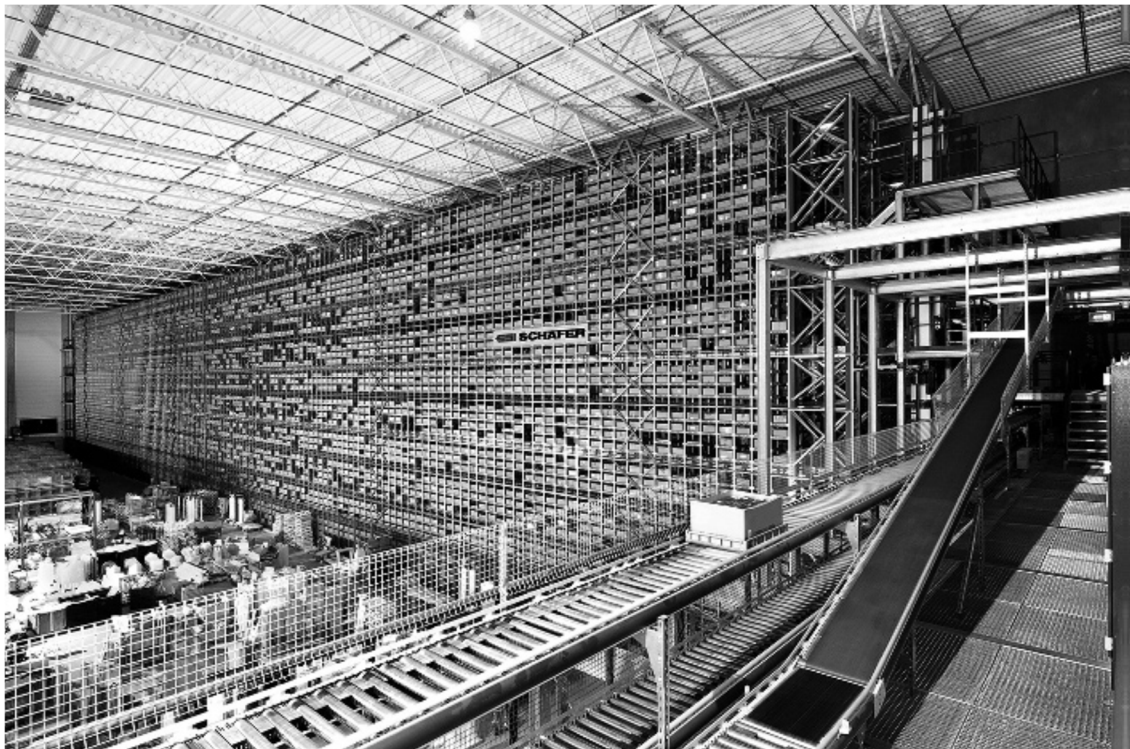


Abbildung 2-1: Moderne Lagertechnik – Hochregallager als In – House Lösung
(Quelle: SSI Schäfer)

Als Hochregal wird ein Lager ab einer Höhe von 12 m bezeichnet. Die bisherige maximale Bauhöhe beträgt 50 m. In der Länge und Breite gibt es praktisch keine Einschränkungen, daher werden unterschiedlichste Abmessungen je nach Bauherrnwunsch errichtet. Die Kapazität von Hochregallagern reicht dabei von wenigen tausend Stellplätzen bis hin zu mehreren hunderttausend.

Typischerweise wird das Hochregallager in Stahl ausgeführt, wodurch eine leichte und schlanke Konstruktion erzielt werden kann. Der Vorteil an den Systemen ist, dass identische Bauteile und Anschlüsse oft vorkommen und deshalb wirtschaftlich ausgelegt werden können. Querschnitte und Anschlussdetails sollten optimiert werden, um im Zuge der Wirtschaftlichkeit auf dem globalen Markt bestehen zu können.

Das Lager besteht im Allgemeinen aus Regalen, welche in unterschiedlicher Weise befahren und bedient werden können. Man unterscheidet prinzipiell zwischen manuell und automatisiert (bzw. halbautomatisiert) betriebenen Lagern. Beim ersten Fall erfolgt die Bedienung händisch oder über ein Förderfahrzeug (z.B. Gabelstapler). Bei der automatisierten Variante kommen hingegen Regalbediengeräte zum Einsatz. Abbildung 2-2 zeigt modellhaft ein automatisch betriebenes Hochregallager in Silobauweise.

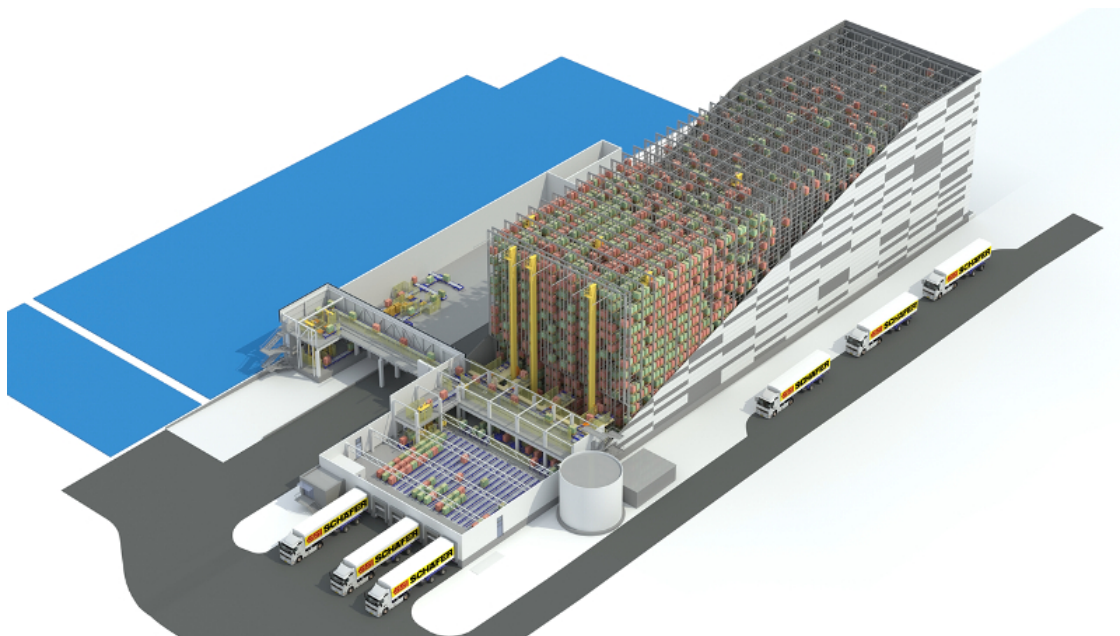


Abbildung 2-2: Hochregalsystem in Silobauweise (Quelle: SSI-Schaefer)

Bei der vollautomatisierten Variante wird das Lagergut über sogenannte Shuttles in Kisten transportiert. Die Shuttles, welche sich auf Fahrschienen horizontal bewegen, bringen die Kisten bzw. Behälter zum gewünschten Ort und lagern sie ab. In der vertikalen Richtung erfolgt die Beförderung über Lifte, die sich meist am Ende oder Anfang in Längsrichtung der Halle befinden. Die vollautomatisierten Hochregale bieten den Vorteil einer schnellen und optimal ausgelasteten Lagerung der Kisten. Des Weiteren ist nur Personal zur Steuerung und Wartung der Anlage nötig.

Herkömmliche Hochregale wurden bislang meist in Hallen als In – House Anlagen errichtet. Dabei werden Lasten aus Umwelteinflüssen (Wind, Schnee) von der äußeren Hallenkonstruktion abgetragen, wodurch die Regale nur Lasten aus Eigengewicht, Lagergut und Bediengeräten abtragen müssen. Sind hingegen Wand- und Dachelemente direkt am Hochregal befestigt und bilden die äußere Gebäudehülle, spricht man von einer Silobauweise.

2.2 Silobauweise

Bei der Silobauweise werden Dach- und Wandelemente an die Regalstruktur befestigt. Das Regal selbst wirkt somit als primäre Tragstruktur. Es nimmt die zusätzlichen Lasten aus Wind und Schnee auf und muss sie abtragen. Die Struktur muss eine höhere Tragfähigkeit als herkömmliche Hochregale in Hallen besitzen, um die zusätzlichen Belastungen aufnehmen zu können. Aufgrund der auftretenden horizontalen Lasten aus Wind werden auch stärkere Verbände in Quer- und Längsrichtung notwendig. Die Höhe einer derartigen Stahlkonstruktion wird von der Bodenplatte bis zum Dachfirst gemessen und beträgt typischerweise zwischen 20 m und 45 m.

Regale in Silobauweise werden zumeist durch automatisierte Beförderungsmittel, wie beispielsweise OSR Shuttles, bedient.



Abbildung 2-3: Hochregallager im Bauzustand (Quelle: SSI Schäfer)

Prinzipiell werden die Silohochregale individuell nach dem Kundenwunsch entworfen. Obwohl sich Geometrien und grundlegende Lagerkonzepte jeweils unterscheiden, kann man eine Silokonstruktion hinsichtlich Betrieb in typische Bestandteile gliedern:

- Vorzone: befindet sich zwischen der vorderen Giebelwand und dem Regalhauptblock. Hier erfolgt die Ladegutübergabe auf die Fördertechnik.
- Regalhauptblock: größter Teil des Lagers, er besteht aus Regalfeldern und Gassen, in denen sich die Förderzeuge bewegen.
- Nachzone: sie liegt am Ende des Regallagers und kann noch zusätzliche Fördertechniken unterbringen.

Bei den vollautomatisierten Silohochregalen können Shuttles eingesetzt werden, welche die Waren ablagern. Es wird als OSR (Order Storage and Retrieval) Lagersystem bezeichnet. Die Anwendung der Shuttles bringt eine verbesserte Prozesseffizienz im Ablegen, Holen und Verteilen der Behälter mit sich. Die Shuttles können sich gleichzeitig in mehreren Ebenen auf Fahrschienen bewegen und werden von den Liftanlagen in der Vorzone beladen.

Ein OSR Siloregal besteht im Wesentlichen aus folgenden Komponenten:

- **Lift**, welcher Behälter zwischen den Ebenen in vertikaler Richtung transportiert
- **Shuttles**, welche auf den sogenannten Fahrschienen die Behälter in horizontaler Richtung transportieren
- **Zwischenpuffer**, auf welchen die Behälter zwischengelagert werden, während sie auf das Shuttle oder den Lift warten
- **Regal**, in welchem Behälter vom Shuttle ein- und ausgelagert werden.

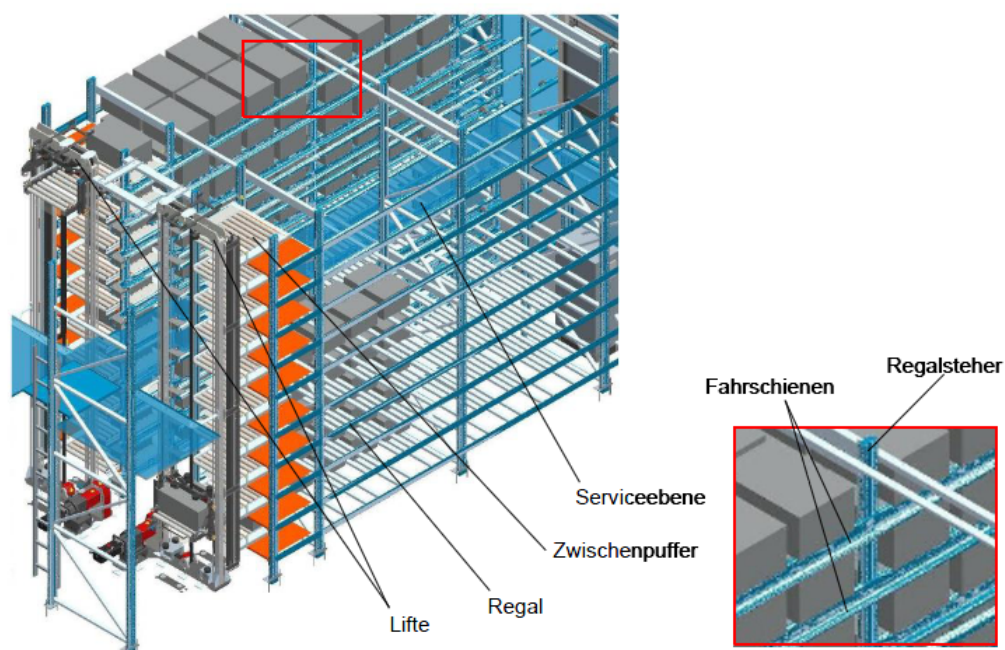


Abbildung 2-4: Aufbau OSR Shuttle System, (Quelle KNAPP AG)

2.3 Querschnittsformen des Hochregallagers

Die tragenden Bauteile des Hochregallagers (Stützen, Horizontalriegel, Verbandsstäbe) bestehen aus dünnwandigen Querschnitten, welche durch Abkanten oder Kaltwalzen von Dünoblechen geformt werden. Es wird eine optimale Form in Bezug auf Funktion, Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit bei geringem Gewicht gefordert. Das Verhältnis von Nutzlast zu Eigengewicht der Konstruktion erreicht dabei sehr hohe Werte. Hochregallager fallen daher auch unter den Begriff Stahlleichtbau.

Aufgrund der Kaltverformungen der Dünnsbleche bleibt die Dicke über den Querschnitt konstant, die Tragfähigkeit kann bei Bedarf aber durch Sicken (innenliegende Versteifungen) oder Lippen und Bördel erhöht werden, sodass das lokale Beulen bemessungsbestimmend ist.

2.3.1 Regalsteher

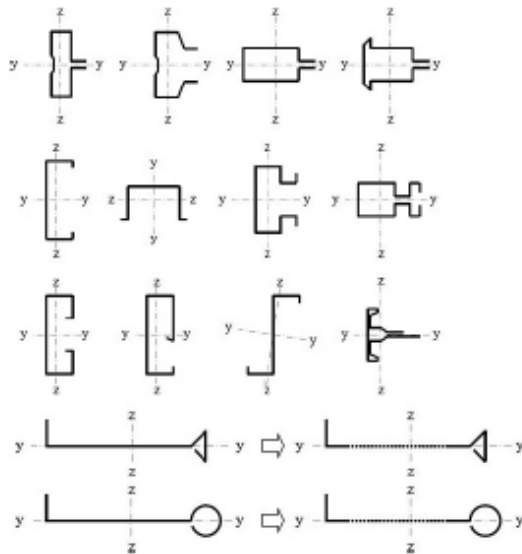


Abbildung 2-5: Typische Stützenformen von Hochregalen (Quelle: Stahlbau Kalender 2015 [4])

Die Stützensteher sind in ihrer Geometrie sehr vielfältig und werden je nach Anschlussart und statischen Anforderungen gewählt. Typischerweise werden „T“- oder „Ω“ Formen verwendet. Durch Sicken, Lippen oder Bördel kann ihre Steifigkeit und Tragfähigkeit erhöht werden. Die Steher werden meist mit einem bestimmten Lochraster ausgeführt, an denen die weiteren Bauteile angeschlossen werden. Abbildung 2-5 zeigt typische Querschnittsformen für die Regalsteher.

2.3.2 Diagonalverbände

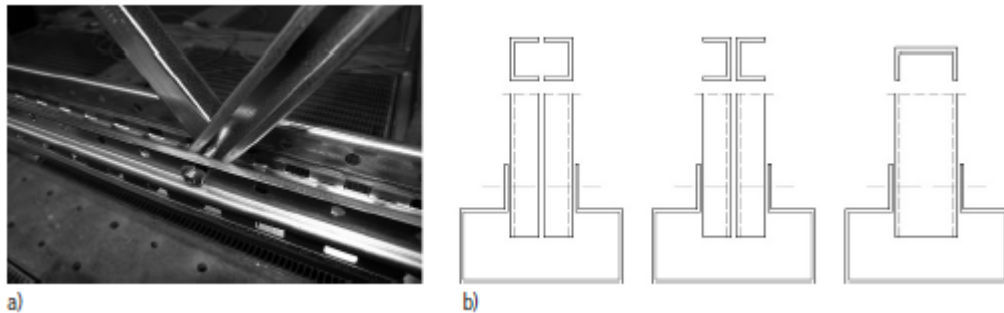


Abbildung 2-6: a) Typischer Diagonalen Anschluss an Regalsteher
b) unterschiedliche Diagonalquerschnitte
(Quelle Stahlbau Kalender 2015 [4])

Die Diagonalen von Verbänden werden in den meisten Fällen als C-Profile ausgeführt. Verschiedene Varianten gibt es in der Art des Anschlusses an den Regalsteher (Abbildung 2-6: b), bei der die Diagonalen beispielsweise Rücken an Rücken (Abbildung 2-6 a) über Schrauben gelenkig an die Stützen befestigt werden.

2.3.3 Querriegel zwischen Regaltürmen

Die Regaltürme werden über Querriegel miteinander verbunden. Typischerweise werden dafür „L“ Profile verwendet, die mit Lippen oder Bördel zusätzlich verstärkt werden können.

2.4 Fertigung der Profile

Die Herstellung von Regalbauteilen erfolgt in der Regel über automatisierte und verkettete Maschinen und Rollformanlagen. Typisch für die Fertigung von Stützen sind z.B. Profilieranlagen mit Haspel, Stanzeinheit, Rollwerkzeugen und Trenneinheit (vgl. Abbildung 2-7). [4]

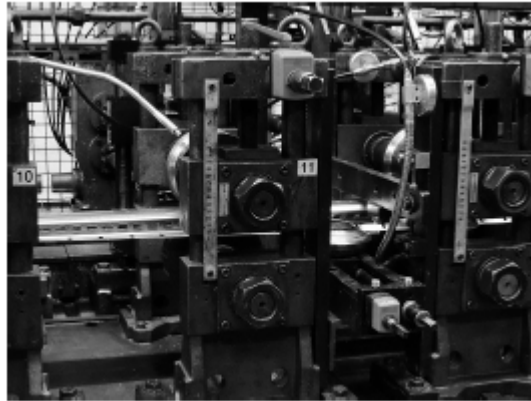


Abbildung 2-7: Profileranlage zur Fertigung eines Regalstützenprofils
(Quelle: META-Regalbau GmbH & Co. KG)

Beim Herstellungsprozess muss besonders auf die Profiligenauigkeit und die Einhaltung der Toleranzen geachtet werden.

In Abbildung 2-8 ist schematisch ein Kaltumformungsprozess dargestellt. Störende Einflüsse können dabei Zinkauflagen, Öl und Schmierstoffe sein. [4]

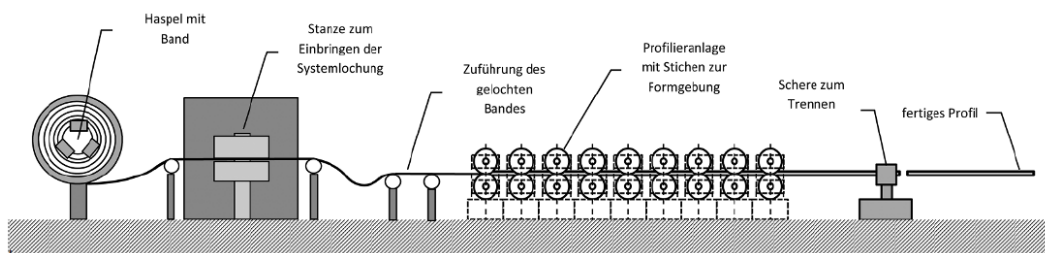


Abbildung 2-8: Schematische Darstellung des Kaltumformungsprozesses von Regalprofilen
(Quelle: Stahlbau Kalender 2015 [4])

2.5 Versagen eines Hochregallagers in Athen

In einigen Ländern dürfen Regallager, ohne Prüfung der statischen Berechnungen, erbaut werden. Dadurch kommt es in Einzelfällen zum Versagen solcher Konstruktionen. Aufgrund des geringen öffentlichen Interesses bleiben solche Fälle allerdings in den Medien und der Literatur meist unberücksichtigt.

Nachdem im Jahre 2016 ein Hochregal in Athen zum Einsturz kam, wurden verschiedenste Untersuchungen und Nachrechnungen durchgeführt, um die Tragfähigkeiten zu bestimmen und mögliche Schadensursachen zu analysieren [6].

Das Regal besaß typische Omega Steherquerschnitte mit Lippen sowie C-Profile als Verbände.

Als Versagensursache wurde Biegedrillknicken bei den Stehern der untersten Ebene festgestellt (Abbildung 2-9).

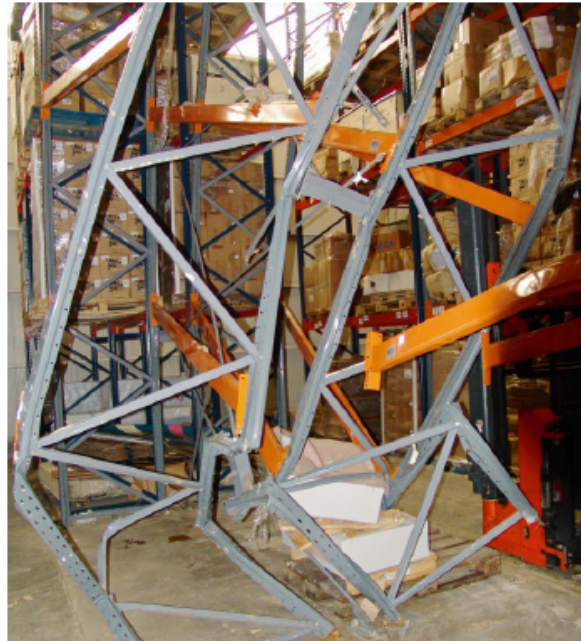


Abbildung 2-9: Versagenbild eines Hochregallagers in Athen
(Quelle: Stahlbau 87 (2018), Heft 1 [6])

Daraufhin wurden FE - Berechnungen und zusätzliche Laborversuche durchgeführt. Für die globale Tragwerksberechnung wurde ein 3D Modell mit den gewonnenen Tragfähigkeiten der Stäbe aus den Versuchen erstellt. Eine geometrisch nichtlineare Berechnung nach Theorie II. Ordnung ergab folgende in Abbildung 2-10 ersichtliche Ausnutzungsgrade unter der Belastung zum Versagenszeitpunkt.

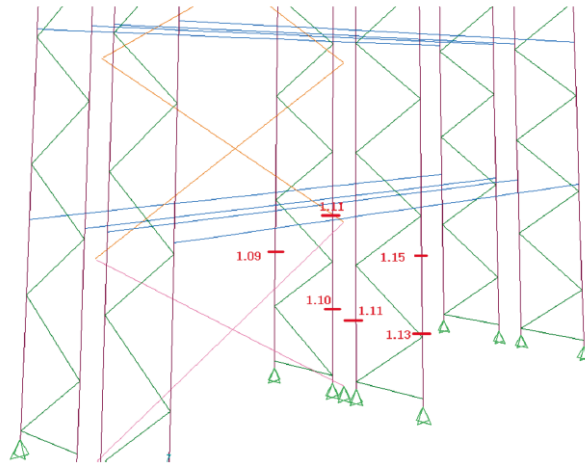


Abbildung 2-10: Ausnutzungsgrade aus FE Berechnung
(Quelle: Stahlbau 87 (2018), Heft 1 [6])

Die maßgebende Versagensform war Biegedrillknicken der Stützen, da die Regalsteher aufgrund ihres offenen Querschnitts eine extrem geringe Torsionssteifigkeit haben. [6]

Daraus kann man schließen, dass bei der Berechnung sämtliche Stabilitätsversagensformen in Betracht gezogen werden müssen. Die Konstruktion besitzt aufgrund der dünnwandigen Profile ein komplexes Tragverhalten, welches im Idealfall durch FE - Berechnungen und Versuchen erfasst werden sollte.

3 Theoretische Hintergründe zum Stabilitätstragverhalten von dünnwandigen Profilen

Die kaltgeformten Bleche aus Stahl sind insbesondere durch ihre dünnen Wandstärken gekennzeichnet. Eine Aussage über den Grad der Dünnwandigkeit kann über das Schlankheitsverhältnis der einzelnen Querschnittsteile gemacht werden. [2]

Bei den sehr schlanken Regalprofilen können, anders als bei gedrunenen Bauteilen, unter Druckbeanspruchung die Verformungen überproportional ansteigen – dies kennzeichnet ein Stabilitätsversagen. Bei Laststeigerung können sie unangekündigt stark zunehmen, sodass es zu einem plötzlichen Versagen kommt. Abbildung 3-1 stellt den prinzipiellen Zusammenhang zwischen Last und Verformung für einen Druckstab bei Knickversagen dar. Bei einer Berechnung nach Theorie II. Ordnung kommt es bei einer Annäherung an die Verzweigungslast zu sehr großen Verformungen unter geringer Laststeigerung, bis schließlich das Versagen des Systems eintritt. [4]

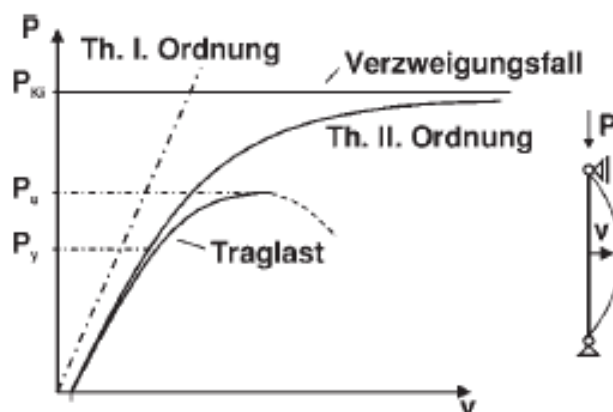


Abbildung 3-1: Einfluss der Verformungen auf die Tragfähigkeiten bei Knickversagen
 (Quelle: Stahlbau Kalender 2015 [4])

Zur Ermittlung der Tragfähigkeit des Druckstabs in Hinblick auf die Gesamtstabilität ist somit eine Gleichgewichtsbetrachtung am verformten System erforderlich. Der ideale Druckstab liefert dabei die zu hohe Verzweigungslast N_{cr} . Am imperfektionsbehafteten realen Druckstab kann die bemessungsrelevante Traglast $N_{b,Rd}$ ermittelt werden.

- Verzweigungslast N_{cr}

Die Verzweigungslast stellt genau jene Belastung dar, unter der ein System in einem indifferenten Zustand bleibt. Wird die Last weiter gesteigert, fällt das System in einen labilen Zustand. Die Verformungen werden unendlich groß und das System versagt. Für die Berechnung der Verzweigungslast wird von einem idealen Druckstab unter folgenden Bedingungen ausgegangen [7]:

- Ebenbleiben der Querschnitte
- kleine Verformungen
- keine strukturellen Imperfektionen
- ideal gerader Stab
- ideal-elastisches Verhalten [4]

- Traglast $N_{b,Rd}$

Die Traglast stellt die Grenztragfähigkeit dar, welche maßgebend für das Versagen des Bauteils wird. Sie berücksichtigt geometrische und materielle Nichtlinearitäten sowie Imperfektionen. Es wird ein realer Druckstab angesetzt, für den folgenden Bedingungen gelten:

- Geometrische Imperfektion e_0
- Strukturelle Imperfektionen aus Eigenspannung und Fließgrenzenstreuung
- exzentrische Krafteinleitung
- real elastisch-plastisches Materialverhalten

Die Berechnung wird selbst mit FE - Programmen aufwändig, weshalb Versuche an 1000 Druckstäben durchgeführt wurden. In einem Forschungsprogramm der Europäischen Konvention für Stahlbau (EKS) wurden unterschiedliche Walzprofile und geschweißte Querschnitte getestet. Aus diesen Ergebnissen wurden die in der Bemessung verwendeten Europäischen Knickspannungslinien eingeführt. Somit kann eine Berechnung per Hand erfolgen, in der die Verzweigungslast als Referenzgröße in die Schlankheit einfließt. [4]

In Abbildung 3-2 sind die Lasten in Bezug auf Verformungen bzw. Schlankheitsgrad dargestellt.

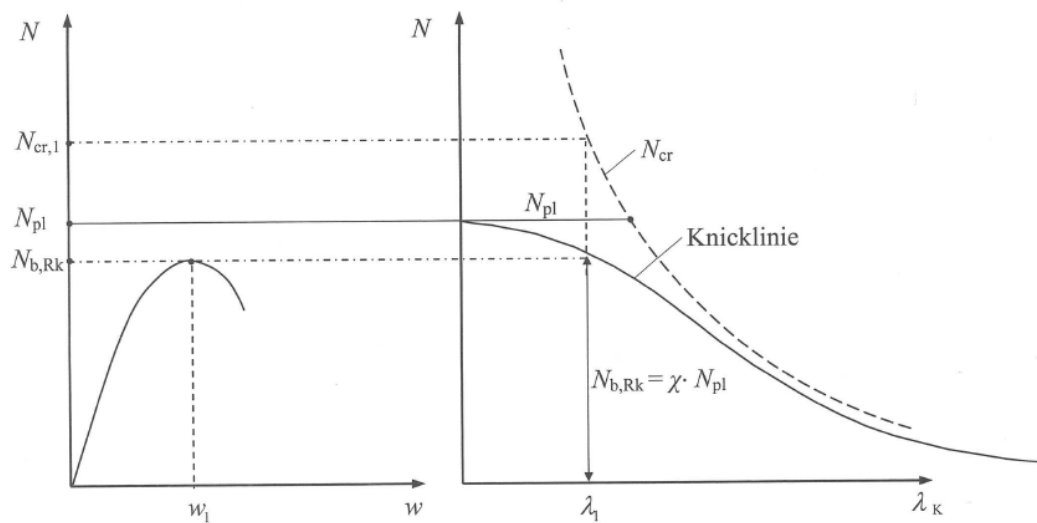


Abbildung 3-2: Nachweisformat für den Druckstab (Quelle: Wagenknecht: Stahlbau Praxis nach Eurocode 3, 4.Auflage [7])

Die Verzweigungs- und Traglast können realitätsnah numerisch in FE Programmen ermittelt werden. In der Literatur wird empfohlen, bei dünnwandigen Profilen mit zusätzlichem lokalem Beulversagen zusätzliche Druckversuche durchzuführen, um einen Vergleich zu den berechneten Traglasten zu erhalten.

Die Bemessung der Regalprofile unter Druckbeanspruchung erfolgt nach „EN 1993-1-3: Allgemeine Regeln für kaltgeformte dünnwandige Bleche.“

Es können prinzipiell drei verschiedene Stabilitätsversagensformen der Profile auftreten:

- Lokales Blechbeulen
- Forminstabilität des Querschnitts („distorsional buckling“)
- Globale Instabilität des Gesamtbauteils (Biegeknicken, Biegedrillknicken)

Diese drei Versagensformen sind nachfolgend in Abbildung 3-3 für einen typischen Regalsteher in einem Diagramm mit Verzweigungsspannung zu Halbwellenlänge dargestellt.

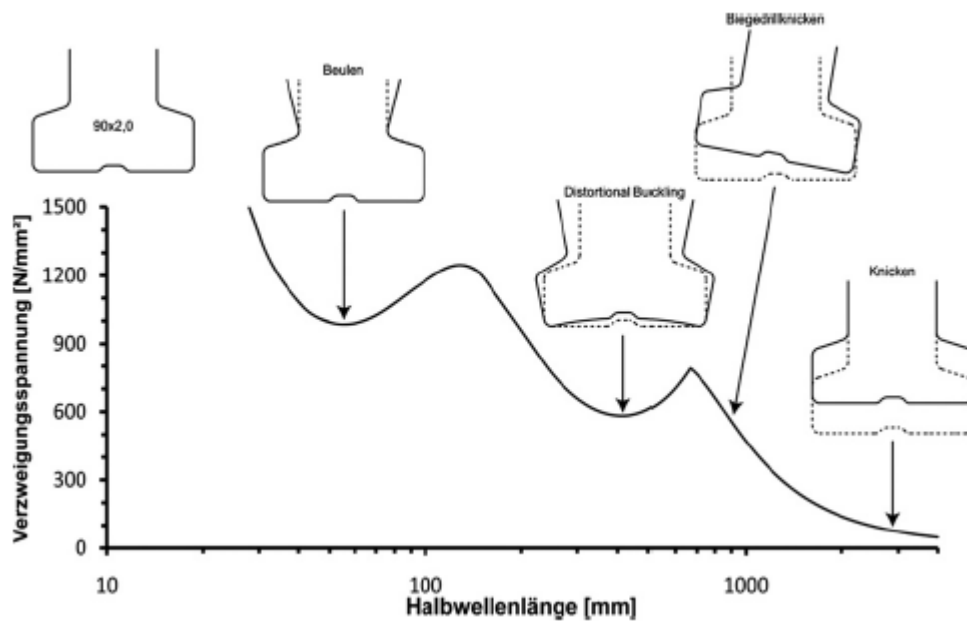


Abbildung 3-3: Stabilitäts - Versagensformen eines Regalstehers unter Druckbeanspruchung nach 1993-1-3; (Quelle: Stahlbau Kalender 2015 [4])

3.1 Lokales Blechbeulen und Einfluss auf die Querschnittstragfähigkeit

Unter kleinen Halbwellenlängen, d.h. auch bei sehr kurzen Stäben, tritt die Instabilitätsform lokales Blechbeulen auf. Prinzipiell kann es bei Querschnitten eintreten, welche nach Abbildung 3-4 und 3-5 der Querschnittsklasse 4 zugeordnet werden. Die Querschnittsklassen werden nach EN 1993-1-1, abhängig von der Fließgrenze und vom Verhältnis von Breite zu Dicke des einzelnen Querschnittsteils bestimmt.



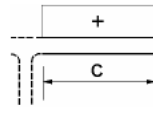
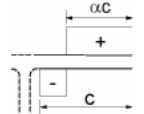
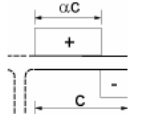
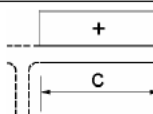

Einseitig gestützte Flansche							
 Gewalzte Querschnitte			 Geschweißte Querschnitte				
Klasse	auf Druck beanspruchte Querschnittsteile	auf Druck und Biegung beanspruchte Querschnittsteile					
		freier Rand im Druckbereich		freier Rand im Zugbereich			
Spannungsverteilung über Querschnittsteile (Druck positiv)							
1	$clt \leq 9\varepsilon$	$clt \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha}$		$clt \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$			
2	$clt \leq 10\varepsilon$	$clt \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha}$		$clt \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$			
Spannungsverteilung über Querschnittsteile (Druck positiv)							
3	$clt \leq 14\varepsilon$	$clt \leq 21\varepsilon \sqrt{k_\sigma}$					
		Für k_σ siehe EN 1993-1-5					
$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$		f_y	235	275	355	420	460
		ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Abbildung 3-4: c/t Verhältnisse für einseitig gestützte Querschnittsteile nach EN 1993-1-1

Beidseitig gestützte druckbeanspruchte Querschnittsteile

Klasse	auf Biegung beanspruchte Querschnittsteile	auf Druck beanspruchte Querschnittsteile	auf Druck und Biegung beanspruchte Querschnittsteile			
Spannungsverteilung über Querschnittsteile (Druck positiv)						
1	$clt \leq 72s$	$clt \leq 33s$	für $\alpha > 0,5$: $clt \leq \frac{398s}{13\alpha - 1}$ für $\alpha \leq 0,5$: $clt \leq \frac{36s}{\alpha}$			
2	$clt \leq 83s$	$clt \leq 38s$	für $\alpha > 0,5$: $clt \leq \frac{456s}{13\alpha - 1}$ für $\alpha \leq 0,5$: $clt \leq \frac{41,5s}{\alpha}$			
Spannungsverteilung über Querschnittsteile (Druck positiv)						
3	$clt \leq 124s$	$clt \leq 42s$	für $\psi > -1$: $clt \leq \frac{42s}{0,67 + 0,33\psi}$ für $\psi \leq -1^a$: $clt \leq 62s(1 - \psi)\sqrt{-\psi}$			
$s = \sqrt{235 / f_y}$	f_y	235	275	355	420	480
	s	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

^a Es gilt $\psi \leq -1$ falls entweder die Druckspannungen $\sigma \leq f_y$ oder die Dehnungen infolge Zug $\epsilon_y > \frac{f_y}{E}$ sind.

Abbildung 3-5: c/t Verhältnisse für beidseitig gestützte Querschnittsteile nach EN 1993-1-1

Beim lokalen Blechbeulen wird bei der Handrechnung, zur Bestimmung der Tragfähigkeit des Gesamtquerschnitts die Methode der wirksamen Breiten verwendet. Unter der Annahme, dass die Stabränder in Längsrichtung gehalten sind, verformen sich dünnwandige Bleche bei der Annäherung an die kritische Beullast σ_{cr} stark. Aufgrund dieser Verformungen entziehen sich die ausbeulenden Teile der weiteren

Lastaufnahme, wodurch es zu einer Umlagerung der Spannungen in Richtung der gehaltenen Längsränder kommt. Diese können Lasten über die kritische Last hinaus aufnehmen (überkritisches Beultragverhalten). Als Folge dessen erhält man eine nichtlineare Normalspannungsverteilung, welche über die Methode der wirksamen Breiten äquivalent abgebildet werden kann. Entsprechend der realen Spannungsverteilung werden ausbeulende Teile als nicht tragend herausgelöst, wodurch ein effektiver Restquerschnitt übrigbleibt, der auf die volle Fließspannung ausgenutzt werden kann.

Die Beulgefährdung wächst mit zunehmendem Verhältnis von Breite zu Dicke b/t .

Es wird zunächst die Beulschlankheit λ_p berechnet, wodurch festgelegt wird, ob die Querschnittsteile über den Faktor ρ abgemindert werden müssen und ein Nachweis am effektiven Querschnitt erfolgen muss (A_c stellt die Bruttofläche dar im gedruckten Bereich.)

$$\lambda_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{b/t}{28,4 * \epsilon * \sqrt{k_\sigma}}$$

$$A_{c,eff} = \rho * A_c$$

mit Abminderungsfaktor ρ :

- beidseitig gestützte Querschnittsteile

$$\rho = 1,0 \quad \text{für} \quad \lambda_p \leq 0,5 + \sqrt{0,085 - 0,055\psi}$$

$$\rho = \frac{\lambda_p - 0,055 * (3 + \psi)}{\lambda_p^2} \leq 1,0 \quad \text{für} \quad \lambda_p \geq 0,5 + \sqrt{0,085 - 0,055\psi}$$

- einseitig gestützte Querschnittsteile

$$\rho = 1,0 \quad \text{für} \quad \lambda_p \leq 0,748$$

$$\rho = \frac{\lambda_p - 0,188}{\lambda_p^2} \leq 1,0 \quad \text{für} \quad \lambda_p \geq 0,748$$

Anm.: ψ stellt das Spannungsverhältnis am Querschnittsteil dar ($\psi = \sigma_2 / \sigma_1$)

Zur Berechnung des Beulwertes k_σ , als Basis der Beulspannung σ_{cr} , ist die Spannungsverteilung ψ und die Lagerungsbedingung notwendig. Es wird zwischen zweiseitig oder einseitig gestützten Querschnittsteilen unterschieden (Abbildungen 3-6 und 3-7).

Spannungsverteilung (Druck positiv)				Wirksame Breite b_{eff}		
				$\psi = 1:$ $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = 0,5 b_{eff}$ $b_{e2} = 0,5 b_{eff}$		
				$1 > \psi \geq 0:$ $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = \frac{2}{5 - \psi} b_{eff}$ $b_{e2} = b_{eff} - b_{e1}$		
				$\psi < 0:$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho \bar{b} / (1 - \psi)$ $b_{e1} = 0,4 b_{eff}$ $b_{e2} = 0,6 b_{eff}$		
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	$\overline{A0} -1 > \psi \geq -3 \overline{A0}$
Beulwert k_σ	4,0	$8,2 / (1,05 + \psi)$	7,81	$7,81 - 6,29 \psi + 9,78 \psi^2$	23,9	$5,98 (1 - \psi)^2$

Abbildung 3-6: Beulwert für zweiseitig gestützte Querschnittsteile in Abhängigkeit der Spannungsverteilung nach EN 1993-1-5 Tabelle 4.1

Spannungsverteilung (Druck positiv)		Wirksame Breite b_{eff}			
		$1 > \psi \geq 0:$ $b_{eff} = \rho c$			
		$\psi < 0:$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1 - \psi)$			
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	0	-1	$1 \geq \psi \geq -3$	
Beulwert k_σ	0,43	0,57	0,85	$0,57 - 0,21 \psi + 0,07 \psi^2$	

Abbildung 3-7: Beulwert für einseitig gestützte Querschnittsteile in Abhängigkeit der Spannungsverteilung nach EN 1993-1-5 Tabelle 4.2

- **Erfassung des lokalen Beulens auf die Querschnittstragfähigkeit**

Kommt es unter Druckbeanspruchung zum Ausfall von Querschnittsbereichen verschiebt sich mitunter die Lage des Schwerpunktes, sodass die

Druckkraftresultierende N eine Exzentrizität zum effektiven Querschnitt aufweist. In Abbildung 3-8 sind der Bruttoquerschnitt mit Schwerpunkt z_s und der wirksame Querschnitt mit neuer Schwerpunktslage $z_{s,eff}$ (rot) für ein C-Profil dargestellt.

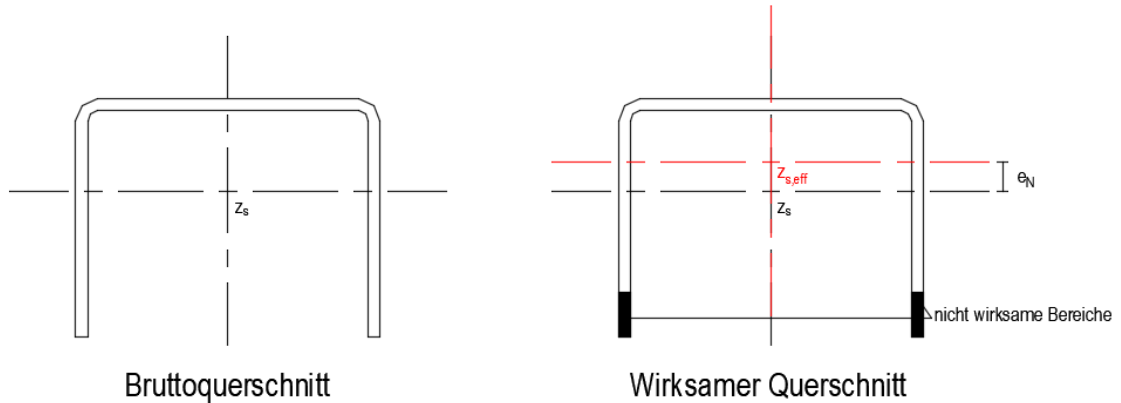


Abbildung 3-8: Effektiver bzw. wirksamer Querschnitt bei Normalkraftbeanspruchung

Durch die Schwerpunktverschiebung entsteht ein Zusatzmoment $\Delta M = N \cdot e_N$, welches eine trapezförmige Spannungsverteilung aus Normalkraft und Moment ΔM erzeugt. Zur Ermittlung der jeweiligen Beulwerte für die einzelnen Querschnittsteile werden die beiden Spannungsanteile getrennt betrachtet. Für die Spannungen werden dann eine effektive Fläche A_{eff} aus reiner Normalkraftbeanspruchung (für $\psi=1,0$) und ein effektives Widerstandsmoment W_{eff} aus reiner Momentenbeanspruchung berechnet. (Abbildung 3-9)

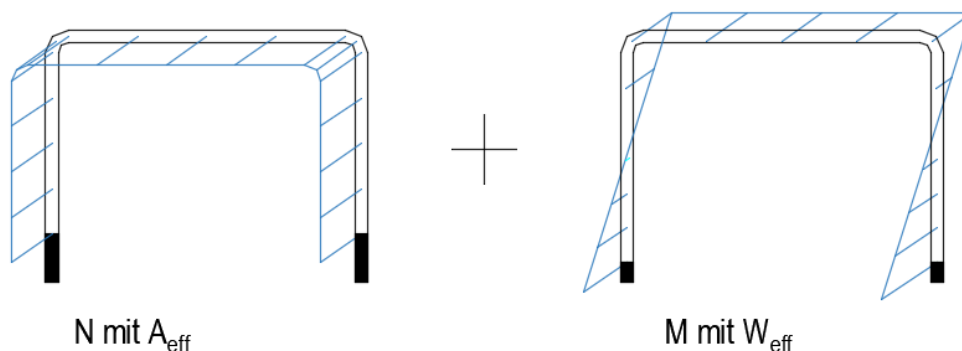


Abbildung 3-9: Spannungsrechnung isoliert für N und M mit unterschiedlichen Querschnittswerten

Daraus ergibt sich für den Querschnittsnachweis bei alleiniger Normalkraft:

$$\sigma = \frac{N}{A_{\text{eff}}} + \frac{\Delta M}{W_{\text{eff}}} = \frac{N}{A_{\text{eff}}} + \frac{N \cdot e_N}{W_{\text{eff}}} \leq f_{yd}$$

Bei Druck und Biegung (N+M) ergibt sich für den Querschnittsnachweis:

$$\sigma = \frac{N}{A_{\text{eff}}} + \frac{M + \Delta M}{W_{\text{eff}}} = \frac{N}{A_{\text{eff}}} + \frac{M + N \cdot e_N}{W_{\text{eff}}} \leq f_{yd}$$

Zusätzliche Lochungen von Querschnitten sind mit diesem Nachweisformat nicht erfasst.

Anhand von kurzen Stützenstücken wurden Druckversuche nach EN 15512, A.2.1 durchgeführt, um den bisher nicht erfassten Einfluss der Lochung und des lokalen Plattenbeulens zu erfassen. Die Lasteinleitung erfolgt über Kugelgelenklager auf angeschweißten Kopfplatten an den Enden der Stützen, wodurch eine gelenkige Lagerung erzielt wird. Die entstehenden Verformungsfiguren nach den Versuchen sind in Abbildung 3-10 dargestellt.

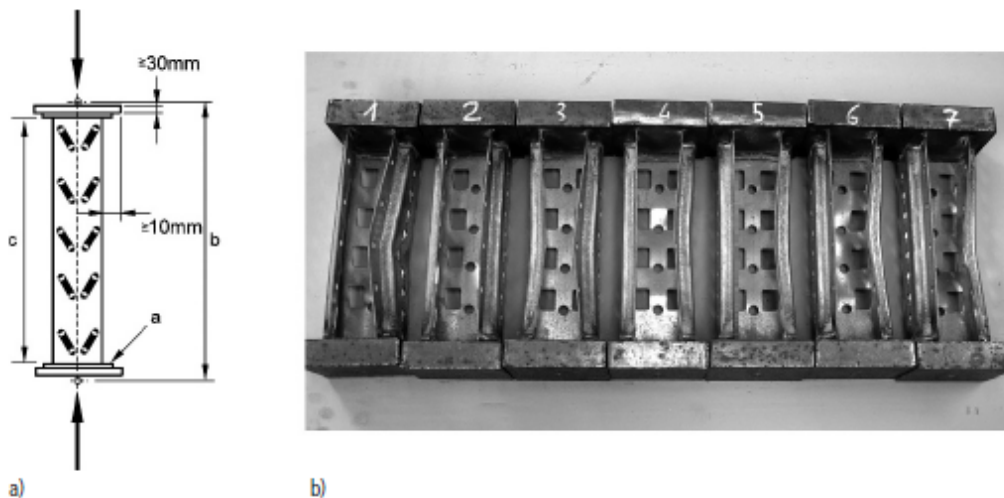


Abbildung 3-10: a) Skizze des Druckversuchs am kurzen Stützenstück nach EN 15512, b) Verformungsbilder nach dem Versuch (Quelle: META Regalbau GmbH & Co. KG)

Bei den Verformungsfiguren in der Abbildung 3-10 ist das lokale Beulen nicht eindeutig erkennbar. Bei den Versuchsstücken 1, 3, 6 und 7 scheinen die lokalen Steifen der

Lippen zu knicken, weshalb man bereits von einer Forminstabilität des Querschnitts (Kapitel 3.2) sprechen kann.

Die Auswirkungen von Lochreihen auf die Tragfähigkeit sind mit den Nachweisen nach Eurocode EN 1993-1-1 und EN 1993-1-3 nicht erfassbar.

3.2 Forminstabilität des Querschnitts

Bei mittleren Halbwellenlängen kann es bei offenen Querschnitten mit Rand- oder Zwischensteifen zum Phänomen der Forminstabilität kommen. Der international gebräuchliche Begriff ist „distorsional buckling“. Die Randsteifen unterstützen die lokal beulgefährdeten Bleche, allerdings sind diese Versteifungen selber knickgefährdet. Am Beispiel des Regalstehers in Abbildung 3-11 wird die Verformung des Querschnitts im Bereich der Randsteifen deutlich. Man bezeichnet dies deshalb als Forminstabilität, da der Querschnitt selbst nicht mehr querschnittstreu bleibt. [4]

Zum Einfluss der vorhandenen Lochreihen von Stützenprofilen sind wieder Versuche notwendig. Die Abbildung 3-11 zeigt Druckversuche an mittellangen Stützenstücken von ca. 1 m, in denen die Verformungsfigur beim distorsional buckling erkennbar wird.

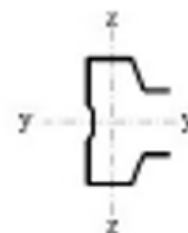
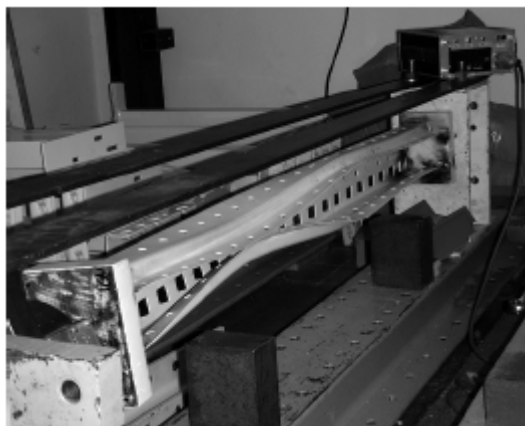


Abbildung 3-11: Verformungsfigur bei mittellangen Stützen mit zugehörigem Querschnitt
(Quelle: META Regalbau GmbH & Co. KG)

Die Forminstabilität wird im Eurocode EN 1993-1-3 erfasst.

3.3 Globale Instabilität des Gesamtbauteils

Bei zunehmender Halbwellenlänge bzw. Stützenlänge wird schließlich das globale Stabilitätsversagen Biege(drill)knicken maßgebend. Die Verzweigungsfigur zeigt große Halbwellenlängen durch das Ausknicken des gesamten Stabes über die Stablänge, das Kaltprofil selber bleibt querschnittstreu. Infolge der Einfachsymmetrie ist bei den typischen Stützenquerschnitten (vgl. Abbildung 2-5) nicht zwingend Biegeknicken um die schwächere Achse bemessungsbestimmend. Durch die offenen, drillweichen Querschnittsformen kann vielmehr Biegedrillknicken maßgebend für die Traglast werden, weshalb stets beide Versagensphänomene untersucht werden müssen.

4 Vorstellung des untersuchten Systems (In – House Lösung)

Das Hochregal soll für den Standort Lelystad in den Niederlanden geplant werden. Als Referenzsystem werden die Geometrie und Querschnitte der In - House Lösung herangezogen. Das bestehende System soll jedoch in Silobauweise, als freistehendes Tragwerk, ausgeführt werden.

