



Hochschule für Angewandte Wissenschaften Hamburg
Hamburg University of Applied Sciences

Bachelorarbeit

Christian Bollweg

Untersuchung und Optimierung der Tragstruktur eines Doppeldeckschwimmdaches

*Fakultät Technik und Informatik
Department Maschinenbau und Produktion*

*Faculty of Engineering and Computer Science
Department of Mechanical Engineering and
Production Management*

Christian Bollweg

**Untersuchung und Optimierung der
Tragstruktur eines
Doppeldeckschwimmdaches**

Bachelorarbeit eingereicht im Rahmen der Bachelorprüfung

im Studiengang Maschinenbau/ Entwicklung und Konstruktion
am Department Maschinenbau und Produktion
der Fakultät Technik und Informatik
der Hochschule für Angewandte Wissenschaften Hamburg

in Zusammenarbeit mit:
JPM Ingenieurtechnik GmbH
Heideweg 2
24558 Henstedt- Ulzburg

Erstprüfer: Prof. Dr.-Ing. Georgi Kolarov
Zweitprüfer: Dipl.-Ing. Frank Löding

Abgabedatum: 12.10.2017

Zusammenfassung

Christian Bollweg

Thema der Bachelorthesis

Untersuchung und Optimierung der Tragstruktur eines Doppeldeckschwimmdaches

Stichworte

Schwimmdachtank, Doppeldeckschwimmdach, Schwimmfähigkeit, Tragstruktur, FEM, DIN EN 14015

Kurzzusammenfassung

In dieser Arbeit wird die Tragstruktur eines Doppeldeckschwimmdaches mittels der FEM betrachtet. Zur Auslegung sind verschiedene Belastungsfälle vorgesehen unter denen die Schwimmfähigkeit aufrechterhalten werden muss. Es werden die Eintauchtiefe des Schwimmdaches sowie die Spannungen und Verformungen betrachtet, ausgehend von diesen Ergebnissen wird eine Optimierung der Tragstruktur durchgeführt. Die optimierte Tragstruktur wird anschließend ebenfalls mittels FEM auf ihre Eintauchtiefe, wirkende Spannungen und Verformungen untersucht.

Christian Bollweg

Title of the paper

Investigation and optimization of the supporting structure of a double- deck floating roof

Keywords

floating roof tank, double- deck floating roof, buoyancy, supporting structure, FEM, DIN EN 14015

Abstract

In this work, the support structure of a double- deck floating roof is investigated by using the FEM. For the design of the roof, various stress cases are provided under which the buoyancy must be received. The immersion depth of the floating roof as well as the stress and deformation are considered. Based on these results an optimization of the supporting structure is carried out. The optimized support structure is also investigated by using FEM for its immersion depth, stress and deformation.

Inhaltsverzeichnis

Liste der verwendeten Formelzeichen und Abkürzungen	III
Abbildungsverzeichnis	V
Tabellenverzeichnis	VI
1 Einleitung	1
1.1 Aufgabenstellung	1
1.2 Aufgaben eines Doppeldeckschwimmdachs	1
1.3 Aufbau Doppeldeckschwimmdach	2
1.4 Montage	3
1.5 Motivation	4
2 Aufbau des Doppeldeckschwimmdaches als Modell im CAD- System	4
2.1 Aufbau der Tragstruktur	4
2.2 Vereinfachungen am Modell	7
2.3 Gewicht des Schwimmdaches	7
3 Grundlagen	8
3.1 Lastfälle	9
3.2 Leckagefälle	10
3.3 Hydrostatik	10
3.4 Festigkeit	12
3.5 Finite- Elemente- Methode	14
3.6 Volumenelemente	16
3.7 Schalenelemente	17
3.8 Balkenelemente	18
4 Analyse der aktuellen Struktur des Schwimmdaches	18
4.1 Aufbau des Modells für die Simulation des Normalzustandes sowie den Lastfall	18
4.2 Normalzustand am Ausgangsmodell	22
4.3 Lastfall Regenwasser am Ausgangsmodell	27
4.4 Leckagefall Ausgangsmodell	32
5 Optimierung der Tragstruktur des Doppeldeckschwimmdaches	39
5.1 Ansätze zur Optimierung der Tragstruktur	39
5.2 Änderungen an der Tragstruktur	41
6 Analyse der optimierten Struktur des Schwimmdaches	46
6.1 Lastfall Regenwasser am optimierten Modell	46
6.2 Leckage am optimierten Modell	51

7 Zusammenfassung und Ausblick	58
Literaturverzeichnis	60
Anhang	

Liste der verwendeten Formelzeichen und Abkürzungen

Formelzeichen

Bezeichnung	Einheit	Beschreibung
A	m^2	Fläche
A*	m^2	Beschädigte Pontonfläche
A _i	m^2	Restpontonfläche
c	N/m	Federkonstante
d	m	Durchmesser
E	N/m^2	Elastizitätsmodul
F	N	Kraft
F _A	N	Auftriebskraft
F _G	N	Gewichtskraft
g	m/s^2	Erdbeschleunigung
G _i	kg	Gewicht
h	m	Höhe
I	m^4	Flächenträgheitsmoment
I _s	m^4	Trägheitsmoment um Schwerpunkt
I _y	m^4	Trägheitsmoment um Mittelpunkt
K	N/m	Steifigkeitsmatrix
M	Nm	Biegemoment
M _k	kgm	Kippmoment
P	N	Kraft
p	N/m^2	Druck
q _o	N/m	Streckenlast
r	m	Innenradius
R	m	Außenradius
R _e	N/m^2	Streckgrenze
S _F		Sicherheitsfaktor
t _i	m	Zusätzliche Eintauchtiefe

t_{th}	m	Theoretische Eintauchtiefe
u	m	Verschiebung
V	m^3	Volumen
W	Nm	Arbeit
W_i	m^3	Widerstandsmoment
y_o	m	Schwerpunktanstand
ε		Dehnung
π		Kreiszahl
ρ	kg/m^3	Dichte
σ	N/m^2	Normalspannung
τ	N/m^2	Schubspannung
φ	°	Winkel

Abkürzungen

Abkürzung	Beschreibung
Abb.	Abbildung
bzw.	beziehungsweise
ca.	circa
CAD	Computer- Aided- Design
DIN	Deutsches Institut für Normung
EN	Europäische Norm
FE	Finite- Elemente
FEM	Finite- Elemente- Methode
min.	minimal
SW	SolidWorks
z.B.	zum Beispiel

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1. 1: Doppeldeckschwimmdach in Schwimmdachtank	2
Abbildung 1. 2: Doppeldeckschwimmdach mit Anbauten	3
Abbildung 2. 1: Segment des Ausgangsmodelles	5
Abbildung 2. 2: Verwendung der Ausgleichsplatte	6
Abbildung 2. 3: Mittelponton des Ausgangsmodells	6
Abbildung 3. 1: Wasserstand auf dem Schwimmdach nach DIN EN 14015	9
Abbildung 3. 2: Realistischer Wasserstand auf dem Schwimmdach	9
Abbildung 3. 3: Tatsächlicher maximaler Wasserstand auf dem Schwimmdach	10
Abbildung 3. 4: Normal- und Schubspannungen am Spannungswürfel	13
Abbildung 3. 5: Axialkraft und Momente am Balkenprofil	13
Abbildung 3. 6: Lineares Volumenelement mit Freiheitsgraden	17
Abbildung 4. 1: 45° Simulationsmodell	19
Abbildung 4. 2: Simulationsmodell mit Lasten und Lagerungen	21
Abbildung 4. 3: Definition der Elementgröße in SW	21
Abbildung 4. 4: Vernetztes Simulationsmodell	22
Abbildung 4. 5: Absenkung am Ausgangsmodell im Normalzustand	23
Abbildung 4. 6: Spannung am Ausgangsmodell im Normalzustand	24
Abbildung 4. 7: Spannungsintensität größer 20 MPa am Ausgangsmodell im Normalzustand	25
Abbildung 4. 8: Spannung an der Tragstruktur am Ausgangsmodell im Normalzustand ..	26
Abbildung 4. 9: Netzverzerrung durch Balkenabdrücke	26
Abbildung 4. 10: Spannung in Balkensegmenten am Ausgangsmodell im Normalzustand	27
Abbildung 4. 11: Absenkung am Ausgangsmodell bei Regenwasser	28
Abbildung 4. 12: Spannung am Ausgangsmodell bei Regenwasser	29
Abbildung 4. 13: Spannungsintensität größer 50 MPa am Ausgangsmodell bei Regenwasser	30
Abbildung 4. 14: Spannung der Tragstruktur am Ausgangsmodell bei Regenwasser	31
Abbildung 4. 15: Spannung in Balkensegmenten am Ausgangsmodell bei Regenwasser	32
Abbildung 4. 16: Vereinfachtes Gesamtmodell	34
Abbildung 4. 17: Absenkung am Gesamtmodell bei Leckage	35
Abbildung 4. 18: Spannung am Ausgangsmodell bei Leckage	36
Abbildung 4. 19: Spannungsintensität größer 20 MPa am Ausgangsmodell bei Leckage	37
Abbildung 4. 20: Spannung der Tragstruktur am Ausgangsmodell bei Leckage	38
Abbildung 4. 21: Spannung in Balken am Ausgangsmodell bei Leckage	39
Abbildung 5. 1: Segment der Optimierung	44
Abbildung 5. 2: Mittelponton der Optimierung	45
Abbildung 6. 1: Absenkung an Optimierung bei Regenwasser	47
Abbildung 6. 2: Spannung an Optimierung bei Regenwasser	48
Abbildung 6. 3: Spannungsintensität größer 100 MPa an Optimierung bei Regenwasser	48
Abbildung 6. 4: Spannung der Tragstruktur an Optimierung bei Regenwasser	49

Abbildung 6. 5: Spannung an äußeren Balkensegmenten bei Regenwasser	50
Abbildung 6. 6: Spannung in Balken im Mittelponton bei Regenwasser.....	50
Abbildung 6. 7: Spannung in Balkensegmenten an Optimierung bei Regenwasser	51
Abbildung 6. 8: Vereinfachtes Gesamtmodell der Optimierung.....	52
Abbildung 6. 9: Absenkung am optimierten Gesamtmodell bei Leckage.....	53
Abbildung 6. 10: Spannung an Optimierung bei Leckage	54
Abbildung 6. 11: Spannungsintensität größer 25 MPa an Optimierung bei Leckage.....	54
Abbildung 6. 12: Spannung der Tragstruktur an Optimierung bei Leckage	55
Abbildung 6. 13: Spannung in Balkensegmenten an Optimierung bei Leckage	56
Abbildung 6. 14: Spannung an äußeren Balkensegmenten bei Leckage	56
Abbildung 6. 15: Spannung an inneren Balkensegment bei Leckage	57
Abbildung 6. 16: Verformung der Tragstruktur bei Leckage, 100x vergrößert	57
Abbildung A 1: Tragstruktur des Ausgangsmodelles	Anhang A
Abbildung A 2: Tragstruktur des optimierten Modelles.....	Anhang A
Abbildung B 1: Äußeres Balkensegment am Ausgangsmodell bei Regenlast.....	Anhang B
Abbildung B 2: Balken in Mittelponton bei Regenlast.....	Anhang B
Abbildung B 3: Äußeres Balkensegment am Ausgangsmodell bei Leckage	Anhang B
Abbildung B 4: Detailansicht der Verformung bei Leckage, 100x vergrößert	Anhang B

Tabellenverzeichnis

Tabelle 2. 1: Gewichte des Ausgangsmodelles	8
Tabelle 5. 1: Anforderungsliste	40
Tabelle 5. 2: Länge und Blechfläche der Balkensegmente	42
Tabelle 5. 3: Berechnung erforderliches Widerstandsmoment der Balkensegmente	43
Tabelle 5. 4: Widerstandsmomente U- Profile nach DIN 1026	43
Tabelle 5. 5: Gewichtseinsparung durch Optimierung	46

1 Einleitung

Zur Lagerung von Flüssigkeiten oder Gasen werden Tanks benötigt. Diese fallen je nach Verwendungszweck in unterschiedlichen Größen und Bauweisen aus. Vorwiegend werden diese Tanks in der chemischen Industrie, der Rohölverarbeitung und der Petrochemie verwendet. Den größten Anteil an Lagertanks bilden die zylindrisch stehenden, diese sind als Festdachtank oder Schwimmdachtank ausgeführt. Nachfolgend wird das Dach eines Schwimmdach tanks behandelt, in welchem Flüssigkeiten verschiedener Art gelagert werden können. Schwimmdächer werden als Doppeldeck- oder Einzeldeckschwimmdächer ausgeführt. Das Schwimmdach muss in verschiedenen Situationen seine Schwimmfähigkeit behalten und darf unter Lasteinwirkungen nicht beschädigt werden. Verwendung finden Schwimmdächer in Schwimmdach tanks, in diesem Fall wird als Bauart das Doppeldeckschwimmdach betrachtet. Die Vorschriften für die Auslegung und Ausrüstung von Schwimmdächern sind in der DIN EN 14015 festgehalten.

1.1 Aufgabenstellung

Untersuchung und Optimierung der Tragstruktur eines Doppeldeckschwimmdaches.

Die dazu erforderlichen Unterpunkte sind:

Erstellung eines FEM- Modells zur Berechnung der Tragstruktur unter Berücksichtigung der Betriebszustände und Leckagezustände.

Berechnung der Spannungszustände, der Eintauchtiefen und der Verformungen für die unterschiedlichen Zustände mit Hilfe des FEM- Modells.

Erarbeitung von Optimierungsansätzen der Tragstruktur.

Nachweis der optimierten Tragstruktur des Doppeldeckschwimmdaches mittels eines FEM- Modells.

1.2 Aufgaben eines Doppeldeckschwimmdachs

Das Schwimmdach wird als Abdeckung der Flüssigkeit in einem Schwimmdach tank verwendet, es schwimmt auf deren Oberfläche und schirmt diese gegen Umgebungseinflüsse ab (Abb. 1.1). Durch das Schwimmen auf der Oberfläche des Lagerproduktes ist kein Hohlraum vorhanden, in dem sich explosionsfähiger Dampf ansammeln kann, ebenso wird durch die Abdichtung die Emission des Mediums vermindert. Verwendung findet das Doppeldeckschwimmdach größtenteils bei Tanks mit Durchmessern größer als 65 m.

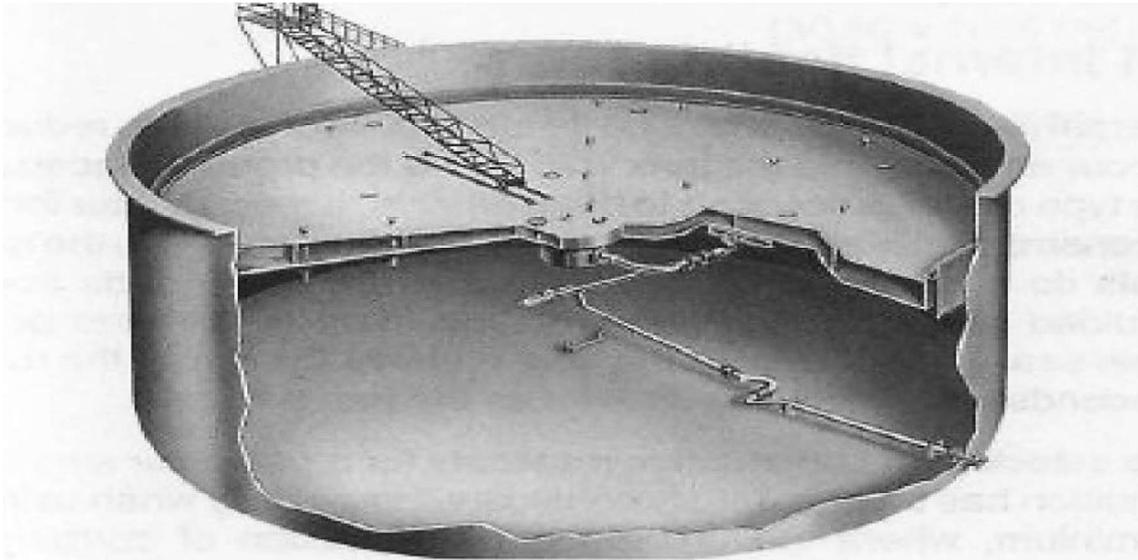


Abbildung 1. 1: Doppeldeckschwimmdach in Schwimmdachtank [1]

Das Schwimmdach reduziert Emissionsverluste aufgrund von klimatischen Veränderungen und Pumpvorgängen im Betrieb, wodurch die Luftverschmutzung vermindert wird. Diese Verluste sind besonders bei flüchtigen organischen Verbindungen bedeutsam, die in Tanks gelagert werden, welche hohen Befüll- und Entleerungszyklen unterliegen. Durch die starre und schwerere Konstruktion bleibt die Unterseite des Daches im Kontakt mit der Flüssigkeit und senkt damit die Wahrscheinlichkeit, dass Dampfblasen unter dem Dach entstehen, welche explosionsfähig sind oder den Wasserablauf behindern. Ebenso isoliert der luftgefüllte Hohlraum in dem Schwimmdach das Produkt zur Umgebung. [1]

Es muss das Regenwasser und anfallendes Schmelzwasser ableiten, ohne es in Berührung mit dem Lagerprodukt zu bringen. Aus den aufliegenden Schneelasten oder anderen Lasten ergibt sich eine neue Lastsituation auf das Dach, welche es ohne Beeinträchtigung der Schwimmfähigkeit tragen muss.

1.3 Aufbau Doppeldeckschwimmdach

Das Schwimmdach ist eine runde Stahlkonstruktion, welche durch erzeugten Auftrieb auf der Flüssigkeit in einem Tank schwimmt. Der Durchmesser des Schwimmdaches ist geringer als der des Tanks, um das freie Steigen und Fallen auf dem Flüssigkeitsspiegel zu ermöglichen. Der Spalt zwischen dem Schwimmdach und dem Tankmantel wird durch ein flexibles Dichtungssystem geschlossen. [1]

Das Doppeldeckschwimmdach besteht aus zwei Stahldecken, eine auf Seite der Flüssigkeit, die andere auf Seite der Umgebung, dazwischen ist ein Hohlraum, welcher den Auftrieb des Schwimmdaches erzeugt. Der Innenraum wird durch umlaufende und radiale Schottbleche in einzelne Pontonzellen unterteilt. Durch die Pontonzellen wird die Schwimmfähigkeit bei einer Beschädigung erhalten, da nur einzelne Zellen geflutet werden und andere ihre Funktion beibehalten. Um überprüfen zu können, ob die Zellen intakt sind, ist jede mit einem verschließbaren Mannloch versehen, zusätzliche auf dem Schwimmdach verteilte Mannlöcher bieten Zugang zum Tankinneren.

Um den Abfluss von Flüssigkeiten auf dem Deckblech zu ermöglichen, ist die Dachfläche nach innen geneigt, an der tiefsten Stelle befinden sich mehrere Wasserabflüsse, die mit dem Zentralsumpf in der Mitte des Daches verbunden sind und von dort über ein flexibles Rohrsystem im Inneren des Tanks das Wasser nach außen ableiten. (Abb. 1.1)

Zur Beschäumung des Daches im Brandfall, ist ein Schaumsüll am äußeren Rand angebracht, dieses ermöglicht das gezielte Beschäumen des Spaltes zwischen Dach und Tankmantel.

Beim Entleeren des Tanks darf das Dach nicht bis auf den Boden absinken, da dort verschiedene Anschlüsse vorhanden sind. Aus diesem Grund sind an dem Dach höhenverstellbare Stützen angebracht auf denen sich das Dach abstützt, wenn der Flüssigkeitsstand zu tief absinkt.

Um das Leerpumpen des Tanks zu ermöglichen, sind Entlüftungseinrichtungen erforderlich, diese sind notwendig, um den Raum zwischen dem Tankboden und dem Schwimmdach, sobald es auf den Stützen aufliegt, zu be- und entlüften, dadurch wird beim Befüllen die Luftschicht zwischen Medium und Schwimmdache abgebaut und beim Entleeren Luft in den Raum gelassen, um Unterdruck zu vermeiden. Außerdem wird durch diese Entlüftung das Ablassen von Dampfblasen, die sich durch Verdampfen des Mediums unter der Schwimmdache gebildet haben, ermöglicht. Ein ausgerüstetes Schwimmdach ist in Abbildung 1.2 dargestellt.

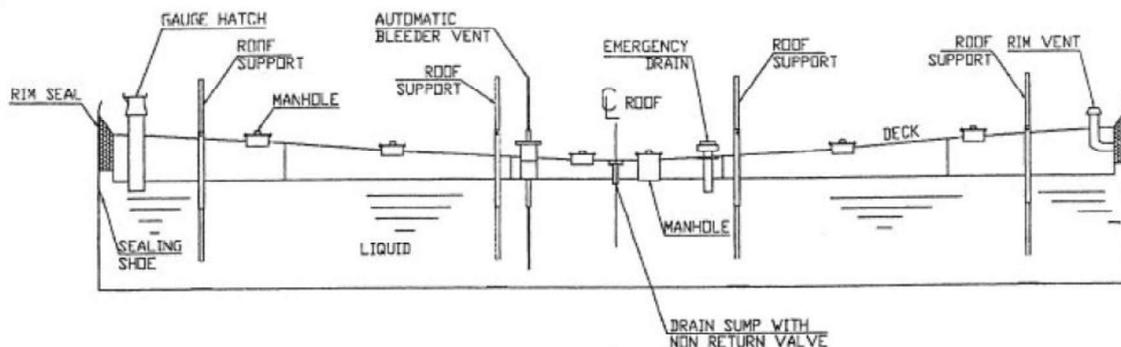


Abbildung 1. 2: Doppeldeckschwimmdach mit Anbauten [14]

Auf dem Schwimmdach befindet sich eine Rollleiter (Abb. 1.1), diese ermöglicht den Zugang auf das Schwimmdach in allen Schwimmpositionen. Die Leiter ist mit einem Drehgelenk an der oberen Kante des Tankmantels befestigt und läuft über einem auf dem Dach montierten Rollpodest. Es ist notwendig das Dach im Betrieb begehen zu können, um Proben zu entnehmen und anfallende Wartungsarbeiten auszuführen.

1.4 Montage

Die Vorfertigung des Schwimmdaches erfolgt zumeist in der Werkstatt, da ein großer Anteil der benötigten Teile im Vorwege zugeschnitten und gefügt werden muss. Die vorgefertigten Einzelteile sowie die sonstigen Bauteile des Schwimmdaches werden endgültig auf der

Baustelle durch Schweißen verbunden. Die Komplettfertigung eines Schwimmdaches in einer Werkstatt ist aufgrund der Größe und des Gewichtes nicht möglich. Infolge des großen Anteils des Fügeverfahrens Schweißen, wird das Schwimmdach zum größten Anteil aus Baustahl gefertigt. Aufgrund der Korrosionsfähigkeit ist es vor der Erstbenutzung des Tanks vor Korrosion zu schützen.

1.5 Motivation

Die bisherigen Doppeldeckschwimmdächer sind analytisch auf ihre Schwimmfähigkeit untersucht worden, um diese Ergebnisse zu validieren sowie weitere Erfahrungen mit der numerischen Simulation zu sammeln, wird ein vereinfachtes Modell eines Schwimmdaches entworfen und im Nachgang berechnet. Diese gewonnenen Ergebnisse werden mit denen der analytischen Berechnung verglichen und bewertet. Außerdem ist es durch die numerische Berechnung möglich das Schwimmdach genauer auf wirkende Spannungen in den einzelnen Bauteilen zu untersuchen, aus diesem Grund ist es möglich das Schwimmdach weiter zu optimieren, um Material und zusätzlichen Arbeitsaufwand einzusparen.

2 Aufbau des Doppeldeckschwimmdaches als Modell im CAD- System

Das Modell muss aufgrund der Komplexität und der wahren Größe vereinfacht werden. Das verbaute Schwimmdach hat einen Durchmesser von 69,7 m, ist maximal 1,1 m hoch und besitzt betriebsfertig ausgestattet ein Gewicht von ca. 720 t. Dieses Modell detailgetreu zu modellieren, überschreitet die zur Verfügung stehende Rechnerkapazität für die folgende Vernetzung und Berechnung, ebenso würde die benötigte Zeit für die komplette Modellierung aller Einzelteile sowie das Zusammenfügen derer zu viel Zeit im Rahmen der Bachelorarbeit in Anspruch nehmen. Daher wird das Schwimmdach in dem CAD- Modell vereinfacht konstruiert, es werden die notwendigen tragenden und versteifenden Strukturen modelliert, sonstige Aufbauten werden in der Simulation als gleichmäßig verteilte Last auf das Dach aufgebracht.

2.1 Aufbau der Tragstruktur

Ein Segment, siehe Abbildung 2.1, besteht aus einem Hauptträger, drei Schottwänden und insgesamt zwölf Balkensegmenten verschiedener Größen zur Versteifung der Bleche. Das

zusammengebaute Doppeldeckschwimmdach besteht aus den Boden- und Deckblechen und insgesamt 24 einzelnen Segmenten, die kreisförmig um den Mittelponton angeordnet sind. Der Außenradius eines Segmentes beträgt 34,85 m, an der Außenseite wird eine Höhe

von maximal 1 m erreicht, diese fällt zur Mitte des Segmentes hin aufgrund der Entwässerung auf 0,75 m ab und steigt in Richtung des Mittelpontons wieder auf 0,99 m.

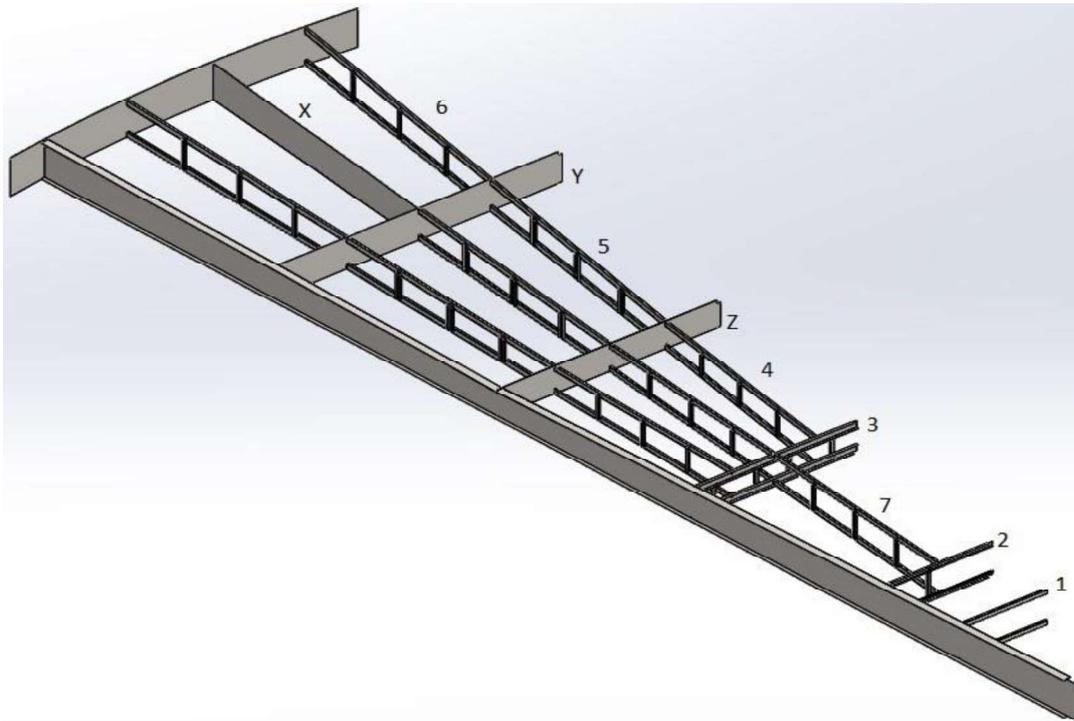


Abbildung 2. 1: Segment des Ausgangsmodellles

Der Hauptträger mit einer Länge von ca. 26,9 m besteht aus dem Steg mit einer Materialdicke von 8 mm und zwei Gurten mit der Breite 200 mm und Dicke 10 mm. Die äußeren Schottwände X und Y besitzen eine Dicke von 10 mm, die vordere Schottwand Z ist 8 mm dick. Alle Schottwände besitzen am realen Modell eine Lasche mit der Länge 100 mm bzw. 80 mm an der Oberseite. Das Randlech ist mit einer Dicke von 12 mm ausgeführt. Die zwölf Balkensegmente sind aus U- Profilen unterschiedlicher Größe gefertigt, für alle senkrechten Profile werden U 80 Träger verbaut. Die äußeren radial angeordneten Segmente 5 und 6 der Größe U 140 sind ca. 6,2 m bzw. 6,6 m lang, die inneren beiden Profile mit der Nummer 4 und 7 sind U 120 und ca. 5,2 m lang. Für das Balkensegment 3 wird U 200 sowie für die senkrechten Profile, abweichend von den anderen, U 100- Profile verbaut, es ist ca. 3,8 m lang. Der tangential angeordnete Träger 2 der Länge 2,4 m ist wieder ein U 120- Profil mit einem senkrechten U 80- Profil. Das innerste Segment, Nummer 1, ist ebenfalls ein U 120- Profil der Länge von ca. 1,8 m. Die radial angeordneten Balken sind einseitig direkt an den jeweiligen Profilen angeschweißt, auf der anderen Seite wird eine Ausgleichsplatte (Abb. 2.2) verwendet. Eine Ausnahme bilden die tangential verbauten Profile 1, 2 und 3, diese sind beidseitig durch eine Ausgleichsplatte befestigt. Mithilfe der Ausgleichsplatte wird der Fertigungsaufwand für die einzelnen Segmente gesenkt, es ist möglich eine höhere Toleranz zu wählen sowie Abweichungen bei der Montage auf der Baustelle auszugleichen. Ebenfalls wird die Bearbeitung der Balken minimiert, die ansonsten an den Enden angeschrägt und teilweise ausgespart werden müssten, um die Montage sowie das Fügen zu ermöglichen.

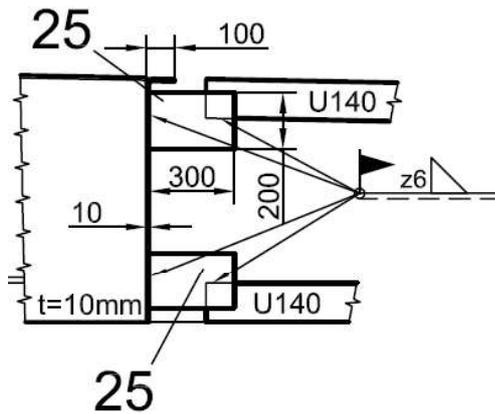


Abbildung 2. 2: Verwendung der Ausgleichsplatte [10]

Der Mittelponten, dargestellt in Abbildung 2.3, des Schwimmdaches besteht aus einem umlaufenden Träger sowie zwei Schottwänden, die den Ponton in zwei wasserdichte Segmente teilen. Zur zusätzlichen Versteifung und zum Stützen der Deck- und Bodenbleche sind U- Profile in dem Mittelponten verbaut. Der Zylinder in der Mitte des Pontons dient im Normalfall zur Entwässerung des Daches, dort sind die Zulaufleitungen von den Abläufen im Dach sowie die Hauptleitungen, die das angefallenen Regenwasser aus dem Tank leiten angeschlossen.

