

Die approbierte Originalversion dieser Diplom-/Masterarbeit ist an der Hauptbibliothek der Technischen Universität Wien aufgestellt (<http://www.ub.tuwien.ac.at>).

The approved original version of this diploma or master thesis is available at the main library of the Vienna University of Technology (<http://www.ub.tuwien.ac.at/englweb/>).



DIPLOMARBEIT  
Master's Thesis

# Klappbare Sportstättenüberdachung Machbarkeitsstudie und Tragwerksplanung

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades  
eines Diplom-Ingenieurs

unter der Leitung von

O.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.-Ing. Johann KOLLEGGER, M.Eng.  
und  
Dipl.-Ing. Dr.techn. Susanne GMAINER  
E212-2  
Institut für Tragkonstruktionen - Betonbau

eingereicht an der Technischen Universität Wien  
Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Michael SCHEFBECK, BSc.	und	Martin STADLBAUER, BSc.
Matr.Nr. 0426863		Matr.Nr. 0306125
Johann-Strauß-Gasse 18		Raiffeisenstraße 9
7210 Mattersburg		3300 Amstetten

Wien, am 12. Juni 2012

# Danksagung

Als wir im Jahr 2005 mit dem Bauingenieur-Studium begannen, war der Moment des Abschlusses noch in weiter Ferne. Über die Jahre, in denen sich Phasen strebsamen Lernens mit jenen faulen Nichtstuns abwechselten, wurde nicht nur Wissen angehäuft. Freundschaften fürs Leben sind entstanden. Mittlerweile rückt der Tag der finalen Prüfung näher. Es wird Zeit, an dieser Stelle jenen Personen zu danken, die uns auf unserer Reise zum Abschluss begleitet haben.

Professor Dipl.-Ing. Dr.-Ing. Johann Kollegger, M.Eng. hat nicht nur durch seine Vorlesungen unser Interesse am konstruktiven Ingenieurbau gestärkt, sondern uns auch das Verfassen einer originellen Diplomarbeit ermöglicht. Gemeinsam mit Dipl.-Ing. Dr.techn. Susanne Gmainer hat er uns bei der Ausarbeitung unterstützt. Die beiden nahmen sich stets Zeit für unsere Anliegen und verbesserten diese Arbeit durch ihren konstruktiven Input. Vielen Dank für die Zusammenarbeit! Ein weiteres Dankeschön gilt Edith Schotkowsky. Ihre Hilfsbereitschaft und gute Laune sind keine Selbstverständlichkeit.

Auch Dipl.-Ing. Dr.techn. Christian Schranz, MSc. möchten wir danken. Bei Fragen zu L<sup>A</sup>T<sub>E</sub>X und zur Gestaltung dieser wissenschaftlichen Arbeit ist er uns helfend zur Seite gestanden.

Unsere Studienkollegen haben uns das gesamte Unileben in vielen Stunden, egal ob beim Lernen, in Cafés und Bars oder bei gemeinsamen Unternehmungen begleitet. Wir werden diese Zeit immer in schöner Erinnerung behalten. Besonders unsere „Hamburg-Partie“ hat uns immer wieder durch legendäre Aktionen lustige Auszeiten im stressigen Lernalltag beschert. Wir hoffen, dass die Tradition der alljährlichen Eroberung der Städte dieser Welt noch lange anhält und wir uns nicht aus den Augen verlieren. Danke, Männer!

Obwohl wir während des Studiums die meiste Zeit gemeinsam gekämpft haben, hat jeder von uns sein ganz persönliches Umfeld, dem er danken möchte:

*„Dass meine Studienzeit - welche sich nun dem Ende neigt - erfolgreich und stets mit Freude am Studium verlaufen ist, habe ich, abgesehen von mir selbst, meiner Familie, Freunden und Studienkollegen zu verdanken.*

*Zuerst möchte ich mich bei meiner Familie bedanken, die mir nicht nur den notwendigen Rückhalt und Ausgleich zum Studium bot, sondern auch immer mit Interesse dabei war und somit meinen Ehrgeiz angetrieben hat. Seit mittlerweile acht Jahren ist auch meine Freundin Sabrina ein Teil dieser Familie. Sie hat mich mit ihrer herzlichen, aufmunternden Art während meines gesamten Studiums unterstützt und auch in besonders stressigen Zeiten Verständnis*

*gezeigt. Danke!*

*Ein großes Dankeschön auch an meine Eltern, ohne die ich den Entschluss, Bauingenieurwesen zu studieren womöglich nie gefasst hätte. Bei ihnen fand ich einen Ort, an dem ich mich von der Lernerei erholen und ablenken konnte, sei es durch eine Partie Schach oder ein entspannendes Glas Wein.*

*Ein weiterer besonderer Dank gebührt meinen Großeltern und Tante Lotte, die abgesehen von der finanziellen Unterstützung immer ein offenes Ohr für mich hatten, wenn mir etwas auf dem Herzen lag.*

*Auch bei meinem Bruder Harald möchte ich mich bedanken, der mir durch seine lockere Art gezeigt hat, nicht immer alles im Leben zu wichtig zu nehmen.*

*Last but not least möchte ich mich natürlich noch bei meinen Freunden für die vielen unvergesslichen Partyabende und Unternehmungen bedanken, die mir den notwendigen Ausgleich zum Ernst dieses Studiums brachten.“*

(Michael Schefbeck, österr. Bauingenieur; 2012)

*„Meinem privaten Umfeld, in dem ich mich frei und unabhängig entwickeln konnte, gebührt mein größter Dank:*

*Allen voran meinen Eltern, die immer zu, vor oder hinter mir stehen. Danke für ein sorgenfreies Studium und überhaupt alles!*

*Meiner gesamten Familie danke ich für ihr ständiges Interesse an meinem Studium, welches mir stets Motivation war.*

*In den letzten Semestern des Studiums trat ein weiterer wichtiger Mensch in mein Leben: meine Freundin Tamara, der ich für Ihre Geduld und Unterstützung in der stressigen Zeit danken möchte.*

*Meinen Freunden gebührt Dank besonders für jene gemeinsamen Stunden, in denen die Uni weit weg und alles Andere wichtiger war.“*

(Martin Stadlbauer, österr. Bauingenieur; 2012)

Abschließend ist die gegenseitige Motivation und Unterstützung während des gesamten Studiums hervorzuheben, für die wir uns selbst und gegenseitig danken wollen. Die gemeinsame Zusammenarbeit wurde immer durch Erfolg gekrönt.

# Abstract

The Institute for Structural Engineering at the Vienna University of Technology has developed an innovative manufacturing process for bridge girders, which was patented in September 2007: the balanced lift method. Its use gets interesting because of economical and operational advantages over existing methods.

The folding mechanism of the balanced lift method should be adapted to be used as a retractable roof structure. Retractable roof structures are especially used for arenas and halls. Different methods of the so called "roof folding process", built up on the basis of sports facility construction, are examined. A feasibility study including design restrictions allows to define the application's range of variants. Results show that this process is particularly suitable for sport halls with a terrace arranged on one side. The folding of the roof structure is planned in a static-constructive manner. Major considerations concerning secondary components (roof cladding, driving mechanism, etc.) are done to be used in further development of the roof folding process.

# Kurzfassung

Das Institut für Tragkonstruktionen - Betonbau der TU Wien hat ein innovatives Herstellungsverfahren für Brückenträger entwickelt, welches im September 2007 patentiert wurde: das Brückenklappverfahren. Wirtschaftliche und ausführungstechnische Vorteile gegenüber bestehenden Verfahren machen dessen Anwendung interessant.

Der Klappmechanismus des Brückenklappverfahrens soll für den Einsatz als offenbare Dachkonstruktion adaptiert werden. Die Anwendung offener Dächer eignet sich vor allem für Arenen und Hallenbauten. Aufbauend auf den Grundlagen des Sportstättenbaus werden mögliche Varianten der neuartigen, „Dachklappverfahren“ genannten Bauweise untersucht. Eine Machbarkeitsstudie unter Berücksichtigung architektonischer und konstruktiver Randbedingungen ermöglicht, den Einsatzbereich der Varianten zu definieren. Es zeigt sich, dass das Dachklappverfahren für eine Sporthalle mit einseitig angeordneter Tribüne besonders geeignet ist. Das klappbare Tragwerk des Daches wird statisch-konstruktiv geplant und wesentliche Überlegungen bezüglich sekundärer Bauteile (Dachhaut, Antrieb des Klappvorgangs, etc.) werden angestellt, um den Weg zur Ausführungsreife zu ebnen.

# Inhaltsverzeichnis

<b>1</b>	<b>Einführung</b>	<b>1</b>
1.1	Einleitung . . . . .	1
1.2	Motivation . . . . .	2
<b>2</b>	<b>Allgemeines über Sportstätten</b>	<b>4</b>
2.1	Geschichtliches . . . . .	4
2.2	Finanzielle Realisierbarkeit . . . . .	5
2.3	Planungsgrundsätze . . . . .	6
2.3.1	Das Spielfeld . . . . .	7
2.3.2	Orientierung . . . . .	7
2.3.3	Allgemeine architektonische Anforderungen . . . . .	9
2.3.4	Dachkonstruktion . . . . .	10
2.3.5	Tribünen . . . . .	12
2.3.5.1	Steh- und Sitzplätze . . . . .	12
2.3.5.2	Verkehrsflächen, Gänge, Fluchtwege . . . . .	13
2.3.5.3	Sicht auf das Spielfeld . . . . .	14
2.3.5.4	Abtrennung von Aktions- und Zuschauerbereich . . . . .	15
2.3.6	Technische Ausstattung . . . . .	16
2.3.6.1	Beleuchtung . . . . .	16
2.3.6.2	Beschallung . . . . .	17
2.4	Typen von Sportstätten und Stadien . . . . .	17
<b>3</b>	<b>Sportstätten mit offenbaren Dächern</b>	<b>18</b>
3.1	Bestehende Stadien mit offenbaren Dachkonstruktionen . . . . .	18
3.1.1	Veltins Arena (Arena auf Schalke) . . . . .	18
3.1.1.1	Allgemeines . . . . .	19
3.1.1.2	Bau und Konstruktion . . . . .	20
3.1.1.3	Dachkonstruktion . . . . .	22
3.1.1.4	Eckdaten im Überblick . . . . .	27
3.1.2	Amsterdam Arena . . . . .	29
3.1.2.1	Allgemeines . . . . .	29
3.1.2.2	Bau und Konstruktion . . . . .	30
3.1.2.3	Dachkonstruktion . . . . .	31
3.1.2.4	Eckdaten im Überblick . . . . .	35

---

3.1.3	Wembley Stadium . . . . .	36
3.1.3.1	Allgemeines . . . . .	36
3.1.3.2	Bau und Konstruktion . . . . .	37
3.1.3.3	Die Dachkonstruktion . . . . .	39
3.1.3.4	Eckdaten im Überblick . . . . .	42
3.2	Conclusio . . . . .	43
<b>4</b>	<b>Die öffenbare Dachkonstruktion</b>	<b>44</b>
4.1	Statisches System der Tragwerke . . . . .	44
4.2	Öffnung der Dachkonstruktion . . . . .	45
4.3	Einwirkungen auf Stadionsdächer . . . . .	47
4.3.1	Allgemeines . . . . .	47
4.3.2	Eigengewicht und Nutzlasten . . . . .	48
4.3.3	Wind . . . . .	48
4.3.4	Schnee . . . . .	49
<b>5</b>	<b>Dachöffnung unter Anwendung des Brückenklappverfahrens</b>	<b>50</b>
5.1	Brückenklappverfahren . . . . .	50
5.2	Umlegen des Brückenklappverfahrens auf klappbare Dachkonstruktionen . . . . .	55
<b>6</b>	<b>Dachklappverfahren</b>	<b>58</b>
6.1	Diskussion . . . . .	58
6.1.1	Überlegungen . . . . .	59
6.1.2	Anwendung und Machbarkeit . . . . .	60
6.2	Randbedingungen . . . . .	63
6.2.1	Die Konstruktion betreffende, geometrische Einschränkungen . . . . .	63
6.2.2	Geometrische Einschränkungen der Bauteile unterhalb der Dachkonstruktion . . . . .	63
6.2.3	Durch das Bauwerklayout vorgegebene Randbedingungen . . . . .	69
6.2.4	Statisch konstruktive Randbedingungen . . . . .	70
6.2.4.1	Vordimensionierung . . . . .	70
6.2.4.2	Schnittgrößenvergleich verschiedener Varianten . . . . .	72
6.3	Konstruktive Überlegungen hinsichtlich praktischer Umsetzung . . . . .	81
6.4	Interpretation und Aussicht . . . . .	82
<b>7</b>	<b>Normative und technische Grundlagen</b>	<b>84</b>
7.1	Lastannahmen . . . . .	84
7.1.1	Schneelasten nach ÖNORM EN 1991-1-3 . . . . .	84
7.1.2	Windlasten nach ÖNORM EN 1991-1-4 . . . . .	85
7.2	Antriebe der Primärkonstruktion . . . . .	87
7.3	Membranen . . . . .	88
7.3.1	Grundlagen und Berechnung . . . . .	88
7.3.2	Formfindung . . . . .	89

7.3.3	Membranmaterialien . . . . .	90
7.3.4	Konstruktion . . . . .	90
7.3.5	Bewegliche Membranen . . . . .	91
<b>8</b>	<b>Ausführbare Variante</b>	<b>92</b>
8.1	Vordimensionierung . . . . .	92
8.1.1	Lastannahmen . . . . .	92
8.1.2	Querschnitte der Vordimensionierung . . . . .	95
8.1.3	Ergebnisse . . . . .	95
8.2	Planung und Bemessung der Bauteile . . . . .	96
8.2.1	Lastannahmen für die Bemessung . . . . .	96
8.2.2	Verwendete Querschnitte . . . . .	98
8.2.3	Schnittgrößen des Primärtragwerks . . . . .	98
8.2.4	Pylon . . . . .	100
8.2.5	Dachträger . . . . .	104
8.2.6	Zugstrebe . . . . .	104
8.2.7	Antrieb . . . . .	107
8.2.8	Statische Untersuchung des Bewegungsvorganges . . . . .	108
8.2.9	Knoten . . . . .	112
8.2.9.1	Knoten A . . . . .	112
8.2.9.2	Knoten B . . . . .	113
8.2.9.3	Knoten C . . . . .	115
8.2.10	Beschränkung der Windgeschwindigkeit während des Öffnungsvorganges . . . . .	116
8.2.11	Statische Untersuchung des Bewegungsvorganges bei Beschränkung der Windgeschwindigkeit . . . . .	118
<b>9</b>	<b>Schlusswort</b>	<b>121</b>
	<b>Quellenverzeichnis</b>	<b>122</b>
	<b>Abbildungsverzeichnis</b>	<b>127</b>
	<b>Tabellenverzeichnis</b>	<b>130</b>
<b>A</b>	<b>Maple Worksheets</b>	<b>i</b>
<b>B</b>	<b>Statische Berechnungen</b>	<b>ix</b>
<b>C</b>	<b>Datenblätter</b>	<b>xxxv</b>

Die gesamte Diplomarbeit wurde in gemeinschaftlicher Zusammenarbeit erstellt. Nur die reine Literaturrecherche wurde zwecks Arbeitseffizienz aufgeteilt. Aufgrund der Vielfältigkeit der zu erarbeitenden Gegenstände (Recherche, Text, Zeichnungen, Grafiken, Berechnungen, Programmeingaben, ...) ist eine gänzliche Aufschlüsselung der jeweiligen Arbeitsleistung nicht möglich. Lediglich die Kapitel 2 und 3 wurden großteils getrennt bearbeitet.



# Kapitel 1

---

## Einführung

### 1.1 Einleitung

Viele moderne Stadien, Arenen und Hallen sind bereits mit öffnenbaren Dächern oder Dachteilen ausgestattet. Der Nutzen eines beweglichen Daches besteht einerseits darin, im geschlossenen Zustand vor ungewollter Witterung zu schützen und andererseits bei vollständiger Öffnung den Blick zum Himmel freizugeben und somit das Gefühl der Weite zu vermitteln. Außerdem spricht eine Reduktion des Wartungsaufwandes der meist sehr kostspieligen Naturspielflächen (Rasen) für eine öffnenbare Dachkonstruktion. Sinn macht diese Ausführung aus finanziellen Gründen dort, wo sich größere Menschenmengen zweckgebunden an einem bestimmten Ort versammeln, wie zum Beispiel im Fall von sportlichen Ereignissen oder kulturellen Veranstaltungen.

Im Rahmen dieser Diplomarbeit soll untersucht werden, ob das von O.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.-Ing. Johann Kollegger, M.Eng. entwickelte Brückenklappverfahren derart adaptiert werden kann, dass daraus eine sinnvolle Anwendungsmöglichkeit für öffnenbare Dachkonstruktionen, das „Dachklappverfahren“, entsteht.

Aus diesem Grund wird in Kapitel 2 die Grundlage für das Verständnis der Planung von Sportstätten gelegt. Des Weiteren werden, aufbauend auf einer Recherche vor Ort, einige bestehende Stadien mit öffnenbaren Dachkonstruktionen näher beschrieben, um einen Einblick in deren konstruktiven Aufbau zu erhalten. Kapitel 4 gibt einen Überblick über verschiedene Öffnungsarten und einzelne Baugruppen eines öffnenbaren Daches. Details bezüglich der Statik beziehungsweise der Lasten von Stadiendachtragwerken werden näher erläutert, planerische und konstruktive Randbedingungen werden definiert. Ausgehend davon werden im Rahmen einer Machbarkeitsstudie mehrere Varianten einer klappbaren Dachkonstruktion entwickelt und diskutiert. Eine ausgewählte Variante wird in Kapitel 8 hinsichtlich deren Umsetzung statisch-konstruktiv bearbeitet. Anhand der gewonnenen Erkenntnisse wird das Dachklappverfahren auf seine Tauglichkeit hin beurteilt.

## 1.2 Motivation

Höher, schneller, weiter.

Schon früh in der Geschichte der Menschheit wurden sportliche Wettstreite ausgetragen. Ehemals als Feste der kultischen Verehrung von Gottheiten haben sich Wettkämpfe zu Spektakeln der (kultischen) Verehrung von Sportlern gewandelt. Diese werden weltweit, nicht zuletzt Dank der zunehmenden Vernetzung, gefeiert. In riesigen Arenen des Sports, wo einige Wenige stellvertretend für eine große Masse um den Sieg kämpfen, wird der sportliche Wettstreit zum Zirkus für die und der Massen.

Der Schriftsteller Elias Canetti hat in seinem Hauptwerk „Masse und Macht“ unter anderem über die Phänomene der Masse geschrieben. Eine temporäre Gemeinschaft von mehreren Personen wird Masse genannt. Darüber schreibt Canetti [1, S. 16f]: *„Der wichtigste Vorgang, der sich innerhalb der Masse abspielt, ist die Entladung. Vorher besteht die Masse eigentlich nicht [...]. Sie ist der Augenblick, in dem alle, die zu ihr gehören, ihre Verschiedenheiten loswerden und sich als gleiche fühlen. [...]*

*Nur alle zusammen können sich von ihren Distanzlasten befreien. Genau das ist es, was in der Masse geschieht. In der Entladung werden die Trennungen abgeworfen und alle fühlen sich gleich. In dieser Dichte, da kaum Platz zwischen ihnen ist, [...], ist einer dem anderen so nahe wie sich selbst. Ungeheuer ist die Erleichterung darüber. Um dieses glücklichen Augenblicks willen, da keiner mehr, keiner besser als der andere ist, werden die Menschen zur Masse.“*

Obwohl bereits 1960 erschienen, haben die Inhalte des Werkes noch heute Aktualität. Es ist festzustellen, dass Denkansätze, die auf anthropologischer und philosophischer Ebene getroffen wurden, in vielen jener Werke, die zwecks Recherche durchgearbeitet wurden, in technischer Sicht aufgearbeitet sind. Planung von einem technisch-wissenschaftlichen Standpunkt aus ist folglich immer auch eine Planung für den Menschen.

Das Kapitel „Die Masse als Ring“ des zitierten Buches beschäftigt sich weiter mit den Qualitäten einer nach außen und innen geschlossenen Masse, wie sie in Stadien vorkommt [1, S. 29f]: *„Eine zwiefach geschlossene Masse hat man in der Arena vor sich. [...] Die Arena ist nach außen hin gut abgegrenzt. Sie ist gewöhnlich weithin sichtbar. [...] Rufe von ihr dringen weithin. Wenn sie oben offen ist, teilt sich manches vom Leben, das sich in ihr abspielt, der umliegenden Stadt mit. [...] [E]in unbehinderter Zustrom in die Arena ist nicht möglich. Die Zahl der Plätze, die sie faßt, ist beschränkt. Ihrer Dichte ist ein Ziel gesetzt. [...]*

*Nach außen, gegen die Stadt, weist die Arena eine leblose Mauer. Nach innen baut sie eine Mauer von Menschen auf. [...] Für die Dauer ihres Aufenthalts in der Arena scheren sie sich um nichts, was in der Stadt geschieht. [...] Die Reihen sind übereinander angelegt, damit alle sehen, was unten vorgeht. Aber das hat zur Folge, daß die Masse sich selber gegenüber sitzt. [...] Solange er (jeder, Anm.) da ist, sind sie alle da. Was ihn in Erregung versetzt, erregt auch sie, und er sieht es. [...]*

*Die Masse, die sich selber so zur Schau stellt, ist nirgends unterbrochen. Der Ring, den sie bildet, ist geschlossen. Es entkommt ihr nichts.“*

Freud' und Leid, Euphorie und Frustration, Triumph und Niederlage.

Schmal ist der Grat zwischen zwei Extremen, die Zuschauer in einer Sportstätte durchleben. Ständig stehen sie unter der Anspannung freudiger Erwartung beziehungsweise der Furcht vor einer Überraschung. Es ist also nicht verwunderlich, dass Sportveranstaltungen weltweit regen Zulauf erleben. Zusätzlich ist es in der heutigen Zeit immer und überall durch Fernsehen und Internet möglich, die Spektakel mitzuverfolgen. Die Technik ermöglicht, „mitten drin statt nur dabei“ zu sein, ein Teil der Masse im Stadion zu werden. Niemand muss versäumen, wenn Legenden geschrieben und mit Athleten, den Protagonisten jener sportlichen Heldenepen, besetzt werden.

Nicht nur das „wahre“ Gemeinschaftserlebnis, welches sich in einer großen Menschenmenge in einem Stadion einstellt, sondern auch das Stadion als Bauwerk selbst soll einen bleibenden Eindruck bei den Zuschauern hinterlassen. Die durchdachte Gestaltung der Sportstätte unterstützt (oder vermindert) die Erregung der Masse. Sportstätten, insbesondere Stadien, können als Groß- und Kunstbauten prägend für Städte und Regionen sein. Großes Investitionsvolumen und die lange Standzeit dieser Bauwerke erfordern gleichzeitig außergewöhnliche und praktikable Lösungen.

Eine funktionale, optisch spannende Dachkonstruktion für Sportstätten zu entwickeln soll Motivation unserer Diplomarbeit sein.

# Kapitel 2

---

## Allgemeines über Sportstätten

Dieses Kapitel gibt dem Leser eine Einführung in die Materie der Diplomarbeit. Beginnend beim „Urknall“, den ersten antiken griechischen Sportstätten, bis zu heutigen Multifunktionsarenen werden die geschichtliche Entwicklung von Stadien kurz behandelt und im Weiteren aktuelle Planungsgrundsätze für den Bau von Stadien zusammengefasst. Beleuchtet werden hauptsächlich jene Planungsgrundsätze, die für diese Diplomarbeit zentrale Bedeutung haben.

### 2.1 Geschichtliches

Bereits in der Antike waren Sportstätten ein Teil des kultischen Lebens: Die Olympischen Spiele der Antike wurden laut neueren Forschungen zu Ehren von Zeus' Mutter Rhea ausgetragen. Ausgehend von der „Plattform“ des intellektuellen und kulturellen Lebens - den Theatern - entwickelten sich aus den meist in natürliche Hänge gebauten, halbkreisförmigen Theatertribünen längliche U-förmige Stadien<sup>1</sup> für Sportveranstaltungen. Die ältesten bekannten Stadien im antiken Griechenland gelten als Vorfahren heutiger Sportstadien. Es ist zu erwähnen, dass die Größenordnungen der Zuschauerplätze noch mit aktuellen Stadionbauwerken mithalten können: Beispielsweise hat das antike Stadion in Athen, welches 1896 für die ersten Olympischen Spiele der Neuzeit rekonstruiert wurde, Platz für 50000 Zuschauer.

Im Römischen Imperium ging die kultische Verehrung von Gottheiten in Form von Spielen verloren. Stattdessen erlangten Zurschaustellungen militärischer Tradition, die wohl eher der kriegerisch-gebietserweiternden Grundhaltung der Römer entsprachen, größere Bedeutung. Bekannt sind Gladiatorenkämpfe, die in Amphitheatern ausgetragen wurden, und Wagenrennen, welche in Circi stattfanden. Um vielen Personen eine gute Sicht auf die

---

<sup>1</sup>Abgeleitet vom altgriechischen Wort „stadion“: die Rennbahn; ein antikes griechisches Längenmaß, entspricht 600 „podes“ = 177,6 m (umgerechnet mit dem attisch-solonischem Fuß (1 pous = 29,6 cm)); (vgl. [2])

Spektakel zu ermöglichen, wurde das griechische Prinzip des U-förmigen Stadions gespiegelt und so eine elliptische Umschließung der Austragungsfläche erreicht. Der römische Circus Maximus ist bis heute mit seinem Fassungsvermögen von 180000 Zuschauern ungeschlagen.

Mit dem Aufkommen des Christentums in Europa und dessen Etablierung im Mittelalter änderte sich der Schwerpunkt des sozialen Lebens weg von Freizeit und Unterhaltungsveranstaltungen hin zum religiösen Seelenheil, es wurden Kirchen anstatt Stadien/Sportstätten gebaut.

Erst im 19. Jahrhundert, die industrielle Revolution veränderte das Leben grundlegend durch Umgestaltung der sozialen und wirtschaftlichen Lebensumstände, wurde durch die wachsende Nachfrage der Bau von größeren Sportstätten wieder notwendig. Ein Impuls dafür war sicher auch der Neubeginn der Durchführung der Olympischen Spiele der Neuzeit 1896 in Athen.

Im 20. Jahrhundert entwickelten sich ausgehend von den Olympischen Spielen in Rom 1960, bei denen die Wettkampfstätten erstmals dezentralisiert gebaut wurden, differenziertere Bauwerke für spezielle Anforderungen von Sport und Freizeit. Vor allem für beliebte Zuschauersportarten (z.B. Fußball, American Football, Baseball, Rugby, Tennis) werden Stadien gebaut, die meist nur dem Zweck dienen, einer einzelnen Sportart zu genügen. Abgesehen von der Möglichkeit, in solchen Arenen eventuell Konzerte und dergleichen abzuhalten, bleibt die Nutzung durch andere Sportarten auf Grund deren Design versagt. [3, S. 3ff]

In der Gegenwart geschieht eine erneute Zentralisierung verschiedener Sportarten in Multifunktionsarenen. Ein Bauwerk wird vielen verschiedenen Anwendungsanforderungen gerecht und die Auslastung kann erhöht werden. Dies erscheint notwendig: Die Finanzierung des Baus und die Kosten des Betriebs von Sportanlagen stellen einen wesentlichen Faktor für die Durchführbarkeit eines derartigen Projektes dar.

## 2.2 Finanzielle Realisierbarkeit

Sportstätten sind selten rentabel, die hohen Betriebskosten können meistens nicht alleine durch die Einnahmen aus dem laufenden Betrieb gedeckt werden. Es ist daher sinnvoll, Sportstätten unter dem Gesichtspunkt flexibler Nutzung für viele Anwendungsmöglichkeiten zu planen. So ergeben sich höhere Auslastungsgrade des Bauwerks durch eine höhere Anzahl an möglichen Veranstaltungen und das Plus an Angebot lockt mehr (zahlende) Besucher an. Jedoch kann es sein, dass durch den Versuch, vielen Anforderungen gerecht zu werden, womöglich die Qualität der einzelnen Angebote geschmälert wird. Ein Beispiel: Die besondere Atmosphäre in Fußballstadien kommt vor allem durch die Nähe des Zuschauers zum Spielfeld zustande. Ist um das Fußballfeld eine Laufbahn für Leichtathletikveranstaltungen vorhanden, wird das Flair des Zuschauens merklich vermindert.

Es ergibt sich somit ein zu erfüllendes Gleichgewicht aus verschiedenen Ansprüchen. Neben der Hauptnutzung sollen die weiteren geplanten Nutzungsmöglichkeiten möglichst reibungslos durchgeführt werden können. Die Ansprüche der Investoren, Zuschauer und der Akteure müssen berücksichtigt werden.

Ein gewisser Grad an Zuschüssen, von öffentlicher Hand oder Sponsoren, bleibt allerdings auch bei bester Planung der Sportstätte meist notwendig, um ein derartiges Bauprojekt umsetzen und in weiterer Folge wirtschaftlich betreiben zu können. Multifunktionale Sportstätten bieten Investitionsmöglichkeiten für ein breiteres Feld von denkbaren Geldgebern. Um eine ausreichende Akquisition von Geldern zu ermöglichen, müssen laut „Stadia - A Design and Development Guide“ [3, S. 2] folgende Voraussetzungen gegeben sein:

- Die erforderlichen Subventionen dürfen nicht unangemessen hoch sein.
- Ist das Projekt interessant, wichtig und notwendig für die Bevölkerung, können öffentliche Investitionen gerechtfertigt werden.
- Auch für nichtöffentliche Geldgeber muss sich das Investment lohnen.

Entwurfs- und Baupläne einer optisch ansprechenden Sportstätte, die sich homogen in die Umgebung einfügt, können bei der Beschaffung von Geldern hilfreich sein.

## 2.3 Planungsgrundsätze

Das Wissen und die Randbedingungen, die sich aus dem geschichtlichen Erbe (siehe Kap. 2.1) und der finanziellen Planung des Sportstättenbaus ergeben, werden in diesem Kapitel in planerisch-technischer Hinsicht ergänzt. Ein Bauplatz, der keine Einschränkungen für die Planung der Sportstätte (und ihrer Nebengebäude) mit sich bringt, ist notwendige Grundlage für erste Planungsschritte und soll hier vorausgesetzt werden. Auf stadt- und verkehrsplanerische Aspekte wird nicht eingegangen<sup>2</sup>.

Bevor und während der Planungsphase einer Sportstätte geben beispielsweise die Buchquellen [3], [4] und [5] umfangreiche Anhaltspunkte zur Vorgehensweise. Das österreichische Institut für Schul- und Sportstättenbau gibt mit ihren Sportstättenguides und Richtlinien allgemeingültige Grundlagen für Planung, Bau und Betrieb von Sportstätten heraus. Normative Planungsgrundlagen sind in den ÖNORMEN B 2605 für Sportanlagen im Freien und B 2608 für Sporthallen enthalten.

Sport- und Freizeitanlagen verändern und prägen die Umgebung für viele Jahre. Bei der Planung derartiger Bauwerke sollte von Beginn an ein umfangreicher „Masterplan“ für das gesamte Projekt ausgearbeitet werden, nur so kann eine konsequente Linie in Funktionalität und Ästhetik von Baubeginn bis Fertigstellung gewährleistet werden. Die dadurch ermöglichte Kommunikation aller Projektbeteiligten auf einheitlicher Basis lässt eine Planung zu, bei der alle Projektphasen im Einklang mit dem Planungsziel, dem fertigen Bauprojekt, stehen.

Entscheidende Faktoren der ersten Planungsphase stellen gleichzeitig die Grundlage und die Randbedingungen für weitere Planungsschritte dar. Die geplanten Nutzungen definieren die erforderliche Größe und die Form des Spielfeldes. Überdies wird dadurch die Anzahl der Zuschauersitzplätze festgelegt, wenn die erforderliche Zuschauerkapazität nicht bereits

---

<sup>2</sup>Zur Vertiefung dieser Materie sei zum Beispiel auf [3, S. 33-47] verwiesen.

durch andere Randbedingungen (z.B. Vorgabe von Sponsoren, Beschränkung durch finanzielle Möglichkeiten des Bauherrn, ...) gegeben ist. Die Orientierung der Spielfläche muss anhand mehrerer Umstände entschieden werden, maßgebend sind Sonneneinstrahlung und Wind (nicht maßgeblich für Hallenbauwerke). Ist die Ausrichtung der Spielfläche gefunden, können weitere notwendige Bauten (Gebäude, Infrastruktur) geplant werden.

### 2.3.1 Das Spielfeld

Die geplanten Nutzungen bestimmen die Spielfeldgröße, welche durch für die Sportart erforderliche Freiflächen umgeben wird. Um dies zu veranschaulichen, werden in Abbildung 2.1 die wichtigsten (und für die Diplomarbeit dienlichen) Sportarten mit den hindernisfreien Zonen an den Längs- und Stirnseiten gezeigt. Die dazu gehörenden Sportflächenabmessungen sind in Tabelle 2.1, der üblicherweise verwendete Spielfeldabmessungen zugrunde liegen, ersichtlich. Zu den hindernisfreien Sportflächen müssen eventuell Bereiche für Schiedsrichter, Auswechselspieler, etc. zusätzlich zu den vorhandenen Flächen vorgesehen werden.

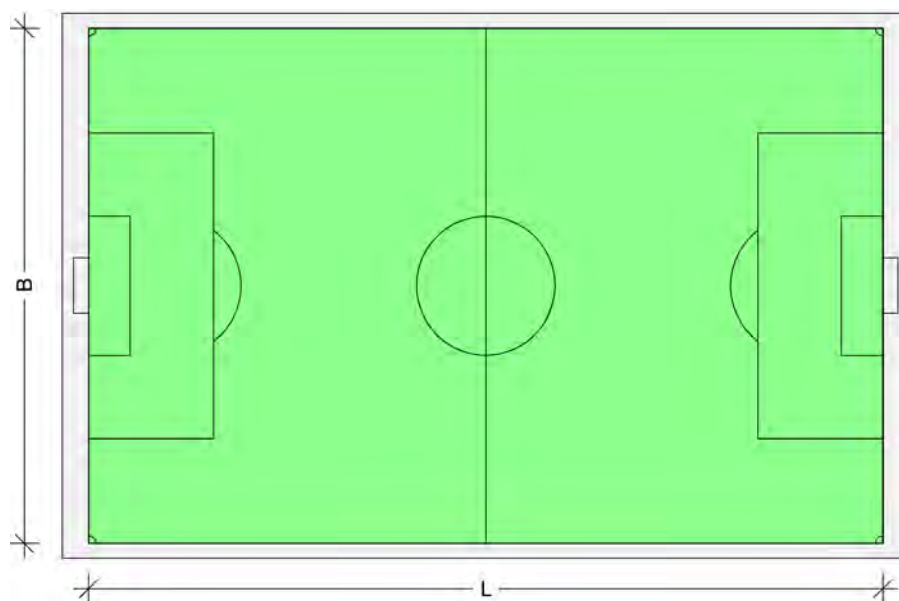
Sportart	Zulässige Abmessungen		Erforderliche Freiflächen		Lichte Hallenhöhe
	L [m]	B [m]	Längsseiten [m]	Stirnseiten [m]	H [m]
Fußball	105	68	2	3,5	(5,5)
Handball	40	20	1	2	7
Basketball	28	15	1	1	7
Tennis	23,77	10,97	3,65	6,4	(7)
Volleyball	18	9	3-5	3-8	12,5

Tab. 2.1: Spielfeldgrößen [12]

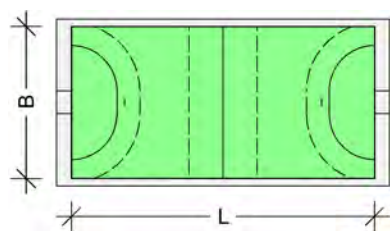
Das Spielfeld ist, abgesehen von seiner Größe, zudem definiert durch seine Höhenlage in Bezug auf das zu bebauende Gelände. Abhängig von der Gelände- und Bodenbeschaffenheit kann zum Beispiel eine Spielfeldlage unter dem Geländeniveau bau- und kostentechnische Vorteile bringen. Spielfelder können eine natürliche oder künstliche Oberfläche erhalten.

### 2.3.2 Orientierung

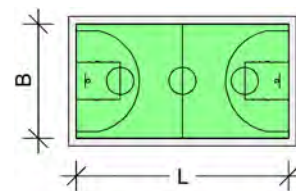
Der Orientierung der Sportstätte, die abhängig von der geplanten Nutzung und der zukünftigen baulichen Ausgestaltung ist, sollte bereits in der Planungsphase Aufmerksamkeit geschenkt werden. Aus der Lage der Sportstätte (Hemisphäre, Ort des Bauplatzes), der Jahres- und Tageszeit der Hauptnutzung und der spezifischen lokalen Parameter (Hauptwindrichtung) leiten sich erste Planungsgrundlagen ab. Dass Sportler und der Hauptteil der Zuschauer nicht direkt in die Nachmittags- und Abendsonne schauen sollten, stellt das entscheidende Prinzip der Orientierungsplanung dar, weil die meisten Wettkämpfe in diesen Stunden ausgetragen werden. Dies ist vor allem bei Sportstätten ohne Dächer wesentlich, doch auch bei Sporthallen mit größeren Fenstern und Glasfronten können diese Aspekte relevant werden, sofern eine notwendige ausreichende Belichtung der Innenräume



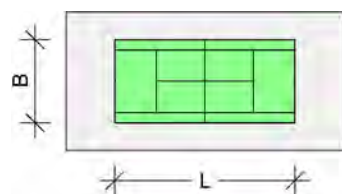
(a) Fußball



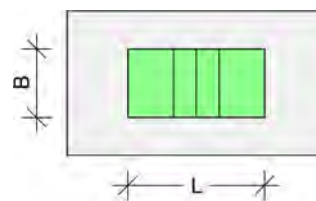
(b) Handball



(c) Basketball



(d) Tennis



(e) Volleyball

Abb. 2.1: Spielfelder verschiedener Sportarten im Größenvergleich (M 1:1000) [6]



nicht ohnedies eine ähnliche Orientierung vorschreibt. Für Nordeuropa lässt sich eine für viele Sportarten sinnvolle Orientierungsbandbreite angeben. Die Hauptachse des Spielfeldes genügt in Europa den meisten Anforderungen, wenn sie in etwa in der Richtung NO - SW verläuft. (vgl. [3, S. 28f]; [7, S. 319])

### 2.3.3 Allgemeine architektonische Anforderungen

Bereits in der Einleitung wurde die Bedeutung von Stadien und Sportstätten als Wahrzeichen von Städten und Regionen mit hohem sozialem Stellenwert in der Bevölkerung reflektiert. Sportstätten haben prägende Wirkung für ihre nähere Umgebung. Aus diesem Grund sollte der architektonischen Ausgestaltung ausreichend Raum gegeben werden. Die hohe Anzahl an Randbedingungen, die in der Planung gegeben und zu erfüllen sind, ergeben das leitende Prinzip „Die Form folgt aus der Funktion“. Aus dem Korsett der zu erfüllenden Anforderungen ergeben sich gewisse, unumstößliche Ausführungsvorschriften, die womöglich erst nachträglich in einen architektonisch schlüssigen Rahmen gepresst werden können. Im folgenden Absatz sollen in loser Abhandlung nur einige Probleme, die es bei der Planung von Sportstätten zu beachten gilt, beleuchtet werden.

Am Verlauf der Planung einer Sportstätte ist zu erkennen, dass das Bauwerk - abhängig von dem zur Verfügung stehenden Bauplatz - „von innen nach außen“ geplant wird<sup>3</sup>. Schwierig gestaltet sich die Integration der Sportstätte in die Infrastruktur, oft müssen große Parkplatzanlagen für Fahrzeuge vorgesehen werden, was optisch nur schwer ansprechend gestaltet werden kann. Ein weiterer zu beachtender Punkt ist die oft enorme Dimension von Sportstätten, die bei urbanen Bauplätzen sensibel in der bebauten Umgebung untergebracht werden muss. Bauelemente wie Treppen und Rampen als Fluchtwege, Eingangsbereiche und Dachkonstruktionen haben oft große Ausdehnung und weisen wenig gestalterische Möglichkeiten auf, in die Fassade elegant integriert zu werden. Daneben ist auch die Materialauswahl eingeschränkt, weil Baustoffe widerstandsfähig und belastbar gegen Witterung und Vandalismus sein müssen. Auch auf eine einfache Wartung ist zu achten. Es darf nicht vergessen werden, dass Sportstättenbauwerke längere Zeit leer stehen und gleichzeitig kurze Perioden maximaler Auslastung haben. Dieses unter Bauwerken nahezu einzigartige Nutzungsschema bringt der Umgebung alle nachteiligen Effekte minimaler als auch maximaler Benutzung: Verwaisung der Umgebung beziehungsweise temporäre Menschenmassen. Auf die meisten dieser in der Planungsphase zu beachtenden Probleme wird im Weiteren nicht eingegangen, sie sollten dem Leser einen Eindruck der Komplexität der genannten Randbedingungen geben<sup>4</sup>. [3, S. 48f]

Einen allgemeingültigen Designansatz für die Hülle von Sportstätten und Stadien zu geben ist nicht möglich, dennoch wird nun versucht, einen Umriss über denkbare Ausführungen von Sportstätten zu geben. Sportstätten, insbesondere Stadien, können aufgrund des Vorhandenseins und der Ausgestaltung des Daches unterteilt werden in

---

<sup>3</sup>Abgesehen von Randbedingungen, die Vorschriften, die die äußere Hülle und die Umgebung der Sportstätte betreffen, definieren.

<sup>4</sup>Zur Vertiefung dieser Materie sei zum Beispiel auf [3, S.57-63] verwiesen.

- offene Stadien,
- Stadien mit überdachten Tribünen,
- geschlossene (überdachte) Stadien.

Wesentlich für überdachte Sportstätten ist, die Fassade und die Dachkonstruktion optisch nicht miteinander konkurrieren zu lassen. Wird eines dieser Elemente dominierend ausgeführt, sollte das andere Element vom Eindruck her in den Hintergrund treten, um ein harmonisches Gesamtbild des Bauwerks zu bilden. Möglich erscheint

- ein dominantes Dach, gleichzeitig tritt die Fassade in den Hintergrund. Eine markante Dachform schwebt gewissermaßen in der Landschaft. Um den Effekt zu verstärken, wird bei derartigen Stadien meist die Spielfläche unter Geländeniveau angeordnet, zugleich kann das umgebende Gelände erhöht werden,
- eine dominante Fassade kombiniert mit einer leicht wirkenden Dachkonstruktion kann ein im urbanen Umfeld gebautes Stadion passend in die Umgebung integrieren. Die Fassade kann in der Größenordnung der umliegenden Gebäude gegliedert werden und passt sich so den Straßenfluchten an, oder
- ein dominantes Tragwerk, welches elegant auf offenen Bauplätzen funktioniert, bei denen das Stadion schon von weitem sichtbar ist. Das Gesamtbild wird bestimmt von vertikalen Elementen, die Dach und Fassade tragen.

Vor allem bei Stadien ohne Dach kann eine Bauweise, bei der das Stadion als Ganzes in den Hintergrund tritt, optisch ansprechend wirken. Bei offenen Bauplätzen können Stadien im Gelände „versenkt“, quasi organisch integriert werden. [3, S. 49ff]

### 2.3.4 Dachkonstruktion

In neuerer Zeit werden Sportstätten für multifunktionale Nutzung geplant, um hohe Auslastungsgrade des Bauwerks zu ermöglichen. In gemäßigten Klimazonen der Erde (und in ärmeren Regionen) kann eine durchgehende hohe Auslastung über das ganze Jahr auch mit einer offenen Sportstätte erfüllt werden. In vielen Gegenden der Erde muss witterungsbedingt zumindest eine Tribünenüberdachung für Sportstätten vorgesehen werden, immer öfter wird auch die Spielfläche überdacht. Dadurch wird eine Ganzjahresnutzung realisierbar. Dabei muss beachtet werden, dass das Dach im Fall von Fussballspielen laut FIFA geöffnet zu halten ist. Oft kann der Spielfeldbereich deswegen temporär geöffnet werden.

Dächer erfüllen mehrere Funktionen: den Schutz vor Witterung und einen Sonnen- und Blendschutz. Der Grad der Überdachung wirkt sich nicht nur grundlegend auf diese beiden Punkte, sondern auch auf die Wahl der Spielfeldoberfläche (natürlich bzw. künstlich) aus. Eine natürliche Oberfläche wie Rasen benötigt Licht, Wind und Regen für ausreichendes Wachstum. Viele überdachte Sportstätten ermöglichen durch offenbare Dachkonstruktionen eine geeignete Bewitterung (vgl. Kap. 3).

Elementare Überlegungen zur Konstruktion eines Stadionsdaches sollten die Sicht des Zuschauers auf das Spielfeld und die Veranstaltung betreffen. Damit dem Zuschauer ein freies Blickfeld auf das Sportereignis gegeben werden kann, darf die Sicht von der Tribüne auf das Spielfeld nicht durch Stützkonstruktionen oder anderes verdeckt werden. Zusätzlich muss die Dachkante (bzw. das Dach) hoch genug liegen, um auch eventuell vorhandene Anzeigetafeln oder hoch fliegende Sportgeräte zu sehen.

Zusammengefasst ergeben sich Voraussetzungen, die bei der Planung des Neubaus einer Sportstätte im Allgemeinen eingehalten werden sollten<sup>5</sup> und großen Einfluss auf das zu wählende statische System haben [8, S. 159]:

- Sichtfreiheit und optimaler Sichtwinkel von allen Plätzen
- Regen- und Witterungsschutz auf allen Plätzen
- Anordnung der Zuschauerplätze mit möglichst geringem Abstand zum Spielfeld (siehe Kap. 2.3.5.3)

Dachkonstruktionen müssen auf die Hauptbelastungsarten Schnee (Druck) und Wind (Druck und Sog) bemessen werden (siehe Kap. 4). Abhängig vom Gewicht der Konstruktion sind Dächer anfälliger für bestimmte Belastungen. Auf den windinduzierten Sog auf Dachhäute ist vor allem bei leichten Dachkonstruktionen zu achten.

In Kapitel 2.3.3 wurde bereits eine grobe Unterscheidung der Ausführungsmöglichkeiten von Dachkonstruktionen getroffen. Gebunden an die Ausgestaltung der Fassade wurden dominante Dächer von leichten Dachkonstruktionen abgegrenzt. Abhängig von dem zugrundeliegenden statischen System kann eine genauere Unterteilung vorgenommen werden, wie sie zum Beispiel in „Stadia - A Design and Development Guide“ [3, S. 67-75] getroffen wird. Elementare statische Tragsysteme (ohne Anspruch auf Vollständigkeit) für Dachtragwerke können sein<sup>6</sup>:

- Träger auf zwei Stützen
- Rahmen
- Kragträger
- Seiltragwerke
- Schalen
- Membranen
- ...

---

<sup>5</sup>In besonderen Fällen können einige dieser Voraussetzungen (z.B. aus Denkmalschutzgründen) nicht erfüllt werden.

<sup>6</sup>Eine genauere Untersuchung von Tragsystemen von Dachkonstruktionen geschieht in Kapitel 4.1.

Häufig kommen Variationen und/oder Kombinationen der genannten Tragsysteme zum Einsatz. Einfluss auf die Wahl des Tragwerks haben, abgesehen von dem ästhetischen Anspruch an die Sportstätte, dem Kostenfaktor und den abzutragenden Lasten, die Ausgestaltung der Tribünen. Einseitig angeordnete Tribünen lassen weniger Spielräume in der Ausgestaltung des Daches als umlaufende Tribünen.

### 2.3.5 Tribünen

Eine Tribüne ist eine „*bauliche Anlage für einen Zuschauerbereich*“ [9, S. 5], von welcher die Zuschauer die Spielfläche (in ÖNORM EN 13200-1 [9] weiter gefasst als Aktionsbereich (Innenbereich) bezeichnet) ohne Sichtbehinderung betrachten können. Dazu gehören Steh- und Sitzplätze, Gänge zum Erreichen und Verlassen des Zuschauerbereiches und Verkehrsflächen. In diesem Kapitel werden vorrangige Planungsgrundsätze für feste Tribünen dargelegt, die weiters auch für ausfahrbare (ausziehbare) und demontierbare (provisorische) Tribünen gelten<sup>7</sup>.

Charakteristische Beanspruchungen zur statischen Berechnung von Tribünen mit Sitz- oder Stehplätzen sind dem Eurocode<sup>8</sup> zu entnehmen. Es ist zu beachten, dass die dynamischen zuschauerinduzierten Auswirkungen nicht vollständig im Eurocode 1 berücksichtigt werden. Den dynamischen Eigenschaften von Tribünen ist allerdings Aufmerksamkeit zu schenken: In den letzten Jahren wurden häufig Multifunktionsarenen ausgeführt. Eine mögliche regelmäßige Nutzung durch Konzerte, die durch rhythmische Publikumsbewegungen charakterisiert sind, könnte schwingungstechnische Auswirkungen auf das Tribünen-tragwerk haben. Zusätzlich sind die architektonischen Anforderungen an den modernen Sportstättenbau geprägt durch schlanke und leichtgewichtige Konstruktionen mit freier Zuschauersicht von jedem Platz. Jene Konstruktionen sind potentiell anfällig für Schwingungen, die wind- und zuschauerinduziert (vertikale Belastung durch Springen, horizontal durch „Schunkeln“) sein können. [4, S. 46-53]

#### 2.3.5.1 Steh- und Sitzplätze

Stehplätze können auf horizontalen Ebenen, Zuschauerrampen oder Stufen angeordnet werden. Sitzplätze können auf Stufen ausgebildet werden, aus Bänken oder Einzelsitzen bestehen. [9, S. 6ff]

Für das Fassungsvermögen der Sportstätte sind einige Bedingungen einzuhalten: Für Stehplätze muss die maximal mögliche Besucheranzahl aus der Anzahl und Breite der Stufen hergeleitet werden. Zusätzlich ist die Zuschauerdichte auf 47 Zuschauer je  $10 \text{ m}^2$  (ohne Gänge) begrenzt. Die Kapazität für Sitzplätze leitet sich entweder aus der Gesamtanzahl der Einzelsitze oder, für Sitzplätze auf Stufen und Bänken, „*aus der Division der Reihelängen (Meter)(ohne Gänge) durch den Koeffizienten  $I = 0,50$  (Mindestwert)*“ [9, S. 11, 7.2] ab. Ist eine Reihe von Sitz- oder Stehplätzen von zwei Seiten aus zugänglich, dürfen im Freien höchstens 40, in Gebäuden höchstens 28 Sitze pro Reihe angeordnet werden.

<sup>7</sup>Details können den ÖNORMEN EN 13200-5:2006 und EN 13200-6:2006 entnommen werden.

<sup>8</sup>ÖNORM EN 1991-1-1:2011 Eurocode 1 - Einwirkungen auf Tragwerke

<b>Stehplätze</b>	Rampe	max. Steigung	10 %
	Stufen	min. Stufentiefe $B_{st}$	350 mm
<b>Sitzplätze</b>	Stufen	min. Stufentiefe $B_{se}$	700 mm
		max. Stufenhöhe $C_{se}$	450 mm
	Bänke	min. Stufentiefe $B_{se}$	700 mm
		min. lichte Reihendurchgangsbreite $E$	450 mm
	Einzelsitze	min. Stufentiefe $B_{se}$	700 mm
		min. lichte Reihendurchgangsbreite $E$	350 mm
		min. Sitztiefe (inkl. Rückenlehne) $F$	350 mm

**Tab. 2.2:** Normative Anforderungen an Steh- und Sitzplätze [9, S.7ff]

Ist die Reihenzugängigkeit nur von einem Gang aus gegeben, müssen die halben Werte eingehalten werden. [9, S. 11f]

Wie in „Guide to Safety at Sports Grounds“ [5, S. 16-24] beschrieben, sind noch weitere Faktoren maßgebend. Aus den Werten der möglichen Durchgangskapazität der Eingänge, der Aufnahmefähigkeit eines Tribünensektors und der möglichen Durchgangskapazität der Ausgänge (jeweils im Regel- und Evakuierungsfall) ist das Minimum als Fassungsvermögen des Tribünensektors anzunehmen.

Ein wichtiger zu beachtender Punkt ist die barrierefreie Planung der Zuschaueranlagen. Der aktuelle Normentwurf der ÖNORM EN 13200-1 [9] aus dem Jahr 2011 beinhaltet bereits Regularien über „Plätze für Zuschauer mit besonderen Bedürfnissen“. Genauere Angaben für Layout-Kriterien für den Bereich für Zuschauer mit besonderen Anforderungen können der CEN/TR 15913:2009 entnommen werden. Für Bauvorhaben in Österreich sei als guter Überblick die OIB-Richtlinie 4 „Nutzungssicherheit und Barrierefreiheit“ genannt.

### 2.3.5.2 Verkehrsflächen, Gänge, Fluchtwege

Neben den Regeln für die Anordnung von Sitz- und Stehplätzen begrenzen Fluchtwegbestimmungen das Fassungsvermögen, weswegen die Gänge zum Erreichen und Verlassen des Zuschauerbereiches und die zugehörigen Verkehrsflächen als Fluchtwege ausgebildet werden müssen. Sie sind auf den Abstrom der Besucher auszulegen, der im Gegensatz zum langsamen Zustrom plötzlich passiert. Aus der Aufnahmekapazität und der geforderten Entleerungszeit, lässt sich überschlägig eine Formel für die erforderliche Breite der Verkehrsfläche entwickeln [7, S. 319]:

$$\text{Treppenbreite [m]} = \frac{\text{Besucherzahl}}{\text{Entleerungszeit [s]} \cdot \gamma}$$

Der Faktor  $\gamma$  gibt an, wieviele Zuschauer sich in einer Sekunde auf 1 m Treppenbreite befinden und kann auch als Sicherheitsbeiwert der Entleerungszeit interpretiert werden.

Genauer wird in ÖNORM EN 13200-1 [9, S. 12, 21] definiert: Bei einer Notfallevakuierung sollen alle Zuschauer einen Sicherheitsplatz (keine Feuer- oder Gefahrenbedrohung) im

Freien in höchstens 8 Minuten, in Gebäuden in höchstens 2 Minuten erreichen. Die maximale Weglänge zum nächsten Fluchtweg ist mit höchstens 60 m im Freien beziehungsweise 30 m in Gebäuden angegeben. Die Mindestbreite der Verkehrsflächen, Tribünenzu- und abgänge beträgt 1,20 m.

### 2.3.5.3 Sicht auf das Spielfeld

Die Nutzung durch verschiedene Sportarten bestimmt sportartspezifisch beliebte Zuschauerbereiche, in denen Sitz- beziehungsweise Stehplätze angeordnet werden sollten. Aus den Schnittmengen der Zuschauerbereiche ergibt sich eine grobe Übersicht, wo Tribünen errichtet werden sollten, die fest oder mobil sein können. Ziel der Planung sollte eine „Kesselwirkung“ der Tribünen sein.

Die inneren Plätze sollen so nahe wie möglich am Spielfeld angeordnet werden, getrennt davon nur durch eventuelle Abgrenzungsmaßnahmen. Die äußerste Platzreihe ergibt sich einerseits aus der erforderlichen (Sitz- oder Steh-)Platzanzahl und andererseits aus dem maximal möglichen (Sicht-)Abstand zwischen dort sitzenden Zuschauern und dem entferntesten Eck des Spielfeldes. Dieser ist begrenzt durch das Auflösungsvermögen des Auges. Üblicherweise wird dieses durch die Winkelsehschärfe<sup>9</sup> angegeben, jenem Auflösungsvermögen, bei dem zwei Objekte, welche eng benachbart liegen, getrennt wahrgenommen werden können. Ob die Sportveranstaltung vernünftig verfolgt werden kann, ist abhängig von der Größe und Geschwindigkeit des bewegten Objektes und dessen Aktionsradius. Das menschliche Auge erreicht unter idealen Bedingungen ein Auflösungsvermögen von etwa 0,5', woraus sich für bewegte Objekte wie Bälle maximal mögliche Sichtabstände von etwa 190 m für Fußball und Rugby, für einen Tennisball nur etwa 30 m ergeben [10].

Am Beispiel eines Fußballfeldes wird in Abbildung 2.2 der optimale Sichtbereich mit Hilfe eines Sichtabstandes von 150 m konstruiert, dem von der ÖNORM EN 13200-1 [9, S. 17, Tabelle B.1] empfohlenen Wert für die Betrachtung einer mittelschnellen Sportveranstaltung mit mittelgroßem Sportgerät (Gruppe B) im Freien. Mit dem gewählten Sichtabstand als Radius für Kreise in den Eckpunkten der Spielfläche ergibt sich eine Schnittfläche, die von vier Viertelkreisen begrenzt wird. Vereinfachend kann in diese Fläche ein Kreis mit dem Mittelpunkt in der Spielflächenmitte mit einem Radius von etwa 90 m eingeschrieben werden. Jener Bereich wird optimaler Sichtbereich genannt. Dort kann der Betrachter von seinem Platz aus jeden Punkt der Spielfläche (und das Geschehen darauf) klar erkennen.

Um eine gute Sicht von allen Sitz- und Stehplätzen zu ermöglichen, ist eine ausreichende Überhöhung zu planen. Diese kann linear mit einer Steigung von 1:2 oder parabolisch ausgeführt werden<sup>10</sup>. Bei parabolischer Überhöhung wird die Steigung mit Hilfe von Sichtlinienkonstruktionen ermittelt. Wie in Abbildung 2.3 ersichtlich, ist eine lineare Steigung für wenige Sitzreihen, somit für kleinere Sportstätten, in guter Näherung ausreichend. Als Sichtbezugspunkt wird ein nahe an der zu planenden Tribüne liegender Punkt am Spielfeld

<sup>9</sup> Auch „minimum separabile“ genannt; Sehschärfenwinkel  $\alpha = \frac{180^\circ \cdot d}{\pi \cdot E} \cdot 60$  ['], wobei d der minimale Abstand zweier eng benachbarter Punkte ist und E die Entfernung der Punkte zum Auge [10].

<sup>10</sup> Bereits Vitruv (\* ca. 65 v. Chr.; † ca. 10 v. Chr.) empfiehlt diese Steigung - nicht nur aus visuellen, sondern auch aus akustischen Gründen [3].

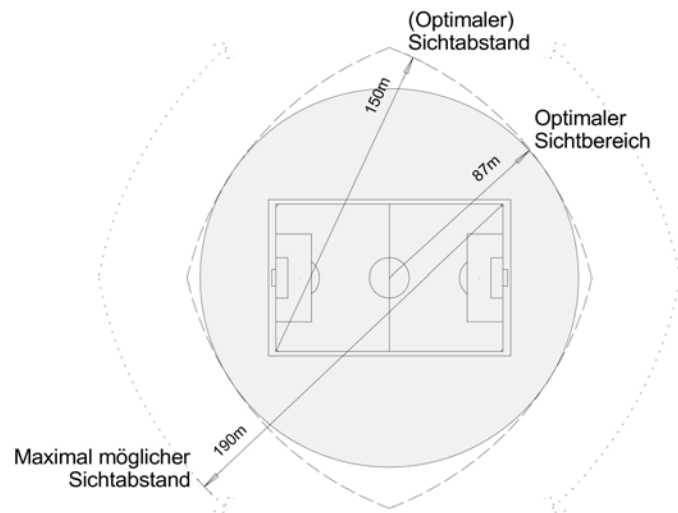


Abb. 2.2: Konstruktion des optimalen Sichtbereiches M 1:5000 [9, S. 17]

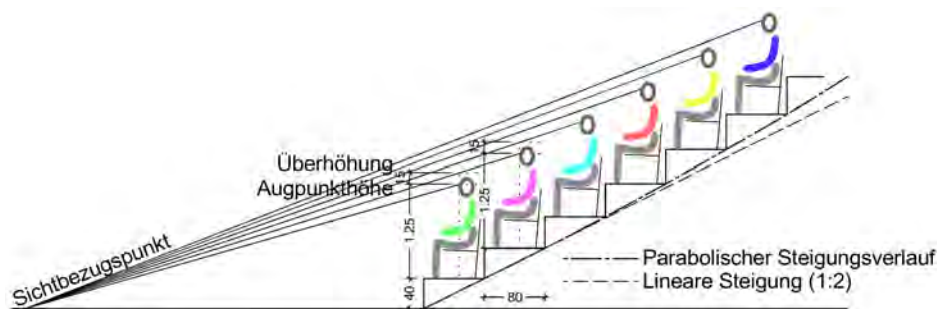


Abb. 2.3: Sichtlinienkonstruktion M 1:100 [7, S. 320]

gewählt (z.B. Außenlinien von Spielfeldern). Die Überhöhung wird in „Neufert - Bauentwurfslehre“ [7, S. 320] für Sitzplätze mit 15 cm, für Stehplätze mit 12 cm angegeben. Die ÖNORM EN 13200-1 gibt allgemein 9 cm als zulässig, 12 cm als empfohlen an. Der horizontale Mindestabstand zwischen Sichtbezugspunkt und den Augen des Zuschauers entlang der Sichtlinie muss derart eingehalten werden, dass keine Hindernisse in der Sichtlinie liegen.

#### 2.3.5.4 Abtrennung von Aktions- und Zuschauerbereich

Eine klare Abgrenzung zwischen der Spielfläche, dem „Podium der Protagonisten“, den Sportlern, und den Tribünen, dem Terrain der schaulustigen Masse, ist bereits in frühen Sportstätten zu finden. Einst als Schutz der Zuschauer vor dem Spektakel auf der Spielfläche entworfen - man denke an Überlieferungen von Ereignissen im Kolosseum in Rom und an Stierkampfarenen -, müssen in der heutigen Zeit die Sportler häufig von einer womöglich zu einem randalierenden Mob gewordenen Zuschauermasse getrennt werden. Bekannt sind Bilder von diversen Sportübertragungen. Es bestehen drei prinzipielle Macharten von Absperrungen für den Aktionsbereich, oft werden Kombinationen davon ausgeführt (vgl. [11, S. 10, 5.3.3]).

- Hoch liegende Sitzplätze  
Diese Variante bietet den führenden Vorteil, dass das Blickfeld der Zuschauer unbehindert von Personen, die die Freiflächen um das Spielfeld benutzen (Trainer, (Ersatz-)Spieler, Offizielle, ...), bleibt. Im Sinne einer Barriere ist diese Abgrenzungsart relativ einfach zu überwinden.
- Gräben  
Eine Abgrenzung durch zwischen Spielfläche und Tribünen angeordnete Gräben ermöglicht es, die gewünschte Personentrennung unauffällig zu gestalten. Weiters ist es möglich, den Graben als Zugangsweg für Sicherheitspersonal, Rettung und dergleichen zu nutzen. Dass sich die Distanz zwischen Spielfeld und Zuschauer vergrößert, ist als ungünstig anzumerken.
- Unüberwindliche Zäune (dauerhaft befestigt oder demontierbar)  
Diese Abgrenzungsart bringt vollen Schutz der am Spielfeld befindlichen Personen vor Wurfgeschossen und dergleichen. Weiters besteht für die Zuschauer keine Möglichkeit, das Spielfeld zu betreten, sofern keine Lücken im Zaun (Durchgänge, Sollbruchstellen etc.) vorhanden sind. Allerdings geht dadurch im Notfall die Spielfläche als erste Sicherheitszone für die Zuschauer verloren. Nachteilig kann sich bei Zäunen/Netzen die Sichtbehinderung auswirken. Ein relativ feinmaschiges Netz, um ein eventuelles Beklettern der Begrenzung zu verhindern, sollte vorgesehen werden, wirkt aber unansehnlich. Hinter Toren müssen die Zuschauer durch Ballfangnetze gesichert werden.

## 2.3.6 Technische Ausstattung

### 2.3.6.1 Beleuchtung

Sind für die Sportstätte Beleuchtungseinrichtungen vorgesehen, ist eine von der Tageszeit unabhängige Nutzung möglich. Im Sinne einer multifunktionalen Planung und hohen Auslastung der Sportstätte sollten darum ausreichende Lichtquellen angeordnet werden: die Spielfläche muss hell ausgeleuchtet sein, um sowohl den Sportlern als auch den Zuschauern optimale Sicht zu gewährleisten. Außerdem ist es notwendig, Verkehrsflächen, vor allem Fluchtwege, zwecks Zuschauersicherheit zu beleuchten. In „Stadia - A Design and Development Guide“ [3, S. 196ff] steht über die Beleuchtungssituation der Spielfläche, dass gleichmäßig starke Ausleuchtung ohne Blendung erforderlich ist. Während bei kleineren Sportstätten die Beleuchtung auch von einer Spielfeldseite aus erfolgen kann, wird bei größeren Sportstätten meist eine Variante mit Eckmasten verwendet. Bei festen Tribünendächern ist eine Anbringung der Leuchteinheiten an der Dachkante möglich.