4.1 Geometrie des Hochregallagers

Das betrachtete Hochregallager besitzt folgende Außenabmessungen:

Länge l	=	143,7 m
Breite b	=	29,4 m
Höhe h	=	23,6 m
Fahrgassenbreite b_{FG}	=	1,56 m
Regalturmbreite b_{Regal}	=	1,94 m
Turmzwischenraum e	=	0,55 m
Höhe pro Ebene	=	2,35 m
Stützenabstand in Hallenlängsrichtung $e_{Stütze}$	=	2,014 m

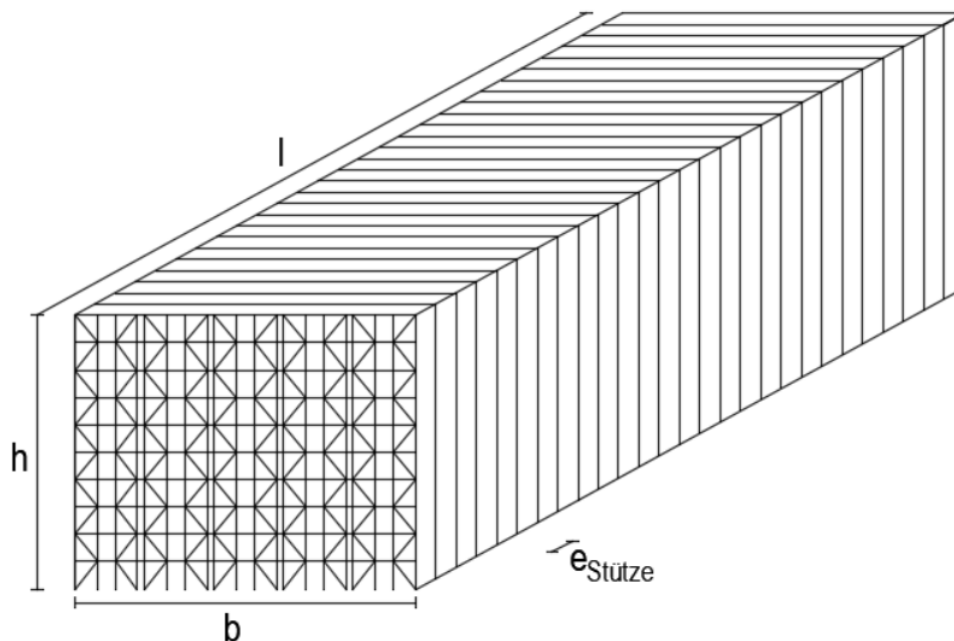


Abbildung 4-1: Außenabmessungen des Hochregallagers

Bauteile des Quersystems:	des betrachteten
rot	Regalsteher
blau	Diagonalverband
grün	Querriegel mit Gitterrosten
grau	Längsverband
schwarz	Fachboden

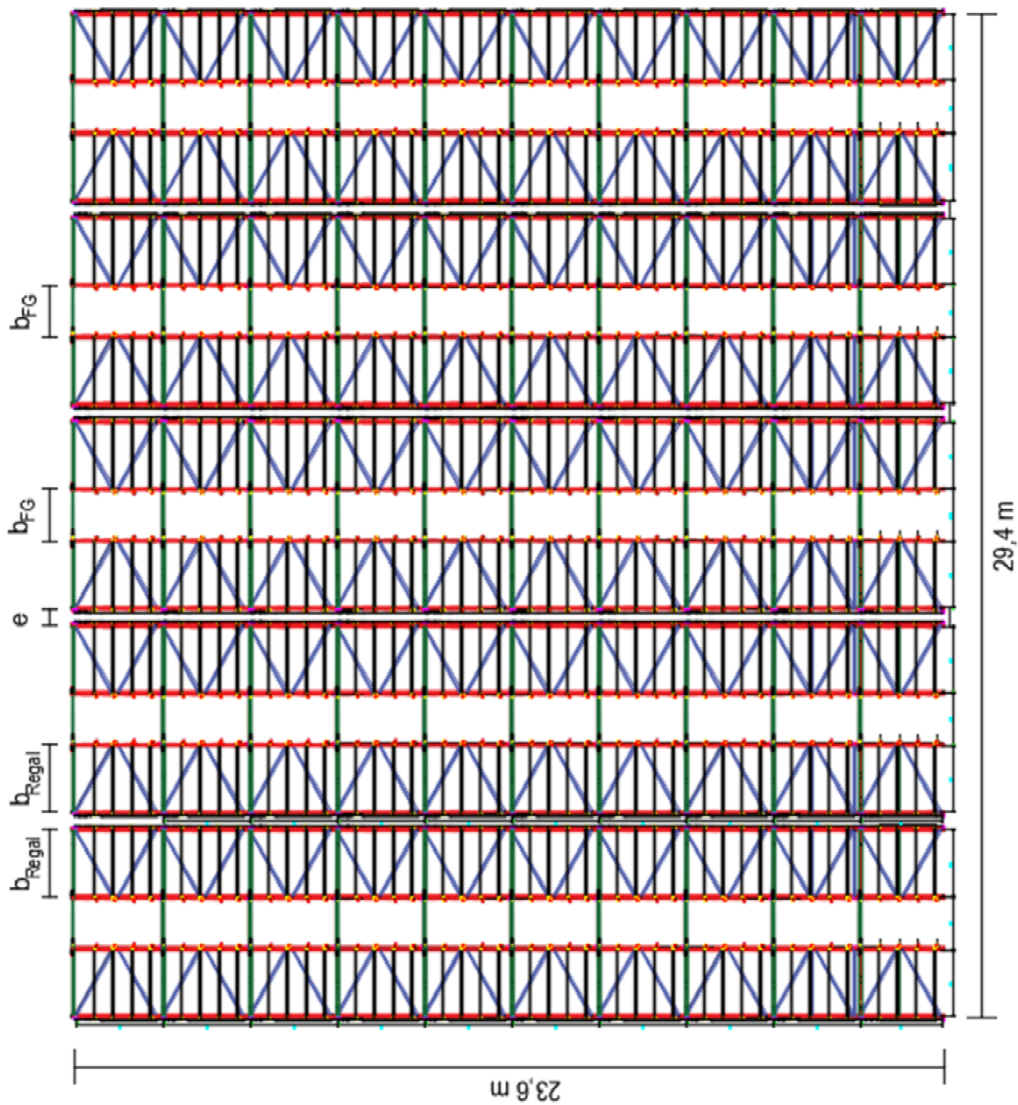


Abbildung 4-2: Quersystem des Hochregallagers - Gesamtübersicht

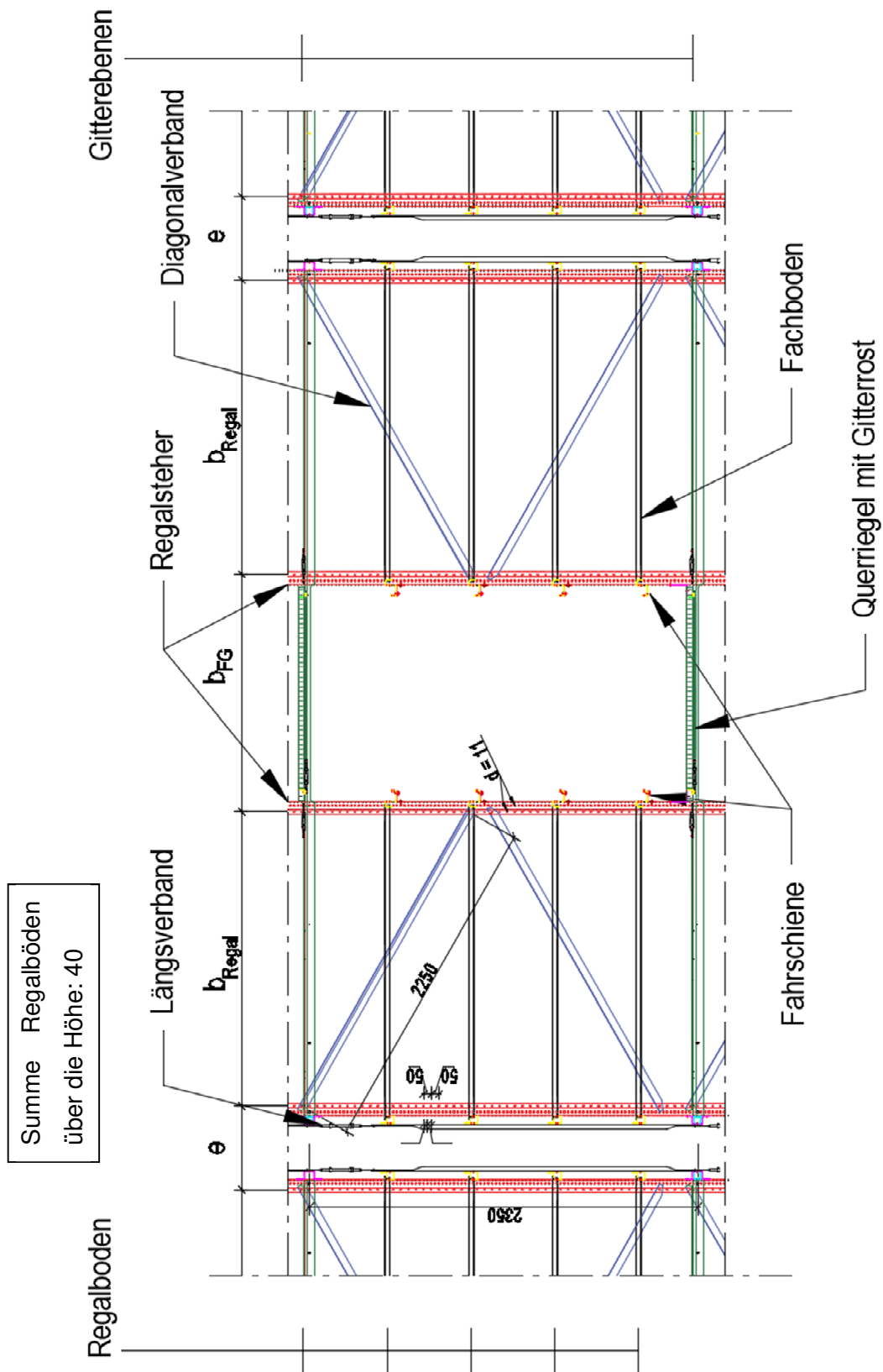


Abbildung 4-3: Detailansicht Quersystem (eine Ebene) mit Abmessungen und Bauteilen

4.2 Verwendete Querschnitte

Im Zuge der Berechnung wird das Haupttragsystem in Hallenquerrichtung untersucht. Daher sind nachfolgend nur die Stabquerschnitte des Quertragsystems angeführt.

4.2.1 Regalsteher

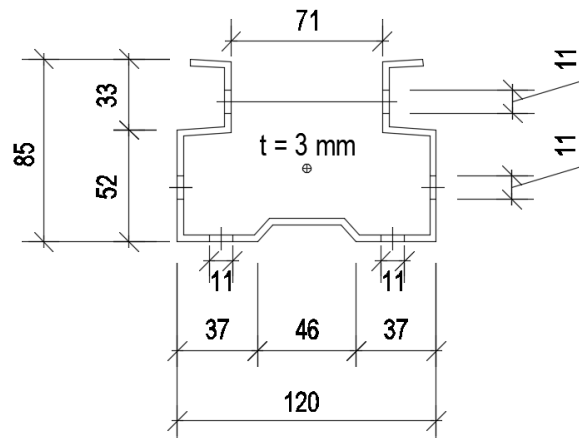


Abbildung 4-4: Regalsteher mit 3 mm Blechdicke, Material S355

Der Querschnitt der Regalsteher (vgl. Abb. 4-4) mit den Außenabmessungen Breite/Höhe 120/85 mm ist Omega-förmig mit zusätzlichen Lippen an den offenen Rändern ausgeführt, um die Steifigkeit besonders für das globale Stabilitätsversagen zu erhöhen. Die Sicken unter 45° am 120 mm breiten „Untergurt“ verhindern ein vorzeitiges Ausbeulen des Bleches in diesem Bereich.

In einem Abstand von 50 mm über die Höhe sind die Profile gelocht. Maximal gibt es 6 Löcher in einer Querschnittsebene mit einem Durchmesser von 11 mm.

4.2.2 Diagonalverband in Querrichtung

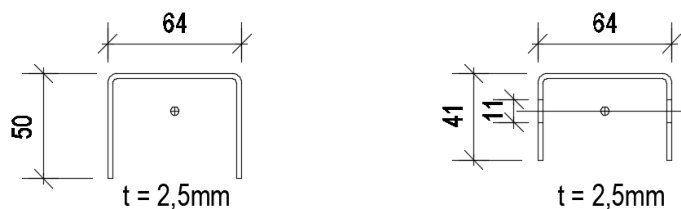
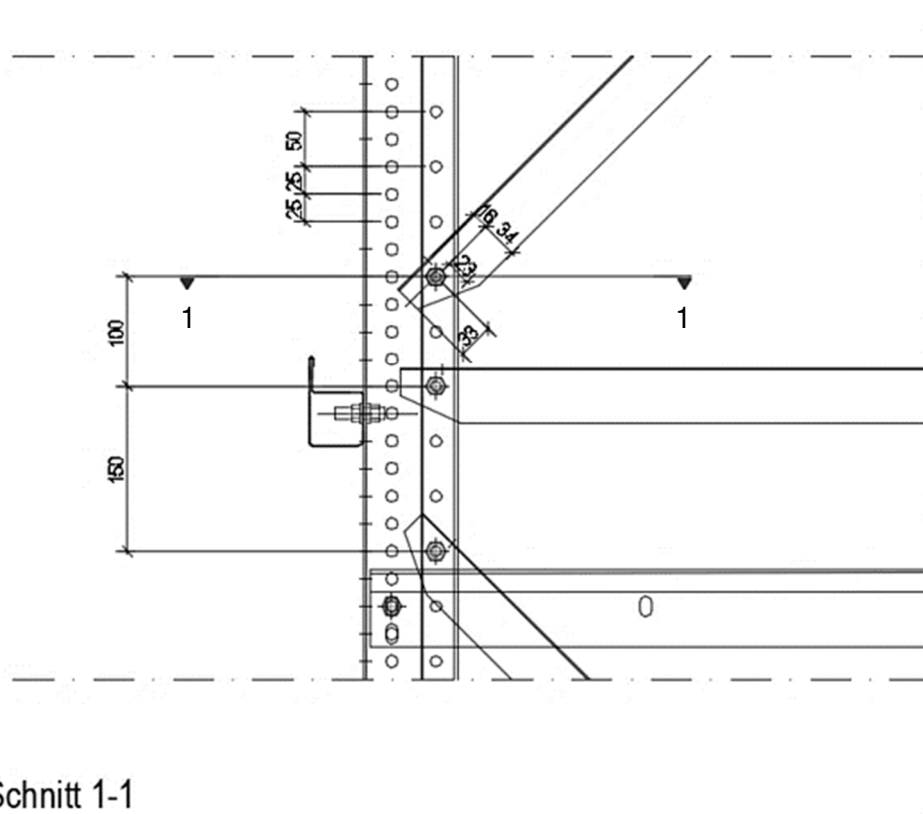


Abbildung 4-5: Diagonale mit 2,5 mm Blechdicke, Material S 355
links: Vollquerschnitt
rechts: Querschnitt bei Schraubanschluss am Regalsteher

Die Diagonalen in Querrichtung mit den Außenabmessungen Breite/Höhe 64/50 werden als C-Profile ausgeführt (Abbildung 4-5). Die Stege sind einseitig durch den Obergurt gehalten, durch die freien Ränder sind sie aber stark beulgefährdet. Die Diagonalstäbe werden über eine Schraube (Durchmesser M 10, Material 8.8) gelenkig an die offenen Regalsteher angeschlossen (Abbildung 4-6). Im Anschlussbereich sind die Gurte des Diagonalprofils bis auf 41 mm Höhe angevoutet, der Lochdurchmesser beträgt 11 mm.



Schnitt 1-1

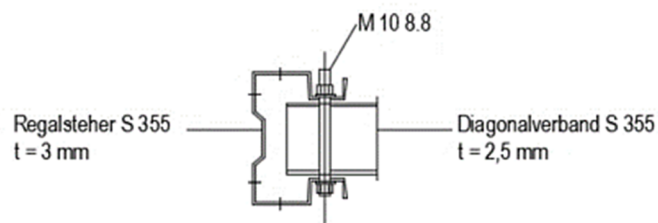


Abbildung 4-6: Anschluss Diagonalverband an Regalsteher, Material S 355
 oben: Ansicht,
 unten: Schnitt 1-1

4.2.3 Querriegel zwischen Regaltürmen

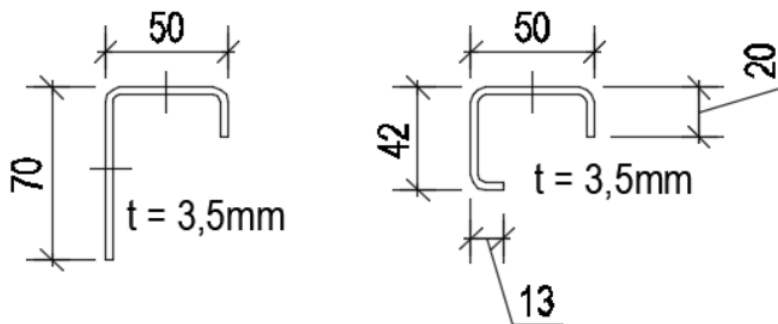


Abbildung 4-7: Querriegel mit 3,5 mm Blechdicke, Material S 355
links: Querschnitt zwischen den Türmen
rechts: Querschnitt in der Fahrgasse

Die Regaltürme werden über horizontal liegende Querriegel als L-Profile (siehe Abbildung 4-7) mit den Außenabmessungen Breite/Höhe 50/70 mm miteinander verbunden. Dabei bilden jeweils zwei Profile einen Querriegel (Abb. 4-8). Die Verbindungen dienen in den Fahrgassen gleichzeitig als Auflager für die Gitterroste in den jeweiligen Ebenen. Um den Fahrbetrieb der Shuttles nicht zu behindern, wird die Höhe in der Fahrgasse auf 42 mm verringert. Zur Kompensation dessen wird eine zusätzliche Randsteife in Form einer unteren Lippe ausgeführt.

Die Riegel werden über zwei Schrauben Rücken an Rücken außenliegend an den Regalstehern montiert (siehe Abbildung 4-8). Der Lochdurchmesser beträgt 11 mm.

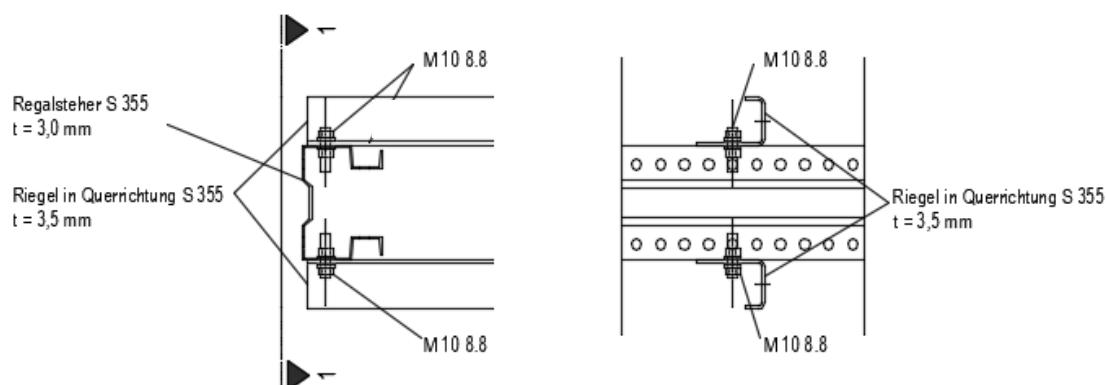


Abbildung 4-8: Anschluss der Querriegel an den Regalsteher, Material S 355
links: Schnitt durch den Regalsteher
rechts: Ansicht 1-1

5 Tragfähigkeitsanalyse der maßgebenden Bauteile

Bei dem bestehenden System in Lelystad wird zunächst von einer In - House Ausführung ausgegangen, welche nachfolgend dann für die Silobauweise konzeptioniert werden soll.

In einem ersten Schritt werden für die in Kapitel 4 angegebene Regalgeometrie und Bauteilquerschnitte eine Tragfähigkeitsanalyse durchgeführt. Dabei werden Querschnitts- und Stabilitätstragfähigkeiten für die maßgebenden Bauteile sowie deren Anschlussstragfähigkeiten bestimmt. Durch diese Vorgehensweise lässt sich erkennen, welche Versagensform die Bauteiltragfähigkeit letztlich bestimmt für die spätere Bemessung der In - House Variante und der Silovariante bzw. inwieweit Verstärkungen notwendig werden.

Bei der gegebenen Konstruktion werden die Diagonalverbände mit einer Blechdicke von 2,5 mm und der Regalsteher mit einer Blechdicke von 3 mm für die Analyse zu Grunde gelegt.

Der Teilsicherheitsbeiwert beträgt lt. EN 1991-1-3 $\gamma_{M0} = 1,0$.

5.1 Diagonalen in Querrichtung

Die Diagonalen werden über jeweils eine Schraube M 10, 8.8 gelenkig an die Regalsteher angeschlossen (vgl. Abb.4-6), wodurch sie als Fachwerkstab wirken und somit nur Normalkraftbeanspruchung erfahren.

5.1.1 Querschnittswerte und Anlagenverhältnisse für die Berechnung

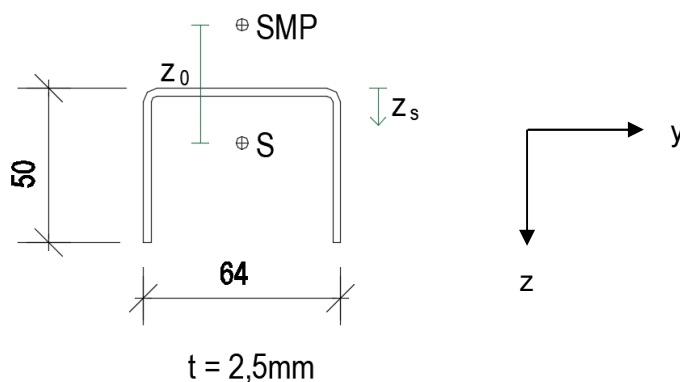


Abbildung 5-1: Profilquerschnitt Diagonalverband mit Außenabmessungen, Material S 355

$$\begin{aligned}
 A_{\text{brutto}} &= 398 \text{ mm}^2 \\
 z_s &= 16,19 \text{ mm} \\
 I_y &= 104.487 \text{ mm}^4 \\
 I_z &= 279.308 \text{ mm}^4 \\
 i_y &= 16,21 \text{ mm} \\
 i_z &= 26,51 \text{ mm} \\
 z_0 &= 35,1 \text{ mm} \\
 I_T &= 0,083 \text{ cm}^4 \\
 I_W &= 69,44 \text{ cm}^6 \\
 l_{\text{cr}} &= 2,25 \text{ m (Stab- bzw. Knicklänge)}
 \end{aligned}$$

5.1.2 Tragfähigkeiten aus Handrechnung

Als Annahme für die Handrechnung ist der Obergurt zweiseitig gestützt, während die Stege einseitig gestützt werden. Nach Tabelle 4.1 bzw. 4.2 aus der EN 1993-1-5 (siehe Abbildungen 3-4 bzw. 3-5) werden zweiseitig und einseitig gestützte Querschnittsteile unterschieden. In der Berechnung wird dabei die Breite b vereinfacht ab der Aufkantung im Eck gemessen. In Realität wäre sie durch die Rundung noch geringer, weshalb die Berechnung auf der sicheren Seite liegt.

Untersuchung der Querschnittsklasse: (Material S 355)

Gurte:

$$\frac{c}{t} = \frac{50 - 2,5}{2,5} = 19 \geq 14 * 0,81 = 11,34$$

Steg:

$$\frac{c}{t} = \frac{64 - 2 * 2,5}{2,5} = 23,6 \geq 14 * 0,81 = 11,34$$

Alle Querschnittsteile befinden sich in Querschnittsklasse 4, bei denen örtliches Beulen vor Erreichen der Streckgrenze auftreten kann. Eine separate Untersuchung der einzelnen Teilbereiche ist erforderlich. Für die Nachweisführung kann es sein, dass bestimmte Querschnittsteile nicht mehr mitwirken und nur mehr ein effektiver Querschnitt zur Aufnahme der Kräfte „übrigbleibt“.

• Lokale Querschnittstragfähigkeit

Reine Druckbeanspruchung:

1. Steg (zweiseitig gestützt)

Aus Abbildung 3-6 ergibt sich nach EN 1993-1-5, Tabelle 4.1 für eine konstante Spannungsverteilung ein Beulwert k_{σ} von 4.

$$b = 64 - 2 * 2,5 = 59 \text{ mm}$$

$$\lambda_p = \frac{b/t}{28,4 * \epsilon * \sqrt{k_{\sigma}}} = \frac{59/2,5}{28,4 * 0,81 * \sqrt{4}} = 0,511 \leq 0,673$$

Der Steg muss nicht abgemindert werden, es wird mit der Bruttobreite gerechnet.

2. Gurte (einseitig gestützt)

Aus Abbildung 3-7 ergibt sich nach EN 1993-1-5, Tabelle 4.2 für eine konstante Spannungsverteilung ein Beulwert k_{σ} von 0,43.

$$b = 50 - 2,5 = 47,5 \text{ mm}$$

$$\lambda_p = \frac{b/t}{28,4 * \epsilon * \sqrt{k_{\sigma}}} = \frac{47,5/2,5}{28,4 * 0,81 * \sqrt{0,43}} = 1,254 \geq 0,748$$

$$\rho = \frac{\lambda_p - 0,188}{\lambda_p^2} = \frac{1,254 - 0,188}{1,254^2} = 0,678$$

$$h_{\text{eff,N}} = \rho * h = 0,678 * 47,5 = 32,20 \text{ mm}$$

Die Gurte müssen demnach abgemindert werden. Dadurch verschiebt sich auch der Schwerpunkt des Restquerschnittes zum Steg hin. Es ergibt sich folgender abgeminderter Querschnitt A_{eff} , mit neuem Schwerpunktsabstand $z_{\text{s,eff}}$ und Versatz e_N .

$$A_{\text{eff}} = 2 * h_{\text{eff}} * t + b * t = 2 * 32,20 * 2,5 + 64 * 2,5 = 321 \text{ mm}^2$$

$$z_{\text{s,eff,N}} = 9,95 \text{ mm}$$

$$e_N = z_s - z_{\text{s,eff,N}} = 16,19 - 9,95 = 6,23 \text{ mm}$$

Reine Biegebeanspruchung:

1. Steg (zweiseitig gestützt)

Beim Moment wird angenommen, dass der Steg unter Zugbeanspruchung steht und daher nicht abgemindert werden muss. Dadurch bleibt lediglich eine Untersuchung der Gurte übrig. Auf Druckbeanspruchung ist keinerlei Abminderung erforderlich (vgl. reine Druckbeanspruchung).

2. Gurte (einseitig gestützt)

Ermittlung des Beulwert k_σ nach EN 1993-1-5 Tabelle 4.2:

$$\psi = \frac{z_s}{(h - z_s)} = \frac{-16,19}{(50 - 16,19)} = -0,48$$

$$k_\sigma = 0,57 - 0,21 * \psi + 0,07 * \psi^2 = 0,57 - 0,21 * (-0,48) + 0,07 * (-0,48)^2 = 0,69$$

$$\lambda_p = \frac{b/t}{28,4 * \varepsilon * \sqrt{k_\sigma}} = \frac{47,5/2,5}{28,4 * 0,81 * \sqrt{0,69}} = 0,992 \geq 0,748$$

$$\rho = \frac{\lambda_p - 0,188}{\lambda_p^2} = \frac{0,992 - 0,188}{0,992^2} = 0,817$$

$$h_{\text{eff},M} = \rho * h = 0,817 * 47,50 = 38,80 \text{ mm}$$

$$z_{s,\text{eff},M} = 12,57 \text{ mm}$$

$$e_M = z_s - z_{s,\text{eff},M} = 16,19 - 12,57 = 3,62 \text{ mm}$$

$$W_{y,\text{eff}} = \frac{I_{y,\text{eff}}}{z_{s,\text{eff},\text{max}}} = \frac{53.961 \text{ mm}^4}{(38,80 + 2,5 - 12,57) \text{ mm}} = 1.878 \text{ mm}^3$$

Durch Umstellen des Spannungsnachweises ergibt sich die maximal zulässige Normalkraft für die Querschnittstragfähigkeit.

$$\frac{N}{A_{\text{eff}}} + \frac{N * e_N}{W_{y,\text{eff}}} = \frac{f_{yd}}{\gamma_{M1}}$$

$$N * \left(\frac{1}{A_{\text{eff}}} + \frac{e_N}{W_{y,\text{eff}}} \right) = \frac{f_{y,d}}{\gamma_{M1}}$$

$$N = \frac{f_{y,d}}{\left(\frac{W_{y,\text{eff}} + e_N * A_{\text{eff}}}{A_{\text{eff}} * W_{y,\text{eff}}} \right) \gamma_{M1}}$$

$$N_{\text{Rd,c,lokal}} = \frac{f_y}{\gamma_{M1}} * \frac{A_{\text{eff}} * W_{y,\text{eff}}}{A_{\text{eff}} * e_N + W_{y,\text{eff}}} = \frac{355}{1,0} * \frac{321 * 1.878}{321 * 6,23 + 1.878} = 55,17 \text{ kN}$$

• Globale Tragfähigkeit

Für die globale Tragfähigkeit werden Biegeknicken und Biegedrillknicken um die jeweils schwache Achse untersucht. Zur Ermittlung der maßgebenden Tragfähigkeit. Für die Traglast von Biegedrillknicken werden zunächst die Verzweigungslasten für Biegeknicken, Drillknicken und Biegedrillknicken ermittelt und mit dem kleinsten Wert dann der Nachweis geführt. [nach 3]

Biegeknicken um y - Achse

$$\lambda_1 = 93,9 * \varepsilon = 93,9 * \sqrt{235/355} = 76,4$$

$$\lambda_y = \frac{l_{\text{cr}} * \sqrt{A_{\text{eff}}/A}}{i_y * \lambda_1} = \frac{2.250 * \sqrt{321/398}}{16,21 * 76,4} = 1,63$$

$$\alpha = 0,34 \text{ (Knicklinie b nach EN 1993 – 1 – 3)}$$

$$\phi_y = 0,5 * (1 + \alpha * (\lambda_y - 0,2) + \lambda_y^2) = 0,5 * (1 + 0,34 * (1,63 - 0,2) + 1,63^2) = 2,08$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \lambda_y^2}} = \frac{1}{2,08 + \sqrt{2,08^2 - 1,63^2}} = 0,3$$

$$N_{\text{b,Rd}} = \frac{\chi_y * A_{\text{eff}} * f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,3 * 321 * 355}{1,0} = 33,93 \text{ kN}$$

Biegedrill- bzw. Drillknicken

Kritische Verzweigungslast für Biegeknicken um y - Achse

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 * EI_y}{l_{cr}^2} = \frac{\pi^2 * 21.000 * 10,45}{225^2} = 42,7 \text{ kN}$$

Kritische Verzweigungslast für Drillknicken

$$N_{cr,T} = \frac{1}{i_0^2} * \left(G * I_T + \frac{\pi^2 * E * I_W}{l_T^2} \right) = \frac{1}{23,19} * \left(8.070 * 0,083 + \frac{\pi^2 * 21.000 * 69,44}{225^2} \right) \\ = 41,1 \text{ kN}$$

mit

$$i_0^2 = z_0^2 + i_y^2 + i_z^2 = 35,1^2 + 16,21^2 + 26,51^2 = 2.197 \text{ mm}^2$$

Kritische Verzweigungslast für Biegedrillknicken

$$N_{cr,TF} = \frac{N_{cr,y}}{2 * \beta} * \left[1 + \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,y}} - \sqrt{\left(1 - \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,y}} \right)^2 + 4 \left(\frac{z_0}{i_0} \right)^2 * \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,y}}} \right] \\ = \frac{42,7}{2 * 0,468} * \left[1 + \frac{43,33}{42,7} - \sqrt{\left(1 - \frac{43,33}{42,7} \right)^2 + 4 * \frac{35,1^2}{2.197} * \frac{43,33}{42,7}} \right] = 24,61 \text{ kN}$$

mit

$$\beta = 1 - \left(\frac{z_0}{i_0} \right)^2 = 1 - \frac{35,1^2}{2.319} = 0,468$$

$$\lambda_{TF} = \sqrt{\frac{A_{eff} * f_y}{N_{cr,TF}}} = \sqrt{\frac{321 * 355}{24.610}} = 2,15$$

$$\Phi_{TF} = 0,5 * (1 + \alpha * (\lambda_{TF} - 0,2) + \lambda_{TF}^2) = 0,5 * (1 + 0,34 * (2,15 - 0,2) + 2,15^2) = 3,15$$

$$\chi_{TF} = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_{TF}^2 - \lambda_{TF}^2}} = \frac{1}{3,15 + \sqrt{3,15^2 - 2,15^2}} = 0,18$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi_{TF} * A_{eff} * f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,18 * 321 * 355}{1,0} = 20,93 \text{ kN}$$

$$M_{cr} = \frac{\pi}{l_{LT}} * \sqrt{G * I_T * E * I_y * \left(1 + \frac{\pi^2 * E * I_W}{l_{LT}^2 * G * I_T}\right)}$$

$$= \frac{\pi}{225} * \sqrt{8.070 * 0,083 * 21.000 * 10,45 * \left(1 + \frac{\pi^2 * 21.000 * 69,44}{225^2 * 8.070 * 0,083}\right)}$$

$$= 201,72 \text{ kNcm}$$

mit $l_{LT} = l_{cr} = 225 \text{ cm}$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_{y,eff} * f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1.878 * 355}{2.107.200}} = 0,575$$

$$\phi_{LT} = 0,5 * (1 + \alpha * (\lambda_{LT} - 0,2) + \lambda_{LT}^2) = 0,5 * (1 + 0,34 * (0,575 - 0,2) + 0,575^2)$$

$$= 0,729$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} = \frac{1}{0,729 + \sqrt{0,729^2 - 0,575^2}} = 0,849$$

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} * W_{y,eff} * f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,849 * 1.878 * 355}{1,0} = 566,4 \text{ kNmm}$$

Nachweis lt. EN 1993-1-3

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}}\right)^{0,8} + \left(\frac{N_{Ed} * e_N}{M_{b,Rd}}\right)^{0,8} \leq 1$$

$$\left(\frac{N_{Ed}}{20,93}\right)^{0,8} + \left(\frac{N_{Ed} * 6,23}{566,4}\right)^{0,8} \leq 1$$

Für kaltgeformte Bauteile kann diese nichtlineare Interaktionsbeziehung im Falle von Druck -und einachsiger Biegebeanspruchung herangezogen werden.

Daraus ergibt sich eine zulässige Normalkraft von $N_{Rd,c,global} = 14,94 \text{ kN}$.

5.1.3 Tragfähigkeiten aus FSM Berechnung

Mit dem Programm CUFSM können dünnwandige Querschnitte auf Stabilität unter Druckbeanspruchung untersucht werden. Das Programm basiert auf der Methode der finiten Streifen (FSM). Dabei wird das Bauteil, anders als bei einer FE Berechnung, nur in Längsstreifen unterteilt. Die Verschiebungen werden mit Formfunktionen und Knotenverformungen ermittelt. Bei der Analyse werden lokales Beulen einzelner Querschnittsteile, distortional buckling sowie globales Versagen aus Knicken bzw. Biegedrillknicken berücksichtigt. Dadurch kann ein Vergleich mit den aus der Norm per Hand errechneten Werten gemacht werden.

Es wird die Querschnittsform mit Stablänge eingegeben, die Lagerung erfolgt an beiden Enden gelenkig. Die Eckknoten des Querschnitts sind frei verschieblich und verdrehbar. Bei der Analyse wird die kritische Beulspannung σ_{cr} ausgegeben. Analog wie bei der Handrechnung wird unterschieden zwischen reiner Druck- und reiner Biegebeanspruchung.

- **Lokale Tragfähigkeit**

Reine Druckbeanspruchung:

Zunächst wird eine konstante Druckspannung von 1 kN/cm^2 über den Querschnitt aufgebracht (Abbildung 5-2).

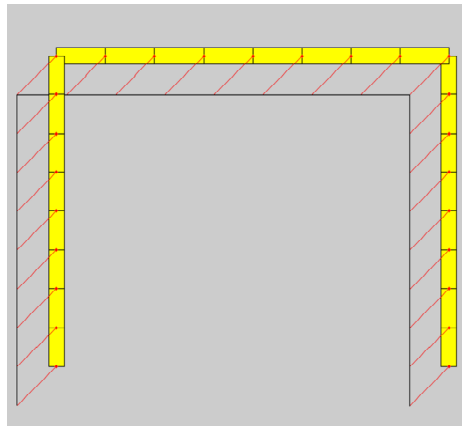
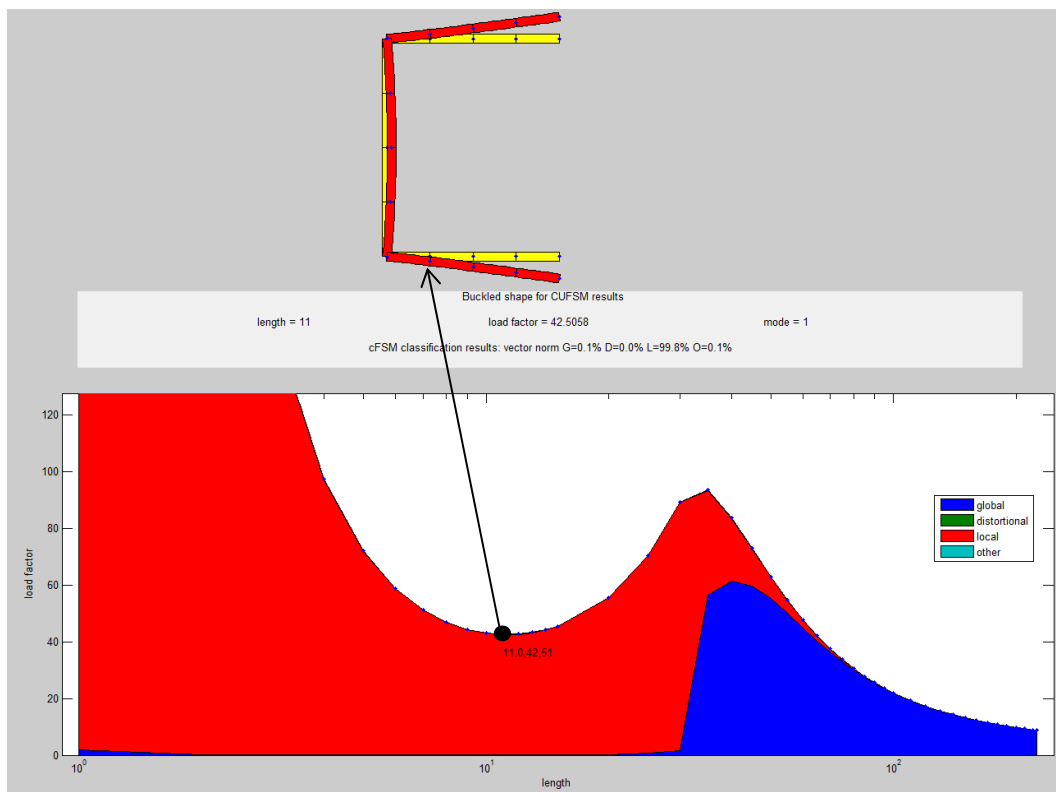


Abbildung 5-2: Konstante Druckbeanspruchung in FSM Analyse (Quelle: CUFSM 4)

1. Gurte:

Abbildung 5-3: Beulform der Gurte bei reiner Druckbeanspruchung unter kritischer Vergleichsspannung 42,5 kN/cm² (Quelle: CUFSM 4)

Aus der Berechnung ergibt sich bei einer Länge von 11 cm die kritische Beulspannung der Gurte zu 42,5 kN/cm².

In Abbildung 5-3 ist erkennbar, dass lokales Plattenbeulen (rot) bei der ersten Kurve auftritt. Die Versagensform entspricht der eintretenden Verschiebungsfigur, welche bei der Berechnung der einseitig gestützten Gurte herangezogen wird. Mit der kritischen Beulspannung kann schließlich auf den kritischen Beulwert k_{σ} für die einseitig gehaltenen Gurte rückgerechnet werden

$$\sigma_{cr} = \sigma_E * k_{\sigma} = 18.980 * \left(\frac{t}{b}\right)^2 * k_{\sigma}$$

$$k_{\sigma} = \frac{\sigma_{cr}}{\sigma_E} = \frac{42,5}{18.980} * \left(\frac{47,5}{2,5}\right)^2 = 0,81$$

Der Beulwert mit Interaktion zwischen Gurt und Steg ist ca. um den Faktor 2 größer als die 0,43 aus dem Eurocode.

$$\lambda_p = \frac{b/t}{28,4 * \varepsilon * \sqrt{k_{\sigma}}} = \frac{47,5/2,5}{28,4 * 0,81 * \sqrt{0,81}} = 0,915 \geq 0,748$$

$$\rho = \frac{\lambda_p - 0,188}{\lambda_p^2} = \frac{0,915 - 0,188}{0,915^2} = 0,869$$

$$h_{eff} = \rho * h = 0,869 * 47,5 = 41,26 \text{ mm}$$

Die Gurte müssen demnach abgemindert werden.

2. Steg:

Betrachtet man höhere Modi, kann die Versagensform mit kritischer Beulspannung für den Steg berechnet werden.

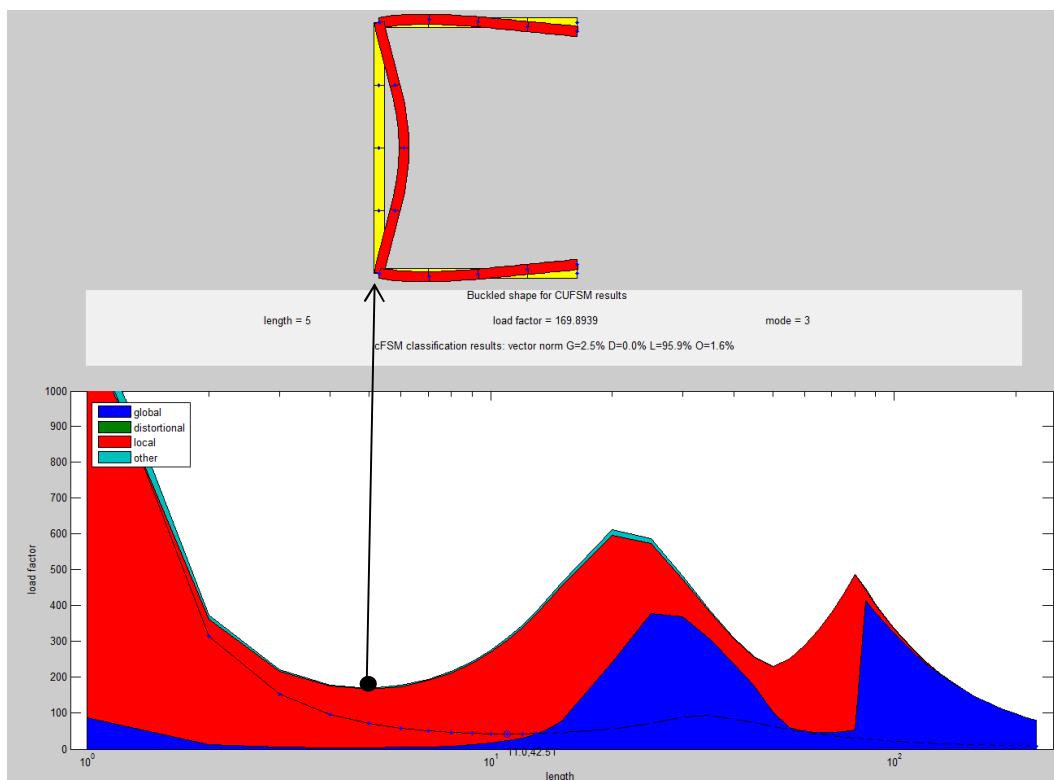


Abbildung 5-4: Beulform für den Steg bei reiner Druckbeanspruchung unter kritischer Vergleichsspannung 170 kN/cm² (Quelle: CUFSM 4)

Aus der Berechnung ergibt sich für die dritte Eigenform bei einer Länge von 5 cm die kritische Vergleichsspannung für Beulen des Gurtes zu 170 kN/cm². (siehe Abbildung 5-4).

Mit der Beulspannung kann wiederum auf den Beulwert k_{σ} rückgerechnet werden.

$$\sigma_{cr} = k_{\sigma} * \sigma_E = 18.980 * \left(\frac{t}{b}\right)^2 * k_{\sigma}$$

$$k_{\sigma} = \frac{\sigma_{cr}}{\sigma_E} = \frac{170}{18.980} * \left(\frac{59}{2,5}\right)^2 = 4,99$$

Der Beulwert liegt demnach höher als die 4 aus der Norm. Daraus kann man schließen, dass der Steg in der Handrechnung richtig abgeschätzt wurde. Somit bleibt der volle Steg wirksam, bei den Gurten müssen die offenen Enden abgemindert werden.

Dadurch verschiebt sich auch der Schwerpunkt des Restquerschnittes zum Flansch hin. Es ergibt sich folgender abgeminderter Querschnitt.

$$A_{\text{eff}} = 2 * h_{\text{eff}} * t + b * t = 2 * 41,26 * 2,5 + 64 * 2,5 = 366 \text{ mm}^2$$

$$z_{s,\text{eff},N} = 13,58 \text{ mm}$$

$$e_N = z_s - z_{s,\text{eff},N} = 16,19 - 13,58 = 2,61 \text{ mm}$$

Reine Biegebeanspruchung:

Im nächsten Schritt wird eine reine Biegebeanspruchung auf den Querschnitt aufgebracht. Sie wird so ausgelegt, dass an den freien Enden der maximale Druckspannungswert von 1 kN/cm² auftritt.

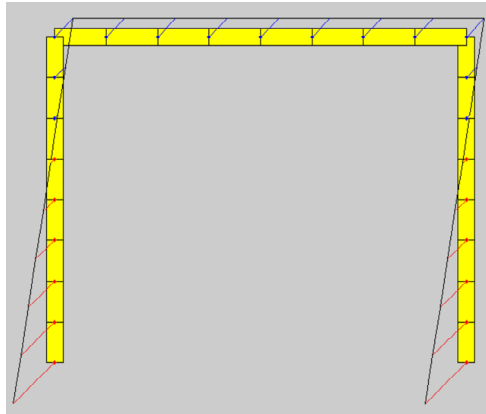


Abbildung 5-5: Reine Biegebeanspruchung (Quelle: CUFSM 4)

1. Gurte:

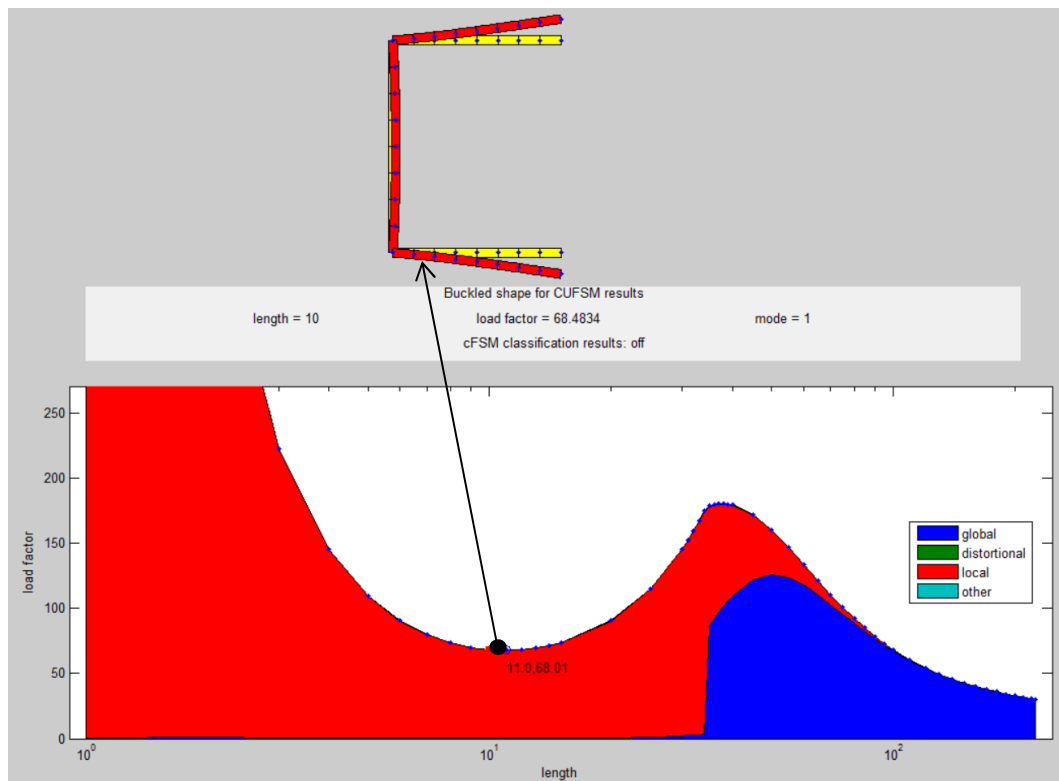


Abbildung 5-6: Beulform bei reiner Biegebeanspruchung unter kritischer Vergleichsspannung 68 kN/cm² (Quelle: CUFSM 4)

Aus der Berechnung ergibt sich bei einer Länge von 10 cm die kritische Vergleichsspannung für Beulen der Gurte zu 68 kN/cm² (siehe Abbildung 5-6).

Mit der kritischen Beulspannung kann wiederum auf den kritischen Beulwert k_{σ} rückgerechnet werden

$$\sigma_{cr} = k_{\sigma} * \sigma_E = 18.980 * \left(\frac{t}{b}\right)^2 * k_{\sigma}$$

$$k_{\sigma} = \frac{\sigma_{cr}}{\sigma_E} = \frac{68}{18.980} * \left(\frac{47,5}{2,5}\right)^2 = 1,29$$

Der Beulwert ist wie bei der Druckbeanspruchung ca. um den Faktor 2 größer als die errechneten 0,69 aus der Norm.

$$\lambda_p = \frac{b/t}{28,4 * \varepsilon * \sqrt{k_\sigma}} = \frac{47,5/2,5}{28,4 * 0,81 * \sqrt{1,29}} = 0,723 \leq 0,748$$

$$\rho = 1,0$$

$$h_{\text{eff}} = \rho * h = 1,0 * 47,50 = 47,50 \text{ mm}$$

Für den Steg kann die Berechnung entfallen, da bereits die ungünstigeren Gurte voll wirksam sind. Somit ergibt sich

$$z_{s,\text{eff},M} = z_s = 16,19 \text{ mm}$$

$$W_{y,\text{el}} = \frac{I_y}{z_{s,\text{max}}} = \frac{104.487 \text{ mm}^4}{(47,50 + 2,5 - 16,19) \text{ mm}} = 3.090 \text{ mm}^3$$

Durch Umstellen des Spannungsnachweises ergibt sich die maximal zulässige Normalkraft für die Querschnittstragfähigkeit.

$$N_{\text{Rd},c,\text{lokal},\text{FSM}} = \frac{f_y}{\gamma_{M0}} * \frac{A_{\text{eff}} * W_{y,\text{eff}}}{A_{\text{eff}} * e_N + W_{y,\text{eff}}} = \frac{355}{1,0} * \frac{366 * 3.090}{366 * 2,61 + 3.090} = \mathbf{99,3 \text{ kN}}$$

- **Globale Tragfähigkeit**

Für die globale Tragfähigkeit werden zwei verschiedene Tragfähigkeiten berechnet. Erstere wird mit den abgeminderten Querschnittswerten (A_{eff} , W_{eff}) aus der durchgeführten FSM Berechnung gemacht. Für die Verzeigungslasten werden die Kräfte aus der Handrechnung herangezogen. Für die zweite Tragfähigkeit werden sowohl die abgeminderten Querschnittswerte (A_{eff} , W_{eff}) als auch die Verzweigungslasten (N_{cr} , M_{cr}) direkt aus der FSM Berechnung genommen.

1. Berechnung: A_{eff} und W_{eff} aus FSM, N_{cr} und M_{cr} aus Handrechnung

$$N_{\text{cr},\text{TF}} = 24,61 \text{ kN}$$

mit

$$\lambda_{TF} = \sqrt{\frac{A_{eff} * f_y}{N_{cr,TF}}} = \sqrt{\frac{366 * 355}{24.610}} = 2,31$$

$$\phi_{TF} = 0,5 * (1 + \alpha * (\lambda_{TF} - 0,2) + \lambda_{TF}^2) = 0,5 * (1 + 0,34 * (2,31 - 0,2) + 2,31^2) = 3,53$$

$$\chi_{TF} = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_{TF}^2 - \lambda_{TF}^2}} = \frac{1}{3,53 + \sqrt{3,53^2 - 2,31^2}} = 0,16$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi_{TF} * A_{eff} * f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,16 * 366 * 355}{1,0} = 21,01 \text{ kN}$$

$$M_{cr} = 201,72 \text{ kNcm}$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_{y,el} * f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{3.090 * 355}{2.107.200}} = 0,721$$

$$\phi_{LT} = 0,5 * (1 + \alpha * (\lambda_{LT} - 0,2) + \lambda_{LT}^2) = 0,5 * (1 + 0,34 * (0,721 - 0,2) + 0,721^2) = 0,84$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} = \frac{1}{0,84 + \sqrt{0,84^2 - 0,721^2}} = 0,766$$

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} * W_{y,el} * f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,766 * 3.090 * 355}{1,0} = 840,3 \text{ kNmm}$$

Nachweis lt. EN 1993-1-3

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}}\right)^{0,8} + \left(\frac{N_{Ed} * e_N}{M_{b,Rd}}\right)^{0,8} \leq 1$$

$$\left(\frac{N_{Ed}}{21,01}\right)^{0,8} + \left(\frac{N_{Ed} * 2,61}{840,3}\right)^{0,8} \leq 1$$

Für kaltgeformte Bauteile kann diese nichtlineare Interaktionsbeziehung im Falle von Druck -und einachsiger Biegebeanspruchung herangezogen werden.

