



## Diplomarbeit

# Analyse der Konstruktionsmöglichkeiten von Lagertankdächern welche nach EN14015 errichtet werden und Bewertung ihrer Kosten mittels Vorkalkulation

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades eines Diplom-Ingenieurs  
eingereicht an der TU Wien, Fakultät für Maschinenwesen und Betriebswissenschaften von

**Mario Hoffmann**

Matr.Nr.: 0725560

unter der Leitung von

Univ.-Prof. Dr. Franz Rauscher

Institut für Konstruktionswissenschaften und Technische Logistik

Forschungsbereich Apparate- und Anlagenbau

begutachtet von

Univ.-Prof. Dr. Franz Rauscher

Institut für Konstruktionswissenschaften

und Technische Logistik

Getreidemarkt 9, 1060 Wien

Univ.-Prof. Dr. Georg Kartnig

Institut für Konstruktionswissenschaften

und Technische Logistik

Getreidemarkt 9, 1060 Wien

Ich nehme zur Kenntnis, dass ich zur Drucklegung meiner Arbeit unter der Bezeichnung  
**Diplomarbeit**  
nur mit Bewilligung der Prüfungskommission berechtigt bin.

*Eidesstattliche Erklärung*

Ich erkläre an Eides statt, dass die vorliegende Arbeit nach den anerkannten Grundsätzen für wissenschaftliche Abhandlungen von mir selbstständig erstellt wurde. Alle verwendeten Hilfsmittel, insbesondere die zugrunde gelegte Literatur, sind in dieser Arbeit genannt und aufgelistet. Die aus den Quellen wörtlich entnommenen Stellen, sind als solche kenntlich gemacht.

Das Thema dieser Arbeit wurde von mir bisher weder im In- noch Ausland einer Beurteilerin/einem Beurteiler zur Begutachtung in irgendeiner Form als Prüfungsarbeit vorgelegt. Diese Arbeit stimmt mit der von den Begutachterinnen/Begutachtern beurteilten Arbeit überein.

30. Juni 2018  
Wien, Monat Jahr

  
Unterschrift

# TU

TECHNISCHE UNIVERSITÄT WIEN

Ich habe zur Kenntnis genommen, dass ich zur Drucklegung meiner Arbeit unter der Bezeichnung

## DIPLOMARBEIT

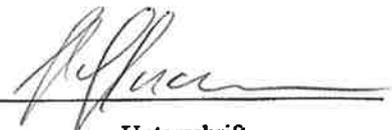
nur mit Bewilligung der Prüfungskommission berechtigt bin.

Ich erkläre weiters an Eides statt, dass ich meine Diplomarbeit nach den anerkannten Grundsätzen für wissenschaftliche Abhandlungen selbständig ausgeführt habe und alle verwendeten Hilfsmittel, insbesondere die zugrunde gelegte Literatur genannt habe.

Weiters erkläre ich, dass ich dieses Diplomarbeitsthema bisher weder im In- noch im Ausland (einer Beurteilerin/einem Beurteiler zur Begutachtung) in irgendeiner Form als Prüfungsarbeit vorgelegt habe und dass diese Arbeit mit der vom Begutachter beurteilten Arbeit übereinstimmt.

Wien, am

1.6.2018



Unterschrift

# Analyse der Konstruktionsmöglichkeiten von Lagertankdächern welche nach EN14015 errichtet werden und Bewertung ihrer Kosten mittels Vorkalkulation

Ing. Mario Hoffmann BSc  
Apparatebau, Technische Universität Wien

# Inhaltsverzeichnis

<b>1</b>	<b>Abstract</b>	<b>5</b>
<b>2</b>	<b>Vorwort</b>	<b>6</b>
<b>3</b>	<b>Berechnungsgrundlagen</b>	<b>7</b>
3.1	Übersicht über die verwendeten Normen . . . . .	7
3.2	Einführung der EN14015 . . . . .	9
3.2.1	Probleme bei der Einführung der EN 14015 . . . . .	11
3.3	Flachboden Stahltanks EN14015 . . . . .	13
3.3.1	Nationales Vorwort . . . . .	13
3.3.2	Vorwort . . . . .	13
3.3.3	Anwendungsbereich . . . . .	14
3.3.4	Anforderungen . . . . .	14
3.3.5	Unlegierte Stähle . . . . .	16
3.3.6	Nicht rostende Stähle . . . . .	18
3.3.7	Lastannahmen . . . . .	18
3.3.8	Auslegung von Festdächern . . . . .	18
3.3.9	Prüfung und Inspektion . . . . .	24
3.4	Grundlagen der Tragwerksplanung nach EN 1990 . . . . .	26
3.4.1	Nationales Vorwort . . . . .	26
3.4.2	Geltungsbereich . . . . .	26
3.4.3	Nachweisverfahren mit Teilsicherheitsbeiwerten . . . . .	26
3.4.4	Nachweise für Grenzzustände der Tragfähigkeit . . . . .	27
3.4.5	Bestimmung der Einwirkungskombinationen . . . . .	28
3.5	Allgemeine Einwirkungen - Schneelasten nach EN 1991-1-3 . . . . .	34
3.5.1	Nationales Vorwort . . . . .	34
3.5.2	Geltungsbereich . . . . .	34
3.5.3	Klassifikation von Einwirkungen . . . . .	34
3.5.4	Schneelast auf Dächern . . . . .	35
3.6	Allgemeine Einwirkungen - Windlasten nach EN 1991-1-4 . . . . .	38
3.6.1	Nationales Vorwort . . . . .	38
3.6.2	Geltungsbereich . . . . .	38
3.6.3	Erfassung der Windeinwirkungen . . . . .	38
3.6.4	Windgeschwindigkeit und Geschwindigkeitsdruck . . . . .	39
3.6.5	Aerodynamische Beiwerte - Außendruckbeiwerte . . . . .	41

3.7	Silos nach EN 1993-4-1 . . . . .	43
3.7.1	Nationales Vorwort . . . . .	43
3.7.2	Freitragende Kegeldächer . . . . .	43
3.8	Tankbauwerke nach EN 1993-4-2 . . . . .	45
3.8.1	Nationales Vorwort . . . . .	45
3.8.2	Anwendungsbereich . . . . .	45
3.8.3	Bemessung kreisförmiger Dachtragwerke . . . . .	46
3.8.4	Vereinfachte Bemessung . . . . .	47
3.9	Trägerberechnung nach EN 1993-1-1 . . . . .	53
3.9.1	Querschnittsnachweis . . . . .	54
3.9.2	Stabilitätsnachweis für Druckstäbe . . . . .	57
3.9.3	Stabilitätsnachweis für Stäbe unter Druck und Biegung um die y-y Achse . . . . .	59
3.10	Berechnung des Bleches zwischen Sparren . . . . .	62
3.10.1	Berechnung nach EN 1993-1-6 . . . . .	63
<b>4</b>	<b>Kalkulationsgrundlagen</b>	<b>66</b>
4.1	Einführung . . . . .	66
4.1.1	Definitionen . . . . .	66
4.2	Kalkulation und Beschreibung der Arbeitsprozesse . . . . .	68
4.2.1	Herstellungskosten . . . . .	69
4.2.2	Materialgesamtkosten . . . . .	70
4.2.3	Werkstattfertigungsgesamtkosten . . . . .	71
4.2.4	Montagegesamtkosten . . . . .	72
4.2.5	Subunternehmergesamtkosten . . . . .	74
4.2.6	Fertigungsstunden der Werkstatt . . . . .	75
4.2.7	Fertigungsstunden der Montage . . . . .	78
4.3	Arbeitsabläufe . . . . .	80
<b>5</b>	<b>Analyse</b>	<b>81</b>
5.1	Festlegung von Standards . . . . .	81
5.2	Analyse von Membrandächern . . . . .	83
5.2.1	Einfluss des Kegelwinkels auf Dächer aus unlegiertem Stahl . . . . .	83
5.2.2	Einfluss des Kegelwinkels auf Dächer aus legiertem Stahl . . . . .	84
5.2.3	Einfluss des Kugelradius auf Dächer aus unlegiertem Stahl . . . . .	85
5.2.4	Einfluss des Kugelradius auf Dächer aus legiertem Stahl . . . . .	86
5.2.5	Einfluss der Schweißverbindung bei kegeligen Dächern aus unlegiertem Stahl . . . . .	87
5.2.6	Einfluss der Schweißverbindung bei kugeligen Dächern aus unlegiertem Stahl . . . . .	88
5.2.7	Einfluss des verwendeten Werkstoffes auf Kugelsegmentdächer . . . . .	89
5.3	Analyse von verstärkten Kugelsegmentdächern . . . . .	91
5.3.1	Ideale Querschnitte für Ring- und Quersteifen . . . . .	91
5.3.2	Verwendete Sparrenquerschnitte . . . . .	93

5.3.3	Analyse der Sparrenquerschnitte bei unlegierten Stählen . . . . .	95
5.3.4	Analyse der Sparrenquerschnitte bei legierten Stählen . . . . .	98
<b>6</b>	<b>Schlusswort</b>	<b>100</b>
<b>7</b>	<b>Anhang A</b>	<b>101</b>
<b>8</b>	<b>Anhang B</b>	<b>111</b>
<b>9</b>	<b>Anhang C - Beispielstatik - Membrandach 15° D=4m</b>	<b>114</b>
<b>10</b>	<b>Anhang D - Beispielstatik - Kugelsegmentdach, U Träger, D=24m</b>	<b>119</b>
<b>11</b>	<b>Anhang E - Durchbiegung der Dachhaut</b>	<b>133</b>

# 1 Abstract

Diese Arbeit untersucht die Kosteneinflüsse unterschiedlicher Festdachkonstruktionen von Lagertanks die nach EN 14015 geplant und gebaut werden. Nach einer Einführung über die Entstehung der EN14015 und ihre Schwesternormen wird auf die technischen Inhalte der Normen eingegangen und die verschiedenen Problemstellungen diskutiert und entsprechende Lösungsansätze erarbeitet. Anschließend werden 280 verschiedene Tankdächer statisch berechnet und mittels Vorkalkulation ihre Kosten bewertet. Dabei wird untersucht wie sich die einzelnen technischen Entscheidungen finanziell auswirken und wie möglichst kosteneffizient geplant werden kann. Das Ergebnis dieser Arbeit richtet sich vor allem an Hersteller, die sich durch eine kosteneffiziente Bauweise gegenüber ihren Mitbewerbern abheben wollen.

This paper examines the cost impacts of roof constructions of storage tanks, which are designed and built in accordance with EN 14015. After an introduction about the origin of the EN14015 and related standards, the technical content of those standards will be discussed, and appropriate solutions will be developed. Afterwards 280 different tank roofs will be statically computed and evaluated using a pre-calculation cost model. The influence of the various technical choices on the project costs will be investigated. The result of this work is primarily for manufacturers who want to use a cost-effective design to get a benefit against their competitors.

## 2 Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand im Zeitraum von August 2013 bis Mai 2018, und begann während meines Traineeprogramms bei einem internationalen Anlagenbauer.

In den Jahren 2009 bis 2012 arbeitete ich aktiv an der Gestaltung von Normen im Österreichischen Normungsinstitut mit und vertrat meinen Arbeitgeber in den Fachgremien ON-K 176 - Belastungen im Bauwesen und ON-K 132 - Behälter sowie Ausrüstungen für Tankstellen und Lagertanks. Schon damals wurde mir bewusst wie kompliziert die einzelnen Verordnungen und Normen mit einander verstrickt sind und ich begann mich mit den 'neuen' Normen zu beschäftigen.

Die Berechnung von Lagertanks gestaltet sich schwierig und unterliegt zur Zeit einem Wandel. Während sich Deutschland nach wie vor gegen die Einführung der EN14015 wehrt, ist diese in Österreich längst zur Standardnorm für die Herstellung von Tanks geworden. Viele Kunden schätzen die klar definierten Aufgaben und Verantwortlichkeiten zwischen Hersteller und Auftraggeber, doch vielen ist nicht klar, welche Herausforderungen diese Entscheidung für Berechnungsingenieure mit sich bringt. Den leider ist die EN14015 für sie nur bedingt einzusetzen.

Im Laufe der letzten Jahre stellte sich mir deshalb immer öfter die Frage, ob man die Konstruktionsmöglichkeiten, die nach den verschiedenen Normen zur Verfügung stehen, nicht hinsichtlich ihrer Wirtschaftlichkeit optimieren könnte, weshalb ich mich dann schlussendlich für die Durchführung dieser Diplomarbeit entschieden habe.

Mir war es immer wichtig, mich nicht nur theoretisch zu bilden, sondern auch praktische Erfahrung zu sammeln, weshalb ein Teil meines Traineeprogramms auch auf Baustellen absolviert wurde. Nachdem ich am Anfang des Programms eine Prüfung als WIG Schweißer abgelegt hatte, begann meine siebenmonatige Zeit als Monteur, in der ich auf mehreren nationalen und internationalen Baustellen tätig war. In dieser Zeit sammelte ich viele Erfahrungen und dokumentierte Arbeitsabläufe um selbige klar strukturiert in meine Arbeit einfließen lassen zu können.

## 3 Berechnungsgrundlagen

Die Berechnung von Lagertanks, und die Berechnung von Lagertankdächern im speziellen, ist eine äußerst komplexe Angelegenheit. Dazu reicht es nicht, sich an eine einzige Norm zu halten, sondern man muss sich mit vielen verschiedenen Normen befassen ohne den Fokus auf die einzelnen Geltungsbereiche zu verlieren.

Diese Arbeit befasst sich mit der Berechnung von Lagertankdächern nach EN 14015, welche man als übergeordnete Tanknorm bezeichnen kann.

### 3.1 Übersicht über die verwendeten Normen

Normen werden über mehrere Jahre auf nationaler und internationaler Ebene entwickelt, dabei befassen sich je nach Norm unterschiedliche Normen Komitees mit dieser Aufgabe. Durch die Europäisierung des Normungswesens in den letzten Jahren wurden relativ zeitgleich viele verschiedene Normen entwickelt. Dies hatte oft zur Folge, dass nicht von vorne herein klar war, was nun konkret in den einzelnen Normen Einzug findet. So passierte es häufig, dass eine Norm auf eine andere verweist, ohne dass in der genannten Norm eine entsprechende Regelung zu finden ist.

Wie in Bild 3.1 zu sehen ist, reicht die EN 14015 nicht aus um ein Tankdach statisch auslegen zu können. Es bedarf einer Vielzahl weiterer Normen, um die entsprechenden Berechnungen durchführen zu können.

Belastungen im Bauwesen werden aus den entsprechenden Eurocodes entnommen. Für die Berechnung von Tankdächern werden dafür EN 1991-1-3 Schneelasten und EN 1991-1-4 Windlasten benötigt, eine Einwirkung aufgrund von Erdbeben muss für das Dach nicht berücksichtigt werden.

Tankdächer werden in unverstärkte Dächer (sog. Membrandächer) und in verstärkte Dächer unterteilt. Des Weiteren können Tankdächer in einer kegeligen und kugeligen Bauweise ausgeführt sein. Für beide Membrandächer existieren Berechnungsformeln in der EN 14015, die aber laut dem Nationalen Anhang ÖNORM EN 14015- B in Österreich nicht zur Anwendung kommen dürfen. Statt dessen werden auf die beiden Eurocode Normen EN 1993-4-1 für Kegeldächer und EN 1993-4-2 für Kugeldächer verwiesen, wobei

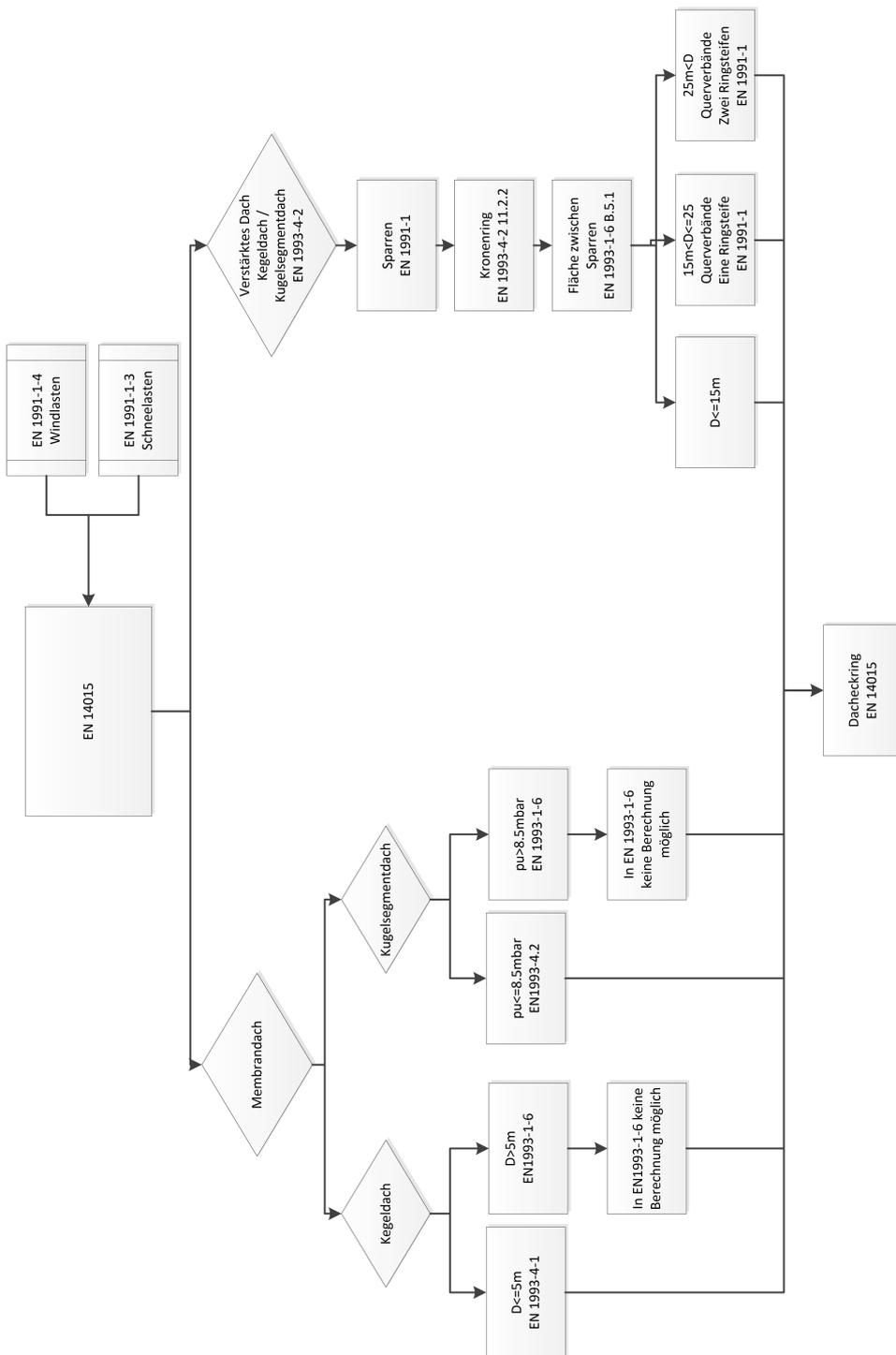


Abbildung 3.1: Übersicht der Normen zur Berechnung von Lagertankdächern

beide wiederum Einschränkungen enthalten und weiter auf die EN 1993-1-6 verweisen, welche nur allgemeine Regeln für Schalen enthält. Dies bedeutet:

*Kegelige Membrandächer mit einem Dachdurchmesser über 5m können in einfacher Weise nicht nach EN 14015 berechnet werden.*

*Kugelige Membrandächer mit einem maximalen Unterdruck von über 8,5mbar können nicht in einfacher Weise nach EN 14015 berechnet werden.*

Eine Einschränkung dieser Form ist aus älteren oder verwandten Lagertanknormen nicht bekannt und stellt eine starke Einschränkung der Gestaltungsmöglichkeiten dar.

Bei hohen Unterdrücken sind reine Membrandächer unwirtschaftlich und es kommen vermehrt Dächer mit Verstärkungen zum Einsatz, bei diesen Typen kommt es leider zu einer noch größeren Einschränkung. Die EN 14015 verweist zur Berechnung von verstärkten Dächern auf die Tanknorm EN 1993-4-2, die sich aber ausschließlich mit Kugelsegmentdächern beschäftigt.

*Kegelige verstärkte Dächer können also nicht nach EN 14015 berechnet werden.*

Für die Berechnung der Sparren wird auf die EN 1993-1 verwiesen und der Kronenring kann nach EN 1993-4-2 berechnet werden.

Ein weiteres Problem stellt die Berechnung des Dachbleches zwischen den Sparren her. Einen statischen Nachweis um die Festigkeit des Dachbleches zwischen den Sparren nachzuweisen, sucht man in der EN14015 vergeblich. Da ein solcher Nachweis jedoch in der Mehrheit der anderen Tanknormen gefordert ist sollte er in jedem Fall geführt werden.

Die Stabilität der Ring- und Quersteifen werden mit der Trägernorm EN 1993-1, Allgemeine Bemessungsregeln für den Hochbau, nachgewiesen.

Die Berechnung des Dacheckringes erfolgt nach EN 14015.

## **3.2 Einführung der EN14015**

Bevor hier auf die Problematik der EN 14015 eingegangen wird soll kurz eine Übersicht über wichtige Lagertanknormen aus dem deutschen Sprachraum gegeben werden.

ÖNORM C 2125 Teil 1,2 und 3

Fachnormenausschuss 132

Oberirdische zylindrische Flachbodenbehälter aus metallischen Werkstoffen

Österreichisches Normungsinstitut  
wurde im April 1977 ausgegeben und im Mai 2005 zurückgezogen.

DIN 4119 Teil 1,2 und 3  
Fachnormenausschuss Bauwesen im Deutschen Normen Ausschuss  
Oberirdische zylindrische Tankbauwerke aus Stahl  
Deutsches Institut für Normung DIN  
wurde im Oktober 1961 ausgegeben war in Deutschland teilweise gültig bis 2010.

VDTÜV Tankanlagen 960-2002/1  
Richtlinie für die Herstellung von Flachbodentanks mit besonderen Anforderungen  
Vereinbarung zwischen VDTÜV Verband der Technischen Überwachungs-Vereine e.V.  
und dem FDBR Fachverband Dampfkessel-,Behälter- und Rohrleitungsbau e.V. .  
Gültig seit Jänner 2002.

ÖNORM EN 1993-4-2  
Eurocode 3: Bemessung Konstruktion von Stahlbauten Teil 4-2: Tankbauwerke  
ONK 013 - Stahl-, Verbund- und Aluminiumbau  
Österreichisches Normungsinstitut ÖNorm  
Gültig seit Februar 2007

Dabei wurden die verschiedenen Regelwerke immer komplexer und ihr Umfang erhöhte sich drastisch. Leider passierte es im Laufe der Zeit immer wieder, dass wichtige Beschreibungen, Skizzen oder Hinweise aus den Normen verschwanden. Ein bekanntes Beispiel dafür ist z.B. die Beschreibung des Unterschiedes zwischen eines Rippengespärres und eines Rippenrostgespärres, war diese Erklärung in der DIN 4119 von 1961 noch enthalten, verschwand diese in späteren Ausgaben (Siehe dazu Abbildung 3.5). Dies macht es für den Anwender oft nötig mit mehreren, bereits zurück gezogenen Normen zu arbeiten.

Ein weiteres solches Beispiel ist die Berechnung von kugeligen Membrandächern. War es nach der früheren DIN 18800-4 noch möglich diese mit einfachen "Handformeln" zu berechnen, fehlt dieser Nachweis in ihrer Nachfolgenorm EN 1993-1-6 vollständig.

Abgesehen von der VDTÜV Vereinbarung aus dem Jahr 2002, gab es in keinem anderen Regelwerk einen vollständigen Nachweis von Lagertanks.

Eine wichtige Feststellung ist daher:

*Eine Berechnung von Tanks " nur " nach EN 14015 oder der EN 1993-4-2 ist nicht möglich!*

Dr. Gerhard Bundenthal, meinte dazu in einem Artikel von 2004 des Tüv Süd:

Aufgrund der fehlenden Angaben von Berechnungsgleichungen zur Bemessung und Konstruktion z.B. von Gespärredächern, z.B. von Tank-Verankerungen, kann der Anwender mit der prEN 14015-1 ohne Zuhilfenahme zusätzlicher Festlegungen ein Flachbodentank- Bauwerk nicht vollständig dimensionieren. [22]

Es ist daher unbedingt notwendig, dass Auftraggeber und Hersteller sich von Anfang an mit diesem Thema beschäftigen und die zulässige Verwendung von Normen schon im Anfangsstadium regeln.

### 3.2.1 Probleme bei der Einführung der EN 14015

In den 60er bis 90er Jahren des letzten Jahrhunderts kam es zu immer mehr Lagertankbauten, was die Entwicklung der DIN 4119 und später in Österreich der ÖNORM C 2125 nötig machte. Innerhalb von Europa galten dann so viele verschiedene Regelwerke, die sich teilweise sogar widersprachen, das dies die Entwicklung einer einheitlichen europäischen Tankbaunorm für alle CEN Mitglieder erforderlich machte. (siehe [24])

Aus diesem Grunde wurde ein Gremium mit der Bezeichnung TC 265 gebildet, welches diese Aufgabe bewältigen sollte. Das Gremium begann seine Arbeit bereits 1988 und benötigte mehr als 15 Jahre um die erste preNorm auszugeben. Aufgrund eines Stillhalteabkommens wurden parallel dazu die noch gültigen Normen (DIN 4119, ÖNorm C 2125) nicht mehr mit den bauaufsichtlich zugelassenen Stahlbauvorschriften in Einklang gebracht. Dieser Umstand machte die Entwicklung der VDTÜV Vereinbarung notwendig, die im Jahre 2002 zwischen Betreibern und TÜV abgeschlossen wurde. Diese Vereinbarung entspricht immer noch dem Stand der Technik und hat bis heute nichts an ihrer Notwendigkeit verloren.

Die EN 14015 ist aus der britischen BS 2654 entstanden und deckt sich teilweise auch mit der API Standards 650. Ein weiteres Novum der EN14015 ist der vermehrte Einsatz von Tabellen und Schaubildern zur Auswahl von Konstruktionsdetails, wie etwa Mindestblechdicken und Stützengrößen, man versucht damit offensichtlich den Berechnungsaufwand zu reduzieren und orientiert sich stark an den amerikanischen Normen, den Gestaltungsspielraum für die Anwender stark einzuschränken.

Das Konzept der Bemessung von Grenzzuständen fand keinen Einzug in die Berechnung, was zu einer potentiellen Fehlerquelle beim wechseln zwischen den Normen führt. Auch die geforderten Lastkombinationen orientieren sich nicht an den den Lastkollektiven die im Eurocode 1991 gefordert sind, doch dazu mehr im Kapitel 3.4 Grundlagen der Tragwerksplanung nach EN 1990 auf Seite 26.

So entwickelten sich zwei verschiedene Normen parallel, die sich teilweise überschneiden, dann widersprechen und sich schließlich wieder auf einander beziehen. In Deutschland wurde die EN 1993-4-2 von Seitens der Bauaufsicht als technische Baubestimmung nominiert, obwohl diese nicht vollständig ohne EN 14015 anwendbar ist.

Der stellvertretende Obmann des entsprechenden Arbeitsausschüssen der DIN, DI Jan van Ommen meinte dazu:

Im Tankbau waren schon immer teilweise überlappende Vorschriften der Behörden und des Auftraggebers zu berücksichtigen. Tankbau ist zudem nun einmal eine Mischung aus Stahl- und Druckbehälterbau. Beim Bau eines in Deutschland zu errichtenden Flachbodentanks sollte deshalb der Tank nach EN 14015 ausgelegt und gleichzeitig der Nachweis geliefert werden, dass auch die Forderungen nach EN 1993-4-2 erfüllt sind. [30]

Im Gegensatz zu Deutschland hat sich sich in Österreich die Verwendung der EN14015 aber weitgehend durchgesetzt. Diese Arbeit befasst sich daher mit den Möglichkeiten die diese Norm zulässt und versucht Regeln zu entwickeln mit deren Hilfe eine möglichst wirtschaftliche Gestaltung von Lagertankdächern gewährleistet werden kann.

## 3.3 Flachboden Stahltanks EN14015

Dieses Kapitel beschäftigt sich mit der ÖNORM EN 14015 Ausgabe 2005-05-01,

“Auslegung und Herstellung standortgefertigter, oberirdischer, stehender, zylindrischer, geschweißter Flachboden-Stahltanks für die Lagerung von Flüssigkeiten bei Umgebungstemperatur und höheren Temperaturen“. [11]

### 3.3.1 Nationales Vorwort

Die für die Berechnung eines Lagertankdaches relevanten Einschränkungen im Nationalen Vorwort [11] sind:

**Tragkonstruktion für Dächer** - Im Abschnitt 10.3.1 der Norm [11] wird auf die Auslegung auf ENV 1993-1-1 [13] verwiesen, da jedoch keine ausreichenden Angaben gemacht werden, wird weiter auf die Anwendung den Entwurfes ÖNORM EN 1993-4-2 [6] verwiesen.

**Stabilität von Membrandächern** - Um die Teilsicherheitsbeiwerte zu berücksichtigen, ist - an Stelle von 10.4.2, Gleichung(14) der Norm [11] - der Stabilitätsnachweis eines unversteiften kugelsegmentförmigen Daches gemäß ÖNORM EN 1993-4-2:2004:05 (Tankbauwerke) [6], Abschnitt 11.2.1, Gleichung (11.4), und für ein unversteiftes kegelförmigen Daches gemäß ÖNORM EN 1993-4-1:2004:05 (Silos) [4], Abschnitt 7.3.1, Gleichung 7.2 durchzuführen.

### 3.3.2 Vorwort

Berechnungen in der EN 14015 basieren auf der Theorie der Auslegungsspannungen und zulässigen Spannungen. Neben dieser Norm existierten die Norm EN 1993-4-2 [6], die sich ebenfalls mit Tanks beschäftigt, deren Regeln aber auf der Theorie der Bemessung nach Grenzzuständen beruhen.

“Erfahrungen in der Auslegung von Lagertanks aus Stahl nach der Grenzzustandstheorie liegen nur in begrenztem Umfang vor, und es gibt nur wenige Informationen, auf die die Werte für Lastfaktoren, Lastkombinationen und Verwendbarkeit zu gründen sind. Mit wachsender Erfahrung auf diesem Gebiet und bei Vorliegen fundierter Werte für Lastfaktoren usw. wird an eine allmähliche Verlagerung hin zur Anwendung der Grenzzustandstheorie für die Auslegung der in dieser Europäischen Norm behandelten Tanks gedacht.“ (Seite 11 [11])

### 3.3.3 Anwendungsbereich

Auszug aus Abschnitt 1.3 [11] des Anwendungsbereichs.

- Für den Auslegungsüberdruck gilt  $p < 500\text{mbar}$
- Für den Auslegungsunterdruck gilt  $p_v < 20\text{mbar}$
- Für die Auslegungswandtemperatur gilt  $-40^\circ\text{C} \leq T_{DM} \leq +300^\circ\text{C}$
- Für die Auslegungsspannung gilt  $S \leq 260 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

### 3.3.4 Anforderungen

Die im Anwendungsbereich [11] vorgeschriebenen Grenzen werden hier noch einmal präzisiert.

Tanktyp	Auslegungsüberdruck $p$ mbar (g)	Auslegungsunterdruck $p_v$ mbar (g)
Offene Tanks oder Schwimmdachtanks <sup>a</sup>	0	5
Geschlossene Tanks		
i) Drucklose Tanks <sup>b</sup>	$\leq 10$	$\leq 5$
ii) Tanks mit niedrigem Druck <sup>b c</sup>	$\leq 25$	$\leq 8,5$
iii) Tanks mit hohem Druck <sup>b c</sup>	$\leq 60$	$\leq 8,5$
iv) Tanks mit sehr hohem Druck <sup>b c d e</sup>	$\leq 500$	$\leq 20$
Für bestimmte Kombinationen von Tankdurchmesser und Auslegungsdruck können die Anforderungen dieses Dokuments an Dachbleche und Dachstützenverstärkung unzureichend sein. Diesbezüglich erforderliche zusätzliche Anforderungen müssen vereinbart werden (siehe A.2).		
<sup>a</sup> Die Werte für den Auslegungsunterdruck werden nur für die Berechnung der Mantelstabilität benötigt (siehe 9.3.) <sup>b</sup> Die festgelegten Auslegungsdrücke sind jene Werte, bei denen die in 7.2 angegebenen Lastzustände eintreten. Sie werden für die Berechnung der Wanddicke (siehe 9.2), der Mantelstabilität (siehe 9.3), der Dachdicke (siehe 10.4), des druckbeanspruchten Bereichs an der Mantel-Dach-Verbindung (siehe 10.5), die Auswahl und Bemessung der Ent- und Belüftungseinrichtungen (siehe 10.6), für die Tankverankerung (siehe Abschnitt 12) und die Auswahl des Dachtyps und seiner Auslegung verwendet. <sup>c</sup> Die Anforderungen in 9.3 an die Mantelstabilität gelten nicht bei inneren Auslegungsunterdrücken $> 5,0$ mbar. Auslegungsverfahren und Herstellungstoleranzen für Auslegungsunterdrücke $> 5,0$ mbar müssen vereinbart werden (siehe A.2). <sup>d</sup> Tatsächlicher Auslegungsüberdruck und tatsächlicher innerer Auslegungsunterdruck sind vom Besteller innerhalb der genannten Bereiche festzulegen (siehe A.1). <sup>e</sup> Der größtmögliche Durchmesser von Tanks, die für sehr hohe Drücke ausgelegt sind, wird durch praktische Überlegungen begrenzt. Der Grenzdurchmesser hängt von dem tatsächlichen Auslegungsüberdruck und dem tatsächlichen inneren Auslegungsunterdruck ab, die für die Berechnungen nach Fußnote b ausgewählt werden.		

Abbildung 3.2: Grenzwerte des Auslegungsdrucks für Tanks - Tabelle 3 [11]

## Auslegungsdruck

Wie man in Abbildung 3.2 sehen kann werden Tanks in verschiedene Druckkategorien eingestuft.

Diese Arbeit beschäftigt sich nicht mit offenen Tanks oder mit Schwimmdachtanks, trotzdem ein Hinweis zum offenen Tank: Wie man sehen kann ist der Auslegungsüberdruck mit 0 mbar festgelegt, was logisch ist, der Auslegungsunterdruck ist aber mit 5mbar angegeben. Diese 5mbar entstehen durch den sog. Windunterdruck der entsteht wenn Wind quer über einen offenen Behälter strömt. Dieser Windsog ist auch bei geschlossenen Tanks zu berücksichtigen, nämlich dann, wenn der geschlossene Tank belüftet ist, dann kann Druck zwar grundsätzlich abgebaut werden, es muss aber immer auch der Windunterdruck berücksichtigt werden.

Hohe Drücke und Lasten führen in der EN14015 [11] vor allem bei der Berechnung von Zylinderschalen zu Problemen (siehe Fußnote c in Abbildung 3.2 und den Punkten 9.3.3.7 und 9.3.3.8 der Norm [11]). Bei der Berechnung von Dächern ist lediglich zu berücksichtigen, dass der Auslegungsdruck in die Berechnung der Dachdicke, des druckbeanspruchten Teils der Mantel-Dach-Verbindung und die Auswahl des Dachtyps und seiner Auslegung eingeht. Die dafür nötigen Berechnungen sind durch Querverweise ausreichend gegeben und müssen nicht, wie etwa die Berechnung des Zylinders, mit dem Hersteller nach Anhang A.2 [11] vereinbart werden.

Tiefste über einen Zeitraum von einem Tag aufgezeichnete Mitteltemperatur (LODMAT) $T_1$ °C	Niedrigste Auslegungswandtemperatur	
	10-Jahres-Werte °C	30-Jahres-Werte °C
$\geq -10$	$T_1 + 5$	$T_1 + 10$
$\geq -25; < -10$	$T_1$	$T_1 + 5$
$< -25$	$T_1 - 5$	$T_1$

Bei Auslegungswandtemperaturen  $\geq 0$  °C darf bei der Ermittlung der tiefsten Auslegungswandtemperatur für einen Tank der positive Effekt einer Heizung oder Dämmung nicht berücksichtigt werden.

Liegt die tiefste Auslegungswandtemperatur unter 0 °C, ist die Berücksichtigung des nützlichen Einflusses einer Dämmung oder Heizung zu vereinbaren, jedoch sollte die Auslegungswandtemperatur nicht über 0 °C liegen.

Abbildung 3.3: Tiefste Auslegungswandtemperatur auf Grundlage der LODMAT - Tabelle 4 [11]

## Auslegungstemperatur

Wie bereits erwähnt ist die höchste zulässige Auslegungswandtemperatur mit 300°C beschränkt. Die niedrigste Auslegungswandtemperatur ist entweder die des Mediums, oder der Umgebungstemperatur auf Grundlage des LODMAT. Beim LODMAT handelt es sich um die über den Tag gemittelte tiefste Umgebungstemperatur, der Beobachtungszeitraum beträgt 30 Jahre. Die Umgebungstemperatur fließt in Tabelle 4 in Abbildung 3.3 ein. Sollte die Umgebungstemperatur niedriger als -40°C sein, bleibt dies unberücksichtigt, da geringere Temperaturen als -40°C nicht berücksichtigt werden müssen.

## Streckgrenze

Die Streckgrenze/Dehngrenze des Werkstoffs muss den Mindestwerten in Tabelle 3.1 entsprechen.

Stahl	Raumtemperatur	Erhöhte Temperatur
unlegiert	$R_e, R_{0,2\%}$	$R_{0,2\%,t} (>100^\circ\text{C})$
nicht rostend	$R_{1,0\%}$	$R_{1,0\%,t} (>50^\circ\text{C})$

Tabelle 3.1: Mindestwerte der Streckgrenze 5.4 [11]

Im wesentlichen bedeutet dies, dass bei legierten/nicht rostenden Stählen mit der 1,0% Dehngrenze gerechnet werden darf. Weiters ist eine temperaturabhängige Verringerung der Festigkeit erst ab einer erhöhten Temperatur und nicht schon ab 20°C zu berücksichtigen.

### 3.3.5 Unlegierte Stähle

Alle Bleche aus *unlegierten Stählen* die nach dieser Norm [11] verwendet werden, müssen den Anforderungen, der Abbildungen des Anhang A [11] 7.1,7.2,7.3,7.4,7.5 und 7.6 genügen.

Beispiel: Wählt man die Stahlsorte S275J2G3 nach EN 10025:1993 ist die größte Blechdicke nach Abbildung 7.1 mit 40mm begrenzt. Außerdem fällt der Werkstoff in die Kategorie Typ III, mit diesem Wert geht man in Abbildung 7.6 [11] und sieht, dass z.B. bei einer Dicke  $e=20\text{mm}$ , die niedrigste Einsatztemperatur für diesen Stahl mit ca.  $-3^\circ\text{C}$  begrenzt ist.