Normengrundlage für die Beleuchtung von Sportstätten ist die ÖNORM EN 12193:2008 „Licht und Beleuchtung - Sportstättenbeleuchtung“, auf der ein empfehlenswerter Artikel in der Schriftenreihe „licht.wissen“ (Heft 08 - Sport und Freizeit) basiert, der unter anderem auch grundlegendes Wissen zu Licht und Beleuchtung enthält. Der Zuschauerbereich ist durch Beleuchtungen mit einer Beleuchtungsstärke von mindestens 10 lx aus Gründen der



Sicherheit oder für Notfälle auszustatten. Zusätzlich muss eine Notfallbeleuchtung nach ÖNORM EN 1838:1999 angebracht sein [9, S. 11, 6.1].

### 2.3.6.2 Beschallung

Ein nicht zu vernachlässigender Aspekt ist die Qualität der Beschallungsanlage, die bei größeren Sportstätten erforderlich wird. Um den Zuschauer ein umfassendes audiovisuelles Erlebnis auf den Tribünen zu ermöglichen, ist die Sportstätte mit Lautsprechereinrichtungen auszustatten. Die Lautstärke ist auf das Hintergrundgeräusch von den Zuschauertribünen anzupassen und muss für gute Hörbarkeit der An- und Durchsagen ausgelegt sein. Eine 6 dB höhere Lautstärke als die zu erwartenden Umgebungsgeräusche von den Tribünen werden in „Stadia - A Design and Development Guide“ [3, S. 204] als Orientierungshilfe angegeben. Wichtig ist, dass eine gleichmäßige Beschallung an jeder Stelle der Tribünen gewährleistet ist. Auch Sicherheitsüberlegungen im Notfall erfordern eine zuverlässige Kommunikation zwischen Veranstalter und Zuschauer.

## 2.4 Typen von Sportstätten und Stadien

Eine sehr allgemein gehaltene Unterteilung von Sportstätten, insbesondere Stadien, soll einen Überblick über Arten von Sportstätten geben. Diese ist durch den Vergleich von Zuschauerplätzen, den Nutzungsmöglichkeiten oder der Art der Überdachung möglich. Abhängig von dem gewählten Einteilungsmerkmal können Sportstätten in verschiedene Kategorien fallen. Das Ziel dieser Diplomarbeit besteht in der Entwicklung einer klappbaren Sportstättenüberdachung, weshalb in Tabelle 2.3 eine Einteilung nach der Art der Überdachung vorgenommen wird.

<b>Keine Überdachung</b>	/
<b>Tribünenüberdachung</b>	fest beweglich
<b>Sportstättenüberdachung</b>	fest beweglich

**Tab. 2.3:** Einteilung von Sportstätten [12]

In Kapitel 3 werden Sportstätten mit beweglichen Dächern und Dachteilen behandelt.

# Kapitel 3

---

## Sportstätten mit offenbaren Dächern

In diesem Kapitel wird speziell auf Stadien mit offenbaren Dächern eingegangen, wobei das Hauptaugenmerk auf der Dachkonstruktion liegt.

### 3.1 Bestehende Stadien mit offenbaren Dachkonstruktionen

Nicht nur die in Kapitel 2 allgemein erläuterten Grundlagen der Planung, sondern auch deren bautechnische Umsetzung soll in diesem Kapitel anhand von bestehenden Stadien aufgezeigt werden. Besondere Beachtung wird dabei der jeweiligen Dachkonstruktion geschenkt. Die Auswahl der nachfolgenden Stadien beruht auf einer im Vorfeld dieser Diplomarbeit gemachten Studienreise. Die in-situ-Recherche diverser Stadien hat den Vorteil, einen besseren Überblick und eine detaillierte Vorstellung der Erfordernisse und deren bautechnischen Realisierung zu bekommen. Unter der Voraussetzung, moderne Stadien mit offenbaren Dachkonstruktionen zu besichtigen, sowie unter dem Aspekt der wirtschaftlichen Erreichbarkeit wurden exemplarisch folgende Stadien ausgewählt:

- Veltins Arena (Gelsenkirchen, Deutschland)
- Amsterdam Arena (Amsterdam, Niederlande)
- Wembley Stadium (London, England)

#### 3.1.1 Veltins Arena (Arena auf Schalke)

Obwohl die Arena auf Schalke (Abb. 3.1) aufgrund ihres Fertigstellungs- und Nutzungsbegins im Jahr 2001 nicht mehr zu den neuesten Arenen zählt, ist sie aufgrund ihrer technischen Ausstattung - zum Beispiel dem verschliessbaren Dach, dem ausfahrbaren Rasen, dem gigantischen Videowürfel, dem hohen Niveau der Sicherheitsvorrichtungen, der



**Abb. 3.1:** Veltins Arena (Arena auf Schalke) [14]

Kapelle - auch heute noch Vorbild für die Planung und Errichtung neuer Stadien. Wegen dieser und zahlreicher anderer Neuerungen überzeugt die Veltins Arena durch ihre Qualitäten nicht nur im europäischen Vergleich. Sie beweist ihre Konkurrenzfähigkeit zu den bekanntesten Stadien weltweit und findet somit Erwähnung in dieser Arbeit. [13, S. 74,75]

### 3.1.1.1 Allgemeines

Die Veltins Arena befindet sich im Gelsenkirchener Stadtteil Buer auf dem so genannten Schalker Feld. Ziel des Neubaus war es, das veraltete klassische Parkstadion, welches eine Kombination aus Fußballstadion und Leichtathletikarena war, durch ein modernes, sicheres und für die Zuschauer komfortables Stadion, welches zugleich als Multifunktionsarena dienen soll, zu ersetzen. Um den Bau und den Betrieb wirtschaftlicher zu gestalten, entstand das Konzept einer Multifunktionsarena. Bei Bedarf (z.B. Bundesligaspiele) kann die aufnehmbare Zuschauerkapazität durch Umwandeln eines Teils der Sitzplätze zu Stehplätzen maximiert werden.

Die Vergabe der Bauleistungen der Veltins Arena erfolgte durch ein so genanntes Open-Book-Verfahren mit Höchstpreisgarantie<sup>1</sup>. Die Finanzierung der Herstellungskosten von rund 191 Mio. € wurde größtenteils durch Rudi Assauer (Manager von FC Schalke 04) sichergestellt, der nach etlichen Zurückweisungen einen Kredit in Höhe von 115 Mio. € durch ein Konsortium, in dessen Mittelpunkt die Hamburger Landesbank stand, erhielt. Den Rest der Herstellungskosten steuerten Kommanditisten der Generalunternehmer und die Stadt Gelsenkirchen selbst bei. Die Veltins Arena wurde demnach beinahe ausschließlich durch private Mittel finanziert. (vgl. [16, S. 94]; [17, S. 207, 209]; [13, S. 74f])

Bei der Planung wurde besonderen Wert darauf gelegt, die Bedürfnisse der Besucher zu befriedigen. Den Besuchern eröffnet sich ein breites Angebot an Gastronomie, zahlreichen

---

<sup>1</sup>Der Unternehmer, meist Generalunternehmer (GU), muss die Kalkulation aller Angebote, die er dem Bauherrn stellt, offen legen. Dadurch wird der Bauherr permanent über die Kostenentwicklung informiert und kann bei der Vergabe eingreifen. Wird die im Vorfeld beschlossene Preisgrenze überschritten, trägt der Unternehmer diese zusätzlichen Kosten [15, S. 46].



**Abb. 3.2:** Innenansicht [19]

Shops, anmietbaren Logen und Business-Lounges. Eine Besonderheit für alle Fans und auch Spieler ist die im Stadion integrierte Kapelle, in der Trauungen und Taufen vollzogen werden können. Abhängig von der gewählten Kategorie kann man zwischen Stehplätzen, Schalensitzen oder auch gepolsterten Sitzen wählen, wobei in jedem Fall freie Sicht auf das Spielfeld mit maximal möglicher Spielfeldnähe gewährleistet ist. Weiters befindet sich mittig über dem Spielfeld ein Videowürfel (Abb. 3.2) mit einer Bildfläche von insgesamt 143 m<sup>2</sup>, der für zusätzliche Informationen sorgt. Ein weiterer wesentlicher Aspekt der Planung beinhaltete den barrierefreien Zugang für körperbehinderte Menschen. (vgl. [17, S. 207]; [16, S. 94] ; [13, S. 70ff])

In Abbildung 3.2 ist der Innenraum der Veltins Arena dargestellt. Man erkennt den mittig angebrachten Videowürfel, die Nord- und Osttribüne mit dem Schriftzug der Heimmannschaft, sowie im unteren Bereich einen Teil der bei Bedarf ausfahrbaren Südtribüne. Des Weiteren erhält man einen Einblick in die Fachwerkkonstruktion des Dachtragwerkes. Unter den im Bereich des Spielfeldes zu erkennenden parallel verlaufenden Gummimatten befinden sich die PTFE-Schienen, auf denen das Rasenfeld mit geringem Aufwand (kleiner Reibungskoeffizient  $\mu$ ) verschoben werden kann.

Die Einhaltung der hohen Anforderungen an Sicherheit und Brandschutz sowie der strengen Auflagen des DFB und der FIFA (Sicherheitsrichtlinien der FIFA, siehe [18]) werden unter anderem mit Hilfe von überwachten Audio- und Videoanlagen gewährleistet. Ferner wurde durch computersimulierte Fluchtszenarien eine zügige und reibungslose Evakuierung in Notsituationen sichergestellt [17, S. 207].

### 3.1.1.2 Bau und Konstruktion

Trotz der Vielzahl an technischen Herausforderungen betrug die Bauzeit der Arena weniger als 3 Jahre. Das gesamte Bauwerk wurde auf einer etwa zwölf Meter hohen und insgesamt 1,2 Mio. Tonnen schweren Aufschüttung aus Waschbergen<sup>2</sup> errichtet. Unterhalb der rund 280.000 m<sup>2</sup> großen Bebauungsfläche wurde noch bis kurz vor Baubeginn in 800 m Tiefe

<sup>2</sup>Bezeichnet ein Abfallprodukt aus der Steinkohlegewinnung [13, S. 81].

Steinkohle abgebaut. Die dadurch entstandenen Stollen verhinderten die ursprünglich geplante Nord-Süd-Ausrichtung der Arena. Um Setzungen des Stadions zu verhindern und somit die statische Konstruktion nicht zu gefährden, verläuft die Stadionlängsachse parallel zu zwei Kohleflözen<sup>3</sup>. Die gesamte Konstruktion wurde in 15 Bauabschnitte aufgeteilt und durch 15 cm breite Dilatationsfugen derart getrennt, dass die zu erwarteten Bodenverformungen (Dehnungen bzw. Verkürzungen) in einer Größenordnung von 5 mm/m aufgenommen werden können. Die Gründung erfolgte auf 616 Großbohrpfählen mit einer Länge von 20 Metern und einem Durchmesser von bis zu 200 cm, welche bis in die tragenden Mergelschichten abgeteuft wurden. Ein weiteres, aus dem Bergbau resultierendes Erschwernis lag in der Vermessung des Bauwerks. Diese erfolgte mit Hilfe eines Satellitensystems, dessen Bezugspunkte sich außerhalb des setzungsgefährdeten Bergbaugebietes in 20 - 30 km Entfernung zur Baustelle befanden. (vgl. [13, S. 81]; [20, S. 49]; [16, S. 94]; [17, S. 208])

Die tragenden Elemente der Tribünenkonstruktion des Ober- und Unterranges (Nord-, Ost-, Westtribüne) bestehen zum größten Teil aus Fertigteilen. Zusätzlich wurden etwa 41.600 m<sup>3</sup> Ortbeton verbaut. Die Bemessung der vorgespannten „Tribünenplatte“ berücksichtigte besonders die bei Konzerten entstehenden Schwingungen und somit die Möglichkeit einer Resonanzkatastrophe. Um mögliche Verformungen aus dem Untergrund aufzunehmen, wurden die aufgehenden Tribünenkonstruktionen durch so genannte Verformungsgleitlager<sup>4</sup> von der Gründung statisch getrennt. Aufgrund der extremen Anforderungen an diese Lager (max.  $P > 10.000$  kN, max.  $u = \pm 12$  cm) mussten eigens für dieses Bauvorhaben Sonderformate mit vergleichsweise enormen Abmessungen gefertigt werden (vgl. [22]).

Der südliche Teil der Tribüne (Abb. 3.3) stellt eine weitere Besonderheit der Planung dieses Projektes dar. Um die Voraussetzungen einer Multifunktionsarena und der damit verbundenen (wirtschaftlichen) Idee eines ausfahrbaren Rasens zu erfüllen, ruht die Südtribüne auf einer Brückenkonstruktion, die aus drei jeweils 350 t schweren Stahlrohrfachwerkträgern mit einer Spannweite von 85 m besteht. Die dadurch vorhandene Öffnung ermöglicht es, das Rasenfeld unter der Tribüne vollständig aus dem Stadion ins Freie zu befördern (Abb. 3.4, Abb. 3.5). (vgl. [20, S. 49, 50]; [17, S. 208, 209]; [16, S. 94ff]; [13, S. 75])

Die Kosten hierfür belaufen sich auf etwa 15.000 €, was eine sehr günstige Alternative zu einer möglichen Auswechslung des Rasens darstellt. Die Lagerung im Freien ermöglicht, verglichen mit den ungünstigen Bedingungen im Stadioninneren (wenig Sonneneinstrahlung aufgrund kleiner Dachluke, unterschiedlichste Art der Nutzung, ...), einen geringeren Instandhaltungsaufwand des Rasens. Der Rasen und dessen Mutterboden (inklusive Drainage, Heizung und Besprengungsanlage) liegen in einem 9.322 m<sup>2</sup> großen und 11.400 t schweren Stahlbetontrog, der auf Teflonschienen gelagert ist. Um diese Masse zu bewegen, sind vier Hydraulik-Aggregate notwendig. Der gesamte Vorgang dauert vier Stunden. Befindet sich der Rasen im Inneren, so wird der frei gewordene Platz außen als Parkplatz

---

<sup>3</sup>Ein Flöz ist eine im Gestein entstandene und parallel zu dessen Schichtung verlaufende Ablagerungsstätte eines Rohstoffes (Steinkohle).

<sup>4</sup>Verformungsgleitlager kombinieren bewehrte Elastomerlager mit Gleitelemente [21, S. 1].

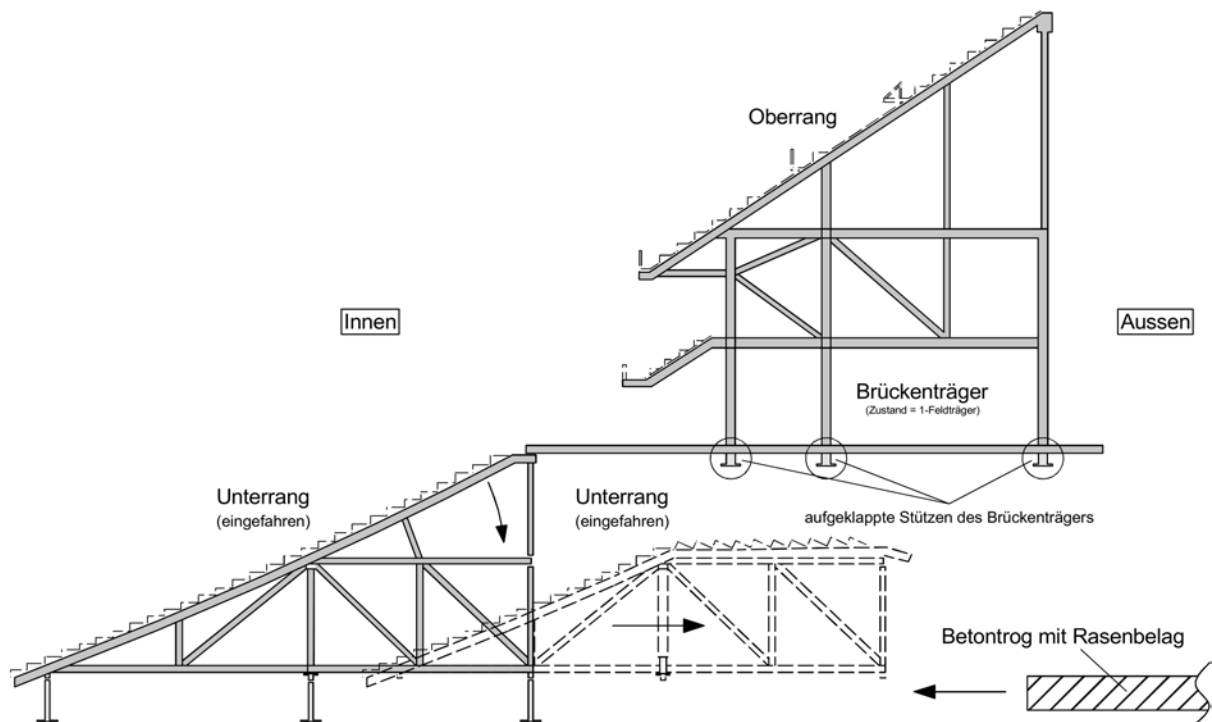


Abb. 3.3: Schematischer Querschnitt Südtribüne [16, S. 97]

verwendet. Weiters kann der Unterrang der Südtribüne bei Bedarf mittels hydraulischen Antriebs 16 m zurück versetzt werden, um so zusätzlichen Platz innerhalb der Arena zu schaffen.

Die Tribüne selbst wurde als Stahlrohrkonstruktion ausgeführt. Da die über 85 m gespannten Einfeldfachwerksträger aufgrund des ausfahrbaren Spielfeldes stützenfrei ausgeführt werden mussten, sind diese nicht in der Lage, die aufgebrachten Nutzlasten (Publikum) aufzunehmen, sondern können nur die Lasten infolge Eigengewicht abtragen. Unter Verkehrsbelastung werden jeweils 2 Hydraulikstützen aufgeklappt, die das Tragsystem aus statischer Sicht in einen Dreifeldträger umwandeln. In Abbildung 3.3 ist die Hauptkonstruktion der Südtribüne schematisch dargestellt, um die beschriebene Besonderheit der Südtribüne zu veranschaulichen. Abbildung 3.4 zeigt den Bereich unterhalb des ausgefahrenen Unterranges der Südtribüne. Im eingefahrenen Zustand befindet sich der Unterrang unterhalb des Brückenträgers. Um den Rasentrog zu bewegen, werden die Stützen des Brückenträgers aufgeklappt und der Rasen gleitet unter dem Träger und dem Tribünenunterrang hindurch (Abb. 3.3, Abb. 3.5). Einschließlich des Lastanteils aus der Dachkonstruktion werden insgesamt mehr als 8.000 t über den Träger in die Widerlager eingeleitet. (vgl. [13, S. 75]; [17, S. 208, 209]; [20, S. 49, 50]; [16, S. 96])

### 3.1.1.3 Dachkonstruktion

Nachfolgend wird ein Überblick der Konstruktion und deren Herstellung gegeben.

ThyssenKrupp Stahlbau Hannover erhielt den anspruchsvollen Auftrag zur Fertigung und Montage des gesamten Daches (fester und beweglicher Teil). Das gesamte Tragwerk

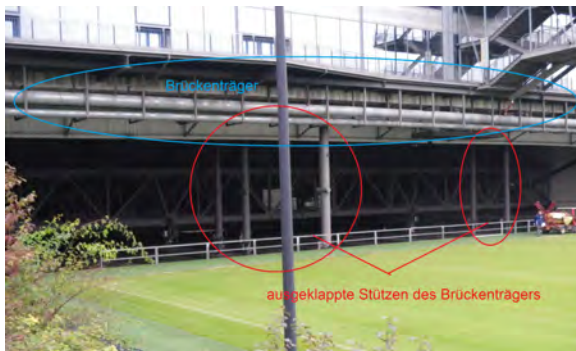


Abb. 3.4: Südtribüne, Außenansicht [19]



Abb. 3.5: Einfahren des Rasens [23]

wurde in reiner Stahlbauweise hergestellt, wobei die Hauptkonstruktion aus mehr als 40 Fachwerkbindern besteht, welche auf 40 gelenkig gelagerten Stützen aufliegen, um dem Dach statische Flexibilität zu verleihen. Die Notwendigkeit dieser vollständig gelenkigen Lagerung ergibt sich aus den widrigen Untergrundverhältnissen und den dadurch zu erwarteten Setzungen. Die rechnerisch größtmöglich aufnehmbaren Bewegungen an den vertikal und horizontal nachjustierbaren Stützenköpfen in Richtung Stadioninnen- oder -außenseite ergeben sich zu 37 beziehungsweise 41 cm. Die maximale Spannweite der Binder beträgt 54 m, wobei eine Bauhöhe von bis zu 14 m und ein Stückgewicht von 54 t erreicht wird. Die Überbrückung des Spielfeldbereichs erfolgt durch fünf Längsbinder mit einer Spannweite von 108 m und sieben Querbinder mit einer Spannweite von 78 m (maximales Stückgewicht von 150 t), die als Rohrfachwerke ausgebildet wurden. Diese „Spielfeldbinder“ bilden in Verbindung mit dem Haupttragwerk ein Raumfachwerk, welches den gesamten Stadionumriss bei einer maximalen Spannweite von ca. 226 m in Längsorientierung und ca. 186 m in Querorientierung überbrückt (Abb. 3.6). Trotz dieser filigran und durchsichtig wirkenden Konstruktion ist selbst bei geöffnetem Dach die freie Sicht nach außen durch das geschlossene Raumfachwerk behindert (Abb. 3.10). (vgl. [17, S. 210ff]; [20, S. 49, 50]; [13, S. 75, 81])

In den in Abbildung 3.6 ersichtlichen Eckbereichen erfolgt der Anschluss des Ober- beziehungsweise Untergurtes der Fachwerkbinder des Haupttragwerkes und der Spielfeldbinder in einem zentralen Knoten. Um die enormen Umlenkkräfte in diesen Knoten in die unter einem Winkel verlaufenden Binder in den Ecken des Stadions abzutragen, besteht die Knotenkonstruktion aus Gussteilen, „Rakete“ genannt. Im Bereich des Spielfeldes, wo die Dachkonstruktion durch die bereits beschriebenen Spielfeldbinder hergestellt wird, befindet sich der verfahrbare Teil des Daches. Um die Bewegung des Öffnungs- und Schließvorganges in Form einer querorientierten Verschiebung zu ermöglichen, wurden auf die sieben Querbinder des Raumfachwerkes Doppel-T-Profile (HEB-340) montiert, auf denen der bewegliche Teil des Daches gleitet. (vgl. [17, S. 210ff]; [13, S. 81])



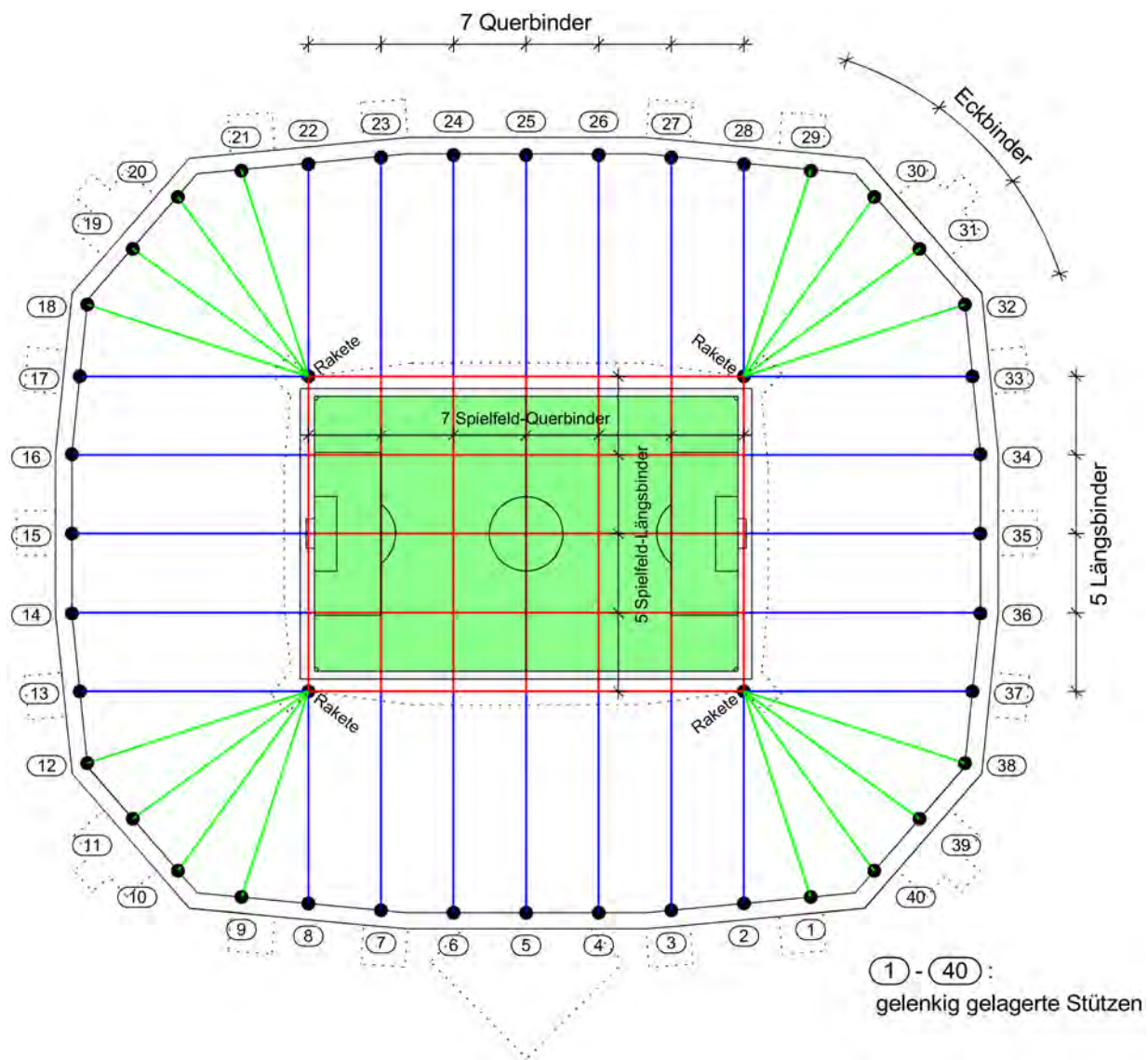


Abb. 3.6: Übersicht des Dachtragwerkes [6]



### Fertigung und Montage der Tragwerksteile

Repräsentativ für die große Anzahl an Fachwerkknoten steht der Obergurtknoten eines über dem Bühnenbereich befindlichen Trägers. Diese bestehen aus Blechen (S355) mit Dicken von 30 - 50 mm und haben ein Gewicht von ca. 3,5 t. Nach deren Herstellung wurden sie mit den einzelnen Rohren des anschließenden Fachwerkträgers verschweißt und nachträglich beschichtet. Die gesamte Fertigung und Prüfung (z.B. Schweißnahtprüfung) erfolgte werkseitig. Die Anschlußfahnen der vier Gussteilstützen in den Ecken des Spielfeldbereiches, welche Ober- und Untergurt des Fachwerkes verbinden, konnten aufgrund ihrer Abmessungen nicht in einem Guss hergestellt werden. So mussten an die 15 cm langen Gussfahnen Bleche aus Stahl (S355) angeschweißt werden. Die fertige Gussteilstütze mit einem Gewicht von rund 20 t ist in Abbildung 3.9 (a) dargestellt. Im rot gekennzeichneten Bereich des Bildes erkennt man die sechs Blechfahnen der anzuschließenden Obergurtrohre. Die blau eingekreisten Bereiche stellen die Anschlüsse für die Verbandseile ( $d = 85 \text{ mm}$ ) zur Horizontalaussteifung des gesamten Stadions (Abb. 3.9 (c)) dar.

Zur Montage und Bewerkstelligung der Lasten stand während der gesamten Bauzeit ein 800 t - Raupenkrane zur Verfügung. Um die fertigen Einzelteile zu verbinden und das Dachtragwerk herzustellen, wurden zunächst Montagetürme errichtet, auf die in einem ersten Schritt die zuvor durch die Anschlußfahnen der Untergurtrohre vervollständigten Raketen (Abb. 3.9 (c)) aufgesetzt wurden. Danach wurden die Rohre geschlitzt, auf die Anschlussbleche geschoben und damit verschweißt. So wurde das gekrümmte Raumfachwerk Schritt für Schritt komplettiert (Abb. 3.7, Abb. 3.8). (vgl. [17, S. 210ff]; [13, S. 81])



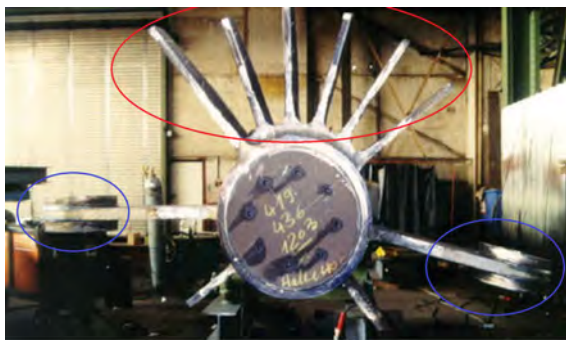
**Abb. 3.7:** Viertel der Dachkonstruktion [17, S. 212]



**Abb. 3.8:** Fertiggestelltes Dachtragwerk [17, S. 213]

Um die Wetterfestigkeit des Daches herzustellen, wurde die Dachhaut aus einer doppelagigen Membran, bestehend aus einem transzulenten reißfesten Glasfasergewebe mit PTFE-Beschichtung<sup>5</sup>, welche sich durch ihre Langlebigkeit und Beständigkeit gegenüber chemischen Angriffen auszeichnet, gestaltet. Die zweischichtige Ausführung mit dazwischen befindlichem Luftpolster ergab sich aus den Anforderungen an Schall- und Wärmeschutz. Um im geschlossenen Zustand eine Zirkulation der Luft zu ermöglichen und so das Innenklima zu verbessern, bleibt zwischen den verfahrbaren Dachteilen ein Spalt offen, der

<sup>5</sup>Abkürzung für den Kunststoff Polytetrafluorethylen, welches ein Polymer aus Fluor und Kohlenstoff ist. Umgangssprachlich als Teflon oder auch Gore-Tex bezeichnet.



(a)



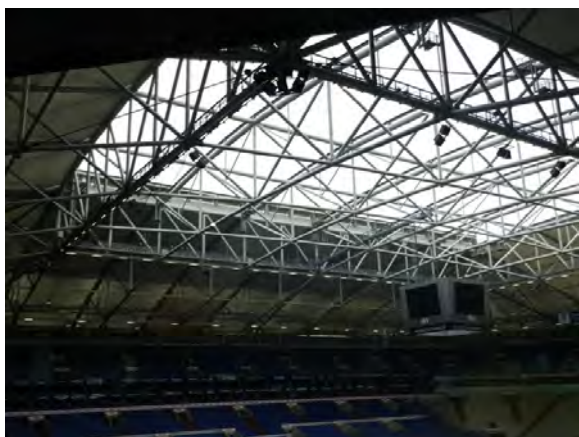
(b)



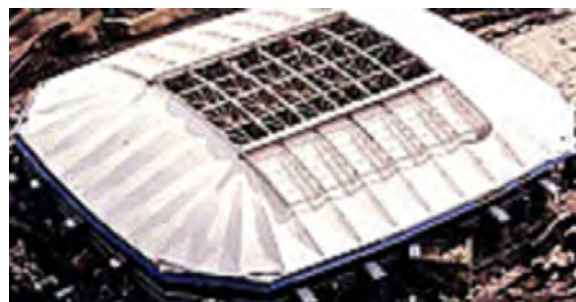
(c)

**Abb. 3.9:** Die „Rakete“: (a) Anschlussbleche der Rakete [17, S. 212]; (b) komplettierte Gußteilstütze [17, S. 212]; (c) Rakete im eingebauten Zustand [19]

durch eine spezielle Konstruktion, vergleichbar mit einem Schornsteinaufsatz, abgedeckt ist [24, S. 10]. Die Membran wurde über auf den Obergurten der Fachwerkträger befindliche Netze ausgerollt und mittels Spannvorrichtungen daran befestigt. Die abschließenden Stahlbauarbeiten bestanden darin, die sechs am Boden vormontierten Teile des verschiebbaren Daches (Abb. 3.11) auf die Führungsschienen zu setzen. Um die statische Wirksamkeit des Raumfachwerkes zu aktivieren und die Montagetürme zu entlasten, wurde das 5000 t schwere Dach mittels Hydraulikpressen synchron abgesenkt. Der Antrieb erfolgt mittels Elektromotoren und Ritzeln, welche auf den Antriebsplattformen, die an den „Raketen“ montiert sind, sitzen. Aufgrund der Sicherheitsvorschriften dienen zwei der insgesamt vier Motoren als Reserve und sind nicht zwingend für die Öffnung und Schließung des Daches erforderlich. Die Bewegungsdauer des Daches beträgt 30 Minuten. [17, S. 212f]

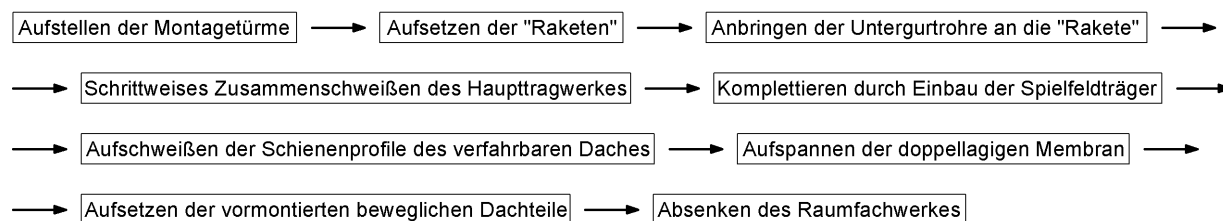


**Abb. 3.10:** Dachkonstruktion, Innenansicht [19]



**Abb. 3.11:** Verfahrbarer Dachteil ohne Membran [25]

In Abbildung 3.12 werden die wichtigsten Schritte des Montagevorganges veranschaulicht. Einige technische Kenndaten der Veltins Arena zeigt Tabelle 3.1.



**Abb. 3.12:** Übersichtliche Darstellung des Montagevorganges [6]

#### 3.1.1.4 Eckdaten im Überblick

Die Tabelle 3.2 gibt einen Gesamtüberblick einiger Charakteristika der Veltins-Arena.

Grundlage von Kapitel 3.1.1 bilden die Quellen [17, S. 207-214], [13, S. 70-85], [16, S. 94-98] und [20, S. 48-55].

Abmessungen		Stahlgewicht	
- Länge	226 m	- Festdach	4.200 t
- Breite	186 m	- Bewegliches Dach	560 t
- Höhe	56 m	- Seile	300 t
<b>Membran</b>	40.000 m <sup>2</sup>	<b>Gesamtbauzeit</b>	1998 - 2001
<b>Beschichtungsfläche</b>	36.000 m <sup>2</sup>	-Dachkonstruktion	9 Monate

Tab. 3.1: Technische Daten [17, S. 214]

Architekt	HPP GmbH u. Co. Kg
Tragwerksplanung	Ing. Büro Dr. Pelle
Bauherr	FCS 04 Stadionbeteiligungsges.
Generalunternehmer	HBM Stadion- u. Sportstättenbau GmbH
Baukosten	191 Mio. €
Planungs- u. Bauzeit	1996 - 2001
<b>Kapazität</b>	53.334 Sitzplätze
<b>VIP-Bereich</b>	52 Logen (1.518 Business Seats)
<b>Parkplätze für VIP</b>	660 Stellplätze
<b>Parkplätze Berger Feld</b>	13.500 Stellplätze
<b>Presseplätze</b>	220
<b>Rollstuhlplätze</b>	130
<b>Bruttogeschossfläche</b>	40.816 m <sup>2</sup>
<b>Bruttorauminhalt</b>	1.817.306 m <sup>2</sup>
<b>Grundstücksfläche</b>	53.334 Sitzplätze
<b>Max. Entf. Sitzplatz-Spielfeld</b>	ca. 60 m
<b>Min. Entf. Sitzplatz-Spielfeld</b>	ca. 9 m
<b>Dach</b>	
<b>Stahlkonstruktion</b>	3.500 t
<b>Spannweite</b>	max. 226 m
<b>Oberfläche</b>	40.000 m <sup>2</sup>
<b>Material</b>	Glasfaser PTFE-Membran
<b>Ausfahrbare Fläche</b>	120 x 81 m
<b>Gewicht Spielfeld</b>	11.000 t

Tab. 3.2: Überblick [20, S. 53]





Abb. 3.13: Amsterdam Arena [30]

## 3.1.2 Amsterdam Arena

Die Amsterdam Arena (Abb. 3.13) gilt als eines der modernsten Stadien der Welt und ist ein von der UEFA ausgezeichnetes Fünfsterne Stadion. Als eine der ersten Fußballarenen wurde die Amsterdam Arena mit einer öffentbaren Dachkonstruktion ausgestattet, welche eine wetterunabhängige, multifunktionale Nutzung der Sportstätte ermöglicht. Eine genauere Betrachtung der Amsterdam Arena im Rahmen dieser Diplomarbeit ist somit gerechtfertigt. Grundlage dieses Kapitels bilden die Quellen [26, S. 842ff], [27], [28] und [29].

### 3.1.2.1 Allgemeines

Bereits in den 1980er Jahren wurden Ideen für die Planung eines Sportstadions<sup>6</sup> in Amsterdam, das im Rahmen der Kandidatur der Niederlande für die Olympischen Sommerspiele 1992 gebaut werden sollte, entwickelt. Diese wurden allerdings an Barcelona vergeben. Trotzdem wurde an der Planung eines Sportstadions festgehalten. Nach Finanzierungsproblemen wurde die Planung 1988 vorläufig gestoppt. Eine neue Stadtverwaltung 1990 war zur Teilübernahme der Finanzierung bereit und das Stadiondesign an einen überarbeiteten Anforderungskatalog angepasst. Ende 1990, nach erneuten Änderungen der Anforderungen, stand das Stadiondesign vorläufig fest: Das Spielfeld wird nicht von einer Laufbahn umringt. Das 50.000 Sitzplätze bietende Stadion soll mit einer öffentbaren Dachkonstruktion komplett überdacht sein. Die Dachlasten werden hauptsächlich von einer Bogenträgerkonstruktion mit vier vertikalen Stützkonstruktionen abgetragen. Das Stadion wurde im Vergleich zu den ursprünglichen Entwürfen um 8,2 m angehoben, um 2.000 Parkplätze in einer Tiefgarage unter dem Stadion anordnen zu können. Nach weiteren architektonischen Änderungen durch die Arbeitsgemeinschaft „Bouwcombinatie Stadion Amsterdam“<sup>7</sup> konn-

<sup>6</sup>Das Design sah ein offenes Stadion, bei dem 50 % der Sitzplätze überdacht sein sollten, vor. Damit das Stadion für die Olympischen Spiele geeignet ist, war eine Laufbahn um das Spielfeld angeordnet.

<sup>7</sup>Die ursprünglichen Planer, das Ingenieurbüro Grabowski&Poort und der Architekt Rob Schuurman, zogen Sjoerd Soeters als architektonischen Berater hinzu.



Abb. 3.14: Innenansicht [19]

te im Oktober 1993 das endgültige Stadiondesign festgesetzt und am 26. November 1993 der Grundstein gelegt werden. Die Amsterdam Arena wurde im August 1996 fertiggestellt und übergeben. (vgl. [29]; [26, S. 840])

Als Multifunktionsarena geplant, kann die Amsterdam Arena verschiedenen Anforderungen gerecht werden. Durch das transparente, öffentbare Dach ist das Stadion wetterunabhängig nutzbar. Der Öffnen- beziehungsweise Schließvorgang dauert 20 Minuten. Trotz der beweglichen Dachteile stellt der Rasen der Amsterdam Arena einen Schwachpunkt dar. Mangelnde Lichtintensität lässt den Rasen schlecht wachsen und dieser muss regelmäßig erneuert werden. Die Amsterdam Arena fasst 68.000 Besucher in maximaler Auslastung bei Konzerten. Für Fußballspiele stehen 51.628 Sitze zur Verfügung. Mit 37° Neigung hat die Amsterdam Arena die steilste Tribüne Europas. Ein Graben mit 4 m Breite trennt die Zuschauer von dem Spielfeld und kann gleichzeitig als Anlieferungszone benützt werden. Durch das Fehlen einer Laufbahn bleiben die Zuschauer nahe am Spielfeld, was der Atmosphäre im Stadion und der Sicht auf das Spielfeld dient. Zwei Videobildschirme mit einer Größe von jeweils 65 m<sup>2</sup> und einem Gewicht von 13 t sorgen für zusätzliche Informationen. Interessant ist, dass diese Bildschirme - wenn notwendig - versetzt werden können.

### 3.1.2.2 Bau und Konstruktion

Die Amsterdam Arena kann als ein aus wenigen Bauteilen zusammengesetztes Bauwerk gesehen werden. Das Hauptgebäude und die vier Tribünen wurden in Betonbauweise ausgeführt. 50 Tribünensparren bringen gemeinsam mit Wänden und Tribülenelementen räumliche Stabilität. Unter der Amsterdam Arena musste eine Tiefgarage für 2.000 Fahrzeuge gebaut werden, auf welcher das Spielfeld angeordnet ist. Getrennt und eigenständig von den anderen Bauteilen zu betrachten ist die Tribünenüberdachung. Mittels Stahlkonstruktion konnte die notwendige Spannweite von 177 m erreicht werden. Probleme, die durch unterschiedliche Steifigkeiten zwischen Beton- und Stahlkonstruktion induziert werden könnten, wurden dadurch vermieden. Das primäre Tragwerk der Tribünenüberdachung besteht aus zwei gekrümmten Stahl-Raumfachwerkträgern, die ihre Last über vier Treppenhäuser ableiten. Diese sind aus jeweils zwei sechseckigen Betonschächten aufgebaut, auf denen wiederum jeweils vier runde Stahlstützen stehen. Diese Stahlstützen bilden das Auflager

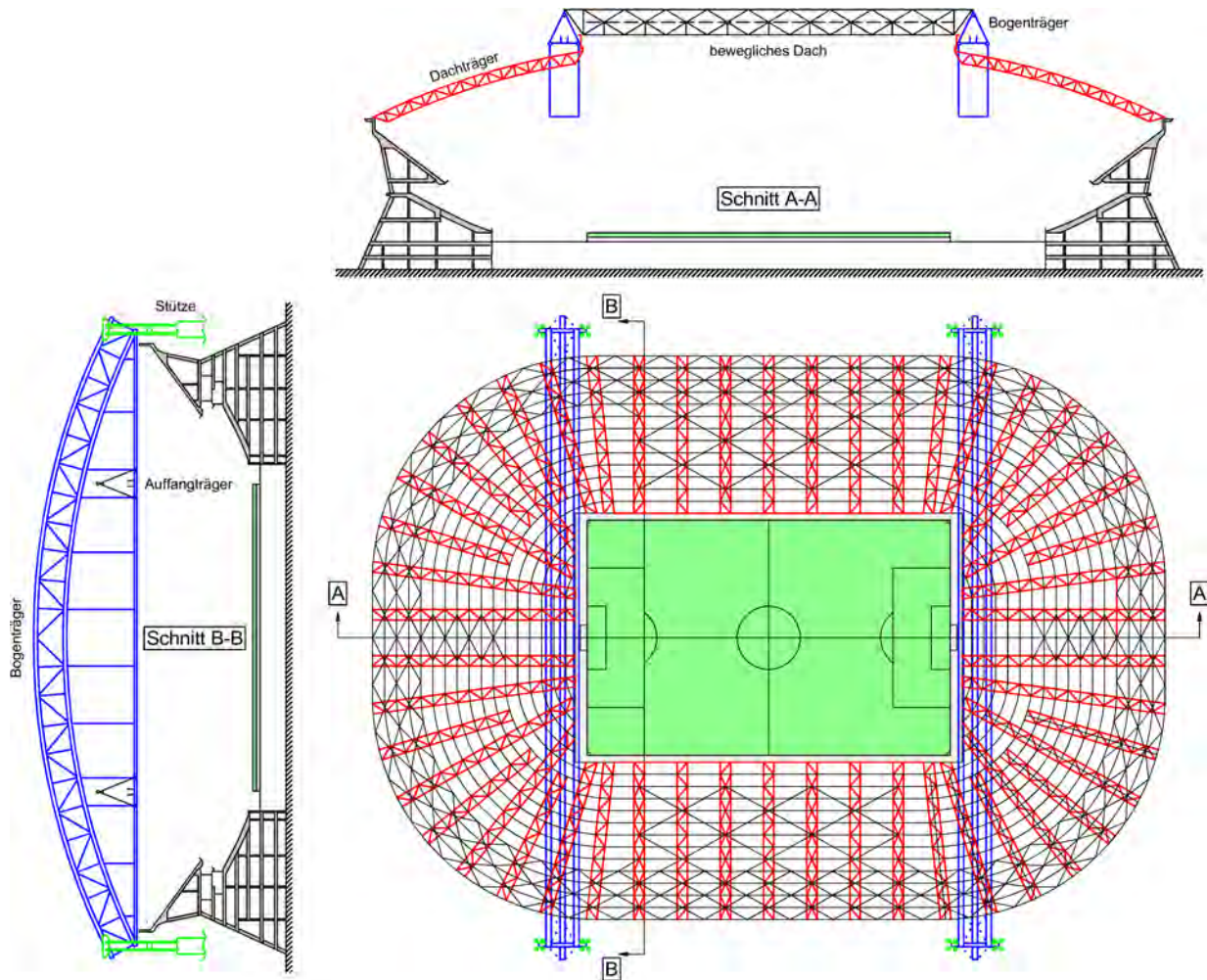


Abb. 3.15: Übersicht des Tragwerkes [26, S. 841, 842]

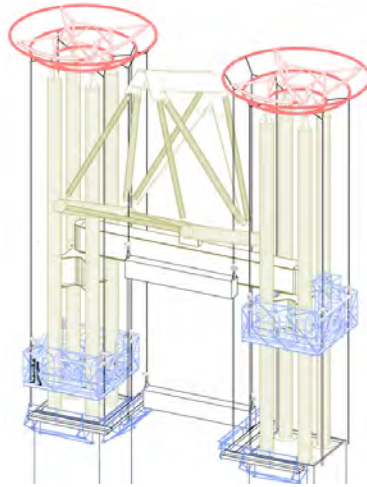
für die gekrümmten Raumfachwerkträger. Das sekundäre Tragwerk ist ebenfalls aus Fachwerkträgern aufgebaut. Die festen Elemente der Dachhaut liegen auf 50 solcher Träger. Der dritte Bauteil der Tribünenüberdachung sind die in Querrichtung beweglichen, öffentbaren Dachteile. Diese werden auf der Oberkante der Bogenträger verfahren. Ein Öffnungs- beziehungsweise Schließvorgang dauert etwa 15 Minuten, dabei bewegen sich die Dachteile mit einer Geschwindigkeit von ungefähr 2,5 m/min.

### 3.1.2.3 Dachkonstruktion

Die Dachkonstruktion der Tribüne der Amsterdam Arena wird aus drei Hauptbaugruppen gebildet, einem primären und einem sekundären Tragwerk und den beweglichen Dachteilen. Das Dach wurde entkoppelt von dessen Beton-Unterbau, den Tribünen, konstruiert. Steifigkeitsunterschiede zwischen der Beton- und Stahlkonstruktion sollten keine Probleme verursachen.

Das primäre Tragwerk besteht aus zwei Bogenträgern und zwei Auffangträgern (in Abb. 3.15 in blau bzw. schwarz dargestellt), die, im Grundriss gesehen, ein großes „H“ bilden. Bei einer Spannweite von 177 m und einer Höhe von 28 m wiegt ein Bogenträger 780 t. Die





**Abb. 3.16:** Konstruktionszeichnung einer Stütze [31]

Stahl-Bogenträger sind als dreieckiges Raumfachwerk mit einer Untergurtbreite und einer Höhe von jeweils 8 m ausgeführt. Für die Untergurte wurden zwei Stahlrohre  $\varnothing 813 \times 14,2$  mm, für den Obergurt ein geschweißtes MSH-Profil verwendet. Ein horizontales Fachwerk aus zwei HEB500-Gurten bildet das Zugband. Weil der Abstand zwischen den beiden Trägern 118 m beträgt und deswegen eine horizontale Aussteifung durch Windverbände nicht möglich war, musste die Stabilität der Träger selbst gewährleistet werden. Die beiden Auffangträger ( $7,6 \times 10 \times 118$  m; 160 t), die ebenfalls als Raumfachwerk ausgebildet sind, versteifen die Bogenträger zusätzlich. Entlang der  $107 \times 71$  m großen Dachöffnung bilden die Auffangträger zudem eine Auflagermöglichkeit für die Dachträger. Das resultierende Torsionsmoment in den Zugbändern der Bogenträger durch die Lasteinleitung der Auffangträger wurde durch konzentrierte Lasteinleitung reduziert. Die vertikalen Lasten der Bogenträger werden in jeweils zwei Betontreppenhäuser mit  $2 \times 4$  Stahlstützen (Abb. 3.16) abgeleitet. Die Betontreppenhäuser sind 30 m hoch, die Stahlstütze besteht aus acht 9,5 m langen Stahlrohrstützen mit  $\varnothing 813 \times 20$  mm. Geschweißte MSH-Profile zwischen den Stützen bilden als Auffangträger die gelenkige Lagerung der Bogenträger.

50 Stahl-Dachträger (in Abb. 3.15 rot dargestellt), ausgebildet als dreieckiges Raumfachwerk, bilden das sekundäre Dachtragwerk für die geschlossenen Dachelemente. Die Dachträger weisen eine Länge von 50 bis 70 m auf. Deren Obergurt ist aus jeweils zwei HEA200-Profilen aufgebaut, der Untergurt ist ein Rohr mit den Abmessungen  $\varnothing 219,1 \times 10$  mm. Zwischen den Dachträgern bildet ein ellipsenförmiger Windverband eine Dachscheibe. Zur Ableitung der Kräfte ist dieser Stabilitätsverband mit den Bogenträgern und den Auffangträgern verbunden. Installationen auf den Dachsparren sind über Zugangsbühnen möglich. Stahlstützen am Rand des Stadions bilden die Auflager der Dachträger und stellen die einzige Verbindung zwischen Dachkonstruktion und Tribüne dar. Durch eine pendelnde Ausführung der Auflager können ausschließlich Vertikalkräfte abgeleitet werden. Windverbände in der Ebene der Dachträger leiten unterstützt durch die beiden Bogenträger horizontal einwirkende Kräfte in die vier Stützen ab. Diese vier, jeweils ca. 11 m hohen Rohrstützen mit relativ geringer Steifigkeit leiten die Kraft weiter in die darunterliegenden



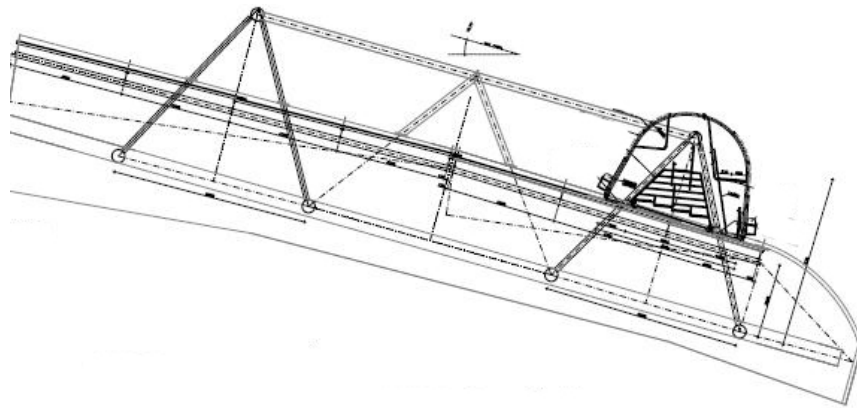


Abb. 3.17: Konstruktionszeichnung eines beweglichen Dachteils [31]

Treppenhäuser aus Beton ab.

Die zwei beweglichen Dachteile (Abb. 3.16) mit den Abmessungen 118x37 m sind ebenfalls aus Stahl-Raumfachwerkträgern aufgebaut und wiegen jeweils 330 t. Sie überspannen das Spielfeld in Längsrichtung mit einer Länge von 107 m. Die Dachteile werden auf dem Obergurt der Bogenträger durch acht Elektromotoren verfahren. Aus konstruktiven und optischen Gründen ist die Dachfläche auf halber Konstruktionshöhe der Bogenträger angeordnet, wodurch sich ein ausgewogenes Verhältnis zwischen der Höhe der verfahrbaren Teile und der Höhe der Obergurte der Bogenträger, die über das Dach hinausragen, ergibt (Abb. 3.17). Stahlpfetten verbinden die Dachträger. Dichte Sandwichplatten (aus gelochtem Stahlblech, Dämmmaterial und Aluminiumblech) bilden in den äußeren 12 m des Daches die Dachdeckung, der restliche Teil ist mit lichtdurchlässigen Kunststoffplatten versehen.

Zwischen den beweglichen und festen Dachteilen bleibt aus konstruktiven Gründen selbst im geschlossenen Zustand ein Spalt: Ein soginduziertes Abheben des Daches wird aufgrund des entstehenden Unterdrucks verhindert, weiters wird für eine natürliche Belüftung gesorgt.

### Fertigung und Montage der Tragwerksteile

Kurze Bauzeit und beengte Platzverhältnisse machten einen hohen Vorfertigungsgrad und die Anlieferung möglichst großer Einzelteile an die Baustelle notwendig. Dort wurden diese zusammengesetzt und montiert (Abb. 3.18). Eine nicht-standardisierte Ausführung der Verbindungen war kostengünstiger. Der Transport der Dachkonstruktionsteile wurde großteils auf dem Wasserweg und auf den letzten Metern zur Baustelle mittels LKW durchgeführt.

Die Fertigung der Bauteile geschah am Boden auf ebenem Untergrund. Auf die zum Zeitpunkt der Dachherstellung bereits vorhandenen Beton-Treppenhäuser wurden die am Boden vollständig verschweißten Stützen aufgesetzt und mit Vorspannankern befestigt.

Ausgehend von einem vorgefertigten Untergurt wurden die Bogen- und Auffangträger aufgebaut. Die im Endzustand zugbeanspruchten Hänger des Bogenträgers wurden als Stützgerüst verwendet. Die Schienenbalken der verfahrbaren Dachteile sind auf den Obergurten der Bogenträger verschraubt. Die Zugbänder und Unterflächen des Obergurtes wur-



**Abb. 3.18:** Montage der Dachkonstruktion [32]

den vor Ort verschweißt. Bei den Diagonalen kamen als Verbindungen Schrauben und Injektionsbolzen zum Einsatz. Nach der Erstellung der Diagonalen und des Obergurtes, welche verschweißt oder verschraubt wurden, konnten die Auffangträger fertiggestellt und mit den Bogenträgern verbunden werden. Die gesamte Konstruktion wurde anschließend in einem einzigen Arbeitsgang in die Endlage hochgezogen. Die zwei- und dreiteilig angelieferten Sekundärträger wurden mittels mobiler 500 t - Raupenkrane in die gewünschte Lage gebracht und montiert. Das feststehende Dach, bestehend aus Pfetten, Windverband und Eindeckung, wurde am Boden vormontiert und mit Schrauben auf den Sparren - die Dachträger - befestigt. Nach der Verbindung der Windverbände der einzelnen Felder wurden diese mit dem Hauptträger durch eine Kopplung, die eine Toleranz von 50 mm zulässt, verbunden. Die Dachabdeckung schloss die Anschlüsse zwischen den Feldern.

Die fertiggestellten Bauteile wurden mittels 600 t - Hebewinden, welche auf Aufsätzen auf den Stützen befestigt waren, in zwei Schritten angehoben und anschließend montiert. Nach einem als „Freiziehen“ bezeichneten Vorgang - dem Hochheben der Konstruktion auf 4 m über der Geländeoberkante - und einer genauen Überprüfung eventuell entstandener Verformungen (Toleranz im Entwurf:  $\pm 50$  mm; maximal gemessene Abweichung 20 mm; Bezugspunkt: hypothetischer Mittelpunkt der Konstruktion) wurden die Rahmen der Videobildschirme an den Bogenträgern befestigt und im Anschluss die gesamte Konstruktion auf 49 m hochgezogen. Die Unterzugbalken wurden mit Kranen auf den Auflagern in Position gebracht und eingesetzt, danach konnte die Konstruktion auf die Auflager abgesenkt werden. Eine gelenkige Verbindung zwischen Bogenträger und Unterzugbalken stellt sicher, dass keine Einspannmomente bei Durchbiegung des Bogenträgers in die Stütze eingeleitet werden.

Die beweglichen Dachteile, die jeweils aus zwei Sektionen bestehen, wurden ebenfalls am Boden vorgefertigt. Provisorisch gekoppelt wurden die Dachteile in Position gehoben. Durch ein Nachmessen der Position und der Konstruktion selbst wurde die Passform der Räder auf provisorisch erstellten, horizontalen Schienenbalken der Bogenträger ermöglicht. Auf diesen Schienenbalken wurden die beweglichen Dachteile endmontiert. Im Anschluß konnten die Dachteile mittels Zugwinden in die endgültige Position hochgehoben, die pro-

visorischen Schienenbalken demontiert und die Funktion der offenen Dachteile getestet werden.

### 3.1.2.4 Eckdaten im Überblick

In den Tabellen 3.3 und 3.4 wird ein Gesamtüberblick einiger Charakteristika der Amsterdam Arena gegeben.

Gesamtbauzeit	Nov. 1993 - Juli 1996
<b>Abmessungen</b>	
- Länge	227,1 m
- Breite	177 m
- Höhe	72 m
<b>Dachhaut gesamt</b>	33.625 m <sup>2</sup>

Tab. 3.3: Technische Daten [26]

Architekt	Rob Schuurman, Amsterdam
Architektonische Beratung	Sjoerd Soeters, Amsterdam
Konstruktiver Entwurf	Grabowsky & Poort B.V., Iv-Consult
Bauleitung	Grabowsky & Poort B.V.
Bauherr	Stadion Amsterdam
Bauunternehmer	Bouwcombinatie „Stadion Amsterdam“
Baukosten	140 Mio. €
Planungs- u. Bauzeit	1990 - 1996
<b>Kapazität</b>	51.628 Sitzplätze
<b>VIP-Bereich</b>	10 Gründerlogen mit jeweils 10 Sitzplätzen Königliche Loge mit 40 Sitzplätzen Große Terrasse: 202 Sitzplätze 74 Skyboxen (820 Sitzplätze) 1.564 Business Seats 4.109 Sitze für Anteilseigner
<b>Parkplätze</b>	12.500 Stellplätze (davon 2.550 in der Tiefgarage)
<b>Presseplätze</b>	186
<b>Rollstuhlplätze</b>	144
<b>Dach</b>	
Spannweite	max. 177 m
Oberfläche	33.625 m <sup>2</sup>
Material	Sandwichplatten bzw. lichtdurchlässige Kunststoffplatten

Tab. 3.4: Überblick ([26]; [28])

### 3.1.3 Wembley Stadium

Seit der Errichtung des ersten Wembley Stadions, besser bekannt unter dem Namen „Empire Stadium“, im Jahr 1923, steht der Ort Wembley, welcher ein Teil des Londoner Stadtbezirkes Brent ist, für britische Sportgeschichte. Ursprünglich wurde das alte Wembley Stadion für die „British Empire Exhibition“ erbaut. Diese bis Ende Oktober 1925 andauernde Kolonialausstellung, die am 23.04.1924 durch König Georg V. eröffnet wurde, ist bis heute eine der größten und kostspieligsten veranstalteten Ausstellungen. Aufgrund dieser langjährigen Tradition und des 2007 fertiggestellten, spektakulären Neubaus des Wembley Stadions hebt es sich aus der Vielzahl der Sportarenen hervor. (vgl. [33]; [34])



Abb. 3.19: Empire Stadium (1923) [35]



Abb. 3.20: Wembley Stadium (2007) [36]

Im Rahmen dieser Arbeit wird lediglich auf den Bau, im Besonderen auf die offenbare Dachkonstruktion des neuen Wembley Stadions eingegangen. Auf weiterführende Literatur bezüglich des alten Wembley Stadions sei jedoch verwiesen (z.B. *The Engineer*, Ausgabe April 1923, S. 358ff).

#### 3.1.3.1 Allgemeines

Im Zuge des beinahe 100-jährigen Bestehens als Sportarena war das Wembley Stadion schon Austragungsort der Olympischen Spiele 1948, des Finalspiels der Fußball-Weltmeisterschaft im Jahr 1966 sowie diverser anderer Sportereignisse und Veranstaltungen aller Art (Rugby, Hunderennen, Motorradrennen, Musik, Konzerte, ...). Weltweit bekannt und auch berühmt ist das Wembley Stadion seit seiner Entstehung als Heimstadion der englischen Fußballnationalmannschaft. Somit war das alte Wembley Stadion mit seinen 52 Meter hohen Zwillingtürmen der wichtigste und bekannteste Sport und Veranstaltungsort in Großbritannien und ein Wahrzeichen von Wembley. Nach unzähligen Länderspielen wurde das alte, traditionsreiche Stadion im Jahr 2000 aufgrund des geplanten Neubaus geschlossen. Nach anfänglichen Überlegungen, die alten Zwillingtürme ins Design des neuen Stadions zu integrieren, entschied man sich aus Kostengründen, das alte Stadion vollständig abzureißen. Um den Ansprüchen des 21. Jahrhunderts gerecht zu werden, wurde das World Stadium Team<sup>8</sup> aufgrund dessen langjähriger Erfahrung in architektonischem Stadiondesign mit der

<sup>8</sup>Gesellschaftlicher Zusammenschluss zwischen HOK Sports und Foster & Partners

Planung dieses Projektes beauftragt. Die ersten Ideen zur Planung des Neubaus entstanden bereits 1990, wobei das letztendliche Design erst Ende 1999 gefunden wurde. Wegen finanzieller und auch politischer Schwierigkeiten verschob sich der bereits 2000 geplante Abriss ins Jahr 2003.

Das neue Wembley Stadion wurde in den Folgejahren (2003 - 2007) durch den australischen Baukonzern Multiplex Group als Generalunternehmer errichtet. Die geplanten Baukosten von 326 Mio. Pfund beliefen sich schlussendlich auf rund 1,40 Mrd. Euro, was dem Bauunternehmen aufgrund grober Fehlkalkulationen großen finanziellen Schaden einbrachte. Auch der geplante Fertigstellungstermin zum englischen Pokalfinale am 13.05.2006 konnte nicht eingehalten werden. Die offizielle Eröffnung fand erst über ein Jahr später, am 23.05.2007 statt. Genau wie das alte soll auch das neue Stadion hauptsächlich für Fußballveranstaltungen, aber auch andere Ereignisse genutzt werden. Die Ausmaße des neuen Wembley Stadions übertreffen die der alten Arena um ein Vielfaches. Mit einer Kapazität von über 90000 Sitzplätzen gehört das neue Stadion nach Barcelonas Stadion Camp Nou zu den größten in Europa. (vgl. [37]; [38]; [39])

Rückblickend auf die ruhmreiche Geschichte des alten Wembley Stadions standen die Architekten vor der großen Herausforderung, dessen repräsentativen Charakter auch auf den Neubau zu übertragen. Dies wurde unter anderem durch den 133 m hohen und 315 m überspannenden „Lichtbogen“, der nicht nur durch seinen ästhetisch kreativen Aspekt an den symbolhaften Charakter der Zwillingstürme des alten Wembley Stadion anknüpfen soll, sondern auch ein wichtiger konstruktiver Teil des komplexen Dachtragwerkes ist, bewerkstelligt. Eine weitere Besonderheit des neuen Wembley Stadions ist es, dass bei Bedarf alle 90.000 Sitzplätze überdacht werden können. Bezogen auf die überdachten Sitze macht dies das Wembley Stadion zum größten Stadion weltweit. Die teilweise bewegliche Dach- sowie deren Bogenkonstruktion werden in Kapitel 3.1.3.3 detailliert beschrieben. Abgesehen von den bereits erwähnten Superlativen hat der Neubau auch hinsichtlich Komfort einiges zu bieten. Die Sitzplätze sind überdurchschnittlich groß bemessen. Die Stadiongeometrie und die Anordnung der Sitzreihen sind auf Basis akustischer Untersuchungen derart gewählt, dass jeder Besucher so nahe wie möglich am Geschehen ist und freie Sicht auf das Spielfeld hat. So kann die Stadionatmosphäre wie in kaum einem anderen Stadion erlebt werden. Eine Besonderheit im Zusammenhang mit der Nutzung als Multifunktionsarena ist es, dass für Leichtathletikveranstaltungen eine erhöhte Laufbahn (bezogen auf das Spielfeld) auf Stützen über den ersten Sitzreihen installiert werden kann. (vgl. [40]; [34]; [33])

Abbildung 3.21 zeigt den Ausblick von den mittleren Tribünenrängen des Stadions sowie einen Teil der komplexen Dachkonstruktion. In Tabelle 3.5 wird ein grober Überblick der Hauptdaten gegeben.