Daraus ergibt sich eine zulässige Normalkraft von $N_{Rd,c,global,FSM 1} = 18,22 \text{ kN}$.

2. Berechnung: A_{eff} und W_{eff} aus FSM, N_{cr} und M_{cr} aus FSM

Es wird wiederum zwischen reiner Druckbeanspruchung aus Normalkraft und reiner Biegebeanspruchung aus Moment unterschieden. Das Programm liefert daraufhin die jeweiligen Verzweigungslasten (blauer Abschnitt) N_{cr} für Druck und M_{cr} für Biegung.

Reine Druckbeanspruchung:

Es wird eine Normalkraft von 1 kN auf den Querschnitt aufgebracht, welche konstant über den Querschnitt mit einer Druckspannung von 0,252 kN/cm² verteilt wird.

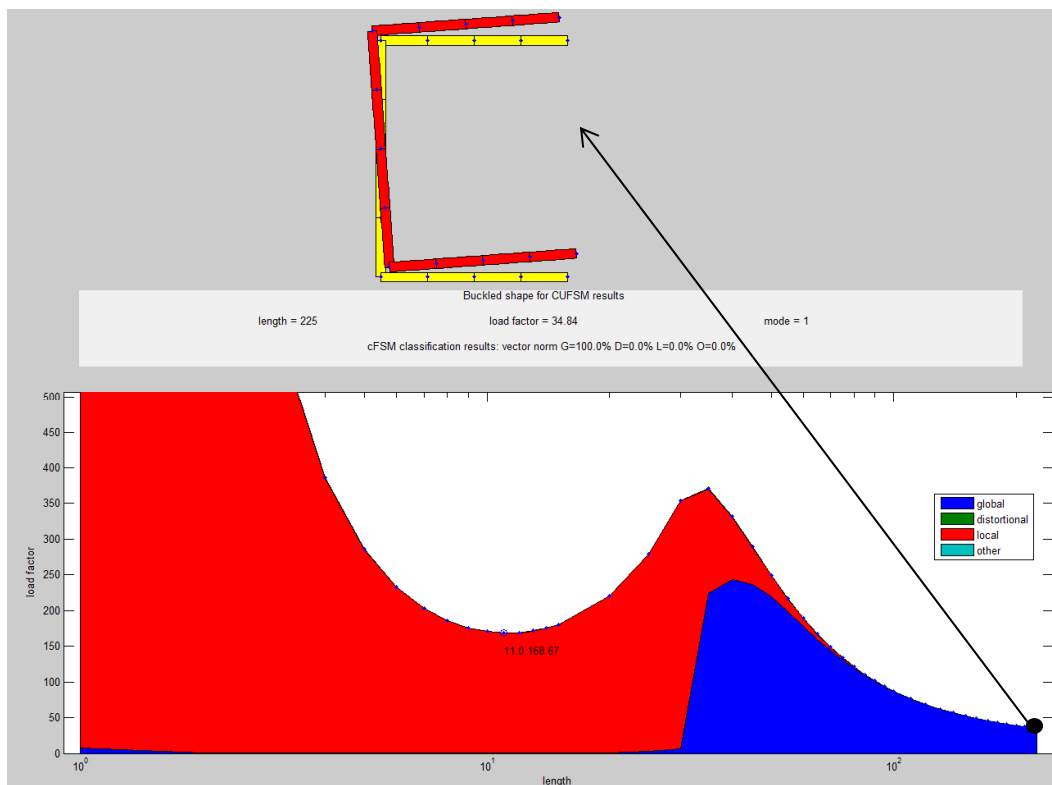


Abbildung 5-7: Beulform bei reiner Druckbeanspruchung unter Verzweigungslast 34,84 kN (Quelle: CUFSM 4)

Aus Abbildung 5-7 kann der Verzweigungslastfaktor abgelesen und die Einheitslast 1 kN damit skaliert werden. In der Abbildung ist erkennbar, dass bei einer Stablänge von 2,25 m nur mehr globales Versagen (blau) des Bauteils auftritt. Die Verformungsfigur zeigt eine Verdrehung bei gleichzeitiger Verschiebung des Querschnitts, was auf Biegedrillknickversagen hindeutet.

Verzweigungslastfaktor aus der FSM Analyse:

$$N_{cr,CUF\text{SM}} = 34,84 \text{ kN}$$

Reine Biegebeanspruchung:

Es wird eine reine Biegebeanspruchung infolge eines Moments von 1 kNcm aufgetragen. Die Spannungsverteilung ist dabei so, dass die Druckseite an den freien Gurtseiten liegt.

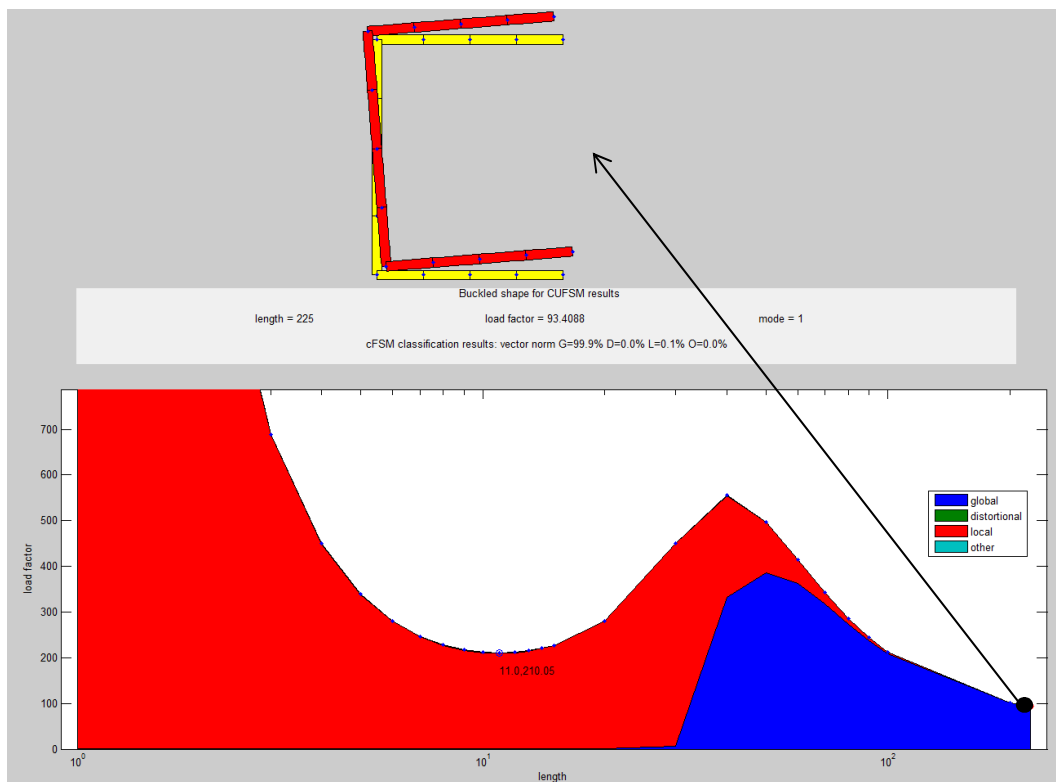


Abbildung 5-8: Beulform bei reiner Biegebeanspruchung unter Verzweigungslast 93,4 kNcm (Quelle: CUFSM 4)

In Abbildung 5-8 ist das globale Versagen (blau) bei der Stablänge von 2,25 m erkennbar. Der Versagensmodus ist wiederum Biegedrillknicken.

Verzweigungslastfaktor aus der CUFSM Analyse:

$$M_{cr,CUF\text{SM}} = 93,4 \text{ kNcm}$$

Mit diesen Verzweigungswerten kann die Tragfähigkeit für Stabilität berechnet werden. Die Querschnittswerte werden hierbei aus den errechneten Parametern aus der CUFSM Analyse bestimmt.

$$\lambda_{TF} = \sqrt{\frac{A_{eff} * f_y}{N_{cr,CUFSM}}} = \sqrt{\frac{366 * 355}{34,8}} = 1,94$$

$$\phi_{TF} = 0,5 * (1 + \alpha * (\lambda_{TF} - 0,2) + \lambda_{TF}^2) = 0,5 * (1 + 0,34 * (1,94 - 0,2) + 1,94^2) = 2,68$$

$$\chi_{TF} = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_{TF}^2 - \lambda_{TF}^2}} = \frac{1}{2,68 + \sqrt{2,68^2 - 1,94^2}} = 0,22$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi_{TF} * A_{eff} * f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,22 * 366 * 355}{1,0} = 28,93 \text{ kN}$$

und

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_{y,el} * f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{3.090 * 355}{934.000}} = 1,08$$

$$\phi_{LT} = 0,5 * (1 + \alpha * (\lambda_{LT} - 0,2) + \lambda_{LT}^2) = 0,5 * (1 + 0,34 * (1,08 - 0,2) + 1,08^2) = 1,23$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} = \frac{1}{1,23 + \sqrt{1,23^2 - 1,08^2}} = 0,55$$

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} * W_{y,el} * f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,55 * 3.090 * 355}{1,0} = 603,3 \text{ kNm}$$

Nachweis:

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}}\right)^{0,8} + \left(\frac{N_{Ed} * e_N}{M_{b,Rd}}\right)^{0,8} \leq 1$$

$$\left(\frac{N_{Ed}}{28,93}\right)^{0,8} + \left(\frac{N_{Ed} * 2,61}{603,3}\right)^{0,8} \leq 1$$

Für kaltgeformte Bauteile kann diese nichtlineare Interaktionsbeziehung im Falle von Druck -und einachsiger Biegebeanspruchung herangezogen werden.

Daraus ergibt sich eine zulässige Normalkraft von $N_{Rd,c,global,FSM 2} = 23,08 \text{ kN}$.

5.1.4 Tragfähigkeit des Anschlusses

Anschluss­tragfähigkeit, Verbandsstab $t = 2,5 \text{ mm}$ S 355

1 Schraube M 10, 8.8, 2 Scherflächen (vgl. Abb. 4-8)

Abscheren:

$$F_{v,Rd} = 30,2 \text{ kN} * 2 = 60,4 \text{ kN (Schaft)}$$

$$22,3 \text{ kN} * 2 = 44,6 \text{ kN (Gewinde)}$$

Lochleibung: (vgl. Abb. 4-6)

$$e_1 = 33 \text{ mm} \geq 1,2 * d_0 = 1,2 * 11 = 13,2 \text{ mm}$$

$$e_2 = 16 \text{ mm} \geq 1,2 * d_0 = 1,2 * 11 = 13,2 \text{ mm}$$

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 * \alpha_d * f_u * d * t}{\gamma_{M2}} = \frac{2,37 * 1 * 490 * 10 * 2,5}{1,25} = 23,3 \text{ kN}$$

$$k_1 = \min\left(2,8 * \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 2,5\right) = \min\left(2,8 * \frac{16}{11} - 1,7 = 2,37; 2,5\right) = 2,37$$

$$\alpha_d = \frac{e_1}{3d_0} = \frac{33}{3 * 11} = 1$$

$$F_{b,Rd} = 23,3 \text{ kN} * 2 = 46,6 \text{ kN (Rand)}$$

5.1.5 Lokale Krafteinleitung über Gurte

Es wird angenommen, dass die Kraft am Schraubanschluss über die beiden Gurte eingeleitet wird. An der Anschlussstelle besitzen die Gurte eine verringerte Höhe von 41 mm (vgl. Abb.4-5). Als Querschnittsfläche werden deshalb nur die Gurtflächen als wirksam angesetzt, wobei die Lochung abgezogen wird.

$$A_{\text{eff,Gurte}} = 41 * 2,5 * 2 - 11 * 2,5 * 2 = 150 \text{ mm}^2$$

$$N_{\text{Rd},j,1} = A_{\text{eff,Gurte}} * f_{\text{yd}} = 150 * \frac{355}{1.000} = 53,2 \text{ kN}$$

5.1.6 Zusammenfassung der Tragfähigkeiten Diagonalverband t = 2,5 mm

Tabelle 1: Ergebnisse Tragfähigkeiten Diagonalverband 2,5 mm

Tragfähigkeit N_{Rd}	Traglast N_{Rd,x} [kN]	Ausnutzung auf N_{pl} [%]
Zug N _{Rd,t}	138,9	100
Lokale Krafteinleitung N _{Rd,j,1}	53,2	38,3
Abscheren N _{Rd,j,2}	44,6	32,0
Lochleibung N _{Rd,j,3}	46,6	33,5
Druck N _{Rd,c,lokal}	55,2	39,7
Druck N _{Rd,c,lokal,FSM}	99,3	71,4
Druck N _{Rd,c,global}	14,9	10,7
Druck N _{Rd,c,global, FSM 1}	18,2	13,1
Druck N _{Rd,c,global, FSM 2}	23,1	16,6

5.1.7 Analyse der Ergebnisse

Aus den Ergebnissen in Tabelle 1 wird deutlich, dass mittels der FSM Analyse höhere Tragfähigkeiten erzielt werden können. Besonders bei den Querschnittstragfähigkeiten wird der Unterschied erkennbar. Durch die Modellierung in CUFSM wird die Gesamtsteifigkeit des Querschnitts besser abgebildet. Die freien Enden des Gurtes werden durch den Steg eingespannt, wodurch höhere Beulwerte erzielt werden. Bei der Ermittlung der Beulwerte nach Eurocode wird von einer gelenkigen Lagerung der Gurte mit einem Beulfaktor von 0,43 ausgegangen, wodurch man unwirtschaftlichere Ergebnisse erhält. In der FSM Berechnung wird dieser Faktor erhöht, da sich ein Mittel zwischen den 0,43 des Gurtes und den 4 des Steges einstellt. In der Rückrechnung wird dies durch einen erhöhten Beulfaktor deutlich (0,81). Zu einer genaueren Ermittlung der Tragfähigkeiten bei der Handrechnung müssten Federn mit den Drehsteifigkeiten des Steges abgebildet werden.

Für die Systembemessung können daher die Tragfähigkeiten der FSM Berechnung herangezogen werden.

5.1.8 Zusammenfassung der Tragfähigkeiten Diagonalverband $t = 3,0$ mm

Im Zuge der Nachrechnung des bestehenden Systems in Silobauweise in Kapitel 8 wird deutlich, dass die Diagonalverbände verstärkt werden müssen. Es erfolgt eine Verstärkung der Blechdicke auf 3 mm, die Ergebnisse der Tragfähigkeiten sind nachfolgend in Tabelle 2 dargestellt.

Querschnittswerte für den Diagonalverband $t = 3$ mm, S 355

$$A_{\text{brutto}} = 474 \text{ mm}^2$$

$$z_s = 16,37 \text{ mm}$$

$$I_y = 123.448 \text{ mm}^4$$

$$I_z = 328.078 \text{ mm}^4$$

$$i_y = 16,14 \text{ mm}$$

$$i_z = 26,31 \text{ mm}$$

$$z_0 = 35,5 \text{ mm}$$

$$I_T = 0,142 \text{ cm}^4$$

$$I_w = 83,32 \text{ cm}^6$$

$$l_{cr} = 2,25 \text{ m (Stab- bzw. Knicklänge)}$$

Tragfähigkeiten für den Diagonalverband $t = 3 \text{ mm}$, S 355

Tabelle 2: Ergebnisse Tragfähigkeiten Diagonalverband $t = 3 \text{ mm}$

Tragfähigkeit N_{Rd}	Traglast $N_{Rd,x}$ [kN]	Ausnutzung auf N_{pl} [%]
Zug $N_{Rd,t}$	165,1	100
Lokale Kraffteinleitung $N_{Rd,j,1}$	60,3	37,4
Abscheren $N_{Rd,j,2}$	44,6	27,0
Lochleibung $N_{Rd,j,3}$	55,8	33,5
Druck $N_{Rd,c,lokal}$	92,9	56,3
Druck $N_{Rd,c,lokal,FSM}$	161,4	97,7
Druck $N_{Rd,c,global}$	22,2	18,7
Druck $N_{Rd,c,global, FSM 1}$	27,5	19,1
Druck $N_{Rd,c,global, FSM 2}$	40,2	24,3

5.1.9 Gegenüberstellung der Tragfähigkeiten

In Tabelle 5-2 werden die Auswirkungen der Blechdickenverstärkung anhand der Ausnutzung deutlich. Lochleibung und lokale Kraffteinleitung über die Schenkel bleiben verhältnismäßig ähnlich, während Abscheren aufgrund der gleichbleibenden Schrauben M 10, 8.8 für den Anschluss mit 44,6 kN und 27 % Ausnutzung eindeutiger maßgebend wird.

Unter Druckbeanspruchung fällt bei der Handrechnung nur mehr 44 % des Querschnitts aus, bei der FSM Methode bleibt mit 97,7 % beinahe der gesamte Querschnitt wirksam. Bei der globalen Tragfähigkeit kann mit der FSM - Methode eine Normalkrafttragfähigkeit von 40,2 kN erreicht werden, was einer Ausnutzung von 24,3 % entspricht und somit maßgebende für die Systemberechnung wird.

5.2 Regalsteher

Der Regalsteher wird größtenteils durch Normalkräfte beansprucht. Aufgrund seiner vielfach gekanteten Geometrie ist eine Handrechnung sehr aufwändig und nur schwer realitätsnah abbildbar. Deshalb erfolgt zunächst eine Berechnung mit der FSM - Methode, bei der lokale Querschnittsabminderungen in einer Nachrechnung bestimmt werden können. Mit den errechneten Werten können anschließend die lokale und globale Tragfähigkeit ermittelt werden. Bei letzterer erfolgt dies einerseits in einer Handrechnung und andererseits direkt mit den Verzweigungslasten aus der FSM.

Zu berücksichtigen ist beim Regalsteher ebenfalls die Lochung, dessen Tragfähigkeitsminderung in die Berechnung einfließen muss.

5.2.1 Querschnittswerte und Anlagenverhältnisse für die Berechnung

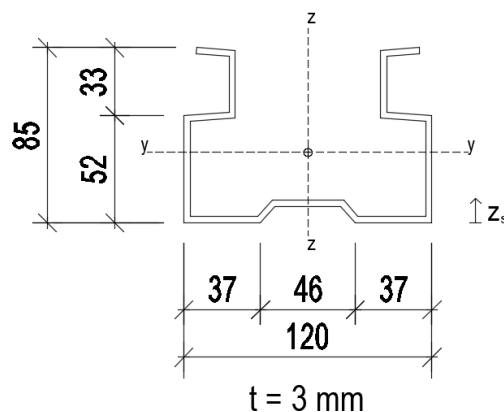


Abbildung 5-9: Profilquerschnitt Regalsteher mit Außenabmessungen, Material S 355

$$A = 1.084 \text{ mm}^2$$

$$z_s = 32,12 \text{ mm}$$

$$I_y = 896.100 \text{ mm}^4$$

$$I_z = 2.214.701 \text{ mm}^4$$

$$i_y = 28,75 \text{ mm}$$

$$i_z = 45,20 \text{ mm}$$

$$z_0 = 70,32 \text{ mm}$$

$$I_T = 0,325 \text{ cm}^4$$

$$I_W = 3.847 \text{ cm}^6$$

$$l_{cr} = 2,35 \text{ m (Knicklänge lokal, Biegeknicken um } y - \text{ Achse und Forminstabilität)}$$

5.2.2 Tragfähigkeiten aus FSM Berechnung

Aufgrund der komplexen Omega-förmigen Profilgeometrie mit Sicken und Lippen ist eine ingenieurmäßige Handrechnung mittels Erstellen von Berechnungsansätzen sehr aufwendig und schwierig. Das System müsste in einzelne Teilbereiche eingeteilt werden, wobei die Anschlusssteifigkeiten der benachbarten Bereiche berücksichtigt werden müssten. Dies wird im Rahmen dieser Arbeit allerdings vernachlässigt.

Mit der FSM Methode können lokale Tragfähigkeiten mit der Erfassung des lokalen Beulens und der Forminstabilität („distorsional buckling“) für den Querschnittsnachweis und globale Tragfähigkeiten für den Stabilitätsnachweis in einem ersten Schritt berechnet werden.

- **Lokales Beulen und Forminstabilität (Distorsional buckling)**

Es erfolgt wieder eine Aufteilung in reine Druck- und reine Biegespannung. Über den Lastfaktor kann die kritische Beulspannung einfach bestimmt werden.

Reine Druckbeanspruchung:

Es wird eine Normalkraft von 1 kN auf den Querschnitt aufgebracht, welche konstant über den Querschnitt mit einer resultierenden Druckspannung von 0,092 kN/cm² verteilt wird.

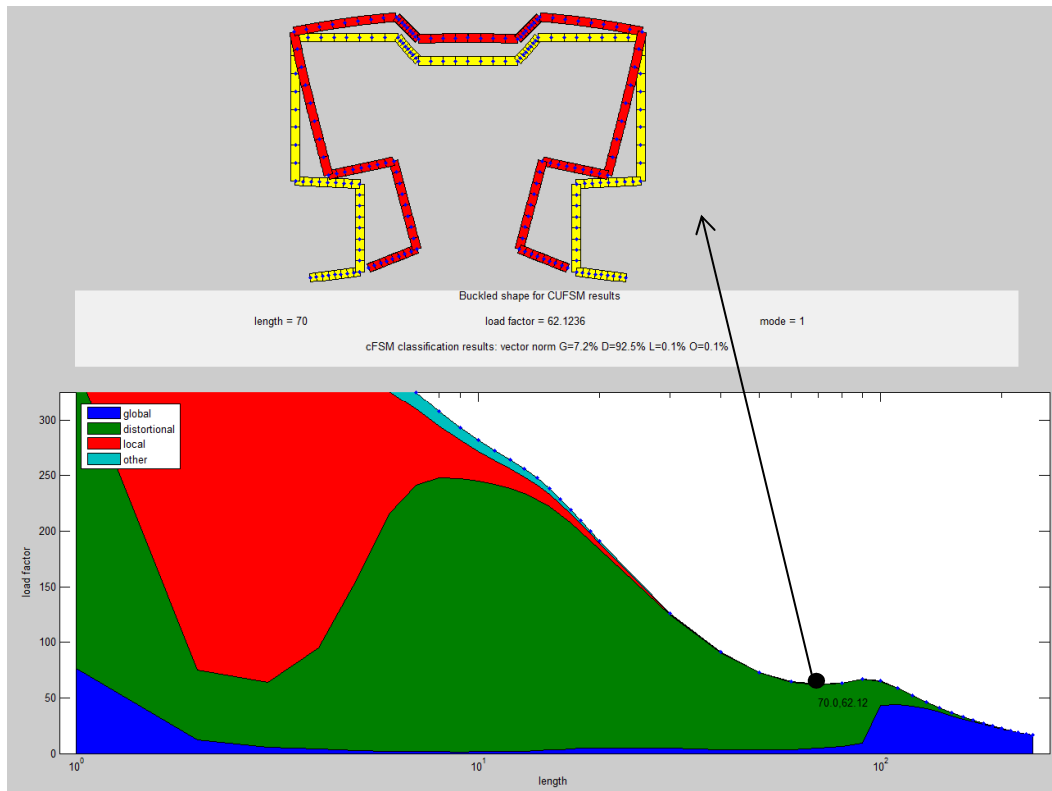


Abbildung 5-10: Beulform Forminstabilität unter konstanter Druckbeanspruchung
(Quelle: CUFSM 4)

In Abbildung 5-10 ist der typische Versagensmodus der Forminstabilität erkennbar. Die offenen Stege biegen sich nach innen, der Gurt weicht aus Kompatibilitätsgründen nach außen aus. Der kritische Beulwert liegt am Tiefpunkt der grünen Halbwelle.

Aus der Abbildung ergeben sich folgende Werte für Forminstabilität:

Länge = 70 cm

Kritische Beulspannung $\sigma_{cr} = 62,1 \text{ kN/cm}^2$

Daraus ergibt sich die Schlankheit nach EN 1993-1-3, 5.5.3.1(7):

$$\lambda_d = \sqrt{\frac{f_{yb}}{\sigma_{cr}}} = \sqrt{\frac{35,5}{62,1}} = 0,75 \geq 0,65$$

$$\chi_d = 1,47 - 0,723 * 0,75 = 0,93$$

Die Dicke wird demnach abgemindert und beträgt:

$$t_{\text{red}} = 3 * 0,93 = 2,79 \text{ mm}$$

Reine Biegebeanspruchung:

Es wird eine Spannung von 1 kN/cm² infolge eines Moments mit Druck am offenen Ende auf den Querschnitt aufgebracht. Die Spannungsverteilung erfolgt linear über die Lage des Schwerpunktes.

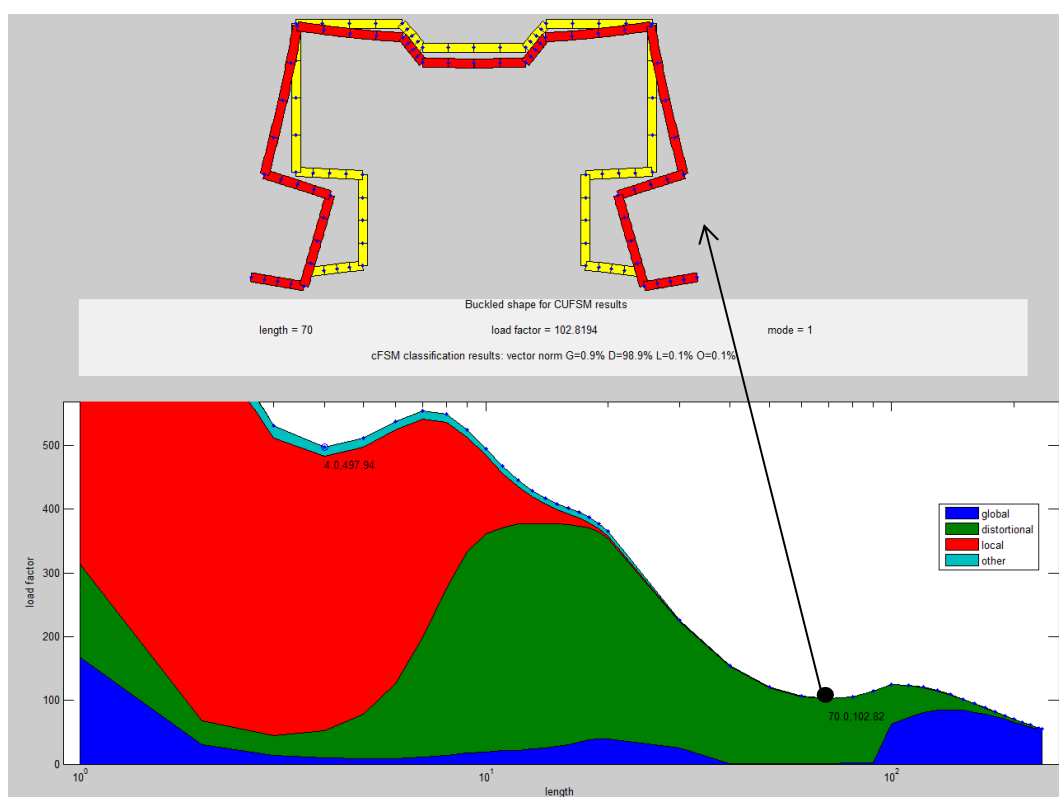


Abbildung 5-11: Beulform Forminstabilität unter reiner Momentenbeanspruchung
(Quelle: CUFSM 4)

In Abbildung 5-11 ist wiederum die Forminstabilität (grün) erkennbar. Bei der Versagensfigur weichen die Stege nach außen aus, der Gurt geht mit nach innen.

Aus der Abbildung ergeben sich folgende Werte für Forminstabilität:

Länge = 70 cm

Kritische Beulspannung $\sigma_{cr} = 102 \text{ kN/cm}^2$

Daraus ergibt sich die Schlankheit nach EN 1993-1-3 5.5.3.1(7):

$$\lambda_d = \sqrt{\frac{f_{yb}}{\sigma_{cr}}} = \sqrt{\frac{35,5}{102}} = 0,59 \leq 0,65 \rightarrow \chi_d = 1,0$$

Die Querschnittfläche muss demnach bei konstanter Druckbeanspruchung über die Dicke abgemindert werden. Es ergibt sich folgende wirksame Querschnittsfläche A_{eff} mit neuem Schwerpunkt $z_{s,eff,N}$ und Versatz e_N .

$$A_{eff} = 1.084 * 0,93 = 1.008 \text{ mm}^2$$

$$z_{s,eff,N} = 31,19 \text{ mm}$$

$$e_N = z_s - z_{s,eff,N} = 32,12 - 31,19 = 0,93 \text{ mm}$$

Für reine Biegebeanspruchung erfolgt keine Abminderung, weshalb mit W_{el} gerechnet werden kann.

$$W_{y,el} = \frac{I_y}{z_s} = \frac{896.100 \text{ mm}^4}{(83,5 - 32,12) \text{ mm}} = 17.441 \text{ mm}^3$$

Durch Umstellen des Spannungsnachweises ergibt sich die maximal zulässige Normalkraft für die Querschnittstragfähigkeit.

$$\begin{aligned} N_{Rd,c, \text{lokal+distorsional, FSM}} &= \frac{f_y}{\gamma_{M1}} * \frac{A_{eff} * W_{y,el}}{A_{eff} * e_N + W_{y,el}} = \frac{355}{1,0} * \frac{1.008 * 17.441}{1.008 * 0,93 + 17.441} \\ &= \mathbf{339,6 \text{ kN}} \end{aligned}$$

- **Globale Tragfähigkeit aus CUFSM**

Für die globale Tragfähigkeit wird eine konstante Druckbeanspruchung auf den Querschnitt aufgebracht, um die Verzweigungslasten N_{cr} zu ermitteln. Mit dieser kann anschließend die Traglast $N_{b,Rd}$ berechnet werden. Da der Einfluss aus dem Versatzmoment $N_{Ed} * e_N$ aufgrund der kleinen Schwerpunktverschiebung von 0,93 mm

sehr gering ist, wird der Anteil des Biegemoments für die Tragfähigkeitsberechnung vernachlässigt.

Reine Druckbeanspruchung:

Es wird eine Normalkraft von 1 kN auf den Querschnitt aufgebracht, welche konstant über den Querschnitt mit einer resultierenden Druckspannung von $0,092 \text{ kN/cm}^2$ verteilt wird.

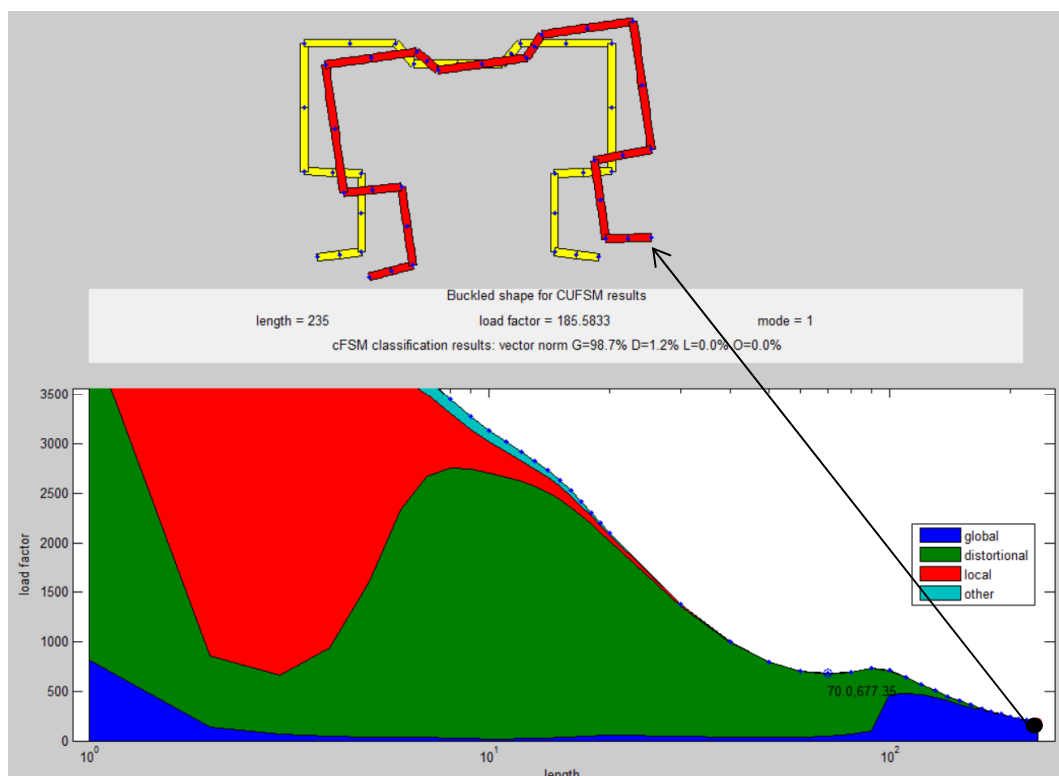


Abbildung 5-12: Beulform bei reiner Druckbeanspruchung unter Verzweigungslast 185,6 kN
(Quelle: CUFSM 4)

Verzweigungslastfaktor aus der CUFSM Analyse (blau):

$$N_{cr, CUFSM} = 185,6 \text{ kN}$$

In Abbildung 5-12 erkennt man, dass als globale (blau) Beulform Biegedrillknicken auftritt. Der Querschnitt weicht seitlich nach rechts aus und verdreht sich gleichzeitig. Mit diesem Verzweigungswert kann die Tragfähigkeit für Stabilität berechnet werden. Die Querschnittswerte werden hierbei aus den errechneten Parametern aus der CUFSM Analyse bestimmt.

$$\lambda_{TF} = \sqrt{\frac{A_{\text{eff},N} * f_y}{N_{\text{cr},TF}}} = \sqrt{\frac{10,08 * 35,5}{185,6}} = 1,41$$

$$\phi_{TF} = 0,5 * (1 + \alpha * (\lambda_{TF} - 0,2) + \lambda_{TF}^2) = 0,5 * (1 + 0,34 * (1,41 - 0,2) + 1,41^2) = 1,69$$

$$\chi_{TF} = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_{TF}^2 - \lambda_{TF}^2}} = \frac{1}{1,69 + \sqrt{1,69^2 - 1,41^2}} = 0,37$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi_{TF} * A_{\text{eff},N} * f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,37 * 1.008 * 355}{1,0} = 132,4 \text{ kN}$$

5.2.3 Globale Tragfähigkeit aus Handrechnung

Die globale Tragfähigkeit kann ebenso per Handrechnung bestimmt werden. Als Voraussetzung dafür dienen die abgeminderten Querschnittswerte aus 5.2.2. Untersucht wird Biegeknicken um die schwache Achse (y - Achse) in der Ebene und Biegedrillknicken.

Biegeknicken um y - Achse

$$\lambda_1 = 93,9 * \varepsilon = 93,9 * \sqrt{235/355} = 76,4$$

$$\lambda_y = \frac{l_{\text{cr}} * \sqrt{A_{\text{eff},N}/A}}{i_y * \lambda_1} = \frac{2.350 * \sqrt{1.008/1.084}}{28,75 * 76,4} = 1,05$$

$$\alpha = 0,34 \text{ (Knicklinie b nach EN 1993 - 1 - 3)}$$

$$\phi_y = 0,5 * (1 + \alpha * (\lambda_y - 0,2) + \lambda_y^2) = 0,5 * (1 + 0,34 * (1,05 - 0,2) + 1,05^2) = 1,20$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \lambda_y^2}} = \frac{1}{1,20 + \sqrt{1,20^2 - 1,05^2}} = 0,57$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi_y * A_{\text{eff},N} * f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,57 * 1.008 * 355}{1,0} = 203,9 \text{ kN}$$

Biegedrill- bzw. Drillknicken

Beim Biegedrillknicknachweis wird der kleinste Verzweigungslastwert aus Biegeknicken, Drillknicken und Biegedrillknicken herangezogen.

Kritische Verzweigungslast für Biegeknicken

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 * EI_y}{l_{cr}^2} = \frac{\pi^2 * 21.000 * 89,61}{235^2} = 336,3 \text{ kN}$$

Kritische Verzweigungslast für Drillknicken

$$N_{cr,T} = \frac{1}{i_0^2} * \left(G * I_T + \frac{\pi^2 * E * I_W}{l_T^2} \right) = \frac{1}{78,15} * \left(8.070 * 0,325 + \frac{\pi^2 * 21.000 * 3.847}{235^2} \right)$$

$$= 218 \text{ kN}$$

mit

$$i_0^2 = z_0^2 + i_y^2 + i_z^2 = 70,32^2 + 28,75^2 + 45,20^2 = 7.815 \text{ mm}^2$$

Kritische Verzweigungslast für Biegedrillknicken

$$N_{cr,TF} = \frac{N_{cr,y}}{2 * \beta} * \left[1 + \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,y}} - \sqrt{\left(1 - \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,y}} \right)^2 + 4 \left(\frac{z_0}{i_0} \right)^2 * \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,y}}} \right]$$

$$= \frac{336,3}{2 * 0,367} * \left[1 + \frac{218}{336,3} - \sqrt{\left(1 - \frac{218}{336,3} \right)^2 + 4 * \frac{70,32^2}{7815} * \frac{218}{336,3}} \right] = 146,5 \text{ kN}$$

mit

$$\beta = 1 - \left(\frac{z_0}{i_0} \right)^2 = 1 - \frac{70,32^2}{7.815} = 0,367$$

$$\lambda_{TF} = \sqrt{\frac{A_{eff,N} * f_y}{N_{cr,TF}}} = \sqrt{\frac{1.008 * 355}{146.500}} = 1,56$$

$$\Phi_{TF} = 0,5 * (1 + \alpha * (\lambda_{TF} - 0,2) + \lambda_{TF}^2) = 0,5 * (1 + 0,34 * (1,56 - 0,2) + 1,56^2) = 1,95$$

$$\chi_{TF} = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_{TF}^2 - \lambda_{TF}^2}} = \frac{1}{1,95 + \sqrt{1,95^2 - 1,56^2}} = 0,32$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi_{TF} * A_{eff,N} * f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,32 * 1.008 * 355}{1,0} = 114,89 \text{ kN}$$

Es ergibt sich eine Tragfähigkeit von 114,9 kN unter konstanter Normalkraftbeanspruchung.

5.2.4 Berücksichtigung der Lochung

Die Regalsteher werden gelocht ausgeführt, wobei ein regelmäßiger Abstand von 50 mm bzw. 25 mm in der Höhe vorliegt. Diese Lochung muss bei der Ermittlung der Tragfähigkeit berücksichtigt werden. Der Nettoquerschnitt mit den Lochungen ist in Abbildung 5-13 dargestellt.

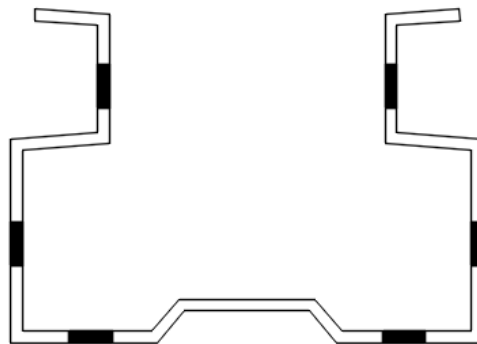


Abbildung 5-13: Regalsteherquerschnitt mit Lochungen 11 mm (schwarz)

Zunächst wird ein Nettoquerschnittsnachweis mit erhöhter Fließgrenze geführt.

$$A_{brutto} = 1.084 \text{ mm}^2$$

$$\text{Lochdurchmesser } d_0 = 11 \text{ mm}$$

$$\text{Anzahl Löcher} = 6$$

$$A_{netto} = 1.084 - 3 * 6 * 11 = 886 \text{ mm}^2$$

$$N_{Rd,netto,gelocht} = \frac{A_{netto} * 0,9 * f_u}{1,25} = \frac{886 * 0,9 * 490}{1,25} = 312,6 \text{ kN}$$

Die Tragfähigkeiten werden schließlich noch zusätzlich mit dem Faktor von Netto- zu Bruttoquerschnittsfläche abgemindert. Der Faktor fließt hierbei nur bei der Fläche ein, da die Auswirkungen beim Widerstandmoment W vergleichsweise gering sind.

$N_{Rd,c,lokal+distorsional,FSM,gelocht}$:

$$\begin{aligned}
 &= \frac{f_y}{\gamma_{M0}} * \frac{A_{eff,N} * \frac{A_{netto}}{A_{brutto}} * W_{y,el}}{A_{eff,N} * \frac{A_{netto}}{A_{brutto}} * e_N + W_{y,el}} \\
 &= \frac{355}{1,0} * \frac{1.008 * \frac{886}{1.084} * 17.441}{1.008 * \frac{886}{1.084} * 0,93 + 17.441} = \mathbf{280,7 \text{ kN}}
 \end{aligned}$$

Abminderung im Vergleich zu ungelochter Tragfähigkeit:

$$\frac{280,7}{339,6} = 0,82 \rightarrow \text{Reduktion um } 18 \%$$

$N_{Rd,c,gelocht}$ aus CUFSM Berechnung

$$\begin{aligned}
 &= \frac{\chi_{TF} * A_{eff,N} * \frac{A_{netto}}{A_{brutto}} * f_y}{\gamma_{M1}} \\
 &= \frac{0,37 * 1.008 * \frac{886}{1.084} * 355}{\gamma_{M1}}
 \end{aligned}$$

$N_{Rd,c,global,FSM 1,gelocht} = \mathbf{108,2 \text{ kN}}$

Abminderung im Vergleich zu ungelochter Tragfähigkeit:

$$\frac{108,2}{132,4} = 0,81 \rightarrow \text{Reduktion um } 19 \%$$

$N_{Rd,c,ge\text{locht}}$ aus Handrechnung

$$= \frac{\chi_{TF} * A_{eff,N} * \frac{A_{netto}}{A_{brutto}} * f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$= \frac{0,32 * 1.008 * \frac{886}{1.084} * 355}{\gamma_{M1}}$$

$$N_{Rd,c,global} = 93,5 \text{ kN}$$

Abminderung im Vergleich zu ungelochter Tragfähigkeit:

$$\frac{93,5}{114,9} = 0,81 \rightarrow \text{Reduktion um } 19 \%$$

5.2.5 Berechnung im FE Programm ABAQUS

In einem weiteren Schritt werden die Regalsteher zusätzlich im FE Programm ABAQUS modelliert und berechnet. Das System wird wie in der Handrechnung und der FSM Analyse mit der vorhandenen Querschnittsgeometrie und Stablänge von 2,35 m eingegeben. Die einzelnen Querschnittsteile werden als Schalen („shells“) eingegeben, denen anschließend eine Dicke zugewiesen werden kann. Mit dieser FE Analyse können die Randbedingungen wie Lagerung und Lochung sowie die Lasteinleitung sehr realitätsnah abgebildet werden.

Die Lagerung erfolgt am oberen Ende an vier Löchern. Bei den beiden Löchern am Gurt des Stehers ist der Freiheitsgrad für die Verschiebung aus der Ebene gesperrt. (x-Richtung). Dies wird in der Realität durch den Längsverband, der an den Gurt geschraubt ist, sichergestellt.

An den beiden äußeren Löchern am freien Ende der Stege werden die Diagonalen durch Schrauben angeschlossen. Die bewirkt eine Sperrung der Freiheitsgrade für Verschiebungen in und aus der Ebene (x- und y-Richtung). Alle weiteren Verschiebungen und Verdrehungen sind frei.

Für die Lagerung unten wird die Symmetrie des Bauteils ausgenutzt und nur die Hälfte modelliert. Über die Eingabe der Bedingung ZSYMM (z – Richtung = Stablängsachse) werden die Verschiebung in Stabrichtung und die beiden Rotationen um x und y gesperrt.

Die Lasteinleitung erfolgt realitätsnah über Linienlasten, welche als „shell edge load“ konstant verteilt an den Kanten angreifen. Eine sich einstellende Spannungsumlagerung (Spannungsergebnis wirkt außerhalb des Gesamtschwerpunktes) wird im Programm direkt berücksichtigt, weshalb eine zusätzliche Normalspannung aus einem Moment vernachlässigt werden kann.

Zusätzlich wird die Lochung über die Stablänge mitmodelliert.

Die Modellierung des Stabes mit Lagerungen und Belastung ist in Abbildung 5-14 dargestellt.

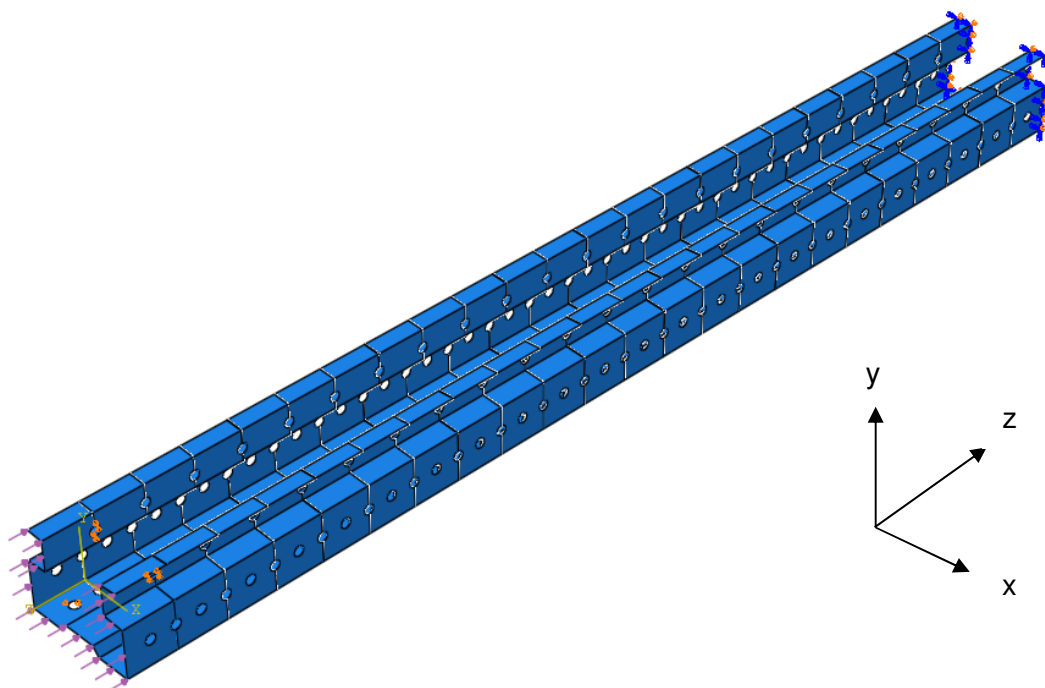


Abbildung 5-14: ABAQUS Modell mit Belastung und Lagerung mit Symmetrieebene

- **Lineare Beulanalyse (LBA)**

Zur Berechnung der Traglast wird in einem ersten Schritt eine lineare Beulanalyse gemacht. Die Berechnung erfolgt geometrisch linear und materiell linear elastisch. Die FE Rechnung liefert daraus die ersten Eigenformen mit dazugehörigen Eigenwerten α_{cr} . Dieser Wert α_{cr} wird auch Laststeigerungsfaktor genannt. Er sagt aus, in wie weit die eingegebene Druckkraft gesteigert werden kann, bis die ideale Verzweigungslast erreicht wird.

- **Geometrisch und materiell nichtlineare Analyse mit Imperfektion (GMNIA)**

Mit den ermittelten Eigenformen als angesetzte Imperfektionsfiguren kann anschließend die Traglast des Stehers mittels einer geometrisch und materiell nichtlinearen Analyse berechnet werden. Jede Eigenform wird als mögliche Imperfektionsfigur angesetzt. Der Wert der Imperfektionsamplitude wird, je nach Knickspannungslinie, eingesetzt. Anschließend wird eine statische Referenzlast angesetzt, welche höher als die Verzweigungslast ist. In einer iterativen Berechnung wird die vorgegebene Last stufenweise aufgebracht, bis der Laststeigerungsfaktor erreicht wird, an dem der Stab versagt (Laststeigerungsfaktor kleiner 1). Die Berechnung bricht ab, sobald der Laststeigerungsfaktor konvergiert. Mit dem errechneten Wert kann schließlich die Traglast abgeleitet werden.

a) **Regalsteher 3 mm gelocht mit Imperfektionamplitude L/200**

Es wird zunächst der gelochte Steher mit einer Dicke von 3 mm berechnet. Nachfolgend sind die Ergebnisse dargestellt.

- **Ergebnisse der LBA**

Für die Belastung wird eine Referenzdruckkraft von 100 kN eingegeben.

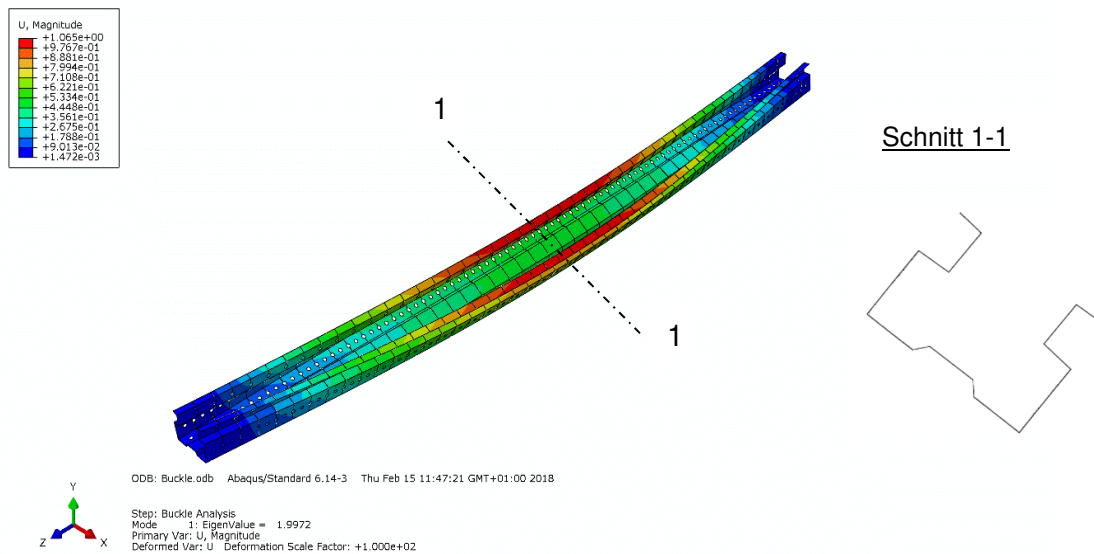
1. Eigenform: Biegedrillknicken

Abbildung 5-15: Verschiebungen der 1.Eigenform des gelochten Regalstehers 3 mm mit Schnitt durch die Stabmitte

Verzweigungslast 1. Eigenform: $N_{cr} = 100 * 1,9972 = 199,72 \text{ kN}$

Aus der Abbildung 5-15 wird deutlich, dass sich als erste Eigenform Biegedrillknicken einstellt. Die Stütze verschiebt sich aus der Ebene und verdreht sich dabei um die Längsachse.

