



Manuel Mitterrutzner, BSc

**Tragverhalten und Konstruktion von
dünnwandigen Fassadenelementen
aus textilbewehrtem Beton**

MASTERARBEIT

zur Erlangung des akademischen Grades

Diplom-Ingenieur

Masterstudium Bauingenieurwissenschaften - Konstruktiver Ingenieurbau

eingereicht an der

Technischen Universität Graz

Betreuer

Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.nat.techn. Oliver Englhardt

Institut für Hochbau

Mitbetreuer

Dipl.-Ing. Dr.techn. Manfred Zellinger

EIDESSTATTLICHE ERKLÄRUNG

Ich erkläre an Eides statt, dass ich die vorliegende Arbeit selbstständig verfasst, andere als die angegebenen Quellen/Hilfsmittel nicht benutzt, und die den benutzten Quellen wörtlich und inhaltlich entnommenen Stellen als solche kenntlich gemacht habe. Das in TUGRAZonline hochgeladene Textdokument ist mit der vorliegenden Masterarbeit identisch.

Datum

Unterschrift

Danksagung

An dieser Stelle möchte ich mich bei allen Personen bedanken, die mich beim Verfassen meiner Arbeit unterstützt haben.

Besonderen Dank gebührt meiner Familie, die mir das Studium an der TU Graz ermöglicht hat. Besonders danke ich auch meinen Kollegen, die mich über die Studienzeit begleitet haben.

Des Weiteren möchte ich mich bei meinen Betreuern Herrn Univ.-Prof.Dipl.-Ing. Dr.nat.techn. Oliver Englhardt und Herrn Dipl.-Ing. Dr.techn. Manfred Zellinger sowie bei den gesamten Mitarbeitern vom Institut für Hochbau der Technischen Universität Graz bedanken. Die ausgezeichnete Betreuung war mir eine große Hilfe beim schreiben meiner Arbeit. Zudem möchte ich mich bei denjenigen bedanken, die mir bei der Arbeit weitergeholfen haben, insbesondere bei Martina Fischnaller und Franz Pölzl.

Kurzfassung

Fassadenelemente aus Textilbeton kommen heutzutage immer mehr zur Anwendung. Der Kompositwerkstoff Textilbeton überzeugt vor allem durch seine Leistungsfähigkeit und seine Dauerhaftigkeit. Insbesondere die geringen Bauteildicken und die damit einhergehende Gewichts- und Materialeinsparung gehören zu den wichtigsten Eigenschaften des Textilbetons. Bei Verwendung von nicht korrodierender Textilbewehrungen in einer Betonfassade entfällt die Notwendigkeit einer großen Betonüberdeckung, wie im Stahlbeton üblich. Somit können filigrane und dünnwandige Betonfassaden geschaffen werden. Wegen den geringen Plattenstärken entstehen, bei der Verbindung zur Unterkonstruktion sowie im Bereich der Bemessung, neue Problemstellungen.

Die vorliegende Arbeit befasst sich zu Beginn mit den Grundlagen und Eigenschaften von Textilbeton und von Fassadenkonstruktionen. Im Rahmen der Arbeit werden die Anforderungen an eine Fassade abgeklärt und maßgebende Lastfallkombinationen entwickelt. Anschließend werden die Grenzwerte der Durchbiegung sowie eine mögliche Rissbildung untersucht.

Aufbauend auf den Grundlagen wird ein Finite-Elementen-Modell entwickelt sowie anschließend die Möglichkeiten und Grenzen des Modells gezeigt. Das Modell wird anhand der ermittelten Lasten an eine Fassade angewandt.

In der Parameterstudie werden die möglichen Lagerbedingungen untersucht, die Plattenstärke minimiert sowie die optimale Auflagerposition ermittelt. Aus den Ergebnissen wird am Ende ein Detail entwickelt, welches die gewonnenen Erkenntnisse darstellt.

Abstract

Nowadays the demand of reinforced concrete facade elements is on the rise. Textile reinforced concrete is a high-performance composite material with an outstanding durability. Especially the thin slab thickness comes with several advantages such as weight reduction and material saving. These mentioned points are the most important properties of textile reinforced concrete. Non-corrosive textile reinforcement makes the need for a concrete cover like for steel reinforcement superfluous. Therefore, thin-walled and filigree facade elements are feasible. However, these thin-walled slabs are posing new problems when it comes to structural design. In particular, this is true for the structural connection between the facade element and the subconstruction.

At first, this Master's thesis is dedicated to the theoretical basics and properties of textile reinforced concrete and facade structures in general. Within the scope of this work, the requirements for a facade element are stipulated. In addition, significant load combinations are developed. Subsequently, the limits of displacement and a possible onset of cracking is subject of investigations.

Based on the theoretical basics, a finite element model is elaborated. For this numerical model, possibilities and limitations are addressed. Significant load combinations are applied on this model for a facade.

In the course of a parameter study, several points are worked out:

- Doable support situations are investigated.
- The slab thickness is minimized .
- The best possible support location is examined.

Finally, a structural detail, which represents the best solution possible, is derived from the obtained results of the parameter study.

Inhaltsverzeichnis

1 Einleitung	1
1.1 Motivation und Ausgangslage	1
1.2 Zielsetzung und Vorgehensweise	2
1.3 Aufbau der Arbeit	3
2 Vorgehängte hinterlüftete Fassade	5
2.1 Gebäudehülle	5
2.2 Fassade	6
2.3 Unterkonstruktion	6
2.4 Fassadenbefestigung	8
2.4.1 Hinterschnittanker	8
2.4.2 Niet oder Schraubbefestigung	8
2.4.3 Klebeverbindung	9
3 Grundlagen und Eigenschaften von Textilbeton	11
3.1 Grundlagen	11
3.2 Beton	13
3.3 Textil	16
3.3.1 Verbundverhalten	18
3.3.2 Festigkeit des Textils quer zur Faser	20
4 Finite-Elemente-Modell	27
4.1 Materialeigenschaften	27
4.1.1 Feinbeton	27
4.1.2 Textil	28
4.2 Modellierung	29
4.2.1 Nicht beachtete Einflüsse bei der Modellierung von Textilbeton	31
4.3 Berechnungsmethoden	33
5 Ingenieurmodell	35
5.1 Bemessungsmodell nach Krüger	35
5.1.1 Biegetragfähigkeit	35
5.1.2 Gebrauchstauglichkeit	38
5.2 Biegetragfähigkeit nach Voss	40
5.3 Vergleich der Bemessungsmodelle mit dem FE-Modell	43
5.3.1 Allgemeine Kennwerte	43
5.3.2 Biegetragfähigkeit nach Voss	45
5.3.3 Biegetragfähigkeit nach Krüger	47
5.3.4 Finite-Elementen-Berechnung	47
5.3.5 Erkenntnisse	50

6 Anforderungen an eine Fassade	51
6.1 Einwirkungen	51
6.1.1 Eigenlast	52
6.1.2 Windlast	52
6.1.3 Schneelasten	56
6.1.4 Stoßfestigkeit	56
6.1.5 Erdbebensicherheit	56
6.2 Formänderungen	57
6.2.1 Konstante Erwärmung	57
6.2.2 Differenzielle Erwärmung der Fassadenplatte	58
6.2.3 Brandverhalten	60
6.2.4 Schwinden	61
6.3 Grenzwerte der Verformung	62
6.4 Rissbildung	64
6.5 Einwirkungskombinationen	65
7 Parameterstudie	67
7.1 Methode	67
7.2 Einwirkungen	69
7.2.1 Eigengewicht	69
7.2.2 Windlast	69
7.2.3 Temperaturbelastung	70
7.2.4 Einwirkungskombinationen	71
7.3 Linienlagerung	74
7.3.1 Ausgangslage	75
7.3.2 Variation der Auflagerposition	81
7.3.3 Variation der Plattenstärke	83
7.4 Punktlagerung	88
7.4.1 Variation des Auflagerabstands a_y	89
7.4.2 5-punktgelagertes Element	93
7.4.3 Maximale Plattengröße	96
7.4.4 Auflager System	98
7.5 Diskussion der Ergebnisse	102
8 Detailentwicklung	103
8.1 Vorgehensweise	103
8.2 Detailausbildung	106
8.2.1 Verbindung des Fassadenelements zur Unterkonstruktion	106
8.2.2 Unterkonstruktion	107
8.3 Erkenntnisse	111
9 Zusammenfassung und Ausblick	113
9.1 Zusammenfassung	113
9.2 Ausblick	115

A Anhang	A1
A.1 Parameter nach Lade	A1
A.2 Parabel Rechteck Diagramm für die Bemessung	A2
A.3 Windlastbeiwerte	A3
A.4 Vergleich Ruckzuck	A5
A.5 Bemessung lt. Krüger	A6
A.6 Federsteifigkeit Konsole	A8
A.7 Maximale Elementbreite, Auflagerabständen $a_x = 0,2m$ $a_y = 0,5m$	A9
A.8 Maximale Elementbreite, Auflagerabständen $a_x = 0,5m$ $a_y = 0,5m$	A11
A.9 Maximale Elementlänge, Auflagerabständen $a_x = 0,5m$ und $a_y = 0,5m$	A13
A.10 Sofistik Eingabe	A15
A.10.1 Modell 1	A15
A.10.2 Modell 2	A19
A.11 Bemessung der Klebeverbindung	A21
A.12 Oberflächentemperatur	A22
A.13 Digitaler Anhang	A22

1 Einleitung

**Motivation und Ausgangslage
Zielsetzung und Vorgehensweise
Aufbau der Arbeit**

1.1 Motivation und Ausgangslage

Textilbeton ist ein Werkstoff, der in naher Zukunft immer mehr an Bedeutung gewinnt. Textilbeton kommt zurzeit in Verbindung mit Kurzfasern immer öfters bei Fassadenelementen (Abb. 1.1) zur Anwendung. Da der Beton eine geringe Zugfestigkeit aufweist, wird der Zugbereich durch eine Textilbewehrung oder mittels Kurzfasern verstärkt. Daraus entsteht der Verbundwerkstoff Textilbeton.

Durch das Einsetzen von hochfesten Fasern, wie zum Beispiel Karbon oder Glasfasern, können Bauteile deutlich filigraner gestaltet werden. Somit sind architektonisch anspruchsvolle Baukonstruktionen möglich. Durch die Schlankheit der Bauteile kann zudem im Vergleich zum Stahlbeton deutlich mehr Eigengewicht und Material eingespart werden. Die leichten Bauteile leisten einen wichtigen Beitrag zum nachhaltigen Bauen, indem Ressourcen geschont werden.

Bei Fassadenelementen spielt das geringe Eigengewicht und die Dauerhaftigkeit des Materials eine wichtige Rolle. Mit Hilfe von Feinkornbetonen kann eine optimale Oberflächenbeschaffenheit hergestellt werden. Durch die gute Formbarkeit des Betons bei der Herstellung, sind bei der Gestaltung der Oberfläche einer Fassade fast keine Grenzen gesetzt. Die Oberfläche kann beispielsweise durch ein Fotomotiv (Abb. 1.2) gestalten werden.

Das dichte Gefüge des Feinkornbetons und die korrosionsunempfindliche Bewehrung können die Dauerhaftigkeit deutlich steigern. Des Weiteren können aufgrund der Herstellung von Fassadenelementen die Abmessungen, die Form, die optische Gestaltung, als auch das Fugenbild variabel gestaltet werden. Durch diese Aspekte kann Textilbeton, im Gegensatz zu teuren Naturstein-oder Blechfassaden, überzeugen.

Die dünnwandigen Fassadenelemente aus Beton schaffen neue Aufgabenstellungen. Die mechanischen Anforderungen sind neu zu überdenken. Auf baupraktischer Seite muss der Anschluss an die Tragkonstruktion und die Befestigungstechnik der Elemente neu entwickelt werden.

Das Potential von Textilbeton ist noch nicht ausgeschöpft. Vor allem bei der Anwendung und Bemessung der hochfesten Fasern, gibt es viel Forschungsbedarf.

Bis jetzt wurden Textilbetonfassaden mittels Versuche geprüft. Eine allgemein gültige Bemessungsnorm für Textilbeton gibt es bis dato nicht.

Um Fassadenelemente in diesem Bereich einzusetzen und das Textilbetonlege zu optimieren, sind Untersuchungen im Hinblick auf die mechanischen Anforderungen nötig.



Abb. 1.1 St. Leonhard Gymnasium Aachen[62]



Abb. 1.2 Foto-Betonfassade in Weißenfels [61]

1.2 Zielsetzung und Vorgehensweise

Im Rahmen der Diplomarbeit sollen die wissenschaftlichen Grundlagen von filigranen Fassadenelementen aus Textilbeton geschaffen werden. Im ersten Schritt sind die mechanischen Einwirkungen, sowie die thermischen Beanspruchungen auf eine Fassade zu ermitteln. Dabei soll die Bemessungsrelevanz der Beanspruchungsarten infrage gestellt werden. Anschließend wird eine mögliche Rissbildung des Betons untersucht und abgeklärt, ob eine Rissbildung in der Fassade zulässig ist. Ein weiteres Ziel der Arbeit ist die Erstellung eines numerischen Modells von Textilbeton. Desweiteren werden die Grenzen des Finite-Elementen-Modell gezeigt. Diese Erkenntnisse sollen anschließend auf ein Fassadenelement angewandt werden.

Die Diplomarbeit soll die Grundlagen für ein weiteres Forschungsvorhaben schaffen.

Um die aufgezeigten Ziele zu erreichen, wird wie folgt vorgegangen:

- Beschreibung der Grundlagen von Textilbeton
- Bewertung der Bemessungskonzepte aus verschiedenen Forschungsberichten
- Erstellung eines Finite-Elementen-Modells mittels Sofistik [22]
- Aufzeigen der Schwachstellen der Modellierung in Sofistik und Vergleich mit den ausgearbeiteten Bemessungskonzepten.
- Definition der Anforderungen auf eine Fassade aus Textilbeton mit Bezug auf die vorhandenen Normen.
- Parameterstudie zur Optimierung eines Fassadenelements

- Umsetzung der gewonnenen Erkenntnisse aus der Parameterstudie in ein Fassadendetail

1.3 Aufbau der Arbeit

In **Kapitel 2** wird der Stand der Technik im Fassadenbau beschrieben. Im Genaueren wird auf den Aufbau einer vorgehängten Fassade eingegangen. Anschließend werden die Verbindungsmöglichkeiten der Fassade zur Unterkonstruktion aufgezeigt und Vor- bzw. Nachteile abgeklärt.

Kapitel 3 beschreibt die Eigenschaften von Textilbeton. Im ersten Teil des Kapitels werden zunächst die Grundlagen von Textilbeton behandelt. Dabei wird näher auf das Textil und den Beton eingegangen. Darüber hinaus wird der Verbund und die Festigkeit des Textil quer zur Faser behandelt.

In **Kapitel 4** wird das Finite-Elementen-Modell im Programm Sofistik [22] entwickelt. Das Kapitel befasst sich mit dem Materialmodell und der Modellierung von Textilbeton. Des Weiteren werden die Vereinfachungen des Modells beschrieben.

Kapitel 5 befasst sich mit zwei ausgewählten Ingenieurmodellen aus der Literatur. Anhand eines Beispiels werden die Ingenieursmodelle miteinander verglichen. Des Weiteren wird das FE-Modell mit den Ingenieurmodellen gegenübergestellt und die Unterschiede aufgezeigt.

In **Kapitel 6** werden die Einwirkungen auf eine Fassade dargestellt und die maßgebenden Einwirkungen definiert. Es werden Grenzwerte der Durchbiegung und das Rissverhalten diskutiert. Am Ende wird ein Vorschlag für die Bemessung einer Fassade ausgearbeitet.

In **Kapitel 7** werden Parameterstudien an einem Fassadenmodell durchgeführt. Dabei werden gezielt Parameter verändert, um die Grundlagen für ein optimiertes Fassadenelement aus Textilbeton zu erhalten.

Anschließend werden in **Kapitel 8** die aus den Parameterstudien gewonnenen Erkenntnisse an einem Fassadendetail angewandt.

In **Kapitel 9** wird eine Zusammenfassung der Arbeit und weitere Ziele für ein Forschungsvorhaben gegeben.

2 Vorgehängte hinterlüftete Fassade

Gebäudehülle
Fassade
Unterkonstruktion
Fassadenbefestigung

In diesem Kapitel wird der Stand der Technik im Fassadenbau aufgezeigt. Im Speziellen wird auf die einzelnen Elemente einer hinterlüfteten Fassade eingegangen und die verschiedenen Systeme beschrieben.

2.1 Gebäudehülle

Fassadenelemente aus Textilbeton kommen häufig bei vorgehängten, hinterlüfteten Fassaden, aber auch als Vorsatzschalen bei Betonfertigelementen zum Einsatz. Das Fassadenelement wird an eine Unterkonstruktion montiert, welche mit dem Tragwerk verbunden ist.

Aufbau

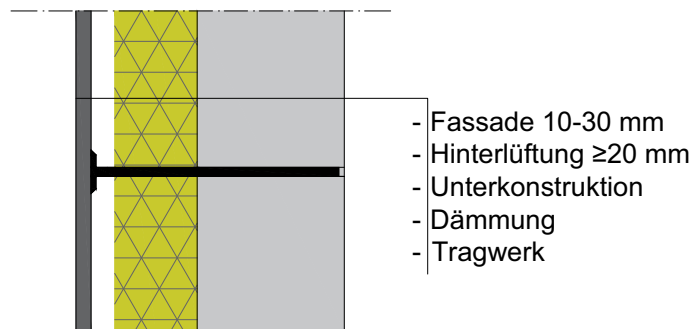


Abb. 2.1 Prinzipieller Aufbau einer hinterlüfteten Fassade

Die Aufgabe der Fassade ist, die Dämmung vor Schlagregen und Wind zu schützen. Der Hinterlüftungsraum hat die Funktion, die Feuchtigkeit abzuleiten und einen Wärmestau zu verhindern. Die Dämmschicht übernimmt die Funktion der Wärme- und Schalldämmung. Das gesamte Fassadensystem wird an das Tragwerk angeschlossen.

Der Hinterlüftungsraum muss mindestens $200 \text{ cm}^3/\text{m}$ betragen [42]. Um eine Hinterlüftung zu gewährleisten, müssen Öffnungen im Fassadensystem eingeplant werden, um einen Luftstrom zu erzeugen.

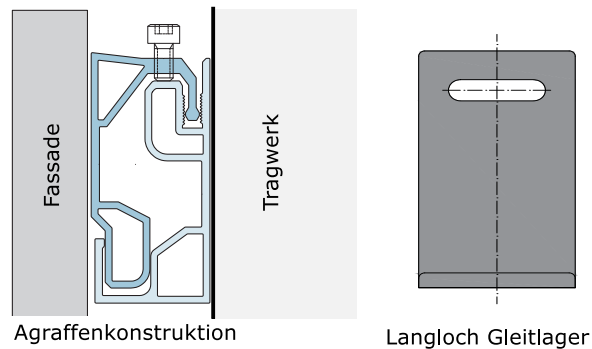
2.2 Fassade

Ein Großteil der Fassaden wird zurzeit aus Kunststoff, Metall, Glass oder Naturstein ausgeführt. Da sich die Anforderungen an die Formgebung, die Oberfläche, sowie die Verwendung von ressourcenschonender Materialien in den letzten Jahren verändert haben, kommen zunehmend Faserzementplatten zur Anwendung. Durch die Verwendung von Faserzement sind der Formgebung sowie der Oberfläche fast keine Grenzen gesetzt. Als Faserstoff werden meist Glasfasern oder Polyvinylalkoholfasern verwendet.

Ein Vorteil von Faserzement ist, dass eine beliebige Formgebung möglich ist. Zudem kann die Oberfläche individuell in Abhängigkeit von der Schalung oder Matrize hergestellt werden. Durch die Zugabe von Farbpigmenten kann nahezu jede Farboberfläche geschaffen werden. Faserzementplatten unterscheiden sich von den in der Arbeit untersuchten Textilbetonelementen in der Zusammensetzung der Mischung. Faserzement besitzt einen hohen Kurzfaserteil, der die Zugfestigkeit der Platte erhöht. Bei Textilbetonelementen übernimmt die Zugfestigkeit eine Gitterbewehrung aus einer hochfesten Faser. Der Vorteil von Faserzement ist die hohe Biegezugfestigkeit im Zustand I vor der Rissbildung des Betons [2].

2.3 Unterkonstruktion

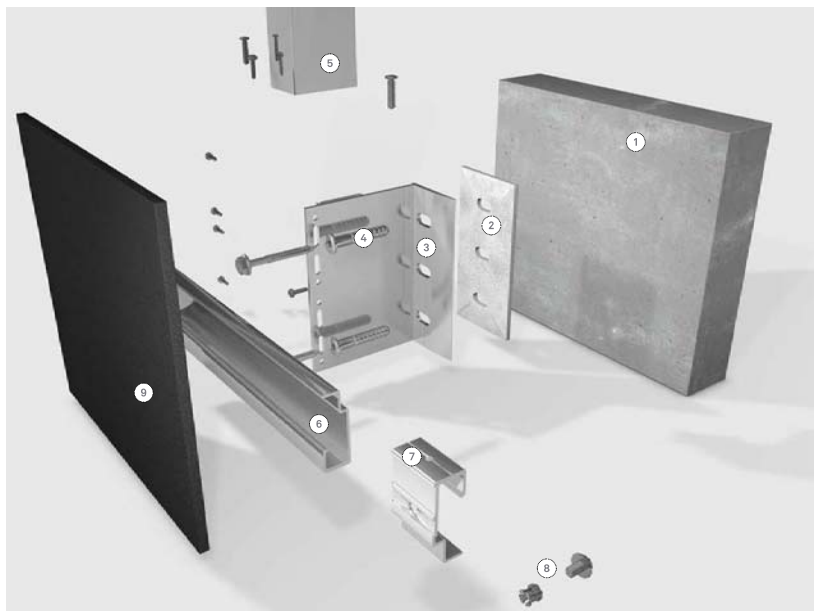
Die Unterkonstruktion ist das Bindeglied zwischen der tragenden Außenwand und der Fassade. Als Werkstoff wird meist Aluminium, Stahl oder bei untergeordneten Bauwerken Holz verwendet. Die Unterkonstruktion muss Baulerfordernisse und Unebenheiten der Tragchale ausgleichen. Des Weiteren dürfen keine Zwangkräfte in der Fassade durch Temperaturbelastung entstehen. Deshalb wird diese meist in Festpunkten und Gleitpunkten eingeteilt. Der Festpunkt übernimmt die Windkraft sowie das Fassadengewicht. Die Gleitpunkte übernehmen die Windkräfte. Sie gleichen die durch Temperaturveränderung hervorgerufenen Spannungen aus. Dadurch entstehen keine Zwangspannungen in der Fassade. Gleitpunkte werden meist mit Langlöchern oder Agraffenkonstruktionen (Abb. 2.2) ausgeführt. Des Weiteren hat die Unterkonstruktion die Aufgabe, die Hinterlüftung der Vorhangfassade zu gewährleisten.


Abb. 2.2 Gleitpunkt Ausführung

Die Unterkonstruktionselemente müssen die Einwirkungen, die im Kapitel 4 angeführt sind, aufnehmen und an das Tragwerk ableiten. Die Lagerung der Elemente ist abhängig von der Befestigungsart der Fassade. Bei einem Hinterschnittanker wird meistens von einer Punktlagerung ausgegangen, bei Klebe oder Nietverbindungen von einer Linienlagerung.

Ein Problempunkt in der Befestigungsart liegt bei den Gleitlagern, welche durch Umwelteinflüsse oder falscher Montage zu Festlagern werden. Dies kann durch Wartung oder bei Mitberücksichtigung in der Bemessung als Festlager verhindert werden.

Abb. 2.3 zeigt den Grundaufbau einer hinterlüfteten Vorhangfassade mit den einzelnen Komponenten.



- 1) Mauerwerk
- 2) Thermisches Trennelement
- 3) Wandkonsole
- 4) Fassadendübel
- 5) Vertikalprofil
- 6) Einhängeschiene
- 7) Agraffe
- 8) Hinterschnittanker
- 9) Fassadenelement

Abb. 2.3 Aufbau Fassadensystem [68]

2.4 Fassadenbefestigung

Zurzeit gibt es drei gängige Befestigungsarten, die bei einer vorgehängten Fassade zur Anwendung kommen.

Im folgenden Teil werden die drei Befestigungsarten beschrieben und ihre Nachteile und Eigenschaften aufgezeigt.

2.4.1 Hinterschnittanker

Mittels Hinterschnittanker können Fassaden ohne sichtbare Befestigungselemente an eine Unterkonstruktion befestigt werden. Bei dieser Befestigungsart wird im Fassadenelement eine Hinterschnittbohrung erstellt. In diese Bohrung kann anschließend der Anker eingeführt werden. Durch das Eindrehen einer Schraube greift der Anker und es entsteht eine feste Verbindung mit dem Fassadenelement (Abb. 2.4).

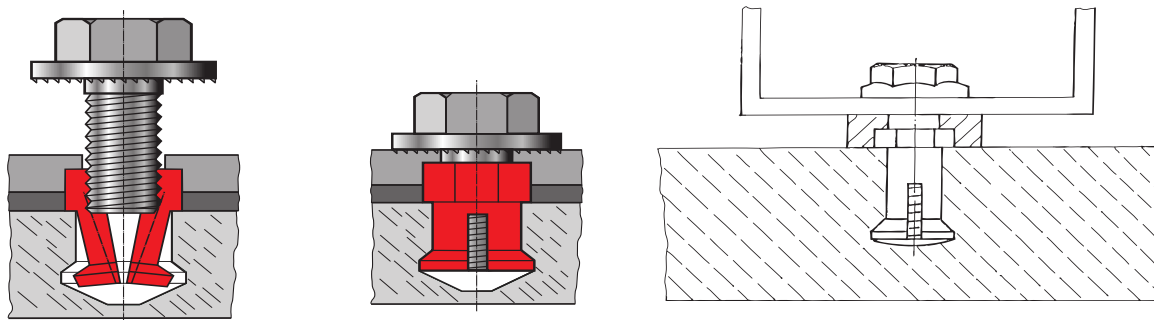


Abb. 2.4 Prinzip Hinterschnittanker [69]

Durch die Bohrung wird die Fassade im Auflagerpunkt geschwächt. Dies ist bei der Bemessung des Querschnitts zu beachten. In der Platte dürfen keine Zwängungen entstehen, deshalb müssen die Hinterschnittverbindungen mittels einer Agraffe verschiebbar gelagert werden.

Das Raster der Hinterschnittpunkte ist von der einwirkenden Last und der Plattengröße abhängig. Des Weiteren sollte ein Mindestabstand von 6 mm zum Plattenrand eingehalten werden.

2.4.2 Niet oder Schraubbefestigung

Die Fassade kann auch durch sichtbare Nieten oder Schrauben mit der Unterkonstruktion verbunden werden. Der große Nachteil bei dieser Befestigungsart ist die Sichtbarkeit der Verbindungselemente. Somit wird das architektonische Bild beeinträchtigt. Auch bei diesem System wird der Querschnitt der Fassadenplatte geschwächt.



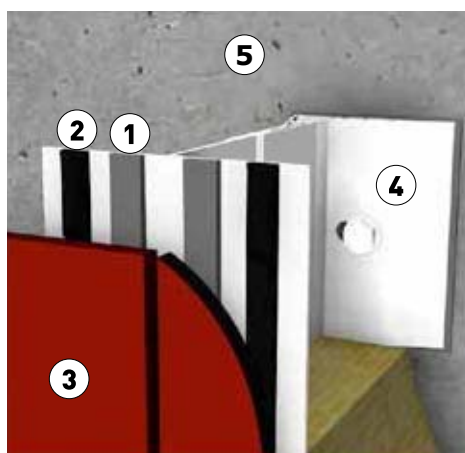
Abb. 2.5 Nietverbindung [68]

2.4.3 Klebeverbindung

Die Fassadenelemente können mittels nicht sichtbarer Verklebung auf einer Metallunterkonstruktion befestigt werden. Die Qualität der Klebstoffverbindung ist von äußeren Umständen abhängig. Bei feuchter Luft kann die Klebeverbindung nicht optimal ausgeführt werden. Um eine optimale Haftung zu erhalten, müssen alle Vorschriften des Klebeherstellers exakt eingehalten werden. Bis jetzt wurden Klebeverbindungen meist nur an vertikalen Elementen durchgeführt. Die Unterkonstruktion ist eben auszuführen und von Unreinheiten zu befreien. Das Tragverhalten wird in den Zulassungen der Klebehersteller geregelt.

Der Nachteil einer Klebeverbindung liegt darin, dass die Ausdehnungen der Unterkonstruktion von der Fassade aufgenommen werden. Dadurch können Zwängungen entstehen.

Abb. 2.6 zeigt den Aufbau einer Verklebung.



- 1) Doppelseitiges Klebeband
- 2) Klebepbereich
- 3) Fassadenbekleidung
- 4) Unterkonstruktion
- 5) Tragwerk

Abb. 2.6 Verklebte Fassade [74]

3

Grundlagen und Eigenschaften von Textilbeton

Grundlagen
Beton
Textil

In diesem Kapitel werden die verschiedenen Grundlagen und Eigenschaften von Textilbeton aufgezeigt. Zunächst wird die Funktionsweise von Textilbeton erklärt. In einem weiteren Schritt wird auf die einzelnen Materialien eingegangen aus denen der Verbundwerkstoff Textilbeton besteht.

3.1 Grundlagen

Textilbeton ist ein Verbundwerkstoff, der aus zwei Komponenten besteht. Der Werkstoff hat grundlegende Ähnlichkeiten zum Tragverhalten von Stahlbeton. Die Druckkräfte werden von einer Zementmatrix und die Zugkräfte, wie beim Stahlbeton, von einer Bewehrung übernommen. Die Bewehrung besteht im Regelfall aus Karbon- oder alkaliresistenten Glasfasergeweben, deren Zugfestigkeit 1000 N/mm^2 überschreiten und somit im Vergleich zu Betonstahl eine doppelt so hohe Zugfestigkeit aufweisen. Um die hohe Zugfestigkeit der Bewehrung auszunützen, wird ein hochfester Beton verwendet. Hochfester Beton besitzt im Regelfall eine Druckfestigkeit von $\geq 60 \text{ N/mm}^2$.

Die verwendeten Bewehrungen, wie z. B. alkaliresistente Glasfasern oder Karbonfasern, haben zudem den Vorteil, dass sie nicht korrodieren können. Dadurch spielt eine Carbonatisierung des Betons keine große Rolle. Aus diesem Grund können Betonüberdeckungen minimiert werden. Im Stahlbeton ist die Betonüberdeckung laut ÖNORM EN 1992 [36] wegen der Korrosion, der Expositionsclassen und den Verbund einzuhalten. Dadurch können Plattenstärken von unter 8 cm nicht erreicht werden.

Bei Textilbeton muss die Betonüberdeckung nur den Verbund der Textilbewehrung zur Matrix gewährleisten, deshalb ist eine Betonüberdeckung von wenigen Millimetern ausreichend. Bei einer minimalen Betonüberdeckung kann die Plattenstärke deutlich reduziert und der Querschnitt besser ausgenützt werden. Bei Betonüberdeckungen von 1 mm und geringen Gitterbreiten wird bei Textilbeton ein Feinmörtel verwendet, der ein Größtkorn kleiner als 1 mm aufweist. Die Verwendung von Feinmörtel hat zudem den Vorteil, sehr filigrane und kantige Bauteile mit einer hochwertigen Sichtbetonoberfläche zu schaffen. Korrosionsverfärbungen der Sichtbetonoberfläche können somit vermieden werden.

Große Entwicklungen von Textilbeton finden in den vergangenen Jahren vor allem in Deutschland statt. Hier wurden durch die Sonderforschungsbereiche der TU Dresden (SFB 528) [63] und der RWTH Aachen (SFB 532) [64] die Grundsätze für Textilbeton geschaffen und systematisch untersucht.

Textilbeton wird heute vor allem bei Stahlbetonverstärkungen (Abb. 3.1) und Fassadenplatten (Abb. 3.2) eingesetzt. Zurzeit sind die Material- und Herstellungskosten von Textilbeton aufgrund des großen Aufwands relativ hoch. Textilbeton kommt deshalb bei tragenden Bauteilen (Abb. 3.3) nur bei Prestigeobjekten zum Einsatz. Die Verwendung von Textilbeton bei Kanus (Abb. 3.4), wird anhand eines Studentenwettbewerbs jedes Jahr gefördert. Dabei werden neue Möglichkeiten des Verbundwerkstoffs gezeigt.