### 3.1.3.2 Bau und Konstruktion

Nach dem 6-monatigem Abriss des alten Wembley Stadions konnte im Juli 2002 endlich mit dem Bau des neuen Stadions begonnen werden. Mit seiner schalenartigen Form erstreckt sich das neue Wembley Stadion über 300 m in Nord-Süd- und 305 m in Ost-West-Richtung und besitzt somit eine bebaute Fläche von über 90.000 m<sup>2</sup>. Die Tribüne, welche aus Be-



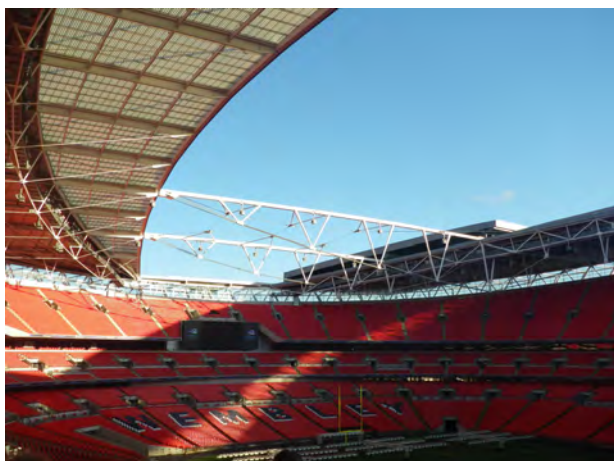


Abb. 3.21: Innenansicht [19]

<b>Baubeginn:</b>	Juli 2002
<b>Bauzeit:</b>	56 Monate
<b>Eröffnung:</b>	März 2007
<b>Länge:</b>	305 m
<b>Breite:</b>	300 m
<b>Höhe</b>	52 m (o. Bogen)
<b>Sitzplätze:</b>	90.000
<b>Parkplätze:</b>	2.900

Tab. 3.5: Überblick [12]

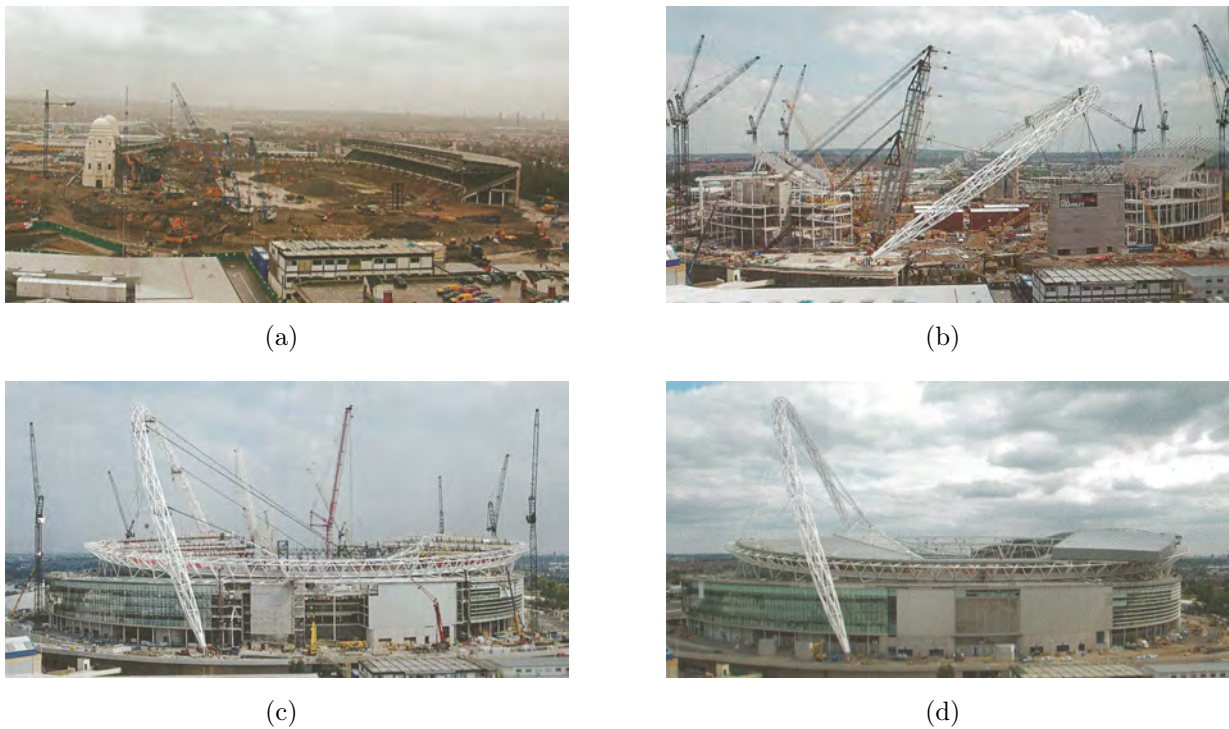
tonfertigteilen zusammengesetzt ist, wird in drei Abschnitte unterteilt. Der unterste Rang fasst 35.000 der gesamt 90.000 Sitzplätze. Der mittlere Teil der Tribüne, in welchem sich unter anderem die „Royal Box“ befindet, bietet Platz für rund 16.000 Zuschauer und im obersten Rang, der über Stiegen, Rolltreppen und Aufzüge erreichbar ist, können ungefähr 39.000 Besucher untergebracht werden (Abb. 3.22).



Abb. 3.22: Tribünenränge [19]

Die hohen Qualitätsansprüche an den Rasen waren ausschlaggebend für die Planung eines öffentbaren Daches. Damit sind natürliche Sonneneinstrahlung und erhöhte Luftzirkulation verbunden, was optimales Rasenwachstum gewährleistet. Zusätzlich befinden sich unter der 10.000 m<sup>2</sup> großen Rasenfläche Drainage- und Ventilationssysteme, um das optimale Wachstum des Rasens zu gewährleisten. Um Schäden durch Frosteinwirkungen im Winter zu verhindern, verlaufen Warmwasserleitungen unter dem Rasen. [41]

Abbildung 3.23 veranschaulicht wichtige Phasen des Bauablaufes. Durch den Abriss des alten Stadions in Wembley, dem Empire Stadium, wurde der Platz für das neue, größere Stadion geschaffen (Abb. 3.23 (a)). Nach dem Zusammenbau und Aufrichten des Bogens (Abb. 3.23 (b)) konnte das restliche Tragwerk der Dachkonstruktion gebaut werden (Abb. 3.23 (c)). Die Halteseile des Bogens wurden durch die in Kapitel 3.1.3.3 beschriebenen

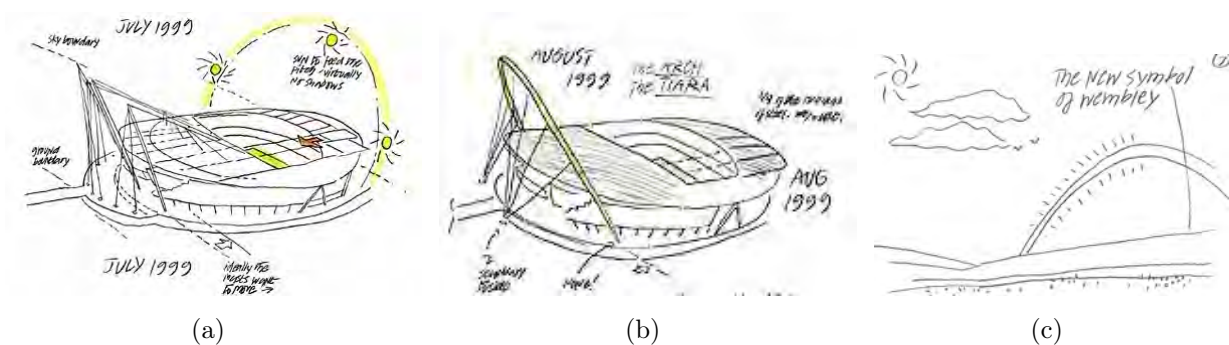


**Abb. 3.23:** Bauablauf [41, S. 150-151]: (a) Abriss des Empire Stadiums; (b) Aufrichten des Bogens; (c) Bau der Dachkonstruktion; (d) Fertigstellung

Tragseile ersetzt. Abbildung 3.23 (d) zeigt das fertige Stadion.

### 3.1.3.3 Die Dachkonstruktion

Ausgehend von den ersten Entwürfen des Dachtragwerkes bis hin zur endgültigen Ausführung in Form eines riesigen Fachwerkbogens vergingen mehrere Jahre. Verantwortlich für das Design des Bogens und des Daches ist der Architekt Sir Norman Foster, der den Bogen als eine Art Diadem, welches über dem Stadium sitzt, bezeichnete und so die Symbolhaftigkeit der Zwillingstürme des Empire Stadiums auf das neue Wembley Stadion übertrug (Abb. 3.24). [41]



**Abb. 3.24:** Konzepte des Dachtragwerkes [41, S. 145]

Die Dachkonstruktion des Stadions ist durch ihren riesigen Bogen (Abb. 3.25) nicht nur architektonisch sehr beeindruckend sondern auch aus ingenieurmäßiger Sicht eine besondere Leistung. Eine der Anforderungen an die Planer war, den natürlichen Lichteinfall und die Belüftung der Rasenfläche zu maximieren. Dazu musste gleichzeitig möglicher Schattenwurf der Konstruktion so gering wie möglich gehalten werden. Weiters sollte zumindest der gesamte Tribünenbereich überdacht werden können. So bestand die Herausforderung bei der Dachkonstruktion darin, riesige Spannweiten mit einer leichten, transparenten, aber dennoch einprägsamen Konstruktion zu überbrücken. (vgl. [41]; [42]; [33])



Abb. 3.25: Der imposante Bogen [19]

Die Dachhaut wurde aus einzelnen Segmenten aus Aluminium hergestellt, wobei die Platten im Bereich über der West- und Osttribüne auf Zahnradschienen gelagert sind und dadurch verfahren werden können. Der Bewegungsvorgang erfolgt innerhalb von 15 Minuten. Das Dach über der Nord- und Südtribüne ist unbeweglich und besitzt eine maximale freie Spannweite von rund 220 m (vgl. Abb. 3.26). [42]



Abb. 3.26: Übersicht des Daches [41, S. 155]

Die Spannweite wird mit Hilfe von unterspannten Fachwerkträgern überbrückt, welche einen Teil der Lasten tragen (Abb. 3.27).

Der optische Hauptbestandteil des Dachtragwerkes ist der 133 m hohe Bogen, der viel zur Lastabtragung des Daches beiträgt. Mit einer Spannweite von 315 m und einer Neigung

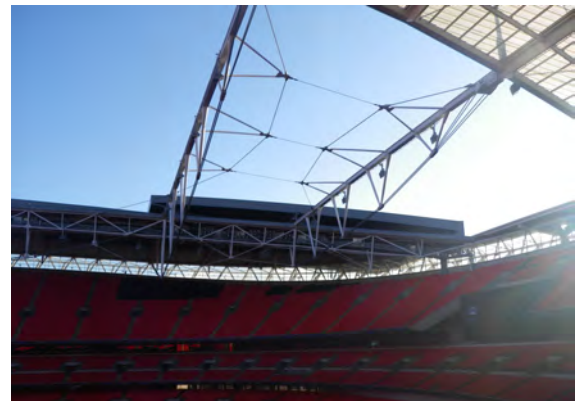


von  $68^\circ$  gegenüber der Horizontalen erstreckt sich der Fachwerkbogen von Osten nach Westen über das gesamte Stadion. Das macht den Bogen zu dem längsten freitragenden Bogentragwerk weltweit. Der Anschluss an den Druckring, welcher das gesamte Stadion umfasst, erfolgt über Seile. (vgl. [42]; [39]; [33])

Das Dach der Nordtribüne ist über Hängerseile, welche mittels Seilklemmen an die Überspannung des Daches angeschlossen sind, an dem Bogen abgehängt. Dadurch trägt der Bogen rund 5.000 der 7.000 t schweren Dachkonstruktion (Abb. 3.26). Der Bogen wurde am Boden liegend zusammengebaut und anschließend aufgerichtet. Der Anschluss der Seile ( $\varnothing 40 - 145 \text{ mm}$ ; Mindestbruchkraft 19.500 kN) erfolgte nach und nach während des Aufrichtens. Der dadurch entstehende Bauzustand der Seile erforderte ein speziell für den Bau von Wembley entworfenes Anchlusselement des Seilkopfes. Aufgrund der Sichtbarkeit der meisten Seile im Tragwerk wurde der Entwurf des Stylite-Gabelkopfes nicht nur durch die erforderliche Tragfähigkeit, sondern auch durch dessen optische Erscheinung bestimmt.



(a) Linker Teil des Süddaches



(b) Rechter Teil des Süddaches



(c) Untersicht des Dachtragwerkes

**Abb. 3.27:** Dachkonstruktion [19]

Das Dach der Südtribüne wird durch eine Unterspannung, welche sich am vorderen Teil des Daches befindet und aus vier parallel laufenden Seilen besteht, gestützt. Die Unterspannung ist über Druckstreben mittels Sättel und Klemmen an das Dach angeschlossen. Die Abbildungen 3.27 (a) und (b) zeigen eine Untersicht des Daches der Südtribüne in geöffnetem Zustand. Man erkennt die Längsträger, auf denen die beweglichen Teile der

Dachhaut (in Abb. 3.27 (a) gelb eingekreist) verfahren, und die Unterspannung des Daches. Diese Träger sind ebenfalls durch vier parallel laufende Seile unterspannt und liegen am nördlichen und südlichen Teil des Druckringes auf. Mittels netzartiger Seilkonstruktion befestigt an den Obergurten der Träger, werden diese miteinander verbunden und erhalten dadurch eine seitliche Stützung. Der in Abbildung 3.27 gut erkennbare, quer verlaufende, am vorderen Rand des Süddaches befindliche Träger wird mittels Luftstützen von diesen Längsträgern gehalten. Somit werden etwa 60 % der Last des Daches der Südtribüne über diese Nord-Süd-Träger und im weiteren über den Bogen abgetragen. Zudem tragen die Nord-Süd Träger im Bereich über der Ost- und Westtribüne die Lasten der verschieblichen Dachelemente ab. (vgl. [41]; [42]; [39])

### 3.1.3.4 Eckdaten im Überblick

Tabelle 3.6 gibt einen Gesamtüberblick einiger Charakteristika des Wembley Stadions.

<b>Planung</b>	The World Stadium Team
<b>Ausführung</b>	Multiplex Group u.a.
<b>Bauzeit</b>	2003 - 2007
<b>Baukosten</b>	800 Mio. Pfund
<b>Gesch. Gesamtkosten</b>	ca. 1,4 Mrd. €
<hr/>	
<b>Ausmaße</b>	
<b>Länge</b>	315 m
<b>Breite</b>	305 m
<b>Höhe</b>	ohne Bogen 52 m mit Bogen 133 m
<b>Dachfläche</b>	50.000 m <sup>2</sup>
<hr/>	
<b>Kapazitäten</b>	
<b>Sitzplätze gesamt</b>	90.000
<b>Parkplätze</b>	2.900
<b>Busparkplätze</b>	500
<hr/>	
<b>Zahlen der Herstellung</b>	
<b>Betongewicht</b>	215.000 t
<b>Stahlgewicht</b>	31.000 t
<b>Stahlkabel</b>	56 km
<b>Dachgewicht</b>	7.000 t
<b>Bogengewicht</b>	1.750 t

Tab. 3.6: Überblick [12]

## 3.2 Conclusio

Obgleich all diese Bauwerke zum Zeitpunkt ihrer Errichtung Vorzeigeobjekte moderner Ingenieurbaukunst darstellen, ist bei allen ein gemeinsamer Kritikpunkt zu erwähnen. Selbst bei geöffnetem Dach hat man nicht das Gefühl in einem offenen Raum zu sitzen, sondern es erinnert mehr an einen großzügig geplanten Käfig, der einen bei Bedarf teilweise oder auch ganz vor der Witterung schützt. Bei der Veltins Arena versperren die Längs- und Querträger des Daches den freien Blick in den Himmel. Ähnliches gilt für das Wembley Stadium, wobei dort lediglich der Tribünenbereich geschlossen werden kann. Im Fall der Amsterdam Arena kann zwar die Aussicht oberhalb des Spielfeldbereiches ohne störende Tragwerksteile gewährleistet werden, doch geht diese Aussicht auf Kosten der „Leichtigkeit“ des Dachtragwerkes, wie in Abbildung 3.13 ersichtlich.

Diese drei Arenen sind nur ein beispielhafter Auszug der Vielfalt an Stadien, Arenen oder auch Hallen, welche über eine verschließbare Dachkonstruktion verfügen. Bei fast allen geht das eigentlich gewünschte „Open-Air-Feeling“ verloren. Es wäre also anzustreben, die Vorteile einer Freiluftarena mit denen einer geschlossenen Halle zu kombinieren. Die Idee dieser Diplomarbeit hinsichtlich Umsetzung besteht darin, das Dach vollständig aus dem Sichtbereich des Zuschauers mittels Klappvorgang zu entfernen. Nachstehende Kapitel tasten sich schrittweise an die Aufgabenstellung heran.

# Kapitel 4

---

## Die öffnbare Dachkonstruktion

Notwendiges und grundlegendes Wissen zur Entwicklung eines klappbaren Dachtragwerks wird in diesem Kapitel erarbeitet. Ausgehend von einem kurzen Überblick der Systematik der relevanten Tragsysteme wird im Weiteren auf die unterschiedlichen Arten des Bewegungsmechanismus sowie auf die Besonderheiten in Bezug auf die anzusetzenden Einwirkungen derartiger Tragwerke eingegangen.

### 4.1 Statisches System der Tragwerke

Schon die in Kapitel 3 betrachteten Stadien stellen eine umfangreiche und beeindruckende Auswahl der unterschiedlichen Trag- und Funktionssysteme moderner Veranstaltungsstätten dar.

Gundsätzlich sind für Dachtragwerke all jene statischen Systeme denkbar, mit denen große stützenfreie Spannweiten überbrückt werden können.

Die Konstruktion der Dachtragwerke bestehender Stadien, Arenen und Hallen kann vereinfacht in zwei Typen unterteilt werden [43, S. 4]:

- Zur Überbrückung der Spannweite und zur Abtragung der Lasten werden rahmenähnliche Strukturen verwendet, zwischen denen sich die sekundäre Konstruktion erstreckt. Diese wird üblicherweise aus Aluminium, Glas, Kunststoff oder auch aus faltbaren Membranen hergestellt.
- Die komplette Dachkonstruktion besteht aus einer Membran, wodurch das gesamte Dach durch Falten dieser Membran geöffnet oder geschlossen werden kann.

Das in dieser Arbeit zu entwickelnde „Dachklappverfahren“ kann durch Erstere dieser Aufzählungen beschrieben werden. Zwischen dem Haupttragwerk spannt sich eine Sekundärkonstruktion, die bereits vor dem Klappvorgang eingefahren werden kann, um ein alleiniges Klappen der Träger zu ermöglichen. Aufgrund der großen Lasten, die auf ein Stadiondach wirken, und der Bedingung, die Überdachung zu klappen, wird es sich bei dieser

Sekundärkonstruktion um ein vorgespanntes Membrantragwerk handeln, auf das erst in Kapitel 7 näher eingegangen wird. Bei dem Haupttragwerk handelt es sich um ein lineares Tragsystem in Form eines Kragträgers mit Überspannung (vgl. Abb. 4.1 (c)).

Im Folgenden wird auf einige Möglichkeiten hinsichtlich der Ausführung solcher Krag-systeme näher eingegangen [8, S. 164ff]:

- Einfache Kragssysteme:

Mit der einfachsten Form eines Kragträgers (Abb. 4.1 (a)) können nur kurze Spannweiten, bedingt durch das große aufzunehmende Biegemoment im Eckbereich, überbrückt werden, weshalb es im Stadionbau kaum Einsatz findet. Entsprechend große Bauhöhen im Eck sind die Folge. Weiters muss gewährleistet sein, dass das Einspannmoment im Fußpunkt des Stiels konstruktiv aufgenommen werden kann. Dennoch bietet dieses System eine statisch sehr einfache Lösung, stützenfrei zu bauen. Abbildung 4.1 (b) stellt eine Erweiterung des beschriebenen Kragträgers dar. Durch die Ausbildung eines Kräftepaars, bestehend aus dem Stiel als Druckstab und einem zusätzlich angebrachten Zugelement, kann das Moment im Eckbereich teilweise oder auch vollständig aufgenommen werden. Diese Variante kam bereits bei mehreren Stadien zur Ausführung, wobei der Bereich zwischen dem Zug- und Druckstab unterschiedlich genutzt werden kann.

- Kragssysteme mit Rück- oder Überspannung

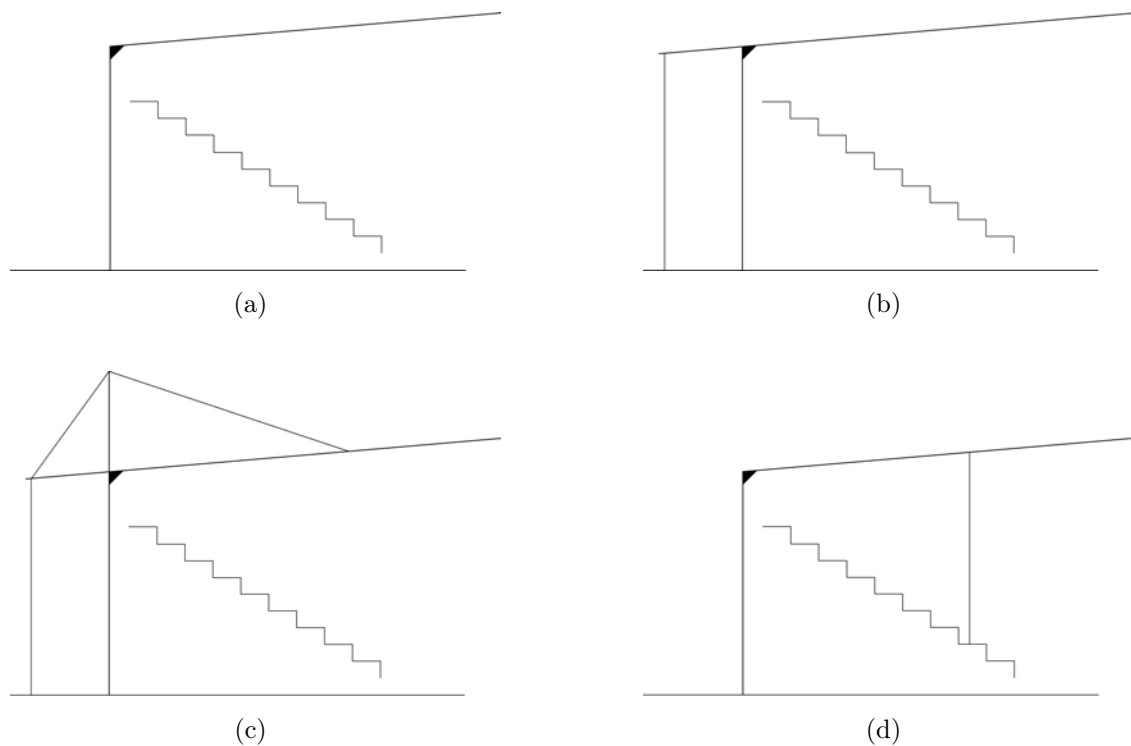
Eine effektivere Reduzierung des Eckmomentes besteht darin, den auskragenden Träger, ähnlich wie bei Kranen, zu überspannen (Abb. 4.1 (c)). Nachteilig bei dieser Variante ist die vergrößerte Bauhöhe. Wichtig ist, dass der vertikale Zugstab, der gemeinsam mit dem Stiel wiederum ein Kräftepaar bildet, nicht im Fußpunkt der Stütze verankert wird, da sich dadurch kein Kräftepaar ausbilden kann und das Eckmoment durch Biegung des Stiels und zusätzlicher Biegebelastung des Fundamentes abgetragen werden müsste.

- Kragssysteme mit Unterstützung

Das Kragmoment wird durch die Anordnung von Stützen unter dem Kragträger minimiert (Abb. 4.1 (d)). Da diese Möglichkeit stets mit einer Sichtbehinderung einhergeht, wird sie beim Bau von Stadien oder Arenen nur in Ausnahmefällen (z.B. aus Denkmalschutzgründen) eingesetzt.

## 4.2 Öffnung der Dachkonstruktion

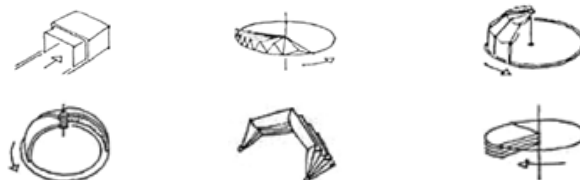
Aus technischer Sicht sind die unterschiedlichen Öffnungsmechanismen beziehungsweise Dachkonstruktionen auf einige wenige beschränkt, wobei zur Überbrückung großer Spannweiten Fachwerkträger aus Stahl wahrscheinlich am besten geeignet sind. Nach diesem Prinzip wurden auch viele Stadien weltweit gebaut. Besonders Membrantragwerke eignen sich für den Einsatz als Dachhaut (Primär- oder Sekundärkonstruktion). Ein Hauptgrund



**Abb. 4.1:** Kragssysteme [8, S. 164]

hierfür liegt in der beinahe einzigartigen Möglichkeit der Formänderung der Membran - unerlässlich für ein klappbares System. Durch ihr geringes Gewicht bei gleichzeitig enormer Strapazierfähigkeit (abhängig vom gewählten Material), sind Membranen ideal einsetzbar für leichte Dachkonstruktionen. Die Beschreibung der unterschiedlichen Konzepte der Bewegung adaptiver Dachtragwerke würde den Rahmen dieser Arbeit sprengen. Für interessierte Leser sei auf die Artikel „Adaptive Tragwerke“ sowie „Roof Structures in Motion“, welche im Quellenverzeichnis unter [44] beziehungsweise [45] aufgelistet sind, verwiesen. An dieser Stelle soll lediglich ein Überblick gegeben werden. Da es in der Literatur keine

**Schieben/Gleiten    Falten    Schwenken/Rotieren**

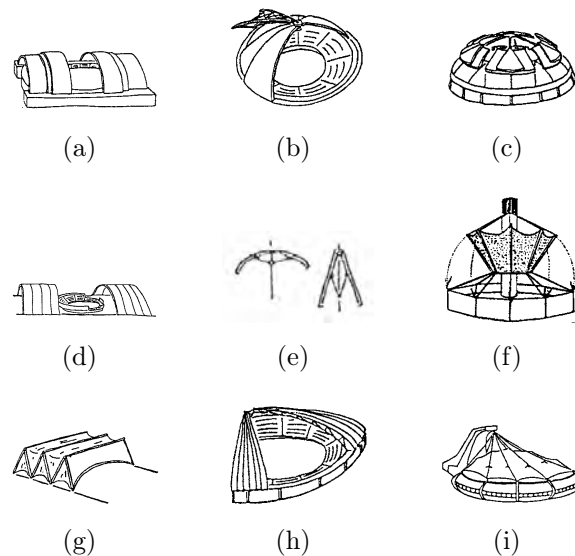


**Tab. 4.1:** „Hauptbewegungsarten“ ([43, S. 5]; [45, S. 42,46])

eindeutige Abgrenzung der verschiedenen Öffnungsmechanismen gibt, werden zur Veranschaulichung der beinahe uneingeschränkten Möglichkeiten in Bezug auf den Bewegungsvorgang eines Daches die Wichtigsten in Tabelle 4.1 in übersichtlicher und ausreichend genauer Form zusammengefasst.

Die Unterteilung in Hauptbewegungsarten (bzw. Methoden des Bewegungsvorganges)

kann durch Begriffe wie Rollen, Bündeln, etc. erweitert werden. Diese sind aber kaum praxisrelevant. Die angeführten Hauptbewegungsarten werden nach der Richtung der Bewegung spezialisiert. So können Dächer beispielsweise längs-, quer-, oder auch durch eine kreisförmige Bewegung verschieblich sein. Analog kann diese Spezialisierung für die in Tabelle 4.1 angeführten Bewegungsmechanismen getroffen werden. Einige dieser Kombinationen sollen durch Abbildung 4.2 verdeutlicht werden.



**Abb. 4.2:** Öffnungsmechanismen ([43, S. 5]; [45, S. 46]): (a) parallele überlappende Gleitung; (b) tangentielle bzw. kreisförmige überlappende Gleitung; (c) überlappende Hub- und Senkgleitung; (d) parallele Gleitung; (e) drehende Hub- und Senkbewegung; (f) Drehbewegung; (g) parallele Faltung; (h) tangentielle faltende Gleitung; (i) faltende Hub- und Senkbewegung

## 4.3 Einwirkungen auf Stadionsdächer

In diesem Teil des Kapitels wird allgemein auf die anzusetzenden Einwirkungen auf Stadionsdächer und die Besonderheiten, die dabei zu berücksichtigen sind, eingegangen. Die für die Vordimensionierung und Berechnung des Tragwerks erforderliche Lastaufstellung mit Zahlenwerten erfolgt in Kapitel 8.

### 4.3.1 Allgemeines

Bei Stadion- und Hallendächern handelt es sich meist um weitgespannte Konstruktionen, die zudem sehr leicht ausgeführt sind. Aus diesem Grund müssen die anzusetzenden Einwirkungen und deren Lastaufstellung besonders genau betrachtet werden. Solche Konstruktionen reagieren erheblich sensibler auf eine Änderung der Lasteinwirkung als übliche Dächer. Ungleiche Schneeablagerungen, Schneesackbildungen, Windverwirbelungen oder

dynamische Einwirkungen (z.B. infolge einer verfahrbaren Membran) führen zu maßgebenden Änderungen der Schnittkräfte. Besonders in Bezug auf Windeinwirkungen sind die normativen Regelungen viel zu ungenau, um die tatsächlichen Einwirkungen zu erfassen, wodurch - wenn möglich - bei Bauwerken dieser Größenordnung stets Windkanaluntersuchungen durchgeführt werden sollten. Im Rahmen dieser Arbeit ist für eine erste Vordimensionierung der ausführbaren Variante in Kapitel 8 die Berücksichtigung von Eigengewicht, Nutzlasten, Wind und Schnee ausreichend. Die Lastaufstellung und Kombination der Einwirkungen erfolgt in hinreichend genauer Form nach ÖNORM EN 1991-1. [8]

### 4.3.2 Eigengewicht und Nutzlasten

Das Eigengewicht der Dachkonstruktion bildet den kleinsten Anteil der abzutragenden Lasten. Es setzt sich hauptsächlich aus dem Stahlgewicht des Kragträgers und dem Gewicht der Membran sowie der dazugehörigen Seile und Befestigungsmittel zusammen. Die anzusetzende Nutzlast ist im Vergleich zu Wind und Schneelasten eher gering. Da es sich um nicht begehbare Dächer handelt, müssen lediglich Reparaturlasten berücksichtigt werden.

### 4.3.3 Wind

Der Wind stellt neben dem Lastfall Schnee die wichtigste veränderliche Beanspruchung eines Daches dar. Die tatsächlichen Einwirkungsverhältnisse können besonders bei Stadionsdächern mit ihrer teils sehr komplexen Geometrie nur sehr schwer erfasst und im Weiteren in ein Rechenmodell übergeführt werden, weshalb neben den laut Norm empfohlenen Werten stets Versuchsauswertungen herangezogen werden sollten.

Um einen Einblick in die Komplexität der Windbelastung zu erlangen, wird nachfolgend eine kurze Zusammenfassung der bisherigen Erkenntnisse auf diesem Gebiet gegeben. Grundsätzlich ist zwischen der standortbedingten Windsituation (örtliches Windklima) und der dadurch entstehenden Verteilung der Druck- und Sogkräfte am Dach zu differenzieren. Das örtliche Windklima ist stark von der Rauigkeit (z.B. Bebauungsdichte, umliegender Wald, ...) Umgebung des Bauwerks ab. Die normative Annahme, dass die maximale Windgeschwindigkeit aus jeder Himmelsrichtung mit gleicher Wahrscheinlichkeit auftritt, konnte bereits durch meteorologische Untersuchungen widerlegt werden. Abhängig von der Windstärke ergeben sich für einen bestimmten Standort bevorzugte Windrichtungen. Für Westeuropa ist dies die Süd-West-Richtung (siehe Abb. 4.3). Diese Erkenntnisse sind wichtig für die Tragwerksberechnung, da die Beanspruchung somit eine richtungsabhängige Größe darstellt.

Ein weiteres Problem bei der Berechnung eines Stadionsdaches ist, dass die der Norm zugrunde liegenden Dachformen meist nicht den oft komplexen Dachformen solcher Bauwerke entsprechen. Somit muss die Druck- und Sogverteilung auf der Dachfläche über Versuche ermittelt werden<sup>1</sup>. Zusätzlich ergeben sich bei dreidimensionalen, geschlossenen Dächern

---

<sup>1</sup>Bei Einsatz von Membranen als Dachhaut ist die Untersuchung im Windkanal nicht möglich (näheres dazu in [8, S. 160, 2.2.2]).



Strömungsfelder, die nicht durch zweidimensionale Modelle beschrieben werden können. Ein oft zu wenig beachteter Faktor in der Bemessung von Tragwerken ist die Belastung infolge dynamischer Einwirkungen. Die Änderung der Windgeschwindigkeit, welche allgemein als Windböe wahrgenommen wird, ist weder zeitlich noch örtlich konstant und folgen keinerlei Regelmäßigkeit. Zur Beurteilung der Schwingungsanfälligkeit großer Bauwerke infolge von Böen sind vor allem die unteren Eigenfrequenzen und Eigenschwingungsformen des Bauwerks von Interesse, da sich die größten Energieanteile der Windbelastung im niederfrequenten Bereich befinden. Weitere zusätzlich zu berücksichtigende Belastungen ergeben sich aus der Kombination von Wind und Hagel. Hagel kann im Gegensatz zu Regen nicht abfließen und tritt meist in sehr begrenzten, aber konzentrierten Bereichen auf. Zudem gibt es keine quantitativen meteorologischen Aufzeichnungen über Hagelereignisse, da immer nur die Regenmenge festgestellt wird. Geht man davon aus, dass der gesamte Regen in Hagel umgewandelt wird, überschätzt man die Belastung meist um ein Vielfaches. [8, S. 159-162]

Detaillierte, wissenschaftliche Informationen aus Windkanalversuchen zur Berechnung der Standsicherheit der Dachtragwerke von Stadiendächern finden sich in dem Artikel „Windlasten für Standsicherheitsnachweise der Dachtragwerke von Stadiendächern“ [46].

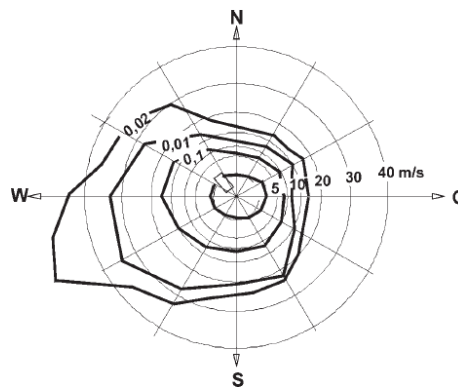


Abb. 4.3: Windstärkerosette [8, S. 160]

#### 4.3.4 Schnee

Die auf ein Dach anzusetzende Schneelast ist vom Standort, der Dachform sowie der Umgebung des Bauwerks abhängig. Schnee wird als ortsfeste statische Last angenommen, die stets gleichmäßig verteilt auf die horizontale Projektion der Dachfläche anzusetzen ist. Abhängig von der Dachform können infolge von Abrutschungen, wenn der Schnee vom Abgleiten gehindert wird, oder aufgrund von Verwehungen an Höhengsprüngen, große lokale Extremwerte der Schneelast auftreten. Das Abfließen des Niederschlagswassers direkt vom Dach wird durch den darauf liegenden Schnee erschwert und stellt somit eine zusätzliche Belastung für das Dachtragwerk dar. Schneeüberhänge an Dachtraufen sind mit einer anzusetzenden Linienlast zu berücksichtigen. [8]

Die genaue Berechnung der Schneelast nach ÖNORM EN 1991-1-3 ([47]; [48]) und die dabei zu verwendenden Werte für Österreich sind in Kapitel 7.1.1 angeführt.

## Dachöffnung unter Anwendung des Brückenklappverfahrens

Die Grundlage des in der Einleitung beschriebenen Vorhabens einer klappbaren Dachkonstruktion bildet das von O.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.-Ing. Johann Kollegger, M.Eng. entwickelte und 2007 unter der Patentnummer DE 10 2006 039 551 B3 patentierte Brückenklappverfahren (Internationale Patentanmeldung unter der Patentnummer WO2008/022359). Nach einer einführenden Erläuterung des Verfahrens und Aufzeigen der Vor- und Nachteile des Brückenklappverfahrens wird dessen grundlegendes Prinzip derart adaptiert, um es auf Dachkonstruktionen anwenden zu können.

### 5.1 Brückenklappverfahren

Als neue Möglichkeit, Brücken zu bauen, bietet das Brückenklappverfahren den Vorteil einer senkrechten Herstellung und anschließenden Klappung der Brückenträger. Wirtschaftlich konkurrenzfähig gegenüber anderen bekannten Herstellungsverfahren wird das Verfahren durch den Entfall eines Lehrgerüsts und steht folglich in Konkurrenz zum Freivorbau und Taktschiebeverfahren. Die notwendigen Brückenbauteile (Pfeiler, Streben, Brückenträger) können entweder als Fertigteile angeliefert oder mittels Kletterschalung schnell und kosteneffizient erzeugt werden. Bei Herstellung vor Ort können die Arbeitsbühnen der Kletterschalung durch die gleichzeitige Produktion der Bauteile gekoppelt werden, ein wesentlicher Faktor für Produktivität und Kostensenkung. Die statischen Beanspruchungen während der senkrechten Herstellung verursachen keine Biegebeanspruchungen in den Brückenträgern, wodurch die herstellungsbedingten belastungsabhängigen Eigenspannungszustände (z.B. infolge Kriechen) keine Zugspannungen im Querschnitt verursachen. Nach der Herstellung wird die Brücke mittels Hebetchnik in den Endzustand gehoben. Einsetzbar ist das Brückenklappverfahren bei Pfeilerabständen von 50 - 250 m. [49]

Denkbar sind vier verschiedene Anwendungsvarianten, deren Klappvorgänge in Abbil-

dung 5.1 ersichtlich sind [49, S. 97]:

- Druckstrebenvariante mit zwei oder vier Druckstreben
- Druckstrebenvariante mit Hilfspfeiler
- Zugstrebenvariante mit Zugkabeln
- Zugstrebenvariante mit Hilfspfeiler

Die wichtigsten Schritte des Brückenklappverfahrens - unabhängig von der gewählten Variante - gliedern sich in [50, S. 4]:

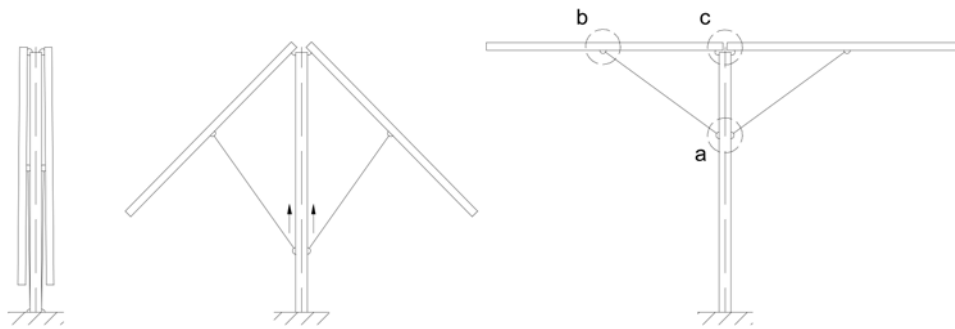
- Vertikale Herstellung der Bauteile (Pfeiler, Brückenträger und Druckstreben (nur bei der Druckstrebenvariante)) beziehungsweise Einsatz von Fertigteilen
- Knotenausbildung (Wälzelenke oder Radial-Gelenklager)
- Klappen der Bauteile mittels Hebetechnik in den Endzustand, wodurch sich ein stabiler Gleichgewichtszustand einstellt.

Der wesentliche Unterschied zwischen Druck- und Zugstrebenvariante liegt in der Ausbildung des Kraftdreieckes, welches sich aus Pfeiler, Brückenträger und der diagonalen Strebe zusammensetzt (vgl. Abb. 5.2). Bei der Druckstrebenvariante ergibt sich aus der Lage der diagonalen Strebe unterhalb des Brückenträgers eine Druckbeanspruchung. Analoges gilt für die Zugstrebenvariante. Die unterschiedlichen Vorzeichen der Normalkräfte der Diagonalen sind bei der Materialwahl zu berücksichtigen.

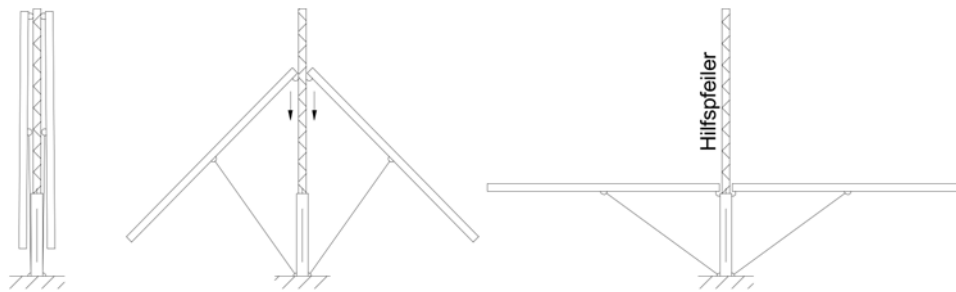
Die konstruktive Ausbildung der Bauteile des Brückenklappverfahrens und dessen Durchführung wurden anhand von Modellen und Feldversuchen entwickelt und erprobt. Im Rahmen der Diplomarbeit von Dipl.-Ing. Susanne Blail wurde im Jahr 2007 eine Machbarkeitsstudie für dieses innovative Brückenbauverfahren [51] durchgeführt. Um die Kinematik der Varianten zu veranschaulichen und weiterzuentwickeln, wurden vereinfachte Holzmodelle im Maßstab 1:200 (Abb. 5.3 und Abb. 5.4) gefertigt.

Anhand der gewonnenen Erkenntnisse wurde die Machbarkeit der Zugstrebenvariante untersucht. Als besonders anspruchsvoll zeigte sich die Ausbildung der Knotendetails in Abbildung 5.1. Für die Knoten A und B stehen bekannte Ausführungsvarianten des Stahl- und Stahlbetonbaus zur Verfügung, eine mögliche neuartige Ausführungslösung stellt der Knoten C dar (vgl. Abb. 5.5 (c)). [51, S. 47-51]

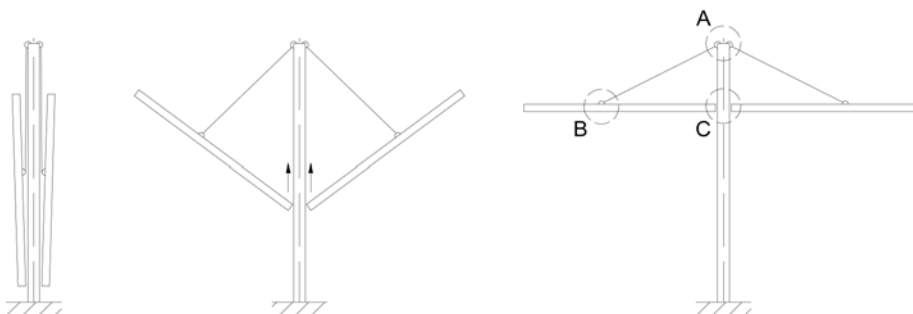
Zur Ermittlung der Durchführbarkeit der beiden Hauptvarianten wurden 2008 aufbauend auf der bereits beschriebenen Diplomarbeit von Dipl.-Ing. Susanne Blail Feldversuche auf dem Versuchsareal der TU Wien (Aspanggründe) angestellt. Aufgrund von Sicherheitsüberlegungen wurde die Zugstrebenvariante zuerst ausgeführt, da diese geringere bewegte Massen aufweist. Mittels der gewonnenen Erkenntnisse wurde der Versuchsaufbau der Druckstrebenvariante optimiert und ebenfalls realisiert. Die Durchbildung der Knoten einer Brücke nach dem Vorbild der Druckstrebenvariante zeigt Abbildung 5.6. Die dargestellte Ausführungsmöglichkeit des Knoten C wurde allerdings im Modellversuch vereinfacht durch ein Bolzengelenk aus Stahl ausgeführt.



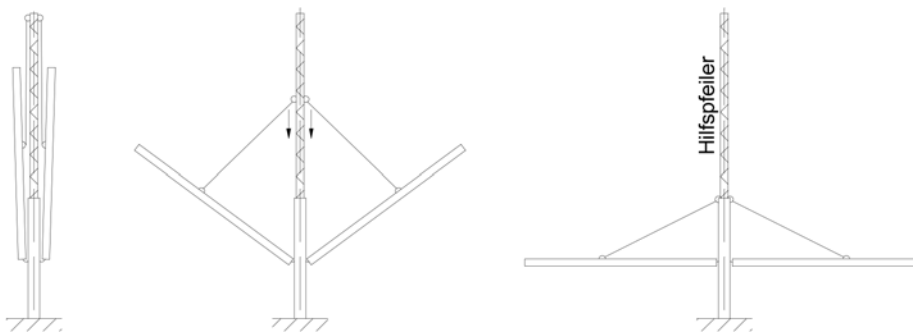
(a) Druckstrebenvariante



(b) Druckstrebenvariante mit Hilfspfeiler



(c) Zugstrebenvariante



(d) Zugstrebenvariante mit Hilfspfeiler

**Abb. 5.1:** Brückenklappverfahren [49, S. 98]

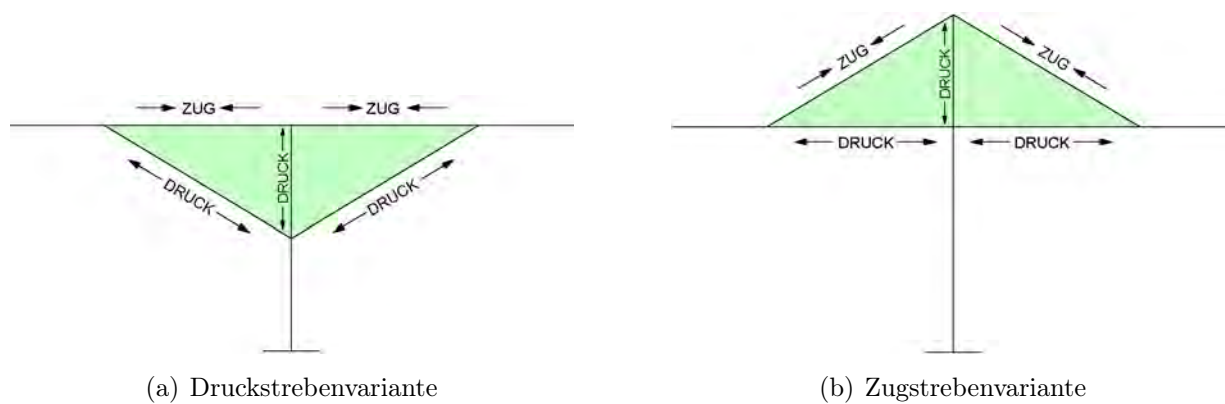


Abb. 5.2: Brückenklappverfahren, Kräftedreiecke [50, S. 5]



Abb. 5.3: Klappvorgang anhand des Druckstrebenmodells [52]



Abb. 5.4: Klappvorgang anhand des Zugstrebenmodells [52]

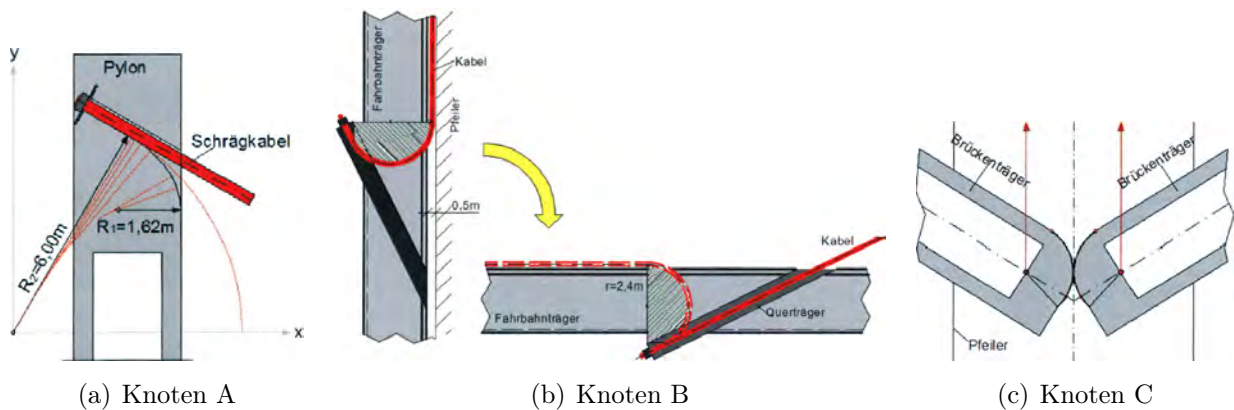


Abb. 5.5: Knotenausbildung Zugstrebenvariante [51, S. 49, 51]

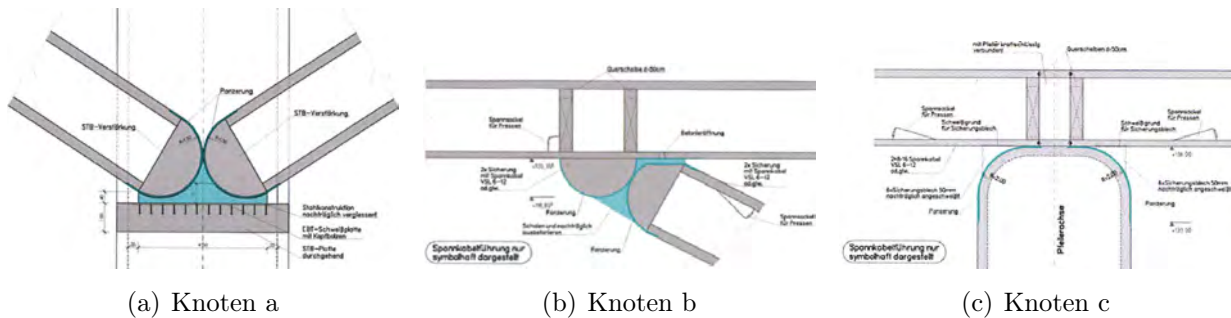


Abb. 5.6: Knotenausbildung Druckstrebenvariante [50, S. 34-36]

Die zu den Holzmodellen angestellten Überlegungen bezüglich der Kinematik wurden durch den Großversuch bestätigt. Die erfolgreiche Durchführung der Versuche brachte zusätzliche Erfahrungswerte und daraus resultierende Verbesserungsmöglichkeiten, die eine Weiterentwicklung des Brückenklappverfahrens ermöglichen. [50, S. 15-27]

Weiterführende Informationen bezüglich des Brückenklappverfahrens sowie der zuvor bereits erwähnten Versuchsdurchführungen finden sich in den Quellen [49], [51], [50] und [53].

Vor- und Nachteile des Brückenklappverfahrens [49, S. 103f]:

- ⊕ Geringere Bauzeit im Vergleich zu anderen Verfahren.

Durch die gleichzeitige Herstellung der Bauteile (Pfeiler, Brückenträger, Streben) ergibt sich verglichen mit dem Freivorbau trotz der geringen Taktfrequenz der Kletterschalung eine Zeitersparnis. Des Weiteren ist der Einsatz von Fertigteilen möglich.

- ⊕ Vielfältige Einsatzmöglichkeiten aufgrund des vertikalen Aufbaus und des anschließenden relativ kurzen Hubvorganges.

- ⊕ Masseneinsparungen beim Brückenträger.

Die Spannweite des Brückenträgers wird durch die Zug- beziehungsweise Druckstreben reduziert. Der Querschnitt des Brückenträgers kann verkleinert werden, was einen wirtschaftlichen Vorteil darstellt. Dies wirkt sich besonders bei Talbrücken mit hohen Pfeilern positiv aus.

- ⊕ Die Streben können bereits im Bauzustand zur Lastabtragung herangezogen werden.

- ⊖ Fehlende Erfahrungswerte.

Aufgrund der Neuartigkeit und folglich fehlenden umgesetzten Projekten gibt es kaum baupraktisches Know-How für dieses Verfahren.

- ⊖ Die Herstellung der Knoten und der Hubvorgang stellen zusätzliche Arbeitsschritte im Vergleich zu anderen Verfahren dar.

## 5.2 Umlegen des Brückenklappverfahrens auf klappbare Dachkonstruktionen

Die Idee, dieses Verfahren auf Dächer umzulegen und eine klappbare Überdachung zu planen, liegt dieser Arbeit zugrunde. Die Beschäftigung mit allgemeinen architektonischen Anforderungen an Stadien und Sportstätten in Kapitel 2.3.3 zeigte bereits die Wichtigkeit eleganten Stadiondesigns auf. Eine klappbare Überdachung kann einer Sportstätte durch das optisch dominante Tragwerk ein ansprechendes Äußeres geben und die Sportstätte zu einem überregional bekannten Bauwerk machen. Als Groß- und Kunstbau mit hohem Investitionsvolumen und langer „Lebensdauer“ sind neue Ideen wie das Dachklappverfahren demnach passend eingesetzt.

Bei der Untersuchung bestehender öffentlicher Überdachungen hat sich herausgestellt, dass eine Vielzahl unterschiedlicher Konstruktionsvarianten existieren (siehe Kap. 4.2). Ein Klappvorgang der gesamten Dachkonstruktion stellt einen neuen Ansatz zur Öffnung von Dächern dar.

Öffenbare Dachkonstruktionen, die in Herstellung, Betrieb und Wartung teurer als herkömmliche Dachlösungen sind, werden aus wirtschaftlichen Gründen eher bei größeren

Bauwerken eingesetzt. Speziell Sportstätten und Stadien stellen ein großes Anwendungsgebiet dar. Sport- und Freizeitveranstaltungen sollen, wenn möglich, im Freien durchgeführt werden können. Öffnbare Dachkonstruktionen ermöglichen eine multifunktionale Nutzung bei jeder Witterung.

Die in den Kapiteln 3 und 4 untersuchten Varianten ermöglichen zwar ein Öffnen des Daches, es bleiben allerdings im geöffneten Dachzustand meist Teile der Konstruktion über den Zuschauern und/oder sogar über dem Spielfeld bestehen<sup>1</sup>. Schlanke Konstruktionen ermöglichen, die störenden, das Open-Air-Gefühl schmälernenden Bauteile zu minimieren. Konstruktionen, die im geöffneten Zustand keine Bauteile über den Tribünen und dem Spielfeld benötigen, werden aus Gründen des wirtschaftlichen und technischen Aufwands selten ausgeführt. An diesem Punkt knüpft die Idee, das Brückenklappverfahren für Dächer zu adaptieren, an: das halbe statische System des Brückenklappverfahrens erinnert bereits stark an den Schnitt durch ein einfaches (auskragendes) Dach, wenn der Brückenträger als Dachträger gesehen wird.

Die konstruktive Adaptierung verlangt grundlegendere Überlegungen. Ausgehend von der Idee, das Brückenklappverfahren hat große Ähnlichkeit mit einem Schnitt durch eine Dachkonstruktion, können Erweiterungen und Einschränkungen auf Grundlage der Kapitel 2.3 und 4 getroffen werden.

Öffnbare Dächer werden großteils für Sportstätten- und Stadionbauwerke angewendet. Derartige Bauwerke werden um die Spielfläche geplant und weisen häufig eine Symmetrieachse durch den Mittelpunkt der Spielfläche auf. Das symmetrische statische System des Brückenklappverfahrens - als Dachkonstruktion verwendet - benötigte einen mittig (in der Symmetrieachse) angeordneten Pfeiler, folglich muss das bestehende System angepasst werden, um eine sinnvolle Anwendung zu rechtfertigen. Bei Verwendung des „halben“ Systems geht mit dem Symmetrieverlust ein Wegfall des Waagebalkenprinzips<sup>2</sup> einher. Der Pfeiler wird folglich auf Biegung beansprucht. Als wesentlicher Punkt ist dies bei der Planung zu berücksichtigen und konstruktiv auszugleichen. Weiters sind die Knoten, anders als beim Brückenklappverfahren, für häufige Klappvorgänge auszulegen.

Der Klappvorgang eines Daches bringt noch zusätzliche Randbedingungen mit sich. Das Brückenklappverfahren stellt zwei grundsätzliche Anwendungsvarianten zur Verfügung, die sich durch die Lage der Strebe unterscheiden (Zugstrebe über dem Dachträger bzw. Druckstrebe unter dem Dachträger), wodurch sich geometrische Einschränkungen der Bauteile unter dem Dach (z.B. Tribünen) ergeben. Weiters ist die Kinematik des Klappvorgangs zu beachten.

Überlegungen zu der Ausbildung der Dachhaut haben gezeigt, dass eine feste Dachhaut im aufgeklappten Zustand - abgesehen von der fragwürdigen Ästhetik - Probleme in Bezug auf die Windbelastung bereiten kann. Sinnvoller erscheint der Einsatz von Membranen, die

---

<sup>1</sup>Bekanntere Beispiele sind unter anderen die in Kapitel 3 vorgestellten Stadien Veltins Arena, Amsterdam Arena und Wembley Stadium.

<sup>2</sup>Das statische System des Brückenklappverfahrens stellt einen Waagebalken dar, bei dem die Brückenträger durch die Symmetrie stets in einem Gleichgewichtszustand stehen. Der Pfeiler erfährt somit keine Biegebeanspruchungen.



vor dem Öffnen des Daches „weggeschoben“ werden, sodass nur das Dachtragwerk geklappt wird. Daraus ergibt sich zusätzlich der Vorteil der Gewichtseinsparung der zu klappenden Teile. Dieser Aspekt kann durch den Einsatz von Stahl statt Beton als Baumaterial verstärkt werden.

Das Brückenklappverfahren soll nun unter Berücksichtigung und Anwendung der genannten Punkte zum Dachklappverfahren adaptiert werden.

## Dachklappverfahren

Ausgehend von den grundlegenden Adaptionenüberlegungen, die notwendig sind, um aus dem Brücken- ein Dachklappverfahren zu entwickeln, können mögliche Ansätze zu Konstruktion und Anwendung diskutiert werden. Daraus lassen sich Randbedingungen für Varianten von klappbaren Dachkonstruktionen entwickeln, welche in weiterer Folge erstellt werden.

Mit den wichtigsten Adaptionsschritten

- Verwendung des halben statischen Systems zur Klappung der Dachträger (=Primärkonstruktion),
- Dachhaut als verschiebbare Membrankonstruktion (=Sekundärkonstruktion) und
- Einsatz von Stahl als bevorzugtes Material

kann das Brückenklappverfahren in das Dachklappverfahren übergeführt werden.

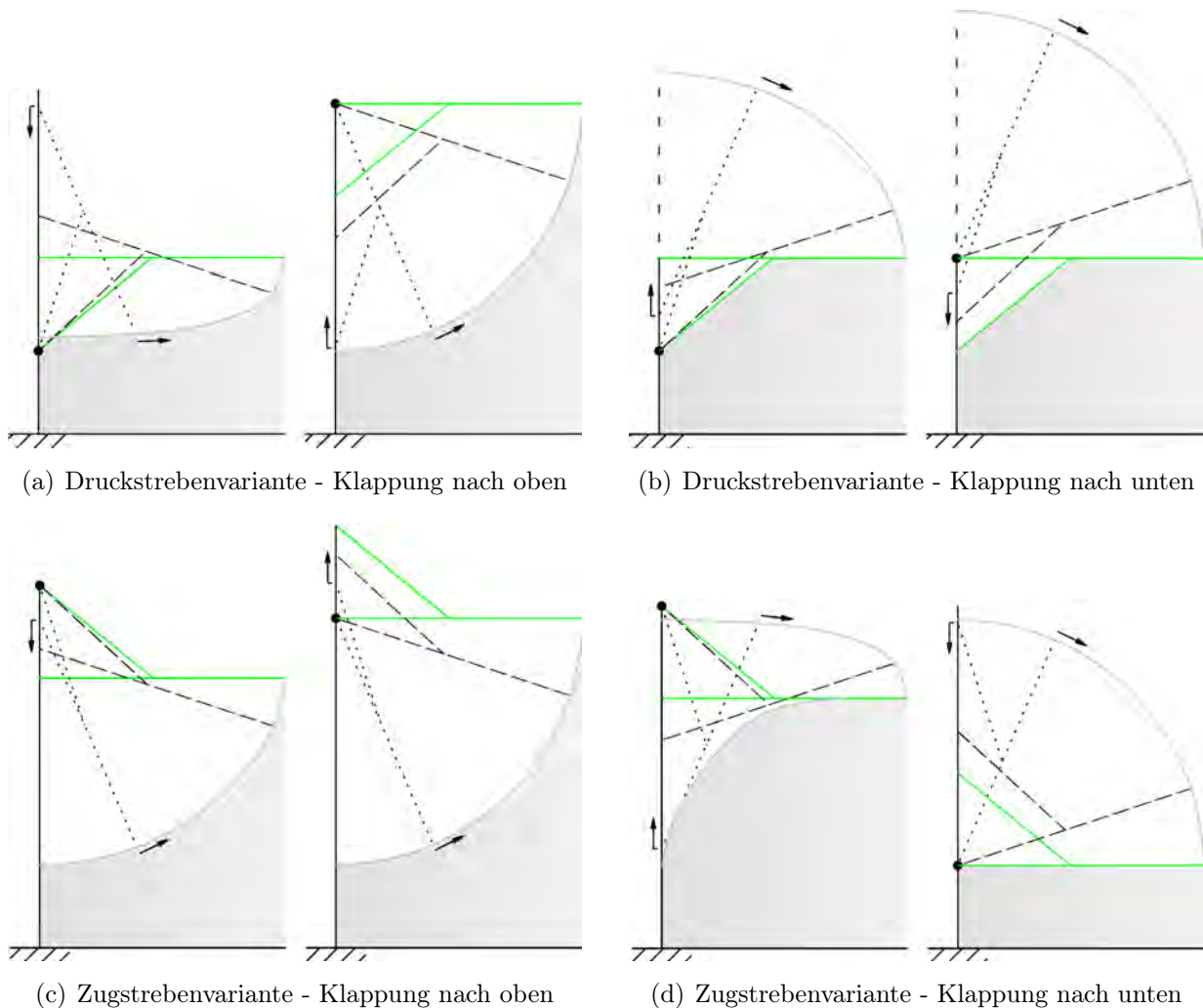
### 6.1 Diskussion

Die grobe Definition des Dachklappverfahrens ermöglicht nun die Sammlung von Denkvorgängen, die eine Machbarkeit und vorstellbare Anwendungsgebiete des Dachklappverfahrens genauer eingrenzen.

Das statische System im geschlossenen Zustand der Dachkonstruktion entspricht - abgesehen von einem zusätzlichen Auflagerpunkt des Dachträgers durch eine Zug- oder Druckstrebe - jenem einer einfachen Tribünenüberdachung (vgl. auskragendes Flugdach). Möglich erscheint sowohl die Verwendung der Druckstreben-, als auch der Zugstrebenvariante. Unabhängig von der eingesetzten Variante müssen erste Einschränkungen getroffen werden, die den weiteren Überlegungsspielraum sinnvoll eingrenzen, da diese unbedingt einzuhalten sind.

### 6.1.1 Überlegungen

Erste Überlegungen betreffen hauptsächlich das Primärtragwerk des Dachklappverfahrens. Der Klappmechanismus lässt verschiedene Spielarten zu, die in Abbildung 6.1 dargestellt sind. Der Endzustand des Daches - das geschlossene Dach - ist mit grünen Linien eingezeichnet, „Schnappschüsse“ der Dachbewegung mit punktierten beziehungsweise strichlierten Linien. Eine hellgraue Linie kennzeichnet die Bewegung des freien Endpunktes des Dachträgers. Um Vergleichbarkeit zwischen den verschiedenen Konstruktionsmöglichkeiten zu gewährleisten, sind jeweils die gleichen Abmessungen der Bauteile gewählt und die lichte Höhe unter dem tiefsten Punkt der Dachkonstruktion im jeweils maßgebenden Zustand konstant gehalten. Graue Flächen zeigen Bereiche unterhalb des Daches, in denen sich zu keiner Zeit eines Klappvorganges ein Bauteil der Dachkonstruktion befindet. Der Dachträger kann „von oben nach unten“ und „von unten nach oben“ in den Endzustand geklappt werden. Eine Variation des Antriebspunktes ist durch Pfeile dargestellt, der ortsfeste Rotationsmittelpunkt ist durch einen schwarzen Punkt markiert.



**Abb. 6.1:** Varianten des Dachklappverfahrens [6]

Durch die denkbaren Konfigurationen kann die gesamte kinematische Bewegung der Bauteile verändert werden. Die Klappvorgänge (a) und (c) erinnern an die Öffnungsbewegung eines Regenschirms, der „nach oben“ aufgeklappt wird. Umgelegt auf die Knotendefinition aus Abbildung 5.1 ergeben sich zwei Möglichkeiten, den Klappmechanismus dieser fiktiven Regenschirme anzutreiben: bewegt wird entweder der Stiel (=“Kopfpunkt“), folglich Knoten A bei der Zugstreben- beziehungsweise Knoten c bei der Druckstrebenvariante, oder der „Schieber“ des Regenschirms, Knoten C bei der Zugstreben- beziehungsweise Knoten a bei der Druckstrebenvariante. Die Klappvorgänge (b) und (d) können mit jenem einer Wäschespinne verglichen werden. Ein Herunterklappen „nach unten“ ist ersichtlich. Beim Gedankenspiel mit einer fiktiven Wäschespinne ergeben sich analog zum Regenschirm zwei vergleichbare Antriebsmöglichkeiten.