2. Eigenform: Biegeknicken

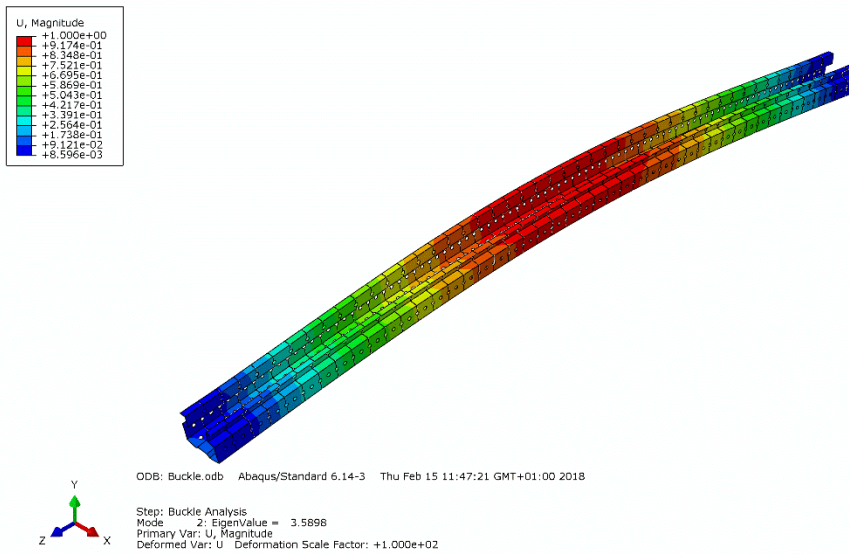


Abbildung 5-16: 2. Verschiebungen der 2.Eigenform des gelochten Regalstehers 3 mm

Verzweigungslast 2. Eigenform: $N_{cr} = 100 * 3,5898 = 358,9 \text{ kN}$

Als zweite Eigenform stellt sich reines Biegeknicken in der Ebene (um die x – Achse) ein (Abbildung 5-16). Die Stabmitte verschiebt sich in y-Richtung, Verdrehung erfolgt keine.

3. Eigenform: Forminstabilität

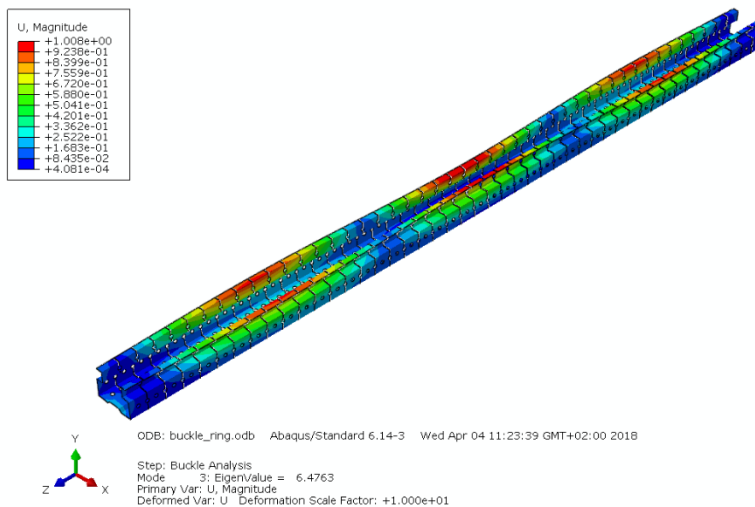


Abbildung 5-17: Verschiebungen der 3.Eigenform des gelochten Regalstehers 3 mm

Verzweigungslast 3. Eigenform: $N_{cr} = 100 * 6,4763 = 647,6 \text{ kN}$

Bei der dritten Eigenform in Abbildung 5-17 erkennt man die Forminstabilität (distorsional buckling) des Querschnitts. Die freien Stegenden verwölben sich aus der Ebene, durch die Verträglichkeit geht der Gurt mit. Erkennbar ist hier auch, dass die Wellenlänge nicht über die komplette Stablänge reicht, etwa bei 1/3 der Gesamtstablänge liegt (blaue Bereiche). Es ist somit eine Übereinstimmung mit den Ergebnissen aus der FSM Analyse sichtbar, bei der die Wellenlänge bei ca. 70 cm liegt.

- **Ergebnisse der GMNIA**

Als Imperfektionsamplitude werden für die 1. Eigenform Biegedrillknicken und die 2. Eigenform Biegeknicken jeweils $e_{max} = L/200$ gewählt (Knickspannungslinie b und plastische Berechnung genommen. Dies entspricht $e_{max} = 2.350/200 = 11,75 \text{ mm}$.

Für die 3.Eigenform Forminstabilität wird nach EN 1993-1-5, Bild C.1 eine Imperfektionsamplitude $e_{max} = 1/50$ der sich verdrehenden Steife angesetzt. In diesem Fall wird die Verformung der offenen Lippen mit einer Rotation von 1/50 über deren Höhe skaliert. Dies entspricht $e_{max} = 85/50 = 1,70 \text{ mm}$.

• Traglast aus Imperfektion mit 1. Eigenform – Biegedrillknicken

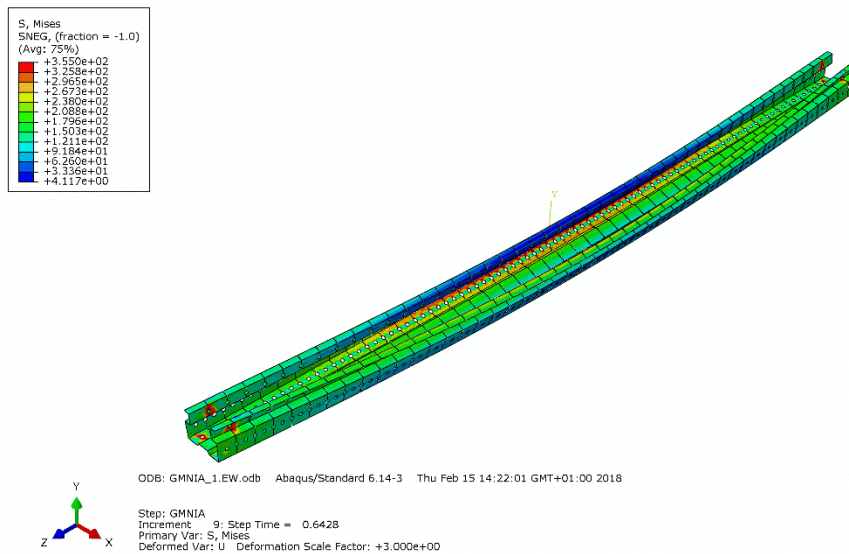


Abbildung 5-18: Spannungen und Verformungen bei Traglast mit Imperfektion aus 1. Eigenform – Biegedrillknicken

Referenzbelastung: 200 kN

Laststeigerungsfaktor: 0,6428 (Abb. 5-18)

Traglast: $0,6428 \cdot 200 = 128,56 \text{ kN}$

Man erkennt in Abbildung 5-18, dass die Lochung für den globalen Stabilitätsfall Biegedrillknicken über die Stablänge keinen großen Einfluss hat. Die Stellen an denen die Fließgrenze erreicht wird, befinden sich nur an den Lochungen der Lagerung am Stabende und in Stabmitte an der Kante zwischen Steg und Gurt.

- Traglast aus Imperfektion mit 2. Eigenform – Biegeknicken

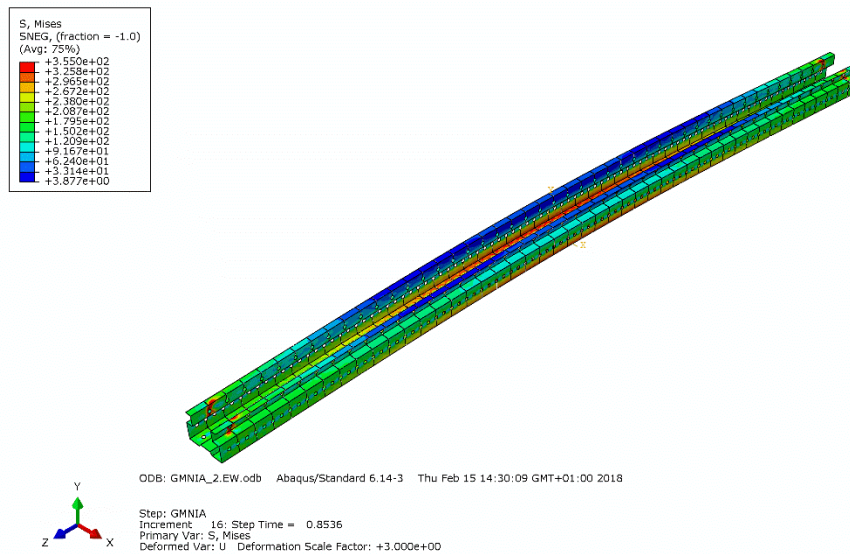


Abbildung 5-19: Spannungen und Verformungen bei Traglast mit Imperfektion aus der 2. Eigenform – Biegeknicken

Referenzbelastung: 200 kN

Laststeigerungsfaktor: 0,8536 (Abb. 5-19)

Traglast: $0,8536 \cdot 200 = 170,7 \text{ kN}$

Auch bei der Imperfektionsfigur zufolge Biegeknicken (vgl. Abb. 5-19) befinden sich die Spannungsmaxima bei der Lagerung am Stabende und in Stabmitte, lokale Spitzen an den Lochungen über die Stablänge sind nicht erkennbar.

- Traglast aus Imperfektion mit 3. Eigenform – Forminstabilität

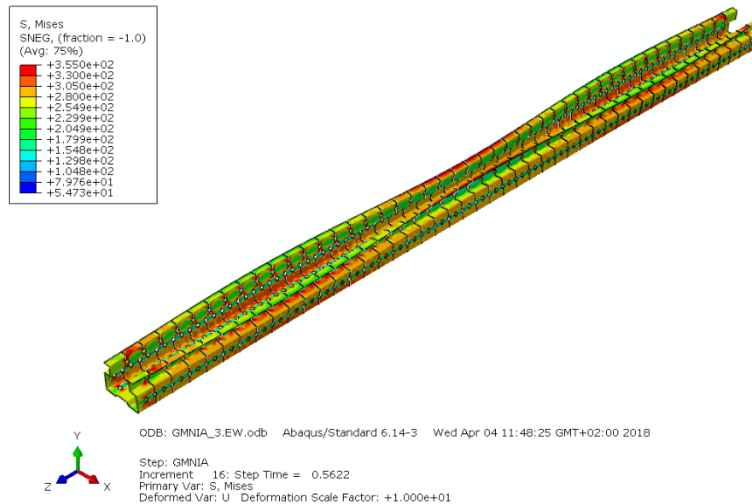


Abbildung 5-20: Spannungen und Verformungen bei Traglast mit Imperfektion aus der 3. Eigenform – Forminstabilität

Referenzbelastung: 500 kN

Laststeigerungsfaktor: 0,5622 (Abb. 5-20)

Traglast: $0,5622 \cdot 500 = 281,1$ kN

Bei der Imperfektionsfigur zufolge Forminstabilität treten die Spannungsspitzen – anders als bei der Imperfektionsfigur zufolge Biegedrillnicken und der Imperfektionsfigur zufolge Biegeknicken – auch lokal an den einzelnen Lochungen auf (Abbildung 5-20). Die Lippen an den offenen Rändern wölben sich nach innen, man erkennt, dass diese zusätzliche Steife über ca. ein Drittel der Stablänge ausknickt.

b) Regalsteher 3 mm ungelocht mit Imperfektion L/200

Zur Beurteilung des Einflusses der Lochung und zum Vergleich mit den Ergebnissen aus 5.2.4. wird der Steher ohne Lochung modelliert. Lediglich die ersten vier Löcher oben werden für die Lagerung eingegeben. Nachfolgend sind die Ergebnisse dargestellt.

- **Ergebnisse der LBA**

Für die Belastung wird eine Referenzdruckkraft von 100 kN vorgegeben.

1. Eigenform: Biegedrillknicken

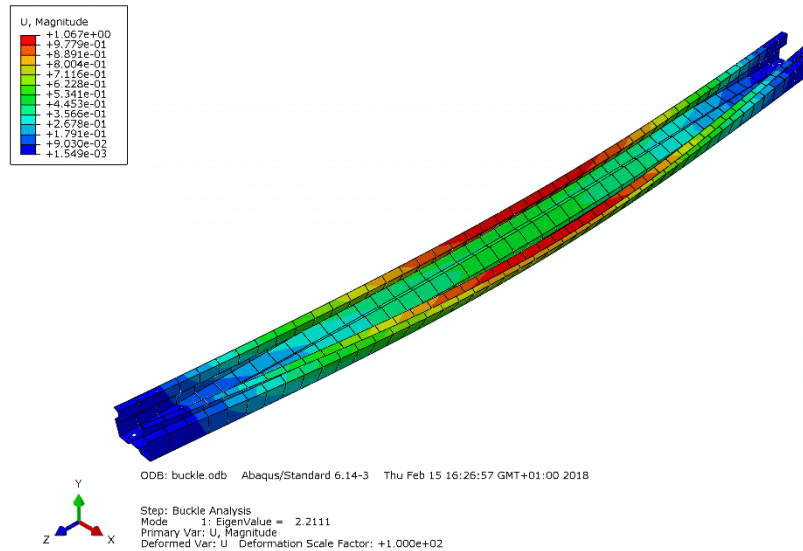


Abbildung 5-21: 1. Eigenform Regalsteher 3 mm ungelocht

Verzweigungslast 1. Eigenform: $N_{cr} = 100 * 2,2111 = 221,11 \text{ kN}$

2. Eigenform: Biegeknicken

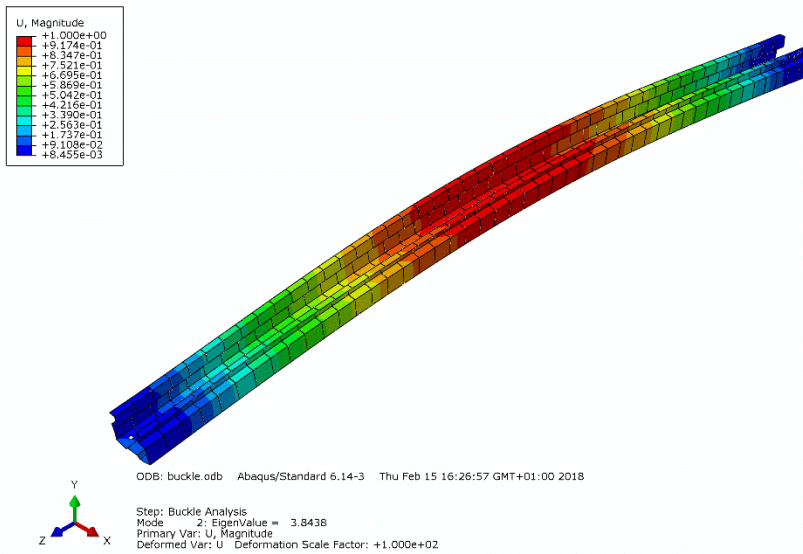


Abbildung 5-22: 2. Eigenform Regalsteher 3 mm ungelocht

Verzweigungslast 2. Eigenform: $N_{cr} = 100 * 3,8438 = 384,38 \text{ Kn}$

3. Eigenform: Forminstabilität

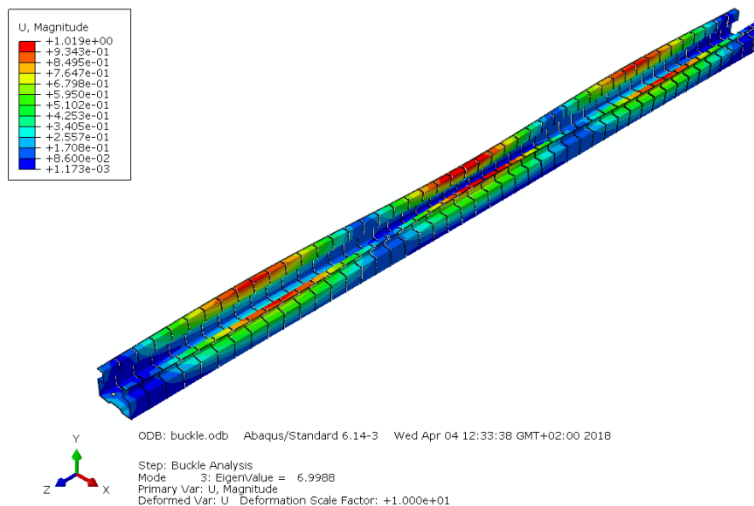


Abbildung 5-23: 3. Eigenform Regalsteher 3 mm ungelocht

Verzweigungslast 3. Eigenform: $N_{cr} = 100 * 6,998 = 699,8 \text{ kN}$

- **Ergebnisse der GMNIA**

Als Imperfektionsamplitude werden für die 1. Eigenform Biegedrillknicken und die 2. Eigenform Biegeknicken jeweils $e_{\max} = L/200$ gewählt (Knickspannungslinie b und plastische Berechnung). Dies entspricht $e_{\max} = 2.350/200 = 11,75$ mm.

Für die 3. Eigenform Forminstabilität wird nach EN 1993-1-5 Bild C.1 $e_{\max} = 1/50$ der sich verdrehenden Steife angesetzt. In diesem Fall wird die Verformung der offenen Lippen mit einer Rotation von $1/50$ über deren Höhe skaliert. Dies entspricht $e_{\max} = 85/50 = 1,70$ mm.

- Traglast aus Imperfektion mit 1. Eigenform – Biegedrillknicken

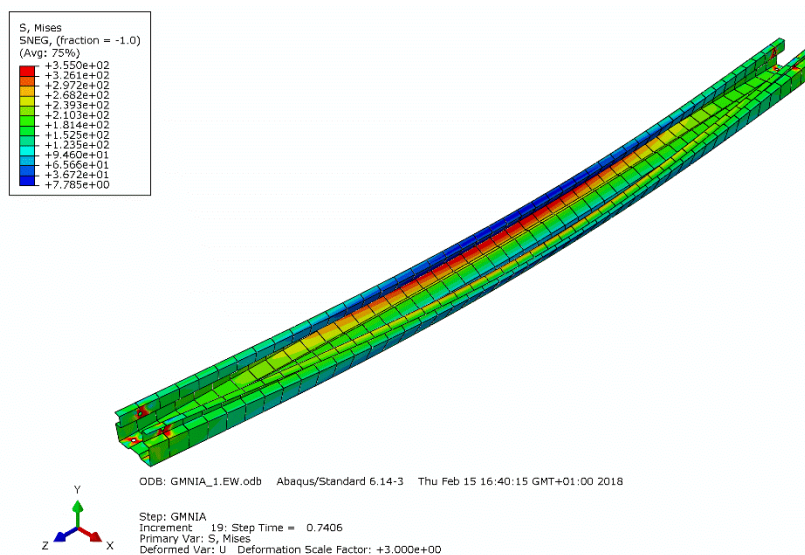


Abbildung 5-24: Spannungen und Verformungen bei Traglast mit Imperfektionen aus der 1. Eigenform – Biegedrillknicken

Referenzbelastung: 200 kN

Laststeigerungsfaktor: 0,7406 (Abb. 5-24)

Traglast: $0,7406 * 200 = 148,1$ kN

Für die erste Versagensform wird, wie beim gelochten Steher, Biegedrillknicken maßgebend (Abbildung 5-24). Die Spannungsmaxima stellen sich wiederum bei der Lagerung am Stabende und an der Kante zwischen Steg und Gurt ein.

- Traglast aus Imperfektion mit 2. Eigenform – Biegeknicken

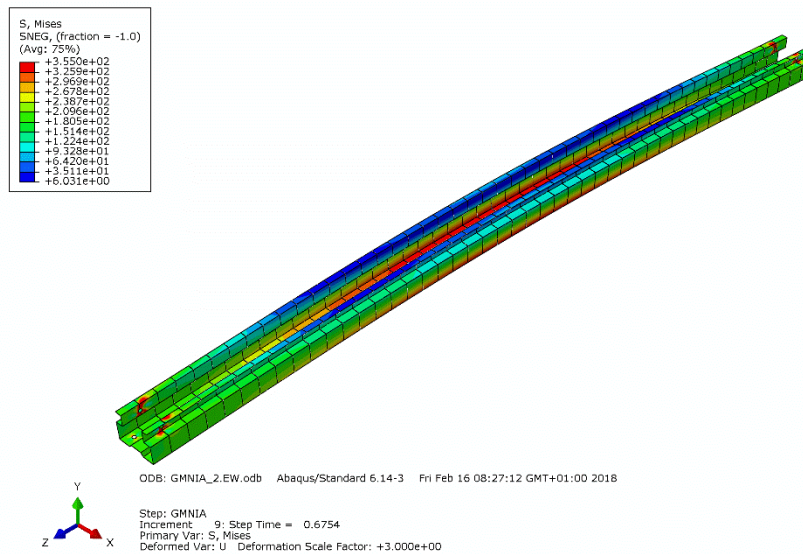


Abbildung 5-25: Spannungen und Verformungen bei Traglast mit Imperfektionen aus der 2. Eigenform – Biegeknicken

Referenzbelastung: 300 kN

Laststeigerungsfaktor: 0,6754 (Abb. 5-25)

Traglast: $0,6754 \cdot 300 = 202,6$ kN

Die zweite Versagensform ist wiederum Biegeknicken. Die Spannungsmaxima befinden sich wieder an der Lagerung bei der Lochung am Stabende und in Stabmitte an der Kante zwischen Steg und Gurt (Abbildung 5-25).

- Traglast aus Imperfektion mit 3. Eigenform – Forminstabilität

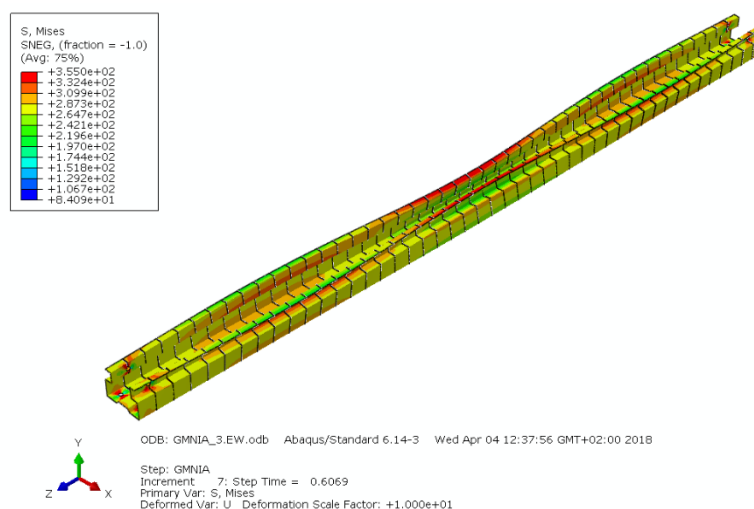


Abbildung 5-26: Spannungen und Verformungen bei Traglast mit Imperfektionen aus der 3. Eigenform - Forminstabilität

Referenzbelastung: 500 kN

Laststeigerungsfaktor: 0,6069 (Abb. 5-26)

Traglast: $0,6069 \cdot 500 = 303,5 \text{ kN}$

Ähnlich wie beim gelochten Querschnitt, treten die Spannungsmaxima der dritten Versagensform Forminstabilität bei der Lagerung am Stabende und in Stabmitte an den freien Lippen auf.

5.2.6 Erhöhung der Streckgrenze

Nach EN 1993-1-3, Abschnitt 3.2.2, darf eine erhöhte Streckgrenze f_{ya} anstelle von f_y für kaltgeformte Profile angesetzt werden, wenn folgende Bedingungen eingehalten werden:

- (1) Axial beanspruchte Bauteile, bei denen die wirksame Querschnittsfläche A_{eff} der Bruttofläche A_{brutto} entspricht
- (2) Anschließende Wärmebehandlung des Bauteils nicht über 580° C länger als eine Stunde

Bei Erhöhung der Blechdicke der Regalsteher auf 4 mm bzw. 5 mm fallen keine Querschnittsteile aus, weshalb die Streckgrenze unter Einhaltung der Bedingungen erhöht werden darf:

$$f_{ya} = f_{yb} + (f_u - f_{yb}) * \frac{knt^2}{A_g} \leq \frac{f_u + f_{yb}}{2}$$

mit

A_gBruttoquerschnittsfläche

kverformungsabhängiger Zahlenwert

- $k = 7$ bei Rollprofilierung

- $k = 5$ bei anderen Profilierungsverfahren

ndie Anzahl der Umbiegungen um 90° im Querschnitt mit einem Innenradius $r \leq 5t$

tdie Bemessungsdicke des Stahlwerkstoffs vor der Kaltumformung, abzüglich
.....aller metallischen Überzüge und organischen Beschichtungen

Blechdicke $t = 4$ mm:

$$f_{ya} = 355 + (490 - 355) * \frac{5 * 10 * 4^2}{1.446} = 429,7 \frac{N}{mm^2} \leq \frac{490 + 355}{2} = 422,5 \frac{N}{mm^2}$$

Blechdicke $t = 5$ mm:

$$f_{ya} = 355 + (490 - 355) * \frac{5 * 10 * 5^2}{1.808} = 448,3 \frac{N}{mm^2} \leq \frac{490 + 355}{2} = 422,5 \frac{N}{mm^2}$$

Es kann somit für beide Querschnitte eine erhöhte Streckgrenze von $f_{ya} = 422,5$ N/mm² angesetzt werden. Die Ergebnisse der berechneten Tragfähigkeiten sind in Kapitel 5.2.10 aufgelistet.

5.2.7 Weitere Varianten in Abaqus

Es werden noch weitere Berechnungen in Abaqus durchgeführt. Zunächst wird die maximale Imperfektionsamplitude mit $e_{\max} = L/300 = 2.350/300 = 7,83$ mm eingegeben, um einen Vergleich mit den Werten von $L/200$ zu erhalten.

Dann wird noch ein Steher mit einer Kopfplatte am oberen Ende bei der Lasteinleitung modelliert. Die Dicken der Kopfplatte betragen 1 mm, 10 mm und 40 mm. Ziel ist es hier, zu erkennen, inwieweit eine verdrehsteife Platte den Drilleffekt des Querschnitts beeinflusst. Die Sperrung der Freiheitsgrade für die Lagerung erfolgt dabei gleich wie in den bisherigen Berechnungen.

Die Ergebnisse sind in Punkt 5.2.8 zusammengefasst.

5.2.8 Zusammenfassung der Tragfähigkeiten für den Regalsteher 3 mm

Nachfolgend sind die Tragfähigkeiten des Regalstehers $t = 3 \text{ mm}$ in Tabelle 5-3 dargestellt.

		Verzweigungslast N_{cr} [kN]			Traglast N_{Rd} [kN]				
		BDK	BK	FI	BDK	BK	FI		
Ungelochter Regalsteher	Berechnungsart	Handrechnung	146,5	336,3	-	114,9	203,9	-	
		CUFSM	185,6	328,3**	365,3	132,4	207,6**	339,6	
		ABAQUS	221,1	384,4	699,8	148,2 (L/200)	202,6 (L/200)	303,5 (H/50)	
Gelochter Regalsteher	Berechnungsart	Handrechnung	*			93,5	166,6	-	
		CUFSM	*			108,2	169,7	280,7	
		ABAQUS	199,7	358,3	647,6	128,6 (L/200)	170,7 (L/200)	281,1 (H/50)	
Gelochter Regalsteher mit Kopfplatte	Berechnungsart	ABAQUS	1 mm	313,1	371,8	756,5	140,9 (L/200)	185,2 (L/200)	209,6 (H/50)
			10 mm	434,1	371,9	816,3	190,1 (L/200)	209,8 (L/200)	285,6 (H/50)
			40 mm	462,3	371,9	819,8	198,1 (L/200)	213,3 (L/200)	300,5 (H/50)

Tabelle 3: Zusammenfassung der Tragfähigkeiten des Regalstehers $t = 3 \text{ mm}$

* Verzweigungslasten bleiben identisch zu ungelochtem Querschnitt

** Die Berechnung dieser Werte sind in Kapitel 5 nicht enthalten, sie sind im Anhang A beigelegt

5.2.9 Analyse der Ergebnisse

Die Ergebnisse zeigen deutlich, dass mittels der FE Rechnung in ABAQUS höhere Traglasten als in der Handrechnung und der FSM Methode ermittelt werden können. Maßgebender Versagensfall bei allen drei Berechnungsarten wird in erster Linie die Versagensform Biegedrillknicken. Der Steher weicht seitlich aus und verdreht sich aufgrund seines drillweichen, offenen Querschnitts. Als zweiter Versagensmodus folgt Biegeknicken um die x - Achse, während distorsional buckling aufgrund der Dicke von 3 mm erst als dritter Modus auftritt. Die drei Versagensfälle treten bei allen drei Berechnungsmethoden in dieser Reihenfolge auf.

Die Handrechnung liefert die konservativsten Tragfähigkeiten. Hierbei geht man bei der Ermittlung der Verzweigungslasten von einem idealen, beidseitig gelenkig gelagerten Stab, wie im Eulerfall 3, aus. Zur Ermittlung der Traglast werden die Knickspannungslinien verwendet, welche unter Versuchen mit Standardprofilen entwickelt wurden. Der Omega Querschnitt wird zwar in der EN 15512 unter Knicklinie b aufgeführt, aber aufgrund der Lippen und Sicken ist eine genaue Bemessung mit Berücksichtigung aller Randbedingungen nicht durchführbar. Es wird auf Vergleichswerte zurückgegriffen, welche konservative Ergebnisse auf der sicheren Seite liefern.

Mit der FSM kann das Tragverhalten des Querschnitts bereits besser erfasst werden. Realitätsnah kann die Last gleichmäßig über die Kanten des Profils aufgebracht werden. Ebenso erlaubt die Berechnung Spannungsumlagerungen von stark beanspruchten auf weniger beanspruchte Bereiche, sodass eine höhere Traglast als in der reinen Handrechnung erzielt werden kann. Allerdings wird der Steher wiederum beidseitig gelenkig gelagert. Dabei sind nur die beiden äußersten Punkte in Stablängsrichtung gehalten, wodurch das Verdrillen des Querschnitts nur am ersten Element bei der Lagerung behindert werden kann. Die Traglastermittlung erfolgt dann analog wie bei der Handrechnung.

Mit der FE Analyse in ABAQUS lassen sich die genauesten und am realitätsnahsten Ergebnisse erzielen. Freiheitsgrade bei der Lagerung können mit der Lochung gesperrt werden und die Last kann wie in FSM gleichmäßig über die Kanten aufgebracht werden. Der Verdrilleffekt wird über die Lagerung an den Löchern eingeschränkt. Mit der LBA können unter Berücksichtigung der Randbedingungen die Eigenformen der

jeweiligen Versagenmodi bestimmt werden und als Imperfektionsfiguren vorgegeben werden. Aufgrund der realitätsnahen Modellierung kann in der Systemanalyse auf die Tragfähigkeiten aus der FE Rechnung zurückgegriffen werden.

Ein weiterer Vorteil der ABAQUS Rechnung liegt darin, dass die Effekte der Lochung genauestens miteinbezogen werden können. Bei der Handrechnung und der FSM Methode erfolgt dies lediglich über einen ingenieurmäßigen Abminderungsfaktor von Netto- zu Bruttofläche. In der FE Analyse können die Löcher in ihrer Lage exakt eingegeben werden. Beim gelochten Querschnitt kann man lediglich bei der dritten Versagensform der Forminstabilität erkennen, dass lokale Spannungsspitzen an den Lochungsstellen auftreten. Bei den beiden globalen Formen Biegedrillknicken und Biegeknicken hat die Lochung direkt keinen erkennbaren Einfluss auf die Spannungsverteilung und -umlagerung im Stab. Die geringere Tragfähigkeit im Vergleich zum ungelochten Stab resultiert damit vorwiegend aus der kleineren Querschnittsfläche A und -steifigkeit I .

Beim Steher erhält man mit einer maximalen Imperfektionsamplitude von $e_{\max} = L/200$ für den ungelochten Fall eine Tragfähigkeit von 148,2 kN, beim gelochten Stab 128,6 kN.

Dies entspricht einer Abminderung von 14%.

$$\frac{128,6}{148,2} = 0,86 \rightarrow \text{Reduktion von } 14 \%$$

Die Abminderungen bei der Hand- und FSM Rechnung betragen 18% bzw 20 %. Die getroffene Annahme weicht nicht stark von der FE Rechnung ab und liegt auf der sicheren Seite.

Man erkennt ebenso, dass die Fließgrenze bei den globalen Versagenmodi Biegedrillknicken und Biegeknicken jeweils im Bereich der Lagerung an der Lochung und in Stabmitte an der Kante zwischen Steg und Gurt erreicht wird. Der Anschluss der Diagonale und des Längsverbandes wird in der Ausführung über eine Unterlegscheibe erfolgen, was in der FE Berechnung nicht direkt berücksichtigt wird. Es wird lediglich der Rand der Lochung gehalten. Mit einer breiteren Lagerung in Form eines Ringes – ähnlich der Unterlegscheibe - um das Loch könnte dieses lokale Krafteinleitungsproblem noch genauer erfasst und die Tragfähigkeit damit zusätzlich gesteigert werden.

Der Einfluss der eingegebenen Imperfektion bleibt vergleichsweise gering. Bei einer maximalen Imperfektionsamplitude von $e_{\max} = L/200 = 11,75$ mm erhält man eine globale Tragfähigkeit von 128,6 kN, bei $e_{\max} = L/300 = 7,83$ mm eine globale Tragfähigkeit von 141,8 kN. Dies entspricht einer Steigerung von ca. 10 %. Das Ergebnis wird somit nicht ausschlaggebend von der Imperfektionsgröße bestimmt. Für die weitere Systemberechnung wird daher eine Imperfektionsamplitude von $e_{\max} = L/200$ nach EN 1991-1-1 (Knickspannungslinie b bei plastischer Berechnung) verwendet.

Ebenso wird in der ABAQUS Rechnung der Fall untersucht, bei dem die Lasteinleitung und Lagerung über eine Kopfplatte mit unterschiedlichen Dicken erfolgt. Bei der dünnen Platte mit 1 mm ist Biegedrillknicken noch die maßgebende Versagensform, verstärkt man die Platte allerdings auf 10 mm, wird Biegeknicken die erste Versagensform. Mit dem Verstärken der Platte bis auf 40 mm wird gleichzeitig der Drillwiderstand erhöht, wodurch das sonst maßgebende Biegedrillknicken behindert wird. Unabhängig von Dicke der Kopfplatte, stellt sich eine konstante Verzweigungslast für das Biegeknicken ein. Beim Biegedrillknicken und bei der Forminstabilität steigt sie hingegen bei einer dickeren Platte.

5.2.10 Zusammenfassung der Tragfähigkeiten für verstärkte Regalsteher

Nachfolgend werden ebenfalls die Berechnungsergebnisse für einen verstärkten Steher mit Blechdicke von 4 mm bzw. 5 mm dargestellt. Da für die Bemessung der gelochte Querschnitt mit Imperfektionsamplitude $e_{\max} = L/200$ aus der ABAQUS Berechnung verwendet wird, werden nur dessen Ergebnisse angegeben. Ebenso werden die Ergebnisse mit der erhöhten Streckgrenze von 422,5 N/mm² angegeben.

Regalsteher mit Blechdicke $t = 4 \text{ mm}$:

			Verzweigungslast N_{cr}			Traglast $N_{Rd,c}$		
			[kN]			[kN]		
			BDK	BK	FI	BDK	BK	FI
Gelochter Regalsteher	Berechnungsart	<u>ABAQUS</u>	297,7	489,5	-	185,6 (L/200)	238,1 (L/200)	-
			297,7	489,5	-	200,6 (L/200)	256,9 (L/200)	-
Gelochter Regalsteher mit erhöhter Streckgrenze	Berechnungsart	<u>ABAQUS</u>	297,7	489,5	-	200,6 (L/200)	256,9 (L/200)	-

Tabelle 4: Zusammenfassung der Tragfähigkeiten des Regalstehers $t = 4 \text{ mm}$

Regalsteher mit Blechdicke $t = 5 \text{ mm}$:

			Verzweigungslast N_{cr}			Traglast $N_{Rd,c}$		
			[kN]			[kN]		
			BDK	BK	FI	BDK	BK	FI
BDK.....	Biegedrillknicken							
BK.....	Biegeknicken							
FI.....	Forminstabilität							
Gelochter Regalsteher	Berechnungsart	<u>ABAQUS</u>	413,9	619,6	-	250,1 (L/200)	304,8 (L/200)	-
Gelochter Regalsteher mit erhöhter Streckgrenze	Berechnungsart	<u>ABAQUS</u>	413,9	619,6	-	269,9 (L/200)	334,8 (L/200)	-

Tabelle 5: Zusammenfassung der Tragfähigkeiten des Regalstehers $t = 5 \text{ mm}$

Wie in den Tabellen 4 und 5 ersichtlich ist, können die Tragfähigkeiten durch die erhöhte Streckgrenze für die Steher mit 4 bzw. 5 mm Blechdicke weiter gesteigert werden. Im Vergleich zum Steher mit 3 mm Blechdicke steigt sie für den maßgebenden Versagensfall Biegedrillknicken um 34 %.

Die Forminstabilität tritt bei diesen Dicken erst bei sehr hohen Traglasten auf, weshalb diese Tragfähigkeiten nicht maßgebend werden.

5.3 Querriegel

Die Querriegel stellen die Verbindungen von zwei Regaltürmen dar. In der Fahrgasse liegt in jeder Ebene ein Gitterrost auf. Die Querriegel erhalten demnach Normalkraft und Biegemomente. Aufgrund seiner vielfach gekanteten Geometrie ist eine Handrechnung sehr aufwändig und nur schwer realitätsnah abbildbar. Deshalb erfolgt eine Berechnung mit der FSM -Methode, bei der lokale Querschnittsabminderungen in einer Nachrechnung bestimmt werden können. Mit den errechneten Werten können anschließend die lokale und globale Tragfähigkeit ermittelt werden. Bei letzterer erfolgt dies direkt mit den Verzweigungslasten aus der FSM.

5.3.1 Querschnittswerte und Anlagenverhältnisse für die Berechnung

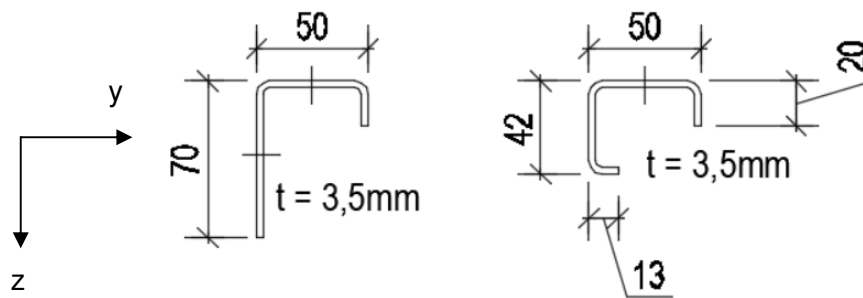


Abbildung 5-27: links: Profilquerschnitt Querriegel außen mit Außenabmessungen, Material S 355
rechts: Profilquerschnitt Querriegel innen (Fahrgasse) mit Außenabmessungen Material S355

a) Querriegel außen:

$$A = 490 \text{ mm}^2$$

$$I_y = 233.937 \text{ mm}^4$$

$$I_z = 194.271 \text{ mm}^4$$

$$i_y = 21,85 \text{ mm}$$

$$i_z = 19,91 \text{ mm}$$

$$l_{cr} = 1,94 \text{ m (Knicklänge lokal, Biegeknicken um } y - \text{ Achse)}$$

b) Querriegel innen:

$$A = 438 \text{ mm}^2$$

$$I_y = 18.676 \text{ mm}^4$$

$$I_z = 28.976 \text{ mm}^4$$

$$i_y = 6,52 \text{ mm}$$

$$i_z = 8,31 \text{ mm}$$

$$l_{cr} = 1,56 \text{ m (Knicklänge lokal, Biegeknicken um } y - \text{ Achse)}$$

5.3.2 Tragfähigkeiten aus FSM Berechnung

Die Berechnung erfolgt analog wie beim Diagonalverband in Abschnitt 5.1 mit der FSM – Methode. Es wird die Querschnittsform mit Stablänge eingegeben, die Lagerung erfolgt an beiden Enden gelenkig. Die Eckknoten des Querschnitts sind frei verschieblich und verdrehbar. Bei der Analyse wird die kritische Beulspannung σ_{cr} ausgegeben.

a) Querriegel außen

- **Lokale Tragfähigkeit**

Reine Druckbeanspruchung:

Es wird eine konstante Druckspannung von 1 kN/cm² über den Querschnitt aufgebracht.

Steg:

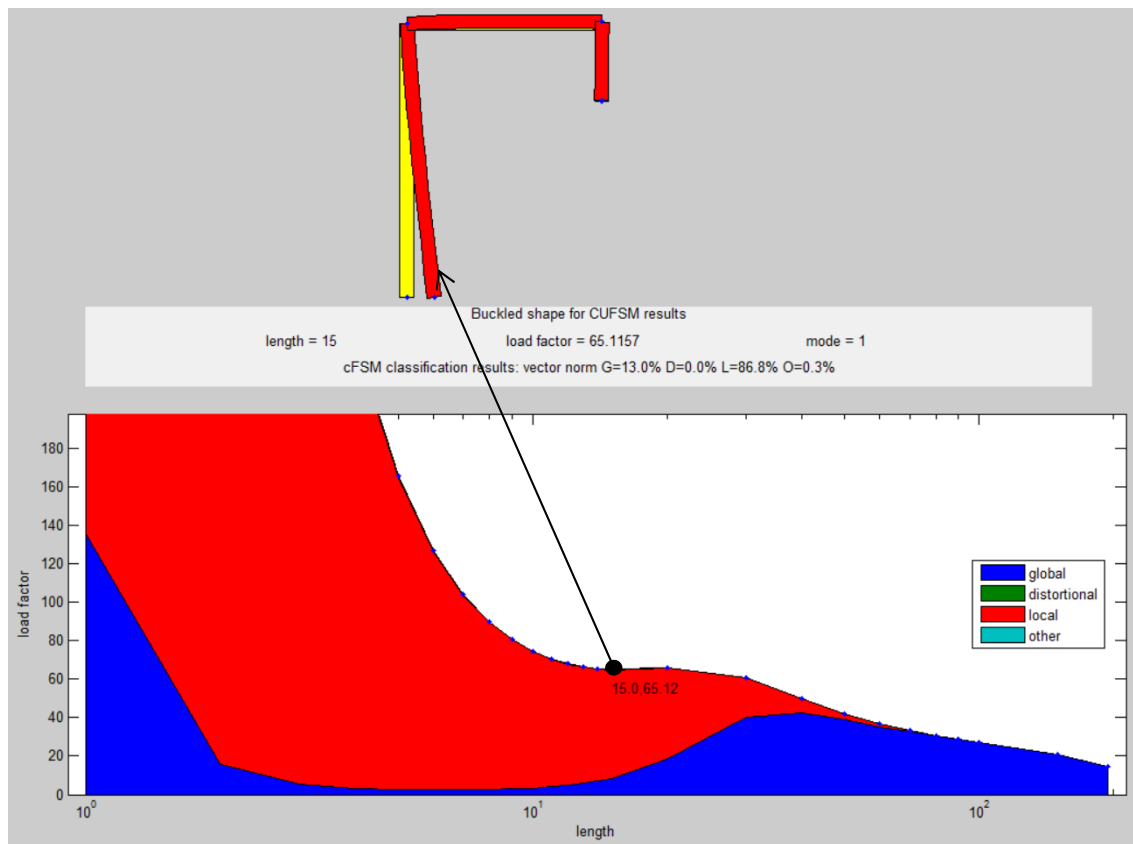


Abbildung 5-28: Beulform des Steges bei reiner Druckbeanspruchung unter kritischer Vergleichsspannung 65,1 kN/cm² (Quelle: CUFSM 4)

Aus der Berechnung ergibt sich bei einer Länge von 15 cm die kritische Beulspannung des ausbeulenden Steges zu 65,1 kN/cm².

In Abbildung 5-28 ist erkennbar, dass lokales Plattenbeulen (rot) bei der ersten Kurve auftritt. Mit der kritischen Beulspannung kann schließlich auf den kritischen Beulwert k_{σ} für die einseitig gehaltenen Gurte rückgerechnet werden

$$\sigma_{cr} = \sigma_E * k_{\sigma} = 18.980 * \left(\frac{t}{b}\right)^2 * k_{\sigma}$$

$$k_{\sigma} = \frac{\sigma_{cr}}{\sigma_E} = \frac{65,1}{18.980} * \left(\frac{66,5}{3,5}\right)^2 = 1,23$$

$$\lambda_p = \frac{b/t}{28,4 * \varepsilon * \sqrt{k_{\sigma}}} = \frac{66,5/3,5}{28,4 * 0,81 * \sqrt{1,23}} = 0,744 \leq 0,748$$

$$\rho = 1,0$$

$$h_{\text{eff}} = \rho * h = 1,0 * 66,5 = 66,5 \text{ mm}$$

Der Steg muss demnach nicht abgemindert werden.

- **Globale Tragfähigkeit**

Für die globale Tragfähigkeit werden die Verzweigungslasten für eine Druckbeanspruchung ermittelt und anschließend die Traglast berechnet.

Es wird eine Normalkraft von 1 kN auf den Querschnitt aufgebracht, welche konstant über den Querschnitt mit einer Druckspannung von 0,204 kN/cm² verteilt wird.

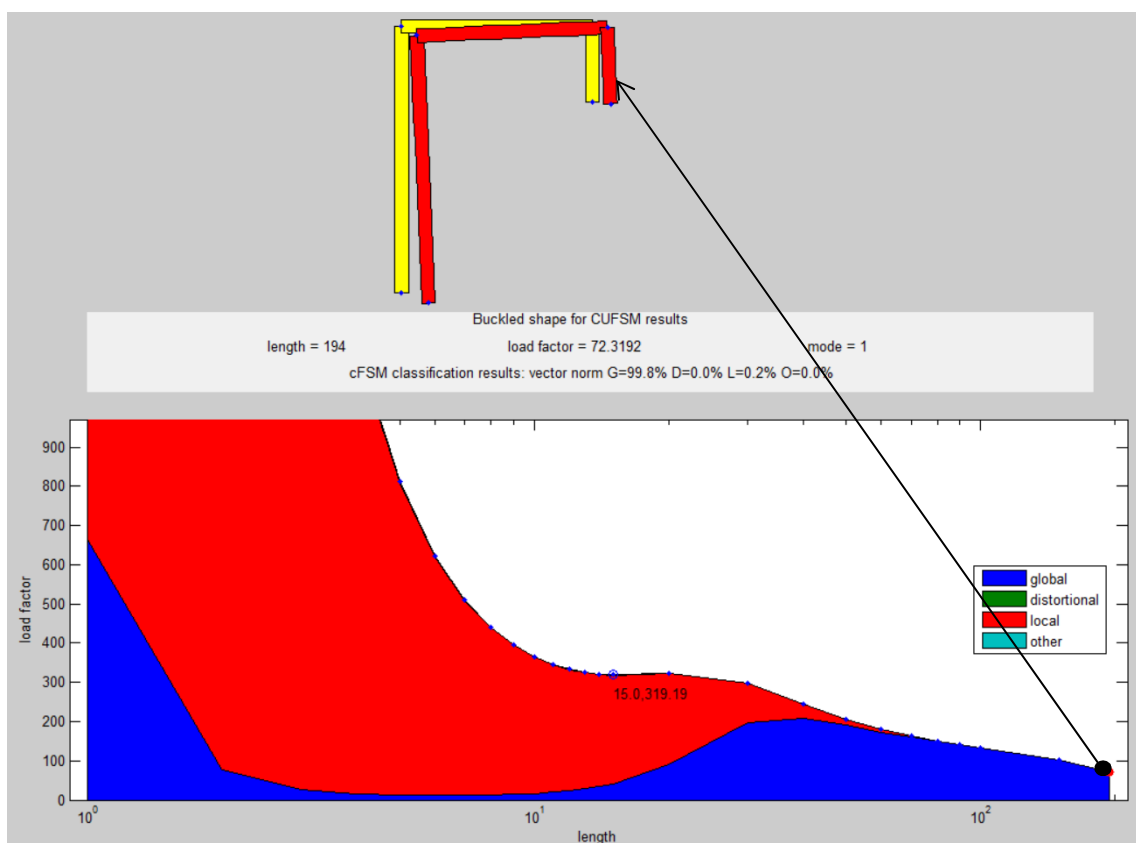


Abbildung 5-29: Beulform bei reiner Druckbeanspruchung unter Verzweigungslast 72,3 kN (Quelle: CUFSM 4)

Aus Abbildung 5-29 kann der Verzweigungslastfaktor abgelesen und die Einheitslast 1 kN damit skaliert werden. In der Abbildung ist erkennbar, dass bei einer Stablänge von 1,94 m nur mehr globales Versagen (blau) des Bauteils auftritt. Die Verformungsfigur zeigt eine Verdrehung bei gleichzeitiger Verschiebung des Querschnitts, was auf Biegedrillknickversagen hindeutet.

Verzweigungslastfaktor aus der FSM Analyse:

$$N_{cr,CUF\text{SM}} = 72,3 \text{ kN}$$

Es wird nur eine konstante Druckbeanspruchung aufgebracht. Mit diesem Verzweigungswert kann die Tragfähigkeit für Stabilität berechnet werden.

$$\lambda_{TF} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr,CUF\text{SM}}}} = \sqrt{\frac{490 \cdot 355}{72,3 \cdot 1.000}} = 1,55$$

$$\phi_{TF} = 0,5 \cdot (1 + \alpha \cdot (\lambda_{TF} - 0,2) + \lambda_{TF}^2) = 0,5 \cdot (1 + 0,34 \cdot (1,55 - 0,2) + 1,55^2) = 1,93$$

$$\chi_{TF} = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_{TF}^2 - \lambda_{TF}^2}} = \frac{1}{1,93 + \sqrt{1,93^2 - 1,55^2}} = 0,32$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi_{TF} \cdot A_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,32 \cdot 490 \cdot 355}{1,0} = 55,66 \text{ kN}$$

Daraus ergibt sich eine zulässige Normalkraft von $N_{Rd,c,global,FSM} = 55,7 \text{ kN}$.

b) Querriegel innen

Da beim Querriegel außen keine Abminderung infolge lokalem Beulen gemacht werden musste, kann die lokale Tragfähigkeit mit Beuluntersuchungen beim Querriegel innen vernachlässigt werden, da das b/t Verhältnis aller Querschnittsteile günstiger ist. Es wird somit nur die globale Tragfähigkeit bestimmt.

• Globale Tragfähigkeit

Für die globale Tragfähigkeit werden die Verzweigungslasten für eine Druckbeanspruchung ermittelt und anschließend die Traglast berechnet.

Es wird eine Normalkraft von 1 kN auf den Querschnitt aufgebracht, welche konstant über den Querschnitt mit einer Druckspannung von 0,229 kN/cm² verteilt wird.

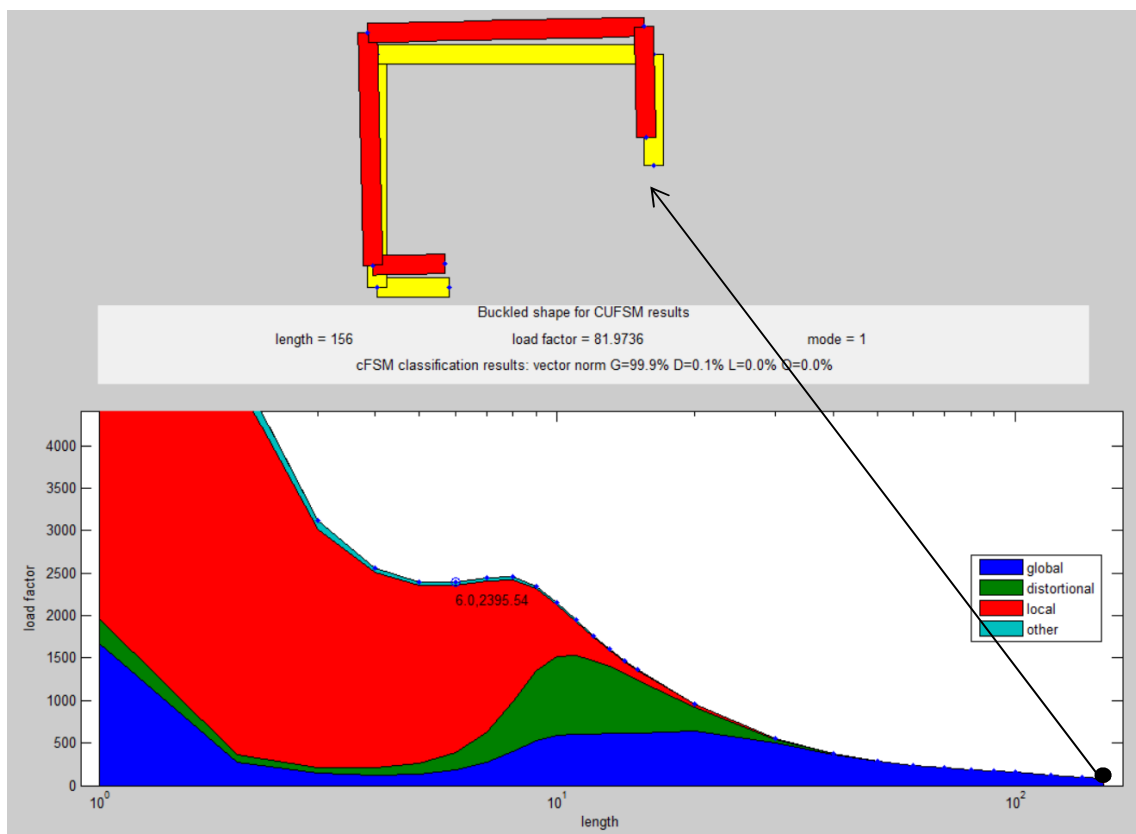


Abbildung 5-30: Beulform bei reiner Druckbeanspruchung unter Verzweigungslast 81,9 kN (Quelle: CUFSM 4)

Aus Abbildung 5-30 kann der Verzweigungslastfaktor abgelesen und die Einheitslast 1 kN damit skaliert werden. In der Abbildung ist erkennbar, dass bei einer Stablänge von 1,56 m nur mehr globales Versagen (blau) des Bauteils auftritt. Die Verformungsfigur zeigt eine Verschiebung des Querschnitts, was auf Biegeknickversagen hindeutet.