Ist die Auslegungswandtemperatur höher als 100°C müssen die Stahlsorten der Tabelle in Abbildung 7.4 entsprechen, sind keine Werte für die Streckgrenze bei erhöhten Tem-

peraturen in den Normen vorhanden, muss eine entsprechende Prüfung der Schmelze durchgeführt werden. Diese muss vom Stahlhersteller mit einem Abnahmeprüfzeugnis 3.1.B aufgezeichnet werden. Für Auslegungswandtemperaturen über 250°C muss eine Unempfindlichkeit gegen Altern nach Anhang A.5 [11] der Norm nachgewiesen werden.

Für Stahlbauprofile dürfen nur die Werkstoffe nach Abbildung 7.7 verwendet werden, auch hier erhält man einen *Typ der Stahlsorte* mit dem man in Abbildung 7.6 die niedrigste Einsatztemperatur bestimmen kann. Bei den Stahlsorten S275NH/NLH und S355NH/NLH ist ein Abnahmeprüfzeugnis 3.1.B gefordert, für die anderen genügt ein Werkszeugnis 2.2.

Für die Schweißzusätze muss ein Nachweis erbracht werden, dass die Festigkeitswerte der Schweißnaht über denen des Grundwerkstoffes liegen.

### Anforderungen an die Kerbschlagzähigkeit

Sollte ein Kerbschlagbiegeversuch gefordert sein, muss dieser nach EN 10045-1 durchgeführt werden (EN 10045-1 wurde durch EN ISO 148-1 [9] ersetzt). Für den Nachweis der Kerbschlagzähigkeit gibt es einige Ausnahmen, auf die hier nicht weiter eingegangen wird. Auf jeden Fall kann darauf verzichtet werden, wenn bei entsprechender Auslegungswandtemperatur die Erzeugnisdicken nach Abbildung 3.4 nicht überschritten werden.

Niedrigste Auslegungswandtemperatur °C	Erzeugnisdicke mm
≥ + 10	≤ 20
≥ 0	≤ 13
≥ - 10	≤ 10
< - 10	≤ 6

Abbildung 3.4: Bedingungen für den Verzicht auf den Nachweis der Kerbschlagarbeit - Tabelle 11 [11]

Für Dachbleche ist der Nachweis, der entsprechenden Kerbschlagfähigkeit, nur bei Tanks mit sehr hohem Druck gefordert ( $60\text{mbar} < p \leq 500\text{mbar}$  und  $8,5\text{mbar} < p_v \leq 20\text{mbar}$ ), wenn die Blechdicke 6mm überschreitet.

Die Kerbschlagarbeit des Schweißguts braucht nur nachgewiesen werden, wenn auch bei den Grundwerkstoffen ein Nachweis erforderlich ist, es sei denn der Nachweis der Grundwerkstoffe erfolgt für Temperaturen über 0°C, dann entfällt der Nachweis des Schweißguts ebenfalls.

### 3.3.6 Nicht rostende Stähle

Die Verwendung von nicht rostenden Stählen für den Tankbau ist eingeschränkt.

- Martensitische nicht rostende Stähle dürfen nicht verwendet werden.
- Ferritische nicht rostende Stähle dürfen nur in Dicken bis max. 10mm verwendet werden.
- Austenitische und austenitisch-ferritische nicht rostende Stähle müssen aus den, in der Anhang A - Abbildung 3.4 genannten Stählen gewählt werden.
- Für alle Bleche ist ein Abnahmeprüfzeugnis 3.1B zu liefern.

Wenn nicht anders vereinbart reichen für Stahlbauprofile Werkzeugnisse der Kategorie 2.2.

Bei den Schweißzusätzen muss der Nachweis erbracht werden, dass die Festigkeitswerte der Schweißnaht über dem des zu verbindenden Grundwerkstoffes liegen.

### 3.3.7 Lastannahmen

Die verschiedenen auftretenden Lasten werden in der EN14015 sehr ausführlich behandelt. Da in vielen Fällen aber auf Normen verwiesen wird, die auf der Theorie der Bemessung nach Grenzzuständen beruhen, wird um Verwirrung zu vermeiden, nicht hier auf die verschiedenen Lasten eingegangen, sondern auf Kapitel 3.4 Grundlagen der Tragwerksplanung nach EN 1990 auf Seite 26 verwiesen.

### 3.3.8 Auslegung von Festdächern

Die EN 14015 [11] behandelt ausschließlich freitragende Kegel- oder Kugeldächer mit und ohne Tragkonstruktion oder gestützte Dächer.

**Diese Arbeit befasst sich ausschließlich mit freitragenden Dächern.**

**Diese Arbeit behandelt keine Reißnähte**

**Anmerkung:** Bei Reißnähten handelt es sich um sog. Sollbruchstellen am Rande des Daches. Dabei wird ein allfälliges Gespärre immer innen angeordnet und nicht mit dem Dachblech verbunden. Bei verstärktem Überdruck (z.b. in Folge einer Explosion) wird

nun nicht der gesamte Tank beschädigt, sondern lediglich die Reißnaht zerstört und der Druck kann entweichen.

Die Dachneigung eines freitragenden Kegeldaches soll laut EN14015  $1/5$  betragen und der Krümmungsradius eines Kugeldaches muss zwischen dem 0,8 und dem 1,5 fachen des Tankdurchmessers liegen. Wie in der Praxis üblich können die Werte für die Dachneigung des Kegeldaches, aber auch des Krümmungsradius vom Besteller auch anders angegeben werden. (Siehe dazu Anhang A EN 14015)

So hat sich mehrheitlich beim Kegeldach eine Dachneigung zwischen  $12^\circ$  und  $15^\circ$  durchgesetzt, wobei größere Werte als  $15^\circ$  praktisch in keiner Ausschreibung zu finden sind. Der Krümmungsradius bei Kugeldächern wird üblicherweise als das 1,5fache des Tankdurchmessers festgelegt, was umgerechnet wieder eine Dachneigung von ca.  $1/5$  ergibt. In diesem Fall beschreibt die Dachneigung ein Dreieck mit den Katheten Dachhöhe und Dachradius und nicht die tatsächlich Krümmung des Daches.

### **Dachbleche mit Tragkonstruktion**

Der Nachweis der Gespärre erfolgt durch EN 1993-1-1 [8]. Laut Nationalem Vorwort (siehe: 3.3.1) sind die Sparren aber mit dem Eurocode EN 1993-4-2 [6] auszulegen. Dieser beschränkt sich aber auf die Bestimmung der Biegemomente und der Normalkräfte und verweist in Folge wieder auf die EN 1993-1-1 [8].

*Achtung: Da es sich hier um einen Eurocode handelt, müssen die Lastkollektive nach EN 1990 [13] bestimmt werden!*

### **Stützweiten der Sparren**

- Kegeldach mit Dacheckring max. 2,0 m.
- Kegeldach ohne Dacheckring max. 1,7 m.
- Kugeldächer max. 3,25 (In Übereinstimmung mit EN 1993-4-2 [6])

Die Bleche müssen mit einer mindestens 25mm breiten Überlappung übereinander gelegt werden.

Wird die überlappung nur mit einer einseitigen Kehlnaht verbunden muss mit einem Schweißnahtfaktor von  $j = 0.35$  gerechnet werden.

Sollte es aufgrund des Tankinhaltes, oder aufgrund der Festigkeit, erforderlich sein, die Überlapverbindung beidseitig zu schweißen kann mit einem Schweißnahtfaktor von  $j =$

0.5 gerechnet werden.

Weiters müssen die Dachbleche im Randbereich mit dem Dacheckring mit einer durchgehenden Kehlnaht verschweißt werden.

Bei entsprechender Vereinbarung zwischen Auftraggeber und Auftragnehmer nach Anhang A.2 der Norm ist eine Erhöhung des Schweißnahtfaktors bei überlappenden Dachblechen möglich, wenn durch besondere Prüfung die Sicherheit der Schweißnähte nachgewiesen wird. Aus Sicht des Verfassers kann ein beidseitig verschweißter Überlappstoß mit einer stumpf verschweißten Dachhaut gleichgesetzt werden, wenn zusätzlich eine vollständige Oberflächenrissprüfung durchgeführt wird.

Grundsätzlich sind die Schweißnahtfaktoren für die Dachkonstruktion nach Tabelle 3.2 zu bestimmen.

Art des Stoßes	Schweißnaht	Schweißnahtfaktor
Stumpfstoß	Stumpfnah	$J = 1,0$
Überlapstoß	beidseitige Kehlnaht	$J = 0,5$
Überlapstoß	einseitige Kehlnaht	$J = 0,35$

Tabelle 3.2: Schweißnahtfaktoren nach 10.3.6 der Norm [11]

Bei den Dachblechen muss die festgelegte Mindestdicke exkl. Korrosionszuschlag für unlegierte Stähle über 5mm und für nicht rostende Stähle über 3 mm liegen. Für andere Elemente der Dachkonstruktion gelten diese Grenzen zwar ebenfalls, der Korrosionszuschlag muss von den Nettodicken jedoch nicht abgezogen werden. Für Stege gewalzter Träger und U- Profile oder bei besonders vor Korrosion geschützter Bauteile müssen keine Mindestwerte eingehalten werden.

Die Auslegungsspannung des Werkstoffes ist in der gesamten Dachkonstruktion durch 2/3 der Streckgrenze begrenzt. Diese Einschränkung ist nur auf jene Berechnungen anzuwenden, die auf der Theorie der Auslegungs- und Zulässigkeitsspannungen beruhen. *Das heißt wiederum, dass für Berechnungen innerhalb des Eurocodes (Theorie der Bemessung von Grenzzuständen) dieser Punkt nicht zu berücksichtigen ist, da ansonsten extrem konservative Ergebnisse die Folge wären.*

$$S = 2/3 \cdot R_e \tag{3.1}$$

Zulässige Auslegungsspannung nach 10.3.6 [11]

$S$  ... zulässige Auslegungsspannung [N/mm<sup>2</sup>]

$R_e$  ... Festigkeitskennwert nach Tabelle 3.1 [N/mm<sup>2</sup>]

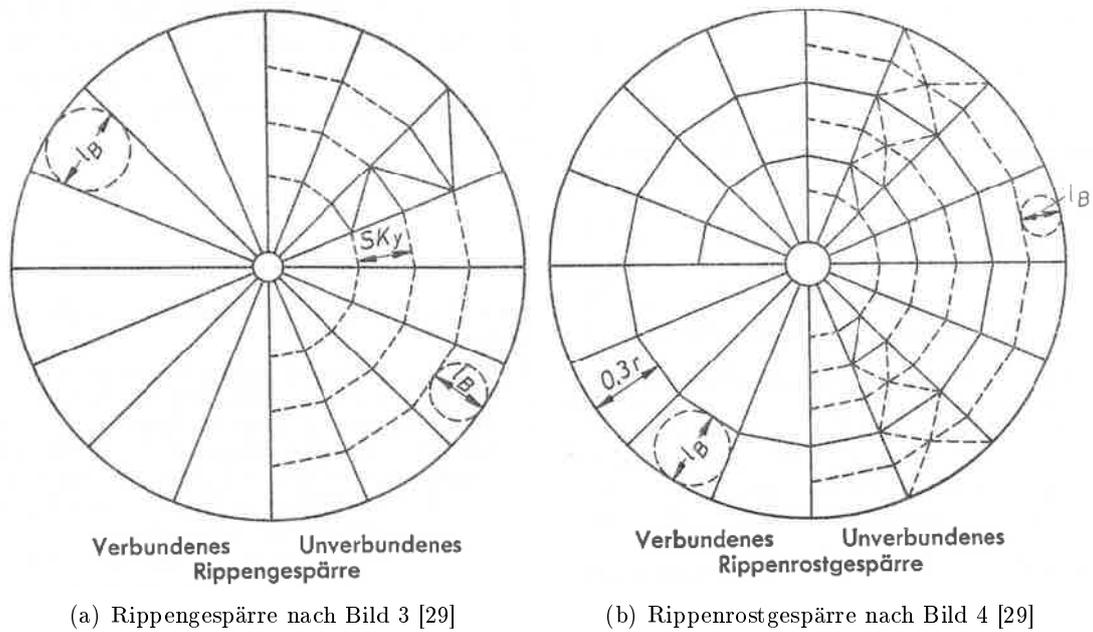


Abbildung 3.5: Arten von Dachversteifungen nach [29]

Ab einem gewissen Durchmesser ist die Tragkonstruktion durch Querverbände und Ringversteifungen zu verstärken. (Siehe Tabelle 3.3) Beide liegen in der Ebene der Dachbleche.

Bereich	Zusätzliche Versteifung
$D \leq 15m$	keine
$15m < D \leq 25m$	Querverbände in 2 Felder + 1 Ringverband
$25m < D$	Querverbände in 2 Felder + 2 Ringverbände

Tabelle 3.3: Erforderliche zusätzliche Versteifungen nach 10.3.7 der Norm [11]

Da die Anordnung der Ringträger in der EN14015 [11] recht unverständlich ist, siehe zur Verdeutlichung das Bild 3.5 aus DIN 4119 [29]. In der DIN 4119 wird sehr deutlich zwischen Dächern mit verbundenem und unverbundenem Gespärre unterschieden. Unverbunden bedeutet, dass die Dachhaut auf den Trägern aufliegt, nicht jedoch mit diesen verbunden ist. Daher sind bei unverbundenen Gespärren mehr Verstärkungen notwendig. In Abbildung 3.5 (b) sieht man, dass die äußere Ringversteifung einen Abstand von  $0,3R$  vom Dacheckring entfernt ist. Vom Dachmittelpunkt ist dieser Ring also auf  $0,7R$  positioniert. Diese Empfehlung wird übernommen.

Wie man in Abbildung 3.5 leicht erkennt hat die Wahl der Position der Ringsteifen einen direkten Einfluss auf den Durchmesser  $l_b$ , mit dem in weiterer Folge das Blech zwischen den Sparren dimensioniert werden muss. Die Querverbände sind zwischen zwei Paaren

benachbarter Träger anzuordnen (liegen also gegenüber).

## Membrandächer

Membrandächer sind Dächer ohne Tragkonstruktion. Im Gegensatz zu Dachblechen mit Tragkonstruktion (wie zuvor beschrieben) sind Membrandächer stumpf zu verschweißen oder bei überlappender Bauweise, mit doppelseitiger Kehlnaht auszuführen. Einseitige Kehlnähte sind nicht erlaubt.

Membrandächer sind in erster Linie gegen Überdruck und gegen Beulen auszulegen. Laut dem Nationalen Vorwort (siehe Kapitel 3.3.1) ist die Beulungsberechnung nicht nach EN 14015 sondern für Kugeldächer nach EN 1993-4-2 (11.4) und für Kegeldächer nach EN 1993-4-1 (7.2) [4] durchzuführen. Auch hier hat der Berechnungsingenieur wieder das Problem der verschiedenen Sicherheitskonzepte. Während die Auslegung gegen Überdruck auf dem Konzept der Theorie der Auslegungsspannungen und der zulässigen Spannungen beruht, wird in den Eurocodes nach dem Konzept der Bemessung von Grenzzuständen gearbeitet.

$$e_p = \frac{p \cdot R_1}{20 \cdot S \cdot J} \quad \text{bei kugelförmigen Dächern} \quad (3.2)$$

$$e_p = \frac{p \cdot R_1}{10 \cdot S \cdot J} \quad \text{und} \quad R_1 = \frac{R}{\sin(\Theta)} \quad \text{bei kegelförmigen Dächern} \quad (3.3)$$

$e_p$  ... Dicke der Dachbleche ohne Korrosionszuschlag [mm]

$J$  ... Schweißnahtfaktor nach 3.2 [1]

$p$  ... Auslegungsdruck aus Abbildung 3.2 [mbar]

$R_1$  ... Krümmungsradius des Daches [m]

$R$  ... Innenradius des zylindrischen Teils des Tanks [m]

$\Theta$  ... Dachneigungswinkel [°]

## Druckbeanspruchte Fläche der Mantel-Dach-Verbindung

Dabei handelt es sich um die Querschnittsfläche, an der Verbindung zwischen Mantel und Dach, die verglichen wird, mit der mindestens erforderlichen Fläche aufgrund des Drucks. Dieser Nachweis ist für alle Festdächer erforderlich.

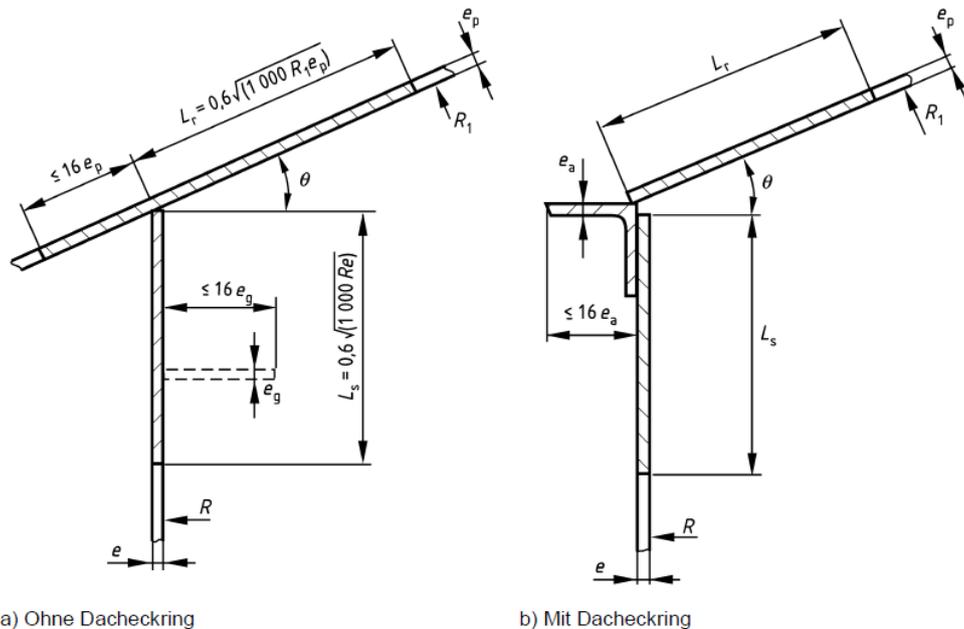


Abbildung 3.6: Druckbeanspruchte Fläche der Mantel-Dach-Verbindung - Bild 8 [11]

$e$  ... Manteldicke [mm]

$e_a$  ... Dicke des Dacheckrings [mm]

$e_g$  ... Dicke des Dachblechs [mm]

$L_r$  ... wirksame Dachlänge [mm]

$L_s$  ... wirksame Mantellänge [mm]

Bei der Dicke des Dachblechs und des Mantels muss der Korrosionszuschlag abgezogen werden, bei der Dicke des Dacheckrings ist dies nicht nötig, da dieser nicht mit dem Tankinhalt in Berührung kommt.

**Anmerkung:** Unlegierte Tanks werden normalerweise beschichtet bzw. isoliert, eine Korrosion durch die Umgebung ist daher auszuschließen.

Tankdurchmesser $D$ m	Mindestabmessungen des Dacheckrings  mm x mm x mm
$D \leq 10$	60 x 60 x 6
$10 < D \leq 20$	60 x 60 x 8
$20 < D \leq 36$	80 x 80 x 10
$36 < D \leq 48$	100 x 100 x 12
$48 < D$	150 x 150 x 12

Abbildung 3.7: Mindestabmessungen des Dacheckrings aus Tabelle 18 [11]

$$A = \frac{50 \cdot p_c \cdot R^2}{S_c \cdot \tan(\Theta)} \quad (3.4)$$

Mit der Formel 3.4 berechnet man die mindestens erforderliche Fläche der Mantel-Dach-Verbindung und vergleicht diese dann mit der tatsächlichen. Kann diese Fläche nicht ausreichend erhöht werden, kann auch ein weiterer Verstärkungsring wie in Abbildung 3.6 zu sehen ist verwendet werden. Der Dacheckring selbst muss mindestens den Abmessungen aus Abbildung 3.7 entsprechen.

$$S_c = 120 [N/mm^2] \quad \text{gilt für alle Stähle} \quad (3.5)$$

$p_c$  ... Auslegungsüberdruck abzüglich dem Gewicht der Dachhaut [mbar]

$S_c$  ... zulässige Druckspannung [ $N/mm^2$ ]

### 3.3.9 Prüfung und Inspektion

Für alle geforderten zerstörungsfreien Prüfungen (ZfP) ist der Hersteller/Errichter verantwortlich, muss diese aber von einer von ihm unabhängigen Prüfstelle durchführen lassen. Ausgenommen davon ist die Sichtprüfung, diese kann von einem entsprechend ausgebildeten und erfahrenen Mitarbeiter durchgeführt werden, dies ist jedoch nach 19.1 in [11] entsprechend zu dokumentieren.

Vor der Montage müssen alle Schweißkanten einer Sichtprüfung unterzogen werden, bei der Dachkonstruktion sind das vor allem: Dach-Mantel-Verbindung, Dachbleche, Kronenring und Dacheckring. Des weiteren ist eine Sichtprüfung vor jeder folgenden ZfP durchzuführen.

Die gesamte Dachkonstruktion inkl. Dach-Mantel-Verbindung muss nach erfolgter Sichtprüfung zu 100% einer der folgenden drei Prüfungen unterzogen werden, wobei jeweils eine Seite genügt (Siehe dazu Tabelle 29 in [11]):

1. Eindringprüfung nach EN 571-1 [12]
2. Magnetpulverprüfung nach EN 1290 [10]
3. Nekalprüfung mit Innendruck EN 14015 (19.5) [11]

Wie im Kapitel 4.2.5 dargestellt wird, ist bei großen Tanks die Nekalprüfung die günstigste Variante.

## 3.4 Grundlagen der Tragwerksplanung nach EN 1990

Dieses Kapitel beschäftigt sich mit dem Eurocode ÖNORM EN 1990 Ausgabe 2003-03-01, "Grundlagen der Tragwerksplanung" [13] und der nationalen Ergänzung ÖNORM B 1990-1 Ausgabe 2004-05-01, "Grundlagen der Tragwerksplanung Teil 1: Hochbau" [14].

Im Folgenden wird die ÖNORM B 1990-1 [14] als *Nationaler Anhang* bezeichnet.

### 3.4.1 Nationales Vorwort

Auszug aus dem Nationalen Vorwort [13]:

- Die ÖNORM EN 1990 und ÖNROM B 1990 sind gemeinsam anzuwenden.
- Diese ÖNORM EN 1990 muss gemeinsam mit den weiteren ÖNORMEN EN 199x und ÖNRORMEN ENV 199x angewendet werden.
- Diese Norm darf nicht mit den bisherigen nationalen ÖNORMEN B4xxx, sofern diese auf einem deterministischen Sicherheitskonzept beruhen, angewendet werden.

### 3.4.2 Geltungsbereich

Auszug aus Abschnitt 1.1 [13] Anwendungsbereich.

- EN 1990 legt Prinzipien und Anforderungen für die Tragsicherheit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit von Tragwerken fest, beschreibt die Grundlagen der Tragwerksplanung einschließlich der Nachweise und gibt Hinweise zu den dafür anzuwendenden Zuverlässigkeitsanforderungen.
- EN 1990 gilt in Verbindung mit den EN 1991 bis EN 1999 für die Tragwerksplanung von Bauwerken des Hoch- und Ingenieurbaus (..)

### 3.4.3 Nachweisverfahren mit Teilsicherheitsbeiwerten

Eine große Neuerung der Eurocode Normen gegenüber der meisten Vorgängernormen, ist die Einführung des Nachweises mit Teilsicherheitsbeiwerten, dies ermöglicht eine genauere Trennung der Einflüsse und deren Bewertung.

Die EN 14015 [11] arbeitet nicht mit diesem Verfahren, verweist allerdings auf Eurocode Normen, die wiederum diese Art des Nachweises zwingend vorschreiben. In erster Linie benötigt man diese Norm zum bestimmen der Einwirkungskombinationen, man versucht also mit den verschiedenen Einwirkungen die kritischen Lastfälle zu bestimmen, dabei müssen Einwirkungen, die z.B. aus physikalischen Gründen nicht gleichzeitig auftreten können, nicht berücksichtigt werden.

Folgende Kombinationen müssen aufgrund von EN 14015 7.3 [11] nicht berücksichtigt werden:

- Windlasten und seismische Lasten
- Prüflasten und Auslegungswindlasten
- Prüflasten und seismische Lasten
- Nutz- /Verkehrslasten (z.b. Dachbegehung) und Schneelasten

Außerdem:

- Gleichzeitiges Auftreten von Überdruck und Unterdruck ist aus physikalischen Gründen auszuschließen.
- Gleichzeitiges Auftreten von Windunterdruck, wie er bei belüfteten Tanks entstehen kann, und Unterdruck ist aus physikalischen Gründen auszuschließen.

### **3.4.4 Nachweise für Grenzzustände der Tragfähigkeit**

Bei der Tragwerksplanung müssen grundsätzlich 4 verschiedene Grenzzustände der Tragfähigkeit nachgewiesen werden:

1. EQU - Verlust der Lagesicherheit
2. STR - Traglastüberschreitung oder übermäßige Verformung
3. GEO - Versagen oder übermäßige Verformung des Baugrundes
4. FAT - Ermüdungsversagen

Bei der statischen Auslegung von Lagertankdächern beschränkt man sich üblicherweise auf die Traglastüberschreitung des Tragwerks (STR). In besonderen Fällen kann es auch erforderlich sein für das Tragwerk einen Ermüdungsnachweis zu führen (FAT) nämlich

dann, wenn z.B. der Betriebsdruck häufig wechseln würde. Auf Ermüdungsversagen wird aber in dieser Arbeit nicht eingegangen.

In der Norm [13] wird auf 3 (Grund-) Kombinationen eingegangen, diese sind:

1. Ständige und vorübergehende Bemessungssituationen
2. Außergewöhnliche Bemessungssituationen
3. Bemessungssituation bei Erdbeben

Laut 1.5.2.5 der Norm [13] beinhaltet eine *Außergewöhnliche Bemessungssituation* z.B.: Brand, Explosion, Anprall oder örtliches Versagen und muss daher nicht berücksichtigt werden.

Die *Bemessungssituation bei Erdbeben* ist für die Berechnung von Dächern nicht relevant, da bei dieser lediglich die Standfestigkeit von Tanks untersucht wird. (z.B.: Die Sicherheit gegen Kippen)

*Für die Auslegung ist daher von einer Bemessungssituation des Grenzzustandes der Tragfähigkeit mit ständigen und vorübergehenden Belastungen zu sprechen.*

### 3.4.5 Bestimmung der Einwirkungskombinationen

Die Bestimmung der Einwirkungskombinationen erfolgt mit Hilfe von *Anhang A.1 - Anwendungen im Hochbau* [13].

Zuerst die Definition der zu verwendenden Konstanten:

$G_{Kj}$  ... Charakteristischer Wert einer ständigen Einwirkung

$G_{Kj,sup}$  ... Oberer charakteristischer Wert einer ständigen Einwirkung

$G_{Kj,inf}$  ... Unterer charakteristischer Wert einer ständigen Einwirkung

Im Fall eines Lagertankdaches ist die einzig ständige Einwirkung das Dachgewicht, wobei  $G_{Kj,sup}$  das Dachgewicht mit Nennmaßen und  $G_{Kj,inf}$  das Gewicht des korrodierten Daches darstellen.

$Q_{K1}$  ... Charakteristischer Wert einer maßgebenden veränderlichen Einwirkung 1 (die Leiteinwirkung!)

$Q_{Ki}$  ... Charakteristischer Wert einer *nicht* maßgebenden veränderlichen Einwirkung  $i$   
(eine Begleiteinwirkung!)

$P$  ... maßgebender repräsentativer Wert einer Vorspannung

$\xi_j$  ... Reduktionswert für ungünstig wirkende ständige Einwirkungen  $G$

$\gamma_{Gj}$  ... Teilsicherheitsbeiwert für die ständige Einwirkung  $G$

$\gamma_P$  ... Teilsicherheitsbeiwert für die Vorspannung

$\gamma_Q$  ... Teilsicherheitsbeiwert für veränderliche Einwirkungen unter Berücksichtigung von Modellunsicherheiten und Größenabweichungen

$\gamma_{Qi}$  ... Teilsicherheitsbeiwert für eine veränderliche Einwirkung  $Q_i$

$\psi_0$  ... Kombinationswerte einer veränderlichen Einwirkung

$\psi_1$  ... Beiwerte für häufige Werte der veränderlichen Einwirkung

$\psi_2$  ... Beiwerte für quasi ständige Werte der veränderlichen Einwirkung

Eine Einwirkungskombination darf auf zwei veränderliche Lasten beschränkt bleiben. Für den Nachweis der Tragsicherheit sollen die Einwirkungskombinationen nach (6.9a) bis (6.12b) der EN1990 verwendet werden. Wie bereits gezeigt, verwendet man bei Lagertankdächern die Gruppe STR und fällt somit in Tabelle A.1.2(B) der Norm [13], die in Abbildung 3.9 zu sehen ist.

Die Kombination der Auswirkungen aus Leit- und Begleiteinwirkungen wird nach Gleichung (6.9b) der Norm [13] wie folgt ermittelt:

$$E_d = E\{\gamma_{G,j}G_{k,j}; \gamma_P P; \gamma_{Q,1}Q_{k,1}; \gamma_{Q,i}\psi_{0,i}Q_{k,i}\} j \geq 1; i > 1 \quad (3.6)$$

Die Kombination der Einwirkungen in Klammern  $\{ \}$  darf für STR durch die ungünstigere der beiden Kombinationen 6.10a / 6.10.b (EN1990) ausgedrückt werden. Hier 6.10a und 6.10b:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j}G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1}\psi_{0,1}Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i}\psi_{0,i}Q_{k,i} \quad (3.7)$$

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j}G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1}Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i}\psi_{0,i}Q_{k,i} \quad (3.8)$$

“+“... bedeutet “ist zu kombinieren“

Da nur eine ständige Einwirkung in Form des Dachgewichtes vorliegt, keine Vorspannung berücksichtigt wird und maximal zwei Veränderliche Einwirkungen berücksichtigt werden (siehe Anmerkung 1 - A.1.2.1 [13], können die beiden Formeln vereinfacht dargestellt werden.

$$\gamma_{G,j}G_{k,J} + \gamma_{Q,1}\psi_{0,1}Q_{k,1} + \gamma_{Q,2}\psi_{0,2}Q_{k,2} \quad (3.9)$$

$$\xi_j\gamma_{G,j}G_{k,J} + \gamma_{Q,1}Q_{k,1} + \gamma_{Q,2}\psi_{0,2}Q_{k,2} \quad (3.10)$$

Einwirkung	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Nutzlasten im Hochbau (siehe EN 1991-1-1)			
Kategorie A: Wohngebäude	0,7	0,5	0,3
Kategorie B: Bürogebäude	0,7	0,5	0,3
Kategorie C: Versammlungsbereiche	0,7	0,7	0,6
Kategorie D: Verkaufsflächen	0,7	0,7	0,6
Kategorie E: Lagerflächen	1,0	0,9	0,8
Fahrzeugverkehr im Hochbau Kategorie F: Fahrzeuggewicht $\leq 30\text{kN}$	0,7	0,7	0,6
Kategorie G: 30kN < Fahrzeuggewicht $\leq 160\text{kN}$	0,7	0,5	0,3
Kategorie H : Dächer	0	0	0
Schneelasten im Hochbau (siehe EN 1991-1-3) <sup>a</sup>			
— Finnland, Island, Norwegen, Schweden	0,7	0,5	0,2
— Für Orte in CEN-Mitgliedsstaaten mit einer Höhe über 1000 m ü. NN	0,7	0,5	0,2
— Für Orte in CEN-Mitgliedsstaaten mit einer Höhe niedriger als 1000 m ü. NN	0,5	0,2	0
Windlasten im Hochbau (siehe EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Temperaturanwendungen (ohne Brand) im Hochbau, siehe EN 1991-1-5	0,6	0,5	0
ANMERKUNG Die Festlegung der Kombinationsbeiwerte erfolgt im Nationalen Anhang.			
<sup>a</sup> Bei nicht ausdrücklich genannten Ländern sollten die maßgebenden örtlichen Bedingungen betrachtet werden.			

Abbildung 3.8: Empfehlungen für Zahlenwerte für Kombinationsbeiwerte im Hochbau - Tabelle A.1.1

Kommen wir nun zur Festlegung der Kombinationsbeiwerte von Begleitlasten.

Wie in Abbildung 3.8 ersichtlich ist gilt in Österreich (CEN- Mitgliedsstaat), in Orten mit einer Höhe unter 1000m über NN,  $\psi_0 = 0,5$ .

NN bedeutet Normalnull und ist eine veraltete Bezeichnung, die umgangssprachlich oft mit dem Meeresspiegel gleichgesetzt wird. Dass der jeweilige Ort unter 1000m NN liegt ist eine Annahme die für diese Arbeit getroffen wird.

Weiters sehen wir das Nutzlasten (Verkehrslasten) auf Dächern (Kategorie H) als Begleiteinwirkung nicht berücksichtigt werden müssen, da  $\psi_0 = 0$  gilt.

**Tabelle A.1.2(B) — Bemessungswerte der Einwirkungen (STR/GEO)(Gruppe B)**

Ständige und vorübergehende Bemessungssituation	Ständige Einwirkungen		Leiteinwirkung <sup>a</sup>	Begleiteinwirkungen <sup>a</sup>	
	Ungünstig	Günstig		Weitere	
(Gleichung 6.10)	$\gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Qi} \psi_{0,i} Q_{k,i}$	
Ständige und vorübergehende Bemessungssituation	Ständige Einwirkungen		Leiteinwirkung <sup>a</sup>	Begleiteinwirkungen <sup>a</sup>	
	Ungünstig	Günstig		Haupt (falls vorhanden)	Weitere
(Gleichung 6.10a)	$\gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}$		$\gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Qi} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
(Gleichung 6.10b)	$\xi \gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup}$	$\gamma_{Gj,inf} G_{kj,inf}$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$		$\gamma_{Qi} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
<p>ANMERKUNG 1 Die verbindlichen Festlegung aus der Auswahl (6.10) oder (6.10a) und (6.10b) erfolgt im Nationalen Anhang. Im Falle von (6.10a) und (6.10b) kann der Nationale Anhang (6.10a) so verändern, dass nur ständige Einwirkungen berücksichtigt werden.</p> <p>ANMERKUNG 2 Die Festlegung der Teilsicherheitsbeiwerte und der <math>\xi</math>-Beiwerte erfolgt im Nationalen Anhang. Bei Wahl der Ausdrücke (6.10) oder (6.10a) und (6.10b) wurden die folgenden Teilsicherheitsbeiwerte und <math>\xi</math>-Beiwerte empfohlen:  <math>\gamma_{Gj,sup} = 1,35</math>  <math>\gamma_{Gj,inf} = 1,00</math>  <math>\gamma_{Q,1} = 1,50</math> bei ungünstiger Wirkung (0 bei günstiger Wirkung)  <math>\gamma_{Qi} = 1,50</math> bei ungünstiger Wirkung (0 bei günstiger Wirkung)</p> <p>Bei Wahl von (6.10a) und (6.10b) im Nationalen Anhang wird <math>\xi = 0,85</math> empfohlen, so dass  <math>\xi \gamma_{Gj,sup} = 0,85 \times 1,35 \cong 1,15</math>. Zu verbindlichen Werten siehe Nationalen Anhang.</p> <p>Teilsicherheitsbeiwerte <math>\gamma</math> für eingeprägte Verformungen sind in EN 1991 bis EN 1999 zu finden.</p> <p>ANMERKUNG 3 Die charakteristischen Werte aller ständigen Einwirkungen, die den gleichen Ursprung besitzen, werden mit <math>\gamma_{G,sup}</math> multipliziert, wenn ihre gesamte Auswirkung ungünstig ist. Für den Fall, dass alle ständigen Einwirkungen eine günstige Wirkung verursachen, ist <math>\gamma_{G,inf}</math> zu verwenden. Zum Beispiel können alle Einwirkungen aus dem Eigengewicht des Tragwerks als aus einem Ursprung herrührend betrachtet werden; dies gilt auch bei Verbundtragwerken oder Mischbauweisen.</p> <p>ANMERKUNG 4 Im Sonderfall können die Werte <math>\gamma_G</math> und <math>\gamma_Q</math> in <math>\gamma_G</math> und <math>\gamma_Q</math> und die Werte <math>\gamma_{sd}</math> für die Modellunsicherheit aufgeteilt werden. Der Wert <math>\gamma_{sd}</math> kann mit <math>\gamma_{sd} = 1,15</math> festgelegt werden. Die Festlegung erfolgt im Nationalen Anhang.</p>					
<sup>a</sup> Die veränderlichen Einwirkungen sind in Tabelle A.1.1 angegeben.					

Abbildung 3.9: Bemessungswerte der Einwirkungen (STR/GEO)(Gruppe B) Tabelle A.1.2(B) [13]

Windlasten werden mit  $\psi_0 = 0,6$  berücksichtigt.

Die Teilsicherheitsbeiwerte kann man aus Abbildung 3.9 entnehmen:

$$\begin{aligned}\gamma_{Gj,sup} &= 1,35 \\ \gamma_{Gj,inf} &= 1,00 \\ \gamma_{Q,1} &= 1,5 \text{ (wird bei günstiger Wirkung 0)} \\ \gamma_{Q,i} &= 1,5 \text{ (wird bei günstiger Wirkung 0)}\end{aligned}$$

Der Reduktionswert der Gewichtskraft lautet  $\xi = 0,85$ .

Kommen wir nun zur Herleitung der tatsächlichen Lastkombinationen. Folgende Lasten treten auf Lagertankdächern für gewöhnlich auf:

$EG_b$  - Brutto Eigengewicht des Daches (mit Korrosionszuschlag)

$EG_n$  - Netto Eigengewicht des Daches (ohne Korrosionszuschlag)

BU - Betriebsunterdruck (planmäßig)

BÜ - Betriebsüberdruck (planmäßig)

WU - Windunterdruck der bei belüfteten Tanks entsteht (unplanmäßig)

WS - Windsog - verhält sich wie ein Überdruck (unplanmäßig)

S - Schneelast - verhält sich wie ein Unterdruck (unplanmäßig)

V - Verkehrslast - verhält sich wie punktueller Unterdruck (eher planmäßig)

Wobei  $G_{Kj,sup} = EG_b$  und  $G_{Kj,inf} = EG_n$  gilt. Die anderen Lasten sind nicht ständig und können je nach Fall als Leit- oder Begleiteinwirkung gewertet werden. (Nur Begleiteinwirkungen können durch Teilsicherheitsbeiwerte ( $\psi_i$ ) reduziert werden) Der Betriebsüberdruck BÜ und der Betriebsunterdruck BU sind keine Begleiteinwirkungen. (siehe Abbildung 3.9)

In die spätere Berechnung gehen der maximale Unterdruck und der maximale Überdruck ein, hier zuerst der *Unterdruck*:

BU als Leiteinwirkung, S als Begleiteinwirkung:

$$1,35 \cdot 0,85 \cdot EG_b + 1,5 \cdot BU + 1,5 \cdot 0,5 \cdot S \quad (3.11)$$

WU als Leiteinwirkung, S als Begleiteinwirkung:

$$1,35 \cdot 0,85 \cdot EG_b + 1,5 \cdot WU + 1,5 \cdot 0,5 \cdot S \quad (3.12)$$

S als Leiteinwirkung, WU als Begleiteinwirkung:

$$1,35 \cdot 0,85 \cdot EG_b + 1,5 \cdot S + 1,5 \cdot 0,6 \cdot WU \quad (3.13)$$

EG als Leiteinwirkung, WU und S als Begleiteinwirkungen:

$$1,5 \cdot EG_b + 1,5 \cdot 0,5 \cdot S + 1,5 \cdot 0,6 \cdot WU \quad (3.14)$$

Nun die Kombinationen für den *Überdruck*:

BÜ als Leiteinwirkung, WS als Begleiteinwirkung:

$$EG_n - 1,5 \cdot B\ddot{U} - 1,5 \cdot 0,6 \cdot WS \quad (3.15)$$

WS als Leiteinwirkung:

$$EG_n - 1,5 \cdot WS \quad (3.16)$$

Um Lagertanks berechnen zu können muss die maximale Last für Über- und Unterdruck bestimmt werden, diese Lasten erhält man aus den vorgestellten Kombinationen und Gleichung  $E_{d,u}$  und  $E_{d,\ddot{u}}$  aus der EN1900.