### 6.1.2 Anwendung und Machbarkeit

Ein Einsatz des Dachklappverfahrens zur Überdachung von Tribünen erscheint vor dem Hintergrund der gewonnenen Erkenntnisse in den Kapiteln 2, 3 und 4 naheliegend und im Sinne einer optisch spannenden und ansprechenden Tragkonstruktion zweckmäßig. Die finanzielle Realisierbarkeit ist durch den außergewöhnlichen Ansatz, ein Dach zu klappen, sicher unterstützt. Von einer kompakten (mobilen) Tribünenüberdachung einer Open-Air-Veranstaltung für wenige Zuschauer über die Tribünenüberdachung einer Sportstätte bis zur Überdachung eines Sportstadions kann im Rahmen noch zu treffender Spannweiten-grenzen ein weites Anwendungsfeld berücksichtigt werden. Eine Überdachung, bei der zwei gegenüberliegende Dachklappkonstruktionen in der Mitte zusammenklappen, vergrößerte die Spannweite und ließe auch die gesamte Überdachung eines größeren Stadions denkbar werden.

Vorstellbar wäre weiters, den Dachträger auf eine Auflagerkonstruktion zu klappen. Das statische System des Trägers beim Klappvorgang ändert sich nicht, lediglich im geschlossenen Zustand geht das System von einem Einfeldträger mit Kragarm in einen Zweifeldträger über<sup>1</sup>. Beispielsweise lässt sich derart eine Sporthalle mit einseitiger Tribüne und gegenüberliegender Glasfassade reizvoll überdachen und gleichzeitig eine Freiluftnutzung der Halle realisieren.

Diese Überlegungen haben gemeinsam, dass jedenfalls Tribünen überdacht werden. Die Überdachung einer gesamten Sportstätte oder eines Stadions stellt eine Erweiterung dar, die noch in ihrer Durchführbarkeit zu prüfen wäre.

In Abbildung 6.1 (a) und (c) ist ersichtlich, dass der Dachträger bei einem Klappvorgang nach oben in einem großen Bogen durch den zu überdachenden Bereich bewegt wird. Für den Einsatz als Überdachung stellt dies einen entscheidenden Nachteil dar, weil die Bauhöhe der Dachkonstruktion (vor allem des Pfeilers) stark vergrößert werden müsste, um ausreichend Platz unter dem Klappbereich für Einbauten (Tribünen etc.) zur Verfügung zu behalten. In weiterer Folge befindet sich das Dach im geschlossenen Zustand in großer

---

<sup>1</sup>Das Randaufleger bei einem Einfeldträger mit Kragarm bzw. das mittlere Auflager bei einem Zweifeldträger wird jeweils durch die diagonale Strebe gebildet.

Höhe, dies ist jedoch unvereinbar mit der Funktion eines Daches als Sonnen- und Regenschutz. Mit der notwendigen lichten Höhe unter der Dachkonstruktion ergeben sich bei den Klappvorgängen 6.1 (a) rechts, (c) und (d) links große Bauhöhen des gesamten Bauwerkes.

Bei der Planung des Dachklappverfahrens ist zu berücksichtigen, die Tragwerkshöhe gering zu halten, da hierbei eine möglichst schlanke und leichte Konstruktion eine große Spannweite überbrücken soll: Die Lastangriffsfläche wird reduziert, außerdem ergeben sich harmonischere Proportionen des Bauwerkes. In trivialer Weise ist die Bauhöhe des Bauwerkes durch die unter dem Dach unterzubringenden Tertiärkonstruktionen (Tribüne, erforderliche lichte Höhe über Spielfeldern, etc.) vorgegeben. Die Konstruktion betreffend kann die Höhe des bewegten Dachtragwerkes und in weiterer Folge jene des Bauwerkes durch Änderung der Neigung der Streben verringert werden. Dadurch ändern sich die Konstruktion betreffende, geometrische Einschränkungen aufgrund der beeinflussten Kinematik des Klappvorganges (siehe Kap. 6.2.2). Minimale Höhe ergibt sich, wenn der Dachträger unmittelbar über der Tribüne angebracht wird. Aufgrund des Klappvorganges und der eventuell vorhandenen Streben wird dies erst mit passenden Aussparungen in den Tertiärkonstruktionen möglich (bei Abb. 6.1 (a) links, (b), (d) links). Zusätzlich können gleichzeitig Bauteile der Dachkonstruktion unter der Baugrunde ebene versenkt werden, wodurch bei gleichbleibender Länge des Dachträgers die Bauhöhe weiter reduziert werden kann (bei Abb. 6.1 (d) links). Bei den Konstruktionsarten 6.1 (a) rechts und (c) stellen diese Möglichkeiten allerdings keine stark verbesserten Lösungen dar, weswegen diese Konstruktionsarten in der weiteren Planung keine Berücksichtigung mehr finden. Abbildung 6.1 (d) rechts benötigt keinerlei Anpassungen, allerdings kann auch keine Gesamthöhenverringerung erreicht werden.

Von einem architektonischen Standpunkt gesehen wirkt ein Klappen nach unten plausibel, denkt man an Schließvorgänge oben offener Dinge (Schachtel, Cabrio, Einmachgläser, Flaschen, etc.). Diese werden von oben (nach unten) verschlossen. Zudem sprechen Gründe der Behaglichkeit der Personen unter der Dachkonstruktion für einen Klappvorgang nach unten: Die raumgreifende Bewegung der großen Dachträger wirkt irritierend und sollte soweit wie möglich aus dem Sichtbereich verschwinden.

Um eine möglichst große Spannweite zu erreichen, ist eine schlanke Konstruktion anzustreben, da solche neben den optischen Vorzügen auch Vorteile hinsichtlich Gewichtseinsparungen mit sich bringen. Die Aufgabe, die vorhandene Asymmetrie des statischen Systems konstruktiv auszugleichen, wird durch eine Gewichtsreduktion unterstützt. Angelehnt an die Konstruktion von Baukränen können Gegengewichte am Traufenende des Dachträgers eine Momentenbelastung des Pfeilers reduzieren. Baukrane geben darüber hinaus Denkanstöße, wie die statisch-konstruktive Ausführung von Pfeiler und Dachträger des Dachklappverfahrens gelöst werden könnten. Über eine Verwendung von Kranbauteilen als Pfeiler und Dachträger des Dachklappverfahrens könnte nachgedacht werden.



## 6.2 Randbedingungen

In einem nächsten Schritt sind Randbedingungen zu definieren, die sich durch den Einsatz der Primärtragkonstruktion des Dachklappverfahrens ergeben.

### 6.2.1 Die Konstruktion betreffende, geometrische Einschränkungen

Aus geometrischen Überlegungen zu den verschiedenen Klappmechanismen<sup>2</sup> (Abb. 6.1) ergeben sich unter Berücksichtigung der Variablendefinition in Abbildung 6.2 folgende Einschränkungen (vgl. [51, S. 52]):

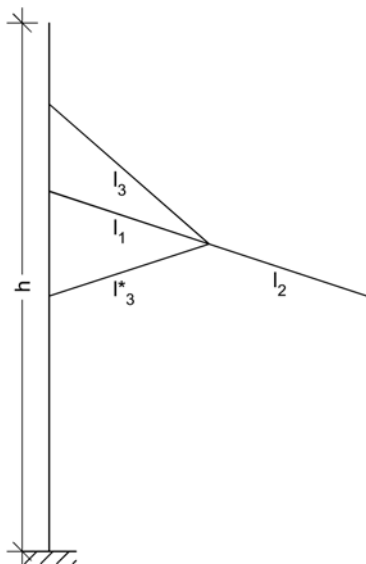


Abb. 6.2: Längendefinition [51, S. 52]

- Abb. 6.1 (a):  
 $l_1 + l_2 \leq h$   
 $l_1 + l_3^* \leq h$
- Abb. 6.1 (b):  
 $\sqrt{l_3^{*2} - l_1^2} \leq h$
- Abb. 6.1 (c) links:  
 $l_2 + l_3 \leq h$   
 Abb. 6.1 (c) rechts:  
 $\sqrt{l_3^2 - l_1^2} + l_1 + l_2 \leq h$
- Abb. 6.1 (d):  
 $l_1 + l_3 \leq h$
- Für alle Mechanismen gilt trivial:  
 $l_1 < l_3$  bzw.  $l_1 < l_3^*$ .

### 6.2.2 Geometrische Einschränkungen der Bauteile unterhalb der Dachkonstruktion

Für die Planung der Tertiärkonstruktionen (Einbauten) ist die Kenntnis der Klappbewegung und des Freiraumes unter dem Dach erforderlich. In Abbildung 6.1 zeigen grau unterlegte Flächen diesen Freiraum der einzelnen Mechanismen. Eine Betrachtung der Konstruktion im offenen beziehungsweise geschlossenen Zustand ist nicht ausreichend. Um die „Grenzkurven“ dieser Bereiche exakt darzustellen, ist eine mathematische Beschreibung des gesamten Bewegungsvorganges notwendig. Somit können die Klappmechanismen untereinander anhand ihrer Kinematik verglichen und deren Vor- und Nachteile identifiziert werden. Daraus resultiert eine weitere Reduktion der in Abbildung 6.1 dargestellten Varianten hinsichtlich Auffindung des am besten geeigneten Mechanismus für das Klappen

<sup>2</sup>Der Vollständigkeit halber sind die bereits ausgeschlossenen Varianten 6.1(a) rechts und 6.1(c) mitberücksichtigt.



eines Daches.

Für die einzelnen Klappmechanismen ergeben sich folgende Grenzkurven, wobei die Konstanten  $l_1, l_2, l_3$  die jeweiligen Träger- beziehungsweise Strebenlängen und  $h_1, h_2, h_3$  die einzelnen Pfeilerhöhen bezeichnen (Variablendefinitionen vgl. Abb. 6.3 - 6.9):

- Abb. 6.1 (a) links

Der Weg des freien Endpunkts  $d$  des Dachträgers während der Klappung definiert die Grenzkurve.

Gesucht ist die Funktion  $y_d = f(x_d)$ . Da diese explizite Darstellung mit hohem mathematischen Aufwand verbunden ist, wird die Funktion in Parameterdarstellung ( $\Rightarrow x_d = f(t)$  und  $y_d = f(t)$  mit  $t \in \{0, l_1 + l_3 - h_2\}$ ) ausgedrückt. Zu diesem Zweck wird der Punkt  $c$  parametrisiert. Geometrische Zusammenhänge zwischen den Punkten bilden die Basis zur Bestimmung der Funktion.

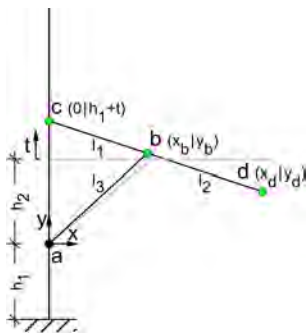


Abb. 6.3: Definitionen Abb. 6.1 (a) links [6]

Der Punkt  $b$  bewegt sich während des Klappvorganges auf einer Kreisbahn mit Mittelpunkt  $a$  und Radius  $l_3$ :

$$(x_b - 0)^2 + (y_b - 0)^2 = l_3^2 \tag{6.1}$$

Die gesamte Trägerlänge  $l_1 + l_2$  und dessen Einzellängen  $l_1$  und  $l_2$  sind konstant. Jeweilige Anwendung des Satzes von Pythagoras ergibt:

$$x_d^2 + (h_2 + t - y_d)^2 = (l_1 + l_2)^2 \tag{6.2}$$

$$x_b^2 + (h_2 + t - y_b)^2 = l_1^2 \tag{6.3}$$

$$(x_d - x_b)^2 + (y_b - y_d)^2 = l_2^2 \tag{6.4}$$

Durch Kombination der Gleichungen (6.2) - (6.4) werden die Variablen  $x_b$  und  $y_b$  eliminiert. So erhält man die parametrisierten Bewegungsgleichungen des Punktes  $d$ :

$$x_d = \sqrt{-t^2 - h_2^2 - 2h_2t + 2h_2y_d + 2l_1l_2 + 2ty_d - y_d^2 + l_1^2 + l_2^2} \tag{6.5}$$

$$y_d = \frac{l_1h_2^2 - l_2h_2^2 + 2l_1h_2t - 2l_2h_2t + l_3^2l_1 + t^2l_1 - l_1^3 + l_3^2l_2 - l_2t^2 - l_2l_1^2}{2l_1(h_2 + t)} \tag{6.6}$$

- Abb. 6.1 (a) rechts

Auch hier definiert der Weg des freien Endpunkts  $d$  des Dachträgers während der Klappung die Grenzkurve.

Gesucht ist die Funktion  $y_d = f(x_d)$ .

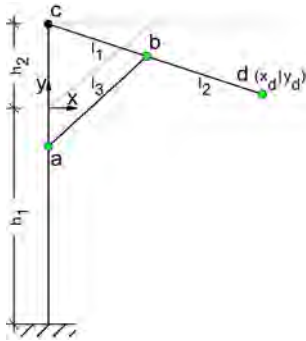


Abb. 6.4: Definitionen Abb. 6.1  
(a) rechts [6]

Der Punkt  $d$  bewegt sich während des Klappvorganges auf einer Kreisbahn mit Mittelpunkt  $c$  und Radius gleich der Trägerlänge:

$$(x_d - 0)^2 + (y_d - h_2)^2 = (l_1 + l_2)^2 \quad (6.7)$$

Umformen der Gleichung 6.7 führt auf die Bewegungsgleichung des Punktes  $d$

$$y_d = \sqrt{(l_1 + l_2)^2 - x_d^2} + h_2 \quad (6.8)$$

mit  $x \in \{0, l_1 + l_2\} \cap y \in \{-(l_1 + l_2 - h_2), h_2\}$ .

- Abb. 6.1 (b) links

Im Unterschied zu den beiden vorangegangenen Mechanismen (Abb. 6.1 (a)) ist in diesem Fall nicht die Kurve, welche der Endpunkt  $d$  des Kragarms beschreibt maßgebend für die Grenzkurve des freien Bereiches unter der Dachkonstruktion. Entscheidend ist die Betrachtung des Systems im geschlossenen Zustand.

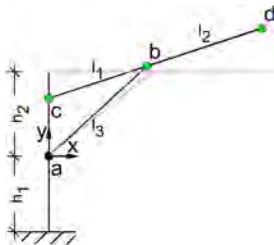


Abb. 6.5: Definitionen Abb. 6.1  
(b) links [6]

Die gesuchte Kurve wird intervallweise durch zwei verschiedene Funktionen beschrieben, wobei es sich jeweils um eine Gerade handelt:

$$y = kx + d$$

$$y = \frac{h_2}{l_1} \cdot x \quad \forall x \in \{0, l_1\} \quad (6.9)$$

$$y = h_2 \quad \forall x \in \{l_1, l_2\} \quad (6.10)$$

- Abb. 6.1 (b) rechts

Wiederum ist das Tragwerk im offenen Zustand zu betrachten, um die Grenzkurve zu erhalten.

Ogleich der kinematische Vorgang beim Öffnen und Schließen stark von dem in Abbildung 6.1 (b) rechts abweicht, sind beide Tragwerke in geöffnetem Zustand identisch. Somit sind auch die Funktionen der Grenzkurve gleich:

$$y = \frac{h_2}{l_1} \cdot x \quad \forall x \in \{0, l_1\} \quad (6.11)$$

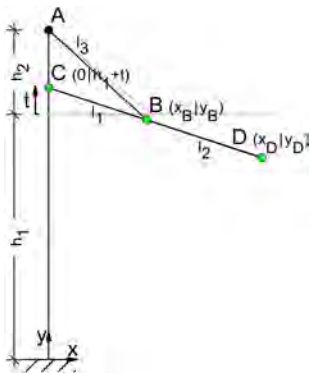
$$y = h_2 \quad \forall x \in \{l_1, l_2\} \quad (6.12)$$

Für die Berechnung der Grenzfunktionen der nachfolgenden Zugstrebenvarianten erfolgt eine Änderung des Koordinatenursprungs sowie eine Anpassung der Indizes ( $a \rightarrow A, \dots$ ).

- Abb. 6.1 (c) links

Wie bei Variante 6.1 (a) definiert der Weg des freien Endpunkts  $d$  des Dachträgers während der Klappung die Grenzkurve.

Die Vorgehensweise zur Ermittlung der gesuchten Grenzfunktion  $y_d = f(x_d)$  erfolgt analog. Die explizite Darstellung von  $y_d$  ist sehr aufwendig, weswegen mit dem Parameter  $t$  gearbeitet wird ( $\Rightarrow x_d = f(t)$  und  $y_d = f(t)$  mit  $t \in \{0, l_1 + l_3 - h_2\}$ ). Wieder wird der Punkt  $C$  parametrisiert. Geometrische Zusammenhänge zwischen den Punkten bilden die Basis zur Bestimmung der Funktion.



**Abb. 6.6:** Definitionen Abb. 6.1  
(c) links [6]

Der Punkt  $B$  bewegt sich während des Klappvorganges auf einer Kreisbahn mit Mittelpunkt  $A$  und Radius  $l_3$ :

$$(x_B - 0)^2 + (y_B - (h_1 + h_2))^2 = l_3^2 \quad (6.13)$$

Die gesamte Trägerlänge  $l_1 + l_2$  und dessen Einzellängen  $l_1$  und  $l_2$  sind konstant. Jeweilige Anwendung des Satzes von Pythagoras ergibt:

$$x_D^2 + (h_1 + t - y_D)^2 = (l_1 + l_2)^2 \quad (6.14)$$

$$x_D^2 + (h_1 + t - y_B)^2 = l_1^2 \quad (6.15)$$

$$(x_D - x_B)^2 + (y_B - y_D)^2 = l_2^2 \quad (6.16)$$

Durch Kombination der Gleichungen (6.14) - (6.16) werden die Variablen  $x_B$  und  $y_B$  eliminiert. Man erhält die parametrisierten Bewegungsgleichungen des Punktes  $D$ :

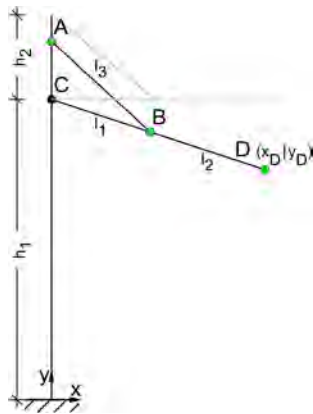
$$x_D = \sqrt{-t^2 - h_1^2 - 2h_1t + 2h_1y_D + 2l_1l_2 + 2ty_D - y_D^2 + l_1^2 + l_2^2} \quad (6.17)$$

$$y_D = \frac{l_1(h_2^2 - l_3^2 - t^2 + 2h_1h_2 - 2th_1) + l_2(t^2 - l_3^2 - 2h_2t + l_1^2 + h_2^2) + l_1^3}{2l_1(h_2 - t)} \quad (6.18)$$

- Abb. 6.1 (c) rechts

In Analogie zu Abb. 6.1 (a) rechts geschehen die folgenden Schritte um die Grenzfunktion für Abb. 6.1 (c) rechts zu erhalten:

Gesucht ist die Funktion  $y_D = f(x_D)$ .



Der Punkt  $D$  bewegt sich während des Klappvorganges auf einer Kreisbahn mit Mittelpunkt  $C$  und Radius gleich der Trägerlänge  $(l_1 + l_2)$ :

$$(x_D - 0)^2 + (y_D - h_1)^2 = (l_1 + l_2)^2 \quad (6.19)$$

Umformen der Gleichung 6.21 führt auf die Bewegungsgleichung des Punktes  $D$

$$y_D = \sqrt{(l_1 + l_2)^2 - x_D^2} + h_1 \quad (6.20)$$

Abb. 6.7: Definitionen Abb. 6.1 (c) rechts [6]

mit  $x \in \{0, l_1 + l_2\} \cap y \in \{h_1 - (l_1 + l_2), h_1\}$ .

- Abb. 6.1 (d) links

Dieser Fall unterscheidet sich grundlegend von den bisherigen. Die Grenzkurve des in Abbildung 6.1 (d) links dargestellten grauen Bereiches ist die Funktion der Umhüllenden der Geradenschar, welche aus den Trägergeraden besteht die sich in Folge des Klappvorganges ergeben.

Die Lösung der Funktion der Umhüllenden  $y = f(x)$  der Geradenschar  $g = f(x, t)$  erfolgt in Anlehnung an die Definition und Lösung der Clairaut'schen Differentialgleichung (vgl. [51, S. 53-61]) .

*„Hat eine Differentialgleichung einer Kurvenschar noch weitere Lösungen außer den Scharcurven, so haben diese an jedem Schnittpunkt mit einer Scharkurve dieselbe Tangente, d.h die beiden Kurven berühren einander.“ [51, S. 55]*

**Definition der Umhüllenden:** Die Kurve  $f$  ist die Hüllkurve einer Kurvenschar  $g$ , wenn folgende zwei Bedingungen erfüllt sind:

- Die Kurve  $f$  muss in jedem ihrer Punkte von mindestens einem Element von  $g$  berührt werden.
- Die Kurve  $f$  berührt jedes Element der Schar  $g$  in genau einem Punkt.

Die Darstellung der Lösungsfunktion erfolgt implizit durch den Parameter  $t$ .

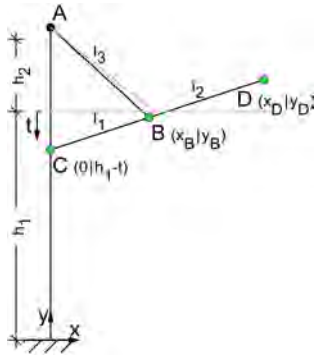


Abb. 6.8: Definitionen Abb. 6.1 (d) links [6]

Für jeden Wert des Parameters  $t$  erhält man eine Gerade der Schar.

$$g = kx + d$$

$$g(x, t) = \frac{(y_B - h_1 + t)x}{x_B} + (h_1 - t) \quad (6.21)$$

Aus der Geometrie ergeben sich durch Anwendung des Satzes von Pythagoras folgende Zusammenhänge zwischen  $x_B$  und  $y_B$ :

$$l_1^2 = x_B^2 + (y_B - h_1 + t)^2 \quad (6.22)$$

$$l_3^2 = x_B^2 + (h_1 + h_2 - y_B)^2 \quad (6.23)$$

Durch Kombination der Gleichungen (6.22) und (6.23) erhält man die Variablen  $x_B$  und  $y_B$  in Abhängigkeit des Parameters  $t$ . Setzt man diese zwei Variablen in Gleichung (6.21) ein, ergibt das die Funktion der Geradenschar. Durch partielles Ableiten dieser Funktion nach  $t$  eliminiert man die Variable  $y$ . Umformen nach  $x$  ergibt somit, wie bereits beschrieben die x-Koordinaten der Funktion der Umhüllenden. Setzt man  $x$  in Gleichung (6.21) ein, erhält man auch die y-Koordinaten der Umhüllenden. Somit lässt sich die Funktion der Umhüllenden in parametrisierter Form implizit durch  $x = x(t)$  und  $y = y(t)$  darstellen.

Die mathematische Ausformulierung dieser Funktion und der einzelnen beschriebenen Rechenschritte ist in Anhang A nachzulesen.

- Abb. 6.1 (d) rechts

Wie aus Abbildung 6.1 (d) rechts zu erkennen, stellt die Grenzfunktion für diese Variante die trivialste aller Funktionen dar. Der freie Bereich unter der Konstruktion wird zu jedem Zeitpunkt des Klappvorganges durch die Unterkante des Trägers begrenzt. Maßgebend für diese Begrenzung ist natürlich der geöffnete Zustand.

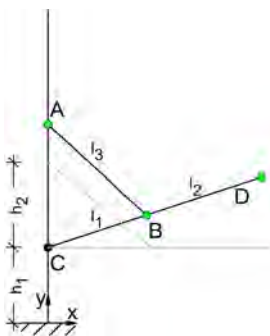


Abb. 6.9: Definitionen Abb. 6.1 (d) rechts [6]

Die Geradengleichung des Trägers in maßgebender Stellung lautet:

$$y = kx + d$$

$$y = h_1 \quad x \in \{0, l_1\} \quad (6.24)$$

Die in Kapitel 6.2.2 durchgeführten Berechnungen der Varianten (a) links, (c) links und (d) links, und deren graphische Darstellung befinden sich in Form von Maple-Worksheets in Anhang A.

### 6.2.3 Durch das Bauwerkslayout vorgegebene Randbedingungen

Die Grundlagen einer Planung für Sportstätten wurden in Kapitel 2 behandelt. Aus den konstitutiven Anforderungen wird ein Profil der Sportstätte entwickelt, welches (in loser Reihenfolge) nachstehende Punkte definiert:

- Größe des Spielfeldes  
Daraus resultieren die um das Spielfeld erforderlichen Freiflächen und die über dem Spielfeld erforderliche lichte Hallenhöhe (vgl. Abb. 2.1 und Tab. 2.1).
- Anzahl der Tribünenplätze  
Die Anordnung und Form der Tribüne(n) können daraus entwickelt werden.

Die Untergrenze der Anwendbarkeit ergibt sich einerseits aus einer Sinnhaftigkeitsüberlegung, andererseits aus einer Kosten-Nutzen-Rechnung. Eine klappbare Dachkonstruktion wird erst ab einer gewissen Größe optisch ansprechend einzusetzen und aus finanzieller Sicht rechtfertigbar sein.

An der Untergrenze der Spannweite ist eine klappbare Tribünenüberdachung für Open-Air-Konzerte denkbar: Beispielsweise könnte der VIP-Tribünenbereich einer kulturellen Veranstaltung durch eine klappbare Überdachung aufgewertet werden. Die Zuschauer säßen ohne Sichtbehinderung unter freiem Himmel, trotzdem bestände die Möglichkeit, bei schlechtem Wetter oder anderem Erfordernis einfach ein Dach zu errichten. Eine derartige Konstruktion könnte zudem auch als mobile Variante ausgeführt werden. Eine Überschlagsrechnung für Tribünen mit Einzelsitzplätzen zeigt, dass bei einem Erfordernis von etwa 80 cm pro Sitzreihe (Abb. 2.2) für eine Annahme von 15 zu überdachenden Sitzreihen eine Spannweite von minimal 12 m erforderlich ist. Um Ansprüche an Witterungs- und Sonnenschutzanfordernisse zu befriedigen, sollte die Dachkonstruktion eine Spannweite von etwa 15 m aufweisen. Die Untergrenze wird hier demgemäß ohne genauere Berechnung der finanziellen Eignung mit etwa 15 m festgesetzt.

Eine Anwendung des Dachklappverfahrens für große Stadionbauten bedarf - um die Spannweite in einem tauglichen Rahmen zu halten - das Klappen von zwei Seiten über die Breite des Stadions, um das gesamte Bauwerk überdachen zu können. Anhaltspunkte für erforderliche Spannweiten geben die untersuchten Stadien in Kapitel 3.1. Die beschriebenen Stadien Veltins Arena und Amsterdam Arena bieten Platz für etwa 50000 Zuschauer bei einer Stadionbreite von etwa 180 m<sup>3</sup> (vgl. Tab. 3.1 und 3.3). Eine Seite der Dachkonstruktion müsste folglich 90 m Spannweite bieten. Aus den Überlegungen betreffend einem

---

<sup>3</sup>Einfach gerechnet ergibt sich die Stadionbreite aus:  $2 \cdot 50 \text{ m}$  Tribümentiefe +  $80 \text{ m}$  Spielfeldbreite. Sollen bei einem Stadion dieser Größenordnung lediglich die Tribünen überdacht werden, resultiert eine erforderliche Spannweite von etwa 50 m.

Einsatz von Kranbauteilen ergibt sich eine Obergrenze der Spannweite von etwa 70 m. Für Überdachungen großer Sportstätten ist eine Spannweite zwischen 70 und 90 m erforderlich.

Weiters besteht die bereits erwähnte Möglichkeit, eine Halle mit einer klappbaren Dachkonstruktion auszustatten. Sporthallen mit einseitiger Tribüne können von einer Seite geklappt werden<sup>4</sup>. Bei beidseitiger Tribünenanordnung stellt das Klappen von zwei Seiten eine mögliche Lösung dar.

Die lichte Höhe unter der Dachkonstruktion muss den Erfordernissen der geplanten Sportarten und der Höhe der Tribüne angepasst werden und sollte etwa 20 - 25 m betragen. Sowohl eine größere Tribüne, als auch eine Sporthalle kann mit dieser lichten Höhe überdacht werden.

Aus diesem groben Bauwerkslayout ergeben sich die für das Dachklappverfahren *geforderten Randbedingungen* in Spannweite und Höhe.

## 6.2.4 Statisch konstruktive Randbedingungen

Bis hierhin wurden hinsichtlich der Findung einer praktisch sinnvollen Umsetzung des Dachklappverfahrens hauptsächlich geometrische, architektonische und wirtschaftliche Aspekte berücksichtigt. So ergaben sich bereits diverse Erkenntnisse und Einschränkungen, mit deren Hilfe schlussendlich ein ausführbares System definiert werden soll.

### 6.2.4.1 Vordimensionierung

Eine Eingrenzung der Möglichkeiten der Bauteilausbildung des Dachklappverfahrens kann über Vordimensionierungsformeln vorgenommen werden. Vordimensionierungsformeln stellen im Wesentlichen die Trägerhöhe in einem Intervall abhängig von einem Quotienten dar, dessen Zähler durch eine ideelle Länge gebildet wird. Der Dachträger stellt einen Einfeldträger mit Kragarm dar. Im Vergleich der Formeln für die ideelle Länge des Endfeldes eines Mehrfeldträgers

$$l_i = (0,8 \text{ bis } 0,9) \cdot l \quad (6.25)$$

und jene für einen Kragarm

$$l_i = 2,4 \cdot l \quad (6.26)$$

zeigt sich, dass für eine weitere Rechnung die ideellen Längen um den Faktor 3 verschieden sind. Demnach ergibt sich eine gleiche Trägerhöhe genau dann, wenn die (echte) Länge des Kragarms ein Drittel der Länge des Einfeldträgers entspricht. Der Anschlagpunkt der Zug- beziehungsweise Druckstrebe sollte sich aus dieser Überlegung heraus im 3/4-Punkt liegen<sup>5</sup>. In ersten Überlegungen wurde bereits die Anwendung von Stahl statt Beton für die

<sup>4</sup>Eine überschlägige Rechnung ergibt für eine Halle, in der ein Handballfeld der Breite nach überdacht wird: 20m Spielfeldbreite + 2 · 5m Freiflächen + 20m Tribünenbreite (ca. 20 Sitzreihen) = 50m Gesamtbreite. Bei einer angenommenen Tribünenneigung von 1:2 sollte die lichte Höhe unter dem Dach etwa 20 m betragen.

<sup>5</sup>Für die Untersuchung der Schnittgrößen der verschiedenen Varianten wird ohne Einfluß auf die Vergleichbarkeit der Halbierungspunkt des Dachträgers als Anschlagpunkt für die Strebe gewählt.



Konstruktion des Dachträgers angedeutet. Eine Betrachtung von Trägerhöhen und Spannweiten für ein breites Feld an Materialien und Konstruktionen wird diese erste Vermutung bestätigen und die Ausbildung des Dachträgers bereits genauer definieren.

Aus der Vordimensionierung soll ein Vergleich der Baumaterialien in ihrer jeweils „optimalen“ zweidimensionalen Anwendung erstellt werden, woraus das ideale Baumaterial gefunden wird. Die Vordimensionierungsformeln sind den Quellen [54] und [55] entnommen.

- Stahlbetonbalken - Rechteckquerschnitt

$$h \approx \left(\frac{1}{8} \text{ bis } \frac{1}{12}\right) \cdot l \quad \text{mit } l < 15m \quad (6.27)$$

Durch Vorspannung kann die Spannweite erhöht beziehungsweise die Balkenhöhe reduziert werden:

$$h \approx \left(\frac{1}{15} \text{ bis } \frac{1}{17}\right) \cdot l \quad \text{mit } l < 30m \quad (6.28)$$

- Stahl-Vollwandträger

$$h \approx \left(\frac{1}{20} \text{ bis } \frac{1}{30}\right) \cdot l \quad \text{mit } l < 20m \quad (6.29)$$

- Stahl-Fachwerkträger

$$h \approx \left(\frac{1}{10} \text{ bis } \frac{1}{15}\right) \cdot l \quad \text{mit } l < 75m \quad (6.30)$$

- Brettschichtholzträger

$$h \approx \left(\frac{1}{16} \text{ bis } \frac{1}{20}\right) \cdot l \quad \text{mit } l < 35m \quad (6.31)$$

- Holz-Fachwerk(parallel)binder

$$h \approx \left(\frac{1}{12} \text{ bis } \frac{1}{15}\right) \cdot l \quad \text{mit } l < 40m \quad (6.32)$$

Zu den maximal erzielbaren Spannweiten ist, um eine mögliche Länge für den Dachträger abschätzen zu können, der auskragende Teil, welcher etwa die halbe Länge des betrachteten Einfeldträgers besitzt, hinzuzurechnen. Mit einem Stahl-Fachwerkträger können so überschlagsmäßig Dachträgerlängen bis 75 m erreicht werden. Den geforderten 70 - 90 m aus Kapitel 6.2.3 kommt dies schon sehr nahe. Eine erste Obergrenze der Spannweite ist gefunden, die allerdings ob der bescheidenen Berechnung nicht mehr als ein Richtwert angesehen werden kann. Einfache Überlegungen verfeinern die Schätzungen: Die großen geforderten Spannweiten erfordern eine leichte Konstruktion des Dachträgers, um das Eigengewicht gering zu halten, bei gleichzeitig hoher Biegesteifigkeit sowohl in vertikaler als auch horizontaler Richtung (Schnee bzw. Windlast). Eine Stahl-Raumfachwerkkonstruktion erfüllt diese Anforderungen in geeigneter Weise und wird deswegen in den weiteren Überlegungen verwendet. Ein Vergleich mit Baukränen, bei denen mit Stahl-Raumfachwerken durchaus Spannweiten von bis zu 80 m erreicht werden, stützt die Wahl.

*Mögliche Randbedingungen* in Spannweite und Höhe (Abmessungen) werden festgelegt.

#### 6.2.4.2 Schnittgrößenvergleich verschiedener Varianten

Verschiedene Varianten des Tragsystems und des Klappvorganges werden bezüglich der Kräfteaufteilung untersucht. Dabei handelt es sich lediglich um eine erste grobe Analyse der Konstruktion, wodurch sich starke Vereinfachungen ergeben. Um die Varianten objektiv vergleichen zu können wird die Gesamthöhe des Pfeilers je mit 45 m angenommen<sup>6</sup>. Dadurch ergeben sich unterschiedliche Höhenlagen der Dachträgerunterkante. Die lichte Höhe jedoch, betrachtet man die kinematischen Bewegungsabläufe (in Abb. 6.1 als graue Flächen ersichtlich), ist in allen Fällen annähernd die gleiche. Wie bereits beschrieben wird der Anschlagpunkt der Streben mittig am Träger angenommen. Dadurch unterteilt sich der Träger in zwei Teile mit jeweils 25 Metern Länge. Der Winkel und die Länge der Streben ergeben sich trivial aus geometrischen Überlegungen. Für die angenommene Belastung wird eine vertikal wirkende Streckenlast pro Längeneinheit von 50 kN/m, die entlang der Dachträgeroberkante angreift, gewählt. Diese 50 kN/m ergeben sich aus einer gewählten Nutzlast von 1 kN/m<sup>2</sup>, einer Schneelast von 1,5 kN/m<sup>2</sup> und einem Binderabstand von 15 m. Für eine Dimensionierung beziehungsweise statische Berechnung des Systems ist dieser Wert zu hoch und auch zu ungenau gewählt, jedoch für das Aufzeigen der Unterschiede der Varianten ausreichend. Die Schrägstellung der Träger zwecks Niederschlagswasserableitung wird nicht berücksichtigt.

---

<sup>6</sup>Zum Beispiel für die Druckstrebenvariante: Fußpunkt - Anschlagpunkt Strebe = 25 m; Anschlagpunkt Strebe - Oberkante Pfeiler = 20 m

- Druckstrebenvariante

Die in Abbildung 6.10 dargestellten Schnittgrößen geben eine erste Übersicht der Kraftaufteilung und bilden die Basis der weiteren Vergleiche. Es ist bereits erkennbar, dass die Stütze enorme Biegemomente abzutragen hat und somit hohe Anforderungen an die Einspannung gestellt werden.

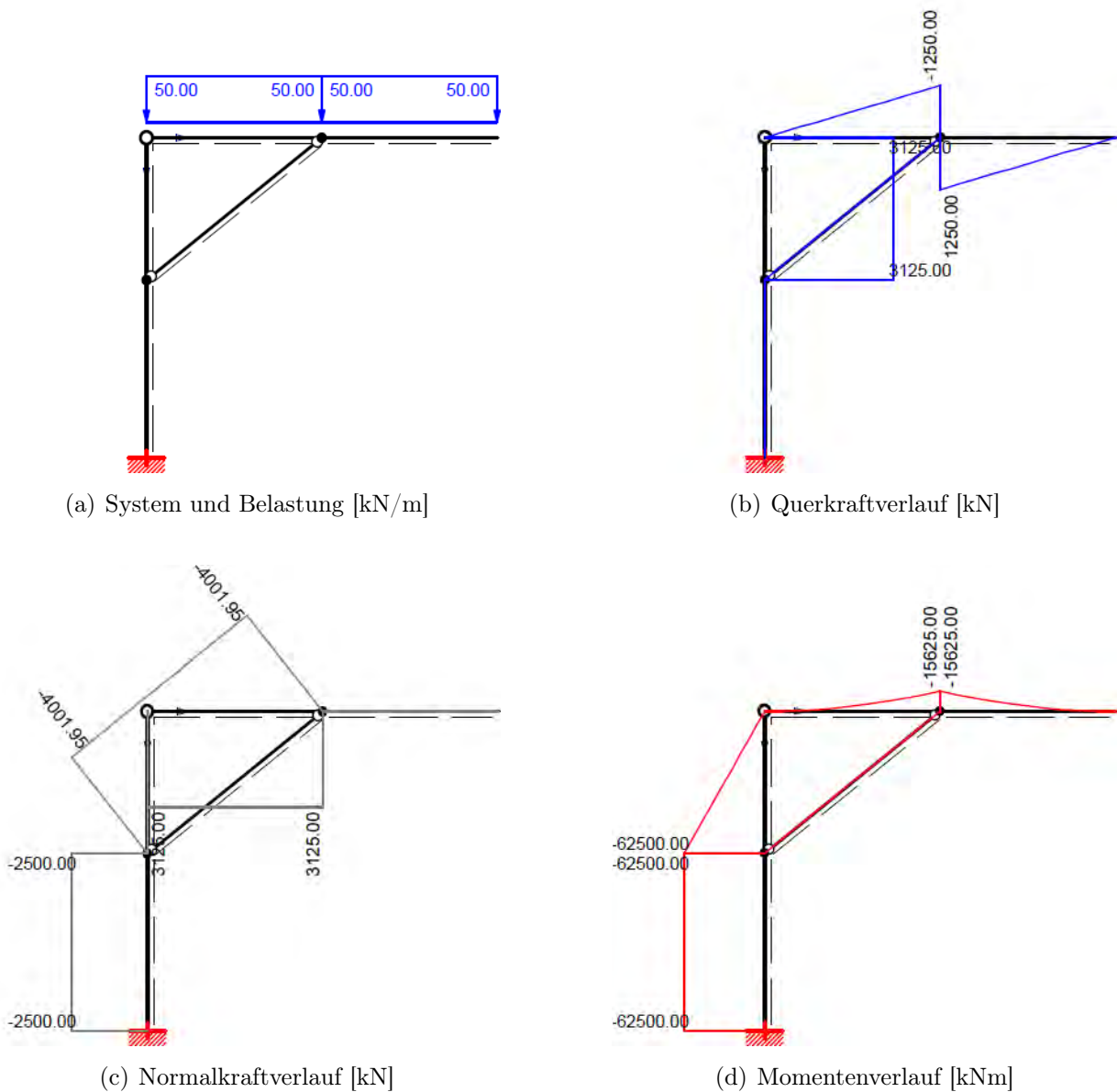


Abb. 6.10: Schnittgrößen - Druckstrebenvariante [56]

- Zugstrebenvariante

Die Zugstrebe ist - wie auch die Druckstrebe - als Pendelstab modelliert, um einzig Normkräfte ableiten zu können (Abb. 6.11). Praktisch könnte es sich dabei um ein Seil, bestehend aus mehreren Stahlлитzen, oder um einen Stab, bestehend aus einem runden Hohlquerschnitt, handeln. Wie nicht anders zu erwarten, hat sich hier im Vergleich zur Druckstrebenvariante lediglich das Vorzeichen der Normkraft in der Strebe geändert. Hinzu kommt, dass der obere Teil der Stütze nun ebenfalls durch Normkraft beansprucht ist.

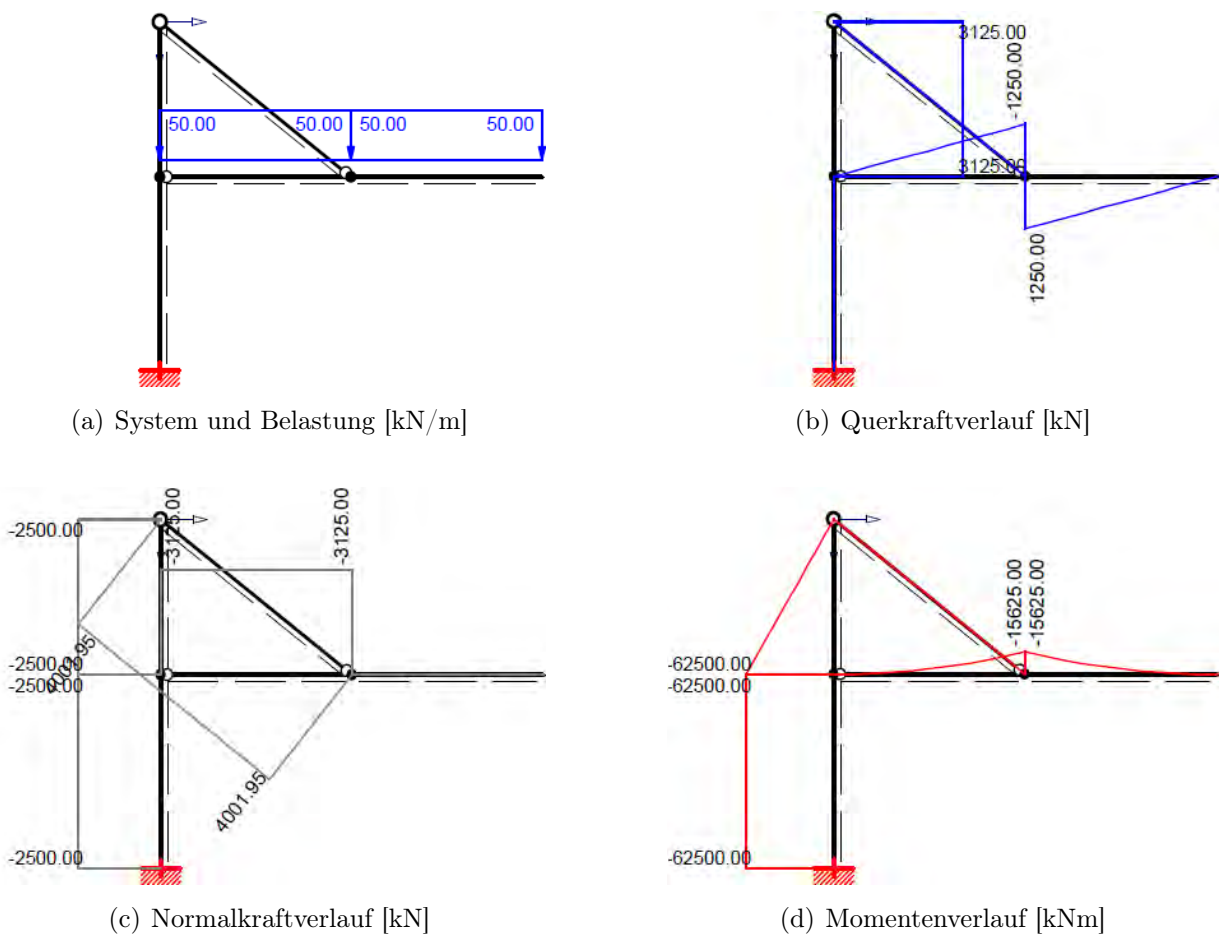


Abb. 6.11: Schnittgrößen - Zugstrebenvariante [56]

- Druckstrebe mit Endauflager

Bei dieser Variante wird am freien Ende des Dachträgers ein Auflager gesetzt (Abb. 6.12). Dies stellt den Fall einer Hallenkonstruktion dar, bei der das Dach beispielsweise auf einer gegenüber den Pfeilern liegenden Wand oder auch Stützenanordnung aufliegt (vgl. Kap. 6.1.2). Dadurch ergeben sich wesentlich geringere aufzunehmende Biegemomente und auch Normalkräfte innerhalb der Konstruktion. Das Einspannmoment verringert sich um mehr als 30 %. Auch der Verlauf der Querkräfte wird positiv beeinflusst, da sich deren Maxima nun im Bereich der Auflager befinden.

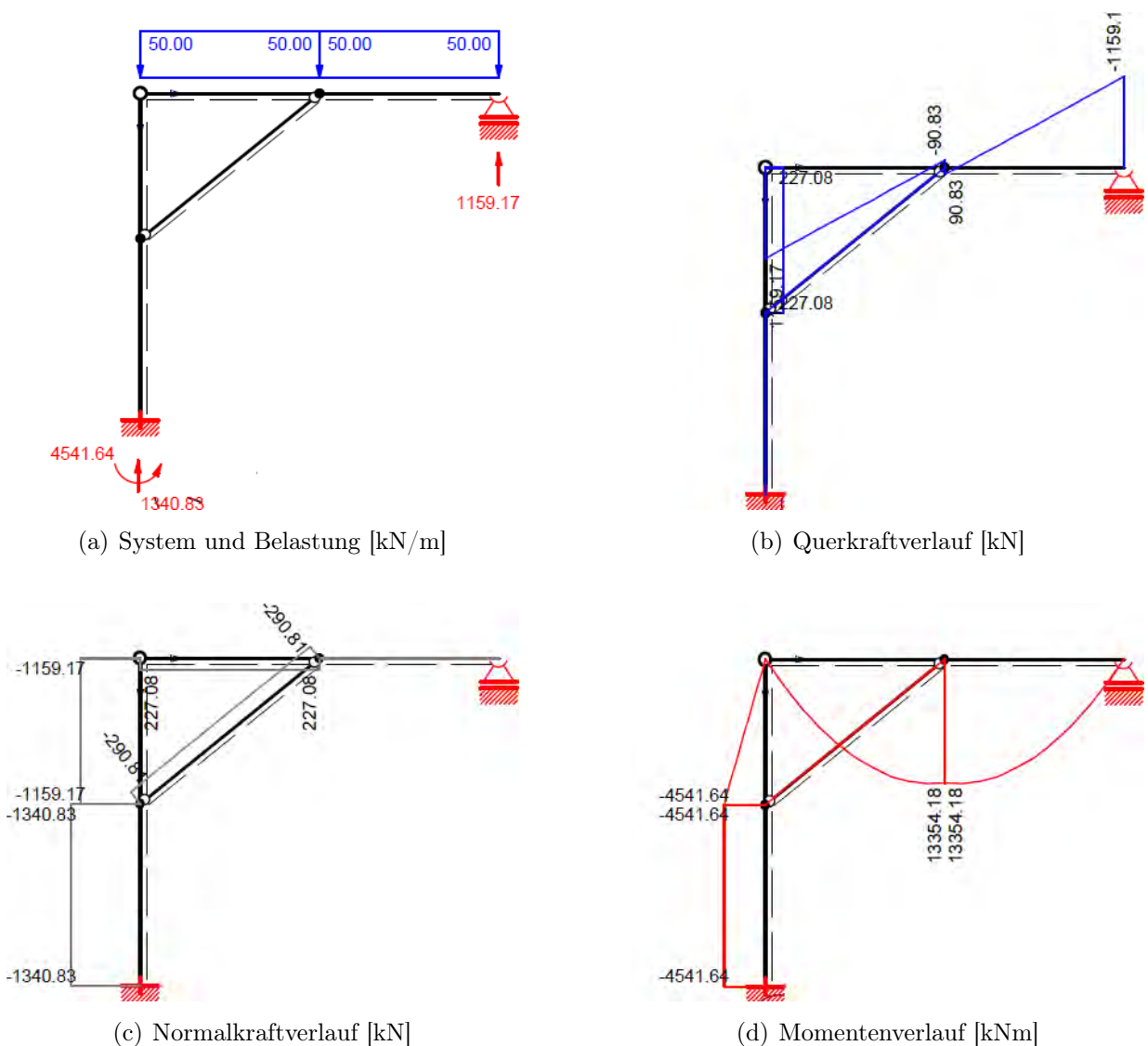


Abb. 6.12: Schnittgrößen - Druckstrebenvariante aufgelagert [56]

- Zugstrebe mit Endauflager

Aufgrund der Vollständigkeit werden auch die Schnittgrößenverläufe der Zugstrebenvariante mit Endauflager aufgezeigt (Abb. 6.13). Wiederum ändern sich lediglich das Vorzeichen im Normalkraftverlauf der Strebe sowie die Normalkraft im oberen Teil des Pfeilers.

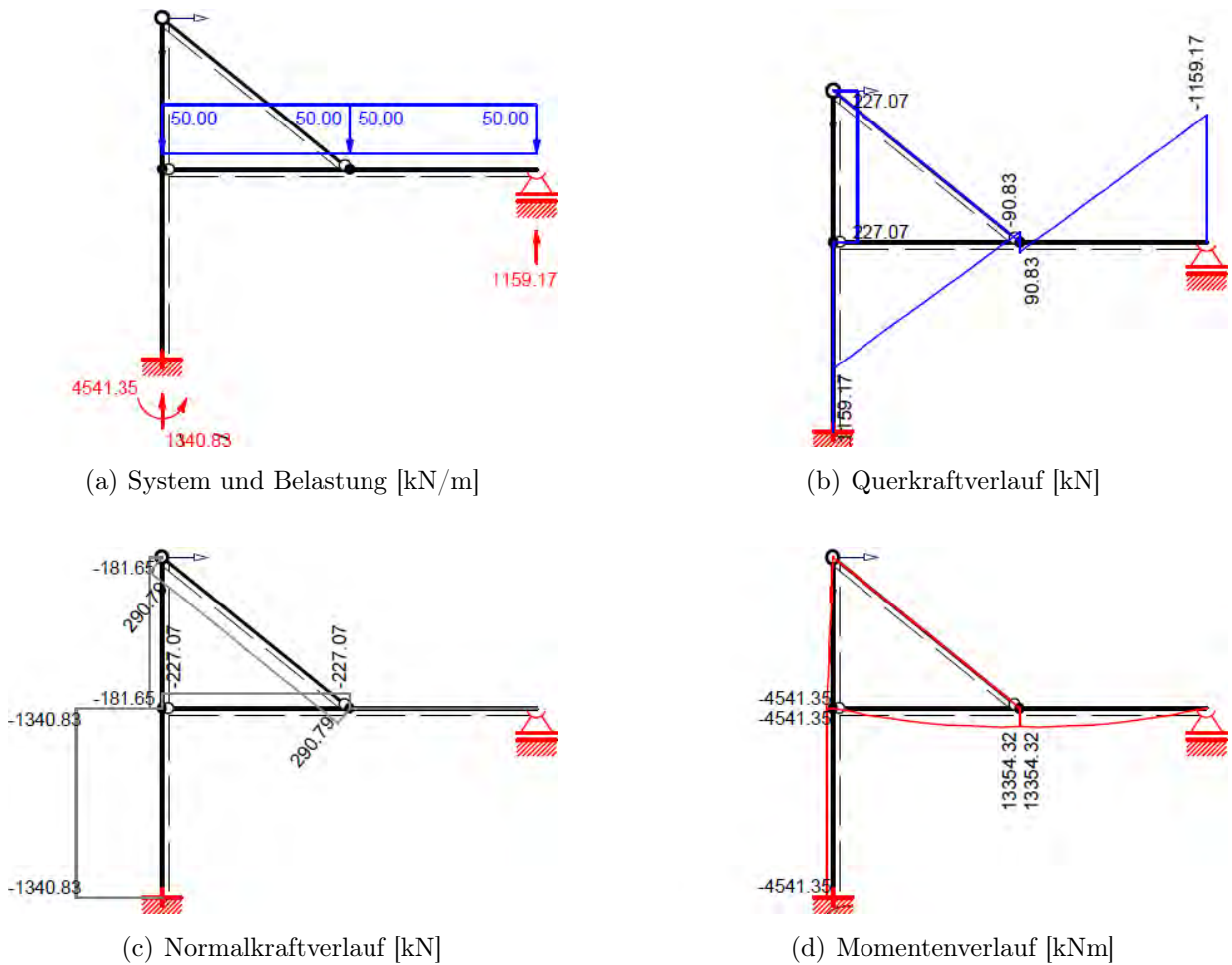


Abb. 6.13: Schnittgrößen - Zugstrebenvariante aufgelagert [56]

- Zugstrebe mit Abspannung

Eine rückwärtige Abspannung des Dachträgers, ähnlich jener eines Turmdrehkrans, stellt eine Möglichkeit zur Reduzierung der Biegemomente des Pfeilers dar (Abb. 6.14). Das Einspannmoment am Fußpunkt bleibt unverändert, jedoch ergibt sich ein wesentlich günstigerer Momentenverlauf. Dadurch verliert die Konstruktion ihre Schlankheit und außerdem ergeben sich eine Vielzahl an geometrischen und kinematischen Nachteilen.

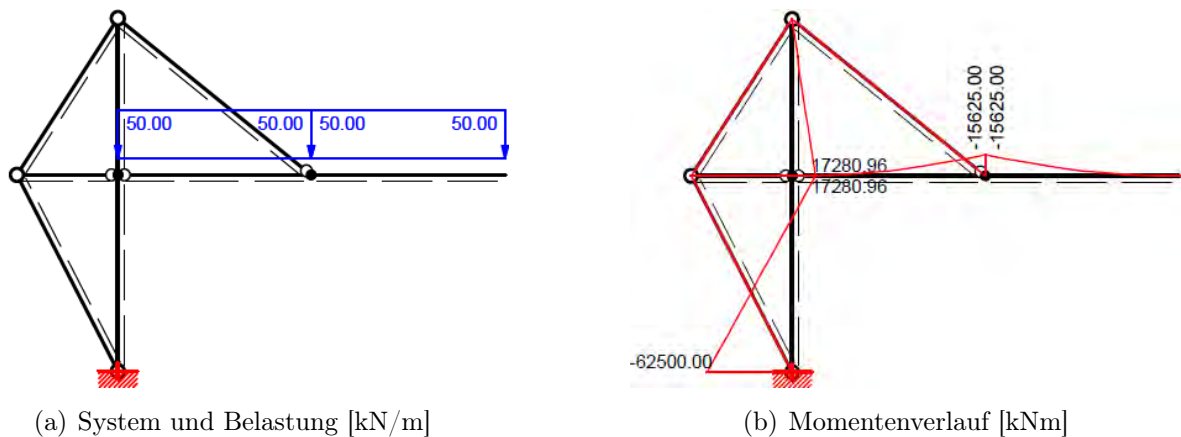
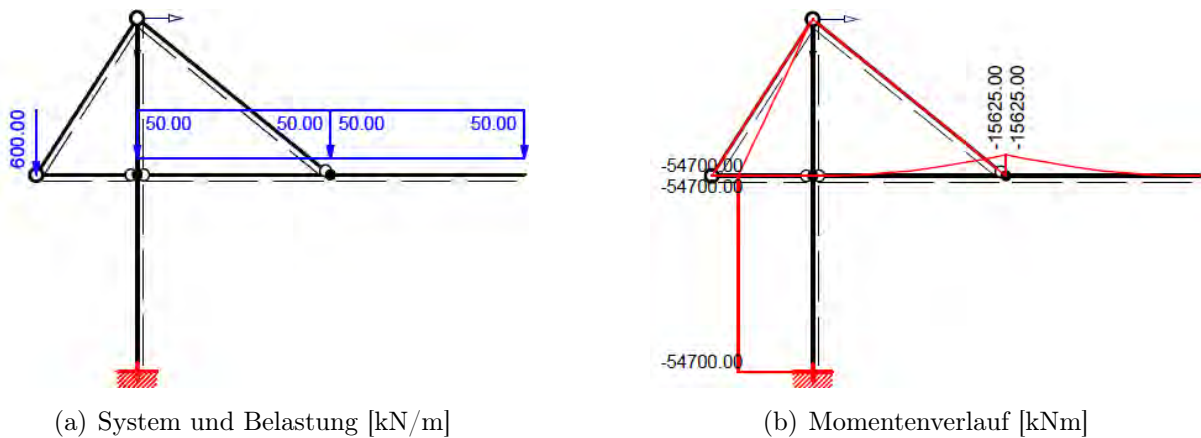


Abb. 6.14: Zugstrebenvariante mit Abspannung [56]

- Zugstrebe mit Gegengewicht

Eine weitere Möglichkeit, um die Biegemomente im Pfeiler zu reduzieren, ergibt sich durch die Anbringung eines Gegengewichtes an einem kurzen auskragenden Träger links des Pfeilers (Abb. 6.15). Diese Maßnahme kann das Prinzip des Waagebalkens annähernd wiederherstellen. Es ergibt sich keine qualitative Veränderung des Biegemomentenverlaufes, jedoch kann man durch die Größe des Gegengewichtes und des zugehörigen Kragarms den quantitativen Verlauf stark beeinflussen. Durch eine Kombination der beiden Möglichkeiten ist eine Verbesserung des Pfeiler-Biegemomentenverlaufes möglich.



**Abb. 6.15:** Zugstrebenvariante mit Gegengewicht [56]



- Zugstrebe flach geneigt

Bei den nachfolgenden beiden Varianten soll der Einfluss des Strebenwinkels auf die Schnittgrößenverteilung verdeutlicht werden. Zuerst wird ein Neigungswinkel von ca.  $16^\circ$  gewählt, wodurch sich die obere Pfeilerlänge zu 7 m ergibt (Abb. 6.16).

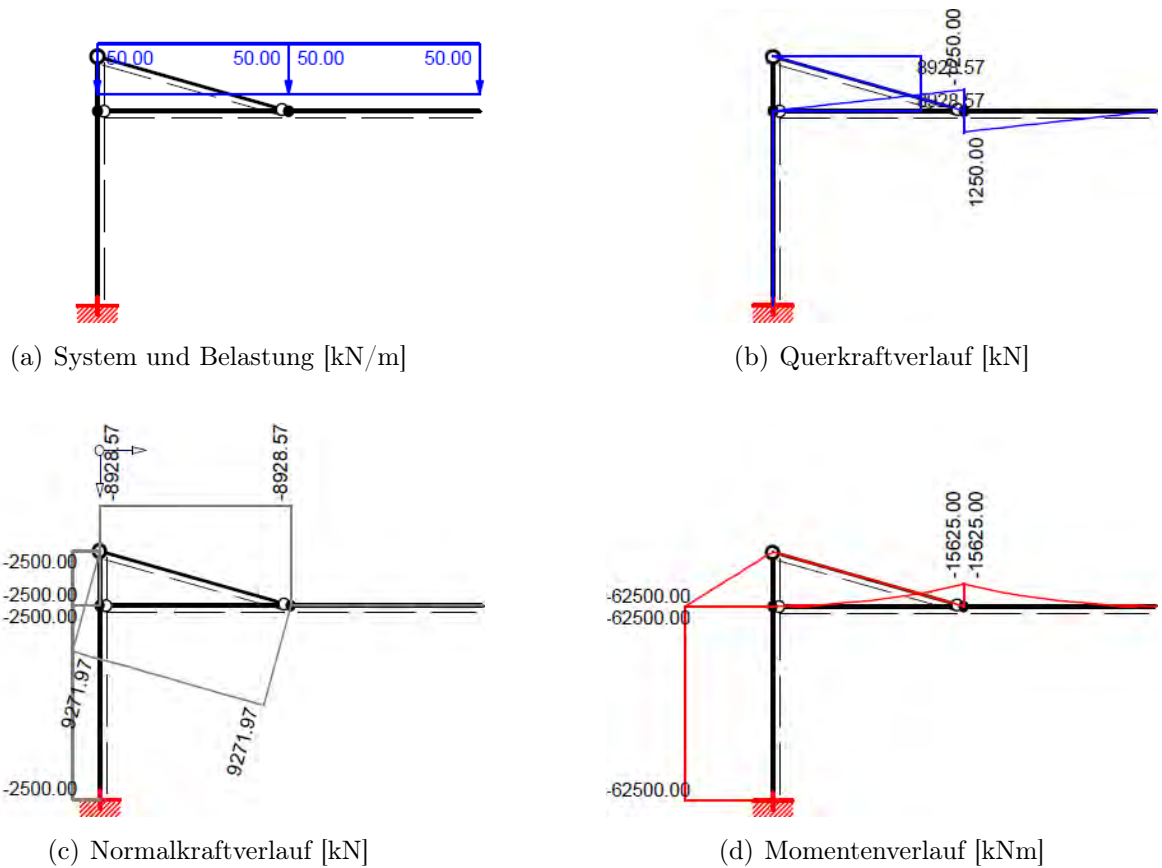


Abb. 6.16: Schnittgrößen - Zugstrebe  $15,6^\circ$  [56]

- Zugstrebe steil geneigt

Der Winkel der Zugstrebe wird auf ca.  $60^\circ$  erhöht (Abb. 6.17). Dadurch verringern sich die Quer- und Normalkräfte erheblich. Der Nachteil hierbei besteht in der stark zunehmenden Bauhöhe. Des Weiteren ist zu beachten, dass aufgrund der Druckkraft im Pfeiler und der im Vergleich zur flach geneigten Strebe erhöhten Knicklänge das Stabilitätsversagen gesteigert wird.

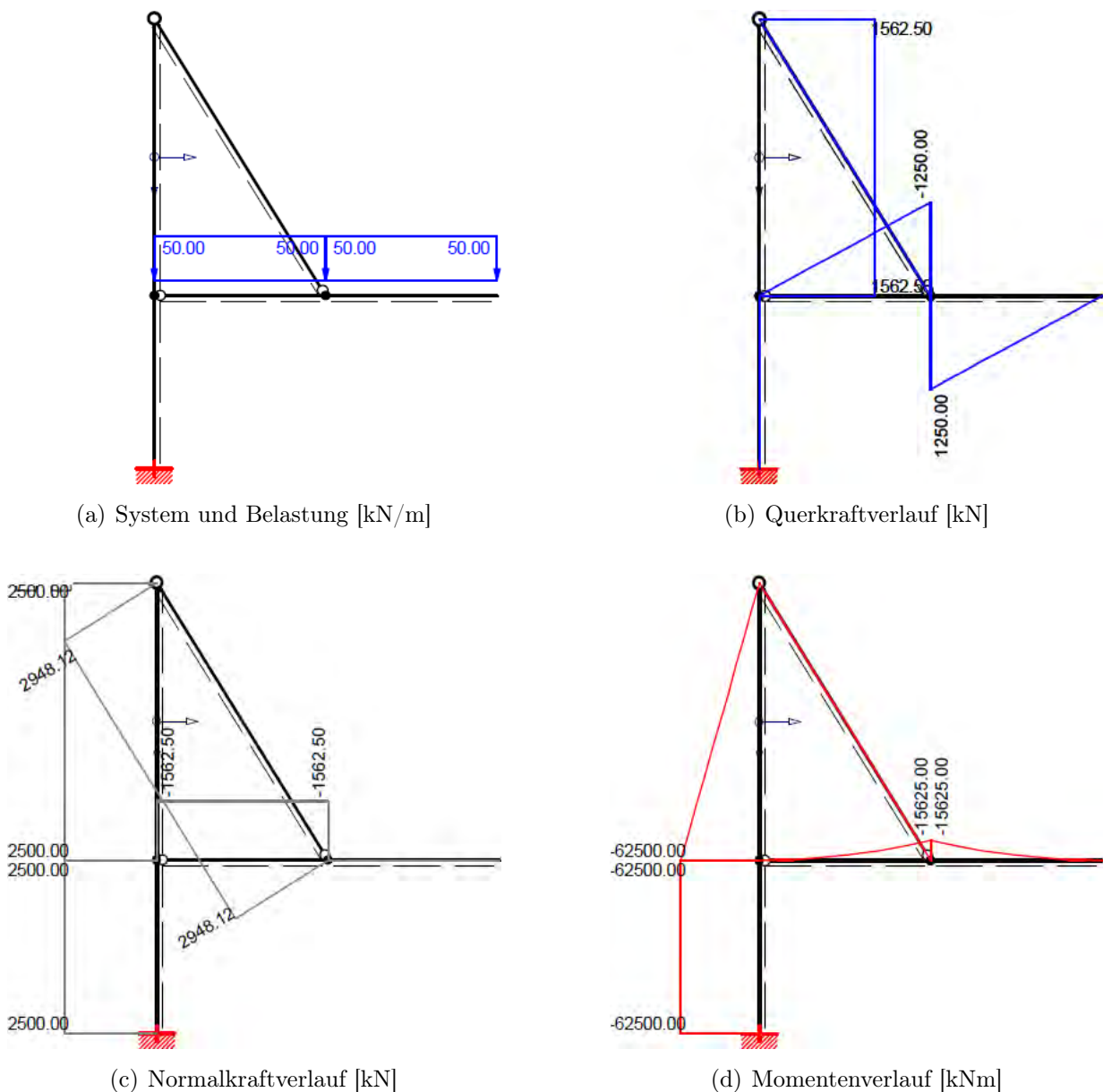


Abb. 6.17: Schnittgrößen - Zugstrebe  $58,0^\circ$  [56]

## 6.3 Konstruktive Überlegungen hinsichtlich praktischer Umsetzung

Eine praktische Umsetzung des Dachklappverfahrens verlangt über die Randbedingungen hinausgehende Überlegungen. In loser Reihenfolge werden Aufgabenstellungen behandelt, die bei einer Planung zu berücksichtigen sind. Die Komplexität und Zusammenhänge aller Bauteile und Varianten lassen erst in einer Planungsphase, bei der die Anforderungen klar (numerisch!) definiert sind, zu, die Aufgaben problemorientiert zu lösen.