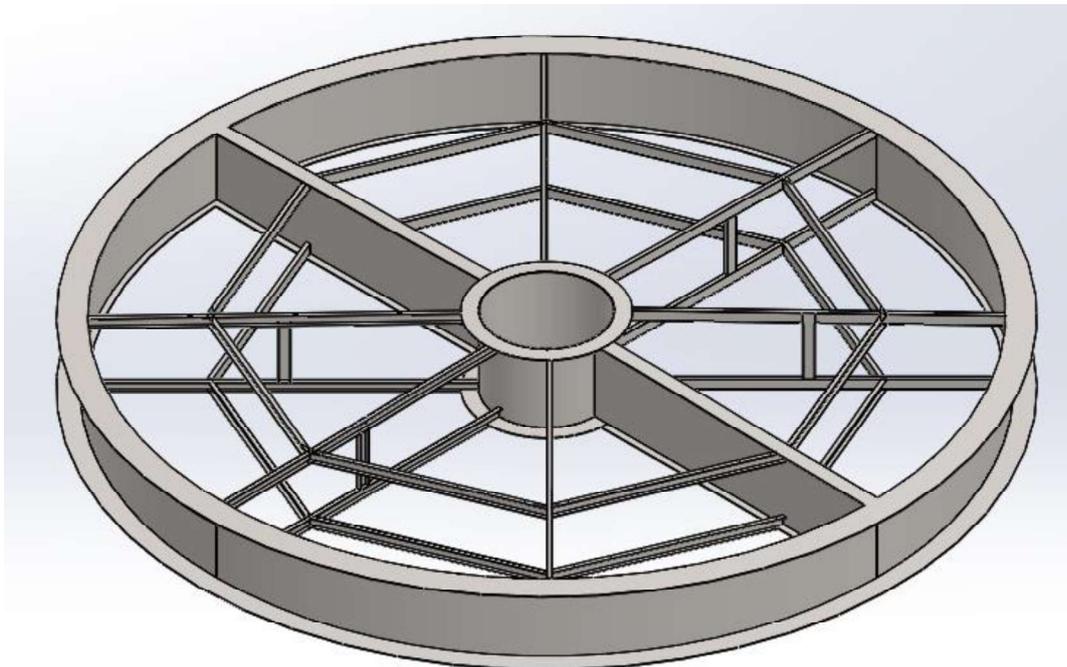


Abbildung 2. 3: Mittelponten des Ausgangsmodells

Die umlaufend verbauten Bleche des Mittelpontons sind 8 mm dick, die verbauten Schottwände besitzen dieselbe Dicke. Die auf den Blechen umlaufend verbauten Gurte sind 350 mm breit und 12 mm dick, die Gurte auf den Schottwänden besitzen eine Breite von 200

mm und sind ebenfalls 12 mm dick. Zur Versteifung des Mittelpontons werden zusätzlich U 140- Profile verbaut, die senkrechten Profile zur Verbindung der oberen und unteren Träger sind U 100- Profile. Die umlaufend an der Entwässerung verbauten Profile sind 200 mm breit und 12 mm dick. Die Entwässerung besteht aus einem Zylinder mit der Höhe 1100 mm und einer Wandstärke von 10 mm. Der Mittelponton hat einen Durchmesser von ungefähr 10,5 m und ist in der Mitte maximal 1,1 m hoch, dieser fällt aufgrund des benötigten Gefälles zur Entwässerung des Daches nach außen ab.

Zusammengesetzt kommt die komplette Tragstruktur aus den 24 Segmenten und dem Mittelponton auf ein Gewicht von 171,19 t, siehe Anhang A.

2.2 Vereinfachungen am Modell

Das Schwimmdach besitzt viele zusätzliche Bauteile, die für den Einsatz im Tank notwendig sind, diese können in der nachfolgenden Simulation vernachlässigt werden. Diese Bauteile befinden sich nicht in der Tragstruktur des Daches, jedoch bringen sie zusätzliche Lasten auf das Dach auf, diese müssen später berücksichtigt werden, da sie sich auf die Eintauchtiefe sowie die Spannungen in der Tragstruktur auswirken. Vernachlässigt werden die Rollleiter, welche am Tankmantel und auf dem Schwimmdach aufliegt, alle Mannlöcher der Pontonzellen und die Mannlöcher ins Tankinnere. Die komplette Entwässerung, bestehend aus der Notentwässerung und der Schwimmdachentwässerung, die Rangspaltdichtung zwischen Tankmantel und dem Randblech am Schwimmdach werden ebenfalls nicht im Modell berücksichtigt. Auch die Dachstützen und die Belüftungseinrichtung des Tankinneren werden nicht am Modell angebracht.

2.3 Gewicht des Schwimmdaches

Ein wichtiges Kriterium für die Untersuchung der Schwimmfähigkeit ist das Eigengewicht des Schwimmdaches. Das geometrische Modell in der FEM- Analyse ist vereinfacht modelliert, daher ist es notwendig die Gewichte der nicht berücksichtigten Bauteile als Last auf das Modell aufzubringen, um das wahre Gewicht des Daches für die Simulation zur Verfügung zu stellen. Da das Modell zur Analyse aus den Deck- und Bodenblechen, den Segmenten und dem Mittelponton besteht, fehlen Bauteile wie z.B. die Mannlöcher und die Stützen.

Auflistung der Gewichte der jeweiligen Bauteile:

Bauteil	Anzahl [Stk]	Gewicht [t]
Modelliert:		
Boden	1	238,24
Mittelponton	1	7,27
Segmente	24	163,92
Deck	1	208,16
		= 617,59
Nicht Modelliert:		
Stützen	168	23,9
Mannlöcher	102	3,7
Ringdichtung	216 m	4,4
Schaumsüll	1	5,5
		= 37,5
	Gesamtgewicht	655,09

Tabelle 2. 1: Gewichte des Ausgangsmodelles

Es ergibt sich ein Gewicht von 655,09 t, in diesem Gewicht sind die Schweißnähte, die Überlappung der Boden- und Deckbleche, die Rolllleiter und sonstige kleine Bauteile, wie die Entwässerung und Entlüftungen noch nicht enthalten. Um diese zu berücksichtigen, wird auf das ermittelte Gesamtgewicht eine Sicherheit von 10 % aufgeschlagen, daraus ergibt sich ein neues Gewicht von 720,6 t. Aufgrund der modellierten Bauteile, die durch Aufbringen der Schwerkraft als Last in der Simulation berücksichtigt werden, muss für die nicht modellierten Bauteile ein zusätzliches Gewicht von 103,01 t auf das Modell aufgebracht werden.

Die Rolllleiter sitzt im Betrieb außermittig auf dem Schwimmdach, dieses in die Berechnung einzubeziehen sowie die einzelnen Positionen der Rolllleiter auf ihrem Gestell bei verschiedenen Füllhöhen zu berücksichtigen, würde den Umfang der Arbeit bei weitem überschreiten.

Alle nicht modellierten Bauteile, die ein zusätzliches Gewicht auf das Schwimmdach aufbringen, werden vereinfacht als gleichmäßig verteilter Druck auf das Dach aufgebracht. Es ergibt sich aus den zusätzlichen 103,01 t ein gleichmäßiger Druck auf die Oberfläche des Decks von 264,85 N/m².

Die Eintauchtiefe unter diesen Umständen beschreibt den Normalfall. Da es auch zu unvorhersehbaren Schäden oder Betriebsbedingungen kommen kann, werden zusätzliche Lastfälle und Leckagefälle aus der DIN EN 14015 simuliert.

3 Grundlagen

Um für alle Schwimmdacharten gleiche Lastfälle und Leckagefälle für die Auslegung zu berücksichtigen, sind die notwendigen Fälle für verschiedene Schwimmdacharten in der DIN EN 14015 festgelegt, diese werden zusätzlich auf das Modell aufgebracht. Diese Lastfälle werden in diesem Kapitel näher erläutert, ebenso wird darauffolgend ein Überblick über die

Hydrostatik und Festigkeitslehre gegeben, die für die nachfolgenden Kapitel essentiell sind und eine Kurzeinführung in die FEM gegeben.

Bei dem Doppeldeckschwimmdach handelt es sich um ein statisch belastetes Bauteil, es schwimmt den Großteil der Zeit auf der Flüssigkeit und soll nur für Wartungs- und Prüfzwecke auf die Stützen abgesetzt werden. Das Regenwasser läuft im Normalfall durch die Entwässerung ab und belastet das Dach nicht zusätzlich. Ein Schadensfall an der Entwässerung, wodurch das Sammeln von Regenwasser auf dem Dach einhergeht, tritt sehr selten auf. Es können je nach Standort des Tanks Schneelasten auftreten, diese sind bei einer hohen Häufigkeit und besonderen Mengen gesondert in der Auslegung des Daches zu berücksichtigen, sie belasten das Dach jedoch allgemein geringer als das aus der DIN EN 14015 anzunehmende Regenwasser. [2]

3.1 Lastfälle

Das Mindestvolumen der Pontons muss ausreichen, um die Schwimmfähigkeit des Daches auf einer Flüssigkeit mit der Dichte von $0,7 \text{ kg/dm}^3$ unter der Bedingung, dass auf der gesamten Fläche des Daches Regenwasser mit einer Wassersäule von 250 mm steht, zu gewährleisten. In diesem Fall ist die Schwimmdachentwässerung außer Funktion. [2]

In diesem Fall sind das Ergebnis der Eintauchtiefe und der Spannung theoretischer Natur und stellen eine maximale Belastung dar, die auf dem realen Schwimmdach nicht auftreten wird, da das Regenwasser auf der gesamten Dachfläche mit einer Höhe von 250 mm steht. Dies ist auf dem realen Schwimmdach nicht möglich, da sich im Bereich der inneren Schottwand die geringste Höhe des Daches befindet, wo die Entwässerung angebracht ist. Das Wasser würde sich somit an der tiefsten Stelle des Daches sammeln, nimmt man die 250 mm Wassersäule auf der Dachfläche an, würde dieses an der tiefsten Stelle zusammenlaufen und eine Höhe von 390 mm ergeben und zum Rand und zur Mitte aufgrund der Steigung abnehmen. Am realen Dach wird dieses durch eine installierte Notentwässerungseinrichtung verhindert, der maximale Wasserstand an der tiefsten Stelle ist auf 150 mm beschränkt. Dargestellt werden diese Fälle in den Abbildungen 3.1 bis 3.3.



Abbildung 3. 1: Wasserstand auf dem Schwimmdach nach DIN EN 14015

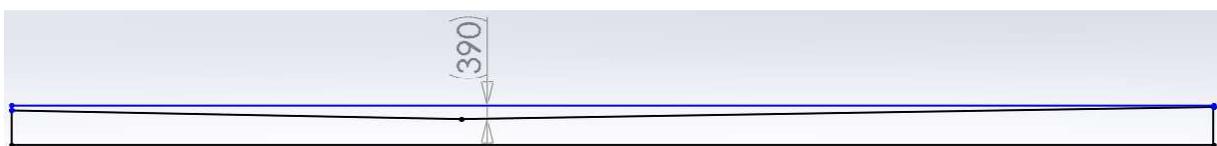


Abbildung 3. 2: Realistischer Wasserstand auf dem Schwimmdach

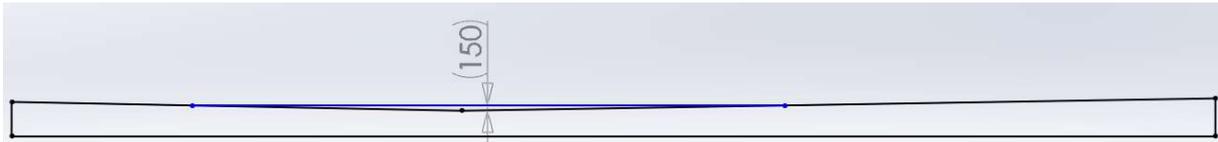


Abbildung 3. 3: Tatsächlicher maximaler Wasserstand auf dem Schwimmdach

Somit würde die tatsächliche Belastung des Schwimmdaches durch Regenwasser erheblich geringer und konzentriert auf die tiefste Stelle ausfallen. Es wird durch die in der DIN EN 14015 definierte Annahme eine extreme Lastsituation geschaffen, diese Belastung berücksichtigt auf dem Deck aufliegenden Schnee.

3.2 Leckagefälle

Bei Nutzung des Schwimmdaches kann es vorkommen, dass es durch verschiedene Ursachen beschädigt wird. Dafür ist der Leckagefall vorgesehen, bei diesem wird angenommen, dass zwei benachbarte Pontonzellen am Doppeldeckschwimmdach beschädigt sind und diese somit geflutet werden, wodurch sie nicht mehr zum Auftrieb beitragen. Die Schwimmdachentwässerung ist außer Funktion. Es wird eine Flüssigkeit mit der Dichte von $0,7 \text{ kg/dm}^3$ vorausgesetzt, auf der sich das Schwimmdach befindet. [2]

Es werden zwei benachbarte Pontonzellen am äußeren Rand gewählt, da aufgrund dieser Beschädigung die Schwimmfähigkeit des Daches durch die zusätzlich auftretende Neigung am Stärksten beeinträchtigt wird.

3.3 Hydrostatik

Für die Berechnung der Eintauchtiefen finden die Grundlagen der Hydrostatik Anwendung. Der statische Auftrieb ist ein Teilbereich daraus, welcher für die Schwimmfähigkeitsuntersuchung notwendig ist.

Auf einen in einer Flüssigkeit schwimmenden Körper wirkt an der Unterseite ein höherer Druck als auf der Oberseite, die daraus resultierende Kraft weist aus der Flüssigkeit hinaus nach oben, sie nennt sich Auftrieb. Die Auftriebskraft ist gleich dem Gewicht der verdrängten Flüssigkeit. Solange die Dichte des gesamten Körpers kleiner ist als die der Flüssigkeit, schwimmt der Körper auf dieser. [3]

$$F_A = \rho * g * V \quad (3.1)$$

Der zu erzeugende Auftrieb muss der wirkenden Gewichtskraft des Schwimmdaches entsprechen $F_A = F_G$.

$$V = \frac{\pi}{4} * d^2 * h \quad (3.2)$$

Aus den beiden Gleichungen 2.1 und 2.2 zusammen ergibt sich die resultierende Eintauchtiefe des Daches, diese ist jedoch nur gültig, solange gewährleistet ist, dass sich das Dach nicht durch ungleichmäßige Belastung oder eine Beschädigung neigt.

$$h = \frac{4 * F_G}{\rho * g * \pi * d^2} \quad (3.3)$$

Im Falle einer Beschädigung oder ungleichmäßigen Belastung und daraus resultierender Neigung, wird es aufwendiger die resultierende Eintauchtiefe zu bestimmen. Dazu wird die zusätzliche Eintauchtiefe aufgrund der Neigung des Schwimmdaches berechnet und im Anschluss auf die ideale, das heißt gerade Eintauchtiefe addiert. [1] Als erster Schritt wird die Restfläche bei zwei beschädigten Pontons berechnet.

$$A_l = A - A^* \quad (3.4)$$

Im Anschluss wird der Schwerpunktabstand von der Hauptachse des Schwimmdaches bestimmt.

$$y_o = \frac{2 * \sin \frac{\varphi}{2} * (R^3 - r^3)}{3 * A_l} \quad (3.5)$$

Um das Trägheitsmoment der Restpontonfläche um die neue Schwerpunktachse zu bestimmen, muss zunächst das Trägheitsmoment um die Hauptachse bestimmt werden.

$$I_y = (R^4 - r^4) * \frac{1}{8} * (2\pi - \frac{\varphi * \pi}{180} - \sin \varphi) \quad (3.6)$$

Aus dem Trägheitsmoment um die Hauptachse, der Restpontonfläche und dem neuen Schwerpunkt lässt sich das Trägheitsmoment um die Schwerpunktachse ermitteln.

$$I_s = I_y - A_l * y_o^2 \quad (3.7)$$

Es ist erforderlich ein Kippmoment zu bestimmen, welches die Krängung des Daches bei Beschädigung hervorruft.

$$M_k = G_i * y_o \quad (3.8)$$

Aus den vorher ermittelten Werten lässt sich die zusätzliche Eintauchtiefe des Schwimmdaches bei Beschädigung zweier Pontonzellen ermitteln.

$$t_l = \frac{M_k * (R + y_o)}{I_s * \rho} \quad (3.9)$$

Zur Berechnung der maximalen Eintauchtiefe ist es erforderlich die theoretische, gerade Eintauchtiefe des Daches zu ermitteln.

$$V_{erf} = \frac{G_i}{\rho} \quad (3.10)$$

$$t_{th} = \frac{V_{erf}}{A_l} \quad (3.11)$$

Im Anschluss werden die zusätzliche Eintauchtiefe und die theoretische Eintauchtiefe addiert und ergeben die maximale Eintauchtiefe an der Stelle der beschädigten Pontonzellen. [1]

$$ET = t_{th} + t_l \quad (3.12)$$

In der FEM- Analyse des Schwimmdaches wird der Auftrieb durch das Eintauchen in die Flüssigkeit durch eine aufgebrachte Federsteifigkeit am Bodenblech simuliert.

Es wird dazu die Grundgleichung der Federkonstante benötigt [3]

$$c = \frac{F}{\Delta h} \quad (3.13)$$

Die Gleichung 3.1 wird dazu umgeformt, um eine Abhängigkeit von der Höhe zu erhalten

$$F = A * \Delta h * \rho * g \quad (3.14)$$

Gleichung 3.14 in 3.13 eingesetzt und gekürzt ergibt

$$c = A * \rho * g \quad (3.15)$$

Damit ergibt sich eine Federkonstante von 26201278,6 N/m bei einer Flüssigkeitsdichte von 700 kg/m³.

3.4 Festigkeit

Die Ergebnisse der Finite- Elemente- Analyse werden in Form von Spannungen, Dehnungen und Verformungen ausgegeben. Dabei sind gerade die Spannungsergebnisse, welche eine hohe Aussagekraft besitzen, schwer zu interpretieren. Daher wird hier eine grobe Einführung in den Aufbau der nachfolgend verwendeten Spannungen gegeben.

Bei mehrachsigen Spannungszuständen ist eine Rückführung auf eine einachsige Vergleichsspannung erforderlich, da Werkstoffkennwerte für mehrachsige Spannungszustände in der Regel nicht vorliegen. Damit kein Versagen am Bauteil auftritt, darf die Vergleichsspannung nicht größer als die zulässige Spannung sein:

$$\sigma_v \leq \sigma_{zul}$$

Die von Mises- Vergleichsspannung oder Gestaltänderungsenergiehypothese findet bei zähen Materialien Anwendung, worunter der hier verwendete Baustahl S 235 JR fällt. Die von Mises- Spannung ist eine Festigkeitshypothese, welche es ermöglicht durch die Berechnung einer Vergleichsspannung einen Vergleich zwischen einachsigen und mehrachsigen Spannungszuständen herzustellen. Auf einen ausgeschnittenen Würfel

(Abb. 3.4) wirken 3 Normalspannungen und 3 Schubspannungen, diese werden mit Hilfe der von Mises- Vergleichsspannung in einen fiktiven einachsigen Spannungszustand umgerechnet. Diese Vergleichsspannung ist unabhängig vom Vorzeichen, eine Unterscheidung zwischen Zug und Druck ist nicht mehr möglich. [4]

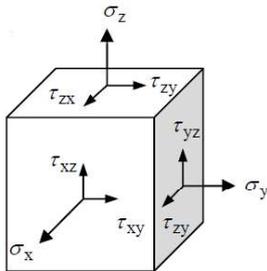


Abbildung 3. 4: Normal- und Schubspannungen am Spannungswürfel [4]

$$\sigma_v = \sqrt{0,5 * [(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2] + 3 * (\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2)} \quad (3.16)$$

Des Weiteren werden bei SolidWorks die Spannungsergebnisse der Balken als obere Axial- und Biegespannung ausgegeben. Die Software berechnet die Spannungswerte an den obersten bzw. untersten Fasern jedes Balkenendes, indem die gleichmäßige Axialspannung und die beiden Biegespannungen aufgrund von M1 und M2 kombiniert (Abb. 3.5) werden und gibt den größten Spannungswert für jedes Balkenelement aus. [5]

$$\sigma_v = \frac{P}{A} + \frac{[(M_1 * I_{22} + M_2 * I_{12}) * y_1 + [(M_2 * I_{11} + M_1 * I_{21}) * y_1]}{I_{22} * I_{11} - I_{12}^2} \quad (3.17)$$

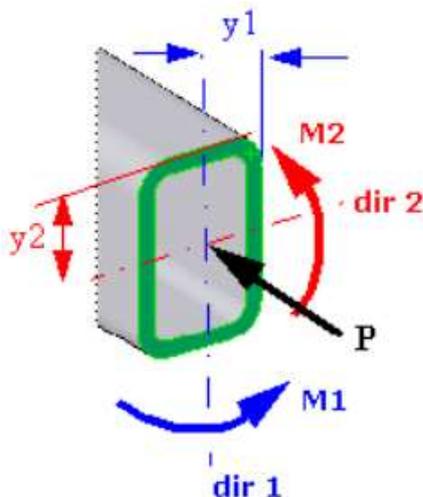


Abbildung 3. 5: Axialkraft und Momente am Balkenprofil [5]

In den nachfolgenden Kapiteln wird zur Bewertung der Tragstruktur sowie anderer Bauteile des Daches der Sicherheitsfaktor benutzt. Der Sicherheitsfaktor ist das Verhältnis aus einer

Grenzspannung, in diesem Fall die Streckgrenze des verwendeten Baustahls, zu der errechneten Spannung σ .

$$S_F = \frac{R_e}{\sigma} \quad (3.18)$$

Es wird so die Sicherheit gegen plastisches Fließen ermittelt, da die Gefahr des Versagens durch große Formänderungen besteht. Ein Vergleich der Streckgrenze des Baustahls mit den wirkenden Spannungen im Bauteil ist nur möglich, wenn die wirkenden Spannungskomponenten in eine einachsige Vergleichsspannung umgerechnet werden.

3.5 Finite- Elemente- Methode

Zu den Hauptaufgaben der Festigkeitslehre gehören unter anderem die Verformungs- und Spannungsberechnung, diese sind bei einfachen Bauteilgeometrien mit ein wenig Aufwand „von Hand“ zu berechnen. Werden die Geometrien komplexer, stößt man mit der Methode sehr schnell an Grenzen, hierfür bildet die FEM- Analyse eine sehr umfangreiche Hilfestellung. Die Finite- Elemente- Methode ist mathematisch betrachtet ein numerisches Verfahren zur Lösung von Differentialgleichungen. Die FEM ist ein leistungsfähiges Werkzeug zur Analyse von einfachen bis sehr komplexen Problemen in den Ingenieurwissenschaften, dort wird sie größtenteils verwendet, um strukturelle, thermische oder akustische Probleme zu lösen.

Das FE- Modell wird durch standardisierte kleine, endliche (finite) Elemente gebildet, diese Elemente beschreiben das geometrische Modell eines Bauteils, die einzelnen Elemente sind durch Knoten verbunden. Zur Berechnung von Verformungen und Spannungen wird in jedem Knoten das Gleichgewicht zwischen inneren und äußeren Kräften aufgestellt. Diese kinetischen Gleichungen werden durch kinematische Gleichungen ergänzt, mit denen Bewegungen oder Bewegungseinschränkung (z.B. Einspannung) beschrieben werden.

Der Ausgangspunkt der FEM- Analyse ist das Prinzip der virtuellen Verschiebung, hier am Beispiel eines Stabes ausgeführt.

$$\int_V \sigma * \delta \varepsilon dV = F * \delta u \quad (3.19)$$

Dazu werden als erster Schritt die Spannungen durch Dehnungen, resultierend aus dem Materialgesetz ersetzt. Im zweiten Schritt werden die Dehnungen durch Verschiebungen ersetzt, die sogenannte Kinematik.

$$\sigma_x = E * \varepsilon_x \quad (3.20)$$

$$\varepsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x} \quad (3.21)$$

Einsetzen der Gleichung 3.20, auch Materialgesetz genannt, in die Gleichung der virtuellen Verschiebung 3.19.

$$\delta W = E \int_0^l \int_A \varepsilon_x \delta \varepsilon_x dA dx \quad (3.22)$$

Ergänzt um die kinematische Bedingung 3.21

$$\delta W = EA \int_0^l u'(x) \delta u'(x) dx \quad (3.23)$$

Zur Beschreibung der unbekanntenen Verschiebungen werden Formfunktionen gewählt, diese sind im Fall des Stabes linear und beschreiben die Längsverschiebungen. Für Elemente höherer Ordnung können analog Formfunktionen höheren Grades definiert werden. Voraussetzung der Formfunktionen ist, dass sie die geometrischen Randbedingungen erfüllen.

$$u(x) = u_A N_1(x) + u_B N_2(x) \quad (3.24)$$

Wird die Gleichung 3.24 in 3.23 eingesetzt und aufgelöst, erhält man ein Gleichungssystem.

$$K * u = F \quad (3.25)$$

Dieses Gleichungssystem enthält die Steifigkeitsmatrix K, die sich wie oben hergeleitet aus dem Material und der Geometrie des Bauteils ergibt. Der Lastvektor F auf der rechten Seite ergibt sich aus den Kräften und Momenten an den Knoten des FE- Modells, u ist der noch unbekanntene Verschiebungsvektor, der nach Eingabe der Randbedingungen und damit einhergehender Verkleinerung der Matrix numerisch berechnet wird. Aus den berechneten Verschiebungen werden durch Rückrechnung die wirkenden Spannungen, Reaktionskräfte und Dehnungen bestimmt. [7,8]

Die grundlegenden Schritte bei der FEM- Berechnung sind für verschiedene Bauteile oder Baugruppen gleich. Ausgehend vom geometrischen Modell wird ein vereinfachtes Modell erstellt, daraus wird ein mathematisches Modell erzeugt, welchem Materialeigenschaften zugewiesen werden müssen, zusätzlich ist es notwendig die Lasten und Lagerungen zu definieren. Im Anschluss wird das Modell diskretisiert, auch vernetzen genannt, wobei es in finite Elemente aufgeteilt wird. Die Übereinstimmung der berechneten Ergebnisse mit den tatsächlichen Ergebnissen an einem Bauteil, wird maßgebend in diesem Schritt beeinflusst, je kleiner die gewählten Elemente, desto genauer wird das errechnete Ergebnis, jedoch dauert die Lösungsfindung mit steigender Elementzahl länger. Aus den Daten der Elemente erstellt das FEM- Programm die Steifigkeitsmatrix K, im Anschluss werden bei vorhandenen Lasten und Randbedingungen die Verformungen am Modell numerisch errechnet.

Aus Sicht der FEM- Software sind bei der Anwendung drei Schritte erforderlich:

- Preprocessing

Festlegung des Analysetyps, der Materialeigenschaften, der Lager und Lasten sowie die Durchführung der Diskretisierung nach vorher festgelegten Elementtypen

- Solver

Überprüfen des Modelles auf fehlende Informationen, welche zur Lösungsfindung notwendig sind, berechnen der Ergebnisse bis eine ausreichende Konvergenz erreicht ist

- Postprocessing

Darstellung der Analyseergebnisse und deren Auswertung

Bei sehr großen und komplexen Bauteilen stößt auch die Rechnerbasierte FEM- Analyse an ihre Leistungsgrenzen. Es treten Probleme bei der Vernetzung auf oder das Modell ist zu groß und erzeugt zu viele Knoten. Daher muss in den meisten Fällen das auskonstruierte Bauteil vereinfacht modelliert werden, dabei muss beachtet werden, dass diese Vereinfachung die Aussagekraft der berechneten Ergebnisse nicht zu stark beeinflusst. [4]

Aufgrund der Vereinfachung des Modells entstehen Kanten ohne Verrundungen. An diesen treten Singularitäten auf, dort konvergieren die Spannungsergebnisse nicht gegen einen endlichen Wert wie bei der Verschiebung, sondern sie divergieren. Mit einer Vernetzungsverfeinerung können Ergebnisse mit beliebig hohen Spannungen in diesen Bereichen erreicht werden. Diese Spannungsdivergenzen entstehen nicht aufgrund eines falschen FEM- Modells, sondern dadurch, dass es auf einem falschen mathematischen Modell basiert. Entsprechend der Elastizitätstheorie ist die Spannung an der Kante unendlich, das FEM- Modell erzeugt aufgrund von Vernetzungsfehlern nicht die eigentlich unendliche Spannung, sondern überdeckt diese durch die fehlerhafte Vernetzung. Spannungsergebnisse in der Umgebung von scharfen Kanten sind somit abhängig von der Netzgröße und daher an diesen Stellen bedeutungslos. [9]

Die abschließende Analyse der Ergebnisse ist häufig der schwierigste Schritt der FEM- Analyse. Um diese Ergebnisse richtig auswerten zu können, müssen die Annahmen, Vereinfachungen und Fehler betrachtet werden, die in den ersten Schritten der Erstellung des mathematischen Modells, der Diskretisierung und der Lösung des FEM- Modells entstanden sind.

In SolidWorks Simulation sind für die Diskretisierung des Modells fünf Elementtypen verfügbar: tetraedrische Volumenelemente erster und zweiter Ordnung, dreieckige Schalenelemente erster und zweiter Ordnung und Zwei- Knoten- Balkenelemente. Diese Elemente werden nachfolgend weiter erläutert um einen Einblick in deren Eigenschaften zu erhalten.

3.6 Volumenelemente

Volumenelemente stellen den räumlichen Spannungs- und Dehnungszustand dar. Sie besitzen nur drei Verschiebungs- Freiheitsgrade pro Knoten (Abb. 3.6), mehr sind nicht erforderlich, da die Drehung eines Elementes durch die Verschiebung der Knoten in einer anderen Ebene dargestellt werden kann. Für die Vernetzung stehen diese Elemente als Tetraeder, Hexaeder oder Pentaeder zur Verfügung, die unterschiedlichen Arten werden anhand eines Tetraeders aufgeführt, sie existieren analog für die anderen Formen.