Abb. 3.1 Verstärkung Unterzug mittels Karbongelege[60]



Abb. 3.2 Fasadenelemente aus Textilbeton Stärke 2 cm [59]



Abb. 3.3 Textilbeton Brücke in Lautlingen [58]



Abb. 3.4 Betonkanu der TU Graz

3.2 Beton

Der Beton spielt bei Textilbeton eine wichtige Rolle. Er sollte folgende Eigenschaften aufweisen:

- hochfest
- fließfähig – Gießverfahren
- streichfähig – Laminierverfahren
- schnelles Erhärtungsverhalten - Spritzverfahren
- geringe Matrixalkalität bei Glasfaser
- geringes Schwinden und Kriechen
- guter Verbund zwischen Matrix und Textil

Die Betonrezeptur ist abhängig vom Produktionsverfahren, welches zur Anwendung kommt. Dies spielt für die Frischbetoneigenschaften eine Rolle. Beim Laminierverfahren braucht es eine streichfähige Konsistenz, um das Textil einzulaminieren. Bei der Verwendung von Abstandhaltern zwischen dem Textil und der Schalfläche kann der Mörtel in die Schalung gegossen werden. Der Mörtel muss dabei fließfähig sein und selbst verdichtende Eigenschaften aufweisen. Für Bauteilverstärkungen und Freiformflächen aus Textilbeton wird das Spritzverfahren bevorzugt. Dabei spielt das Erstarrungsverhalten von Feinbeton eine wichtige Rolle. Das Spritzen von Beton hat den Vorteil, dass keine Gegenschalung gebraucht wird und im Gegensatz zum Laminieren wird viel Zeit bei der Produktion eingespart. Abb. 3.5 zeigt die verschiedenen Herstellungsverfahren welche zur Anwendung kommen.



Gießen



Laminieren



Spritzen

Abb. 3.5 Herstellungsverfahren [17]

Das Größtkorn ist abhängig von der Betonüberdeckung und von der Maschenweite des Geleges. Im Allgemeinen kommt ein Feinbeton zum Einsatz. Ein Beton der ein Größtkorn kleiner als 4 mm hat, wird als Mörtel oder Feinbeton bezeichnet [36]. Der Bindemittelgehalt liegt bei Feinbeton wegen des geringen Größtkorn meist über 600 kg/m³. Bei Glasfasern als Textilbewehrung ist auf den Alkaligehalt zu achten. Sie sind unbeschichtet in einem alkalischen Milieu nicht resistent. Durch die Zugabe von Silikatstaub und Flugasche kann der CA(OH)₂ Gehalt (Alkaligehalt) verringert werden, um die Dauerhaftigkeit der Glasfasern zu

erhöhen. Als Beispiel für eine Betonmischung aus Glasfaserbeton wurde die Mischung von Küger [4] gewählt (Abb. 3.6).

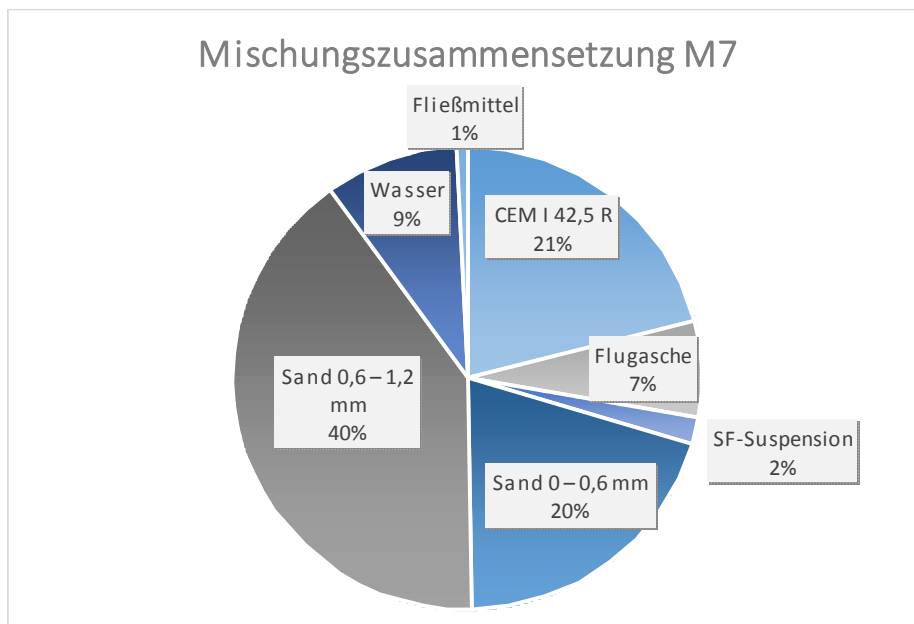


Abb. 3.6 Diagramm Mischungszusammensetzung

Tab. 3.1 Mengenangabe der Mischungsbestandteile [4]

Bestandteile	Menge [kg]
CEM I 42,5 R	480
Flugasche	154
SF- Suspension	41
Bindemittel (gesamt)	675
Sand 0-0,6 mm	460
Sand 0,6-1,2mm	920
Zuschlag (gesamt)	1380
Wasser (ohne FM)	211
Hochleistungsfließmittel	17
W/B-Wert	0,31

Die Betonrezeptur (Abb. 3.6) ist für AR-Glasfasergelege geeignet und wird in späteren finiten Elementen Berechnungen als Referenz genommen. Durch die Zugabe von Flugasche und Silikasuspension wird die Alkalinität der Rezeptur verringert. Dies bewirkt eine Erhöhung der Dauerfestigkeit.

Durch die Zugabe von Hochleistungsfließmitteln, wird der Feinbeton fließfähig und dadurch eignet er sich für ein Gießverfahren.

Die Tab. 3.2 zeigt die aus den Versuchen gewonnenen Feinbetonfestigkeiten. Laut ÖNORM B3303 [41] kann die Festigkeit nach 28 Tage herangezogen werden.

***Tab. 3.2** Festigkeit der Betonmischung M7 lt. Versuchsergebniss [4]*

Feinbetonfestigkeit (Wasserlagerung)		1 Tag	7 Tage	28 Tage	90 Tage
Druckfestigkeit	[N/mm ²]	25	70	90	100
Biegezugfestigkeit	[N/mm ²]	5	9,5	12,5	12,5
Schwindmaß	[mm/m]	-	0,2	0,3	0,3

3.3 Textil

Textilbewehrungen werden meist aus einer Karbon- oder alkaliresistenten Glasfaser hergestellt. Aramidfasern kommen selten zur Anwendung. Im Vergleich zu Stahl haben diese Materialien eine viel höhere Zugtragfähigkeit. Sie sind darüber hinaus korrosionsunempfindlich.

Ferner weisen sie eine geringe Relaxation bei Dauerzugbeanspruchung auf. Vergleicht man Glasfasern mit Karbonfasern, haben Karbonfasern eine höhere Zugfestigkeit und einen höheren E-Modul als Glasfasern (Tab. 3.3). In dieser Arbeit wird zum Großteil auf die schwächeren Glasfasern eingegangen, da sie für Fassadenelemente ausreichend Festigkeit liefern. Tendenziell wird in letzter Zeit mehr auf Karbonfasern gesetzt. Durch ultrahochfeste Betone kann die Festigkeit der Karbonfaser ausgenützt werden.

Ein Textil besteht im Mikrometerbereich aus vielen Filamenten. Die Filamente werden zu Bündeln zusammengefasst. Die Bündel werden als Roving bezeichnet. Rovings werden anschließend zu einem Gewebe weiterverarbeitet. Sie werden meist durch ein Epoxidharz getränkt, um die Zugfestigkeit des Textil zu erhöhen. Um einen guten Verbund zwischen Matrix und Textil herzustellen, können die Textilien laut Krüger [4] beschichtet oder profiliert werden. Damit wird der mechanische Verbund sichergestellt. Die Stärke der Fasern wird als Feinheit angegeben. Die Feinheit wird durch das Maß TeX beschrieben. TeX ist das Fasergewicht in Gramm auf einer Länge von 1000 m. Gleichung (Glg. 3.1) beschreibt die Roving Fläche A_r . Als Dichte ρ wird die Dichte der Faser verwendet.

$$A_r [\text{mm}^2] = \frac{\text{TeX}}{\rho \left[\frac{\text{g}}{\text{mm}^3} \right]} \quad (\text{Glg. 3.1})$$

Tab. 3.3 Materialkennwerte Textilbetonbewehrung [14]

Material	Zugfestigkeit	E-Modul	Bruchdehnung	Temperaturdehnzahl	Dichte
	[kN/mm ²]	[kN/mm ²]	[%]	[10 ⁻⁶ K ⁻¹]	[g/cm ³]
E-Glas	3,4 - 3,7	72-74	3,3-4,8	4,8	2,52-2,6
AR-Glas	3,0-3,5	21-74	2,0-4,3	9	2,68-2,7
Aramid HM	2,4-2,8	120-146	1,5-2,4	axial: -3 radial: 20-70	1,44
Carbon HM	2-4	350-450	1,2-1,8	axial: -0,1 r adial: 10-20	1,75-1,91
Bst 550	0,55	210	22	12	7,85
St1570/ 1770	1,77	210	6	12	7,85

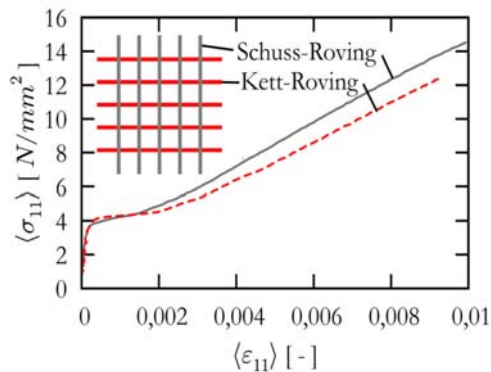


Abb. 3.7 Materialfestigkeit in Schuss und Kettrichtung [6]

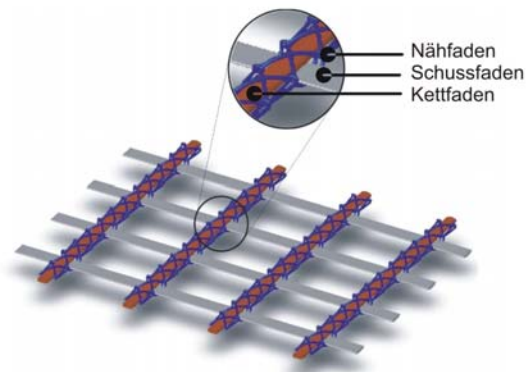


Abb. 3.8 Aufbau Textilgelege [7]

Textilgewebe können in drei verschiedenen Arten zum Einsatz kommen. Das gängigste ist das zweiachsig gespannte Textil. Bei diesem erfolgt die Lastabtragung abhängig von der Ausrichtung der Rovings in zwei Richtungen. Ein biaxiales Gelege besteht aus Schussfäden, welche die Hauptrichtung definieren, und in Querrichtung orientierte Kettfäden (Abb. 3.8). An den Schnittpunkten werden sie entweder zusammengeflochten oder durch einen Wirkfaden mit dem Kettfaden verbunden. Dabei hat sich herausgestellt, dass die Kettfäden eine geringere Festigkeit haben als die Schussfäden (Abb. 3.6). Zurückzuführen ist ein solches Verhalten auf die Schwächung der Kettfäden durch die Verbindung.

Bei einer Lastabtragung in alle Richtungen auf einer Ebene spricht man von einem multiaxialen Gelege.

Dreidimensionale Textilien kommen immer häufiger zum Einsatz. Sie haben den Vorteil mehrere Lagen textiler Gewebe in ein Bauteil unterzubringen. Durch die dreidimensionale Struktur bleibt der Abstand zwischen den beiden Gelegen erhalten. Diese Gelege werden bevorzugt beim Gießen verwendet.

Die einzelnen Rovings werden durch einen Wirkfaden miteinander verbunden. Der Zusammenschluss der Rovings wird als Fransen- oder Trikotbindung ausgeführt (Abb. 3.9).

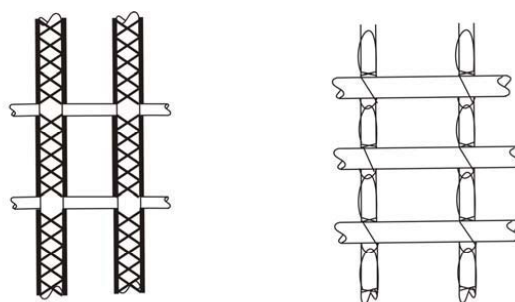


Abb. 3.9 Wirkfadenverlauf Trikotbindung (links) und Fransenbindung (rechts)

Die Bindungsart ist vom Herstellungsverfahren abhängig. Bei einer Fransenbindung ist der Fadenanteil geringer (Abb. 3.9). Deshalb ist die Herstellung einfacher und kostengünstiger. Der Nachteil liegt darin, dass der Verbund der Knotenpunkte geringer ist als bei einer Trikotbindung.

3.3.1 Verbundverhalten

Der Verbund zwischen dem Roving und der Betonmatrix ist von der Durchdringung des Zementleims in die Filamente abhängig. Bei Untersuchungen von Textilbetonelementen auf der Makroebene kann festgestellt werden, dass die vollständige Durchtränkung des Garns in der Praxis selten auftritt [4]. Deshalb haben viele Filamente im Roving keinen Verbund zur Matrix. Allgemein werden die Filamente deshalb als Rand- und Kernfilamente bezeichnet. Die Randfilamente haben einen höheren Verbund zur Betonmatrix und können deshalb die Schubkräfte aufnehmen. Abb. 3.10 zeigt ein Roving ohne Imprägnierung, bei dem die Randfilamente im Verbund zur Betonmatrix stehen. Sie weisen jedoch einen zu geringen Verbund zur Betonmatrix auf. Deshalb werden heute meist imprägnierte Rovings (Abb. 3.11) verwendet, da sie einen höheren Verbund zum Beton haben.

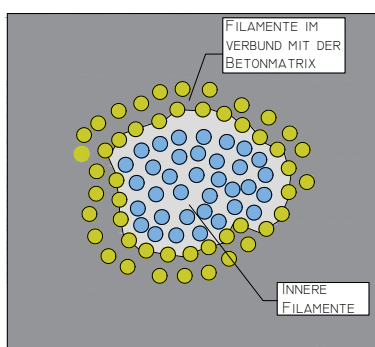


Abb. 3.10 Filamente ohne Imprägnierung

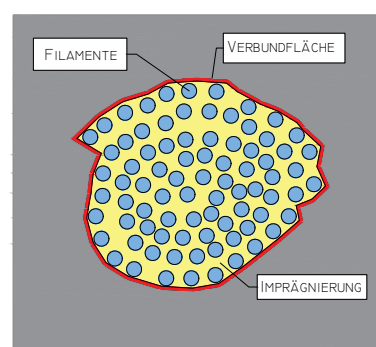


Abb. 3.11 Filamente mit Imprägnierung

Beim Versagen eines Textilbetonelements wird festgestellt, dass die Kernfilamente an der Bruchstelle aus dem Bauteil herangezogen werden. Bei einer Zugbelastung wird das Randfilament mehr gedehnt als das Kernfilament. Dadurch entsteht eine ungleichmäßige Beanspruchung der Filamente. Das Versagen des Rovings tritt deshalb schrittweise auf. Zuerst versagen die Randfilamente und im Anschluss die Kernfilamente (Abb. 3.12). Dieser Effekt wird in der Literatur als teleskopartiges Versagen bezeichnet [5].

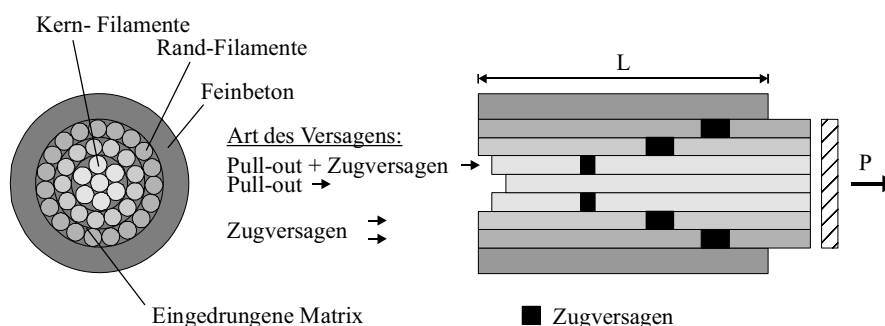


Abb. 3.12 Roving Aufbau [8]

Der Verbund der Filamente zur Betonmatrix hängt von folgenden Punkten ab:

- Garnfeinheit
- Imprägnieren der Rovings
- Struktur
- Material

Ein nicht imprägnierter Garn wird als offener Garn bezeichnet. Dieser weist einen viel geringeren Verbund zur Matrix auf, als ein imprägnierter Garn. Bei letzterem schafft die Außenfläche des Garns eine Verbundfläche zur Matrix. Die imprägnierten Verbundflächen weisen hohe Verbundeigenschaften auf. Zusätzliche detaillierte Forschungen im Bereich Verbundverhalten zwischen Garn und Matrix werden in den Forschungsarbeiten von Krüger [4] und Lorenz [11] aufgezeigt.

Aus der Dissertation von Krüger [4] ist ersichtlich, dass durch zunehmende Steifigkeit des Beschichtungsmaterials die Verbundspannung ansteigt. Des Weiteren hat Krüger [4] eine zusätzliche Besandung der Garne untersucht. Bei dieser Methode wird das Garn in der Produktionsphase bei der Imprägnierung besandet. Dies bietet einen höheren Reibwert. Diese Erkenntnisse werden in der Forschungsarbeit von Lorenz [11] bestätigt.

Eine zusätzliche verbundsteigernde Wirkung wird durch die Nähfäden erreicht, die das Garn zu einem Gitter zusammen halten.

Nach Zastrau [9] können 3 verschiedene Modelle (Abb. 3.13) für das Verbundverhalten zum Einsatz kommen.

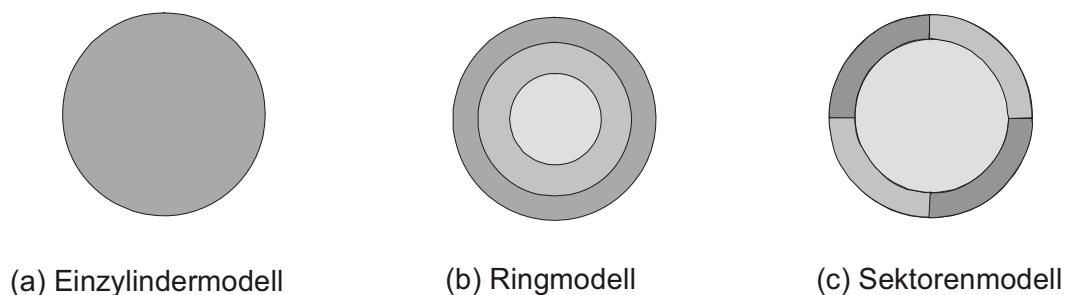


Abb. 3.13 Idealisierung des Garnaufbaus [9]

(a) Einzylindermodell

Das Einzylindermodell beschreibt das Garn als homogenen Stab, der über die Mantelfläche an den Beton gekoppelt wird. Es wird von einer konstanten Verbundspannung ausgegangen. Dieses stark vereinfachte Verfahren gibt eine gute Übereinstimmung zu experimentellen Versuchen. Nachteil von diesem Modell ist die nicht berücksichtigte Inhomogenität der Rovings.

(b) Ringmodell

Beim Ringmodell wird von parallelen Filamenten ausgegangen. Der Ring wird als Randbereich bezeichnet. Das Innere bildet den Kernbereich. In den Bereichen gelten immer dieselben Materialeigenschaften. Bei diesem Modell wird der erhöhte Verbund des Ringes mit berücksichtigt. Am Rand des Roving werden die Filamente deutlich besser mit der Zementmatrix durchtränkt.

(c) Sektorenmodell

Die Filamentringe sind durch Reibung an die benachbarten Ringe gekoppelt. Bei diesem Modell werden Verbundeigenschaften genauer mit einbezogen. Bei einer ovalen Garnstruktur wird der Ring aufgeteilt und jedes Segment bekommt eine eigene Verbundeigenschaft zugewiesen. [10]

3.3.2 Festigkeit des Textils quer zur Faser

Textilbeton hat als Kompositwerkstoff ein anisotropes und heterogenes Materialverhalten. Die Bemessung erfolgt zurzeit nur über ein eindimensionales Modell. Dabei wird Textilbeton meist für flächige Strukturen verwendet. Das bedeutet, ein eindimensionales Modell kann zu Abweichungen zur Realität führen.

Beton ist ein druckfester Werkstoff. Er kann kaum Zugkräfte aufnehmen. Bei Überschreitung der Zugfestigkeit des Betons entsteht senkrecht zur Beanspruchung ein Riss (Abb. 3.14). Durch Verwendung einer Bewehrung kann dieser Riss blockiert oder überbrückt werden. Bei einem Riss wird die Spannung, welche im Beton auftritt, vollkommen in die Bewehrung eingeleitet. Im ungerissenen Beton wird die Zugspannung vom Beton und der Bewehrung übertragen. Die Übertragung der Spannungen vom Beton auf die Bewehrung erfolgt über Schub. Damit ein Riss entsteht, muss ein Schlupf zwischen Bewehrung und Matrix auftreten. Die Lage der Textilbewehrung erfolgt idealerweise in die Richtung, in die die Beanspruchung auftritt. Der Schlupf ist von der Verbundspannung abhängig. Deshalb können die Verschiebung und Rissbreite nur mittels Ausziehversuchen bestimmt werden. Daraus resultiert eine Kraft-Weg Abhängigkeit, die durch eine nichtlineare Beziehung beschrieben wird. Aus diesen Erkenntnissen werden die meisten Berechnungsmodelle für eine eindimensionale mechanische Modellierung hergeleitet. Bei diesen Modellierungen werden die Effekte, die bei einem Flächentragwerk auftreten, außer Acht gelassen. Die mehrdimensionale mechanische Modellierung von Textilbeton wurde noch wenig untersucht.

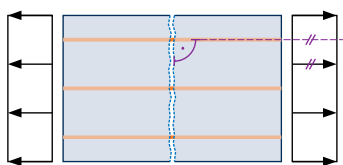


Abb. 3.14 Risslage bei reiner Zugbeanspruchung

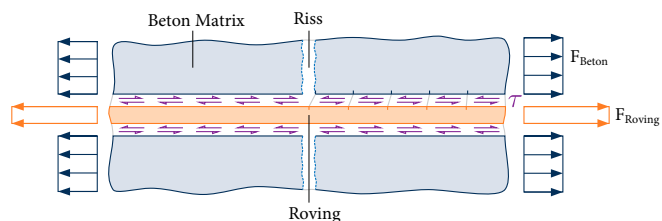


Abb. 3.15 Spannungsinteraktion zwischen Matrix und Roving

In den Sonderforschungsbereichen 528 [63] und 532 [64] wurden Versuche zum biaxialem Zugverhalten durchgeführt. Bei den Versuchen wird eine Platte aus Textilbeton an allen Seiten durch eine Zugbeanspruchung belastet (Abb. 3.16). Die Bewehrungsführung erfolgt in Krafrichtung. Es wird festgestellt, dass die Rissannahmen aus der eindimensionalen Modellvorstellung übereinstimmen. Dies würde für eine Überlagerung aus zwei eindimensionalen Modellen sprechen. Des Weiteren wird in den Versuchen eine Vielzahl von unregelmäßigen Rissen festgestellt. Die Überlagerung der eindimensionalen Modelle wird somit infrage gestellt. In der Versuchsreihe wurden unterschiedliche Größenverhältnisse der Belastung aufgebracht.

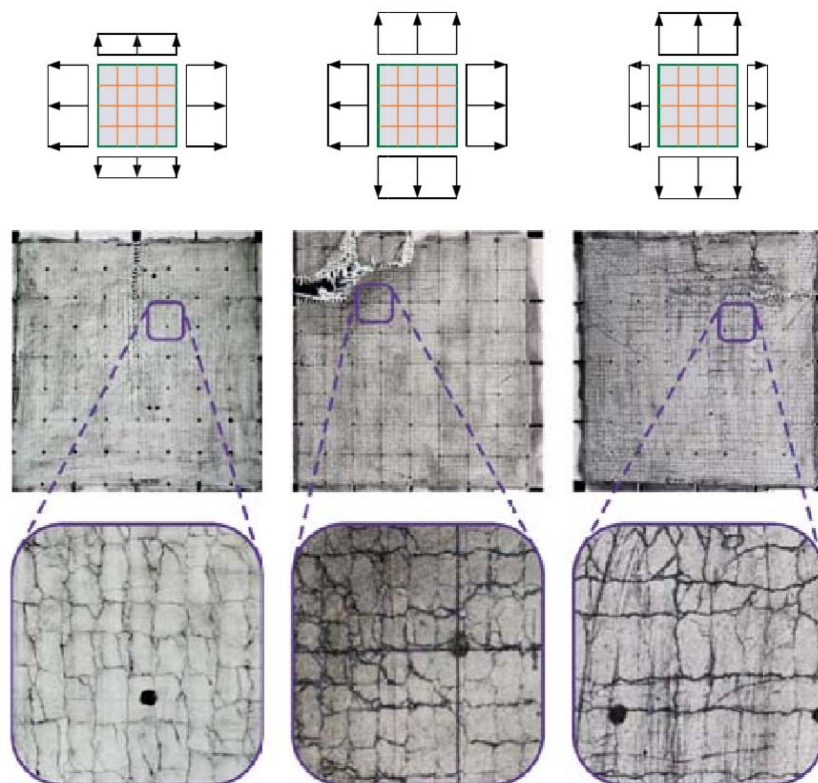


Abb. 3.16 Untersuchungsergebnisse bei orthogonaler Bewehrungsführung [12]

Ein Problem bei der zweidimensionalen Modellierung ist die Änderung der Richtung der Spannungsvektoren über den gesamten Verlauf der Platte.

Als Beispiel werden die Hauptspannungszugvektoren einer punktgelagerten Platte aufgezeigt (Abb. 3.17). Es ist ersichtlich, dass sich die Richtung der Hauptspannungsvektoren über die gesamte Platte ändert. Deshalb müsste in der eindimensionalen Modellvorstellung, das Modell in allen Hauptspannungsvektor-Richtungen neu anpassen werden, um eine richtige Bemessung durchzuführen. Abb. 3.17 zeigt die Zug-Hauptspannungsvektoren am Beispiel einer vierpunktgelagerten Platte.

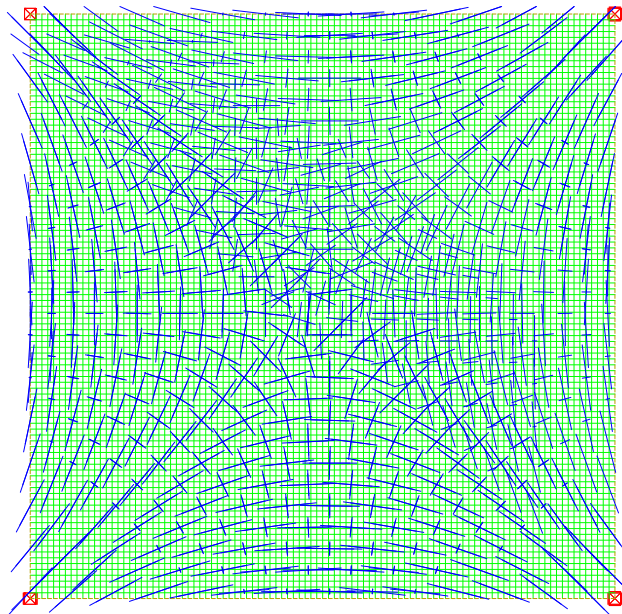


Abb. 3.17 Hauptspannungstrajektorien im Zugbereich einer vierpunktgelagerten Platte

Die gängigen Textilgelege haben eine Gitterstruktur mit Ausrichtung der Rovings in Längsrichtung und normal dazu. Somit besteht in jedem Punkt der Platte eine Abweichung der Hauptnormalspannung zur Bewehrungsführung. Laut der Dissertation von Voss [17] muss die Tragfähigkeit der textilen Faser bei einer Abweichung zum Hauptspannungstrajektor abgemindert werden.

Der Abminderungsfaktor (Abb. 3.18) ist bei einer Kraft von 90° zur Faser 0. Das bedeutet ein kompletter Ausfall der Faser. Dies ist aber ein sehr konservativer Ansatz, da die Faser sehr wohl eine Quertragfähigkeit besitzt. Die Kraft wird nicht punktuell ins Textil eingeleitet. Im ungerissenen Bereich findet eine Umlagerung der Spannungen in Faserrichtung statt und die Tragfähigkeit fällt deshalb nicht aus.

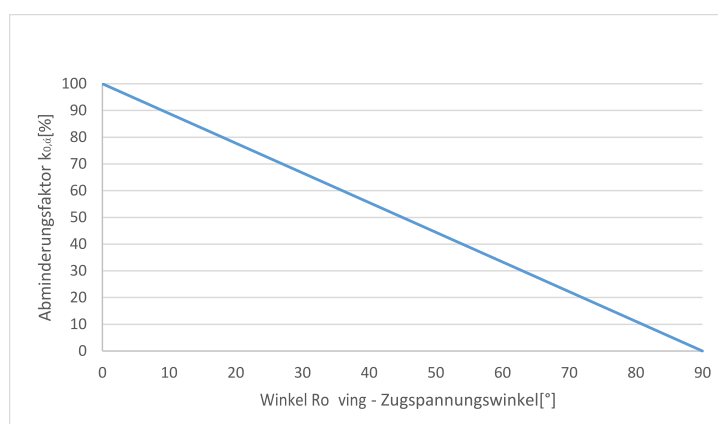


Abb. 3.18 Abminderungsfaktor

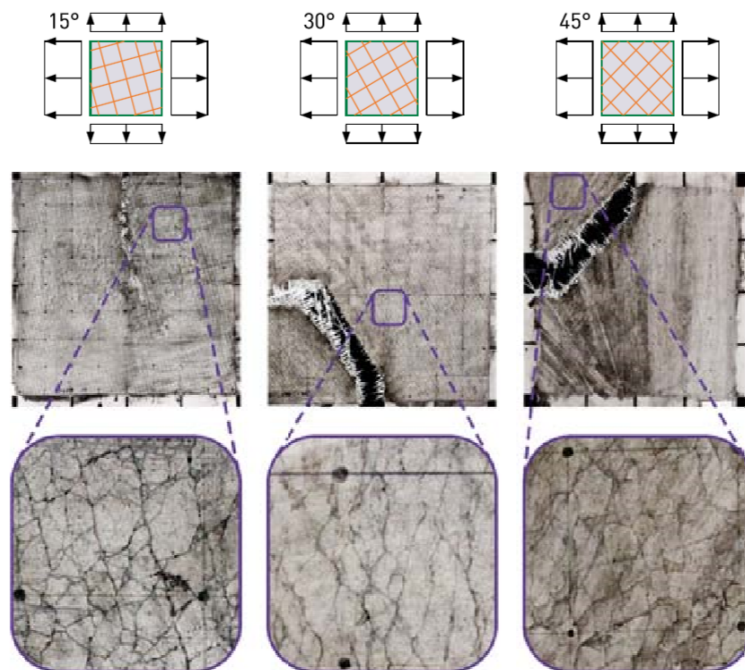


Abb. 3.19 Zweiachsig belastete Versuchskörper mit Abweichung der Bewehrungsrichtung von der Belastungsrichtung [12]

Die Auswirkung der Abweichung der Bewehrungsrichtung von der Belastungsrichtung wird in den Versuchen von Jesse [12] gezeigt. Dabei wird in den Probekörpern die Bewehrung 15°, 30° und 45° gedreht eingelegt und belastet. Ein weiterer Punkt, der bei einer verdrehten Bewehrung zu berücksichtigen ist, ist die geringe Quertragfähigkeit der Rovings.

Die Tragfähigkeit von Faserelementen quer zur Faser ist geringer als die Tragfähigkeit in Faserrichtung. Die Filamente rollen aneinander ab und bieten keine Festigkeit. Die Festigkeit quer zur Faser kann durch Epoxydharzbindungen erhöht werden. Bei unbehandelten Filamenten stellt die Bewehrung quer zur Faser ein Loch im Querschnitt dar. Bei einem Drehwinkel von 15° hat man festgestellt, dass sich der Riss immer noch quer zur Hauptbeanspruchung ausbreitet. Bei den Versuchskörpern mit dem Richtungswinkel von 30° und 45° haben die Risse keinen „normalen“ Bezug zur Beanspruchungsrichtung oder zum Rovingverlauf (Abb. 3.19). Daraus lässt sich ableiten, dass bei großer Abweichung zwischen Rissrichtung (normal zur Bewehrungsführung) und Bewehrungsführung noch zusätzliche Effekte zur eindimensionalen Modellbildung hinzukommen.

Bei einer Richtungsänderung des Roving zur Hauptspannungsrichtung (Abb. 3.20), treten im Roving Umlenkkkräfte auf, die von der Betonmatrix aufgenommen werden. Daraus resultiert eine Querpressung der beiden Elemente (Abb. 3.21). Eine hohe Querpressung stellt zusätzlich eine erhöhte Belastung des Rovings dar. Lokale Schwächungen führen im Textil zu einer Minimierung der Festigkeit.