**Antrieb der klappbaren Überdachung.** Der Antrieb des Klappmechanismus stellt eine Herausforderung dar, weil viele Faktoren Einfluss auf die geeignete Antriebslösung nehmen. Die zu bewegende Masse steht in Abhängigkeit mit den Abmessungen der Dachkonstruktion. Weiters bringt die Wahl des Anschlagpunktes der Zug- beziehungsweise Druckstrebe unterschiedliches kinematisches Verhalten durch die Änderung des Antriebspunktweges, zusätzlich wird die Gleichgewichtslage des Dachträgers modifiziert. Für eine Diskussion der in Frage kommenden Antriebsmöglichkeiten wird auf Kapitel 7.2 verwiesen.

**Pfeilerausbildung.** Gebunden an Zug- und Druckstrebenvariante bildet sich im oberen Teil des Pfeilers Druck beziehungsweise Zug aus. Während unter Zugbeanspruchung Stahl als Baumaterial gewählt werden sollte, ist unter Druckbeanspruchung ein Betonpfeiler oder ein Verbundpfeiler ausführbar.

Eine selbstständige Aufgabe stellt die Planung der Pfeilerform dar: Variantenunabhängig befindet sich der Antrieb des Klappmechanismus in einer Art im Pfeiler, wofür ausreichend Platz vorgesehen werden muss. Bei geöffnetem Dach ist aus architektonischer Sicht außerdem wünschenswert, den Dachträger nahe am oder sogar im Pfeiler zu platzieren.

**Membranen.** Aus Gewichtsgründen wird die Sekundärkonstruktion, die gleichzeitig die Dachhaut bildet, durch eine Membrankonstruktion gebildet. Dies bietet auch den Vorteil, die Membran vor dem Öffnungsvorgang „wegzuschieben“, was die Windbelastung im geöffneten Zustand auf die Pfeiler und Dachträger reduziert. Kapitel 7.3 beschreibt die wesentlichen Materialeigenschaften und Ausführungsvarianten von Membrandächern. Ein weiterer Vorteil besteht in der möglichen Lichtdurchlässigkeit der Dachhaut. Bei der detaillierten Planung der Dachhaut muss auf Wind- und Schneelast große Rücksicht genommen werden. Je flacher die Membran, das heißt je geringer die Krümmung, umso instabiler ist das Tragwerk gegen Einwirkungen. Dem kann durch eine stärkere Krümmung oder höhere Vorspannung entgegengewirkt werden. Jedenfalls ist eine analytische Formfindung oder eine numerische Modellierung notwendig. Ein weiterer zu beachtender Punkt ist die Ableitung von Niederschlagswasser zur Traufe, stehendes Wasser ist zu vermeiden.

**Dachneigung.** Eine Dachneigung ist zur Ableitung von Wasser konstruktiv notwendig. Bei dem für das Dachklappverfahren sinnvollen Bereich des Neigungswinkels spricht man entweder von Flachdächern ( $0^\circ$  bis  $6^\circ$ ) oder flachgeneigten Dächern ( $6^\circ$  bis  $30^\circ$ ). Ein Flachdach mit etwa  $5^\circ$  Neigung ist anzustreben.

Varianten	(a) links	(b) links	(b) rechts	(d) links	(d) rechts
$\Omega$	0,62	0,88	0,88	0,88	1,00

Tab. 6.1: Mimastashev-Werte  $\Omega$  [12]

## 6.4 Interpretation und Aussicht

Das Dachklappverfahren besteht aus einer primären Tragkonstruktion - dem Klappmechanismus mit den Bauteilen Pfeiler, Strebe und Dachträger - und einer sekundären Konstruktion, welche die Dachhaut bildet. Diese soll als Membrantragwerk ausgeführt werden und verschiebbar sein.

Abbildung 6.1 stellt acht grundsätzliche Möglichkeiten zur Klappung eines Dachträgers dar. In Kapitel 6.1 wurde festgestellt, dass sich das Dachklappverfahren besonders für Tribünenüberdachungen eignet. Im Zuge einer Grundlagendiskussion wurden bezüglich Anwendung und Machbarkeit bereits die drei Varianten 6.1 (a) rechts, 6.1 (c) links und rechts ausgeschlossen.

Randbedingungen, die durch das Bauwerkslayout vorgegeben werden (vgl. Kap. 6.2.3), definieren geforderte Abmessungen für die praktische Umsetzung. Unter Berücksichtigung der Werte aus der Vordimensionierung (vgl. Kap. 6.2.4.1) ergibt sich eine umsetzbare Dachträgerlänge von 60 m. Die erforderliche lichte Höhe sollte 20 - 25 m betragen. Die gefundenen Abmessungen erlauben das Überdachen einer Tribüne und einer Sporthalle mit Handballfeld. Da bei diesen Abmessungen bei großen Stadien ohnehin nur der Tribünenbereich überdacht werden kann, könnte das Dachklappverfahren auch bei Fußballstadien eingesetzt werden, da die FIFA, wie bereits in Kapitel 2.3.4 beschrieben, während eines Spiels eine offene Dachfläche über dem Spielfeldbereich voraussetzt.

Zur Beurteilung der Effizienz der Kinematik der verbleibenden fünf Klappmechanismen<sup>7</sup> wird der dimensionslose Mimastashev-Wert  $\Omega$  gebildet. Dieser berechnet sich aus dem Verhältnis von jenem Raumvolumen unterhalb des Daches, in dem sich zu keiner Zeit des Klappvorganges ein Bauteil der Dachkonstruktion befindet (graue Fläche in Abb. 6.1), zu dem gesamten Raumvolumen unterhalb des Dachträgers. Der Wert  $\Omega$  kann Werte zwischen 0 und 1 annehmen, wobei ein größerer Wert eine bessere Raumausnutzung bedeutet. In Tabelle 6.1 sind die  $\Omega$ -Werte der Varianten aus Abbildung 6.1 aufgelistet.

Die Variante 6.1 (a) links bietet eine ungünstige Raumausnutzung ( $\Omega=0,62$ ) und wird deswegen von einer weiteren Betrachtung ausgeschlossen.

Bei einer konstanten Nutzhöhe von 20 m unter dem geschlossenen Dachträger, um darunter eine Tribüne unterbringen zu können, und einer Dachträgerlänge von etwa 60 m, lassen sich die in Tabelle 6.2 angegebenen Gesamthöhen im offenen Zustand unter Berücksichtigung der geometrischen Einschränkungen in Kapitel 6.2.1 abschätzen. Um eine möglichst große Anzahl überdachter Plätze zu erhalten, muss die Tertiärkonstruktion (Tribüne) bei den Varianten 6.1 (b) links, (b) rechts und (d) links eingeschnitten werden (vgl. Kap.

<sup>7</sup>In der weiteren Betrachtung gelten für die Klappvarianten folgende Annahmen: Strebenanschlagspunkt  $\approx$  in Trägermitte; Strebenneigungswinkel  $\approx 45^\circ$

Varianten	(b) links	(b) rechts	(d) links	(d) rechts
Gesamthöhe [m]	$60 \leq h \leq 80$	$h \geq 80$	$h = 50$	$h \geq 92$

**Tab. 6.2:** Gesamthöhen im offenen Zustand [12]

6.1.2). Diese Einschnitte sind stark von der Kinematik des Klappvorganges abhängig. Ein Vergleich der Varianten ist dennoch zulässig, wie beinahe identische Mimastashev-Werte zeigen.

Aus einer Gegenüberstellung der  $\Omega$ -Werte und der Gesamthöhen der übriggebliebenen Varianten erkennt man, dass die Zugstrebenvariante (d) links bei relativ guter Raumausnutzung eine vergleichsweise sehr geringe Bauhöhe besitzt. Daher wird in weiterer Folge alleine diese Variante untersucht.

Eine Spezialisierung der gewählten Version des Dachklappverfahrens wird mit den Erkenntnissen aus Kapitel 6.2.4.2 möglich. Es ist ersichtlich, dass eine auskragende Dachkonstruktion beträchtliche Biegemomente in der Pfeilereinspannung hervorruft. Ein Auflager am freien Ende des Dachträgers kann diese - wie in Abbildung 6.13 gezeigt - erheblich reduzieren. Das statische System kann durch ein Gegengewicht am Dachträger näher an den anzustrebenden Waagebalken gebracht werden.

Aus den gewonnenen Feststellungen lassen sich nun Kenndaten einer Variante des Dachklappverfahrens festschreiben, die in Kapitel 8 geplant und berechnet wird:

Eine nach unten klappende Zugstrebenvariante mit Endauflager (Primärtragwerk; Spannweite ca. 60 m, lichte Höhe unter dem Dachträger ca. 20 m) mit Membrandachhaut (Sekundärtragwerk) erfüllt ideal die Voraussetzungen für die Detailplanung einer Sporthalle mit einem Handballfeld ( $L = 40$  m;  $B = 20$  m) und einseitig angeordneter Tribüne. Bei der praktischen Umsetzung sind Tribüenausnehmungen für die bewegten Teile der Dachkonstruktion vorzusehen. Weiters ist darauf zu achten, eine Dachneigung zur Ableitung von Niederschlagswasser anzuordnen. Aus Gründen der Reduzierung der Auflagerhöhe sollte das Dach zur Auflagerseite hin fallen.

Die Anforderung einer klaren Abtrennung von Spielfläche und Zuschauerbereich kann mit hoch liegenden Sitzplätzen erfüllt werden (siehe Kap. 2.3.5.4). Wird die erste Reihe der Tribüne in einer Höhe von 3,5 m angeordnet, können darunter Umkleidekabinen, Lagerräume und dergleichen angeordnet werden. Weiters wird durch dieses Layout eine gute Zuschauersicht auf die gesamte Spielfläche gewährleistet und eine Abgrenzung zwischen Zuschauerbereich und Spielfläche ist gegeben (siehe Kap. 2.3.5.3 und 2.3.5.4).

# Kapitel 7

---

## Normative und technische Grundlagen

Die Planung und Berechnung des Primärtragwerks der gewählten Ausführungsart aus Kapitel 8 - nach unten klappende Zugstrebenvariante mit Endauflager - bedürfen einer Betrachtung von wesentlichen normativen und technischen Grundlagen. Im Sinne der Vollständigkeit behandelt dieses Kapitel auch Prinzipien möglicher Antriebe der Primärkonstruktion sowie grundlegende Eigenheiten der Membrankonstruktionen, welche als Sekundärkonstruktion für das Dachklappverfahren vorgesehen sind<sup>1</sup>.

### 7.1 Lastannahmen

Für die Bemessung und Vordimensionierung der erarbeiteten Variante (siehe Kapitel 8) werden das Eigengewicht der Konstruktion, die zu erwartenden Nutzlasten, sowie Belastungen aus Wind und Schnee berücksichtigt. Weiters werden aufgrund des frühen Entwicklungsstadiums des Tragwerkes keine gesonderten Berechnungen hinsichtlich des dynamischen Tragverhaltens durchgeführt.

#### 7.1.1 Schneelasten nach ÖNORM EN 1991-1-3

Die auf ein Dach wirkende Schneelast wirkt als veränderliche, ortsfeste, statische Last. Grundsätzlich sind für die Bemessung zwei Lastanordnungen, unverwehte und verwehte Schneelasten auf dem Dach, anzunehmen. Für die Berechnungen in Kapitel 8 werden vereinfachend nur unverwehte Schneelasten berücksichtigt. Diese berechnen sich zu:

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k \quad (7.1)$$

mit:

---

<sup>1</sup>Die Detailplanung der Sekundärkonstruktion des Dachklappverfahrens ist nicht Teil dieser Diplomarbeit.

$s$	Schneelast [ $kN/m^2$ ]
$\mu_i$	Formbeiwert für Schneelasten; abhängig von der Dachform und der Neigung (siehe ÖNORM EN 1991-1-3 5.3)
$s_k$	charakteristischer Wert der Schneelast [ $kN/m^2$ ] (siehe Nationaler Anhang)
$C_t$	Temperaturkoeffizient; wird verwendet, um die Schneelast auf Dächern mit einem Wärmedurchgangskoeffizienten von $U > 1 W/m^2K$ zu vermindern
$C_e$	Umgebungskoeffizient; berücksichtigt die lokale Windsituation

Die Werte für die charakteristische Schneelast  $s_k$  sind in ÖNORM B 1991-1-3, Anhang A [48] angegeben. Sie beruhen auf statistisch ausgewerteten meteorologischen Daten mit einer Jährlichkeit von 50 Jahren. Weiters sind für die Berechnung der Schneelast örtliche Effekte zu berücksichtigen.

### 7.1.2 Windlasten nach ÖNORM EN 1991-1-4

Die auf ein Bauwerk wirkenden Belastungen zufolge Wind werden in Form von Winddrücken und Windkräften erfasst. Windlasten stehen in ihrer Wirkungsrichtung immer normal auf die betrachtete Oberfläche, wobei diese bei geneigten Flächen in einen vertikalen und horizontalen Anteil aufgeteilt werden können.

Winddrücke wirken auf außenliegende und zufolge der Durchlässigkeit der Gebäudehülle auch auf innenliegende Oberflächen des Bauwerks. Die Berechnung nach Norm basiert auf folgenden Formeln:

- Außendruck  $w_e$  [ $N/mm^2$ ]

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} \quad (7.2)$$

- Innendruck  $w_i$  [ $N/mm^2$ ]

$$w_i = q_p(z_i) \cdot c_{pi} \quad (7.3)$$

Der Wert  $q_p(z)$  in den Formeln (7.2) und (7.3) berechnet sich mit

$$v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} \quad (7.4)$$

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (7.5)$$

zu:

$$q_p(z) = [1 + 7 \cdot I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z) = c_e(z) \cdot q_b \quad (7.6)$$

Dabei ist:

$c_{pe}$	aerodynamischer Beiwert für den Außendruck (siehe ÖNORM EN 1991-1-4 7.1.1 (1))
$c_{pi}$	aerodynamischer Beiwert für den Innendruck (siehe ÖNORM EN 1991-1-4 7.1.1 (1))
$q_p(z)$	Böengeschwindigkeitsdruck [ $N/mm^2$ ] abhängig von der Bezugshöhe $z$
$I_v(z)$	Turbulenzintensität in der Höhe $z$ ; definiert als die Standardabweichung der Turbulenz geteilt durch die mittlere Windgeschwindigkeit $v_m(z)$
$v_m(z)$	mittlere Windgeschwindigkeit [ $m/s$ ] in der Höhe $z$ über Grund; hängt von der Geländerauigkeit, der Topographie und der Basiswindgeschwindigkeit $v_b$ ab (siehe ÖNORM EN1991-1-4 4.3)
$v_{b,0}$	Grundwert der Basiswindgeschwindigkeit [ $m/s$ ]
$c_{dir}$	Richtungsfaktor (siehe Nationaler Anhang)
$c_{season}$	Jahreszeitenbeiwert (siehe Nationaler Anhang)
$\rho$	Dichte der Luft [ $kg/m^3$ ]
$c_e(z)$	Geländefaktor
$q_b$	Basiswindgeschwindigkeitsdruck [ $N/mm^2$ ]

Begriffsbestimmungen nach ÖNORM EN 1991-1-4 1.6 [57, S. 11]:

**Grundwert der Basiswindgeschwindigkeit.** „[D]ie mittlere 10-minütige Windgeschwindigkeit mit einer jährlichen Auftretenswahrscheinlichkeit von 2 % unabhängig von der Windrichtung, bezogen auf eine Höhe von 10 m über flachem offenem Gelände unter Berücksichtigung der Meereshöhe (falls erforderlich).“

**Basiswindgeschwindigkeit.** „[D]er modifizierte Grundwert der Basiswindgeschwindigkeit zur Berücksichtigung der Richtung des betrachteten Windes und der Jahreszeit (falls erforderlich).“

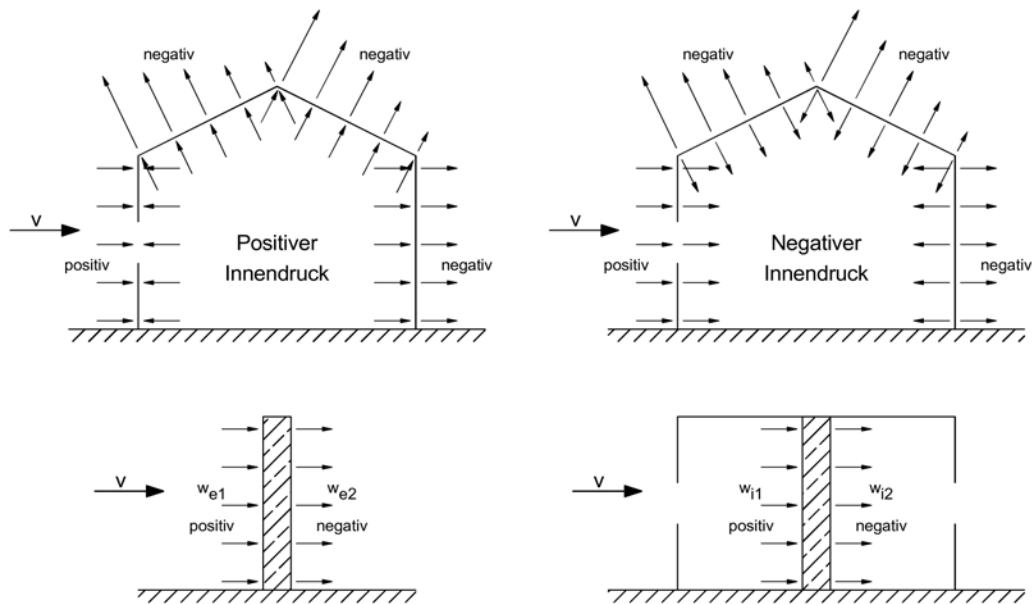
**Mittlere Windgeschwindigkeit.** „[D]ie Basiswindgeschwindigkeit modifiziert zur Berücksichtigung von Geländerauigkeit und Topographie.“

Der resultierende Druck wird durch Überlagerung von Außen- und Innendruck nach Abbildung 7.1 ermittelt.

Um die Gesamtschnittgrößen eines Tragwerks zu berechnen, bietet es sich an, die resultierende Kraft aus dem Winddruck anzusetzen. Die Gesamtwindkraft  $F_w$  kann laut ÖNORM EN 1991-1-4 [57] entweder aus Kräften mit Kraftbeiwerten oder aus Kräften mit Winddrücken und Reibungsbeiwerten ermittelt werden. Formel (7.7) stellt eine dieser Möglichkeiten zur Berechnung der Windkraft dar.

$$F_{w,e} = c_s c_d \cdot \sum_{\text{Oberfl.}} w_e \cdot A_{ref} \quad (7.7)$$





**Abb. 7.1:** Druck auf Oberflächen [57, S. 25]

Dabei ist:

- $F_{w,e}$  Kraft aus dem Außenwinddruck [N]  
 $c_s c_d$  Strukturbeiwert; berücksichtigt, dass maximale Winddrücke nicht simultan auf der gesamten Oberfläche wirken (Anteil  $c_s$ ). Die dynamische Überhöhung durch resonanzartige Bauwerksschwingungen infolge Windturbulenz berücksichtigt der Anteil  $c_d$  (siehe ÖNORM EN 1991-1-4 6)

## 7.2 Antriebe der Primärkonstruktion

An den Antrieb von offenbaren Dachkonstruktionen sind mehrere Anforderungen zu stellen. Einerseits muss die Dachkonstruktion bewegt werden, andererseits sollen die Lasten aus dem Bewegungsvorgang sicher in die unbeweglichen, festen Konstruktionsteile abgetragen werden. In „Structural Design of Retractable Roof Structures“ [43, S. 29] steht geschrieben, dass bei aktuellen Beispielen offenbarer Dächer Antriebsmechanismen, welche jenen von Kränen ähneln, eingesetzt werden, weil diese sehr gut untersucht und schon lange im Einsatz sind. Aufgrund der Bewegung der Dachbauteile ist der dynamischen Bemessung und dem Ermüdungsnachweis (Anzahl der Lastwechsel) Aufmerksamkeit zu schenken.

Der Öffnungsmechanismus muss jederzeit funktionieren. Bei kleineren Bauwerken ist denkbar, dies ohne Vorlaufzeit durchzuführen. Größere Bauwerke erfordern mehr Vorbereitung für die Bewegung. Jedenfalls ist eine Sicherheitscheckliste durchzuarbeiten, die eine Sichtkontrolle der bewegten Teile, eine Kontrolle, ob die „Fahrwege“ der Konstruktion unbehindert sind und die Öffnung aller Verriegelungen vorschreibt. Wichtig ist auch die Abfrage der aktuellen Wetterbedingungen, wie Windgeschwindigkeit und Niederschlag. Vor allem bei größeren Bauten mit dementsprechend ausgedehnten Dachkonstruktionen kann die Windgeschwindigkeit zu einem limitierenden Faktor der Dachbewegung werden. Wäh-

rend der Bewegung ist zu überprüfen, dass bewegte Bauteile keine Zwängungen erfahren, wie es zum Beispiel durch mangelnde Synchronisation der Antriebsmechanismen geschehen kann. Die Kontrollabfragen der wesentlichen Parameter kann sensorgesteuert erfolgen. [58, S. 62ff]

Während sich viele Beispiele öffentlicher Dächer nicht geradlinig bewegen, ist der Antrieb der Primärkonstruktion des Dachklappverfahrens vertikal und linear orientiert (vgl. Abb. 6.1). Die Berechnung der Hubkraft in Kapitel 8 wird zeigen, ob der Antrieb eventuell durch geschickte Ausnutzung einer labilen Gleichgewichtslage unterstützt werden kann. Die Führung des Antriebspunktes kann durch Rollen in Schienensystemen gewährleistet werden. Von den möglichen Antriebsvarianten werden durch Hubhöhen um die 20 m hydraulische Antriebe ausgeschlossen. Für das Dachklappverfahren geeignet wirkende Antriebe können elektrisch betriebene Ritzel auf einer Zahnstange (Zahnradantrieb), eine Gewindespindel oder eine Konstruktion mit Seilwinde sein. In „Öffentliche Hallenkonstruktionen“ [58, S. 64ff] findet sich eine Dokumentation ausgeführter Antriebe bei Sportstätten. Die Bewegung einer Dachkonstruktion benötigt außerdem Vorrichtungen zum Bremsen der beweglichen Bauteile. Große bewegte Massen müssen jederzeit in ihrer momentanen Lage fixiert werden können.

## 7.3 Membranen

In heutiger Zeit werden Membrankonstruktionen für Überdachungen immer häufiger verwendet, weil sie Leichtigkeit und Offenheit vermitteln. Durch die Entwicklung neuer Membranwerkstoffe ist auch die Ausführung großflächiger beweglicher Überdachungen möglich. Diese Eigenschaft ist für das Dachklappverfahren erforderlich: Die Sekundärkonstruktion soll als bewegliche Membran ausgeführt werden und so eine Dachhaut bilden. Eine Planung eines derartigen Flächentragwerks erfordert Kenntnisse über Materialeigenschaften, Konstruktion und Berechnung. Ein guter Überblick wird in „Wandelbare Überdachungen aus textilen Werkstoffen“ [59] gegeben.

### 7.3.1 Grundlagen und Berechnung

Eine Membran ist ein formaktives Tragsystem mit sehr geringer Biegesteifigkeit, die Schubsteifigkeit ist nahezu zu vernachlässigen [60]. Eine ideale Membran überträgt nur tangentielle Zugkräfte. Für die Berechnung von Membrantragwerken können vereinfachte Eigenschaften angenommen werden [61, S. 84]:

- Ausschließlich über Normalkräfte können Lasten abgetragen werden. Nur die Membranschnittkräfte  $N_x$ ,  $N_y$  und  $N_{xy}$  werden aufgenommen.
- Membranelemente vertragen beliebig große Dehnungen und Rotationen.
- Membranelemente vertragen große Verwindungen, Membrankräfte aus der Verwindung werden in der richtigen Richtung abgeleitet.

- In einer „Seifenhaut“ herrscht in allen Punkten der Membran eine isotrope konstante Vorspannung<sup>2</sup>.
- Bei rechteckigen Membranflächen kann die Tragwirkung in einer Richtung dominierend werden. Eine stärkere Vorspannung in dieser Richtung ist möglich (orthotrope Vorspannung).

Weil Membranen eine Lastabtragung ausschließlich über Zugkräfte ermöglichen, müssen sie in geeigneter Weise gekrümmt und verankert werden [62, S. 34]. Eine Vorspannung der Membran ist zur Vermeidung schlaffer Bereiche und zu großer Verformungen aufzubringen. Dies bewirkt im unbelasteten Zustand das Auftreten von Zugkräften in allen Richtungen. Unter Lasteinwirkung können die Vorspannkkräfte gegebenenfalls bis auf null abgebaut werden.

In der Praxis wird das Materialgesetz nach Münsch und Reinhardt

$$\begin{bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{bmatrix} = \frac{1}{1 - \eta^2} \begin{bmatrix} E_x & \mu E_x & 0 \\ \mu E_x & E_y & 0 \\ 0 & 0 & G(1 - \mu^2) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \epsilon_x \\ \epsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{bmatrix} \quad (7.8)$$

mit  $E_x$  Elastizitätsmodul in x-Richtung [ $N/mm^2$ ]

$E_y$  Elastizitätsmodul in y-Richtung [ $N/mm^2$ ]

$\mu$  Querdehnzahl bezogen auf  $E_x$

$G$  Schubmodul [ $N/mm^2$ ]

verwendet [61, S. 84].

### 7.3.2 Formfindung

Der Spezialfall der „Seifenhaut“ simuliert eine Membranfläche mit isotropem, konstantem Vorspannungsverhältnis. So ergibt sich eine Minimalfläche innerhalb der gegebenen Umrandung. Spezielle, analytisch erfassbare Minimalflächen wie Katenoid und Helikoid kommen für die Formgebung von Membrankonstruktionen in Frage. Scherk'sche und Schwarz'sche Minimalflächen sind weiters für leichte Flächentragwerke interessant. Für diese definierten Flächen ist eine analytische Formfindung möglich, in anderen Fällen ist eine numerische Modellierung mittels FEM-Berechnungen erforderlich.

Die Randgeometrie ist durch die tragende Konstruktion, im Fall des Dachklappverfahrens durch die Dachträger der Primärkonstruktion, rechteckig vorgegeben und kann durch Verbindungsbauteile zwischen den Dachträgern in der Größe verändert werden. Es ist notwendig, über diese linienförmigen Tragelemente am Rand Kräfte einzuleiten - die Membran vorzuspannen, um die Flächen unter Beanspruchung formstabil zu halten. Die Vorspannung kann mechanisch oder pneumatisch geschehen. Bei rechteckigen Membranflächen sollte in der Richtung der dominierenden Tragwirkung eine höhere Vorspannung vorgesehen werden. Dadurch ergibt sich eine in jedem Membranpunkt gleiche, aber orthotrope Vorspannung. Unter Belastung unterliegen ebene oder einfach gekrümmte Membranflächen

<sup>2</sup>Bei echter Seifenhaut ist diese durch die Oberflächenspannung der Flüssigkeit bestimmt, im mathematischen Modell verschwindet hier die Dehnsteifigkeit

großen Verformungen, Windlasten können zusätzlich Schwingungen erzeugen. Dies mindert durch möglicherweise schlagartiges Durchschlagen und starke Geräuschentwicklung die Gebrauchstauglichkeit. Stabilisiert werden können derartige Flächen durch hohe Vorspannkräfte.

Minimalflächen haben antiklastische Formen die durch mechanisches Vorspannen<sup>3</sup> entstehen und bei welchen sich die Mittelpunkte der Hauptkrümmungsradien auf unterschiedlichen Seiten der Fläche befinden. Daraus ergibt sich eine doppelte, gegenläufige Krümmung, welche die Konstruktion dadurch stabilisiert. Eine Vorspannung der Membran ist zusätzlich notwendig, um dies zu erreichen.

Eine einfache geometrische Formfindung der Flächen ist in den seltensten Fällen möglich, diese ergeben sich aus dem Gleichgewicht der Vorspannkräfte. (vgl. [63, S. 96ff]; [61, S. 84ff]; [64]; [60])

### 7.3.3 Membranmaterialien

Grundsätzlich können zwei Arten von Materialien für Membrankonstruktionen eingesetzt werden: Gewebe und Folien.

Technische Textilgewebe werden aus einzelnen Garnen zu Rohgewebe verwebt. Bleibt das Rohmaterial in dieser Form, spricht man von unbeschichtetem Gewebe. Durch das Aufbringen von Beschichtungen (beschichtetes Gewebe) wird das Rohmaterial zu einem Verbundwerkstoff. Die Haltbarkeit der Membran kann durch verbesserten Feuchtigkeits- und UV-Schutz erhöht werden. Zur Anwendung kommen hauptsächlich Glasfasergewebe mit PTFE-Beschichtung und Polyestergewebe mit PVC-Beschichtung.

Technische Kunststoffe werden aus Fluorthermoplasten in Folienform extrudiert. In der Praxis werden Folien aus ETFE (Tetrafluorethylen-Ethylen-Copolymere) verwendet. Eine anwendungsorientierte Übersicht (qualitative Bewertung) über Standardmembranmaterialien in Tabellenform ist in „Bauen mit Membranen“ [63, S. 58, 59] zu finden. (vgl. [63, S. 48ff]; [62, S. 34ff])

### 7.3.4 Konstruktion

Die Achsabstände der tragenden Primärkonstruktion definieren sich über die mögliche Spannweite der Membran. Statische Berechnungsergebnisse der Membran sind wesentlich von den mechanischen Materialeigenschaften (Reißfestigkeit), den Krümmungen und den anzusetzenden Lasten abhängig, weswegen pauschale Vordimensionierungsformeln nicht angegeben werden können. Die geplante Sporthalle bringt weitere bautechnische Anforderungen mit sich [63, S. 60f]:

**Wärmedämmung.** Die geringe Dicke von Membranmaterialien bringt schlechte Wärmedämmeigenschaften mit sich (trotz der geringen Wärmeleitfähigkeit von Kunststoffen). Eine konstruktive Lösung besteht darin, mehrschichtige Konstruktionen mit stehenden

---

<sup>3</sup>Synklastische Formen entstehen hingegen durch pneumatisches Vorspannen.

Luftschichten auszuführen. Bei festen Membrankonstruktionen besteht außerdem die Möglichkeit, Dämmmaterialien zu verwenden.

**Feuerbeständigkeit.** Die Serie der ÖNORM EN 13501 klassifiziert Bauprodukte und Bauarten zu ihrem Brandverhalten und Feuerwiderstand. Schwere Entflammbarkeit stellt in der Regel eine Mindestanforderung dar. Nützlich bei einem Einsatz von Membranen ist das geringe Flächengewicht, was niedrige Brandlasten und geringe Gefahr herabstürzender Bauteile mit sich bringt.

**UV- und Witterungsbeständigkeit.** Heutige in der Praxis verwendete Membranen sind UV- und witterungsbeständig, wobei Einschränkungen beim optischen Erscheinungsbild vor allem bei PVC-Materialien nach langer Einsatzdauer in Kauf zu nehmen sind.

**Lebensdauer.** Als grobe Richtwerte der Lebensdauer können 15 - 25 Jahre angenommen werden. Während die Einsatzzeit fester Membrankonstruktionen hauptsächlich durch die UV- und chemische Belastung beeinflusst wird, ist der limitierende Faktor bei beweglichen Membranen deren Knickempfindlichkeit und die mechanische Belastung, weswegen die Verwendung von Membranen auf Glasgewebebasis auszuschließen ist.

### 7.3.5 Bewegliche Membranen

Wandelbare Dachkonstruktionen können elegant mit Membrantragwerken ausgeführt werden. Dabei ist wesentlich, dass die Membran in einer „membrangerechten Form“ ausgebildet wird. Falten, Raffen und Rollen stellen die geeignetsten Lösungen für die Formänderung (Öffnung) der Membran dar.

Beim Dachklappverfahren geben die linienförmigen Tragelemente, die Dachträger, die Randbedingungen für den Öffnungsmechanismus der Membrankonstruktion vor. Eine zugrundeliegende parallele Verschiebung faltet die Membran linienförmig zusammen. Laut „Adaptive Tragwerke - Wandelbare Dachkonstruktionen für Sportbauten“ [44, S. 159] „[. . .] bieten sich (dafür, Anm.) Grat-Kehl-Konfigurationen und luftgestützte Kissen besonders an.“

Der Antrieb des Bewegungsmechanismus muss synchronisiert sein, um einen Schrägzug zu vermeiden. Damit am Ende des Schließvorganges eine geeignete Vorspannung in die Membran eingebracht werden kann, sind eventuell Spannvorrichtungen vorzusehen. [44]

Punkte, die bei der Planung des Bewegungsvorganges zu berücksichtigen sind, können beispielsweise der Quelle „Wandelbare Dächer“ [65] entnommen werden.

## Ausführbare Variante

Die Bauteile des Primärtragwerkes der gewählten Variante - nach unten klappende Zugstrebenvariante mit Endauflager - werden in diesem Kapitel bemessen. Für eine erste Betrachtung des Tragwerks werden Einschränkungen, die sich aus dem Bauplatz ergeben könnten (z.B. Größe und Bodenbeschaffenheit), nicht berücksichtigt.

Die Erkenntnisse aus den vorigen Kapiteln haben „das Aussehen“ des Tragwerkes des Dachklappverfahrens derart spezialisiert, dass eine Detailplanung möglich wurde: Abbildung 8.1 zeigt das entwickelte Tragwerk mit den gewählten Abmessungen. Die Spannweite der Konstruktion eignet sich für die Überdachung einer Sporthalle mit Handballfeld und einseitig angeordneter Tribüne. Eine Glasfassade auf einer Stahlrahmenkonstruktion bildet das Auflager des freien Dachträgers im geschlossenen Zustand. Die Länge der Sporthalle ist variabel, da das Primärtragwerk beliebig oft nebeneinander angeordnet werden kann.

Der Pylon wird in massiver Stahlbetonbauweise hergestellt, um die Knickgefahr von vorne herein auszuschließen. Der Dachträger ist aus Gründen der Optik und des Eigengewichtes als räumliches Stahlfachwerk ausgeführt. Ein vollverschlossenes Stahlseil bildet die Zugstrebe.

### 8.1 Vordimensionierung

#### 8.1.1 Lastannahmen

Für eine erste Abschätzung der zu erwartenden Schnittgrößen und der infolge zu wählenden Querschnitte der Bauteile werden vereinfachte Lastannahmen getroffen und auf ein Stabwerkmodell aufgebracht. Die Teilsicherheitsbeiwerte für ständige und veränderliche Lasten, sowie die Kombinationsbeiwerte für maßgebende Lastfallkombinationen werden im Folgenden nicht berücksichtigt. Diese fließen im Zuge der Berechnung mit dem verwendeten Stabwerksprogramm RStab 7.02 ein (siehe Anhang B).

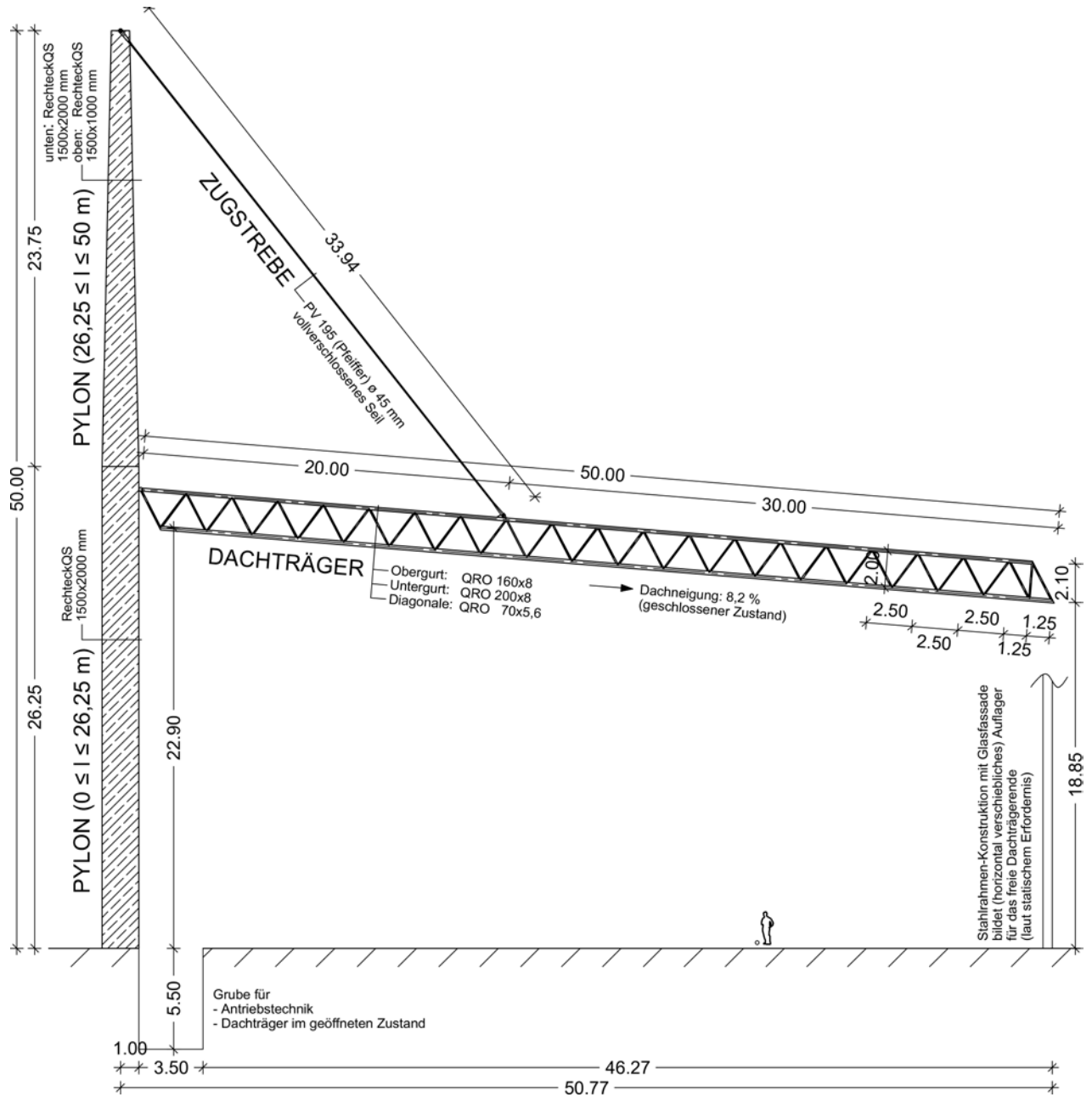


Abb. 8.1: Tragwerk des Dachklappverfahrens M 1:350 [6]

- Eigengewicht

- Pylon

Der Querschnitt des Pylons ist nicht konstant über die Höhe. In einer Höhe von 0 bis 26,25 m ist der Querschnitt ein Rechteck mit den Abmessungen  $b/h = 100/150 \text{ cm}$ . Mit der Wichte von Stahlbeton ( $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ ) ergibt sich für das Eigengewicht eine Streckenbelastung pro Längeneinheit von:  $1,0 \cdot 1,5 \cdot 25 = \mathbf{37,5 \text{ kN/m}}$ . Von 26,25 bis 50 m verjüngt sich der Querschnitt konstant bis auf eine Höhe von 75 cm womit sich mit der Wichte von Stahlbeton ( $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ ) für das Eigengewicht eine Streckenbelastung pro Längeneinheit von:  $(0,75 + 1,5)/2 \cdot 25 = \mathbf{28,13 \text{ kN/m}}$  ergibt.

- Dachträger

Angelehnt an die Gewichte von Fachwerk-Kranträgern wird das Eigengewicht mit  $\mathbf{1,2 \text{ kN/m}}$  angenommen.

- Zugstrebe

Für die Vordimensionierung wird das Eigengewicht der Zugstrebe vernachlässigt.

- Nutzlast

Für eventuelle Reparatur- und Wartungsarbeiten werden als Nutzlast  $0,5 \text{ kN/m}^2 \cdot 10 \text{ m} = \mathbf{5 \text{ kN/m}}$ , die auf den Dachträger wirken, gewählt.

- Schnee

Die Berechnung erfolgt nach ÖNORM EN 1991-1-3 und ÖNORM B 1991-1-3 (vgl. Kap. 7.1.1). Die Schneelast ergibt sich mit Formel (7.1) zu

$$s = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,4 = 1,12 \text{ kN/m}^2$$

Somit wirken auf den Dachträger  $s \cdot e = 1,12 \cdot 10 = \mathbf{11,2 \text{ kN/m}}$ . Der Umgebungskoeffizient  $C_e$  und der Temperaturkoeffizient  $C_t$  werden nach ÖNORM EN 1991-1-3 [47] mit 1,0 angenommen. Der Formbeiwert  $\mu_i$  für Pultdächer mit  $0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$  ergibt sich zu 0,8. Die charakteristischen Werte  $s_k$  der Schneelasten werden dem Ortsverzeichnis von [48] entnommen und bilden sich aus einem Mittelwert der Städte Amstetten und Mattersburg. Diese Städte werden gewählt, weil sie die Heimatstädte der Autoren sind und der Mittelwert der charakteristischen Werte durch deren geographische Lage exemplarisch für eine Schneebelastung im Osten Österreichs stehen kann.

- Wind

Die Berechnung erfolgt nach ÖNORM EN 1991-1-4 und ÖNORM B 1991-1-4 (siehe Kap. 7.1.2).

Die Winddrücke berechnen sich nach den Formeln (7.2) bis (7.6). Die Grundwerte der Basiswindgeschwindigkeit  $v_{b,0}$  und des Basiswindgeschwindigkeitsdruckes  $q_{b,0}$  sind in [48] Anhang A zu finden. Die Werte werden aus den jeweiligen Werten für Amstetten und Mattersburg gemittelt und stehen ebenfalls exemplarisch für eine



Windbelastung im Osten Österreichs. Bei  $c_{dir} = c_{season} = 1$  dürfen  $v_{b,0} = v_b$  und  $q_{b,0} = q_b$  gesetzt werden. Die Geländekategorie III definiert die Formel zur Berechnung des höhenabhängigen Geländefaktors  $c_e(z)$  [48, Tabelle 1], mit dem sich der bezugshöhenabhängige Böengeschwindigkeitsdruck  $q_p(z)$  ausrechnen lässt. Mit den entsprechenden aerodynamischen Druckbeiwerten  $c_p$  für die jeweiligen Einflussflächen lassen sich nun die Winddrücke berechnen. Die Werte der Berechnung sind in Abbildung 8.2 ersichtlich.

### 8.1.2 Querschnitte der Vordimensionierung

Für die vereinfachte Bemessung der Vordimensionierung werden folgende Profile und Materialien für die verschiedenen Bauteile gewählt:

- Pylon: Im unteren Bereich ( $0\text{ m} \leq l \leq 26,5\text{ m}$ ) besteht der Pylon aus einem konstanten Rechteckquerschnitt mit den Abmessungen  $b/h = 100/150\text{ cm}$ . Im oberen Pylonbereich verzüngt sich der Querschnitt bis zu seiner Gesamthöhe von  $50\text{ m}$  auf  $b/h = 100/75\text{ cm}$ . Der gesamte Pylon wird mit einer Betongüte C25/30 angenommen.
- Dachträger: Der  $50\text{ m}$  lange Träger wird für die Vordimensionierung durch ein warmgefertigtes Stahlhohlprofil (QRO 40x2,6) der Güte S355 modelliert.
- Zugstrebe: Für die Zugstrebe, welche in einem Abstand von  $20\text{ m}$  vom Pylon entfernt am Dachträger angeschlagen ist, wird ein warmgewalzter Rundstahl der Güte S355 mit einem Durchmesser von  $35\text{ mm}$  (RD 35) gewählt.

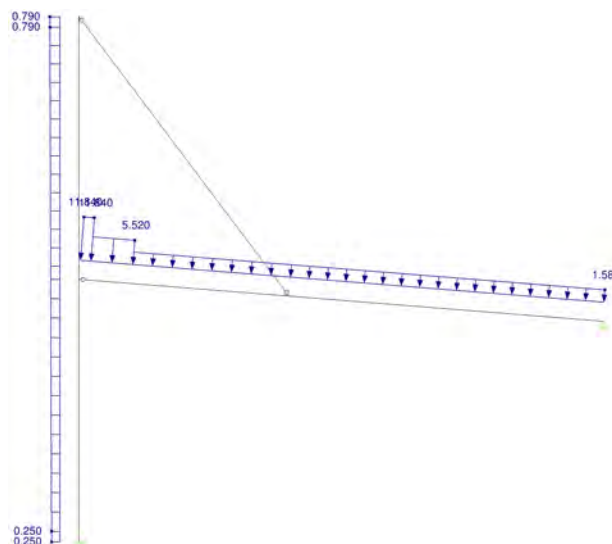


Abb. 8.2: Windlasten Vordimensionierung [56]

### 8.1.3 Ergebnisse

Die resultierenden Schnittgrößen können dem Kapitel Schnittgrößen für die Vordimensionierung in Anhang B entnommen werden. Damit wird die Formfindung des Fachwerkes

und eine iterative Profil- beziehungsweise Querschnittsfindung der einzelnen Bauteile für Kapitel 8.2 möglich.

## 8.2 Planung und Bemessung der Bauteile

Die vordimensionierten Querschnitte der Bauteile können nun zweidimensional geplant und bemessen werden. Mittels Stabwerksprogrammen erfolgt die Überprüfung der gewählten Geometrie der Fachwerke und eine Optimierung der Querschnitte durch mehrere Iterationsprozesse.

Die Änderung der Lasteinflussfläche zu  $e = 5 \text{ m}$  ergibt sich durch eine zweidimensionale Betrachtung der Fachwerke: Die Belastung wird auf das 2D-Bauteil aufgebracht. Diese Reduktion des räumlichen Fachwerkes in die Ebene lässt eine Aussteifung unberücksichtigt. Somit liegt die Annahme der halben Einflussfläche auf der sicheren Seite.

### 8.2.1 Lastannahmen für die Bemessung

Für die Bemessung der Bauteile werden zwei Zustände untersucht: Das System im geschlossenen Zustand und das System während des Klappvorganges.

Im geschlossenen Zustand liegt das freie Ende des Dachträgers auf einem (horizontal verschieblichen) Auflager auf. Die Membran ist ausgefahren, wodurch die Lasten (Nutz-, Schnee- und Windlasten) voll anzusetzen sind. Im Unterschied zu den Lastannahmen der Vordimensionierung (Kap. 8.1.1) wirken aufgrund der zweidimensionalen Betrachtung auf den Dachträger und den Pylon die Lasten nur zur Hälfte (vgl. Abb. 8.3). Der Pylon wird wegen seiner vergleichsweise einfachen Geometrie dreidimensional bemessen. Da sich im Zuge der Optimierung die Abmessungen des Pylonquerschnittes ändern, ändert sich auch die einwirkende Windbelastung. Die Werte können den Berechnungen in Anhang B entnommen werden. Während des Klappvorganges befindet sich das System in einem offenen Zustand. Die Membranen werden am Pylonende des Dachträgers „gerafft“ und eingefahren mitgeklappt, wodurch weder Schnee noch Windlasten an der Dachhaut angreifen. Die Windlast des Dachträgers wird nur in horizontaler Richtung, wirkend auf den in Windrichtung liegenden Gurt des Fachwerkes, berücksichtigt. Der Winddruck  $q(z)$  berechnet sich für  $z = 50 \text{ m}$  zu  $0,3 \text{ kN/m}$ , wobei ein Abminderungsfaktor für Fachwerke (geringere Angriffsfläche) bereits enthalten ist. Die über die horizontal projizierte Trägerlänge konstante Wahl der Belastung liegt auf der sicheren Seite.

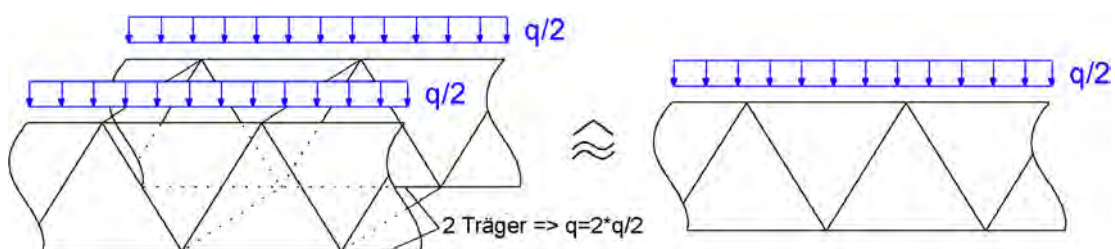


Abb. 8.3: Übergang in 2D-Bemessungsmodell [6]

Die Berechnung der beiden Zustände zeigt, dass für die Bemessung hinsichtlich Trag-sicherheit und Gebrauchstauglichkeit der Bauteile der geschlossene Zustand maßgebend ist. Obwohl sich das statische System während des Klappvorganges durch Wegfall des (horizontal verschieblichen) Auflagers nachteilig ändert (aus einem Zweifeldträger wird ein Einfeldträger mit Auskragung), entstehen - bedingt durch den Wegfall der Wind- und Schneelasten auf die Membran - geringere Schnittgrößen. Für die Dimensionierung der Zugstrebe sowie Berechnung der Hubkraftlinie und der Lagerkräfte ist jedoch auch der Bewegungszustand während des Klappens zu beachten (siehe Kap. 8.2.8).

- Eigengewicht  
Das Stabwerksprogramm RStab 7.02 generiert das Eigengewicht aus den Massen der gewählten Querschnitte.
- Nutzlast  
Die Nutzlast von **2,5 kN/m** wirkt auf den Dachträger.
- Schnee  
Die Schneelast auf den Dachträger ergibt sich zu **5,6 kN/m**.
- Wind  
Die Windlasten können Anhang B entnommen werden.

Bei der Verwendung der erhaltenen Schnittgrößen und Auflagerkräfte ist darauf zu achten, diese nur, wie in Abbildung 8.3 veranschaulicht, für das halbe System zu berechnen. Weiters wird darauf hingewiesen, dass der Nachweis der Gebrauchstauglichkeit mit Kombinationsbeiwerten  $\gamma_{m,i} = 1,0$  berechnet wird und somit über dem geforderten Niveau des Eurocode liegt.

Die maximalen Kräfte für die maßgebende Lastkombination des geschlossenen Tragwerkes, welche für die Bemessung der Knoten maßgebend sein können, sind in Tabelle 8.1 dargestellt.

Winkel $\alpha$ [°]	Strebenkraft S [kN]	Vertikalkraft V [kN]	Horizontalkraft H [kN]	Resultierende R [kN]
-4,7	287,04	226,37	<b>161,65</b>	278,16

Tab. 8.1: Maßgebende Lastkombination [12]

## 8.2.2 Verwendete Querschnitte

Aus der Bemessung ergeben sich die in Abbildung 8.4 gezeigten Querschnitte. Für den Dachträger werden Rechteckprofile der Reihe QRO verwendet. Der druckbeanspruchte Untergurt benötigt die größten Profilabmessungen (QRO 200x8, Abb. 8.4 (c)). Die Zugstrebe besteht aus einem vollverschlossenen Seil PV 195 (Pfeifer) mit einem Durchmesser von 36,6 mm (Abb. 8.4 (d)).

Die Querschnitte wurden derart dimensioniert, dass sämtliche erforderlichen Nachweise erfüllt und ausreichend Querschnittsreserven zur Berücksichtigung der dynamischen Belastung aus dem Klappvorgang vorhanden sind.

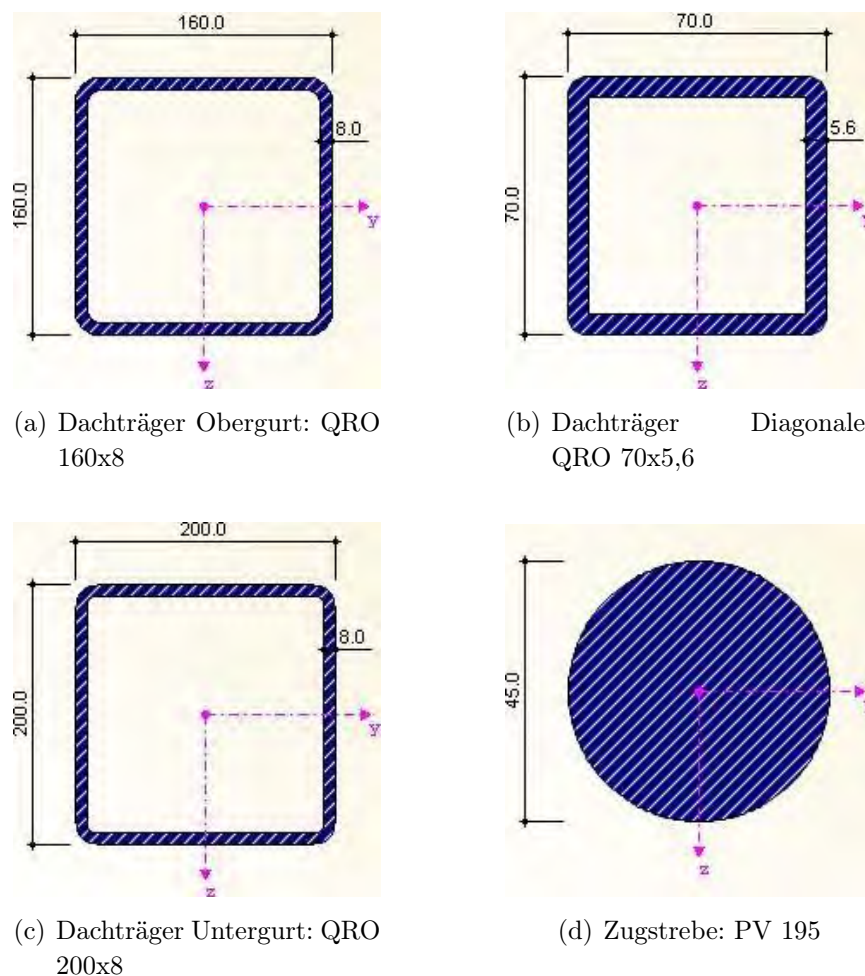
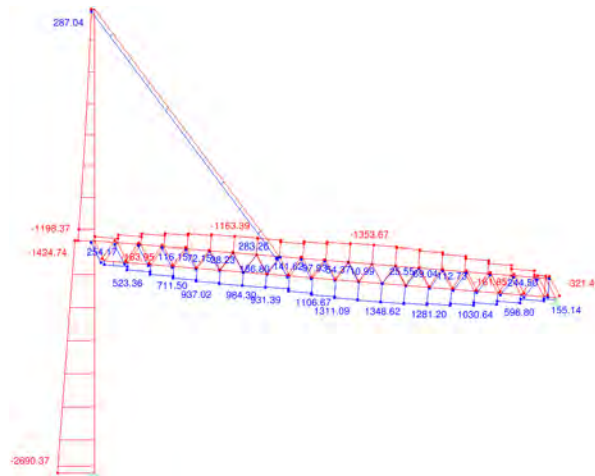


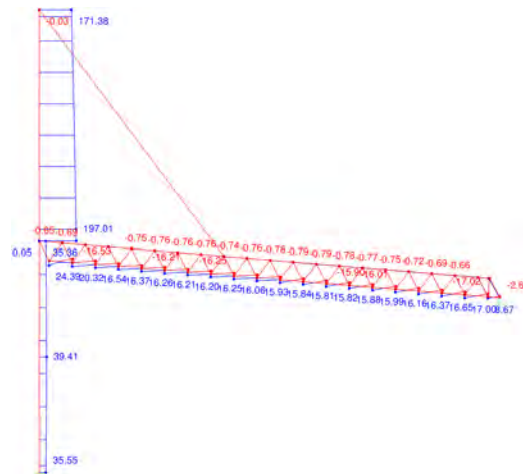
Abb. 8.4: Querschnittsabmessungen [56]

## 8.2.3 Schnittgrößen des Primärtragwerks

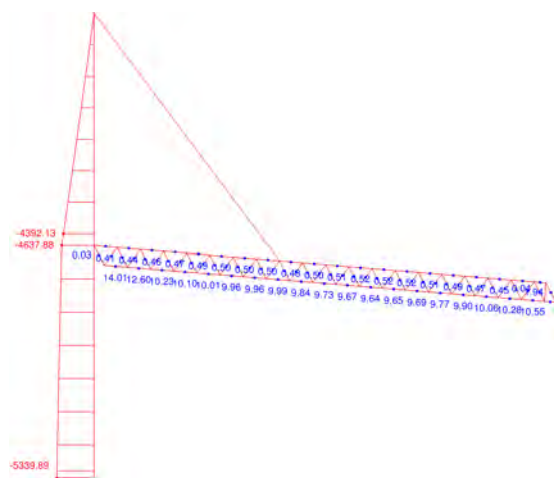
Die Schnittgrößen aus der maßgebenden Lastfallkombination sind in Abbildung 8.5 dargestellt. Nachfolgende Nachweise und Bemessungen erfolgen mit den erhaltenen Schnittgrößen.



(a) Normalkraft [kN]



(b) Querkraft [kN]



(c) Biegemoment [kNm]

Abb. 8.5: Schnittgrößen aus maßgebender Lastfallkombination [56]

## 8.2.4 Pylon

Der 50 m hohe Pylon wird aus Stahlbeton (C20/25; Bst 550) ausgeführt (Abb. 8.6). Der Rechteckquerschnitt mit den Abmessungen  $b/h = 150/200 \text{ cm}$  verläuft im Bereich von 0 bis 26,25 m konstant über die Pylonhöhe. Von 26,25 bis 50 m verjüngt sich der Querschnitt zu  $b/h = 150/100 \text{ cm}$ . Die Formgebung beruht auf der Momentenlinie des Pylons, die sich - zwischen  $0 \leq l \leq 26,25 \text{ m}$  noch konstant - bis zum Knoten A in 50 m Höhe zu null verringert, was mit den Abmessungen der Rechteckquerschnitte berücksichtigt wird. Die Ausführung in Stahlbetonbauweise ermöglicht, die Konstruktion optisch ansprechend auszuführen und berücksichtigt ideal die Anforderungen aus Kapitel 2.3.3: Das dominante Tragwerk der Dachkonstruktion konkurriert optisch nicht mit der Fassade, die in den Hintergrund tritt.

Aufgrund der einfachen Geometrie kann eine 3D-Bemessung des Bauteils mittels Stabwerkprogramm durchgeführt werden. Die Ergebnisse der Berechnung sind in Anhang B ersichtlich. Zuzufolge des enormen Einspannmomentes der maßgebenden Lastfallkombination im geschlossenem Zustand des Trägers ergeben sich Querschnittsabmessungen von  $b/h = 2/1,5 \text{ m}$ .

Die angenommene Einspannung am Fußpunkt und die Abtragung der Lasten des Pylons erfolgt über ein entsprechend dimensioniertes Fundament. Dabei ist zu beachten, dass die Fundamentoberkante unter dem tiefsten Punkt der Grube<sup>1</sup> liegt, um Verschneidungen zu vermeiden. Da der Typ und Dimensionierung des Fundaments stark vom Standort und den dort herrschenden Untergrundverhältnissen abhängt, wird auf eine Fundamentbemessung verzichtet.

Zur horizontalen und vertikalen Führung des Dachträgers sind im Pylon Stahlschienen eingelassen, in denen die Radial-Gelenklager des Knotens C rollen. Dazu sind zusätzlich teflonbeschichtete Horizontalrückhalteeinrichtungen vorgesehen. Die Überprüfung deren gewählter Abmessungen erfolgt in Kapitel 8.2.10.

Die Ermittlung der erforderlichen Bewehrung erfolgt nach ÖNORM EN 1992-1-1. Es ist zu beachten, dass nur das halbe System berechnet wurde und folglich die aus RStab verwendeten Schnittgrößen für die Bewehrungsbemessung verdoppelt werden müssen. Die wichtigsten Schritte und Ergebnisse der Berechnung sind:

In x-Richtung (um die y-Achse):

$$\begin{aligned} M_{Ed,y} &= M_{0,Ed,y} + M_{2,y} = N_{Ed} \cdot e_{tot,x} \\ &= N_{Ed} \cdot (e_{o,x} + e_{i,x} + e_{2,x}) \\ e_{tot,x} &= 3,75 + 0,083 + 0,75 = 4,583 \text{ m} \\ M_{Ed,y} &= 2850 \cdot 4,583 = 13061,6 \text{ kNm} \end{aligned}$$

<sup>1</sup>Betongrube:  $t = 5,5 \text{ m}$ ,  $b = 3,5 \text{ m}$ ; zur Unterbringung von Antriebstechnik sowie des unteren Teils des Dachträgers im geöffneten Zustand (Abb. 8.6)



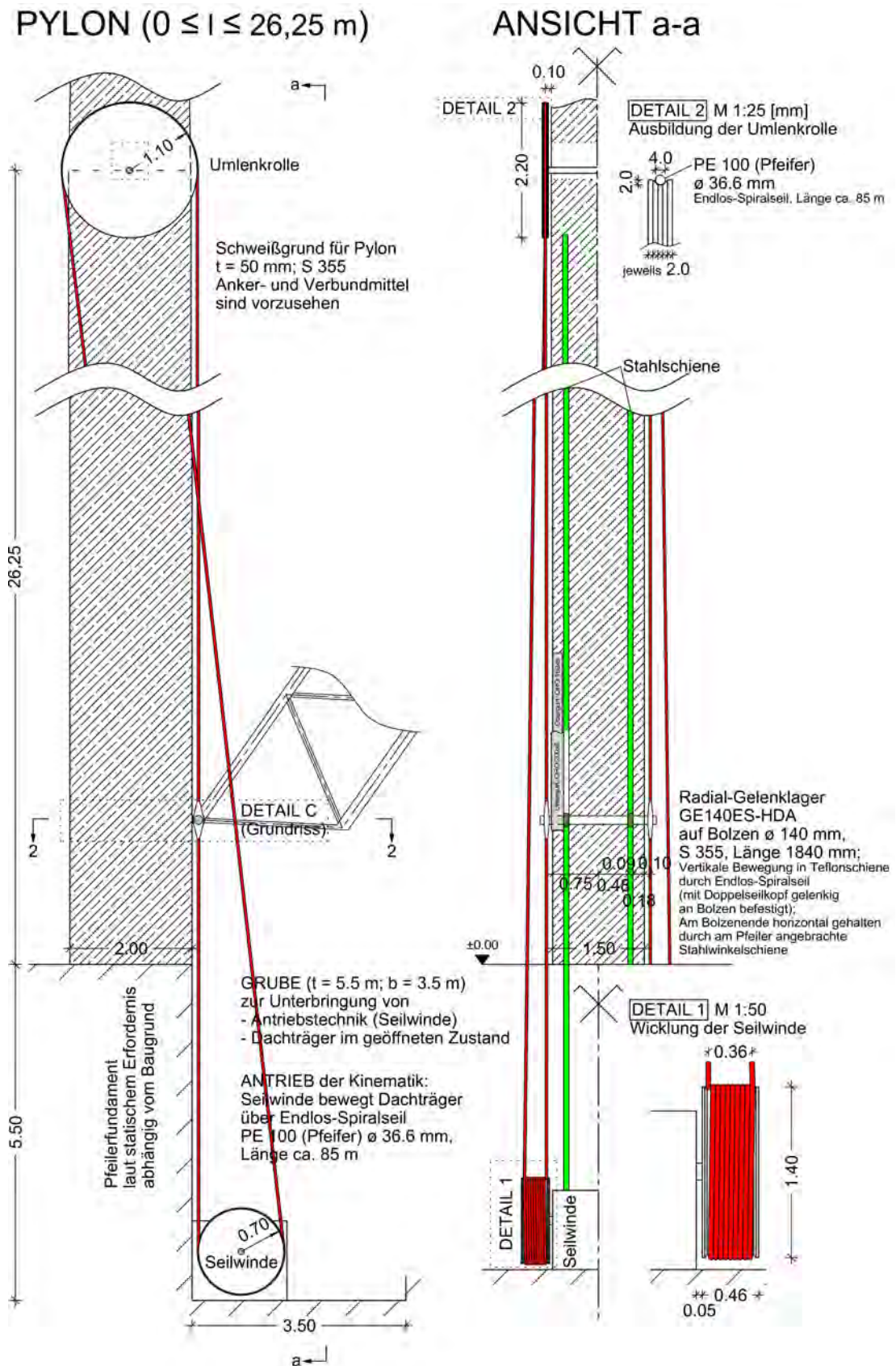


Abb. 8.6: Pylon ( $0 \leq l \leq 26,25$  m) M 1:100 [6]

In y-Richtung (um die x-Achse):

$$\begin{aligned} M_{Ed,x} &= M_{0,Ed,x} + M_{2,x} = N_{Ed} \cdot e_{tot,y} \\ &= N_{Ed} \cdot (e_{o,y} + e_{i,y} + e_{2,y}) \\ e_{tot,y} &= 0,05 + 0,083 + 1,0 = 1,133 \text{ m} \\ M_{Ed,x} &= 2850 \cdot 1,133 = 3229,0 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Fiktive Exzentrizität:

$$\begin{aligned} \frac{e_x}{e_y} &= \frac{4,583}{1,133} = 4,001 \geq \frac{h}{b} = \frac{200}{150} = 1,3 \\ &\Rightarrow \text{fiktive Exzentrizität } e'_x \text{ bezieht sich auf } x\text{-Achse} \\ e'_x &= e_x + \beta \cdot e_y \cdot h/b \\ &= 0,05 + 0,083 + 1,0 = 1,133 \text{ m} \\ &= 4,583 + 0,64 \cdot 1,133 \cdot 1,3 = 5,5 \text{ m} \\ &\rightarrow \text{ Bemessungsmoment } M'_{Ed,y} : \\ M'_{Ed,y} &= N_{Ed} \cdot e'_x = 15675,0 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Längsbewehrung (nach Blockdiagramm):

$$A_{s1} = \frac{F_{cd} - N_{Ed}}{\sigma_{s1}} = 159,9 \text{ cm}^2$$

Längsbewehrung (nach Interaktionsdiagramm für symm. QS):

$$A_{s,tot} = \rho_{0,tot} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{cd,C25/30}} \cdot A_c = 450 \text{ cm}^2$$

Wahl der Längsbewehrung:

Die Wahl der Bewehrung erfolgt nach den Ergebnissen der Berechnung mittels Blockdiagramm.

$$\begin{aligned} A_{s1} &= 159 \text{ cm}^2 \\ \text{Gewählt : } A_{s1} &= 30\emptyset 26 \quad (A_{vorh} = 159,3 \text{ cm}^2) \\ A_{s2} &= 30\emptyset 26 \quad (A_{vorh} = 159,3 \text{ cm}^2) \\ \Rightarrow A_{s,tot} &= 2 \cdot 159,3 \text{ cm}^2 = 318,6 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Die konstruktiven Maßnahmen nach ÖNORM EN 1992-1-1 Kap. 9.5 wurden überprüft und sind eingehalten (sind aber in Abb. 8.7 nicht dargestellt)!