Tetraedrische Elemente erster Ordnung verfügen über vier Knoten, die Kanten der Elemente sind gerade und ihre Flächen eben, sie modellieren ein lineares Verschiebungsfeld entlang der Flächen und Kanten. Diese Bedingungen müssen bei der Verformung erhalten bleiben, dadurch entstehen Probleme bei der Abbildung von krummen Geometrien sowie Einschränkungen bei der Anwendungsmöglichkeit. Tetraedrische Elemente zweiter Ordnung verfügen über zehn Knoten, vier Eckknoten und sechs Knoten in der Mitte der Kanten, dadurch wird ein parabolisches und damit auch ein lineares Verschiebungsfeld modelliert. Die Kanten und Flächen dieser Elemente können krumme Formen einer Geometrie annehmen oder sich während der Verformung krümmen. In den meisten Fällen werden Elemente zweiter Ordnung verwendet, auch wenn die Berechnung der Elemente aufwendiger ist, dieses relativiert sich wieder durch die notwendige feinere Vernetzung der Elemente erster Ordnung um krumme Flächen abzubilden. [9]

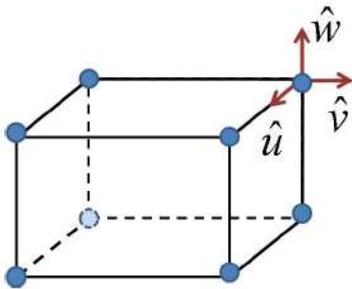


Abbildung 3. 6: Lineares Volumenelement mit Freiheitsgraden [8]

3.7 Schalenelemente

Durch das Dicken- Längen- Verhältnis von Blechen, können diese häufig als dünnwandig angenommen werden, dadurch ist es möglich einen Großteil des Schwimmdaches mit Schalenelementen zu vernetzen. Bei Schalenelementen handelt es sich um 2D- Elemente, diese können angewendet werden, wenn das Verhältnis der Dicke im Vergleich zu den Modellabmessungen bei 1/10 liegt. Es wird ein ebener Spannungszustand in den Elementen angenommen, das heißt es werden die Spannungen in Dickenrichtung vernachlässigt, die Schalendicke muss als Querschnittseigenschaft hinzugefügt werden. Üblicherweise wird das Schalenelement in der Mittelfläche des Flächentragwerks angeordnet. Die Knoten der Schalenelemente besitzen sechs Freiheitsgrade, das bedeutet jeder Knoten besitzt drei translatorische und drei rotatorische Freiheitsgrade. [6]

Analog zu den Volumenelementen erster Ordnung modellieren die Schalenelemente erster Ordnung ein lineares Verschiebungsfeld, bei dem die Kanten gerade sind und es während der Verformung bleiben müssen. Es entstehen dadurch Probleme bei der Abbildung krummer Geometrien. Um dem aus dem Wege zu gehen besteht die Möglichkeit Elemente zweiter Ordnung zu verwenden. Mit diesen werden Verschiebungsfelder zweiter Ordnung und das lineare Spannungsfeld erster Ordnung modelliert. Das Schalenelement besitzt sechs Knoten, drei Eckknoten und drei Knoten in der Mitte der Kanten. Die Kanten und Flächen können krumme Formen annehmen, um die Geometrie abzubilden oder die Verformung darzustellen. [9]

3.8 Balkenelemente

Balkenelemente sind für Bauteile vorgesehen, die länglich und schlank sind. Dieses ist erfüllt, wenn die Balkenlänge 10-mal größer als die größte Bemaßung des Querschnitts ist. Die Querschnittseigenschaften des Balkens müssen definiert werden, damit daraus das Trägheitsmoment und die neutrale Achse sowie deren Abstand zu den Außenkanten des Profils ermittelt werden können. Auf Balkenelemente können Biege-, Schub- und Torsionslasten wirken.

Die in SolidWorks verwendeten Zwei- Knoten- Balkenelemente verfügen über sechs Freiheitsgrade in jedem Knoten, drei Translationen und drei Rotationen. Die beiden Verformungen aus der Ebene heraus sind kubische Funktionen, die axialen Translationen sowie die Rotationen sind als Linearfunktion hinterlegt. Das Balkenelement ist anfänglich gerade, kann aber durch Verformungen die Form einer kubischen Funktion annehmen. [9]

Die verschiedenen Elementtypen bieten viele Möglichkeiten ein Modell zu vernetzen und somit für die Berechnung zu vereinfachen. Eine Baugruppe, die mit Volumenkörpern, Schalen und Balken vernetzt ist, besitzt Elemente mit verschiedenen Anzahlen an Freiheitsgraden. So kann bei der Verbindung eines Volumenelements mit einem Schalen- oder Balkenelement unbeabsichtigt ein Drehgelenk entstehen, da Schalen und Balken zusätzliche Rotationsfreiheitsgrade besitzen. Die Rotationsfreiheitsgrade müssen in diesem Fall durch Zwangsbedingungen eingeschränkt werden. Aufgrund der eingeschränkten Vereinbarkeit von Volumen und Schalen/ Balken wird an deren Verbindungsstelle kein aussagekräftiges Ergebnis produziert, um ein Modell an der Stelle genauer zu untersuchen, ist ein reines Volumenmodell erforderlich. [9]

Weitere ausführliche Informationen zum Verfahren der FEM- Berechnung sowie deren Herleitung und weitere Informationen zu den verschiedenen Elementtypen sind z.B. [6] zu entnehmen.

4 Analyse der aktuellen Struktur des Schwimmdaches

In den folgenden Abschnitten werden die unterschiedlichen Betriebszustände des Doppeldeckschwimmdaches simuliert und mit denen der Berechnung von Hand verglichen. Als Grundlage dafür wird zuerst ein Einblick in den Aufbau des Simulationsmodells gegeben.

4.1 Aufbau des Modells für die Simulation des Normalzustandes sowie den Lastfall

Für die Simulation des Normalfalls sowie der zusätzlichen Belastung durch Regenwasser wird aufgrund der zeitaufwendigen Berechnung und der begrenzten Rechnerkapazität ein 45° Ausschnitt angewendet. Dies ist möglich, da es symmetrisch aufgebaut ist, das heißt es besitzt die selben Abmessungen an wiederkehrenden Strukturen und hat aufgrund der Federsteifigkeit und der freien Verschiebung in Y- Richtung die gleichen Lagerbedingungen.

Die Last, bestehend aus dem Eigengewicht, ist in jedem Abschnitt identisch, ebenso der aufgebrachte Druck. Daraus resultieren als Ergebnis der Simulation in allen Segmenten dieselben Verformungen und Spannungen. In Abbildung 4.1 wird das aus den gegebenen Zeichnungen aufgebaute Modell für die Simulation dargestellt, das Deck ist in dieser Abbildung ausgeblendet, um einen Einblick in die Tragstruktur zu erhalten.

Um die Federelemente auf der Unterseite gleichmäßig auf das Schwimmdach aufzubringen sowie die Spannungen und Verformungen in den einzelnen Pontonabschnitten zu ermitteln, wird auf der Unterseite der Tragstruktur ein Bodenblech eingefügt. Auf der Oberseite ist ebenfalls das Einfügen des Deckbleches erforderlich, da dort die Zusatzlasten und die in den Lastfällen wirkende Regenlast aufgebracht wird, zusätzlich ist es möglich auftretende Verformungen und Spannungen zu ermitteln.

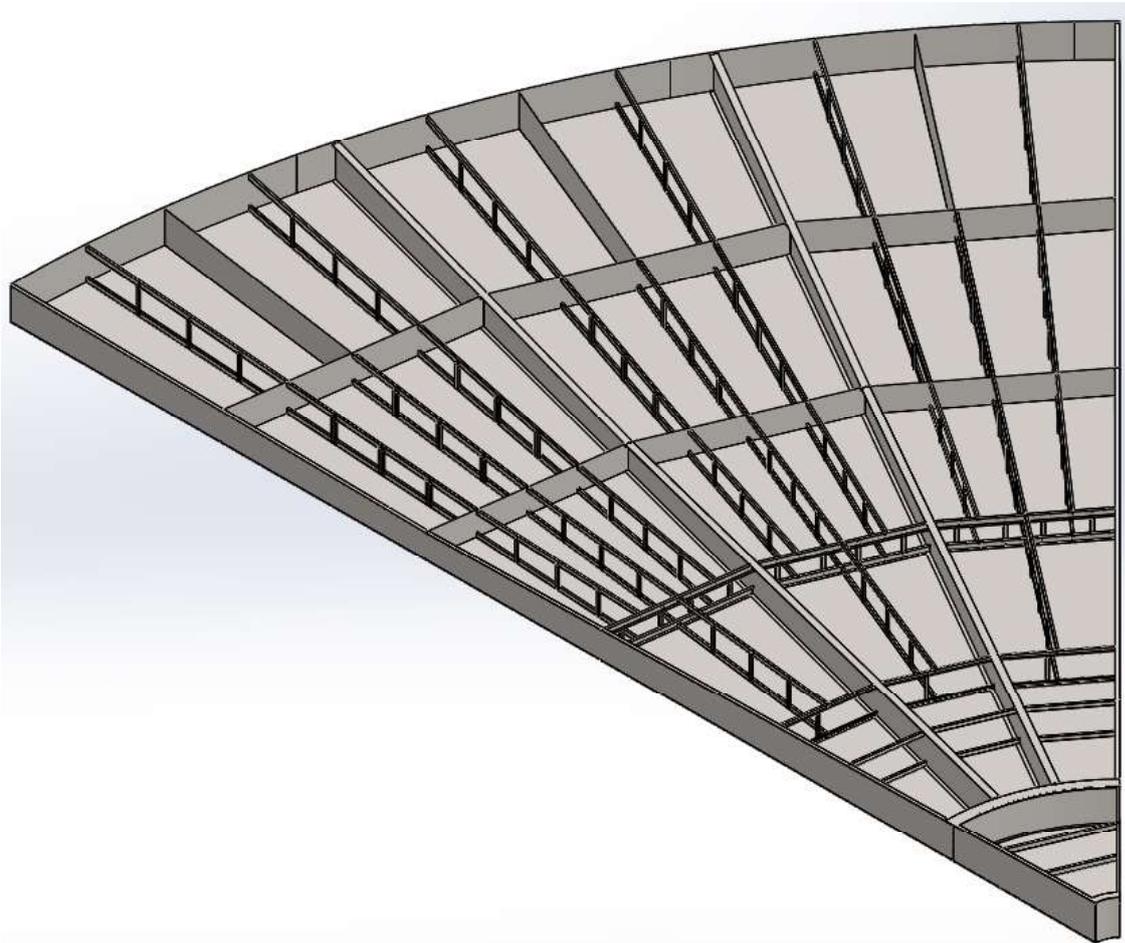


Abbildung 4. 1: 45° Simulationsmodell

- Verbindungen der Bauteile

Alle im Modell vorhandenen Verbindungen zwischen den einzelnen Bauteilen sind am realen Schwimmdach Schweißverbindungen. Um diese im Modell zu berücksichtigen werden die Kontaktflächen als „Verbunden“ definiert. Die Schweißnähte werden nicht modelliert, da das globale Verhalten des Schwimmdachs betrachtet werden soll und nicht das Verhalten innerhalb lokaler Bereiche. Diese Art der Verbindung stellt nicht die reale

stoffschlüssige Verbindung einer Schweißnaht dar, sie kommt dieser durch den simulierten Flächenkontakt der Bauteile sehr nahe.

- Lagerung und Lastaufbringung

Der Boden des Schwimmdaches wird auf simulierten Federn mit einer definierten Federsteifigkeit gelagert, diese stellen den wirkenden Auftrieb dar und erzeugen ein Gleichgewicht zwischen dem Gewicht des Daches inklusive zusätzlich aufgebracht Drücke und dem durch das Absinken entstehenden Auftrieb, aus dem die Eintauchtiefe ermittelt werden kann. Die Federn wirken zwischen dem Boden des Schwimmdaches und einer fest eingespannten Ebene mit einem definierten Abstand vom Bodenblech.

Damit nur die gewollte Verschiebung in Y- Richtung möglich ist, wird der Mittelponton eingespannt, dadurch wird die Rotation, die radiale Verschiebung an der eingespannten Stelle sowie die Translation in X und Z- Richtung verhindert. Dieses kommt den realen Bedingungen der Schwimmdachbefestigung sehr nahe, da es gegen Verdrehen gesichert ist und sich durch die flexible Dichtung zwischen Tankmantel und dem Randlech in radiale Richtung dehnen kann.

Durch das Anwenden der Symmetriebedingungen des Daches müssen die geschnittenen Hauptträger zusätzlich gelagert werden. Es werden die Translation in Normale der Schnittebene sowie die Rotation um die Schnittebene beschränkt, somit wird einer auftretenden Biegespannung durch die einseitige Belastung entgegengewirkt und nur die entstehende Druckspannung im Träger berücksichtigt.

Die wirkende Kraft des Eigengewichtes der modellierten Bauteile wird durch das Aufbringen der Schwerkraftbedingung simuliert, zusätzliche Lasten und das Regenwasser werden als gleichmäßig verteilter Druck auf die Oberfläche des Decks aufgebracht. Alle Lagerungsbedingungen und die Lastaufbringung sind in Abbildung 4.2 dargestellt.

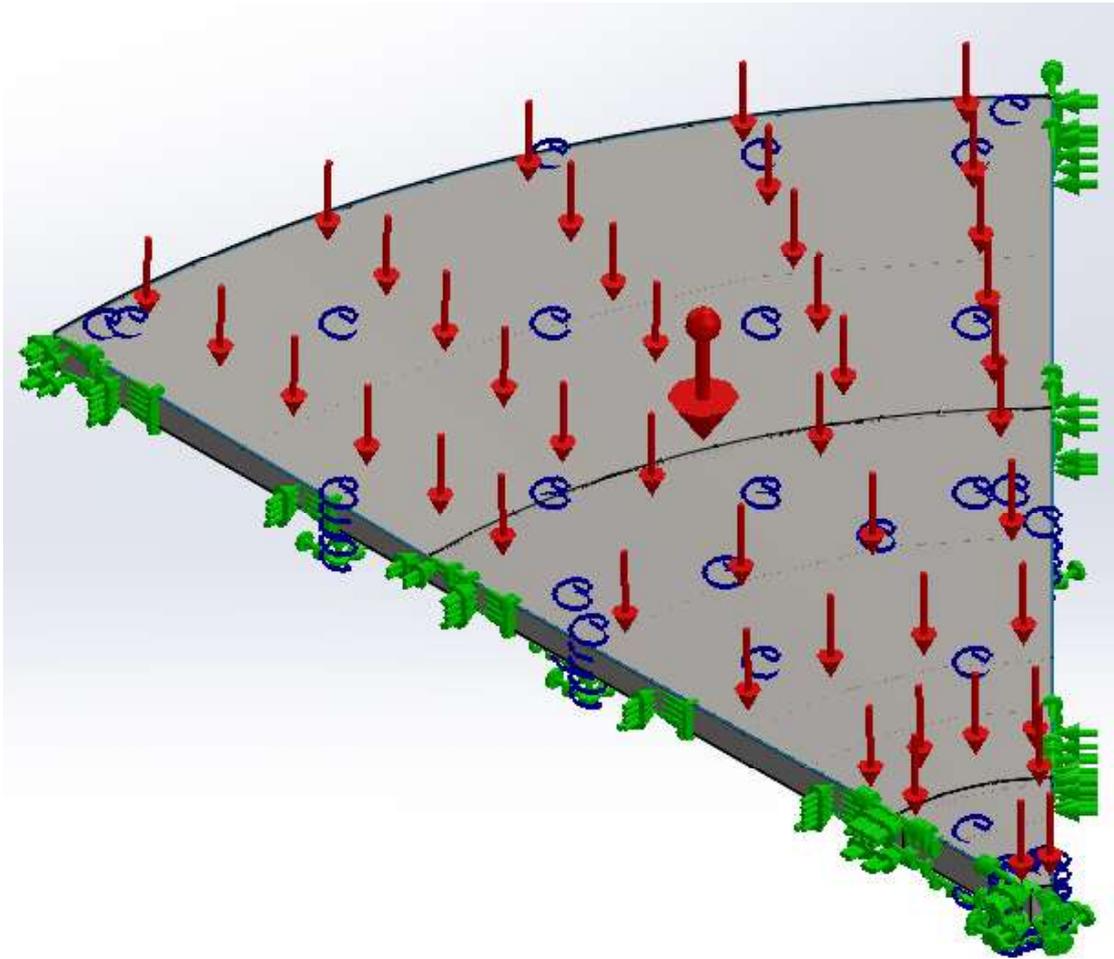


Abbildung 4. 2: Simulationsmodell mit Lasten und Lagerungen

- Vernetzung

Die Vernetzung des Schwimmdaches erfolgt durch ein „Standardnetz“ mit der Elementgröße von 200 mm. In SolidWorks ist die Elementgröße als Durchmesser einer Kugel um das Element definiert. (Abb. 4.3)

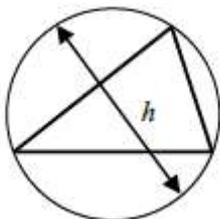


Abbildung 4. 3: Definition der Elementgröße in SW [4]

Abbildung 4.4 zeigt das vernetzte Modell mit ausgeblendetem Deck, um die Vernetzung der Tragstruktur zu visualisieren. Es sind die vernetzten Balkenelemente sowie die unterschiedlich gefärbten Flächen zu erkennen, diese kennzeichnen die „Ober- und Unterseite“ der Schalelemente. Die Übergänge der Balkenelemente auf die

Schalenelemente werden feiner vernetzt, es entsteht ein Abdruck des Balkenquerschnitts, dadurch wird eine realistischere Darstellung der Verbindung erzeugt, was zu besseren Ergebnissen an der Schnittstelle führt. Die Balkenverbindung wird mit allen Elementen, die sich innerhalb des Abdrucks befinden, verbunden. [9]

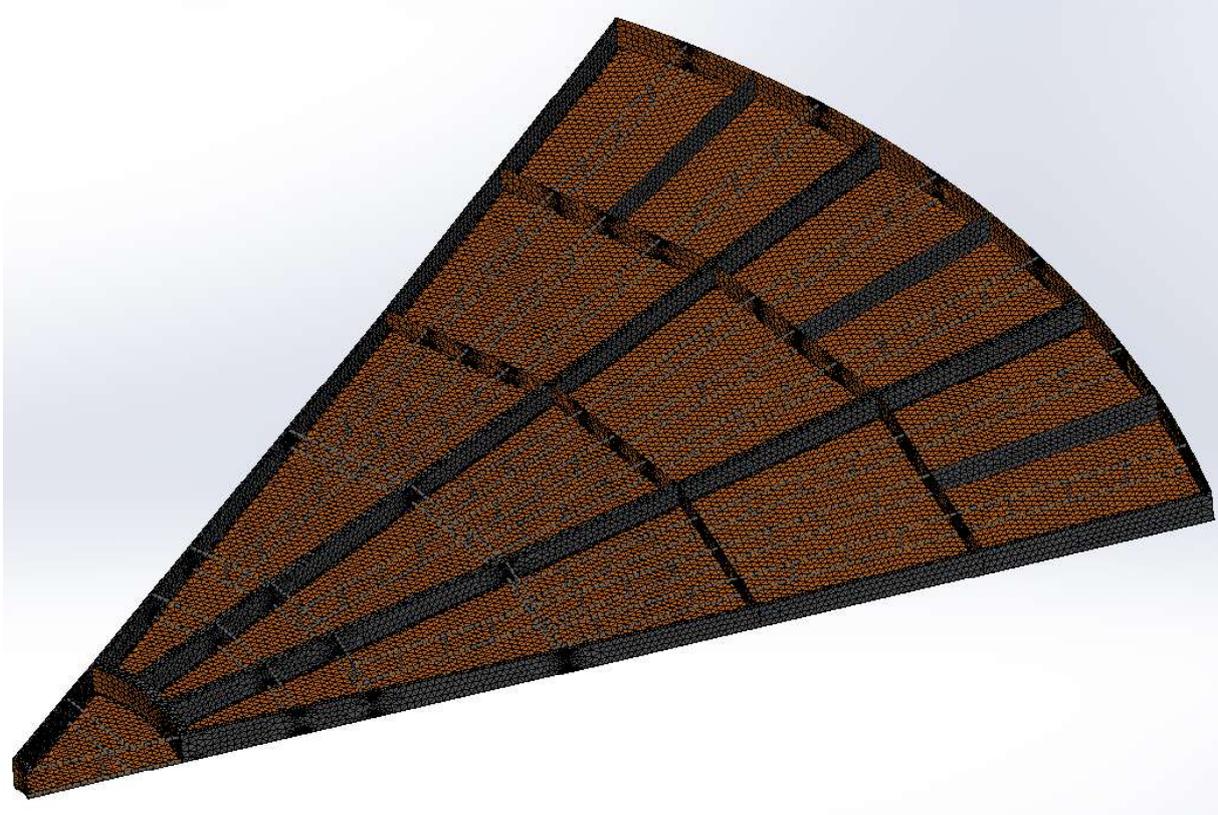


Abbildung 4. 4: Vernetztes Simulationsmodell

4.2 Normalzustand am Ausgangsmodell

Im normalen Schwimmzustand wirkt nur das Eigengewicht des einsatzbereiten Schwimmdaches dem wirkenden Auftrieb der verdrängten Flüssigkeit entgegen, es taucht in diesem Fall ideal gerade ein, wodurch sich an allen Stellen des Umfangs die gleiche Eintauchtiefe ergibt.

Zum Vergleich der Simulation mit den verwendeten Federelementen wird im Vorwege eine Berechnung nach der Formel 3.3 durchgeführt. Daraus ergibt sich eine Eintauchtiefe von 269,8 mm bei einer Flüssigkeitsdichte von 700 kg/m^3 und dem Gesamtgewicht des Schwimmdaches von 720,6 t.

Anhand der erzielten Simulationsergebnisse lässt sich ein Vergleich mit dem vorher ermittelten Ergebnis der Eintauchtiefe durchführen. Wie in Abbildung 4.5 zu erkennen, liegt die maximale Eintauchtiefe im simulierten Modell bei 278,3 mm, dieser Wert liegt in einer Pontonzelle, bei der das Deckblech durch den aufgebrachtten Druck zusätzlich durchbiegt und sich zusätzlich auf die eigentliche Eintauchtiefe addiert. Deshalb wird die Eintauchtiefe an der Unterseite an einem der mittleren Hauptträger ermittelt. Dort variiert der Wert

zwischen 271,9 mm am Außenrand, 271,2 mm auf Höhe des mittleren Schottbleches und 271,6 mm im Mittelpunkt des Daches. Daran ist zu erkennen, dass das Dach im Bereich des Schottbleches weniger eintaucht als am Rand oder im Mittelpunkt. Dass sich in dem Bereich des mittleren Schottblechs eine geringere Eintauchtiefe ergibt, ist angesichts des Modells richtig, es befindet sich an der Stelle der geringsten Höhe des Hauptträgers und es ist das dünnste Schottblech an dieser Position abgebracht, somit ist das Gewicht an dieser lokalen Stelle geringer als am sonstigen Schwimmdach. Diese Gewichtersparnis würde sich am realen Dach durch das Vorhandensein der Entwässerungseinrichtung an dieser Stelle reduzieren. Zusätzlich ist die Stützweite des Bodenbleches in diesem Bereich geringer als am sonstigen Dach, daraus ergibt sich an dieser Stelle eine geringe Durchbiegung der Bleche. Es ergibt sich eine Differenz von 2,1 mm zwischen dem im Vorwege berechneten Wert zu dem am Außenrand des Modells. Diese Differenz entsteht durch das ideal steife Modell der Berechnung, in der Simulation beult das Bodenblech ein, weshalb das Schwimmdach insgesamt geringfügig tiefer eintaucht.

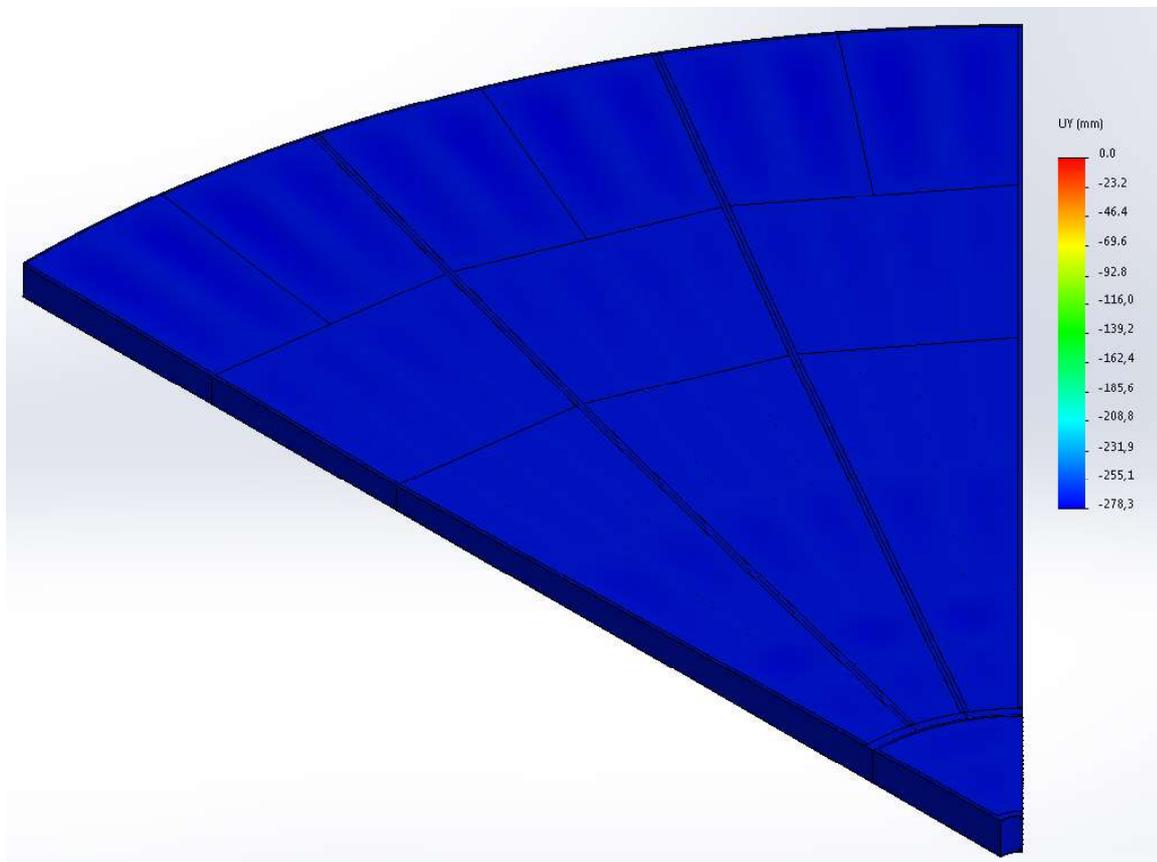


Abbildung 4. 5: Absenkung am Ausgangsmodell im Normalzustand

In Abbildung 4.6 ist die von Mises- Vergleichsspannung der Oberseite des Schwimmdaches zu sehen. Die maximale Spannung in den Deckblechen tritt in den Bereichen auf, in denen sie durch die Tragstruktur des Daches gestützt werden. Dieses ist dadurch zu erklären, dass an diesen Lagerstellen die höchsten Belastungen durch Zugkräfte und wirkende Momente, die sich aus der Absenkung der Bleche ergeben, auftreten. Die maximal auftretende Spannung in den Blechen liegt bei 36,0 MPa. Es ergibt sich eine Sicherheit von 6,53 gegen das Fließen der Bleche.

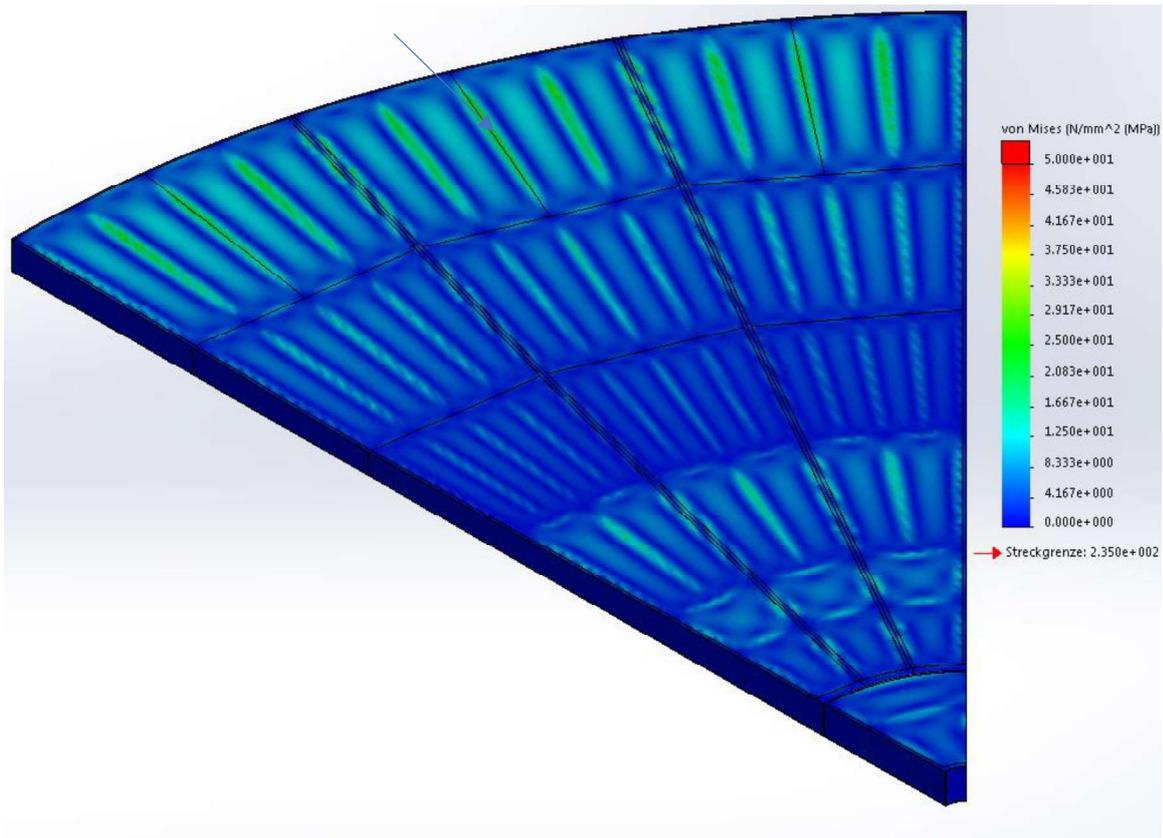


Abbildung 4. 6: Spannung am Ausgangsmodell im Normalzustand

Um einen genaueren Einblick in die auftretende Spannungsintensität darzustellen, ist in Abbildung 4.7 die von Mises- Vergleichsspannung angezeigt, welche den Wert 20 MPa überschreitet. Es ist zu erkennen, dass es nur sehr wenige Bereiche in den Boden- und Deckblechen sind, die diesen Wert überschreiten. Ebenso liegt das Spannungsniveau der beiden Bleche annähernd auf der gleichen Höhe. Dieses kommt zustande, da das Deckblech geringer belastet ist und mit 7 mm die geringere Dicke besitzt. Das Bodenblech ist 1 mm dicker und durch das Eintauchen sowie die dadurch wirkende Auftriebskraft höher belastet.