$E_{d,u}$  ... Einwirkung infolge von Unterdruck

$E_{d,\ddot{u}}$  ... Einwirkung infolge von Überdruck

Für das Dachblech zwischen Sparren müssen die Einwirkungskombination insofern abgewandelt werden, als das S in Gleichungen 3.13 durch  $\max(S; V)$  ersetzt werden muss. (Da V nur als Begleitlast in Gleichung 3.13 berücksichtigt werden muss )

## 3.5 Allgemeine Einwirkungen - Schneelasten nach EN 1991-1-3

Dieses Kapitel beschäftigt sich mit der Eurocode Norm ÖNORM EN 1991-1-3 Ausgabe 2005-08-01, "Einwirkungen auf Tragwerke Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen - Schneelasten" [15] und der nationalen Ergänzung ÖNORM B 1991-1-3 Ausgabe 2006-04-01, "Einwirkungen auf Tragwerke Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen - Windlasten, Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1991-1-3 und nationale Ergänzungen" [17].

Im Folgenden wird die ÖNORM B 1991-1-3 [17] als *Nationaler Anhang* bezeichnet.

### 3.5.1 Nationales Vorwort

Auszug aus dem Nationalen Vorwort [15]:

- Die ÖNORM EN 1991-1-3 und ÖNORM B 1991-1-3 sind gemeinsam anzuwenden.
- Diese ÖNORM EN 1991-1-3 muss gemeinsam mit den weiteren ÖNORMEN EN 199x angewendet werden.

### 3.5.2 Geltungsbereich

Auszug aus Abschnitt 1.1 [15] Anwendungsbereich.

- EN 1991-1-3 enthält Grundsätze für die Bestimmung der Werte für Schneelasten für die Berechnung und Bemessung von Hoch- und Ingenieurbauten.
- Dieser Teil gilt nicht für Bauten in einer Höhe von mehr als 1500m.

### 3.5.3 Klassifikation von Einwirkungen

Auszug aus Abschnitt 2 [15] Klassifikation von Einwirkungen.

Sofern nichts anderes festgelegt wird, müssen Schneelasten als *veränderliche, ortsfeste Einwirkungen* klassifiziert werden.

Die in dieser Norm behandelten Schneelasten sind darüber hinaus in der Regel als *statische Einwirkungen* zu klassifizieren.

### 3.5.4 Schneelast auf Dächern

Um die charakteristische Schneelast auf dem Dach berechnen zu können, muss zuerst die charakteristische Schneelast auf dem Boden  $s_k$  bestimmt werden. Ein Verzeichnis Österreichischer Orte und deren charakteristischen Schneelasten findet man im Nationalen Anhang Tabelle A.1 [17].

Ort	See- höhe	Last- zone	$s_k$	Ort	See- höhe	Last- zone	$s_k$
	m		kN/m <sup>2</sup>		m		kN/m <sup>2</sup>
<b>Wien</b>							
Neuwaldegg	271	3	2,20	Simmering	169	2*	1,10
Sievering	251	2/3	1,80	Stephansplatz	171	2	1,35
<b>Niederösterreich</b>							
Amstetten	277	2	1,50	Perchtoldsdorf	260	2/3	1,80
Baden	233	2	1,40	Pottenstein	321	2	1,55
Bad Vöslau	277	2	1,50	Poysdorf	203	2	1,40
Deutsch-Wagram	160	2*	1,10	Puchberg/Schneeberg	580	2	2,10
Fischamend	154	2*	1,10	Purkersdorf	246	3	2,15
Gänserndorf	165	2*/2	1,20	Reichenau/Rax	486	2	1,85
Gmünd	495	3	2,85	Retz	263	2	1,45
Großenzersdorf	152	2*	1,10	<b>St. Pölten</b>	<b>265</b>	<b>2</b>	<b>1,45</b>
Gumpoldskirchen	240	2	1,45	Scheibbs	324	2/3	1,95
Hainburg	200	2*/2	1,25	Schwechat	161	2*	1,10
Hollabrunn	245	2	1,45	Semmering	1000	2/3	4,65

Abbildung 3.10: Auszug Tabelle A.1 Ortsverzeichnis charakteristischer Schneelasten [17]

Es folgt der Nachweis, warum eine Vereinfachung der Schneelastberechnung, ohne Berücksichtigung von Schneeerwehungen zulässig ist.

Die in der Praxis vereinfachte, konservative Herangehensweise lautet:

$$s = s_k \quad (3.17)$$

Laut 5.2 [15] Lastanordnung (3) sind Schneelasten auf Dächer für ständige und veränderliche Bemessungssituationen aber wie folgt zu berechnen.

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k \quad (3.18)$$

Laut Nationalem Anhang 4.5.1(3) und (4) [17] sind der Umgebungskoeffizient  $C_e = 1$  und

der Temperaturkoeffizient  $C_t = 1$  zu setzen. Außerdem ist die Berechnung des Formbeiwertes  $\mu_i$  nach Anhang B laut Nationalem Anhang 4.5.1(1) [17] nicht zulässig.

Was bleibt ist also die Bestimmung von  $\mu_i$  nach Punkt 5.3 [15] - Formbeiwerte für Dächer.

Da Lagertankdächer im speziellen nicht in dieser Norm behandelt werden, muss eine entsprechende Vereinfachung getroffen werden. Deshalb werden Lagertankdächer, egal ob Kegeldach oder Kugelsegmentdach als *Tonnendächer* behandelt, was im Grunde genommen eine unzulässige Vereinfachung darstellt (im Besonderen für Kegeldächer), die mangels Alternativen aber getroffen werden muss.

Lagertankdächer werden normalerweise mit einem Dachneigungswinkel von etwa  $12^\circ$  bis  $15^\circ$  realisiert. In der Eurocodenorm für Tankbauwerke EN 1993-4-2 [6] ist im Abschnitt 11 ein zulässiger Bereich für Dachneigungen von  $11,3^\circ$  bis  $18,4^\circ$  angegeben. Diese Grenzwerte entsprechen aber nicht der Praxis und sollen nur als Veranschaulichung dienen, warum ein angenommener Dachneigungswinkel von  $15^\circ$  zulässig ist.

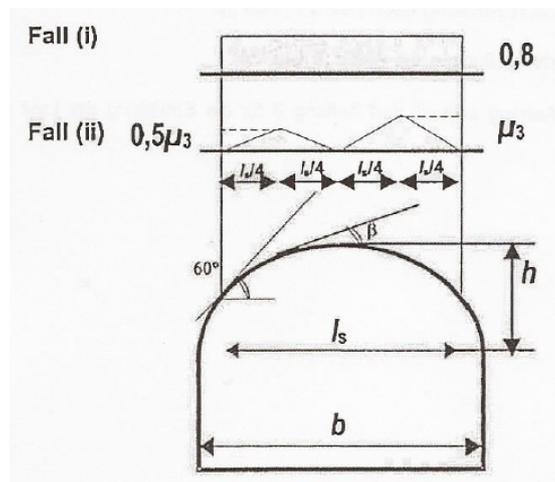


Abbildung 3.11: Formbeiwerte für Schneelasten auf Tonnendächern Bild 5.6 [15]

Die Formbeiwerte für Schneelasten auf Tonnendächern ohne Schneegitter mit einem Dachneigungswinkel  $\beta \leq 60^\circ$  berechnet sich mit  $\mu_3 = 0,2 + 10\frac{h}{b}$  wobei  $h$  die Höhe des Tankdaches und  $b$  der Tankdurchmesser ist. Dies ergibt ein Verhältnis von  $\frac{h}{b} = 0,5 \cdot \tan(15^\circ) = 0,13$  und somit gilt  $\mu_3 = 0,2 + 1,3 = 1,5$ .

Wie man in Abbildung 3.11 sehen kann unterscheidet man zwei verschiedenen Fälle, Fall (i) und Fall(ii).

Im Fall (i) geht man von keiner Schneeverwehung aus und man berechnet eine konstante Schneelast mit  $\mu_3 = 0,8$  was zu  $s = 0,8 \cdot s_k$  führt.

Im Fall (ii) verteilt sich die Last auf zwei Häufungen nimmt in Summe aber ab. Betrachtet man z.B. den Höheren Hügel der in unserem Fall mit  $\mu_3 = 1,5$  begrenzt ist und rechnet diesen in eine konstante Last um, ergibt sich nach Formel 3.18:  $s = 0,75 \cdot s_k$ .

Auch wenn man die Schneelast von *Satteldächern* nach 5.3.3 [15] der Norm untersucht, sieht man sofort dass auch hier für Winkel unter  $30^\circ$  die Schneelast mit  $\mu = 0,8$  begrenzt ist, was zu  $s = 0,8 \cdot s_k$  führt.

Dies zeigt, dass die Vorgehensweise  $s = s_k$  nicht nur zulässig, sondern auch konservativ ist.

## 3.6 Allgemeine Einwirkungen - Windlasten nach EN 1991-1-4

Dieses Kapitel beschäftigt sich mit der Eurocode Norm ÖNORM EN 1991-1-4 Ausgabe 2005-11-01, "Einwirkungen auf Tragwerke Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen - Windlasten" und der nationalen Ergänzung ÖNORM B 1991-1-4 Ausgabe 2009-04-15 [16], "Einwirkungen auf Tragwerke Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen - Windlasten, Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1991-1-4 und nationale Ergänzungen" [18].

Im Folgenden wird die ÖNORM B 1991-1-4 als *Nationaler Anhang* bezeichnet [18].

### 3.6.1 Nationales Vorwort

Auszug aus dem Nationalen Vorwort:

- Die ÖNORM EN 1991-1-4 und ÖNORM B 1991-1-4 sind gemeinsam anzuwenden.
- Diese ÖNORM EN 1991-1-4 muss gemeinsam mit den weiteren ÖNORMEN EN 199x angewendet werden.

### 3.6.2 Geltungsbereich

Auszug aus Abschnitt 1.1 [16] Geltungsbereich.

- EN 1991-1-4 liefert die Regeln zur Bestimmung der Einwirkungen aus natürlichem Wind, auf für die Bemessung von Gebäuden und ingenieurtechnischen Anlagen betrachteten Lasteinzugsflächen.
- Diese Norm gilt für Gebäude und ingenieurtechnische Bauwerke mit einer Höhe bis 200m.
- Dieser Teil dient zur Bestimmung der charakteristischen Windlasten auf Bauwerke an Land, deren Bauteile und Anbauten.

### 3.6.3 Erfassung der Windeinwirkungen

Auszug aus Abschnitt 3 [16]

Windeinwirkungen sind zeitlich veränderlich, wirken in Form von Druck auf die Außenfläche und stehen normal auf diese. Bei größeren Flächen kann eine Berücksichtigung der Reibungskräfte parallel zur Oberfläche erforderlich sein.

Es werden vereinfachte Winddrücke angesetzt, die äquivalent zu den tatsächlichen maximalen Wirkungen des turbulenten Windes sind.

Die Einstufung der Windlasten in die Lastkollektive der EN 1990 erfolgt als *veränderliche, freie Einwirkungen*.

Die berechneten charakteristischen Windeinwirkungen beruhen auf Basiswindgeschwindigkeiten mit einer jährlichen Überschreitungswahrscheinlichkeit von 2% was einer mittleren Wiederkehrperiode von 50 Jahren entspricht.

### 3.6.4 Windgeschwindigkeit und Geschwindigkeitsdruck

Auszug aus Abschnitt 4 Windgeschwindigkeit und Geschwindigkeitsdruck.

Ausgangswert der Berechnung ist der so genannte Grundwert der Basiswindgeschwindigkeit  $v_{b,0}$ . Dieser bezieht sich auf 10m Höhe über Boden und ebenem, offenem Gelände mit niedriger Vegetation (Geländekategorie II).

Den Grundwert der Basiswindgeschwindigkeit bekommt man aus Tabelle A.1 [18] des Nationalen Anhangs. Diese Tabelle ist nach Bundesländern und Orten gereiht, ist der gesuchte Ort nicht vorhanden muss der geographisch nächstgelegene Ort herangezogen werden. Liegt der tatsächliche Ort um mehr als 250m über dem in Tabelle A.1 [18] gewählten muss der Spitzenwindgeschwindigkeitsdruck  $q_p$  nach Tabelle A.2 [18] bestimmt werden. (Siehe 4.2.2 Nationaler Anhang [18])

Hat man den  $v_{b,0}$  bestimmt wird nun die Basisgeschwindigkeit  $v_b$  berechnet.

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} \quad (3.19)$$

Wobei  $c_{dir}$  der Richtungsfaktor und  $c_{season}$  der Jahreszeitenbeiwert ist. Beide Werte werden nach dem Nationalen Anhang 4.4.4(3) [18] gleich 1 gesetzt. Folglich ist in Österreich  $v_b = v_{b,0}$  zu setzen.

Die Berücksichtigung des Einflusses der Höhe und der Geländerauhigkeit erfolgt nach dem Nationalen Anhang 4.2.3. [18] Die Geländekategorien 0 und I treten in Österreich nicht auf. Mit  $z_0$  bezeichnet man die Rauheitslänge und mit  $z_{min}$  die Mindesthöhe der jeweiligen Kategorie.

Ort	Seehöhe	Grundwerte von	
		Basiswindgeschwindigkeit	Basisgeschwindigkeitsdruck
	m	$v_{b,0}$ m/s	$q_{b,0}$ kPa = kN/m <sup>2</sup>
St.Pölten	265	25,8	0,42
Stockerau	167	25,4	0,40
Ternitz	398	25,2	0,40
Traiskirchen	200	25,8	0,42
Tulln	177	26,3	0,43
Waidhofen an der Thaya	529	23,6	0,35
Waidhofen an der Ybbs	358	23,1	0,33
Wilhelmsburg	321	26,2	0,43
Wolkersdorf	176	25,6	0,41
Wr.Neustadt	265	26,7	0,45
Zistersdorf	198	25,1	0,39
Zwettl	520	24,4	0,37

Abbildung 3.12: Auszug Tabelle A.1 des Nationalen Anhangs [18], Grundwerte von Basiswindgeschwindigkeit und Basisgeschwindigkeitsdruck

Wie in Abbildung 3.14 ersichtlich ist fehlen wie bereits erwähnt Kategorie 0 und I, bei den Kategorien II, III und IV wurden die Mindestwerte  $z_{min}$  erhöht und in der zweiten Spalte ist ersichtlich, dass  $q_b = q_{b0}$  gilt.

Hier interessiert vor allem die zweite Spalte, die je nach gewählter Geländekategorie ein anderes Verhältnis aus der Böenwindgeschwindigkeit  $q_p(z)$  und des Basiswindgeschwindigkeitsdruckes  $q_b$  angibt. Dieses Verhältnis bezeichnet man als Geländefaktor  $c_e(z)$ , die Variable  $z$  bezeichnet die Höhe, in unserem Fall die Höhe des Daches, wobei:  $z \geq z_{min}$  gilt.

### Böengeschwindigkeitsdruck (Spitzengeschwindigkeit)

Die Berechnung des Böenwindgeschwindigkeitsdruckes  $q_p(z)$  mit der Formel (4.8) der Norm ist laut Nationalen Anhang Abschnitt 4.2.4 [18] in Österreich nicht zulässig. Statt dessen wird auf Tabelle 1 (Abbildung 3.14) verwiesen.

Um den Böenwindgeschwindigkeitsdruck bestimmen zu können muss der Geländefaktor  $c_e(z)$  mit dem Basiswindgeschwindigkeitsdruck multipliziert werden.

Die Empfehlung die Luftdichte  $\rho$  bei einem nationalen Sturmereignis mit  $\rho = 1,25[kg/m^3]$  festzulegen wurde im Nationalen Anhang bestätigt.

Geländekategorie		$z_0$ m	$z_{min}$ m
0	See, Küstengebiete, die der offenen See ausgesetzt sind	0,003	1
I	Seen oder Gebiete mit niedriger Vegetation und ohne Hindernisse	0,01	1
II	Gebiete mit niedriger Vegetation wie Gras und einzelne Hindernisse (Bäume, Gebäude) mit Abständen von min. 20-facher Hindernishöhe	0,05	2
III	Gebiete mit gleichmäßiger Vegetation oder Bebauung oder mit einzelnen Objekten mit Abständen von weniger als der 20-fachen Hindernishöhe (z.B. Dörfer, vorstädtische Bebauung, Waldgebiete)	0,3	5
IV	Gebiete, in denen mindestens 15% der Oberfläche mit Gebäuden mit einer mittleren Höhe größer als 15m bebaut sind.	1,0	10

Die Geländekategorien sind in Anhang A.1 illustriert.

Abbildung 3.13: Geländekategorien und Geländeparamter [16]

Gelände	$\frac{q_p}{q_b} = \frac{q_p}{q_{b,0}}$	$c_r^2(z) = \frac{q_m}{q_b} = \frac{q_m}{q_{b,0}}$	$I_v(z)$	$z_{min}$ m
	II	$2,1 \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^{0,24}$	$\left(\frac{z}{10}\right)^{0,3}$	$0,18 \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^{-0,15}$
III	$1,75 \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^{0,29}$	$0,593 \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^{0,42}$	$0,29 \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^{-0,21}$	10
IV	$1,2 \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^{0,38}$	$0,263 \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^{0,64}$	$0,46 \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^{-0,32}$	15

Abbildung 3.14: Geländekategorien und Geländeparamter - Nationaler Anhang [18]

$$c_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b} \quad (3.20)$$

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (3.21)$$

### 3.6.5 Aerodynamische Beiwerte - Außendruckbeiwerte

Als nächstes ist der Außendruckbeiwert des Lagertankdaches zu berechnen. Da Lagertankdächer im speziellen nicht in dieser Norm behandelt werden, muss eine entsprechende Vereinfachung getroffen werden. Deshalb werden sämtliche Lagertankdächer, egal ob Kgeldach oder Kugelsegmentdach als *Kuppeln mit kreisrunder Basis* behandelt.

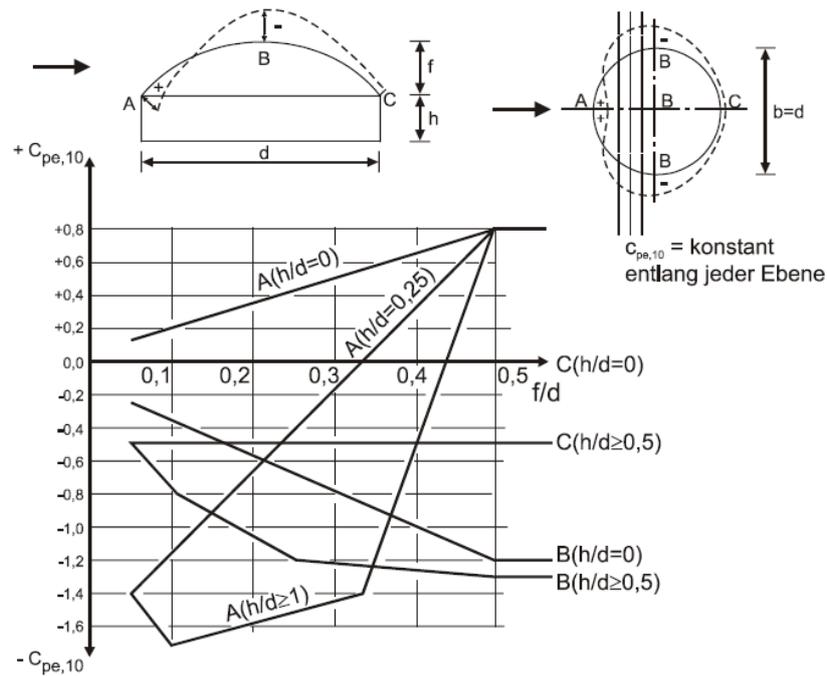


Abbildung 3.15: Außendruckbeiwerte  $c_{pe,10}$  für Kuppeln mit kreisrunder Basis [16]

Wie in Abbildung 3.15 zu sehen ist der Winddruck über der Dachfläche nicht konstant, kann sogar sein Vorzeichen wechseln. Als Vereinfachung werden die im Diagramm dargestellten 3 Bereiche, A, B und C, untersucht. Der Bereich A kennzeichnet das Auftreffen des Windes auf die Dachkante, Bereich B ist der höchste Punkt des Daches und Bereich C bezieht sich auf die gegenüber liegende Dachkante.

Um mit dem Diagramm arbeiten zu können müssen die Verhältnisse  $\frac{f}{d}$  und  $\frac{h}{d}$  gebildet werden. Wobei  $d$  der Durchmesser des Tanks,  $h$  die Höhe des zylindrischen Teil des Tanks und  $f$  die Dachhöhe des Tanks ist. Um die gewünschten Werte zu bekommen, muss zwischen den Kurven interpoliert werden.

Nach Abschnitt 5.2 [16]- Winddruck auf Oberflächen berechnet sich der in die spätere Berechnung einfließende Winddruck  $w_e$  wie folgt:

$$w_e = q_p(z) \cdot c_{pe} \quad (3.22)$$

Das Ergebnis  $w_e$  geht in die Berechnung der Lastkollektive ein.

## 3.7 Silos nach EN 1993-4-1

Dieses Kapitel beschäftigt sich mit der Eurocode Norm ÖNORM EN 1993-4-1 Ausgabe 2008-10-01, “Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten, Teil 4-1: Silos“ [4] und der nationalen Ergänzung ÖNORM B 1993-4-1 Ausgabe 2008-12-01, “Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten, Teil 4-1: Silos“ [5].

Die ÖNORM B 1993-4-1 [5] beinhaltet keine Einschränkung bzw. Erläuterungen die sich auf die Berechnung von Lagertankdächern auswirken.

### 3.7.1 Nationales Vorwort

Auszug aus dem Nationalen Vorwort [15]:

- Die ÖNORM EN 1991-4-1 und ÖNORM B 1993-4-1 sind gemeinsam anzuwenden.
- Diese ÖNORM EN 1991-4-1 muss gemeinsam mit den weiteren ÖNORMEN EN 199x angewendet werden.

### 3.7.2 Freitragende Kegeldächer

Im Nationalen Vorwort der EN 14015 [11] in 3.3.1 auf Seite 13 dieser Arbeit, wird bei der Berechnung von freitragenden kegelförmigen Dächern auf Abschnitt 7.3.1 [4] verwiesen, was zu weniger konservativen Ergebnissen führt.

Der Anwendungsbereich von 7.3.1 [4] ist aber beschränkt auf:

- Durchmesser  $D \leq 5m$  und
- Dachneigung  $\phi \leq 40^\circ$ .

Im Gegensatz zur Dachneigung stellt die Durchmesserbegrenzung ein Problem dar. In 7.3.1 (1) der Norm [4] wird deshalb, bei größeren Durchmessern, auf die EN 1993-1-6 [3] verwiesen.

Wie bei Stabilitätsbetrachtungen üblich wird auch hier zuerst der *ideale* Beulaufendruck und später der *bemessungs* Beulaufendruck berechnet.

$$p_{n,Rcr} = 2,65 \cdot E \cdot \left(\frac{t \cdot \cos(\phi)}{r}\right)^{2,43} \cdot (\tan(\phi))^{1,6} \quad (3.23)$$

$$p_{n,Rd} = \frac{\alpha_p \cdot p_{n,Rcr}}{\gamma_{M1}} \quad (3.24)$$

$$\alpha_p = 0,2 \quad (3.25)$$

$$\gamma_{M1} = 1,1 \quad (3.26)$$

$$p_{n,Ed} \leq p_{n,Rd} \quad (3.27)$$

Der Wert für  $\gamma_{M1}$  stammt aus Abschnitt 2.9.2.2 [4] und der Wert für  $\alpha_p$  aus Abschnitt 7.3.1 (4) Anmerkung [4].

$p_{n,Rcr}$  ... ideale Beulaußendruck [MPa]

$p_{n,Rd}$  ... Bemessungs Beulaußendruck [MPa]

$p_{n,Ed}$  ... Größter auftretender Unterdruck in [Mpa] in 3.4.5 auf Seite: 33 dieser Arbeit

$E$  ... Elastizitätsmodul [MPa]

$t$  ... die kleinste Wanddicke [mm]

$\phi$  ... der Neigungswinkel des Kegels gegenüber der Horizontalen [°]

$r$  ... Außenradius des Daches [mm]

$\gamma_{M1}$  ... Teilsicherheitsbeiwert [1]

Hier wird also lediglich kontrolliert, ob der maximale Berechnungsdruck höher ist als der maximal auftretende Unterdruck.

## 3.8 Tankbauwerke nach EN 1993-4-2

Dieses Kapitel beschäftigt sich mit der Eurocode Norm ÖNORM EN 1993-4-2 Ausgabe 2008-10-01, "Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten, Teil 4-2: Tankbauwerke" [6] und der nationalen Ergänzung ÖNORM B 1993-4-2 Ausgabe 2008-12-01, "Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten, Teil 4-2: Tankbauwerke" [7].

Die ÖNORM B 1993-4-1 [5] hat keine Auswirkungen auf die Berechnung von Lagertankdächern.

### 3.8.1 Nationales Vorwort

Auszug aus dem Nationalen Vorwort [6]:

- Die ÖNORM EN 1991-4-2 und ÖNORM B 1993-4-2 sind gemeinsam anzuwenden.
- Diese ÖNORM EN 1991-4-2 muss gemeinsam mit den weiteren ÖNORMEN EN 199x angewendet werden.

### 3.8.2 Anwendungsbereich

Auszug aus Abschnitt 1.1 [6] des Anwendungsbereichs.

- Für den Auslegungsüberdruck gilt  $p < 500\text{mbar}$
- Für den Auslegungsunterdruck gilt  $p_v < 100\text{mbar}$
- Für die Auslegungswandtemperatur gilt  $-50^\circ\text{C} \leq T_{DM} \leq +300^\circ\text{C}$
- Für austenitische nicht rostende Stähle darf die Auslegungswandtemperatur in folgendem Bereich liegen:  $-165^\circ\text{C} \leq T_{DM} \leq +300^\circ\text{C}$

Im Vergleich zur EN14015 [11] ist der erlaubte Auslegungsunterdruck von  $p_v < 20\text{mbar}$  auf  $p_v < 100\text{mbar}$  erhöht. Die Auslegungswandtemperatur ist um weitere  $10^\circ\text{C}$  niedriger als in der EN 14015 [11]. Auch die minimale Auslegungswandtemperatur für austenitische Stähle ist deutlich herabgesetzt. (In der EN14015 [11] gibt es diesbezüglich keine Unterscheidung) Da aber die Berechnung des Daches nach der EN14015 [11] erfolgt, diese also

hierarchisch höher gestellt ist, kann der Anwendungsbereich in den folgenden Normen nur beschränkt aber nicht ausgeweitet werden.

Im Nationalen Vorwort der EN 14015 [11] in 3.3.1 auf Seite 13 dieser Arbeit, wird bei der Berechnung von freitragenden kugelförmigen Dächern auf Abschnitt 11.2.1, Gleichung (11.4) [6] und bei der Berechnung der Tragkonstruktion von Dächern ebenfalls auf diese Norm verwiesen.

### 3.8.3 Bemessung kreisförmiger Dachtragwerke

Die Berechnung des Dachbleches eines Kugelsegmentdaches oder Kegeldaches sollte mit EN 1993-1-6 [3] erfolgen. Die Unterstützungsstruktur sollte mit Hilfe der EN 1993-1-1 [8] ausgelegt werden.

Laut 7.4 (2) [6] sollte bei geschweißten Überlappstößen die Exzentrizität an der Verbindung in einem Berechnungsmodell berücksichtigt werden. Leider ist ein entsprechender Ansatz weder an anderer Stelle dieser Norm noch in der EN 1993-1-6 [3] zu finden.

Wird das Dachblech mit der Tragkonstruktion verschweißt, darf eine mittragende Dachblechbreite von  $16 \cdot t$  angesetzt werden, wobei  $t$  die Dachblechdicke ist. (siehe 7.4.2.2 (2) aus [6]). Dieser Wert ist verglichen mit den Werten aus [21] und [23] sehr gering. Wobei die mittragende Breite des Dachbleches ab dem Profil gemessen wird, bei einem I Träger wäre demnach die gesamte zu berücksichtigende Breite, die des I Trägers  $+16 \cdot e$ .

**Achtung!** Die im folgenden vorgestellte einfache Bemessung behandelt keine kegelförmigen, verstärkten Dächer. Wie bereits erwähnt verweist das nationale Vorwort der EN14015 [11] bei der Berechnung von verstärkten Dächern auf diese Norm, mit folgender Begründung.

“In 10.3.1 [11] wird für die Auslegung auf ENV 1993-1-1 [8] verwiesen. Da jedoch in dieser Vornorm für die Auslegung von Dächern *keine ausreichenden Angaben vorgegeben werden*, wird auf die Anwendung des Entwurfs ÖNORM EN 1993-4-2 [6] verwiesen.“

Da in der EN 1993-4-2, aber nun keine Berechnungsmöglichkeit für kegelige, verstärkte Dächer zu finden ist, kann diese nun nicht nach EN14015 berechnet werden. Es empfiehlt sich eine alternative Berechnung zu vereinbaren, eine Möglichkeit ist die Berechnung nach VDTÜV Tankanlagen 2002/1 [23] in der differenziert die Unterschiede zwischen kegeligen und kugeligen, verstärkten Dächern behandelt werden.

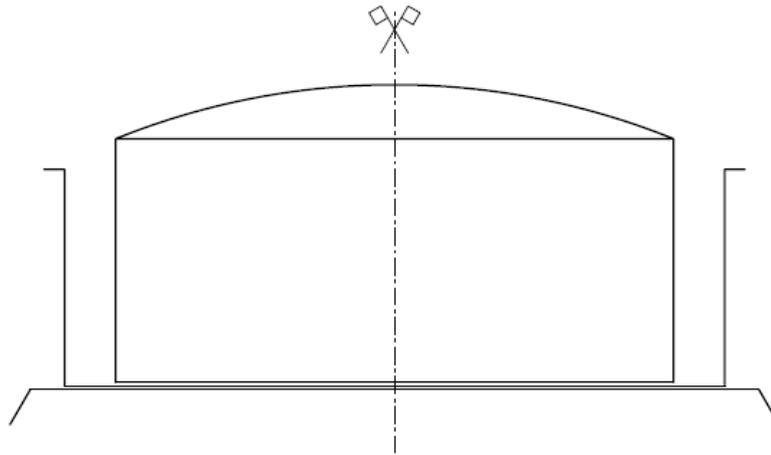


Abbildung 3.16: Tankbauwerk mit Auffangtasse, bei dem die vereinfachte Bemessung anwendbar ist - Bild 11.1 [6]

### 3.8.4 Vereinfachte Bemessung

Um die vereinfachte Bemessung dieser Norm anwenden zu dürfen, müssen mehrere Bedingungen erfüllt werden. Die Bedingungen werden im folgenden in "Lagertank Grundregeln" und "Unbedingt zu kontrollieren" eingeteilt.

#### Lagertank Grundregeln:

1. das Tankbauwerk hat die in Abbildung 3.16 dargestellte Form
2. als innere Einwirkung treten nur der Flüssigkeitsdruck und der Gasdruck über dem Flüssigkeitsspiegel auf
3. die maximale Auslegungsfüllhöhe liegt nicht über dem oberen Rand des zylindrischen Mantels
4. die Blechdicke eines Schusses, darf mit Ausnahme des angrenzenden Schusses des Dacheckrings, nicht geringer sein als die des darunter liegenden Schusses. (Die Blechdicken nehmen nach unten hin zu)
5. der Tankboden liegt gleichmäßig auf, oder er liegt auf Trägern auf, die mit geringem Abstand parallel angeordnet sind

#### Unbedingt zu kontrollieren:

1. alle nachfolgenden Lasten sind vernachlässigbar: Lasten infolge Wärmeeinwirkung

gen, Erdbebenlasten, Lasten infolge ungleichmäßiger Setzungen oder aus Anschlüssen und Lasten aus Störfällen

2. der Bemessungswert der Umfangsspannung im Tankmantel ist kleiner als  $435 \text{ N/mm}^2$
3. der Krümmungsradius kugelförmiger Dächer liegt zwischen dem 0,8-fachen und dem 1,5-fachen des Tankdurchmessers
4. die Dachneigung freitragender kegelförmiger Tankdächer beträgt zwischen  $11,31^\circ$  und  $18,43^\circ$ , wenn das Dach nur durch den Mantel, ohne innere Unterstützung getragen wird.
5. die planmäßige Neigung des Tankbodens ist nicht größer als 1:100
6. der charakteristische Wert des Innendrucks liegt nicht unter  $-8,5 \text{ mbar}$  und nicht über  $60 \text{ mbar}$

*Anmerkungen:* Erdbebenlasten können bei Dächern wie schon in in 3.4.4 auf Seite 27 dieser Arbeit behandelt, vernachlässigt werden. Der Krümmungsradius kugelförmiger Dächer entspricht üblicherweise dem 1,5-fachen des Tankdurchmessers. Die Dachneigung freitragender kegelförmiger Tankdächer liegt üblicherweise zwischen  $12^\circ$  und  $15^\circ$ .

### **Kugelförmiges freitragendes Dach**

Die Berechnung gegen Überdruck erfolgt bereits in 3.3.8 auf Seite 22 dieser Arbeit.

Der Stabilitätsnachweis erfolgt nach 11.2.1 (11.4) [6]:

$$p_{i,ED} = 0,05 \left\{ 1,21 \cdot E \cdot \left( \frac{t}{R_s} \right)^2 \right\} \quad (3.28)$$

$p_{i,ED}$  ... Größter auftretender Unterdruck in [MPa] in 3.4.5 auf Seite: 33 dieser Arbeit

$E$  ... Elastizitätsmodul [MPa]

$t$  ... die kleinste Wanddicke [mm]

$R_s$  ... Krümmungsradius des Daches [mm]

## Kugelsegmentdach mit Gespärre

Die nun vorgestellte Berechnung erfolgt nach Punkt 11.2.2. [6].

Die Mindestblechdicken entsprechen den in der EN14015 [11] geforderten.

Das Gespärre sollte entweder ausgesteift oder konstruktiv mit den Dachblechen verbunden sein. Die Anordnung und Anzahl der Verbände sind identisch mit den Forderungen aus der EN 14015 siehe 3.3 auf Seite 21 dieser Arbeit. In der EN14015 wird allerdings keine Unterscheidung zwischen verbundenen und unverbundenen Sparren getroffen, deshalb sind auch hier die Verbände immer anzubringen, auch wenn das Dachblech mit den Sparren verbunden ist. In der EN 1993-4-2 gibt es jedoch einen zusätzlichen Hinweis, der sehr hilfreich bei der Berechnung der Verbände ist. Laut 11.2.4 (4) [6] gilt:

“ Die Verbände sollten für eine Abtriebskraft bemessen werden, die 1% der Summe der Normalkräfte in den stabilisierten Bauteilen beträgt.“

Die Bemessung des Dachgespärres erfolgt dann nach EN 1993-1-1 [8].

**Achtung!** Nur wenn der Durchmesser des Tanks *kleiner als 60m* ist und die Flächenlasten nicht stark unsymmetrisch angeordnet sind, dürfen *kugelförmige Dächer* nach dem nachstehenden Verfahren berechnet werden.

$$p_{Ed} = p_{v,Ed} \cdot \frac{r^2 \cdot \pi}{n} \quad (3.29)$$

$$N_{Ed} = 0,375 \cdot p_{Ed} \cdot \frac{r}{h} \quad (3.30)$$

$$M_{Ed} = \frac{1}{3} \cdot \left(\frac{r}{1-\epsilon}\right) \cdot \left\{1 - \left(\frac{x}{r}\right)^3 - 1,10 \cdot \left(\frac{y}{h}\right)\right\} \cdot p_{Ed} \quad (3.31)$$

$$\epsilon = N_{Ed} \cdot \frac{(0,6 \cdot r)^2}{\pi^2 \cdot E \cdot I_y} \quad (3.32)$$

Damit die vorgestellte Berechnung zulässig ist, müssen noch folgende Bedingungen erfüllt sein:

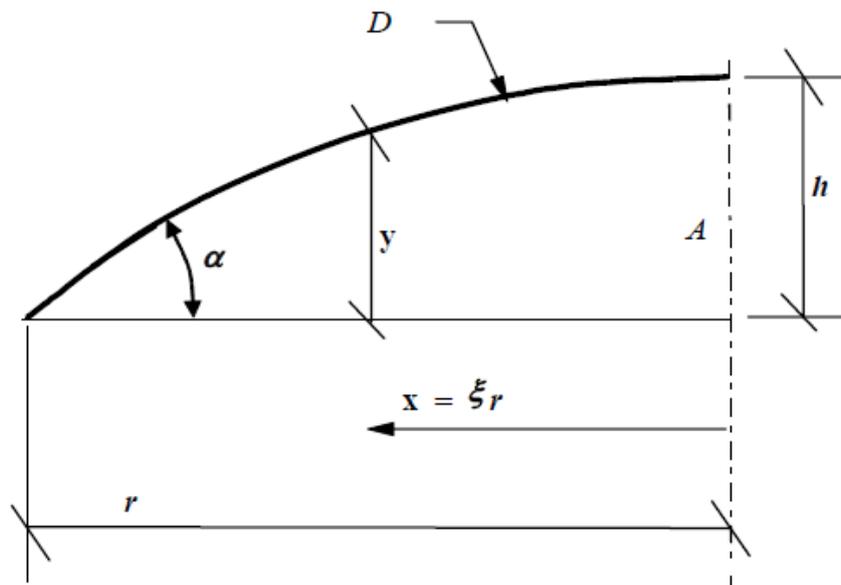


Abbildung 3.17: Koordinaten eines kugelförmigen Tankdaches Bild 11.2 [6]

$$p_{Ed} \geq 1,2 \text{ kN/m}^2 \quad (3.33)$$

$$I_y \geq \frac{N_d \cdot r^2}{\pi^2 \cdot E} \quad (3.34)$$

$$b_k \geq 2 \cdot h_K \quad (3.35)$$

$$A_1 \geq A_2 \quad (3.36)$$

$$h_k^2 \cdot \frac{A_1 \cdot A_2}{A_1 + A_2} \geq \frac{I_y}{2 \cdot \beta} \quad (3.37)$$

$h$  ... der Stich des Tankdaches, siehe Abbildung 3.17

$x$  ... der radiale Abstand von der Tankachse, siehe Abbildung 3.17

$y$  ... die vertikale Höhe des Daches bei der Koordinate  $x$ , siehe Abbildung 3.17

$b_k$  ... die Gurtbreite des Kronenringes, siehe Abbildung 3.18

$h_k$  ... der vertikale Abstand der Gurte des Kronenringes, siehe Abbildung 3.18

$A_1$  ... die Fläche des Obergurtes des Kronenringes, siehe Abbildung 3.18

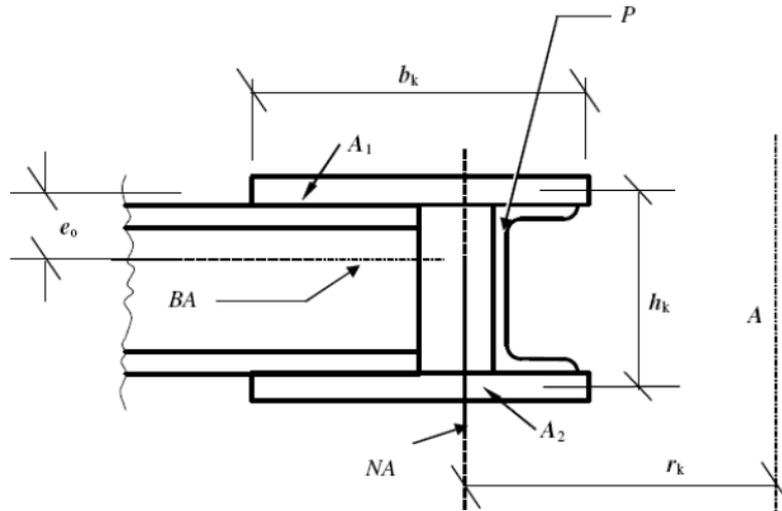


Abbildung 3.18: Kronenring Bild 11.3 [6]

$A_2$  ... die Fläche des Untergurtes des Kronenringes, siehe Abbildung 3.18

$I_y$  ... das Trägheitsmoment des Sparrens um die horizontale Achse

Des weiteren müssen wenigstens *10 gleichmäßig über den Umfang verteilte Sparren* vorhanden sein, damit man die Bemessungswerte des Kronenrings wie folgt berechnen kann.

$$N_{r,Ed} = \frac{N_{2,Ed}}{2 \cdot \beta} \quad (3.38)$$

$$M_{r,Ed} = \frac{r_k \cdot \beta \cdot N_{2,Ed}}{2 \cdot (3 + \beta^2)} \quad (3.39)$$

$$N_{2,Ed} = \frac{N_{Ed} \cdot e_0}{h_k} + \frac{M_{Ed}}{h_k} \quad (3.40)$$

$N_{2,Ed}$  ... der Bemessungswert der Kraft im Untergurt des Kronenrings

$N_{Ed}$  ... der Bemessungswert der Kraft im Sparren

$M_{Ed}$  ... der Bemessungswert des Biegemomentes im Sparren an seinem inneren Ende

$e_0$  ... die vertikale Exzentrizität der Schwerlinie des Sparrens zum Obergurt des Kro-

nenringes, siehe 3.18

$r_k$  ... der Radius der Scherlinie des Kronenringes, siehe 3.18

Wenn das Trägheitsmoment sich längs der Sparrenachse ändert, ist das Flächenträgheitsmoment in der Mitte des Sparrens zu verwenden.