Querkraftbewehrung:

$$\begin{aligned} V_{Ed,max} &= 2 \cdot 35,55 = 71,1 \text{ kN} \\ V_{Rd} &= 10,47 \text{ MN} \\ 0,0711 \text{ MN} &\leq 10,47 \text{ MN} \\ a_{sw,min} &= \rho_{w,min} \cdot b_w = 12,23 \text{ cm}^2/\text{m} \\ s_{l,max} &= 0,75 \cdot d \cdot (1 + \cot\alpha) = 1,46 \text{ m} \geq 250 \text{ mm} \end{aligned}$$



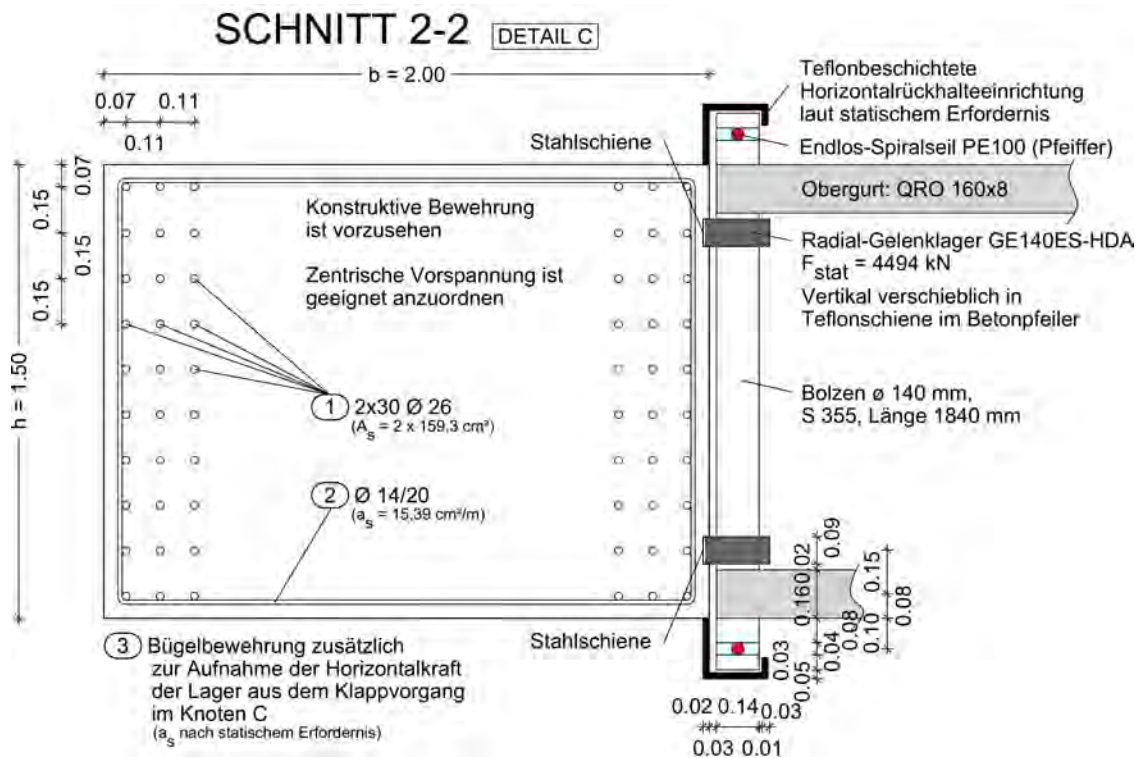


Abb. 8.7: Querschnitt Pylon M 1:25 [6]

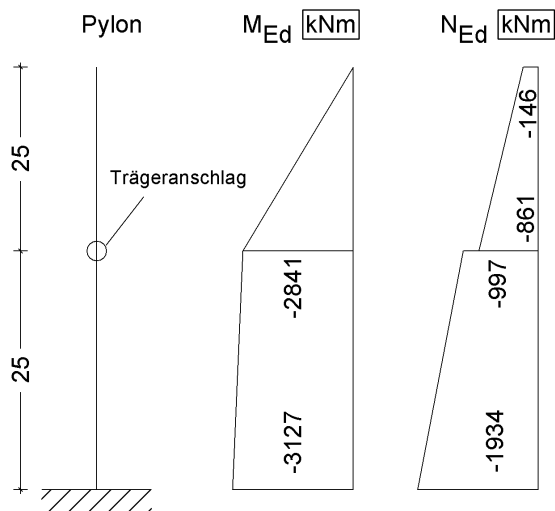
Wahl der Querkraftbewehrung:

Gewählt : Bügelbewehrung  $\varnothing 20$  ( $A_{\text{vorh}} = 94,2 \text{ cm}^2$ )

$A_{s2} = \varnothing 14/20$  ( $A_{\text{vorh}} = 15,39 \text{ cm}^2/\text{m}$ )

Die Wahl der Bewehrung ist in Abbildung 8.7 dargestellt. Die Bewehrung des oberen Pylonteils kann anhand der Momentenlinie abgestuft werden.

Anhand einer überschlagsmäßigen Rechnung wird überprüft, ob sich der Beton unter charakteristischer Belastung in gerissenem Zustand (Zustand 2) befindet. Abbildung 8.8 zeigt die Schnittgrößenverläufe von Moment und Normalkraft für die maßgebende charakteristische Lasteinwirkung. Die maßgebende Stelle hierfür befindet sich in Höhe des Einleitungspunktes des Dachträgers.



$$\sigma_c = \frac{N}{A} + \frac{M}{W}$$

$$A = 1,5 \cdot 2 = 3 \text{ m}^2; f_{ctm} = 2,6 \text{ N/mm}^2$$

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{1,5 \cdot 2^2}{6} = 1,0 \text{ m}^3$$

$$\sigma_c = \frac{-1994}{3} + \frac{5682}{1} = 5,02 > 2,6 \text{ N/mm}^2$$

Abb. 8.8: M-N Verlauf des Pylons [6]

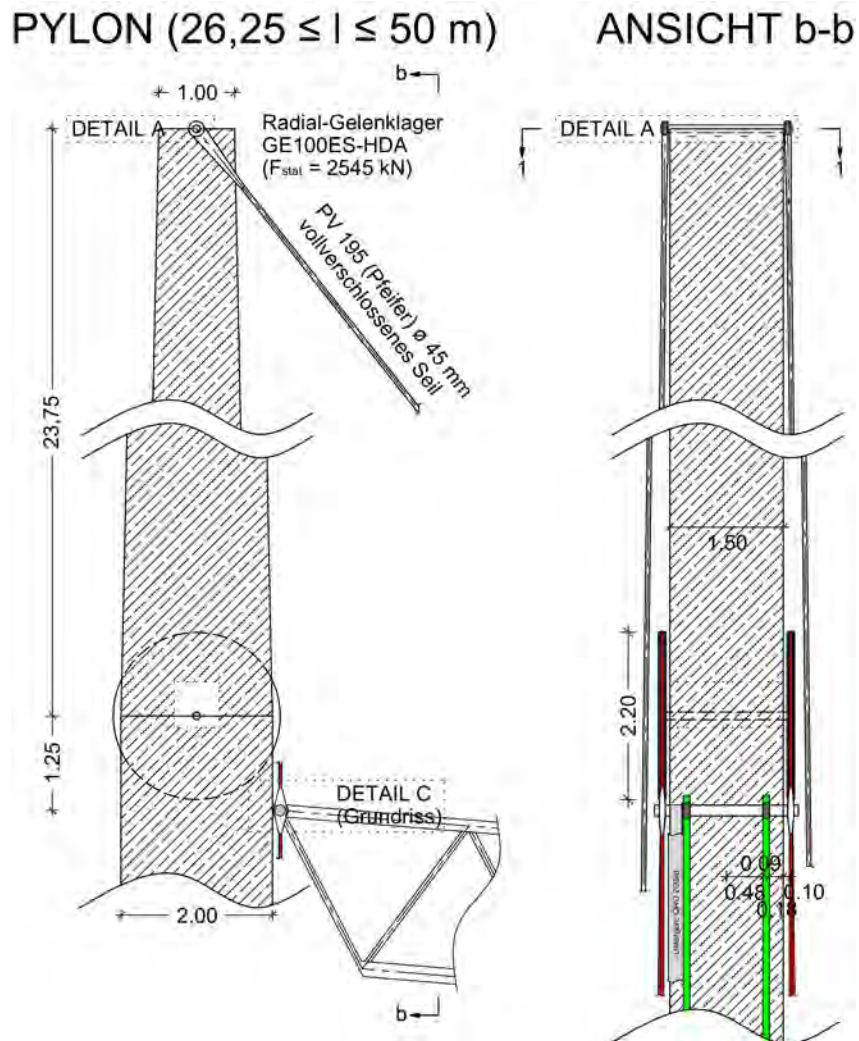
Aus dieser Rechnung wird ersichtlich, dass im unteren Bereich des Pylons Risse im Beton entstehen. Die Einhaltung der Gebrauchstauglichkeit als auch der Tragsicherheit (aufgrund der dynamischen Beanspruchung - Klappen) sind gefährdet. Dem kann mit einer zentrischen Vorspannung entgegengewirkt werden. Die notwendige, in den Beton einzubringende Normalkraft, um Risse zu verhindern, beträgt  $N_{Vsp} = A \cdot (5,02 - 2,6) = 7,26 \text{ MN}$ .

### 8.2.5 Dachträger

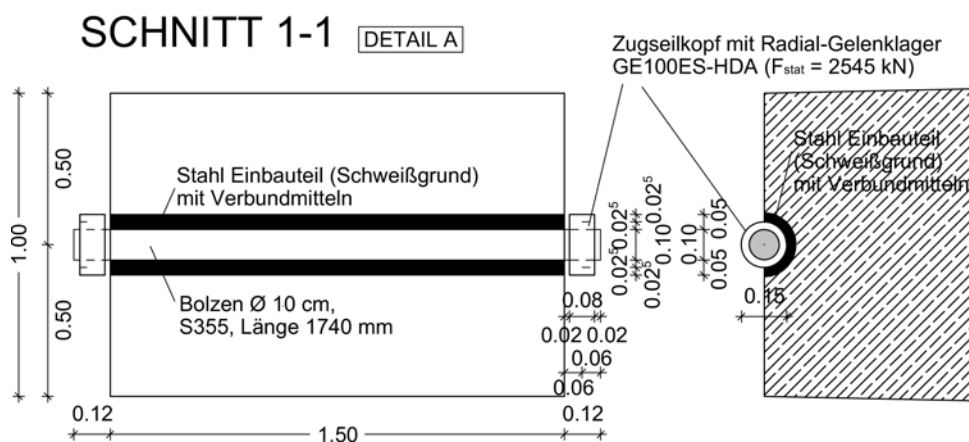
Der Dachträger ist 50 m lang und als räumliches Fachwerk geplant (Abb. 8.10). In der Ober- und Untergurtebene befinden sich horizontale Aussteifungen, um eine ausreichende Torsionssteifigkeit bezüglich Windlasten zu gewährleisten. Der Träger ist horizontal gevoutet. Dies ermöglicht die beim Anschlagpunkt der Zugstrebe erforderliche Breite von 2,30 m, um beim Klappvorgang Verschneidungen des Seils mit den vertikalen Bauteilen (Pylon) auszuschließen. Die Endpunkte sind 1,40 m breit. Am linken Ende (Knoten C) befindet sich ein Bolzen im Schnittpunkt von Ober- und Untergurt, auf dem sich zwei Radial-Gelenklager befinden. Der Bolzen verbindet den vorderen und hinteren Träger des räumlichen Fachwerkträgers. Der Anschluß der Zugstrebe erfolgt über ein Augenblech am Obergurt. Einzelne Fachwerkknoten werden nicht untersucht, es ist allerdings darauf hinzuweisen, dass durch die Lasteinleitung der Diagonalen in die Gurte aufgrund der Querschnittssprünge Biegung in den Gurtblechen entsteht. Ein lastverteilendes Anschlussblech ist somit vorzusehen. Eine weitere Möglichkeit bestünde in einer Anpassung der Querschnittsabmessungen der Diagonalen an die Gurte.

### 8.2.6 Zugstrebe

Die beiden Zugstreben sind jeweils 33,94 m lang. Verwendet wird ein 5,5 cm dickes, vollverschlossenes Seil (PV 195 (Pfeifer),  $\varnothing 45 \text{ mm}$ ). Am unteren Ende ist die Zugstrebe mittels Gabelkopf über einen Bolzen mit Lager mit dem Dachträger verbunden (vgl. Detail B in



(a) Ansicht M 1:100



(b) Detail A und Schnitt 1-1 M 1:25

Abb. 8.9: Pylon ( $26,25 \leq l \leq 50 \text{ m}$ ) [6]

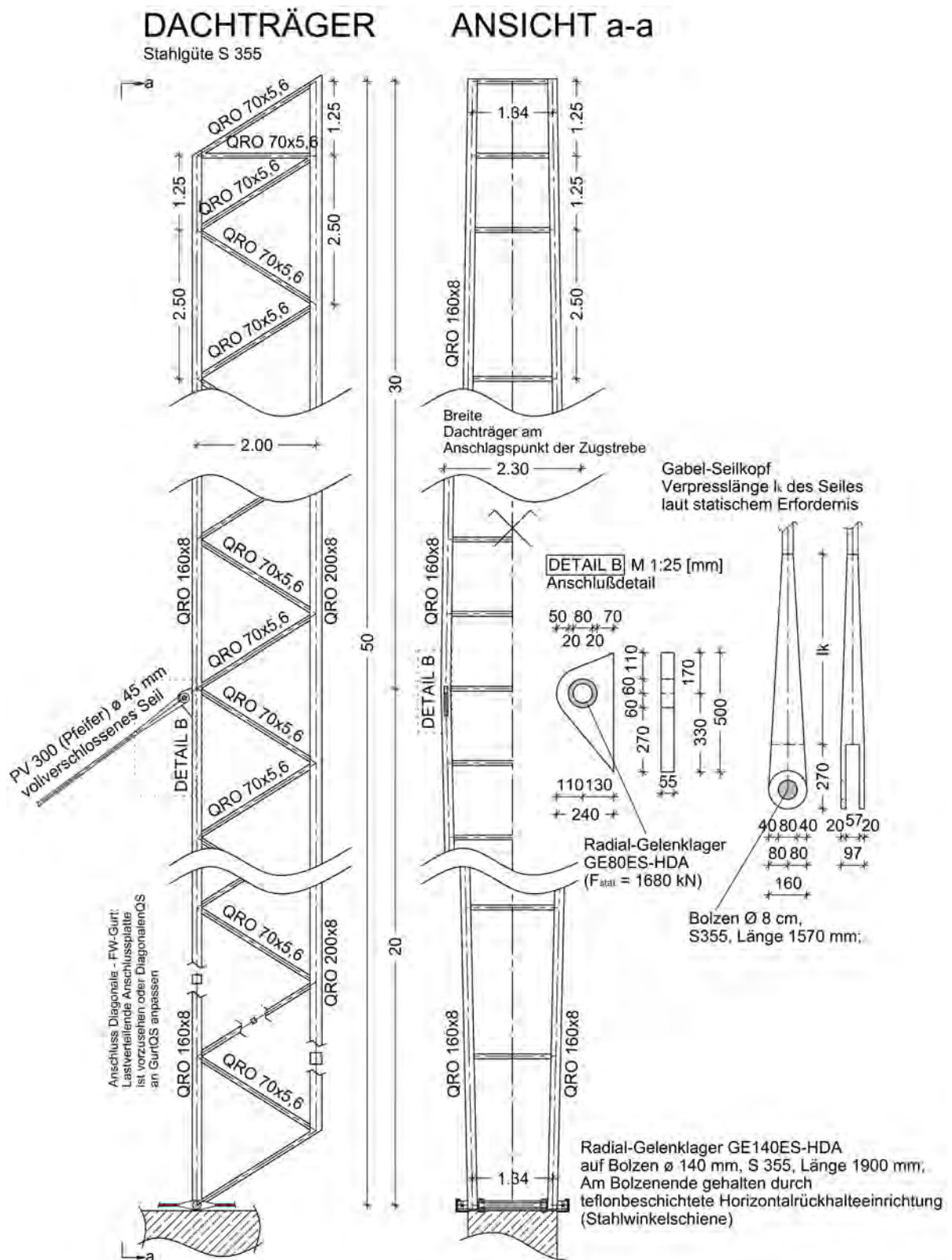


Abb. 8.10: Dachträger M 1:100 [6]

Abb. 8.10). Mit dem fixen Bolzen des Pylons wird das Seil am oberen Ende über einen Seilkopf mit Lager verbunden. Die Lager ermöglichen die erforderliche Drehbewegung. Die Untersuchung des Klappvorganges hat gezeigt, dass sich bei starkem Wind Druckkräfte in der Zugstrebe ergeben können. Durch eine Beschränkung der Windgeschwindigkeit beim Klappvorgang, welche aus Versuche ermittelt wird, müssen diese ausgeschlossen werden.

## 8.2.7 Antrieb

Der Antrieb der Kinematik erfolgt über eine Seilwinde, die am tiefsten Punkt der Grube angeordnet ist, und ein Endlos-Spiralseil. Das Antriebsseil (PE 100 (Pfeifer),  $\varnothing 36,6$  mm) ist durch die Führung als Endlosschleife stets auf Zug beansprucht, obwohl während des Klappvorganges eine Vorzeichenänderung der Windenkraft passiert (Zug  $\rightarrow$  Druck, vgl. Tab. 8.2 - 8.4 und Abb. 8.13 (b)). Das Antriebsseil ist mittels Doppelseilkopf (mit Radial-Gelenklager) mit dem Dachträger verbunden (Knoten C).

Die vertikale Bewegung des Knotens C erfordert, das Antriebsseil ebenfalls vertikal am Pylon zu führen. Durch die Anordnung der Seilwinde in der Grube und der Umlenkrolle wird dies bewerkstelligt. Die gewählten Rollenradien berücksichtigen, dass der erlaubte Umlenkradius von etwa 55 cm (15-facher Seildurchmesser) nicht unterschritten werden darf. Die Umlenkrolle und die Rolle der Seilwinde befinden sich nicht in einer vertikalen Ebene, weswegen das Antriebsseil die Form einer schiefen Acht beschreibt (vgl. Abb. 8.6). Die Kreuzung des Seils wird durch einen windschiefen Verzug vermieden. Die bündige Wicklung des Endlosseiles auf der Seilwindentrommel versetzt das Seil derart, dass sich keine Verschneidungen mit dem vertikalen Teil des Seils und der Horizontalrückhalteeinrichtung ergeben. Weiters wird die notwendige Haftreibung des Antriebsseils mit der Windenrolle durch die Wicklungen sichergestellt. Die Kraftübertragung in diesem Bauteil ist somit gewährleistet.

Auf einer Welle der Seilwinde sind zu beiden Seiten des Pylons und Dachträgers Windenrollen angebracht, die maximale Windenkraft (vgl. Tab. 8.2) beträgt darum  $2 \cdot 301,47 = 602,94$  kN. Derartig große Kräfte ergeben sich durch die volle Berücksichtigung der Bemessungswindgeschwindigkeit  $v_b = 23,8$  m/s. Eine Bemessung mit den maximalen Lasten liegt auf der sicheren Seite. In Kapitel 8.2.10 wird die Windgeschwindigkeit während des Öffnungsvorganges auf  $v_b = 11,0$  m/s beschränkt. Die Kräfte, die sich damit ergeben und für eine iterative statische Untersuchung des Bewegungsvorganges herangezogen werden könnten, sind in Kapitel 8.2.11 dargestellt.

## 8.2.8 Statische Untersuchung des Bewegungsvorganges

Für den Klappvorgang werden nur das Eigengewicht der Konstruktion sowie horizontal auf die Gurte des Dachträgers und den Pylon angreifende Windlasten berücksichtigt.

Die Berechnung der Windlasten erfolgt mit den Formeln (7.2) bis (7.6) analog zu Kapitel 8.1.1:

- Wind auf Pylon:

$$z = 1 \text{ m} :$$

$$q = q_p(z) \cdot c_{pe,10} \cdot b = 0,318 \cdot 0,8 \cdot 1,5 = 0,382 \text{ kN/m}$$

$$\text{halbes System} \rightarrow q_1 = 0,382/2 = \mathbf{0,19 \text{ kN/m}}$$

$$\text{anzusetzen im Bereich } 0 \leq x \leq b/2 = 0,75 \text{ m}$$

$$z = 50 \text{ m} :$$

$$q = q_p(z) \cdot c_{pe,10} \cdot b = 0,99 \cdot 0,8 \cdot 1,5 = 1,188 \text{ kN/m}$$

$$\text{halbes System} \rightarrow q_2 = 1,188/2 = \mathbf{0,59 \text{ kN/m}}$$

$$\text{anzusetzen im Bereich } 49,25 \leq x \leq h = 50 \text{ m}$$

Der Anstieg der Windbelastung über die Pylonhöhe von  $q_1$  auf  $q_2$  wird laut ÖNORM EN 1991-1-4 linear angenommen.

- Wind auf Dachträger:

$$q = q_p(z) \cdot c_{pe,10} \cdot b \cdot 0,5 = 0,99 \cdot 0,8 \cdot 1,5 \cdot 0,5 = 0,6 \text{ kN/m}$$

$$\text{halbes System} \rightarrow q_3 = 0,6/2 = \mathbf{0,3 \text{ kN/m}}$$

Die Windbelastung variiert während des Klappvorganges aufgrund der Änderung der Bezugshöhe  $z$ . Um die Berechnung zu vereinfachen, wird auf der sicheren Seite liegend, konstant mit einer Höhe  $z = 50 \text{ m}$  gerechnet. In der Berechnung ist bereits eine Abminderung zur Berücksichtigung der Fachwerksstruktur des Dachträgers enthalten.

Die Auswertung der Ergebnisse erfolgt in Schritten von  $15^\circ$  und wird separat für den Lastfall Eigengewicht sowie die Lastgruppen Eigengewicht mit Wind x+ und Eigengewicht mit Wind x- durchgeführt. Werte für die Horizontal- (wird vom Lager aufgenommen) und Vertikalkraft (über Seil von der Winde aufgenommen) des Knotens C des Dachträgers sowie die Resultierende, die sich während des Bewegungsvorganges ergeben, werden in Form von Tabellen dargestellt. Die Horizontalkraft wird über Radial-Gelenklager direkt in den Betonpylon eingeleitet und ist deswegen ein maßgebender Faktor für die Aufteilung der Querkraftbewehrung längs der Pylonachse. Für die Wahl der Radial-Gelenklager wird die resultierende Kraft  $R$  herangezogen, wobei deren Vertikalkomponente  $V$  die Zugkraft im Endlos-Spiralseil der Winde angibt. Die in den Tabellen 8.2 bis 8.4 vorkommenden Bezeichnungen sind aus Abbildung 8.12 klar ersichtlich. Auf Basis der Tabellen wurden die Diagramme in Abbildung 8.13 erstellt.



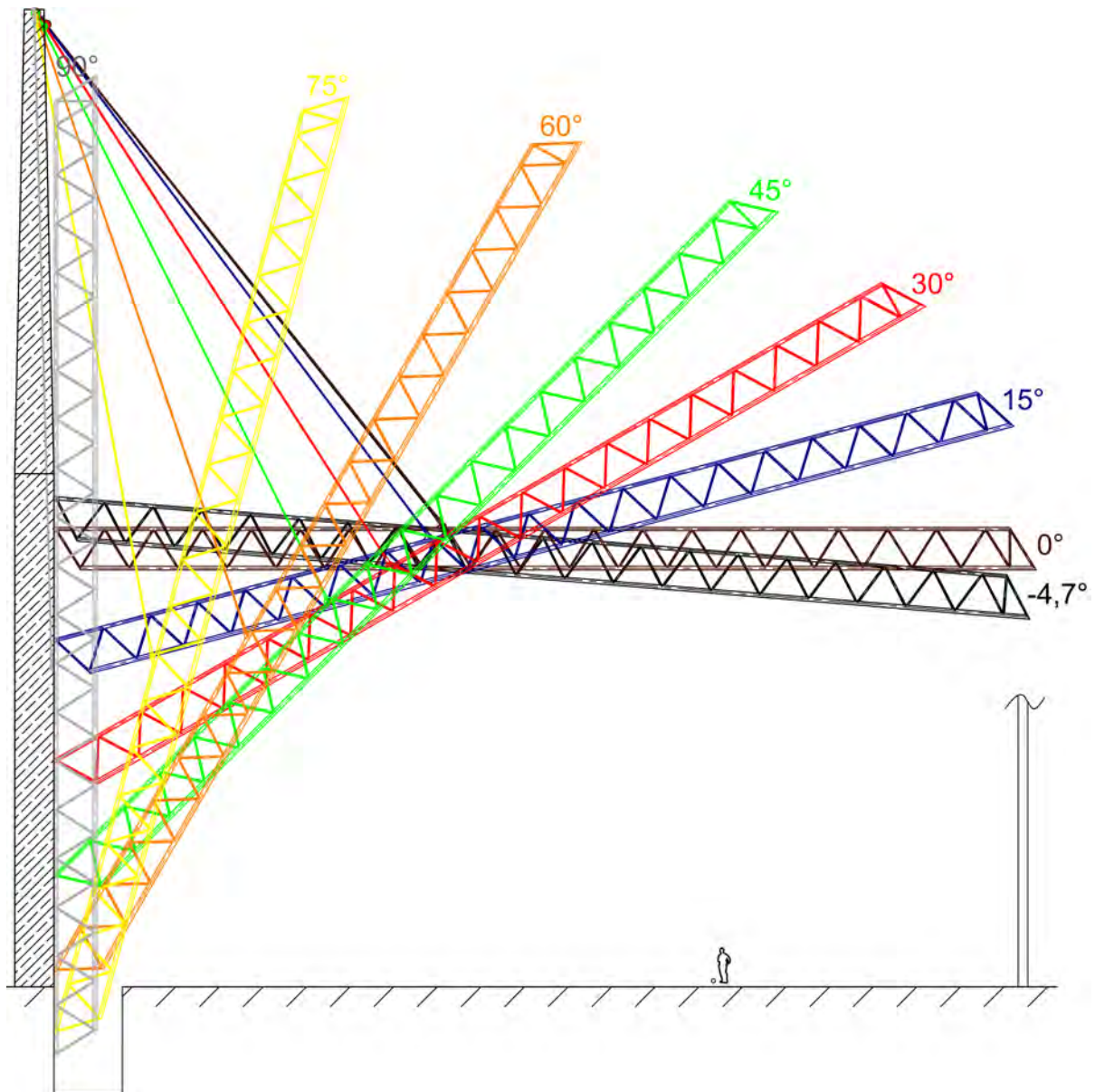


Abb. 8.11: Darstellung des Klappvorganges M 1:100 [6]

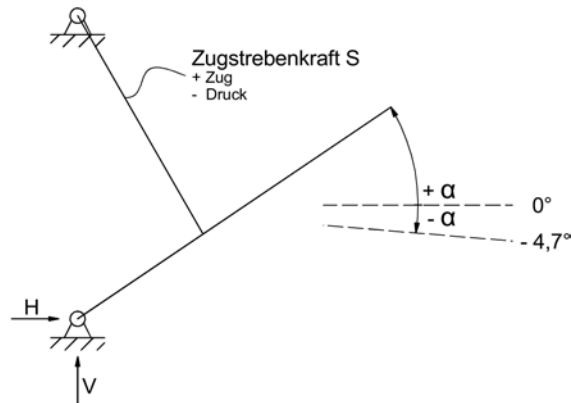


Abb. 8.12: Übersichtsskizze [6]

Winkel $\alpha$ [°]	Strebenkraft S [kN]	Vertikalkraft V [kN]	Horizontalkraft H [kN]	Resultierende R [kN]
-4,7	120,68	-23,24	68,83	72,65
0	84,60	-13,32	49,77	51,52
15	97,85	-6,19	49,61	49,99
30	88,79	-2,18	33,87	33,94
45	87,15	-5,01	20,36	20,97
60	95,30	-16,77	8,76	18,92
75	130,20	-54,29	-1,39	54,31
90	<b>376,09</b>	<b>-301,47</b>	-9,00	<b>301,60</b>

Tab. 8.2: Eigengewicht mit Wind x+ [12]

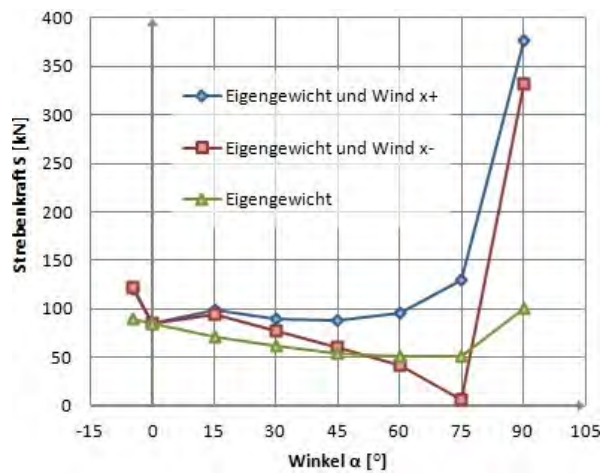
Winkel $\alpha$ [°]	Strebenkraft S [kN]	Vertikalkraft V [kN]	Horizontalkraft H [kN]	Resultierende R [kN]
-4,7	121,47	-23,85	72,88	76,68
0	84,60	-13,32	49,77	51,52
15	94,61	-3,52	59,10	59,20
30	76,14	8,69	49,29	50,05
45	59,23	20,33	39,62	44,53
60	40,78	35,28	30,52	46,65
75	5,77	68,64	21,27	71,86
90	331,90	-257,32	10,86	257,55

Tab. 8.3: Eigengewicht mit Wind x- [12]

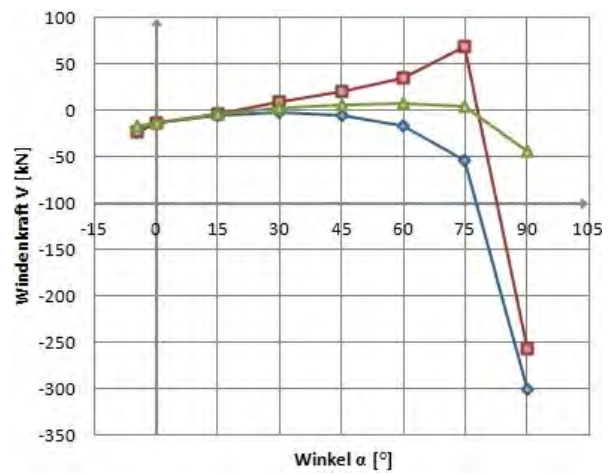


Winkel $\alpha$ [°]	Strebenkraft S [kN]	Vertikalkraft V [kN]	Horizontalkraft H [kN]	Resultierende R [kN]
-4,7	89,52	-17,40	52,52	55,33
0	84,60	-13,32	49,77	51,52
15	70,89	-3,31	40,16	40,30
30	60,67	2,77	30,69	30,81
45	53,86	6,01	22,15	22,95
60	50,52	7,02	14,57	16,17
75	50,96	4,73	7,66	9,00
90	99,38	-44,23	2,83	44,32

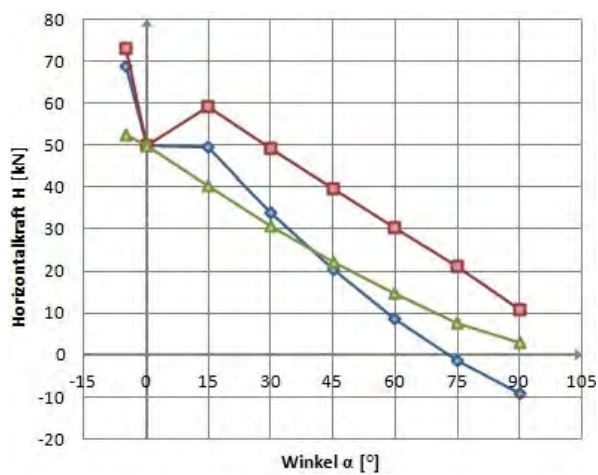
Tab. 8.4: Eigengewicht [12]



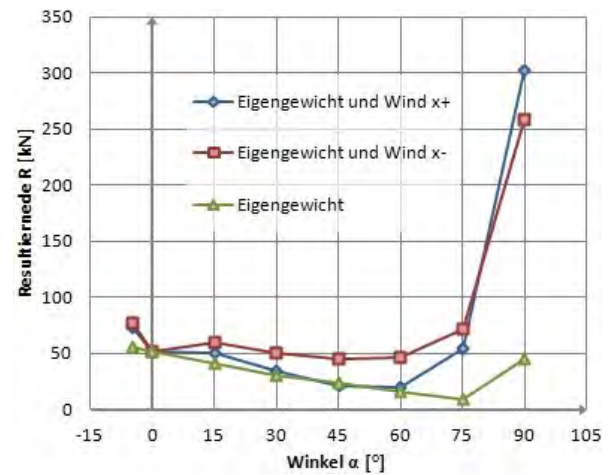
(a) Maximale Strebenkraft S



(b) Vertikalkraft V (Windenkraft)



(c) Horizontalkraft H in Pylon



(d) Resultierende R aus H u. V

Abb. 8.13: Kräfte während des Klappvorganges [6]

## 8.2.9 Knoten

In Tabelle 8.5 sind die für die Dimensionierung der Knoten maßgebenden Kräfte zusammengefasst. Nicht nur der statische Zustand des Systems (Dach geschlossen; Träger durch Endauflager gehalten), sondern auch die Kräfte während des Klappens werden berücksichtigt. Die Kräfte der statischen Berechnung des halben Systems können direkt für die Dimensionierung der Bolzen und Lager verwendet werden, ohne sie zu verdoppeln. Für die vereinfachte Berücksichtigung der dynamischen Belastung aus dem Klappvorgang wird eine Sicherheit  $\nu = R_d/E_d$  von 2,5 gefordert.

Strebenkraft S [kN]	Vertikalkraft V [kN]	Horizontalkraft H [kN]	Resultierende R [kN]
600,89	-313,70	363,56	368,59

Tab. 8.5: Maßgebende Kräfte, Knotendimensionierung [12]

### 8.2.9.1 Knoten A

Knoten A bezeichnet den oberen Abschluss des Pylons und den Anschluss der Zugstrebe an den Pylon. Dieses Detail ist in Abbildung 8.9 (b) dargestellt.

- Bolzen

Der Bolzen ( $d = 10$  cm; S355) zur Lagesicherung und Einleitung der Strebenkräfte in den Pylon lagert auf einem 5 cm dicken Stahlblech (S355) an der Pylonspitze, welches als Schweißgrund für den Bolzen im Pylon eingelassen ist. Der Bolzen ist über die gesamte Pylonbreite ( $h = 150$  cm) gehalten. Er ist derart positioniert, dass dessen Längsachse in Höhe des Pylonendes ( $H = 50$  m) im Schnittpunkt der Schwerachsen von Pylon und Zugstrebe liegt. Die vom Seil übertragenen Kräfte werden über die Lager in den fix gelagerten Bolzen und weiter in den Pylon geleitet. Der Bolzendurchmesser ergibt sich aus dem Nachweis der Biegung. Die Bemessungskraft für die Nachweise ergibt sich aus der maximalen Zugstrebenkraft im System, welche während des Klappvorganges auftritt (vgl. Tab. 8.2).

Der Nachweis erfolgt nach ÖNORM EN 1993-1-8:

Abscheren des Bolzens:

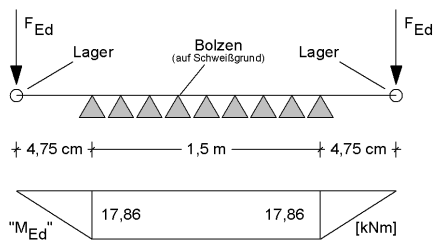
$$\begin{aligned}
 F_{V,Ed} &= S_{max} = 376,09 \text{ kN} \\
 F_{V,Rd} &= 0,6 \cdot A \cdot f_{up} / \gamma_{m2} \\
 &= 0,6 \cdot 7854 \cdot 500 / 1,25 \\
 &= 1884,9 \text{ kN} \geq 376,09 \text{ kN} \\
 \nu &= 5,0
 \end{aligned}$$

Lochleibung:

Der Nachweis der Lochleibung findet in Knoten A keine Anwendung.

Biegung:

Zur Beschreibung des statischen Systems des Bolzens und zur Ermittlung des maßgebenden Moments  $M_{Ed}$  dient Abbildung 8.14. Die Annahme einer punktförmigen Lasteinleitung weicht von den Regelungen des EC 1993-1-8 ab, liegt jedoch auf der sicheren Seite.



$$F_{Ed} = S_{max} = 376,09 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = -F_{Ed} \cdot 0,07 = 376,09 \cdot 0,07 = 17,86 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = 1,5 \cdot W_{el} \cdot f_{y,p} / \gamma_{m,0} = 1,5 \cdot 50,27 \cdot 355 / 1,0 \\ = 17,86 \text{ kNm} \leq 52,3 \text{ kNm}$$

Abb. 8.14: Stat. System Bolzen A [6]  $\nu = 2,9$

Kombination von Biegung und Abscheren:

$$\left[ \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \right]^2 + \left[ \frac{F_{V,Ed}}{F_{V,Rd}} \right]^2 \leq 1 \\ \left[ \frac{17,86}{52,3} \right]^2 + \left[ \frac{376,09}{1884,9} \right]^2 = 0,16 \\ 0,16 \leq 1,0 \\ \nu = 6,25$$

- Lager

An beiden Enden des Bolzens werden Radial-Gelenklager angeschweißt, um die notwendigen Verdrehungen der Seilköpfe während des Klappvorganges zu gewährleisten. Die Auswahl eines geeigneten Lagers wird mittels Datenblatt des Herstellers WSW Wälzlager getroffen. Die Wahl wird von dem Bolzendurchmesser beeinflusst, da dieser gleich dem Durchmesser des Lagers sein muss. Um die statischen und dynamischen Seilkräfte aufzunehmen, wird das Lager (GE100ES-HDA;  $F_{stat} = 2545 \text{ kN}$ ) gewählt. Dessen Daten und Eigenschaften sind in Anhang C zu sehen.

### 8.2.9.2 Knoten B

Knoten B beschreibt den Anschluss der Zugstrebe an den Fachwerkträger. Dieses Detail ist in Abbildung 8.10 dargestellt.

- Bolzen

Der Bolzen ( $d = 8 \text{ cm}$ ; S355) steckt im Radial-Gelenklager des Augenblechs ( $t = 3,0 \text{ cm}$ ) und ist mit dem Gabelkopf der Zugstrebe verschweißt. Der Bolzendurchmesser ergibt sich aus dem Nachweis des Abscherens. Das Blech ist am Obergurt des Trägers derart angeordnet, dass die Achse des Seils im geschlossenen Dachzustand ( $\alpha = -4,7^\circ$ ) einen Schnittpunkt mit den anderen Profilen im Knoten B bildet und somit

Exzentrizitäten vermieden werden. Der Bolzen überträgt die Kraft der Zugstrebe über das Augenblech in den Obergurt des Dachträgers. Die Bemessungskraft für die Nachweise ergibt sich aus der maximalen Zugstrebenkraft im System, welche während des Klappvorganges auftritt (ersichtlich in Tab. 8.2).

Die Bemessung erfolgt nach ÖNORM EN 1993-1-8:

Abscheren des Bolzens:

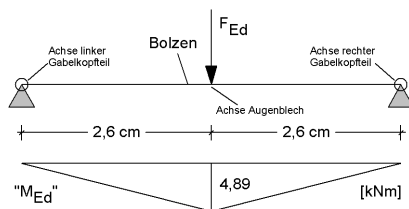
$$\begin{aligned}
 F_{V,Ed} &= S_{max} = 376,09 \text{ kN} \\
 F_{V,Rd} &= 0,6 \cdot A \cdot f_{up} / \gamma_{m2} \\
 &= 0,6 \cdot 5027 \cdot 500 / 1,25 \\
 &= 1206,5 \text{ kN} \geq 376,09 \text{ kN} \\
 \nu &= 3,2
 \end{aligned}$$

Lochleibung:

$$\begin{aligned}
 F_{V,Ed} &= S_{max} = 376,09 \text{ kN} \\
 F_{b,Rd} &= 1,5 \cdot t \cdot d \cdot f_{up} / \gamma_{m0} \\
 &= 1,5 \cdot 30 \cdot 80 \cdot 355 / 1,0 \\
 &= 1278,0 \text{ kN} \geq 376,09 \text{ kN} \\
 \nu &= 3,4
 \end{aligned}$$

Biegung:

Zur Beschreibung des statischen Systems des Bolzens und zur Ermittlung des maßgebenden Moments  $M_{Ed}$  dient Abbildung 8.15. Die Annahme einer punktförmigen Lasteinleitung weicht von den Regelungen des EC 1993-1-8 ab, liegt jedoch auf der sicheren Seite.



$$\begin{aligned}
 F_{Ed} &= S_{max} = 376,09 \text{ kN} \\
 M_{Ed} &= F_{Ed} \cdot l/4 = 376,09 \cdot 2,5/4 = 4,89 \text{ kNm} \\
 M_{Rd} &= 1,5 \cdot W_{el} \cdot f_{y,p} / \gamma_{m,0} = 1,5 \cdot 50,27 \cdot 355 / 1,0 \\
 &= 26,77 \text{ kNm} \geq 4,89 \text{ kNm} \\
 \nu &= 5,5
 \end{aligned}$$

Abb. 8.15: Stat. System Bolzen B [6]

Kombination von Biegung und Abscheren:

$$\begin{aligned} \left[ \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \right]^2 + \left[ \frac{F_{V,Ed}}{F_{V,Rd}} \right]^2 &\leq 1 \\ \left[ \frac{4,89}{26,77} \right]^2 + \left[ \frac{376,09}{1206,5} \right]^2 &= 0,43 \\ 0,13 &\leq 1,0 \\ \nu &= 7,68 \end{aligned}$$

- Lager

Das Radial-Gelenklager im Augenblech ermöglicht eine Verdrehung des Seilkopfes während des Klappvorganges. Die Auswahl eines geeigneten Lagers wurde mittels des Datenblattes des Herstellers WSW Wälzlager getroffen. Beeinflusst wird die Wahl von dem gewählten Bolzendurchmesser, da dieser gleich dem Innendurchmesser des Lagers sein muss. Um die statischen und dynamischen Seilkräfte aufzunehmen, wird das Lager (GE80ES-HDA;  $F_{stat} = 1680 \text{ kN}$ ) gewählt. Dessen Daten und Eigenschaften sind in Anhang C ersichtlich.

### 8.2.9.3 Knoten C

Der Auflagerpunkt der Fachwerkträger-Gleitlager an den Pylon bildet den Knoten C. Dieses Detail ist in Abbildung 8.7 dargestellt.

- Bolzen

Der Bolzen ( $d = 14 \text{ cm}$ ; S355) wird mit den Obergurten des Fachwerkträgers (QRO 160x8) verschweißt. Zwei Lager, welche die Kraft in den Pylon übertragen, befinden sich auf dem Bolzen und sind zur axialen Lagesicherung verschweißt. Der Bolzendurchmesser wird nicht nur anhand der Biegung dimensioniert, sondern ist auch durch den Innendurchmesser des Lagers bestimmt, dessen Dimensionen sich aus geometrischen Notwendigkeiten ergeben. Die Bemessungskraft ist gleich der maximalen Resultierenden aus H und V, welche vom Träger über die Lager in den Pylon eingeleitet werden.  $R_{max} = 301,6 \text{ kN}$  (vgl. Tab. 8.2) ergibt sich bei  $\alpha = 90^\circ$  während des Klappvorganges.

Der Nachweis des Bolzens erfolgt nach ÖNORM EN 1993-1-8:

Abscheren des Bolzens:

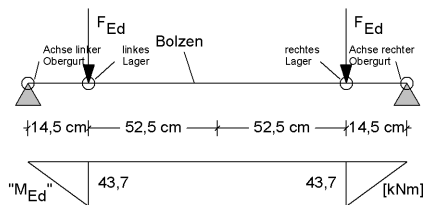
$$\begin{aligned} F_{V,Ed} &= R_{max} = 301,6 \text{ kN} \\ F_{V,Rd} &= 0,6 \cdot A \cdot f_{up} / \gamma_{m2} \\ &= 0,6 \cdot 61575 \cdot 500 / 1,25 \\ &= 14778 \text{ kN} \geq 301,6 \text{ kN} \\ \nu &= 29,0 \end{aligned}$$

Lochleibung:

Bei einem Bolzendurchmesser von 14 cm und einer Wandstärke der Profile, an denen der Bolzen befestigt ist, von 0,8 cm (kein Augenblech!) ist die Lochleibungsbemessung nicht maßgebend.

Biegung:

Zur Beschreibung des statischen Systems des Bolzens und zur Ermittlung des maßgebenden Moments  $M_{Ed}$  dient Abbildung 8.16. Die Annahme einer punktförmigen Lasteinleitung weicht von den Regelungen des EC 1993-1-8 ab, liegt jedoch auf der sicheren Seite.



$$F_{Ed} = R_{max} = 301,6 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = F_{Ed} \cdot 0,145 = 301,6 \cdot 0,145 = 43,7 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = 1,5 \cdot W_{el} \cdot f_{y,p} / \gamma_{m,0} = 1,5 \cdot 269,39 \cdot 355 / 1,0 \\ = 143,45 \text{ kNm} \geq 43,7 \text{ kNm}$$

Abb. 8.16: Stat. System Bolzen C [6]

$$\nu = 3,3$$

Kombination von Biegung und Abscheren:

$$\left[ \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \right]^2 + \left[ \frac{F_{V,Ed}}{F_{V,Rd}} \right]^2 \leq 1 \\ \left[ \frac{43,7}{143,45} \right]^2 + \left[ \frac{301,6}{14778} \right]^2 = 0,09 \\ 0,09 \leq 1,0 \\ \nu = 10,7$$

- Lager

In einem Abstand von 39,50 cm vom Bolzenende ist je ein Radial-Gelenklager befestigt. Die Auswahl eines geeigneten Lagers wurde mittels Datenblattes des Herstellers WSW Wälzlager getroffen. Neben der Kraftübertragung ist für die Wahl geeigneter Lager deren Aussendurchmesser maßgebend, da, um Überschneidungen zu vermeiden, ein ausreichender Abstand von Trägerende und Pylon gewährleistet werden muss. Gewählt werden Lager des Typs GE140ES-HDA ( $F_{stat} = 4494 \text{ kN}$ ). Deren Daten und Eigenschaften sind in Anhang C ersichtlich.

## 8.2.10 Beschränkung der Windgeschwindigkeit während des Öffnungsvorganges

Die Beschränkung der Windgeschwindigkeit ist aus zwei Gründen erforderlich: In der Zugstrebe dürfen keine Druckkräfte auftreten und außerdem ist bei horizontaler Windlast

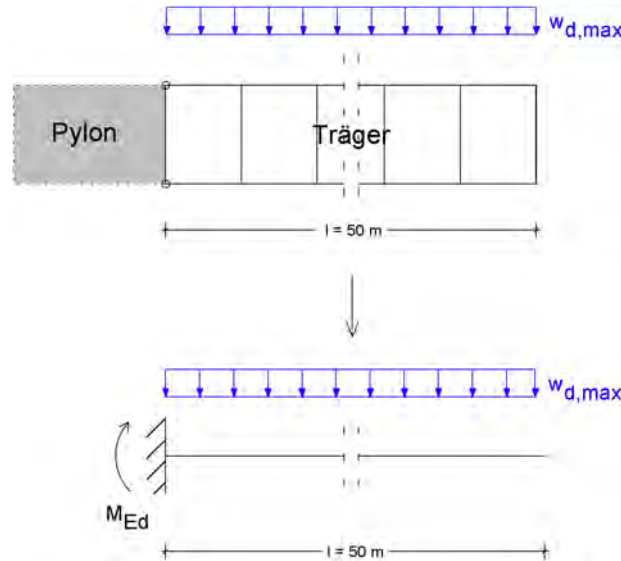


Abb. 8.17: Windbelastung quer zum Träger und statisches System [6]

quer zum Träger das Abheben der Lager in Knoten C zu vermeiden. Die Beschränkung bringt weiters den Vorteil mit sich, die erforderliche Kraft der Seilwinde zu reduzieren.

Bei der Bemessungsgeschwindigkeit  $v_b = 23,8 \text{ m/s}$  (Mittelwert aus den Werten von Mattersburg und Amstetten) entstehen keine Druckkräfte in der Zugstrebe (vgl. Tab. 8.2 - 8.4).

Die horizontale Windlast quer zum Träger verursacht ein Einspannmoment im Knoten C (Abb. 8.17). Dieses kann in ein Kräftepaar bestehend aus einer Druckkraft im Lager und einer Zugkraft, welche von der Horizontalrückhalteeinrichtung aufgenommen wird, aufgeteilt werden (Abb. 8.18). Die teflonbeschichtete Horizontalrückhalteeinrichtung, bestehend aus einem Stahlprofil (S355,  $t = 3 \text{ cm}$ ), ist seitlich am Pylon befestigt (im Bereich  $-4 \leq l \leq 25 \text{ m}$ ) und umfasst die Bolzenenden (vgl. Abb. 8.7). Die Beschränkung der Windgeschwindigkeit erfolgt anhand der Bemessung des Bleches. Die mitwirkende Länge  $b_{eff}$  Bleches für die Aufnahme der eingeleiteten Zugkraft aus dem Lager wird mit  $100 \text{ cm}$  angesetzt.

Ausgehend von dem Widerstandsmoment des Bleches  $W_B$  wird auf die maximal aufnehmbare Windgeschwindigkeit  $v_b$  rückgerechnet:

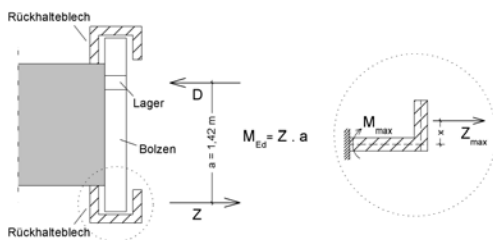


Abb. 8.18: Statisches Modell [6]

$$W_B = \frac{b_{eff} \cdot h^2}{6} = \frac{100 \cdot 3^2}{6} = 150 \text{ cm}^3$$

$$M_{max} = \sigma \cdot W_B = 355 \cdot 150000 = 53,5 \text{ kNm}$$

$$Z_{max} = \frac{M_{max}}{x} = \frac{53,5}{0,04} = 1338 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = Z_{max} \cdot a = 1338 \cdot 1,42 = 1899,25 \text{ kNm}$$

$$w_{d,max} = \frac{M_{Ed}}{l^2/2} = \frac{1899,25}{50^2/2} = 1,52 \text{ kN/m}$$

Eine quer auf den Träger anzusetzende Windbelastung  $w_{d,max} = 1,52 \text{ kN/m}$  in einer Höhe von 25 m entspricht einer Basiswindgeschwindigkeit von 27,8 m/s (Berechnung vgl. Kap. 8.1.1):

$$\begin{aligned}
 q &= q_p(z) \cdot c_{pe,10} \cdot b \cdot 0,5 \\
 1,52 &= q_p(25) \cdot 0,8 \cdot 2 \cdot 0,5 \rightarrow q_p(25) = 1,9 \text{ kN/m}^2 \\
 c_e(25) &= 1,75 \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^{0,29} = 1,75 \cdot \left(\frac{25}{10}\right)^{0,29} = 2,283 \\
 q_p(25) &= q_b \cdot c_e(25) \\
 1,9 &= q_b \cdot 2,283 \rightarrow q_b = 0,83 \text{ kN/m}^2 \\
 q_b &= 0,5 \cdot \rho \cdot v_b^2 \\
 0,83 &= 0,5 \cdot 1,25 \cdot v_b^2 \rightarrow v_b = 36,5 \text{ m/s}
 \end{aligned}$$

In dieser vereinfachten Berechnung sind die Aussteifung des räumlichen Fachwerkträgers und die anzuordnenden Windverbände nicht berücksichtigt.

Für die vereinfachte Berücksichtigung der dynamischen Belastung aus dem Klappvorgang wird eine Sicherheit  $\nu = R_d/E_d$  von 2,5 gefordert. Aus diesem Grund ist die Basiswindgeschwindigkeit auf  $36,5/2,5 \approx \mathbf{14,6 \text{ m/s}}$  zu beschränken.

Durch die Beschränkung der Basiswindgeschwindigkeit während des Bewegungsvorganges ergeben sich im Vergleich zur gewählten Bemessungswindgeschwindigkeit von 23,8 m/s wesentlich geringere Werte der Systemschnittgrößen und in Folge geringere Lasten für die Bemessung der einzelnen Bauteile. Außerdem wird die berechnete Windkraft von 602,94 kN (vgl. Kap. 8.2.7) herabgesetzt, wodurch eine wirtschaftlichere Lösung für die Seilwinde gefunden werden kann.

### 8.2.11 Statische Untersuchung des Bewegungsvorganges bei Beschränkung der Windgeschwindigkeit

Mit einer Windgeschwindigkeit von 14,6 m/s wird der Öffnungsvorgang analog zu Kapitel 8.2.8 erneut untersucht. Die begrenzte Windgeschwindigkeit von 14,6 m/s entspricht einer anzusetzenden Windlast auf den Dachträger von 0,11 kN/m. Die Belastung auf den Pylon berechnet sich zu 0,066 kN/m in einer Höhe von 0 bis 0,75 m und zu 0,222 kN/m in einer Höhe von 49,25 bis 50 m. Dazwischen ist laut ÖNORM EN 1991-1-4 ein linearer Anstieg der Belastung anzunehmen.

Die für die Bemessung der Bauteile notwendigen Kräfte werden in den Tabellen 8.6 - 8.8 angegeben. Darauf aufbauend sind die Kräfte während des Bewegungsvorganges in den Diagrammen in Abbildung 8.19 graphisch dargestellt.



Winkel $\alpha$ [°]	Strebenkraft S [kN]	Vertikalkraft V [kN]	Horizontalkraft H [kN]	Resultierende R [kN]
-4,7	121,02	-23,50	70,22	74,05
0	84,60	-13,32	49,77	51,52
15	96,65	-5,19	52,56	52,82
30	84,57	1,46	38,69	38,72
45	78,14	3,18	26,43	26,62
60	78,04	-0,27	15,71	15,71
75	91,52	-16,07	6,09	17,19
90	<b>232,67</b>	<b>-162,90</b>	-1,45	<b>162,91</b>

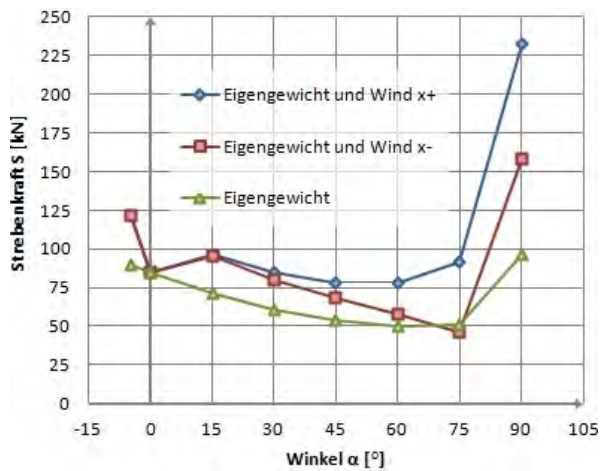
Tab. 8.6: Eigengewicht mit Wind x+ (Windgeschwindigkeitsbeschränkung) [12]

Winkel $\alpha$ [°]	Strebenkraft S [kN]	Vertikalkraft V [kN]	Horizontalkraft H [kN]	Resultierende R [kN]
-4,7	121,31	-23,73	71,71	75,53
0	84,60	-13,32	49,77	51,52
15	95,46	-4,21	56,04	56,20
30	79,93	5,45	44,34	44,67
45	67,89	12,48	33,50	35,75
60	58,04	18,81	23,67	30,23
75	45,90	28,99	14,54	32,43
90	157,98	-88,26	4,27	88,36

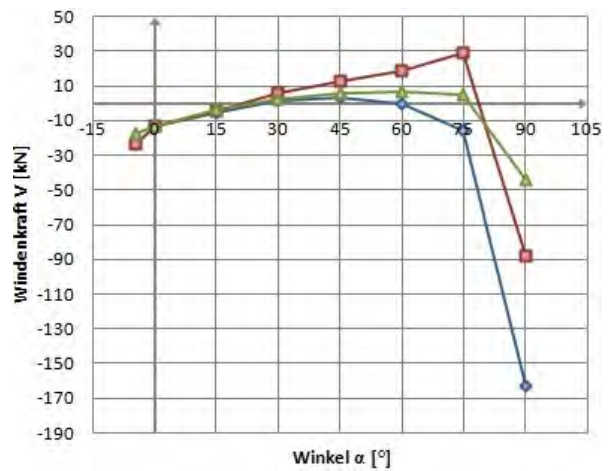
Tab. 8.7: Eigengewicht mit Wind x- (Windgeschwindigkeitsbeschränkung) [12]

Winkel $\alpha$ [°]	Strebenkraft S [kN]	Vertikalkraft V [kN]	Horizontalkraft H [kN]	Resultierende R [kN]
-4,7	89,52	-17,40	52,52	55,33
0	84,60	-13,32	49,77	51,52
15	70,89	-3,31	40,16	40,30
30	60,67	2,77	30,69	30,81
45	53,86	6,01	22,15	22,95
60	50,52	7,02	14,57	16,17
75	50,96	4,73	7,66	9,00
90	99,38	-44,23	2,83	44,32

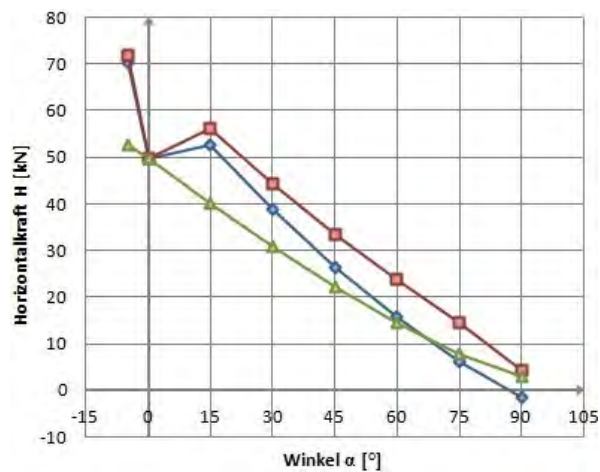
Tab. 8.8: Eigengewicht (Windgeschwindigkeitsbeschränkung) [12]



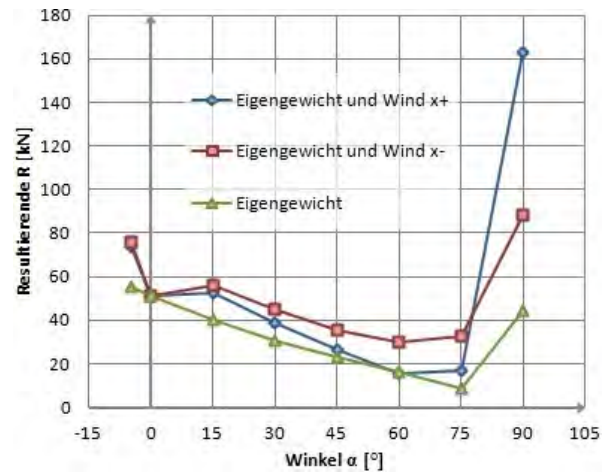
(a) Maximale Strebekraft S



(b) Vertikalkraft V (Windkraft)



(c) Horizontalkraft H in Pylon



(d) Resultierende R aus H u. V

**Abb. 8.19:** Kräfte während des Klappvorganges (Windgeschwindigkeitsbeschränkung) [6]

Wie zu erwarten war, ergeben sich bei der Beschränkung der Windgeschwindigkeit deutlich reduzierte Systemschnittgrößen. Beispielsweise reduziert sich die maximale Windenkraft von  $602,94 \text{ kN}$  zu  $2 \cdot 162,90 = 325,8 \text{ kN}$  (vgl. Tab. 8.6). Eine wirtschaftlichere Bemessung der Bauteile und der Seilwinde wird möglich.

Die Diagramme (Abb. 8.19) zeigen in dem Klappbereich zwischen  $75^\circ$  und  $90^\circ$  unverhältnismäßig vergrößerte Werte der Streben- und Windenkraft im Verhältnis zum restlichen Klappvorgang. Durch eine Beschränkung des Öffnungswinkels kann dies vermieden werden.

# Kapitel 9

---

## Schlusswort

Die Öffnung von Dächern kann auf verschiedene Arten geschehen. Das Dachklappverfahren stellt eine interessante Alternative zu den bestehenden Verfahren dar. Im Rahmen einer Varianten- und Machbarkeitsstudie hat sich gezeigt, dass das Dachklappverfahren für eine Sporthalle mit einseitig angeordneter Tribüne besonders geeignet ist. Für eine Planung des Primärtragwerkes wurde eine nach unten klappende Zugstrebenvariante mit Endauflager und Membrandachhaut gewählt. Die Spannweite beträgt 50 m bei einer lichten Höhe unter dem Dachträger von mindestens 21 m. Anders als bei bestehenden Sporthallen ist eine vollständige Öffnung des Daches ohne Behinderung des Open-Air-Feelings möglich. Die Planung berücksichtigt gleichzeitig eine ganzjährige Nutzung.

Nach einer Beschäftigung mit den Möglichkeiten der Ausgestaltung der Sekundärbau- teile wird darauf hingewiesen, dass die Detailplanung der Membran-Dachhaut im Hin- blick auf Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit, Antrieb, Niederschlagswasserableitung und Wärmeschutz eine Herausforderung darstellt, die es für eine eventuelle Ausführung des Dachklappverfahrens zu lösen gilt.

Es lohnt sich jedenfalls, die Idee „Dachklappverfahren“ weiter zu verfolgen: Die optisch dominante Ausgestaltung des Dachtragwerkes befriedigt jegliche architektonischen Bedürf- nisse für Sportstätten, aufgrund derer Stadien zu Denkmälern erhoben werden.