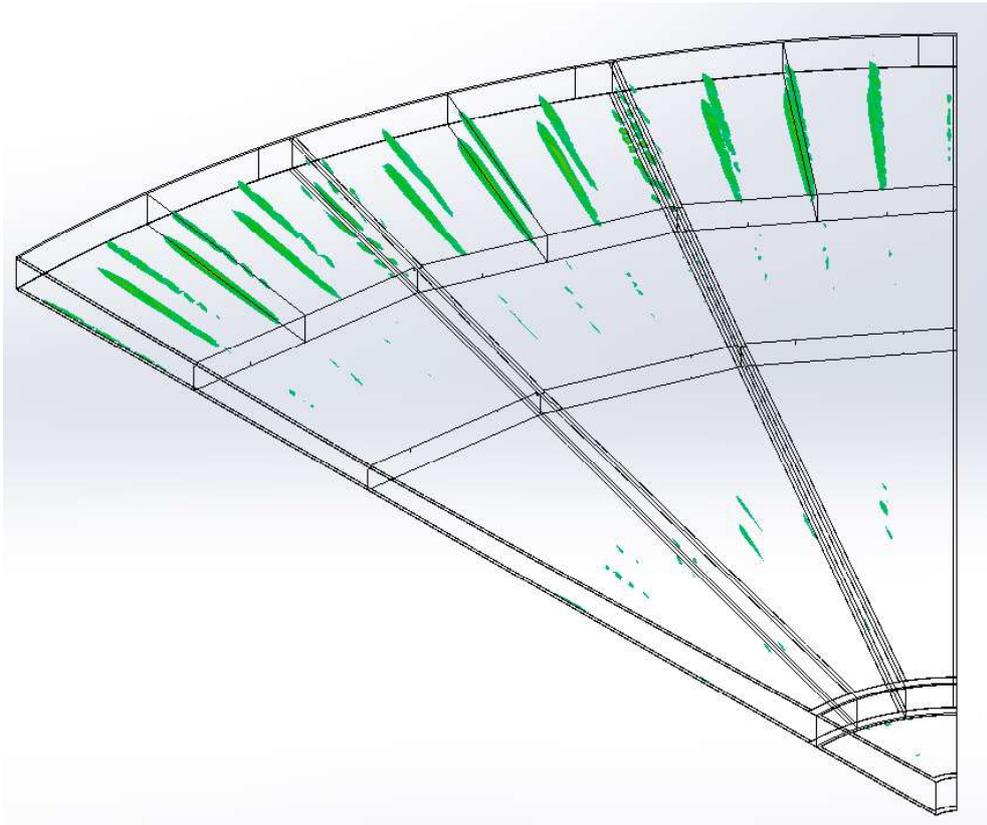


Abbildung 4. 7: Spannungsintensität größer 20 MPa am Ausgangsmodell im Normalzustand

Die Abbildung 4.8 zeigt die Tragstruktur bestehend aus den Hauptträgern sowie den Schottwänden und den Randblechen. Die maximal auftretende Spannung liegt hier bei 44,3 MPa an der Verbindung zwischen den unteren Balken und der äußeren Schottwand. Diese maximale Spannung entsteht durch ein sehr verzerrtes Netz an dieser Stelle, welches durch die Balkenabdrücke auf der vernetzten Schottwand entsteht (Abb. 4.9). Es ist somit ein Fehler im Netz, wodurch an dieser Stelle ein fehlerhafter Spannungswert entsteht, welcher in der Spannungsauswertung nicht berücksichtigt wird. Im Allgemeinen ist an dieser Stelle mit einem höheren Spannungswert zu rechnen, da hier die Kräfte und Momente der Balken eingeleitet werden.

Ein realistischer Maximalwert befindet sich in der nahen Umgebung zu den auftretenden Spannungsmaxima, es wird dort ein Wert von 22,8 MPa ermittelt, woraus sich ein Sicherheitsfaktor von 10,31 ergibt.

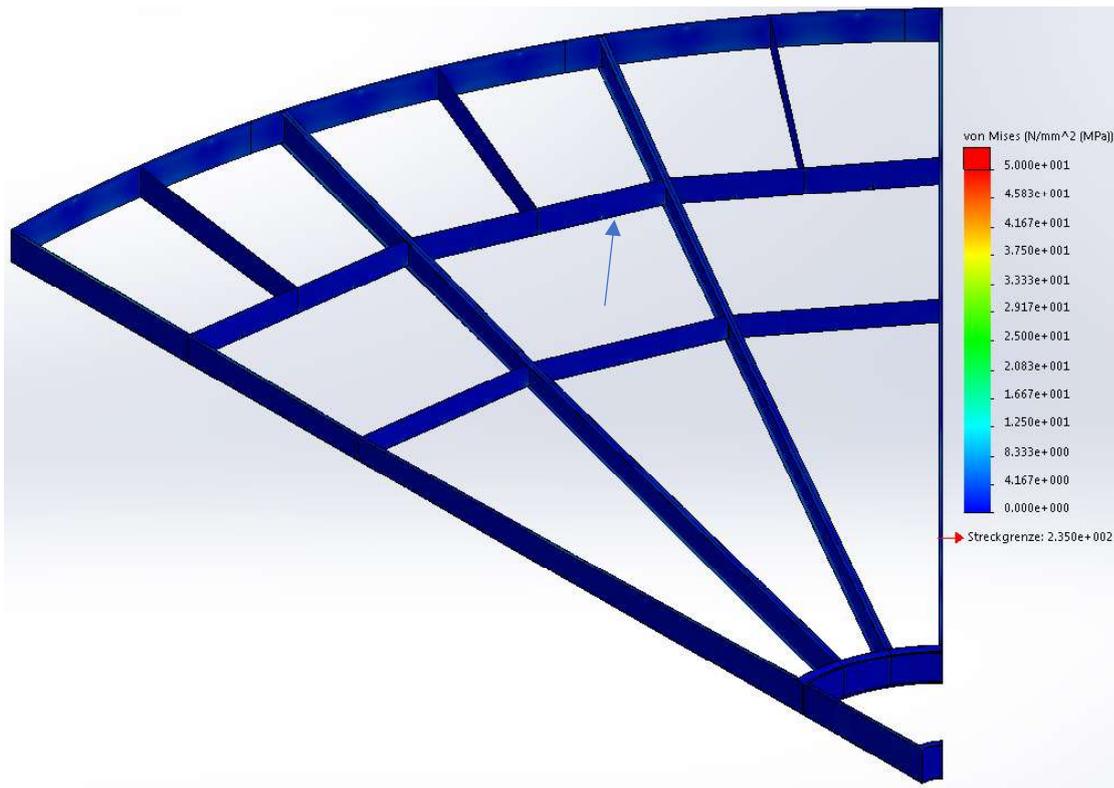


Abbildung 4. 8: Spannung an der Tragstruktur am Ausgangsmodell im Normalzustand

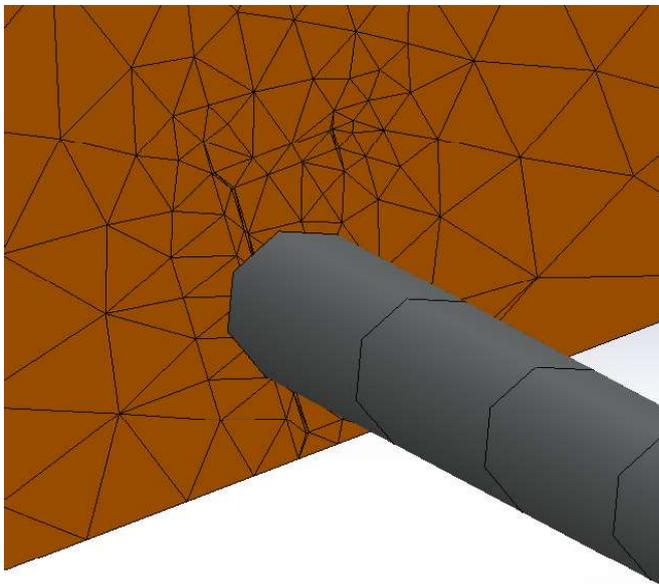


Abbildung 4. 9: Netzverzerrung durch Balkenabdrücke

In Abbildung 4.10 wird die Tragstruktur der Balken dargestellt, hier ist die maximale Spannung von 29,4 MPa an den äußeren senkrechten Stützen gering. Die Sicherheit beträgt hier 7,99.

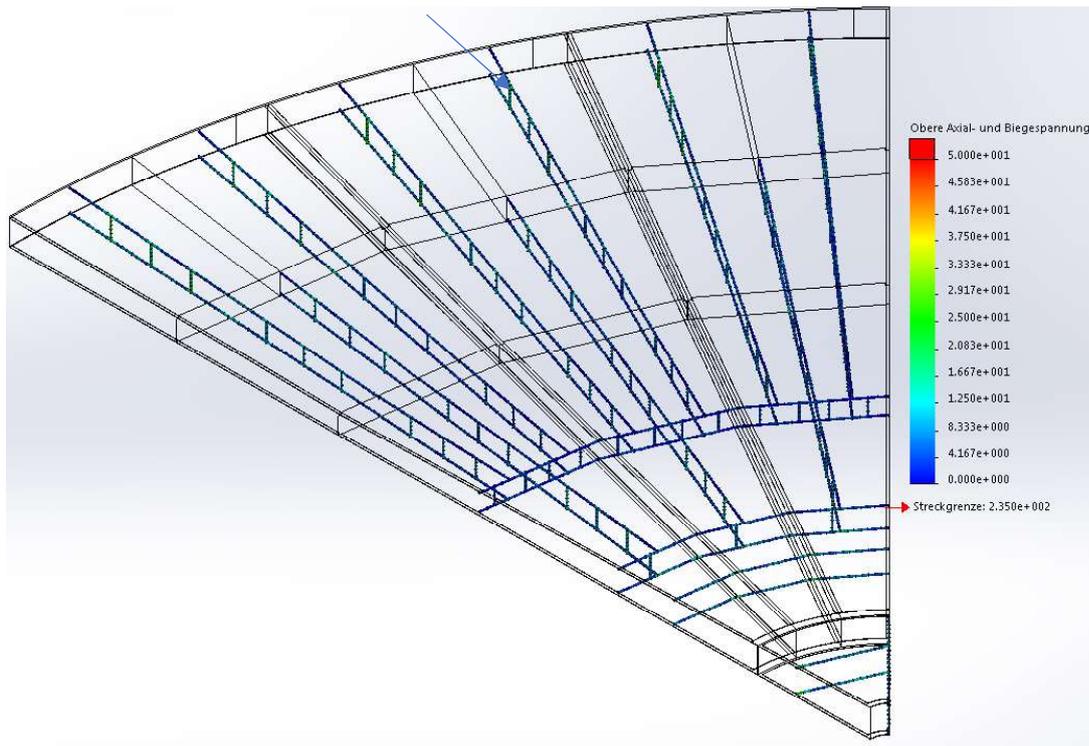


Abbildung 4. 10: Spannung in Balkensegmenten am Ausgangsmodell im Normalzustand

Aufgrund der gewonnenen Ergebnisse aus der Berechnung der Eintauchtiefe sowie der wirkenden Spannungen ist zu erkennen, dass im Normalfall die Belastung der Tragstruktur und der Deck- und Bodenbleche sehr gering ist. Ebenfalls ergibt sich für die Eintauchtiefe ein geringer Wert. Bezogen auf den oberen Rand des Randbleches ist in diesem Fall eine Sicherheit von 778 mm gegen das Überlaufen des Lagerproduktes auf das Dach gegeben.

4.3 Lastfall Regenwasser am Ausgangsmodell

Als Belastung wird neben dem Eigengewicht und der erforderlichen gleichmäßigen Zusatzlast ein zusätzliches Gewicht, durch auf der gesamten Oberfläche stehendes Regenwasser, mit einer Wassersäule von 250 mm angenommen. Diese kommt zustande, da die Schwimmdachentwässerung als defekt angenommen wird. Durch das gleichmäßig verteilte Eigengewicht, die Zusatzlast und das Gewicht des Regenwassers taucht das Schwimmdach in diesem Fall ebenfalls ideal gerade in das Lagerprodukt ein.

Das Regenwasser bringt ein zusätzliches Gewicht von 953,88 t auf dem Deck auf, daraus ergibt sich für die analytische Berechnung der Eintauchtiefe nach Formel 3.3 ein Gesamtgewicht von 1674,48 t für das Schwimmdach. Es wird ebenfalls die minimale Dichte des Lagerproduktes von 700 kg/m^3 angenommen, die daraus resultierende Eintauchtiefe liegt bei 626,94 mm.

Aufgrund der zusätzlichen Belastung durch das Regenwasser auf dem Deck ergibt sich aus der Simulation eine maximale Eintauchtiefe von 658,7 mm. Dieser maximale Wert ist nicht der Wert der tatsächlichen Eintauchtiefe, sondern die Eintauchtiefe plus der maximalen Durchbiegung der Deckbleche aufgrund der aufgebrachten Belastung. Die Eintauchtiefe des

Daches wird ebenfalls an der Unterseite eines Hauptträgers ermittelt. Die tatsächliche Verschiebung beträgt 631 mm am äußeren Rand, 630,4 mm auf Höhe des inneren Schottblechs und 630,5 mm in der Mitte. Hier ist zu erkennen, dass sich das Dach am Rand am stärksten absenkt, es entsteht zur Mitte hin eine Beule. Zum Vergleich mit der im Vorwege berechneten Eintauchtiefe wird der Maximalwert am Rand des Daches angenommen. Es ergibt sich eine Abweichung von 4,1 mm zu der berechneten Eintauchtiefe. Diese Abweichung entsteht, wie im normalen Belastungsfall, durch die unterschiedlichen Berechnungsmodelle.

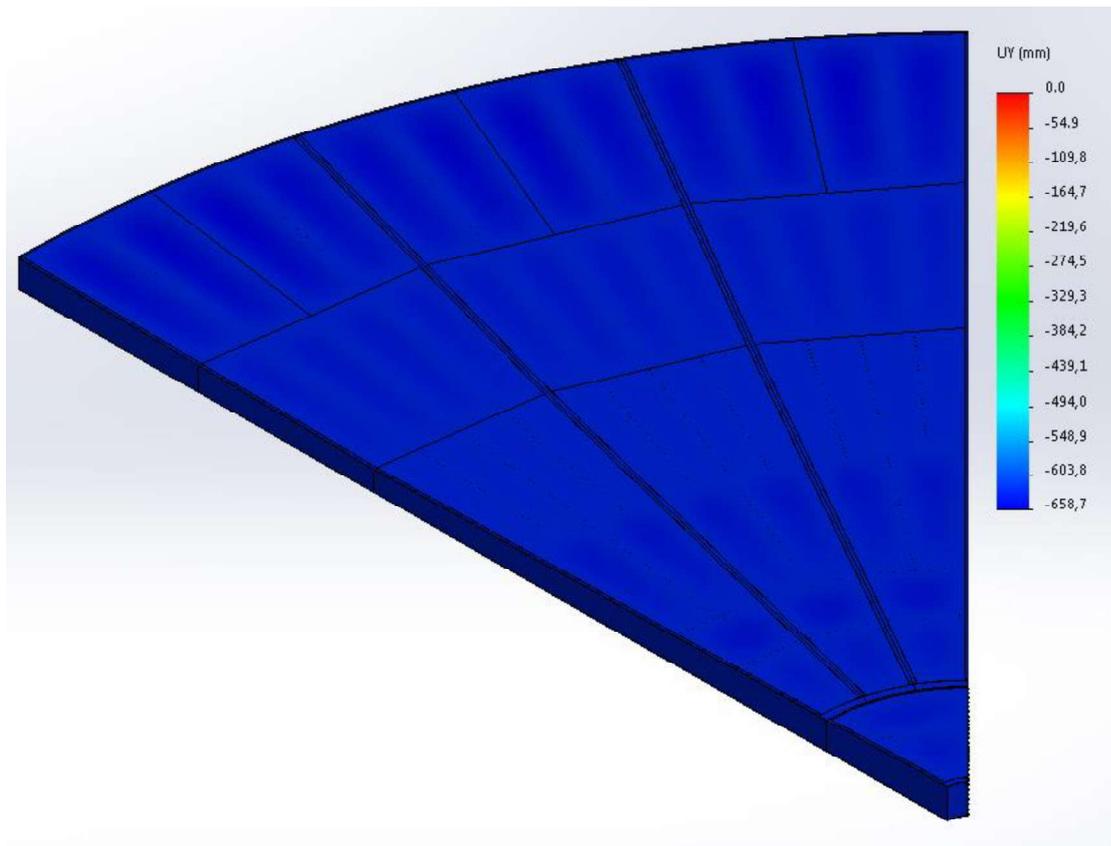


Abbildung 4. 11: Absenkung am Ausgangsmodell bei Regenwasser

Die Spannungsverteilung unterscheidet sich von der des Normalfalls bis auf die Intensität nicht, diese fällt aufgrund der größeren Belastung höher aus. In Abbildung 4.12 wird die von Mises- Vergleichsspannung auf den Deckblechen dargestellt. Die Spannungsmaxima liegen auf den Kontakten zur Tragstruktur, wo sich Normalkräfte und Momente überlagern. Die maximale Spannung liegt bei 134,5 MPa in den Deckblechen auf den radialen Schottwänden. Da dieses Spannungsmaximum kleiner als die Elementgröße ist, ist mit einem großen Fehler in der maximalen Spannung zu rechnen. Ebenfalls liegt das Deckblech am realen Dach auf einer gebogenen Lasche auf, wodurch die Spannung geringer würde. Es wird nicht das lokale Spannungsmaximum betrachtet, sondern die globale Spannungsverteilung an den höchst belasteten Stellen, diese liegt bei 96,0 MPa. Es ergibt sich daraus eine minimale Sicherheit gegen Fließen von 2,45 der Deck- und Bodenbleche.

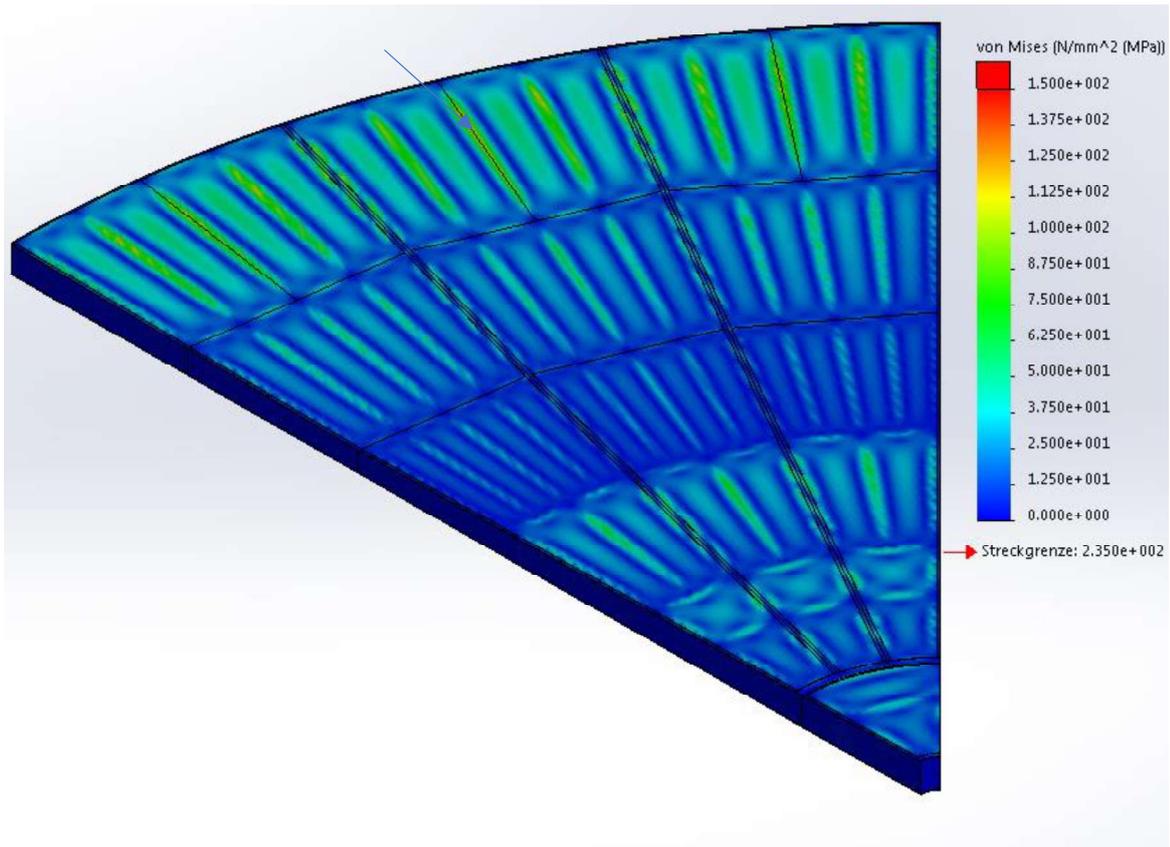


Abbildung 4. 12: Spannung am Ausgangsmodell bei Regenwasser

In Abbildung 4.13 wird die Spannungsverteilung dargestellt, welche oberhalb von 50 MPa liegt, hier sind die lokalen Spannungsmaxima zu erkennen, welche durch den Netzübergang entstehen und nicht berücksichtigt werden. Wie zu erkennen ist, sind die Deck- und Bodenbleche die am meisten beanspruchten Komponenten des Daches und unterscheiden sich aufgrund ihrer unterschiedlichen Dicken geringfügig in der Verteilung der Spannung.

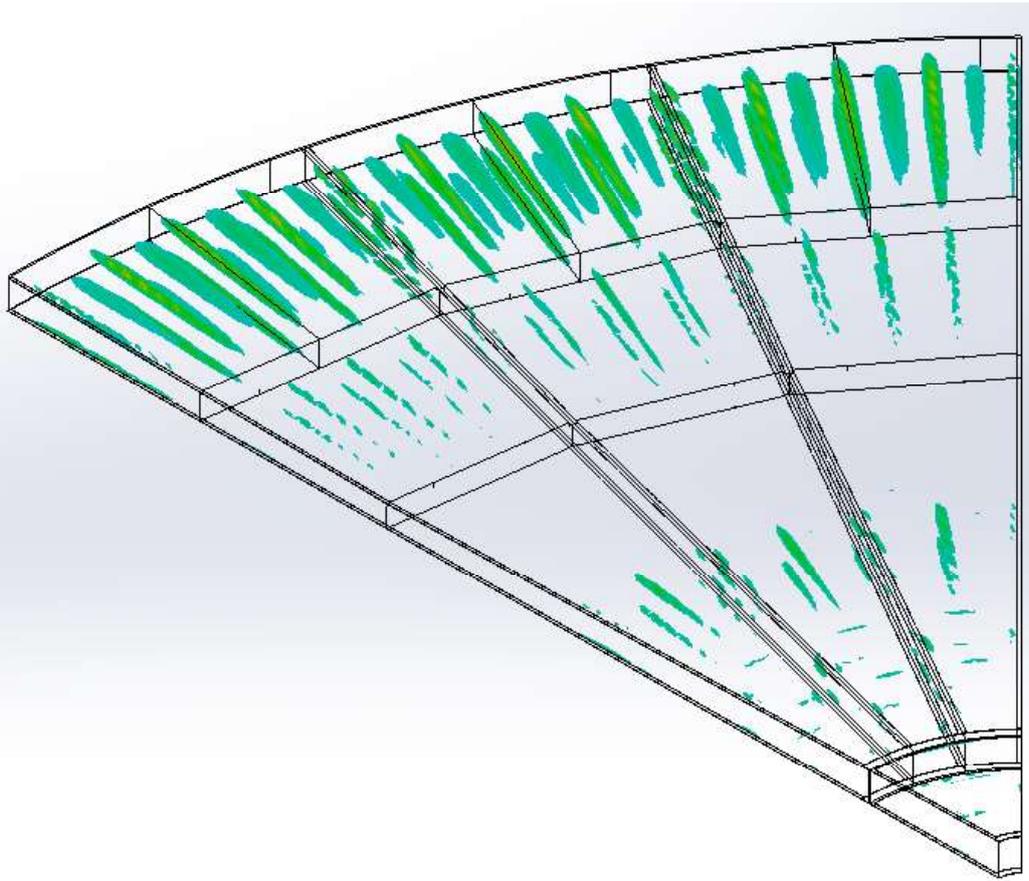


Abbildung 4. 13: Spannungsintensität größer 50 MPa am Ausgangsmodell bei Regenwasser

Die Tragstruktur aus Hauptträgern und Schottwänden ist erheblich geringer belastet. In Abbildung 4.14 wird die wirkende Spannung dargestellt, das Maximum liegt an der Verbindung zwischen den unteren Balken und der äußeren Schottwand und erreicht mit 83,1 MPa das Maximum dieser Baugruppen. Wie im normalen Belastungsfall ist dieses Ergebnis auf ein stark verzerrtes Netz zurückzuführen und wird nicht berücksichtigt. Es wird angenommen, dass in diesem Bereich eine höhere Spannung als im sonstigen Schottblech auftritt.

Zur Bewertung der Tragstruktur wird ein Spannungswert aus der Umgebung des Spannungswertes ermittelt, es ergibt sich ein maximaler Wert von 40,7 MPa. Die Sicherheit gegen Fließen ergibt sich im Bereich der Balkenlager zu 5,77.

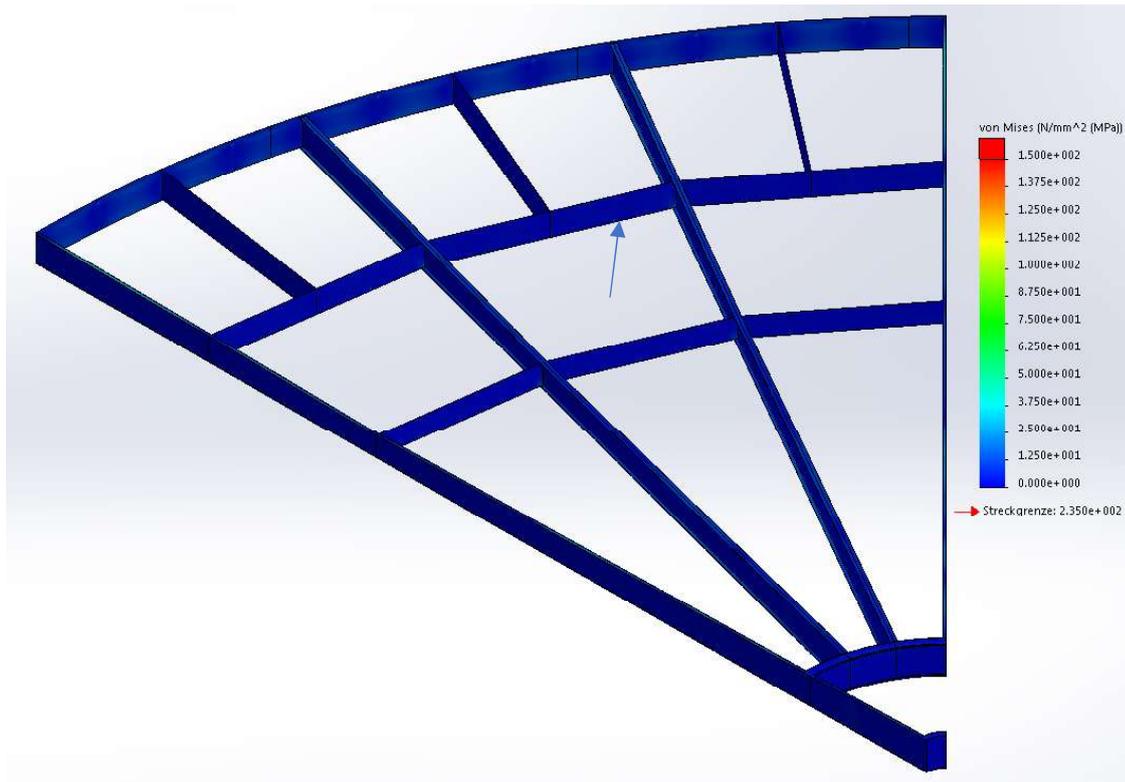


Abbildung 4. 14: Spannung der Tragstruktur am Ausgangsmodell bei Regenwasser

Abbildung 4.15 stellt die Spannungen in den Balken dar, diese erreichen einen hohen Wert an den äußeren senkrechten Stützen, der Wert liegt bei 62,1 MPa, das Maximum wird in diesem Belastungsfall an den Profilen des Mittelpontons am Übergang auf die Schottwand erreicht, es liegt bei 74,4 MPa, woraus sich eine Sicherheit von 3,16 ergibt, siehe Anhang B.

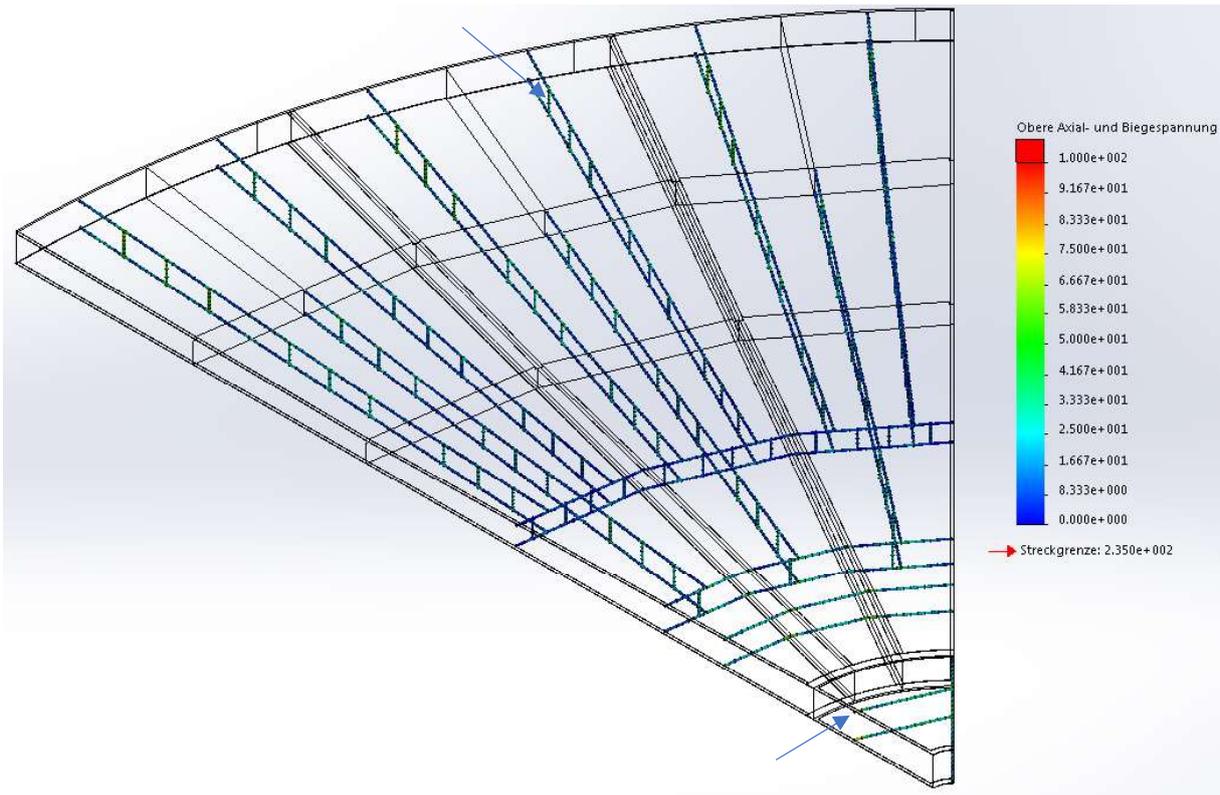


Abbildung 4. 15: Spannung in Balkensegmenten am Ausgangsmodell bei Regenwasser

Die Belastung durch zusätzliches Regenwasser auf dem Deckblech erhöht das Gewicht des Schwimmdaches deutlich, im Vergleich zum Eigengewicht des Daches ist die Gesamtmasse des Regenwassers deutlich höher. Es ergibt sich aufgrund der neuen Belastungssituation eine maximale Eintauchtiefe, die die Schwimmfähigkeit des Schwimmdaches nicht gefährdet. In diesem Fall ist ein Abstand des Flüssigkeitsspiegels zur Oberkante des Randbleches von 419 mm vorhanden. Die auftretenden Spannungswerte erhöhen sich aufgrund der geänderten Belastung, es ist eine hohe Sicherheit gegen plastisches Fließen an allen Bauteilen vorhanden.