Mit den Ergebnissen geht man in die EN 1993-1-1 [8] und bestimmt die Dimensionen der Sparren.

Zur Auslegung des Kronenrings finden sich keine Hinweise, da jedoch die Berechnung des Bemessungswertes der Kraft im Untergurt des Kronenringes  $N_{2,Ed}$  ident zur Berechnung nach 21.5.1.3 im VDTÜV Tankanlagen [23] ist, wird diese Berechnung verwendet.

Zuerst berechnet man dazu das Moment am unteren Kronenring  $M_{u,d}$  mithilfe der Horizontalkraft  $N_{2,Ed}$  und die Ringkraft  $R_{u,d}$ :

$$M_{u,d} = \left[ \frac{n}{\pi} - \frac{1}{\tan \frac{180^\circ}{n}} \right] \cdot r_k \cdot N_{2,Ed} \cdot 0,5 \quad (3.41)$$

$$R_{u,d} = \frac{N_{2,Ed}}{2 \cdot \frac{\pi}{n}} \quad (3.42)$$

Das Widerstandsmoment errechnet sich wie folgt:

$$W_2 = \frac{A_2 \cdot b_k}{6} \quad (3.43)$$

Für den Tragsicherheitsnachweis des Kronenrings gilt dann die Bedingung:

$$\frac{\frac{R_{u,d}}{A_2} + \frac{M_{u,d}}{W_2}}{\frac{f_{y,k}}{\gamma_M}} \geq 1,0 \quad (3.44)$$

Mit den vorgestellten Konstruktionsanforderungen ist der alleinige Nachweis des Untergurtes ausreichend.

## 3.9 Trägerberechnung nach EN 1993-1-1

Dieses Kapitel beschäftigt sich mit der Eurocode ÖNORM EN 1993-1-1, "Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten, Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau" [8] und der nationalen Ergänzung ÖNORM B 1993-1-1 [14].

Dieses Kapitel befasst sich ausschließlich mit den für die Berechnung von Lagertankdächern relevanten Punkten, das sind Sparren, Ringträger und Querverbände der Dachkonstruktion. Dabei wirkt das auftretende Biegemoment immer um die y-y Achse.

### Werkstoffeigenschaften

Die Anwendung dieser Norm gilt für Tragwerke aus warmgewalzten Baustahl. Siehe Abbildung 7.8 im Anhang auf Seite 105. Die Nennwerte der Streckgrenze und Zugfestigkeit können aus der Produktnorm oder vereinfacht aus Abbildung 7.8 genommen werden.

Für die vorgestellten Baustähle sind folgende Materialkonstanten zu verwenden:

- Elastizitätsmodul  $E = 210 \text{ kN/mm}^2$
- Schubmodul  $G = 81 \text{ kN/mm}^2$
- Poissonsche Zahl  $\nu = 0,3$
- Wärmeausdehnungskoeffizient  $\alpha = 12 \cdot 10^{-6} \text{ je K}$  für  $T \leq 100^\circ\text{C}$

### Klassifizierung von Querschnitten

Bei der Klassifizierung von Querschnitten, geht es im Grunde darum, ob der Querschnitt eine ausreichende plastische Momententragfähigkeit und Rotationskapazität für die plastische Berechnung ausbildet.

Als Einstufungskriterium wird das  $c/t$  Verhältnis des Querschnittes heran gezogen. Wobei  $c$  die Breite/Höhe eines Querschnittsteiles ist und  $t$  seine Dicke. Die verschiedenen Bereiche eines Querschnittes (Flansch/Steg) können unterschiedlichen Klassen zugeordnet werden, der Gesamtquerschnitt wird dann durch die ungünstigste Klasse klassifiziert.

Die maximalen  $c/t$  Verhältnisse der benötigten Querschnitte sind im Anhang in Bild 7.9 und 7.10 ab Seite 106 dieser Arbeit nachzulesen.

## Teilsicherheitsbeiwerte

Die Abminderung der Werte der Beanspruchbarkeit erfolgt mit folgenden Teilsicherheitsbeiwerten nach 6.1 [8]:

$\gamma_{M0} = 1,0$  für die Beanspruchbarkeit von Querschnitten (Zug-, Druck- und Biegebelastungen)

$\gamma_{M1} = 1,0$  für die Beanspruchbarkeit von Bauteilen bei Stabilitätsversagen (Biege-, Drill- und Biegedrillknicken)

### 3.9.1 Querschnittsnachweis

Die Schnittgrößenberechnung darf mittels elastischer oder plastischer Tragwerksberechnung erfolgen.

Um allfällige exzentrische Krafteinleitungen berücksichtigen zu können, wird der Hinweis aus 21.5.1.2 [23] verwendet: Excentrizitäten dürfen unberücksichtigt bleiben, wenn alle Normalkräfte und Momente pauschal um 10% und 20% erhöht werden!

Die plastische Tragwerksberechnung setzt aber voraus, dass auch die entsprechenden Rotationskapazitäten vorhanden sind, deshalb sollte an einem Fließgelenk der Bauteilquerschnitt in der Rotationsebene doppelt- oder einfachsymmetrisch sein. Zusätzlich ist 5.6 [8] zu erfüllen, wo es heißt:

“Die Momenten-Rotationskapazität kann bei Bauteilen mit konstantem Querschnitt als ausreichend angenommen werden, wenn folgende Anforderungen erfüllt sind: a) Das Bauteil weist an den Stellen der Fließgelenke einen Querschnitt der Klasse 1 auf;“

Demzufolge dürfen nur Querschnitte der Klasse 1 mittels plastischer Tragwerksberechnung nachgewiesen werden.

Die elastische Tragwerksberechnung darf dabei immer angewandt werden, dabei ist in der Regel davon auszugehen, dass die Spannungs- Dehnungsbeziehung des Materials in jedem Spannungszustand linear verläuft. [31]

Bei der plastischen Tragwerksberechnung darf die bi-lineare Spannungs-Dehnungsbeziehung nach Abbildung 3.19 verwendet werden, es kann auch die genauere Beziehung nach EN 1993-1-5 [2] verwendet werden, die unter Umständen auch eine weitere Verfestigung berücksichtigt.

Erfüllt der Querschnitt die Vorgaben der Querschnittsklasse 1 kann man davon ausgehen,

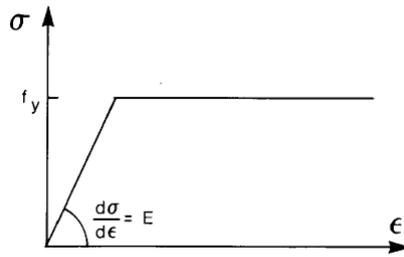


Abbildung 3.19: Bi-lineare Spannungs-Dehnungsbeziehung - Bild 5.8 [8]

dass der Querschnitt vollständig plastifizierbar ist. Dies bedeutet auch, dass ein örtliches Stabilitätsversagen ausgeschlossen werden kann. Bei Querschnitten mit nur einseitig gestützten Flanschen, wie etwa bei einem durch einen Flachstahl verstärkten Dach, ergibt dies z.B. ein maximales  $c/t$  Verhältnis von 9. Vergleich dazu Abbildung 7.10 und [27].

### Berechnung nach der Elastizitätstheorie

Erfolgt der Nachweis mittels *Elastizitätstheorie*, gilt das Fließkriterium für den kritischen Punkt des Querschnittes nach Formel (6.1) [8]. Da nach 3.8.4 auf Seite 49 dieser Arbeit Querkräfte und Schubkräfte vernachlässigt werden, vereinfacht sich die Formel (6.1) [8] auf:

$$\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_y/\gamma_{M0}}\right) \leq 1,0 \quad (3.45)$$

$\sigma_{x,Ed}$  ... der Bemessungswert der einwirkenden Normalspannung in Längsrichtung am betrachteten Punkt

$f_y$  ... Streckgrenze

**Achtung!:** Der Bemessungswert der einwirkenden Normalspannung enthält das Maximum aus dem Betrag der Zug- und Druckspannungen einschließlich Biegespannung in diesem Punkt.

### Berechnung nach der Plastizitätstheorie

Eine konservative Näherung für alle Querschnittsklassen ist die Addition der einzelnen Auslastungen, nach 6.2.1(7) [8] Gleichung (6.2). Da in unserem Fall nur eine einachsige

Biegung in y-y auftritt vereinfacht sich die Formel auf:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} \leq 1,0 \quad (3.46)$$

$M_{y,Ed}$  ... Bemessungswert des einwirkenden Biegemoments um die y-y Achse

$M_{y,Rd}$  ... Bemessungswert der plastischen Momentenbeanspruchbarkeit um die y-y Achse

$N_{Ed}$  ... Bemessungswert der einwirkenden Zugkraft/Druckkraft

$N_{Rd}$  ... Bemessungswert der plastischen Beanspruchbarkeit des Bruttoquerschnitts

Wenn man keine Schwächung des Trägers durch Löcher berücksichtigen muss, folgt aus den Gleichungen (6.5) bis (6.13) [8] für Querschnitte der Klasse 1 und 2:

$$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M0}}{A \cdot f_y} + \frac{M_{y,Ed} \cdot \gamma_{M0}}{W_{pl} \cdot f_y} \leq 1,0 \quad (3.47)$$

A ... Bruttofläche des Querschnitts

$W_{pl}$  ... Plastisches Biegezugmoment

### Spezialfall H- und I- Träger

Erfolgt der Nachweis mittels Plastizitätstheorie für Doppelt- symmetrische gewalzte I oder H Träger, mit Querschnitten nach den Liefnormen oder geschweißten Querschnitten mit gleichen Flanschen, und müssen keine Schraubenlöcher o.ä. berücksichtigt werden, wird der Querschnitt mit Hilfe des Kapitels 6.2.9 [8] für "Beanspruchung aus Biegung und Normalkraft" berechnet.

Dabei ist nach Gleichung (6.31) [8] folgender Nachweis zu führen:

$$M_{Ed} \leq M_{N,Rd} \quad (3.48)$$

$M_{Ed}$  ... Bemessungswert des einwirkenden Biegemoments um die y-y Achse

$M_{N,Rd}$  ... durch  $N_{Ed}$  abgeminderte Bemessungswert der plastischen Momentenbeanspruchbarkeit um die y-y Achse

Es braucht der Einfluss von  $N_{Ed}$  nur berücksichtigt werden, wenn folgende Gleichungen nach (6.33) und (6.34) [8] erfüllt sind:

$$N_{Ed} \geq 0,25 \cdot N_{pl,Rd} \quad (3.49)$$

$$N_{Ed} \geq \frac{0,5h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}} \quad (3.50)$$

$N_{Ed}$  ... Bemessungswert der einwirkenden Zugkraft

$N_{pl,Rd}$  ... Bemessungswert der plastischen Beanspruchbarkeit des Bruttoquerschnitts

$h_w$  ... Höhe des Steges

$t_w$  ... Dicke des Steges

dabei ist nach Gleichung (6.6) [8]:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \quad (3.51)$$

Nach 6.2.9.1 (5) [8]:

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} \cdot (1 - n)/(1 - 0,5a) \quad (3.52)$$

$$\text{mit der Einschränkung:} \quad (3.53)$$

$$M_{N,Rd} \leq M_{pl,Rd} \quad (3.54)$$

$$\text{dabei gilt:} \quad (3.55)$$

$$n = N_{Ed}/N_{pl,Rd} \quad (3.56)$$

$$a = (A - 2 \cdot b \cdot t_f)/A \quad (3.57)$$

$b$  ... Querschnittsbreite

$t_f$  ... Flanschdicke

### 3.9.2 Stabilitätsnachweis für Druckstäbe

Als reinen Druckstab betrachtet man lediglich die Verstärkungen der Dachkonstruktion, zwischen den Sparren siehe Tabelle 3.3 auf Seite 21.

Im Allgemeinen werden 3 verschiedene Profile als reine Druckstäbe verwendet, nämlich gewöhnlicher Flachstahl bei sehr geringen Drücken, rechteckige Winkel bei höheren Drücken und bei legierten Tanks oft auch Hohlprofile. In dieser Arbeit werden auch Rohre und U Träger untersucht.

Es wird festgelegt, dass die Querschnitte immer in Kategorie 1 eingeordnet werden müssen. Mit den Anforderungen aus Punkt 3.9 bedeutet dies:

$$\frac{c}{t} \leq 33 \cdot \sqrt{235/f_y} \quad (3.58)$$

Z.B: bei einem Stab aus S355 darf bei einer Querschnittsdicke von  $t=8\text{mm}$  die maximale Höhe des Stabes ca. 214mm betragen.

Für die vorgestellten Querschnitte ergeben sich nach Abbildung 7.11 im Anhang A auf Seite 108 folgende Imperfektionsbeiwerte  $\alpha$  (unabhängig von Stahlorte und Achsenbeachtung):

Querschnitt	Knicklinie	Imperfektionsbeiwert $\alpha$
Winkel	b	0,34
Flachstahl	c	0,49
Kastenquerschnitt	c	0,49
Rohr geschw.	c	0,49
U Träger	c	0,49

Tabelle 3.4: Imperfektionsbeiwerte  $\alpha$  [8]

Bei der Stabilitätsbetrachtung reiner Druckstäbe müssen zwei verschiedene Fälle unterschieden werden, das Biegeknicken und das Drillknicken. Bei reiner Druckbelastung gelten für beide Nachweise die selben Formeln, es wird lediglich der Trägheitsradius für Biegeknicken auf die y-y Achse und für Drillknicken auf die z-z Achse bezogen.

Da bei den vorgestellten Querschnitten die Ausweichung, egal zu welcher Achse sie rechtwinkelig ist, immer die selbe Knicklinie liefert, kann in diesen speziellen Fällen folgende Vereinfachung getroffen werden:

$$I = \min(I_{y-y}; I_{z-z}) \quad (3.59)$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad (3.60)$$

wobei:

A ... Flächeninhalt

I ... Flächenträgheitsmoment

i ... Trägheitsradius

Als nächstes bestimmt man den Schlankheitsgrad  $\tilde{\lambda}$  des Querschnitts nach 6.3.1.3 [8] mit:

$$\tilde{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i_y \cdot \lambda_1} \quad (3.61)$$

$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{E/f_y} \quad (3.62)$$

Der Abminderungsfaktor  $\chi$  bestimmt sich nach 6.3.1.2 [8] mit:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \tilde{\lambda}^2}} \leq 1,0 \quad (3.63)$$

$$\Phi = 0,5[1 + \alpha(\tilde{\lambda} - 0,2) + \tilde{\lambda}^2] \quad (3.64)$$

Mit den Teilsicherheitsbeiwerten nach 3.9.1 ergibt sich nach 6.3.1 [8] folgender maximale Bemessungswert für die einwirkende Druckkraft:

$$N_{Ed} \leq \chi \cdot A \cdot f_y \quad (3.65)$$

### 3.9.3 Stabilitätsnachweis für Stäbe unter Druck und Biegung um die y-y Achse

Nach [8] kann der erforderliche Biegedrillknicknachweis in folgende Fälle unterteilt werden:

- Untersuchung nach Theorie II. Ordnung laut (1) 6.3.3
- gleichförmige Bauteile mit doppelt- symmetrischen Querschnitten nach 6.3.3
- Allgemeines Verfahren nach 6.3.4

Nach [1] gibt es auch noch folgenden Fall:

- Einzelstabsnachweis für doppelt- symmetrische Querschnitte nach 6.8

Für den Nachweis des Biegedrillknickens muss das ideale Biegedrillknickmoment  $M_{cr}$  bekannt sein. Dieses ist aber von den Lagerbedingungen, Belastungen und Querschnittswerten abhängig und wird im Versuch ermittelt. Werte aus Tabellen sind im Normalfall nur für Standardfälle bekannt und können für diese Arbeit nicht berücksichtigt werden.

Weiterführende Informationen zu diesem Thema sind in [32] und [28] nachzulesen. Eine Ausnahme bilden I Träger, deren Nachweis im Folgenden dargestellt wird.

### **Einzelstabsnachweis unter Druck und Biegung für doppelt- symmetrische Querschnitte nach [1]**

Es gelten folgende Einschränkungen:

- die Stabenden sind unverschieblich gelagert
- sind Ringversteifungen vorhanden, greifen diese im Mittelpunkt der vertikalen Querschnittsachse an
- I Träger sind verdrehweiche Stäbe
- zusätzlich zu den Stabilitätsnachweisen sind Querschnittsnachweise an den Stabenden zu führen

Bestimmung des idealen Biegedrillknickmomentes nach 6.7.1 (7) [1]:

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 EI_z}{L^2} \cdot \sqrt{\left[ \frac{I_w}{I_z} + \frac{L^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} \right]} \quad (3.66)$$

L ... Stablänge

$C_1$  bestimmt man aus Bild 7.14 und 7.15 auf Seite 109.

Bestimmung der Abminderungsfaktoren nach (6.49) und (6.56) aus [8]:

$$\chi_{y,z} = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \tilde{\lambda}^2}} \leq 1,0 \quad (3.67)$$

$$\Phi = 0,5[1 + \alpha(\tilde{\lambda} - 0,2) + \tilde{\lambda}^2] \quad (3.68)$$

$$\tilde{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i_{y,z} \cdot \lambda_1} \quad (3.69)$$

$$\lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (3.70)$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \lambda_{LT}^2}} \leq 1,0 \quad (3.71)$$

$$\Phi_{LT} = 0,5[1 + \alpha(\lambda_{LT} - 0,2) + \lambda_{LT}^2] \quad (3.72)$$

$$\lambda_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} \quad (3.73)$$

Bestimmung von  $\alpha_{LT}$  aus Bild 7.12 auf Seite 108 und  $C_{my}$  sowie  $C_{m,LT}$  aus Bild 7.13 auf Seite 109.

Für Klasse 1 und 2 gilt nach 6.8 [1] weiters:

$$k_y = 1 + (\tilde{\lambda}_y - 0,2) \cdot n_y \leq 1 + 0,8n_y \quad (3.74)$$

$$\alpha = 0,6 \quad (3.75)$$

$$n_y = \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rd}} \quad (3.76)$$

$$k_{LT} = 1 - \frac{0,1\tilde{\lambda}_z \cdot n_z}{c_{m,LT} - 0,25} \geq 1 - \frac{0,1 \cdot n_z}{C_{m,LT} - 0,25} \quad (3.77)$$

$$(3.78)$$

für  $\tilde{\lambda}_z < 0,4$  gemäß [8].

Der eigentliche Biegedrillknicknachweis für die beiden relevanten Achsen lautet nach 6.8 (2) [1]:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rd}} + k_y \cdot \frac{C_{my} \cdot M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{y,Rd}} \leq 1,0 \quad (3.79)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rd}} + k_{LT} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{y,Rd}} \leq 1,0 \quad (3.80)$$

### 3.10 Berechnung des Bleches zwischen Sparren

Bei der Berechnung des Bleches zwischen den Sparren sollten nach Ansicht des Verfassers auf jeden Fall Überdruck und Unterdruck kontrolliert werden. Wenn nötig auch Einzellasten, die allerdings in dieser Arbeit nicht berücksichtigt werden.

Für Überdruck ist die Dachform ideal, da anstatt von auftretenden Biegespannungen sich wohl hauptsächlich Membranspannungen ausbilden. Daher wird die Dachhaut selbst nach den Formeln aus Kapitel 3.3.8 berechnet. Für die Berechnung gegen Unterdruck wird der Berechnungsingenieur allerdings ein wenig ratlos zurückgelassen.

In der EN14015 [11] gibt es keinen Hinweis darauf, dass das Blech zwischen Sparren nachgerechnet werden muss. Als mögliche Erklärung können folgende Punkte angeführt werden:

- Der maximale Abstand zwischen den Sparren ist begrenzt, wobei der Abstand bei kugeligen Dächern höher sein darf, was plausibel ist.
- Bei erhöhtem Durchmesser müssen zusätzliche Ringsteifen angebracht werden, welche die Beulfelder zusätzlich verkleinern.
- Der Auslegungsunterdruck ist begrenzt (siehe 3.3.4 auf Seite 15).

Auch in anderen Normen finden sich nur wenige Hinweise:

In der nach EN 1993-4-2 [6] im Abschnitt 11.2.2 (3) steht geschrieben, dass Dachbleche als Platten mit großen Durchbiegungen bemessen werden dürfen.

In anderen Tanknormen wie z.B. VDTÜV Tankanlagen [23] ist gefordert, dass das Blech zwischen den Sparren als ebene Platte behandelt werden muss, mit dem Zusatz das auch System- und Querschnittreserven berücksichtigt werden dürfen.

Bußhaus geht in seinem Buch “Die Standsicherheit von Flachbodentanks“ [21] davon aus, dass die herkömmlichen Verfahren (wie in [23]) nicht anwendbar sind und schlägt statt dessen ein von ihm weiter entwickeltes Berechnungsverfahren vor, das die kompletten Tortonstücke inkl. Randmomente und Einzelkräfte berücksichtigt. Dieses Verfahren ist relativ aufwendig und noch um einiges konservativer als ein Nachweis nach EN, was auch der Grund dafür sein sollte, dass dieser Nachweis wenig verbreitet ist, der Vollständigkeit halber sei es jedoch an dieser Stelle erwähnt.

Einen recht mutigen Ansatz verteidigt Dr. Knödel [26] mit seiner sog. Hungry Horse Methode. Er geht davon aus, dass das Dachblech schon seine Aufgabe erfüllt wenn es nicht durchreißt. Verformt sich ein Dachblech aufgrund der Last, entsteht nichts anderes

als eine gewölbte Fläche. Diese wird nun als Kugelschale mit einem noch zu bestimmenden Durchmesser betrachtet. Führen die auftretenden Membranspannungen zu einer größeren Auswölbung, verringert sich zeitgleich der Radius, was wiederum zu geringeren Membranspannungen führt - Es entsteht ein Gleichgewicht. Durchreißen würde demnach auftreten, wenn sich entweder durch eine extreme Verformung die Blechdicke zu stark verringert, oder sich das Blech durch große Umformung zu stark verfestigen würde. Beides ist aufgrund der Mindestblechdicken auszuschließen.

Es gibt Firmen, die Tanks nach genau diesem Prinzip bauen und durchhängende Membrandächer mit Blechstärken um die 0,5mm realisieren. Eine solche Bauform wird aber im Industriebau von Kunden aus der Petrochemie, Stahlerzeugung und sonstigen Branchen mit starkem Sicherheitsbedürfnis klar abgelehnt. Selbst wenn Tankdächer als "nicht begehrbar" ausgeführt werden, darf sich aus Kundensicht auch bei einer "unerlaubten" Begehung das Blech nicht "zu sehr" durchbiegen. Es hat sich deshalb der Nachweis als ebene Platte durchgesetzt, auch wenn er technisch gesehen stark auf der sicheren Seite liegt.

Da ohnehin schon mit Eurocodes gearbeitet wurde und man Durchmischungen mit anderen Regelwerken wie der DIN 18800-4 [20] oder dem VDTÜV Tankanlagen [23] vermeiden sollte, wird das Blech zwischen den Sparren also nach der gebräuchlichsten Methode des größten eingeschriebenen Kreises nach der EN 1993-1-6 [3] berechnet.

### 3.10.1 Berechnung nach EN 1993-1-6

Dieses Unterkapitel beschäftigt sich mit der Eurocode ÖNORM EN 1993-1-6 Ausgabe 2007-10-01, "Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten, Teil1-6: Festigkeit und Stabilität von Schalen" [3] und der nationalen Ergänzung ÖNORM B 1993-1-6 [14].

Das Blech zwischen den Sparren wird als ebene, im Rand gelenkig gelagerte Platte berechnet. Zur besseren Veranschaulichung siehe Abbildung 3.5 auf Seite 21. Der Durchmesser der Platte entspricht dem größten eingeschriebenen Kreis zwischen den Sparren. Geometrisch betrachtet, entspricht das dem größten Kreis innerhalb eines Tortenstückes.

Der Kreis wird durch folgenden Ansatz berechnet:

$$\text{Aus } b = \frac{D \cdot \pi}{n} \quad \text{und} \quad d = \frac{(D - d) \cdot \pi}{n} \quad \text{und} \quad \frac{b}{d} = \frac{D}{D - d}$$

folgt:

$$d = \frac{b \cdot D}{D + b} \tag{3.81}$$

$b$  ... Kreisbogen des "Tortenstücks"

$D$  ... Durchmesser des Daches

$n$  ... Anzahl der Sparren

$d$  ... Durchmesser des größten Kreises im Kreissegment = Berechnungsdurchmesser der Platte

Der eigentliche Nachweis erfolgt nach EN 1993-1-6 B.5:

$$p_{n,R} = 1,625 \left( \frac{t}{0,5d} \right)^2 \cdot f_y \quad (3.82)$$

$p_{n,R}$  ... charakteristische Wert für den Widerstand

$f_y$  ... Streckgrenze

Da die vorgestellte Berechnung in der *Anwendungsnorm* EN 1993-4-2 [6] nicht vorkommt, muss auf die *Grundlagen der Tragwerksplanung* EN 1990 zurück gegriffen werden. Die Erklärung der Begriffe sind in 3.4 ab Seite 26 dieser Arbeit nachzulesen.

Nach 6.4.2 (3) [13] gilt grundsätzlich folgendes:

"Beim Nachweis für Grenzzustände der Tragfähigkeit eines Querschnitts, Bauteils oder einer Verbindung (STR oder GEO) ist zu zeigen, dass

$$E_d \geq R_d \quad (3.83)$$

$E_d$  ... Bemessungswert der Auswirkung der Einwirkung

$R_d$  ... Bemessungswert der zugehörigen Tragfähigkeit

Weiters gilt nach 6.3.5 (3) [13]:

"Der Bemessungswert der Tragfähigkeit darf auch direkt mit dem charakteristischen Wert der Tragfähigkeit eines Bauproduktes oder Bauteils ohne Bezugnahme auf die Bemessungswerte einzelner Basisvariablen bestimmt werden."

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_M} \quad (3.84)$$

Wobei  $R_k$  der charakteristische Wert der Tragfähigkeit ist, d.h.:

$$R_k = p_{n,R} \quad (3.85)$$

Den Wert für  $\gamma_M$  entnimmt man dann wieder der Anwendungsnorm EN 1993-4-2 [6] aus Tabelle 2.2. Für den Stabilitätswiderstand der Schalenwand gilt:

$$\gamma_M = 1,1 \quad (3.86)$$

Dies führt zu

$$E_d \leq \frac{p_{n,R}}{1,1} \quad (3.87)$$

Die Berechnung des charakteristischen Wertes der Einwirkung  $E_d$  wurde bereits in 3.4.5 auf Seite 33 gezeigt.

Wie bereits erwähnt liegt dieser Nachweis stark auf der sicheren Seite, im Anhang D wird dies mittels einer Vergleichsrechnung dargestellt. Im vorgestellten Beispiel ist nach EN schon die Zulässigkeit erreicht, während nach Knödel die Auslastung erst bei rund 10 % liegt.

# 4 Kalkulationsgrundlagen

## 4.1 Einführung

Bei der Kalkulation mittels Zuschlägen werden alle leicht zu erfassenden Einzelkosten eines Produktes bestimmt und die anteiligen restlichen Kosten hinzu addiert. Der Unterschied in der Qualität einer Zuschlagskalkulation liegt nun in der Abgrenzung der Einzel- und Gemeinkosten sowie in der Bestimmung von vernünftigen Bezugsgrößen.

Im folgenden soll nun der grundsätzliche Vorgang, von der Bestimmung der Faktoren der Zuschlagskalkulation, bis zur Berechnung der Gesamtkosten ,nach [25] erläutert werden.

1. Identifiziere das Projekt, das als Kostenobjekt dienen soll.
2. Identifiziere die Einzelkosten des Projekts.
3. Identifiziere die Gemeinkostenpools, die mit dem Projekt verbunden sind.
4. Wähle die Bezugsgröße für die Zurechnung der Gemeinkosten zum Projekt.
5. Berechne den Kostensatz pro Einheit der Bezugsgröße für die Zurechnung der Gemeinkosten zum Projekt.
6. Bestimme die Kosten des Kostenobjekts durch Aufaddieren aller Einzelkosten und Gemeinkostenzuschläge.

### 4.1.1 Definitionen

**Kostenobjekt** Die "Sache" auf die man die Kosten bezieht, also ein Produkt oder eine Dienstleistung.

**Einzelkosten** Einzelkosten sind solche Kosten, die einem Kostenobjekt sinnvoll zugeordnet werden können. Da die Aufteilung von Kosten auf verschiedene Produkte langwierig und somit teuer werden kann, versteht man unter Einzelkosten meist nur sehr einfach zu bestimmende Kosten, wie etwas Materialkosten, Personalkosten etc.

**Gemeinkosten** Gemeinkosten sind all jene Kosten, die zwar mit dem Kostenobjekt zu tun haben, aber nicht ökonomisch sinnvoll auf das entsprechende Objekt aufgeteilt werden können. Beispiele sind Verwaltungskosten, Kosten für Gebäude, ev. Energiekosten etc.

**Kostenpool** Ein Kostenpool ist eine Gruppierung einzelner Kostenarten wie z.B.: Telefonkosten des Unternehmens oder Fahrtkosten.

**Kostenbezugsgröße** Eine Kostenbezugsgröße dient dazu Gemeinkosten systematisch zu verteilen. Als Kostenbezugsgröße kann z.B.: die Stückzahl, die Arbeitszeit aber auch finanzielle Bezugsgrößen wie Fertigungslöhne herangezogen werden.

**Zuschlagskalkulation** Bei der Zuschlagskalkulation werden die Kosten einer ganz bestimmten Einheit mittels Zuschlägen zugeordnet. Das einzelne Produkte ist dabei häufig ein Einzelauftrag, wie z.B. der Bau eines Lagertanks.

**Divisionskalkulation** Die Divisionskalkulation ist das Gegenteil der Zuschlagskalkulation und wird häufig bei Massenwaren angewandt, dabei werden die Gesamtkosten einer Produktion durch die Menge des entsprechenden Produktes dividiert. Beispiele wären etwa Nägel, Getränke, Erdöl etc.

## 4.2 Kalkulation und Beschreibung der Arbeitsprozesse

Im Industriebau bzw. Tankbau unterscheidet sich die Art der Kalkulation deutlich von anderen Industriezweigen. Serienfertigung existiert in diesem Bereich nicht, selbst Kleinserien von 2-4 Tanks sind sehr selten, d.h. die Art der Kalkulation gestaltet sich völlig anders als etwa im Automobilbereich.

Beim *Kostenobjekt* handelt es sich um die Herstellung eines Lagertankdaches.

Als *Einzelkosten* werden Material-, Werkstättenpersonal-, Montagepersonal-, Werkstättenmaschinen-, Montagemaschinen- und Subunternehmereinzelkosten identifiziert.

Als *Gemeinkostenpools* werden Material-, Werkstätten-, Montage-, Werkstättenmaschinen-, Montagemaschinen-, Subunternehmer- und Verwaltungsgemeinkosten identifiziert. Dabei beziehen sich diese Gemeinkostenpools auf die Besonderheiten des Tankbaus und grenzen sich ab von anderen Unternehmensbereichen wie etwa dem Druckbehälterbau, dem Bau von Wärmetauschern, Kolonnen oder Rohrleitungen.

Im Tankbau sind die größten Kostentreiber die zu leistenden Arbeitsstunden sowie Materialkosten, weshalb diese neben weiteren Kosten als hauptsächliche *Bezugsgrößen* dienen.

Eine Besonderheit des Tankbaus im Vergleich zu anderen Unternehmensbereichen, ist die besonders kostenintensive Montage. Um Querfinanzierungen innerhalb des Unternehmens weitgehend ausschließen zu können, ist eine klare Abgrenzung zu anderen Produkten unbedingt erforderlich.

Bei der hier vorgestellten Kalkulationsform handelt es sich um die sogenannte Vorkalkulation. In der Natur der Vorkalkulation liegt eine gewisse Unsicherheit, die mit Hilfe von Erfahrungswerten ausgeglichen werden muss. Dabei werden so viele Einzelkosten wie möglich identifiziert, wobei immer der Kosten und Nutzen abgewogen werden muss, nicht jeder Handgriff auf der Baustelle lässt sich vorhersehen und kalkulieren. Man konzentriert sich daher auf Arbeitsprozesse die lange dauern und relativ einfach zu quantifizieren sind. Der Gesamtaufwand wird dann über Zuschlagssätze bestimmt.

Die Kostenstruktur bei der Herstellung von Lagertankdächern gliedert sich in folgende Hauptbereiche:

- Kosten des verwendeten Materials
- Kosten der Werkstätten Produktion

- Kosten der Montage
- Kosten für Subunternehmer

Im folgenden wird auf die Kostenstruktur detailliert eingegangen, um die Übersichtlichkeit zu gewährleisten wird nach einer Top-Down Logik vorgegangen.

#### 4.2.1 Herstellungskosten

Wie man im Bild 4.1 sehen kann setzen sich die Herstellungskosten, also die Selbstkosten aus den verschiedenen Gesamtkosten zusammen.

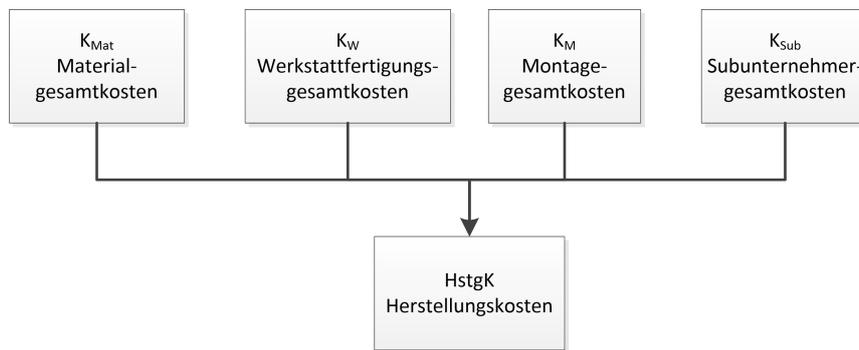


Abbildung 4.1: Herstellungskosten

Hier gilt also:

$$HstgK = K_{Mat} + K_W + K_M + K_{Sub} \quad (4.1)$$

$HstgK$  ... Herstellungskosten

$K_{Mat}$  ... Materialgesamtkosten

$K_W$  ... Werkstattfertigungsgesamtkosten

$K_M$  ... Montagegesamtkosten

$K_{Sub}$  ... Subunternehmergesamtkosten

## 4.2.2 Materialgesamtkosten

Unter den Materialeinzelkosten finden sich die wichtigsten Einzelpositionen des Daches.

Diese sind: Dachblech, Dacheckring, Kronenring, Sparren, Ringversteifungen, Querversteifungen, Schweißzusätze und Schweißgase.

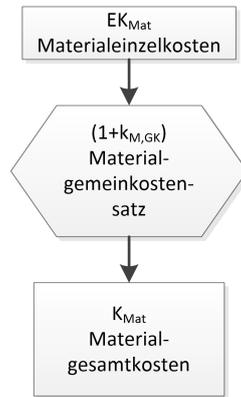


Abbildung 4.2: Materialgesamtkosten

$$K_{Mat} = EK_M \cdot (1 + k_{M,GK}) \quad (4.2)$$

$$EK_M = \sum_{i=1}^n (EK_{M,i}) \quad (4.3)$$

$$EK_{M,i} = G_i \cdot q_{M,i} \cdot (1 + \phi_i) \quad (4.4)$$

$EK_M$  ... Materialeinzelkosten

$k_{M,GK}$  ... Materialgemeinkostensatz

$EK_{M,i}$  ... Materialeinzelkosten der einzelnen Position

$G_i$  ... Gewicht der einzelnen Position

$q_{M,i}$  ... Kosten pro Gewichtseinheit der einzelnen Position

$\phi_i$  ... Verschnitt-/Ausschusaufschlag der einzelnen Position

Wie man in Tabelle 4.1 sehen kann, schwanken die Preise je nach Verarbeitungszustand enorm. Bei hoch legierten Materialien sind viele Produkte nicht mehr erhältlich, andere aus Kostengründen nicht sinnvoll einzusetzen.