# Quellenverzeichnis

- [1] CANETTI, E.: *Masse und Macht*. 26. Auflage. Frankfurt am Main : Fischer Taschenbuch Verlag GmbH, 2000
- [2] TRAPP, W.: *Kleines Handbuch der Maße, Zahlen, Gewichte und der Zeitrechnung*. 4. Auflage. Stuttgart : Philipp Reclam jun. GmbH & Co., 2001
- [3] JOHN, G. ; SHEARD, R.: *Stadia - A Design and Development Guide*. 2. Auflage. Oxford : Architectural Press, 2000
- [4] CULLEY, P. ; PASCOE, J.: *Stadium Engineering*. London : Thomas Telford Publishing, 2005
- [5] *Guide to Safety at Sports Grounds*. 5. Auflage. Department for Culture, Media and Sport, 2008
- [6] SCHEFBECK, M. ; STADLBAUER, M.: *Zeichnung*. 2012. – unveröffentlicht
- [7] NEUFERT, E.: *Bauentwurfslehre*. 38. Auflage. Braunschweig : Friedr. Vieweg & Sohn Verlag, 2005
- [8] PEIL, U.: Statik der Dachtragwerke von Stadien. In: *Stahlbau* 74 (2005), Nr. 3
- [9] ÖNORM EN 13200-1 (2004-04-01) *Zuschaueranlagen, Teil 1: Kriterien für die räumliche Anordnung von Zuschauerplätzen - Anforderungen*. – Österreichisches Normungsinstitut
- [10] FRINGS, S.: *Leistungsvergleich: Komplexauge und Linsenauge*. <http://www.sinnesphysiologie.de/komplex/raum.htm>, Abruf: 16.02.2012; 14:37
- [11] ÖNORM EN 13200-1 (2006-03-01) *Zuschaueranlagen, Teil 3: Abschränkungen - Anforderungen*. – Österreichisches Normungsinstitut
- [12] SCHEFBECK, M. ; STADLBAUER, M.: *Tabelle*. 2012. – unveröffentlicht
- [13] DIENER, S. ; PARTECKE, I.: *Faszination Stadion 2006. Die WM-Stadien. Geschichte-Porträts-Ausblick*. Brühl : Stadionwelt, 2005
- [14] *Arena Park - Chancen für Investoren*. <http://arenapark.gelsenkirchen.de/umfeld/default.asp>, Abruf: 23.02.2012; 09:35. – Homepage der Stadt Gelsenkirchen

- [15] HILDEBRANDT, K.: GMP-Garantierter Maximalpreis. In: *Wirtschaftsspiegel* (2003), Nr. 6. [http://www.hoffundpartner.de/fileadmin/user\\_upload/presse/2003/03\\_06\\_wsp.pdf](http://www.hoffundpartner.de/fileadmin/user_upload/presse/2003/03_06_wsp.pdf), Abruf: 28.02.2012; 16:54
- [16] KÄHLER, G.: Arena auf Schalke. In: BUNDESINGENIEURKAMMER (Hrsg.): *Ingenieurbaukunst in Deutschland; Jahrbuch 2003/04*. Hamburg : Junius Verlag, 2001
- [17] KUHLMANN, D. ; PFEIFFER, M.: Vom verfahrbaren Spielfeld zum weitgespannten Tragwerk. In: *Stahlbau* 74 (2005), Nr. 3
- [18] *Sicherheitsrichtlinien der FIFA (FIFA Safety Guidelines)*. Fédération Internationale de Football Association (FIFA), 2003
- [19] SCHEFBECK, M. ; STADLBAUER, M.: *Photographie*. 2012. – unveröffentlicht
- [20] STICK, G.: *Stadien der Fußballweltmeisterschaft 2006*. Basel : Birkhäuser Verlag, 2005
- [21] *Bemessung von Verformungs-Gleitlagern*. [http://www.maurer-soehne.de/files/bauwerkschutzsysteme/pdf/de/produktinfo/Bemessung\\_von\\_Verformungsgleitlagern.pdf](http://www.maurer-soehne.de/files/bauwerkschutzsysteme/pdf/de/produktinfo/Bemessung_von_Verformungsgleitlagern.pdf), Abruf: 28.02.2012; 18:36. – Homepage der Maurer Söhne Group
- [22] *Arena auf „Schalke“: ESZ-Gleitlager ermöglichen Verschiebungen*. <http://www.baulager.de/pdf/Schalkearena.pdf>, Abruf: 28.02.2012; 18:32. – Homepage der ESZ W. Becker GmbH
- [23] *Was zeichnet die „Schublade“ der VELTINS-Arena aus?* [http://www.knappenkids.de/index.php/artikel/items/080411\\_arena\\_rasen.html](http://www.knappenkids.de/index.php/artikel/items/080411_arena_rasen.html), Abruf: 27.02.2012; 10:20
- [24] *Gänsehaut garantiert*. Broschüre. [http://www.veltins-arena.de/uploads/media/Broschüre\\_01.pdf](http://www.veltins-arena.de/uploads/media/Broschüre_01.pdf), Abruf: 28.02.2012; 14:00. – Homepage der Veltins Arena
- [25] *Birdair Project Gallery/Veltins Arena*. [http://www.birdair.com/projectgallery/veltins\\_arena.aspx](http://www.birdair.com/projectgallery/veltins_arena.aspx), Abruf: 27.02.2012; 10:45. – Projektgalerie Birdair
- [26] KERCHOVE, P. van ; MANS, D.G. ; SELLE, H.G. te ; WAAL, R. van d.: Dachkonstruktion des Amsterdamer Sportstadions. In: *Stahlbau* 66 (1997), Nr. 12
- [27] *About Amsterdam Arena*. [http://www.amsterdamarena.nl/over\\_amsterdamarena/en/](http://www.amsterdamarena.nl/over_amsterdamarena/en/), Abruf: 10.04.2012, 13:52. – Homepage der Amsterdam Arena
- [28] *Facts & Figures*. [http://www.amsterdamarena.nl/docs/en/pdf\\_facts\\_figures.pdf](http://www.amsterdamarena.nl/docs/en/pdf_facts_figures.pdf), Abruf: 10.04.2012, 13:40. – Homepage der Amsterdam Arena
- [29] *The making of the Amsterdam Arena*. [http://www.amsterdamarena.nl/docs/en/pdf\\_the\\_making\\_of\\_amsterdamarena\\_def.pdf](http://www.amsterdamarena.nl/docs/en/pdf_the_making_of_amsterdamarena_def.pdf), Abruf: 07.03.2012; 10:15. – Homepage der Amsterdam Arena

- [30] *Amsterdam Arena HD Image*. <http://www.football-pictures.net/postcard.img3044.htm>, Abruf: 19.03.2012, 09:00
- [31] *Access to super structure Amsterdam Arena*. [http://www.conbit.eu/Page/305982\\_access-to-super-structure-amsterdam-arena.aspx](http://www.conbit.eu/Page/305982_access-to-super-structure-amsterdam-arena.aspx), Abruf: 10.04.2012, 13:58. – Homepage Conbit Engineering
- [32] *Luftbild Bauzustand Amsterdam Arena*. <http://www.wwp-diemen.nl/lucht/images/arena1.jpg>, Abruf: 10.04.2012, 14:07. – Homepage WWP-Diemen
- [33] *Wembley Stadium*. <http://www.fosterandpartners.com/projects/1015/default.aspx>, Abruf: 16.05.2012; 14:20. – Homepage Foster and Partners
- [34] *Wembley Stadium London: Architecture Information*. [http://www.e-architect.co.uk/london/wembley\\_stadium.htm](http://www.e-architect.co.uk/london/wembley_stadium.htm), Abruf: 18.05.2012; 13:24. – Homepage E-Architect
- [35] *Wembley Stadium, London*. [http://www.fussballtempel.net/uefa/ENG/Wembley\\_new.html](http://www.fussballtempel.net/uefa/ENG/Wembley_new.html), Abruf: 25.05.2012; 13:48. – Fußballtempel der Welt
- [36] *Wembley Stadium*. <http://www.london-attractions.info/wembley-stadium.htm>, Abruf: 25.05.2012; 13:37. – Attraktionen und Informationen London
- [37] Fußball-Kolosseum mit Tiara. In: *Frankfurter Allgemeine Zeitung* 24.März.2007 (2007), Nr. 71
- [38] GRIFFITHS, A.: *Mein Pferd war wunderbar*. <http://www.11freunde.de/international/110583>, Abruf: 28.05.2012; 15:30. – 11 Freunde-Magazin für Fussballkultur
- [39] LIVINGSTON, M.: *Wembley Stadium*. [http://www.daap.space.daap.uc.edu/~larsongr/Larsonline/Stadium\\_files/wembley.pdf](http://www.daap.space.daap.uc.edu/~larsongr/Larsonline/Stadium_files/wembley.pdf), Abruf: 29.05.2012; 15:14. – Pdf-Artikel
- [40] *Details for Wembley National Stadium, London*. <http://www.worldstadia.com/ws/show-page.php?menuCommand=stadium&menuData=7>, Abruf: 28.05.2012; 15:30. – World Stadiums Guide
- [41] BARCLAY, P. ; POWELL, K.: *Wembley Stadium - Venue of Legends*. München, Berlin, London, New York : Prestel Verlag, 2007. – S. 125-155
- [42] BECHTOLD, M.: Die Seile des neuen Wembley-Stadions. In: *Stahlbau* 77 (2008), Nr. 2
- [43] ISHII, K.: *Structural Design of Retractable Roof Structures*. Boston : WIT Press, 2000
- [44] GÖPPERT, K.: Adaptive Tragwerke - Wandelbare Dachkonstruktionen für Sportbauten. In: *Bautechnik* 82 (2005), Nr. 3

- [45] FRIEDMANN, N. ; FARKAS, G.: *Roof Structures in Motion*. <http://fib.bme.hu/cs2011/vb2011ango1FRIEDMANpage41-50.pdf>, Abruf: 07.04.2012; 17:52
- [46] HÖLSCHER, N. ; BAKAN, I.: Windlasten für Standsicherheitsnachweise der Dachtragwerke von Stadiendächern. In: *Stahlbau* 74 (2005)
- [47] *ÖNORM EN 1991-1-3 (2012-03-01) Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen, Schneelasten*. – Österreichisches Normungsinstitut
- [48] *ÖNORM B 1991-1-3 (2006-04-01) Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen, Schneelasten*. – Österreichisches Normungsinstitut
- [49] KOLLEGGER, J. ; BLAIL, S.: Feldversuche mit dem Brückenklappverfahren. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 104 (2009), Nr. 2
- [50] TAUSCHITZ, P. ; SCHMID, H.: „*Brückenklappverfahren - Feldversuche und Anwendungsbeispiel*“, Technische Universität Wien, Diplomarbeit, 2008
- [51] BLAIL, S.: *Machbarkeitsstudie für das Brückenklappverfahren*, Technische Universität Wien, Diplomarbeit, 2007
- [52] HEJDUK, P.: *Photographie*. 2007. – TU Wien
- [53] MÜLLER, M.: *Großversuche mit dem Brückenklappverfahren unter der Anwendung von Fertigteilträgern*, Technische Universität Wien, Diplomarbeit, 2011
- [54] HOLSCHMACHER, K.: *Entwurfs- und Konstruktionstabellen für Architekten*. 5. Auflage. Berlin : Beuth Verlag GmbH, 2011
- [55] KRAUSS, F. ; FÜHRER, W. ; JÜRGES, T.: *Tabellen zur Tragwerklehre*. 11. Auflage. Köln : Verlagsgesellschaft Rudolf Müller GmbH & Co. KG, 2010
- [56] SCHEFBECK, M. ; STADLBAUER, M.: *Auszug-Statik*. 2012. – unveröffentlicht
- [57] *ÖNORM EN 1991-1-4 (2005-11-01) Einwirkungen auf Tragwerke, Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen - Windlasten*. – Österreichisches Normungsinstitut
- [58] MUTSCHLECHNER, P.: *Öffenbare Hallenkonstruktionen*, Technische Universität Wien, Diplomarbeit, 1997/1998
- [59] SOBEK, W.: Wandelbare Überdachungen aus textilen Werkstoffen. In: *Internationales Textextil-Symposium '93 , 4.2. Textiles Bauen, neue Textilarchitektur* (1993)
- [60] GENGNAGEL, C.: Membranbau. In: *Deutsche Bauzeitung* 02 (2005)
- [61] Flächentragwerke und leichte Tragkonstruktionen - Teil Hochbau. In: *TU Wien Skriptum* (2010). – Institut für Hochbau & Technologie

- 
- [62] SEIDEL, M.: *Textile Hüllen. Bauen mit biegeweichen Tragelementen*. Berlin : Ernst & Sohn Verlag GmbH & Co. KG, 2008
- [63] KOCH, K.M.: *Bauen mit Membranen*. München : Prestel Verlag, 2004
- [64] *Membrankonstruktionen im Vergleich*. <http://www.eko-urba.com/EkoUrba/portfolio/writings/membran.pdf>, Abruf: 25.04.2012, 20:50
- [65] PANKOKE, U.: *IL 5 Wandelbare Dächer*. Stuttgart : Eigenverlag des Instituts für leichte Flächentragwerke der Universität Stuttgart, 1972
- [66] *Datenblatt für Radial-Gelenklager; Heavy Duty*. [http://www.wsw-waelzlager.de/produkte/gelenklager/radial-gelenklager/heavy\\_duty.htm](http://www.wsw-waelzlager.de/produkte/gelenklager/radial-gelenklager/heavy_duty.htm), Abruf: 23.05.2012; 15:40. – Homepage der Firma WSW Wälzlager



# Abbildungsverzeichnis

## Kapitel 2

2.1	Spielfelder verschiedener Sportarten im Größenvergleich [6] . . . . .	8
2.2	Konstruktion des optimalen Sichtbereiches ([9, S. 17], verändert) . . . . .	15
2.3	Sichtlinienkonstruktion ([7, S. 320], verändert) . . . . .	15

## Kapitel 3

3.1	Veltins Arena (Arena auf Schalke) [14] . . . . .	19
3.2	Veltins Arena, Innenansicht [19] . . . . .	20
3.3	Südtribüne, Schematischer Querschnitt ([16, S. 97], verändert) . . . . .	22
3.4	Südtribüne, Außenansicht [19] . . . . .	23
3.5	Einfahren des Rasens ([23], verändert) . . . . .	23
3.6	Übersicht des Dachtragwerkes [6] . . . . .	24
3.7	Viertel der Dachkonstruktion [17, S. 212] . . . . .	25
3.8	Fertiggestelltes Dachtragwerk [17, S. 213] . . . . .	25
3.9	Die „Rakete“ ([17, S. 212]; [19], teilweise verändert) . . . . .	26
3.10	Dachkonstruktion, Innenansicht [19] . . . . .	27
3.11	Verfahrbarer Dachteil ohne Membran [25] . . . . .	27
3.12	Übersichtliche Darstellung des Montagevorganges [6] . . . . .	27
3.13	Amsterdam Arena [30] . . . . .	29
3.14	Amsterdam Arena, Innenansicht [19] . . . . .	30
3.15	Übersicht des Tragwerkes ([26, S. 841 Bild 1, S. 842 Bild 2], verändert) . . . . .	31
3.16	Konstruktionszeichnung einer Stütze [31] . . . . .	32
3.17	Konstruktionszeichnung eines beweglichen Dachteils [31] . . . . .	33
3.18	Montage der Dachkonstruktion [32] . . . . .	34
3.19	Empire Stadium (1923) ([35], verändert) . . . . .	36
3.20	Wembley Stadium (2007) [36] . . . . .	36
3.21	Wembley Stadium, Innenansicht [19] . . . . .	38
3.22	Tribünenränge [19] . . . . .	38
3.23	Bauablauf ([41, S. 150-151], verändert) . . . . .	39
3.24	Konzepte des Dachtragwerkes ([41, S. 145], verändert) . . . . .	39
3.25	Der imposante Bogen [19] . . . . .	40
3.26	Übersicht des Daches ([41, S. 155], verändert) . . . . .	40
3.27	Dachkonstruktion [19] . . . . .	41

## Kapitel 4

4.1	Kragssysteme ([8, S. 164], verändert) . . . . .	46
-----	---	----

4.2	Öffnungsmechanismen ([43, S. 5]; [45, S. 46], verändert)	47
4.3	Windstärkerosette [8, S. 160]	49
<b>Kapitel 5</b>		
5.1	Brückenklappverfahren ([49, S. 98], verändert)	52
5.2	Kraftdreiecke ([50, S. 5], verändert)	53
5.3	Klappvorgang anhand des Druckstrebenmodells ([52], verändert)	53
5.4	Klappvorgang anhand des Zugstrebenmodells ([52], verändert)	53
5.5	Knotenausbildung Zugstrebenvariante ([51, S. 49, 51], verändert)	54
5.6	Knotenausbildung Druckstrebenvariante ([50, S. 34-36], verändert)	54
<b>Kapitel 6</b>		
6.1	Varianten des Dachklappverfahrens [6]	59
6.2	Längendefinition ([51, S. 52], verändert)	63
6.3	Definitionen Abb. 6.1 (a) links [6]	64
6.4	Definitionen Abb. 6.1 (a) rechts [6]	65
6.5	Definitionen Abb. 6.1 (b) links [6]	65
6.6	Definitionen Abb. 6.1 (c) links [6]	66
6.7	Definitionen Abb. 6.1 (c) rechts [6]	67
6.8	Definitionen Abb. 6.1 (d) links [6]	68
6.9	Definitionen Abb. 6.1 (d) rechts [6]	68
6.10	Schnittgrößen - Druckstrebenvariante [56]	73
6.11	Schnittgrößen - Zugstrebenvariante [56]	74
6.12	Schnittgrößen - Druckstrebenvariante aufgelagert [56]	75
6.13	Schnittgrößen - Zugstrebenvariante aufgelagert [56]	76
6.14	Zugstrebenvariante mit Abspannung [56]	77
6.15	Zugstrebenvariante mit Gegengewicht [56]	78
6.16	Schnittgrößen - Zugstrebe $15,6^\circ$ [56]	79
6.17	Schnittgrößen - Zugstrebe $58,0^\circ$ [56]	80
<b>Kapitel 7</b>		
7.1	Druck auf Oberflächen ([57, S. 25], verändert)	87
<b>Kapitel 8</b>		
8.1	Tragwerk des Dachklappverfahrens M 1:350 [6]	93
8.2	Windlasten Vordimensionierung [56]	95
8.3	Übergang in 2D-Bemessungsmodell [6]	96
8.4	Querschnittsabmessungen [56]	98
8.5	Schnittgrößen aus maßgebender Lastfallkombination [56]	99
8.6	Pylon ( $0 \leq l \leq 26, 25 m$ ) M 1:100 [6]	101
8.7	Querschnitt Pylon M 1:25 [6]	103
8.8	M-N Verlauf des Pylons [6]	104
8.9	Pylon ( $26, 25 \leq l \leq 50 m$ ) M 1:100 / M 1:25 [6]	105
8.10	Dachträger M 1:100 [6]	106

---

8.11	Darstellung des Klappvorganges M 1:100 [6]	109
8.12	Übersichtsskizze [6]	110
8.13	Kräfte während des Klappvorganges [6]	111
8.14	Stat. System Bolzen A [6]	113
8.15	Stat. System Bolzen B [6]	114
8.16	Stat. System Bolzen C [6]	116
8.17	Windbelastung quer zum Träger und statisches System [6]	117
8.18	Statisches Modell [6]	117
8.19	Kräfte während des Klappvorganges (Windgeschwindigkeitsbeschränkung) [6]	120

# Tabellenverzeichnis

## Kapitel 2

2.1	Spielfeldgrößen [12] . . . . .	7
2.2	Normative Anforderungen an Steh- und Sitzplätze [9, S.7ff] . . . . .	13
2.3	Einteilung von Sportstätten [12] . . . . .	17

## Kapitel 3

3.1	Technische Daten ([17, S. 214], verändert) . . . . .	28
3.2	Überblick: Veltins Arena ([20, S. 53], verändert) . . . . .	28
3.3	Technische Daten [26] . . . . .	35
3.4	Überblick: Amsterdam Arena ([26], verändert; [28]) . . . . .	35
3.5	Überblick: Wembley Stadium [12] . . . . .	38
3.6	Überblick [12] . . . . .	42

## Kapitel 4

4.1	Hauptbewegungsarten ([43, S. 5]; [45, S. 42,46], verändert) . . . . .	46
-----	---	----

## Kapitel 6

6.1	Mimastashev-Werte $\Omega$ [12] . . . . .	82
6.2	Gesamthöhen im offenen Zustand [12] . . . . .	83

## Kapitel 8

8.1	Maßgebende Lastkombination [12] . . . . .	97
8.2	Eigengewicht mit Wind $x+$ [12] . . . . .	110
8.3	Eigengewicht mit Wind $x-$ [12] . . . . .	110
8.4	Eigengewicht [12] . . . . .	111
8.5	Maßgebende Kräfte, Knotendimensionierung [12] . . . . .	112
8.6	Eigengewicht mit Wind $x+$ (Windgeschwindigkeitsbeschränkung) [12] . . . . .	119
8.7	Eigengewicht mit Wind $x-$ (Windgeschwindigkeitsbeschränkung) [12] . . . . .	119
8.8	Eigengewicht (Windgeschwindigkeitsbeschränkung) [12] . . . . .	119

# Anhang **A**

---

## Maple Worksheets

## Variante (a) links

```

> restart;
> f1:=x[b]^2+y[b]^2=1[3]^2;
      f1 := x_b^2 + y_b^2 = l_3^2
> f2:=x[d]^2+(h[2]+t-y[d])^2=(1[1]+1[2])^2;
      f2 := x_d^2 + (h_2 + t - y_d)^2 = (l_1 + l_2)^2
> f3:=x[b]^2+(h[2]+t-y[b])^2=1[1]^2;
      f3 := x_b^2 + (h_2 + t - y_b)^2 = l_1^2
> f4:=(x[d]-x[b])^2+(y[b]-y[d])^2=1[2]^2;
      f4 := (x_d - x_b)^2 + (y_b - y_d)^2 = l_2^2
> solve(f1,x[b]);
      sqrt(-y_b^2 + l_3^2), -sqrt(-y_b^2 + l_3^2)
> x[b]:=(-y[b]^2+1[3]^2)^(1/2);
      x_b := sqrt(-y_b^2 + l_3^2)
> solve(f3,y[b]);
      (1/2) * (-l_3^2 - h_2^2 - 2*h_2*t - t^2 + l_1^2) / (h_2 + t)
> y[b]:=1/2*(1[3]^2+h[2]^2+2*h[2]*t+t^2-1[1]^2)/(h[2]+t);
      y_b := (1/2) * (l_3^2 + h_2^2 + 2*h_2*t + t^2 - l_1^2) / (h_2 + t)
> solve(f2,x[d]);
      sqrt(-t^2 - h_2^2 - 2*h_2*t + 2*h_2*y_d + 2*l_1*l_2 + 2*t*y_d - y_d^2 + l_1^2 + l_2^2),
      -sqrt(-t^2 - h_2^2 - 2*h_2*t + 2*h_2*y_d + 2*l_1*l_2 + 2*t*y_d - y_d^2 + l_1^2 + l_2^2)
> x[d]:=(-t^2-h[2]^2-2*h[2]*t+2*h[2]*y[d]+2*1[1]*1[2]+2*t*y[d]-y[d]^2+1[1]^2+1[2]^2)^(1/2);
      x_d := sqrt(-t^2 - h_2^2 - 2*h_2*t + 2*h_2*y_d + 2*l_1*l_2 + 2*t*y_d - y_d^2 + l_1^2 + l_2^2)
> y[d]:=solve(f4,y[d]);
      (1/2) * (-h_2^2*l_1 + l_2*h_2^2 - 2*h_2*t*l_1 + 2*l_2*h_2*t + l_1^3 + l_2*l_1^2 - t^2*l_1 + l_2*t^2 - l_1*l_3^2 - l_2*l_3^2) / (l_1*(h_2 + t))

```

Beliebig angenommene Längen für den Plot:

```

> l[1]:=4:
> l[2]:=5:
> l[3]:=5:
> h[2]:=3:

```

Für genaueren Plot wird der Parameter t verkleinert:

```

> t:=k/20:
> evalf(x[d]);

```

$$\left( \begin{aligned} & -0.002500000000 k^2 + 72. - 0.3000000000 k \\ & - \frac{0.7500000000 (-72. + 0.3000000000 k + 0.002500000000 k^2)}{3. + 0.05000000000 k} \\ & - \frac{0.01250000000 k (-72. + 0.3000000000 k + 0.002500000000 k^2)}{3. + 0.05000000000 k} \\ & - \frac{0.01562500000 (-72. + 0.3000000000 k + 0.002500000000 k^2)^2}{(3. + 0.05000000000 k)^2} \end{aligned} \right)^{(1/2)}$$

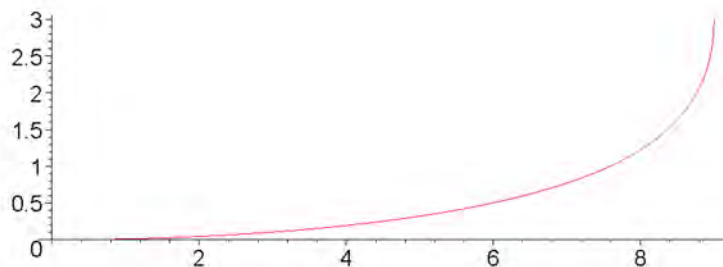
> **evalf(y[d]);**

$$- \frac{0.1250000000 (-72. + 0.3000000000 k + 0.002500000000 k^2)}{3. + 0.05000000000 k}$$

> **x[d];**

$$\left( \begin{aligned} & -\frac{k^2}{400} + 72 - \frac{3k}{10} - \frac{3 \left( -72 + \frac{3}{10}k + \frac{1}{400}k^2 \right)}{4 \left( 3 + \frac{k}{20} \right)} - \frac{k \left( -72 + \frac{3}{10}k + \frac{1}{400}k^2 \right)}{80 \left( 3 + \frac{k}{20} \right)} \\ & - \frac{\left( -72 + \frac{3}{10}k + \frac{1}{400}k^2 \right)^2}{64 \left( 3 + \frac{k}{20} \right)^2} \end{aligned} \right)^{(1/2)}$$

> **plot([x[d],y[d],k=0..120],scaling=constrained);**



## Variante (c) links

```

> restart;
> f1:=x[b]^2+(y[b]-h[1]-h[2])^2=l[3]^2;
      f1 := x_b^2 + (y_b - h_1 - h_2)^2 = l_3^2
> f2:=x[d]^2+(h[1]+t-y[d])^2=(l[1]+l[2])^2;
      f2 := x_d^2 + (h_1 + t - y_d)^2 = (l_1 + l_2)^2
> f3:=x[b]^2+(h[1]+t-y[b])^2=l[1]^2;
      f3 := x_b^2 + (h_1 + t - y_b)^2 = l_1^2
> f4:=(x[d]-x[b])^2+(y[b]-y[d])^2=l[2]^2;
      f4 := (x_d - x_b)^2 + (y_b - y_d)^2 = l_2^2

> solve(f1, x[b]);
      sqrt(-h_1^2 - y_b^2 + 2 y_b h_1 + 2 y_b h_2 - 2 h_1 h_2 - h_2^2 + l_3^2),
      -sqrt(-h_1^2 - y_b^2 + 2 y_b h_1 + 2 y_b h_2 - 2 h_1 h_2 - h_2^2 + l_3^2)
> x[b]:=(-h[1]^2-y[b]^2+2*y[b]*h[1]+2*y[b]*h[2]-2*h[1]*h[2]-h[2]^2
      +l[3]^2)^(1/2);
      x_b := sqrt(-h_1^2 - y_b^2 + 2 y_b h_1 + 2 y_b h_2 - 2 h_1 h_2 - h_2^2 + l_3^2)
> y[b]:=solve(f3, y[b]);
      y_b := -1/2 * (2 h_1 h_2 + h_2^2 - l_3^2 - 2 h_1 t - t^2 + l_1^2) / (-h_2 + t)

> solve(f2, x[d]);
      sqrt(-t^2 - h_1^2 - 2 h_1 t + 2 h_1 y_d + 2 l_1 l_2 + 2 t y_d - y_d^2 + l_1^2 + l_2^2),
      -sqrt(-t^2 - h_1^2 - 2 h_1 t + 2 h_1 y_d + 2 l_1 l_2 + 2 t y_d - y_d^2 + l_1^2 + l_2^2)
> x[d]:=(-t^2-h[1]^2-2*h[1]*t+2*h[1]*y[d]+2*l[1]*l[2]+2*t*y[d]-y[d]^2
      +l[1]^2+l[2]^2)^(1/2);
      x_d := sqrt(-t^2 - h_1^2 - 2 h_1 t + 2 h_1 y_d + 2 l_1 l_2 + 2 t y_d - y_d^2 + l_1^2 + l_2^2)
> y[d]:=solve(f4, y[d]);
      y_d := -1/2 * (t^2 l_2 - t^2 l_1 - 2 t l_1 h_1 + l_2 l_1^2 + l_1^3 - l_2 l_3^2 - l_1 l_3^2 - 2 t l_2 h_2 + 2 h_1 l_1 h_2 + l_2 h_2^2 + l_1 h_2^2) / (l_1 (-h_2 + t))

```

Beliebig angenommene Längen für den Plot:

```

> l[1]:=4:
> l[2]:=5:
> l[3]:=5:
> h[1]:=12:
> h[2]:=3:

```

Für genaueren Plot wird der Parameter t verkleinert:

```

> t:=k/20:
> evalf(x[d]);

```

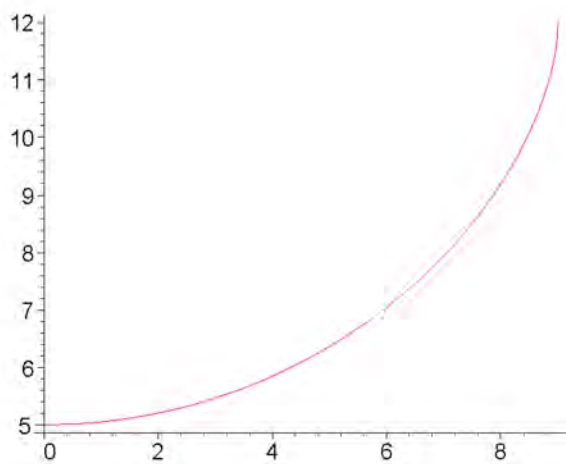


$$\left( \begin{aligned} & -0.002500000000 k^2 - 63. - 1.200000000 k \\ & - \frac{3. (0.002500000000 k^2 - 6.300000000 k + 288.)}{-3. + 0.05000000000 k} \\ & - \frac{0.01250000000 k (0.002500000000 k^2 - 6.300000000 k + 288.)}{-3. + 0.05000000000 k} \\ & - \frac{0.01562500000 (0.002500000000 k^2 - 6.300000000 k + 288.)^2}{(-3. + 0.05000000000 k)^2} \end{aligned} \right)^{(1/2)}$$

```

> evalf(y[d]);
      0.1250000000 (0.002500000000 k^2 - 6.300000000 k + 288.)
      -3. + 0.05000000000 k
> plot([x[d], y[d], k=0..40], scaling=constrained);

```



## Variante (d) links

> **restart;**

Gerade in der Form  $y=f(t)*x+g(t)$ ; durch einmaliges Ableiten nach dem Parameter  $t$  ergibt sich bereits die Bestimmungsgleichung der  $x$ -Koordinaten der Umhüllenden der Geraden; Rückeinsetzen der  $x$ -Koordinaten in die Geradengleichung ergibt die Bestimmungsgleichung der  $y$ -Koordinaten der Umhüllenden; somit ist die Umhüllende abhängig vom Parameter  $t$  bestimmt.

> **g:=(y[B]-h[1]+t)/x[B]\*x+h[1]-t;**

$$g := \frac{(y_B - h_1 + t)x}{x_B} + h_1 - t$$

> **f1:=x[B]^2+(y[B]-h[1]+t)^2=l[1]^2;**

$$f1 := x_B^2 + (y_B - h_1 + t)^2 = l_1^2$$

> **f2:=x[B]^2+(h[1]+h[2]-y[B])^2=l[3]^2;**

$$f2 := x_B^2 + (h_1 + h_2 - y_B)^2 = l_3^2$$

> **solve(f1, x[B]):**

> **x[B]:=(-h[1]^2-y[B]^2+2\*y[B]\*h[1]-2\*y[B]\*t+2\*h[1]\*t-t^2+l[1]^2)^(1/2);**

$$x_B := \sqrt{-h_1^2 - y_B^2 + 2 y_B h_1 - 2 y_B t + 2 h_1 t - t^2 + l_1^2}$$

> **y[B]:=solve(f2, y[B]);**

$$y_B := \frac{1}{2} \frac{-2 h_1 t + t^2 - l_1^2 - 2 h_1 h_2 - h_2^2 + l_3^2}{t + h_2}$$

Einsetzen von  $x_B$  und  $y_B$  ergibt die Geradenschar in Abhängigkeit des Parameters  $t$ :

> **g;**

$$\left( \frac{1}{2} \frac{-2 h_1 t + t^2 - l_1^2 - 2 h_1 h_2 - h_2^2 + l_3^2}{t + h_2} - h_1 + t \right) x \quad / \quad \left( -h_1^2 - \frac{1}{4} \frac{(-2 h_1 t + t^2 - l_1^2 - 2 h_1 h_2 - h_2^2 + l_3^2)^2}{(t + h_2)^2} - \frac{(-2 h_1 t + t^2 - l_1^2 - 2 h_1 h_2 - h_2^2 + l_3^2) h_1}{t + h_2} + \frac{(-2 h_1 t + t^2 - l_1^2 - 2 h_1 h_2 - h_2^2 + l_3^2) t}{t + h_2} + 2 h_1 t - t^2 + l_1^2 \right)^{(1/2)} + h_1 - t$$

Beliebig angenommene Werte für den Plot der Geradenschar:

> **l[1]:=4:**

> **l[2]:=5:**

> **l[3]:=5:**

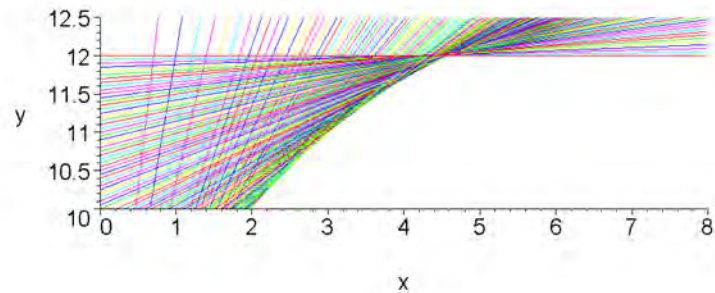
> **h[2]:=3:**

> **t:=k/20:**

```

> h[1]:=12:
t läuft im Intervall 0..6, daraus folgt, dass nun k im intervall 0..120 läuft; Substitution zwecks
besserer Darstellung.
> f(x):=g:
> with(plots):
> plot({seq(g,k=0..119)},x=0..8,y=10..12.5,scaling=constrained,lab
els=["x","y"]);

```



Man erkennt aus obigem Plot bereits die im Anschluss berechnete und dargestellte Umhüllende dieser Geradenschar!

```

> f3:=diff(g,k):

```

Durch Umformen von f3 erhält man die x-Koordinaten der Umhüllenden:

```

> x1:=solve(f3,x):

```

$$x1 := \frac{\left( \frac{-11200k^2 - 3072000k - 92160000 + 240k^3 + k^4}{(k+60)^2} \right)^{(3/2)} (k^2 + 120k + 3600)}{512000(120k + 7200 + k^2)}$$

Einsetzen der x-Koordinaten in die Geradengleichung liefert die y-Koordinaten der Umhüllenden:

```

> y1:=((y[B]-h[1]+t)/x[B])*x1+h[1]-t:

```

```

> y1:=simplify(y1);

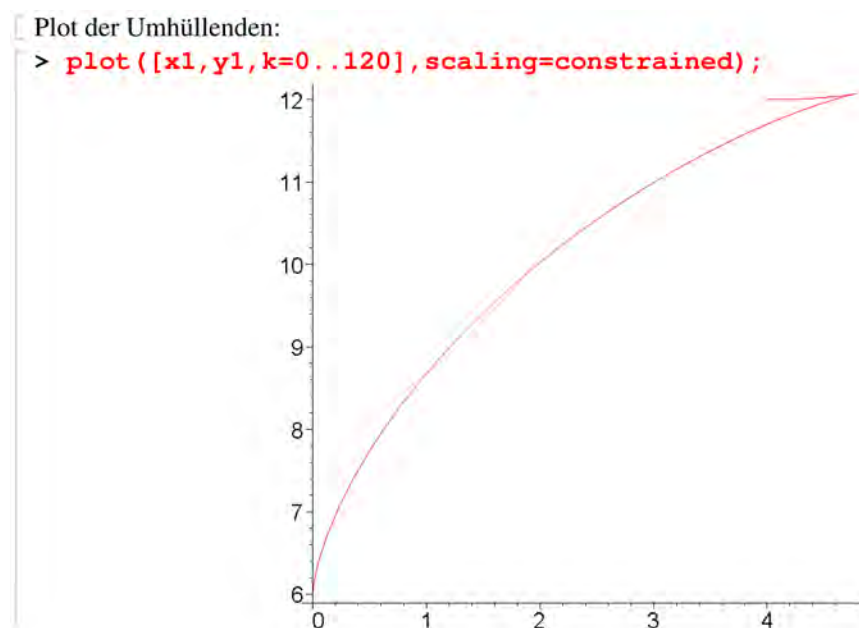
```

```

y1:=

```

$$-\frac{k^6 + 360k^5 + 43200k^4 - 5952000k^3 - 1198080000k^2 - 88473600000k - 2654208000000}{512000(120k + 7200 + k^2)(k+60)}$$



# Anhang **B**

---

## Statische Berechnungen

# Schnittgrößen für die Vordimensionierung



**Technische Universität Wien E212**  
 Karlsplatz 13/E212, 1040 WIEN  
 Tel: 1 58801 21310 - Fax: 1 58801 21399

Seite: 1/10  
 Blatt: 1

**STRUKTUR**

Projekt: **Diplomarbeit** Position: **SG Vordimensionierung** Datum: **24.05.2012**  
**Dachklappverfahren**

■ **INHALT**

Basisangaben	1
<b>Struktur</b>	<b>2</b>
Knoten	2
Materialien	2
Querschnitte	2
Stabengelenke	2
Stäbe	2
Knotentager	2
Struktordalen - +Y	3
<b>Belastung</b>	<b>4</b>
Lastfälle	4
LF 1 - Eigengewicht Näherung	5
Belastung - Eigengewicht Näherung, +	5
LF 2 - Nutzlast	5
Belastung - Nutzlast, +Y	5
LF 3 - Schnee	6
Belastung - Schnee, +Y	6
LF 4 - Wind	6

■ **INHALT**

Belastung - Wind, +Y	6
<b>Lastfallgruppen</b>	<b>7</b>
<b>Ergebnisse - Lastfälle, LF-Gruppen</b>	<b>8</b>
Stäbe - Schnittgrößen, +Y, ULS (N)	8
Stäbe - Schnittgrößen, +Y, ULS (V <sub>z</sub> )	8
Stäbe - Schnittgrößen, +Y, ULS (M <sub>y</sub> )	9
Lagerreaktionen, +Y, ULS (P-X, P-Z)	9
<b>BETON</b>	<b>10</b>
FA1 - Stahlbeton-Bemessung	10
Basisangaben	10
Materialien	10
Querschnitte	10
Erforderliche Bewehrung	10
Erforderliche Bewehrung Querschnitts	10
Vorhandene Bewehrung	10
Vorhandene Längsbewehrung	10
Vorhandene Bügelbewehrung	10
Stahlliste	10

■ **BASISANGABEN**

BERECHNUNGSART

- |  |  |
|--|--|
| <input checked="" type="checkbox"/> Statik     | <input checked="" type="checkbox"/> Theorie I. Ordnung (lineare Berechnung)              |
| <input checked="" type="checkbox"/> Nachweis   | <input checked="" type="checkbox"/> Theorie II. Ordnung (nichtlinear nach Timoshenko)    |
| <input type="checkbox"/> Dynamik               | <input type="checkbox"/> Theorie großer Verschiebungen (nichtlinear nach Newton-Raphson) |
|  | <input type="checkbox"/> Durchschlagproblem (nichtlinear nach Newton-Raphson)            |
| <input checked="" type="checkbox"/> Lastfälle  | <input checked="" type="checkbox"/> Bemessungsfälle                                      |
| <input checked="" type="checkbox"/> LF-Gruppen | <input type="checkbox"/> Dynamikfälle  |
| <input type="checkbox"/> LF-Kombinationen      | <input type="checkbox"/> Knickfiguren  |

STRUKTURKENNWERTE

- |   |                 |                    |
|---|-----------------|--------------------|
| <input type="checkbox"/> 1D-Durchlaufträger     | 6 Knoten        | 6 Stäbe            |
| <input checked="" type="checkbox"/> 2D-Stubwerk | 2 Materialien   | 0 Seitstäbe        |
| <input type="checkbox"/> 3D-Stubwerk            | 4 Querschnitte  | 1 Voutenstäbe      |
| <input type="checkbox"/> Trägertori             | 1 Stabengelenke | 0 El. gebst. Stäbe |
|   | 0 Stabteilungen | 0 Stabzuge         |







Technische Universität Wien E212  
 Karlsplatz 13/E212, 1040 WIEN  
 Tel: 1/58801/21310 - Fax: 1/58801/21399

Seite: 2/10  
 Blatt: 1

**STRUKTUR**

Projekt: **Diplomarbeit**  
**Dachklappverfahren**

Position: **SG Vordimensionierung**

Datum: 24.05.2012

Kartesisch

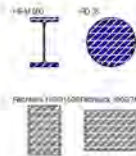


**KNOTEN**

Knoten Nr.	Bezugs-Knoten	Koordinaten-System	Knotenkoordinaten		Kommentar
			X [m]	Z [m]	
1	-	Kartesisch	0,000	0,000	
2	-	Kartesisch	0,000	25,000	
3	-	Kartesisch	0,000	26,250	
4	-	Kartesisch	0,000	50,000	
5	-	Kartesisch	20,000	23,400	
6	-	Kartesisch	50,000	21,000	

**MATERIALIEN**

Material Nr.	Material-Bezeichnung	Elast.-Modul E [kN/cm <sup>2</sup> ]	Schubmodul G [kN/cm <sup>2</sup> ]	Sp. Gewicht γ [kN/m <sup>3</sup> ]	Wärmedehn.-α [1/°C]	Brüwert β <sub>m</sub> [-]
1	Baustahl S 355   DIN 18900-1990-11	21000,00	8100,00	78,50	1,2000E-05	1,100
2	Beton C25/30   DIN 1045-1:2008-08	2670,00	1110,00	25,00	1,0000E-05	1,000



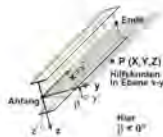
**QUERSCHNITTE**

Quers. Nr.	Querschnitts-Bezeichnung	Mater. Nr.	I <sub>x</sub> [cm <sup>4</sup> ] A [cm <sup>2</sup> ]	I <sub>y</sub> [cm <sup>4</sup> ] A <sub>y</sub> [cm <sup>2</sup> ]	I <sub>z</sub> [cm <sup>4</sup> ] A <sub>z</sub> [cm <sup>2</sup> ]
1	HE-M 500	1		161900,02	
2	RD 35	1	344,00	7,37	97,04
3	Rechteck 1000/1500	2	9,82	28125000,0	8,08
4	Rechteck 1000/750	2	15000,00	3515625,00	12500,00
			7500,00		6250,00



**STABENDGELENKE**

Gelenk Nr.	Bezugs-system	Gelenk / Feder [kN/m], [kNm/rad]		
		N	V <sub>z</sub>	M <sub>z</sub>
1	Lokal x,y,z	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>



**STÄBE**

Stab Nr.	Stabtyp	Knoten		Drehung β [°]	Querschnitt		Gelenk		Exz. Nr.	Teil. Nr.	Vollen-Ansatz		
		Anfang	Ende		Anfang	Ende	Anfang	Ende					
1	Balkenstab	1	2	Winkel	0,00	3	3	-	-	-	-	-	Z
2	Balkenstab	3	4	Winkel	0,00	3	4	-	-	-	-	-	Z
3	Balkenstab	5	6	Winkel	0,00	1	1	-	-	-	-	-	XZ
4	Balkenstab	4	5	Winkel	0,00	2	2	1	1	-	-	-	XZ
5	Balkenstab	2	3	Winkel	0,00	3	3	-	-	-	-	-	Z
6	Balkenstab	2	5	Winkel	0,00	1	1	-	-	-	-	-	XZ



**KNOTENLAGER**

Lager Nr.	Knoten Nr.	Lagerdrehung [°] um Y	Lagerung bzw. Feder [kN/m], [kNm/rad]		
			u <sub>x</sub>	u <sub>z</sub>	φ <sub>z</sub>
1	1	0,00	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
2	6	0,00	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>





Technische Universität Wien E212

Karlsplatz 13/E212, 1040 WIEN  
Tel: 1/58801/21310 - Fax: 1/58801/21399

Seite: 3/10

Blatt: 1

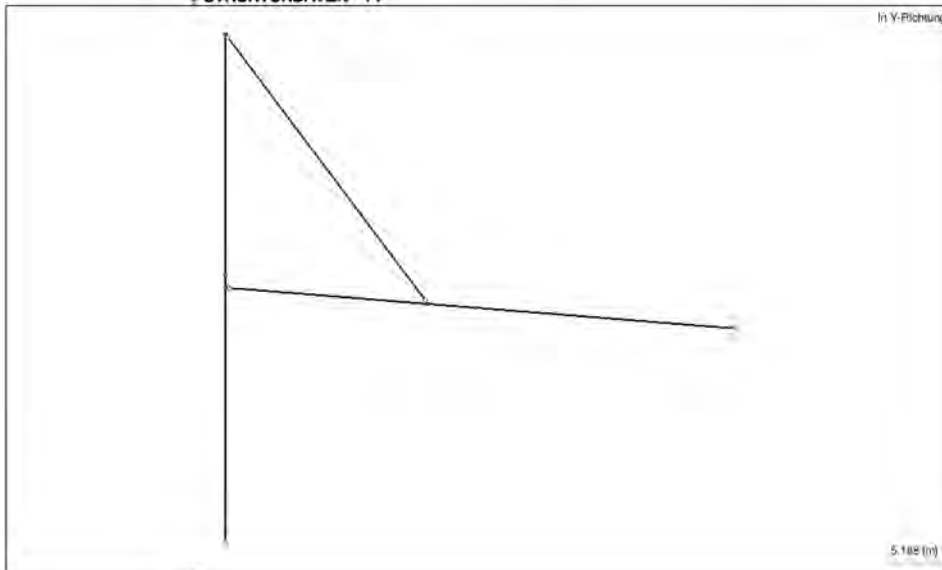
**G R A F I K**

Projekt: **Diplomarbeit**  
**Dachklappverfahren**

Position: **SG Vordimensionierung**

Datum: 24.05.2012

■ STRUKTURDATEN - +Y







**Technische Universität Wien E212**  
 Karlsplatz 13/E212, 1040 WIEN  
 Tel: 1/58801/21310 - Fax: 1/58801/21399

Seite: 4/10  
 Blatt: 1

**BELASTUNG**

Projekt: **Diplomarbeit** Position: **SG Vordimensionierung** Datum: 24.05.2012  
**Dachklappverfahren**

■ **LASTFÄLLE**

LF-Nr	LF-Bezeichnung	LF-Faktor	Eigenschaften des Lastfalls	Eigengewicht	Berechnungs- Theorie
1	Eigengewicht Näherung	1.0000	Ständig	-	I. Ordnung
2	Nutzlast	1.0000	Veränderlich	-	I. Ordnung
3	Schnee	1.0000	Veränderlich	-	I. Ordnung
4	Wind	1.0000	Veränderlich	-	I. Ordnung





Technische Universität Wien E212  
Karlsplatz 13/E212, 1040 WIEN  
Tel: 1/58801-21310 - Fax: 1/58801-21399

Seite: 5/10

Blatt: 1

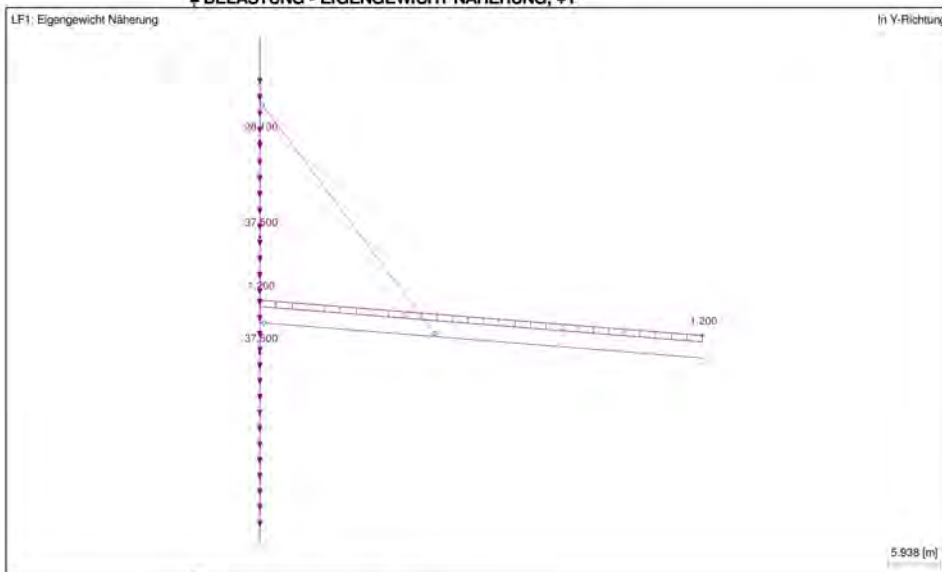
**G R A F I K**

Projekt: **Diplomarbeit**  
**Dachklappverfahren**

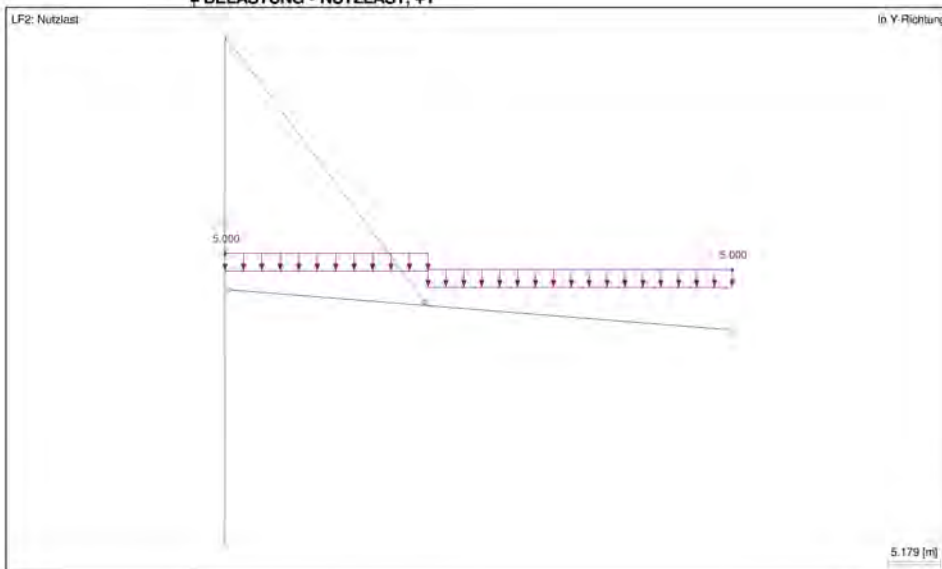
Position: **SG Vordimensionierung**

Datum: 24.05.2012

■ BELASTUNG - EIGENGEWICHT NÄHERUNG, +Y



■ BELASTUNG - NUTZLAST, +Y





Technische Universität Wien E212  
 Karlsplatz 13/E212, 1040 WIEN  
 Tel: 1/58801-21310 - Fax: 1/58801-21399

Seite: 6/10

Blatt: 1

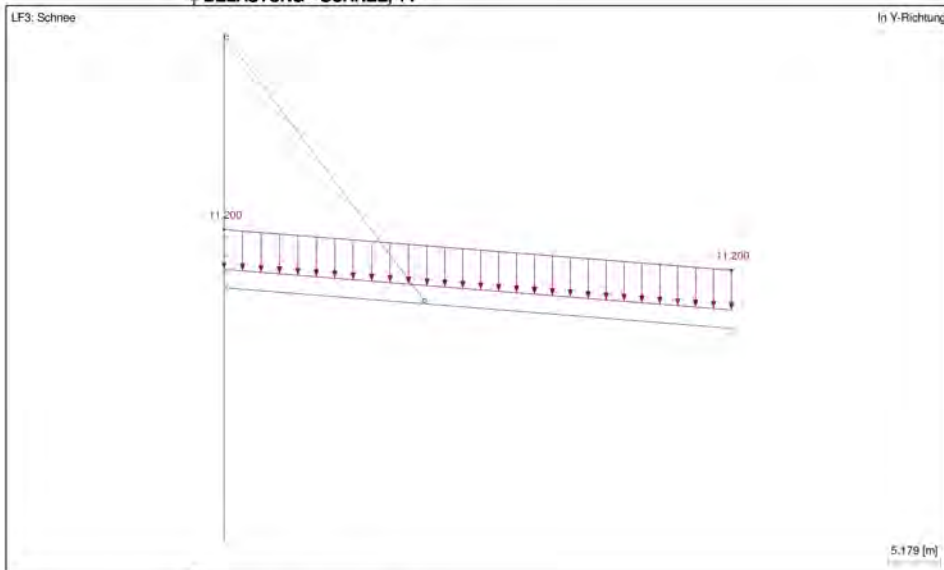
**G R A F I K**

Projekt: **Diplomarbeit**  
**Dachklappverfahren**

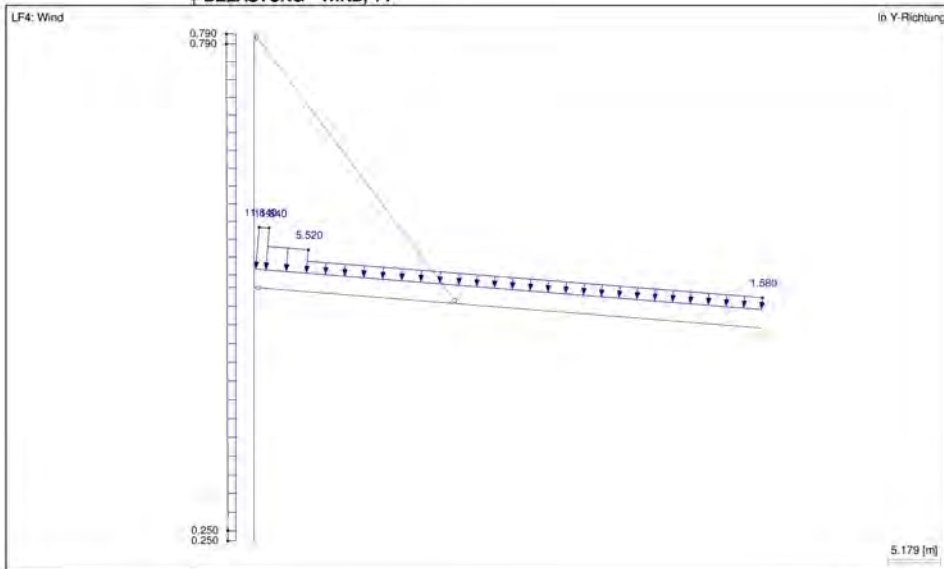
Position: **SG Vordimensionierung**

Datum: 24.05.2012

■ BELASTUNG - SCHNEE, +Y



■ BELASTUNG - WIND, +Y





**Technische Universität Wien E212**  
 Karlsplatz 13/E212, 1040 WIEN  
 Tel: 1/58801/21310 - Fax: 1/58801/21399

Seite: 7/10  
 Blatt: 1

**BELASTUNG**

Projekt: **Diplomarbeit** Position: **SG Vordimensionierung** Datum: 24.05.2012  
**Dachklappverfahren**

■ **LASTFALLGRUPPEN**

LG Nr.	LG-Bezeichnung	Faktor	Lastfälle in LG	Berechnungs- Theorie
I	ULS	1.0000	1.35*LF1 + 1.5*LF2 + 1.5*LF3 + 1.5*LF4	I. Ordnung
II	SLS	1.0000	LF1 + LF3 + 0.6*LF4 + 0.8*LF2	II. Ordnung





Technische Universität Wien E212  
 Karlsplatz 13/E212, 1040 WIEN  
 Tel: 1/58801-21310 - Fax: 1/58801-21399

Seite: 8/10

Blatt: 1

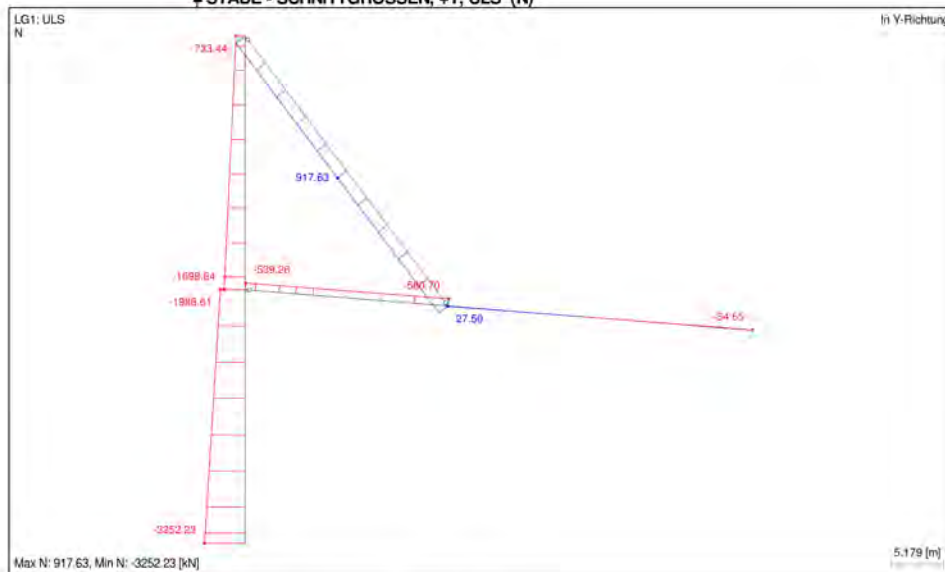
**G R A F I K**

Projekt: **Diplomarbeit**  
**Dachklappverfahren**

Position: **SG Vordimensionierung**

Datum: 24.05.2012

■ STÄBE - SCHNITTGRÖSSEN, +Y, ULS (N)



■ STÄBE - SCHNITTGRÖSSEN, +Y, ULS (V-z)





Technische Universität Wien E212  
Karlsplatz 13/E212, 1040 WIEN  
Tel: 1/58801-21310 - Fax: 1/58801-21399

Seite: 9/10

Blatt: 1

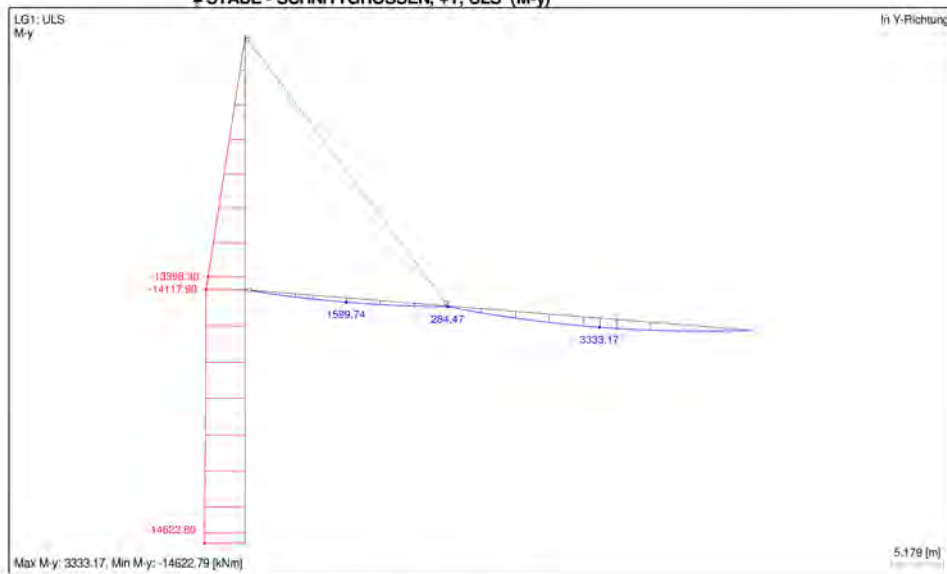
**G R A F I K**

Projekt: **Diplomarbeit**  
**Dachklappverfahren**

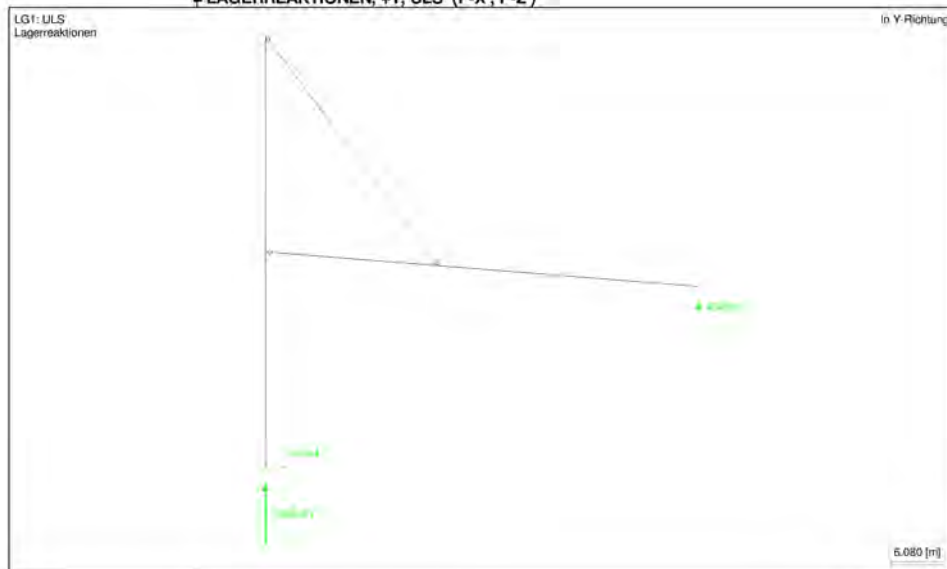
Position: **SG Vordimensionierung**

Datum: 24.05.2012

■ STÄBE - SCHNITTGRÖSSEN, +Y, ULS (M-y)



■ LAGERREAKTIONEN, +Y, ULS (P-X', P-Z')





**Technische Universität Wien E212**  
 Karlsplatz 13/E212, 1040 WIEN  
 Tel: 1/58801/21310 - Fax: 1/58801/21399

Seite: 10/10  
 Blatt: 1

**BETON**

Projekt: **Diplomarbeit** Position: **SG Vordimensionierung** Datum: 24.05.2012  
**Dachklappverfahren**

**BETON**  
 FA1  
 Stahlbeton-Bemessung

**BASISANGABEN**

Bemessung des Betons nach	ÖNORM B 4700: 2001-06-01
TRAGFÄHIGKEIT	
Zu bemessende LF-Gruppen:	LG2 SLS

**MATERIALIEN**

Mat-Nr	Beton-Festigkeitsklasse	Materialbezeichnung	Betonstahl	Kommentar
2	Beton C25/30		BSt 500	

**QUERSCHNITTE**

Quer-Nr	Mat-Nr	Querschnitts-Bezeichnung	Anmerkungen	Kommentar
3	2	Rechteck 1000/1500		
4	2	Rechteck 1000/750		

**ERFORDERLICHE BEWEHRUNG QUERSCHNITTSWEISE**

Bewehrung	Stab-Nr.	Stelle [m]	LFLG LK	Bewehrungsfläche	Einheit	Fehlermeldung bzw. Hinweis
Stab Nr. 1 Querschnitt Nr. 3 - Rechteck 1000/1500						
A <sub>l,oben</sub>	1	7.143	LG2	167.04	cm <sup>2</sup>	
A <sub>l,unten</sub>	1	0.000	LG2	36.91	cm <sup>2</sup>	7)
A <sub>s</sub>	1	0.000	LG2	0.00	cm <sup>2</sup>	
B <sub>u,w</sub> Bügel	1	14.296	LG2	8.97	cm <sup>2</sup> /m	58)
B <sub>u,unf</sub> Bügel	1	0.000	LG2	0.00	cm <sup>2</sup> /m	