Verzweigungslastfaktor aus der FSM Analyse:

$$N_{cr, CUFSM} = 81,9 \text{ kN}$$

Es wird nur eine konstante Druckbeanspruchung aufgebracht. Mit diesem Verzweigungswert kann die Tragfähigkeit für Stabilität berechnet werden.

$$\lambda_{TF} = \sqrt{\frac{A * f_y}{N_{cr,CUFMS}}} = \sqrt{\frac{438 * 355}{81,9 * 1.000}} = 1,37$$

$$\phi_{TF} = 0,5 * (1 + \alpha * (\lambda_{TF} - 0,2) + \lambda_{TF}^2) = 0,5 * (1 + 0,34 * (1,37 - 0,2) + 1,37^2) = 1,64$$

$$\chi_{TF} = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_{TF}^2 - \lambda_{TF}^2}} = \frac{1}{1,64 + \sqrt{1,64^2 - 1,37^2}} = 0,39$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi_{TF} * A_{eff} * f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,39 * 438 * 355}{1,0} = 60,64 \text{ kN}$$

Daraus ergibt sich eine zulässige Normalkraft von $N_{Rd,c,global,FSM} = 60,7 \text{ kN}$.

Da diese globale Tragfähigkeit von 60,7 kN beim Querriegel innen höher ist als die globale Tragfähigkeit von 55,7 kN beim Querriegel außen, werden die Stabilitätsnachweise in den nachfolgenden Kapiteln auf der sicheren Seite mit den maximalen Schnittgrößen beider Bauteile beim Querriegel außen gemacht.

6 Rahmenbedingungen für die Systemberechnung

6.1 Verwendete Software

Die Berechnung am Haupttragssystem des Hochregallagers in Querrichtung des Gesamttragwerks erfolgt mit dem Finite Elemente Programm SOFiSTiK.

6.2 Lastaufstellung

Die Lasten werden für den Standort Lelystad in den Niederlanden ermittelt. Bei der Wind- und Schneelastermittlung wird auf niederländische nationale Anhänge zurückgegriffen.

Durch den Abstand der Stützen in Hallenlängsrichtung von $e_{\text{Stütze}} = 2,014 \text{ m}$ ergibt sich eine Lasteinflussbreite von $b_{LF} = 2,014 \text{ m}$.

6.2.1 Eigengewicht

Das Eigengewicht der Tragkonstruktion wird automatisch im Programm SOFiSTiK mit den eingegebenen Profilen ermittelt.

6.2.2 Aufbaulasten

Das Fahr- und Ablagesystem wird als statisch nicht tragend und damit als zusätzliche ständige Last angesetzt. Als Aufbaulasten ergeben sich zusammenfassend:

- Paneele auf Wand und Dach: $g_1 = 0,30 \text{ kN/m}^2$
- Gitter auf Serviceebene: $g_2 = 0,15 \text{ kN/m}^2$
- Fahrschiene $g_3 = 0,00048 \text{ m}^2 * 78,5 \text{ kN/m}^3 = 0,076 \text{ kN/m}$
- Fachboden $g_4 = 0,000096 \text{ m}^2 * 78,5 \text{ kN/m}^3 = 0,024 \text{ kN}$

6.2.3 Windlasten lt. NEN-EN 1991-1-4+A1+C2/NB

Gebäudestandort: Lelystad (Niederlande, Provinz Flevoland)

Geländekategorie: II, Küste

Der Rest der Provinz Nordholland, das Festland der Provinzen Groningen und Friesland und die Provinzen Flevoland, Südholland und Zeeland;

Höhe über Gelände: $z = 23,6 \text{ m}$ $z_{\min} = 10 \text{ m}$

Basisgeschwindigkeit: $v_{b,0} = 27 \text{ m/s} = v_b$

Mittlerer Winddruck: $q_m(z) = 0,96 \text{ kN/m}^2$

NEN-EN 1991-1-4+A1+C2:2011/NB:2011

Tabel NB.5 — Extreme stuwdruk in kN/m^2 als functie van de hoogte

Hoogte m	Gebied I			Gebied II			Gebied III	
	kust	onbebouwd	bebouwd	kust	onbebouwd	bebouwd	onbebouwd	bebouwd
1	0,93	0,71	0,69	0,78	0,60	0,58	0,49	0,48
2	1,11	0,71	0,69	0,93	0,60	0,58	0,49	0,48
3	1,22	0,71	0,69	1,02	0,60	0,58	0,49	0,48
4	1,30	0,71	0,69	1,09	0,60	0,58	0,49	0,48
5	1,37	0,78	0,69	1,14	0,66	0,58	0,54	0,48
6	1,42	0,84	0,69	1,19	0,71	0,58	0,58	0,48
7	1,47	0,89	0,69	1,23	0,75	0,58	0,62	0,48
8	1,51	0,94	0,73	1,26	0,79	0,62	0,65	0,51
9	1,55	0,98	0,77	1,29	0,82	0,65	0,68	0,53
10	1,58	1,02	0,81	1,32	0,85	0,68	0,70	0,56
15	1,71	1,16	0,96	1,43	0,98	0,80	0,80	0,66
20	1,80	1,27	1,07	1,51	1,07	0,90	0,88	0,74
25	1,88	1,36	1,16	1,57	1,14	0,97	0,94	0,80
30	1,94	1,43	1,23	1,63	1,20	1,03	0,99	0,85

Abbildung 6-1: Auszug aus der NEN-EN 1991-1-4+A1+C2:2011/NB:2001 zur Ermittlung des Böengeschwindigkeitsdrucks $q_p(z)$

Aus Abbildung 6-1 ergibt sich durch Interpolation als Böengeschwindigkeitsdruck:

$$q_p(z) = 1,51 + 3,6 * 0,06 / 5 = 1,56 \text{ kN/m}^2$$

Winddruck auf Oberflächen – Vertikale Wände:

Länge: 143,7 m

Breite: 29,4 m

Höhe: 23,6 m

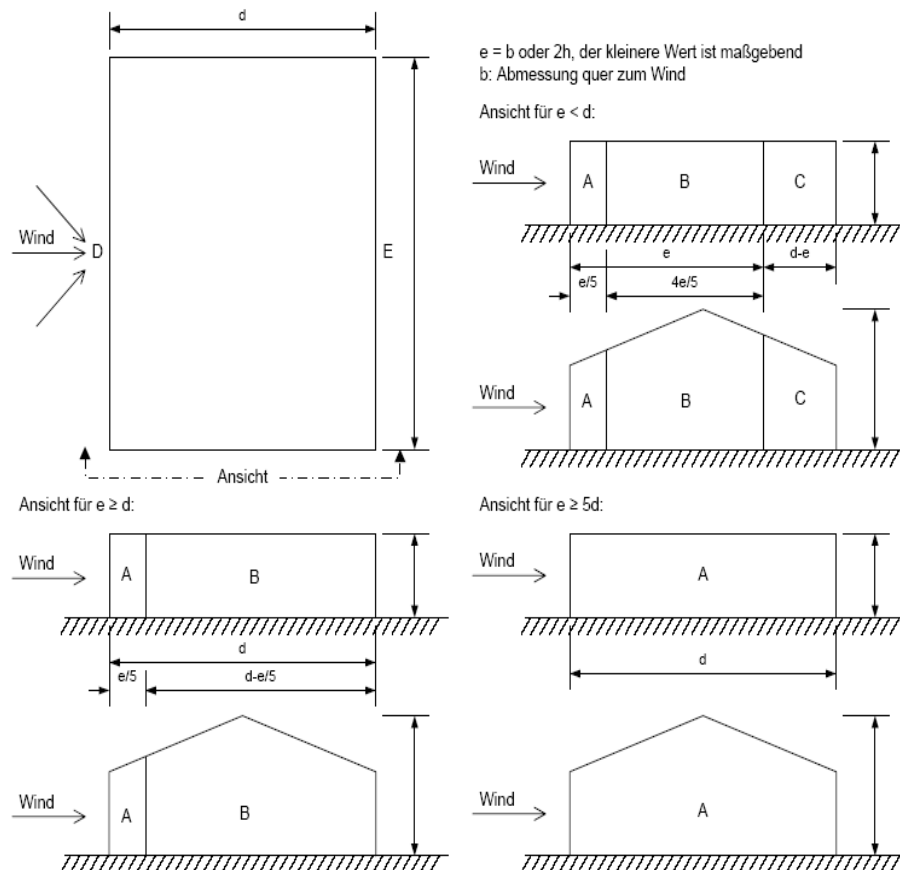


Abbildung 6-2: Einteilung der Wandflächen nach EN 1991-1-4

Wind auf Längswand

 $e = 50,86$ m $h/b = 0,164$ $d/b = 0,204$ $h/d = 0,803$

Tabelle 6: Winddruckbeiwerte $c_{pe,10}$ und resultierende Winddrücke w_e für die Wandbereiche A, B, C, D, E

Bereich A	$c_{pe,10} = - 1,20$	$w_e = - 1,90 \text{ kN/m}^2$
Bereich B	$c_{pe,10} = - 0,80$	$w_e = - 1,26 \text{ kN/m}^2$
Bereich C	$c_{pe,10} = - 0,50$	$w_e = - 0,79 \text{ kN/m}^2$
Bereich D	$c_{pe,10} = + 0,80$	$w_e = + 1,26 \text{ kN/m}^2$
Bereich E	$c_{pe,10} = - 0,50$	$w_e = - 0,79 \text{ kN/m}^2$

Einteilung der Wandflächen:

Bereich A = 10,17 m

Bereich B = 17,21 m

Bereich C = 0,00 m

Windlasten - Dach

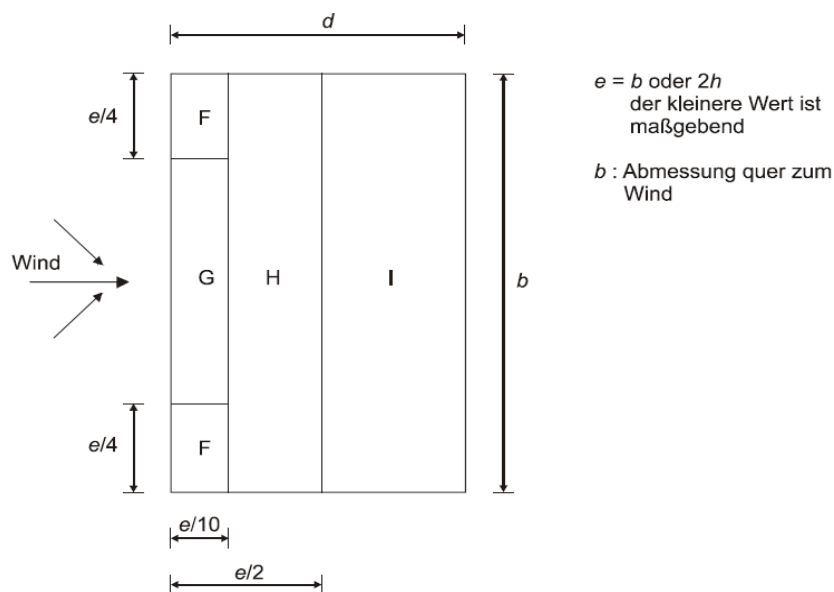


Abbildung 6-3: Einteilung der Dachfläche nach EN 1991-1-4

Wind auf Längswand

$e = 50,86 \text{ m}$

Tabelle 7: Winddruckbeiwerte $C_{pe,10}$ und resultierende Winddrücke w_e für die Bereiche F, G, H, I

Bereich F	$C_{pe,10} = - 1,80$	$w_e = - 2,84 \text{ kN/m}^2$
Bereich G	$C_{pe,10} = - 1,20$	$w_e = - 1,90 \text{ kN/m}^2$
Bereich H	$C_{pe,10} = - 0,70$	$w_e = - 1,11 \text{ kN/m}^2$
Bereich I	$C_{pe,10} = +/- 0,20$	$w_e = +/- 0,32 \text{ kN/m}^2$

Einteilung der Wandfläche:

Windparallel: Bereiche F, G = 5,09 m
 Bereich H ($2e/5$) = 20,34 m

Die Wirkung des Windes im Halleninneren wird vernachlässigt.

6.2.4 Schneelasten lt NEN-EN 1991-1-3+C1:2011/NB:2011

Gebäudestandort: Lelystad (Niederlande, Provinz Flevoland)

Char. Schneelast auf dem Boden: $s_k = 0,7 \text{ kN/m}^2$

Schneelast auf Dach: $s_d = \mu_1 * C_e * C_1 * s_k$

$$s_d = 0,8 * 1,0 * 1,0 * 0,7 = 0,56 \text{ kN/m}^2$$

Tabelle 5.2 — Formbeiwerte für Schneelasten

Neigungswinkel α des Pultdachs	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8(60 - \alpha)/30$	0,0
μ_2	$0,8 + 0,8 \alpha/30$	1,6	—

Abbildung 6-4: Formbeiwerte nach Tab 5.2 EN 1991-1-3

6.2.5 Nutzlast aus Kisten

Beim Referenzprojekt Inditex können 9 Kisten mit Abmessungen 450x650 mm pro Regalstellplatz abgelegt werden. Das Maximalgewicht der Kisten beträgt laut Herstellerangaben 35 kg. Der Regalstellplatz besitzt eine Fläche von 4,049 m², wodurch sich folgende verschmierte Flächenlast ergibt:

$$\text{Kistenlast: } 9 * 0,35 \text{ kN} / 4,049 = 0,78 \text{ kN/m}^2$$

Ansatz der Kistenlast auf jedem Regalboden (vgl. Abb.4-3).

6.2.6 Nutzlast aus Shuttle bzw. Wartung

Nach Angaben des Herstellers gibt es einen Shuttle- und einen Wartungslastfall. Diese treten unabhängig voneinander auf. Es kann demnach sein, dass alle Shuttles in ihrer Ebene übereinanderstehen oder Wartungsarbeiten in den Serviceebenen durchgeführt werden müssen.

Last pro vollbeladenen Shuttle: $150 \text{ kg} + 50 \text{ kg} = 200 \text{ kg} = 2 \text{ kN}$

Es wird von jeweils 1 Shuttle je Fahrschienenenebene ausgegangen (insgesamt 40 übereinander)

Last aus Wartung: $200 \text{ kg/m}^2 = 2 \text{ kN/m}^2$

6.2.7 Imperfektionen

Für die Schnittkraftberechnung nach Theorie II. Ordnung wird eine globale Schiefstellung des Regalstehers bestimmt. Bei der Ermittlung der Tragfähigkeiten wurde bereits Biegeknicken in der Ebene und Biegedrillknicken aus der Ebene untersucht, wodurch eine zusätzliche Vorkrümmung als Imperfektion entfallen kann.

Schiefstellung:

$$\varphi = \varphi_0 * \alpha_h * \alpha_m$$

φ_0Ausgangswert $\varphi_0 = 1/200$

α_hAbminderungsfaktor für die Höhe h von Stützen

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}} \text{ jedoch } \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1,0$$

h.....Höhe des Tragwerks

α_mAbminderungsfaktor für die Anzahl der Stützen in einer Reihe

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 * \left(1 + \frac{1}{m}\right)}$$

m.....Anzahl der Stützen in einer Reihe, unter ausschließlicher Betrachtung der Stützen, die eine Vertikalbelastung größer 50% der durchschnittlichen Stützenlast in der betrachteten vertikalen Richtung übernehmen

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{23,6}} = 0,411 \leq 0,667$$

$$\alpha_m = \sqrt{0,5 * \left(1 + \frac{1}{20}\right)} = 0,725$$

$$\varphi = \frac{1}{200} * 0,667 * 0,725 = 0,00243$$

6.2.8 Erdbeben

Als außergewöhnlicher Lastfall muss bei einer statischen Berechnung zusätzlich noch Erdbeben berücksichtigt werden. Die Einteilung erfolgt je nach Erdbebenzone und bedarf einer eigenen Berechnung. Im Rahmen dieser Arbeit wird auf den Lastfall Erdbeben nicht eingegangen.

6.3 Lasten am 2D-Quersystem

Der Binderabstand beträgt 2,014 m, wodurch sich folgende Lasten für die Berechnung des 2D-Systems in SOFiSTiK ergeben:

Lastfall 1:

Eigengewicht, wird automatisch berücksichtigt in SOFiSTiK

Lastfall 2:

Ausbaulast Dach- und Wandpaneele: $0,15 * 2,014 = 0,30 \text{ kN/m}$

Lastfall 3:

Ausbaulast Gitterroste:
(je Gitterebene) $0,3 * 2,014 = 0,60 \text{ kN/m}$

Lastfall 4:

Ausbaulast Fachboden:
(je Regalboden) $0,000096 \text{ m}^2 * 2,014 \text{ m} * 78,5 \text{ kN/m}^3 * 1,5$
 $= 0,024 \text{ kN}$ (Belastung am Regalsteher)

Lastfall 5:

Ausbaulast Fahrschiene: $0,00048 \text{ m}^2 * 2,014 \text{ m} * 78,5 \text{ kN/m}^3$
 $= 0,076 \text{ kN}$ (Belastung am Regalsteher)

Lastfall 6:

Ausbaulast Längsträger: $0,000395 \text{ m}^2 * 2,014 \text{ m} * 78,5 \text{ kN/m}^3$
 $= 0,062 \text{ kN}$

Lastfall 10 (Wind von links):

Wind in Querrichtung (Druck): $1,26 * 2,014 = 2,54 \text{ kN/m}$

Wind in Querrichtung (Sog): $-0,79 * 2,014 = -1,59 \text{ kN/m}$

Wind auf dem Dach (Bereich G): $-1,90 * 2,014 = -3,83 \text{ kN/m}$

Wind auf dem Dach (Bereich H): $-1,11 * 2,014 = -2,24 \text{ kN/m}$

Wind auf dem Dach (Bereich I): - $0,32 * 2,014 = -0,64 \text{ kN/m}$

Anm.: Linienlast am äußeren Regalsteher.

Lastfall 11 (Wind von rechts): analog zu Lastfall 10

Lastfall 12:

Schnee: $0,56 * 2,014 = 1,13 \text{ kN/m}$

Lastfall 13:

Nutzlast aus vollen Kisten pro Fachboden: $9 * 0,35/4 * 2 = 1,58 \text{ kN}$
 (insgesamt 40 Fachböden in der Höhe)

Anm.: Die Lasten aus den Kisten werden mittels Punktlasten, welche an den Regalstehern angreifen, modelliert. Pro Ebene liegen dabei 4 Fachbodenträger auf.

Lastfall 14 (linker Turm zu 75% beladen / rechter Turm zu 100% beladen):

Nutzlast aus vollen Kisten zu 75% beladen: $0,75 * 1,58 = 1,19 \text{ kN}$

Lastfall 15 (rechter Turm zu 75% beladen / linker Turm zu 100% beladen):

Nutzlast aus vollen Kisten zu 75% beladen: $0,75 * 1,58 = 1,19 \text{ kN}$

Lastfall 16:

Nutzlast aus beladenen Shuttles übereinander: $0,5 + 1,5 = 2 \text{ kN}$ (je Fahrschiene)
 (insgesamt 40 Shuttle übereinander in der Höhe, jede Fahrschiene 1 Shuttle)

Lastfall 17:

Nutzlast aus Wartung in Gitterebene: $2 * 2,014 = 4,03 \text{ kN/m}$
(Ansatz in allen 9 Gitterebenen in der Höhe)

Die angegebenen Lasten wirken nicht alle gleichzeitig.

Die Lastfälle 10 und 11 aus Wind können nur unabhängig voneinander auftreten.

Die Lastfälle 13, 14 und 15 treten ebenfalls je nach Beladung unabhängig voneinander auf und werden daher nicht miteinander kombiniert.

Die Lastfälle 16 und 17 sind laut Herstellerangaben ebenfalls unabhängig voneinander zu betrachten. Es gibt den Fall, dass alle Shuttles mit voller Behälterbeladung übereinander in jeder Ebene stehen (insgesamt 40 Shuttles über die Höhe in der Fahrgasse - Lastfall 16). Alternativ gibt es den Fall, dass eine Wartung durchgeführt wird, bei der eine Flächenlast von 200 kg/m^2 vom Hersteller angegeben wird. (Eine Flächenlast pro Gitterebene, insgesamt 9 über die Höhe - Lastfall 17).

6.4 Kombinationsregeln der Lastfälle

Die angegebenen Lastfälle werden nach „EN 15512: Ortsfeste Regalsysteme aus Stahl – Verstellbare Palettenregale – Grundlagen der statischen Bemessung“ kombiniert.

6.4.1 Kombinationen von Einwirkungen für den Grenzzustand der Tragfähigkeit - Allgemein

Die Sollwerte von Einwirkungen sind nach folgenden Regeln zu kombinieren, wobei der höchste Wert genommen wird:

- bei Berücksichtigung von nur der ungünstigsten veränderlichen Einwirkung

$$\Sigma \gamma_G G_k + \gamma_Q Q_{k,1} \quad (6)$$

- bei Berücksichtigung sämtlicher ungünstigen veränderlichen Einwirkungen, die gleichzeitig vorkommen können

$$\Sigma \gamma_G G_k + 0,9 \sum_{i \geq 1} \gamma_{Qi} Q_{k,i} \quad (7)$$

- Auslegung für außergewöhnliche Einwirkungen

$$\Sigma \gamma_{GA} G_k + \sum_{i \geq 1} \gamma_{QA} \cdot Q_{k,i} + \gamma_A \cdot A_k \quad (8)$$

Dabei ist

- G_k der charakteristische Wert einer ständigen Einwirkung (Totlast);
- $Q_{k,1}$ der charakteristische Wert einer der veränderlichen Lasten;
- $Q_{k,i}$ der charakteristische Wert einer typischen veränderlichen Last;
- A_k der charakteristische Wert einer außergewöhnlichen Last;
- γ_G der Teilkoeffizient für ständige Lasten;
- γ_Q der Teilkoeffizient für veränderliche Lasten;
- γ_A der Teilkoeffizient für außergewöhnliche Lasten.

Abbildung 6-5: Ausschnitt aus EN 15512, Kap. 7.2, Grenzzustand der Tragfähigkeit

6.4.2 Kombinationen von Einwirkungen für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit - Allgemein

Die Sollwerte von Einwirkungen sind unter Anwendung der in EN 1990 angegebenen Kombinationsfaktoren ψ_0 zu kombinieren. Im Falle von Palettenregalen dürfen die vereinfachten Kombinationsregeln (5), (6) und (7) angewandt werden, wobei der höchste Wert genommen wird:

- bei Berücksichtigung von nur der ungünstigsten veränderlichen Einwirkung

$$\Sigma \gamma_G G_k + \gamma_Q Q_{k,1} \quad (9)$$

- bei Berücksichtigung aller ungünstigen veränderlichen Einwirkungen

$$\Sigma \gamma_G G_k + 0,9 \gamma_Q \sum_{i \geq 1} Q_{k,i} \quad (10)$$

mit den in 7.2 festgelegten Bezeichnungen.

Abbildung 6-6: Ausschnitt aus EN 15512, Kap. 7.2, Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Dabei sind die angegebenen Belastungsfaktoren γ_f ebenfalls eigens in der Norm angegeben und unterscheiden sich dabei von jenen einer herkömmlichen Berechnung nach EN 1990.

Tabelle 2 — Belastungsfaktoren γ_i

Einwirkungen	Grenzzustand der Tragfähigkeit	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit
Ständige Lasten γ_G		
— mit ungünstiger Auswirkung	1,3	1,0
— mit günstiger Auswirkung	1,0	1,0
Veränderliche Einwirkungen γ_Q		
Ladeeinheiten	1,4	1,0
Ladeeinheiten in RFZ-Systemen	1,4 oder 1,3 ¹⁾	1,0
Beschickungslasten	1,4	1,0
Sonstige Nutzlasten	1,5	1,0
Außergewöhnliche Einwirkungen		
γ_A	1,0	
γ_{GA}	1,0	
γ_{QA}	1,0	
¹⁾ Gilt für ein Lagersystem mit RFZ, einschließlich dem Wiegen sämtlicher Ladeeinheiten und die Rückweisung aller Ladeeinheiten, die mehr als die Sollast des Regals wiegen. Der Belastungsfaktor für Ladeeinheiten kann von 1,4 auf 1,3 reduziert werden.		
<small>ANMERKUNG Die statistische Unbestimmtheit bezüglich der Größe der Ladeeinheiten ist erheblich geringer als diejenige für die herkömmlichen veränderlichen Einwirkungen im Bau (Wind, Schnee, Deckenbelastung usw.). Außerdem übt der Benutzer einen hohen Grad der Kontrolle über den Betrieb des Systems aus. Demzufolge liegt der Belastungsfaktor für Ladeeinheiten zwischen dem für sonstige Nutzlasten und dem für ständige Einwirkungen. Die Hauptbestimmtheit bei der lastabhängigen Leistung eines Palettenregals liegt in der Wechselwirkung mit den Beschickungseinrichtungen. Es wird erachtet, dass diese Wirkungen korrekterweise in den außergewöhnlichen Lasten und Beschickungslasten eingebunden sind, welche das wahrscheinliche Ergebnis von fachgerechter Praxis darstellen (siehe 6.3).</small>		

Abbildung 6-7: Ausschnitt aus Tabelle 2, EN 15512, Kap. 7.4 Belastungsfaktoren

6.4.3 Anwendung der Kombinationsregeln für die einzelnen Lastfälle

a) Teilsicherheitsfaktoren der Einzellastfälle

Ständige Lasten:

Lastfälle 1 bis 6 (Eigengewicht und Ausbaulasten)

$\gamma_G = 1,3$ (ungünstig) bzw. $\gamma_G = 1,0$ (günstig)

Veränderliche Einwirkungen:

Lastfälle 13, 14, 15 (Ladeeinheiten)

$\gamma_Q = 1,4$

Lastfälle 10, 11, 12, 16 und 17 (Sonstige Nutzlasten)

$\gamma_Q = 1,5$

b) Untersuchte Überlagerungskombinationen

Für die überlagerten Lastfälle, in denen alle ungünstigen veränderlichen Einwirkungen kombiniert werden, ergeben sich nach Abb. 6-6 folgende Kombinationsbeiwerte:

Lastfälle 13, 14, 15: $0,9 * 1,4 = 1,26$

Lastfälle 10, 11, 12, 16, 17: $0,9 * 1,5 = 1,35$

Anm.: Die Überlagerungsregeln nach EN 15512 auch für Silolösung.

6.5 Modellierung

Das System wird im Programm SOFiSTiK über die graphische Eingabe SOFiPLUS-X erstellt. Die Geometrie wird aus den Plänen entnommen.

Benachbarte Regaltürme sind über die Querriegel durch die Fahrgasse miteinander verbunden. Die Riegel laufen bei der In - House Variante nicht durch, wodurch die Türme untereinander nicht gekoppelt sind (vgl. Abb. 6-8).

Aus der Ebene ist das Quersystem über Lager in Längsrichtung gehalten.

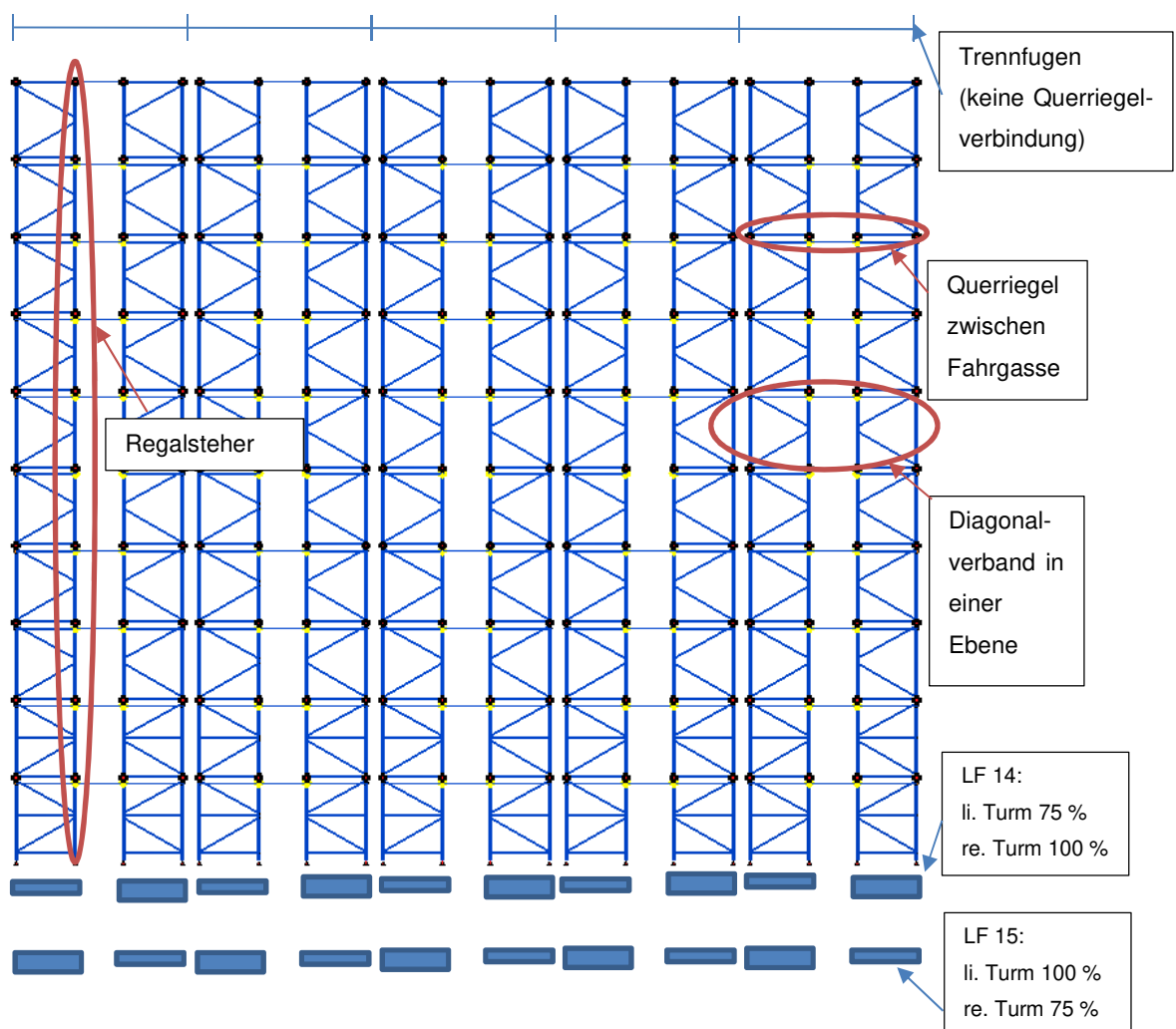


Abbildung 6-8: 2D Systemmodellierung in SOFiSTiK mit Belastungen in den Lastfällen 14 und 15

Im Programm können die komplexen Geometrien der Regalsteher und Verbände zwar eingegeben werden, allerdings kann keine direkter Nachweis der Bauteilquerschnitte erfolgen, mit Berücksichtigung der Effekte aus Querschnittsklasse 4 (lokales Beulen), Forminstabilität und globales Stabilitätsverhalten (Biegeknicken und Biegedrillknicken). Aus diesem Grund erfolgt eine rein elastische Spannungsermittlung an den einzelnen Bauteilquerschnitten. Die Lochung der Profile wird dabei nicht mitmodelliert.

Das System wird mit einer gelenkigen, allseitig festen Fußpunktlagerung auf starrem Untergrund eingegeben. Die Regalsteher laufen bis zum Kopfpunkt über die Höhe durch, an ihnen werden die Verbände und Querriegel gelenkig angeschlossen (Abbildung 6-8).

Die Verbände und Querriegel werden innen- bzw. außenliegend an die Regalsteher angeschraubt (siehe Abbildungen 4-4 und 4-6). Die tatsächlichen Exzentrizitäten der Anschlusspunkte der Diagonalen an die Lochung der Steher werden mitmodelliert, wodurch sich exzentrische Anschlüsse ergeben. In der Bemessung werden dann direkt die Nachweise für die jeweiligen Teilbereiche geführt. Ein Vergleich der Pläne mit der Modellierung ist in Abbildung 6-9 gegeben.

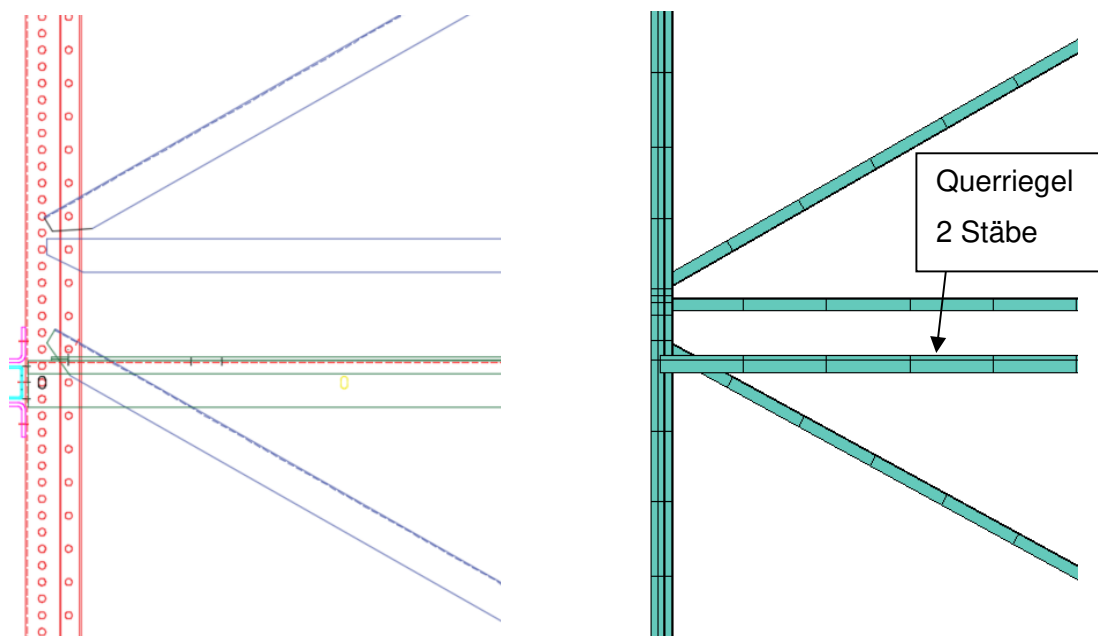


Abbildung 6-9: Exzentrischer Anschluss der Diagonalen an die Regalsteher
links: Auszug aus Plan
rechts: Modellierung in SOFiSTiK

Es erfolgt eine rein elastische Schnittkraftberechnung. Die Einflüsse aus Theorie II. Ordnung werden berücksichtigt, wobei eine geometrische Ersatzimperfection aus der Schiefstellung der Regalsteher eingegeben wird. Durch die Berechnung nach Theorie II. Ordnung werden die Schnittgrößen vergrößert und damit das Tragverhalten der schlanken Regalstruktur maßgeblich beeinflusst.

Die Schiefstellung des Systems wird direkt beim Kombinieren der Lastfälle eingegeben.

7 Berechnung des bestehenden Systems als In - House Lösung

Die Haus Variante befindet sich in einer bestehenden Halle, wodurch keine Lasten aus Wind und Schnee berücksichtigt werden müssen. Es ergeben sich somit Lastfälle aus Eigengewicht, Ausbaulast, Kistenlast mit unterschiedlicher Verteilung und Shuttle- bzw. Wartungslasten. Die Lasten werden wie in Kapitel 6 beschrieben im Quersystem auf den Binderabstand von 2,014 m berechnet.

Basierend auf den ermittelten Tragfähigkeiten in Kapitel 4 kann nun eine Schnittkraftberechnung mit den Profilen der In - House Variante erfolgen. In einem ersten Schritt werden die angegebenen Profildicken von Kapitel 4 angesetzt. Die Regalsteher, Diagonalen und Querriegel werden dann entsprechend nachgewiesen und erforderlichenfalls verstärkt.

7.1 Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT)

Für die erste Berechnung werden die Querschnitte des Ursprungsystems (siehe Abbildung 7-1) betrachtet:

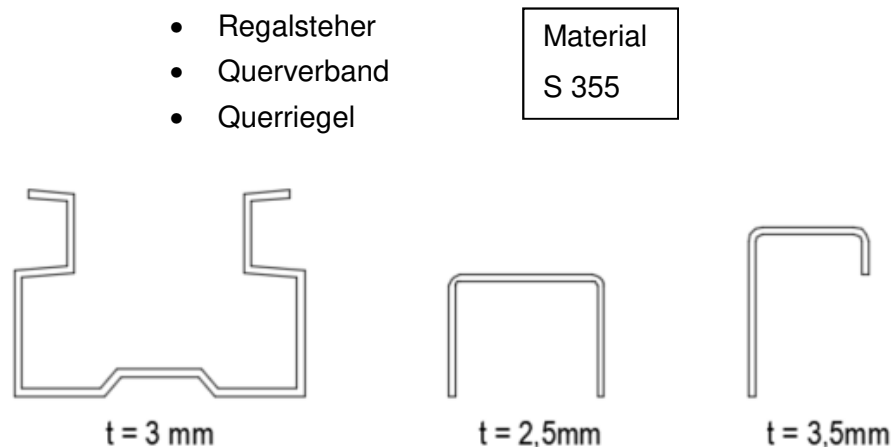


Abbildung 7-1: Querschnitte für die Systembemessung
links: Regalsteher
Mitte: Diagonalverband
rechts: Querriegel

Mit den angegebenen Lasten in Kapitel 5 ergeben sich folgende Bemessungsschnittgrößen und Ausnutzungsgrade für die reine elastische Querschnittstragfähigkeit am jeweiligen Bruttoquerschnitt.

Normalkraft (Bemessungswerte im GZT)

Maßgebende Lastfallkombination GZT:

1,35 EG + 1,26 Kisten voll + 1,35 Shuttles + 1,0 IMP

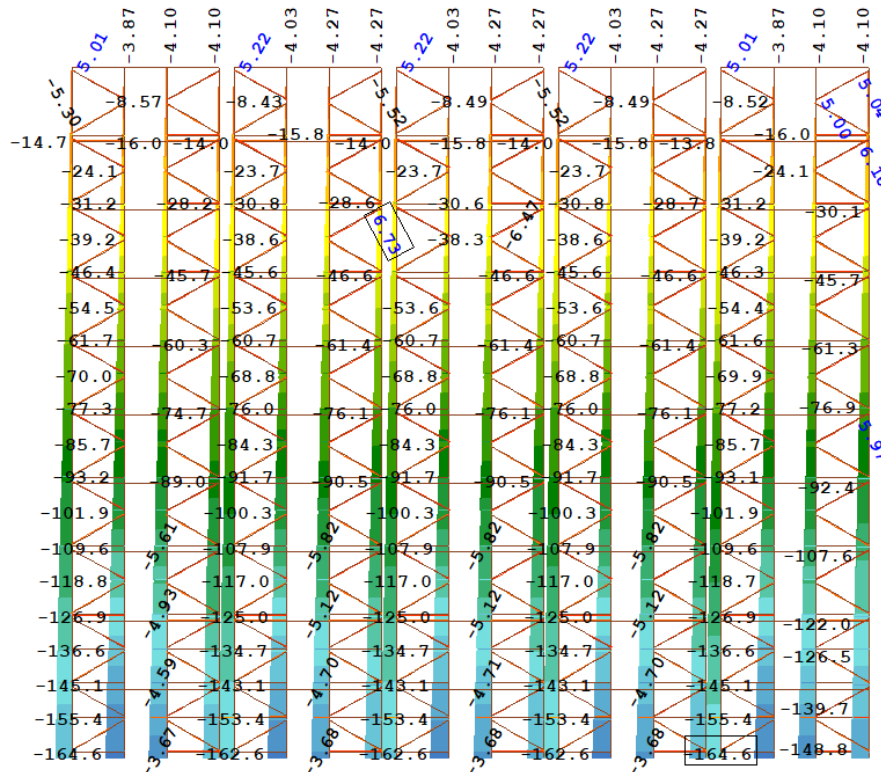


Abbildung 7-2: Normalkräfte (in kN) In - House aus maßgebender Lastfallkombination

In Abbildung 7-2 sind die Normalkräfte für die maßgebende Lastfallkombination dargestellt. Die inneren Steher erhalten durch die Shuttlelasten in der Fahrgasse höhere Kräfte als die außenstehenden. Die Verteilung erfolgt dabei über die Türme annähernd gleichmäßig. Als Maximalwert ergibt sich in den Stehern eine Drucknormalkraft von 164,6 kN. Die Diagonalverbände erhalten Zug- und Druckkräfte mit einem betragsmäßigen Maximalwert von 6,73 kN.

- Betragsmäßig maximale Normalkraft Steher: $N_{Ed} = -164,6 \text{ kN}$
- Maximale Drucknormalkraft Diagonale: $N_{Ed} = -6,63 \text{ kN}$
- Maximale Zugnormalkraft Diagonale: $N_{Ed} = 6,73 \text{ kN}$
- Maximale Drucknormalkraft Querriegel: $N_{Ed} = -3,85 \text{ kN}$

Biegemoment (Bemessungswerte im GZT)

Maßgebende Lastfallkombination GZT:

1,35 EG + 1,26 Kisten 75% links + 1,35 Shuttles + 1,0 IMP

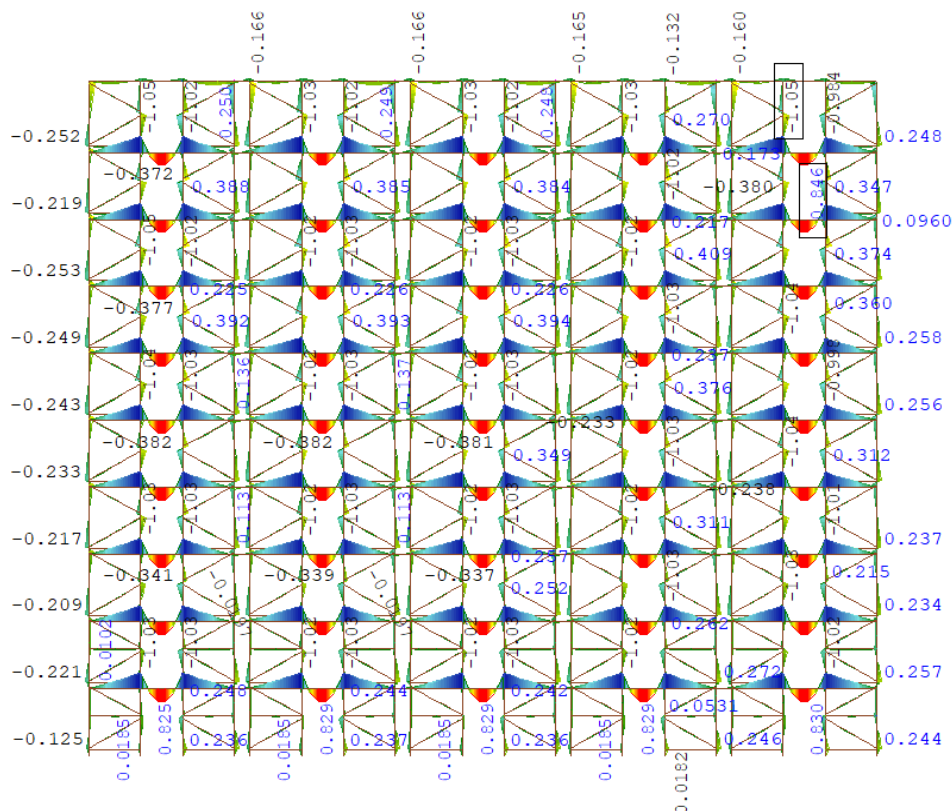


Abbildung 7-3: Biegemomente In - House aus maßgebender Lastfallkombination

In Abbildung 7-3 sind die betragsmäßig maximalen Biegemomente der Systemberechnung dargestellt. Bei den Stehern entstehen Momentenspitzen an den Stellen der Diagonalenanschlüsse infolge der exzentrischen Anschlüsse. Die Diagonalen sind als Fachwerkstäbe momentenfrei. Am stärksten beansprucht werden die Querriegel aufgrund der Belastung aus den übereinanderstehenden Shuttles.

- Betragsmäßig maximales Biegemoment Regalsteher: $M_{Ed} = 0,257 \text{ kNm}$
- Maximales Feldmoment Querriegel: $M_{Ed,F} = 0,846 \text{ kNm}$
- Maximales Stützmoment Querriegel: $M_{Ed,S} = -1,05 \text{ kNm}$

Querkräfte in den Regalstehern (Bemessungswerte im GZT)

Maßgebende Lastfallkombination GZT:

1,35 EG + 1,26 Kisten 75% links + 1,35 Shuttles + 1,0 IMP

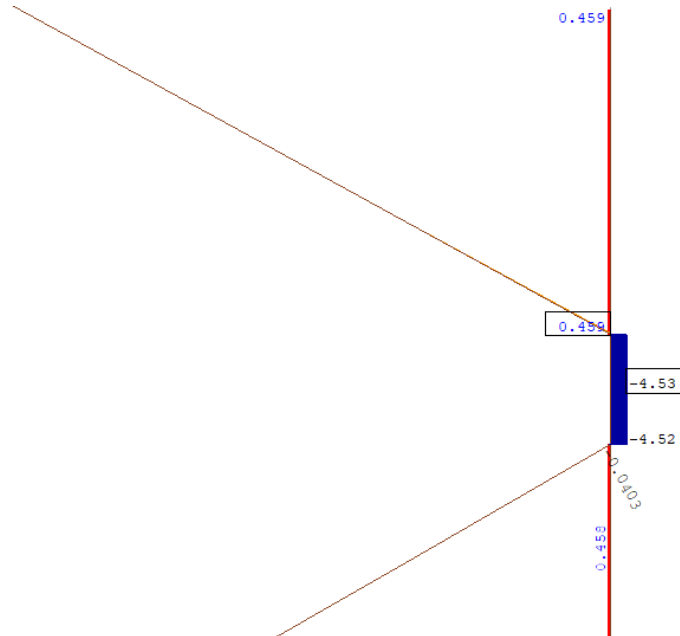


Abbildung 7-4: Querkräfte im Regalsteher im Diagonalanschlussbereich aus maßgebender Lastfallkombination

An den Stellen der Diagonalenanschlüsse an die Regalsteher entstehen Querkraftspitzen (siehe Abbildung 7-4).

- Maximale Querkraft Regalsteher: $V_{Ed} = - 4,53 \text{ kN}$

Ausnutzungsgrade Querschnittsnachweise im GZT

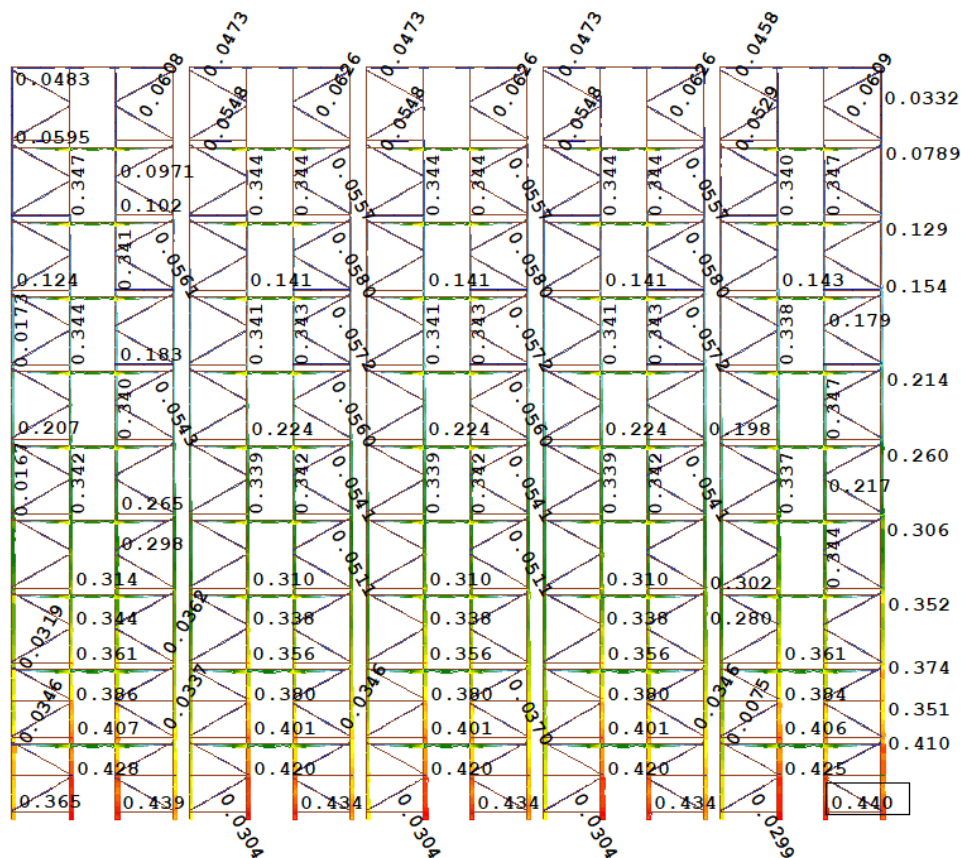


Abbildung 7-5: Ausnutzungsgrad für elastische Querschnittsklasse aus SOFiSTiK der In - House Variante

Die Ausnutzungsgrade in Abbildung 7-5 sind auf den rein elastischen Querschnittsnachweis am Bruttoquerschnitt bezogen. Die Berücksichtigung des lokalen Beulens (Querschnittsklasse 4) und von Stabilitätseffekten erfolgt über eine gesonderte Betrachtung in Kapitel 7.3, mit den errechneten Tragfähigkeiten aus Kapitel 5.

- Maximale Ausnutzung Regalsteher: 0,440 = 44,0 %
- Maximale Ausnutzung Diagonalverband: 0,0475 = 4,8 %
- Maximale Ausnutzung Querriegel: 0,347 = 34,7 %

7.2 Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG)

Damit die Funktions- und Betriebsfähigkeit des Regals gewährleistet werden kann, müssen verschiedene Verformungsgrenzwerte eingehalten werden. Diese betreffen vor allem die horizontale Verformung am Regalkopf und die vertikale Verformung in der Fahrgasse zwischen den Fahrschienen. Die Grenzwerte sind normativ nicht geregelt und werden deshalb vom Regalhersteller aus diversen Versuchen bereitgestellt. Werden diese Grenzwerte überschritten, kann es beispielsweise zum Shuttle Stillstand in den Fahrgassen kommen, was einen erheblichen wirtschaftlichen Verlust bedeuten würde. Einen Einfluss auf die Grenzwerte haben auch die Bodensetzungen, welche nachfolgend im Kapitel 10 separat behandelt werden.

Für die Bemessung des Systems müssen folgende Grenztoleranzen lt. Herstellerangaben eingehalten werden.

- Horizontale Verformungen

Bei den horizontalen Verformungen wird die Verschiebung am Regalkopf infolge äußerer Belastung untersucht.

Grenzwert lt. Herstellerangaben: 25 mm horizontale Verschiebung / 10m Höhe
daraus folgt: $u_{\max} = 25 \text{ mm} / 10\text{m} \rightarrow 25 \cdot 25,43/10 = 63,75 \text{ mm}$

- Vertikale Verformungen

Bei den vertikalen Verformungen wird erstens die lokale Durchbiegung der Querriegel zwischen den Fahrgassen untersucht. Die Einhaltung des Grenzwerts versichert eine reibungslose Durchfahrt der Shuttles unterhalb.