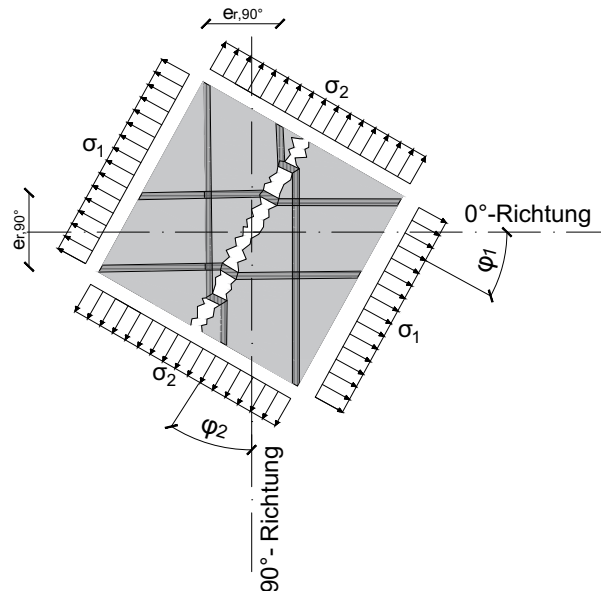


Abb. 3.20 Umlenkung Beton - Gelege

Bei optimaler Imprägnierung wird das Roving als Biegestab angesehen. Ist keine Imprägnierung vorhanden, können sich die Filamente untereinander bewegen.

Ein weiterer Effekt, der durch die Querpressung auftreten kann, ist die Erhöhung der Reibung des Roving zum Beton. Durch höhere Pressungen können größere Schubkräfte übertragen werden. Es ist zu beachten, dass sich die Kontaktfläche beim Verschieben der Filamente untereinander verändert. Dadurch wird die Fläche, welche die Reibung überträgt geringer. Deshalb kann dieser Vorteil nicht wesentlich ausgenutzt werden. Ein Vorteil ist die Erhöhung der Festigkeit des Betons durch die Blockierung der Querausdehnung. Bruckmann [10] schließt in seiner Dissertation eine Berücksichtigung dieser Effekte anhand zweidimensionaler Zugversuche aus.

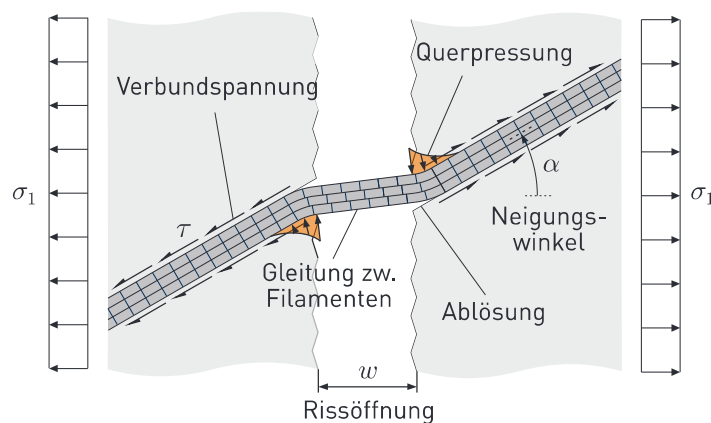


Abb. 3.21 Effekte bei der Überbrückung eines Risses [13]

Erkenntnisse

Aus der Literatur kann geschlossen werden, dass eine Umlenkraft im Rissbereich auf die Bewehrung eine Schädigung der Filamente hervorruft. In welchem Ausmaß die Schädigung auftritt wird aus Versuchsreihen entnommen. Der in Abb. 3.18 angeführte Faktor k_{α} stellt einen konservativen Ansatz dar. Dieser Faktor geht aus Einachsigen Versuchen von Voss [17] hervor. Die Schädigung der Rovings bei einer Abweichung der Belastungsrichtung in einer Platte ist bis jetzt noch nicht bekannt und genauer zu untersuchen, um Aussagen zur Biegefestigkeit einer punktgelagerten Platte treffen zu können.

4

Finite-Elemente-Modell

Materialieneigenschaften
Modellierung
Berechnungsmethoden

Im folgenden Kapitel werden zu Beginn die Modellierungsgrundlagen geschaffen. Dabei werden Materialien definiert und das Finite-Elementen-Grundmodell geschaffen. Die Modellierung erfolgt mit dem Finite-Elementen-Programm Sofistik [22]. Anschließend wird das Grundmodell auf ein ebenes Fassadenelement übertragen. Die Beschreibung des Tragverhaltens von textilbewehrtem Beton mit einem Modell, das sämtliche Mechanismen und Randbedingungen von der Filamentebene bis zur Bauteilebene berücksichtigt, ist aufgrund der Komplexität der Materialstruktur nur vereinfacht möglich.

4.1 Materialieneigenschaften

Die Materialeigenschaften bleiben über die gesamte Arbeit dieselben. Die verwendeten Materialien werden nachfolgend beschrieben.

4.1.1 Feinbeton

Der geeignete Beton für eine textile Bewehrung wird in Kapitel 3 genauer beschrieben. Die Festigkeit für die Finite-Elementen-Berechnung wird aus Tab. 3.2 übernommen. Laut ÖNORM B3303 [41] erreicht der Beton nach 28 Tagen Wasserlagerung die charakteristische Druckfestigkeit f_{ck} . Daraus folgt eine Betondruckfestigkeit von $f_{ck} = 90 \text{ N/mm}^2$ und eine Biegezugfestigkeit von $f_{ct} = 8,8 \text{ N/mm}^2$.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck} \times \alpha_{cc}}{\gamma_c} = \frac{90 \times 0,85}{1,5} = 51 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (\text{Glg. 4.1})$$

$$f_{ctm} = \frac{f_{ct} \times \alpha_{cc}}{\gamma_c} = \frac{8,8 \times 0,85}{1,5} = 5,1 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (\text{Glg. 4.2})$$

Hier bedeutet:

γ_c Teilsicherheitsbeiwert für Beton [36]

α_{cc} Abminderungswert zur Berücksichtigung von Langzeiteinwirkungen auf Beton [53]

Der Elastizitätsmodul beträgt 32000 N/mm².

Aus den Versuchswerten von Krüger werden die Arbeitslinie und die Betonkennwerte abgeleitet.

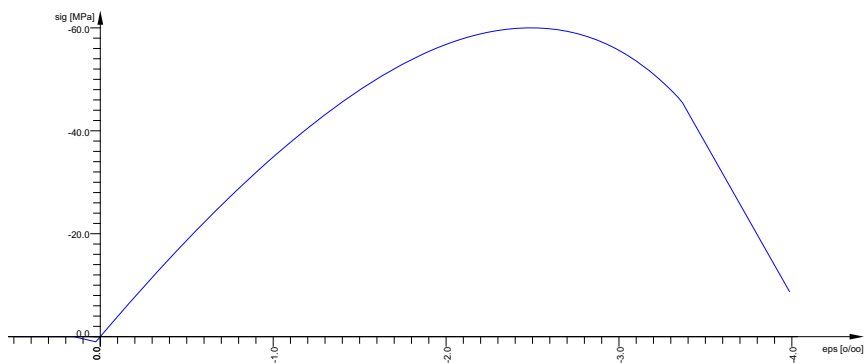


Abb. 4.1 Arbeitslinie für nicht lineare Berechnung

4.1.2 Textil

Für die Modellierung einer Fassadenplatte wird ein Glasfasergelege gewählt. Glasfasern sind im Vergleich zu Karbonfasern günstiger. Die wirtschaftliche Tragfähigkeit, welche in KN/m pro Euro angegeben wird, beträgt bei AR-Glasfasern 36–46 KN/€m und bei Karbonfasern 37–56 KN/€m[14]. Glasfaser sind pro KN teurer. Die hohen Festigkeiten können bei schlanken Textilbetonelementen nicht ausgeschöpft werden. Dies wird bei den ersten Auswertungen sichtbar. Deshalb wird folgendes Glasfasertextil verwendet:

Tab. 4.1 Textil ARG/EP-03

Fasermaterial	AR-Glas
Tränkungsmaterial	Epoxidharz
Bindung	Franse
Rovingfeinheit Tt	2400 tex
Querschnittsfläche (Roving)	$A_{r,0^\circ/90^\circ} = 0,90 \text{ mm}^2$
Querschnittsfläche (Textil)	$A_{t,0^\circ/90^\circ} = 112 \text{ mm}^2/\text{m}$
Rovingabstände	$e_{r,0^\circ/90^\circ} = 8 \text{ mm}$

4.2 Modellierung

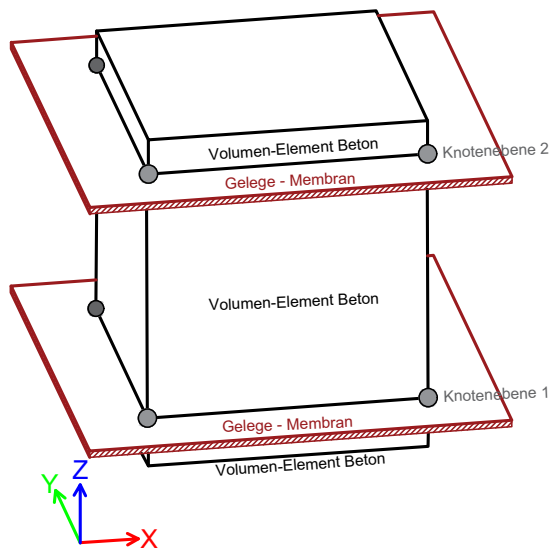
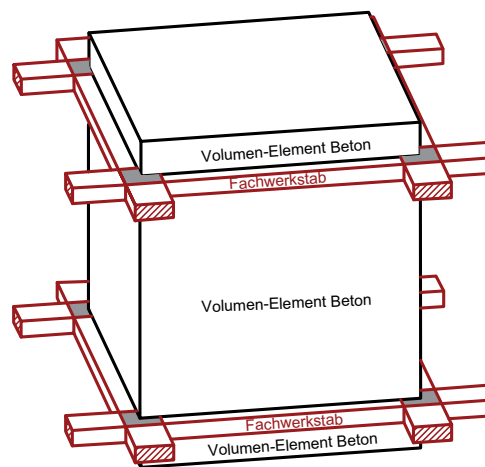
Die Grundlagen zur Modellierung werden aus der Diplomarbeit von Müller [15] übernommen. Müller [15] modelliert den Textilbeton als Schalenelemente. Das Textilgelege wird idealisiert als Membran angenommen. Der Nachteil bei Schalenelementen ist, dass nur eine Textilschicht eingesetzt werden kann. In der nachfolgenden Modellierung wird mit Volumenelementen gearbeitet. Der Vorteil von Volumenelementen besteht darin, dass man mehrere Schichten Textilgelege modellieren kann (Abb. 4.2).

Darüber hinaus wird die idealisierte „Textilgelege Membran“ durch ein Gelege aus Stabelementen ersetzt. Dies hat den Vorteil, dass man Teilbereiche des Geleges verstärken oder vorspannen kann.

Ein Netz aus Fachwerkstäben ist bei einem geringen Gitterabstand sehr rechenaufwändig. Deshalb wird bei gleichbleibendem Gittertyp eine Membran als Gelege bevorzugt. Da die Membran gleich wie die Fachwerkstäbe nur Zugkräfte aufnehmen kann, gibt es keine Unterschiede in den Ergebnissen. Das gesamte Modell wird parametrisiert.

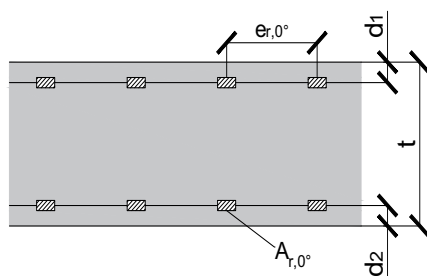
Folgende Parameter können angepasst werden:

- Länge
- Breite
- Stärke
- Betonüberdeckung
- Anzahl der Gelegesichten
- Rovingfläche
- Rovingabstände
- Lage der Auflager
- Roving Ausrichtung
- Vorspannung der einzelnen Rovings
- Schlupf bei Vorspannung
- Temperaturlast


Abb. 4.2 Aufbau FE- Modell 1

Abb. 4.3 Aufbau FE- Modell 2

Die Schalenelemente werden in Sofistik als Quadelemente bezeichnet. Quadelemente haben keine Dicke. Um Normalsteifigkeit und Biegesteifigkeit zu berücksichtigen, werden diese Steifigkeiten durch Angaben der Dicke ermittelt. Als Ergebnis erhält man Spannungen in Schalenebene. Die Fachwerkstäbe bilden das Gelege und können nur Zug- oder Druckkräfte übernehmen.

Durch Volumenelemente werden die Textilgelege miteinander gekoppelt. Sie werden in Sofistik als Brick Elemente bezeichnet.



- t Plattenstärke
- d_1 Betonüberdeckung oben
- d_2 Betonüberdeckung unten
- $e_{r,0^\circ}$ Rovingabstand
- $A_{r,0^\circ}$ Roving Querschnittsfläche

Abb. 4.4 Querschnitt Parameter

Materialmodell

Um das nichtlineare Verhalten von Beton zu berücksichtigen, wird das elasto-plastische Materialmodell von Lade [20] verwendet. Dabei handelt es sich um ein Materialmodell, welches im Programm Sofistik standartmäßig bei Betontragwerken zur Anwendung kommt. Das Modell von Lade ist ein elasto-plastisches Materialmodell mit nichtassoziierter Fließregel. Zur genaueren Beschreibung des Begriffs siehe [24]. Dieses Modell wurde aus dem Grundbau übernommen. Dort wird es für kohäsionslose Böden verwendet [21]. Die Zugfestigkeit des Materials wurde erst danach implementiert. Bei Erreichen der Zugfestigkeit des Betons, bildet sich verschmiert über die Finite Elementen Länge ein Riss und die Spannung fällt ab.

Das Prinzip des Materialmodells kann aus [21] entnommen werden. Für die Kalibrierung des Materialmodells in Sofistik müssen sechs Kennwerte bestimmt werden. Die sechs Faktoren beschreiben den dreidimensionalen Bruchkegel, der die Bruchfläche des Materials beschreibt (Abb. 4.5).

Die Parameter werden im Anhang A.1 berechnet. Die Faktoren, welche in die Berechnung einfließen, sind die einachsige Druckfestigkeit f_c , die einachsige Zugfestigkeit f_{ct} , sowie die Krümmung der Bruchfläche m und die Zugbruchdehnung.

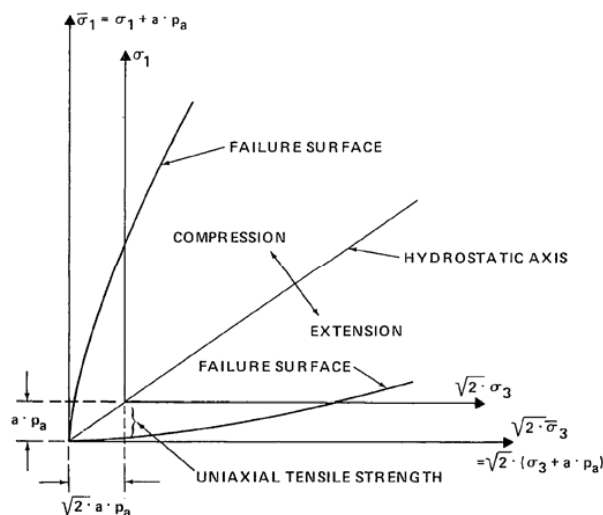


Abb. 4.5 Bruchkegel in der Ebene ($\sigma_1 - \sigma_3$) [25]

4.2.1 Nicht beachtete Einflüsse bei der Modellierung von Textilbeton

Für die Modellierung der verschiedenen Modelle, die in Abb. 4.2 und Abb. 4.3 angeführt sind, gelten dieselben Annahmen. Die Grundannahme für die Modellierung ist der starre Verbund der Betonmatrix zur Bewehrung. Die Bewehrung wird als Einzylindermodell laut 3.3.1 modelliert. Dabei wird das Roving als homogener Querschnitt dargestellt. Es wird kein Unterschied zwischen äußeren und inneren Filamenten gemacht. Deshalb wird ein Schlupf der inneren und äußeren Filamente nicht betrachtet.

Zudem wird die Rissbildung verschmiert dargestellt. Ein Einfluss der Risse auf die Rovings kann deshalb nicht untersucht werden. Der Einfluss der Rissbildung auf das Textil wird in 3.3.2 beschrieben. Die in der Literatur verwendeten numerischen Modelle gehen von einem repräsentativen Volumenelement (RVE) aus Abb. 4.7. Dieses Element wird auf Mesostruktur (Abb. 4.6) modelliert um somit detaillierte numerische Modelle zu erstellen. Bei den nachfolgend erstellten Modellen wird auf der Makroebene gestartet. Ein Grund hierfür liegt in den begrenzten Möglichkeiten die das Programm Sofistik [22] bietet. Für eine Vorspannung der Bewehrung werden die selben Annahmen, wie in [15] beschrieben wird, getroffen.

Zusammenfassende Annahmen:

- starrer Verbund Beton- Roving

- Schwinden und Kriechen werden nicht beachtet Zeitpunkt $t=0$
- keine exakte Rissbildung
- Einzylindermodell

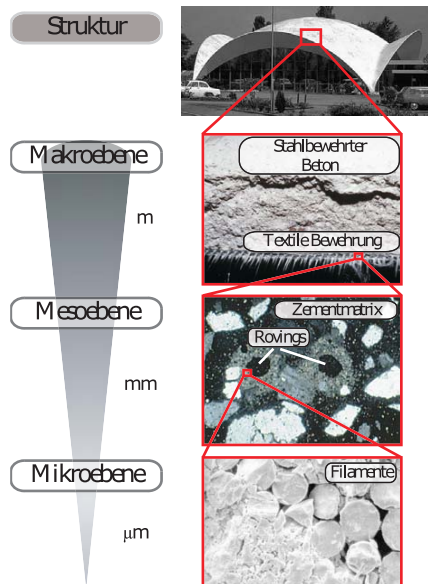
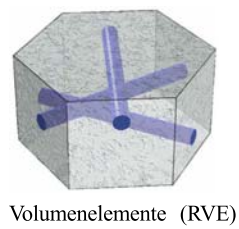


Abb. 4.6 Strukturebenen [28]



Volumenelemente (RVE)

Abb. 4.7 Repräsentatives Volumenelement [28]

4.3 Berechnungsmethoden

Im Finite-Elementen-Programm Sofistik [22] kann zwischen verschiedenen Berechnungsmethoden unterschieden werden. Es werden die wichtigsten Eigenschaften der Berechnungsmethoden beschrieben und erklärt.

Geometrisch Linear

Die geometrische Linearität ist Voraussetzung bei Handrechnungen. Die Schnittkräfte werden am unverformten System gebildet. Dort wird die Annahme getroffen, dass die Verformungen klein bleiben und der Querschnitt eben bleibt. Die Steifigkeit des Systems bleibt über die gesamte Berechnung konstant.

Geometrisch Nichtlinear

Bei der geometrischen Nichtlinearität, werden die Schnittkräfte am verformten System berechnet. Bei großen Verformungen spielt die geometrische Nichtlinearität eine entscheidende Rolle, da bei der linearen Berechnung Ungenauigkeiten entstehen. Die Steifigkeit wird bei jedem Berechnungsschritt neu bestimmt [15].

Theorie 2. Ordnung

Hier wird das Gleichgewicht am verformten System ermittelt. Die Schnittkräfte werden auch am verformten System bestimmt. Bei dieser Berechnungsart werden Verformungen und Exzentrizitäten berücksichtigt. Die Druckkraft erhöht das Moment der Schnittkraft. Bei einer Zugkraft reduziert die Mitberücksichtigung der Verformung das Biegemoment. Im Vergleich zur Theorie 3. Ordnung werden Verdrehungen unter Belastung nicht berücksichtigt [15].

Theorie 3. Ordnung

Die Theorie 3. Ordnung oder auch „Theorie großer Verformungen“ genannt, berücksichtigt zu den Exzentrizitäten und Verformungen zudem die Verdrehung. Die Schnittkräfte werden am tatsächlich verformten System bestimmt.

Wird ein Biegebalken betrachtet (Abb. 4.8), können weitere Unterschiede zwischen der Theorie 2. Ordnung und der Theorie 3. Ordnung festgestellt werden. In der Theorie 3. Ordnung verursacht die Verformung eine Längenänderung. Dadurch entsteht eine Normalkraft im Biegebalken. Die Theorie 2. Ordnung vernachlässigt diese Normalkraft, da dort das System in Längsrichtung als steif angenommen wird. Durch die Berücksichtigung der Normalkraft, wird deshalb die Verformung bei der Theorie 3. Ordnung geringer [23].

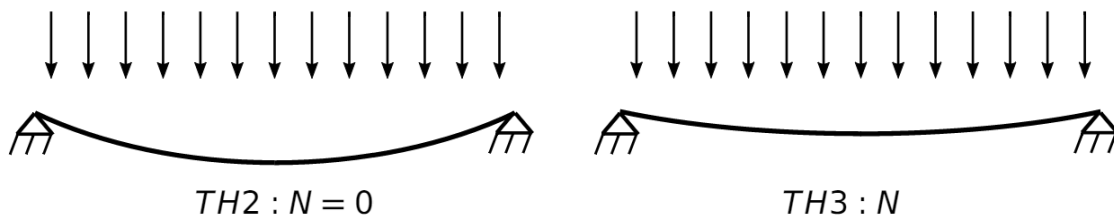


Abb. 4.8 Verformung Theorie 2. Ordnung (links), Verformung Theorie 3. Ordnung (rechts) [23]

Lineares Materialgesetz

Beim linearen Material ist die Spannung proportional mit der Dehnung. Es gilt das hookesche Gesetz. Dieses Gesetz trifft nicht auf alle Materialien zu. Bei Stahl beispielsweise, gilt das hookesche Gesetz nur bis zur Elastizitätsgrenze. Sind höhere Spannungen vorhanden, wird das Material nichtlinear und es können große Abweichungen entstehen. Bei Kunststoffen oder Glas ist das Material linear und somit genauer.

Nichtlineares Materialgesetz

Das nichtlineare Materialgesetz bildet ein realitätsnahes Verhalten ab. Hier werden alle Nichtlinearitäten berücksichtigt. Die Mitwirkung des Betons im Zugbereich kann deshalb abgebildet werden.

In der Finite-Elementen-Berechnung in Sofistik [22], kann zwischen linearer Berechnung, nichtlinearer Berechnung, Theorie 2. Ordnung und Theorie 3. Ordnung unterschieden werden. Die Unterschiede der Berechnungsarten, können anhand der Grundgleichung (Glg. 4.3) der Finiten-Elementen-Analyse erklärt werden [15].

$$F = Kxd \quad (\text{Glg. 4.3})$$

Hier bedeutet:

- K Steifigkeitsmatrix
- F Vektor der Knotenlasten
- d unbekannter Vektor der Knotenverschiebung

Die Steifigkeit K hängt von folgenden Bedingungen ab:

- Geometrie
- Materialgesetz
- Lagerung

Bei der linearen Berechnung, bleibt die Steifigkeitsmatrix K, über die gesamte Berechnung unverändert. Das heißt, die Steifigkeit bleibt bei einer Verformung des Systems unverändert. Deshalb dauert die Berechnung nur wenige Sekunden

Bei der nichtlinearen Berechnung, Theorie 2. Ordnung und Theorie 3. Ordnung, liegt keine gleichbleibende Steifigkeit vor. Es wird bei jedem Schritt die Steifigkeit des Systems aktualisiert und angepasst [72].

5 Ingenieurmodell

Bemessungsmodell nach Krüger Biegetragfähigkeit nach Voss Vergleich der Bemessungsmodelle mit dem FE-Modell

Die aktuellen Bemessungsmodelle für die Biegetragfähigkeit von Textilbeton verwenden alle das prinzipielle Modell aus Stahlbeton. Das heißt, die Zugspannung der Textillage und die Betondruckspannung werden ins Gleichgewicht gesetzt, um so das maximale Moment zu berechnen. Nachfolgend werden zwei Modelle vorgestellt, mit dem FE-Modell verglichen und Unterschiede aufgezeigt.

5.1 Bemessungsmodell nach Krüger

Das Bemessungskonzept von Krüger [4] ist eines der ersten Modelle, welches gute Übereinstimmung zu Versuchen aufweist. Das Grundkonzept wird aus der Stahlbetonbemessung abgeleitet. Die maximale Festigkeit des Textils, wird anhand Versuche ermittelt. Krüger [4] entwickelt außerdem eine Möglichkeit, die Verformung von Textilbeton zu berechnen.

5.1.1 Biegetragfähigkeit

Durch das Bemessungsmodell von Krüger kann die Biegetragfähigkeit vereinfacht abgeschätzt werden. Das Modell setzt folgende Voraussetzungen voraus:

- Kraftschlüssiger Verbund zwischen Beton und Textil
- Mitwirken des Betons auf Zug wird vernachlässigt
- Annahme : Ebener Dehnungszustand

Das Bemessungsmodell beschreibt 3 Fälle des Versagens, die bei Textilbetonelementen auftreten können. In welchem Fall man sich befindet, entscheidet der Bewehrungsgrad p_f . Der Bewehrungsgrad bei einem indiffereneten Versagen p_{fb} (Beton und Faser versagen gleichzeitig) gibt Auskunft, welche Versagensart entsteht. Abb. 5.1, Abb. 5.2 und Abb. 5.3 zeigen die verschiedenen Versagensarten mit ihren Bedingungen auf.

- Betonversagen ($p_f > p_{fb}$)

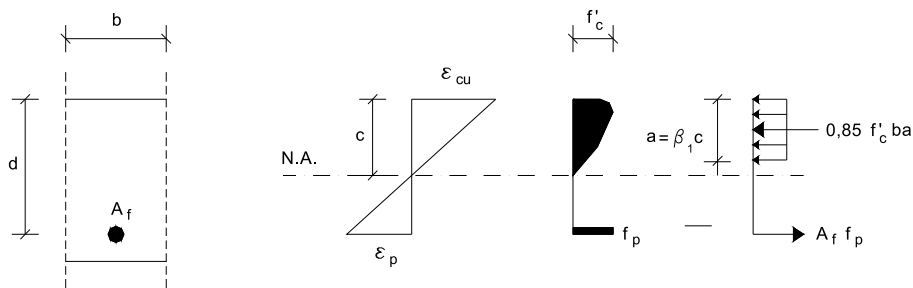


Abb. 5.1 Spannungsverteilung und Dehnungsverteilung für Betonversagen[4]

- Indifferentes Versagen ($p_f = p_{fb}$)

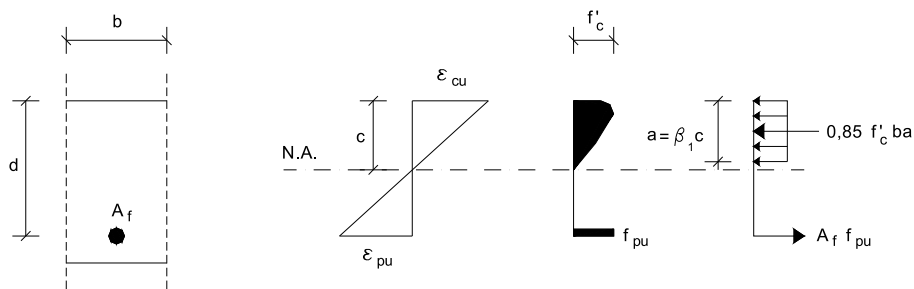


Abb. 5.2 Spannungsverteilung und Dehnungsverteilung für indifferentes Versagen[4]

- Faserversagen ($p_f < p_{fb}$)

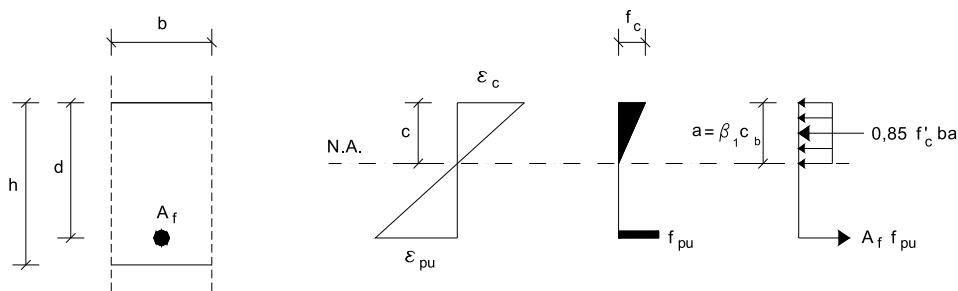


Abb. 5.3 Spannungsverteilung und Dehnungsverteilung für Faserversagen[4]

Da die später untersuchten Platten eine geringe Stärke aufweisen, ist der Querschnitt in den meisten Fällen überbewehrt. Es wird voraussichtlich ein Betonversagen auftreten. Aus der Dissertation von Krüger geht aus den Versuchen hervor, dass auch bei hohem Bewehrungsgrad ein Faserversagen auftreten kann. Deshalb kann man die drei Versagensfälle nicht zwangsläufig ausschließen.

Der erste Schritt besteht darin, den Bewehrungsgehalt ρ_f zu ermitteln:

$$\rho_f = \frac{A_f}{b \cdot d} \quad (\text{Glg. 5.1})$$

Um einen Bewehrungsgrad zu bestimmen, in dem ein Betonversagen und ein Faserversagen auftreten, wird von einem rechteckigen Spannungsblock ausgegangen, aus dem der Bewehrungsgrad ρ_{fb} abgeleitet wird.

$$\rho_{fb} = 0,85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f'_c}{f_{pu}} \cdot \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_{pu}} \quad (\text{Glg. 5.2})$$

Betonversagen

Bei Betonversagen gibt es eine Empfehlung vom ACI Komitee 440 [44]. Dort wird die Spannungsverteilung als rechteckiger Spannungsblock angenommen.

Der Faktor β_1 kann für eine Betondruckfestigkeit größer 30 MPa mit 0,85 angenommen werden. Bei einer Betondruckfestigkeit kleiner als 30 MPa kann der Faktor alle 7 MPa um 0,05 abgemindert werden, β_1 darf aber nicht kleiner 0,65 werden [51].

Unter Annahme eines ebenen Dehnungszustands und der Kräftegleichgewichtsbedingung kommt man auf folgendes nominale Moment M_n

$$M_n = A_f \cdot f_p \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad (\text{Glg. 5.3})$$

Die Textilfaserspannung muss berechnet werden, da die Faser bei Betonversagen nicht zum Versagen kommt. Die Faserspannung errechnet sich wie folgt:

$$f_p = \left(\sqrt{\frac{(E_f \cdot \epsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0,85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c}{\rho_f} \cdot E_f \cdot \epsilon_{cu}} - 0,5 \cdot E_f \cdot \epsilon_{cu} \right) \leq f_{pu} \quad (\text{Glg. 5.4})$$

$$a = \frac{A_f \cdot f_p}{b \cdot 0,85 \cdot f'_c} \quad (\text{Glg. 5.5})$$

Die weiteren Versagensfälle sowie die Bemessung der Tragfähigkeit bei Vorspannung können aus der Dissertation von Krüger [4] entnommen werden.

Faserversagen

Bei Faserversagen wird die maximale Betonstauchung des Betons nicht erreicht. Es muss die Spannungsverteilung des Betons bestimmt werden. Laut ACI 440 [44] kann ein konservativer Ansatz getroffen werden. Indem wie aus der Stahlbetonbemessung [36] bekannt, die maximale Betonbruchstauchung verwendet wird.

$$M_n = \rho_f \cdot f_{pu} \cdot \left(1 - \left(\frac{\beta_1}{2} \cdot \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{pu} + \epsilon_{cu}} \right) \right) \cdot b \cdot d^2 \quad (\text{Glg. 5.6})$$

Hier bedeutet:

- f'_c Spezifische Betondruckfestigkeit [MPa]
- f_p Faserspannung bei Erreichen der Betondruckfestigkeit [MPa]
- f_{pu} Zugfestigkeit eines Rovings unter kurzzeitiger Belastung [MPa]
- ϵ_{cu} Bruchdehnung des Betons [-]
- ϵ_{pu} Bruchdehnung der Faser [-]
- E_f Elastizitätsmodul einer Faser / eines Rovings [MPa]
- β_1 Verhältnis der Druckzonenhöhe für den äquivalenten Druckspannungsblock [-]
- A_f Querschnitt der Bewehrung [mm²]
- b Breite der Betondruckzone [mm]
- d Statische Höhe (Bewehrung - Oberkante) [mm]
- c Höhe der Betondruckzone (bei Betonversagen) [mm]
- a Höhe des äquivalenten Betondruckspannungsblocks bei der Bemessung [mm]

5.1.2 Gebrauchstauglichkeit

Bei geringen Bauteilstärken spielt die Verformung eine entscheidende Rolle. Die Grenzwerte der Verformung werden in Kapitel 6.3 behandelt.

Die Bemessungsansätze beziehen sich auf die Durchbiegung unter kurzzeitiger Belastung. Bei Langzeitbelastungen müssen Kriech- und Schwindeffekte mit einbezogen werden. Bei einem ungerissenen Querschnitt kann die Berechnung der Verformung aus der Stahlbetonbemessung [36] übernommen werden.

Nach der Rissbildung wird das Flächenträgheitselement I_{cr} aus der vorhandenen Druckzonfläche und der Faserfläche A_f gebildet.

$$I_{cr} = \frac{b \cdot d^3}{3} \cdot k^3 + n \cdot A_f \cdot d^2 \cdot (1 - k)^2 \quad (\text{Glg. 5.7})$$

mit

$$k = \sqrt{2 \cdot \rho_f \cdot n + (\rho_f \times n)^2} - (\rho_f \cdot n) \quad (\text{Glg. 5.8})$$

Ist die Rissbildung nicht abgeschlossen, muss der Entfestigungseffekt mit einbezogen werden. Der Entfestigungseffekt entsteht durch die steigende Anzahl der Risse.

$$I_{\text{eff}} = \left(\frac{M_{\text{cr}}}{M}\right)^3 \cdot I_{\text{gr}} + \left(1 - \left(\frac{M_{\text{cr}}}{M}\right)^3\right) \cdot I_{\text{cr}} \quad (\text{Glg. 5.9})$$

Aus den gewonnenen Flächenträgheitsmomenten I_{eff} kann die Durchbiegung f_n berechnet werden.