Bezeichnung	S235JR	S355JR	1.4301	1.4162 (Duplex)
Blech	0,75	0,80	2,19	2,83
Flachstahl	0,75	0,85	3,20	x
IPE Träger	0,75	0,85	7,00	x
Formrohr	0,89	1,01	3,84	x
UPE Träger	1,00	1,07	7,10	x
Gleichschenkelige Winkel	1,00	1,07	3,69	x
Ungleichschenkelige Winkel	1,10	1,18	7,50	x
Rohre geschw.	3,46	3,78	6,20	x

Tabelle 4.1: Gemittelte Materialpreise in [€/kg] - Stand Februar 2016, inkl. Legierungszuschläge

Der Schweißzusatz berechnet sich als 1% des Gesamtgewichtes multipliziert mit 8€/kg für unlegierten Stahl, 14€ für den Stahl 1.4301 und mit 16€/kg für den 1.4162.

Die benötigten Schweißgase werden mit 0,1% des Gesamtgewichtes multipliziert mit 20€/kg für unlegierten Stahl und mit 30€/kg für legierten Stahl.

#### 4.2.3 Werkstattfertigungsgesamtkosten

Die Kosten der Werkstättenfertigung beziehen sich auf die kalkulierten Arbeitsstunden, dabei wird zwischen Maschinen- und Personalkosten unterschieden. Kosten die nicht direkt zurechenbar sind werden über Gemeinkostenzuschläge berücksichtigt.

$$EK_{FL,W} = Q_{FL,W} \cdot q_{FS,W} \quad (4.5)$$

$$EK_{M,W} = Q_{M,W} \cdot q_{FS,W} \quad (4.6)$$

$$K_W = EK_{FL,W} \cdot (1 + k_{W,GK} + k_{WV,GK}) + EK_{M,W} \cdot k_{M,W,GK} \quad (4.7)$$

$q_{FS,W}$  ... Gesamtanzahl der kalkulierten Arbeitsstunden

$Q_{FL,W}$  ... Lohnkosten pro Arbeitsstunde

$Q_{M,W}$  ... Maschinenkosten pro Arbeitsstunde

$EK_{FL,W}$  ... Einzelkosten der Fertigungslöhne

$EK_{M,W}$  ... Einzelkosten der benötigten Maschinen

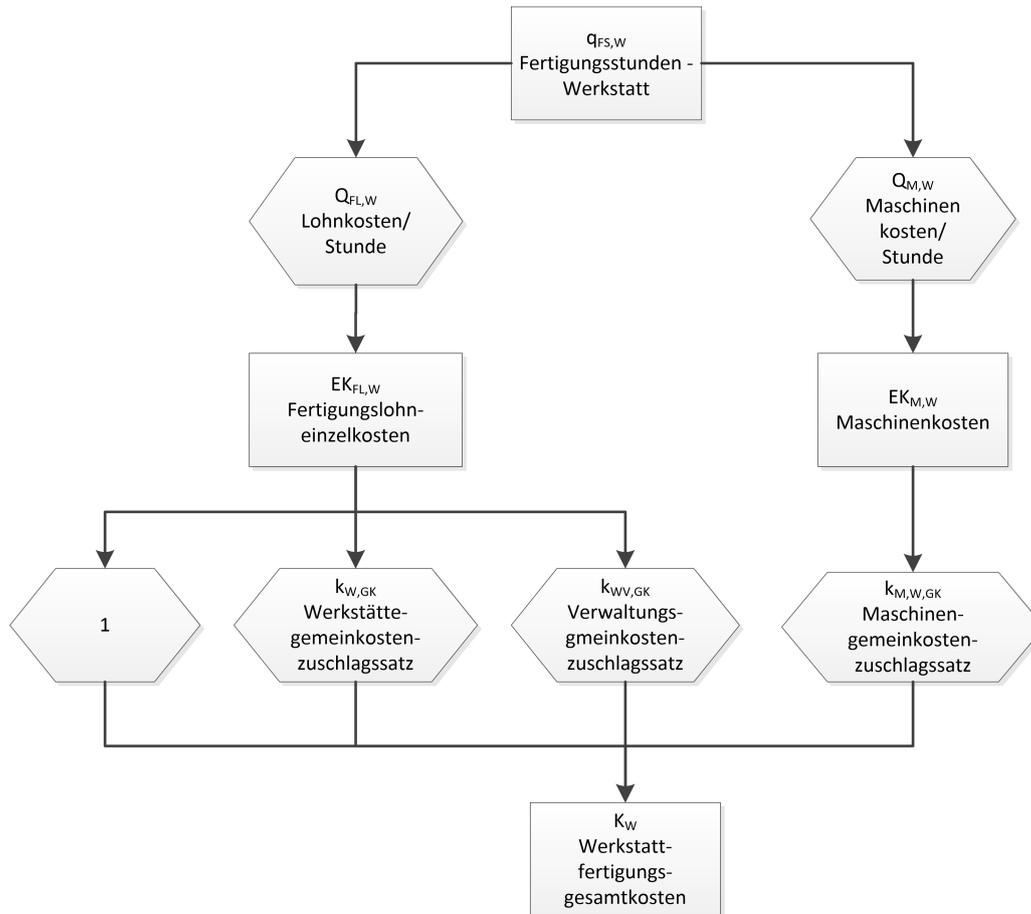


Abbildung 4.3: Werkstattfertigungsgesamtkosten

$k_{W,GK}$  ... Werkstädtengemeinkostenzuschlagssatz, ein Faktor mit dem nicht direkt zurechenbare Kosten der Werkstatt berücksichtigt werden

$k_{WV,GK}$  ... Verwaltungsgemeinkostenzuschlagssatz, beinhaltet sonstige betriebliche Gemeinkosten

$k_{M,W,GK}$  ... Maschinengemeinkostenzuschlagssatz, beinhaltet Kosten wie Wartung und Reparatur die einem Projekt nicht direkt zurechenbar sind

#### 4.2.4 Montagegesamtkosten

Die Kosten der Montagefertigung beziehen sich ebenfalls auf die kalkulierten Arbeitsstunden, dabei wird zwischen Maschinen- und Personalkosten unterschieden. Kosten die

nicht direkt zurechenbar sind werden über Gemeinkostenzuschläge berücksichtigt.

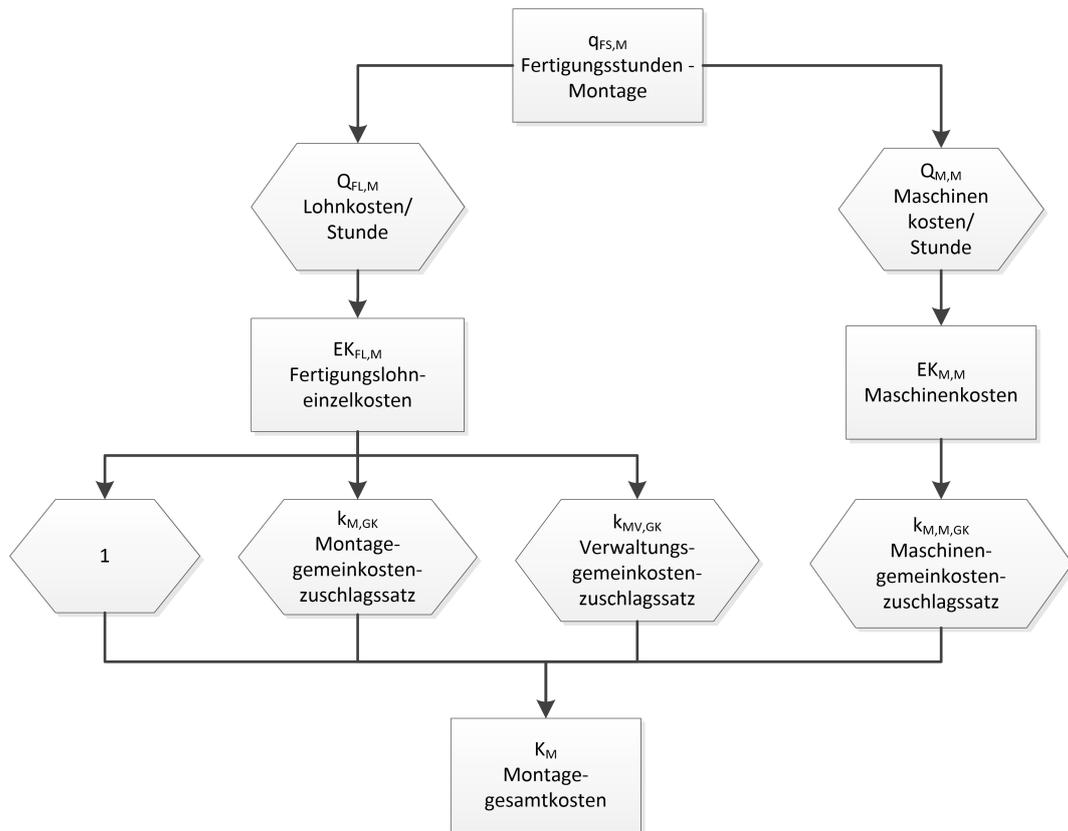


Abbildung 4.4: Montagegesamtkosten

$$EK_{FL,M} = Q_{FL,M} \cdot q_{FS,M} \quad (4.8)$$

$$EK_{M,M} = Q_{M,M} \cdot q_{FS,M} \quad (4.9)$$

$$K_W = EK_{FL,M} \cdot (1 + k_{M,GK} + k_{MV,GK}) + EK_{M,M} \cdot k_{M,M,GK} \quad (4.10)$$

$q_{FS,M}$  ... Gesamtanzahl der kalkulierten Arbeitsstunden

$Q_{FL,M}$  ... Lohnkosten pro Arbeitsstunde

$Q_{M,M}$  ... Maschinenkosten pro Arbeitsstunde

$EK_{FL,M}$  ... Einzelkosten der Fertigungslöhne

$EK_{M,M}$  ... Einzelkosten der benötigten Maschinen

$k_{M,GK}$  ... Montagegemeinkostenzuschlagssatz, ein Faktor mit dem nicht direkt zurechenbare Kosten der Werkstatt berücksichtigt werden

$k_{MV,GK}$  ... Verwaltungsgemeinkostenzuschlagssatz, beinhaltet sonstige betriebliche Gemeinkosten

$k_{M,M,GK}$  ... Maschinengemeinkostenzuschlagssatz, beinhaltet Kosten wie Wartung und Reparatur die einem Projekt nicht direkt zurechenbar sind

#### 4.2.5 Subunternehmergesamt-kosten

Die Kosten für Subunternehmer sind von Firma zu Firma und Projekt zu Projekt stark abweichend, deshalb gehen in dieser Arbeit nur Kosten ein, die besonders häufig auftreten. Da es nicht zweckmäßig ist für die vielen verschiedenen Dächer die in dieser Arbeit untersucht werden, die Subunternehmer mit Anfragen zu überhäufen, werden diese Kosten aufgrund von Erfahrungswerten geschätzt.

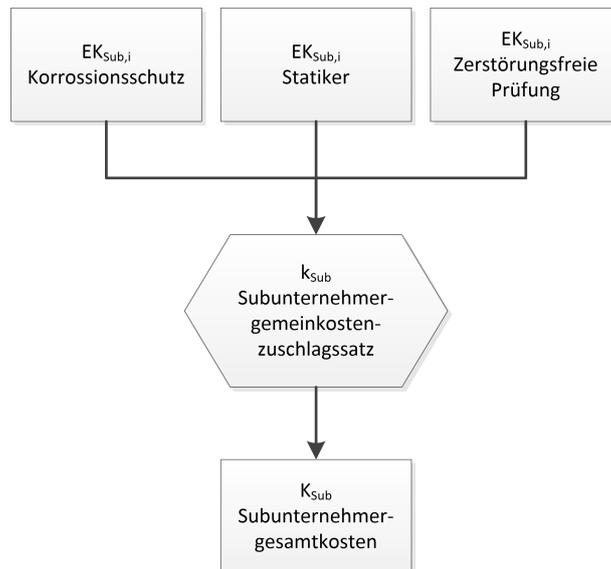


Abbildung 4.5: Subunternehmergesamt-kosten

$$K_{Sub} = \sum_{i=1}^n (EK_{Sub,i}) \cdot (1 + k_{Sub}) \quad (4.11)$$

Tanks aus unlegiertem Stahl werden aus Haltbarkeitsgründen üblicherweise beschichtet, weshalb dieser Kostenpunkt hier auch Berücksichtigung findet. Dieser Schutz beinhaltet

das Sandstrahlen des gesamten Daches, eine Grundierung und weitere 2 Beschichtungen. Für die Beschichtung inkl. Grundierung etc. werden 12 €/m<sup>2</sup> veranschlagt, dazu kommen 215 €/m des Durchmessers für Gerüst und Planen, und eine Baustelleneinrichtungspauschale von 1400€. Diese Zahlen stammen aus den Jahren 2014/2015 aus unterschiedlichen Projekten. Es handelt sich um Durchschnittspreise.

Die Kosten eines statischen Nachweises eines beeidigten Zivilingenieurs, belaufen sich erfahrungsgemäß auf rund 600 € für ein Dach ohne Tragkonstruktion und rund 1000 € für ein Dach mit Tragkonstruktion.

Die Kosten für eine zerstörungsfreie Prüfung belaufen sich auf 45 € pro Laufmeter zu prüfender Schweißnaht und einer An- und Abfahrtpauschale von 450€. (Prüfart siehe in 3.3.9 auf Seite 24 dieser Arbeit) Eine günstige Alternative stellt die sog. Nekalprüfung dar, bei dieser wird während der Füllprobe ein Innendruck aufgebracht und das Dach auf Leckagen kontrolliert. Die Kosten für eine solche Prüfung belaufen sich auf 2 € pro Laufmeter (reine Sichtprüfung) und der An- und Abfahrtpauschale.

In dieser Arbeit wird davon ausgegangen, dass ein Turmdrehkran, der für die Montage benötigt wird, vom Auftraggeber bereitgestellt wird.

Transportkosten bleiben in dieser Arbeit unberücksichtigt.

#### 4.2.6 Fertigungsstunden der Werkstatt

In der Werkstätte wird alles vorbereitet und bearbeitet was möglich ist, damit sich die Arbeitszeit auf der Baustelle so weit wie möglich reduziert.

**1.1 - Dachbleche schneiden** Die benötigten Dachbleche werden mit einem Plasmaschneider aus den gelieferten Blechen, die eine Breite von 2m besitzen, geschnitten.

Die Bleche werden mit einem Hallenkran bewegt und auf das Bett des Plasmaschneiders gehoben. Als erstes muss der Arbeiter das fertige CAM Programm für die Ausschnitte in den Computer laden und das abgelegte Blech mittels Laser referenzieren und einrichten, dieser Arbeitsschritt dauert ca. 10min.

Die Schnittgeschwindigkeiten können anhand einer Tabelle für unterschiedliche Blechstärken bestimmt werden und müssen mit rund 30% beaufschlagt werden, um auch Leerfahrten zu berücksichtigen (Momente in denen nicht geschnitten wird, aber der Schneidkopf von A nach B fährt). Während ein Arbeiter nur mit dem Schneiden beschäftigt ist, arbeitet ein anderer Arbeiter an den bereits geschnittenen Blechen um diese zu putzen, zu entgraten und Kanten zu brechen. Für eine Tafel mit 10mm Dicke wird die gesamte

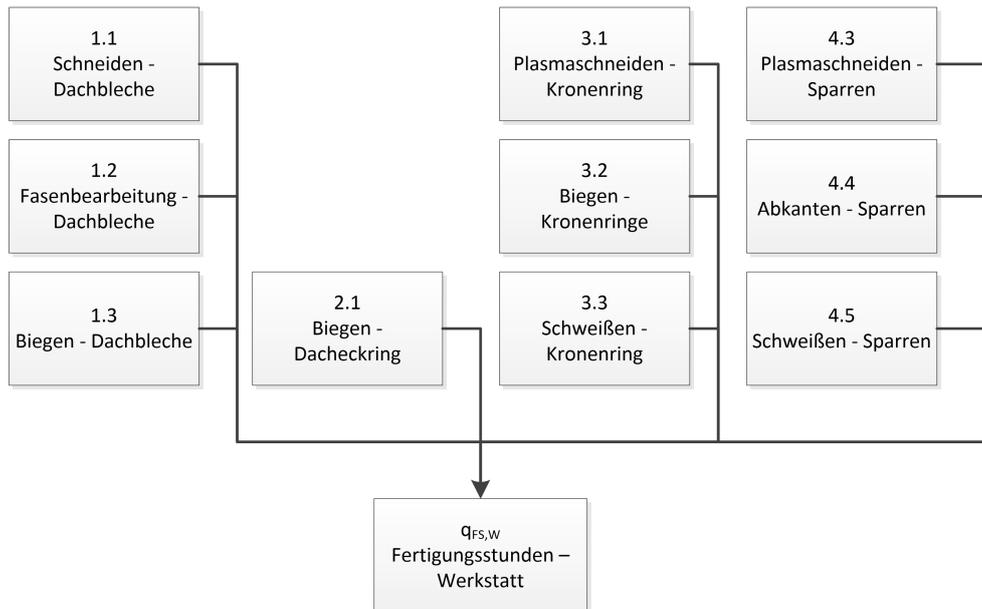


Abbildung 4.6: Fertigungsstunden der Werkstatt

Arbeitszeit mit ca. 1,5 - 2h geschätzt. Diese Zeit beinhaltet auch die Zeit, die für das aufheben des Bleches und das Abräumen des Tisches benötigt wird. Der Plasmaschneider ist mit 20mm begrenzt. (Danach kann für schwarze Bleche mit Autogen gearbeitet werden)

Schneidzeiten siehe Abbildung 8.1 auf Seite 111.

**1.2 Fasenbearbeitung** Bei einer überlappenden Verbindung wird eine Kehlnaht verwendet, also keine Fase benötigt. Bei Stumpf verschweißten Blechen bis 4mm kann ohne Fase geschweißt werden. Bei stumpf verschweißten Blechen zwischen 4- und 10mm wird die nötige Fase mit einer Maschine abgeknappert. Mit 5min /m Fasenlänge sind auch allfällige Nebenzeiten schon berücksichtigt.

Bei Stumpf verschweißten Blechen ab 10 mm wird die Fase mit Plasma schon beim Schneiden erzeugt. Für eine entsprechende Fase muss der Schneidkopf aber den 3fachen Weg zurück legen, außerdem erhöht sich der Verschnitt um rund 10%.

**1.3 Biegen der Dachbleche** Bei Kugelsegmentdächern unter 15m müssen die einzelnen Bleche in der Werkstätte vorgebogen werden. Zum einstellen der Biegemaschine wird dafür ca. 3 Stunden benötigt, ab dem ersten Segment (mit dem die Maschine eingestellt wird) sind 2 Mitarbeiter rund 0,5 h pro weiterem Dachblech beschäftigt.

**2.1 Biegen des Dacheckrings** Die Profile für die Dacheckringe werden in Längen von 6m bestellt und in der Werkstatt gebogen. Beim Biegen bleiben +/- 500mm auf jeder Seite ungebogen, was einen nicht verwertbaren Rest darstellt. Die Biegemaschine muss erst richtig eingestellt werden, dieser Vorgang dauert ca. 4 Stunden. Jedes weitere Profil von 6m Länge kann in ca. 1h gebogen werden. Im Gegensatz zum Dachblech ergeben sich beim Dacheckring längere Bearbeitungszeiten, da die Form des Winkels schwieriger zu bearbeiten ist.

**3.1 Plasmaschneiden des Kronenringes (Nur bei Dächern mit Tragkonstruktion)** Die Bearbeitungszeiten beim Schneiden der Bleche für den Kronenring orientieren sich ähnlich wie beim Schneiden der Dachbleche und werden deshalb übernommen.

**3.2 Biegen der Kronenringe (Nur bei Dächern mit Tragkonstruktion)** Es müssen der äußere und innere Ring gebogen werden, inkl. der Einstellung der Rollmaschine wird pauschal mit 8 h kalkuliert.

**3.3 Schweißen des Kronenrings (Nur bei Dächern mit Tragkonstruktion)** Der Kronenring wird mit dem Verfahren MAG Massivdraht geschweißt, je nach Material und Blechdicke unterscheiden sich die Schweißzeiten sehr stark. Die Gesamtschweißzeit beinhaltet die Hauptschweißzeiten, Prozessnebenzeiten und sonstige Nebenzeiten, wie etwa das Reinigen der Düse oder das Entfernen von Spritzern. Die gesamte Bearbeitungszeit berechnet sich aus der doppelten Gesamtschweißzeit, da ein Monteur beim Vorrichten des Kronenrings den Schweißer unterstützen muss. Schweißzeiten siehe Abbildung 8.2, 8.3, 8.4 und 8.5 auf Seite 111.

**4.1 Plasmaschneiden der Sparren (Nur bei legierten Dächern mit Tragkonstruktion)** Das Schneiden von Blechen um daraus Sparren zu fertigen wird hauptsächlich bei legierten Stählen angewandt. Bei unlegierten Stählen, wäre diese Art der Fertigung höchst unwirtschaftlich, da Profile unwesentlich mehr kosten als Bleche. Da bei legierten Stählen Profile sehr teuer bzw. nicht zu bekommen sind, müssen Sparren oftmals selbst gefertigt werden. Die Bearbeitungszeiten entsprechend den Schneidezeiten des Dachbleches.

**4.2 Abkanten der Sparren (Nur bei legierten Dächern mit Tragkonstruktion)** Es müssen nur die Profile des Winkels und des liegenden U abgekantet werden. Die Bearbeitungszeit berechnet sich aus 10min / Abkantvorgang. In einem Arbeitsgang können dabei maximal 3m lange Bleche verarbeitet werden. Beim ersten Vorgang muss die Maschine erst eingestellt werden, dies dauert ca. 30min.

**4.3 Schweißen der Sparren (Nur bei Dächern mit Tragkonstruktion)** Außer Sparren mit unverbundenem Gespärre werden alle Sparrenformen mit 2 Kehlnähten am Dachblech verschweißt. Die Gesamtzeit des Schweißens wird mit 30% beaufschlagt, da am Beginn ein Monteur beim Einrichten der Sparren helfen muss.

#### 4.2.7 Fertigungsstunden der Montage

Bei Montage Tätigkeiten können unvorhersehbare Ereignisse auftreten, die nicht kalkulierbar sind. Dies ist auch ein Grund warum der Montagegemeinkostenzuschlagsatz höher als der der Werkstättenfertigung ist.

Wind und Wetter können die Montagezeiten ebenso negativ beeinflussen, wie ein Verkehrschaos bei Transporten, fehlerhafte oder beschädigt gelieferte Teile, das Versagen von Maschinen für die kein Ersatz zur Verfügung steht, bis hin zu Krankenstand und Unfällen. Umso weiter ein Montageort vom Firmenstandort entfernt ist desto schlechter kann auf Geschehnisse dieser Art reagiert werden.

Eine sorgfältige Kalkulation der Kosten mit Einbeziehung von verschlechternden Umweltfaktoren ist daher unumgänglich.

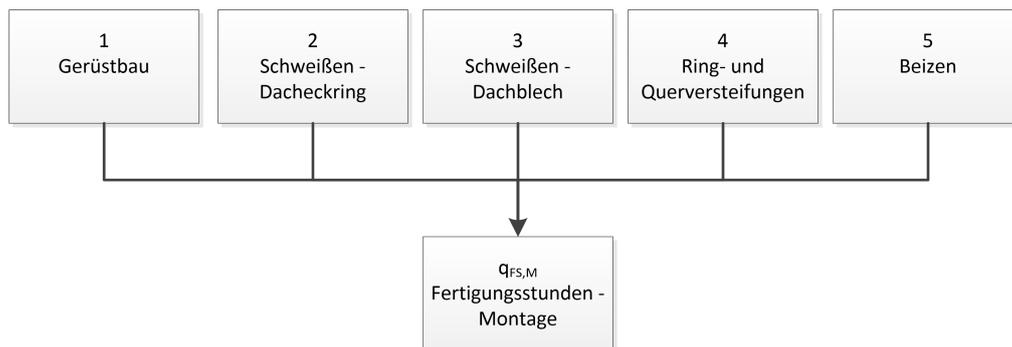


Abbildung 4.7: Gesamtstunden der Montage

**1 - Gerüstbau** Um das Dachblech montieren und verschweißen zu können, muss in der Mitte des Tanks ein Gerüst aufgebaut werden, auf welchem die Mitte des Daches (z.B. der Kronenring) während der Bauzeit abgestützt werden kann und eines um auf das Dach aufsteigen zu können. Ein solches Gerüst wird für einen Tank von z.B. 18m Durchmesser, von 4 Personen in rund 2h aufgebaut, und nach vollendeter Montage wieder abgebaut (16h Arbeitszeit).

Dachdurchmesser	Arbeitszeit
≤ 10m	10h
≤ 20m	16h
≤ 30m	20h

Tabelle 4.2: Montagezeiten für Gerüste

**2 - Schweißen des Dacheckrings** Der Dacheckring muss auf der Baustelle noch zugeschnitten werden und wird dann auf den obersten Schuss des Mantels mit zwei Kehlnähten angeschweißt. Damit die Anforderungen des Schweißprozesses erfüllt werden muss die Manteloberfläche und die des Dacheckrings geschliffen und von Verunreinigungen gereinigt werden. Die berechnete Gesamtschleifzeit wird verdoppelt, da für die genannten Nebenarbeiten und für das Einrichten des Ringes jedem Schweißer ein Monteur zugeteilt werden muss.

**3 - Schweißen der Dachbleche** Bei kleineren Kegeldächern (Durchmesser ist kleiner als 10m) wird der abgerollte Kegel schon am Boden stumpf verschweißt, vom Kran in der Mitte aufgehoben und dann am Scheitel verschweißt. Danach wird er im Ganzen Stück auf den Tank gehoben und am Dacheckring mittels Kehlnaht verschweißt.

Bei größeren Dächern werden die Segmente einzeln montiert, dabei werden gegenleiche Segmente mit dem Kronenring und dem Dacheckring verschweißt, bevor sie untereinander verbunden werden.

Wie beim Dacheckring müssen auch hier die Schweißzeiten verdoppelt werden um den nötigen Monteur mit einzurechnen.

**4 - Montage der Ring- und Quersteifen** Als letzten Arbeitsschritt werden die zusätzlichen Versteifungen montiert. Für die Montage einer Quersteife kann mit einer Gesamtarbeitszeit von 0,75h und bei der Montage einer Ringsteife von 0,5h gerechnet werden. Die Zeiten beinhalten sämtliche Schleif- und Schneidarbeiten sowie das Einrichten der Steife und das Verschweißen.

**5 - Beizen des Tankdaches (nur bei legierten Stählen)** Edelstahl Tanks werden gebeizt um Anlauffarben und sonstige Verunreinigungen, welche Korrosion begünstigen würden, zu entfernen. Die Dauer des Beizvorganges ist stark von den Witterungsverhältnissen abhängig. Ist es zu warm trocknet die Beize zu schnell und hinterlässt unschöne Verfärbungen, ist es zu kalt gefriert das Wasser mit dem die Beize wieder entfernt wird. Im Jahresschnitt kann man mit rund 2h Vorbereitungszeit und 0,2 h / m<sup>2</sup> Dachfläche kalkulieren.

## 4.3 Arbeitsabläufe

Grundsätzliche Konstruktion

Bei Kegeldächern bis 10mm Dicke bzw. 15m Durchmesser wird ein abgerollter Kegel gefertigt, der mittels Kran in der Mitte angehoben wird und im angehobenen Zustand zum Kegel verschweißt wird.

Kegeldächer mit größeren Dicken werden als Segmente ähnlich wie Kugelsegmentdächer gefertigt.

Bei Kugelsegmentdächern wird das Dach in einzelnen "Tortenstücken" gefertigt, welche auf der Baustelle dann überlappend verschweißt werden (Überlappung 25mm). Bei den Schweißnähten handelt es sich um Kehlnähte, weshalb keine Fasen in der Werkstätte vorbereitet werden müssen.

Bei sehr großen Tanks i.d.R. ab 25-30m Durchmesser, werden innen liegende Gespärre verwendet, die nicht mehr mit der Dachhaut verschweißt sind. Bei einer solchen Konstruktion wird das Dachblech auf der Baustelle einfach in Bahnen über das Gespärre gelegt und Bahn für Bahn mit einander überlappend verschweißt (Überlappung 25mm). Auch hier sind keine Fasen notwendig.

Alternativ können aber statt Überlappverbindungen auch Sumpfverschweißte Verbindungen umgesetzt werden.

Kehlnähte werden mit einem Maß von  $a = 0,7 \cdot t$  ausgeführt.

# 5 Analyse

Bei der statischen Berechnung von Tankdächern und deren Vorkalkulation müssen hunderte verschiedene Variablen und Konstanten berücksichtigt werden. Damit die Aussagekraft erhalten und die Übersichtlichkeit gewahrt bleibt, müssen daher gewisse Einschränkungen getroffen werden. Auf den nächsten Seiten sollen daher sinnvolle Standards festgelegt werden, die dies gewährleisten.

Hinweis: Eine Detaillierte Beispielstatik findet sich in Anhang C für ein Kegelmembrandach (siehe 9 auf Seite 114) und in Anhang D für ein Kugelsegmentdach mit Gespärre (siehe 10 auf Seite 119).

## 5.1 Festlegung von Standards

Die hier vorgestellten Werte stellen den Standard dar, nach dem die statischen Berechnungen durchgeführt werden. Wenn andere Werte verwendet werden, wird das an der entsprechenden Stelle angegeben.

- 1 Die Höhe eines Tanks entspricht seinem Durchmesser.
- 2 Die Manteldicke des obersten Schusses entspricht der Mindestwanddicke nach EN 14015, wie in Tabelle 5.1 zu sehen ist.
- 3 In der Analyse werden keine Dachstützen berücksichtigt.
- 4 Durch Belüftung ist es möglich, dass im Tank ein beschränkter Unterdruck entstehen kann.

Durchmesser D [m]	unlegiert $e_{min}$	legiert $e_{min}$
$\leq 4m$	5mm	2mm
$\leq 10m$	5mm	3mm
$\leq 15m$	6mm	5mm
$\leq 30m$	8mm	6mm
$\leq 45m$	8mm	
$\leq 60m$	10mm	
$\leq 90m$	12mm	

Tabelle 5.1: Festgelegte Mindestnenndicke der Mantelbleche Tabelle 16 [11]

**5** Alle Bleche werden mit der Wanddickentoleranzklasse c bestellt, dh. es gibt keine negative Toleranzabweichung.

**6** Für unlegierte Stähle wird ein einheitlicher Korrosionszuschlag von 2mm festgelegt.

**7** Die Auslegungswandtemperatur beträgt 20°C.

**8** Es wird eine einheitliche Nutzlast von  $120 \frac{kg}{m^2}$  angenommen.

**9** Der maximale Betriebsunterdruck beträgt 5mbar.

**10** Der maximale Betriebsüberdruck beträgt 20mbar.

**11** Die Auswahl der Werkstoffe bleibt auf 2 unlegierte und 2 legierte begrenzt. Bei den unlegierten kommt ein S235JR und ein S355JR zur Verwendung. Bei den legierten Stählen kommt ein 1.4301 und ein 1.4162 zum Einsatz.

Als Aufstellungsstandort wird ein fiktiver Ort gewählt, dessen Umgebungsbedingungen dem Mittelwert verschiedener wichtiger Industriestandorte in Österreich entsprechen, siehe Tabelle 5.2.

**12** Der Aufstellungsort befindet sich in Österreich unter 1000m über NN.

Nach erfolgter Berechnung nach [16] wird die erforderliche Mindestwindgeschwindigkeit nach [11] nicht erreicht.

Ort	Basiswindgeschwindigkeit [ $\frac{m}{s}$ ]	Schneelast [ $\frac{kN}{m^2}$ ]
Schwechat	27,0	1,09
Linz	27,4	1,46
Innsbruck	27,1	2,09
Graz	20,4	1,63
Durchschnitt	25,5	1,57

Tabelle 5.2: Wind und Schneelasten [16], [15]

- 13 Die Windgeschwindigkeit wird mit  $45 \frac{m}{s}$  festgelegt.
- 14 Es wird mit einer Schneelast von  $1,57 \frac{kN}{m^2}$  gerechnet.
- 15 Die maximale Blechdicke wird mit 20mm festgelegt.

## 5.2 Analyse von Membrandächern

### 5.2.1 Einfluss des Kegelwinkels auf Dächer aus unlegiertem Stahl

Der Vergleich erfolgt für stumpf verschweißte Dächer die aus dem Werkstoff S235JR gefertigt werden. (siehe Abbildung 5.2)

Winkel	Durchmesser [m]			
	2	3	4	5
11,31°	6139	7659	10504	12856
13°	6143	7667	10026	12703
15°	6149	7679	10046	12738
17°	6156	7692	10070	12079
18,43°	6161	7703	10092	12108

Abbildung 5.1: Ergebnistabelle - Einfluss der Neigung

Da Kegeldächer mit 5m Durchmesser begrenzt und die Mindestblechdicken bei unlegierten Dachblechen sehr hoch sind hat die Dachneigung keinen nennenswerten Einfluss auf die Herstellungskosten. Grund dafür sind die Mindestwanddicken die eingehalten werden müssen die aber rein rechnerisch nicht erforderlich sind. Durch die orange Hintergrundfarbe sind jene Kombinationen gekennzeichnet, die nicht durch Mindestwanddicken abgedeckt werden.

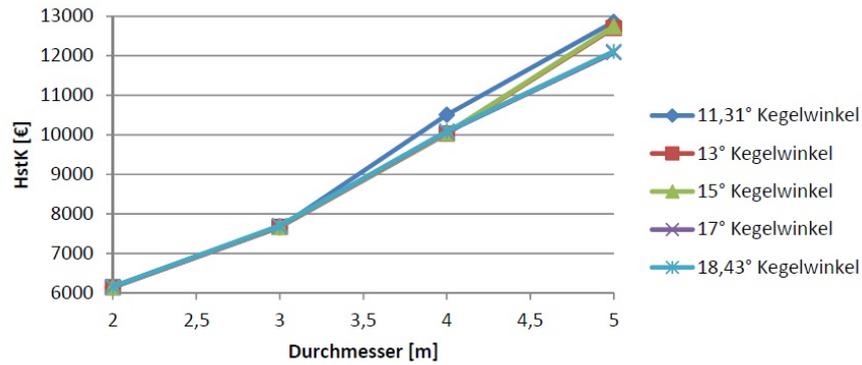


Abbildung 5.2: Diagramm - Einfluss der Neigung

Eine Erhöhung des Kegelwinkels führt zu einer Stabilisierung des Daches gegen Unterdruck, was zu einer Erhöhung der Dachfläche und einer Senkung der Dachbleckdicke zur Folge hat. Durch die geringeren Blechstärken sind theoretisch auch höhere Tankdurchmesser möglich.

### 5.2.2 Einfluss des Kegelwinkels auf Dächer aus legiertem Stahl

Der Vergleich erfolgt für stumpf verschweißte Dächer, die aus dem Werkstoff 1.4301 gefertigt werden.

Winkel	Durchmesser [m]			
	2	3	4	5
11,31°	5042	6680	10015	14176
13°	5045	6689	10036	13720
15°	5050	6701	10065	13773
17°	5055	6208	8898	12501
18,43°	5059	6212	8921	12543

Abbildung 5.3: Ergebnistabelle - Einfluss der Neigung

Im Gegensatz zu unlegiertem Stahl sind hier die Mindestwanddicken deutlich geringer, was soweit führt, dass bei gleicher Belastung und einem Durchmesser von 2m, ein legiertes Dach kostengünstiger sein kann als ein unlegiertes Dach. Durch die orange Hintergrundfarbe sind jene Kombinationen gekennzeichnet, die nicht durch Mindestwanddicken abgedeckt werden, wie man sehen kann sind dies bei legierten Stählen deutlich mehr, als bei den unlegierten.

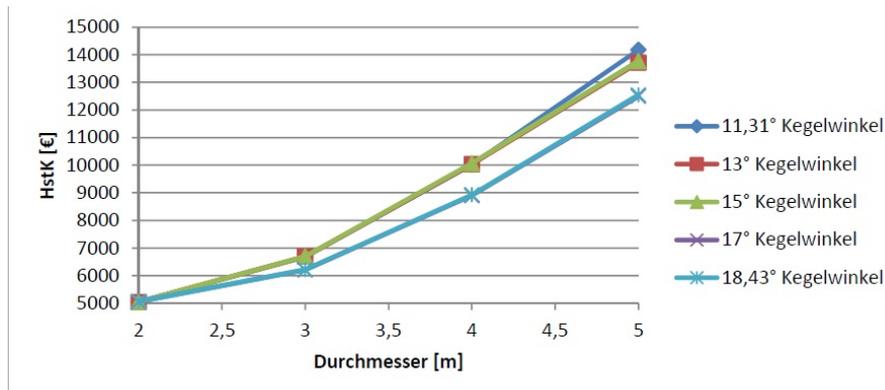


Abbildung 5.4: Diagramm - Einfluss der Neigung

In Bild 5.4 erkennt man eine ganz klare Tendenz zu günstigeren Dächern, wenn bei größeren Durchmessern die Dachneigung erhöht wird. Dies führt zu einer Stabilisierung des Daches gegen Unterdruck, was zwar zu einer Erhöhung der Dachfläche aber auch zu einer Senkung der Dachbleckdicke zur Folge hat, dies spart nicht nur Material sondern auch enorm viel Schweiß- und Schneidzeit. Durch die geringeren Blechstärken sind theoretisch auch höhere Tankdurchmesser möglich.

Umso steiler das Dach, umso schlechter ist es jedoch begehbar, was oft nicht gewollt ist. Unter 18° Dachneigung sind bei größeren Durchmessern jedenfalls nicht sinnvoll.

Allgemein lässt sich festhalten, dass die hohen Mindestwandstärken und die Durchmesserbegrenzung die baulichen Möglichkeiten und die damit verbundene Kostenoptimierung stark einschränken.

### 5.2.3 Einfluss des Kugelradius auf Dächer aus unlegiertem Stahl

Der Vergleich erfolgt für stumpf verschweißte Dächer die aus dem Werkstoff S235JR gefertigt werden. Untersucht wurde, welchen Einfluss der Kugelradius des Daches auf die Herstellungskosten hat, dabei wird der Kugelradius im Verhältnis zum Tankdurchmesser dargestellt. Laut [6] ist der Kugelradius mit  $0.8 \leq \frac{R}{D} \leq 1.5$  begrenzt.

Im Gegensatz zum Kegeldach gibt es beim Kugeldach keine Einschränkungen des Durchmessers. Der Sichtbereich in Bild 5.6 wurde so begrenzt, dass nur Werte über einen Durchmesser von 8m gezeigt werden, da im darunter liegenden Bereich keine nennenswerten Unterschiede festgestellt wurden. Dies liegt ebenso wie bei den Kegeldächern an den sehr hohen Mindestwanddicken die eingehalten werden müssen.