Grenzwert lt. Herstellerangaben: $L/300$
daraus folgt: $w_{\max} = L/300 = 1.556 / 300 = 5,18 \text{ mm}$

Als zweite Verformung wird die vertikale Relativverschiebung zwischen benachbarten Fahrschienen beidseits der Fahrgasse untersucht. Bei Überschreiten des Grenzwerts kann es zum Ausfall des Fahrbetriebs der Shuttles kommen.

Grenzwert lt. Herstellerangaben: $\Delta w = 3 \text{ mm}$

Horizontale Verformungen im GZG

Maßgebende Lastfallkombination GZG:

1,0 EG + 1,0 Kisten 75% links + 1,0 Shuttles

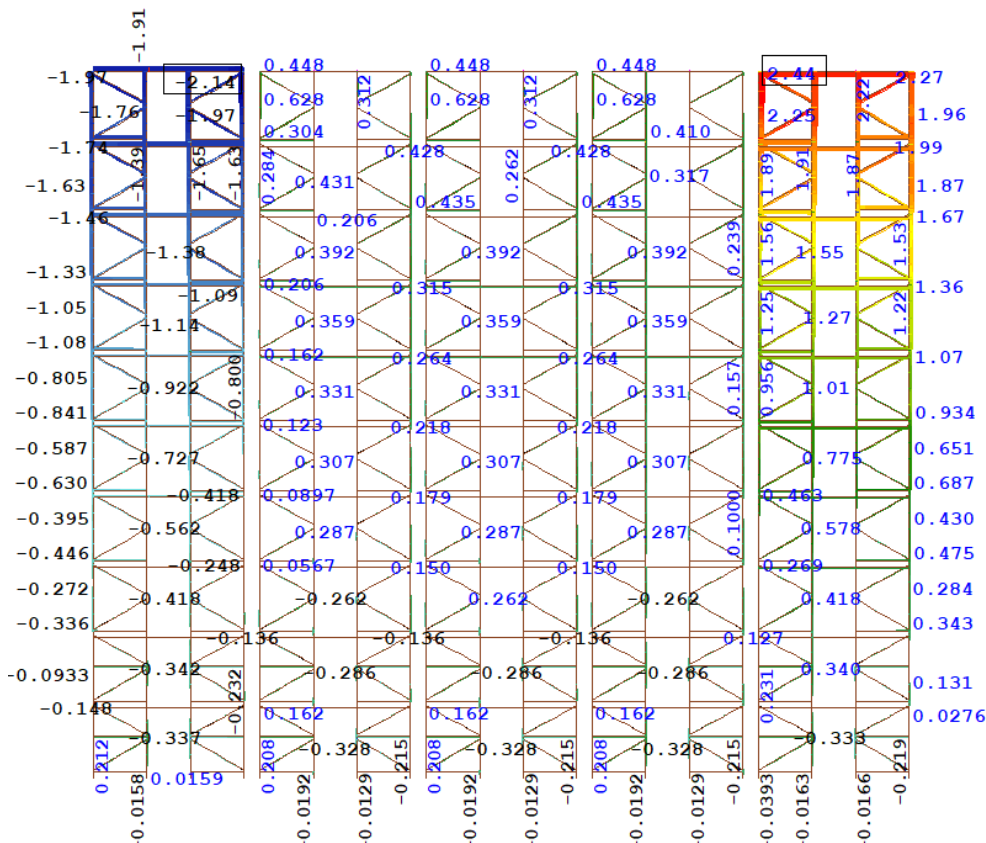


Abbildung 7-6: Maximale Verformungen in mm in horizontaler x-Richtung – In House Lösung

In Abbildung 7-6 erkennt man, dass die Verformungen am Regalkopf mit 2,44 mm gering sind. Das System wird rechnerisch nur durch vertikale Lasten beansprucht, weshalb dieser Grenzwert bei der In - House Bauweise keine Problemzone darstellt.

Maximale horizontale Verschiebung am Regalkopf: $u_{max} = 2,44 \text{ mm}$

Grenzwert lt. Herstellerangaben: $25 \text{ mm} / 10\text{m} \rightarrow 25 * 25,43/10 = 63,75 \text{ mm} \geq 2,44 \text{ mm}$

Vertikale Verformungen im GZG

Maßgebende Lastfallkombination Durchbiegung:

1,0 EG + 1,0 Kisten 75% links + 1,0 Wartung

Maßgebende Lastfallkombination für Relativverformung Fahrschienen:

1,0 EG + 1,0 Kisten 75% links + 1,0 Shuttles

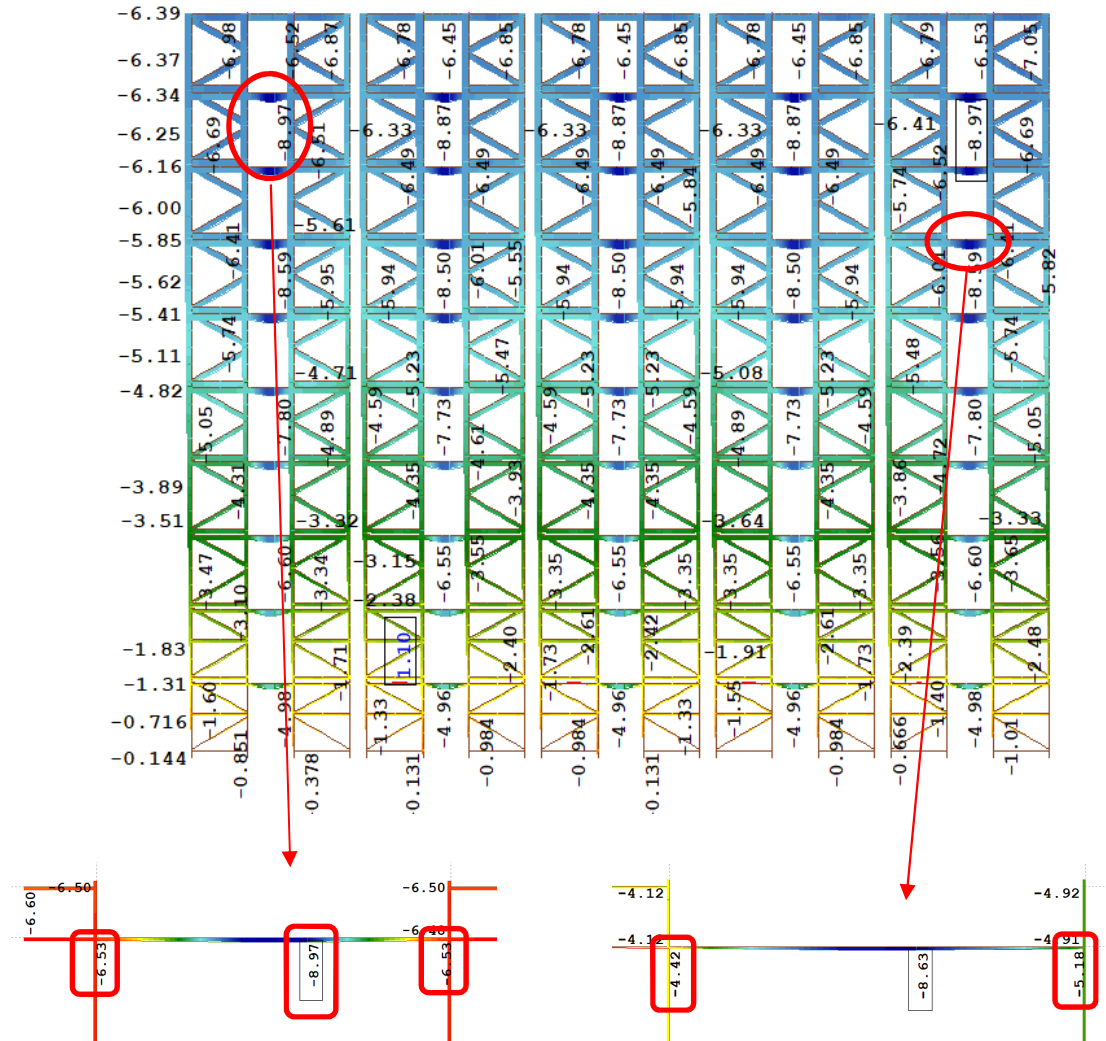


Abbildung 7-7: oben: Maximale vertikale Verformungen Gesamtsystem
links unten: Maximale Durchbiegung Querriegel
rechts unten: Maximale Relativverformung der Fahrschienen

Maximale vertikale lokale Durchbiegung Querriegel: $u_{\max} = 8,97 - 6,53 = 2,44 \text{ mm}$

Grenzwert lt. Herstellerangaben: $L/300 = 1.556 / 300 = 5,18 \text{ mm} \geq 2,44 \text{ mm}$

Maximale Relativverformung zwischen benachbarten Fahrschienen:

$$u_{\max} = 5,18 - 4,42 = 0,76 \text{ mm}$$

Grenzwert lt. Herstellerangaben: $\Delta w = 3 \text{ mm} \geq 0,76 \text{ mm}$

7.3 Analyse der Ergebnisse und Bemessung

7.3.1 Regalsteher

a) Zutreffender Querschnittsnachweis

Aus den Berechnungen wird deutlich, dass die Regalsteher hauptsächlich durch Normalkraft beansprucht werden. Bei einer Druckkraft von 164,6 kN (siehe Abbildung 7-2) ergibt sich bei einer elastischen Berechnung für den Bruttoquerschnitt eine Ausnutzung von

$$AG = \frac{N_{Ed}}{A_{\text{brutto}} * f_y} = \frac{164,6 * 1.000}{1.084 * 355} = 0,430 \leq 1$$

Dies macht beinahe die 0,440 der Gesamtausnutzung aus (siehe Abbildung 7-5). Unter Berücksichtigung der tatsächlichen Querschnittsklasse 4 ergibt sich wegen des lokalen Beulens (ohne Erfassung der Lochung)

$$AG = \frac{N_{Ed}}{A_{\text{eff}} * f_y} = \frac{164,6 * 1.000}{1.008 * 355} = 0,46 \leq 1$$

Man erkennt, dass der Einfluss der Querschnittsklasse 4 für den Querschnittsnachweis gering ist, da er sich von einer elastischen Berechnung nach Klasse drei nur um 6 % unterscheidet. Somit können die Ausnutzungsgrade aus der SOFiStiK Berechnung herangezogen werden, wobei jedoch hier die Lochung noch nicht erfasst ist.

Für die Gesamtausnutzung der Regalsteher wird deutlich, dass lediglich 1,0% der Ausnutzung aus Biegemoment und Querkraft resultieren (Differenz AG = 0,44 zu 0,43). Daraus kann geschlossen werden, dass die Regalsteher hauptsächlich in Bezug auf Normalkrafttragfähigkeit dimensioniert werden müssen.

Für die Querkrafttragfähigkeit der Regalsteher wird die Stegfläche (Höhe der Stege 85 mm) als wirksame Fläche zur Abtragung der Schubbeanspruchung angesetzt. Damit

ergibt sich an den Diagonalanschlüssen bei einer maximal einwirkenden Querkraft von 4,53 kN folgender Nachweis:

$$V_{Rd} = \frac{A_{Steg} * f_{yd}}{\sqrt{3}} = \frac{85 * 3 * 2 * 355}{\sqrt{3} * 1.000} = 104,6 \text{ kN}$$

$$AG = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = \frac{4,53}{104,6} = 0,043 \leq 1$$

Die Querkräfte machen nur einen sehr geringen Anteil des Gesamtausnutzungsgrades aus.

b) Forminstabilität

Bei dieser Bemessung wurden allerdings das lokale Versagen infolge Forminstabilität und das globale Stabilitätsversagen nicht erfasst. Aufgrund der komplexen Geometrie der Profile können diese Effekte nicht ausreichend genau in der FE Stabwerksberechnung aufgenommen werden, weshalb eine gesonderte Betrachtung mit den Ergebnissen aus Kapitel 5 vorgenommen wird.

Für die Tragfähigkeit der Steher unter Forminstabilität auf Normalkraft ergibt sich unter Berücksichtigung der lokalen Beuleffekte und der Lochung eine maximal zulässige Druckkraft von 281,1 kN aus der ABAQUS Berechnung (siehe Tabelle 3). Ausnutzung für Forminstabilität:

$$AG = \frac{N_{Ed}}{N_{Rd,FI}} = \frac{164,6}{281,1} = 0,58 \leq 1$$

c) Stabilitätsnachweise

Problematisch hinsichtlich Tragfähigkeit wird es erst bei Betrachtung der Stabilität. Die Regalsteher sind aufgrund ihrer drillweichen, offenen Querschnittsform anfällig auf Biegedrillknicken. Die maximal zulässige Normalkraft für Stabilität beträgt 128,6 kN (siehe Tabelle 3). Die Steher erhalten neben den Normalkräften zusätzliche Biegemomente, welche in der Bemessung berücksichtigt werden müssen. Dies erfolgt hier über eine fiktive äquivalente Normalkraft N_{Ed}^* , welche aus der Biegespannung berechnet wird. Betrachtet man die Biegemomente in Abbildung 7-8, erkennt man, dass sie über die Stablänge durchschlagen und ca. in Stabmitte Null sind.

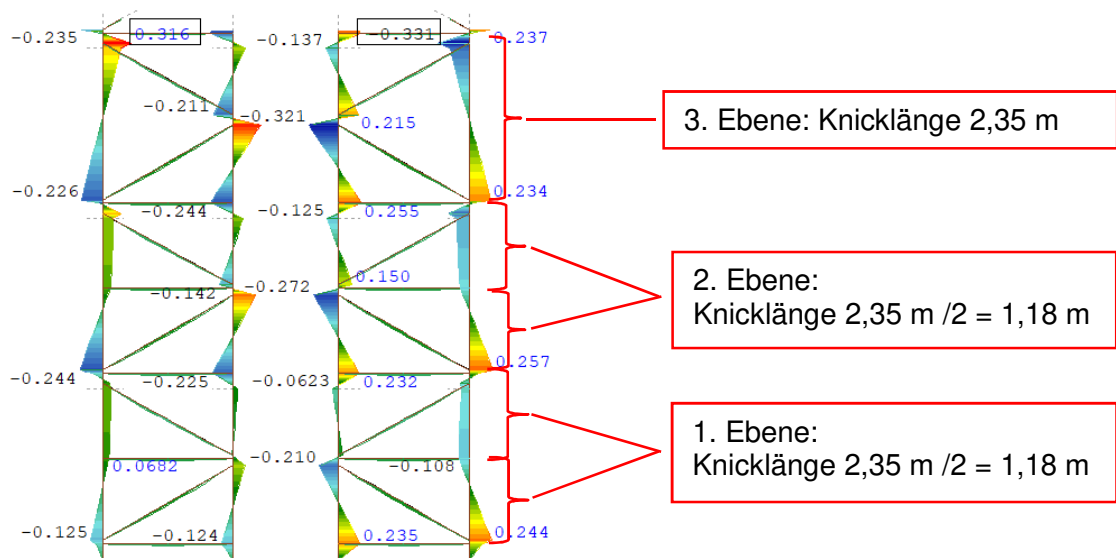


Abbildung 7-8: Maßgebende Biegemomente (in kNm) mit Knicklängen der Regalsteher in den unteren drei Ebenen – In – House Lösung

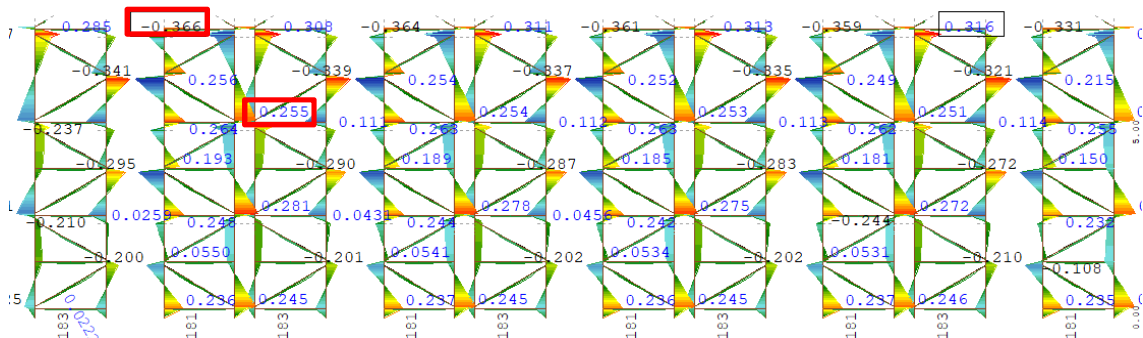


Abbildung 7-9: Maßgebende Biegemomente (in kNm) in der dritten Ebene für die äußeren Steher mit Knicklänge 2,35 m – In – House Lösung

Die Steher in der Fahrgasse werden jeweils in der Mitte von den Diagonalen gehalten, wodurch sich die Knicklänge halbiert. Dadurch erhöht sich die zulässige Tragfähigkeit für die globale Stabilität von 128,6 kN auf 263,4 kN (Berechnung per Hand in Anhang B). Maßgebend wird deshalb der äußere Steher in der dritten Ebene. Da das Moment durchschlägt, kann es über einen Momentenbeiwert C_m nach EN 1991-1 Tabelle B.3 (siehe Abbildung 7-10) für den Knicknachweis abgemindert werden.

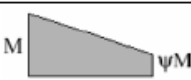
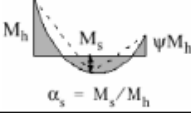
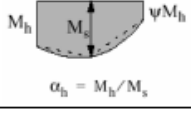
Momentenverlauf	Bereich	C_{my} und C_{mz} und C_{mLT}	
		Gleichlast	Einzellast
	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,6 + 0,4\psi \geq 0,4$	
 $\alpha_s = M_s/M_h$	$0 \leq \alpha_s \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$
	$-1 \leq \alpha_s < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,1 - 0,8\alpha_s \geq 0,4$
 $\alpha_h = M_h/M_s$	$0 \leq \alpha_h \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$
	$-1 \leq \alpha_h < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,95 + 0,05\alpha_h$
	$-1 \leq \psi < 0$	$0,95 + 0,05\alpha_h(1 + 2\psi)$	$0,90 + 0,10\alpha_h(1 + 2\psi)$
Für Bauteile mit Knicken in Form seitlichen Ausweichens sollte der äquivalente Momentenbeiwert als $C_{my} = 0,9$ bzw. $C_{mz} = 0,9$ angenommen werden.			
C_{my} , C_{mz} und C_{mLT} sind in der Regel unter Berücksichtigung der Momentenverteilung zwischen den maßgebenden seitlich gehaltenen Punkten wie folgt zu ermitteln:			
Momentenbeiwert	Biegeachse	In der Ebene gehalten	
C_{my}	y-y	z-z	
C_{mz}	z-z	y-y	
C_{mLT}	y-y	y-y	

Abbildung 7-10: Momentenbeiwert nach EN 1991-1-1 Tabelle B.3

Maßgebender M – Verlauf

$$M_o = 0,255 \text{ kNm} \quad M_u = -0,366 \text{ kNm}$$

$$C_m = 0,6 + 0,4 * \psi \geq 0,4 = 0,6 + 0,4 * \left(\frac{0,255}{-0,366} \right) = 0,32 \leq 0,4$$

Als Momentenbeiwert kann damit 0,4 angesetzt werden. Für die Berechnung wird der ungünstigste Fall angenommen, bei dem die Lippen am offenen Querschnitt Druckbeanspruchungen erfahren. Formt man die Biegespannung an den Randfasern des Steherquerschnitts um, erhält man als äquivalente Normalkraft N_{Ed}^* :

$$\sigma_M = \frac{M}{W_{el}} = \frac{0,4 * 0,366 \text{ kNm} * 1000}{17.441 \text{ mm}^3} = 0,0083 \text{ kN/mm}^2 \text{ (Druckspannung)}$$

$$N_{Ed}^* = \sigma_M * A_{brutto} = 0,0083 \frac{\text{kN}}{\text{mm}^2} * 1.084 \text{ mm}^2 = 8,99 \text{ kN (Druck)}$$

Der Wert der Normalkraft von $N_{Ed} = 119,1 \text{ kN}$ beträgt in der dritten Ebene (siehe Abbildung 7-11).

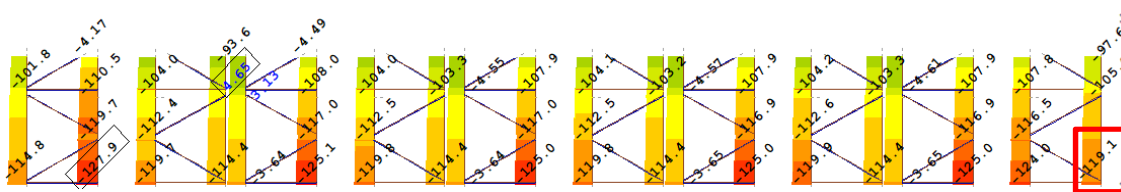


Abbildung 7-11: Normalkräfte der maßgebenden Lastfallkombination in der dritten Ebene

Daraus folgt für den Stabilitätsnachweis:

$$AG = \frac{N_{Ed} + N_{Ed}^*}{N_{b,Rd}} = \frac{119,1 + 9,0}{128,6} = \frac{128,1}{128,6} = 0,99 \leq 1$$

Die Ausnutzung für den Regalsteher ist sehr hoch. Die äquivalente Normalkraft wurde allerdings auf der sicheren Seite vom betragsmäßig größten Moment $M_{Ed} = -0,331$ kNm am oberen Ende des Stehers berechnet. Für die Normalkraft wurde ebenfalls der betragsmäßig größte Wert von $N_{Ed} = -119,1$ kN herangezogen. Die Kombination beider Werte liegt damit auf der sicheren Seite. Die Steher müssen demnach nicht verstärkt werden.

7.3.2 Diagonalverbände

Bei den Diagonalen ergibt sich eine maximale Normalkraft von 6,73 kN bzw. - 6,63 kN, Biegemomente treten aufgrund des gelenkigen Anschlusses nicht auf.

a) Querschnittsnachweis

Bei einer elastischen Berechnung am Bruttoquerschnitt ergibt sich eine Ausnutzung von

$$AG = \frac{N_{Ed}}{A_{brutto} * f_y} = \frac{6,73 * 1.000}{398 * 355} = 0,047 \leq 1$$

Dies stimmt mit der Ausnutzung aus der SOFiSTiK Bemessung überein (siehe Abbildung 7-5). Für eine Bemessung nach Querschnittsklasse 4, unter der Druckbeanspruchung – 6,63 kN, erfolgt nach den Ergebnissen aus Tabelle 2 in Abschnitt 5.1.5

$$AG = \frac{N_{Ed}}{N_{Rd,c,lokal,FSM}} = \frac{6,63}{96,7} = 0,068 \leq 1$$

Der Ausnutzungsgrad steigt minimal zwar um 2,1 %, der Nachweis geht sich aber trotzdem gut aus.

b) Stabilitätsnachweis

Die zulässige Normalkraft auf Stabilität beträgt 14,9 kN (siehe Tabelle 2 Abschnitt 5.1.5)

Ausnutzung auf Stabilitätsnachweis:

$$AG = \frac{N_{Ed}}{N_{Rd,c,global,FSM 1}} = \frac{6,63}{14,9} = 0,44 \leq 1$$

c) Nachweis des Anschlusses

Die zulässige Normalkraft für den Anschluss, bei dem Abscheren maßgebend wird beträgt 44,54 kN.

Ausnutzung beim Anschluss:

$$AG = \frac{N_{Ed}}{N_{Rd,j,2}} = \frac{6,73}{44,54} = 0,151 \leq 1$$

Die Verbände zwischen den Stehern müssen nicht weiter verstärkt werden.

7.3.3 Querriegel

Bei den Querriegeln ergibt sich eine maximale Normalkraft von 3,85 kN und ein maximales Biegemoment von 1,05 kNm.

a) Querschnittsnachweis

Da aus Kapitel 5 keine Abminderungen infolge lokalem Beulen notwendig waren, kann der Querschnittsnachweis aus der elastischen Berechnung im Programm SOFiSTiK übernommen werden. Es ergibt sich ein maximaler Ausnutzungsgrad unter Normalkraft und Biegung von 34,7 %

b) Stabilitätsnachweis

Die zulässige Normalkraft auf Stabilität beträgt 55,7 kN.

Ausnutzung auf Stabilitätsnachweis:

$$AG = \frac{N_{Ed}}{N_{Rd,c,global,FSM}} = \frac{3,85}{55,7} = 0,069 \leq 1$$

Anm.: Da jeweils zwei Stäbe (links und rechts Rücken an Rücken am Regalsteher) die Belastungen abtragen, könnten die Ausnutzungsgrade noch halbiert werden.

Die Querriegel zwischen den Stehern müssen nicht weiter verstärkt werden.

7.3.4 Verformungen

Die Verformungsgrenzwerte werden sowohl horizontal als auch vertikal eingehalten. Die horizontalen Verformungen sind aufgrund von ausschließlich vertikalen Lasten äußerst gering.

Somit kann die In - House Lösung mit den verwendeten Querschnitten nach Abbildung 7-1, ohne zusätzliche Verstärkungen, für eine erste Berechnung der Silobauweise herangezogen werden.

8 Berechnung des bestehenden Systems als Silobauweise

Bei der Silovariante müssen zusätzlich zu den Lasten der In - House Lösung noch Lasten aus Wind und Schnee mitgenommen werden. Die zusätzlichen Kräfte werden über die außenliegenden Paneele in die Regalstruktur geleitet. Bei der Berechnung am Quersystem werden sie daher direkt auf die Regalstäbe als verteilte Linienlast (Wind und Schnee) angesetzt.

Aufgrund dieser zusätzlichen vertikalen und horizontalen Lasten liegt die Annahme nahe, dass man die Regaltürme miteinander verbindet. Bei der In - House Lösung stehen die Türme bislang entkoppelt voneinander. Die Lasten aus dem Anströmen des Windes würden nur vom ersten Turm abgetragen werden. Im Rahmen einer Vorstudie wurde das System einmal mit unverbundenen Türmen und einmal mit verbundenen Türmen berechnet (siehe Anhang C). Die Verbindung der Türme erfolgt dabei über kurze Querriegel, welche bei den äußeren Stehern durchlaufen und im Raum zwischen den Türmen kraftschlüssig biegesteif miteinander verschraubt werden. Als Resultat der Vorstudie wird beschlossen, die Türme in Höhenlage aller Querriegel zu verbinden, da aus statischer Sicht eine bessere Verteilung der zusätzlichen Lasten erfolgt. Das System ist in Abbildung 8-1 dargestellt.

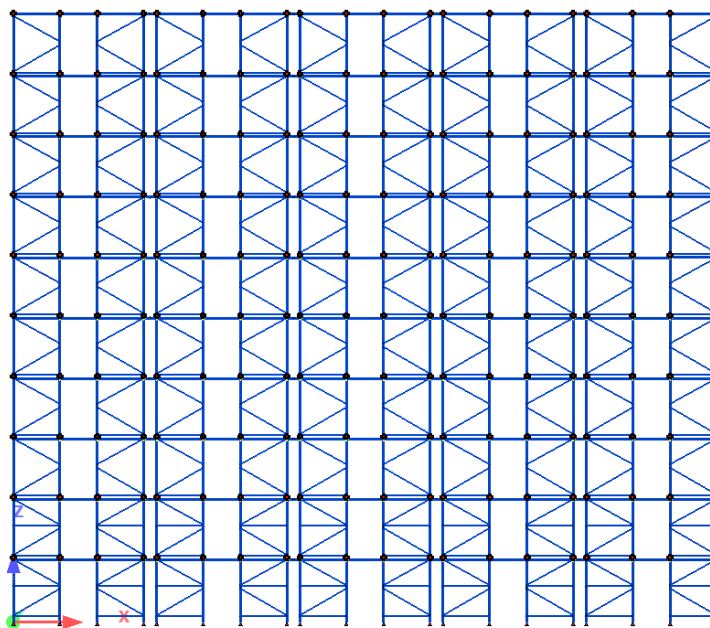


Abbildung 8-1: System mit durchgehenden Querriegeln bei der Silobauweise

Die Berechnung wird mit den bestehenden Geometrien und Profilen für die unverstärkte In - House Lösung durchgeführt.

8.1 Grenzzustand der Tragfähigkeit

Durch die zusätzlichen Belastungen ergeben sich folgende Bemessungsschnittgrößen und Ausnutzungen.

Normalkräfte (Bemessungswert im GZT)

Maßgebende Lastfallkombination Drucknormalkraft Regalsteher und Normalkräfte

Diagonalverband GZT:

1,35 EG + 1,35 Wind links + 1,35 Schnee + 1,26 Kisten voll + 1,35 Shuttles + 1,0 IMP

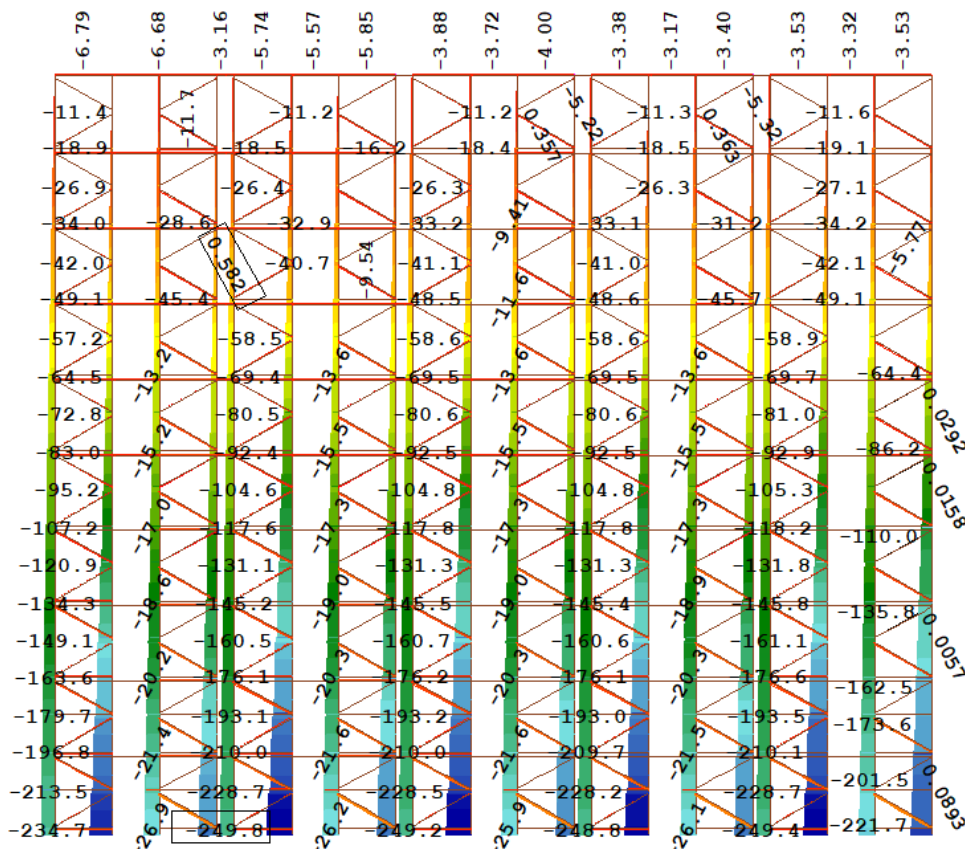


Abbildung 8-2: Maximale Drucknormalkräfte (in kN) Silobauweise aus maßgebender Lastfallkombination

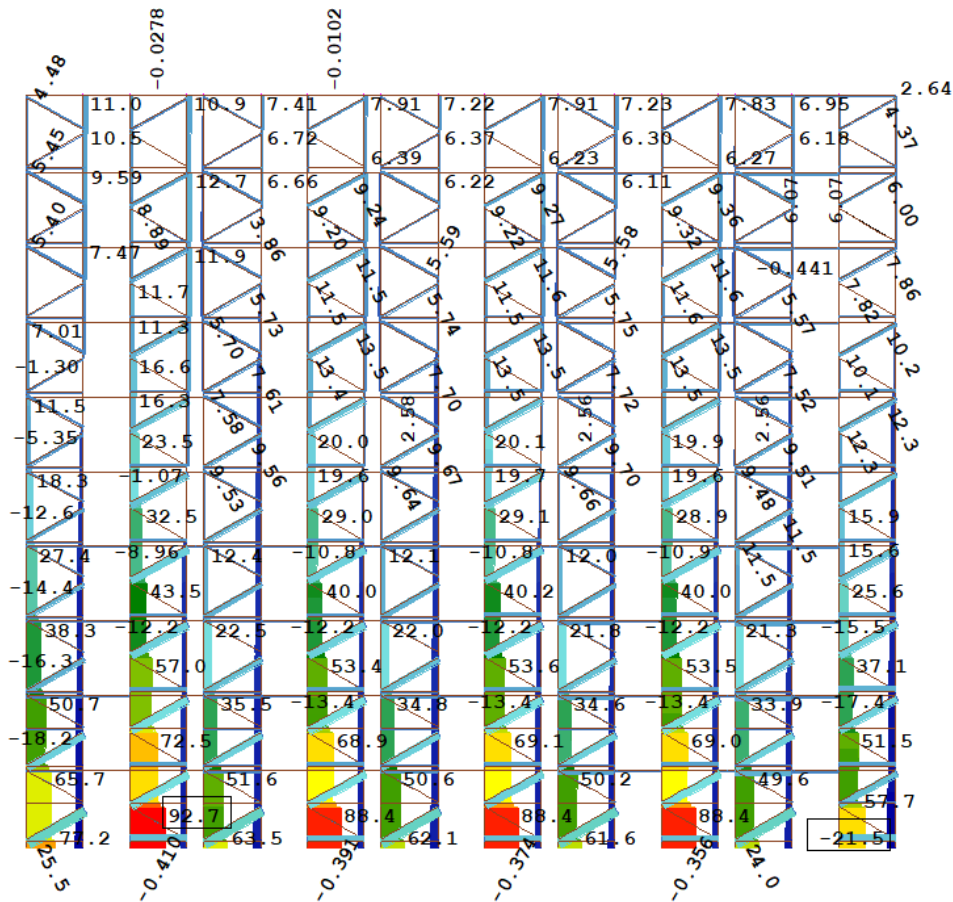


Abbildung 8-3: Maximale Zugnormalkräfte (in kN) Silobauweise aus maßgebender Lastfallkombination

In Abbildung 8-2 ist der Normalkraftverlauf für die maßgebende Drucknormalkraft in den Regalstehern dargestellt. Die Lastfallkombination ist gleichzeitig maßgebend für die Belastung der Diagonalverbände. Man erkennt, dass die Normalkräfte in den Stehern mit bis zu 249,8 kN im Vergleich zur In - House Lösung mit 164,6 kN um 52 % ansteigen. Zusätzlich erhält man aufgrund der Windbelastung abhebende Zugkräfte von bis zu 92,7 kN (siehe Abbildung 8-3).

In den Diagonalverbänden steigt die Normalkraft von 6,71 kN bei der In - House Lösung um 300 % auf 26,9 kN. Besonders in den unteren Ebenen erfolgt ein hoher Kraftanstieg.

Die zusätzlichen Belastungen resultieren hauptsächlich aus den horizontalen Windlasten. Kommt der Wind beispielsweise von links, erfährt der rechte Steher jedes Einzelturms eine Drucknormalkraft und der linke Steher eine Zugnormalkraft. Die

Größe der Normalkraft ist neben der Belastung von der Höhe des Regals und dem Steherabstand abhängig.

- Maximale Drucknormalkraft Steher: $N_{Ed} = -249,8 \text{ kN}$
- Maximale Drucknormalkraft Diagonale: $N_{Ed} = -26,9 \text{ kN}$
- Maximale Zugnormalkraft Diagonale: $N_{Ed} = 25,6 \text{ kN}$
- Maximale Drucknormalkraft Querriegel: $N_{Ed} = -16,2 \text{ kN}$

Maßgebende Lastfallkombination Zugnormalkraft Regalsteher GZT:

1,0 EG + 1,5 Wind links

- Maximale Zugnormalkraft Steher: $N_{Ed} = 92,7 \text{ kN}$

Anm.: Die Normalkräfte sind hier mit dem Wind von links kommend dargestellt. Bei einer Berechnung mit Wind von rechts werden die Kräfte in den Stehern aufgrund des symmetrischen Systems gespiegelt.

Biegemomente (Bemessungswerte in GZT)

Maßgebende Lastfallkombination GZT:

1,35 EG + 1,35 Wind links + 1,35 Schnee + 1,26 Kisten voll + 1,35 Shuttles + 1,0 Imp

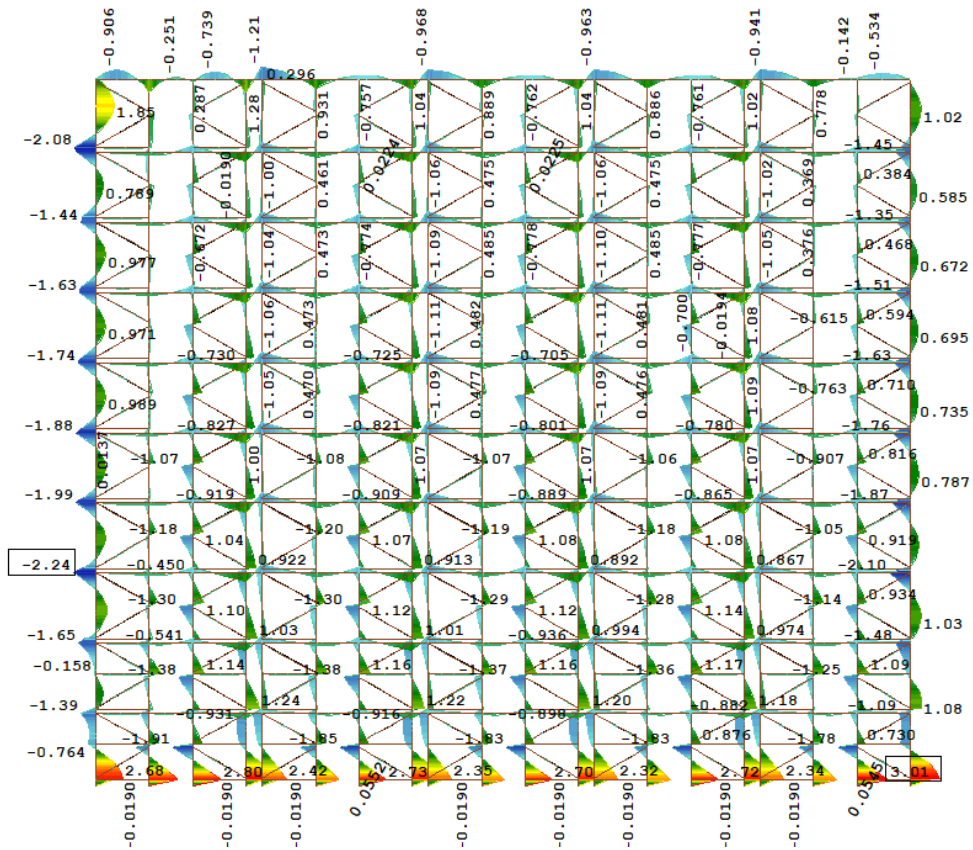


Abbildung 8-4: Biegemomente (in kNm) Silobauweise aus maßgebender Lastfallkombination

In den Abbildungen 8-4 sind die Biegemomente der Silobauweise dargestellt. Aufgrund der Windbelastung entstehen Momente von bis zu 3,01 kNm am äußersten Steher.

- Betragmäßig maximales Biegemoment Regalsteher: $M_{Ed} = 3,01 \text{ kNm}$
- Maximales Feldmoment Querriegel: $M_{Ed,F} = 1,62 \text{ kNm}$
- Maximales Stützmoment Querriegel: $M_{Ed,S} = -1,86 \text{ kNm}$

Querkräfte in den Regalstehern (Bemessungswerte im GZT)Maßgebende Lastfallkombination GZT:

1,35 EG + 1,35 Wind links + 1,35 Schnee + 1,26 Kisten voll + 1,35 Shuttles + 1,0 Imp

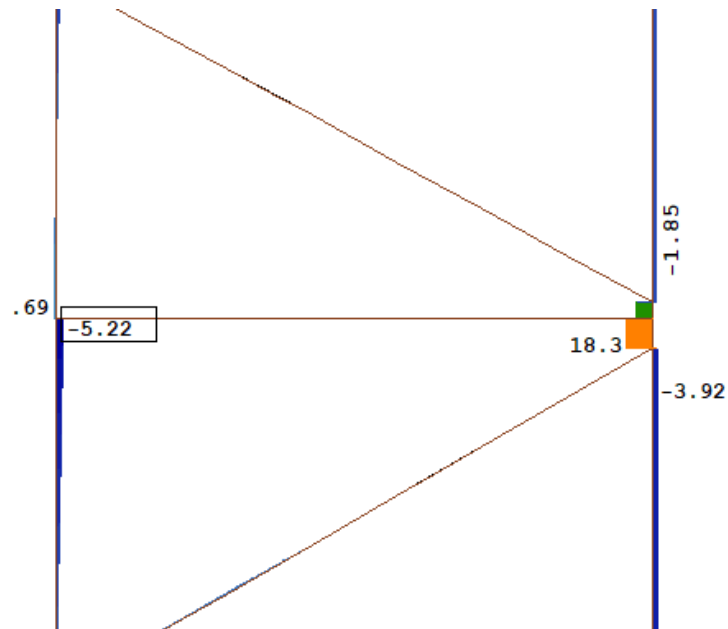


Abbildung 8-5: Querkräfte im Regalsteher im Diagonalanschlussbereich aus maßgebender Lastfallkombination

An den Stellen der Diagonalenanschlüsse an die Regalsteher entstehen Querkraftspitzen (siehe Abbildung 8-5).

- Maximale Querkraft Regalsteher: $V_{Ed} = 18,3 \text{ kN}$

Ausnutzungsgrad Querschnittsnachweis (GZT)

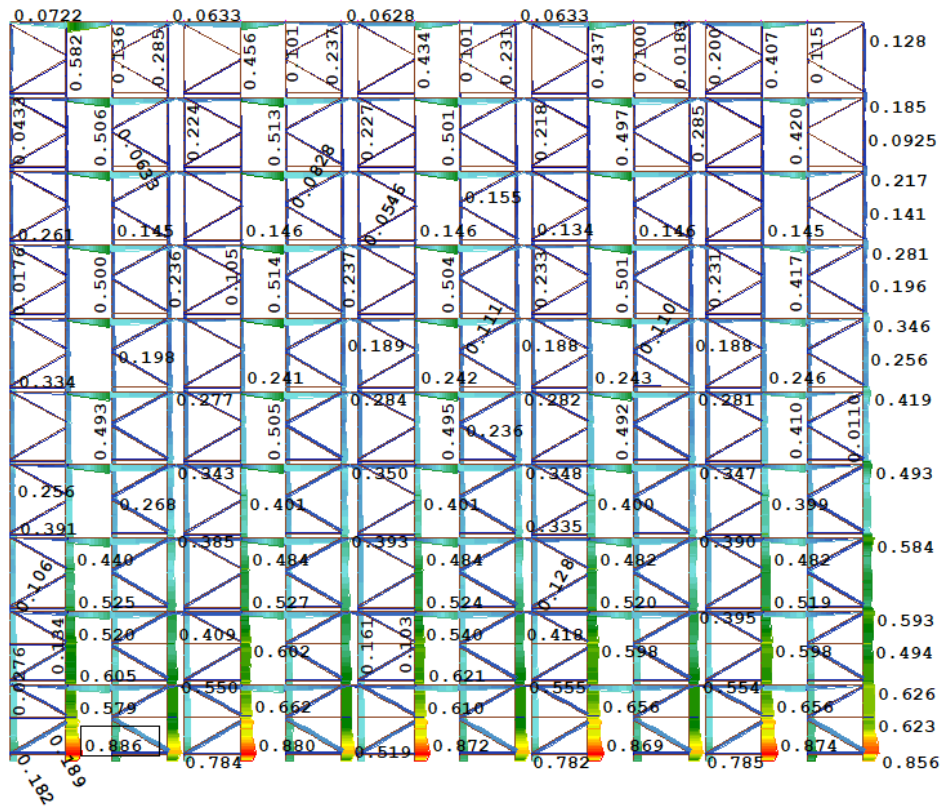


Abbildung 8-6: Ausnutzungsgrad für QKL 3 aus SOFiSTiK - Silobauweise

Die Ausnutzungsgrade in Abbildung 8-6 sind auf den elastischen Querschnittsnachweis bezogen. Die Berücksichtigung von Stabilitätseffekten, lokales Beulen und der Querschnittslochung sowie den Anschlüssen erfolgt über eine gesonderte Betrachtung mit den errechneten Tragfähigkeiten aus Kapitel 5.

- Maximale Ausnutzung Regalsteher: 0,886 = 88,6 %
- Maximale Ausnutzung Diagonalverband: 0,191 = 1,9 %
- Maximale Ausnutzung Querriegel: 0,582 = 58,2 %

8.2 Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG)

Analog zur In - House Lösung müssen wieder dieselben Verformungsgrenzwerte, wie in Kapitel 7.2 beschrieben, eingehalten werden.

a) Horizontale Verformungen

Maßgebende Lastfallkombination:

1,0 EG + 1,0 Wind links + 1,0 Kisten 75% rechts

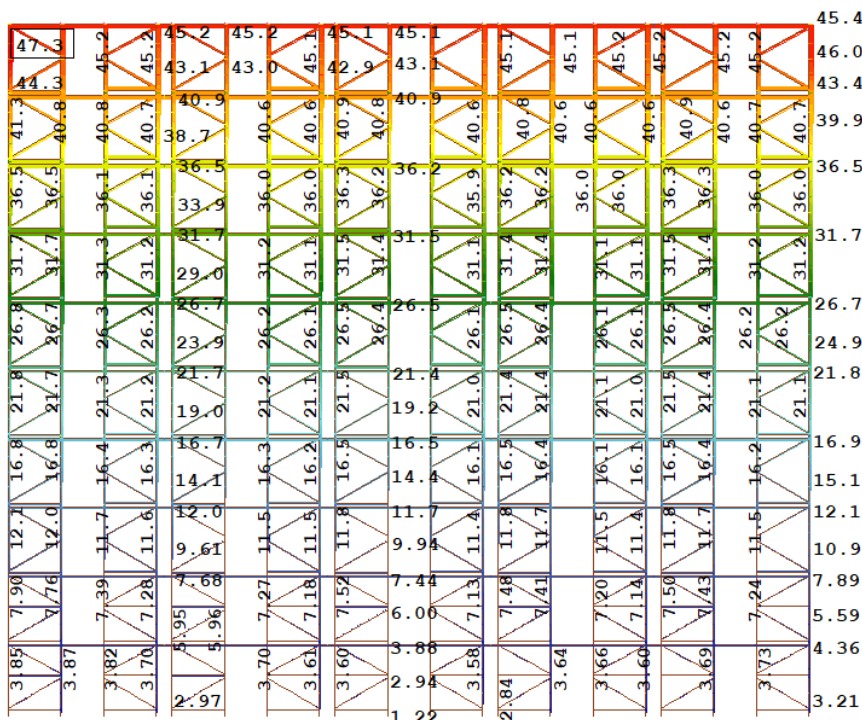


Abbildung 8-7: Maximale Verformungen (in mm) in horizontaler x-Richtung - Silobauweise

In Abbildung 8-7 erkennt man, dass die Verformungen am Regalkopf durch die Windbelastung auf 47,3 mm ansteigen.

Maximale horizontale Verschiebung am Regalkopf: $U_{max} = 47,3 \text{ mm}$

Grenzwert lt. Herstellerangaben: $25 \text{ mm} / 10 \text{ m} \rightarrow 25 * 25,43/10 = 63,75 \text{ mm} \geq 47,3 \text{ mm}$

b) Vertikale Verformungen

Bei den vertikalen Verformungen werden nur die Relativverformungen zwischen den Regalstehern benachbarter Fahrschienen betrachtet, da die Durchbiegung der Querriegel gleich bleibt wie bei der In - House Bauweise. Vereinfacht werden hier nur die Verformungen aus Wind und ständigen Lasten betrachtet (aus Nutzlasten entstehen keine Relativverformungen).

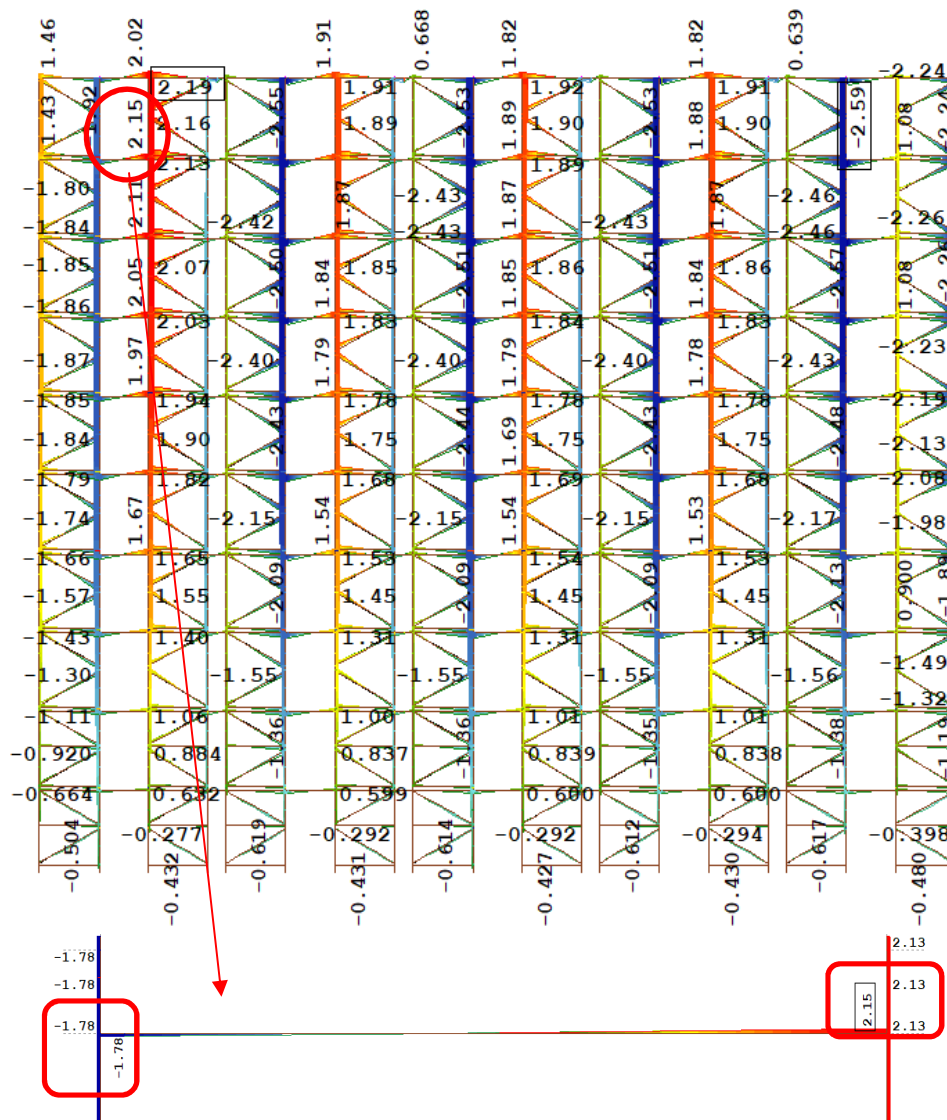


Abbildung 8-8: oben: Maximale vertikale Verformungen Gesamtsystem - Silobauweise
unten: Maximale Relativverformung Fahrschienen

Maßgebende Lastfallkombination Relativverformung:

1,0 EG + 1,0 Wind links

Maximale Relativverformung Fahrschienen: $u_{\max} = 2,15 - (-1,78) = -3,93 \text{ mm}$ Grenzwert lt. Herstellerangaben: $\Delta w = 3 \text{ mm} \leq 3,93 \text{ mm}$

Anm.: Die Überschreitung des Grenzwertes ist unbedenklich, die Ergebnisse müssen mit dem Hersteller genauer untersucht werden.

8.3 Analyse der Ergebnisse und Bemessung

Durch die zusätzlichen Lasten gegenüber der In – House Lösung nehmen die Schnittkräfte, insbesondere die Normalkräfte, in den Regalstehern und in den Diagonalen, zu. Beispielhaft erfährt der rechte Steher des Regalturms durch die linksseitige Windbelastung eine Zunahme der Drucknormalkraft, während der linke entlastet wird. Die innen liegenden Türme werden etwas stärker belastet als die äußeren beiden, was darauf hindeutet, dass sich keine Rahmenwirkung des Gesamtsystems einstellt. Bei einer Rahmenwirkung würden die Kräfte vor allem von den äußeren beiden Türmen aufgenommen werden, sodass die innenliegenden entlastet werden könnten. Dies stellt sich jedoch nicht ein, da die Querriegel als Verbindung zwischen den Türmen nicht ausreichend steif sind. Die maximale Normalkraft in den Stehern beträgt somit in Regalmitte 249,8 kN, was einem Anstieg von 51 % gegenüber den 164,6 kN der In - House Lösung entspricht.