Nachfolgend wird beispielsweise die Durchbiegungsformel eines Einfeldträgers unter Gleichlast angeführt.

$$f_n = \frac{5 \cdot q_d \cdot l^4}{384 \cdot E_c \cdot I_{\text{eff}}} \quad (\text{Glg. 5.10})$$

Hier bedeutet:

- E_c Elastizitätsmodul Beton [MPa]
- b Breite der Betondruckzone [mm]
- d Statische Höhe (Bewehrung - Oberkante) [mm]
- l Spannweite [mm]
- q_d Einwirkende Flächenlast [N/mm²]
- k Verhältnisswert Höhe der neutralen Achse zur Lage der Bewehrung bei Biegebemessung [mm]
- h Bauteilhöhe [mm]
- ρ_f Effektiver Bewehrungsgrad
- M_{cr} Biegemoment des Erstrisses aus Bemessung
- M Bemessungsmoment
- I_{gr} Bruttoflächenträgheitsmoment des ungerissenen Querschnitts [mm⁴]

5.2 Biegetragfähigkeit nach Voss

In dem Modell nach Voss [17] werden die Zugtragfähigkeiten des Verbundquerschnitts abgemindert, um realitätsnahe Berechnungswerte zu erhalten und die im Kapitel 3.3 angeführten Eigenschaften (Verbundverhalten, Tragfähigkeit quer zur Faser) zu berücksichtigen.

Dabei ergibt sich die Zugtragfähigkeit F_t aus folgenden Werten:

$$F_t = A_t \cdot f_{\text{fil}} \cdot k_1 \cdot k_{0,\alpha} \cdot k_2 \quad (\text{Glg. 5.11})$$

Der Effektivitätsfaktor k_1 gibt das Verhältnis der Textilbruchspannung $\sigma_{\text{tex,max}}$ im Beton, welcher aus Versuchen ermittelt wird, und der Filamentzugfestigkeit f_{fil} an.

Fasermaterial	Rovingtiter	Bindung	Stichlänge [mm]	k_1 [-]
AR-Glas	1200 tex	Trikot	2,1	0,32
			4,2	0,33
			6,3	0,36
		Franse	2,1	0,22
			4,2	0,29
			6,3	0,27
	2400 tex	Trikot	2,1	0,27
			4,2	0,26
			6,3	0,23
		Franse	2,1	0,24
			4,2	0,23
Carbon	1600 tex	Franse	2,1	0,22
		Trikot	6,4	0,19

Tab. 5.1 Effektivität k_1 für die Kettrichtung verschiedener Gelegevarianten bei Bauteilherstellung im Gießverfahren [17]

Der Faktor $k_{0,\alpha}$ bezieht sich auf das Kapitel 3.3.2 (Tragfähigkeit quer zur Faser).

$$k_{0,\alpha} = 1 - \frac{\alpha}{90^\circ} \quad (\text{Glg. 5.12})$$

Bei Auftreten von Querzug sinkt die Tragfähigkeit vom Textilbeton, deshalb wird der Beiwert k_2 eingeführt. Die Abnahme der Festigkeit bei Querzug kann Voss [17] vor allem bei Scheiben unter zweiachsialen Spannungszuständen feststellen.

- $k_2 = 0,74$ bei Querzug
- $k_2 = 1,0$ bei Querdruck

Die Gleichung (Glg. 5.13) zeigt das maximal aufnehmbare Moment M_u . Die maximale Biegetragfähigkeit ergibt sich aus der Zugfestigkeit F_u und den Hebelarm z . Für die Berechnung wird das Parabel-Rechteck-Diagramm nach DIN 1045 [49] verwendet (Abb. 5.4, links). Aus der Dehnungsebene wird der Hebelarm z berechnet. Tab. 5.2 zeigt den Beiwert k_{fl} für Biegebeanspruchung in Abhängigkeit des Fasermaterial und des Bewehrungsgrad p_l .

$$M_u = F_u \cdot k_{fl} \cdot z \quad (\text{Glg. 5.13})$$

Tab. 5.2 k_{fl} Beiwert für Biegebeanspruchung in Abhängigkeit vom Bewehrungsgrad [17]

	k_{fl}	Bindung
AR-Glas:	1,0	Fransebindung
	$1,0+0,15p_l$	Trikotbindung
Carbon:	$1,0+0,47^*p_l$	Fransebindung

Die Festigkeiten der Textilien Bewehrung werden aus dem E-Modul und der Zugfestigkeit der Filamente welche aus Versuchen gewonnen wird beschrieben. Daraus ergibt sich ein linear-elastisches Materialgesetz (Abb. 5.4, rechts).

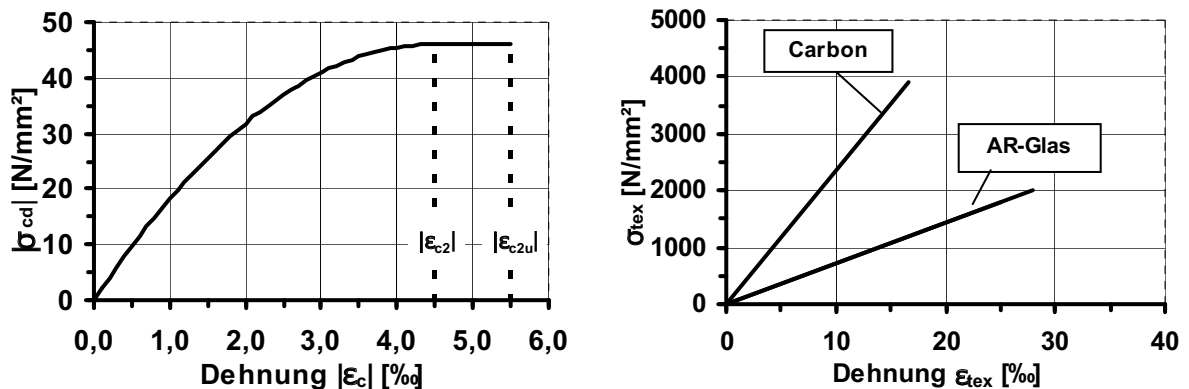


Abb. 5.4 Arbeitslinie für Feinbeton(links), textile Bewehrung (rechts)

Hier bedeutet:

- E Elastizitätsmodul [MPa]
- A_t Querschnittsfläche der Bewehrung [mm²]
- $k_{0,\alpha}$ Beiwert für schiefwinklige Beanspruchung (Glg. 5.12) [-]
- f_{fil} Filamentzugfestigkeit [N/mm²]
- k_1 Effektivitätsfaktor (Tab. 5.1) [-]
- k_2 Beiwert für zweiachiale Beanspruchung [-]
- p_l geometrischer Längsbewehrungsgrad in [%]

5.3 Vergleich der Bemessungsmodelle mit dem FE-Modell

Nachfolgend werden das Bemessungsmodell von Voss und das Bemessungsmodell von Krüger verglichen. Dadurch können die Unterschiede in der Tragfähigkeit der einzelnen Modelle gezeigt werden. Anschließend werden die Bemessungsmodelle den in Sofistik erstellten Finite-Elementen-Modell gegenübergestellt.

5.3.1 Allgemeine Kennwerte

Um die Bemessungsmodelle mit den Finite-Elementen-Modell zu vergleichen, sind einheitliche Materialkennwerte zu wählen. Als erstes wird der Vergleich an einem Einfeldträger aufgezeigt.

System

Das ursprüngliche System ist ein Einfeldträger mit einer Spannweite von 1,5 m und einer Breite von 1 m (Abb. 5.5). Die Platte hat eine Stärke von 16 mm und wird unten durch das in Abb. 5.8 gezeigten Textil verstärkt (Abb. 5.6).

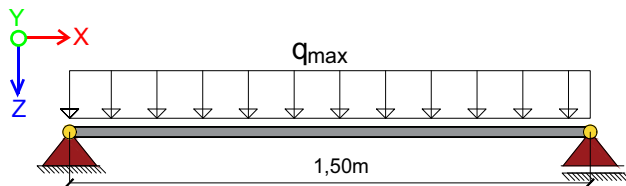


Abb. 5.5 Einfeldträger

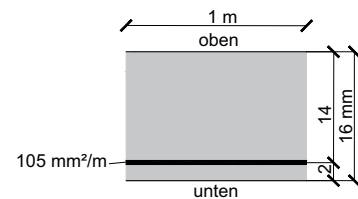


Abb. 5.6 Querschnitt

Betonkennwerte

Die Betonkennwerte wurden experimentell von Brockmann [18] ermittelt. Brockmann gibt zudem ein Vorschlag für eine Bemessungsarbeitslinie mit dem Parabel-Rechteck-Diagramm, um Bemessungswerte zu erhalten. Die Betonkennwerte bleiben beim Vergleich der Bemessungsmodelle dieselben. Des Weiteren wird das Finite-Elementen-Modell angepasst und die Arbeitslinie, welche in Abb. 5.7 gezeigt ist, implementiert, um vergleichbare Ergebnisse zu erhalten.

Tab. 5.3 zeigt die verwendeten Betonkennwerte.

Tab. 5.3 Betonkennwerte [18]

Kennwert		M1
Druckfestigkeit $f_{ck,cyl}$	N/mm ²	86
Biegezugfestigkeit $f_{ct,fl}$	N/mm ²	5,0
Zugfestigkeit f_{ct}	N/mm ²	4,0
Elastizitätsmodul E_{cm}	N/mm ²	32000
Dehnung bei maximaler Betondruckspannung ε_{c1}	‰	4,5
Bruchdehnung ε_{cu}	‰	5,5

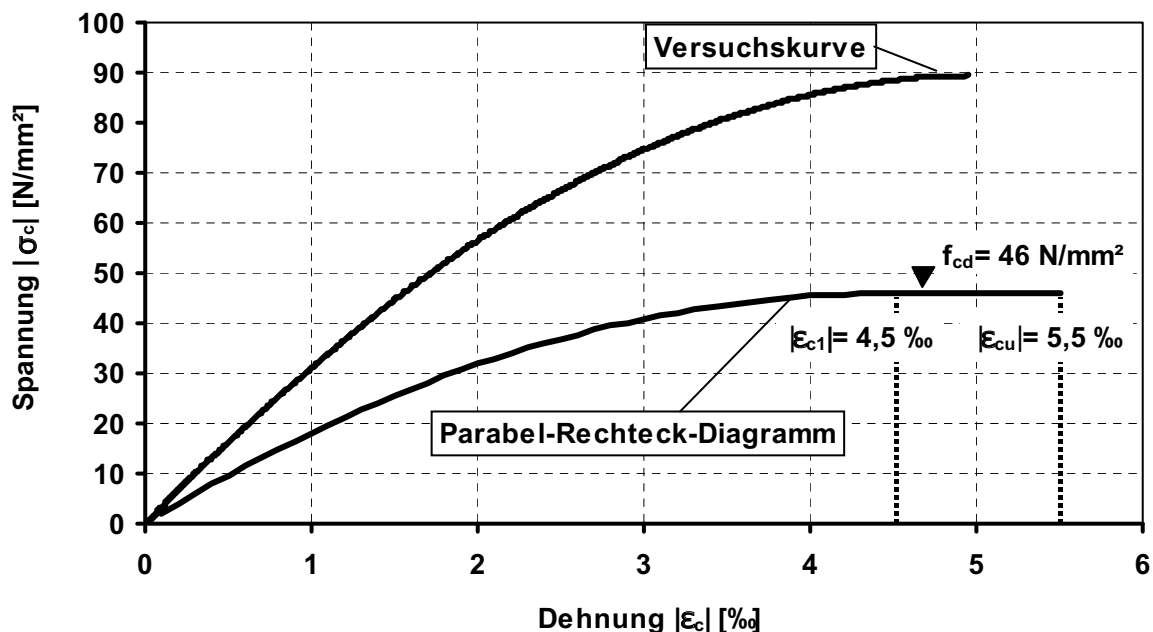


Abb. 5.7 Spannungsdehnungskurve aus Versuch und charakteristische Wert

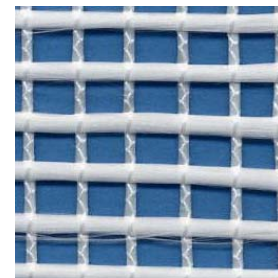
Textil

Als textile Armierung wird ein Glasfasergelege gewählt, welches in allen Richtungen die selbe Fläche aufweist. Tab. 5.4 zeigt die Kennwerte, welche in der nachfolgenden Berechnung verwendet werden. In Abb. 5.8 ist das Textil dargestellt, dort kann gut eine fransen Bindung festgestellt werden.

Tab. 5.4 MAG-07-03[18]

Filamenten Zugfestigkeit f_{fil}	1808 N/mm ²
Tex	2400 tex
Filamenten E-Modul E_{fil}	72000 N/mm ²
Abstand der Rovings e	8,4 mm
Filamenten Bruchdehnung $\epsilon_{fil, u}$	2,5%
Fläche Roving $A_t 0^\circ / 90^\circ$	105/105mm ² / m
Bindung	Fransen

Abb. 5.8 MAG-07-03 [18]



5.3.2 Biegetragfähigkeit nach Voss

Die allgemeinen Kennwerte werden in das im Kapitel 5.2 angeführten Bemessungsmodell eingesetzt. Daraus leitet sich ein maximales Moment M_u ab, welches der Querschnitt aufnehmen kann. Der erste Schritt besteht darin, die Zugtragfähigkeit F_t der Bewehrung im Verbund mit dem Beton zu bestimmen.

$$F_t = 105 \text{ mm}^2 \cdot 1808 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 0,27 \cdot 1 \cdot 1 = 51256,8 \text{ N} \quad (\text{Glg. 5.11})$$

Tab. 5.5 Abminderungsfaktoren laut 5.2

k_1	0,27
k_{fil}	1
k_2	1
$k_{0,\alpha}$	1

Den inneren Hebelarm z wird aus dem inneren Kräftegleichgewicht ermittelt. Als Materialgesetz wird das Parabel-Rechteck-Diagramm [49] angenommen. Der Völligkeitsbeiwert α_R und der Lagebeiwert k_a werden im Anhang A.2 berechnet.

$$- \alpha_R = 0,727$$

$$- k_a = 0,389$$

Das Spannungs-Dehnungsverhalten der Bewehrung wird mit dem angegebenen Elastizitätsmodul und der Zugfestigkeit berechnet. Glasfasern haben bis zum Bruch ein lineares Spannungsdehnungsverhalten (Abb. 5.4, rechts). Als Grenzwert der Betonstauchung wird die maximale Betonstauchung $\varepsilon_{c2u} = 5,5 \text{ ‰}$ herangezogen. Daraus wird die in Abb. 5.8 gezeigte Dehnungsbeziehung gebildet.

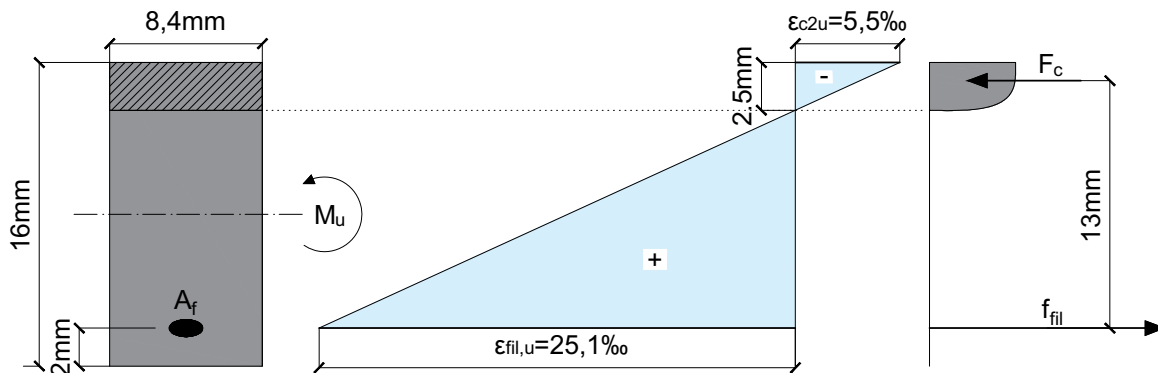


Abb. 5.8 Inneres Gleichgewicht

Bei diesem Modell wird von einem indifferenten Versagen ausgegangen. In der Dehnungsbeziehung wird die Bruchdehnung der Faser, sowie die Bruchdehnung des Feinbetons angesetzt. Daraus erhält man einen inneren Hebelarm z von 13 mm. Der Hebelarm definiert das maximale Moment M_u .

$$M_u = 51256,8 \text{ N} \cdot 1 \cdot 13 \text{ mm} = 0,666 \text{ KNm} \quad (\text{Glg. 5.13})$$

5.3.3 Biegetragfähigkeit nach Krüger

Im ersten Schritt wird bei dem Bemessungsmodell von Krüger der Bewehrungsgrad ermittelt. Über den Bewehrungsgrad im ungerissenen Zustand und dem Bewehrungsgrad im gerissenen Zustand wird der Versagensfall angegeben.

- $p_f = 0,0075$
- $p_{fb} = 0,00331$

Es wird von einem Betonversagen ausgegangen ($p_f > p_{fb}$). Folgendes inneres Kräftegleichgewicht wird bestimmt (Abb. 5.9).

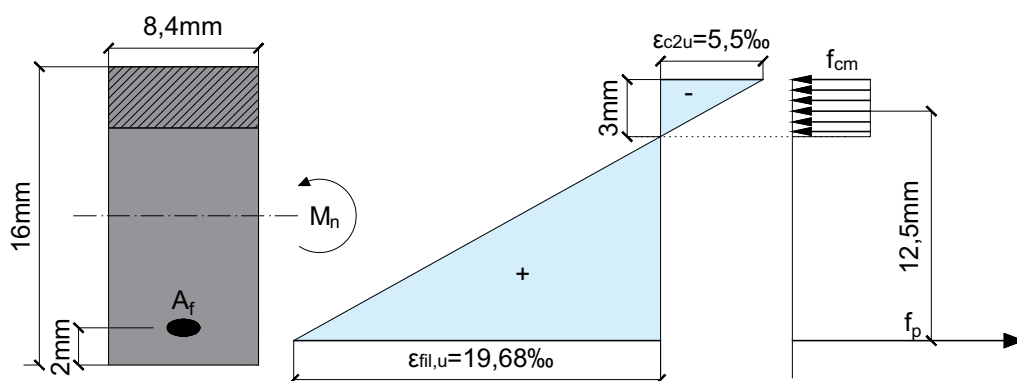


Abb. 5.9 Inneres Gleichgewicht

Daraus folgt ein maximal aufnehmbares Moment M_n von:

$$M_n = 105 \text{ mm}^2 \cdot 1141,4 \text{ N} \cdot \left(14 \text{ mm} - \frac{3 \text{ mm}}{2} \right) = 1,48 \text{ kNm} \quad (\text{Glg. 5.14})$$

5.3.4 Finite-Elementen-Berechnung

Das Beispiel eines Einfeldträgers wird in der Finiten-Elemente-Software Sofistik [22] modelliert und mit den Ingenieursmodellen verglichen. Anschließend werden die Ergebnisse validiert und Unterschiede aufgezeigt.

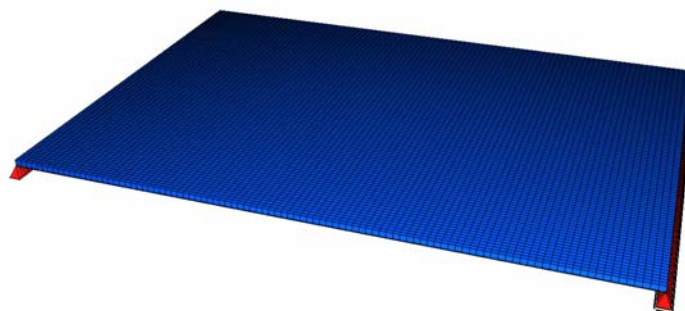


Abb. 5.10 Visualisierung Platte

Das Finite-Elementen-Modell wird gemäß Kapitel 4 erstellt. Es wird eine Lastfalliteration mit folgenden Grenzwerten durchgeführt :

- Betonstauchung $\epsilon_{c2u} = 5,5 \text{ ‰}$
- Maximale Betonspannung $f_{cd} = - 46 \text{ MPa}$
- Betonzugfestigkeit $f_{ct} = 5 \text{ MPa}$

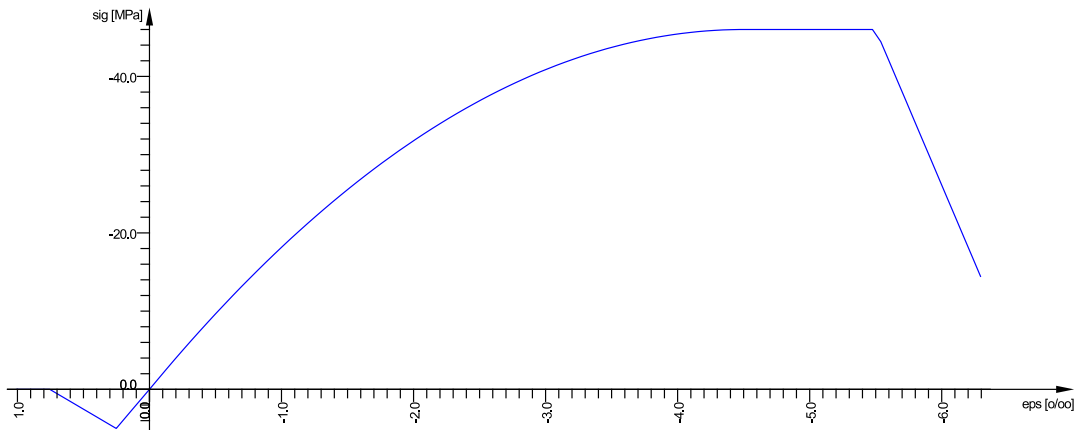


Abb. 5.11 Betonarbeitslinie Feinbeton

Die Betonarbeitslinie wurde laut Abb. 5.7 manuell ins Programm implementiert. Aus der Lastiteration ergibt sich eine Flächenlast von maximal $5,2 \text{ KN/m}^2$. Daraus ergibt sich ein maximal aufnehmbares Biegemoment von $1,45 \text{ KNm}$ in Feldmitte (Abb. 5.12).

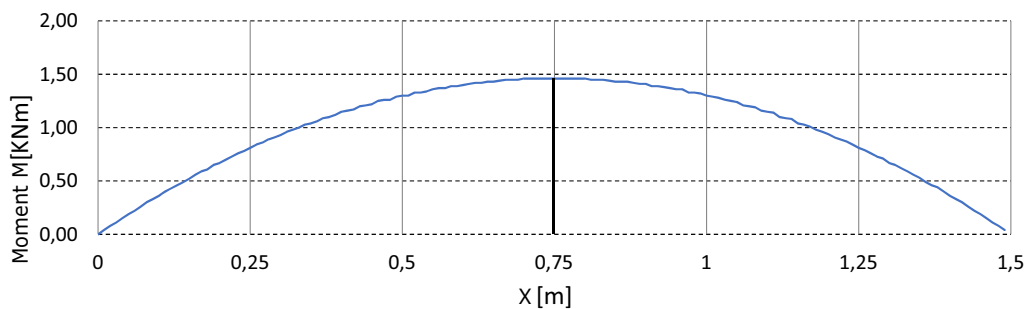


Abb. 5.12 Momentenverlauf bei $Y=0,5m$

In den folgenden Abbildungen werden die Stauchungen und die Druckzonenhöhe dargestellt. Die maximale Betonstauchung von $\epsilon_{c2u} = 5,5 \text{ ‰}$ kann nicht erreicht werden (Abb. 5.13). Ein Grund hierfür ist die Iterationsgenauigkeit. Bei einer geringfügig höheren Last steigt die Stauchung der Betondruckzone deutlich an. Abb. 5.14 zeigt die Beton Druckzonenhöhe, wo gut die Rissbildung erkennbar ist.

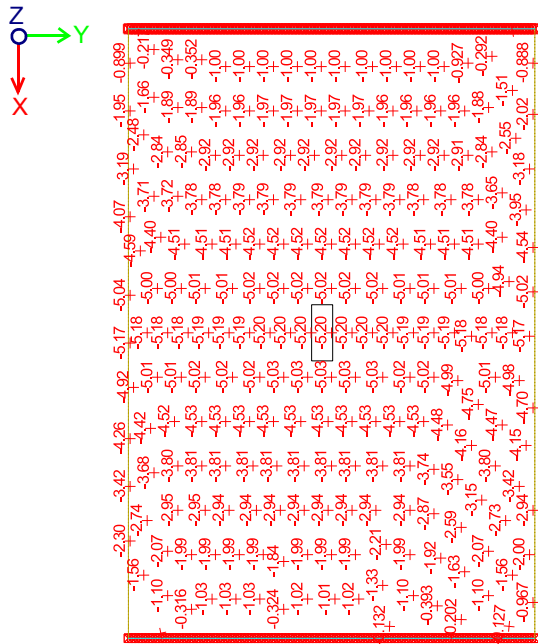


Abb. 5.13 Betonstauchung Oberseite [%]

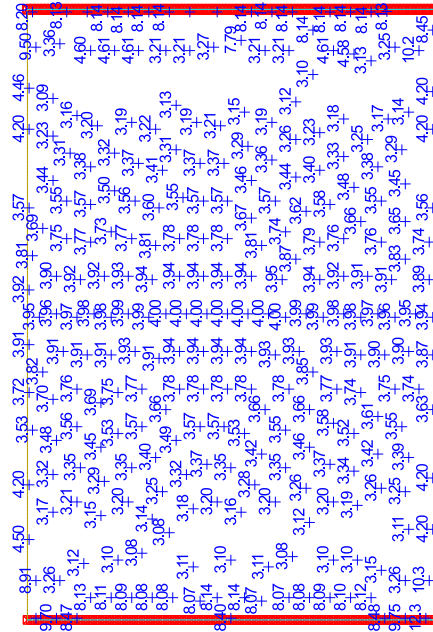


Abb. 5.14 Beton Druckzonenhöhe [mm]

Die maximale Hauptspannung an der Beton Oberseite ist - 46 MPa (Abb. 5.15). Die Zugspannung an der Betonunterseite ist über einem Großteil der Fläche 0 MPa, da das Modell nicht linear gerechnet wird (Abb. 5.16). Im Zugbereich der Platte fällt die Betonzugspannung nach Erreichen der 5 MPa aus und die Bewehrung muss den Zug aufnehmen.

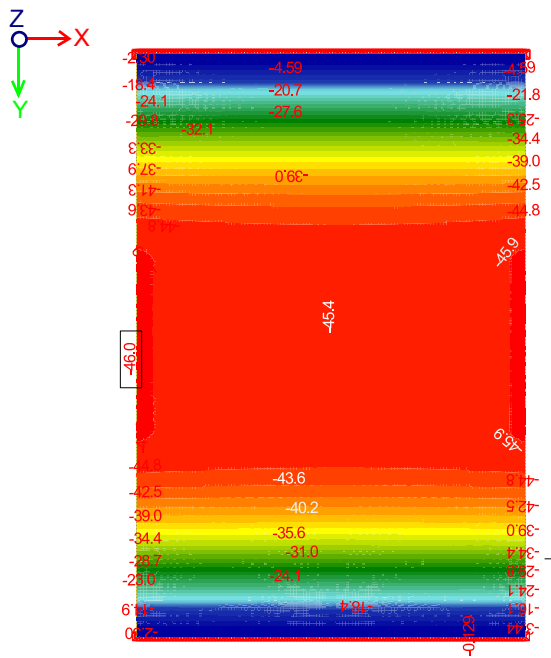


Abb. 5.15 Hauptspannung Oberseite [MPa]

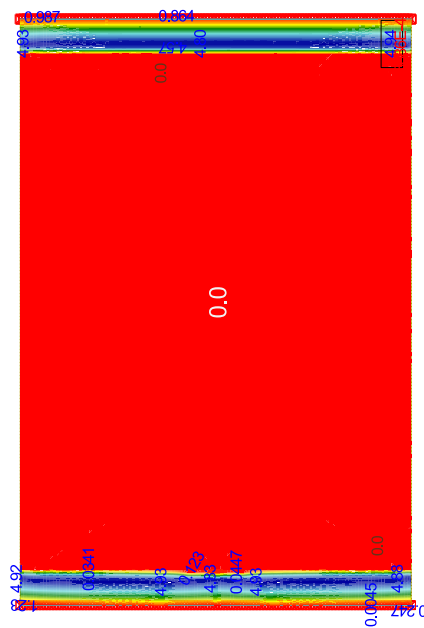


Abb. 5.16 Hauptspannung Unterseite [MPa]

5.3.5 Erkenntnisse

Wird das Bemessungsmodell nach Krüger [4] und das Bemessungsmodell nach Voss [17] miteinander verglichen, können große Abweichungen festgestellt werden (Abb. 5.17). Das Finite-Elementen-Modell zeigt gute Übereinstimmung mit dem Bemessungsmodell nach Krüger.

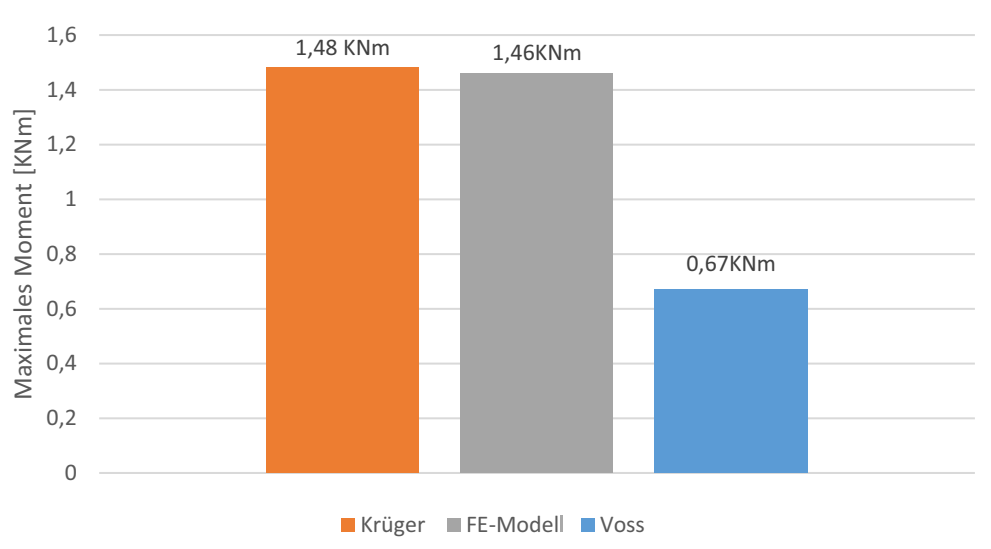


Abb. 5.17 Vergleich der Bemessungsmodelle

Der Grund für die großen Unterschiede im Tragverhalten sind die Abminderungsfaktoren, die Voss laut 5.2 einführt. Die Faktoren sind aus vielen Versuchsreihen hervorgegangen. Voss berücksichtigt beispielsweise die Verbundwirkung der Rovings zur Zementmatrix. Dieses Ingenieursmodell beschreibt nur das Faserversagen. Krüger unterscheidet dagegen zwischen einem Betonversagen und einem Faserversagen, wie in 5.1.1 ersichtlich. Da bei filigranen Platten tendenziell der Querschnitt überbewehrt ist, kann von einem Betonversagen ausgegangen werden. Bei einem reinen Versagen der Betondruckzone stellt das Bemessungsmodell von Krüger einen realistischeren Ansatz dar. Er trifft die Annahme, dass im Beton die maximale Betonstauchung ϵ_{c2u} auftritt und errechnet sich dadurch eine Zugkraft f_p , die in der Faser auftritt. Diese Zugkraft überschreitet nicht die maximal aufnehmbare Kraft in der Faser. Deshalb spielt das Verhalten der Faser und die daraus abgeleiteten Effekte eine untergeordnete Rolle. Das Modell von Voss beachtet dies nicht, stellt aber dennoch einen konservativen Bemessungsansatz dar.

Beim entwickelten FE-Modell gelten dieselben Voraussetzungen, wie beim Modell von Krüger.

Deshalb weichen die Ergebnisse nur geringfügig voneinander ab. Eine große Schwachstelle der Modelle ist das Verhalten bei Faserversagen. Dort stellt das Bemessungsmodell von Voss durch die aus Versuchen erlangten Abminderungsfaktoren eine deutlich bessere Übereinstimmung.

6

Anforderungen an eine Fassade

Einwirkungen
Formänderungen
Verformung
Rissbildung
Einwirkungskombinationen

Die Anforderungen an ein Textilbeton-Fassadenelement kann in funktionellen oder ästhetischen Anforderungen unterteilt werden. Die funktionellen Anforderungen werden normativ geregelt und sind für die Sicherheit verantwortlich. Die ästhetischen Anforderungen werden von Bauherr oder Architekt festgelegt. Fassadenplatten sind meist ein visuelles Objekt, wo die Optik eine große Rolle spielt. Nachfolgend wird auf die Einwirkungen und die Formänderungen, welche eine Fassade ausgesetzt ist, eingegangen. Laut DIN 18516 [47] werden die Lasten in Einwirkungen und Formänderungen unterteilt.