4.4 Leckagefall Ausgangsmodell

Im Leckagefall sind zwei der äußeren Pontonzellen undicht, bei diesem Schwimmdach ergibt sich somit ein Feld aus zwei Zellen zwischen den Hauptträgern. Undicht heißt, dass in diese Zellen das Lagerprodukt eindringt und sie somit keinen Auftrieb mehr erzeugen. Alle in den vorherigen Simulationen angewandten Lasten und Einspannungen bleiben ebenso erhalten.

Zur Simulation des Leckagefalls wird die simulierte Feder unter den betroffenen Pontonzellen ausgespart, durch diese Maßnahme entfällt der Auftrieb an der leckgeschlagenen Stelle des Schwimmdaches. Diese Annahme ist eine Vereinfachung des realen Verhaltens, um den Effekt des reduzierten Auftriebes in der Simulation zu ermöglichen. Es wird vorausgesetzt, dass die Pontonzellen zur Umgebungsluft offen sind und beim Eintauchen kein Überdruck in der Zelle entsteht, welcher das Eindringen der

Flüssigkeit verhindert. Ebenso wird der Auftrieb der Bauteile, welche sich in der Flüssigkeit befinden, vernachlässigt. Es entsteht im Leckagefall an der beschädigten Position aufgrund der getroffenen Annahme ein extremer Lastfall, welcher die Beanspruchung der Strukturen geringfügig erhöht. Somit ist im Falle einer tatsächlichen Leckage eine geringere Beanspruchung und leicht erhöhte Sicherheit zu erwarten.

Nach den Formeln 3.4 bis 3.12 ergibt sich eine Restfläche von 3759,98 m², der Schwerpunktstand beträgt 0,457 m von der Hauptachse, das Trägheitsmoment um die Schwerpunktachse ist 601854,39 m⁴, das Kippmoment ergibt sich zu 329314,2 kgm, die zusätzliche Eintauchtiefe beträgt durch diese Werte 27,6 mm. Die theoretische Eintauchtiefe beträgt 273,8 mm, aus diesen beiden Werten ergibt sich eine maximale Eintauchtiefe von 301,4 mm an der Stelle der beschädigten Pontonzellen.

Zur Ermittlung der Spannungen in den Komponenten des Schwimmdaches wird der in den vorherigen Abschnitten verwendete 45° Ausschnitt genutzt, dies ist möglich, da die maximalen Spannungen in der nahen Umgebung zu den defekten Pontonzellen zu erwarten sind. Dieses Modell spiegelt aufgrund seiner beschränkten Pontonfläche um die defekten Zellen nicht die tatsächliche Eintauchtiefe wieder. Um diese berechnen zu können, wird ein stark vereinfachtes Modell der Tragstruktur erstellt.

Das Modell, siehe Abbildung 4.16, besitzt lediglich die Tragstruktur bestehend aus den Hauptträgern, den Schottblechen, den Deck- und Bodenblechen und den Randblechen. Die Balken werden hier teilweise durch einfache Träger ersetzt. Diese sind erforderlich, um an den Bodenblechen eine notwendige Steifigkeit zu erreichen, sodass diese nicht zu stark einbeulen und das Schwimmdach tiefer eintaucht. Würden alle am Schwimmdach vorhandenen Balken durch diese einfachen Träger ergänzt, würde das Bodenblech zu steif werden und das Dach in der Simulation geringer eintauchen.

In diesem Fall ist die Hauptaufgabe der Balken zu erkennen, sie stützen die Deck- und Bodenbleche vor zu starkem Beulen bei Belastung und tragen nur geringfügig zur eigentlichen Tragstruktur des Daches bei. Die Simulation des Auftriebs wird in diesem Modell ebenfalls durch an der Unterseite angebrachte Federn mit einer definierten Federsteifigkeit erzeugt, ergänzend wird das Dach gegen Verdrehen und Verschieben in X- und Z- Richtung gelagert. Es ist somit die Verschiebung in Y- Richtung möglich sowie die Neigung des gesamten Schwimmdaches. Die Zusatzlast, welche erforderlich ist, um das Gesamtgewicht des Schwimmdaches in der Simulation zu berücksichtigen wird in diesem Fall auf das Bodenblech aufgebracht.

Die Eintauchtiefe des kompletten Modells wird mit dem des 45° Ausschnitts im Normalfall ohne Leckage verglichen, da in diesem Fall der Ausschnitt des Schwimmdachs komplett modelliert ist und gerade eintaucht. Es ergibt sich eine Abweichung der Eintauchtiefe zwischen den Modellen von ca. 1 mm, um die das Gesamtmodell tiefer eintaucht. Diese Abweichung kann für die Simulation hingenommen werden.

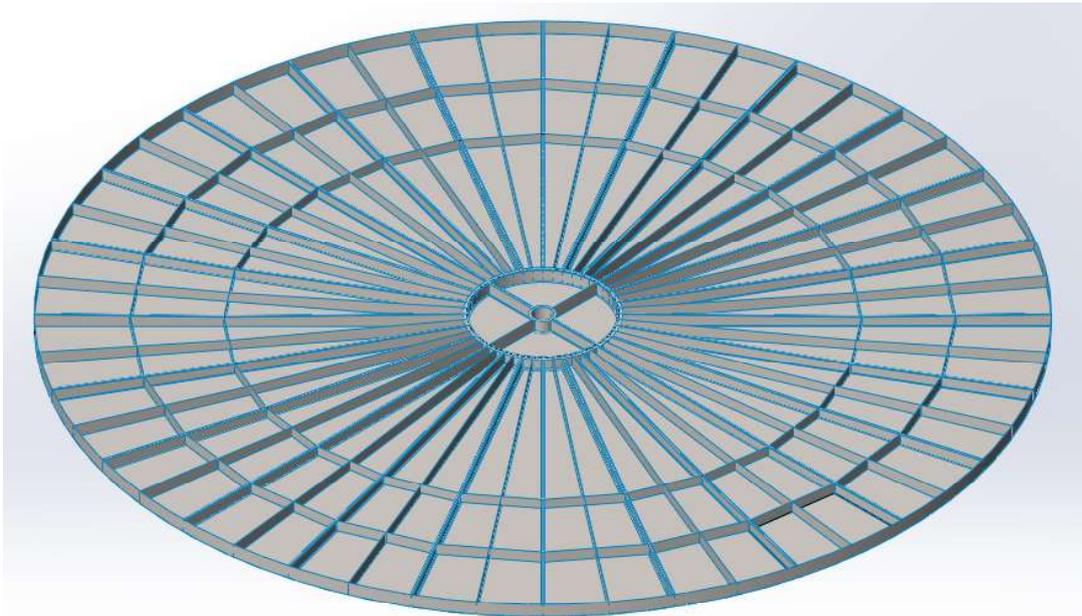


Abbildung 4. 16: Vereinfachtes Gesamtmodell

In Abbildung 4.17 ist das Ergebnis der Simulation dargestellt. Die Eintauchtiefe wird am Randblech in der Mitte der beschädigten Pontonzellen ermittelt, sie liegt bei 303 mm. Der in der Abbildung dargestellte Maximalwert befindet sich an einer Beule am Deckblech und ist in diesem Fall nicht zu beachten, er würde am Schwimmdach geringer ausfallen, da die Bleche durch die Balken besser gestützt sind. Das Einbeulen des Deckbleches kann hingenommen werden, da die Eintauchtiefen nicht an den Blechen ermittelt werden, sondern an der Tragstruktur des Daches. Zudem ist in der Abbildung zu erkennen, dass sich das komplette Schwimmdach durch die zwei defekten Zellen neigt und auf der gegenüberliegenden Seite nur noch eine Eintauchtiefe von 269 mm besitzt. Dieser Wert liegt oberhalb der theoretischen Eintauchtiefe, es ist die Neigung des Daches um seine Schwerpunktachse gegeben.

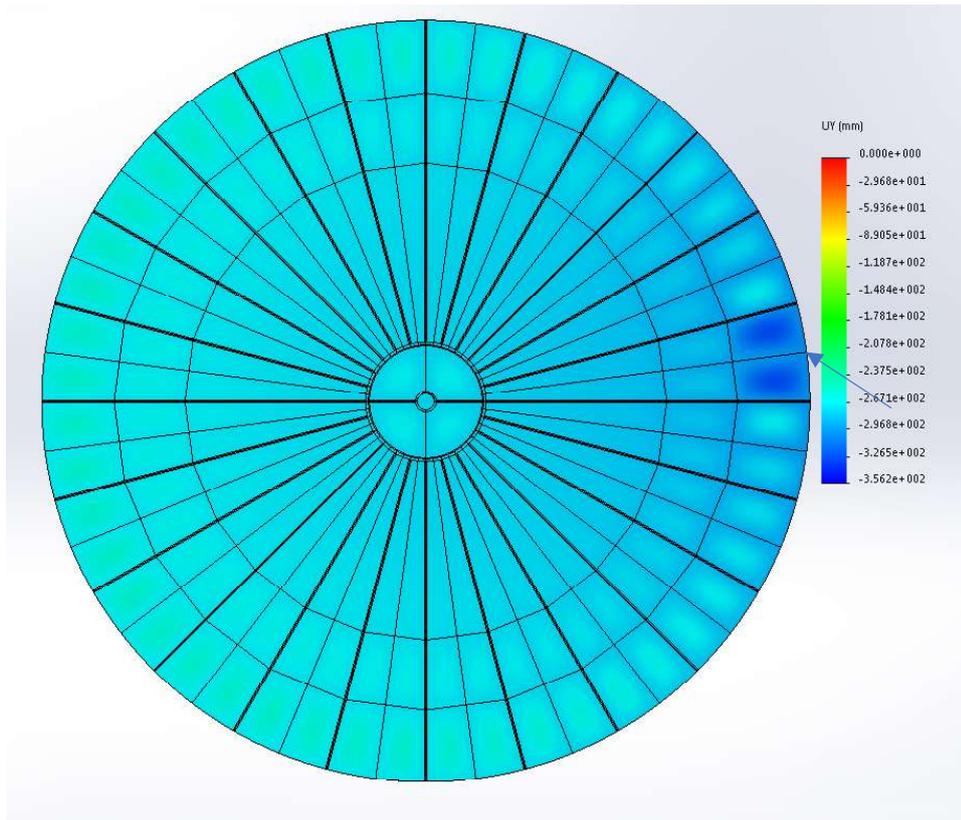


Abbildung 4. 17: Absenkung am Gesamtmodell bei Leckage

Die Ergebnisse der beiden Berechnungsarten spiegeln sich nahezu exakt wieder. Die Abweichung der Ergebnisse entsteht aus der geringeren Steifigkeit der Bodenbleche, welche stärker einbeulen. Dadurch taucht die Tragstruktur geringfügig weiter ein. Dieser geringe Unterschied von 1,6 mm ist in diesem Fall hinnehmbar, da sich die Ergebnisse der beiden Berechnungsarten in ihrer Größe widerspiegeln.

Mit dem 45° Ausschnitt werden nachfolgend die Spannungen in der Tragstruktur und den Blechen ermittelt. Abbildung 4.18 stellt die von Mises- Vergleichsspannung auf der Oberseite des Daches dar. Wie in den vorherigen Lastfällen befindet sich das Spannungsmaximum in den Blechen, welche auf den radialen Schottwänden aufliegen. Die Maximalspannung wird in dem Blech erreicht, welches sich im Bereich der Leckage befindet. Diese maximale Spannung kommt zustande, da sich die Balken nach unten durchbiegen. Auf sie drückt das Gewicht des Decks inklusive Zusatzlast und an der Unterseite zieht das Gewicht des Bodens. Hingegen ist die Schottwand aufgrund ihrer Bauweise steif gegen das Durchbiegen. Daraus resultiert in diesem Bereich eine starke Änderung in der Durchbiegung des Bleches, woraus hohe Biege- und Zugspannungen resultieren. In den Bereichen an den Hauptträgern ist dieser Effekt ebenfalls zu erkennen, er wird allerdings durch die Gurte abgeschwächt. In diesem Bereich ist die unterschiedliche Beanspruchung des Blechs an der defekten und der intakten Potenzelle zu erkennen.

In diesem Bereich würde die Maximalspannung durch die Lasche am Schottblech, auf der das Blech eine größere Auflagefläche hat, geringer ausfallen. Daher wird mit einem Wert aus der Spannungsverteilung gerechnet. So ergibt sich ein Wert von 30,8 MPa, woraus sich eine Sicherheit von 7,63 für plastisches Versagen ergibt.

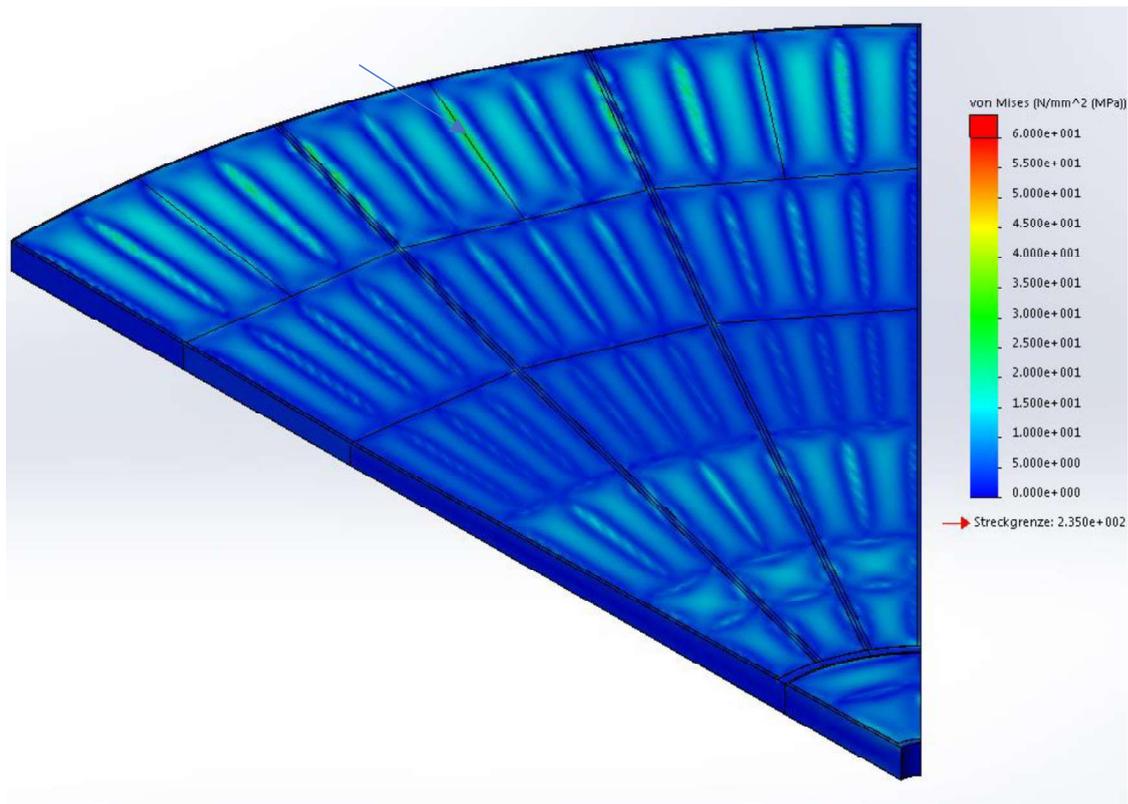


Abbildung 4. 18: Spannung am Ausgangsmodell bei Leckage

In der Simulation des Leckagefalls ist in Abbildung 4.19 zu erkennen, dass die Belastung der Bodenbleche höher ausfällt als die der Deckbleche. Als Grundlage wird die Vergleichsspannung mit einem Betrag größer 20 MPa angezeigt. Die Bodenbleche am Rand der Leckage müssen durch das tiefere Eintauchen einen höheren Druck auf der Unterseite standhalten, woraus die höhere Belastung resultiert. Im Gegensatz dazu sind die Deckbleche durch ihr Eigengewicht und die aufgebrachte Zusatzlast belastet. Somit ist im Fall der Leckage der Boden am stärksten belastet, es wird der höchste Spannungswert unterhalb der Balken an den defekten Zellen erreicht, dieser liegt bei 42,3 MPa. Der Sicherheitsfaktor ergibt 5,56.

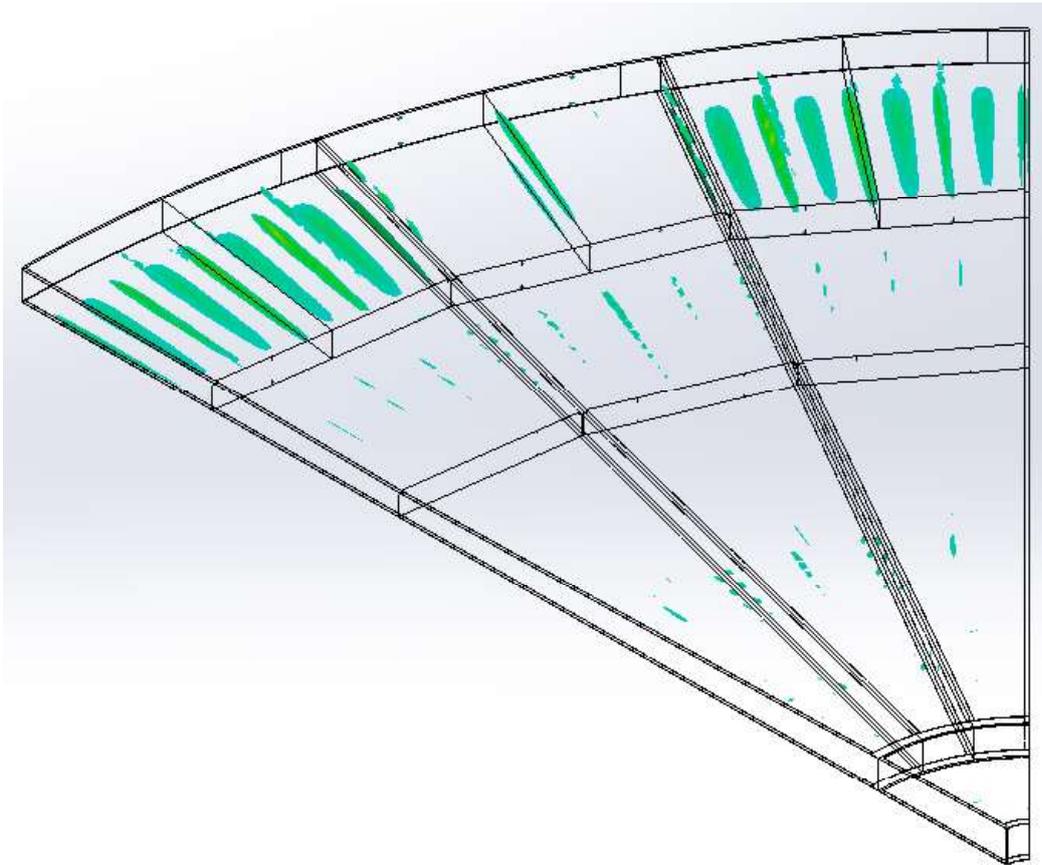


Abbildung 4. 19: Spannungsintensität größer 20 MPa am Ausgangsmodell bei Leckage

Ein Spannungsmaximum der Hauptträger ist an den Pontonzellen ohne Auftrieb in Abbildung 4.20 zu erkennen. Dort tritt eine hohe Druckspannung auf, welche durch die schlagartig auftretende Änderung der Auftriebsbedingung zu erklären ist, diese wird zusätzlich durch eine Biegespannung welche aufgrund der unterschiedlichen Verformungsrichtungen der Bodenbleche entsteht, überlagert. Die maximale Spannung in diesem Bereich beträgt 35,3 MPa, es ergibt sich eine Sicherheit von 6,66. Allerdings kann es in dem Bereich durch das verwendete Blech zu Beulen kommen. Die Befestigungspunkte der Balken sind im Leckagefall höher belastet, da die Balken nicht wie in den vorherigen Fällen die Kraft in das Bodenblech leiten, sondern in das Randblech und die Schottwand. Das durch die Belastungen auftretende Spannungsmaxima an den Balkenübergängen, welches durch das verzerrte Netz hervorgerufen wird, findet keine Betrachtung. Um an der Stelle einen Vergleich der auftretenden Spannungen zu bekommen, wird ein Wert aus der Spannungsverteilung ermittelt, dieser liegt bei 34,8 MPa, an den Stellen der Balkenverbindungen ergibt sich so eine Sicherheit von 6,75 gegen das Fließen.

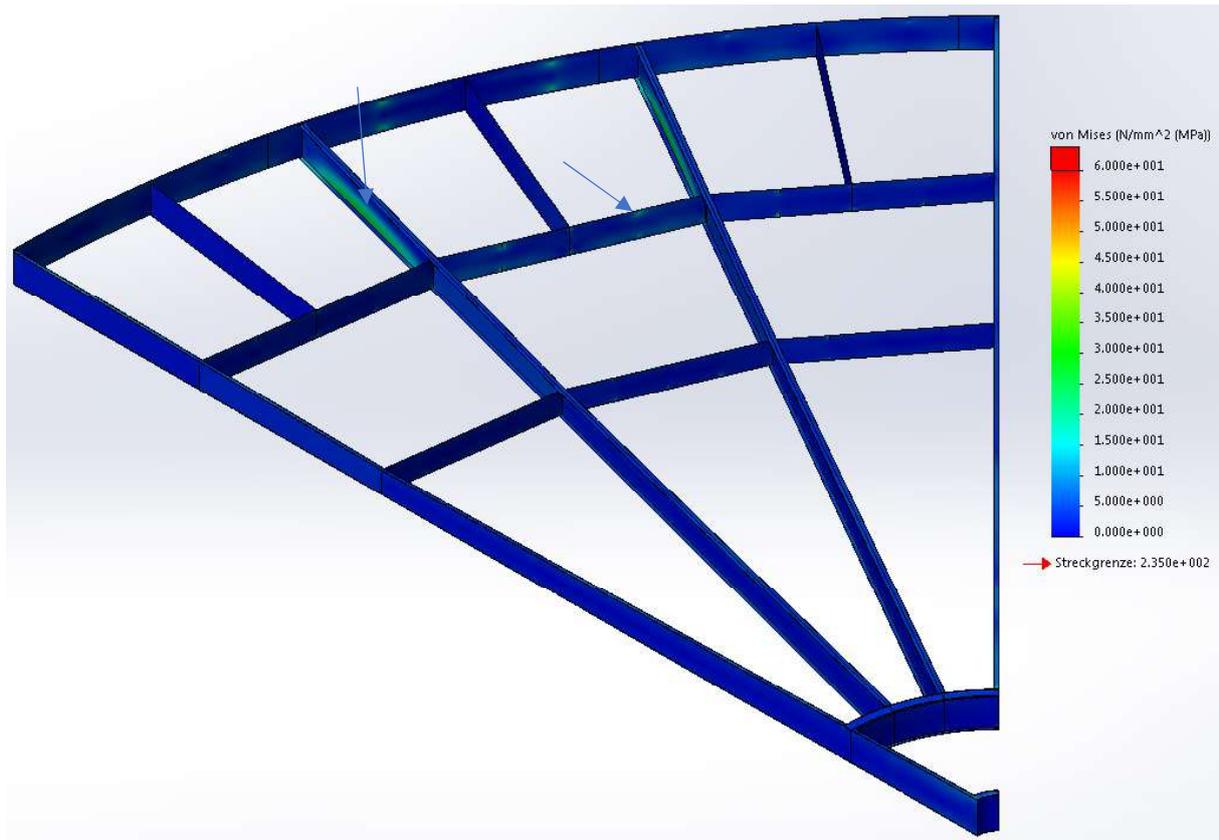


Abbildung 4. 20: Spannung der Tragstruktur am Ausgangsmodell bei Leckage

Die Tragstruktur der Balken in den defekten Pontonzellen ist aufgrund der Durchbiegung der radial am Deck- und Bodenblech angeordneten Balken stark belastet. Die höchste Belastung erreichen die senkrechten Stützen mit 89,4 MPa und einer daraus resultierenden Sicherheit von 2,63 (Anhang B). Diese hohe Belastung an den Stützprofilen tritt durch die Biegung an den Befestigungspunkten mit den Balken auf. Durch das Durchbiegen der radialen Balken werden die senkrechten gegenseitig gebogen, woraus ein hohes Biegemoment resultiert, welches sich in den Randfasern als Zug- oder Druckspannung auswirkt. Dargestellt wird diese Belastung in Abbildung 4.21.

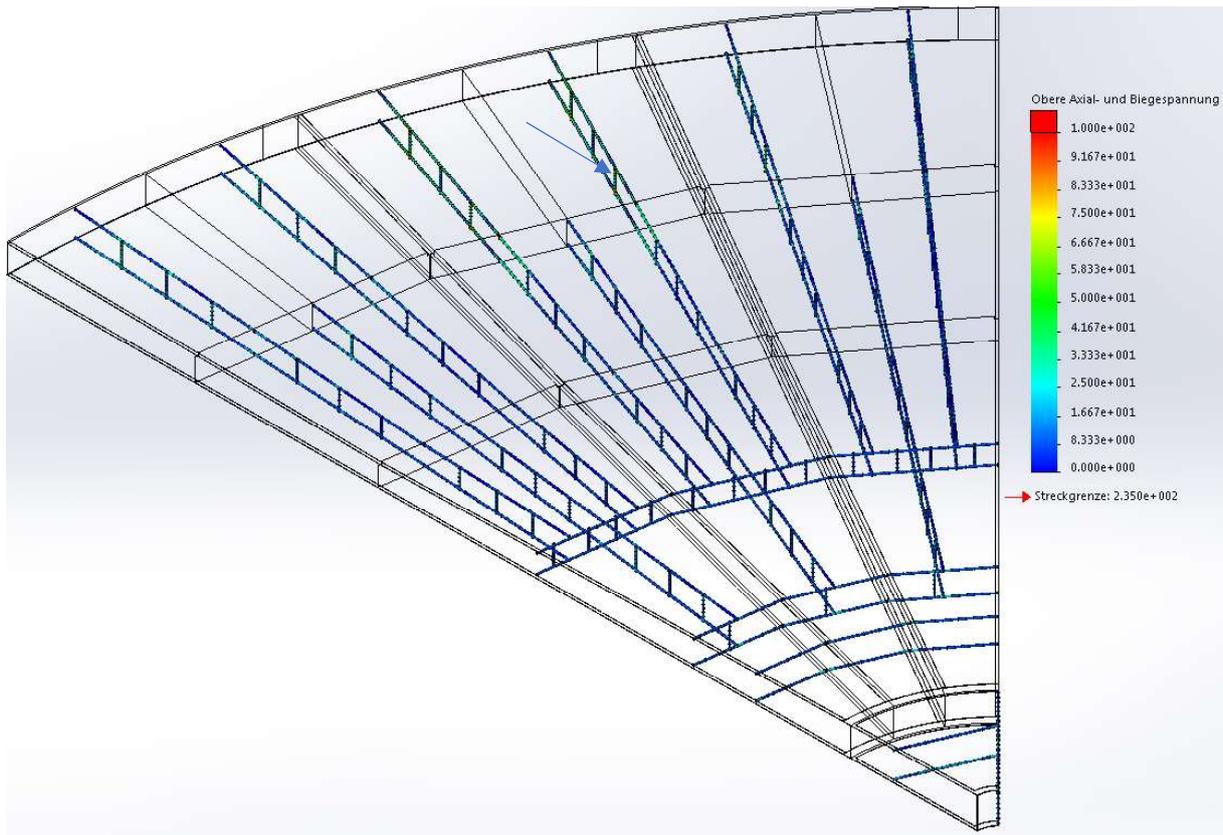


Abbildung 4. 21: Spannung in Balken am Ausgangsmodell bei Leckage

Die gesamte Tragstruktur ist im Fall einer Leckage in zwei benachbarten Pontonzellen gering belastet, es treten keine Spannungen auf, welche auf ein Materialversagen hindeuten. Bei einem Problem mit Leckage taucht das Schwimmdach an den beschädigten Zellen tiefer ein, in diesem Zusammenhang ist mit einem Abstand von 747 mm zwischen der Flüssigkeitsoberfläche und dem Randblech eine sehr hohe Sicherheit gegen Überfluten vorhanden.

5 Optimierung der Tragstruktur des Doppeldeckschwimmdaches

5.1 Ansätze zur Optimierung der Tragstruktur

Aus dem Abschnitt 4 geht hervor, dass die Tragstruktur des Schwimmdaches einer geringen Belastung unterliegt, ebenso ist bei der maximalen Eintauchtiefe ein sehr großer Abstand zwischen dem Flüssigkeitsspiegel und der Oberkante am Schwimmdach vorhanden. Aus diesen Ergebnissen ergeben sich Möglichkeiten der Optimierung. Um diese Ziele zu definieren, wurde im Vorwege eine Anforderungsliste erstellt. Diese dient als Basis für die Überarbeitung des Doppeldeckschwimmdaches.

Lfd. Nr.	F/W	Anforderung
1	F	Gewichtsoptimierung Korrosionszuschläge Material schweißbar
2	W	Optimierung Fertigungsaufwand weniger Einzelteile weniger Fügstellen
3	W	Kostenreduzierung geringerer Materialaufwand reduzierung Montagekosten reduzierung Fertigungskosten geringere Handlingskosten
4	F	Konformität mit DIN 14015/ API 650 Schwimmfähigkeit Entwässerung/ Dachgefälle min. Blechstärke
5	W	Steifigkeit der Deck- und Bodenbleche geringe Blasenbildung keine Wasserlachenbildung
6	F	innere Zugänglichkeit

Tabelle 5. 1: Anforderungsliste

In der DIN 14015 ist als Voraussetzung für die Auslegung eines Schwimmdaches festgelegt, dass die Blechstärke aller verwendeten Schwimmdachteile mindestens 5 mm betragen muss. [2]

Des Weiteren müssen die vom Auftraggeber spezifizierten Korrosionszuschläge beachtet werden, diese betragen 3 mm für die Bodenbleche sowie für das Randblech und 2 mm für die Deckbleche, alle anderen Bauteile besitzen keinen vorgeschriebenen Korrosionszuschlag. [13]

Aufgrund dieser Vorgaben entfällt die Möglichkeit der Gewichtseinsparung am Deckblech. Es ist bereits nach der Mindestdicke und dem Korrosionszuschlag ausgelegt und besitzt somit eine vorgeschriebene Mindestdicke von 7 mm, ebenso verhält es sich bei den Bodenblechen welche mindestens 8 mm dick sein müssen. Diese beiden Baugruppen bilden mit 208,16 t und 238,24 t einen großen Anteil am Gesamtgewicht des Schwimmdaches.