8.3.1 Regalsteher

a) Querschnittsnachweis

Die maximale Normalkraft beträgt bei der Silo Lösung 249,8 kN (siehe Abbildung 8-2). Die Biegemomente nehmen ebenfalls zu und erreichen Spitzen bis 3,01 kN beim horizontalen Diagonalenanschluss in der untersten Ebene. Unter reiner Normalkraftbeanspruchung ergibt sich bei einer rein elastischen Berechnung nach Querschnittsklasse 3 eine Ausnutzung von

$$AG = \frac{N_{Ed}}{A_{brutto} * f_y} = \frac{249,8 * 1.000}{1.084 * 355} = 0,649 \leq 1$$

Unter Berücksichtigung der Querschnittsklasse 4 ergibt sich mit Erfassung des lokalen Beulens:

$$AG = \frac{N_{Ed}}{A_{eff} * f_y} = \frac{249,8 * 1.000}{1.008 * 355} = 0,698 \leq 1$$

Die Ausnutzung nimmt für den effektiven Querschnitt unter Querschnittsklasse 4 um lediglich 5 % zu. Da für die Biegespannungen aus dem Moment nach den Berechnungen in Kapitel 5 keine Querschnittsbereiche ausfallen und somit das elastische Widerstandsmoment W_{el} verwendet werden kann, kann der Ausnutzungsgrad von 88,6 % aus der SOFiSTiK Berechnung (siehe Abbildung 8-6) verwendet werden.

Für die Querkraft von 18,3 kN ergibt sich folgender Nachweis für den Regalsteher analog zu Kapitel 7.3.1

$$V_{Rd} = \frac{A_{Steg} * f_{yd}}{\sqrt{3}} = \frac{85 * 3 * 2 * 355}{\sqrt{3} * 1.000} = 104,6 \text{ kN}$$

$$AG = \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} = \frac{18,3}{104,6} = 0,17 \leq 1$$

Die 17% Ausnutzung entsprechen zusätzlich zu den 70 % der Normalkraft beinahe der Ausnutzung von 88 % aus der SOFiSTiK Berechnung.

b) Forminstabilität

Für die Forminstabilität erfolgt die Betrachtung unter konstanter Normalkraft mit einer Einwirkung von 249,8 kN.

$$AG = \frac{N_{Ed}}{N_{Rd,FI}} = \frac{249,8}{281,1} = 0,89 \leq 1$$

c) Stabilitätsnachweis

Analog wie in Kapitel 7.3 wird der Stabilitätsnachweis in der dritten Ebene mit der Knicklänge von 2,35 m maßgebend. Das Biegemoment wird wiederum in eine äquivalente Normalkraft N_{Ed}^* umgerechnet und zu der einwirkenden Normalkraft N_{Ed} addiert.

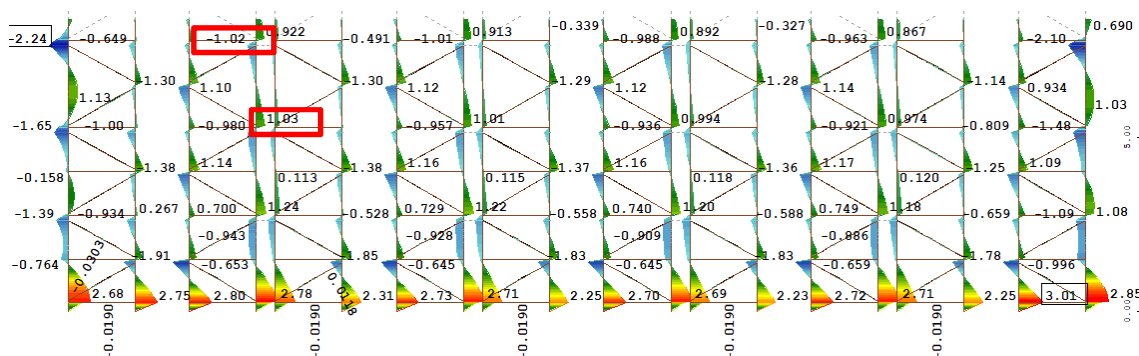


Abbildung 8-9: Maßgebende Biegemomente (in kNm) in der dritten Ebene für die äußeren Steher – Silobauweise mit Knicklänge 2,35 m

Nach Abbildung 7-10 kann wiederum der Momentenbeiwert C_m berechnet werden

$$M_o = -1,02 \text{ kNm} \quad M_u = 1,03 \text{ kNm}$$

$$C_m = 0,6 + 0,4 * \psi \geq 0,4 = 0,6 + 0,4 * \left(\frac{-1,02}{1,03} \right) = 0,20 \leq 0,4$$

Als Momentenbeiwert kann damit 0,4 angesetzt werden. Für die Berechnung wird der ungünstigste Fall genommen, bei dem die Lippen am offenen Querschnitt Druckbeanspruchungen erfahren. Formt man die Biegespannung an den Randfasern des Steherquerschnitts um, erhält man als äquivalente Normalkraft N_{Ed}^* :

$$\sigma_M = \frac{M}{W_{el}} = \frac{0,4 * 1,03 \text{ kNm} * 1000}{17.441 \text{ mm}^3} = 0,0236 \text{ kN/mm}^2$$

$$N_{Ed}^* = \sigma_M * A_{brutto} = 0,0236 \frac{\text{kN}}{\text{mm}^2} * 1.084 \text{ mm}^2 = 25,6 \text{ kN}$$

Der Wert der Normalkraft $N_{Ed} = 162,5$ beträgt in der dritten Ebene (siehe Abbildung 8-10).

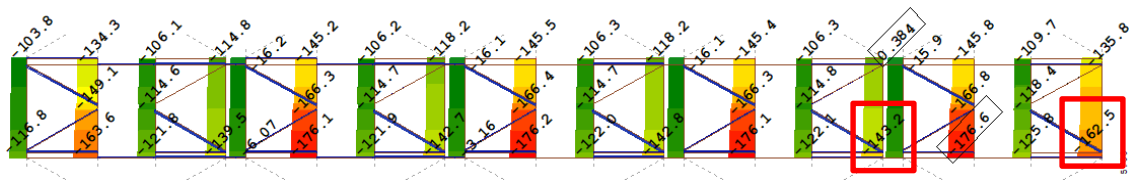


Abbildung 8-10: Normalkräfte des maßgebenden Lastfalls in der dritten Ebene - Silobauweise

Daraus folgt für den Stabilitätsnachweis:

$$AG = \frac{N_{Ed} + N_{Ed}^*}{N_{b,Rd}} = \frac{162,5 + 25,6}{128,6} = \frac{188,1}{128,6} = 1,46 \geq 1$$

Die maximale Normalkraft von -162,5 kN tritt am äußersten rechten Steher auf, wodurch sich eine Ausnutzung von 1,46 für den Stabilitätsnachweis ergibt. Der Querschnitt ist also nicht ausreichend. Je nach Ausführung könnte dieser allerdings vom angeschlossenen Wandpaneel gehalten werden (Verhinderung der Verdrehung für Versagensform Biegedrillknicken), wodurch eine gesonderte Betrachtung mit eventuellen Federmodellierungen (je nach Anschlussart und Steifigkeit des Paneels) für eine wirtschaftlichere Lösung notwendig wäre. Dies wird im Rahmen dieser Arbeit allerdings vernachlässigt.

Geht man nun von einer Halterung durch Wandpaneele am äußersten Steher aus, wird der Steher im Turm daneben mit einer Normalkraft von -143,2 kN maßgebend.

Es folgt für den Stabilitätsnachweis:

$$AG = \frac{N_{Ed} + N_{Ed}^*}{N_{b,Rd}} = \frac{143,2 + 25,6}{128,6} = \frac{168,8}{128,6} = 1,31 \geq 1$$

Es ergibt sich eine unzulässige Ausnutzung von 1,31. Die Steher müssen demnach verstärkt werden.

8.3.2 Diagonalverbände

Bei den Diagonalen ergibt sich eine maximale Normalkraft von 25,6 kN (Zug) bzw. -26,9 kN, Biegemomente treten aufgrund des gelenkigen Anschlusses nicht auf.

a) Querschnittsnachweis

Bei einer elastischen Berechnung nach Querschnittsklasse 3 ergibt sich eine Ausnutzung von

$$AG = \frac{N_{Ed}}{A_{brutto} * f_y} = \frac{26,9 * 1.000}{398 * 355} = 0,190 \leq 1$$

Dies stimmt mit der Ausnutzung aus der SOFiSTiK Bemessung überein (siehe Abbildung 8-6). Für eine Bemessung nach Querschnittsklasse 4, unter der Druckbeanspruchung – 26,9 kN, erfolgt nach den Ergebnissen aus Tabelle 1 in Abschnitt 5.1.5.

$$AG = \frac{N_{Ed}}{N_{Rd,c,lokal,FSM}} = \frac{26,9}{96,2} = 0,279 \leq 1$$

Der Ausnutzungsgrad steigt zwar um 12,9 %, der Nachweis geht sich aber trotzdem aus.

b) Stabilitätsnachweis

Die zulässige Normalkraft bei Stabilitätsversagen beträgt 14,2 kN (siehe Tabelle 1 Abschnitt 5.1.5)

Ausnutzung auf Stabilitätsnachweis:

$$AG = \frac{N_{Ed}}{N_{Rd,c,global,FSM 1}} = \frac{26,9}{14,2} = 1,89 \geq 1$$

c) Nachweis des Anschlusses

Die zulässige Normalkraft für den Anschluss, bei dem Abscheren maßgebend wird beträgt 44,54 kN.

Ausnutzung beim Anschluss:

$$AG = \frac{N_{Ed}}{N_{Rd,j,2}} = \frac{26,9}{44,54} = 0,61 \leq 1$$

Die Verbände zwischen den Stehern müssen auf eine Blechdicke von $t = 3 \text{ mm}$ verstärkt werden.

8.3.3 Querriegel

Bei den Querriegeln ergibt sich eine maximale Drucknormalkraft von $-16,2 \text{ kN}$ und ein maximales Biegemoment von $1,86 \text{ kNm}$.

a) Querschnittsnachweis

Da aus Kapitel 5 keine Abminderungen infolge lokalem Beulen notwendig waren, kann der Querschnittsnachweis aus der elastischen Berechnung im Programm SOFiSTiK übernommen werden. Es ergibt sich ein maximaler Ausnutzungsgrad unter Normalkraft und Biegung von $58,2 \%$ (Abbildung 8-6)

b) Stabilitätsnachweis

Die zulässige Normalkraft auf Stabilität beträgt $55,7 \text{ kN}$.

Ausnutzung auf Stabilitätsnachweis:

$$AG = \frac{N_{Ed}}{N_{Rd,c,global,FSM}} = \frac{16,2}{55,7} = 0,29 \leq 1$$

Anm.: Da jeweils zwei Stäbe (links und rechts Rücken an Rücken am Regalsteher) die Belastungen abtragen, könnten die Ausnutzungsgrade noch halbiert werden.

Die Querriegel zwischen den Stehern müssen nicht weiter verstärkt werden.

8.3.4 Verformungen

Die horizontale Verformung am Regalkopf beträgt $47,3 \text{ mm}$ (siehe Abbildung 8-7) und ist somit unter dem Grenzwert von $63,75 \text{ mm}$. Die vertikalen Verformungen nehmen im Vergleich zur In - House Bauweise aufgrund der Windbelastung stark zu. Die Windbelastung tritt allerdings stoßartig auf, weshalb sie vereinfacht nur mit ständigen Lasten kombiniert wird. Die Relativverformung beträgt $3,93 \text{ mm}$, was den Grenzwert von 3 mm überschreitet. Allerdings wurde dieser Wert vom Hersteller, unabhängig vom Steherabstand, als erster Referenzwert vorgegeben. Bei Ausführung der verwendeten

Geometrie müssten Fahrversuche durchgeführt werden, um die Betriebstauglichkeit der Shuttles bei gewissen Verformungen zu testen.

Das Verformungsverhalten des Systems kann mit Abbildung 8-11 analysiert werden, wo die Verformungen des Systems dargestellt sind. Die Querriegel wirken aufgrund ihrer Weichheit wie gelenkig angeschlossene Stäbe, welche die Gesamtverformung der Türme nicht verhindern können.

$u_{\max} = 47,3 \text{ mm}$

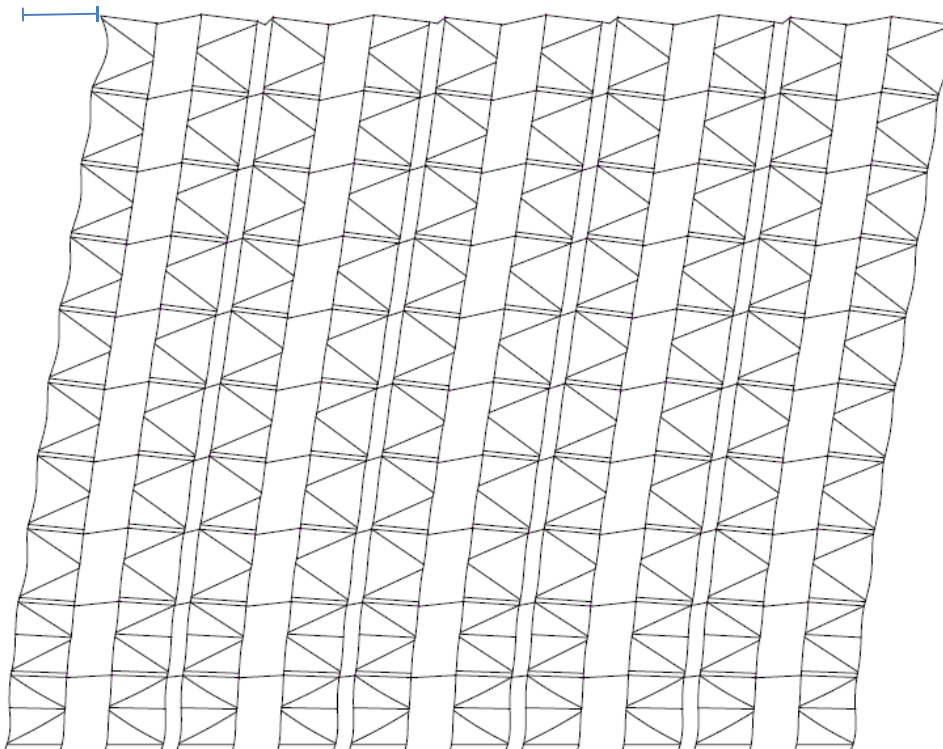


Abbildung 8-11. Verschobene Struktur (100-fach überhöht) – GZG bei Silobauweise

8.4 Verstärkungsmaßnahmen

8.4.1 Regalsteher

Die Regalsteher müssen in den unteren Ebenen verstärkt werden. Aufgrund des Montagestoßes in Form einer Lasche bei den Regalstehern können Abstufungen der Blechdicke über die Höhe des Regals gemacht werden, um eine möglichst wirtschaftliche Lösung zu erhalten.

Für den Regalsteher mit einer Dicke von 3 mm beträgt die zulässige Normalkraft nach Tabelle 3 $N_{\max} = 128,6$ kN. In Abschnitt 8.3 wurde der Einfluss des zusätzlich wirkenden Momentes über eine äquivalente Normalkraft berücksichtigt. Erhöht man die Blechdicke auf 4 mm, erhält man nach Tabelle 4 in Abschnitt 5.2.10 bei erhöhter äquivalenter Streckgrenze eine zulässige Normalkraft von 200,6 kN. Das zusätzliche Eigengewicht infolge der größeren Querschnittsfläche fällt sehr gering aus und wird daher vernachlässigt. Dadurch ergibt sich für den Nachweis in der dritten Ebene:

$$W_{el} = \frac{I_y}{z_s} = \frac{1.194.810 \text{ mm}^4}{(83,5 - 32,16) \text{ mm}} = 23.272 \text{ mm}^3$$

$$\sigma_M = \frac{C_m * M}{W_{el}} = \frac{0,4 * 1,03 \text{ kNm} * 1000}{23.272 \text{ mm}^3} = 0,0177 \text{ kN/mm}^2$$

$$N_{Ed}^* = \sigma_M * A_{\text{brutto}} = 0,0177 \frac{\text{kN}}{\text{mm}^2} * 1.446 \text{ mm}^2 = 25,6 \text{ kN}$$

$$AG = \frac{N_{Ed} + N_{Ed}^*}{N_{b,Rd}} = \frac{162,5 + 25,6}{200,6} = \frac{188,1}{200,6} = 0,937 \leq 1$$

Allerdings muss noch die erste Ebene mit halber Knicklänge $l_{cr} = 1,18$ m untersucht werden, in der die größten Normalkräfte (-249,8 kN) und Biegemomente (-1,78 kNm bzw. 3,01 kNm) auftreten. Die Tragfähigkeit des Stehers mit 4 mm Blechdicke bei einer Knicklänge von $l_{cr} = 1,18$ m beträgt nach der Berechnung in Anhang B $N_{b,Rd} = 364,4$ kN.

Nach Abbildung 7-10 kann wiederum der Momentenbeiwert C_m berechnet werden

Maßgebender M – Verlauf: $M_o = -1,78$ kNm $M_u = 3,06$ kNm

$$C_m = 0,6 + 0,4 * \psi \geq 0,4 = 0,6 + 0,4 * \left(\frac{-1,78}{3,06} \right) = 0,37 \leq 0,4$$

Als Momentenbeiwert kann damit 0,4 angesetzt werden. Für die Berechnung wird der ungünstigste Fall genommen, bei dem die Lippen am offenen Querschnitt Druckbeanspruchungen erfahren. Formt man die Biegespannung an den Randfasern des Steherquerschnitts um, erhält man als äquivalente Normalkraft N_{Ed}^* :

$$\sigma_M = \frac{M}{W_{el}} = \frac{0,4 * 3,06 \text{ kNm} * 1000}{23.272 \text{ mm}^3} = 0,0517 \text{ kN/mm}^2$$

$$N_{Ed}^* = \sigma_M * A_{brutto} = 0,0517 * 1.446 = 74,8 \text{ kN}$$

$$AG = \frac{N_{Ed} + N_{Ed}^*}{N_{b,Rd}} = \frac{249,8 + 74,8}{364,4} = \frac{324,6}{364,4} = 0,89 \leq 1$$

Anm.: Die Berechnung liegt hier auf der sicheren Seite, da die Traglast $N_{b,Rd} = -364,4$ kN für den Steher mit 4 mm Wandstärke aus einer Handrechnung erfolgt; mit einer FE Rechnung könnte sie noch gesteigert werden.

Die Steher in der unteren Ebene können demnach mit einer Blechstärke von 4 mm ausgeführt werden.

Es wird noch untersucht, bis zu welcher Ebene die Verstärkung auf 4 mm notwendig ist. In der fünften Ebene von unten ergeben sich folgende Kräfte:

$$N_{Ed} = -95,7 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = 0,848 \text{ kNm}$$

$$\sigma_M = \frac{C_m * M}{W_{el}} = \frac{0,4 * 0,848 \text{ kNm} * 1.000}{17.441 \text{ mm}^3} = 0,0194 \text{ kN/mm}^2$$

$$N_{Ed}^* = \sigma_M * A_{brutto} = 0,0194 \frac{\text{kN}}{\text{mm}^2} * 1.084 \text{ mm}^2 = 21,1 \text{ kN}$$

$$AG = \frac{N_{Ed} + N_{Ed}^*}{N_{b,Rd}} = \frac{95,7 + 21,1}{128,6} = \frac{116,8}{128,6} = 0,91 \leq 1$$

8.4.2 Diagonalverbände

Die Diagonalverbände können bei einer Verstärkung auf 3 mm Blechdicke bis zu einer Normkraft von 40,2 kN (siehe Tabelle 2 Abschnitt 5.1.7) für den maßgebenden Fall globalen Stabilität belastet werden. In den nachfolgenden Abbildungen 8-12 und 8-13 sind die maximalen Druck- bzw. Zugnormkräfte in den Diagonalverbänden dargestellt.

Daraus ergibt sich für die unterste Ebene mit einer Profildicke von 3 mm:

$$AG = \frac{N_{Ed}}{N_{Rd,c,global,FSM\ 2}} = \frac{26,9}{40,2} = 0,67 \leq 1$$

Für die zweite Ebene kann eine Profildicke von 2,5 mm mit einer Tragfähigkeit von 23,1 kN nach Tabelle 1 Abschnitt 5.1.5 beibehalten werden:

$$AG = \frac{N_{Ed}}{N_{Rd,c,global,FSM\ 2}} = \frac{21,6}{23,1} = 0,93 \leq 1$$

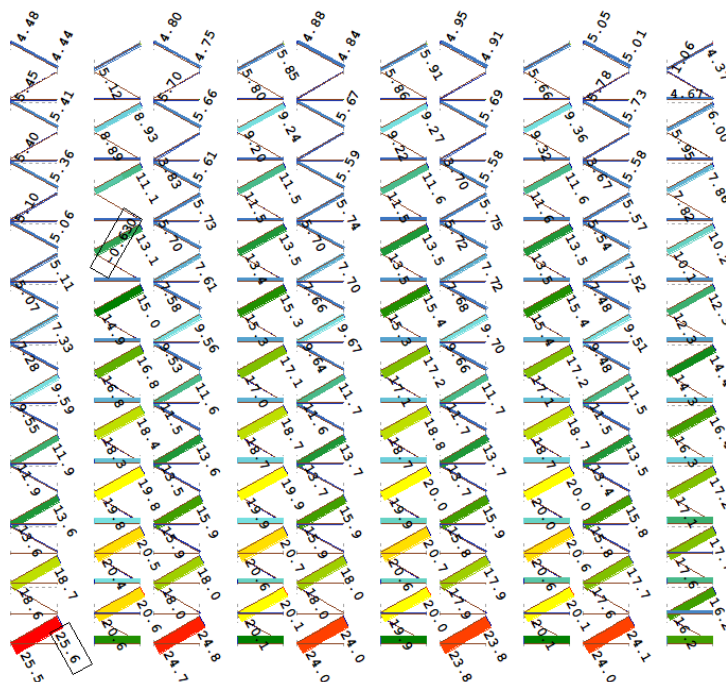


Abbildung 8-12: Maximale Zugnormkräfte in den Diagonalverbänden – Silobauweise (GZT)

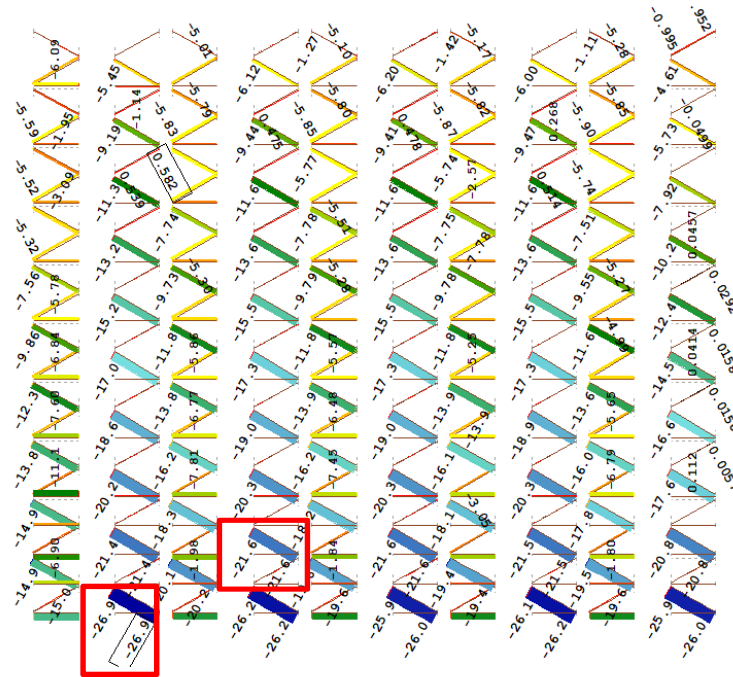


Abbildung 8-13: Maximale Drucknormalkräfte in den Diagonalverbänden – Silobauweise (GZT)

8.4.3 Zusammenfassung der Verstärkungsmaßnahmen - Silolösung

In Tabelle 8 sind die Ergebnisse zu den notwendigen Verstärkungsmaßnahmen aufgelistet.

Tabelle 8: Ausnutzung der bestehenden und verstärkten Bauteile

Bauteil	Einwirkende Normalkraft N_{Ed} [kN]	Maximale Tragfähigkeit N_{Rd} [kN]	Ausnutzung %
Regalsteher Wanddicke = 4 mm erste Ebene	324,6 kN	364,4 kN	89 %
Regalsteher Wanddicke = 4 mm dritte Ebene	188,1 kN	200,6 kN	93 %
Regalsteher Wanddicke = 3 mm ab fünfter Ebene	116,8 kN	128,6 kN	91 %
Diagonalverband erste Ebene Wanddicke = 3 mm	26,9 kN	40,2 kN	67 %
Diagonalverband ab zweiter Ebene Wanddicke = 2,5 mm	21,6 kN	23,1 kN	93 %

Die Silobauweise kann dann wie in Abbildung 8-14 ausgeführt werden.

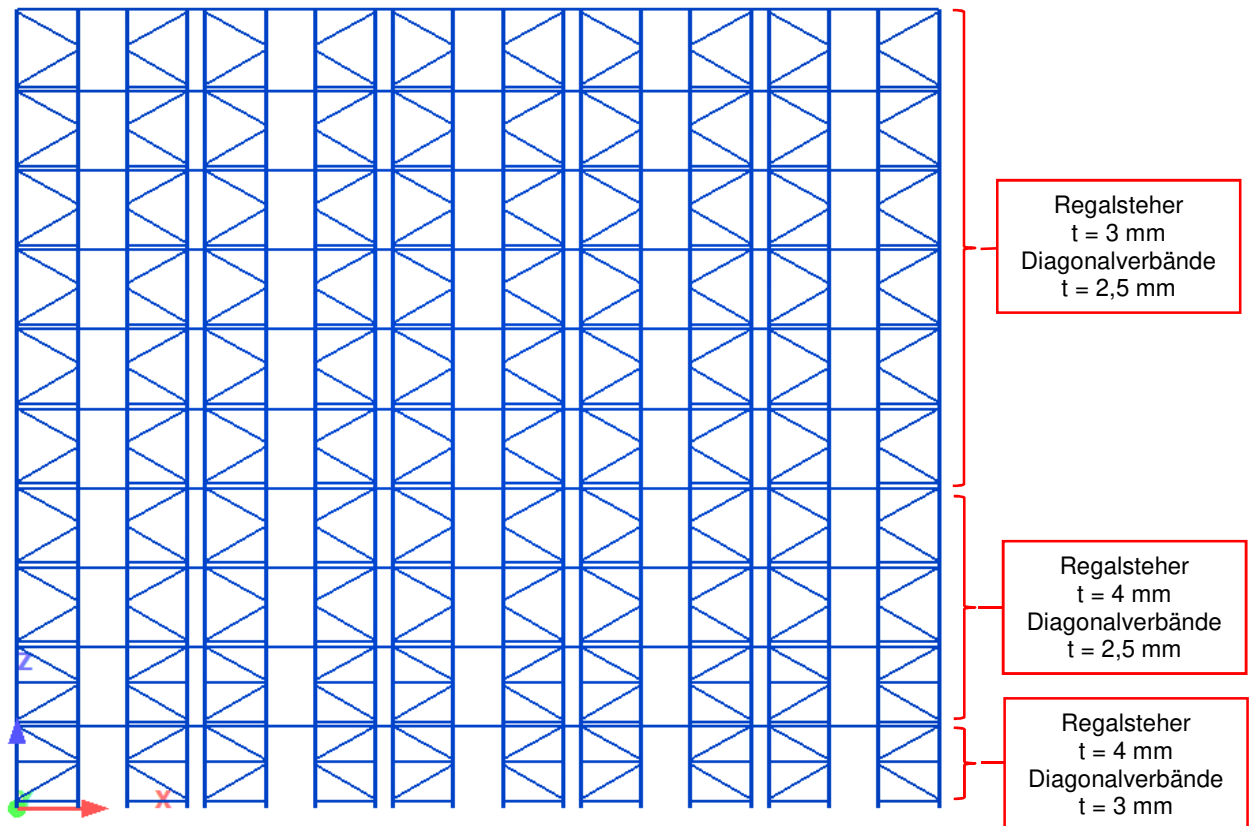


Abbildung 8-14: Querschnittsdicken für die Silobauweise

Alternativ würde noch die Möglichkeit bestehen, zusätzliche Horizontalverbände wie in den ersten beiden Ebenen einzufügen, um die Knicklänge zu halbieren. Dadurch könnte die Verstärkung der Regalsteher auf eine Blechdicke von 4 mm nur in den ersten beiden Ebenen erfolgen. Die wirtschaftlichste der beiden Varianten müsste im Rahmen einer Kostenstudie ermittelt werden.

9 Optimierung des bestehenden Systems

Bei der bisherigen Lösung der Silobauweise in Kapitel 8 erhalten die Regalsteher eine maximale Normalkraft von -249,8 kN. Die Verteilung der Lasten erfolgt dabei ungleichmäßig, sodass einige Steher höhere Kräfte erhalten als andere. Ebenso wird bei den Verformungsbildern deutlich, dass das System bei der gewählten Ausführung weich und verformungsreich ist. Ziel sollte es im Hinblick auf die Nutzung mit den OSR Shuttles sein, eine möglichst steife Tragkonstruktion zu entwerfen, bei der die Verformungen so gering wie möglich gehalten werden.

Um die Kräfte bei der Silobauweise günstiger zu verteilen und die Verformungen einzuschränken, werden verschiedene Varianten zur Optimierung des Systems betrachtet. Ziel soll es sein, das Grundsystem der In - House Bauweise für die zusätzlichen Belastungen aus Wind und Schnee bestmöglich zu adaptieren. Bei der Variantenstudie werden zunächst die maßgebenden Normalkräfte und Horizontalverformungen betrachtet.

Als Ausgangsbasis dient die verstärkte Silobauweise aus Abschnitt 8.4.3.

Es werden folgende drei Systemmodifizierungen untersucht:

- System S01: Ausfachung in der obersten Etage
- System S02: Vertikale Fachwerke zwischen den Regaltürmen
- System S03: IPE Träger am Dach

9.1 System S01: Ausfachung in oberster Etage

Als erste Variante wird ein Fachwerk in der obersten Ebene ausgelegt. Es werden zusätzliche Diagonalen mit C-Profil in den Fahrgassen und zwischen den Regaltürmen angeordnet (siehe Abbildung 9-1, zusätzliche Stäbe gelb eingefärbt).

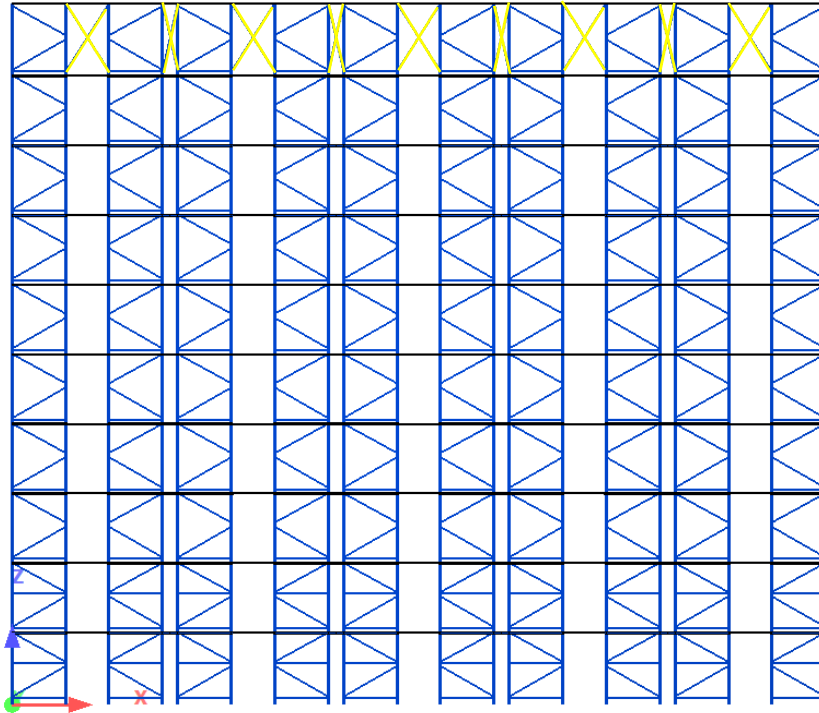


Abbildung 9-1: System S01 mit Ausfachung (gelb) in der obersten Ebene

Der obere Verband soll wie ein sehr steifer Dachträger wirken, mit dem Ziel, die Kräfte im System besser zu verteilen und die Horizontalverformungen zu beschränken.

Es ergeben sich folgende Normalkräfte und Horizontalverformungen:

Normalkräfte (GZT-Kombination)

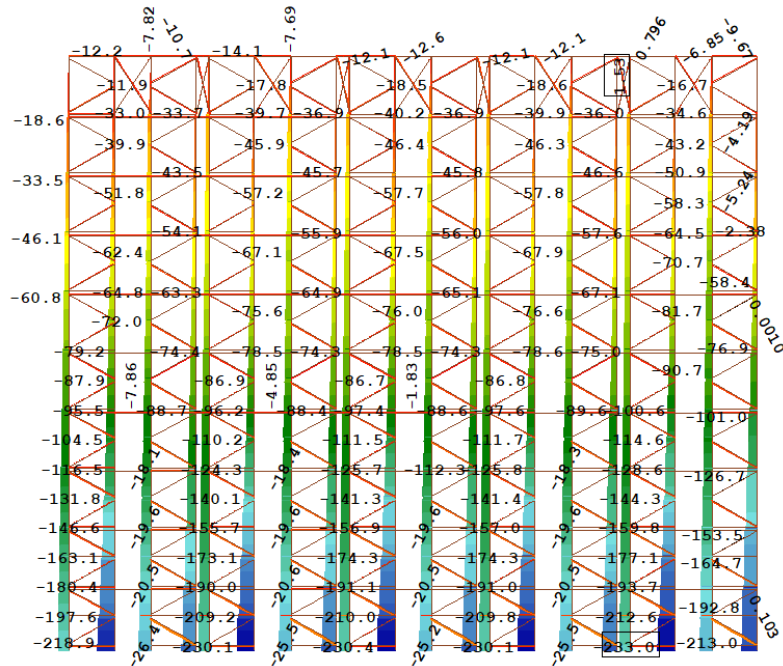


Abbildung 9-2: Normalkräfte der Silobauweise (in kN) mit Ausfuchung in der obersten Ebene für die maßgebende Lastfallkombination

Horizontalverformungen (GZG-Kombination)

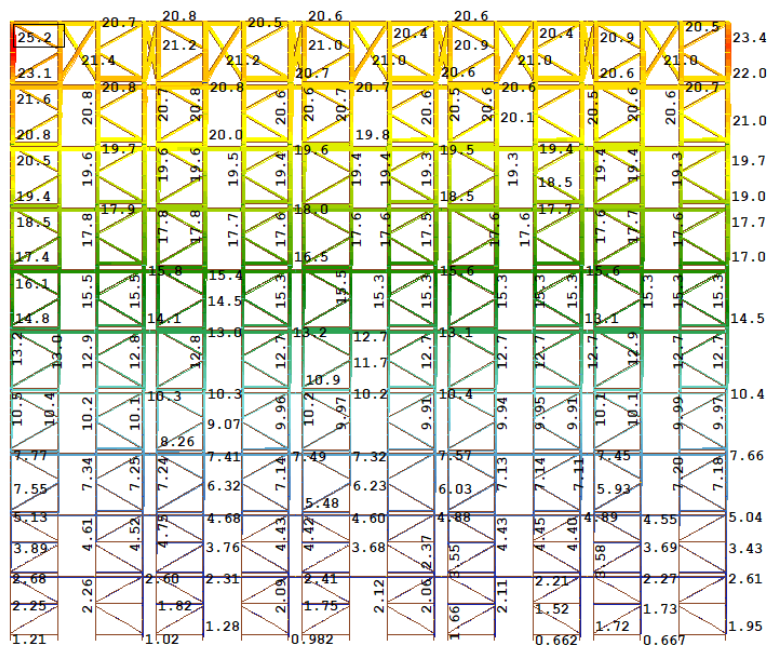


Abbildung 9-3: Horizontalverschiebungen der Silobauweise mit Ausfuchung in der obersten Ebene für die maßgebende Lastfallkombination

In Abbildung 9-2 wird erkennbar, dass die maximale Normalkraft durch die Ausfachung in der obersten Ebene von 249,8 kN bei der Silobauweise auf 233,0 kN reduziert werden kann. Dies entspricht einer Verringerung von ca. 8 %. Die Verformungen sinken ebenfalls von 47,3 mm (siehe Abbildung 9-3) auf 25,2 mm. Das System wird durch das Fachwerk steifer und verformungsärmer, wodurch die Kräfte auch gleichmäßiger verteilt werden.

9.2 System S02: Vertikale Fachwerke zwischen Regaltürmen

Als zweite Variante wird zwischen die 5 Regaltürme jeweils ein vertikaler Verband eingefügt (siehe Abbildung 9-4, zusätzliche Stäbe gelb eingefärbt). Es werden wiederum die C-Profile der Diagonalverbände verwendet. Alternativ könnten in der Praxis anstelle der Verbandsstäbe auch Bleche angeschraubt werden. Für die Berechnung wird aber zunächst der Verband angesetzt, mit welchem dieselbe Scheibenwirkung wie bei einem Blech erzielt werden kann.

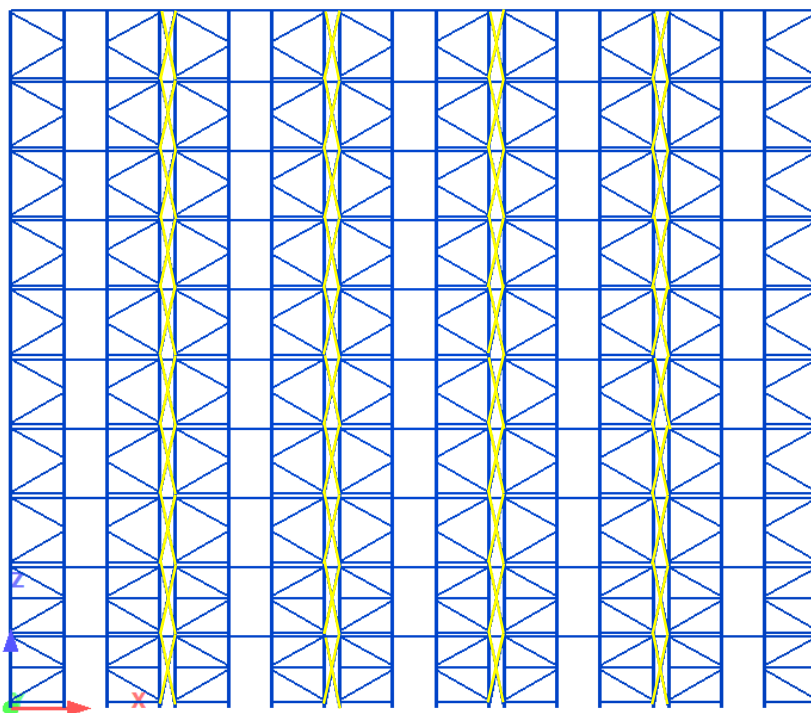


Abbildung 9-4: System S02 mit vertikalen Verbänden (gelb) zwischen den Regaltürmen

Es ergeben sich folgende Normalkräfte und Horizontalverformungen:

Normalkraft (GZT-Kombination)

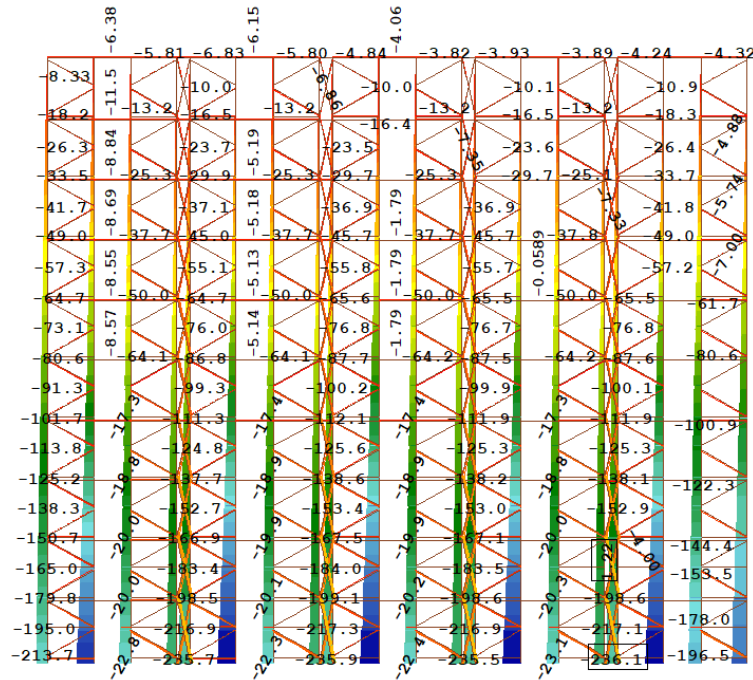


Abbildung 9-5: Normalkräfte Silolösung mit vertikalen Fachwerken für maßgebende Lastfallkombination

Horizontalverformung (GZG-Kombination)

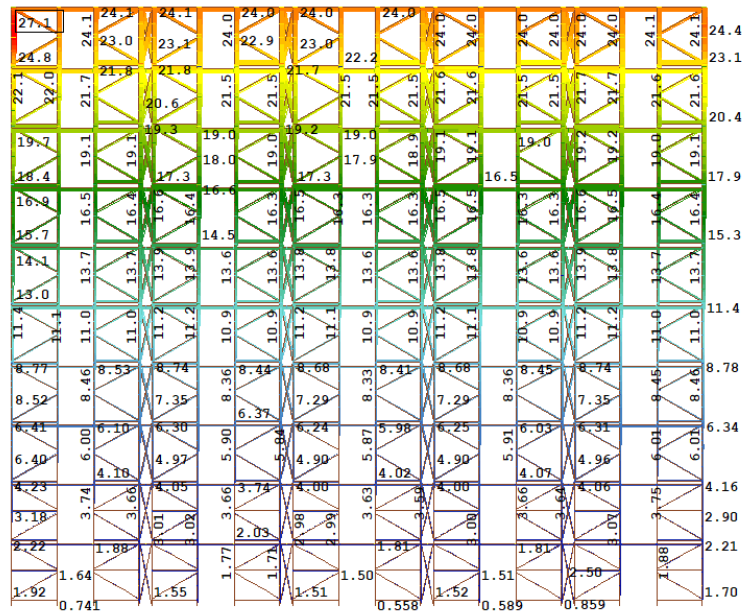


Abbildung 9-6: Horizontalverformung – Silolösung mit vertikalen Fachwerken für maßgebende Lastfallkombination

In den Abbildungen 9-5 und 9-6 wird deutlich, dass sich das System durch die zusätzlichen vertikalen Verbände ähnlich verhält, wie das System mit der Ausfachung in der obersten Ebene. Die Kräfte und Verformungen bleiben mit 236,1 kN bzw. 27,1 mm annähernd gleich.

9.3 System S03: IPE Dachträger

Bei der dritten Variante wird, ähnlich wie bei System S01, eine Erhöhung der Steifigkeit in Form eines horizontalen Trägers erzeugt. Dabei wird ein IPE 400 als Dachträger am Kopf der Regalsteher biegesteif angeschlossen (siehe Abbildung 9-7, Dachträger gelb eingefärbt)

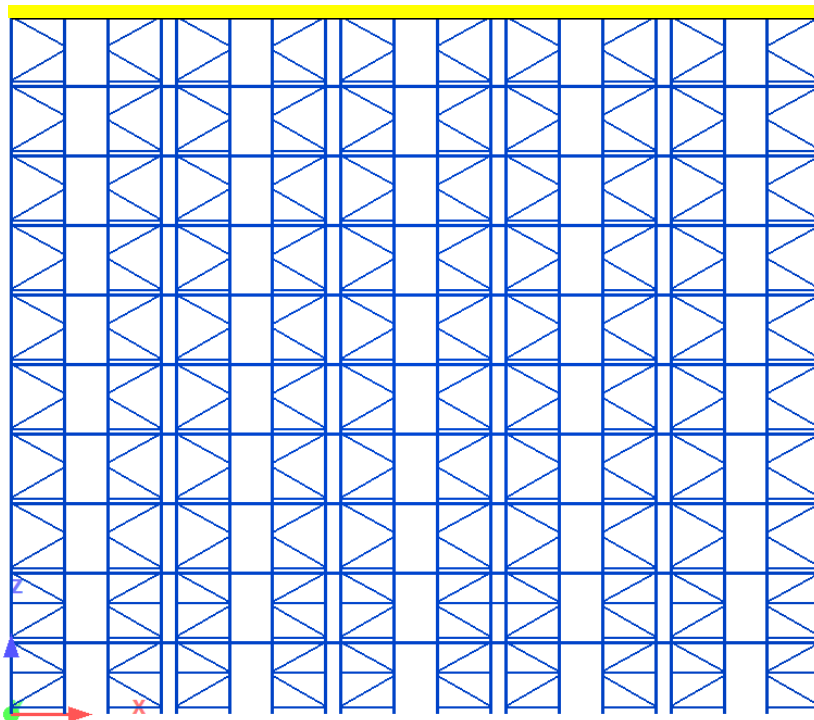


Abbildung 9-7: Silolösung - System S03 mit IPE 400 Dachträger (gelb)

Es ergeben sich folgende Normalkräfte und Horizontalverformungen:

Normalkraft (GZT-Kombination)

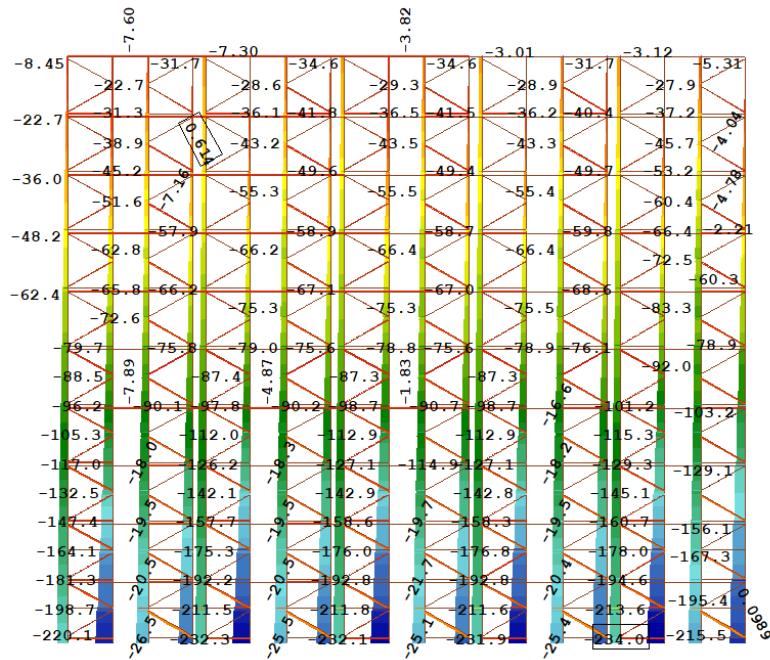


Abbildung 9-8: Normalkräfte - Silolösung mit Dachträger für maßgebende Lastfallkombination

Horizontalverformung (GZG-Kombination)

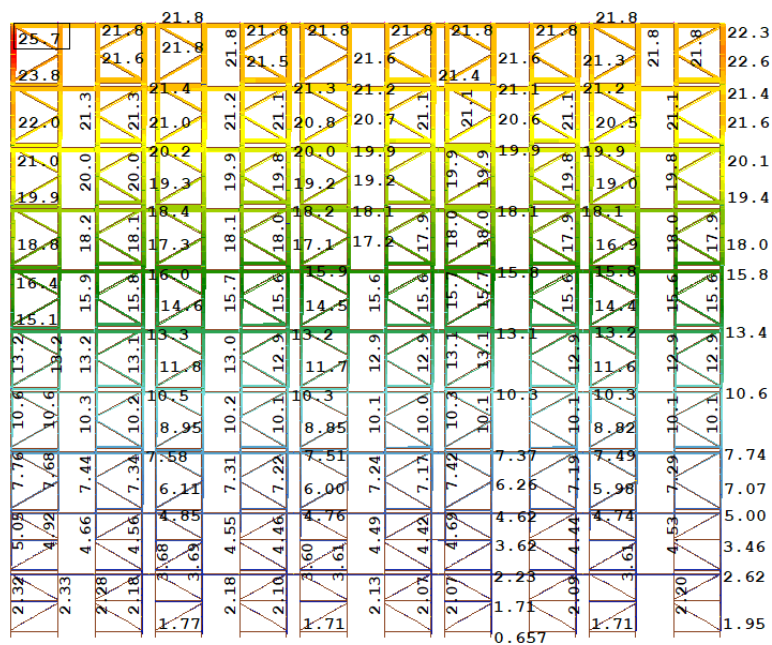


Abbildung 9-9: Horizontalverformung – Silolösung mit Dachträger für maßgebende Lastfallkombination

In den Abbildungen 9-8 und 9-9 ist erkennbar, dass Normalkräfte und Verformungen wiederum ähnlich sind wie bei den Systemen S01 und S02. Die maximale Normalkraft beträgt -234,0 kN, die maximale Horizontalverformung am Regalkopf 25,7 mm. Durch den Träger IPE 400 erhält man eine Gesamtsteifigkeit des Systems, welche ähnlich wie jene des Systems S01 mit Aussteifung in der obersten Ebene ist. Allerdings bleibt die oberste Ebene bei System S03 zur Nutzung frei. Eine Erhöhung des IPE Profils würde daher keine nennenswerte Erhöhung der Steifigkeit mit sich bringen.

9.4 Zusammenfassung der Ergebnisse der drei Varianten

In Tabelle 9 sind die Ergebnisse der drei Systemberechnungen nochmals aufgelistet.

Tabelle 9: Ergebnisse der drei Systemberechnungen

System	Normalkraft N_{Ed} [kN]	Horizontalverformung u [mm]
Grundsystem: Silobauweise ohne Zusatzstäbe	- 249,8	47,2
S01: Silo mit Ausfachung in oberster Ebene	-233,0	25,2
S02: Silo mit vertikalen Fachwerken zwischen den Regaltürmen	-236,1	27,1
S03: Silo mit IPE 400 als Dachträger	- 234,0	25,7

Man erkennt, dass alle drei Varianten ähnliche Ergebnisse, sowohl in Bezug auf Normalkräfte, als auch auf die Horizontalverformung haben. Die Drucknormalkräfte können um ca. 8 % minimiert werden, während die Verformungen sogar beinahe halbiert werden. Beim System S01 fällt eine Ebene zur Nutzung aus, wodurch diese Variante aus wirtschaftlichen Gründen in der Praxis kaum Anwendung finden wird. Beim System S02 muss die Ausführung und Umsetzung der Fachwerkstäbe im Zwischenraum genauer untersucht werden. Alternativ könnten an Stelle der Verbände auch Bleche als Scheiben befestigt werden. System S03 ist platz sparend und

kostengünstig, der Montageaufwand wäre geringer, als bei den anderen beiden Systemen. Da die Ergebnisse annähernd gleich sind, fällt die Wahl auf diese Variante S03.

10 Auswirkungen zusätzlicher Bodenverformungen

Die Ermittlung zusätzlicher Setzungen bzw. Bodenverformungen ist von entscheidender Bedeutung, da sie die Schnittgrößen und Verformungen im Regal maßgeblich beeinflussen. In der FEM 9.832 sind die Relativsetzungen zwischen den beiden Regalstehern eines Turmes in einer sehr konservativen Norm geregelt. Die Unterschiede dürfen demnach einen Grenzwert von $L/2.500$ nicht überschreiten. Zur Einhaltung dieses Grenzwertes ist allerdings ein sehr steifer Boden bzw. sehr steife Fundamente notwendig, was in der Realität aber selten der Fall ist.

Als Ausgangspunkt dient das gewählte System S03 mit zusätzlichem IPE Dachträger aus Kapitel 9.3.