6.1 Einwirkungen

Die wichtigste mechanische Anforderung einer Fassade ist die Windbelastung. Zudem spielt bei filigranen Fassaden das Eigengewicht im Montagezustand eine bedeutende Rolle. Eine zusätzliche Schneebelastung ist von der Ausrichtung der Fassade abhängig. Die Abbildung (Abb. 6.1) zeigt die Einwirkungsrichtung der Belastungen an einer vertikalen Fassade.

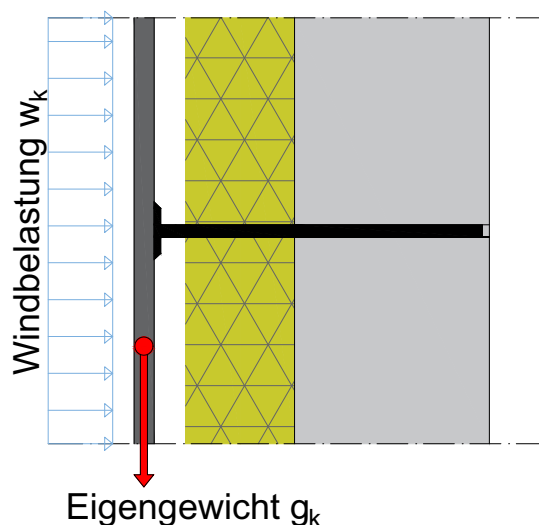


Abb. 6.1 Einwirkungen an einer vertikalen Fassade

6.1.1 Eigenlast

Die Eigenlast ist laut EN 1991-1 [38] zu bestimmen. Die Lasteinwirkungsrichtung ergibt sich von der Lage der Platte im Einbau.

Bei Horizontalen und bis 85° geneigten Elementen muss das Eigengewicht laut DIN 18516 [47] erhöht werden. Der Grund hierfür ist die Verringerung der Biegefestigkeit infolge:

- Dauerlasten
- Schwingungen
- Erschütterungen
- dynamische Beanspruchung

Bei einer statischen Bemessung wird das Eigengewicht laut Tab. 6.1 erhöht [30].

Tab. 6.1 Erhöhung der Eigenlast [30].

Neigung Fassade	Faktor Platte	Faktor Unterkonstruktion
$85^\circ < \alpha < 95^\circ$	1,0	1
$0^\circ < \alpha \leq 85^\circ$	2,5	1
$95^\circ \leq \alpha < 180^\circ$	2,5	1,4

Die ungünstige Lage, die bei der Montage der Fassadenplatte herrscht, darf nicht vernachlässigt werden. Durch falschen Transport können vor allem bei dünnwandigen Elementen Schäden entstehen.

Die maximale Durchbiegung, welche durch das Eigengewicht einer Fassade wirkt, darf $L/500$ bzw. 3 mm nicht überschreiten [43].

6.1.2 Windlast

Die Windlasten sind nach ÖNORM B1991-1-4 [39] anzusetzen.

Aus der Basiswindgeschwindigkeit q_b und dem Geländefaktor ergibt sich eine Böengeschwindigkeit q_p von:

$$q_p = C_e(z) \cdot q_b \quad (\text{Glg. 6.1})$$

Der Geländefaktor ergibt sich aus der Höhenlage z und der Geländekategorie des Gebäudes. Die Gleichung (Glg. 6.2) steht als Beispiel für die Geländekategorie II und einer Mindest-

gebäudehöhe von $z_{\min} = 5 \text{ m}$. Alle weiteren Geländefaktoren können aus der ÖNORM B1991-1-4 [39] entnommen werden.

$$C_e(z) = 2,1 \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^{0,24} \quad (\text{Glg. 6.2})$$

Der Winddruck auf die Fassadenfläche ergibt sich aus dem Außendruckbeiwert C_{pe1} welcher im Anhang A.3 angeführt ist. Die Außendruckbeiwerte sind abhängig von der Gebäudeform. Bei einem rechteckigen Grundriss werden die Außenwände in verschiedene Bereiche unterteilt. Für die Bemessung der Fassade werden vereinfacht den maximalen Sog sowie die maximalen Druck Beiwerte herangezogen. Bei einen rechteckigem Grundriss sind somit die Bereiche A und D maßgebend. Somit wird der $C_{pe1,D}$ und der $C_{pe1,A}$ aus A.3 bestimmt.

$$W^{\text{Druck}} = (C_{pe1,D}) \cdot q_p \quad (\text{Glg. 6.3})$$

$$W^{\text{Sog}} = (C_{pe1,A}) \cdot q_p \quad (\text{Glg. 6.4})$$

Ist die Fassadenfläche der Platte kleiner als $A = 10 \text{ m}^2$, muss der C_{pe} Faktor nach Gleichung (Glg. 6.5) ermittelt werden.

$$C_{pe} = \begin{cases} \begin{bmatrix} C_{pe1} \\ C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \times \lg A \\ C_{pe10} \end{bmatrix} & \begin{bmatrix} A < 10\text{m}^2 \\ 1\text{m}^2 < A \leq 10\text{m}^2 \\ A > 10\text{m}^2 \end{bmatrix} \end{cases} \quad (\text{Glg. 6.5})$$

Abb. 6.2 zeigt den linearen Abfall des C_{pe} Faktors ab 1 m^2 . Bei einer Fläche größer 10 m^2 bleibt der Faktor wiederum konstant.

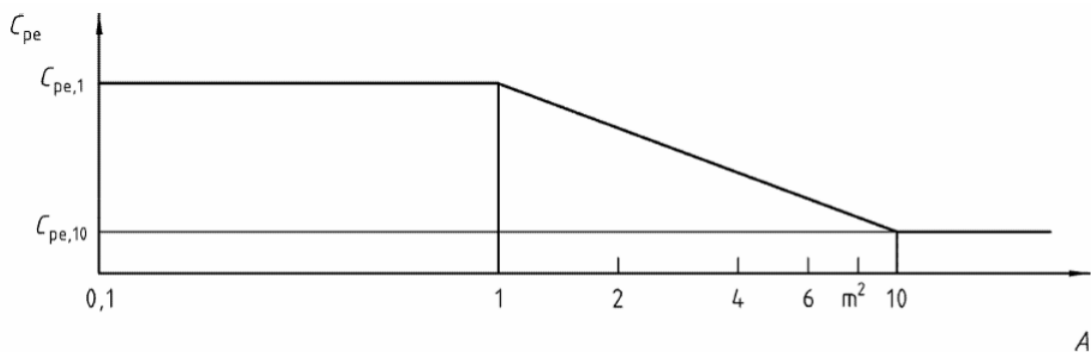


Abb. 6.2 Diagramm C_{pe} 0,1-10 m^2 [39]

Auf der sicheren Seite liegend wird eine Fläche von 1m^2 empfohlen.

Die Windbelastung bei vorgehängten Fassaden kann anschließend mit den $C_{p,net}$ Werten abgemindert werden. Dies wird in der ÖNORM EN 1991 [39] als Druck auf mehrschaligen Wand- und Dachflächen geregelt. Dabei spielt die Porosität μ der Schale eine entscheidende Rolle. Die Porosität einer Fassade ist definiert als Verhältnis aller Öffnungen zur Gesamtfläche der Fassadenseite. Ist die Porosität μ kleiner als 0,1% spricht man von einer dichten Schale. Bei einer Porosität μ von größer 0,3% ist eine Schale porös.

Eine vorgehängte Fassade wird in der ÖNORM EN 1991 [39] als poröse Außenschale bezeichnet. Im allgemeinen Teil wird der c_{pe} Wert laut Gleichung (Glg. 6.6) und (Glg. 6.7) abgemindert.

$$c_{p,net} = 1/3 \cdot c_{pe} \dots \text{Sog} \quad (\text{Glg. 6.6})$$

$$c_{p,net} = 2/3 \cdot c_{pe} \dots \text{Druck} \quad (\text{Glg. 6.7})$$

Bezieht man sich auf den nationalen Anhang der ÖNORM [52] wird der Randbereich der Fassade getrennt betrachtet. Dies ist darauf zurückzuführen, dass im Rand oder Eckbereich eines Gebäudes erhöhte Windbelastungen auftreten. Des Weiteren bezieht sich der nationale Anhang auf eine Fläche von 1 m², deshalb kann der c_{pe1} für die Ermittlung der Windlasten herangezogen werden.

Abstand der Schalen		Allgemein	Rand-, Grat- und Eckbereich für Dachflächen und Kantenbereich für Wandflächen	Dachdurchdringungen und Aufbauten
≤ 60 mm	Außenschale	0,30 c_{pe1}	0,60 c_{pe1}	0,50 c_{pe1}
	Innenschale	0,70 $c_{pe1} - c_{pi}$	0,40 $c_{pe1} - c_{pi}$	0,50 $c_{pe1} - c_{pi}$
100 mm	Außenschale	0,35 c_{pe1}	0,70 c_{pe1}	0,60 c_{pe1}
	Innenschale	0,65 $c_{pe1} - c_{pi}$	0,30 $c_{pe1} - c_{pi}$	0,40 $c_{pe1} - c_{pi}$

Tab. 6.2 $c_{p,net}$ -Wert für Außenschale porös, Innenschale dicht [52]

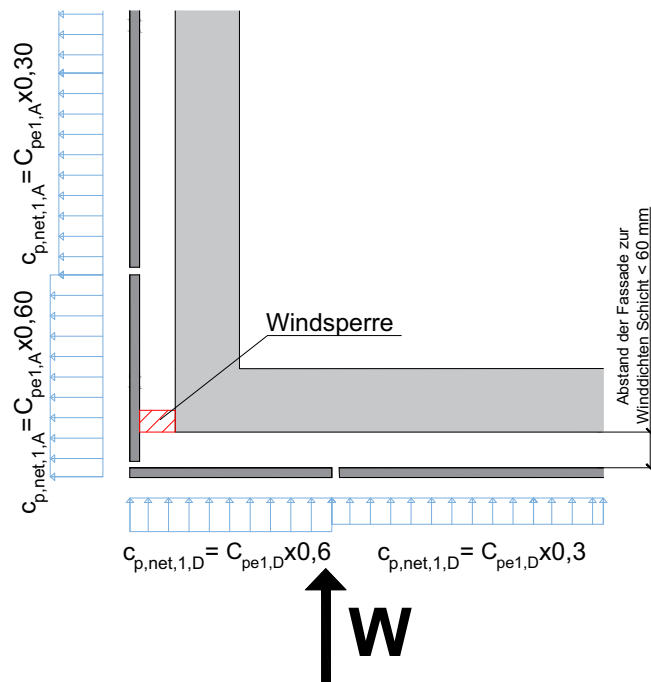


Abb. 6.3 Windlast beiwert $c_{p,net,1}$ im Randbereich

In der ÖNORM EN 1991 [39] sind die Abmessungen des Randbereichs nicht definiert. Deshalb wird der Randbereich der Fassade, welches sich im Rand befindet beschränkt. In der Tabelle (Abb. 6.3) sind zusammenfassend die resultierenden Windbeanspruchungen aufgezeigt. Die Abminderungsfaktoren in Tabelle (Tab. 6.2) erscheinen als gewagt. Dennoch ist eine Entspannung des Winddrucks durch die Fugen hinter einer Fassade realistisch. Desweiteren kann durch eine Windsperre, wie in Abbildung (Abb. 6.3) rot dargestellt, eine Windso- gbildung abgeschwächt werden.

Laut ÖNORM EN 13116 [42] für Vorhangfassaden darf die Verformung der Platte bei Winddruck und Windsog, die maximale Spannweite der Fassadenplatte dividiert durch 200 betragen und den Wert von 15 mm nicht überschreiten. Die Verformung darf nur kurzzeitig auftreten. Nach einer Stunde muss sich das Element wieder zu 95% rückverformt haben. Unter Winddruck als auch unter Windsog darf die Platte keine bleibenden Schäden davon tragen. Das heißt, dass eine mögliche Rissbildung des Betonelements als bedenklich angesehen werden kann.

Zusammenfassung

Zusammenfassend wird festgestellt, dass zwischen Randbereich des Gebäudes und allgemeiner Bereich des Gebäudes unterschieden werden sollte. Im Randbereich bildet sich ein höherer Winddruck. Zudem sollte man auf der sicheren Seite den c_{pe1} Wert für die Windlastermittlung heranziehen. Die Abminderungsfaktoren können nur bei Fassaden mit einer Porosität größer als 0,3 % angewandt werden. Durch die Porosität der Fassade kann sich der gebildete Winddruck hinter der Fassade entspannen. Bei klimaadaptiven Fassaden können die Abminderungsfaktoren nicht verwendet werden, da die Fassade dort „dicht“ ausgeführt wird.

6.1.3 Schneelasten

Bei Fassaden mit einer Neigung oder horizontal angebrachten Elementen müssen Schnee bzw. Eislasten, die durch Vereisungen entstehen können, beachtet werden. Die Schneelasten werden nach ÖNORM EN 1991 [38] bestimmt.

6.1.4 Stoßfestigkeit

Stoßfestigkeiten sind nur bei ausdrücklicher Forderung vom Bauherren oder Planer nachzuweisen, meist im Sockelbereich. Der Nachweis der Stoßfestigkeit wird ähnlich wie bei Glasbauteilen nach DIN EN 126000 [54] durchgeführt. Die Stoßfestigkeit kann beispielsweise durch eine Hintermörtelung des Hinterlüftungsraums der Fassade erhöht werden.

6.1.5 Erdbebensicherheit

Die Sicherheit gegenüber Erdbeben muss in erdbebengefährdeten Zonen gewährleistet werden. Erdbeben sind ein außergewöhnlicher Lastfall, deshalb muss nur die Tragfähigkeit der Fassade nachgewiesen werden. Eine Fassade wird im Eurocode 8 [46] als nichttragendes Bauteil bezeichnet. Bei ihr muss deshalb die Halterung sowie die Fassadenplatte nachgewiesen werden.

6.2 Formänderungen

Als Formänderung werden in der DIN 18516 [47] Temperaturlasten bezeichnet, welche die Fassade verformen. Temperaturlasten entstehen durch die Außentemperatur, der Sonneneinstrahlung, sowie der plötzlichen Abkühlung durch Schlagregen oder Bewölkung des Himmels (Abb. 6.4). Eine Temperaturlast kann in Form einer konstanten Erwärmung oder Differenziellen Erwärmung auftreten. Ein Sonderfall bildet die Brandbelastung.

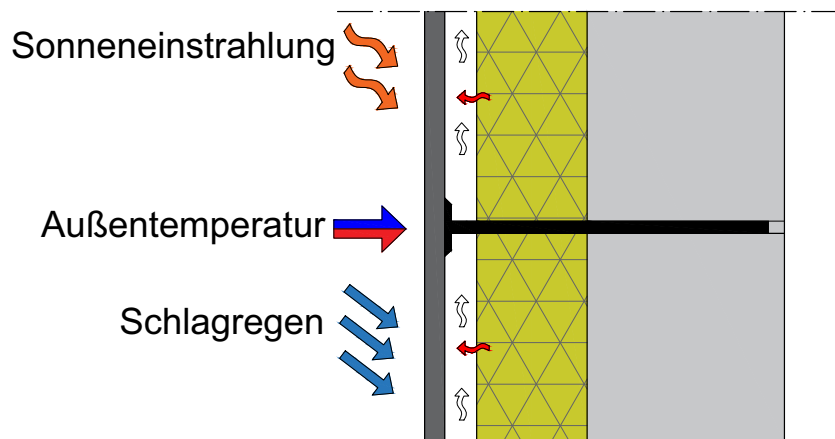


Abb. 6.4 Thermische Einwirkungen auf eine Fassade

6.2.1 Konstante Erwärmung

Ein Fassadenelement ist Temperaturen von -20°C bis $+80^{\circ}\text{C}$ ausgesetzt. Die Temperatur bei der Montage liegt beispielsweise bei 10°C . Dadurch muss die Platte eine Temperaturdifferenz von bis zu 70°C aufnehmen [43].

Textilbeton hat einen Wärmeausdehnungskoeffizienten α_t von $10 \times 10^{-5} / \text{K}$. Das heißt, bei Erwärmung der Platte dehnt sich die der Beton und das Gelege aus. Abb. 6.5 zeigt die Temperatureausdehnung eines großflächigen Elements mit den Abmessungen von $3,50 \text{ m} \times 1,50 \text{ m}$. Das Element ist zwangsfrei gelagert und hat einen Festpunkt. Dabei können Temperatureausdehnungen bis zu $2,45 \text{ mm}$ entstehen. Das Zusammenziehen der Platte unter Kälte beschränkt sich auf $1,05 \text{ mm}$.

Die Temperatureausdehnungen werden laut (Glg. 6.8) bestimmt.

$$\Delta L = \alpha_t \times \Delta T \times L \quad (\text{Glg. 6.8})$$

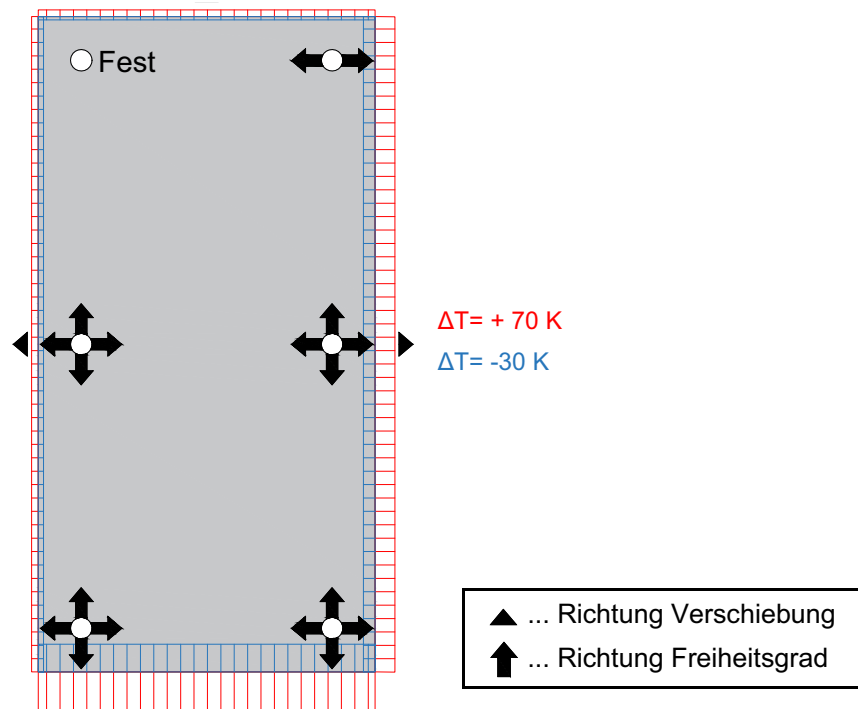


Abb. 6.5 Dehnungsverhalten der Fassadenplatte durch konstante Temperaturbelastung

6.2.2 Differenzielle Erwärmung der Fassadenplatte

Durch unterschiedliche Erwärmungen in der Fassadenplatte können zusätzliche Spannungen entstehen. Eine Fassadenplatte erwärmt sich bei Sonneneinstrahlung stärker als die Außenluft. Die Oberflächentemperatur der Fassadenplatte ist der direkten Sonneneinstrahlung ausgesetzt. Deshalb sind die Strahlungen der Sonne und die Konvektion, die durch das Umströmen von Luft entstehen, ein maßgebender Faktor für die Oberflächentemperatur.

Wieviel Sonneneinstrahlung aufgenommen werden kann, beschreibt der Absorptionskoeffizient. Die Absorption ist abhängig von der Farbe der Oberfläche. Beton hat eine Absorptionszahl von 0,60...0,80. Eine schwarze Oberfläche hat eine Absorptionszahl von 0,98, das heißt 98% der Sonneneinstrahlung werden in Wärme umgewandelt.

Im Anhang A.12 wird die Berechnung der Oberflächentemperatur einer vorgehängten Fassade durchgeführt. Die klimatischen Werte werden als Beispiel von der Stadt München herangezogen [35]. Die Sonneneinstrahlungswerte und Temperaturen beziehen sich auf das Test-Referenz-Jahr (TRYs) [70], welches von Bauphysikprogrammen als Referenz für eine instationäre Berechnung herangezogen wird. Die Werte beziehen sich auf eine horizontale Fläche. Die Sonneneinstrahlung auf eine horizontale Fläche ist höher und wird deshalb auf der Sicher liegenden Seite verwendet.

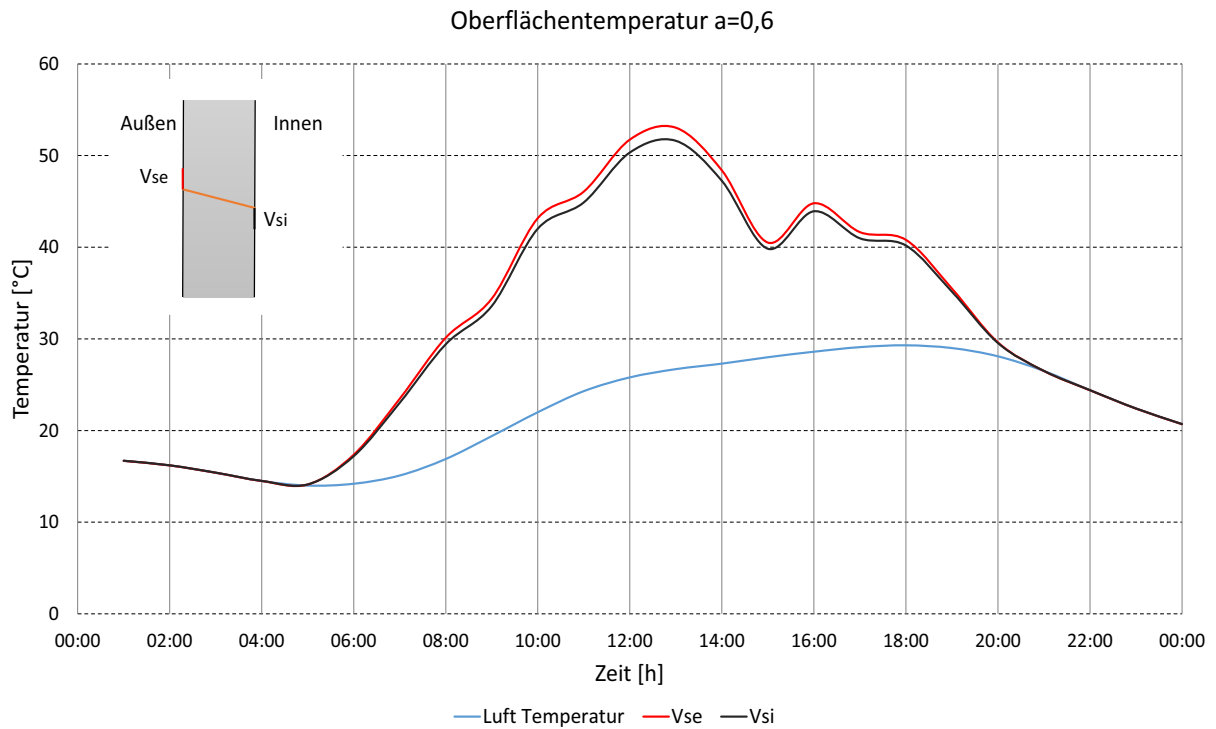


Abb. 6.6 Oberflächentemperatur von grauer Beton Fassade, $t= 16\text{mm}$, Standort München , Tag 194 [35]

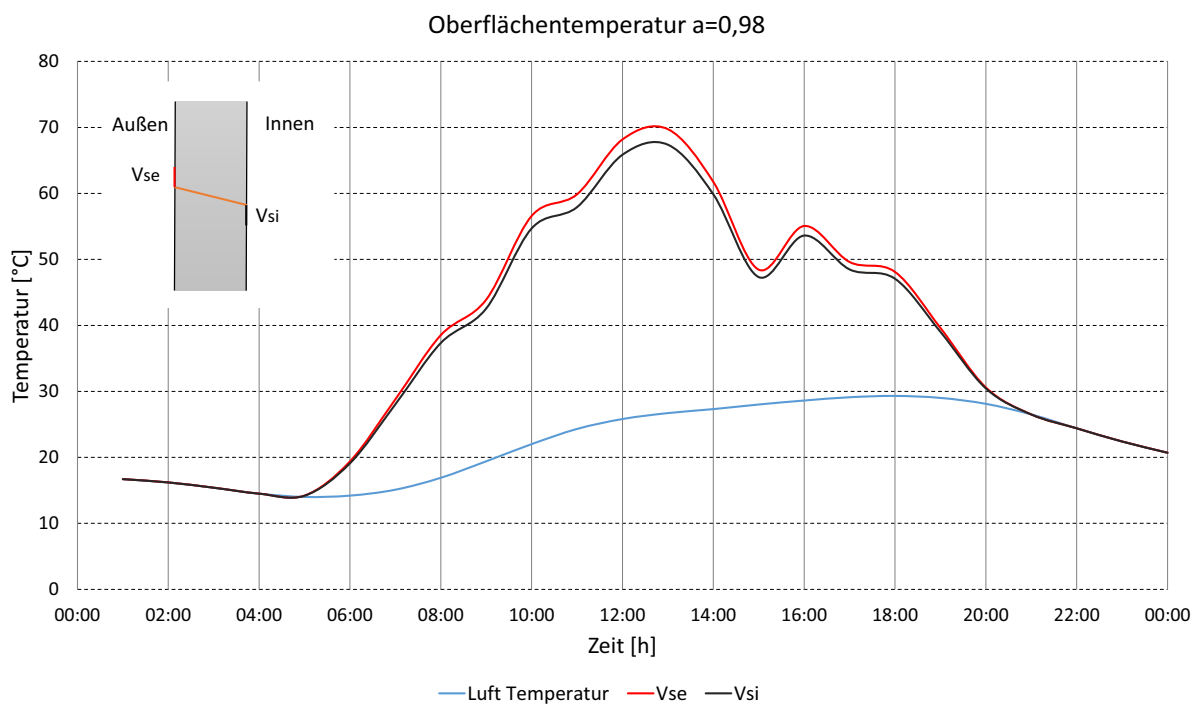


Abb. 6.7 Oberflächentemperatur von schwarzer Fassade, $t=16\text{mm}$, Standort München, Tag 194 [35]

Bei dieser Berechnung wird eine schwarze, sowie eine graue Betonoberflächenfarbe angenommen und die für die Konvektion ungünstigste Windgeschwindigkeit von 1 m/s.

In Abb. 6.7 ist die maximal erreichbare Temperatur von $V_{se} = 69,8 \text{ °C}$ ersichtlich. An der Innenseite der Betonfassade wird eine maximale Temperatur von $V_{si} = 67,3 \text{ °C}$ erreicht. Dadurch entsteht eine Temperaturdifferenz von $\Delta T = 2,5 \text{ °C}$. In Abb. 6.7 und Abb. 6.6 ist der Unterschied der Oberflächenfarbe ersichtlich. Bei einer grauen Betonoberfläche wird lediglich eine maximale Temperatur von $V_{se} = 53 \text{ °C}$ erreicht.

Die DIN 18516-1 [47] gibt einen Vorschlag für die Temperaturdifferenz bei mineralischen Fassadenplatten vor. Hier wird der für die Bemessung angesetzte Temperaturunterschied mit $\Delta T = 1,5 \times d$ (Plattendicke d in Zentimeter, ΔT in Kelvin). angegeben. Somit ist der maximale Temperaturunterschied in Plattenstärke 2,4 K für eine 1,6 cm dicke Fassadenplatte.

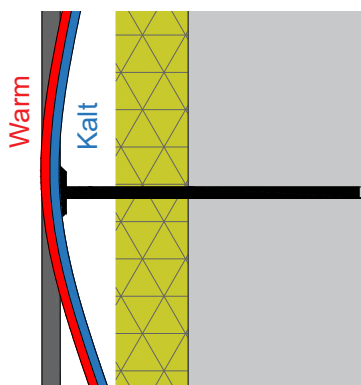


Abb. 6.8 Theoretische Verformung der Fassade mit Temperaturdifferenz

6.2.3 Brandverhalten

Feinbeton hat im Gegensatz zu Normalbeton ein dichteres Gefüge. Dies hat zur Folge, dass bei Brand Abplatzungen entstehen können. Der Porenwasserdampfdruck im Gefüge kann durch dessen Dichtheit nicht entweichen. Unter Hitze steigt das Volumen des Wassers und es entstehen Abplatzungen an der Oberfläche des Feinbetons. Dieser Effekt kann nur durch Zugabe von Kunststoffzuschlägen verhindert werden. Die Zuschläge schmelzen im Brandfall und der Wasserdampfdruck kann entweichen. Fassaden aus Textilbeton können in die Kategorie „A2-s1,d0“ [48] eingeteilt werden. Die Widerstandsfähigkeit der Fassade im Brandfall ist je nach Brandschutzklassen unterschiedlich einzuteilen.

Hier bedeutet laut EN13823 [55]:

- A2 Nicht brennbar, keine seitliche Flammenausbreitung
- s1 Rauchentwicklung
- d0 kein brennbares Abtropfen

Ein Nachweis des Brandverhalten der gesamten Gebäudehülle wird in Österreich von der OIB Richtlinie 2 [73] geregelt. Die OIB Richtlinie 2 von 2015 [73] gibt folgendes vor: „3.5.6 Bei Gebäuden der Gebäudeklasse 4 und 5 sind vorgehängte hinterlüftete, belüftete oder nicht

hinterlüftete Fassaden so auszuführen, dass (a) eine Randweiterleitung über die Fassade auf das zweite über dem Brandherd liegende Geschöß, und (b) das Herabfallen großer Fassadenteile wirksam eingeschränkt wird [73]. Die Systemprüfung erfolgt laut ÖNORM B 3800-5 [56].

6.2.4 Schwinden

Die Schwinddehnung setzt sich aus Trocknungsschwinddehnung und der Schrumpfdehnung zusammen. Während das Trocknungsschwinden innerhalb eines Zeitraums von 28 Tagen fast vollkommen abgeschlossen ist, spielt lediglich das Schrumpfschwinden im eingebauten Zustand eine Rolle. Das Schrumpfschwinden kann zum Zeitpunkt $t = \infty$ berechnet oder durch Herstellerangaben anhand Schrumpfschwindmessungen bestimmt werden. Das Schwindverhalten von Beton ist vor allem vom Wasserbindemittelwert abhängig und von der verwendeten Zementsorte. Das Schwindverhalten von hochfestem Betonen ist um einiges geringer als Normalbeton.

6.3 Grenzwerte der Verformung

In der ÖNORM EN 1992-1 [36] sind Fassadenelemente nicht ausdrücklich geregelt. Allerdings wird die Länge durch 250 als allgemeiner Wert für die zulässige Durchbiegung von Strukturelementen angegeben. Diese Verformung bezieht sich auf eine quasi-ständige Lastfallkombination. Die Haupteinwirkungen sind bis auf das Eigengewicht bei einer Fassade immer kurzzeitig, deshalb spielt für die Bemessung eine nur quasi-ständige Lastfallkombination eine Rolle.

Eine erhöhte Durchbiegung kann bei einer kurzzeitigen Beanspruchung auftreten. Die optischen Eindrücke werden bei einem Böen-Winddruck außer Acht gelassen, da sich die Fassade schnell wieder zurückgeformt. Außer es wird vom Bauherren gewünscht, dass sich die Fassade bei einem Spitzenwinddruck um den vorgeschriebenen Wert verformt.

Kritischer zu betrachten sind Verformungen, die aus Temperaturlasten entstehen. Verformungen wegen Temperatur können über den gesamten Tag entstehen und treten deshalb über einen längeren Zeitraum auf. Sie beeinflussen stärker die optischen Eindrücke, da die Verformungen durch eine günstige Belichtungssituation der Sonne deutlich stärker auffallen.

In Abb. 6.9 werden die Verformungen auf ein auf allen Kanten gehaltenes Element aufgebracht. Damit werden die optischen Einflüsse angezeigt, welche aus der Durchbiegung entstehen. Die Belichtung der durchgebogenen Fassadenelemente wird über die Fassade angesetzt. Daraus entsteht durch die Durchbiegung eine Verschattung. Tab. 6.3 zeigt die Verformungen welche in der ÖNORM EN 13116 [42] vorgeschlagen werden. Es ist vor allem die Verformung, die das Eigengewicht hervorruft, einzuhalten, da es sich hierbei um eine ständige Verformung handelt. Unter Temperaturbelastung werden normativ keine Grenzwerte empfohlen. Da es sich bei Temperaturlast um eine kurzzeitige Beanspruchung handelt, können die Grenzwerte der Windbelastung herangezogen werden.