An den Mannlöchern, den Stützen sowie an anderen Anbauteilen können keine Gewichtseinsparungen vorgenommen werden, da diese für die Funktion wichtig sind oder aus den Normen hervorgehen.

Somit ist die Tragstruktur aufgrund der Vielzahl der anzufertigenden Einzelteile und dem sich ergebenden Gewicht der Bauteile eine der Möglichkeiten, an dem Schwimmdach die Kosten für die Herstellung und das Material zu senken. Die grundsätzliche Aufbaustruktur aus geschlossenen Pontonzellen muss dabei erhalten bleiben, da sonst die Schwimmfähigkeit im Leckagefall nicht mehr gewährleistet ist. Die Stützstruktur in den Zellen ist notwendig, damit die Bleche unter Belastung nicht zu stark einbeulen, sodass sich im Regenfall Pfützen auf dem Dach bilden oder Dampfblasen am Boden des Daches entstehen können.

5.2 Änderungen an der Tragstruktur

Aufgrund der garantierten Schwimmfähigkeit, in allen Belastungsfällen, welche aus der vorherigen Simulationen hervorgeht, ist es möglich die Höhe des Schwimmdaches zu verringern sowie den Abstand der Hauptträger zu vergrößern. Die Höhe des Daches wird an allen Stellen um 200 mm verringert, somit ergibt sich eine minimale Innenhöhe von 550 mm. Diese ist erforderlich, um die Entwässerung innerhalb des Schwimmdaches verlegen zu können und Wartungsarbeiten auszuführen. Der Abstand der Hauptträger wird durch die Änderung des Winkels von 15° auf 20° vergrößert. Durch diese Maßnahme ergibt sich ein verringerter Bedarf von 18 Hauptträgern um das Dach umlaufend abzudecken. Des Weiteren wird der Steg der Hauptträger auf 6 mm verdünnt, die Gurte werden auf einen Flachstahl 8 x 120 verdünnt, somit bleibt eine möglichst hohe Steifigkeit erhalten und die Bleche behalten eine Fläche, auf denen sie aufliegen und verschweißt werden können.

Die drei verbauten Schottwände bleiben ebenfalls erhalten, sie sind auch weiterhin notwendig, um die Schwimmfähigkeit zu gewährleisten und die Deck- und Bodenbleche zu versteifen. Sie werden aufgrund der geringen Beanspruchung um 2 mm verdünnt und an die neue Länge angepasst, welche sich aus der Vergrößerung des Winkels ergibt.

Die Belastung der Balkenstruktur ist sehr gering, somit ergibt sich hier ein großes Einsparpotenzial um das Gewicht sowie den Fertigungs- und Montageaufwand zu verringern. Eine große Anzahl an Balkensegmenten entfällt durch die Vergrößerung des Winkels der Hauptträger.

Die Balkenstruktur 4 war im Ursprungsaufbau sehr dicht gebaut, dies ist wie an den anderen Stützstrukturen zu erkennen nicht notwendig, da der Durchhang der belasteten Bleche bei einer größeren Stützweite nicht zu einer Pfützenbildung auf dem Dach führt. Daraus wird abgeleitet, dass an dieser Stelle mit zwei stützenden Balkenstrukturen ein akzeptables Ergebnis erzielt wird.

Die Belastung in den Balken wird hauptsächlich durch die Durchbiegung verursacht, es treten allerdings auch geringe Zugspannungen auf, welche durch die beim Biegen einhergehende Verkürzung des Balkens entstehen, wenn dieser auf beiden Seiten fixiert ist. Die Belastungen der Balken aus den simulierten Lastfällen sind insgesamt sehr gering, daher wird bei den Balken eine Verringerung des Querschnitts durchgeführt.

Die senkrechten Stützbalken werden, wie in den Ergebnissen zu erkennen ist, ebenfalls gering beansprucht, diese dienen lediglich als Verbindung zwischen den oberen und unteren Balken. In ihnen wirkt hauptsächlich eine Druckspannung, in geringen Maßen auch Biegespannungen, welche durch das Tordieren der anderen Balken entstehen. Aufgrund der Belastung wird die Anzahl der Stützbalken in den Balkensegmenten 4 und 7 auf 2 reduziert, es wird ein U 80- Profil erhalten. Für Balkensegment 3 werden drei Stützprofile vorgesehen, diese werden auf U 60 verringert. Die Balkensegmente 2, 5 und 6 behalten ihre Anzahl an Stützprofilen, diese werden ebenfalls auf U 60 reduziert.

Mittels der verschiedenen Veränderungen der Balkensegmente werden zwei Fälle der Optimierung durchgeführt, dabei wird durch das Einsparen eines Stützprofils der Materialbedarf reduziert und der Aufwand für die Fertigung und Montage reduziert. Es ist aufgrund der größeren Stützweite ein größer dimensioniertes Profil erforderlich. Im anderen Fall wird das Gewicht durch die Verringerung der Profilstärke der Balken und der Stützbalken erheblich reduziert, es ist ein Profil zusätzlich zu fertigen und zu montieren.

Durch die Vergrößerung des Winkels auf 20 ° wird besonders die äußere Pontonzelle verbreitert, dadurch erweitert sich die Stützweite zwischen den Balken und der Schottwand

oder dem Hauptträger. Da die Bleche in der Ausgangsvariante in diesem Bereich bereits den größten Durchhang und somit auch die größten Spannungen aufwiesen, wird zusätzlich ein Stützprofil vorgesehen. Dieses Profil wird folgend als Balken 8 bezeichnet.

Es wird eine Vorauslegung der Balken durchgeführt, dazu wird zuerst die von einem Balken zu tragende Blechfläche ermittelt und auf diese im Anschluss der resultierende Druck durch das Eintauchen des Daches aufgebracht.

Die Nummerierung der Balkensegmente ist in Abbildung 5.1 dargestellt.

Balkensegment	Blechfläche [m ²]	Länge [m]
1	3,7	3,0
2	7,4	3,8
3	12,7	5,7
4	12,7	5,5
5	13,9	6,4
6	19,1	6,9
7	12,8	5,4
8	4,8	2,8
Mittelponton	6,9	3,6

Tabelle 5. 2: Länge und Blechfläche der Balkensegmente

Der maximale Druck wirkt auf der Unterseite des Daches, im Fall der Belastung durch Regenwasser, da dort das Eigengewicht sowie die aufgebrachte Last dem Auftrieb entgegenwirken. Der an der Unterseite entstehende Druck wird durch die Multiplikation der Federsteifigkeit mit der Eintauchtiefe des Schwimmdaches ermittelt. Es wird zur Ermittlung des Drucks eine Eintauchtiefe von 0,6 m angenommen, welche aus der der Simulation des Lastfalls Regenwasser entnommen wird.

$$p_{max} = 6867 \frac{N}{m^3} * 0,6m = 4120,2 \frac{N}{m^2} \quad (5.1)$$

Die Balken werden für die Berechnung der Biegemomente entsprechend ihrer Lagerung betrachtet, somit ergibt sich für die Balken 1 und 8 die komplette Länge, für die Balken 2 und 4 aufgrund der Stützbedingung durch die senkrechten Balken eine Stützlänge von 2/4 der Gesamtlänge. Die Balken 3, 5 und 6 werden durch 3 senkrechte Balken gestützt, daraus ergibt sich eine resultierende Stützlänge von 1/4 der Gesamtlänge.

Zur Berechnung des Biegemomentes in den Balken wird die Annahme getroffen, dass es sich um einen beidseitig gelenkig gelagerten Balken mit konstanter Streckenlast handelt. Diese Annahme stellt einen Fall dar, der am realen Schwimmdach nicht auftreten wird, da der Balken an beiden Seiten der Lagerung entweder fest verschweißt ist oder über das Stützprofil hinaus weiterläuft. Es kann keine feste Einspannung angenommen werden, da sich die Lagerungen unter Last mit dem Balken verformen.

Nach [11] ergibt sich das maximale Biegemoment in der Mitte des Trägers zu

$$M_{max} = \frac{1}{8} * q_o * l^2 \quad (5.2)$$

Mithilfe des ermittelten Biegemoments lässt sich mit

$$\sigma_{max} = \frac{M}{W_i} \quad (5.3)$$

aus [11] das erforderliche Widerstandsmoment des jeweiligen Balkens ermitteln.

Als Werkstoff für die Balken ist Baustahl S 235 JR vorgesehen, dieser besitzt eine Streckgrenze von 235 MPa, als Sicherheit gegen plastische Verformung wird 1,1 angesetzt. Es ist an dieser Stelle möglich mit einer geringen Sicherheit gegen Fließen auszulegen, da die angenommene maximale Belastung im realen Fall nicht auftreten wird, ebenso wird selten eine hohe Belastung auftreten. Daraus ergibt sich die zulässige maximale Spannung nach [11] zu

$$\sigma_{max} = \frac{Re}{S_F} = \frac{235 \text{ MPa}}{1,1} \approx 214 \text{ MPa} \quad (5.4)$$

Im Anschluss wird die wirkende Kraft aus der zu stützenden Fläche und dem maximalen Flächendruck ermittelt und auf eine Streckenlast auf dem Balken umgerechnet.

Mithilfe der ermittelten Streckenlast, dem Biegemoment nach Formel 5.2 und der Spannungsbedingung nach 5.3 wird das erforderliche Widerstandsmoment jedes Balkens berechnet und darauf folgend ein geeignetes Profil gewählt.

Balkensegment	Streckenlast [N/mm]	Biegemoment [Nmm]	Widerstandsmoment [mm ³]
1	5,1	5737500	26811
2	8,0	2890000	13504
3	9,2	2335219	10912
4	9,5	8980469	41965
5	9	2880000	13458
6	11,4	4240266	19814
7	9,8	8930250	41730
8	7,1	6958000	32514
Mittelponton	7,9	12798000	59804

Tabelle 5. 3: Berechnung erforderliches Widerstandsmoment der Balkensegmente

Auflistung der Widerstandsmomente bestimmter U- Profile nach DIN 1026 aus [12]

U- Profil	Widerstandsmoment [mm ³]
U 80	26480
U 100	41070
U 120	60720
U 140	86400

Tabelle 5. 4: Widerstandsmomente U- Profile nach DIN 1026

Es werden weiterhin U-Profile für die Balkensegmente gewählt, da diese gegen andere Profilarten Vorteile hinsichtlich der Montage bieten. Durch die ebene Rückseite ist es ohne besondere Maßnahmen möglich, zwei Profile zu fügen. Ebenfalls können die Ausgleichsplatten bei der Verwendung von U-Profilen größer gewählt werden, wodurch diese eine höhere Stabilität bieten. Für die Befestigung der Deck- und Bodenbleche ist es zusätzlich notwendig, dass diese auf einer geraden Fläche aufliegen sowie auf dieser verschweißt werden können, zusätzlich bieten diese Profile bei möglichst kleinen Abmessungen ein hohes Trägheitsmoment in der starken Achse.

Balkensegment 1, 5, 6 und 8 werden als U 80 ausgeführt, die Segmente 3, 4 und 7 werden als U 100 ausgeführt, das Widerstandsmoment aus der Berechnung ist geringfügig höher als das aus der Tabelle, dies wird aufgrund der Gewichtseinsparung und in der Größenordnung nicht auftretenden Belastung gewählt. Die Nummern 2 und 3 werden als U 100 ausgeführt, da an diesen Segmenten eine zusätzliche Last durch die Lagerung anderer Segmente eingebracht. Die angeschweißten Segmente werden als U 100 ausgeführt, wodurch das Fügen der Teile vereinfacht wird.

Das Randblech wird mit der Dicke von 12 mm erhalten und erhält aufgrund des vergrößerten Winkels eine neue Länge.

Das optimierte Segment wird in Abbildung 5.1 dargestellt.

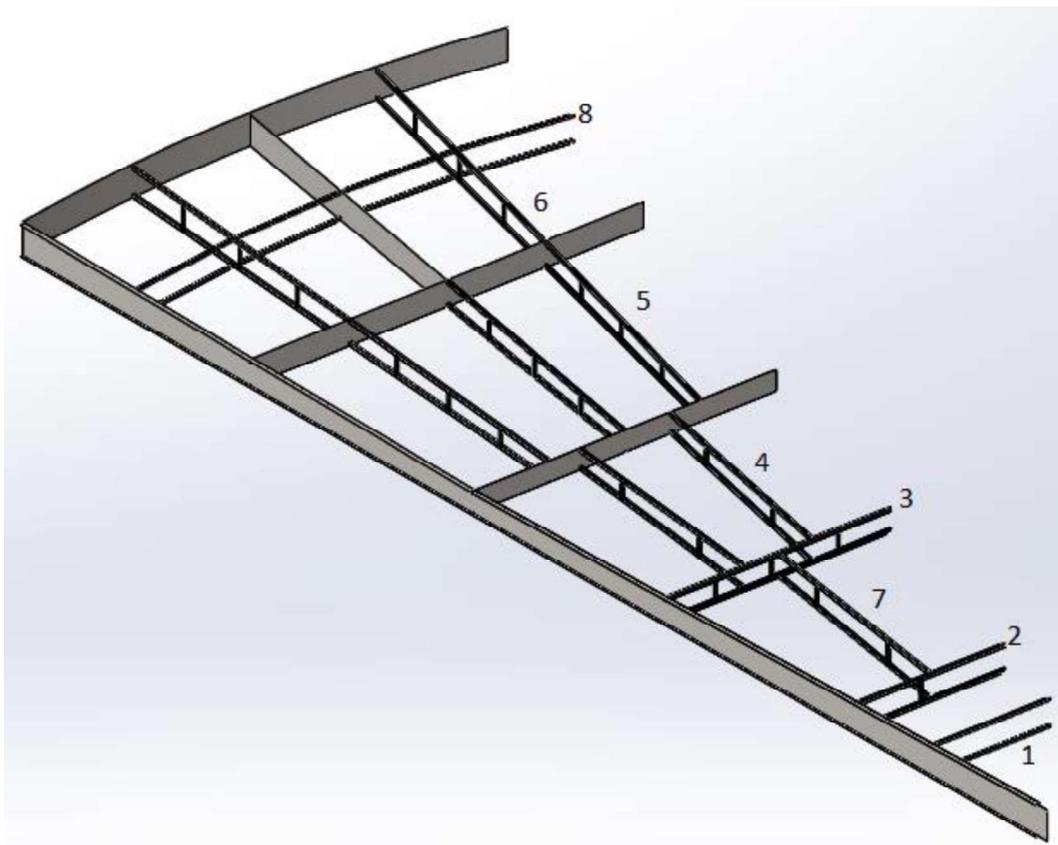


Abbildung 5. 1: Segment der Optimierung

Am Mittelponton besteht aufgrund der berechneten Ergebnisse die Möglichkeit die Struktur zu verändern sowie die verwendeten Bauteile zu verdünnen. Es werden die Gurte auf den

Schottwänden auf einen Flachstahl 8 x 120 sowie die umlaufenden Gurte in ihrer Dicke auf 8 mm reduziert, dadurch wird eine ansonsten erforderliche Aussparung am Hauptträger vermieden und die Werkstoffausnutzung erhöht. Die beiden Schottwände werden um 2 mm auf eine Blechstärke von 6 mm verdünnt.

Aufgrund der reduzierten Anzahl der Hauptträger wird die Balkenstruktur im Mittelponton an diese angepasst. Es entfallen dadurch zwei Träger, es ergibt sich eine größere Stützweite zwischen den einzelnen Balken, diese ist für das Einbeulen der Deck- und Bodenbleche nicht von Bedeutung. Diese Balken sind, wie aus der Berechnung hervorgeht, sehr gering belastet, daher wird trotz des Wegfalles zweier Balken und der vergrößerten Stützweite ein kleinerer Querschnitt gewählt. Für die waagerechten Profile wird ein U 120 ausgewählt, für die nur axial beanspruchten senkrechten Balken wird ein U 60 Profil vorgesehen. Diese Profile werden zusätzlich weiter in den wirkenden Schwerpunkt der Drucklast verschoben, um die Belastung auf die umlaufenden Bleche zu reduzieren. Alle Änderungen am Mittelponton sind in Abbildung 5.2 zu sehen.

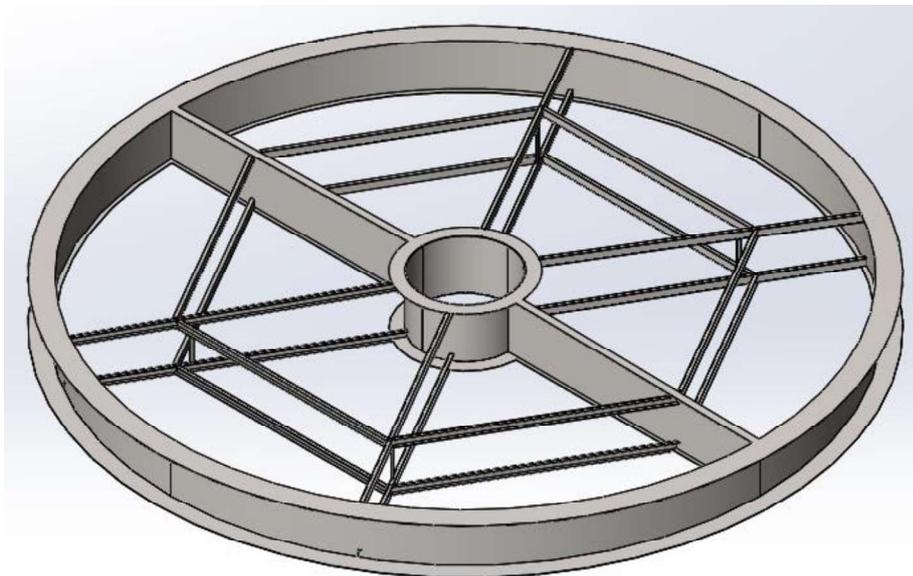


Abbildung 5. 2: Mittelponton der Optimierung

Durch die Optimierung der Tragstruktur wird die Werkstoffausnutzung der Bauteile erhöht, es reduziert sich der Materialaufwand der Tragstruktur erheblich, ebenfalls wird durch die Einsparung von sechs Segmenten die Anzahl der Balkensegmente von 302 auf 280 reduziert und der Fertigungs- und Montageaufwand gesenkt.

Zusammengesetzt aus 18 Segmenten und dem Mittelponton kommt die gesamte Tragstruktur auf ein Gewicht von 89,12 t, siehe Anhang A.

In der folgenden Tabelle sind die sich ergebenden Gewichte der optimierten Tragstruktur aufgelistet und der Anteil der Einsparungen gegenüber der ursprünglichen Struktur dargestellt.

Bauteil	Gewicht neu [t]	Reduzierung [t]	Reduzierung [%]
Mittelponton	5,06	2,21	30,40
Segmente	84,06	79,86	48,72
Tragstruktur	89,12	82,07	47,94

Tabelle 5. 5: Gewichtseinsparung durch Optimierung

In der Tabelle ist zu erkennen, dass ein großer Anteil des Gewichtes der Tragstruktur eingespart werden kann, dadurch sind in der neuen Struktur weniger Bauteile vorhanden und die Abmaße der tragenden Teile reduziert. Es ergibt sich somit eine höhere Belastung in den einzelnen Bauteilen. Um die Schwimmfähigkeit und hauptsächlich die Belastung der neuen Struktur zu ermitteln, ist es erforderlich erneut eine FEM- Analyse durchzuführen.

6 Analyse der optimierten Struktur des Schwimmdaches

Um die wirkenden Spannungen und die Schwimmfähigkeit des optimierten Daches nachzuweisen, wird an dem optimierten Modell eine FEM- Analyse durchgeführt. Dazu wird wiederum ein Teilausschnitt des Daches modelliert, in diesem Fall ist es ein 60° Ausschnitt, welcher sich aus der Vergrößerung des Abstandes der Hauptträger ergibt. Die Verbindung der Bauteile wird ebenfalls als Schweißverbindung ausgeführt, sie werden darum als „Verbunden“ gewählt. Die Lagerungen und die Lastaufbringung werden wie in Abschnitt 4.1 ausgeführt. Bei der Vernetzung verhält es sich identisch.

Aus dem Abschnitt 4 geht hervor, dass die höchste Belastung und Eintauchtiefe für das Schwimmdach im Fall des auf dem Dach gestauten Regenwassers und der Leckage zweier benachbarter Pontonzellen auftreten, daher werden nur diese beiden Betriebszustände am optimierten Schwimmdach simuliert. Im Vorwege ist eine Berechnung der Eintauchtiefe der verschiedenen Betriebszustände durchgeführt worden.

6.1 Lastfall Regenwasser am optimierten Modell

Für den Lastfall Regenwasser wird neben dem Eigengewicht des Daches eine Wassersäule von 250 mm auf der gesamten Dachfläche angenommen, aus dem Eigengewicht des Daches und dem Regenwasser ergibt sich ein Gesamtgewicht von 1584,2 t. Nach der Formel 3.3 wird die Eintauchtiefe ermittelt, diese liegt mit einer Flüssigkeitsdichte von 700 kg/m³ bei 593,14 mm.

Aus der Simulation ergibt sich eine maximale Eintauchtiefe von 662,6 mm, diese befindet sich auf dem Deckblech, welches durch die Regenbelastung durchbiegt und sich zusätzlich auf die Eintauchtiefe der Struktur addiert. Die tatsächliche Eintauchtiefe wird an der Unterseite an einem der Hauptträger ermittelt, diese ergibt am Rand 604,7 mm, in der Mitte taucht das Dach mit 599,1 mm geringer ein. Im Gegensatz zum vorherigen Modell bildet sich in der Mitte der Hauptträger keine Beule, die Eintauchtiefe nimmt linear zur Mitte hin ab. Aufgrund der veränderten Stützstruktur der Balkensegmente ergibt sich eine gleichmäßigere Durchbiegung der Bodenbleche, wodurch die ermittelte Eintauchtiefe plausibel erscheint. Es

entsteht eine Differenz von 11,56 mm zwischen der Eintauchtiefe am Rand zu der im Vorwege berechneten, diese ist ebenfalls auf das Einbeulen des Bodenbleches im simulierten Modell zurückzuführen. Im Vergleich zu den Differenzen im Abschnitt 4 ist dieser Wert relativ groß. Diese Abweichung entsteht, da die Bodenbleche eine größere Stützweite zwischen ihren Lagerpunkten haben und sich daraus eine größere Durchbiegung ergibt, wodurch das Dach tiefer eintaucht. Die resultierende Absenkung aus der Simulation ist in Abbildung 6.1 dargestellt.

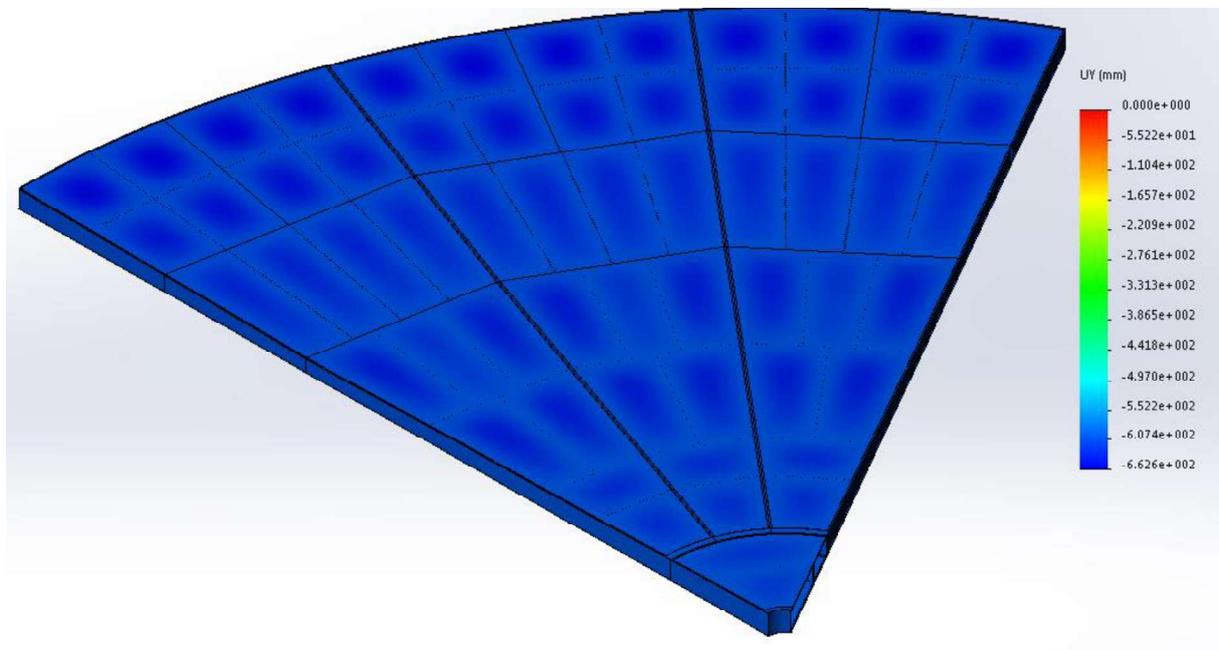


Abbildung 6. 1: Absenkung an Optimierung bei Regenwasser

Wie in den vorherigen Simulationen sind im Fall des optimierten Daches die Boden- und Deckbleche als die am höchsten belasteten Bereiche zu erkennen, die Spannungsmaxima befinden sich ebenfalls an den Auflagerpunkten der Tragstruktur. In Abbildung 6.2 wird die Spannungsintensität auf der Oberseite des Schwimmdaches dargestellt. Aufgrund der Veränderung der Tragstruktur wird in allen Bereichen des Daches eine höhere Spannung erreicht, die maximale Spannung ist in diesem Fall 141 MPa, daraus ergibt sich ein Sicherheitsfaktor von 1,67. Dieser Spannungswert ist wie in Abschnitt 4 nicht der Maximalpunkt, sondern als Maximalwert in der Spannungsverteilung ermittelt.

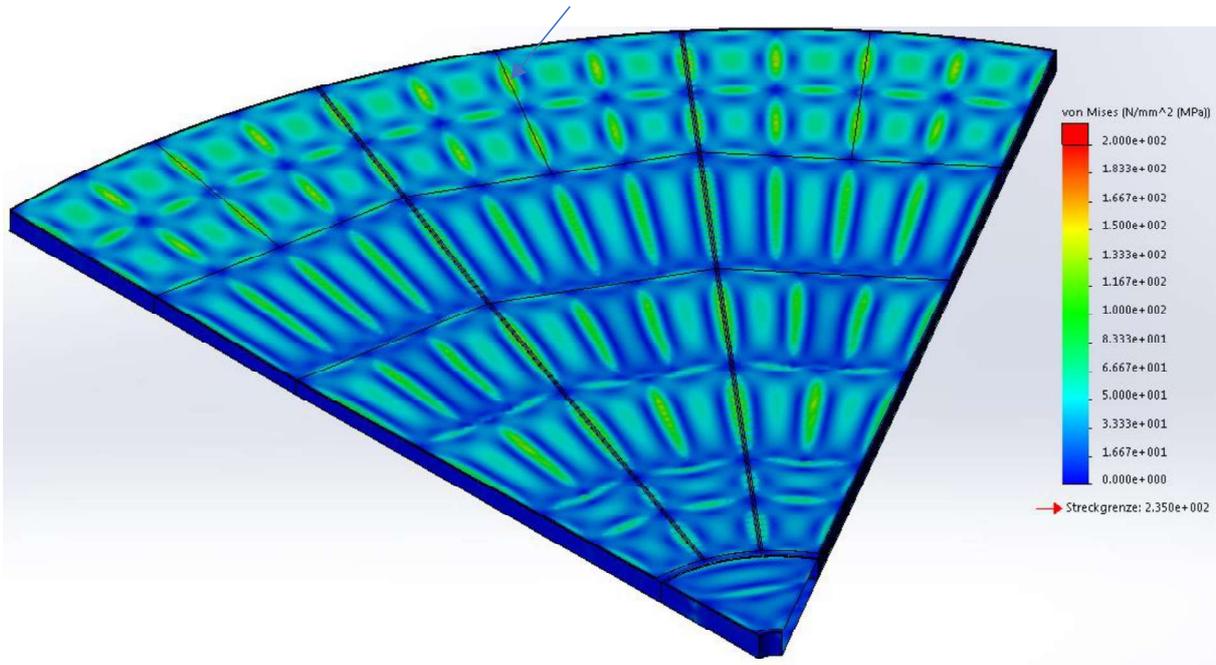


Abbildung 6. 2: Spannung an Optimierung bei Regenwasser

Das Spannungsniveau liegt im Deckblech geringfügig höher als im Bodenblech, wie in Abbildung 6.3 zu erkennen ist. Dort ist die von Mises- Vergleichsspannung, welche größer ist als 100 MPa, dargestellt. Es ist ebenfalls zu erkennen, dass die maximale Spannung wieder auf den Stützflächen der Bleche auftritt.

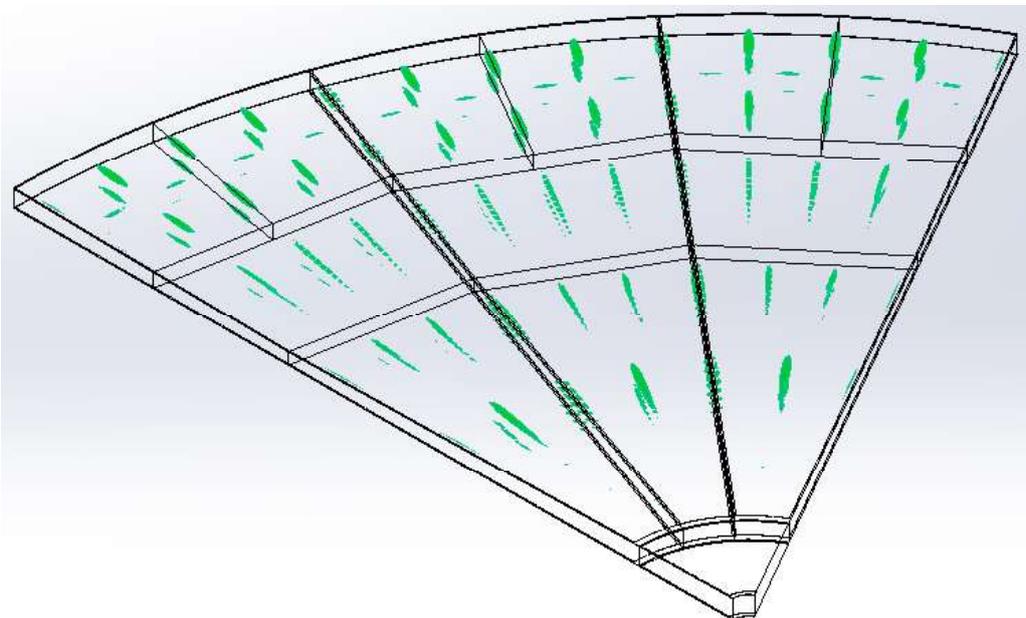


Abbildung 6. 3: Spannungsintensität größer 100 MPa an Optimierung bei Regenwasser

Die maximale Spannung in der Tragstruktur ist erheblich geringer als die der Deckbleche, die maximale Spannung tritt an den Randleichen auf, diese liegt bei 38,5 MPa und ergibt somit eine Sicherheit von 6,1 gegen Fließen. Diese Spannungsmaxima treten an den Randleichen auf, da diese durch die Belastung der Boden- und Deckbleche gebogen werden. In den

Schottwänden sowie im Hauptträger wird die maximale Spannung mit 19,4 MPa im radial angeordneten Schottblech erreicht. Die resultierende Sicherheit an diesen Bauteilen beträgt minimal 12,1. Aufgrund der Bauform als dünne Platten, welche auf Druck belastet sind, besteht hier die Gefahr des Beulens. Wodurch sich an diesen Stellen kein Festigkeitsproblem, sondern ein Stabilitätsproblem ergibt.