Aufgrund der leichteren Begehbarkeit sollte deshalb bei Tanks unter 8m Durchmesser ein

	Durchmesser [m]									
Winkel	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20
0,8	6188	10186	15272	21446	30840	43095	53948	69168	93956	128057
1	6161	10093	15071	21091	32663	43280	60687	76699	110748	147552
1,3	6146	10036	14945	22443	33003	47944	71425	97524	135894	186354
1,5	6141	10017	14903	22821	36631	51808	76829	111109	151416	

Abbildung 5.5: Ergebnistabelle - Einfluss des Kugelradius

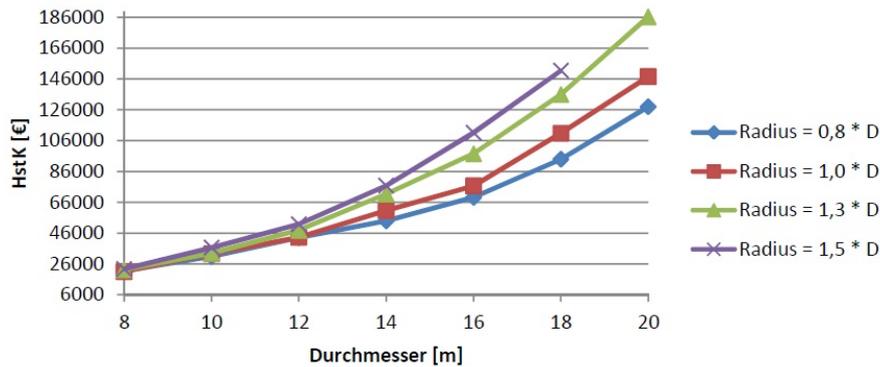


Abbildung 5.6: Diagramm - Einfluss des Kugelradius

Verhältniss von 1,5 gewählt werden. Das Kugelsegmentdach wird umso stabiler, umso mehr sich das Dach in Richtung einer Halbkugel entwickelt, dieser Umstand ist leicht nachvollziehbar.

In der Praxis werden selten Werte unter 1,2 gewählt, da dies die Begehbarkeit des Daches eingeschränkt würde. Wenn das Dach aufgrund von Inspektionen begehbar sein muss, würden die Kosten des dafür nötigen Stahlbaus die Einsparungen übertreffen.

#### 5.2.4 Einfluss des Kugelradius auf Dächer aus legiertem Stahl

Der Vergleich erfolgt für stumpf verschweißte Dächer die aus dem Werkstoff 1.4301 gefertigt werden.

Wie man im Bild 5.8 sehen kann verhält es sich mit legiertem Stahl genau gleich wie mit unlegiertem. Die Herstellungskosten erhöhten sich um rund die Hälfte und aufgrund des fehlenden Korrosionszuschlages kann bei einem Verhältniss von 1,5 auch noch ein Tank mit 20m Durchmesser gebaut werden.

Winkel	Durchmesser [m]									
	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20
0,8	5083	8169	12121	19856	35011	53008	67873	91403	123151	161823
1	5061	8088	13635	23466	38845	54568	76767	102751	146152	199828
1,3	5048	8039	15860	26192	40245	61432	91350	128352	184861	258977
1,5	5044	8847	15798	27336	45494	70024	99781	148928	219499	298947

Abbildung 5.7: Ergebnistabelle - Einfluss des Kugelradius

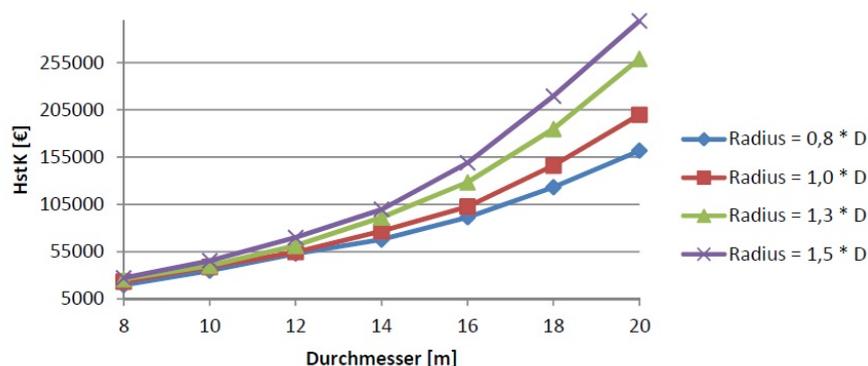


Abbildung 5.8: Diagramm - Einfluss des Kugelradius

### 5.2.5 Einfluss der Schweißverbindung bei kegeligen Dächern aus unlegiertem Stahl

Der Vergleich erfolgt für kegelige Dächer mit einem Winkel von  $15^\circ$ , die aus dem Werkstoff S235JR gefertigt werden.

Verbindung	Durchmesser [m]			
	2	3	4	5
1	6149	7679	10046	12738
0,5	6015	8040	12198	19180

Abbildung 5.9: Ergebnistabelle - Einfluss der Schweißverbindung

Wie man im Bild 5.2.5 sehen kann ist bei sehr kleinen Durchmessern die beidseitig überlappend verschweißte Verbindung zu bevorzugen, da die Mindestwanddicken derartig groß sind, dass selbst diese Verbindung noch ausreichend dimensioniert werden kann. Bei höheren Durchmessern ist bei Membrandächern nur noch die stumpf verschweißte Verbindung sinnvoll.

Da sich dieser Effekt bei unlegiertem Stahl aufgrund der niedrigeren Mindestblechdi-

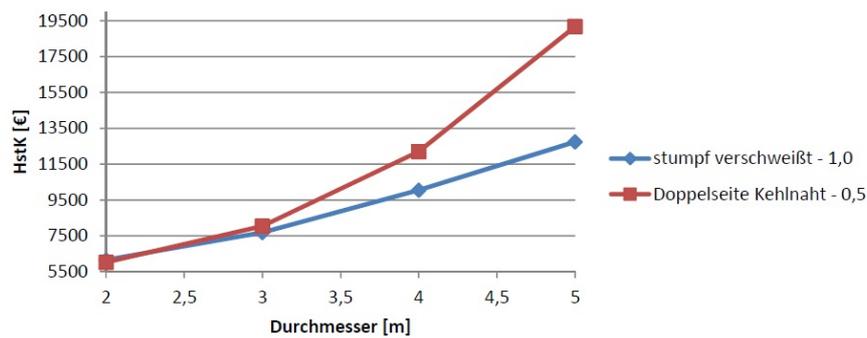


Abbildung 5.10: Diagramm - Einfluss der Schweißverbindung

cken und des teureren Materials noch verschlechtern würde, wird auf eine entsprechende Untersuchung mit legiertem Stahl verzichtet.

### 5.2.6 Einfluss der Schweißverbindung bei kugeligen Dächern aus unlegiertem Stahl

Der Vergleich erfolgt für kugelige Dächer mit einem Kugelradius von  $1,5R$ , die aus dem Werkstoff S235JR gefertigt werden.

Die Darstellung in Bild 5.12 ist mit 8m Durchmesser beschränkt, da die überlappende, beidseitig verschweißte Verbindung mit größeren Durchmessern statisch nicht mehr in den Griff zu bekommen sind.

Verbindung	Durchmesser [m]			
	2	4	6	8
1	6141	10017	14903	22821
0,5	6006	10714	22070	42741

Abbildung 5.11: Ergebnistabelle - Einfluss der Schweißverbindung

Wie man im Bild 5.2.6 sehen kann ist, genau wie bei kegeligen Dächern, bei sehr kleinen Durchmessern die überlappende beidseitig verschweißte Verbindung zu bevorzugen, da die Mindestwanddicken derartig groß sind, dass selbst diese Verbindung noch ausreichend dimensioniert werden kann. Bei höheren Durchmessern ist bei Membrandächern nur noch die stumpf verschweißte Verbindung sinnvoll.

Da sich dieser Effekt bei unlegiertem Stahl aufgrund der niedrigeren Mindestblechdicken und des teureren Materials noch verschlechtern würde, wird auf eine entsprechende

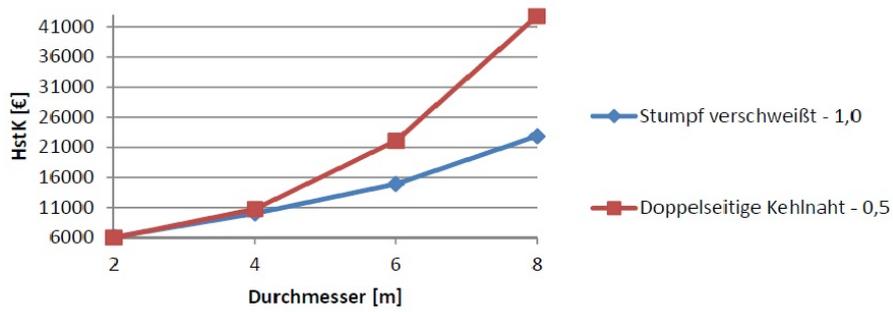


Abbildung 5.12: Diagramm - Einfluss der Schweißverbindung

Untersuchung mit legiertem Stahl verzichtet.

### 5.2.7 Einfluss des verwendeten Werkstoffes auf Kugelsegmentdächer

Der Vergleich erfolgt nur für kugelige, legierte Dächer, da hier der entsprechende Effekt am größten ausfällt.

Winkel	Durchmesser [m]									
	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20
1.4301	5044	8847	15798	27336	45494	70024	99781	148928	219499	298947
1.4162	4961	7995	16359	29244	49545	74689	111537	167354	235414	338062

Abbildung 5.13: Ergebnistabelle - Einfluss der Schweißverbindung

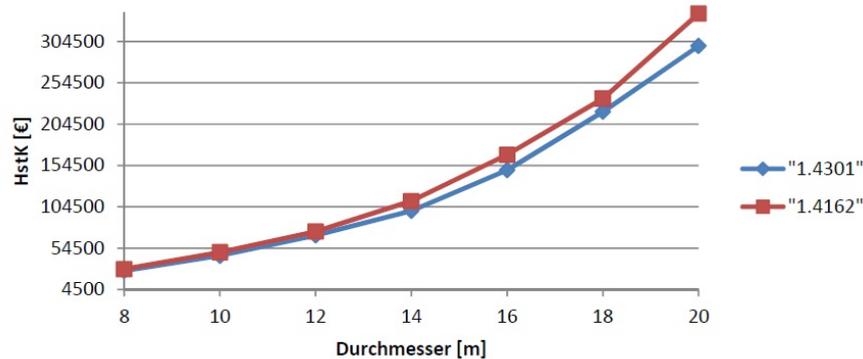


Abbildung 5.14: Diagramm - Einfluss der Schweißverbindung

Wie man im Bild 5.14 sehen kann bedeutet der höher festere Werkstoff eine Erhöhung der Herstellkosten. Der entscheidende Nachweis bei Membrandächern ist der des Beulen gegen Unterdrucks, die Beulsteifigkeit lässt sich jedoch nur über Blechdicke, E- Modul

und Form beeinflussen. Der E- Modul des Werkstoffes 1.4162 ist gegenüber dem von 1.4301 zwar um  $5 \frac{kN}{mm^2}$  erhöht, dieser kleine Unterschied kompensiert die erhöhten Materialkosten und den höheren Schweißaufwand jedoch mit nichten.

Bei kegeligen Dächern und unlegiertem Stahl bringt die Verwendung eines höher festeren Werkstoffes ebenso wenig, weshalb auf eine entsprechende Darstellung verzichtet wird.

## 5.3 Analyse von verstärkten Kugelsegmentdächern

Bei der rechnerischen Auslegung von verstärkten Kugelsegmentdächern sind sehr viele Details zu berücksichtigen. Ein entscheidender Kostenfaktor ist die Gestaltung der Dachversteifungen. Im Laufe der Zeit haben sich viele verschiedene Sparrenarten etabliert die an dieser Stelle genauer untersucht werden sollen.

Als erstes werden die optimalen Querschnitte für Ring und Quersteifen gesucht, die dann bereits in die weiteren Untersuchungen eingehen.

### 5.3.1 Ideale Querschnitte für Ring- und Quersteifen

Um die Herstellungskosten vergleichen zu können, werden bei verschiedenen Durchmessern (15m und 25m) Tanks ausgelegt und anschließend die verschiedenen Querschnitte variiert. Dabei sind mehrere Eigenheiten zu berücksichtigen, zum einen sind dies unterschiedliche Imperfektionswerte der Querschnitte (s. Tabelle 3.4) und deren Steifigkeiten zu berücksichtigen, zum anderen unterscheiden sich die Materialpreise teilweise erheblich von einander (s. Tabelle 4.1).

Sieht man sich den Stabilitätsnachweis für Druckstäbe genauer an (s. 3.9.2) wird schnell deutlich, dass nur das schwächste Flächenträgheitsmoment in die Berechnung eingeht. Aus diesem Grund ist ein Flachstahl von vorneherein für diese Verwendung auszuschließen, die optimale Flachstahlform strebt demnach die eines Vierkantstahls an. Die Verwendung eines Vierkantstahls wäre nur bei sehr geringen Durchmessern/Belastungen, als Ringsteife halbwegs wirtschaftlich einsetzbar.

Querschnitt	D = 15m	Querschnitt	D = 25m
Winkel	65396	Winkel	156557
Rohr	65634	Rohr	157364
Formrohr	65384	Formrohr	156517
U - Träger	65754	U - Träger	157531

Abbildung 5.15: Ergebnistabellen - Ring und Querversteifungen - unlegiert

Das Ergebnis der Untersuchung ist verblüffend und zeigt dass der Einsatz von Winkeleisen und Formrohr klar zu bevorzugen ist. Beim unlegiertem Stahl und sehr viel höheren Druckkräften würde die wirtschaftlichkeit von U- Trägern gegenüber Flachstahl und Formrohr sich zwar verbessern, ein Unterschied würde aber immer bleiben. Der Einsatz von Rohren eignet sich ebenfalls nicht, der relativ hohe Preis pro kg ist dafür zu hoch.

Bei der Analyse von legierten Stählen, verändern sich zwar die Größenordnungen, das

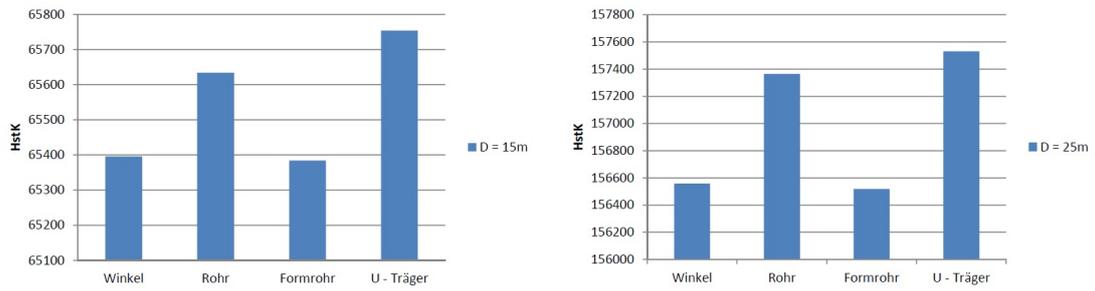


Abbildung 5.16: Diagramme - Ring und Querversteifungen - unlegiert

Querschnitt	D = 15m	Querschnitt	D = 25m
Winkel	69482	Winkel	188850
Rohr	69778	Rohr	189702
Formrohr	69384	Formrohr	188731
U - Träger	72144	U - Träger	196090

Abbildung 5.17: Ergebnistabellen - Ring und Querversteifungen - legiert

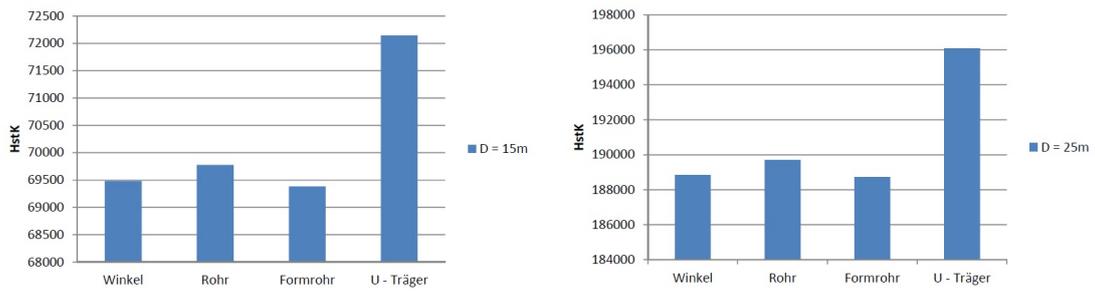


Abbildung 5.18: Diagramme - Ring und Querversteifungen - legiert

Ergebnis bleibt aber ident. Zwar sind die relativen Gewichtspreise von Rohr, Formrohr und Winkel sehr ähnlich, der geometrische Nachteil des Rohres kann dies aber auch hier nicht ausgleichen. Der Einsatz von U- Trägern ist hier kategorisch abzulehnen, der abgehobene Preis gegenüber den anderen Querschnitten macht dessen Einsatz höchst unwirtschaftlich.

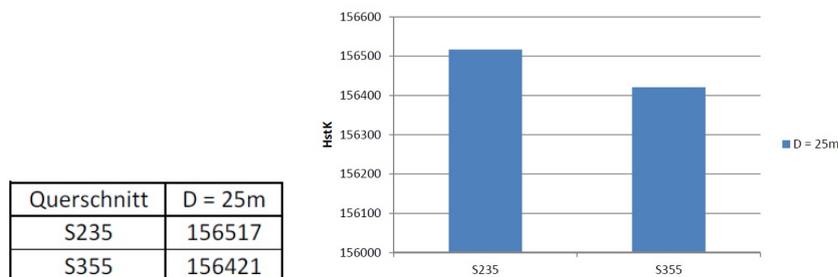


Abbildung 5.19: Ring und Querversteifungen - unterschiedliche Stahlqualitäten

Eine weitere Möglichkeit ist die Verwendung eines höherfesten Werkstoffes. Aufgrund der Angebots/Preissituation bei legiertem Stahl ist dies nur bei unlegierten Stählen sinnvoll. Ein Vergleich erfolgt nur beim Formrohr, da das Ergebnis auch auf andere unlegierte Querschnitte anzuwenden ist. (Das Kostenverhältnis bleibt konstant)

Wie man im Bild 5.19 sehen kann, ist die Verringerung der Herstellungskosten, durch den Einsatz von höheren Stahlqualitäten, grundsätzlich möglich. Die Erhöhung der Stabilität rechtfertigt somit das teurere Material.

Abschließend sei darauf hingewiesen, dass die Dimensionierung und Wahl der Ring- und Querversteifen nur einen geringen Einfluss auf die Herstellungskosten hat. Einen viel größeren Einfluss hat deren Anzahl, welche aber durch die EN 14015 [11] vorgeschrieben ist. Eine Kostenoptimierung durch den Planungingenieur wird deshalb bei Steifen dieser Art weitgehend verhindert.

### 5.3.2 Verwendete Sparrenquerschnitte

In Tabelle 5.20 sind die am häufigsten verwendeten Querschnitte dargestellt. Je nach Material sind einige Spezifika zu beachten. Bei legierten Stählen sind die Materialkosten für warmgewalzte ungleichschenkelige Winkel teurer als für die Herstellung selbiger aus gekantetem Blech (selbiges gilt auch für Flachstahl). Andere Querschnitte, wie etwa I und U Träger sind in höherfesten legierten Stählen gar nicht mehr erhältlich bzw. müssten extra produziert werden, was nur bei einem sehr hohen Mengenbedarf Sinn machen dürfte. Des weiteren besitzen manche Querschnitte (liegendes U, stehendes U, I) Mindestabmessungen die aufgrund von Handelsgrößen oder Herstellungsprozesse nicht unterschritten werden können.

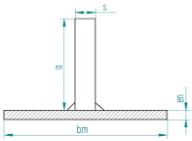
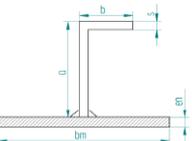
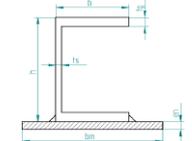
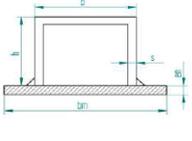
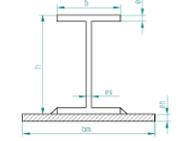
Querschnitt	Bezeichnung	Verwendetes Rohmaterial		
		S235JR/S355JR	1.4301	1.4162
	Flacheisen	Flacheisen EN 10278-B	Blech	(Blech)
	Winkel	Ungleichsch. Winkel EN 10056-B	Blech	
	U stehend	U Träger EN 10279-B	-	
	U liegend	Blech		
	I Träger	I Träger EN 10034-B	-	

Abbildung 5.20: Übersicht über verwendete Querschnitte und deren Profile

Bei höherfesten legierten Stählen (z.B. 1.4162) werden aufgrund der hohen Kosten keine Flachstähle mehr verwendet, da die Möglichkeit ihrer Verwendung aber besteht, sei sie der Vollständigkeit halber ebenfalls angeführt.

Jeder dieser Querschnitte besitzt unterschiedliche Vor und Nachteile, manche sind besonders stabil, andere benötigen wenig Material und bei wieder anderen ist die Herstellung bzw. die Verarbeitung sehr günstig. Auf den folgenden Seiten wird nun der Nutzen und Einsatzbereich der einzelnen Profile untersucht.

Es werden alle 5 Querschnitte, mit allen 4 Werkstoffen mit den Durchmessern: 5m, 10m, 15m, 20m, 25m und 30m kombiniert. Aufgrund der Übersichtlichkeit werden die Herstellungskosten auf die projizierte Tankfläche bezogen. Ein Hinweis an dieser Stelle, bei den Durchmessern von 15m und 25m, wird je eine zusätzliche Ringsteife verwendet, dies verringert die Knicklänge an diesen Stellen sehr abrupt, was man in den folgenden Diagrammen auch gut erkennen kann.

Die Position der Ringsteifen wird so festgelegt, dass die Knicklängen minimiert werden. Bei einer Ringsteife wird ihre Position daher auf  $0,6 \cdot R$  und bei zwei Ringsteifen werden ihre Positionen auf  $0,4 \cdot R$  und  $0,7 \cdot R$  festgelegt.

### 5.3.3 Analyse der Sparrenquerschnitte bei unlegierten Stählen

Bei unlegierten Stählen sind die Kosten für Profile sehr gering, daher sollte man versuchen die Arbeitskosten so weit wie möglich zu reduzieren. Sehr deutlich wird dies beim "liegenden U", das U wird aus günstigem Blech gefertigt und besitzt eine hohe Stabilität, die Kosten für das Schneiden und Kanten des Bleches liegen aber deutlich über den Kosten von Profilen die keine Bearbeitung benötigen.

Bis zu einem Durchmesser von 10m sind der Flachstahl und das Winkelprofil klar zu bevorzugen, da U und I Träger in so kleinen Dimensionen nicht erhältlich sind. Bei größeren Durchmessern sollten dann U und I Träger eingesetzt werden, wobei der I Träger aufgrund seiner symmetrischen Form und die daraus resultierende höhere Stabilität ganz klar den Vorzug erhalten sollte.

Aufgrund der hohen Mindestdicken des Dachblechs werden die Kosten des Tanks grundsätzlich in die Höhe getrieben, andererseits bewirkt die ungenutzte Dicke eine entsprechende Unterstützung der Profile, welche erst ab einem Durchmesser  $> 20m$  zu vernachlässigen sind.

Des Weiteren wurde untersucht, ob eine Erhöhung der Festigkeit durch den Einsatz eines höherwertigen Materials, zu Kostenreduzierungen führen kann.

Querschnitt	Durchmesser [m]					
	5	10	15	20	25	30
Flacheisen	759	495	387	413	367	439
Winkel	761	472	381	384	350	361
U stehend	761	471	377	369	339	322
U liegend	796	495	405	392	359	339
I Träger	766	470	376	365	329	312

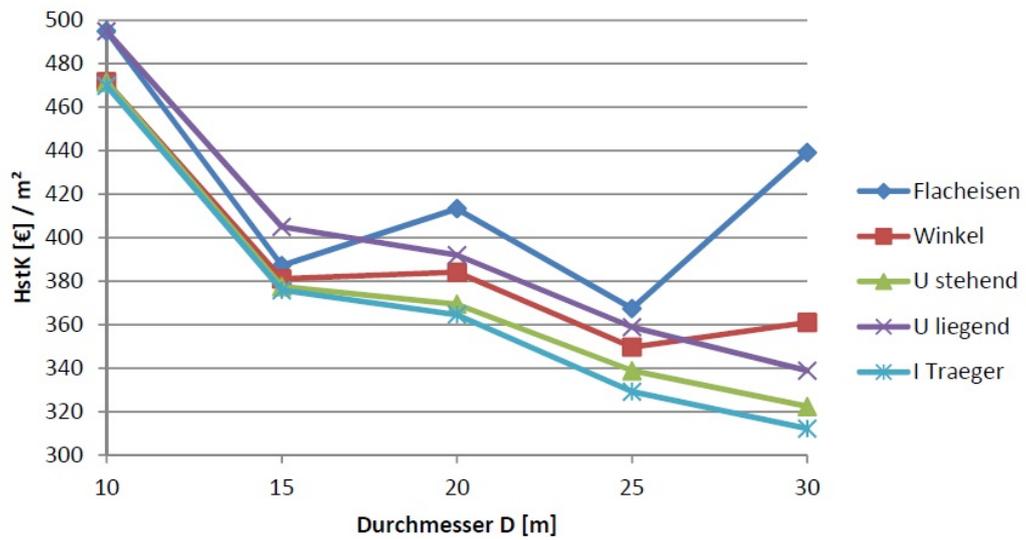


Abbildung 5.21: Relative HstK - S235

Um das Ergebnis besser verstehen zu können, eine kurze Erklärung. Die Verwendung von festeren Materialien bewirkt zwar eine Steigerung der Festigkeit aber eine sehr geringe, bis gar keine Steigerung der Stabilität. Ein Vorteil ist also nur dann zu erwarten, wenn eine zu geringe Biegesteifigkeit und nicht ein Stabilitätsverlust für die Dimensionierung verantwortlich war.

Querschnitt	Durchmesser [m]					
	5	10	15	20	25	30
Flacheisen	760	499	390	422	376	460
Winkel	762	473	381	378	343	345
U stehend	762	474	380	370	336	315
U liegend	797	496	404	392	354	341
I Träger	767	471	377	367	329	312

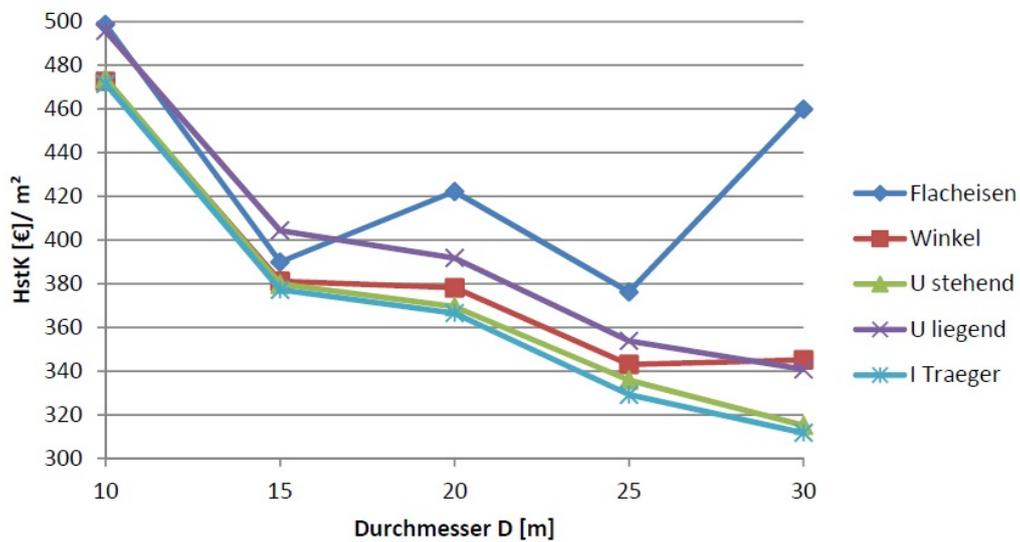


Abbildung 5.22: Relative HstK - S355

Im Bild 5.22 stellen die grün hinterlegten Felder jene Kombinationen dar, welche verglichen mit dem Werkstoff S235JR zu geringeren Herstellungskosten führen.

**Flachstahl** Dieser Querschnitt ist relativ instabil, sodass eine Erhöhung der Festigkeit nur wenig bringt, sondern lediglich zu einer Erhöhung der Kosten führt.

**Winkel und stehendes U** Aufgrund der Ringsteifen, wandelt sich bei diesen Profilen, ab einem Durchmesser von 15m, das Stabilitätsproblem in ein Festigkeitsproblem. Der

Einsatz eines festeren Werkstoffes ist daher sinnvoll.

**U liegend** Hier lohnt sich der Einsatz nur bei vielen Ringsteifen. Da die Flächenträgheitsmomente in z-z höher als in y-y sind, ist das U sehr formstabil, weshalb sich eine Erhöhung der Festigkeit lohnen kann. Dabei darf die verwendete Blechdicke nicht zu stark reduziert werden, da die Teilflächen sonst zum Beulen neigen.

**I Träger** Der IPE Träger ist in seiner Form für diesen Anwendungsbereich sehr ausgewogen zwischen Festigkeit und Stabilität. Eine Verwendung von höherfesten Werkstoffen ist bei großen Durchmessern sehr sinnvoll.

**Bei Tankdächern aus unlegiertem Stahl, ist der I Träger das mit Abstand am wirtschaftlichsten einzusetzende Profil.**

### 5.3.4 Analyse der Sparrenquerschnitte bei legierten Stählen

Aufgrund der sehr hohen Materialkosten bei legierten Stählen werden selbst hergestellte Profile günstiger, als fertig eingekaufte Walzprofile wie etwa U und I Träger.

Wie man deutlich im Bild 5.23 sehen kann, sind nur das selbst gekantete U und der selbst gekantete Winkel konkurrenzfähig. Warmgewalzte Profile sorgen bei legierten Stählen für bis zu 50 % höhere Kosten.

In der Tabelle von Bild 5.23 bedeuten die Sterne hinter den Bezeichnung den Einsatz von höher festem Werkstoff (hier 1.4162), wie man an den grün hinterlegten Feldern sehen kann, ist eine Reduzierung der Kosten durch dessen Einsatz durchaus möglich.

Abgesehen von sehr kleinen Durchmessern, bei denen sich auch der Einsatz von Flacheisen lohnen kann, ist beim Tankdach aus legiertem Stahl **der Einsatz von gekantetem U Eisen klar zu bevorzugen.**

Querschnitt	Durchmesser [m]					
	5	10	15	20	25	30
Flacheisen	623	577	463	546	692	1283
Winkel	634	415	405	416	442	520
U stehend	644	433	467	495	582	676
U liegend	647	404	392	401	422	433
I Träger	662	523	442	487	496	563
Winkel*	635	417	396	415	438	511
U liegend*	648	408	394	409	412	448

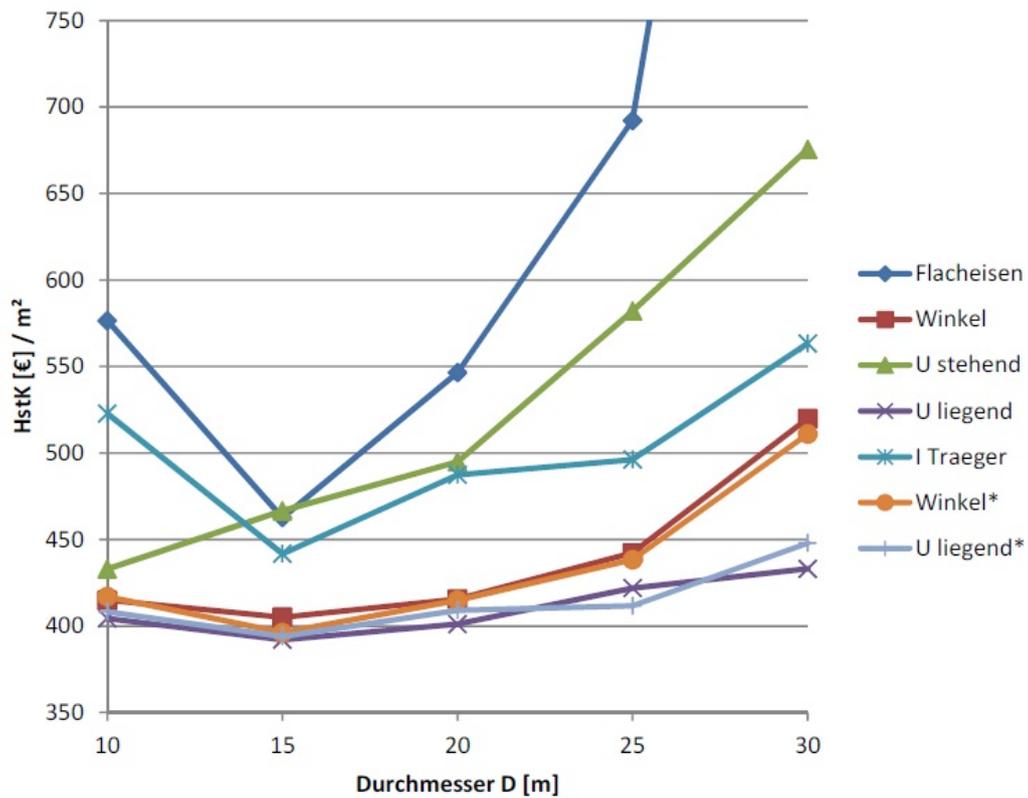


Abbildung 5.23: Relative HstK - legierte Stähle

## 6 Schlusswort

Wie bereits am Beginn dieser Arbeit erwähnt orientiert sich die EN14015 stark an verwandten amerikanischen Normen welche dem Berechnungsingenieur nur geringen Gestaltungsspielraum lassen. Aufgrund der massiven Einschränkungen durch Mindestwanddicken, maximalen Durchmessern und Drücken, liegen die realisierbaren Dimensionen oft weit unter dem was statisch möglich wäre.

Die Form von Dacheckringen führt gerade bei legierten Tanks zu enormen Kosten und dass die Anzahl von Sparren, Ring- und Quersteifen vorgegeben ist, schränkt den Handlungsspielraum weiter ein.

Die dieser Arbeit zugrunde liegenden Berechnungen umfassen rund 2900 Seiten und zeigen wie aufwendig es ist, in diesem Bereich Kostenmechanismen zu untersuchen. Eines hat sich jedoch ganz klar gezeigt, der Unterschied zwischen legierten und unlegierten Tanks ist enorm.

Für die Zukunft ist es zu hoffen, dass es zu einer europäischen Vereinheitlichung im Tankbau kommt. Durch die scheinbare Stagnation vieler Komitees und die offensichtlichen unterschiedlichen Problemstellungen und Schwerpunkte der einzelnen Mitgliedsstaaten ist eine solche Vereinheitlichung innerhalb der nächsten Jahre eher unwahrscheinlich.

# 7 Anhang A

Anhang zum Kapitel 6 Werkstoffe der EN 14015.

Norm	Kurzname der Stahlsorte	Option	Typ der Stahlsorte in Bild 1	Größte Dicke <sup>a</sup> mm
EN 10025:1993	S235JRG2	1, 12	Typ I	12
	S235J0	1, 5, 12	Typ II	30
	S235J2G3	1, 5, 12	Typ III	40
	S235J2G4	1, 5, 12	Typ III	40
	S275JR	1, 12	Typ I	12
	S275J0	1, 5, 12	Typ II	30
	S275J2G3	1, 5, 12	Typ III	40
	S275J2G4	1, 5, 12	Typ III	40
Option 1: Das Stahlherstellungsverfahren ist anzugeben.				
Option 5: Für Bleche dicker als 20 mm muss das Kohlenstoffäquivalent gleich oder kleiner sein als 0,42 %.				
Option 12: Die Prüfbescheinigung muss dem Abnahmeprüfzeugnis 3.1B in EN 10204:2004 entsprechen, ausgenommen Nenndickenbleche (z. B. Dach-, Boden-, Nenndickenmantelbleche), für die ein Werkszeugnis 2.2 nach EN 10204:2004 auszu-stellen ist.				
Norm	Kurzname der Stahlsorte	Option	Typ der Stahlsorte in Bild 1	Größte Dicke <sup>a</sup> mm
EN 10113-2 1993	S275N	1, 2, 19a	Typ IV	40
	S275NL	1, 2, 19a	Typ IV	40
EN 10113-3 1993	S275M	1, 2, 19a	Typ IV	40
	S275ML	1, 2, 19a	Typ IV	40
Option 1: Das Stahlherstellungsverfahren ist anzugeben.				
Option 2: Für Bleche dicker als 20 mm muss das Kohlenstoffäquivalent gleich oder kleiner sein als 0,42 %.				
Option 19a: Für jedes Blech dicker als 20 mm ist der Nachweis der Kerbschlagarbeit erforderlich.				
<sup>a</sup> Der Wert der größten Dicke muss der jeweils kleinere Wert sein von dem, der in dieser Tabelle angegeben wird, und dem, der aus Bild 1 abgeleitet wird.				

Abbildung 7.1: Warmgewalzte Erzeugnisse mit Mindestwerten der Streckgrenze  $\leq 275N/mm^2$  - Tabelle 5 [11]

Norm	Kurzname der Stahlsorte	Option	Typ der Stahlsorte in Bild 1	Größte Dicke <sup>a</sup> mm
EN 10025 1993	S355JR	1, 6, 12	Typ V	10
	S355J0	1, 6, 12	Typ VI	15
	S355J2G3	1, 5, 6, 12, 20	Typ VII	40
	S355J2G4	1, 5, 6, 12, 20	Typ VII	40
	S355K2G3	1, 5, 6, 12, 20	Typ VIII	40
	S355K2G4	1, 5, 6, 12, 20	Typ VIII	40
Option 1: Das Stahlherstellungsverfahren ist anzugeben.				
Option 5: Für Bleche dicker als 20 mm muss das Kohlenstoffäquivalent gleich oder kleiner sein als 0,42 %.				
Option 6: Die Gehalte an Cr, Cu, Mo, Nb, Ni, Ti und V sind anzugeben.				
Option 12: Die Prüfbescheinigung muss dem Abnahmeprüfzeugnis 3.1B in EN 10204:2004 entsprechen, ausgenommen Nennplattenbleche (z. B. Dach-, Boden-, Nennplattenbleche), für die ein Werkszeugnis 2.2 nach EN 10204:2004 auszustellen ist.				
Option 20: Für jedes Blech dicker als 20 mm ist der Nachweis der Kerbschlagarbeit erforderlich.				
Norm	Kurzname der Stahlsorte	Option	Typ der Stahlsorte in Bild 1	Größte Dicke <sup>a</sup> mm
EN 10113-2 1993	S355N	1, 2, 19a	Typ VIII	40
	S355NL	1, 2, 19a	Typ IX	40
EN 10113-3 1993	S355M	1, 2, 19a	Typ VIII	40
	S355ML	1, 2, 19a	Typ IX	40
Option 1: Das Stahlherstellungsverfahren ist anzugeben.				
Option 2: Für Bleche dicker als 20 mm muss das Kohlenstoffäquivalent gleich oder kleiner sein als 0,42 %.				
Option 19a: Für jedes Blech dicker als 20 mm ist der Nachweis der Kerbschlagarbeit erforderlich.				
<sup>a</sup> Der Wert der größten Dicke muss der jeweils kleinere Wert sein von dem, der in dieser Tabelle angegeben wird, und dem, der aus Bild 1 abgeleitet wird.				