Tab. 6.3 Vorgeschlagene Verformungen ÖNORM EN 13116 [42]

Einwirkungen	Grenzwert e
Eigenlast	3mm bzw L/500 [42]
Windbelastung	l/200 bzw 15 mm [43]
Temperaturlast	-

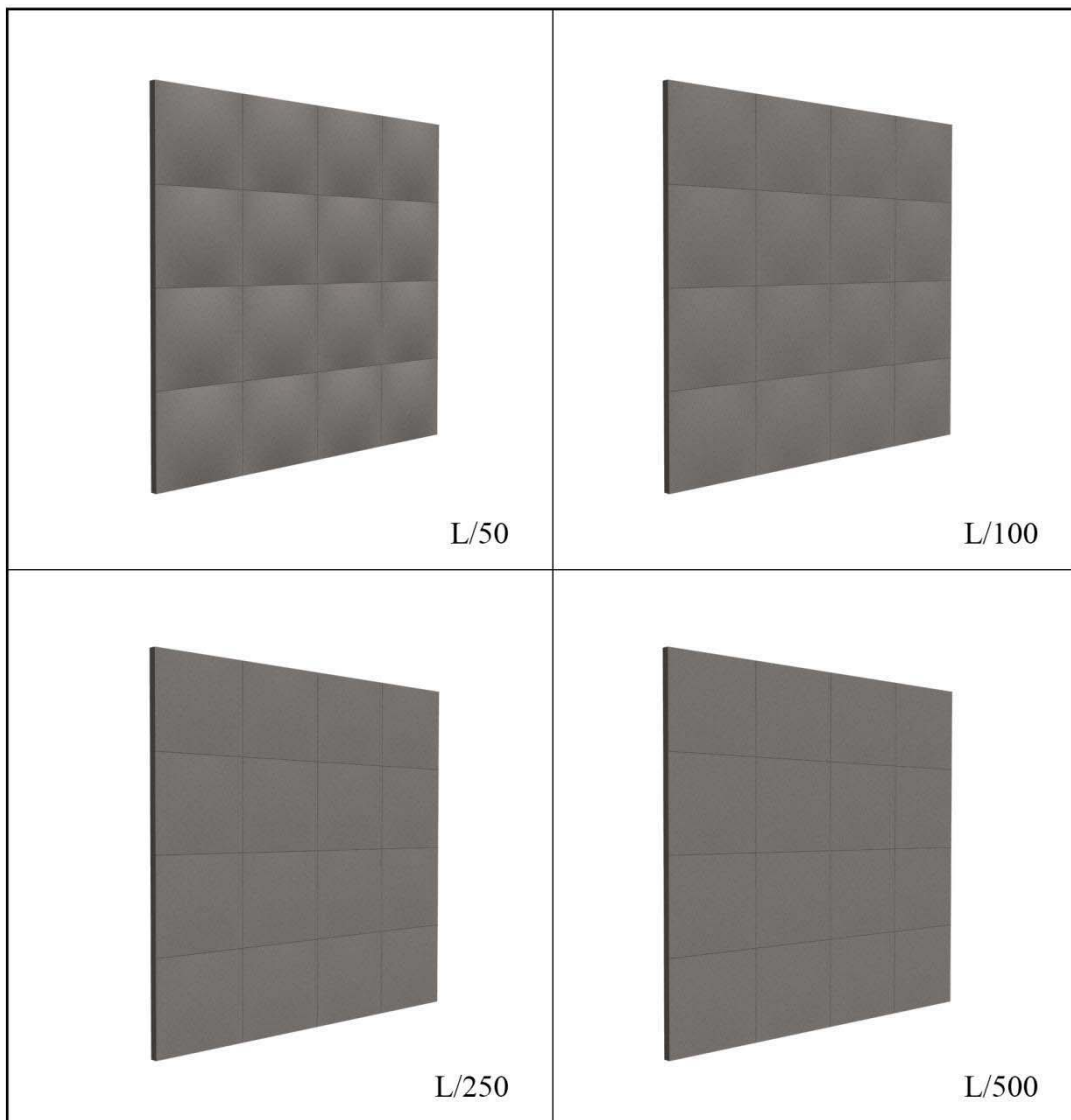


Abb. 6.9 Visualisierung der Verformung einer Fassade (Raster 0,5m x 0,5m)
[29]

6.4 Rissbildung

Die Rissbildung spielt bei Fassadenelementen eine wichtige Rolle. Bei konventionellen Stahlbetonelementen ist eine Rissbreitenbegrenzung vorgesehen, um eine mögliche Korrosion der Bewehrung zu verhindern. Da Karbonfasern oder Glasfasern korrosionsbeständig sind, gelten die in der ÖNORM EN 1992-1 [36] angezeigten Grenzwerte nicht. Der Bauherr oder Architekt kann jedoch Grenzwerte für eine Rissbreitenbeschränkung angeben, um eine ästhetische Oberfläche zu gewährleisten.

Ein Vorschlag für eine Rissbreitenbegrenzung bei Fassadenelementen wird lediglich vom „American Concrete Institute“ [45] vorgegeben. Diese gibt für Außenfassaden mit rauer Oberfläche eine zulässige Rissbreite von 0,25 mm vor. Für Flächen mit architektonischer Bedeutung, wie zum Beispiel glatte Oberflächen, sollte sich die Rissbreite auf 0,10 mm beschränken. Bei polierten Schalflächen sollen Risse vermieden werden.

6.5 Einwirkungskombinationen

Die Einwirkungskombinationen sind in der ÖNORM EN 1990 [37] geregelt. Eine Überlagerungsvorschrift für Fassaden ist normativ nicht geregelt. Vor der Kombinationsbildung werden zuerst die Hauptlasten definiert. Anschließend werden daraus die Kombinationsbeiwerte ψ und die Teilsicherheitsbeiwerte γ ermittelt.

Kombination im ULS

Nachfolgend wird die Lastkombination für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ermittelt.

Grundkombination:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} * G_{k,j} + \gamma_{Q,1} * Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} * \psi_{0,i} * Q_{k,i} \quad (\text{Glg. 6.9})$$

γ_g Teilsicherheitsbeiwerte Eigengewicht = 1,35

γ_q Teilsicherheitsbeiwerte aus Wind oder Temperatur = 1,5

Kombinationen im SLS

Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit gelten folgende Kombinationen:

Seltene Kombination:

$$E_{d,rare} = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} * Q_{k,i} \quad (\text{Glg. 6.10})$$

Häufige Kombination:

$$E_{d,frequ} = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \psi_{1,1} * Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} * Q_{k,i} \quad (\text{Glg. 6.11})$$

Quasi-ständige Kombination:

$$E_{d,perm} = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} * Q_{k,i} \quad (\text{Glg. 6.12})$$

Eine Grundbedingung dieser Arbeit ist, dass im Grundzustand der Gebrauchstauglichkeit kein Riss entsteht. Deshalb wird die seltene Kombination (Glg. 6.10) als Grenzwert für eine Rissbildung definiert.

Bei der Beurteilung der maßgebenden Einwirkung ist auf das Lagerungssystem zu achten. Ist eine Platte zwangsfrei gelagert (das heißt, ein Festpunkt und die restlichen Auflagerpunkte sind frei verschiebbar) wird Wind als maßgebende Einwirkungskombination definiert. Werden die Auflagerpunkte blockiert, wird die Temperatur maßgebend und somit zur führenden Komponente. Dies wird anschließend in der Parameterstudie Kapitel 7 ersichtlich.

Tab. 6.4 Kombinationsbeiwerte [37]

Einwirkung	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Temperaturänderungen	0,6	0,5	0
Windlast	0,6	0,2	0

7 Parameterstudie

Methode
Einwirkungen
Linienlagerung
Punktlagerung
Diskussion der Ergebnisse

Der Einfluss der Auflagerposition und des Auflagersystems auf die Fassade soll im folgenden Kapitel mit Hilfe einer Parameterstudie an einem linien- und punktgelagerten Fassadenelement aufgezeigt werden. Die gewonnenen Erkenntnisse der Studie werden anschließend in die Detailentwicklung mit einbezogen.

7.1 Methode

Aufbauend auf dem zuvor erarbeiteten Finite-Elementen-Modell und den Einwirkungen wird eine Parameterstudie durchgeführt. Das Ziel der Studie ist es, die optimale Auflagerposition des Fassadenelements und die Auswirkung verschiedener Auflagersysteme auf das Fassadenelement aufzuzeigen. Des Weiteren soll die Plattenstärke der Fassade optimiert sowie die Ausnutzung der Bewehrung verbessert werden.

Es werden folgende Parameter untersucht:

- Auflagerposition
- Auflagerart
- Steifigkeit der Unterkonstruktion
- Plattenabmessungen

Abb. 7.1 beschreibt den Ablauf der Studie. Am Anfang wird das Ausgangsmodell geschaffen, um die Auswirkungen der Belastungen auf das liniengelagerte Modell zu erkennen.

Die Parameterstudie wird an einem liniengelagerten Fassadenelement sowie an einem punktgelagerten Element durchgeführt. Bei der Linienlagerung werden die Lage der Auflager sowie die minimal mögliche Plattenstärke ermittelt. Bei der Punktlagerung wird zudem zur optimalen Auflagerposition die Steifigkeit der Unterkonstruktion variiert.

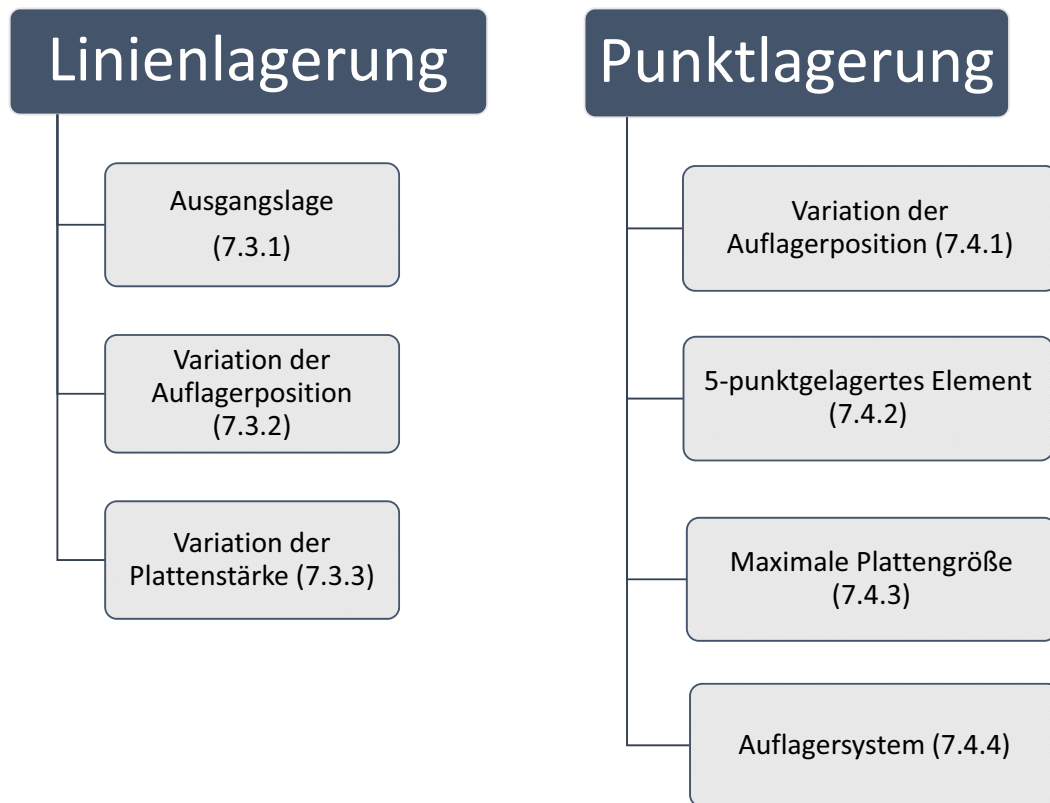


Abb. 7.1 Aufbau der Studie

7.2 Einwirkungen

Nachfolgend werden die für die Parameterstudie verwendeten Einwirkungen bestimmt. Die Belastungen sind in Kapitel 6 beschrieben. Als Standort für die Windbelastung wird Traun in Oberösterreich herangezogen. Die Einwirkungen beziehen sich auf eine vertikal ausgerichtete Fassade

7.2.1 Eigengewicht

Das Eigengewicht wird laut Kapitel 6.1.1 definiert. Als Rohdichte wird laut EN 1991-1 [38] mit $2,5 \text{ t/m}^3$ angenommen. Die Fassade wird senkrecht verbaut, dementsprechend wird das Eigengewicht in Plattenebene angesetzt.

7.2.2 Windlast

Die Windlasten werden nach Kapitel 6.1.2 angesetzt. Am Standort Traun in Oberösterreich herrscht die höchste Windgeschwindigkeit von Österreich. Es werden der größte Winddruck und Windsog für ein $10 \text{ m} \times 10 \text{ m}$ großes Haus ermittelt. Die Basiswindgeschwindigkeit $v_{b,0}$ beträgt $28,3 \text{ m/s}$. Der Basiswindgeschwindigkeitsdruck q_b liegt in Traun bei $0,5 \text{ KN/m}^2$.

Des Weiteren wird die höchste Geländekategorie gewählt. Die Windlasten werden für eine Gebäudehöhe von 10 m berechnet. Daraus folgt der Geländefaktor $C_e(z)$ von:

$$C_e(z) = 2,1 \cdot \left(\frac{10}{10}\right)^{0,24} = 2,1 \quad (\text{Glg. 6.2})$$

Aus den Geländefaktor $C_e(z)$ ergibt sich eine Böengeschwindigkeit q_p von

$$q_p = 2,1 \cdot 0,5 \text{ KN/m}^2 = 1,05 \text{ KN/m}^2 \quad (\text{Glg. 6.1})$$

Der Winddruck auf die Fassadenfläche wird mit dem maximalen Ausendruckbeiwert C_{pe} welcher im Anhang A.3 angeführt ist, ermittelt:

$$W^{\text{Druck}} = (0,8 \times 1,25) \cdot 1,05 \text{ KN/m}^2 = 1,00 \text{ KN/m}^2 \quad (\text{Glg. 6.3})$$

$$W^{\text{Sog}} = (-1,2 \cdot 1,25) \cdot 1,05 \text{ KN/m}^2 = -1,50 \text{ KN/m}^2 \quad (\text{Glg. 6.4})$$

Abb. 7.2 zeigt die resultierende Windbelastung mit den in Tab. 6.2 angeführten Beiwerte.

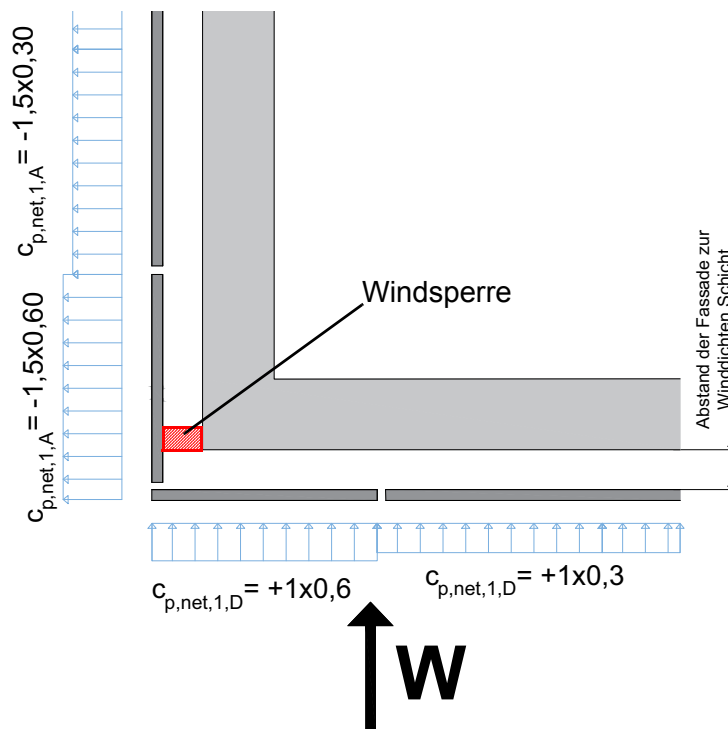


Abb. 7.2 Windlastbeiwert $c_{p,net,1}$ im Randbereich

Die resultierenden Windbeanspruchungen, welche für die nachfolgende Parameterstudie verwendet werden, sind in Tab. 7.1 angeführt.

Tab. 7.1 Windbelastung w_d [kN/m²]

Belastung	Randbereich	Allgemein
Druck	0,63	0,32
Sog	0,94	0,47

7.2.3 Temperaturbelastung

Die Fassade ist einer Temperatur im Bereich von -20 °C und $+80\text{ °C}$ ausgesetzt. Die Temperatur bei der Montage liegt bei 10 °C . Als Temperaturbelastung wird eine konstante Temperaturbelastung von $\Delta T = 70\text{ °C}$ angenommen. Diese wird direkt ins Programm Sofistik [22] eingegeben.

7.2.4 Einwirkungskombinationen

Die Lastfallkombinationen werden nach ÖNORM EN 1990 [37] angesetzt. Für die Parameterstudie werden die Windbelastungen für den allgemeinen Bereich herangezogen.

Die Einwirkungen sind je nach System unterschiedlich maßgebend. Die Temperaturlast ist bei einem gesperrten System, bei dem alle Auflager in alle Richtungen gesperrt sind, maßgebend. Das heißt unter Temperaturlast kann sich das Bauteil nicht frei verschieben und es entstehen Zwangsspannungen im System. Bei einem frei verschiebbar gelagerten System in Plattenebene wird die Windbeanspruchung zur maßgebenden Komponente in der Lastfallkombination. In Tab. 7.2 sind die Kombinationsbeiwerte angeführt, welche in den nachfolgenden Kombinationen zur Anwendung kommen.

Tab. 7.2 Kombinationsbeiwerte [38]

Einwirkung	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Temperaturänderungen	0,6	0,5	0
Windlast	0,6	0,2	0

ULS - Einwirkungskombination

Die Kombination im Grenzzustand der Tragfähigkeit wird laut Gleichung (Glg. 7.1) erstellt. Die Kombinationsbeiwerte, welche in Sofistik [22] übernommen werden, sind in Tabelle Tab. 7.3 angeführt.

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} * G_{k,j} + \gamma_{Q,1} * Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} * \psi_{0,i} * Q_{k,i} \quad (\text{Glg. 7.1})$$

Tab. 7.3 Kombinationsbeiwerte, ULS

	Eigengewicht G_d	Windlast W_d	Temperaturlast T_d
Wind führend	$1,35 \times G_k$	$1,50 \times W_{\text{sog,allg}}$	$1,50 \times 0,6 \times T_k$
Temperatur führend	$1,35 \times G_k$	$1,50 \times 0,6 \times W_{\text{sog,allg}}$	$1,50 \times T_k$

SLS - Einwirkungskombinationen

Die Kombinationen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit werden laut (Glg. 7.2) (Glg. 7.3) und (Glg. 7.4) erstellt. Es werden dieselben charakteristischen Einwirkungen wie bei der ULS - Kombination verwendet. Für die Untersuchung, ob eine Rissbildung im System stattfindet, wird die maximale SLS - Kombination in Betracht gezogen. Das heißt, die seltene Kombination kommt zur Anwendung.

Die Kombinationsbeiwerte, welche in Sofistik übernommen werden, sind in Tabelle (Tab. 7.4) angeführt. Die quasi-ständige- sowie die häufige-Kombination (Glg. 7.3) und (Glg. 7.4) dient zur Überprüfung der Verformung mit den in Tab. 6.3 vorgeschlagenen Verformungen als Grenzwert.

Seltene Kombination:

$$E_{d,rare} = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} * Q_{k,i} \quad (\text{Glg. 7.2})$$

Tab. 7.4 Kombinationsbeiwerte, SLS, seltene Kombination:

	Eigengewicht G_d	Windlast W_d	Temperaturlast T_d
Wind führend	$1,00 \times G_k$	$1,00 \times W_{\text{sog,allg}}$	$1,00 \times 0,6 \times T_k$
Temperatur führend	$1,00 \times G_k$	$1,00 \times 0,6 \times W_{\text{sog,allg}}$	$1,00 \times T_k$

Häufige Kombination:

$$E_{d,frequ} = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \psi_{1,1} * Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} * Q_{k,i} \quad (\text{Glg. 7.3})$$

Tab. 7.5 Kombinationsbeiwerte, SLS, häufige Kombination:

	Eigengewicht G_d	Windlast W_d	Temperaturlast T_d
Wind führend	$1,00 \times G_k$	$1,00 \times 0,2 \times W_{\text{sog,allg}}$	$1,00 \times 0 \times T_k$
Temperatur führend	$1,00 \times G_k$	$1,00 \times 0 \times W_{\text{sog,allg}}$	$1,00 \times 0,5 \times T_k$

Quasi-ständige Kombination:

$$E_{d,perm} = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} * Q_{k,i} \quad (\text{Glg. 7.4})$$

Tab. 7.6 Kombinationsbeiwerte, SLS, quasi-ständige Kombination:

	Eigengewicht G_d	Windlast W_d	Temperaturlast T_d
Wind führend	1,00x G_k	1,00x0x $W_{sog,allg}$	1,00x0x T_k
Temperatur führend	1,00x G_k	1,00x0x $W_{sog,allg}$	1,00x0x T_k

7.3 Linienlagerung

Nachfolgend wird das Finite-Elementen-Modell am Beispiel einer Fassade angewandt. Dabei wird zuerst ein liniengelagertes Durchlaufträger-System modelliert, um die grundsätzlichen Effekte der Einwirkungen (Kapitel 7.2) zu erkennen.

Anschließend wird eine Parameterstudie zur Ermittlung der idealen Auflagerposition und Plattenstärke durchgeführt.

System

Die Ausgangslage ist ein Fassadenelement mit den Abmessungen 3,5 m x 1,5 m. Die Fassade ist linienförmig in den Bereichen A, B und C gelagert. Der Querschnitt wird anfänglich mit 16 mm ausgeführt und mit 2 Lagen Textilbewehrung verstärkt (Abb. 7.3).

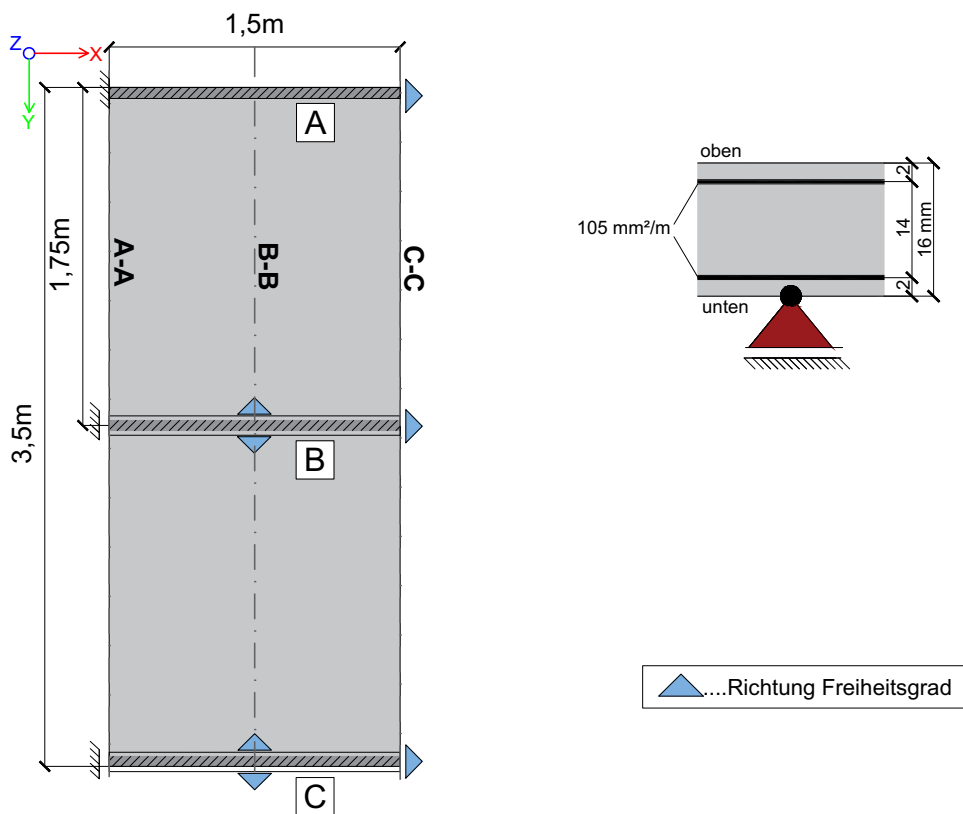


Abb. 7.3 Abmessungen der Fassade inkl. Freiheitsgrade (links) Querschnitt (rechts)

Das Auflager A übernimmt das gesamte Eigengewicht, da es in der Y-Richtung gespart wird. Das gesamte System wird auf der linken Seite in X-Richtung punktuell gespart, damit keine Zwängungen aufgrund von Temperaturbelastung entstehen können. Die Auflager A, B und C sind zudem in die Z-Richtung gehalten.

Tab. 7.7 Lagerung

Auflager	PZ	PX	PY
A	•	• linken Seite gehalten	•
B	•	• linken Seite gehalten	
C	•	• linken Seite gehalten	

7.3.1 Ausgangslage

Zunächst wird das Fassadenelement unter den in Kapitel 7.2 definierten Einwirkungen getrennt betrachtet. Dadurch können Einflüsse der einzelnen Belastungsarten besser erkannt werden. Die Bemessung wird anschließend für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit sowie für den Grenzzustand der Tragfähigkeit mit der jeweiligen Lastfallkombination durchgeführt

Eigengewicht

Das Eigengewicht führt zu einer Flächenlast von $0,4 \text{ KN/m}^2$, welche in die Y-Richtung wirkt. Grundsätzlich werden alle Druckspannungen rot und alle Zugspannungen blau dargestellt. Die in Abb. 7.4 gezeigten Spannungen „oben“ sowie „unten“ beziehen sich auf Abb. 7.3.

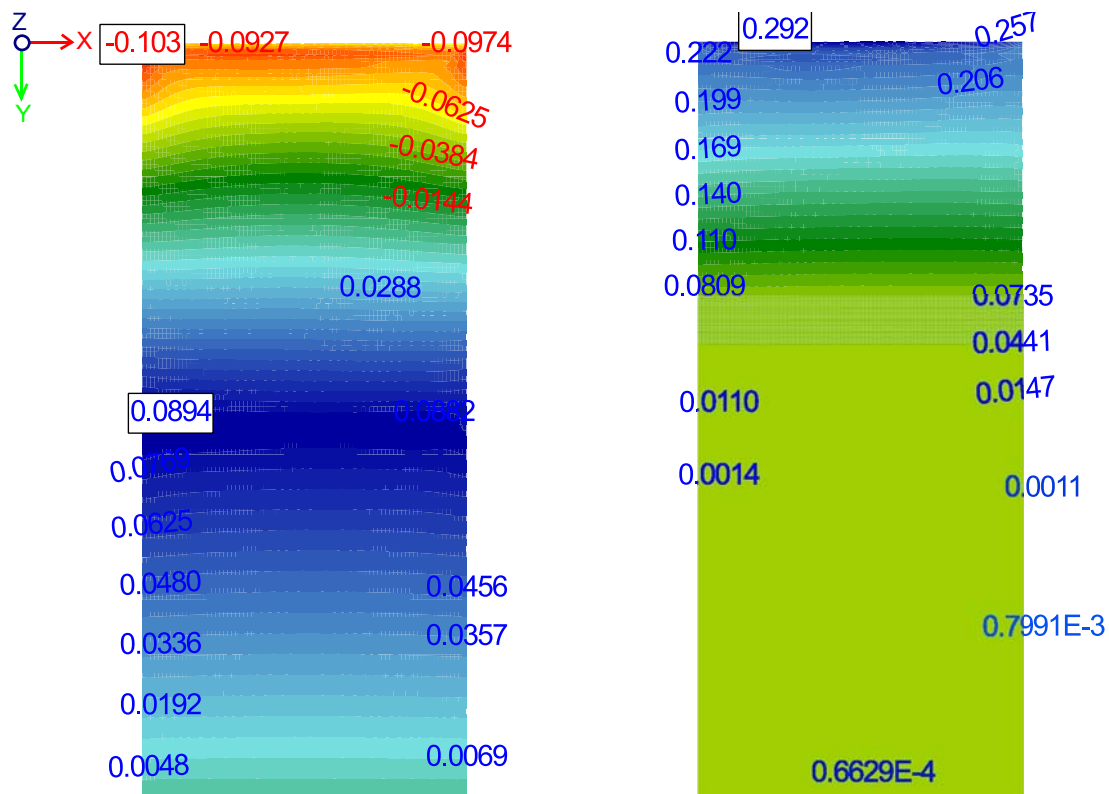


Abb. 7.4 Spannungen in Y oben [MPa] (links), Spannungen in Y unten [MPa] (rechts)

Das Eigengewicht wird vollständig in den Auflagerbereich A eingeleitet. Die Druckspannung, welche in Abb. 7.4 (links) an der Oberseite ersichtlich ist, lässt sich mit der exzentrischen Auflagerbedingung (Abb. 7.3) der Fassade erklären. Nach unten nimmt die Spannung in Y-Richtung ab.

Temperaturlast

Es wird eine gleichförmige Temperaturdifferenz von + 70 °C berechnet. Dabei wird von einer Einbautemperatur von + 10 °C ausgegangen, wodurch sich eine maximale Temperatur von + 80 °C ergibt. Durch die zwangsfreie Lagerung, kann sich das Fassadenelement frei verformen. Zusätzlich kann festgestellt werden, dass sich im Textil eine gleichmäßige Zugspannung von 5,19 MPa bildet (Abb. 7.5, rechts). Diese entsteht aufgrund der unterschiedlichen Temperaturexpansionskoeffizienten von Beton und Textil. In der Verformungsfigur wird die Verschiebung ausgehend vom Festpunkt angezeigt. Es entsteht eine Verformung von 2,66 mm. Diese stimmt mit der Verformung, welche in Kapitel 6.2.1 berechnet wird, überein.

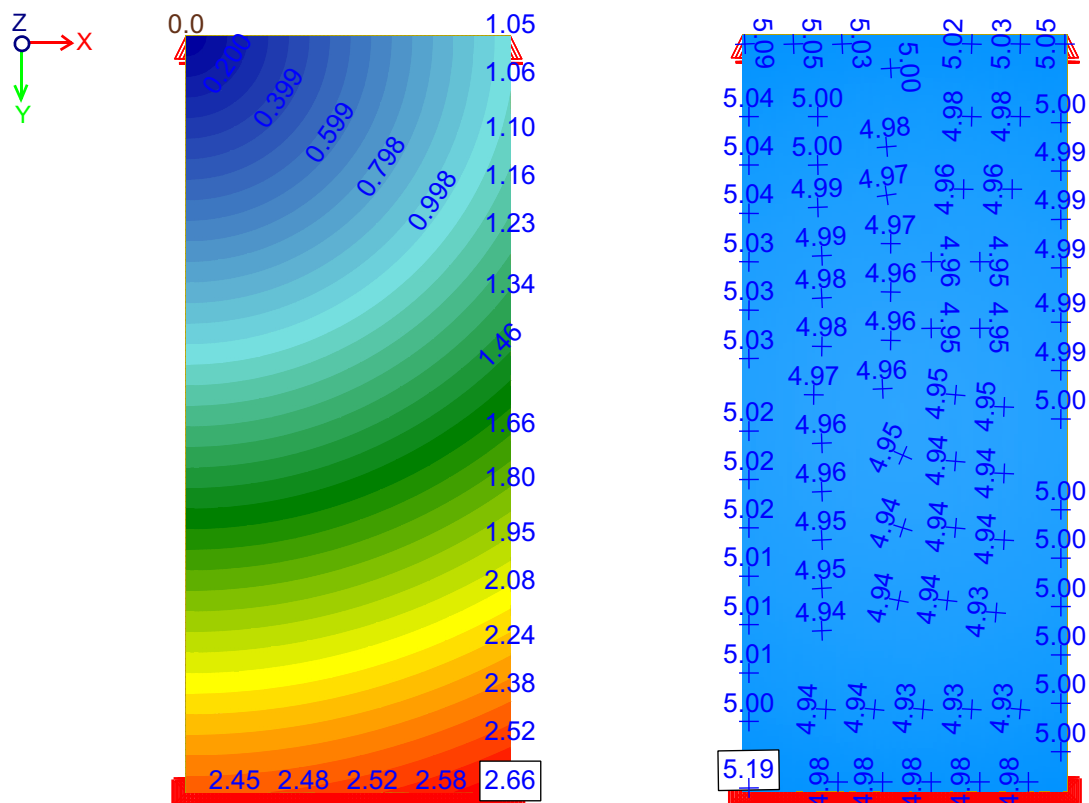


Abb. 7.5 Verschiebung [mm](links), Spannungen [MPa] in Y im Gelege (rechts)

Bei Behinderung der Auflager A und C in Y-Richtung entstehen in der Fassade große Spannungen, da die Ausdehnung blockiert wird. In diesen Fall spielt die Position der Auflager in Z-Richtung eine entscheidende Rolle. Bei zentrischer Lagerung entstehen im Betonquerschnitt reine Druckkräfte welche eine positive Auswirkung auf Lasten in Z-Richtung, wie zum Bei-

spiel Windlasten, haben. Der Querschnitt wird dabei überdrückt. Bei Lasten in Z-Richtung muss erst die Dekompression erreicht werden, bis der Beton Zugspannungen aufbauen kann. Realitätsnäher ist die Auflagerposition an der Unterseite der Fassade (Abb. 7.3). Bei dieser Lagerung entsteht bei Temperaturbelastung ein Moment, welches Zugspannungen an der Oberseite der Fassadenfläche hervorruft. Bei Blockierung der Auflager wird an der Oberseite der Fassade die Zugfestigkeit des Betons erreicht und es entstehen darauffolgend Risse an der Betonoberfläche. Diese sind in Abb. 7.6 im Bereich der Auflager A und C ersichtlich, hier fällt die Spannung des Betons an der Oberseite auf null ab und es entstehen Risse (grau eingefärbt). Die Durchbiegung ist in diesem Bereich am höchsten, da der Querschnitt dort an Steifigkeit verliert.