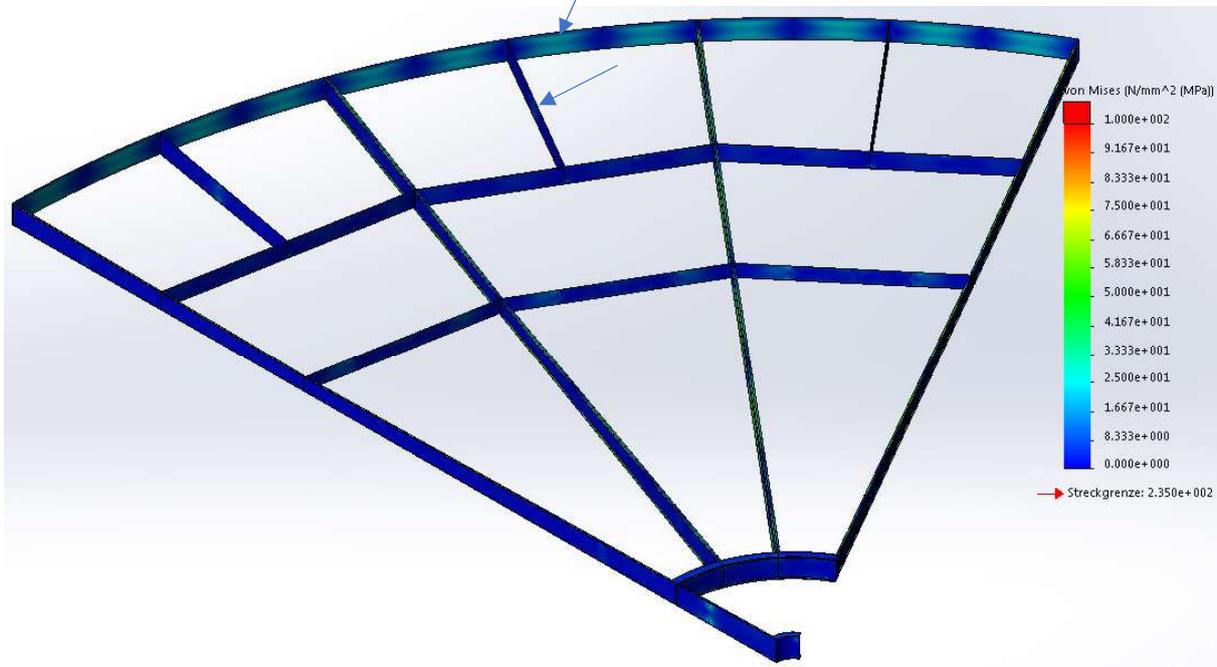


Abbildung 6. 4: Spannung der Tragstruktur an Optimierung bei Regenwasser

In den Balken werden aufgrund der veränderten Tragstruktur höhere Spannungen erzielt, diese treten besonders in Bereichen auf, an denen die Balken verbunden sind. Daraus resultieren in diesen Bereichen aufgrund der festen Einspannung hohe Biegemomente, zu erkennen ist dies an der Verbindung zwischen der Versteifung und dem Balkensegment, wo sich eine maximale Spannung von 176 MPa (Abb. 6.5) und eine daraus resultierende Sicherheit gegen Fließen von 1,34 ergibt. Ebenfalls ist der umlaufende Träger am Mittelponton (Abb. 6.6) durch die auftretende Biegespannung hoch belastet. Es ergibt sich dort eine maximale Vergleichsspannung von 169 MPa und eine Sicherheit von 1,39. Die gesamte Spannungsverteilung in den Balken ist in Abbildung 6.7 dargestellt.

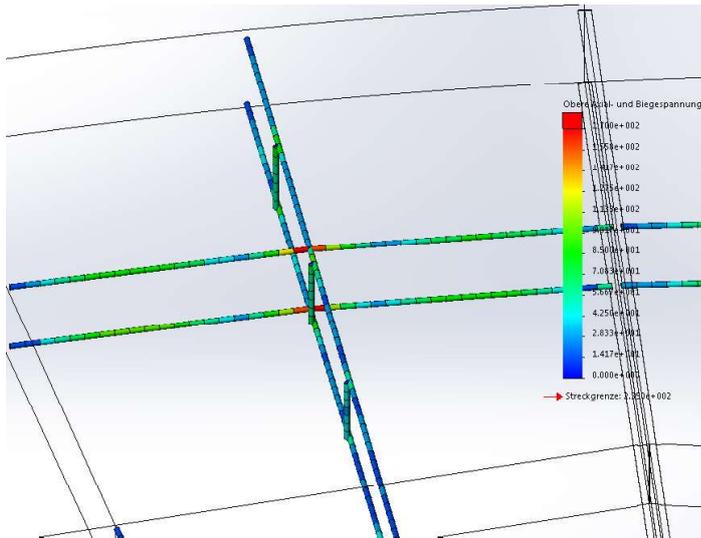


Abbildung 6. 5: Spannung an äußeren Balkensegmenten bei Regenwasser

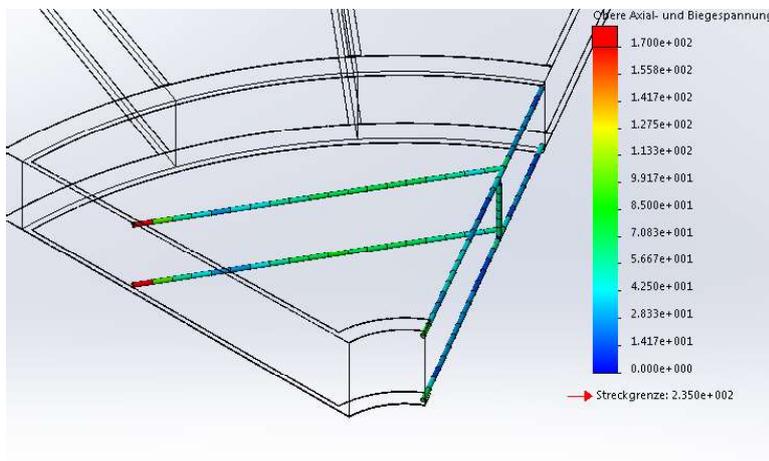


Abbildung 6. 6: Spannung in Balken im Mittelponton bei Regenwasser

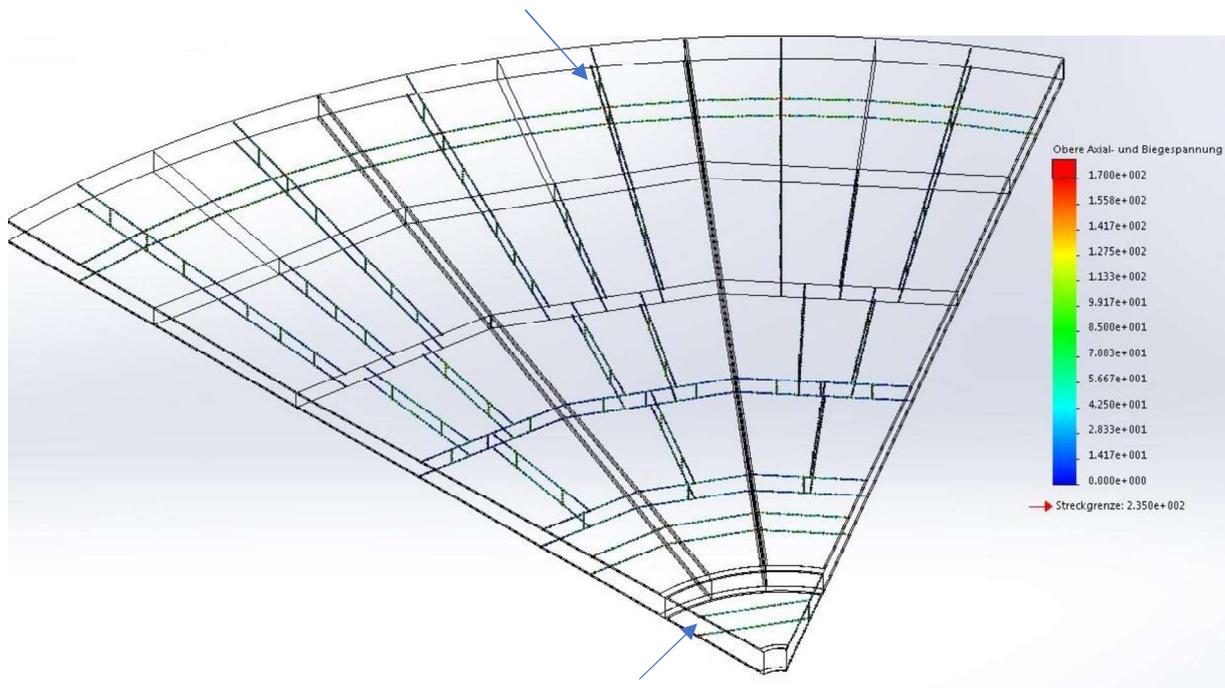


Abbildung 6. 7: Spannung in Balkensegmenten an Optimierung bei Regenwasser

Aufgrund der durchgeführten Optimierungsmaßnahmen werden die Spannungen in allen Bauteilen erhöht, besonders die Balkensegmente unterliegen deutlich höheren Spannungen. Aufgrund der veränderten Tragstruktur, insbesondere der Winkelvergrößerung auf 20°, wird der Durchhang der Deck- und Bodenbleche in allen Pontonzellen aneinander angeglichen, wodurch eine einheitliche Spannungsverteilung in der Stützstruktur entsteht. Die Materialausnutzung ist somit erhöht, es ergibt sich an allen Stellen eine ausreichend hohe Sicherheit gegen Fließen. Durch die Verringerung der Höhe wird der Abstand des Flüssigkeitsspiegels bis zur Oberkante des Randblechs auf 245,3 mm verringert.

6.2 Leckage am optimierten Modell

Im Fall der Leckage werden wieder zwei benachbarte, äußere Pontonzellen als beschädigt angenommen. Die Simulation erfolgt unter den gleichen Bedingungen wie in Abschnitt 4 beschrieben.

Nach den Formeln 3.4 bis 3.12 wird die maximale Eintauchtiefe an der beschädigten Stelle ermittelt. Es ergibt sich eine Restfläche von 3739,99 m², der Schwerpunktabstand beträgt 0,611 m von der Hauptachse, das Trägheitsmoment um die Schwerpunktachse ist 583416,22 m⁴, das Kippmoment ergibt sich zu 385125,52 kgm, als zusätzliche Eintauchtiefe ergibt sich durch diese Werte 33,44 mm. Die theoretische Eintauchtiefe beträgt 241,77 mm, aus diesen beiden Werten ergibt sich eine maximale Eintauchtiefe von 274,21 mm bei einer Flüssigkeitsdichte von 700 kg/m³.

Zur Ermittlung der Eintauchtiefe im Leckagefall ist es ebenfalls erforderlich, ein weiteres Modell zu entwerfen, mit dem es möglich ist das komplette Schwimmdach zu simulieren, das Modell ist im Fall der Leckage in Abbildung 6.8 dargestellt. Um eine an das optimierte Modell

angepasste Vereinfachung zu erhalten, werden die wichtigsten Tragstrukturen, welche hauptsächlich zur Steifigkeit des Daches beitragen, modelliert. Dazu zählen die Hauptträger, die Schottwände und der Mittelponton mit Ausnahme der U- Profile. Die Balkensegmente werden teilweise durch durchlaufende Träger ersetzt, welche für die Steifigkeit des Bodenbleches notwendig sind. Die Versteifungen in den äußeren Pontonzellen werden als einzelne Profile modelliert, um das U- Profil nachzuempfinden. Werden diese als durchlaufende Träger modelliert, ergibt sich eine zu hohe Steifigkeit, wodurch das Schwimmdach an der defekten Stelle geringer eintaucht. Aufgrund der vereinfachten Modellierung muss in diesem Modell ebenfalls eine zusätzliche Belastung aufgebracht werden, diese wird als gleichmäßig verteilter Druck auf den Boden aufgebracht. Um das Modell zu validieren, wird wiederum die Eintauchtiefe im Normalzustand mit der Eintauchtiefe des 60° Ausschnitts im Normalzustand verglichen, hier ergibt sich eine maximale Abweichung von 0,7 mm, um welche das Gesamtmodell geringer eintaucht.

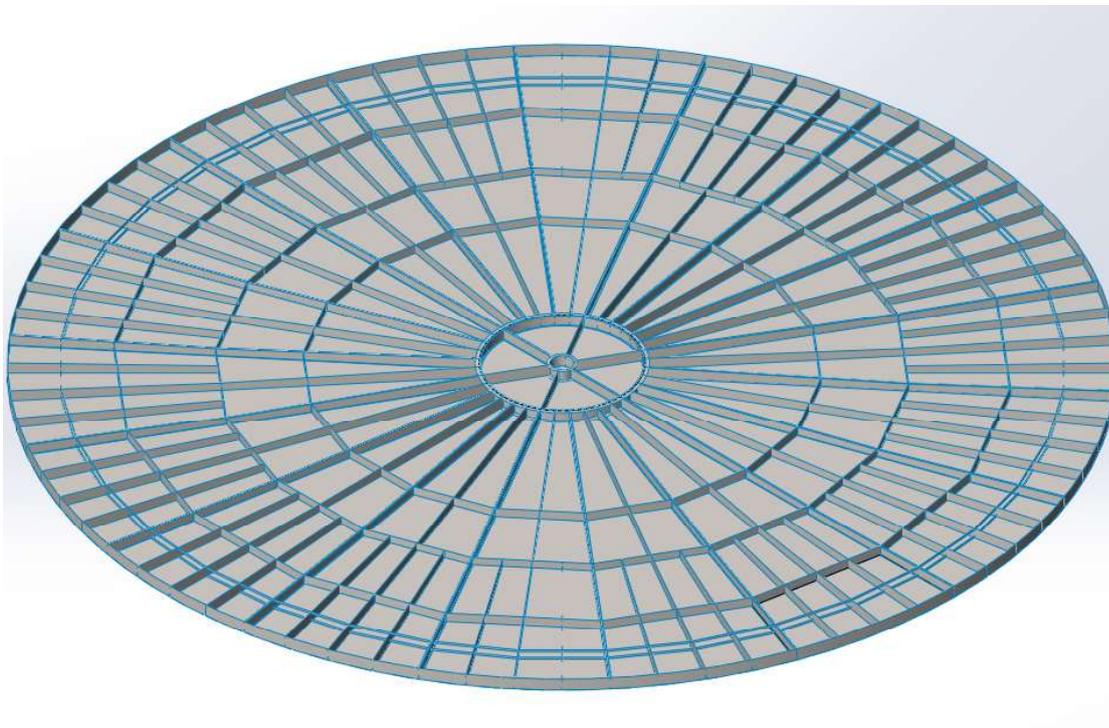


Abbildung 6. 8: Vereinfachtes Gesamtmodell der Optimierung

In Abbildung 6.9 ist die resultierende Eintauchtiefe des vereinfachten Modells dargestellt, es ist eindeutig der Bereich der beschädigten Zellen zu erkennen. Die Eintauchtiefe in diesem Fall ergibt am Randblech, in der Mitte der defekten Zellen, 288,8 mm. Die in der Abbildung zu erkennende maximale Absenkung befindet sich an den Deckblechen und wird für die Auswertung nicht beachtet.

Zwischen dem vorher berechneten Eintauchtiefe und dem Wert aus der Simulation liegt mit 14,59 mm eine relativ große Differenz. Wie in der Belastung durch den Regenfall ist die Differenz zwischen den beiden Werten relativ groß, diese ist ebenfalls auf das stärkere Einbeulen des Bodenbleches zurückzuführen, welches durch die Vergrößerung der Pontonzellen entsteht und somit einen geringeren Auftrieb als ein ideales Modell mit starrem Boden erzeugt.

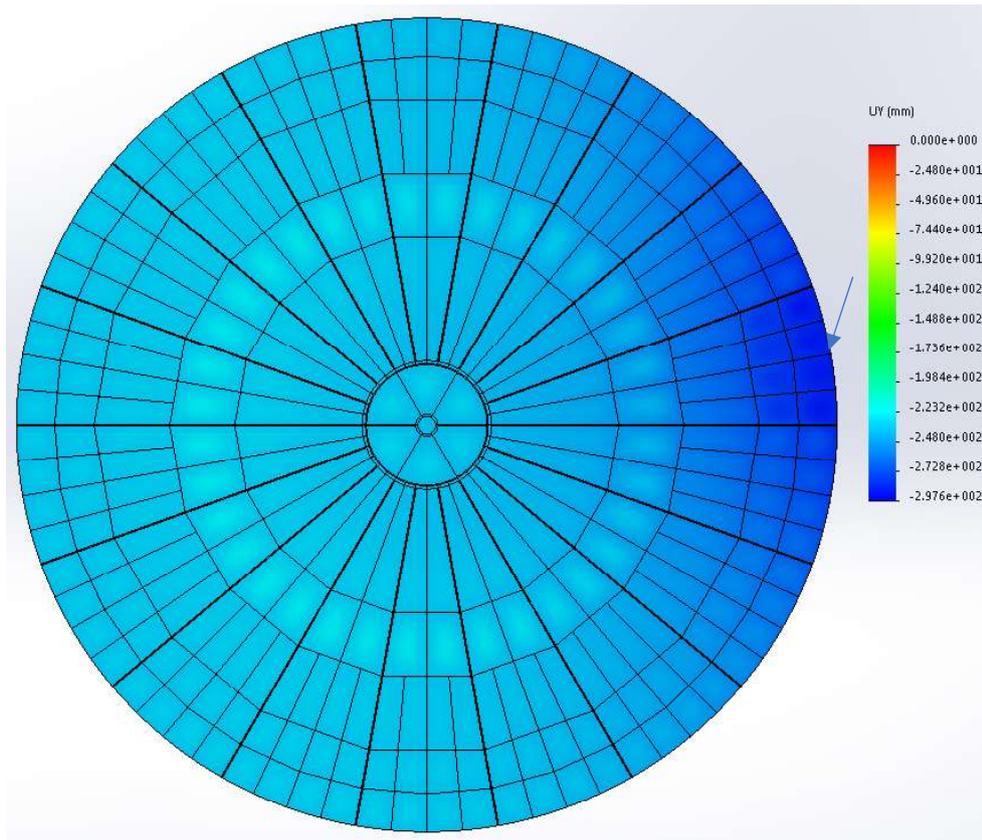


Abbildung 6. 9: Absenkung am optimierten Gesamtmodell bei Leckage

Allgemein ist an den Ergebnissen der Eintauchtiefe zu erkennen, dass es ausreichend ist diese mithilfe der analytischen Berechnung durchzuführen. Es entsteht bei allen FEM-Berechnungen der Eintauchtiefe eine Differenz zum vorher ermittelten Wert, allerdings schwankt der Wert am realen Schwimmdach aufgrund ungleichmäßig verteilter Gewichte, weshalb kein einheitliches Ergebnis erzielt werden kann. Somit ergibt sich eine Toleranz für die Werte der Eintauchtiefe, wodurch die Berechnung anhand des ideal steifen Körpers durchgeführt werden kann.

Mit dem 60° Ausschnitt werden nachfolgend die maximalen Spannungen, die im Fall der Leckage am Schwimmdach auftreten, ermittelt. In Abbildung 6.10 ist die Vergleichsspannung auf dem Deckblech dargestellt, diese liegt unterhalb der Spannung, die im Fall der Belastung mit Regenwasser auftritt. Die maximale Spannung tritt an der Stelle der Schottwand in den beschädigten Zellen auf. Diese erreicht einen maximalen Wert von 37,8 MPa, woraus sich ein Sicherheitsfaktor von 6,22 ergibt. Wie am Ausgangsmodell tritt die maximale Spannung an derselben Stelle auf. Es entsteht aufgrund der Durchbiegung der Balken und der Schottwand ein großer Höhenunterschied, woraus eine hohe Biege- und Zugbeanspruchung der Bleche entsteht. An den Hauptträgern ist die Spannung ebenfalls erhöht, diese wird durch die größere Auflagefläche und das Verformen der Gurte abgeschwächt.

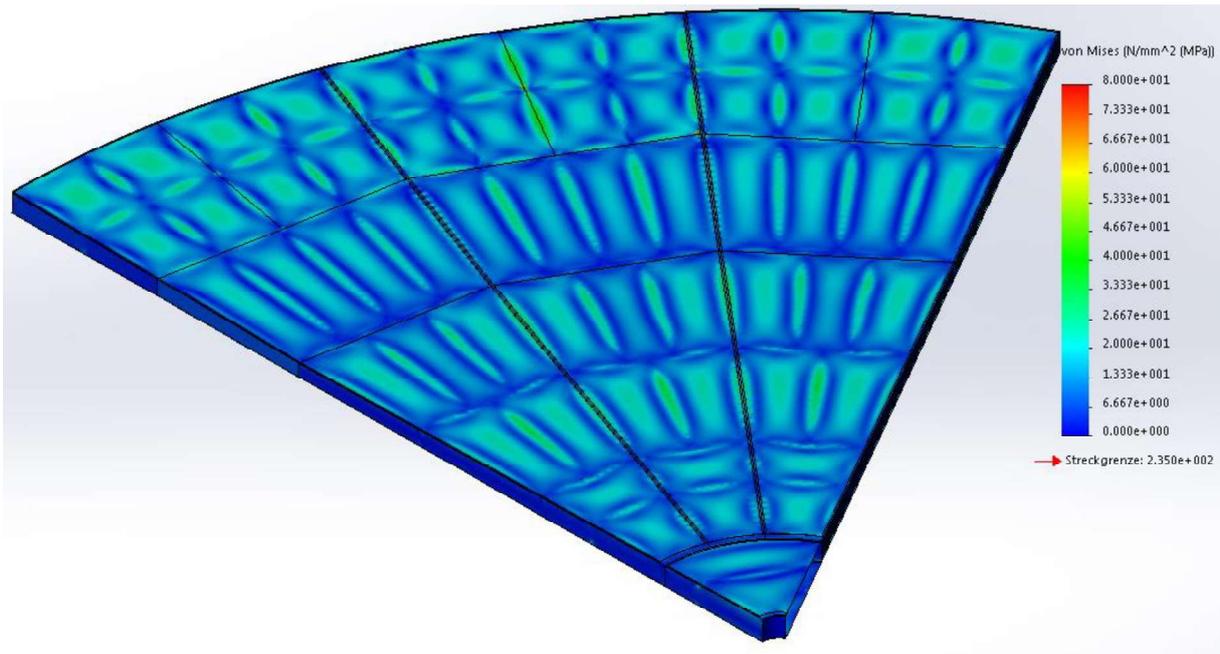


Abbildung 6. 10: Spannung an Optimierung bei Leckage

Aufgrund der Beschädigung und der daraus entstehenden höheren Belastung an der Unterseite, ist in diesem Fall die Belastung der Bodenbleche im Bereich um die Beschädigung höher als die der Deckbleche. Es wird die Spannungsverteilung größer 25 MPa in Abbildung 6.11 dargestellt.

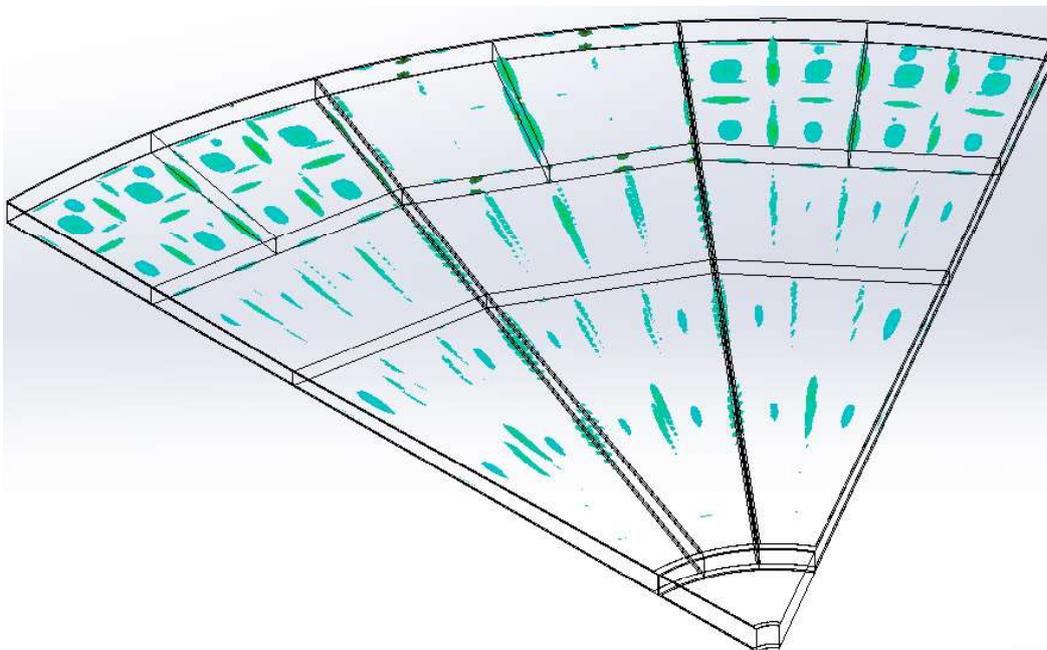


Abbildung 6. 11: Spannungsintensität größer 25 MPa an Optimierung bei Leckage

In Abbildung 6.12 ist zu erkennen, dass die Belastung des Randbleches hoch ist und die

Schottwand an den Verbindungsstellen mit den Balken besonders beansprucht wird. Dies entsteht aufgrund der Durchbiegung der Balken, die an den Stellen ein hohes Moment und Zugkräfte in die Wände einbringen. Die Spannung in den Verbindungsbereichen der Balken mit dem Randblech liegt bei 88,2 MPa, woraus eine Sicherheit gegen Fließen von 2,66 resultiert. Ebenso entsteht in den Hauptträgern im Bereich der defekten Zellen eine maximale Spannung, dort ergibt sich ein maximaler Wert von 45,8 MPa, es ergibt sich daraus eine Sicherheit von 5,13. Dieser Bereich ist aufgrund der wirkenden Druckspannung sowie der Biegung, welche aus dem Durchhängen der defekten Zelle und dem Eindrücken der intakten Zellen entsteht, besonders gefährdet unter der Belastung zu beulen, es handelt sich um ein Stabilitätsproblem.

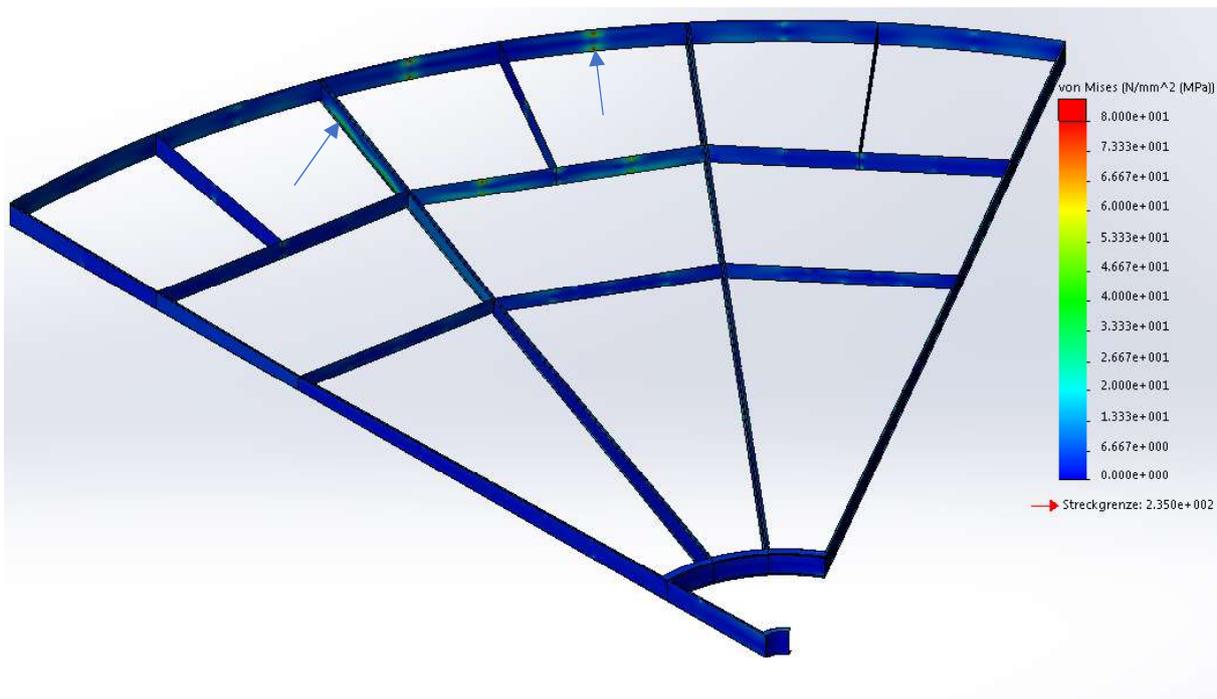


Abbildung 6. 12: Spannung der Tragstruktur an Optimierung bei Leckage

Die aus den Balken aufgebaute Tragstruktur ist bis auf die Balken in den leckgeschlagenen Pontonzellen und denen in der Pontonzelle davor sehr gering belastet. Die Spannung in den einzelnen Balken ist in Abbildung 6.13 dargestellt. Die maximal auftretenden Spannungen befinden sich an den senkrechten Stützprofilen (Abb. 6.14), diese werden durch das Durchhängen der Bleche und damit der Balkenstruktur stark gebogen, woraus ein hohes Biegemoment resultiert. In den Bereichen der festen Verbindung zwischen den Balken tritt in den senkrechten Stützprofilen eine Spannung von 244,6 MPa auf, diese überschreitet die maximal zulässige Spannung von 235 MPa, es sind somit an dieser Stelle besondere Maßnahmen vorzunehmen, um diese Spannung zu vermindern. Es ist möglich die Schweißverbindung anders auszuführen, so dass diese die auftretende Verformung in einem gewissen Maß elastisch zulässt, wodurch die auftretende Biegespannung verringert wird. Anderenfalls ist es möglich bei einem Leck in den Pontonzellen vorzusehen die betroffenen Stützprofile nach der Reparatur des Lecks zu tauschen oder eine genauere Untersuchung der betroffenen Stellen anhand eines feineren Simulationsmodells durchzuführen und Anpassungen vorzunehmen.