**VORHANDENE LÄNGSBEWehrUNG**

Pos. Nr.	Bewehrungs-lage	Anzahl Stäbe	D [mm]	Länge [m]	x-Stelle [m] von	bis	Gewicht [Kg]	Anmerkung
Stab Nr. 1 - Rechteck 1000/1500								
1	Oben	10	20.0	27.184	-1.130	26.054	670.06	
2	Oben	23	20.0	27.184	-1.130	26.054	1541.13	
3	Oben	23	20.0	27.184	-1.130	26.054	1541.13	
4	Unten	7	12.0	25.917	-0.475	25.443	160.99	
5	Unten	28	12.0	25.917	-0.475	25.443	643.95	
Stab Nr. 2 - Rechteck 1000/1500 - Rechteck 1000/750								
1	Oben	19	20.0	25.048	-0.953	24.095	1173.08	
2	Oben	23	20.0	25.048	-0.953	24.095	1420.05	
3	Oben	23	20.0	25.048	-0.953	24.095	1420.05	
4	Unten	13	12.0	24.295	-0.400	23.895	280.26	

**VORHANDENE BÜGELBEWEHRUNG**

Pos.-Nr.	Anzahl Bügel	D [mm]	Länge [m]	x-Stelle [m] von	bis	Abstand [m]	Bügelabmessungen [mm]	Anzahl Schnitte	Gewicht [kg]	Anmerkung
Stab Nr. 1 - Rechteck 1000/1500										
1	101	12.0	25.000	0.000	25.000	0.250	1424.0/924.0/135.7	2	445.2	
Stab Nr. 2 - Rechteck 1000/1500 - Rechteck 1000/750										
1	96	12.0	23.750	0.000	23.750	0.250	1424.0/924.0/135.7	2	359.31	

**STAHLISTE**

Pos.-Nr.	Bewehrungs-typ	D [mm]	Oberfläche	Anzahl Stäbe	Länge [m]	Verankerungstyp Anfang	Verankerungstyp Ende	Biegerollen-durchmesser [m]	Gewicht [Kg]
Material Nr. 2 - Betonstahl(BSt) 500									
1	Längs	12.0	gerippt	35	25.917	Gerade	Gerade		804.9
2	Längs	12.0	gerippt	19	24.295	Gerade	Gerade		280.3
3	Längs	20.0	gerippt	56	27.184	Gerade	Gerade		3752.3
4	Längs	20.0	gerippt	65	25.048	Gerade	Gerade		4013.2
5	Bügel	12.0	gerippt	197	4.967	Haken	Haken	0.048	804.5
Summe				366					9855.2



# Dachträger



**Technische Universität Wien E212**  
 Karlsplatz 13/E212, 1040 WIEN  
 Tel: 1 58801 21310 - Fax: 1 58801 21399

Seite: 1/15  
 Blatt: 1

## STRUKTUR

Projekt: **Diplomarbeit** Position: **Halbes System** Datum: 25.05.2012  
**Dachklappverfahren**

### INHALT

	Basisangaben	1
	<b>Struktur</b>	<b>2</b>
Graphik	Strukturdaten - +Y	2
	Knoten	3
	Materialien	3
	Querschnitte	3
	Stäbe	4
	Knotenlager	5
	<b>Belastung</b>	<b>7</b>
	Lastfälle	7
Graphik	Belastung - Nutzlast	8
	LF 2 - Nutzlast	8
Graphik	Belastung - Schnee, +Y	8
	LF 3 - Schnee	8
Graphik	Belastung - Wind Druck +, +Y	9
	LF 4 - Wind Druck +, +Y	9
Graphik	Belastung - Wind Druck -, +Y	9
	LF 5 - Wind Druck -, +Y	9
Graphik	Belastung - Wind Druck +, -Y	9
	LF 6 - Wind Druck +, -Y	9
Graphik	Belastung - Wind Sog +, +Y	10
	LF 7 - Wind Sog +, +Y	10

### INHALT

Graphik	LF 7 - Wind Sog +, +Y	10
	Belastung - Wind Sog +, +Y	10
	<b>Lastfallgruppen</b>	<b>11</b>
	<b>Ergebnisse - LF-Kombinationen</b>	<b>11</b>
Graphik	Stäbe - Schnittgrößen, +Y, Maßgebend	12
	Lastfallkombination (N)	12
Graphik	Stäbe - Schnittgrößen, +Y, Maßgebend	12
	Lastfallkombination (V-z)	12
Graphik	Stäbe - Schnittgrößen, +Y, Maßgebend	13
	Lastfallkombination (M-y)	13
Graphik	Lagerreaktionen, +Y, Maßgebend	13
	Lastfallkombination (P-X', P-Z')	13
	<b>STAHL</b>	<b>14</b>
	FA1 - Spannungsanalyse	14
	Ergebnisse	14
	Spannungen querschnittsweise	14
	Maßgebende Schnittgrößen stabweise	14
	Stückliste stabweise	15

### BASISANGABEN

#### BERECHNUNGSART

- |  |  |
|--|--|
| <input checked="" type="checkbox"/> Statik           | <input checked="" type="checkbox"/> Theorie I. Ordnung (lineare Berechnung)              |
| <input checked="" type="checkbox"/> Nachweis         | <input checked="" type="checkbox"/> Theorie II. Ordnung (nichtlinear nach Timoshenko)    |
| <input type="checkbox"/> Dynamik                     | <input type="checkbox"/> Theorie großer Verschiebungen (nichtlinear nach Newton-Raphson) |
|  | <input type="checkbox"/> Durchschlagproblem (nichtlinear nach Newton-Raphson)            |
| <input checked="" type="checkbox"/> Lastfälle        | <input checked="" type="checkbox"/> Bemessungsfälle                                      |
| <input checked="" type="checkbox"/> LF-Gruppen       | <input type="checkbox"/> Dynamikfälle  |
| <input checked="" type="checkbox"/> LF-Kombinationen | <input type="checkbox"/> Knickfiguren  |

#### STRUKTURKENNWERTE

- |   |                  |                    |
|---|------------------|--------------------|
| <input type="checkbox"/> 1D-Durchlaufträger     | 45 Knoten        | 85 Stäbe           |
| <input checked="" type="checkbox"/> 2D-Stabwerk | 2 Materialien    | 0 Seilstäbe        |
| <input type="checkbox"/> 3D-Stabwerk            | 7 Querschnitte   | 1 Voutenstäbe      |
| <input type="checkbox"/> Trägerrost             | 0 Stabendgelenke | 0 El. gebet. Stäbe |
|   | 0 Stabteilungen  | 0 Stabzüge         |







Technische Universität Wien E212  
Karlsplatz 13/E212, 1040 WIEN  
Tel: 1/58801-21310 - Fax: 1/58801-21399

Seite: 2/15  
Blatt: 1

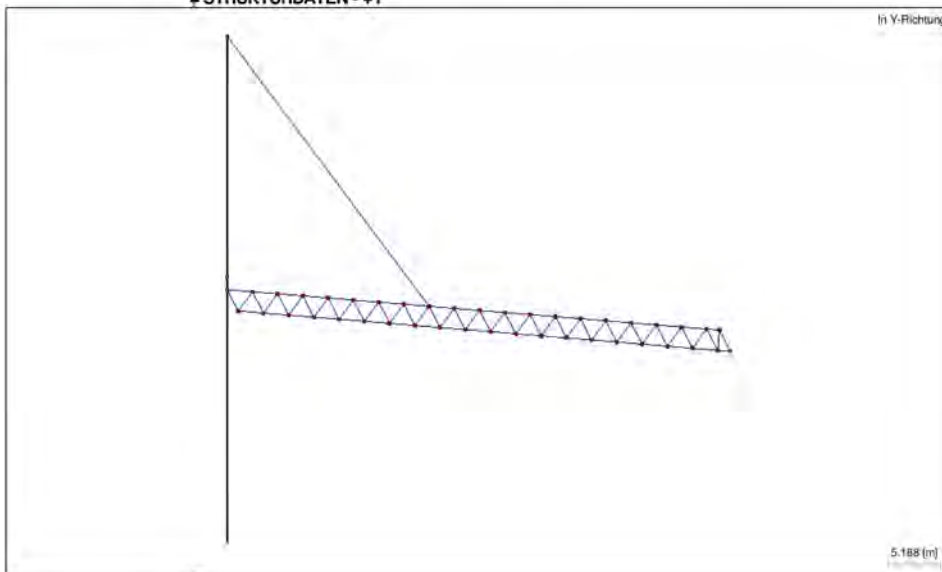
**G R A F I K**

Projekt: **Diplomarbeit**  
**Dachklappverfahren**

Position: **Halbes System**

Datum: 25.05.2012

■ STRUKTURDATEN - +Y





**Technische Universität Wien E212**  
 Karlsplatz 13/E212, 1040 WIEN  
 Tel: 1/58801-21310 - Fax: 1/58801/21399

Seite: 3/15

Blatt: 1

**STRUKTUR**

Projekt: **Diplomarbeit**  
**Dachklappverfahren**

Position: **Halbes System**

Datum: 25.05.2012

Kartesisch



**KNOTEN**

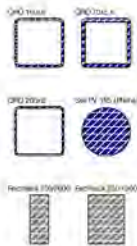
Knoten Nr.	Bezugs-Knoten	Koordinaten System	Knotenkoordinaten		Kommentar
			X [m]	Z [m]	
1	-	Kartesisch	0,000	25,000	Pfeilerauflager des Dachträgers
2	-	Kartesisch	2,492	24,796	
3	-	Kartesisch	4,983	24,591	
4	-	Kartesisch	7,475	24,387	
5	-	Kartesisch	9,967	24,182	
6	-	Kartesisch	12,458	23,978	
7	-	Kartesisch	14,950	23,773	
8	-	Kartesisch	17,441	23,569	
9	-	Kartesisch	19,933	23,364	
10	-	Kartesisch	22,425	23,160	
11	-	Kartesisch	24,916	22,955	
12	-	Kartesisch	27,408	22,751	
13	-	Kartesisch	29,900	22,547	
14	-	Kartesisch	32,391	22,342	
15	-	Kartesisch	34,883	22,138	
16	-	Kartesisch	37,374	21,933	
17	-	Kartesisch	39,866	21,729	
18	-	Kartesisch	42,358	21,524	
19	-	Kartesisch	44,849	21,320	
20	-	Kartesisch	47,341	21,115	
21	-	Kartesisch	49,832	20,910	
22	-	Kartesisch	1,082	22,904	
23	-	Kartesisch	3,574	22,700	
24	-	Kartesisch	6,066	22,496	
25	-	Kartesisch	8,557	22,291	
26	-	Kartesisch	11,049	22,087	
27	-	Kartesisch	13,540	21,882	
28	-	Kartesisch	16,032	21,678	
29	-	Kartesisch	18,524	21,473	
30	-	Kartesisch	21,015	21,269	
31	-	Kartesisch	23,507	21,064	
32	-	Kartesisch	25,999	20,860	
33	-	Kartesisch	28,490	20,655	
34	-	Kartesisch	30,982	20,451	
35	-	Kartesisch	33,473	20,247	
36	-	Kartesisch	35,965	20,042	
37	-	Kartesisch	38,457	19,838	
38	-	Kartesisch	40,948	19,633	
39	-	Kartesisch	43,440	19,429	
40	-	Kartesisch	45,932	19,224	
41	-	Kartesisch	48,423	19,020	
42	-	Kartesisch	49,669	18,918	Endauflager des Dachträgers
43	-	Kartesisch	0,000	59,000	Zugstrebenauflager am Pylonenkopf
44	-	Kartesisch	0,000	0,000	Fußpunkt Pylon
45	-	Kartesisch	0,000	26,250	

**MATERIALIEN**

Material Nr.	Material-Bezeichnung	Elast.-Modul E [kN/cm <sup>2</sup> ]	Schubmodul G [kN/cm <sup>2</sup> ]	Sp. Gewicht γ [kN/m <sup>3</sup> ]	Wärmedehnz. α [1/°C]	Beiwert γ <sub>u</sub> [-]
1	Baustahl S 355   DIN 18800-1990-11	21000,00	8100,00	78,50	1,2000E-05	1,100
2	Beton C25/30   DIN 1045-1:2008-08	2670,00	1110,00	25,00	1,0000E-05	1,000

**QUERSCHNITTE**

Quers. Nr.	Querschnitts-Bezeichnung	Mater. Nr.	I <sub>x</sub> [cm <sup>4</sup> ] A [cm <sup>2</sup> ]	I <sub>y</sub> [cm <sup>4</sup> ] A <sub>y</sub> [cm <sup>2</sup> ]	I <sub>z</sub> [cm <sup>4</sup> ] A <sub>z</sub> [cm <sup>2</sup> ]
1	QRO 160x8	1	47,00	1780,00	20,53
2	QRO 70x5,6	1	14,20	97,40	6,08
3	QRO 70x5,6	1	14,20	97,40	6,08
4	QRO 200x8	1	59,80	3620,00	25,87
5	Seil PV 195 (Pfeiler)	1	13,40	20,13	11,26
6	Rechteck 750/2000	2	15000,00	5000000,00	12500,00
7	Rechteck 750/1000	2	7500,00	6250000,00	6250,00





Technische Universität Wien E212  
 Karlsplatz 13/E212, 1040 WIEN  
 Tel: 1/58801-21310 - Fax: 1/58801/21399

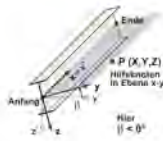
Seite: 4/15  
 Blatt: 1

**STRUKTUR**

Projekt: **Diplomarbeit**  
**Dachklappverfahren**

Position: **Halbes System**

Datum: 25.05.2012



**STÄBE**

Stab Nr.	Stabtyp	Knoten		Drehung Typ	Drehung $\beta$ [°]	Querschnitt		Gelenk		Exz. Nr.	Teil. Nr.	Vorder-Ansatz
		Anfang	Ende			Anfang	Ende	Anfang	Ende			
1	Fachwerkstab	1	2	Winkel	0,00	1	1	-	-	-	-	- XZ
	Obergurt											
2	Fachwerkstab	2	3	Winkel	0,00	1	1	-	-	-	-	- XZ
	Obergurt											
3	Fachwerkstab	3	4	Winkel	0,00	1	1	-	-	-	-	- XZ
	Obergurt											
4	Fachwerkstab	4	5	Winkel	0,00	1	1	-	-	-	-	- XZ
	Obergurt											
5	Fachwerkstab	5	6	Winkel	0,00	1	1	-	-	-	-	- XZ
	Obergurt											
6	Fachwerkstab	6	7	Winkel	0,00	1	1	-	-	-	-	- XZ
	Obergurt											
7	Fachwerkstab	7	8	Winkel	0,00	1	1	-	-	-	-	- XZ
	Obergurt											
8	Fachwerkstab	8	9	Winkel	0,00	1	1	-	-	-	-	- XZ
	Obergurt											
9	Fachwerkstab	9	10	Winkel	0,00	1	1	-	-	-	-	- XZ
	Obergurt											
10	Fachwerkstab	10	11	Winkel	0,00	1	1	-	-	-	-	- XZ
	Obergurt											
11	Fachwerkstab	11	12	Winkel	0,00	1	1	-	-	-	-	- XZ
	Obergurt											
12	Fachwerkstab	12	13	Winkel	0,00	1	1	-	-	-	-	- XZ
	Obergurt											
13	Fachwerkstab	13	14	Winkel	0,00	1	1	-	-	-	-	- XZ
	Obergurt											
14	Fachwerkstab	14	15	Winkel	0,00	1	1	-	-	-	-	- XZ
	Obergurt											
15	Fachwerkstab	15	16	Winkel	0,00	1	1	-	-	-	-	- XZ
	Obergurt											
16	Fachwerkstab	16	17	Winkel	0,00	1	1	-	-	-	-	- XZ
	Obergurt											
17	Fachwerkstab	17	18	Winkel	0,00	1	1	-	-	-	-	- XZ
	Obergurt											
18	Fachwerkstab	18	19	Winkel	0,00	1	1	-	-	-	-	- XZ
	Obergurt											
19	Fachwerkstab	19	20	Winkel	0,00	1	1	-	-	-	-	- XZ
	Obergurt											
20	Fachwerkstab	20	21	Winkel	0,00	1	1	-	-	-	-	- XZ
	Obergurt											
21	Fachwerkstab	22	23	Winkel	0,00	4	4	-	-	-	-	- XZ
	Untergurt											
22	Fachwerkstab	23	24	Winkel	0,00	4	4	-	-	-	-	- XZ
	Untergurt											
23	Fachwerkstab	24	25	Winkel	0,00	4	4	-	-	-	-	- XZ
	Untergurt											
24	Fachwerkstab	25	26	Winkel	0,00	4	4	-	-	-	-	- XZ
	Untergurt											
25	Fachwerkstab	26	27	Winkel	0,00	4	4	-	-	-	-	- XZ
	Untergurt											
26	Fachwerkstab	27	28	Winkel	0,00	4	4	-	-	-	-	- XZ
	Untergurt											
27	Fachwerkstab	28	29	Winkel	0,00	4	4	-	-	-	-	- XZ
	Untergurt											
28	Fachwerkstab	29	30	Winkel	0,00	4	4	-	-	-	-	- XZ
	Untergurt											
29	Fachwerkstab	30	31	Winkel	0,00	4	4	-	-	-	-	- XZ
	Untergurt											
30	Fachwerkstab	31	32	Winkel	0,00	4	4	-	-	-	-	- XZ
	Untergurt											
31	Fachwerkstab	32	33	Winkel	0,00	4	4	-	-	-	-	- XZ
	Untergurt											
32	Fachwerkstab	33	34	Winkel	0,00	4	4	-	-	-	-	- XZ
	Untergurt											
33	Fachwerkstab	34	35	Winkel	0,00	4	4	-	-	-	-	- XZ
	Untergurt											
34	Fachwerkstab	35	36	Winkel	0,00	4	4	-	-	-	-	- XZ
	Untergurt											
35	Fachwerkstab	36	37	Winkel	0,00	4	4	-	-	-	-	- XZ
	Untergurt											
36	Fachwerkstab	37	38	Winkel	0,00	4	4	-	-	-	-	- XZ
	Untergurt											
37	Fachwerkstab	38	39	Winkel	0,00	4	4	-	-	-	-	- XZ
	Untergurt											
38	Fachwerkstab	39	40	Winkel	0,00	4	4	-	-	-	-	- XZ
	Untergurt											
39	Fachwerkstab	40	41	Winkel	0,00	4	4	-	-	-	-	- XZ
	Untergurt											
40	Fachwerkstab	41	42	Winkel	0,00	4	4	-	-	-	-	- XZ
	Untergurt											
41	Fachwerkstab	1	22	Winkel	0,00	2	2	-	-	-	-	- XZ
	Diagonale											
42	Fachwerkstab	22	2	Winkel	0,00	3	3	-	-	-	-	- XZ
	Diagonale											
43	Fachwerkstab	2	23	Winkel	0,00	2	2	-	-	-	-	- XZ
	Diagonale											
44	Fachwerkstab	23	3	Winkel	0,00	3	3	-	-	-	-	- XZ
	Diagonale											





Technische Universität Wien E212  
 Karlsplatz 13/E212, 1040 WIEN  
 Tel: 1/58801/21310 - Fax: 1/58801/21399

Seite: 5/15

Blatt: 1

**STRUKTUR**

Projekt: **Diplomarbeit**  
**Dachklappverfahren**

Position: **Halbes System**

Datum: 25.05.2012

■ STÄBE

Stab Nr.	Stabtyp	Knoten		Drehung Typ	Drehung $\beta$ [°]	Querschnitt		Gelenk		Exz. Nr.	Teil. Nr.	Vouter- Ansatz	
		Anfang	Ende			Anfang	Ende	Anfang	Ende				
45	Fachwerkstab	3	24	Winkel	0,00	2	2	-	-	-	-	-	XZ
	Diagonale												
46	Fachwerkstab	24	4	Winkel	0,00	3	3	-	-	-	-	-	XZ
	Diagonale												
47	Fachwerkstab	4	25	Winkel	0,00	2	2	-	-	-	-	-	XZ
	Diagonale												
48	Fachwerkstab	25	5	Winkel	0,00	2	2	-	-	-	-	-	XZ
	Diagonale												
49	Fachwerkstab	5	26	Winkel	0,00	2	2	-	-	-	-	-	XZ
	Diagonale												
50	Fachwerkstab	26	6	Winkel	0,00	2	2	-	-	-	-	-	XZ
	Diagonale												
51	Fachwerkstab	6	27	Winkel	0,00	2	2	-	-	-	-	-	XZ
	Diagonale												
52	Fachwerkstab	27	7	Winkel	0,00	2	2	-	-	-	-	-	XZ
	Diagonale												
53	Fachwerkstab	7	28	Winkel	0,00	2	2	-	-	-	-	-	XZ
	Diagonale												
54	Fachwerkstab	28	8	Winkel	0,00	2	2	-	-	-	-	-	XZ
	Diagonale												
55	Fachwerkstab	8	29	Winkel	0,00	2	2	-	-	-	-	-	XZ
	Diagonale												
56	Fachwerkstab	29	9	Winkel	0,00	2	2	-	-	-	-	-	XZ
	Diagonale												
57	Fachwerkstab	9	30	Winkel	0,00	2	2	-	-	-	-	-	XZ
	Diagonale												
58	Fachwerkstab	30	10	Winkel	0,00	2	2	-	-	-	-	-	XZ
	Diagonale												
59	Fachwerkstab	10	31	Winkel	0,00	2	2	-	-	-	-	-	XZ
	Diagonale												
60	Fachwerkstab	31	11	Winkel	0,00	2	2	-	-	-	-	-	XZ
	Diagonale												
61	Fachwerkstab	11	32	Winkel	0,00	2	2	-	-	-	-	-	XZ
	Diagonale												
62	Fachwerkstab	32	12	Winkel	0,00	2	2	-	-	-	-	-	XZ
	Diagonale												
63	Fachwerkstab	12	33	Winkel	0,00	2	2	-	-	-	-	-	XZ
	Diagonale												
64	Fachwerkstab	33	13	Winkel	0,00	2	2	-	-	-	-	-	XZ
	Diagonale												
65	Fachwerkstab	13	34	Winkel	0,00	2	2	-	-	-	-	-	XZ
	Diagonale												
66	Fachwerkstab	34	14	Winkel	0,00	2	2	-	-	-	-	-	XZ
	Diagonale												
67	Fachwerkstab	14	35	Winkel	0,00	2	2	-	-	-	-	-	XZ
	Diagonale												
68	Fachwerkstab	35	15	Winkel	0,00	2	2	-	-	-	-	-	XZ
	Diagonale												
69	Fachwerkstab	15	36	Winkel	0,00	2	2	-	-	-	-	-	XZ
	Diagonale												
70	Fachwerkstab	36	16	Winkel	0,00	2	2	-	-	-	-	-	XZ
	Diagonale												
71	Fachwerkstab	16	37	Winkel	0,00	2	2	-	-	-	-	-	XZ
	Diagonale												
72	Fachwerkstab	37	17	Winkel	0,00	2	2	-	-	-	-	-	XZ
	Diagonale												
73	Fachwerkstab	17	38	Winkel	0,00	2	2	-	-	-	-	-	XZ
	Diagonale												
74	Fachwerkstab	38	18	Winkel	0,00	2	2	-	-	-	-	-	XZ
	Diagonale												
75	Fachwerkstab	18	39	Winkel	0,00	2	2	-	-	-	-	-	XZ
	Diagonale												
76	Fachwerkstab	39	19	Winkel	0,00	2	2	-	-	-	-	-	XZ
	Diagonale												
77	Fachwerkstab	19	40	Winkel	0,00	3	3	-	-	-	-	-	XZ
	Diagonale												
78	Fachwerkstab	40	20	Winkel	0,00	2	2	-	-	-	-	-	XZ
	Diagonale												
79	Fachwerkstab	20	41	Winkel	0,00	3	3	-	-	-	-	-	XZ
	Diagonale												
80	Fachwerkstab	41	21	Winkel	0,00	3	3	-	-	-	-	-	XZ
	Diagonale												
81	Fachwerkstab	21	42	Winkel	0,00	3	3	-	-	-	-	-	XZ
	Diagonale												
82	Fachwerk (nur N) Zugstrebe	43	9	Winkel	0,00	5	5	-	-	-	-	-	XZ
83	Balkenstab	44	1	Winkel	0,00	6	6	-	-	-	-	-	Z
84	Balkenstab	1	45	Winkel	0,00	6	6	-	-	-	-	-	Z
85	Balkenstab	45	43	Winkel	0,00	6	7	-	-	-	-	-	Linear Z





**Technische Universität Wien E212**  
 Karlsplatz 13/E212, 1040 WIEN  
 Tel: 1/58801/21310 - Fax: 1/58801/21399

Seite: 6/15

Blatt: 1

**STRUKTUR**

Projekt: **Diplomarbeit**  
**Dachklappverfahren**

Position: **Halbes System**

Datum: 25.05.2012



**■ KNOTENLAGER**

Lager Nr.	Knoten Nr.	Lagerdrehung (°) um Y	Lagerung bzw. Feder [kNm] [kNm/rad]		
			$u_y$	$u_z$	$\varphi_y$
1	44	0,00	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
2	42	0,00	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>





**Technische Universität Wien E212**  
 Karlsplatz 13/E212, 1040 WIEN  
 Tel: 1/58801/21310 - Fax: 1/58801/21399

Seite: 7/15  
 Blatt: 1

**BELASTUNG**

Projekt: **Diplomarbeit** Position: **Halbes System** Datum: 25.05.2012  
**Dachklappverfahren**

■ **LASTFÄLLE**

LF-Nr	LF-Bezeichnung	LF-Faktor	Eigenschaften des Lastfalls	Eigengewicht	Berechnungs- Theorie
1	Eigengewicht	1.0000	Ständig	-1.00	I. Ordnung
2	Nutzlast	1.0000	Veränderlich	-	I. Ordnung
3	Schnee	1.0000	Veränderlich	-	I. Ordnung
4	Wind Druck I+	1.0000	Veränderlich	-	I. Ordnung
5	Wind Druck I-	1.0000	Veränderlich	-	I. Ordnung
6	Wind Sog I+	1.0000	Veränderlich	-	I. Ordnung
7	Wind Sog I-	1.0000	Veränderlich	-	I. Ordnung







Technische Universität Wien E212  
Karlsplatz 13/E212, 1040 WIEN  
Tel: 1/58801-21310 - Fax: 1/58801-21399

Seite: 8/15

Blatt: 1

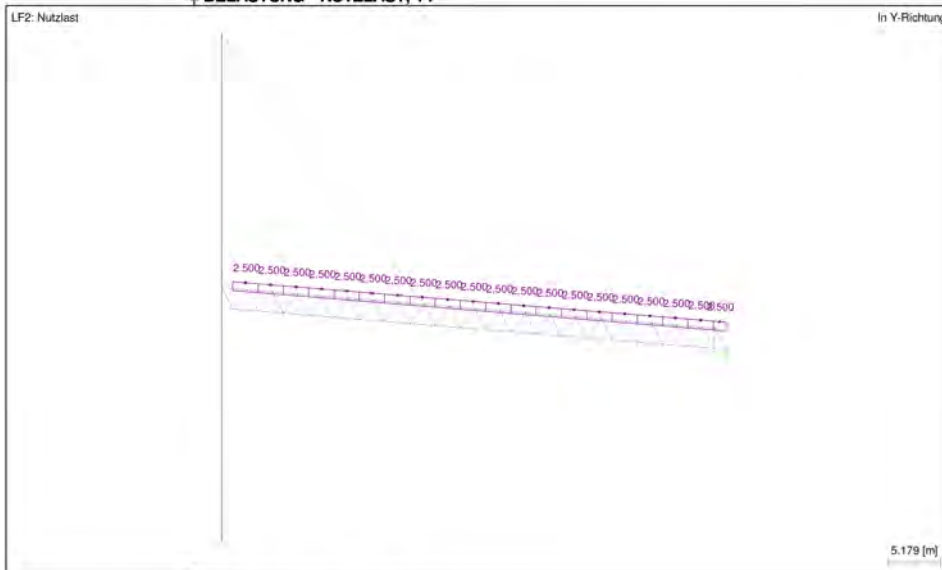
**G R A F I K**

Projekt: **Diplomarbeit**  
**Dachklappverfahren**

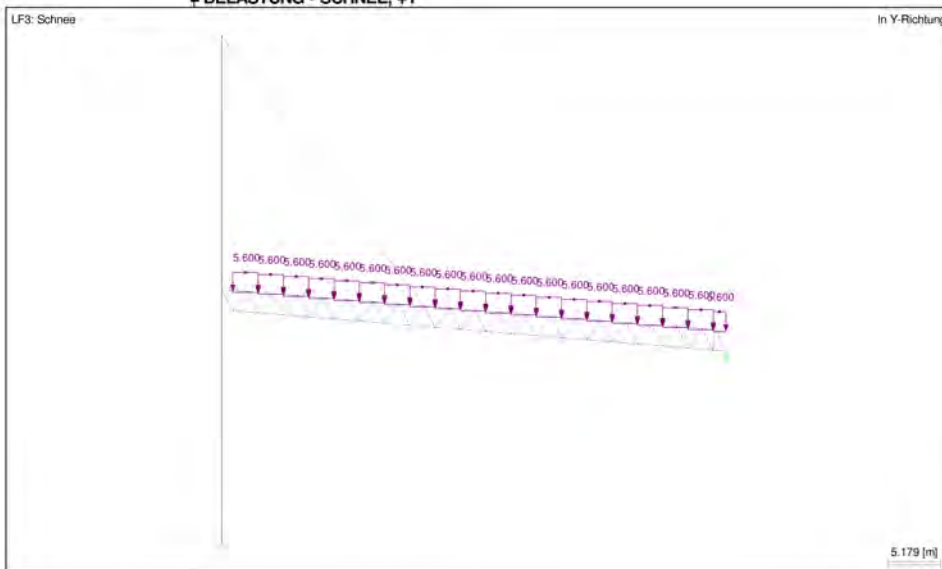
Position: **Halbes System**

Datum: 25.05.2012

■ BELASTUNG - NUTZLAST, +Y



■ BELASTUNG - SCHNEE, +Y





Technische Universität Wien E212  
 Karlsplatz 13/E212, 1040 WIEN  
 Tel: 1/58801-21310 - Fax: 1/58801-21399

Seite: 9/15

Blatt: 1

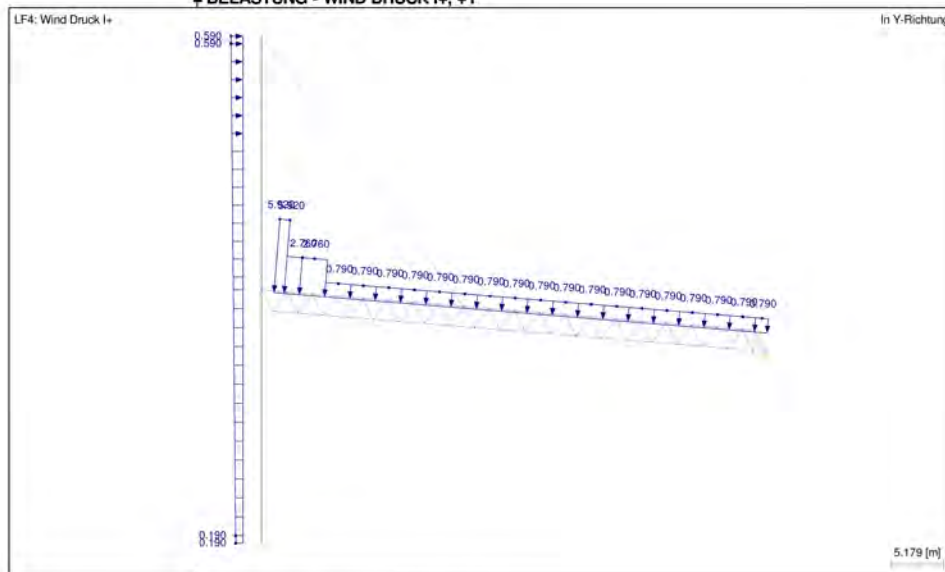
**G R A F I K**

Projekt: **Diplomarbeit**  
**Dachklappverfahren**

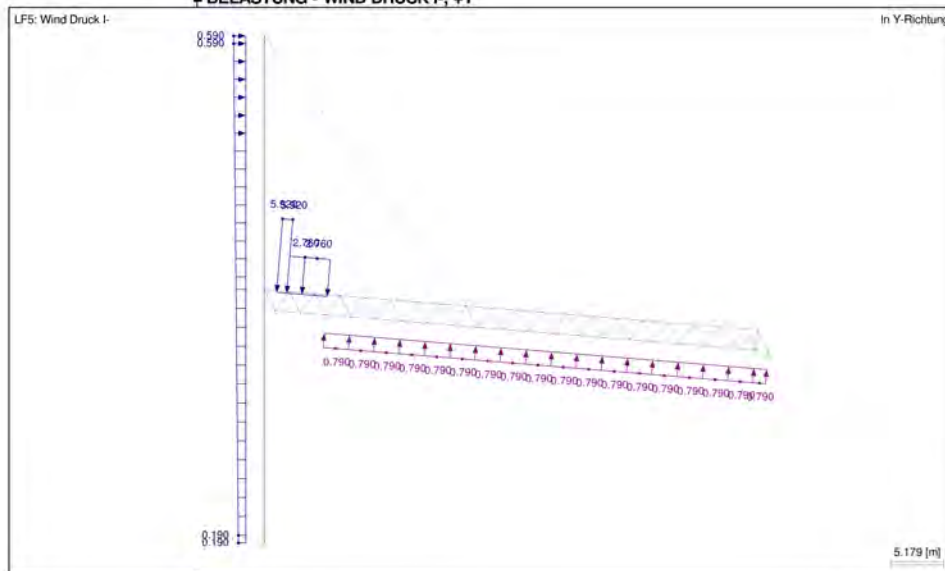
Position: **Halbes System**

Datum: 25.05.2012

■ BELASTUNG - WIND DRUCK I+, +Y



■ BELASTUNG - WIND DRUCK I-, +Y







Technische Universität Wien E212  
Karlsplatz 13/E212, 1040 WIEN  
Tel: 1/58801-21310 - Fax: 1/58801/21399

Seite: 10/15

Blatt: 1

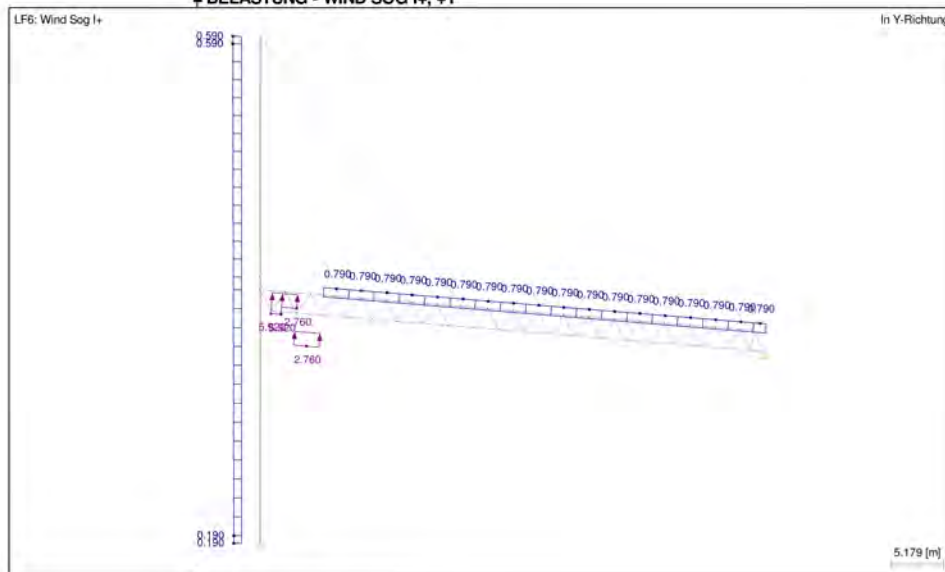
**G R A F I K**

Projekt: **Diplomarbeit**  
**Dachklappverfahren**

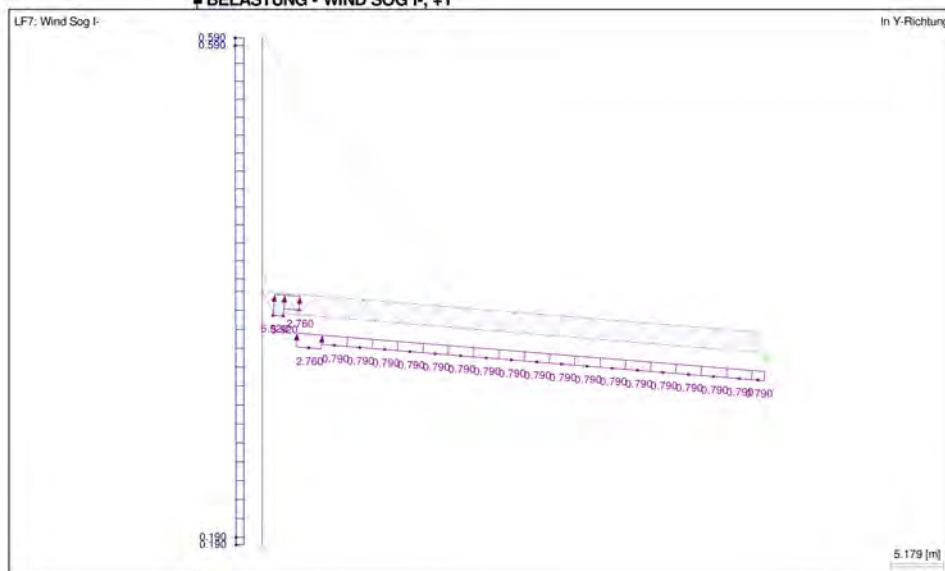
Position: **Halbes System**

Datum: 25.05.2012

■ BELASTUNG - WIND SOG I+, +Y



■ BELASTUNG - WIND SOG I-, +Y





**Technische Universität Wien E212**  
 Karlsplatz 13/E212, 1040 WIEN  
 Tel: 1/58801/21310 - Fax: 1/58801/21399

Seite: 11/15  
 Blatt: 1

**BELASTUNG**

Projekt: **Diplomarbeit** Position: **Halbes System** Datum: 25.05.2012  
**Dachklappverfahren**

■ **LASTFALLGRUPPEN**

LG Nr.	LG-Bezeichnung	Faktor	Lastfälle in LG	Berechnungs- Theorie
1	ULS mit Wind Druck I+	1.0000	1.35*LF1 + 1.5*LF2 + 1.5*LF3 + 1.5*LF4	II. Ordnung
2	ULS mit Wind Druck I-	1.0000	1.35*LF1 + 1.5*LF2 + 1.5*LF3 + 1.5*LF5	II. Ordnung
3	ULS mit Wind Sog I+	1.0000	1.35*LF1 + 1.5*LF2 + 1.5*LF3 + 1.5*LF6	II. Ordnung
4	ULS mit Wind Sog I-	1.0000	1.35*LF1 + 1.5*LF2 + 1.5*LF3 + 1.5*LF7	II. Ordnung
5	SLS mit Wind Druck I+	1.0000	LF1 + 0.8*LF2 + LF3 + 0.6*LF4	II. Ordnung
6	SLS mit Wind Druck I-	1.0000	LF1 + 0.8*LF2 + LF3 + 0.6*LF5	II. Ordnung
7	SLS mit Wind Sog I+	1.0000	LF1 + 0.8*LF2 + LF3 + 0.6*LF6	II. Ordnung
8	SLS mit Wind Sog I-	1.0000	LF1 + 0.8*LF2 + LF3 + 0.6*LF7	II. Ordnung

■ **LASTFALLKOMBINATIONEN**

LK Nr.	LK-Bezeichnung	Kombinationskriterium
1	Maßgebende Lastfallkombination	LG1 oder LG2 oder LG3 oder LG4
2	Maßgebende Lastfallkombination Gebrauchstauglichkeit	LG5 oder LG6 oder LG7 oder LG8





Technische Universität Wien E212  
 Karlsplatz 13/E212, 1040 WIEN  
 Tel: 1/58801-21310 - Fax: 1/58801-21399

Seite: 12/15

Blatt: 1

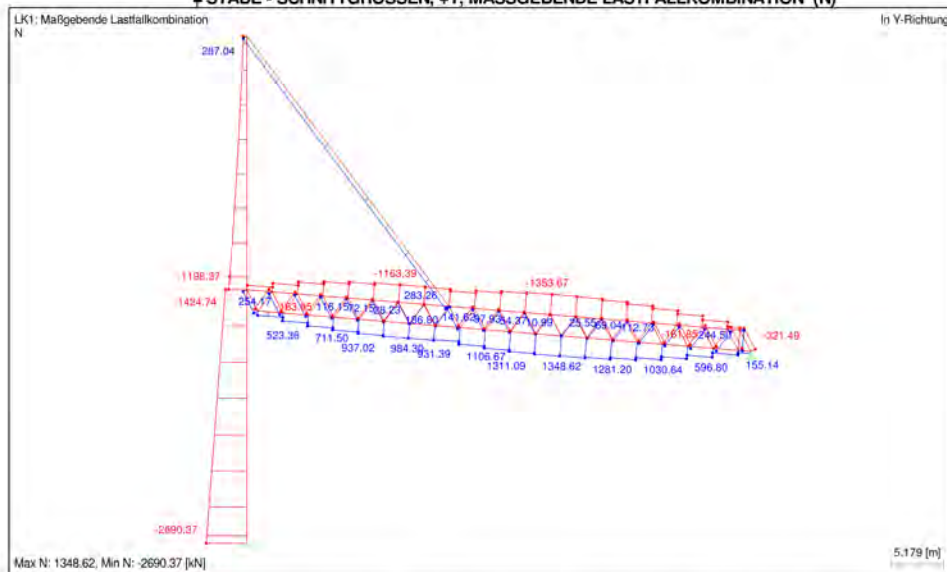
**G R A F I K**

Projekt: **Diplomarbeit**  
**Dachklappverfahren**

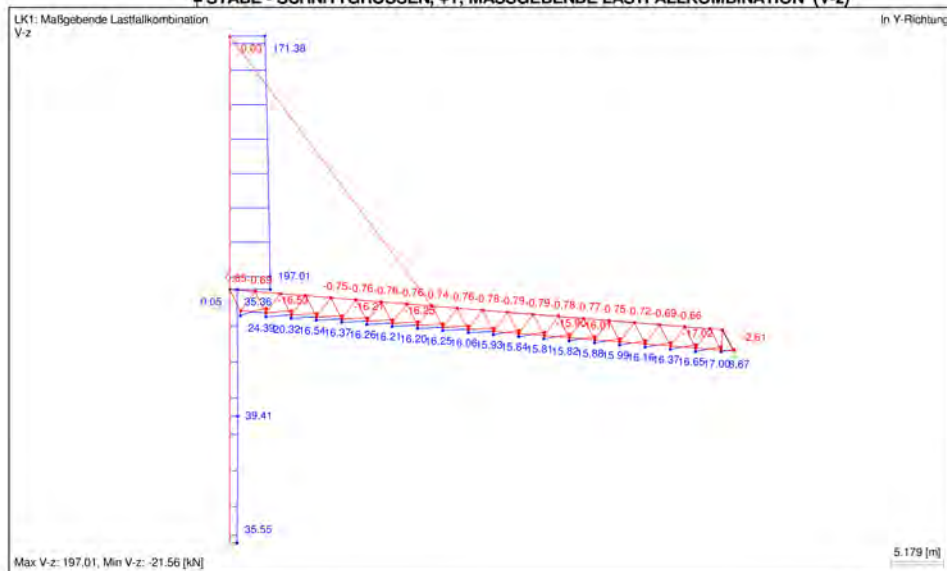
Position: **Halbes System**

Datum: 25.05.2012

■ STÄBE - SCHNITTGRÖSSEN, +Y, MASSGEBENDE LASTFALLKOMBINATION (N)



■ STÄBE - SCHNITTGRÖSSEN, +Y, MASSGEBENDE LASTFALLKOMBINATION (V-z)





**Technische Universität Wien E212**  
 Karlsplatz 13/E212, 1040 WIEN  
 Tel: 1/58801-21310 - Fax: 1/58801-21399

Seite: 13/15

Blatt: 1

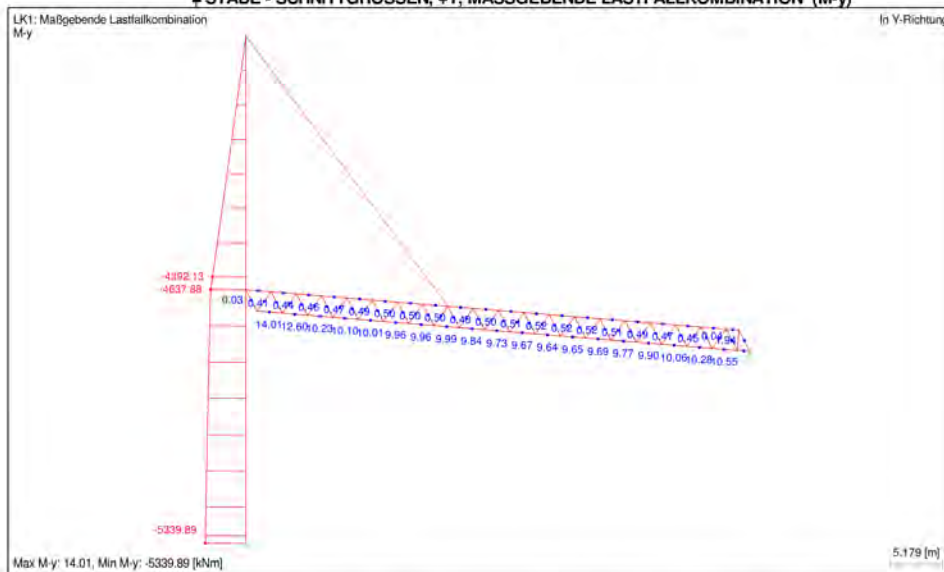
**G R A F I K**

Projekt: **Diplomarbeit**  
 Dachklappverfahren

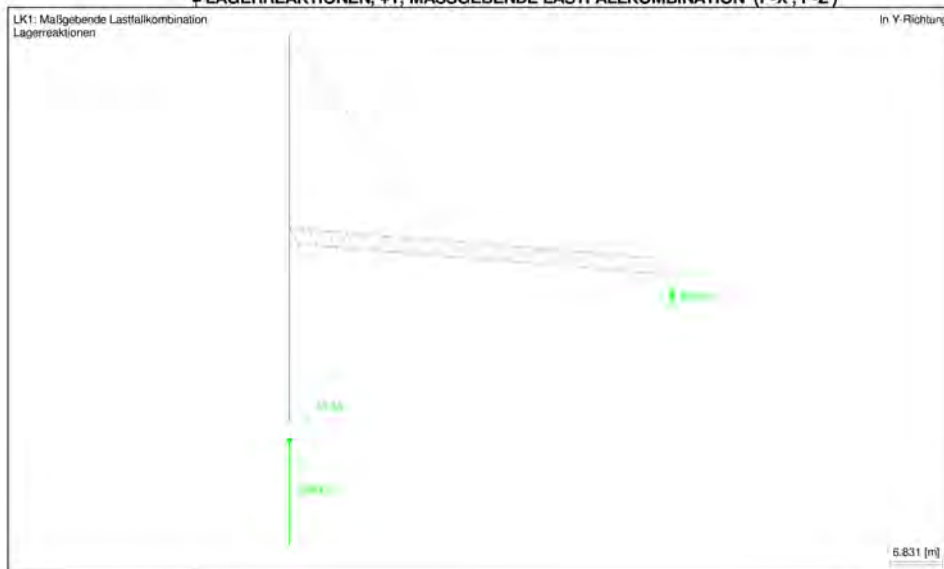
Position: **Halbes System**

Datum: 25.05.2012

■ STÄBE - SCHNITTGRÖSSEN, +Y, MASSGEBENDE LASTFALLKOMBINATION (M-y)



■ LAGERREAKTIONEN, +Y, MASSGEBENDE LASTFALLKOMBINATION (P-X', P-Z')





**Technische Universität Wien E212**  
 Karlsplatz 13/E212, 1040 WIEN  
 Tel: 1/58801/21310 - Fax: 1/58801/21399

Seite: 14/15  
 Blatt: 1

**STAHL**

Projekt: **Diplomarbeit** Position: **Halbes System**  
**Dachklappverfahren**

Datum: 25.05.2012

**STAHL**  
 FA1  
 Spannungsanalyse

**■ SPANNUNGEN QUERSCHNITTSWEISE**

Querschnitt-Nr.	Stab-Nr.	x-Stelle [m]	S-Punkt-Nr.	Lastfall	Spannungsart	Spannung [kN/cm <sup>2</sup> ]		Ausnutzung	
						vorr.	grenz		
1	DRO 160x8	13	1.250	3	SK1 +M-y	Sigma gesamt	-29.04	32.73	0.89
		13	0.000	16	SK1 -N	Tau gesamt	0.04	18.90	0.00
		13	1.250	5	SK1 +M-y	Sigma-v	29.04	32.73	0.89
2	DRO 70x5,6	76	1.179	13	SK1 -V-z	Sigma gesamt	20.44	32.73	0.62
		75	0.000	16	SK1 -N	Tau gesamt	0.03	18.90	0.00
		76	1.179	13	SK1 -V-z	Sigma-v	20.44	32.73	0.62
3	DRO 70x5,6	81	1.179	3	SK1 +M-y	Sigma gesamt	-29.61	32.73	0.90
		81	0.000	16	SK1 -N	Tau gesamt	0.41	18.90	0.02
		81	1.179	5	SK1 +M-y	Sigma-v	29.61	32.73	0.90
4	DRO 200x8	32	1.250	13	SK1 -V-z	Sigma gesamt	25.19	32.73	0.77
		21	0.000	16	SK1 +V-z	Tau gesamt	0.30	18.90	0.05
		32	1.250	13	SK1 -V-z	Sigma-v	25.19	32.73	0.77
5	Seil PV 195 (Pfeifer)	82	0.000	1	SK1 +N	Sigma gesamt	21.42	30.45	0.70
		82	33.268	1	SK1 +N	Tau gesamt	0.00	17.58	0.00
		82	0.000	1	SK1 +N	Sigma-v	21.42	30.45	0.70

**■ MASSGEBENDE SCHNITTGRÖSSEN STABWEISE**

Stab-Nr.	x-Stelle [m]	Lastfall	Kräfte [kN]			Momente [kNm]		
			N	V <sub>y</sub>	V <sub>z</sub>	M <sub>T</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>
1	1.250	SK1	-300.69	0.00	0.00	0.00	0.41	0.00
2	1.250	SK1	571.63	0.00	-0.01	0.00	0.44	0.00
3	1.250	SK1	-786.15	0.00	-0.01	0.00	0.46	0.00
4	1.250	SK1	-949.99	0.00	-0.01	0.00	0.47	0.00
5	1.250	SK1	-1067.45	0.00	-0.01	0.00	0.49	0.00
6	1.250	SK1	-1138.60	0.00	0.00	0.00	0.50	0.00
7	1.250	SK1	-1163.34	0.00	0.00	0.00	0.50	0.00
8	1.250	SK1	-1141.60	0.00	0.00	0.00	0.50	0.00
9	1.250	SK1	-1019.89	0.00	0.00	0.00	0.48	0.00
10	1.250	SK1	-1172.09	0.00	0.00	0.00	0.50	0.00
11	1.250	SK1	-1278.46	0.00	0.00	0.00	0.51	0.00
12	1.250	SK1	-1338.98	0.00	0.00	0.00	0.52	0.00
13	1.250	SK1	-1353.62	0.00	0.00	0.00	0.52	0.00
14	1.250	SK1	-1322.35	0.00	0.00	0.00	0.52	0.00
15	1.250	SK1	-1245.16	0.00	0.01	0.00	0.51	0.00
16	1.250	SK1	-1122.05	0.00	0.01	0.00	0.49	0.00
17	1.250	SK1	-953.01	0.00	0.01	0.00	0.47	0.00
18	1.250	SK1	-738.07	0.00	0.01	0.00	0.45	0.00
19	1.250	SK1	-477.21	0.00	0.01	0.00	0.43	0.00
20	0.625	SK1	-170.48	0.00	0.00	0.00	0.10	0.00
21	1.000	SK1	285.95	0.00	3.13	0.00	13.70	0.00
22	1.250	SK1	484.86	0.00	0.00	0.00	12.60	0.00
23	1.250	SK1	650.87	0.00	0.00	0.00	10.23	0.00
24	1.250	SK1	796.56	0.00	0.00	0.00	10.10	0.00
25	1.250	SK1	896.08	0.00	0.00	0.00	10.01	0.00
26	1.250	SK1	949.35	0.00	0.00	0.00	9.96	0.00
27	1.250	SK1	956.32	0.00	0.00	0.00	9.96	0.00
28	1.250	SK1	916.37	0.00	0.00	0.00	9.99	0.00
29	1.250	SK1	1090.38	0.00	0.00	0.00	9.84	0.00
30	1.250	SK1	1218.11	0.00	0.00	0.00	9.73	0.00
31	1.250	SK1	1312.39	0.00	0.00	0.00	9.66	0.00
32	1.250	SK1	1347.32	0.00	0.00	0.00	9.63	0.00
33	1.250	SK1	1336.49	0.00	0.00	0.00	9.64	0.00
34	1.250	SK1	1279.90	0.00	0.00	0.00	9.68	0.00
35	1.250	SK1	1177.52	0.00	-0.01	0.00	9.77	0.00
36	1.250	SK1	1029.34	0.00	-0.01	0.00	9.89	0.00
37	1.250	SK1	835.34	0.00	-0.01	0.00	10.06	0.00
38	1.250	SK1	595.50	0.00	-0.01	0.00	10.28	0.00
39	1.250	SK1	309.78	0.00	-0.01	0.00	10.55	0.00
40	0.625	SK1	154.49	0.00	0.00	0.00	2.70	0.00
41	0.000	SK1	286.62	0.00	0.05	0.00	0.00	0.00
42	1.179	SK1	-266.42	0.00	0.00	0.00	0.29	0.00
43	0.000	SK1	254.49	0.00	0.05	0.00	0.00	0.00
44	1.179	SK1	-203.68	0.00	0.00	0.00	0.17	0.00
45	0.000	SK1	200.70	0.00	0.05	0.00	0.00	0.00
46	1.179	SK1	-164.09	0.00	0.00	0.00	0.13	0.00
47	0.000	SK1	160.51	0.00	0.06	0.00	0.00	0.00
48	1.179	SK1	-120.97	0.00	0.00	0.00	0.10	0.00
49	0.000	SK1	116.47	0.00	0.06	0.00	0.00	0.00
50	1.179	SK1	-77.64	0.00	0.00	0.00	0.08	0.00
51	0.000	SK1	72.46	0.00	0.07	0.00	0.00	0.00
52	1.179	SK1	-34.13	0.00	0.00	0.00	0.07	0.00
53	0.000	SK1	28.54	0.00	0.07	0.00	0.00	0.00
54	2.358	SK1	17.79	0.00	-0.10	0.00	0.00	0.00
55	1.179	SK1	-23.67	0.00	0.00	0.00	0.05	0.00
56	2.358	SK1	62.91	0.00	-0.09	0.00	0.00	0.00





**Technische Universität Wien E212**  
 Karlsplatz 13/E212, 1040 WIEN  
 Tel: 1/58801/21310 - Fax: 1/58801/21399

Seite: 15/15  
 Blatt: 1

**STAHL**

Projekt: **Diplomarbeit** Position: **Halbes System**  
**Dachklappverfahren**

Datum: 25.05.2012

**MASSGEBENDE SCHNITTGRÖSSEN STABWEISE**

Stab Nr	x-Stelle [m]	Lastfall	Kräfte [kN]			Momente [kNm]		
			N	V <sub>y</sub>	V <sub>z</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>z</sub>	M <sub>x</sub>
57	0,000	SK1	186,80	0,00	0,06	0,00	0,00	0,00
58	1,179	SK1	-147,41	0,00	0,00	0,00	0,11	0,00
59	0,000	SK1	141,93	0,00	0,06	0,00	0,00	0,00
60	1,179	SK1	-104,72	0,00	0,00	0,00	0,09	0,00
61	0,000	SK1	98,24	0,00	0,07	0,00	0,00	0,00
62	1,179	SK1	-81,87	0,00	0,00	0,00	0,08	0,00
63	0,000	SK1	54,69	0,00	0,07	0,00	0,00	0,00
64	1,179	SK1	-18,83	0,00	0,00	0,00	0,07	0,00
65	0,000	SK1	11,31	0,00	0,08	0,00	0,00	0,00
66	2,358	SK1	-25,83	0,00	-0,10	0,00	0,00	0,00
67	1,179	SK1	-33,38	0,00	0,00	0,00	0,05	0,00
68	2,358	SK1	69,32	0,00	-0,09	0,00	0,00	0,00
69	1,179	SK1	-76,40	0,00	0,00	0,00	0,06	0,00
70	2,358	SK1	113,02	0,00	-0,08	0,00	0,00	0,00
71	1,179	SK1	-116,26	0,00	0,00	0,00	0,08	0,00
72	1,179	SK1	156,72	0,00	0,00	0,00	0,04	0,00
73	1,179	SK1	-162,01	0,00	0,00	0,00	0,10	0,00
74	1,179	SK1	200,67	0,00	0,00	0,00	0,04	0,00
75	1,179	SK1	-204,71	0,00	0,00	0,00	0,13	0,00
76	1,179	SK1	244,64	0,00	0,00	0,00	0,04	0,00
77	1,179	SK1	-247,43	0,00	0,00	0,00	0,20	0,00
78	1,179	SK1	288,54	0,00	0,00	0,00	0,03	0,00
79	1,179	SK1	-290,18	0,00	0,00	0,00	0,41	0,00
80	1,000	SK1	272,37	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
81	1,179	SK1	-321,33	0,00	0,00	0,00	1,94	0,00
82	0,000	SK1	287,04	0,00	-0,03	0,00	0,00	0,00

**STÜCKLISTE STABWEISE**

Position Nr.	Querschnittsbezeichnung	Anzahl Stäbe	Länge [m]	G-Länge [m]	Oberfläche [m <sup>2</sup> ]	Volumen [m <sup>3</sup> ]	E-Gewicht [kg/m]	Gewicht [kg]	G-Gewicht [t]
1	1-QRO 160x8	19	2,50	47,50	29,12	0,22	36,89	92,24	1,753
2	1-QRO 160x8	1	1,25	1,25	0,77	0,01	36,89	46,12	0,046
3	4-QRO 200x8	19	2,50	47,50	36,72	0,28	46,94	117,36	2,230
4	4-QRO 200x8	1	1,25	1,25	0,97	0,01	46,94	58,68	0,059
5	2-QRO 70x5,6	34	2,36	80,19	21,65	0,11	11,15	26,29	0,894
6	3-QRO 70x5,6	6	2,36	14,15	3,82	0,02	11,15	26,29	0,158
7	3-QRO 70x5,6	1	2,00	2,00	0,54	0,00	11,15	22,29	0,022
8	5-Stahl PV 195 (Pfeiler)	1	33,27	33,27	4,70	0,04	10,52	349,95	0,350
9	6-Rechteck 750/2000	1	25,00	25,00	137,50	37,50	3750,00	93750,00	93,750
10	6-Rechteck 750/2000	1	1,25	1,25	6,88	1,88	3750,00	4687,50	4,688
11	6-Rechteck 750/2000 ... 7	1	23,75	23,75	106,88	26,72	2812,50	66796,90	66,797
Summa		85		277,11	349,53	66,80			170,746



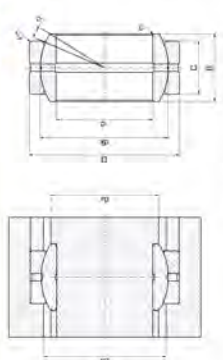
# Anhang **C**


---

Datenblätter



# Datenblatt der Radial-Gelenklager [66]





**Gelenklager**  
für extreme Anwendungen  
wartungsarm  
max. Einsatztemperatur 400 °C  
DIN ISO 12240-1  
Methreihe E  
Gleitpaarung Stahl/Stahl

**Spherical plain bearings**  
Heavy Duty  
max. working temperature 400°C  
low maintenance  
DIN ISO 12240-1  
Series E  
Sliding surface Steel/Steel

**Serie / Series GE••ES-HD  
GE••ES-HDA**

Bezeichnung / Designation	Abmessung / Dimensions mm					Kippwinkel / tilting angle α°	Tragzahlen / load ratings [kN]		Radiale Lagerluft / Radial internal clearance		Gewicht / Weight ≈ kg			
	d	D	B	C	dk		WSW-HD GE••ES-HD	WSW-HDA GE••ES-HDA	Dyn./ Stat.	Dyn./ Stat.				
GE20ES-HD/HDA	20	0,910	35	0,201	18	0,12	12	0,24	29	9	0,082	0,124	0,066	20
GE25ES-HD/HDA	25	0,010	42	0,011	20	0,12	18	0,24	35,5	7	0,100	0,150	0,119	25
GE30ES-HD/HDA	30	0,010	47	0,011	22	0,12	18	0,24	40,7	6	0,100	0,150	0,153	30
GE35ES-HD/HDA	35	0,012	55	0,013	25	0,12	20	0,30	47	6	0,100	0,150	0,233	35
GE40ES-HD/HDA	40	0,012	62	0,013	28	0,12	22	0,30	53	7	0,120	0,180	0,306	40
GE45ES-HD/HDA	45	0,012	68	0,013	32	0,12	25	0,30	60	7	0,120	0,180	0,427	45
GE50ES-HD/HDA	50	0,012	75	0,013	35	0,12	28	0,30	66	6	0,120	0,180	0,546	50
GE55ES-HD/HDA	55	0,015	85	0,015	40	0,15	32	0,45	74	7	0,120	0,180	0,939	55
GE60ES-HD/HDA	60	0,015	90	0,015	44	0,15	36	0,45	80	6	0,120	0,180	1,040	60
GE70ES-HD/HDA	70	0,015	105	0,015	49	0,15	40	0,45	92	8	0,142	0,212	1,550	70
GE80ES-HD/HDA	80	0,015	120	0,015	55	0,15	45	0,45	105	6	0,142	0,212	2,310	80
GE90ES-HD/HDA	90	0,020	130	0,018	60	0,20	50	0,60	115	5	0,142	0,212	2,750	90
GE100ES-HD/HDA	100	0,020	150	0,018	70	0,20	55	0,60	130	7	0,165	0,245	4,450	100
GE110ES-HD/HDA	110	0,020	160	0,020	70	0,20	55	0,60	140	6	0,165	0,245	4,820	110
GE120ES-HD/HDA	120	0,020	180	0,020	85	0,20	70	0,60	160	6	0,165	0,245	8,050	120
GE140ES-HD/HDA	140	0,025	210	0,020	90	0,25	70	0,60	180	7	0,165	0,245	11,020	140
GE160ES-HD/HDA	160	0,025	230	0,020	105	0,25	80	0,60	200	8	0,192	0,284	14,010	160
GE180ES-HD/HDA	180	0,025	260	0,025	105	0,25	80	0,70	225	8	0,192	0,284	18,050	180
GE200ES-HD/HDA	200	0,030	290	0,025	130	0,30	100	0,70	250	7	0,192	0,284	28,030	200
GE220ES-HD/HDA	220	0,030	320	0,040	135	0,30	100	0,60	275	8	0,214	0,318	35,510	220
GE240ES-HD/HDA	240	0,030	340	0,040	140	0,30	100	0,60	300	8	0,214	0,318	39,910	240
GE260ES-HD/HDA	260	0,035	370	0,040	150	0,35	110	0,60	325	7	0,239	0,353	51,540	260
GE280ES-HD/HDA	280	0,035	400	0,040	155	0,35	120	0,60	350	6	0,239	0,353	65,060	280
GE300ES-HD/HDA	300	0,035	430	0,045	165	0,35	120	0,60	375	7	0,239	0,353	78,070	300

**WSW Heavy Duty MAINFREE GE••ES-HD:** Eigenschaften: Wartungsfähigste Radialgelenklager nach DIN ISO 12240-1. Methreihe E, gefertigt aus Spezialstahl mit guten Trockenlauf- bzw. Notlaufleistungen. Einsatz bis max. 400 °C möglich. Diese Lager eignen sich speziell für Anwendungen bei denen herkömmliche Stahl/Stahl-Gelenklager bei Maßgebenerung an ihre Grenzen stoßen.

**WSW Heavy Duty ANTICORR GE••ES-HDA:** Eigenschaften: Wie Baureihe GE••ES-HD zusätzlich: Einsatz in korrosiver Umgebung möglich. Einsatz bis max. 350 °C möglich.

\* Geringere Tragzahlen gelten nur für reinen Trockenlauf der Gelenklager (Achtung erhöhte Reibwerte), bei regelmäßiger Schmierung sind auch die Tragzahlen der Standardlager zulässig.

**WSW Heavy Duty MAINFREE GE••ES-HD:** Properties: Spherical plain bearing requiring maintenance DIN ISO 12240-1. Series E, manufactured from special steel with a good dry running performance and emergency running properties, max. allowable temperature 400°C. These kind of bearings are suitable for all applications where standard steel/steel bearings will have problems when they are not well lubricated.

**WSW Heavy Duty ANTICORR GE••ES-HDA:** Properties: As series GE••ES-HD, additional for applications in corrosive environment capable, max. allowable temperature 350°C.

\* Lower rating capacities are only valid for dry running bearings (attention higher friction), with regular lubrication the load ratings from the standard bearings are allowed.

[www.wsw-waelzlager.de](http://www.wsw-waelzlager.de)