Abbildung 7.2: Warmgewalzte Erzeugnisse mit Mindestwerten der Streckgrenze  $> 275 \text{ N/mm}^2$  und  $\leq 365 \text{ N/mm}^2$  - Tabelle 6 [11]

Norm	Kurzname der Stahlsorte	Option	Typ der Stahlsorte in Bild 1	Größte Dicke <sup>a</sup> mm
EN 10113-2 1993	S420N	1, 2, 19a	Typ X	40
	S420NL	1, 2, 19a	Typ XI	40
EN 10113-3 1993	S420M	1, 19a	Typ X	40
	S420ML	1, 2, 19a	Typ XI	40
Option 1: Das Stahlherstellungsverfahren ist anzugeben.				
Option 2: Für Bleche dicker als 20 mm muss das Kohlenstoffäquivalent gleich oder kleiner sein als 0,42 %.				
Option 19a: Für jedes Blech dicker als 20 mm ist der Nachweis der Kerbschlagarbeit erforderlich.				
<sup>a</sup> Der Wert der größten Dicke muss der jeweils kleinere Wert sein von dem, der in dieser Tabelle angegeben wird, und dem, der aus Bild 1 abgeleitet wird.				

Abbildung 7.3: Warmgewalzte Erzeugnisse mit Mindestwerten der Streckgrenze  $> 365 \text{ N/mm}^2$  - Tabelle 7 [11]

Norm	Kurzname der Stahlsorte	Typ der Stahlsorte in Bild 1	Größte Dicke <sup>a</sup> mm
EN 10028-2 1993	P235GH	Typ II A	30
	P265GH	Typ II A	30
	P295GH	Typ VI A	40
	P355GH	Typ VI A	40
EN 10028-3 1993	P275NH	Typ IV	40
	P275NL2	Typ IV	40
	P355NH	Typ VIII	40
	P355NL2	Typ IX	40
ANMERKUNG Für Bleche dicker als 20 mm muss der Wert des Kohlenstoffäquivalents gleich oder kleiner sein als 0,42 %.			
<sup>a</sup> Der Wert der größten Dicke muss der jeweils kleinere Wert sein von dem, der in dieser Tabelle angegeben wird, und dem, der aus Bild 1 abgeleitet wird.			

Abbildung 7.4: Warmgewalzte Erzeugnisse zur Verwendung bei erhöhten Temperaturen (>100°C)- Tabelle 8 [11]

Typ der Stahlsorte	Kerbschlagzähigkeit
I	27 J bei + 20 °C
II	27 J bei 0 °C
II A	27 J bei – 10 °C
III	27 J bei – 20 °C
IV	27 J bei – 30 °C
V	40 J bei + 30 °C <sup>a</sup>
VI	40 J bei + 10 °C <sup>b</sup>
VI A	40 J bei 0 °C
VII	40 J bei – 10 °C <sup>c</sup>
VIII	40 J bei – 20 °C
IX	40 J bei – 30 °C
X	55 J bei + 20 °C
XI	55 J bei 0 °C
ANMERKUNG 1 Die geforderten Werte der Kerbschlagarbeit sind Längswerte von: 27 J für Stahlsorten 235 und 275 40 J für Stahlsorte 355 55 J für Stahlsorten höher als 355	
ANMERKUNG 2 Bei den Witterungsverhältnissen in Europa ist es nicht erforderlich, Stähle mit einer besseren Zähigkeit als in Zeile 6 angegeben zu verwenden, jedoch wurden die Sorten 275 ML etc. aufgenommen, da sie die Anforderungen des Typs IV erfüllen.	
<sup>a</sup> Extrapolation von 27 J bei +20 °C	
<sup>b</sup> Extrapolation von 27 J bei 0 °C	
<sup>c</sup> Extrapolation von 27 J bei –20 °C	

Abbildung 7.5: Kerbschlagzähigkeit von Typen der Stahlsorten - Tabelle 9 [11]

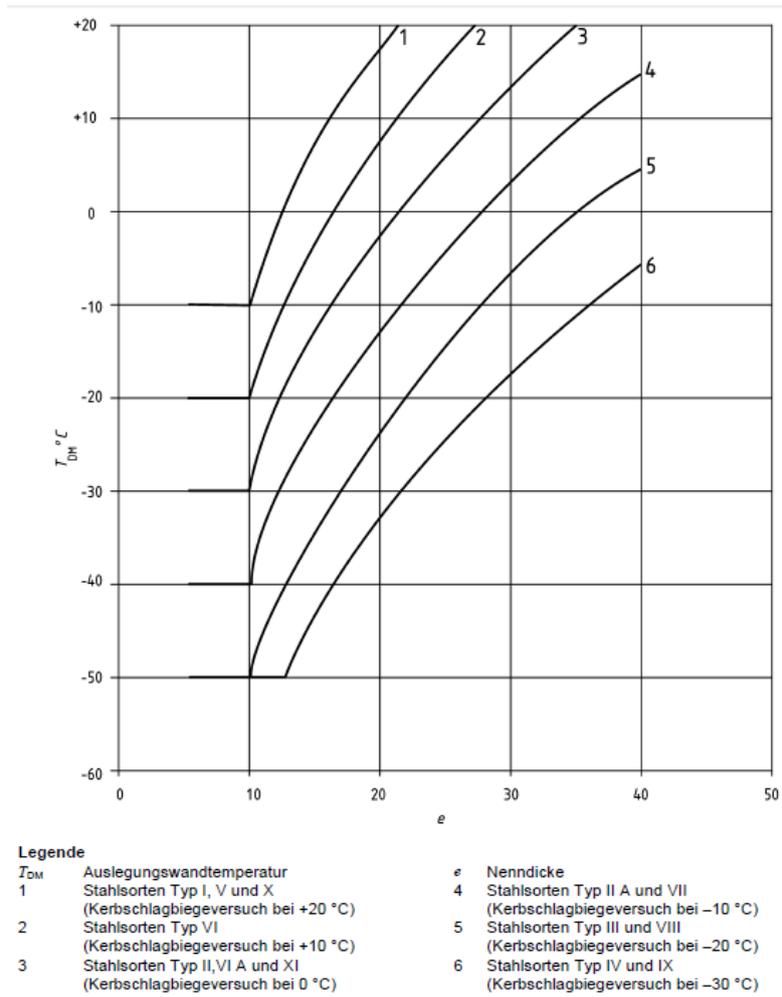


Abbildung 7.6: Niedrigste Einsatztemperaturen der Stahlsorten - Bild 1 [11]

Norm	Kurzname der Stahlsorte	Typ der Stahlsorte
EN 10210-1 1994	S235JRH	Typ I
	S725JOH	Typ II
	S275J2H	Typ III
	S275NH	Typ IV
	S275NLH	Typ IV
	S355JOH	Typ VI
	S355J2H	Typ VII
	S355NH	Typ VIII
	S355NLH	Typ IX

Abbildung 7.7: Stahlbauteile / - Tabelle 10 [11]

Werkstoffnorm und Stahlsorte	Erzeugnisdicke $t$ mm			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm	
	$f_y$ N/mm <sup>2</sup>	$f_u$ N/mm <sup>2</sup>	$f_y$ N/mm <sup>2</sup>	$f_u$ N/mm <sup>2</sup>
<b>EN 10025-2</b>				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	410	550
<b>EN 10025-3</b>				
S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	490	335	470
S 420 N/NL	420	520	390	520
S 460 N/NL	460	540	430	540
<b>EN 10025-4</b>				
S 275 M/ML	275	370	255	360
S 355 M/ML	355	470	335	450
S 420 M/ML	420	520	390	500
S 460 M/ML	460	540	430	530
<b>EN 10025-5</b>				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	510	335	490
<b>EN 10025-6</b>				
S 460 Q/QL/QL1	460	570	440	550
<b>TaEN 10210-1</b>				
S 235 H	235	360	215	340
S 275 H	275	430	255	410
S 355 H	355	510	335	490
S 275 NH/NLH	275	390	255	370
S 355 NH/NLH	355	490	335	470
S 420 NH/NLH	420	540	390	520
S 460 NH/NLH	460	560	430	550
<b>EN 10219-1</b>				
S 235 H	235	360		
S 275 H	275	430		
S 355 H	355	510		
S 275 NH/NLH	275	370		
S 355 NH/NLH	355	470	335	470
S 420 NH/NLH	420	540	390	520
S 460 NH/NLH	460	560	430	550
<b>EN 10219-1</b>				
S 235 H	235	360		
S 275 H	275	430		
S 355 H	355	510		
S 275 NH/NLH	275	370		
S 355 NH/NLH	355	470		
S 460 NH/NLH	460	550		
S 275 MH/MLH	275	360		
S 355 MH/MLH	355	470		
S 420 MH/MLH	420	500		
S 460 MH/MLH	460	530		

Abbildung 7.8: Nennwerte der Streckgrenze  $f_y$  und der Zugfestigkeit  $f_u$  für warmgewalzten Baustahl - Tabelle 3.1 [8]

Beidseitig gestützte druckbeanspruchte Querschnittsteile						
						Biegeachse
						Biegeachse
Klasse	auf Biegung beanspruchte Querschnittsteile	auf Druck beanspruchte Querschnittsteile		auf Druck und Biegung beanspruchte Querschnittsteile		
1						
	$clt \leq 72\varepsilon$	$clt \leq 33\varepsilon$		für $\alpha > 0,5$ : $clt \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$ für $\alpha \leq 0,5$ : $clt \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha}$		
2						
	$clt \leq 83\varepsilon$	$clt \leq 38\varepsilon$		für $\alpha > 0,5$ : $clt \leq \frac{456\varepsilon}{13\alpha - 1}$ für $\alpha \leq 0,5$ : $clt \leq \frac{41,5\varepsilon}{\alpha}$		
3						
	$clt \leq 124\varepsilon$	$clt \leq 42\varepsilon$		für $\psi > -1$ : $clt \leq \frac{42\varepsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ für $\psi \leq -1^a$ : $clt \leq 62\varepsilon(1 - \psi)\sqrt{-\psi}$		
$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$	$f_y$	235	275	355	420	460
	$\varepsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

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

Abbildung 7.9: Maximales c/t Verhältnis druckbeanspruchter Querschnittsteile - Tabelle 5.2 [8]

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

Abbildung 7.10: Maximales c/t Verhältnis druckbeanspruchter Querschnittsteile - Tabelle 5.2 (fortgesetzt) [8]

Querschnitt	Begrenzungen	Ausweichen rechtwinklig zur Achse	Knicklinie	
			S 235 S 275 S 355 S 420	S 460
gewalzte I-Querschnitte 	$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	a a <sub>0</sub>
		$40 \text{ mm} < t_f \leq 100$	y-y z-z	b a
	$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b a
		$t_f > 100 \text{ mm}$	y-y z-z	d c
Geschweißte I-Querschnitte 	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	b c	
	$t_f > 40 \text{ mm}$	y-y z-z	c d	
Hohl-quer-schnitte 	warmgefertigte	jede	a	a <sub>0</sub>
	kaltgefertigte	jede	c	c
Geschweißte Kastenquerschnitte 	allgemein (außer den Fällen der nächsten Zeile)	jede	b	b
	dicke Schweißnähte: $a > 0,5t_f$ $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	jede	c	c
U-, T- und Voll- querschnitte 		jede	c	c
L- Querschnitte 		jede	b	b

Knicklinie	a <sub>0</sub>	a	b	c	d
Imperfektionsbeiwert $\alpha$	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Abbildung 7.11: Auswahl der Knicklinie eines Querschnitts und Imperfektionsbeiwerte - Tabellen 6.2 und 6.1 [8]

Knicklinie	a	b	c	d
Imperfektionsbeiwert $\alpha_{LT}$	0,21	0,34	0,49	0,76

Querschnitt	Grenzen	Knicklinien
gewalztes I-Profil	$h/b \leq 2$	a
	$h/b > 2$	b
geschweißtes I-Profil	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d
andere Querschnitte	—	d

Abbildung 7.12: Empfohlene Imperfektionsbeiwerte der Knicklinien und Knicklinien für das Biegedrillknicken - Tabellen 6.3 und 6.4 [8]

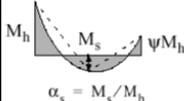
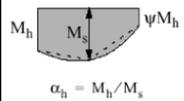
Momentenverlauf	Bereich	$C_{my}$ und $C_{mz}$ und $C_{mLT}$	
		Gleichlast	Einzellast
	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,6 + 0,4\psi \geq 0,4$	
	$0 \leq \alpha_s \leq 1$	$-1 \leq \psi \leq 1$	$0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$
	$-1 \leq \alpha_s < 0$	$0 \leq \psi \leq 1$	$0,1 - 0,8\alpha_s \geq 0,4$
	$0 \leq \alpha_h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

Abbildung 7.13: Äquivalente Momentenbeiwerte  $C_m$  aus Tabelle B.3 [8]

Endmomente und Auflagerbedingungen	Diagramm des Biegemoments	Werte von $k_z$	Beiwerte		
			$C_1$	$C_3$	
				$\psi_1 \leq 0$	$\psi_1 > 0$
	$\psi = +1$	1,0 0,5	1,000 1,127	1,000 1,019	
	$\psi = +3/4$	1,0 0,5	1,141 1,285	1,000 1,017	
	$\psi = +1/2$	1,0 0,5	1,320 1,482	1,000 1,000	
	$\psi = +1/4$	1,0 0,5	1,551 1,730	1,000 1,000	
	$\psi = 0$	1,0 0,5	1,847 2,027	1,000 1,000	
	$\psi = -1/4$	1,0 0,5	2,207 2,341	1,000 1,000	0,850 0,650
	$\psi = -1/2$	1,0 0,5	2,591 2,579	1,000 0,950	$1,3 - 1,2\psi_1$ $0,77 - \psi_1$
	$\psi = -3/4$	1,0 0,5	2,852 2,606	1,000 0,850	$0,55 - \psi_1$ $0,35 - \psi_1$
	$\psi = -1$	1,0 0,5	2,733 2,390	$-\psi_1$ $0,125 - 0,7\psi_1$	$-\psi_1$ $0,125 - 0,7\psi_1$

Abbildung 7.14: Endmomentenbelastung, Werte für  $C_1$  und  $C_3$  aus Tabelle 2 [1]

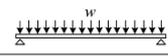
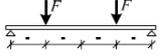
Belastung und Auflagerbedingungen	Diagramm des Biegemoments	Werte von $k_z$	Beiwerte		
			$C_1$	$C_2$	$C_3$
		1,0 0,5	1,132 0,997	0,459 0,407	0,525 0,478
		1,0 0,5	1,363 1,087	0,553 0,449	0,411 0,338
		1,0 0,5	1,040 0,960	0,431 0,404	0,562 0,539

Abbildung 7.15: Querbelastung, Werte für  $C_1$ ,  $C_2$  und  $C_3$  aus Tabelle 3 [1]

## 8 Anhang B

Blechdicke [mm]	Schnittgeschwindigkeiten [mm/min]	
	Legiert	unlegiert
0	2525	3500
12	2100	2100
15	2000	1700
20	1500	1100
25	1080	800

Abbildung 8.1: CAM Schnittdaten aus [19]

Wandstärke [mm]	Hauptzeit [min/m]	Inkl. Prozessnebenzeit	Gesamtzeit inkl. Sonst. Nebenzeiten [min/m]
5	6,5	8,45	16,9
6	6,5	8,45	16,9
8	8	10,4	20,8
10	10,6	13,78	27,56
12	12,7	16,51	33,02
15	19,5	25,35	50,7
20	29	37,7	75,4

Abbildung 8.2: MAG Schweißzeiten, stumpfverschweißt in Wannenposition, unlegiert aus [19]

Wandstärke [mm]	Hauptzeit [min/m]	Inkl. Prozessnebenzeit	Gesamtzeit inkl. Sonst. Nebenzeiten [min/m]
2	2	2,6	5,2
4	4	5,2	10,4
5	6,8	8,84	17,68
6	9,2	11,96	23,92
8	10,6	13,78	27,56
10	13,3	17,29	34,58
12	16	20,8	41,6
15	22,8	29,60	59,20
20	30,5	39,60	79,20

Abbildung 8.3: MAG Schweißzeiten, stumpfverschweißt in Wannenposition, legiert aus [19]

Wandstärke [mm]	Hauptzeit [min/m]	Inkl. Prozessnebenzeit	Gesamtzeit inkl. Sonst. Nebenzeiten [min/m]
2	1,5	2,0	3,9
3	1,4	1,8	3,6
4	2,1	2,7	5,5
5	2,6	3,4	6,8
6	3,5	4,6	9,1
7	4,6	6,0	12,0
8	6,4	8,3	16,6
10	9,5	12,4	24,7
12	12,8	16,6	33,2
14	16,0	20,8	41,7
16	19,3	25,0	50,1
18	22,5	29,3	58,5
20	25,7	33,5	66,9
22	29,0	37,7	75,4
24	32,2	41,9	83,8
26	35,5	46,1	92,2
28	38,7	50,3	100,7

Abbildung 8.4: MAG Schweißzeiten, Kehlnaht, unlegiert aus [19]

Wandstärke [mm]	Hauptzeit [min/m]	Inkl. Prozessnebenzeit	Gesamtzeit inkl. Sonst. Nebenzeiten [min/m]
2	1,5	2,0	3,9
3	1,5	2,0	3,9
4	2,1	2,7	5,5
5	2,8	3,6	7,3
6	4,4	5,7	11,4
8	6,29	8,2	16,4
10	9,54	12,4	24,8
12	12,78	16,6	33,2
14	16,02	20,8	41,7
16	19,26	25,0	50,1
18	22,51	29,3	58,5
20	25,75	33,5	66,9
22	28,99	37,7	75,4
24	32,24	41,9	83,8
26	35,48	46,1	92,2
28	38,72	50,3	100,7
30	41,96	54,6	109,1

Abbildung 8.5: MAG Schweißzeiten, Kehlnaht, legiert aus [19]

## 9 Anhang C - Beispielstatik - Membrandach 15° D=4m

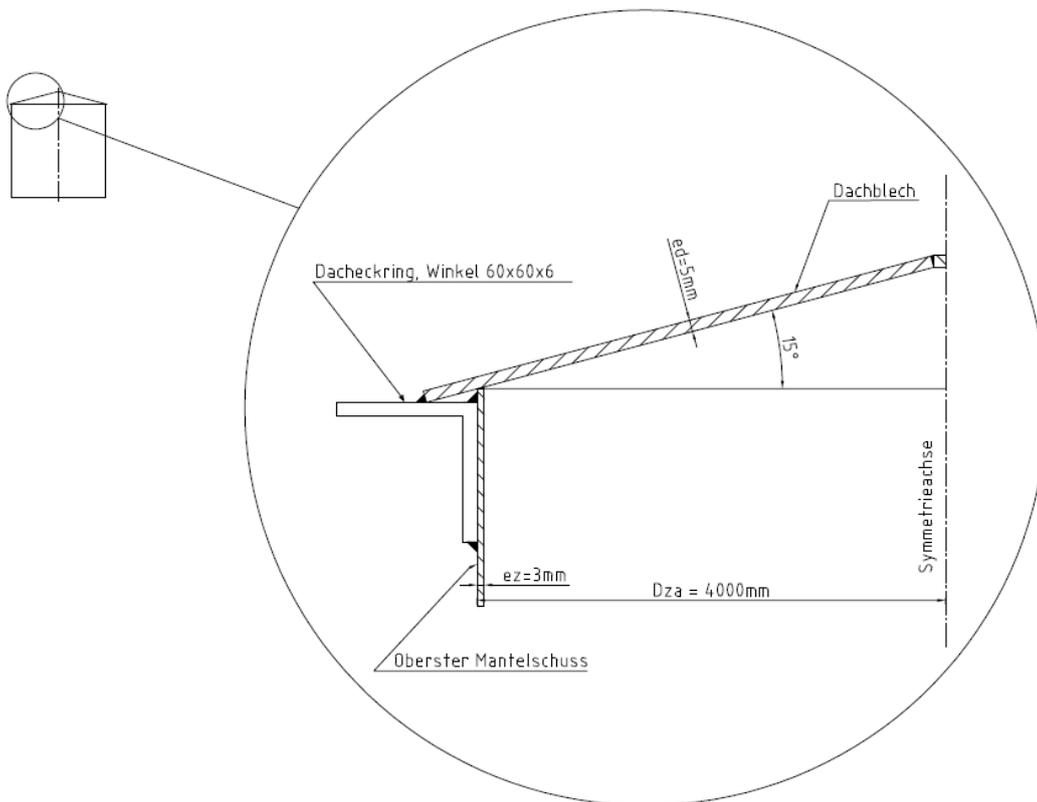


Abbildung 9.1: Berechnungsskizze

# Dach ohne Tragkonstruktion / Roof without stiffenings- EN14015

Benennung: <i>name:</i>	KRM Auftrag Nr.: <i>KRM order no.:</i>
Pos. Nummer: <i>Pos. number:</i>	Zeichnung Nr.: <i>Drawing no.:</i>

## 1. Angaben Specifications

 print

Überdruck $p_{\bar{u}}$ = <i>Over-pressure</i>	20 [mbar]	Windunterdruck $f$ = <i>Wind-low-pressure</i>	1,4 [1]
Unterdruck $p_u$ = <i>Low-pressure</i>	5,0 [mbar]	Windgeschw. $w_s$ = <i>Wind velocity</i>	45,00 [m/s]
Berechnungsfall: <i>Calculation case :</i>	Betrieb / operation status ▼	Schneelast $q_s$ = <i>Snow load</i>	160 [kg/m <sup>2</sup> ]
Dachart: <i>Roof:</i>	Kegeldach ▼	Nutzlast $q_n$ = <i>Live load</i>	120 [kg/m <sup>2</sup> ]

## Angaben - Zylinder Specifications - cylinder

Außen Ø $D_{za}$ : <i>Outside diameter</i>	4.000 [mm]	Wanddickentol. Klasse: <i>Wall thickness toler. class:</i>	C ▼
Nennstärke $e_z$ = <i>Nominal thickness</i>	3,0 [mm]	Zylinderhöhe $h_z$ = <i>Height</i>	4.000 [mm]

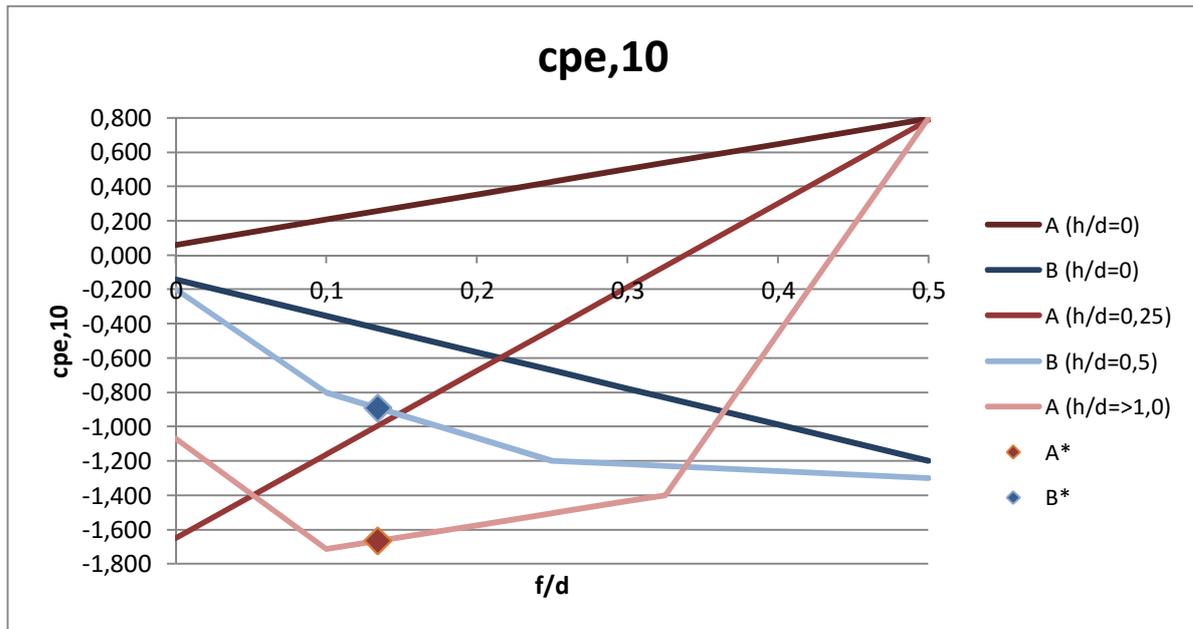
## Angaben - Dach Specifications - roof

Werkstoff : <i>Material :</i>	1.4301 ▼	Neigungswinkel $\alpha$ = <i>Angle of slope</i>	15 [°]
Werkstoffart : <i>Material used:</i>	1,0	Krümmungsradius $R$ = <i>Radius R =</i>	7.716 [mm]
1,0 % Dehngrenze $K_t$ : <i>Elastic limit</i>	210 [N/mm <sup>2</sup> ]	Überstand $l_u$ = <i>Overhang</i>	0 [mm]
E - Modul bei $t$ $E_t$ = <i>Elastic modulus</i>	200,000 [kN/mm <sup>2</sup> ]	Sicherheitsfaktor. $S$ : <i>Safety factor</i>	0,67 [1]
Nennstärke $e_d$ = <i>Nominal thickness</i>	5,0 [mm]	Berechnungswinkel = <i>Calculation angle =</i>	15,0 [°]
Wanddickentol. Klasse: <i>Wall thickness toler. class:</i>	C ▼	Dachhöhe $h_d$ = <i>Height (roof)</i>	536 [mm]
Wanddickentoleranz $c_1$ = <i>Wall thickness toler.</i>	0,0 [mm]	En 14015 $e_{min}$ = <i>En 14015 <math>e_{min}</math> =</i>	3,0 [mm]
Korrosionszuschlag $c_2$ = <i>Corrosion allowance</i>	0,0 [mm]	Dachblech	0,83
Schweißnahtfaktor $v$ = <i>Weld factor</i>	1,00 [1]	Dacheckring ausreichend	WAHR

## 2. Berechnung der relevanten cw-Werte des Daches

*cw-values of the roof*

$h/d =$	1,00	[1]	$f/d =$	0,13	[1]
$c_{pe,10} (A) =$	-1,67	[1]	$c_{pe,10} (B) =$	-0,89	[1]



## 3. Dachbelastungen

*Roof loads*

**Eigengewicht:**

*Weight*

Dachhaut 520 [kg]

*Roof*

Isolierung = 0 [kg]

*Isolation*

Stahlbau = 0 [kg]

*Steel constr.*

Sonstiges = 0 [kg]

*Miscellaneous*

---

$EG_{sup} =$  520 [kg]

$EG_{inf} =$  520 [kg]

#### 4. Einwirkungskombinationen nach EN 1990

##### Combination of loads

Eigengewichte $EG_{sup} =$ <i>Weight</i>	4,06 [mbar]
Eigengewichte $EG_{inf} =$ <i>Weight</i>	4,06 [mbar]
Überdruck $BÜ =$ <i>Over-pressure</i>	20,00 [mbar]
Unterdruck $BU =$ <i>Low-pressure</i>	0,00 [mbar]

Windunterdruck $WU =$ <i>Wind-low-pressure</i>	5,06 [mbar]
Windsog $WS =$ <i>Windsuction</i>	21,09 [mbar]
Schnee/Verkehr $S =$ <i>Snow / live load</i>	15,70 [mbar]

Für Orte in CEN Staaten unter 1000m über NN.

Orte in CEN-Mitgliedsstaaten mit einer Höhe von niedriger als 1000m ü. NN

$f_{0,snow} =$	0,50 [1]
----------------	----------

$$1,35 \cdot 0,85 \cdot EG_{sup} + 1,5 \cdot BU + 1,5 \cdot 0,5 \cdot S = 16,43 \text{ [mbar]}$$

$$1,35 \cdot 0,85 \cdot EG_{sup} + 1,5 \cdot WU + 1,5 \cdot 0,5 \cdot S = 24,03 \text{ [mbar]}$$

$$1,35 \cdot 0,85 \cdot EG_{sup} + 1,5 \cdot S + 1,5 \cdot 0,6 \cdot WU = \underline{\underline{32,76}} \text{ [mbar]}$$

$$1,5 \cdot EG_{sup} + 1,5 \cdot 0,5 \cdot S + 1,5 \cdot 0,6 \cdot WU = 22,42 \text{ [mbar]}$$

$$EG_{inf} - 1,5 \cdot BÜ - 1,5 \cdot 0,6 \cdot WS = \underline{\underline{-44,92}} \text{ [mbar]}$$

$$EG_{inf} - 1,5 \cdot WS = -27,58 \text{ [mbar]}$$

#### Ungünstigste Lastkombination

Worst possibility of combined loads

$$\sum p_{u,min} = \underline{\underline{-44,92}} \text{ [mbar]}$$

$$\sum p_{u,max} = \underline{\underline{32,76}} \text{ [mbar]}$$

#### 5. Berechnung des Dachbleches

Calculation of the roof plate

##### Mindest Dicke EN 14015 10.3.3

Min. thickness EN 14015 10.3.3

$$e_p = e_{min} + C_2 = \underline{\underline{3,00}} \text{ [mm]}$$

##### Mindest Dicke gegen Überdruck EN 14015 10.4.2

Min. thickness about over-pressure EN 14015 10.4.2

$f =$	10 [1]
-------	--------

$$e_p = \frac{\sum p_{u,min} \cdot R_d}{f \cdot K_t \cdot S \cdot v} + C_1 + C_2 = \underline{\underline{0,02}} \text{ [mm]}$$

### Mindest Dicke gegen Beulen EN 11.2.1 (11.4) EN 1993-4-2 für Kugelsegmentdächer

Min. thickness about low-pressure EN 11.2.1 (11.4) EN 1993-4-2

$$e_p = \frac{1}{\nu} R \cdot \sqrt{\frac{20 \cdot p_{u,\max}}{1,21 \cdot E_t}} + C_1 + C_2 = \underline{\underline{\quad - - - \quad}} \quad [\text{mm}]$$

### Mindest Dicke gegen Beulen 7.3.1 EN 1993-4-1 für Kegeldächer

tats: 5,0

Min. thickness about low-pressure 7.3.1 EN 1993-4-1

$$e_p = \frac{1}{\nu} \frac{0,5 \cdot D_{za}}{\cos(\alpha)} \left( \frac{1,1 \cdot p_{u,\max}}{0,2 \cdot 2,65 \cdot E_t \cdot (\tan(\alpha))^{1,6}} \right)^{\frac{1}{2,43}} + C_1 + C_2 = \underline{\underline{\quad 4,16 \quad}} \quad [\text{mm}]$$

## 6. Druckbeanspruchte Fläche der Mantel - Dach - Verbindung - EN 14015 10.5

Pressure loaded area of the jacket - roof conection - 10.5

Typ: Type:	60 x 60 x 6	
Winkel $\theta$ : Angel	70	[kg]

max. D.E.R. L = max. length	240	[mm]
Festigkeitskennw. $S_c$ Elastic limit	120	[N/mm <sup>2</sup> ]
Winkel $\theta$ : Angel	15,0	[°]

Az =	139	[mm <sup>2</sup> ]
A $\ddot{u}$ =	0	[mm <sup>2</sup> ]
Ad =	589	[mm <sup>2</sup> ]
Av =	684	[mm <sup>2</sup> ]

$$\sum A_i = \underline{\underline{\quad 1413 \quad}} \quad [\text{mm}^2]$$

Tankdurchmesser D m	Mindestabmessungen des Dacheckrings mm x mm x mm
$D \leq 10$	60 x 60 x 6
$10 < D \leq 20$	60 x 60 x 8
$20 < D \leq 36$	80 x 80 x 10
$36 < D \leq 48$	100 x 100 x 12
$48 < D$	150 x 150 x 12

$$p_c = |EG_{\text{inf}} - B\ddot{U} - WS| = -37 \text{ [mbar]} \quad 10.5.2$$

$$A_{\min} = \frac{50 \cdot p_c \cdot (0,5 \cdot D_{az})^2}{S_c \cdot \tan(\Theta)} = 230 \text{ [mm}^2] \quad 10.5.2$$

$$\boxed{\sum A_i \geq A_{\min}}$$

**Die Druckbeanspruchte Fläche ist ausreichend.  
The pressure loaded area is big enough!**

10 Anhang D - Beispielstatik -  
Kugelsegmentdach, U Träger,  
 $D=24\text{m}$

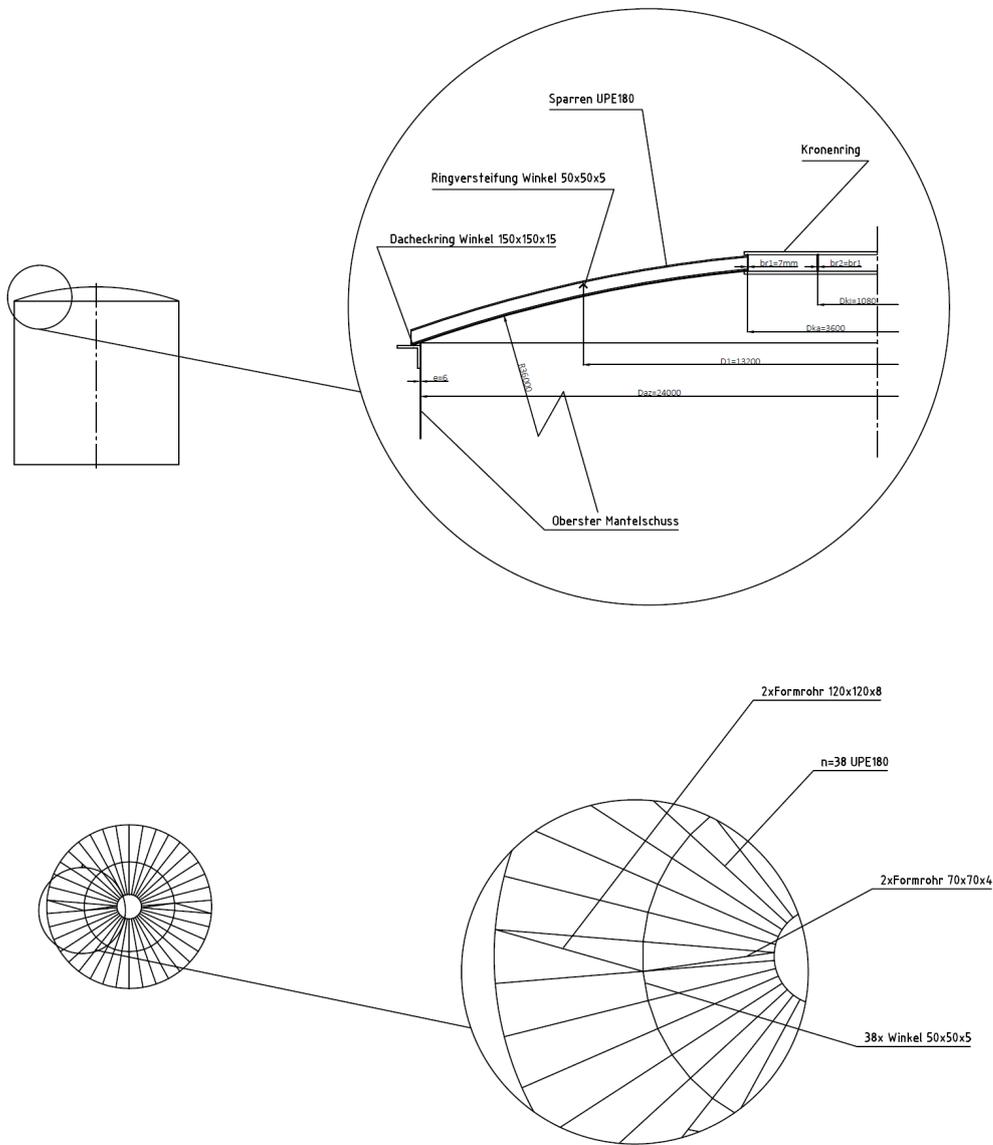


Abbildung 10.1: Berechnungsskizze

# Verstärktes Kegeldach / Conic- roof with stiffenings

## EN 14015

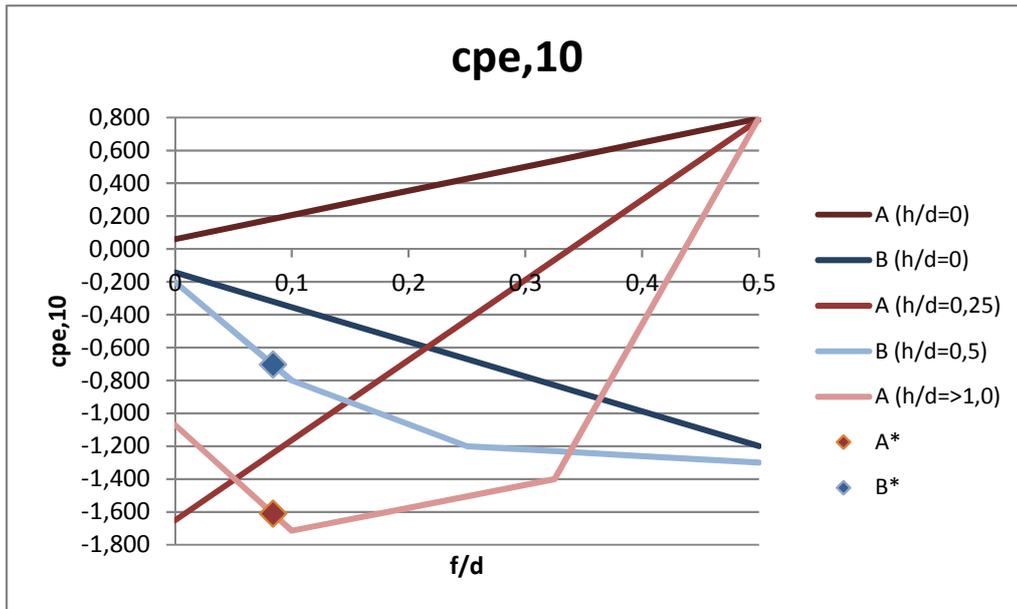
Benennung: <i>Name:</i>
Pos. Nummer: <i>Pos. number:</i>