Für eine Simulation der Bodensetzungen werden an den Auflagern der Regalsteher Zwangsverformungen aufgebracht. Als erstes wird eine Relativverformung von $L/2.500$ zwischen den äußeren beiden Stehern aufgebracht und in Regalmitte fortgesetzt.

Die entstehende, simulierte Setzungsmulde ist qualitativ in Abbildung 10-1 dargestellt.

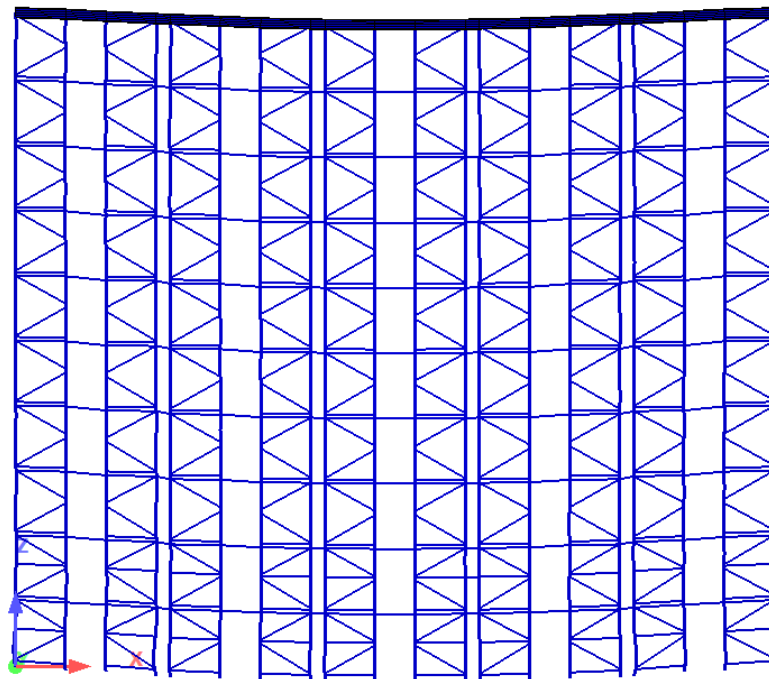


Abbildung 10-1: Zwangsverformungen der Auflagerpunkte in 200-facher Überhöhung
(Stichmaß $x = 3,0$ mm)

10.1 Zwangsverformung L/2500 zwischen den Regalstehern

Die FEM 9.832 besagt, dass die Relativsetzungen zwischen zwei Regalstehern eines Turms einen Grenzwert von L/2.500 nicht überschreiten dürfen. Bei einem Steherabstand von 1,94m ergibt sich eine zulässige Relativverformung von

$$\frac{1.940}{2.500} = 0,8 \text{ mm}$$

Dieser Wert wird nun an den beiden äußeren Türmen aufgebracht. Für den Stich in Regalmittle wird die Steigung als Tangente an die Setzungslinie linear fortgeführt und in der Mitte die Hälfte abgezogen. Die zugehörige Parabel wird über die beiden Endpunkte und dem Stich in der Mitte approximiert (siehe Abbildung 10-2). Als Maximalwert ergibt sich in der Mitte:

$$\frac{0,8}{1.940} = \frac{2 * f}{29.380} \Rightarrow f = 6,05 \text{ mm} \rightarrow \text{Hälfte des Stichts: } x = \frac{f}{2} = \frac{6,05}{2} = 3,03 \text{ mm}$$

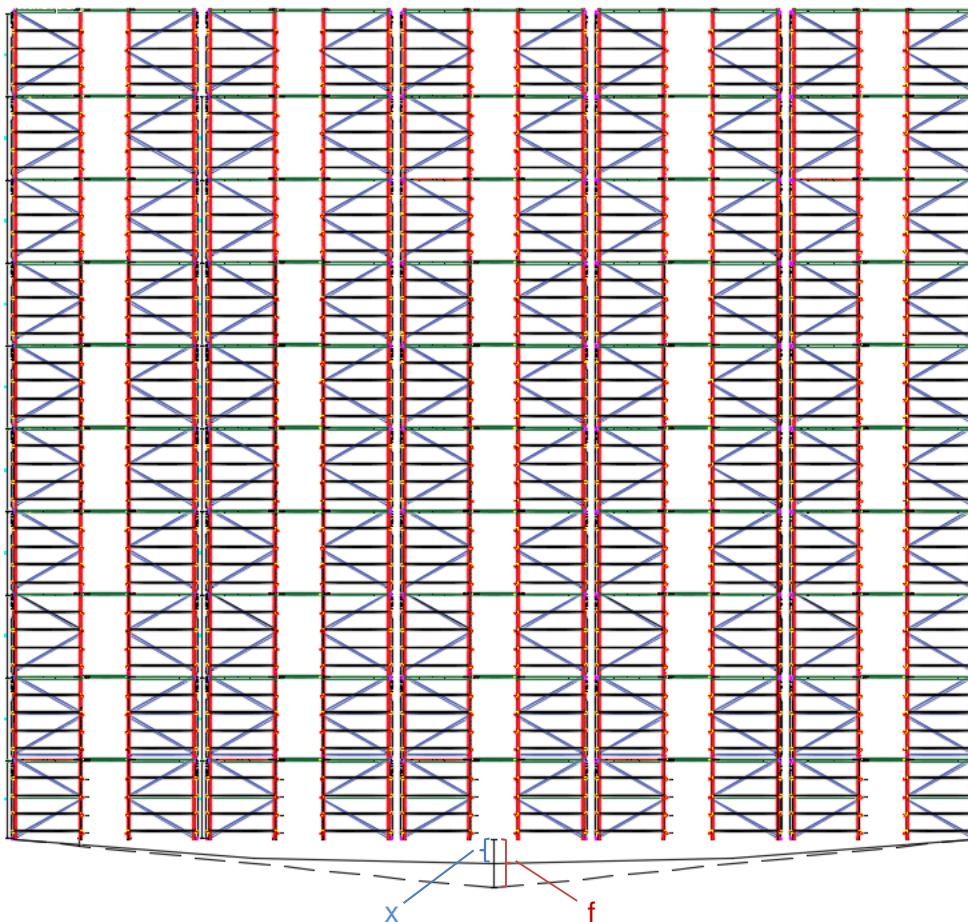


Abbildung 10-2: Regalsystem mit Bogenstich x

Die resultierenden Schnittkräfte aus der Setzung werden mit einem Teilsicherheitsbeiwert von 1,0 mit den errechneten Ergebnissen aus Kapitel 8 kombiniert und berechnet. Daraus ergeben sich folgende Normalkräfte und Verformungen.

Normalkraft (GZT inklusive Setzung)

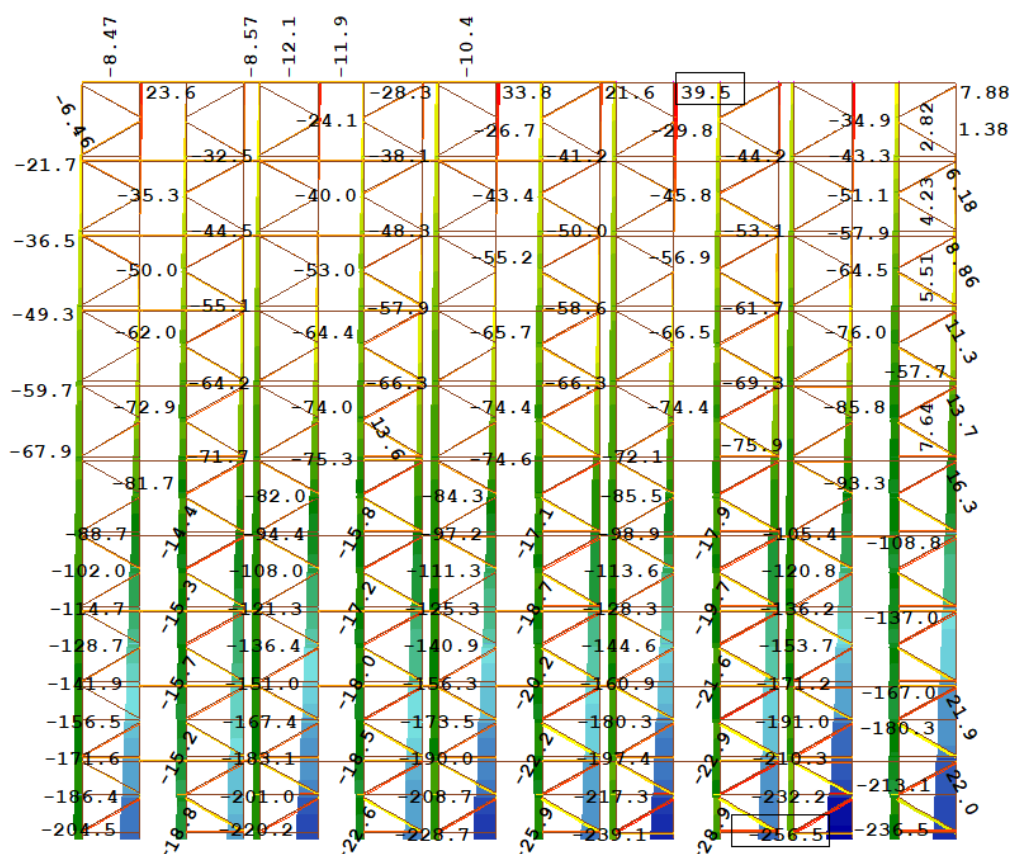


Abbildung 10-3: Silolösung mit System S03 - Normalkräfte für maßgebenden Lastfall mit Auflagersenkung 3,03 mm in Regalmitte

Maßgebende Lastfallkombination:

1,35 EG + 1,35 Wind links + 1,35 Schnee + 1,26 Kisten voll + 1,35 Shuttles
 + 1,0 Auflagersenkung

Man erkennt in Abbildung 10-3, dass die Normalkräfte im Vergleich zu einer Berechnung ohne Auflagersenkung (Abschnitt 9.3) nur um ca. 3 % von 249 kN auf 256,5 kN ansteigen. Dies ist darauf zurückzuführen, dass die Auflagersenkung mit 0,8

mm zwischen den zwei Stehern am Rand gering ist. Allerdings kann dieser Wert in der Praxis nur selten eingehalten werden, da als Voraussetzung ein sehr steifer Boden erforderlich ist.

Vertikale Verformungen (GZG inklusive Setzung)

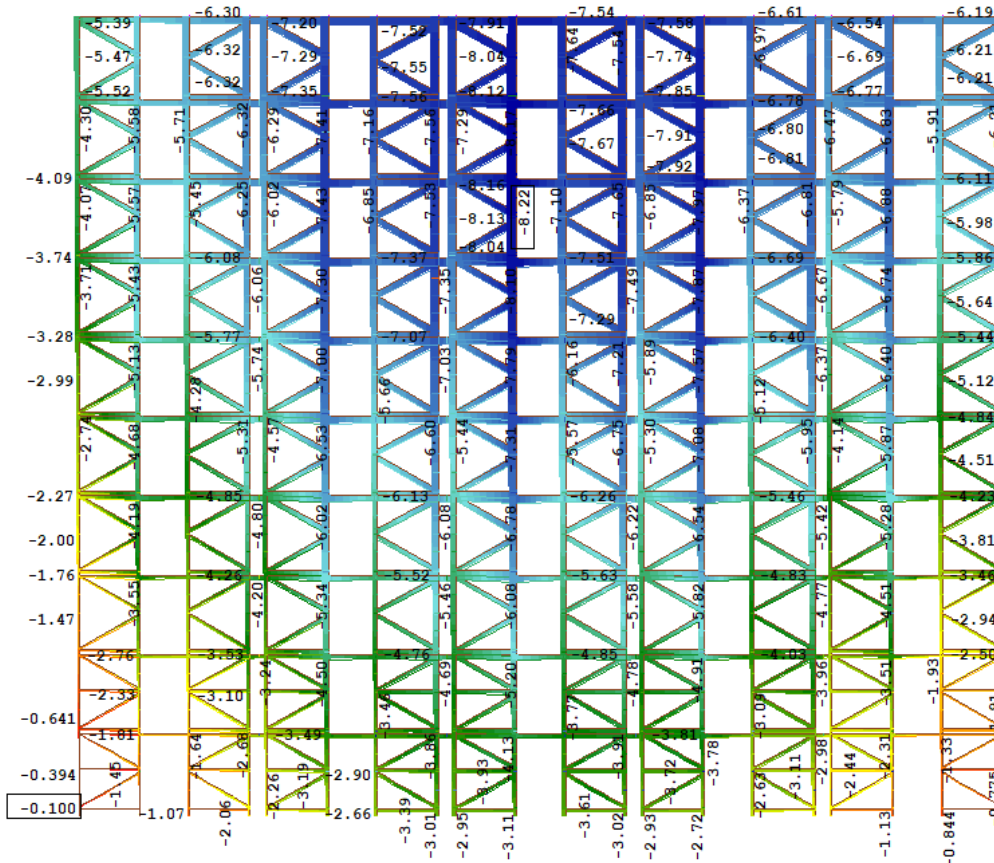


Abbildung 10-4: Vertikale Verformungen für den maßgebenden Lastfall unter Auflagersenkung

Maßgebende Lastfallkombination:

1,0 EG + 1,0 Wind links + 1,0 Auflagersenkung

Durch den Dachträger ist das gesamte System steifer als die ursprüngliche Silobauweise, wodurch auch die Relativverformungen eingeschränkt werden können. Die maximale Relativverformung beträgt ca. 1 mm (Abbildung 10-4), wodurch der Grenzwert von 3 mm eingehalten werden kann.

Hält man demnach die vorgegebene Auflagersenkung von $L/2.500$ lt. FEM 9.832 ein, bleibt die Auswirkung auf die Tragkonstruktion in Bezug auf Kräfte und Verformungen vergleichsweise gering. Allerdings kann dieser Grenzwert in der Ausführung kaum eingehalten werden. Aus diesem Grund wird eine weitere Betrachtung herangezogen, bei der eine Verformung von $L/2.000$ in Regalmitte aufgebracht wird.

10.2 Zwangsverformung $w = 15$ mm in Regalmitte

Bei einer Regalbreite von ca. 30 m ergibt sich für den Stich in der Mitte ein Grenzwert von

$$\frac{30.000}{2.000} = 15 \text{ mm}$$

Die Verformungsfigur wird wieder als Parabel gewählt. Dies entspricht dem fünffachen Stich gegenüber der Berechnung aus Kapitel 10.1. Es ergeben sich folgende Normalkräfte.

Normalkräfte – (GZT inklusive Setzung)

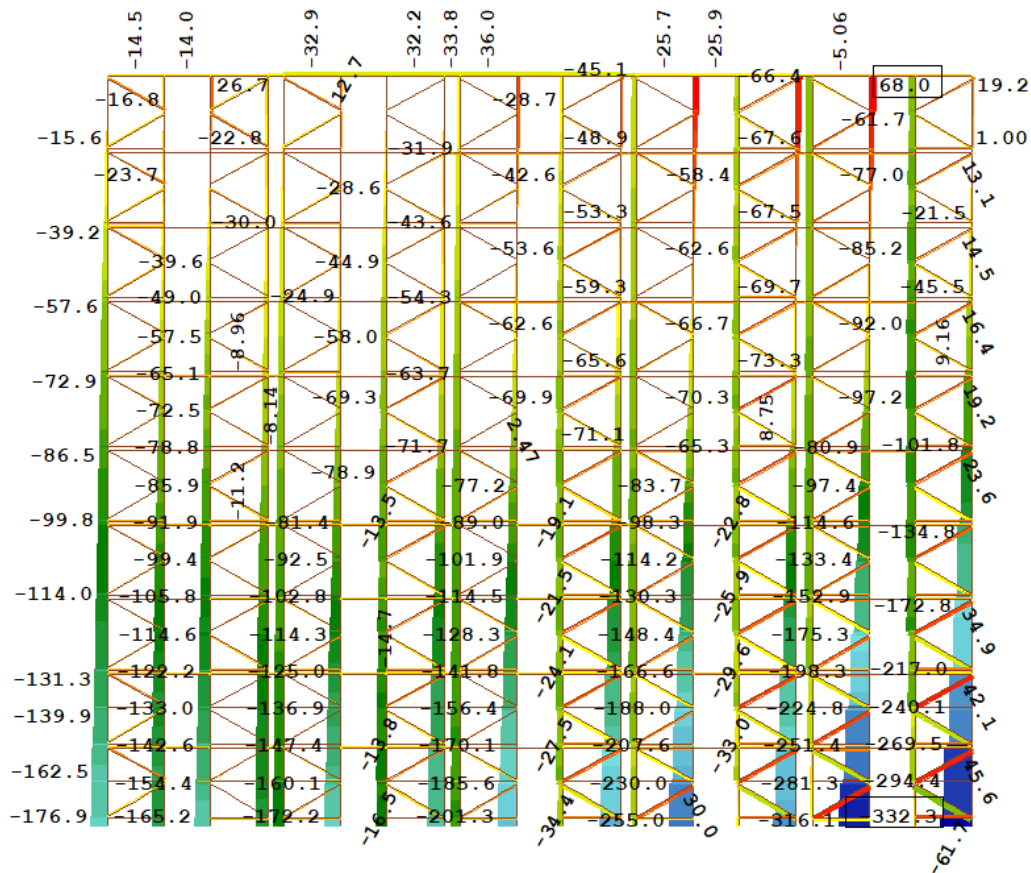


Abbildung 10-5: Silolösung mit System S03 - Normalkräfte für maßgebende Lastfallkombination mit Auflagersenkung 15 mm in Regalmitte

Maßgebende Lastfallkombination:

1,35 EG + 1,35 Wind links + 1,35 Schnee + 1,26 Kisten voll + 1,35 Shuttles
+ 1,0 Auflagersenkung

In Abbildung 10-5 wird deutlich, dass die Normalkräfte in den Stehern deutlich zunehmen. Durch die ungleichmäßige Setzung entstehen aufgrund der statischen Unbestimmtheit zusätzliche Kräfte. Beim äußersten Turm erhält man infolge der ungleichmäßigen Setzung Drucknormalkräfte am rechten Steher und Zugnormalkräfte am linken Steher. Durch die zusätzliche Windbelastung von links werden die Drucknormalkräfte in den rechten Stehern ebenfalls erhöht, wodurch eine maximale Normalkraft von -332,3 kN entsteht. Diese ist bereits um 23 % größer als jene mit der Relativsetzung von $L/2.500$ zwischen zwei Regalstehern aus Abschnitt 10.1. Die

Normalkräfte in den Diagonalverbänden nehmen ebenso zu wie die Normalkräfte in den Querriegeln (45,6 kN bzw. 13 kN).

Vertikale Verformungen (GZG inklusive Setzung)

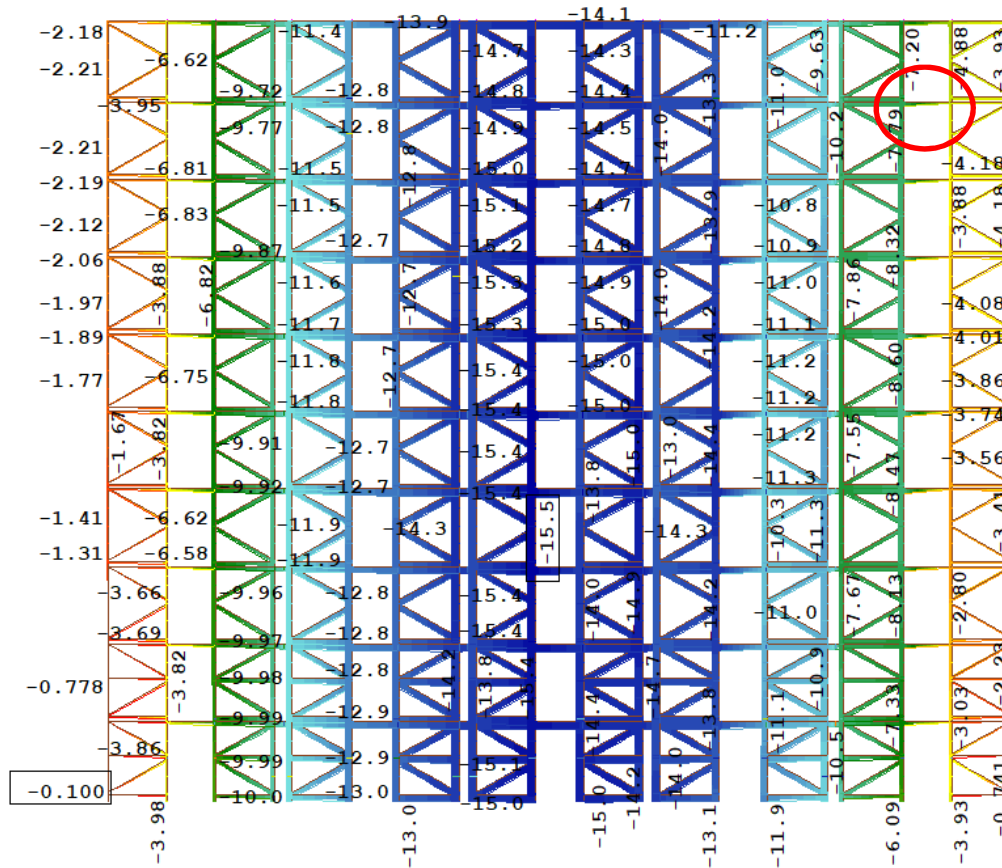


Abbildung 10-6: Silosystem mit System S03 - Vertikale Verformungen für die maßgebende Lastfallkombination mit Auflagersenkung 15 mm

Maßgebende Lastfallkombination:

1,0 EG + 1,0 Wind links + 1,0 Auflagersenkung

Die vertikalen Verformungen werden durch den steifen Dachträger eingeschränkt, die maximale Relativverschiebung zwischen zwei Stehern in der Fahrgasse beträgt nach Abbildung 10-6:

$$u_{\max} = -7,79 - (-4,88) = -2,91 \text{ mm}$$

Der Grenzwert von 3 mm könnte demnach eingehalten werden.

Es wird deutlich, dass zunehmende Setzungen einen maßgebenden Einfluss auf die Dimensionierung der Struktur im Grenzzustand der Tragfähigkeit und im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit haben.

Es erfolgt eine Umlagerung der Kräfte in die äußeren Steher, welche durch einseitig auftretende Windbelastungen zusätzlich belastet werden. Je nach Größe der auftretenden Setzungen müsste die Regalstruktur neuerlich dimensioniert werden.

Die Relativverformungen zwischen den Stehern in der Fahrgasse nehmen aufgrund der Setzungen ebenfalls zu. Dies erfolgt besonders in den letzten Fahrgassen, wo die größte Steigung in der Setzungsmulde auftritt. In der Mitte bildet sich ein annähernd horizontales Plateau aus.

In der Praxis können bei der statischen Berechnung die angegebenen Grenzwerte von $L/2.500$ zwischen den Regalstehern für die Bodenverformungen allerdings oftmals nicht eingehalten werden. Als entscheidender Faktor stellt sich hierbei die gegebene Bodensteifigkeit mit dem Steifemodul E_s sowie die Steifigkeit des Betonfundaments heraus. Zur realistischen Abschätzung der Setzung wäre eine iterative FE Rechnung mit dem Steifemodulverfahren notwendig, wobei die komplette Regalstruktur mitmodelliert wird. Dadurch kann auch die Steifigkeit des Überbaus – der Regalstruktur – erfasst werden.

11 Zusammenfassung und Ausblick

Ziel der Arbeit war es, eine bestehende In - House Regalstruktur auf die sogenannte Silobauweise umzulegen, wobei besonders die Tragfähigkeiten der verwendeten dünnwandigen Profile untersucht wurden. Anhand der Tragfähigkeitsanalyse erfolgte eine Systemberechnung, um Schnittgrößen und das Verformungsverhalten der Struktur zu ermitteln. Die verwendeten Profile weisen beulgefährdete Querschnitte teilweise mit Lochungen auf, weshalb eine gesonderte Betrachtung der Stabilität unter Druckbeanspruchung erforderlich ist. Bei der Handrechnung erhielt man jeweils die konservativsten Ergebnisse, u. a. auch, weil im Eurocode die Traglasten nur für gewalzte Standardprofile ermittelt werden können. Besonders die Tragfähigkeit der Omega-förmige Regalsteher ist mit einer Handrechnung nur schwer zutreffend abschätzbar. Für die Systemberechnung wurden daher die extra ermittelten Tragfähigkeiten aus der FSM Methode und der ABAQUS FE Berechnung herangezogen. Als maßgebende Versagensform stellte sich sowohl für den Diagonalverband als auch den Regalsteher die globale Stabilität mit Biegedrillknicken ein, was besonders auf die offenen, verdrehweichen Querschnitte zurückzuführen ist. Beim Regalsteher tritt ebenso eine Forminstabilität („distorsional buckling“) auf, welche allerdings nicht maßgebend wird.

In der ABAQUS Berechnung konnte am Regalsteher die Lagerung und die Lochung zutreffend eingegeben und berücksichtigt werden, weshalb die Ergebnisse realistische Tragfähigkeiten für die Systemberechnung liefern. Über die Handrechnung bzw. die FSM Rechnung können diese Faktoren nur über ingenieurmäßige Modelle berücksichtigt werden, wodurch nur eine konservative Näherung vorliegt.

Idealerweise stellen diese Berechnungsergebnisse noch mit Versuchsergebnissen verglichen werden, welche durch die Regalhersteller wahrscheinlich durchgeführt wurden.

In der Systemberechnung wurde deutlich, dass die Regalsteher vor allem durch Normalkraft beansprucht werden. Für die ursprüngliche In - House Variante konnten mit den gegebenen Profilen ohne Verstärkungen alle Nachweise erfüllt werden. Bei der Umlegung dieser Bauweise auf die Silobauweise wird sofort deutlich, dass eine Verbindung der Türme eine sinnvolle Lösung zur Lastverteilung darstellt. Bei der

Silobauweise nehmen die Lasten auf die Steher und Diagonalverbände zu, was hauptsächlich auf die zusätzlichen Windbelastungen zurückzuführen ist. Es ergab sich somit, dass die Silolösung in den unteren Ebenen Verstärkungen sowohl der Steher, als auch der Diagonalen erfordert. Die Erhöhung der Blechdicke bei den Stehern von 3 mm auf 4 mm wird notwendig. In den höheren Ebenen wäre es möglicherweise sinnvoll, anstatt der Erhöhung der Blechstärke zusätzliche Horizontalverbände anzuordnen. Dadurch könnte die Knicklänge für den stets maßgebenden Fall des globalen Biegedrillknickens halbiert werden.

Ebenso bietet sich ein stabiler Dachträger für eine bessere Umverteilung der Lasten in die Regalsteher an. Die Verformungen können dabei sowohl in horizontaler als auch in vertikaler Richtung minimiert werden. Die Grenzwerte konnten bei dem gegebenen System für die vertikale Relativverschiebung der benachbarten Fahrschienen in der Fahrgasse bei der Silobauweise nicht eingehalten werden. Allerdings werden dieser Grenzwerte vom Regalhersteller anhand von Versuchen definiert und müssen deshalb in einer statischen Berechnung je nach System angepasst werden.

Einen wichtigen Einfluss auf die Lasterverteilung und vor allem auf die vertikalen Relativverformungen der Fahrschienen haben die Bodensetzungen, die im Rahmen dieser Arbeit anhand von Auflagerverschiebungen simuliert wurden. Dies gilt bei der Planung eines Regalsystems für den jeweiligen Standort zu untersuchen, da besonders die Normalkräfte bei der Einstellung einer Setzungsmulde vor allem in den äußeren Regalstehern stark zunehmen. Für eine genaue Betrachtung wird aber eine FE Analyse mit dem iterativen Steifemodulverfahren notwendig, um die Boden-Bauwerk – Interaktion, unter Berücksichtigung der Gesamtsteifigkeit, abzubilden. Der Rechenaufwand für derartige Modellberechnungen wird allerdings sehr groß.

Prinzipiell muss jede Berechnung und Bemessung einer Regalkonstruktion an die jeweiligen Geometrien und Randbedingungen angepasst werden. Im Falle dieser Arbeit wurde eine In - House Geometrie an einem vorgegebenen Standort mit Belastungen auf eine Silobauweise umgelegt. Es wurden allerdings die Problemzonen bei der statischen Berechnung eines Hochregallagers aufgezeigt und eine funktionierende Verstärkungslösung für die Silobauweise gefunden.

12 Verwendete Literatur

[1] **Institut für Stahlbau TU Graz:** Skript Stahlbau GL

[2] **Institut für Stahlbau TU Graz:** Skript Stahlbau VA

[3] **Brune Bettina Dr.-Ing, Kalameya Jens Dipl. -Ing.:** Stahlbau Kalender 2009 – Kaltgeformte, dünnwandige Bauteile und Bleche aus Stahl nach DIN EN 1993-1-3

[4] **Kuhlmann Ulrike, Prof. Dr. – Ing.:** Stahlbau Kalender 2015, Eurocode 3 – Grundnorm Leichtbau

[5] **Kindmann Rolf, Stracke Michael:** Verbindungen im Stahl- und Verbundbau, 3. Auflage, 2012, Ernst & Sohn

[6] **Vayas Ioannis, Avgerinou Stella, Thanopoulos Pavlos:** Versagen eines Regallagers in Athen, Stahlbau 87 (2018) Heft 1, Ernst & Sohn

[7] **Wagenknecht Gerd Prof. Dr.-Ing.:** Stahlbau-Praxis nach Eurocode 3, Band 1 Tragwerksplanung Grundlagen, 2011

[8] **Lehrstuhl für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau, TU München:** Skript Bodenmechanik und Grundbau

13 Normen und Richtlinien

ÖN EN 1990	Eurocode – Grundlagen der Tragwerksplanung
ÖN EN 1991-1-1	Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen – Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau
ÖN EN 1991-1-3	Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen – Schneelasten
ÖN EN 1991-1-4	Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen – Windlasten
EN 1993-1-1	Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau
ÖN EN 1993-1-3	Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten Teil 1-3: Allgemeine Regeln – Ergänzende Regeln für kaltgeformte dünnwandige Bauteile und Bleche
ÖN EN 1993-1-5	Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten Teil 1-3: Plattenförmige Bauteile
ÖN EN 1993-1-8	Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten Teil 1-8: Bemessung von Anschlüssen
NEN-EN 1991-1-3+C1/NB	Nationale bijlage bij NEN-EN 1991-1-3+C1: Eurocode 1: Belastingen op constructies – Deel 1-3: Algemene belastingen - Sneeuwbelasting
NEN-EN 1991-1-4+A1+C2/NB	Nationale bijlage bij NEN-EN 1991-1-4+A1+C2: Eurocode 1: Belastingen op constructies - Deel 1-4: Algemene belastingen - Windbelasting
FEM 9.831	Berechnungsgrundlagen für Regalbediengeräte Toleranzen, Verformungen und Freimaße im

	Hochregallager
FEM 9.832	Berechnungsgrundlagen für Regalbediengeräte Toleranzen, Verformungen und Freimaße im Hochregallager
EN 15512	Ortsfeste Regalsysteme aus Stahl – Verstellbare Palettenregale – Grundlagen der statischen Berechnung

14 Anhang

14.1 Anhang A: Biegeknicken Regalsteher

Querschnitt nach Abb 4-4, Blechdicke $t = 3 \text{ mm}$

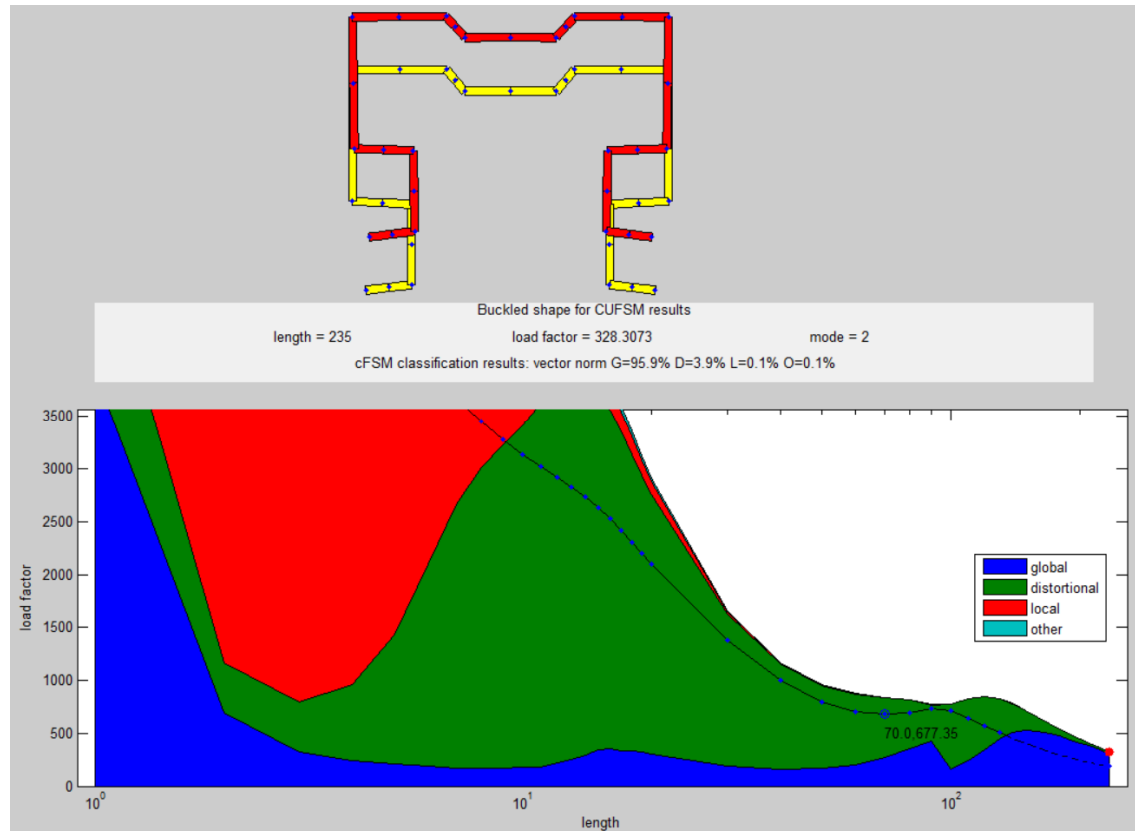


Abbildung A-1: Beulform der 2. Eigenform (Biegeknicken) bei reiner Druckbeanspruchung unter Verzweigungslast 328,3 kN

Verzweigungslast $N_{cr} = 328,3 \text{ kN}$

Daraus folgt die Traglast

$$\lambda_{TF} = \sqrt{\frac{A_{eff,N} * f_y}{N_{cr,TF}}} = \sqrt{\frac{10,44 * 35,5}{328,3}} = 1,06$$

$$\phi_{TF} = 0,5 * (1 + \alpha * (\lambda_{TF} - 0,2) + \lambda_{TF}^2) = 0,5 * (1 + 0,34 * (1,06 - 0,2) + 1,06^2) = 1,21$$

$$\chi_{TF} = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_{TF}^2 - \lambda_{TF}^2}} = \frac{1}{1,21 + \sqrt{1,21^2 - 1,06^2}} = 0,56$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi_{TF} * A_{eff,N} * f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,56 * 1.044 * 355}{1,0} = 207,5 \text{ kN}$$

14.2 Anhang B: Regalsteher –Knicklänge $l_{cr} = 1,18 \text{ m}$

Querschnitt: Regalsteher $t = 3 \text{ mm}$ nach Abb. 4-4 mit Blechdicke $t = 3 \text{ mm}$

a) Biegeknicken

$$\lambda_1 = 93,9 * \varepsilon = 93,9 * \sqrt{235/355} = 76,4$$

$$\lambda_y = \frac{l_{cr} * \sqrt{A_{eff,N}/A}}{i_y * \lambda_1} = \frac{1180 * \sqrt{1.044/1.084}}{28,75 * 76,4} = 0,52$$

$$\alpha = 0,34 \text{ (Knicklinie b nach EN 1993 – 1 – 3)}$$

$$\phi_y = 0,5 * (1 + \alpha * (\lambda_y - 0,2) + \lambda_y^2) = 0,5 * (1 + 0,34 * (0,52 - 0,2) + 0,52^2) = 0,69$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \lambda_y^2}} = \frac{1}{0,69 + \sqrt{0,69^2 - 0,52^2}} = 0,87$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi_y * A_{eff,N} * f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,87 * 1.044 * 355}{1,0} = 322,4 \text{ kN}$$

b) Biegedrill- bzw. Drillknicken

Beim Biegedrillknickenachweis wird der kleinste Verzweigungslastwert aus Biegeknicken, Drillknicken und Biegedrillknicken herangezogen.

Kritische Verzweigungslast für Biegeknicken

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 * EI_y}{l_{cr}^2} = \frac{\pi^2 * 21.000 * 89,61}{118^2} = 1333 \text{ kN}$$

Kritische Verzweigungslast für Drillknicken

$$N_{cr,T} = \frac{1}{i_0^2} * \left(G * I_T + \frac{\pi^2 * E * I_W}{l_T^2} \right) = \frac{1}{78,15^2} * \left(8.070 * 0,325 + \frac{\pi^2 * 21.000 * 3847}{118^2} \right)$$

$$= 766 \text{ kN}$$

mit

$$i_0^2 = z_0^2 + i_y^2 + i_z^2 = 70,32^2 + 28,75^2 + 45,20^2 = 7.815 \text{ mm}^2$$

Kritische Verzweigungslast für Biegedrillknicken

$$\begin{aligned}
 N_{cr,TF} &= \frac{N_{cr,y}}{2 * \beta} * \left[1 + \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,y}} - \sqrt{\left(1 - \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,y}}\right)^2 + 4 \left(\frac{z_0}{i_0}\right)^2 * \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,y}}}\right] \\
 &= \frac{1333}{2 * 0,367} * \left[1 + \frac{766}{1333} - \sqrt{\left(1 - \frac{766}{1333}\right)^2 + 4 * \frac{70,32^2}{7815} * \frac{766}{1333}}\right] = 537,3 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

mit

$$\beta = 1 - \left(\frac{z_0}{i_0}\right)^2 = 1 - \frac{70,32^2}{7815} = 0,367$$

$$\lambda_{TF} = \sqrt{\frac{A_{eff,N} * f_y}{N_{cr,TF}}} = \sqrt{\frac{1.044 * 355}{537.300}} = 0,83$$

$$\phi_{TF} = 0,5 * (1 + \alpha * (\lambda_{TF} - 0,2) + \lambda_{TF}^2) = 0,5 * (1 + 0,34 * (0,83 - 0,2) + 0,83^2) = 0,95$$

$$\chi_{TF} = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_{TF}^2 - \lambda_{TF}^2}} = \frac{1}{0,95 + \sqrt{0,95^2 - 0,83^2}} = 0,71$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi_{TF} * A_{eff,N} * f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,71 * 1.044 * 355}{1,0} = 263,2 \text{ kN}$$

Querschnitt: Regalsteher nach Abb. 4-4 mit Blechdicke $t = 4$ mm

$$A = 1.446 \text{ mm}^2$$

$$z_s = 32,12 \text{ mm}$$

$$I_y = 1.194.810 \text{ mm}^4$$

$$I_z = 2.953.000 \text{ mm}^4$$

$$i_y = 28,75 \text{ mm}$$

$$i_z = 45,20 \text{ mm}$$

$$z_0 = 70,32 \text{ mm}$$

$$I_T = 0,772 \text{ cm}^4$$

$$I_w = 5.130 \text{ cm}^6$$

$$l_{cr} = 1,18 \text{ m (Knicklänge lokal, Biegeknicken um } y - \text{ Achse und Forminstabilität)}$$

a) Biegeknicken

$$\lambda_1 = 93,9 * \varepsilon = 93,9 * \sqrt{235/355} = 76,4$$

$$\lambda_y = \frac{l_{cr} * \sqrt{A_{eff,N}/A}}{i_y * \lambda_1} = \frac{1180 * \sqrt{1446/1.084}}{28,75 * 76,4} = 0,62$$

$$\alpha = 0,34 \text{ (Knicklinie b nach EN 1993 – 1 – 3)}$$

$$\phi_y = 0,5 * (1 + \alpha * (\lambda_y - 0,2) + \lambda_y^2) = 0,5 * (1 + 0,34 * (0,62 - 0,2) + 0,62^2) = 0,77$$

$$\chi_y = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_y^2 - \lambda_y^2}} = \frac{1}{0,77 + \sqrt{0,77^2 - 0,62^2}} = 0,82$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi_y * A_{eff,N} * f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,82 * 1.446 * 355}{1,0} = 420,9 \text{ kN}$$

b) Biegedrill- bzw. Drillknicken

Beim Biegedrillknicknachweis wird der kleinste Verzweigungslastwert aus Biegeknicken, Drillknicken und Biegedrillknicken herangezogen.

Kritische Verzweigungslast für Biegeknicken

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 * EI_y}{l_{cr}^2} = \frac{\pi^2 * 21.000 * 119,5}{118^2} = 1778,8 \text{ kN}$$

Kritische Verzweigungslast für Drillknicken

$$N_{cr,T} = \frac{1}{i_0^2} * \left(G * I_T + \frac{\pi^2 * E * I_W}{l_T^2} \right) = \frac{1}{78,15} * \left(8.070 * 0,772 + \frac{\pi^2 * 21.000 * 5130}{118^2} \right)$$

$$= 1056 \text{ kN}$$

mit

$$i_0^2 = z_0^2 + i_y^2 + i_z^2 = 70,32^2 + 28,75^2 + 45,20^2 = 7.815 \text{ mm}^2$$

Kritische Verzweigungslast für Biegedrillknicken

$$N_{cr,TF} = \frac{N_{cr,y}}{2 * \beta} * \left[1 + \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,y}} - \sqrt{\left(1 - \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,y}} \right)^2 + 4 \left(\frac{z_0}{i_0} \right)^2 * \frac{N_{cr,T}}{N_{cr,y}}} \right]$$

$$= \frac{1.778}{2 * 0,367} * \left[1 + \frac{1.056}{1.778} - \sqrt{\left(1 - \frac{1.056}{1.778} \right)^2 + 4 * \frac{70,32^2}{7815} * \frac{1.056}{1.778}} \right] = 732 \text{ kN}$$

mit

$$\beta = 1 - \left(\frac{z_0}{i_0} \right)^2 = 1 - \frac{70,32^2}{7815} = 0,367$$

$$\lambda_{TF} = \sqrt{\frac{A_{eff,N} * f_y}{N_{cr,TF}}} = \sqrt{\frac{1.446 * 355}{732.000}} = 0,83$$

$$\Phi_{TF} = 0,5 * \left(1 + \alpha * (\lambda_{TF} - 0,2) + \lambda_{TF}^2 \right) = 0,5 * \left(1 + 0,34 * (0,83 - 0,2) + 0,83^2 \right) = 0,95$$

$$\chi_{TF} = \frac{1}{\phi_y + \sqrt{\phi_{TF}^2 - \lambda_{TF}^2}} = \frac{1}{0,95 + \sqrt{0,95^2 - 0,83^2}} = 0,71$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi_{TF} * A_{eff,N} * f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{0,71 * 1.446 * 355}{1,0} = 364,4 \text{ kN}$$

14.3 Anhang C: Silobauweise ohne Turmverbindungen

Normalkräfte (GZT)

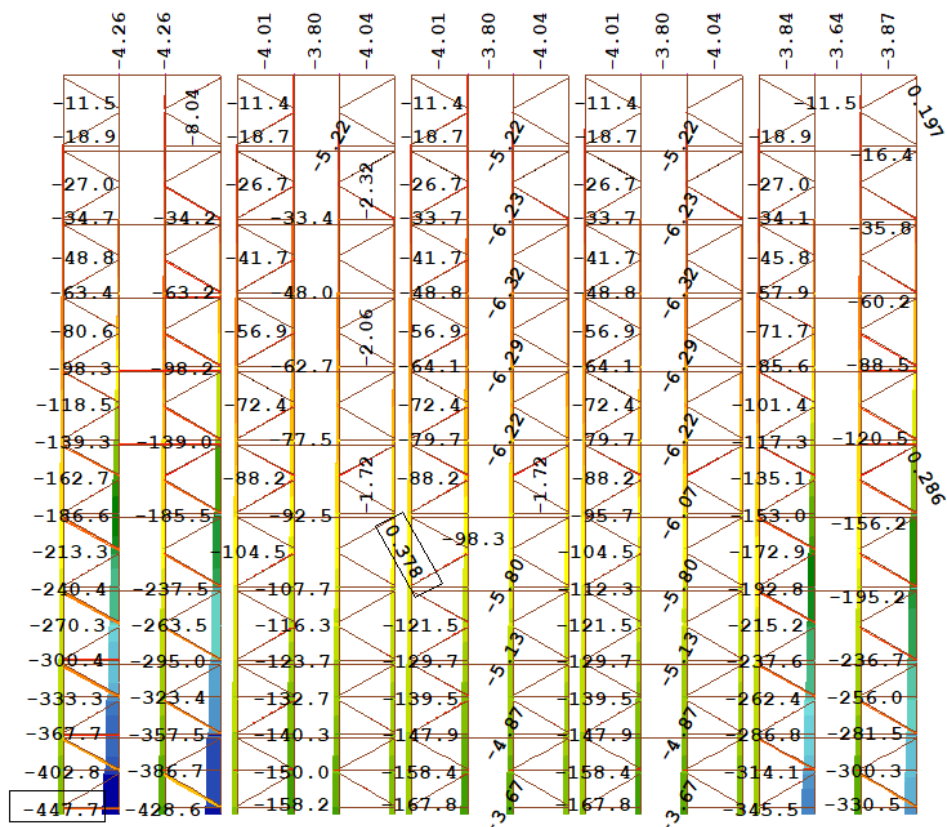


Abbildung C-1: Silobauweise ohne Turmverbindungen - Maximale Drucknormalkräfte der Regalsteher im GZT

Maßgebender Lastfall Drucknormalkraft Regalsteher und Normalkräfte Diagonalverband:

1,35 EG + 1,35 Wind links + 1,35 Schnee + 1,26 Kisten voll + 1,35 Shuttles + 1,0 IMP

Maximale Druckkraft Regalsteher: $N_{Ed} = -447,7 \text{ kN}$

Maximale Druckkraft Diagonalverband: $N_{Ed} = -72,6 \text{ kN}$

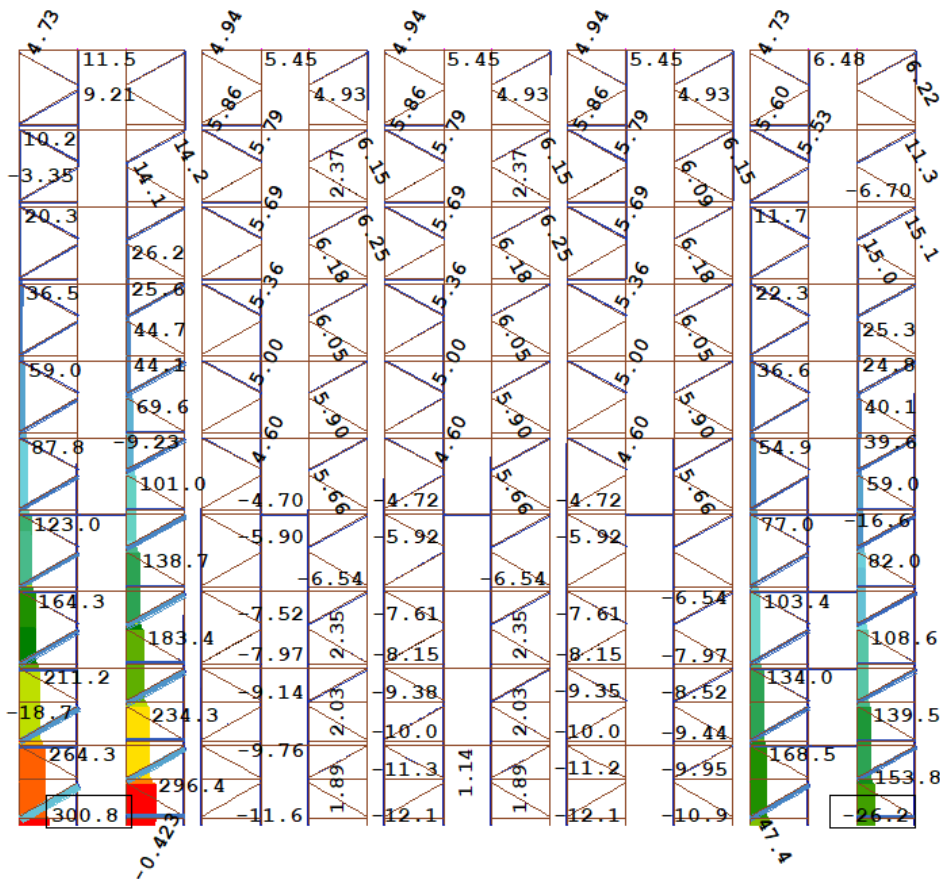


Abbildung C-2: Maximale Zugnormalkräfte Regalsteher

Maßgebender Lastfall Zugnormalkraft Regalsteher:

1,0 EG + 1,5 Wind links

Maximale Zugnormalkraft Regalsteher: $N_{Ed} = 300,8 \text{ kN}$

Maximale Drucknormalkraft Diagonalverband: $N_{Ed} = 76,7 \text{ kN}$

In den Abbildungen C-1 und C-2 wird deutlich, dass eine Silobauweise ohne Verbindungen zu unwirtschaftlichen Ergebnissen führt. Die Regalsteher der äußeren beiden Türme erhalten Drucknormalkräfte von bis zu -447,7 kN bzw. Zugnormalkräfte bis zu 300,8 kN. Dies bedeutet eine Steigerung, im Vergleich zur Bauweise mit Verbindungen, von 76 % (Druck) bzw 221 % (Zug). In den Diagonalen nehmen die

Kräfte ebenfalls erheblich zu, sodass als Schlussfolgerung eine Lösung ohne zusammenhängende Türme ausgeschlossen wird.

Dies ist eine Veröffentlichung des

FACHBEREICHS INGENIEURBAUKUNST (IBK) AN DER TU GRAZ

Der Fachbereich Ingenieurbaukunst umfasst die dem konstruktiven Ingenieurbau nahe stehenden Institute für Baustatik, Betonbau, Stahlbau, Holzbau & Holztechnologie, Materialprüfung & Baustofftechnologie, Baubetrieb & Bauwirtschaft, Hochbau & Industriebau, Bauinformatik und Allgemeine Mechanik der Fakultät für Bauingenieurwissenschaften an der Technischen Universität Graz.

Dem Fachbereich Ingenieurbaukunst ist das Bautechnikzentrum (BTZ) zugeordnet, welches als gemeinsame hochmoderne Laboreinrichtung zur Durchführung der experimentellen Forschung aller beteiligten Institute dient. Es umfasst die drei Laboreinheiten für konstruktiven Ingenieurbau, für Bauphysik und für Baustofftechnologie.

Der Fachbereich Ingenieurbaukunst kooperiert im gemeinsamen Forschungsschwerpunkt „Advanced Construction Technology“. Dieser Forschungsschwerpunkt umfasst sowohl Grundlagen- als auch praxisorientierte Forschungs- und Entwicklungsprogramme.

Weitere Forschungs- und Entwicklungskooperationen bestehen mit anderen Instituten der Fakultät, insbesondere mit der Gruppe Geotechnik, sowie nationalen und internationalen Partnern aus Wissenschaft und Wirtschaft.

Die Lehrinhalte des Fachbereichs Ingenieurbaukunst sind aufeinander abgestimmt. Aus gemeinsam betreuten Projektarbeiten und gemeinsamen Prüfungen innerhalb der Fachmodule können alle Beteiligten einen optimalen Nutzen ziehen.

Durch den gemeinsamen, einheitlichen Auftritt in der Öffentlichkeit präsentiert sich der Fachbereich Ingenieurbaukunst als moderne Lehr- und Forschungsgemeinschaft, welche die Ziele und Visionen der TU Graz umsetzt.

Nummerierungssystematik der Schriftenreihe:

D – Diplom-, Masterarbeiten/Dissertationen | F – Forschungsberichte
S – Skripten, Vorlesungsunterlagen | V – Vorträge, Tagungen

Institutskenzahl:

1 – Allgemeine Mechanik | 2 – Baustatik | 3 – Betonbau
4 – Holzbau & Holztechnologie | 5 – Stahlbau & Flächentragwerke
6 – Materialprüfung & Baustofftechnologie | 7 – Baubetrieb & Bauwirtschaft
8 – Hochbau & Industriebau | 9 – Bauinformatik
10 – Labor für Konstruktiven Ingenieurbau

Fortlaufende Nummer pro Reihe und Institut / Jahreszahl