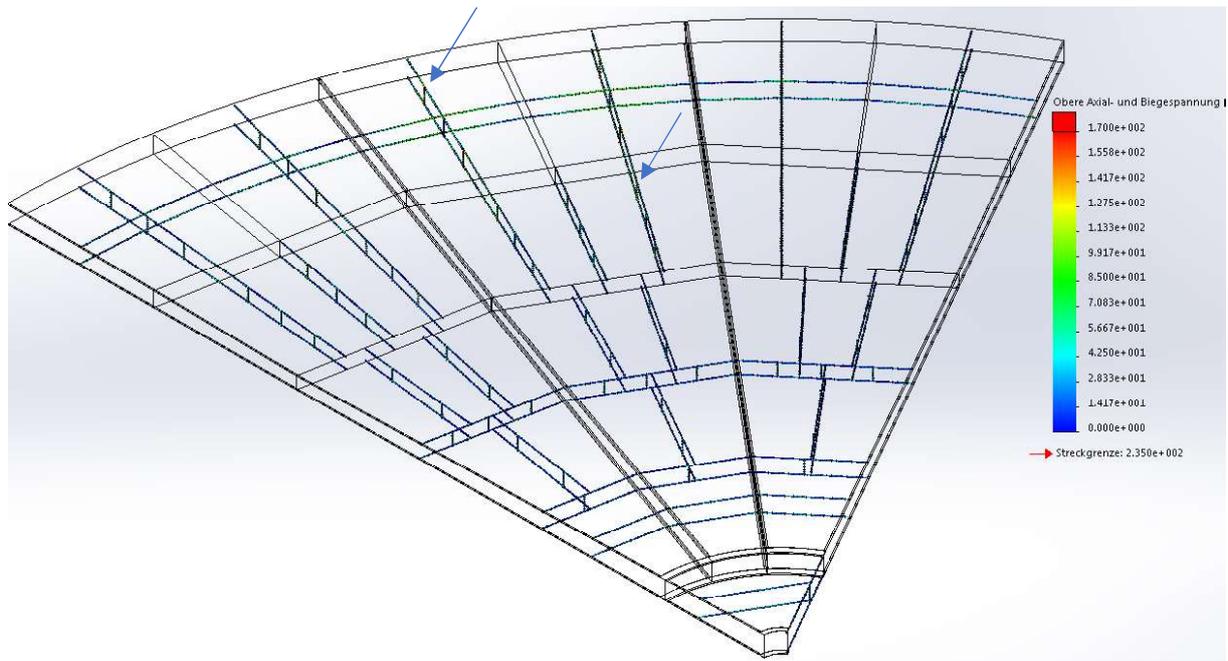


Abbildung 6. 13: Spannung in Balkensegmenten an Optimierung bei Leckage

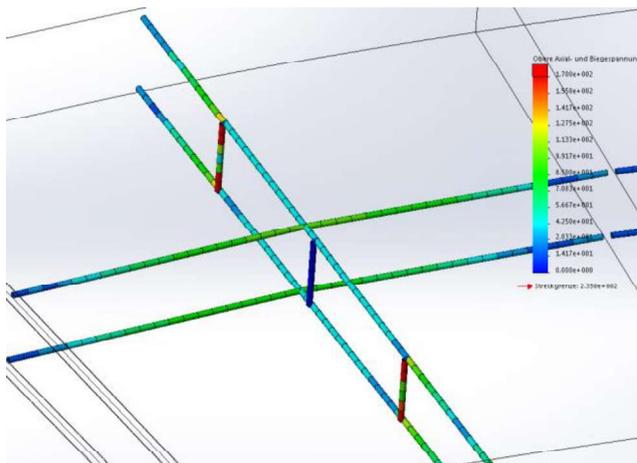


Abbildung 6. 14: Spannung an äußeren Balkensegmenten bei Leckage

In der davor angeordneten Pontonzelle (Abb. 6.15) ergibt sich aufgrund der Verformung der Balkensegmente, durch den höheren Druck auf der Unterseite sowie die Absenkung der defekten Pontonzellen, ebenfalls die maximale Spannung in den senkrechten Stützprofilen. Diese erreicht in diesem Fall 157,0 MPa, woraus eine Sicherheit von 1,50 abzuleiten ist.

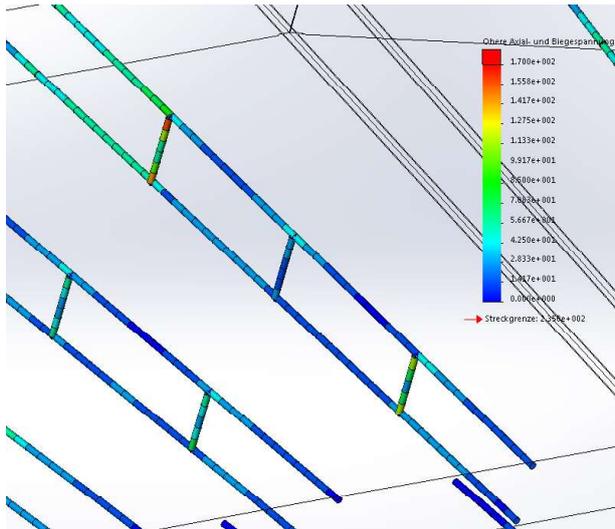


Abbildung 6. 15: Spannung an inneren Balkensegment bei Leckage

In Abbildung 6.16 ist eine 100-fache Vergrößerung der Durchbiegung der gesamten Tragstruktur im Leckagefall dargestellt. Zu erkennen sind die Durchbiegungen der Balkensegmente, woraus die hohe Beanspruchung der senkrechten Stützprofile resultiert, Detail siehe Anhang B.

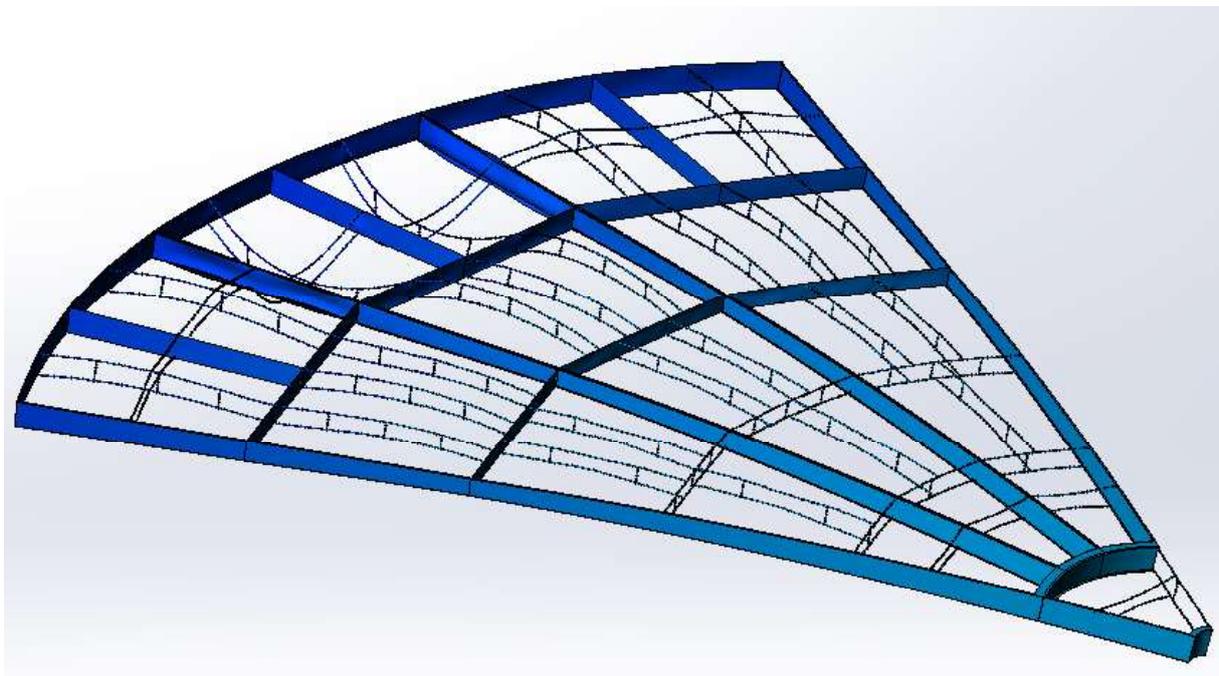


Abbildung 6. 16: Verformung der Tragstruktur bei Leckage, 100x vergrößert

Im Fall der Leckage sind die Tragstruktur sowie die Deck- und Bodenbleche, mit Ausnahme einiger Positionen sehr gering belastet. Die Stützprofile in der defekten Pontonzelle überschreiten aufgrund ihrer Beanspruchungsart die zulässige Spannung des Baustahls geringfügig, hier müssen nachfolgend weitere Maßnahmen zur Spannungsreduktion

getroffen oder eine lokale Simulation durchgeführt werden. Der Abstand der Flüssigkeitsoberfläche zur Randblechoberkante ergibt sich zu 561,2 mm. Es ergeben sich meist hohe Sicherheitswerte, daraus kann geschlossen werden, dass sich für das Schwimmdach im nicht simulierten Normalfall sehr geringe Spannungen und Eintauchtiefen ergeben.

7 Zusammenfassung und Ausblick

Um die Tragstruktur des Doppeldeckschwimmdaches zu untersuchen und anhand dieser Ergebnisse die Tragstruktur zu optimieren wird als Berechnungsgrundlage die DIN EN 14015 zugrunde gelegt. Aus dieser ergibt sich ein Normalfall, wobei das Schwimmdach nur durch dessen Eigengewicht belastet ist. Des Weiteren ist eine Regenlast definiert, woraus eine zusätzliche Wassersäule auf dem Dach aufgebracht hervorgeht, als dritter Fall wird eine Leckage in zwei benachbarten Pontonzellen angenommen.

Aufgrund der Größe des kompletten Schwimmdaches ist es erforderlich dieses für die Simulation zu vereinfachen und in der Komplexität zu begrenzen. Daraus resultiert, dass für die FEM- Simulation ein Ausschnitt des Schwimmdaches modelliert wird, welcher aus drei Segmenten besteht. Für die Simulation der Eintauchtiefe, im Fall der Leckage, ist es notwendig, ein sehr vereinfachtes Gesamtmodell des Schwimmdaches zu erstellen, um einen verlässlichen Wert für die Eintauchtiefe zu erhalten.

Für das Ausgangsmodell ergibt sich ein 45° Ausschnitt, anhand dieses Modells werden die drei Belastungen simuliert. Daraus ergeben sich in allen Fällen hohe Sicherheiten gegen plastische Verformung. Die Eintauchtiefe im Normal- und Regenfall sowie im Fall der Leckage ist im Vergleich zur Höhe des Randbleches mit einer hohen Sicherheit versehen, sodass keine Gefahr des Überflutens besteht. Die analytischen Berechnungen der Eintauchtiefe stimmen nahezu mit denen der FEM- Berechnung überein.

Anhand der Ergebnisse des Ausgangsmodells wird ersichtlich, dass an der Tragstruktur Einsparpotential hinsichtlich des Materialeinsatzes und der Anzahl der verwendeten Baugruppen vorhanden ist. Es wird die Höhe des Schwimmdaches um 200 mm verringert und der Winkel der Hauptträger auf 20° vergrößert. Viele Bauteile werden in ihrer Dicke und Breite reduziert, die U- Profile werden in ihrer Dimension sowie in ihrer Anzahl verringert.

Anhand dieser Maßnahmen wird die Anzahl der benötigten Segmente von 24 auf 18 reduziert, ebenfalls sinkt die Anzahl der benötigten Baugruppen aus U- Profilen von 302 auf 280, wobei sich zusätzlich der Fertigungsaufwand reduziert. Das Gesamtgewicht der Tragstruktur ist durch diese Maßnahmen von 171,19 t auf 89,12 t gesunken, dies entspricht einer Gewichtsreduzierung von ca. 48%. Die Deck- und Bodenbleche können aufgrund der gegebenen Vorgaben nicht optimiert werden.

Das optimierte Modell wird nachfolgend ebenfalls mittels FEM berechnet. Im Fall der Regenbelastung erhöhen sich die Spannungen in der Tragstruktur, es ergibt sich in diesem Fall eine ausreichend hohe Sicherheit gegen Fließen in den Bauteilen. Die ermittelten Werte der Eintauchtiefe ergeben eine größere Differenz, welche aufgrund der stärkeren Durchbiegung der Bodenbleche entsteht. Im Leckagefall wird in den meisten Bauteilen eine hohe Sicherheit erzielt. Die senkrechten Stützen der U- Profile in den leckgeschlagenen

Pontonzellen erzielen aufgrund der Verformung und Einspannungsbedingungen eine hohe Biegespannung, wodurch die Streckgrenze des Materials geringfügig überschritten wird. Das Gesamtmodell für die Eintauchtiefe bei Leckage ergibt ebenfalls eine größere Differenz zu dem analytisch errechneten Wert, dies hängt ebenfalls mit der Durchbiegung der Bodenbleche zusammen. Trotz der Höhenreduzierung des Daches ist eine ausreichende Sicherheit gegen Überfluten in beiden Lastfällen vorhanden.

Eine wesentliche Erkenntnis aus dieser Arbeit ist, dass es ausreichend ist, die Eintauchtiefe des Schwimmdaches mittels der analytischen Berechnung durchzuführen.

Hochbelastete Stellen sowie einige Schweißnähte sollten anhand von kleinen Modellen simuliert werden, es werden an dem erstellten Modell aufgrund der benötigten Netzgröße ungenauere Ergebnisse erzielt. Die Schweißnähte wurden komplett vernachlässigt und benötigen eine generelle Überprüfung.

Des Weiteren wird aufgrund der Beanspruchung in den dünnen Bauteilen, wie dem Hauptträger und Schottwänden, ein Stabilitätsproblem hervorgerufen, somit wird eine Beuluntersuchung der Tragstruktur erforderlich, um diese als sicher gegen Stabilitätsversagen nachzuweisen.

Durch eine weitere Überprüfung der Tragstruktur sowie einiger Anbauteile, ist es möglich weitere Gewichtseinsparungen zu erzielen. Dafür ist ein größerer Aufwand für die Berechnung notwendig, da dieses mit detaillierteren und kleineren Modellen durchgeführt werden muss.

Literaturverzeichnis

- [1] Long, B., Garner, B.: Guide to Storage Tanks & Equipment. John Wiley & Sons, 2004
- [2] DIN EN 14015:2004: Auslegung und Herstellung standortgefertigter, oberirdischer, stehender, zylindrischer, geschweißter Flachboden- Stahltanks für die Lagerung von Flüssigkeiten bei Umgebungstemperatur und höheren Temperaturen. Anhang D, 2005
- [3] Grote, K.-H., Feldhusen J. u.a.: Dubbel- Taschenbuch für den Maschinenbau. 24. Auflage Springer Vieweg, 2014
- [4] Brand, M.: FEM- Praxis mit SolidWorks. 3. Auflage, Springer Vieweg, 2016
- [5] SolidWorks Hilfe: Balken,
http://help.solidworks.com/2015/German/SolidWorks/cworks/c_Beams.htm, 07.08.2017
- [6] Nasdala, L.: FEM- Formelsammlung Statik und Dynamik. 3. Auflage, Springer Vieweg, 2015
- [7] Ihlenburg, F.: Vorlesung FEM, persönliche Mitschrift der Vorlesung FEM WiSe 2015, HAW Hamburg, 2016
- [8] Ihlenburg, F.: Vorlesung FEM, Folien zur Vorlesung FEM WiSe 2015, HAW Hamburg, 2016
- [9] Dassault Systems: SolidWorks Simulation Training, SolidWorks 2013, DPS Software GmbH, 2013
- [10] JPM Ingenieurtechnik GmbH: Zeichnungen TK 1361, Stand 09.06.2017
- [11] Gross, D., Hauger, W. u.a.: Technische Mechanik 2. 12. Auflage, Springer Vieweg, 2014
- [12] Kindmann, R.: Stahlbau Kompakt. Stahleisen Verlag, 2006
- [13] Statoil ASA: Auftragsbestätigung, Technical Data TK 1361
- [14] Kuan, S.-Y.: Design, Construction and Operation of the Floating Roof Tank, University of Southern Queensland, Bachelorarbeit, 2009

Anhang

A Zusammenbau der gesamten Tragstruktur

Anhand der Abbildungen ist der Aufbau der Tragstruktur zu erkennen.

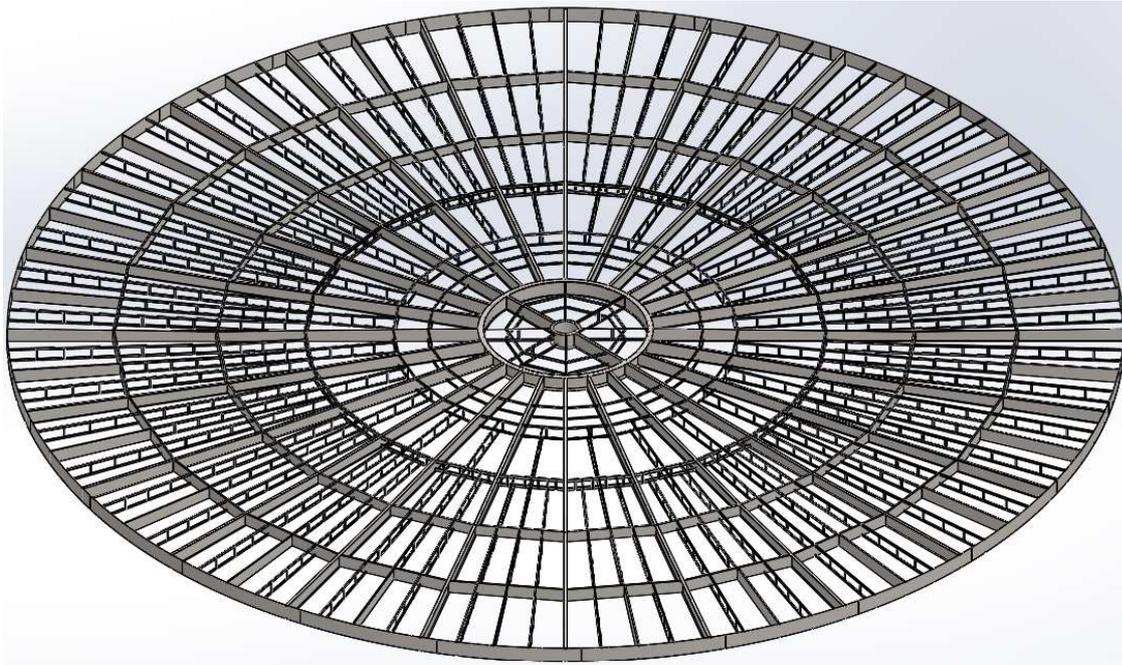


Abbildung A 1: Tragstruktur des Ausgangsmodelles

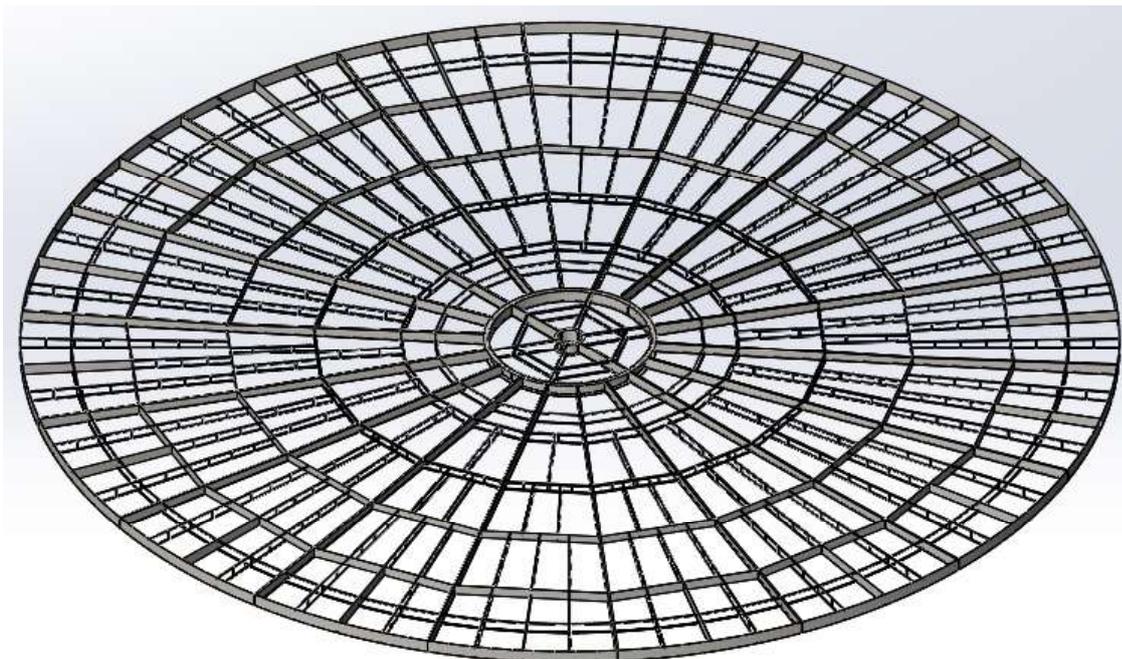


Abbildung A 2: Tragstruktur des optimierten Modelles

B Detailansichten einiger belasteter Bauteile

Details der höchst belasteten Bauteile am Ausgangsmodell

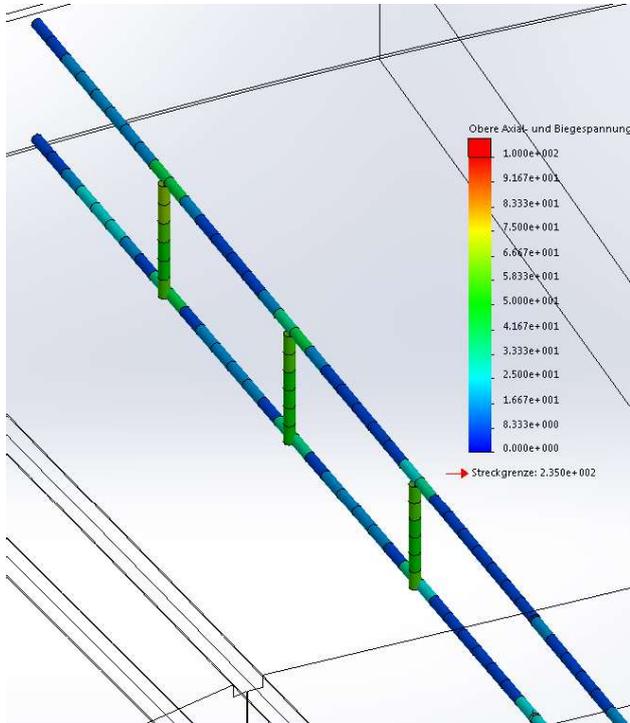


Abbildung B 1: Äußeres Balkensegment am Ausgangsmodell bei Regenlast

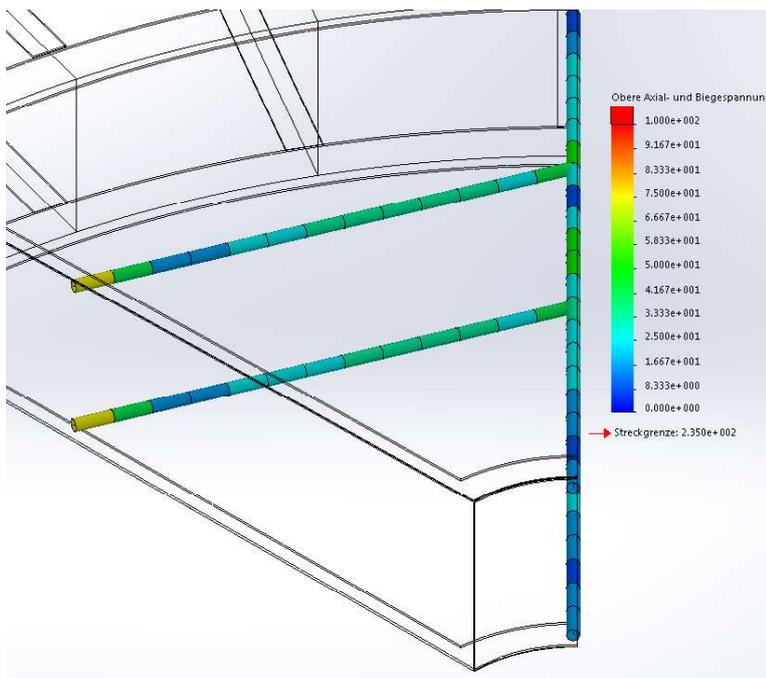


Abbildung B 2: Balken in Mittelponton bei Regenlast

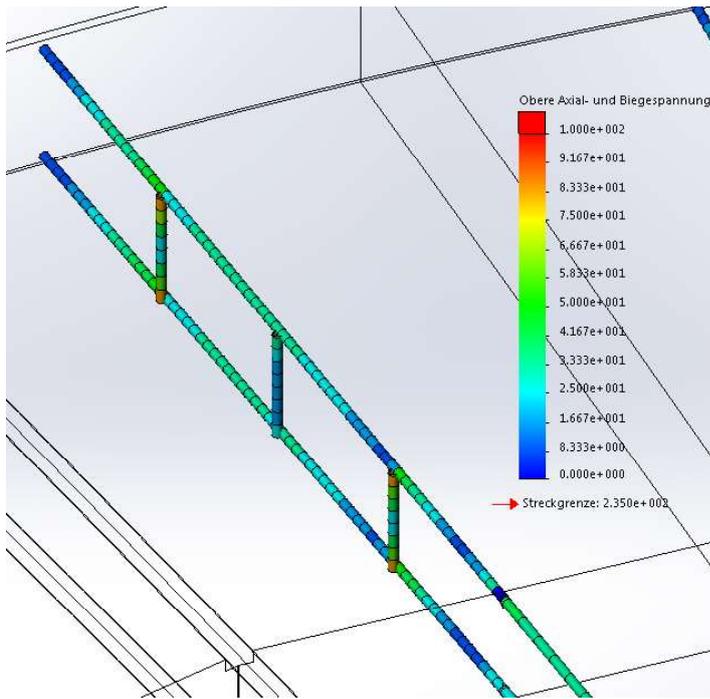


Abbildung B 3: Äußeres Balkensegment am Ausgangsmodell bei Leckage

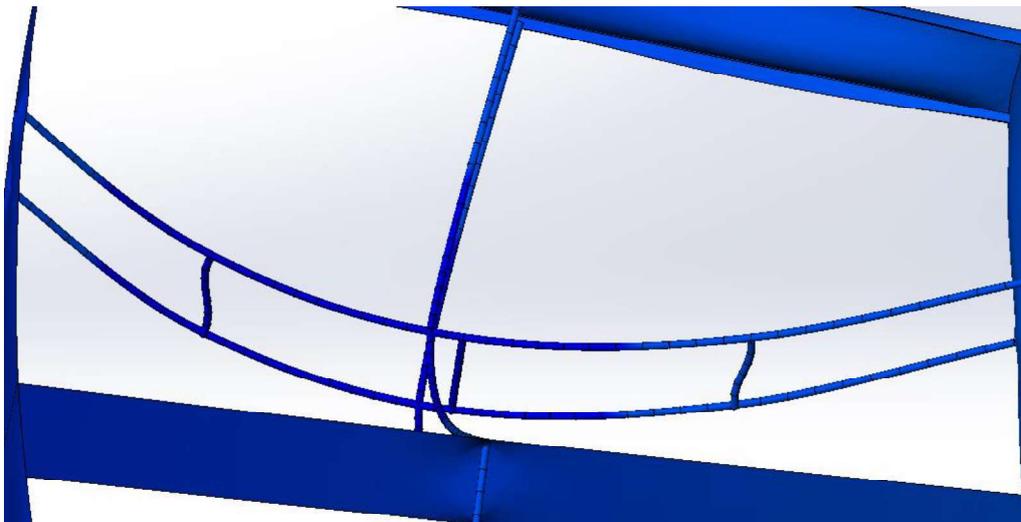


Abbildung B 4: Detailansicht der Verformung bei Leckage, 100x vergrößert



Erklärung zur selbstständigen Bearbeitung einer Abschlussarbeit

Gemäß der Allgemeinen Prüfungs- und Studienordnung ist zusammen mit der Abschlussarbeit eine schriftliche Erklärung abzugeben, in der der Studierende bestätigt, dass die Abschlussarbeit „– bei einer Gruppenarbeit die entsprechend gekennzeichneten Teile der Arbeit [(§ 18 Abs. 1 APSO-TI-BM bzw. § 21 Abs. 1 APSO-INGI)] – ohne fremde Hilfe selbstständig verfasst und nur die angegebenen Quellen und Hilfsmittel benutzt wurden. Wörtlich oder dem Sinn nach aus anderen Werken entnommene Stellen sind unter Angabe der Quellen kenntlich zu machen.“

Quelle: § 16 Abs. 5 APSO-TI-BM bzw. § 15 Abs. 6 APSO-INGI

Dieses Blatt, mit der folgenden Erklärung, ist nach Fertigstellung der Abschlussarbeit durch den Studierenden auszufüllen und jeweils mit Originalunterschrift als letztes Blatt in das Prüfungsexemplar der Abschlussarbeit einzubinden.

Eine unrichtig abgegebene Erklärung kann -auch nachträglich- zur Ungültigkeit des Studienabschlusses führen.

Erklärung zur selbstständigen Bearbeitung der Arbeit

Hiermit versichere ich,

Name: Bollweg

Vorname: Christian

dass ich die vorliegende Bachelorarbeit bzw. bei einer Gruppenarbeit die entsprechend gekennzeichneten Teile der Arbeit – mit dem Thema:

Untersuchung und Optimierung der Tragstruktur eines Doppeldeckschwimmdaches

ohne fremde Hilfe selbstständig verfasst und nur die angegebenen Quellen und Hilfsmittel benutzt habe. Wörtlich oder dem Sinn nach aus anderen Werken entnommene Stellen sind unter Angabe der Quellen kenntlich gemacht.

- die folgende Aussage ist bei Gruppenarbeiten auszufüllen und entfällt bei Einzelarbeiten -

Die Kennzeichnung der von mir erstellten und verantworteten Teile der -bitte auswählen- ist erfolgt durch:

Alveslohe

Ort

11.10.2017

Datum

Unterschrift im Original