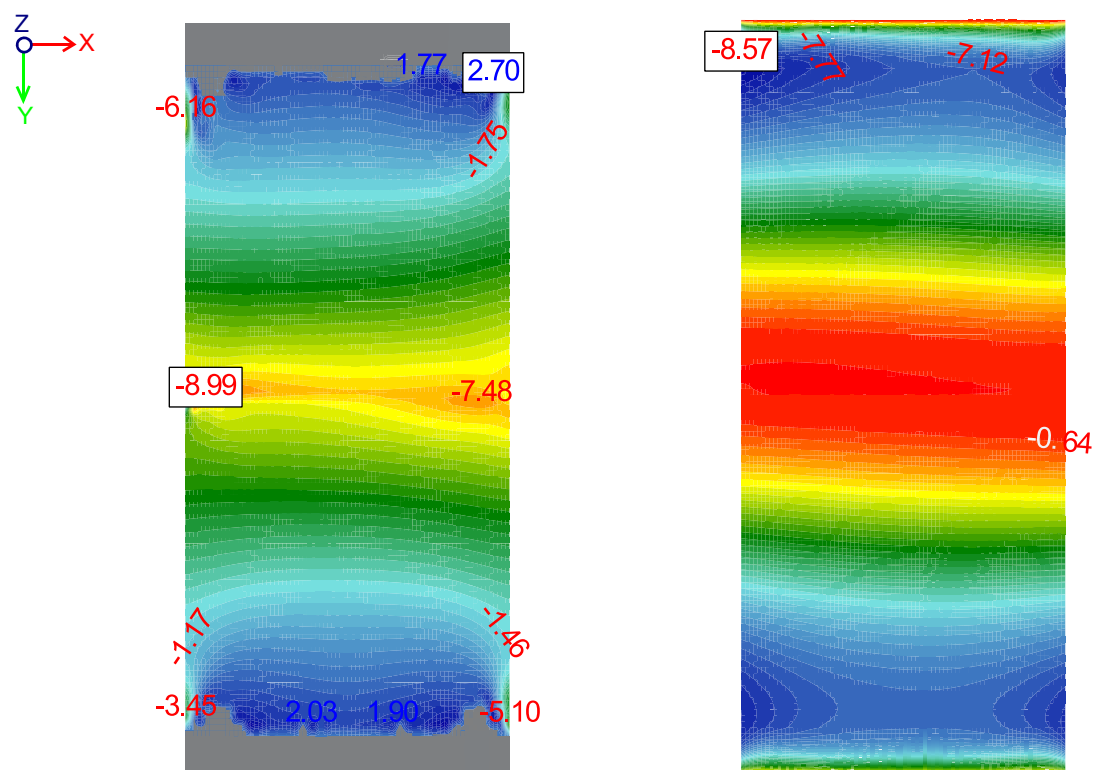


Abb. 7.6 Spannungen in Y oben [MPa] (links), Spannungen in Y unten [MP (rechts)

Windbelastung

Die Windlast wird aus Kapitel 7.2.2 herangezogen. Die Untersuchung beschränkt sich anfänglich allgemein auf das Gebäude. Der Randbereich wird nicht untersucht. Die Belastung wirkt normal mit $0,48 \text{ KN/m}^2$ auf die Fassadenfläche. Durch die Windlast wird keine Rissbildung erreicht. Der Querschnitt befindet sich im Zustand I. Die maximale Zugspannung liegt bei $3,32 \text{ MPa}$ (Abb. 7.7, links). Mit zunehmender Laststeigerung wird das Stützmoment maßgebend, daraus resultiert das Reisen der Fassade an der Oberseite.

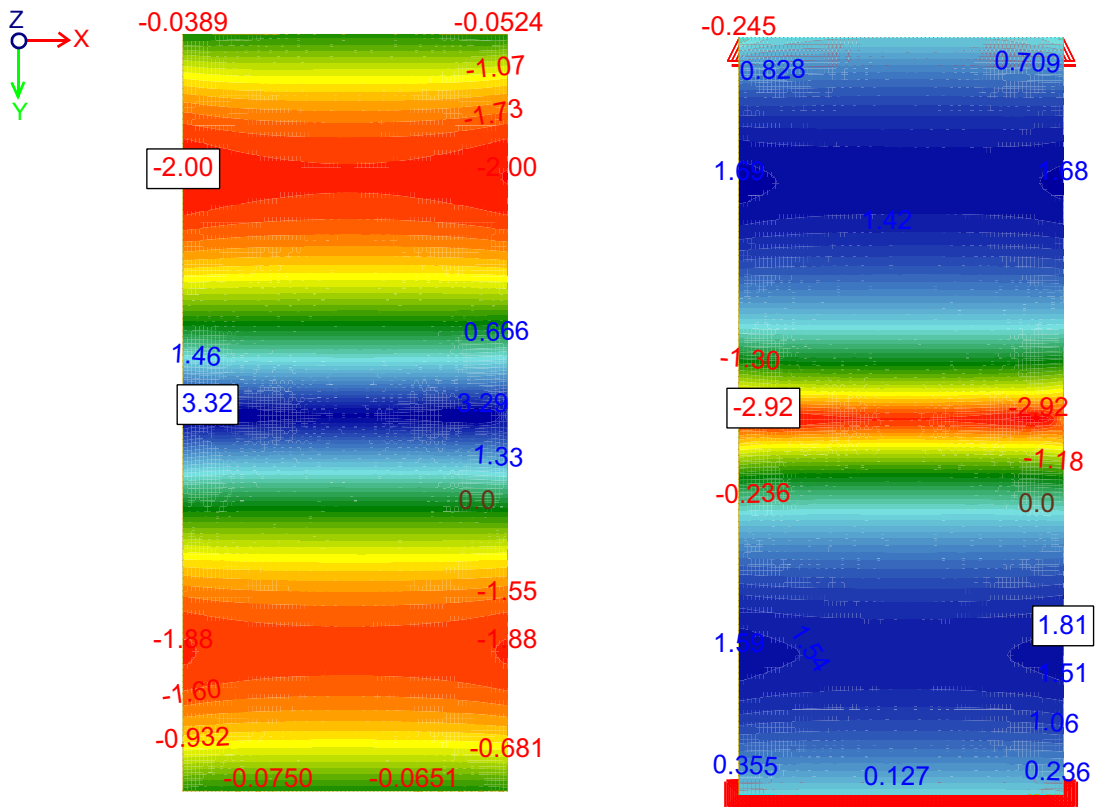


Abb. 7.7 Spannungen in y oben [MPa] (links), Spannungen in y unten [MPa] (rechts)

7.3.1.1 Bemessung

Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS)

Das maximal erreichbare Moment wird bei Zustand II laut Krüger analytisch als Vergleich berechnet. Ist der Querschnitt ungerissen (Zustand II), wird die numerische Berechnung als Ergebnis herangezogen. Die resultierende Belastung wird aus Kapitel 7.2.4 übernommen.

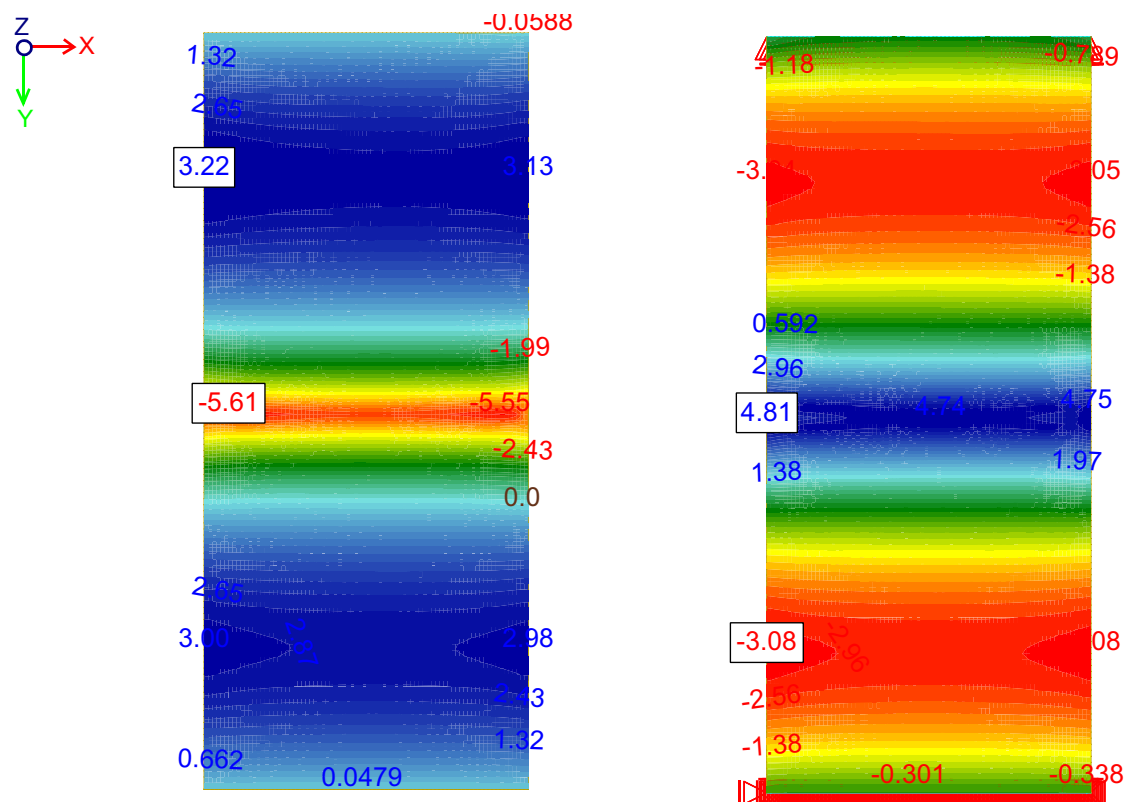


Abb. 7.8 Spannungen in y unten [MPa] (links), Spannungen in y oben [MPa] (rechts)

In Abbildung (Abb. 7.8) ist ersichtlich, dass der gesamte Querschnitt unter einer maximalen Zugspannung von 5 MPa bleibt. Somit ist der Querschnitt ungerissen und die numerische Berechnung kann als Ergebnis verwendet werden.

Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS)

Als maßgebender Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit wird die seltene Kombination betrachtet, welche in Kapitel 7.2.4 angeführt wird. Anhand dieser Kombination wird eine mögliche Rissbildung überprüft.

Aufgrund des dazukommenden Eigengewichts kann ein geringfügiger Spannungszuwachs zur reinen Windbelastung (Abb. 7.7) im oberen Bereich (Abb. 7.9) festgestellt werden.

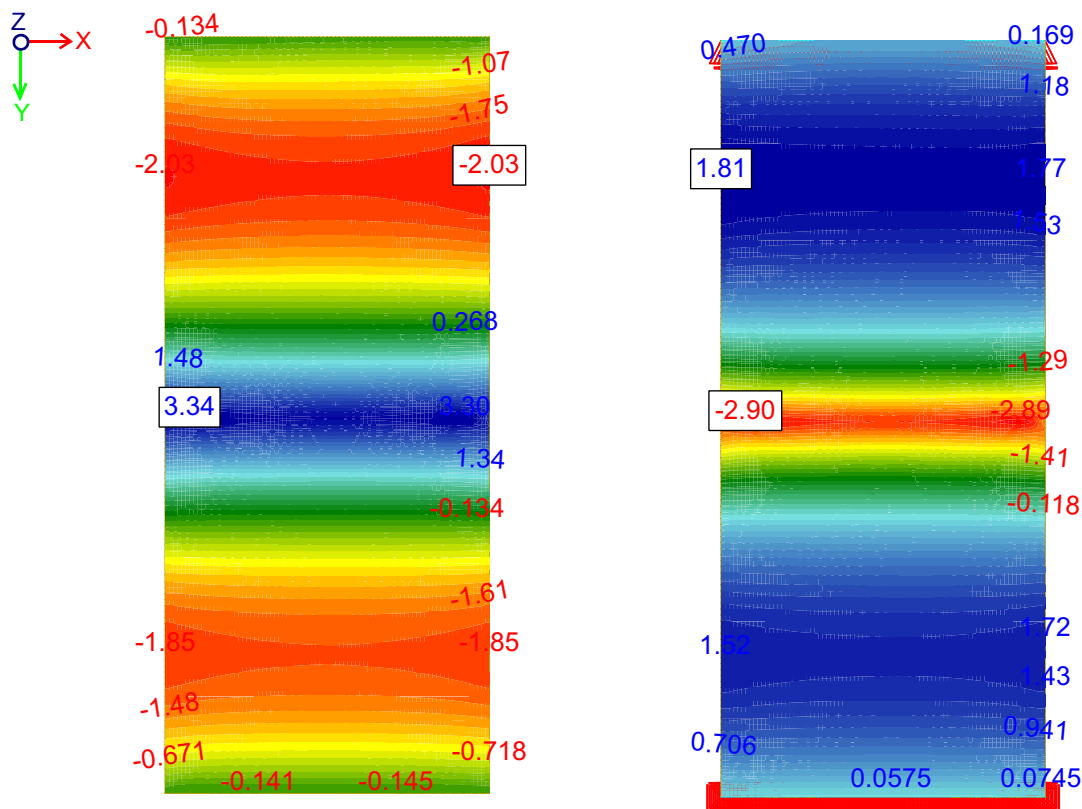


Abb. 7.9 Spannungen in y oben [MPa] (links), Spannungen in y unten [MPa] (rechts)

Die gesamte Fläche der Fassade ist ungerissen. Die maximalen Zugspannungen treten im Stützbereich auf (Abb. 7.9, links).

7.3.2 Variation der Auflagerposition

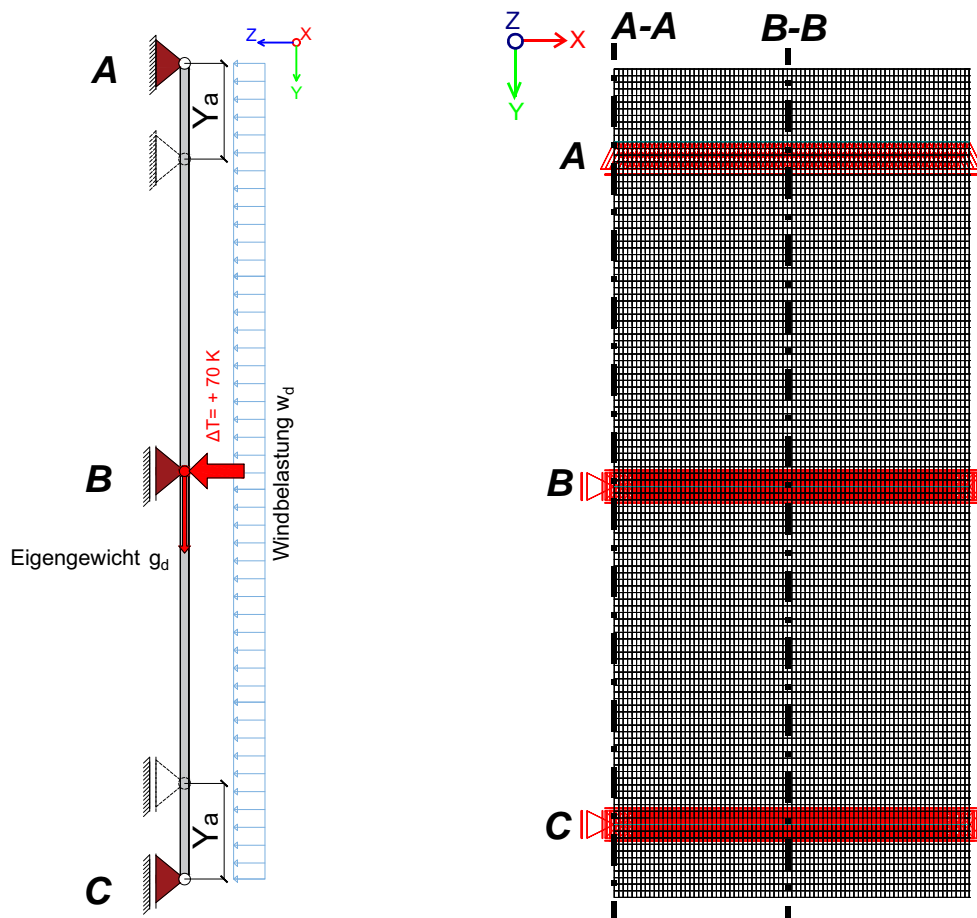


Abb. 7.10 Fassadensystem

Im nächsten Schritt wird die Position der beiden Auflager schrittweise um den Abstand Y_a nach innen verschoben. Als Einwirkung wird die SLS-Kombination (7.3.1.1) herangezogen. Die Windlast wird für einen allgemeinen Bereich angenommen. Aus der Studie soll die optimale Lage der Auflager A und C hervorgehen, damit das maßgebende Stützmoment (Abb. 7.9) im Bereich B abgeschwächt wird. Ein wichtiger Faktor ist die Verformung am dadurch entstehenden freien Rand des Elementes.

Die Bauteilstärke wird mit 16 mm gewählt, damit im Element keine Risse entstehen. Die Materialien sowie die Auflagerbedingungen bleiben unverändert. Lediglich der Abstand Y_a (Abb. 7.10) wird in 10 cm Schritten gleichzeitig nach innen verschoben. Eine Reduzierung der Schrittweite ist wegen der Auflagerbreite der Unterkonstruktion nicht sinnvoll.

In Abb. 7.11 und Abb. 7.12 wird der Spannungsverlauf in der Achse B-B an der Ober- und Unterseite der Fassade gezeigt.

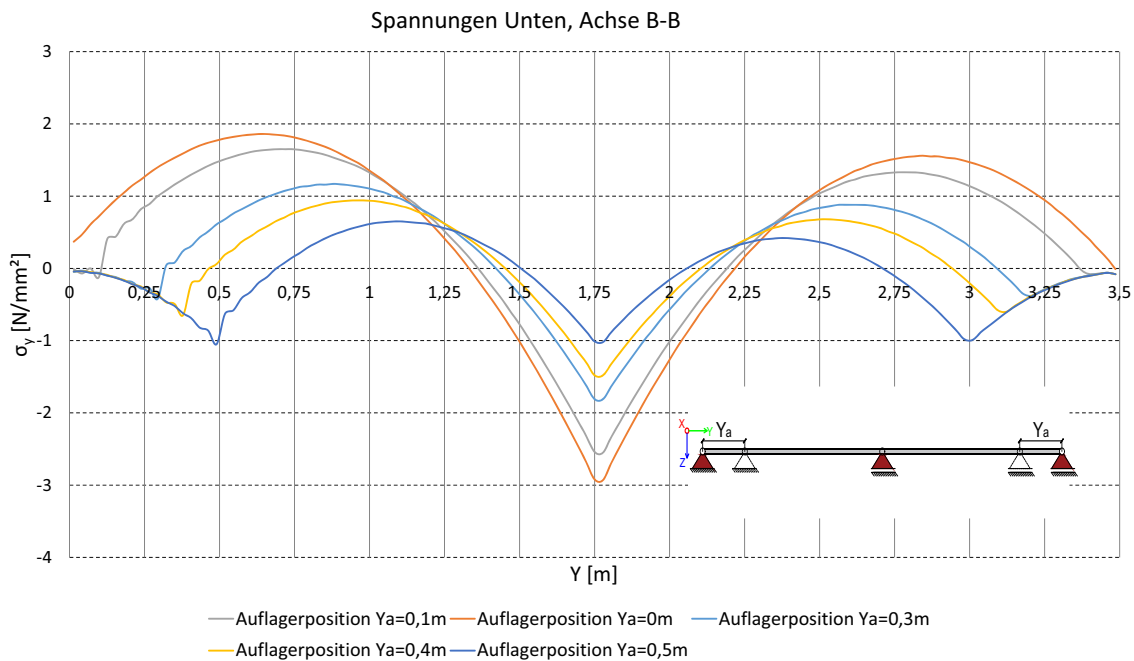


Abb. 7.11 Spannungen Unten in Abhängigkeit der Auflagerposition.

Durch die Verschiebung der Auflager wird die Spannung im Auflager B reduziert. Zudem entsteht in den Auflagern A und C ein Stützmoment. Es bildet sich ein Stützmoment wie im Auflager B. Bei einer Verschiebung größer als $Y_a = 0,5\text{ m}$ werden die Spannungen im Auflager A und C größer als die im Auflager B

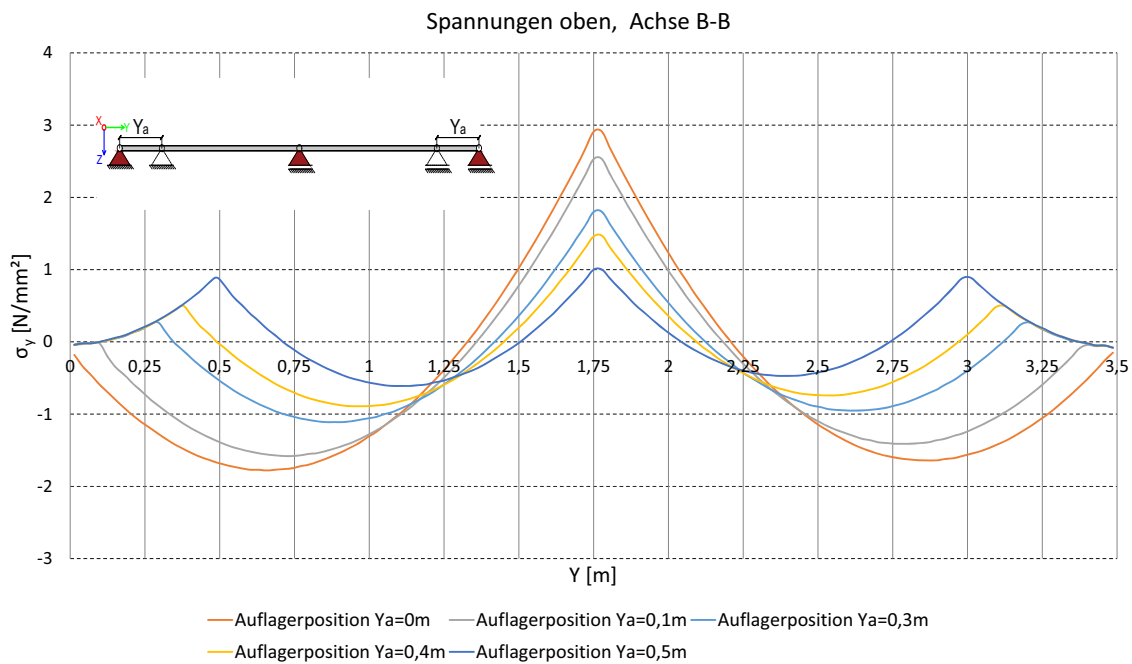


Abb. 7.12 Spannungen Oben in Abhängigkeit der Auflagerposition

Bei 5 MPa reißt der Beton. Die in Abb. Abb. 7.11 und Abb. 7.12 gezeigten Spannungen sind deutlich geringer, deshalb können höhere Belastungen auftreten. Durch die Verschiebung der Auflagerposition sind eine deutlich höhere Belastung oder ein geringerer Bauteilquerschnitt möglich.

Als optimal stellt sich eine Verschiebung von $Y_a = 0,5$ m heraus. Hier bleiben die Zugspannungen in den Auflagern annähernd gleich (Abb. 7.12).

7.3.3 Variation der Plattenstärke

Die Plattenstärke t (Abb. 7.13) wird verringert, bis die Zugfestigkeit des Betons erreicht wird. Dabei wird das zuvor gewonnene System (Kapitel 7.3.2) verwendet. Die Plattenstärke wird in 1 mm Schritten verringert.

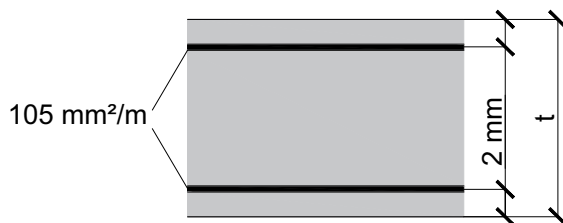


Abb. 7.13 Querschnitt Platte

Die Auflager A und C (Abb. 7.10) sind 0.5 m nach Innen versetzt. Die Platte wird anschließend mit dem maßgebenden SLS-Lastfall belastet. Wird die maximale Betonzugspannung von 5 MPa erreicht, wird anschließend eine Kontrolle der Verformung durchgeführt. Anschließend wird maximale Traglast laut Krüger [4] Kapitel 5.1.1 ermittelt und mit dem vorliegenden System bemessen.

Das Ergebnis der Iteration in 1 mm Schritten, liefert eine Plattenstärke $t = 8$ mm. Bei $t = 7$ mm entstehen im Auflagerbereich B Risse.

Bei einer Stärke von 8 mm, erhält man maximale Zugspannungen von 4 MPa (Abb. 7.15). Die maximale Betonzugspannung ist daraus folgend nicht erreicht. Eine kleinere Schrittweite als 1 mm ist aus produktionstechnischer Sicht nicht sinnvoll. Deshalb bleibt die Plattenstärke $t = 8$ mm der Grenzwert

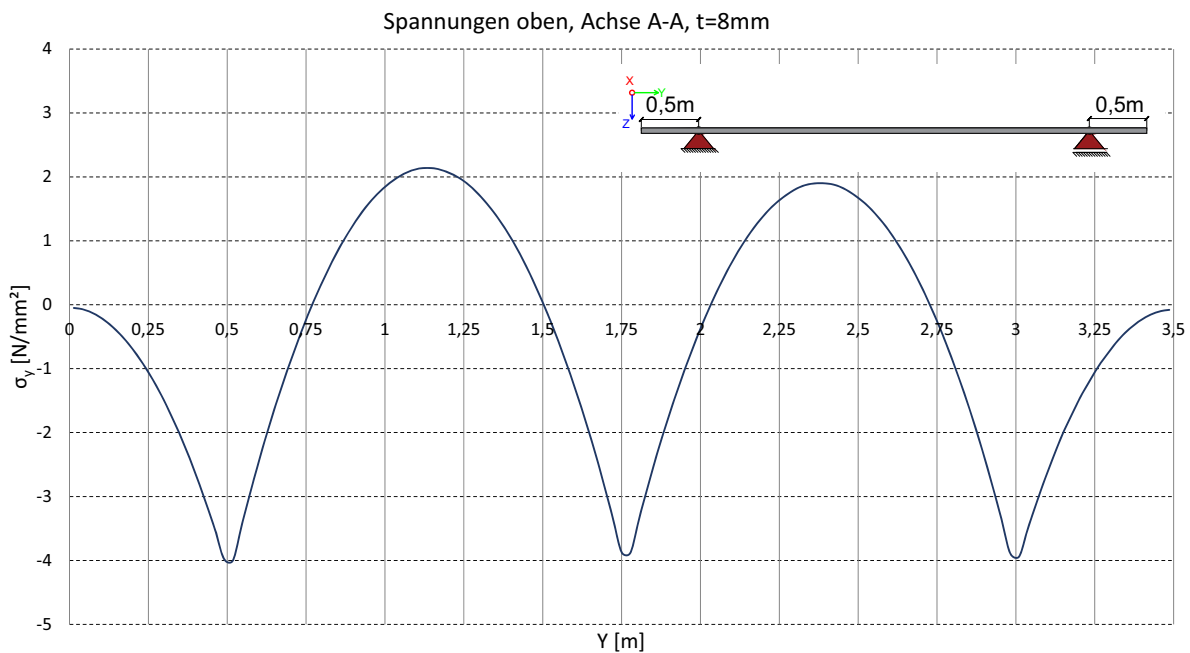


Abb. 7.14 Spannungen In Y Richtung aus SLS Belastung an Betonunterseite

Ein weiterer Effekt, welcher in beiden Abbildungen (Abb. 7.14 und Abb. 7.15) ersichtlich ist, ist die Abnahme der maximalen Zug als auch Druckspannung nach unten. Die Reduzierung entsteht durch die Abnahme des Eigengewichts, welches in Abb. 7.4 ersichtlich ist.

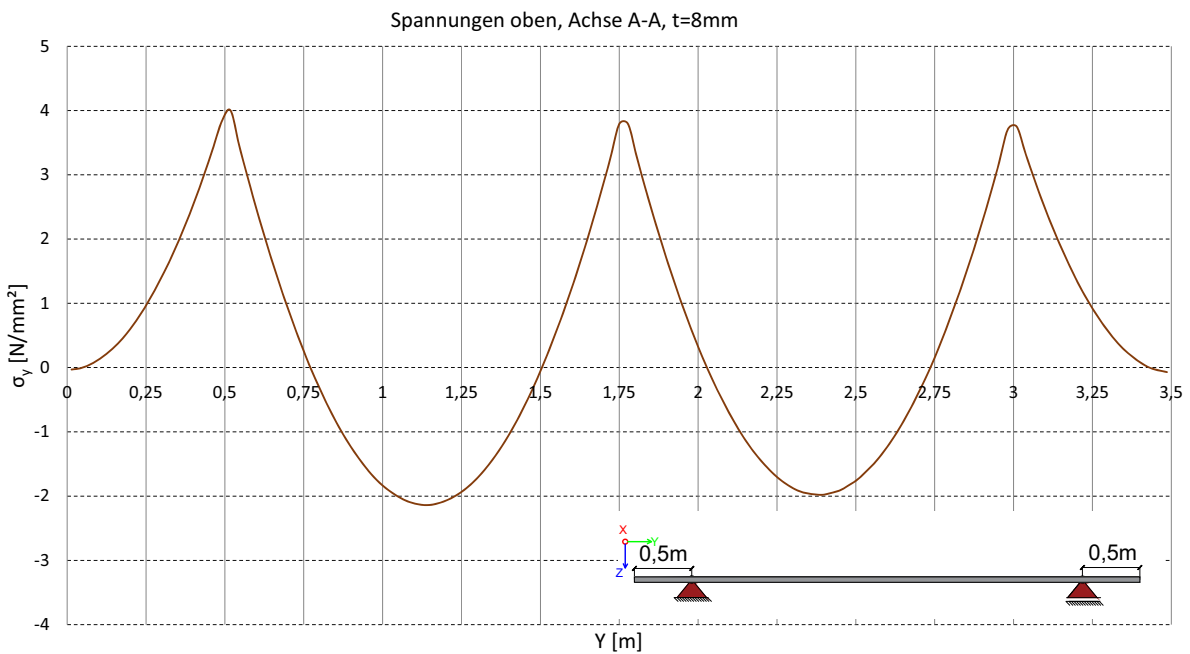


Abb. 7.15 Spannungen In Y-Richtung oben

In Abb. 7.16 und Abb. 7.17 wird die Verformung in Y-Richtung und Z-Richtung gezeigt. Dabei wird auch ein Vergleich der Berechnungsmethoden Theorie 3. Ordnung, nichtlineare Berechnung des Materialmodells sowie die lineare Berechnung durchgeführt.

In den beiden Verformungsfiguren (Abb. 7.16 und Abb. 7.17) kann der Unterschied der Berechnungsmethoden aufgezeigt werden. Die Berechnungsmethoden werden in Kapitel 4.3 näher erklärt. Die Unterschiede der linearen Berechnung sowie der nichtlinearen Berechnung sind minimal und im Diagramm nicht erkennbar. Die Abweichungen zum Berechnungsmodell Theorie 3. Ordnung kann wie folgt begründet werden. Im Bereich 0 m-0,5 m entstehen Drucknormalkräfte im System. Die Theorie 3. Ordnung berücksichtigt das Ausweichen des Querschnitts. Deshalb entsteht ein höheres Biegemoment, welches die Verformung vergrößert. Im restlichen Teil entstehen durch das Eigengewicht, Zugkräfte im Querschnitt. Die Theorie 3. Ordnung berücksichtigt diese Zugkräfte bei der Ermittlung der Verformung. Daraus folgt die geringere Verformung in diesem Bereich. Bei Abnahme der Zugkraft wird die Abweichung der Berechnungsmodelle geringer.