KRM Auftrag Nr.: <i>KRM order no.:</i>
Zeichnung Nr.: <i>Drawing no.:</i>

<b>Angaben</b> >		<input checked="" type="checkbox"/> print	
Überdruck $p_{\bar{u}}$ = <i>Over-pressure</i>	20 [mbar]	Windgeschw. $w_s$ = <i>Wind velocity</i>	45,00 [m/s]
Unterdruck $p_{\bar{u}}$ = <i>Low-pressure</i>	5 [mbar]	Windunterdruck $f$ = <i>Wind-low-pressure</i>	1,4 [1]
Bedingung: <i>Condition</i>	Kugeldach / spherical cap – head ▼	Schneelast $q_s$ = <i>Snow load</i>	160 [kg/m <sup>2</sup> ]
Abstand $b_{\text{imax}}$ = <i>Distance</i>	2,00 [m]	Nutzlast $q_n$ = <i>Live load</i>	120 [kg/m <sup>2</sup> ]
<b>Angaben - Zylinder</b>			
InnenØ $D_{\text{az}}$ : <i>Inside diameter</i>	24.000 [mm]	Korrosionszuschlag $c_{2z}$ = <i>Corrosion allowance</i>	0,0 [mm]
Nenn Dicke $e$ = <i>Nominal thickness</i>	6,0 [mm]	Wanddickentol. Klasse : <i>Wall thicknes toler. class:</i>	C ▼
Zylinderhöhe $h_z$ = <i>Height</i>	24.000 [mm]	Dacheckring ausreichend: WAHR	
<b>Angaben - Dach</b>			
Dachhaut / Sparren: <i>Roofing / stiffenings</i>	verschweißt / welded ▼	Dachüberstand = <i>Overhang (roof)</i>	0,0 [mm]
Werkstoff : <i>Material</i>	S235 JR ▼	Krümmungsradius $R_d$ = <i>Radius R</i>	36.000 [mm]
Streckgrenze $K_t$ : <i>Elastic limit</i>	235,0 [N/mm <sup>2</sup> ]	Kronenring Ø $D_{ka}$ = <i>Out. diam. (crone ring)</i>	3.600,0 [mm]
Werkstoffart : <i>Material used</i>	unlegiert / unalloyed ▼	Kronenring Ø $D_{ki}$ = <i>In. diam. (crone ring)</i>	1.080,0 [mm]
Nenn Blechdicke $e_d$ = <i>Nominal plate thickness</i>	7,0 [mm]	Dachhöhe $h_d$ = <i>Height (roof)</i>	2.013,8 [mm]
Korrosionszuschlag $c_2$ = <i>Corrosion allowance</i>	2,0 [mm]	Berechnungsw. $\alpha$ = <i>Angle</i>	11,2 [°]
Wanddickentol. Klasse: <i>Wall thickness toler. class:</i>	C ▼	Berechnungsr. $R_d$ = <i>Calculation radius</i>	36.000 [mm]
Schweißnahtfaktor $v$ = <i>Weld factor</i>	0,35 [1]	Proj. Länge = <i>Proj. lenght</i>	10.200,0 [mm]
Sicherheit $e_c S_t$ = <i>Security factor</i>	1,00 [1]	Trägerlänge $L_t$ = <i>Length (stiffenings)</i>	10.396,9 [mm]
Sicherheitsf. EN14015 S: <i>Security factor</i>	0,67 [1]	En 14015 $e_{\text{min}}$ = <i>En 14015 <math>e_{\text{min}}</math></i>	5,0 [mm]

## Berechnung der relevanten cw-Werte des Daches Cw-values of the roof

h/d =	1,00	[1]	f/d =	0,08	[1]
cpe,10 (A) =	-1,61	[1]	cpe,10 (B) =	-0,70	[1]



## Dachbelastungen roof loads

### Eigengewicht: Weight

Dachhaut Roof	25.509	[kg]
Kronenring + Dacheckring Roof	4.972	[kg]
Gew. Sparren $G_{ri,d}$ Weight (stiffenings)	9.025	[kg]
Gew. Verbände= Transverse bracing	733	[kg]
Isolierung = Isolation	0	[kg]
Stahlbau = Steel constr.	0	[kg]
Sonstiges = Miscellaneous	0	[kg]

### Eigengewicht / m<sup>2</sup> Dachblech: weight / m<sup>2</sup> plate

Blechgewicht = Plate	56	[kg/m <sup>2</sup> ]
Isolierung = Isolation	0	[kg/m <sup>2</sup> ]

$$EG_{sup} = \underline{\underline{40.240}} \text{ [kg]}$$

$$EG_{p,sup} = \underline{\underline{56}} \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

$$EG_{inf} = \underline{\underline{32.951}} \text{ [kg]}$$

$$EG_{p,inf} = \underline{\underline{40}} \text{ [kg/m}^2\text{]}$$

## Einwirkungskombinationen nach EN 1990

### Combination of loads

Eigengewichte $EG_{sup} =$ <i>Weight</i>	8,73	[mbar]	Unterdruck $BU =$ <i>Low-pressure</i>	5,00	[mbar]
Eigengewichte $EG_{inf} =$ <i>Weight</i>	7,15	[mbar]	Windunterdruck $WU =$ <i>Wind-low-pressure</i>	5,06	[mbar]
Eigengewichte $EG_{p,sup} =$ <i>Weight</i>	5,49	[mbar]	Windsog $WS =$ <i>Windsuction</i>	20,38	[mbar]
Eigengewichte $EG_{p,inf} =$ <i>Weight</i>	3,92	[mbar]	Schnee $S =$ <i>Snow</i>	15,70	[mbar]
Überdruck $BÜ =$ <i>Over-pressure</i>	20,00	[mbar]	Verkehr $V =$ <i>Live load</i>	11,77	[mbar]

Für Orte in CEN Staaten unter 1000m über NN.

$$\begin{aligned}
 1,35 \cdot 0,85 \cdot EG_{sup} + 1,5 \cdot BU + 1,5 \cdot 0,5 \cdot S &= \underline{\quad\quad\quad} 39,78 \text{ [mbar]} \\
 1,35 \cdot 0,85 \cdot EG_{sup} + 1,5 \cdot WU + 1,5 \cdot 0,5 \cdot S &= 29,38 \text{ [mbar]} \\
 1,35 \cdot 0,85 \cdot EG_{sup} + 1,5 \cdot S + 1,5 \cdot 0,6 \cdot WU &= 38,11 \text{ [mbar]} \\
 1,5 \cdot EG_{sup} + 1,5 \cdot 0,5 \cdot S + 1,5 \cdot 0,6 \cdot WU &= 29,42 \text{ [mbar]} \\
 EG_{inf} - 1,5 \cdot BÜ - 1,5 \cdot 0,6 \cdot WS &= \underline{\quad\quad\quad} -41,20 \text{ [mbar]} \\
 EG_{inf} - 1,5 \cdot WS &= -23,43 \text{ [mbar]} \\
 1,35 \cdot 0,85 \cdot EG_{p,sup} + 1,5 \cdot BU + 1,5 \cdot 0,5 \cdot S &= \underline{\quad\quad\quad} 36,08 \text{ [mbar]} \\
 1,35 \cdot 0,85 \cdot EG_{p,sup} + 1,5 \cdot WU + 1,5 \cdot 0,5 \cdot S &= 25,67 \text{ [mbar]} \\
 1,35 \cdot 0,85 \cdot EG_{p,sup} + 1,5 \cdot \max(S;V) + 1,5 \cdot 0,6 \cdot WU &= 34,40 \text{ [mbar]} \\
 1,5 \cdot EG_{p,sup} + 1,5 \cdot 0,5 \cdot S + 1,5 \cdot 0,6 \cdot WU &= 24,57 \text{ [mbar]} \\
 EG_{p,inf} - 1,5 \cdot BÜ - 1,5 \cdot 0,6 \cdot WS &= \underline{\quad\quad\quad} -44,42 \text{ [mbar]} \\
 EG_{p,inf} - 1,5 \cdot WS &= -26,65 \text{ [mbar]}
 \end{aligned}$$

### Ungünstigste Lastkombination

Worst possibility of combined loads

$$\begin{aligned}
 \sum p_{u,\min} &= \underline{\quad\quad\quad} -41,20 \text{ [mbar]} \\
 \sum p_{u,\max} &= \underline{\quad\quad\quad} 39,78 \text{ [mbar]} \\
 \sum p_{u,\min,p} &= \underline{\quad\quad\quad} -44,42 \text{ [mbar]} \\
 \sum p_{u,\max,p} &= \underline{\quad\quad\quad} 36,08 \text{ [mbar]}
 \end{aligned}$$

### Mindest Dicke gegen Überdruck EN 14015 10.4.2

Min. thickness about over-pressure EN 14015 10.4.2

$f =$	20,0	[1]
-------	------	-----

$$e_p = \frac{\sum p_{u,\min} \cdot R_d}{f \cdot K_t \cdot S \cdot v} + C_1 + C_2 = \underline{\underline{\quad\quad\quad}} 2,14 \text{ [mm]}$$

## Beanspruchung pro Träger

Loads per beam

### Anzahl der Träger

Number of beams

$$n_{\min} = \text{round}\left(\frac{D_{az} \cdot \pi}{b_{i_{\max}}}\right) = \underline{\underline{38}} \quad [1]$$

Gew. n = Selected	38	[1]
----------------------	----	-----

Abstand $b_i$ = Distance	1.984	[mm]
-----------------------------	-------	------

### Schnittgrößenberechnung - EN 1993-4-2 11.2.2

Stress resultant - EN 1993-4-2 11.2.2

Th. Dachhöhe $h_{d,th}$ = Th. height (roof)	2.059	[mm]
--	-------	------

Trägerlänge $L_t$ = Length (beam)	10.397	[mm]
--------------------------------------	--------	------

$$p_{Ed} = \frac{\max(|p_{u,\min}|; |p_{u,\max}|)}{n} \cdot \frac{D_{az}^2 \cdot \pi}{4} = 49,046 \quad [\text{kN}] \quad (11.5)$$

$$N_{Ed} = 0,375 \cdot 0,5 \cdot \frac{D_{az}}{h_{d,th}} \cdot p_{Ed} = 107,198 \quad [\text{kN}] \quad (11.6)$$

$$\varepsilon = N_{Ed} \cdot \frac{(0,6 \cdot 0,5 \cdot D_{az})^2}{\pi^2 \cdot E \cdot I_y} = 0,210635 \quad [1] \quad (11.13)$$

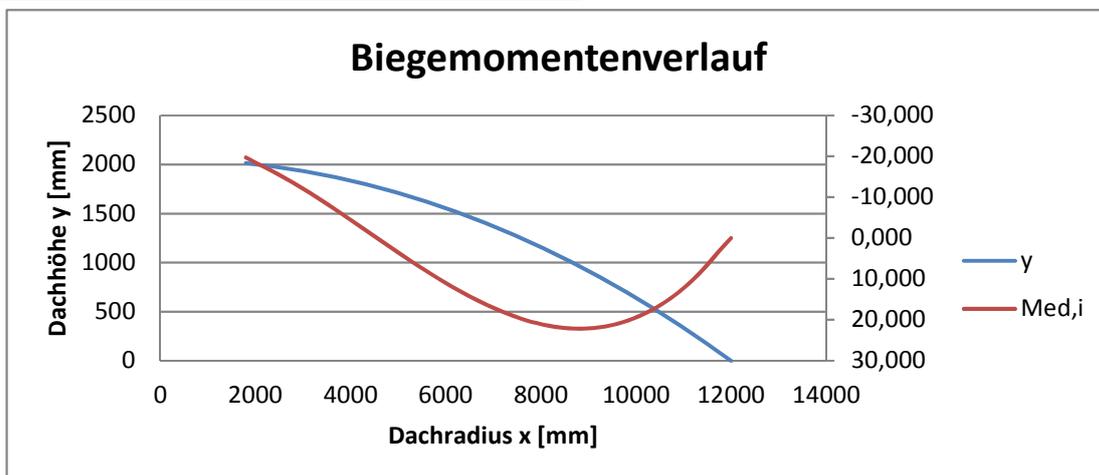
i	x [mm]	y [mm]	$M_{Ed,i}$ [kNm]
0	1800	2014	-19,713
1	2820	1948	-13,390
2	3840	1853	-5,725
3	4860	1729	2,397
4	5880	1575	10,101
5	6900	1391	16,523
6	7920	1177	20,811
7	8940	931	22,123
8	9960	654	19,631
9	10980	344	12,522
10	12000	0	0,000

$$M_{Ed} = \frac{1}{3} \left( \frac{0,5 \cdot D_{az}}{1 - \varepsilon} \right) \cdot \left\{ 1 - \left( \frac{x}{0,5 \cdot D_{az}} \right)^3 - 1,10 \cdot \left( \frac{y}{h_{d,th}} \right) \right\} \cdot p_{Ed}$$

Max. Normalkraft $N_{Ed}$ = Max. normal force	118	[kN]
--	-----	------

Max. Biegem. $M_{Ed}$ = Max. bend. moment	26,6	[kNm]
--	------	-------

Normalkräfte werden pauschal um 10%, Momente um 20 % erhöht. Siehe VDTÜV 21.5.1.2.



**Profilwerte**  
Profile values



0,0456

Profil eingeben

Bezeichnung: Description	U stehend		Werkstoff : Material	S235 JR	
Fläche A <sub>ges</sub> = Area	2855,5	[mm²]	E-Modul E = Elastic modulus	212,000	[kN/mm²]
Fl. Tr. Moment I <sub>y</sub> = Axial angular impulse	1260,9	[cm <sup>4</sup> ]	Streckgrenze Kt: Elastic limit	235,0	[N/mm²]
Widerstandsm. W <sub>y</sub> = Section modulus	207,3	[cm³]	Gewicht / m = Weight (beam)	22,8	[kg/m]
Fl. Tr. Moment I <sub>z</sub> = Axial angular impulse	250,8	[cm <sup>4</sup> ]	Σ Gewicht Träger = Σ weight (beam)	9025,3	[kg]
Widerstandsm. W <sub>z</sub> = Section modulus	33,4	[cm³]	Schwerpunkt e <sub>0</sub> = Centroid	60,8	[mm]

## 6.2 Beanspruchbarkeit von Querschnitten EN 1993-1-1

### 6.2 Max. allowed load of profiles

#### 6.2.4 Druckbeanspruchung durch Normalkraft

##### 6.2.4 Compression load because normal force

$$N_{Ed} = 118 \quad [\text{kN}]$$

$$N_{c,Rd} = A \cdot K_t \cdot S = 671 \quad [\text{kN}] \quad (6.10)$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = n = \underline{\underline{0,176}} \quad [1] \quad (6.9)$$

#### 6.2.5 Biegebeanspruchung

##### 6.2.5 Bending load

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = W_y \cdot K_t \cdot S = 48,711 \quad [\text{kNm}] \quad (6.13)$$

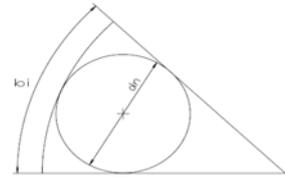
$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} = \underline{\underline{0,546}} \quad [1] \quad (6.12)$$

## 6.1 Kombination

### 6.1 Combination

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} = \underline{\underline{0,721}} \quad [1] \quad (6.1)$$

**Berechnung des Bleches zwischen den Sparren**  
*Calculation of the plate between the stiffenings*



**Kreisplatte EN 1993-1-6 B.5.1**  
*Plane heads EN 1993-1-6 B.5.1*

$$d_n = \frac{0,5 \cdot D_{az} \cdot b_i}{0,5 \cdot (D_{az} + b_i)} = 1833 \quad [\text{mm}]$$

$$e_{r,\min} = \sqrt{\frac{\max(\sum p_{u,\min,p}; \sum p_{u,\max,p}) \cdot 10^{-4}}{\frac{K_t}{\gamma_M} \cdot 1,625}} \cdot \frac{d_n}{2} + C_1 = 4,98 \quad [\text{mm}]$$

$$\frac{e_{r,\min}}{e_d} = \underline{\underline{0,711}} \quad [1]$$

$$\frac{e_{r,\min}}{e_d} \leq 1,0$$

**Das Dachblech ist ausreichend dimensioniert.**  
 The roof plate is safety enough!

$$e_{d\min} = \underline{\underline{5,00}} \quad [\text{mm}]$$

Mindestwanddicke ohne Korrosionszuschlag

**Druckbeanspruchte Fläche der Mantel - Dach - Verbindung - EN 14015 10.5**  
*Pressure loaded area of the jacket - roof conection - 10.5*

Optimieren

Typ:    
 Type:

max. D.E.R. L = <i>max. length</i>	9.600,0	[mm]
Festigkeitskennw. S <sub>c</sub> <i>Elastic limit</i>	120	[N/mm <sup>2</sup> ]
Winkel θ: <i>Angel</i>	19,5	[°]

A <sub>z</sub> =	966	[mm <sup>2</sup> ]
A <sub>ü</sub> =	0	[mm <sup>2</sup> ]
A <sub>d</sub> =	1273	[mm <sup>2</sup> ]
A <sub>v</sub> =	4275	[mm <sup>2</sup> ]

Tankdurchmesser D m	Mindestabmessungen des Dacheckrings mm x mm x mm
D ≤ 10	60 × 60 × 6
10 < D ≤ 20	60 × 60 × 8
20 < D ≤ 36	80 × 80 × 10
36 < D ≤ 48	100 × 100 × 12
48 < D	150 × 150 × 12

$$\sum A_i = \underline{\underline{6514}} \quad [\text{mm}^2]$$

$$p_c = |EG_{\text{inf}} - B\dot{U} - WS| = 33,24 \quad [\text{mbar}] \quad 10.5.2$$

$$A_{\min} = \frac{50 \cdot p_c \cdot (0,5 \cdot D_{az})^2}{S_c \cdot \tan(\Theta)} = \underline{\underline{5640}} \quad [\text{mm}^2] \quad 10.5.2$$

$$\sum A_i \geq A_{\min}$$

**Die Druckbeanspruchte Fläche ist ausreichend.**  
 The pressure loaded area is big enough!

## Berechnung des Kronenringes nach EN 1993-4-2 11.2.2

Calculation of the cone ring EN 1993-4-2 11.2.2

<

>

Optimieren

$b_u =$	14,0	[mm]	$H =$	170,0	[mm]
Wanddickentol. Klasse: Wall thickness toler. class:	C		$D_{k1} =$	3.586,0	[mm]
$b_{r1} =$	7,0	[mm]	$D_{k2} =$	0,0	[mm]
$b_{r2} =$	7,0	[mm]	$r_k =$	1.170,0	[mm]
$h_k =$	182,0	[mm]	$G_{KR} =$	2.378	[kg]

$$b_{u,n} = b_u - C_1 - C_2 = 12,0 \quad [\text{mm}]$$

$$A_u = (D_{ka} - D_{ki}) \cdot 0,5 \cdot b_{u,n} = 15120 \quad [\text{mm}^2]$$

$$W_u = \frac{A_u \cdot b_{u,n}}{6} = 30240 \quad [\text{mm}^3]$$

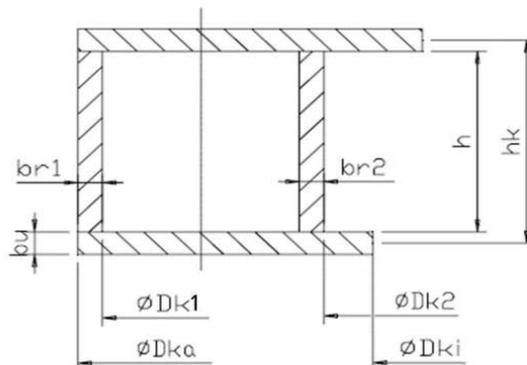
$$M_{Ed,Kr} = |M_{Ed(i=0)}| \cdot 1,2 = 23,7 \quad [\text{kNm}]$$

$$N_{2,Ed} = \frac{N_{Ed} \cdot e_0}{h_k} + \frac{M_{Ed,Kr}}{h_k} = 169 \quad [\text{kN}] \quad (11.16)$$

$$N_{r,Ed} = \frac{N_{2,Ed} \cdot n}{2 \cdot \pi} = 1024 \quad [\text{kN}] \quad (11.14)$$

$$M_{r,Ed} = \frac{r_k \cdot \frac{\pi}{n} \cdot N_{2,Ed}}{2 \cdot \left( 3 + \left( \frac{\pi}{n} \right)^2 \right)} = 2,725 \quad [\text{kNm}] \quad (11.15)$$

$$\frac{\frac{N_{r,Ed}}{A_u} + \frac{M_{r,Ed}}{W_u}}{\frac{K}{\gamma_M}} = \underline{\underline{0,739}} \quad [1]$$



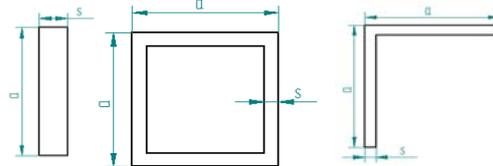
# Ring- und Querverbände - EN 1993-1-1 6.3.1

## Ring- and transverse bracing - EN 1993-1-1 6.3.1



Werkstoff : Material	S235 JR	
Festigkeitskennwert $K_t =$ Elastic limit	235,0	[N/mm <sup>2</sup> ]
E-Modul $E =$ Elastic modulus	212,000	[kN/mm <sup>2</sup> ]
$\lambda =$	94,359	[1]

Querverbände $n_q =$ Transverse bracings	2	[1]
Ringfelder $n_R =$ Number of fields	2	[1]



$$L_{R,i} = 2 \cdot R_i \cdot \sin\left(\frac{360^\circ}{2 \cdot n}\right)$$

$$L_{D,i} = \sqrt{R_i^2 + R_{i-1}^2 - 2 \cdot R_i \cdot R_{i-1} \cdot \cos\left(\frac{360^\circ}{n}\right)}$$

$$\lambda = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$N_{Ed,R} = 1\% \cdot N_{Ed} \cdot \frac{n}{n_R}$$

$$N_{Ed,D} = N_{Ed,R} \cdot \frac{L_{D,i}}{0,5 \cdot (L_{R,i} + L_{R,i-1})}$$

$$\tilde{\lambda} = \frac{L_{i,i}}{i \cdot \lambda}$$

$$\Phi = 0,5 \left[ 1 + \alpha (\tilde{\lambda} - 0,2) + \tilde{\lambda}^2 \right]$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \tilde{\lambda}^2}} \leq 1,0$$

$$\varphi = \frac{N_{Ed,ii}}{\chi \cdot A \cdot f_y} \leq 1,0$$

Rsoll 2 = 0  
Rsoll 1 = 6600

#	$R_i$ [mm]	Querschnitt	a [mm]	s [mm]	A [mm <sup>2</sup> ]	$I_{min}$ [mm <sup>4</sup> ]	i [mm]
0 = $D_{ka}$	1.800						
1	6600	Winkel	40	2	156	24762	12,6
2		Kasten					
3		Kasten					
#	$R_i$ [mm]	Querschnitt	a [mm]	s [mm]	A [mm <sup>2</sup> ]	$I_{min}$ [mm <sup>4</sup> ]	i [mm]
D1	x	Kasten	120	8	3584	28528640	89,2
D2	x	Kasten	70	4	1056	3391080	56,7
D3		Kasten					
D4		Kasten					

#	$L_{R,i}$ [mm]	$\lambda \sim$ [1]	$\alpha$ [1]	$\phi$ [1]	$\chi$ [1]	$N_{Ed,Ri}$ [kN]	$\varphi$ [1]
1	1090	0,92	0,34	1,04	0,65029	22,404	0,940
2							
3							
#	$L_{D,i}$ [mm]	$\lambda \sim$ [1]	$\alpha$ [1]	$\phi$ [1]	$\chi$ [1]	$N_{Ed,Di}$ [kN]	$\varphi$ [1]
D1	10229	1,22	0,49	1,49	0,42666	330	0,919
D2	5596	1,05	0,49	1,26	0,51337	82	0,640
D3							
D4							

## Höchste Auslastungen

Highest use of capacity

<

Sparren

$$\phi = \underline{\underline{72\%}}$$

Blech zwischen den Sparren

$$\phi = \underline{\underline{71\%}}$$

Druckbeanspruchte Fläche der M-D-V

$$\phi = \underline{\underline{87\%}}$$

Kronenring

$$\phi = \underline{\underline{74\%}}$$

Ringversteifung

$$\phi = \underline{\underline{94\%}}$$

Gesamtgewicht des Daches

$$m_{ges} = \underline{\underline{40.200}} \quad [\text{kg}]$$

**Sicherheit ist erfüllt.**

**Safety is enough.**

# Querschnittswerte - U- Träger, stehend

Benennung: <i>name:</i>	KRM Auftrag Nr.: <i>KRM order no.:</i>
Pos. Nummer: <i>Pos. number:</i>	Zeichnung Nr.: <i>Drawing no.:</i>

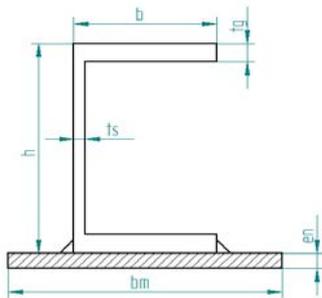
## Angaben

### Specifications


 print

Höhe h = Height	160	[mm]
Breite b = Width	70	[mm]
Dicke ts = Thickness	5,5	[mm]
Dicke tg = Thickness	9,5	[mm]

Netto Dicke $e_n$ = Net. Thickness	5,0	[mm]
Mitragende Breite $b_m$ = Effective width	150,0	[mm]
y-y: $e_y/L$ =	0,005	[1]
z-z: $e_z/L$ =	0,005	[1]



Gurt c/t =	6,8	<=	9	OK
Steg c/t =	25,6	<=	33	OK

**Querschnittsklasse 1 ist erfüllt!**

## QSW Bleche

Folgende Werte müssen in das QSW Bleche - Teil 1 Programm übertragen werden:

Blech-Nr	t	$y_a$	$y_e$	$z_a$	$z_e$	
1	0,50	-7,50	7,50	0,00	0,00	Dachblech
2	0,95	-3,50	3,50	-0,73	-0,73	Gurt unten
3	0,95	-3,50	3,50	-15,78	-15,78	Gurt oben
4	0,55	3,23	3,23	-1,20	-15,30	Steg

Folgende Werte müssen in das QSW Bleche - Teil 2 Programm übertragen werden:

Blech-Nr.	$\omega_a$	$\omega_e$	
1	0,0000	0,0000	Dachblech
2	-2,5375	2,5375	Gurt unten
3	-55,2125	55,2125	Gurt oben
4	3,8700	49,3425	Steg

Hier die Werte zusammenfassen, die später in das FE-Stab Programm übertragen werden müssen:

A =	28,6	cm <sup>2</sup>	$y_M$ =	-1,3	cm
$I_z$ =	250,8	cm <sup>4</sup>	$z_M$ =	2,6	cm
$I_y$ =	1.260,9	cm <sup>4</sup>	$r_y$ =	-2,2	cm
$I_T$ =	5,4	cm <sup>4</sup>	$r_z$ =	-8,0	cm
$I_{\omega}$ =	8.325,4	cm <sup>6</sup>	$r_{\omega}$ =	-0,3	
$W_y$ =	207,3	cm <sup>3</sup>	$z_s$ =	6,1	cm

**Querschnittswerte dünnwandiger Querschnitte**  
 Schwerpunkt, Hauptachsen, Trägheitsmomente, Schubmittelpunkt, Wölbordinate, Wölbwiderstand

Kommentar:

**Teil I: Schwerpunkt, Hauptachsen, Trägheitsmomente**

Blech-Nr.	Eingabe Teil I: y und z im Bezugssystem [cm] hier: y und z mit Querstrich !					Ordinaten im Hauptachsensystem			
	t	y <sub>a</sub>	y <sub>e</sub>	z <sub>a</sub>	z <sub>e</sub>	y <sub>a</sub>	y <sub>e</sub>	z <sub>a</sub>	z <sub>e</sub>
1	0,50	-7,50	7,50	0,00	0,00	-8,04	6,94	6,52	5,72
2	0,95	-3,50	3,50	-0,73	-0,73	-4,08	2,91	5,59	5,21
3	0,95	-3,50	3,50	-15,78	-15,78	-4,89	2,10	-9,44	-9,82
4	0,55	3,23	3,23	-1,20	-15,30	2,61	1,85	4,75	-9,33
5						0,00	0,00	0,00	0,00
6						0,00	0,00	0,00	0,00
7						0,00	0,00	0,00	0,00
8						0,00	0,00	0,00	0,00
9						0,00	0,00	0,00	0,00
10						0,00	0,00	0,00	0,00
11						0,00	0,00	0,00	0,00
12						0,00	0,00	0,00	0,00
13						0,00	0,00	0,00	0,00
14						0,00	0,00	0,00	0,00
15						0,00	0,00	0,00	0,00
16						0,00	0,00	0,00	0,00
17						0,00	0,00	0,00	0,00
18						0,00	0,00	0,00	0,00
19						0,00	0,00	0,00	0,00
20						0,00	0,00	0,00	0,00

**Ergebnisse der Normierung nach Durchführung der Transformationen:**

Querschnittsfläche:	A=	<b>28,555</b>	cm <sup>2</sup>
Schwerpunkt S im Eingabe-KOS:	y <sub>S</sub> =	<b>0,876</b>	cm
	z <sub>S</sub> =	<b>-6,083</b>	cm
Hauptachseneindrehwinkel:	α =	<b>3,080</b>	Grad
	=	<b>0,054</b>	Bogenmaß
Trägheitsmomente:	I <sub>y</sub> =	<b>1.261</b>	cm <sup>4</sup>
	I <sub>z</sub> =	<b>251</b>	cm <sup>4</sup>

**Querschnittswerte dünnwandiger Querschnitte**  
 Schwerpunkt, Hauptachsen, Trägheitsmomente, Schubmittelpunkt, Wölbordinate, Wölbwiderstand

Kommentar:

**Teil II: Schubmittelpunkt, Wölbordinate, Wölbwiderstand**

Blech-Nr.	Eingabe Teil II: $\omega$ im Bezugssystem [cm <sup>2</sup> ] hier: $\omega$ mit Querstrich !		Normierte Wölbordinate	
	$\omega_a$	$\omega_e$	$\omega_a$	$\omega_e$
1	0,00	0,00	25,85	-27,60
2	-2,54	2,54	8,68	-11,19
3	-55,21	55,21	-51,99	33,49
4	3,87	49,34	-9,13	28,85
5			0,00	0,00
6			0,00	0,00
7			0,00	0,00
8			0,00	0,00
9			0,00	0,00
10			0,00	0,00
11			0,00	0,00
12			0,00	0,00
13			0,00	0,00
14			0,00	0,00
15			0,00	0,00
16			0,00	0,00
17			0,00	0,00
18			0,00	0,00
19			0,00	0,00
20			0,00	0,00

**Ergebnisse der Normierung nach Durchführung der Transformationen:**

Torsionsträgheitsmoment	$I_T =$	<b>5,408</b>	cm <sup>4</sup>
Wölbwiderstand	$I_\omega =$	<b>8,325</b>	cm <sup>6</sup>
Wölbordinate	$\omega_K =$	<b>7,226</b>	cm <sup>2</sup>
Schubmittelpunkt M	$y_M =$	<b>-1,270</b>	cm
	$z_M =$	<b>2,592</b>	cm
Schubmittelpunkt M im Eingabe-KOS	$y_M =$	<b>-0,531</b>	cm
	$z_M =$	<b>-3,563</b>	cm
Größen für Theorie II. Ordnung/Stabilität	$r_y =$	<b>-2,196</b>	cm
	$r_z =$	<b>-7,991</b>	cm
	$r_\omega =$	<b>-0,330</b>	

# 11 Anhang E - Durchbiegung der Dachhaut

## Gegenüberstellung verschiedener Methoden für den Nachweis des Dachbleches

### Beispielwerte

Belastung	$p_u := 4.23 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
Durchmesser der Platte	$D_P := 2620\text{mm}$
Nettoblechstärke der Platte	$t_n := 3\text{mm}$
Festigkeitskennwert bei Temperatur	$f_{yk} := 409\text{MPa}$

### Durchbiegung beim Erreichen der Streckgrenze

Radius bei dem die Belastung der Plastizitätsgrenze entspricht	$R_{\text{grenz}} := \frac{f_{yk} \cdot t_n}{p_u} = 290.1\text{ m}$
Durchbiegung der Platte	$e_0 := R_{\text{grenz}} - \sqrt{R_{\text{grenz}}^2 - \frac{D_P^2}{4}} = 3 \cdot \text{mm}$
Relative Durchbiegung	$\varphi := \frac{e_0}{D_P} = 0.1\%$

### Berechnung nach dem Vorschlag von Knödel

Angenommene "unproblematische" Durchbiegung	$e_K := 30\text{mm}$
Fiktiver Radius der sich aus der Durchbiegung ergibt	$R_K := \frac{\left(\frac{D_P}{2}\right)^2 + e_K^2}{2 \cdot e_K} = 28.6\text{ m}$
Membranspannung	$\sigma_\varphi := \frac{p_u \cdot R_K}{t_n} = 40.3\text{MPa}$
Ausnutzung	$\phi_K := \frac{\sigma_\varphi}{f_{yk}} = 10\%$

### Sehr konservativer Berechnungsansatz nach EN 1993-1-6

Zulässige Beullast	$p_{n.R} := 1.625 \cdot \left(\frac{t_n}{0.5 \cdot D_P}\right)^2 \cdot \frac{f_{yk}}{1.1} = 0.03169\text{ bar}$
Ausnutzung	$\phi_{EN} := \frac{p_u}{p_{n.R}} = 133\%$

Abbildung 11.1: Berechnungsvergleich

# Literaturverzeichnis

- [1] Fachnormenausschuss 013. *ÖNORM B EN 1993-1-1 - Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten, Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln, Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1993-1-1, nationale Erläuterungen und nationale Ergänzungen.* Österreichisches Normungsinstitut, Wien, 2-01 2007.
- [2] Fachnormenausschuss 013. *ÖNORM EN 1993-1-5 - Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten, Teil 1-5: Plattenförmige Bauteile.* Österreichisches Normungsinstitut, Wien, 04-01 2007.
- [3] Fachnormenausschuss 013. *ÖNORM EN 1993-1-6 - Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten, Teil 1-6: Festigkeit und Stabilität von Schalen.* Österreichisches Normungsinstitut, Wien, 10-01 2007.
- [4] Fachnormenausschuss 013. *ÖNORM EN 1993-4-1 - Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten, Teil 1-4: Silos.* Österreichisches Normungsinstitut, Wien, 10-01 2008.
- [5] Fachnormenausschuss 013. *ÖNORM EN 1993-4-1 - Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten, Teil 1-4: Silos, Nationale Festlegungen zur ÖNORM EN 1993-4-1.* Österreichisches Normungsinstitut, Wien, 12-01 2008.
- [6] Fachnormenausschuss 013. *ÖNORM EN 1993-4-2 - Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten, Teil 4-2: Tankbauwerke.* Österreichisches Normungsinstitut, Wien, 10-01 2008.
- [7] Fachnormenausschuss 013. *ÖNORM EN 1993-4-2 - Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten, Teil 4-2: Tankbauwerke, Nationale Festlegungen zur ÖNORM EN 1993-4-2.* Österreichisches Normungsinstitut, Wien, 12-01 2008.
- [8] Fachnormenausschuss 013. *ÖNORM EN 1993-1-1 - Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten, Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau.* Österreichisches Normungsinstitut, Wien, 03-01 2012.
- [9] Fachnormenausschuss 021. *Metallische Werkstoffe - Kerbschlagbiegeversuch nach Charpy - Teil1: Prüfverfahren.* Österreichisches Normungsinstitut, Wien, 12-01 2010.

- [10] Fachnormenausschuss 037. *Zerstörungsfreie Prüfung von Schweißverbindungen - Magnetpulverprüfung*. Österreichisches Normungsinstitut, Wien, 12-15 2009.
- [11] Fachnormenausschuss 132. *ÖNORM EN 14015 - Auslegung und Herstellung standortgefertigter, oberirdischer, stehender, zylindrischer, geschweißter Flachbodentanks für die Lagerung von Flüssigkeiten bei Umgebungstemperatur und höheren Temperaturen*. Österreichisches Normungsinstitut, Wien, 05-01 2005.
- [12] Fachnormenausschuss 147. *Zerstörungsfreie Prüfung - Eindringprüfung, Teil1: Allgemeine Grundlagen*. Österreichisches Normungsinstitut, Wien, 10-01 2013.
- [13] Fachnormenausschuss 176. *ÖNORM EN 1990 - Eurocode Grundlagen der Tragwerksplanung*. Österreichisches Normungsinstitut, Wien, 03-01 2003.
- [14] Fachnormenausschuss 176. *ÖNORM B 1990-1 - Eurocode Grundlagen der Tragwerksplanung, Teil 1: Hochbau, Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1990 Anhang A1:2003*. Österreichisches Normungsinstitut, Wien, 05-01 2004.
- [15] Fachnormenausschuss 176. *ÖNORM EN 1991-1-3 - Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen - Schneelasten*. Österreichisches Normungsinstitut, Wien, 08-01 2005.
- [16] Fachnormenausschuss 176. *ÖNORM EN 1991-1-4 - Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen - Windlasten*. Österreichisches Normungsinstitut, Wien, 11-01 2005.
- [17] Fachnormenausschuss 176. *ÖNORM B 1991-1-3 - Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen - Schneelasten, Nationale Festlegungen zur ÖNORM EN 1991-1-3, nationale Erläuterungen und nationale Ergänzungen*. Österreichisches Normungsinstitut, Wien, 04-01 2006.
- [18] Fachnormenausschuss 176. *ÖNORM B 1991-1-4 - Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen - Windlasten, Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1991-1-4 und nationale Ergänzungen*. Österreichisches Normungsinstitut, Wien, 12-01 2006.
- [19] G. Aichele. *Leistungskennwerte für Schweißen und Schneiden*. DVS Verlag, Jänner 1994.
- [20] Normenausschuss Bauwesen. *DIN 18800-4, Stahlbauten - Teil 4: Stabilitätsfälle - Schalenbeulen*. DIN Deutsches Institut für Normung e.V., November 2008.
- [21] Bußhaus. *Die Standsicherheit von Flachbodentanks*. Werner Verlag, Jänner 2002.

- [22] G. Bundenthal. *Bemessung und Konstruktion von Flachbodentanks nach EN 14015 im Vergleich zu anderen Regelwerken*. TÜV Süd, Oktober 2004.
- [23] Verband der Technischen Überwachungs Vereine e.V. *VDTÜV Merkblatt, Richtlinie für die Herstellung von Flachbodentanks mit besonderen Anforderungen, Vereinbarung 2002/1 (Tankanlagen)*. TÜV-Verlag GmbH, Dezember 2002.
- [24] G. Fusek. *Stand der europäischen und deutschen Normen, ergänzt mit Ausblick auf den Eurocode und die Richtlinie für Flachbodentanks*. ONK 132 - Österreichisches Normungsinstitut, November 2003.
- [25] Foster und Datar Horngren. *Kostenrechnung - Entscheidungsorientierte Perspektive*. Odenbourg, Jänner 2001.
- [26] P. Knödel. *Stahlbaukalender 2013 - Stählerne Tankbauwerke nach DIN EN 1993-4-2*. Ernst und Sohn, Dezember 2013.
- [27] P. Knödel. *Stahlbaukalender 2016 - Bemessung und Konstruktion von Aluminiumtragwerken*. Ernst und Sohn, April 2016.
- [28] Meister. *Bauingenieur-Praxis, Nachweispraxis Biegeknicken und Biegedrillknicken*. Ernst und Sohn, Jänner 2002.
- [29] Deutsche Normen. *DIN 4119, Blatt 2, Oberirdische zylindrische Tankbauwerke aus Stahl*. Deutsches Normungsinstitut, Oktober 1961.
- [30] J. Ommen. *Stand der Normung für Flachbodentanks für Lagerung bei Umgebungstemperatur*. TÜV Süd, April 2005.
- [31] U. Krüger R. Kindmann. *Stahlbau: Teil 1: Grundlagen, Mit Beispielen nach Eurocode 3*. Ernst und Sohn, Juni 2013.
- [32] Kindmann und Fricke. *Elastische und plastische Querschnittstragfähigkeit - Grundlagen, Methoden, Berechnungsverfahren, Beispiele*. Ernst und Sohn, Jänner 2002.