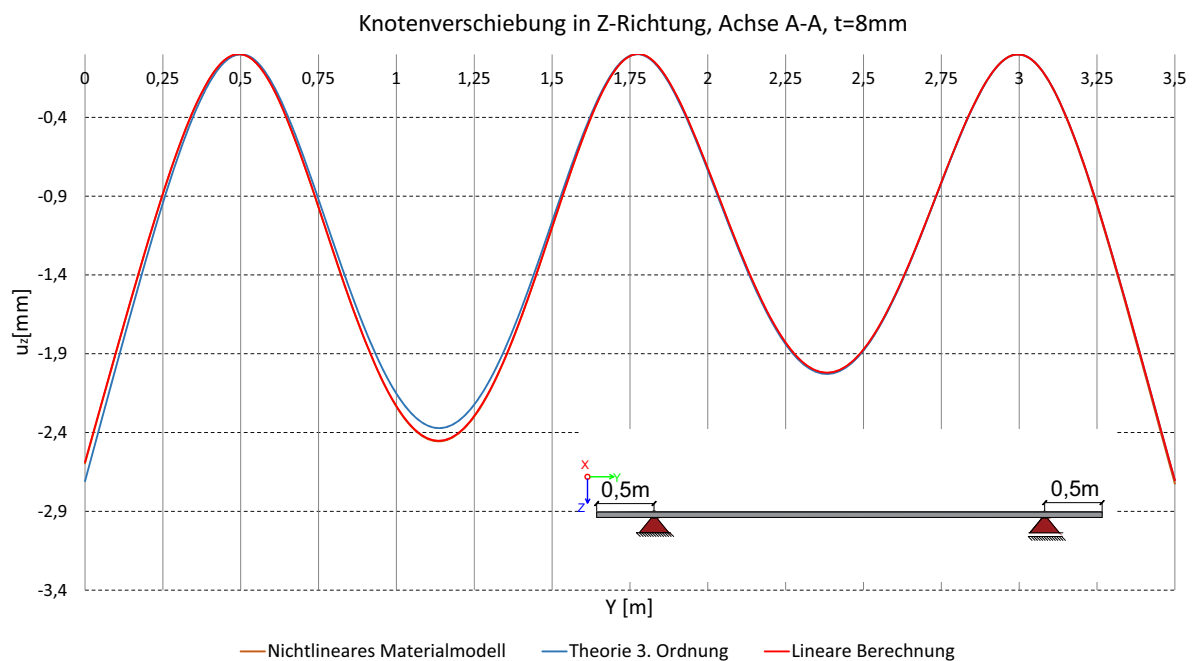


Abb. 7.16 Verformung in Z-Richtung (Vergleich der Berechnungsarten)

Die Verformung in Z-Richtung, wird mit dem Programm Ruckzuck [31] überprüft (siehe Anhang A.4). Als E-Modul wird dabei ein verschmiertes E-Modul aus Gelege und Beton, welches aus dem N-Ziffer Verfahren hervorgeht, verwendet. Die Ergebnisse stimmen mit der hier vorliegenden Simulation überein.

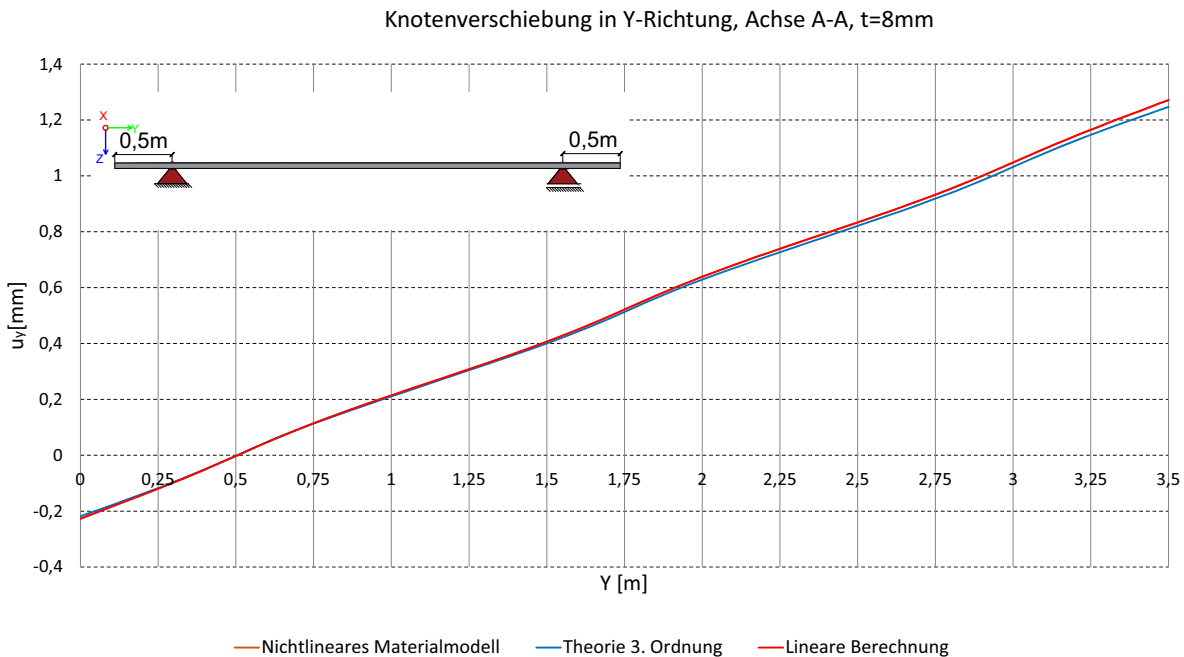


Abb. 7.17 Verformung in Y-Richtung (Vergleich der Berechnungsarten)

ULS-Bemessung

Die Biegetragfähigkeit wird laut Krüger [4] (Kapitel 5.1.1) ermittelt. Für die Bemessung wird das maximale Moment in der Y-Achse verwendet (Abb. 7.18).

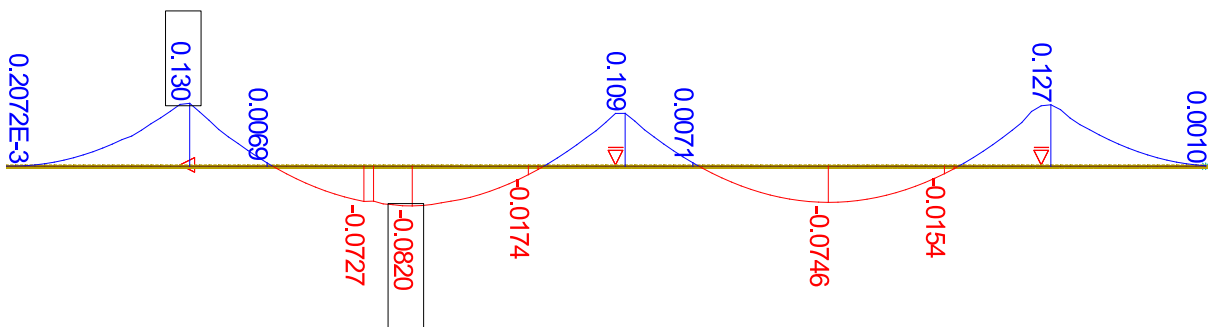


Abb. 7.18 Moment in Y Richtung [KNm]

Der Querschnitt ist überbewehrt, deshalb kann man von einem Betonversagen ausgehen. Die Berechnung des maximal aufnehmbaren Biegemoments erfolgt mittels Tabellenkalkulationsprogramm (Excel). Die Berechnung wird im Anhang A.5 angeführt.

$$R_{ed} > E_{ed,ULS}$$

$$R_{ed} = 0,58 \text{ KNm}$$

$$E_{ed,ULS} = 0,13 \text{ KNm}$$

$$0,58 \text{ KNm} > 0,13 \text{ KNm}$$

Debei ist:

- $E_{ed,ULS}$ Bemessungswert der Beanspruchung (Abb. 7.18) infolge der maßgebenden
Einwirkungskombination (Kapitel 7.2.4, ULS)
- R_{ed} Bemessungswert des Tragwerkswiderstandes laut Krüger [4] (Anhang A.5)

7.4 Punktlagerung

In dieser Studie wird das Linienlager durch 6 Punktlager ersetzt. Das Ziel ist die Ermittlung der optimalen Auflagerposition der 6 Auflager. Des Weiteren wird das Tragverhalten einer 5-punktgelagerten Platte untersucht. Zudem wird die Platte in der Breite vergrößert, bis eine maximale Betonzugspannung von 5 MPa im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit erreicht wird. Es werden zudem die Steifigkeiten der Auflagerpunkte variiert.

System

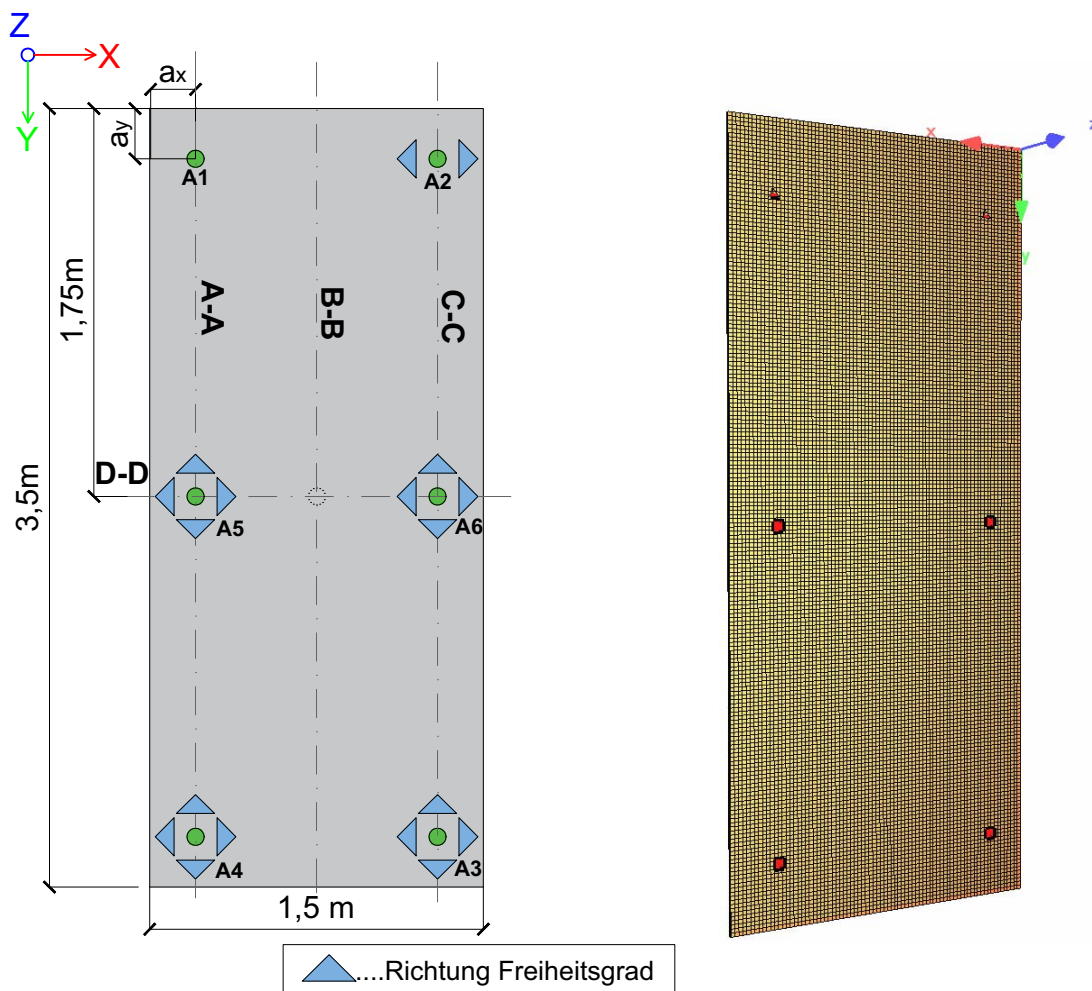


Abb. 7.19 Fassadensystem inkl. Freiheitsgrade (links), Systemvisualisierung (rechts)

Das System (Abb. 7.19) ist zwangsfrei gelagert, indem das Auflager A1 in allen Achsen festgehalten wird. Das Auflager A2 ist in der Y- und Z-Achse gehalten. Die Auflager A3-A6 sind in der Z-Achse gehalten (Tab. 7.8). Auflager A1 und A2 übernehmen somit das Eigengewicht

des Fassadenelements. Als Einwirkung wird die in Kapitel 7.2.4 ermittelte SLS - Einwirkungskombination herangezogen.

Tab. 7.8 Lagerung

Auflager	PZ	PX	PY
A1	•	•	•
A2	•		•
A3	•		
A4	•		
A5	•		
A6	•		

7.4.1 Variation des Auflagerabstands a_y

Im ersten Schritt wird der Abstand a_y verändert. Der Abstand a_x wird mit 20 cm fixiert. Die Bandbreite der Variablen a_y liegt zwischen 20 cm und 100 cm. Der Abstand wird immer um 10 cm erhöht. Als Grenzwert wird die maximale Betonzugspannung von 5 MPa verwendet.

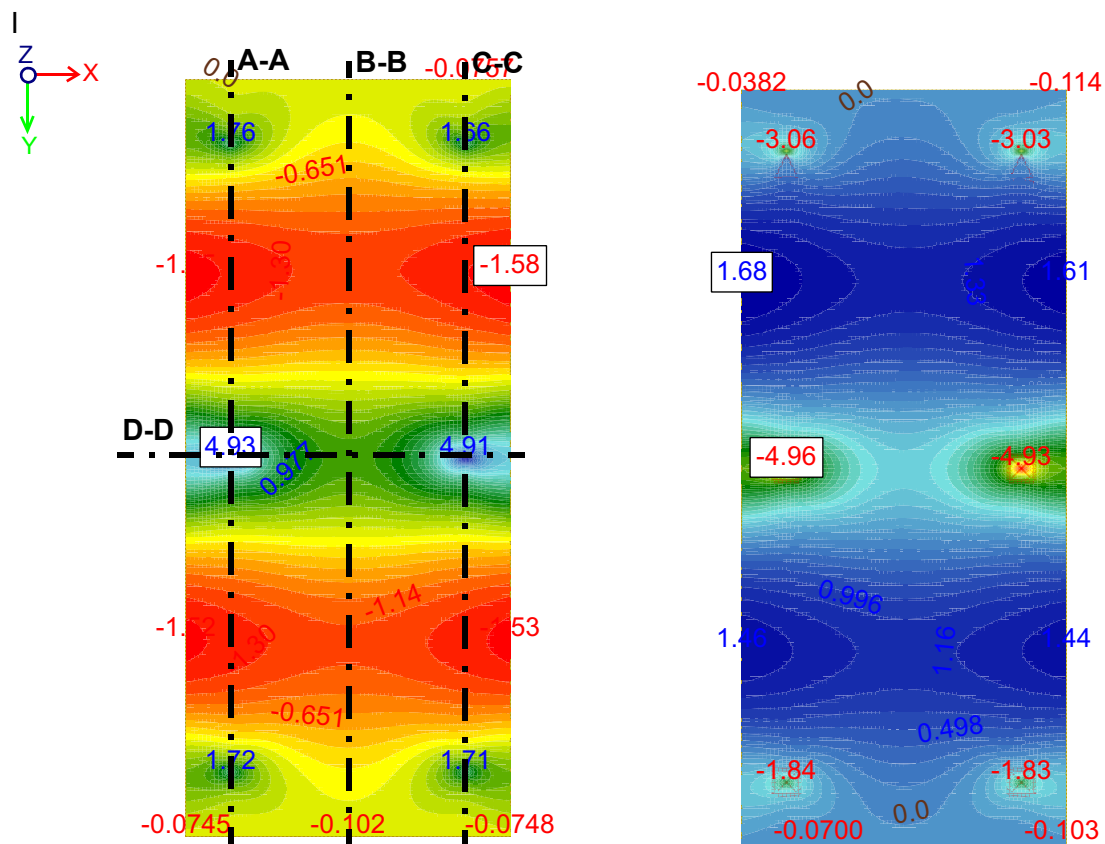


Abb. 7.20 Spannungen in Y oben [MPa] (links), Spannungen in Y unten [MPa] (rechts), $a_y = 0,3m$ $a_x = 0,2m$

In Abb. 7.20 ist der Spannungsverlauf in Y-Richtung aufgezeigt. Dabei kann die maßgebende Achse A-A erkannt werden, in der die höchsten Spannungen auftreten. Da die Spannweite in der X-Achse kleiner als die Spannweite in die Y- Achse ist, wird die Spannung in Y maßgebend.

In Abb. 7.21 und Abb. 7.22 werden die Spannungen in Y-Richtung an der Oberseite sowie an der Unterseite der Fassade für die Achse A-A gezeigt. Die Auflager A1, A2, A3 und A4 werden in 10 cm Schritten nach innen verschoben. Bei $a_y = 30$ cm wird im Auflager A5 eine Spannung kleiner als 5 MPa erreicht, das heißt die Fassade ist ab $a_y = 30$ cm ungerissen. Je größer der Abstand a_y , desto kleiner werden die Spannungen im Auflager A5.

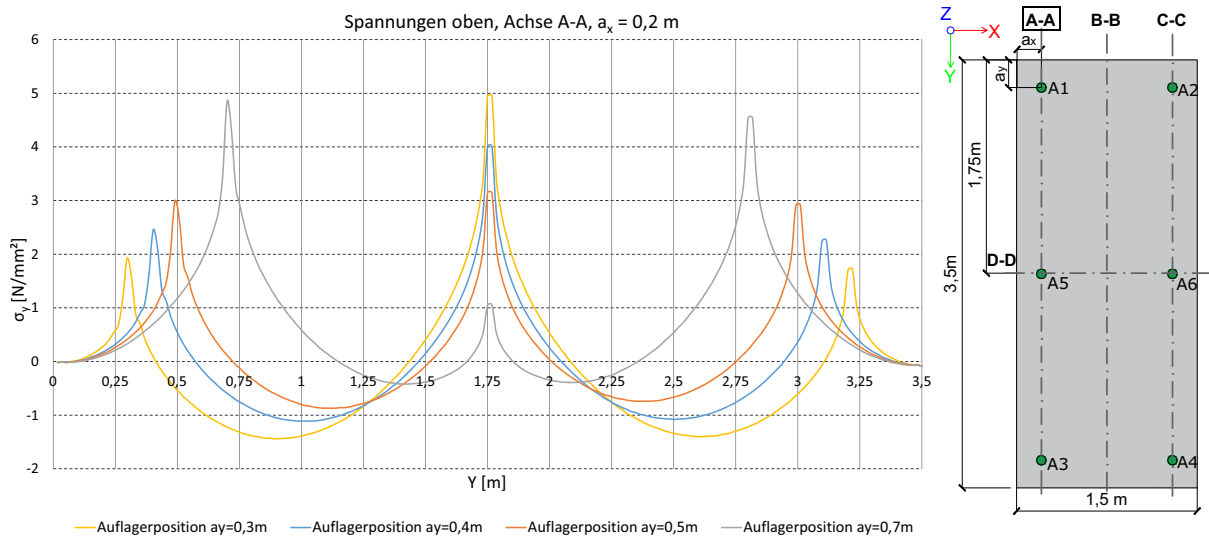


Abb. 7.21 Spannungen in Y oben Achse A-A

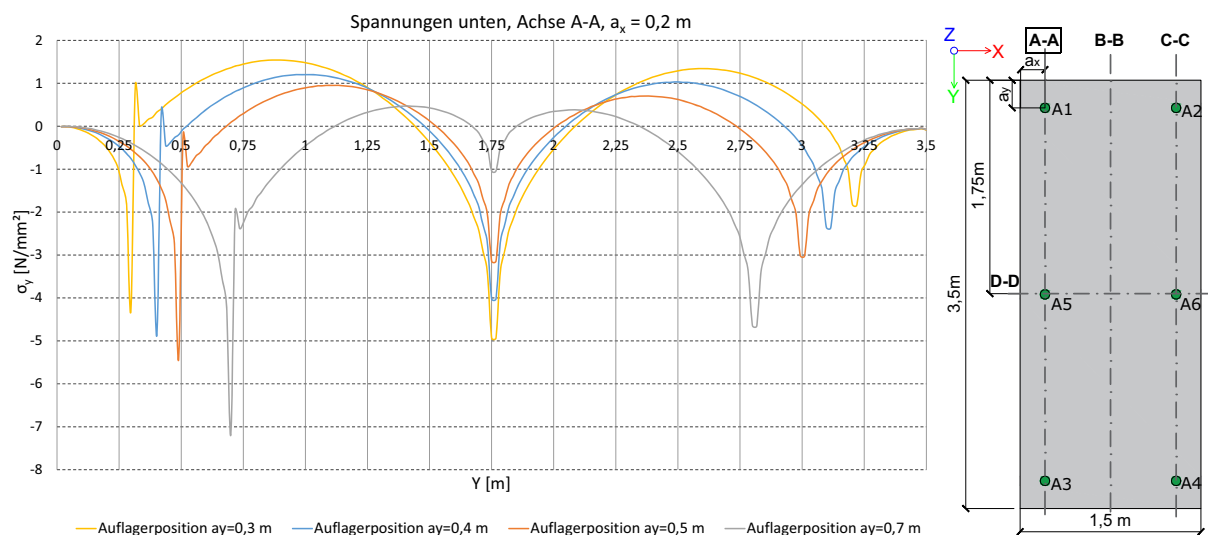


Abb. 7.22 Spannungen in Y unten Achse A-A

An der Unterseite der Fassade im Bereich der Auflager sind hohe Druckspannungskonzentrationen ersichtlich (Abb. 7.22). Der Abfall der Druckspannung in Y-Richtung im Auflager A1 entsteht durch das Eigengewicht, welches im Auflager eingeleitet wird. Je größer der Abstand a_y wird, desto höher ist die Druckspannung. Dies lässt sich mit der darüber liegenden Fassadenfläche erklären. Der Spannungsabfall im Auflager wird nach innen immer geringer, da das Eigengewicht, welches nach unten eingehängt wird, kleiner wird.

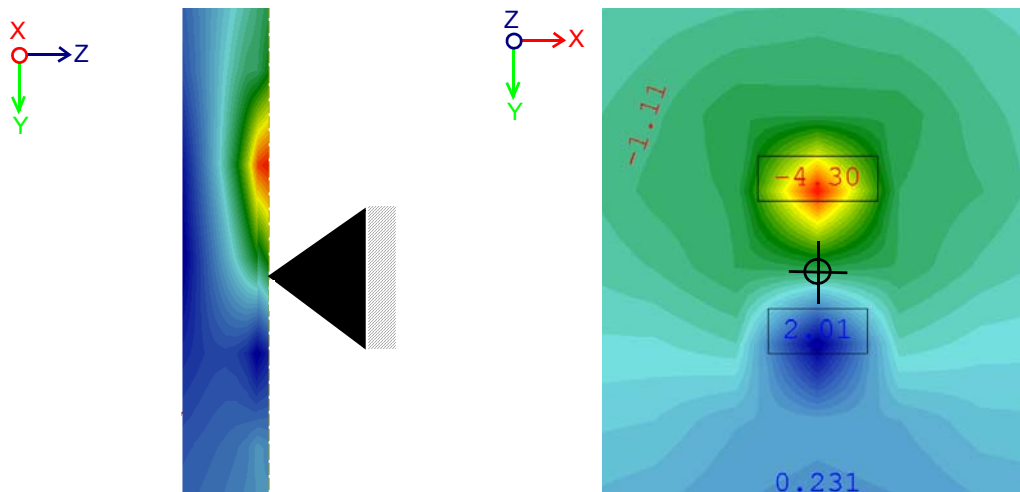


Abb. 7.23 Knoten Spannungsverlauf in Y-Richtung, Schnitt YZ (links), Schnitt XY (rechts), $a_y = 0,3m$ $a_x = 0,2m$, in [MPa]

Abb. 7.23 zeigt den Spannungsverlauf zufolge Eigengewicht in Y-Richtung im Auflagerbereich. Direkt beim Auflagerpunkt gibt es keine Dehnung in Y-Richtung. Dies lässt schließen, dass in diesen Bereich auch keine Spannung vorhanden ist. Vor dem Auflager lässt sich punktuell eine erhöhte Druckspannung auf der darüber liegenden Fassadenfläche, sowie eine erhöhte Zugspannung auf der darunterliegenden Fläche feststellen. Die Grafik wird auf Grundlage der Knotenspannungen erstellt und ihre Werte sind deshalb höher, als die bis jetzt gezeigten Werte der Elementenmittelspannungen.

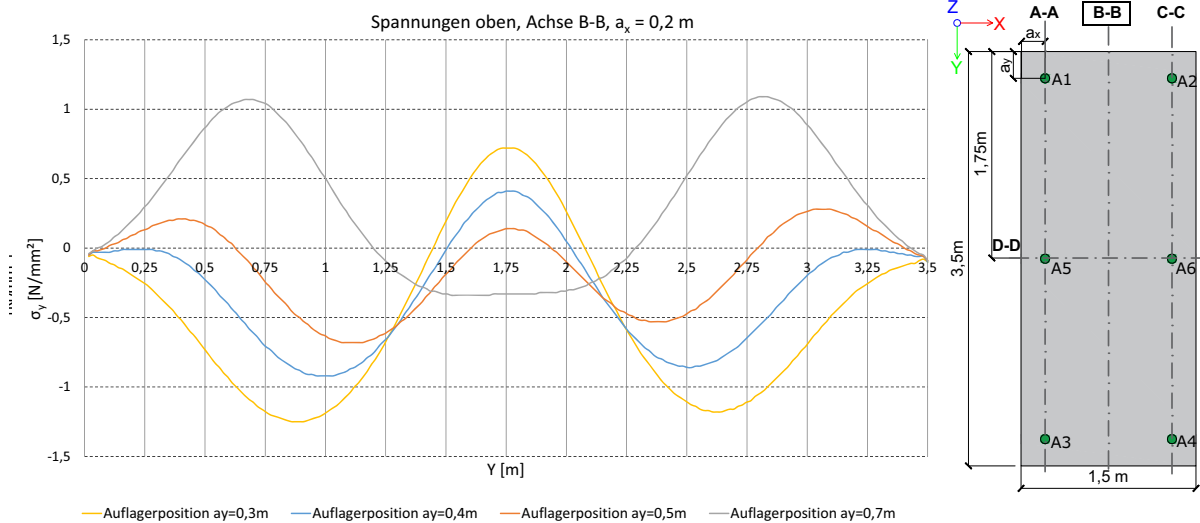


Abb. 7.24 Spannungen in Y oben Achse B-B

Abb. 7.24 und Abb. 7.25 zeigen die Spannungen in Y-Richtung auf der Mittelachse B-B. Dort kann bei zunehmender Verschiebung der Auflager nach innen eine Änderung der Spannungsverhältnisse festgestellt werden. Die Zugspannungen in der Mitte sinken (Abb. 7.24) deutlich ab. Bei einer Verschiebung $a_y = 0,7 \text{ m}$ entsteht an der Oberseite der Platte auf der Achse D-D eine Druckspannung, da der Einfluss der Auflager A5 und A6 immer geringer wird.

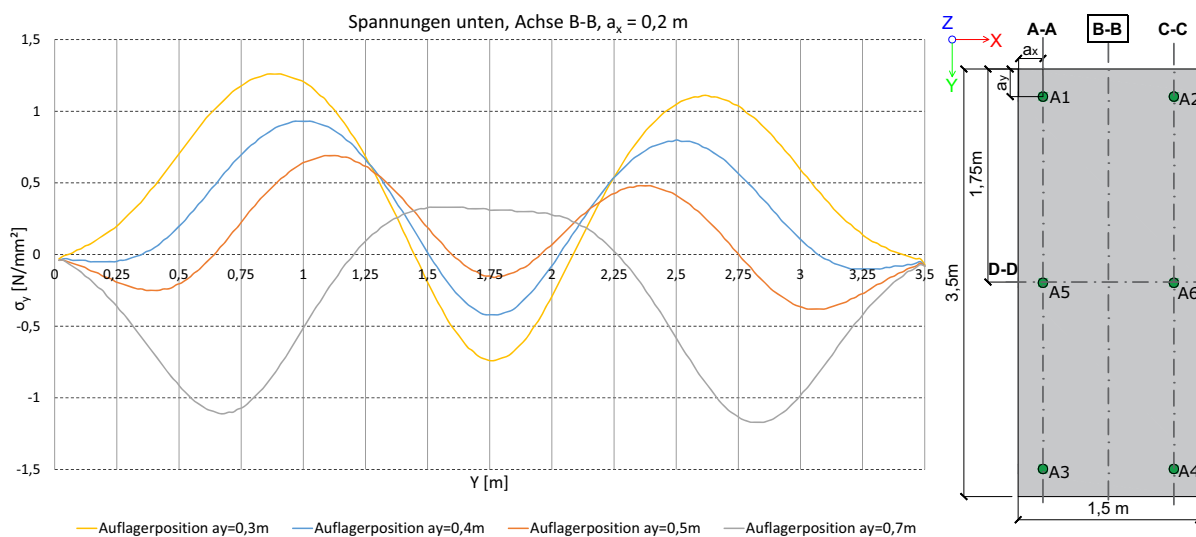


Abb. 7.25 Spannungen in Y unten Achse B-B

7.4.2 5-punktgelagertes Element

Anschließend wird das Auflager A6 entfernt und das Auflager A5 in die Mitte verschoben. Abb. 7.26 zeigt die Abmessungen des Fassadenelements sowie die Lagerbedingungen. Es wird untersucht, ob ein 5-punktgelagertes Fassadenelement unter den angegebenen Abmessungen ohne eine Rissbildung möglich ist.

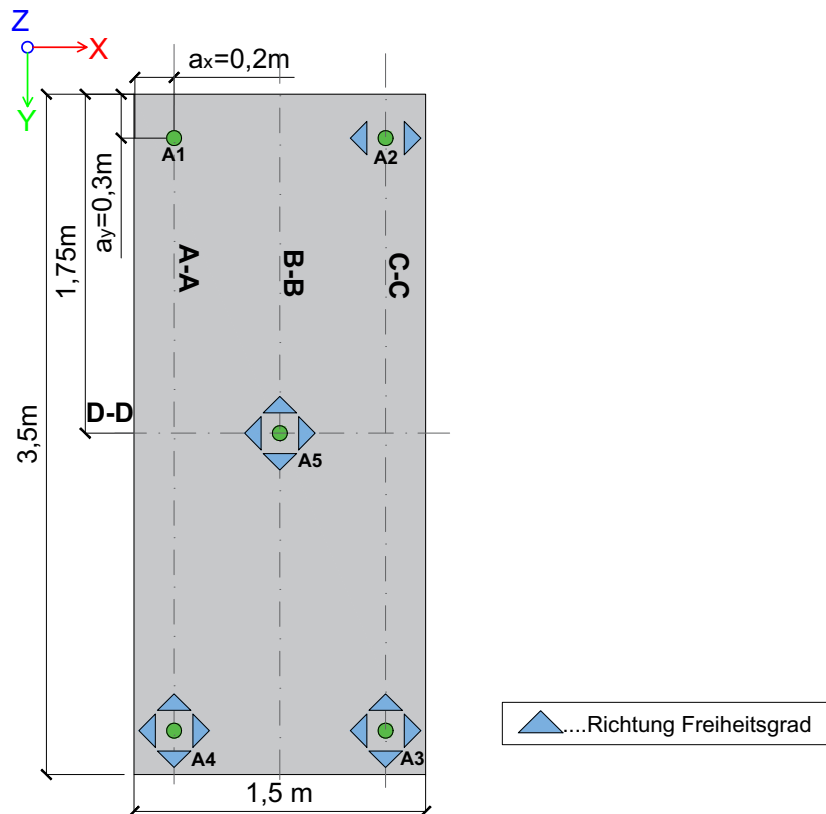


Abb. 7.26 Ausgangssystem

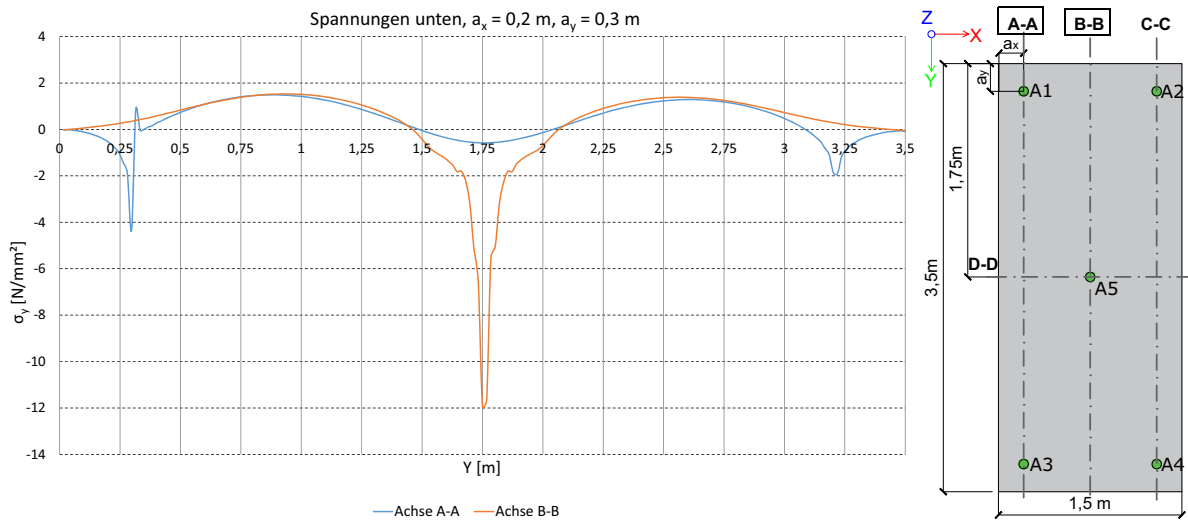


Abb. 7.27 Spannungen in Y unten Achse B-B und Achse A-A

Die hohen Druckspannungen bei der Achse B-B an der Unterseite in Abb. 7.26 entstehen, da der Beton auf der Oberseite die zulässige Zugspannung überschreitet und reißt (Abb. 7.28).

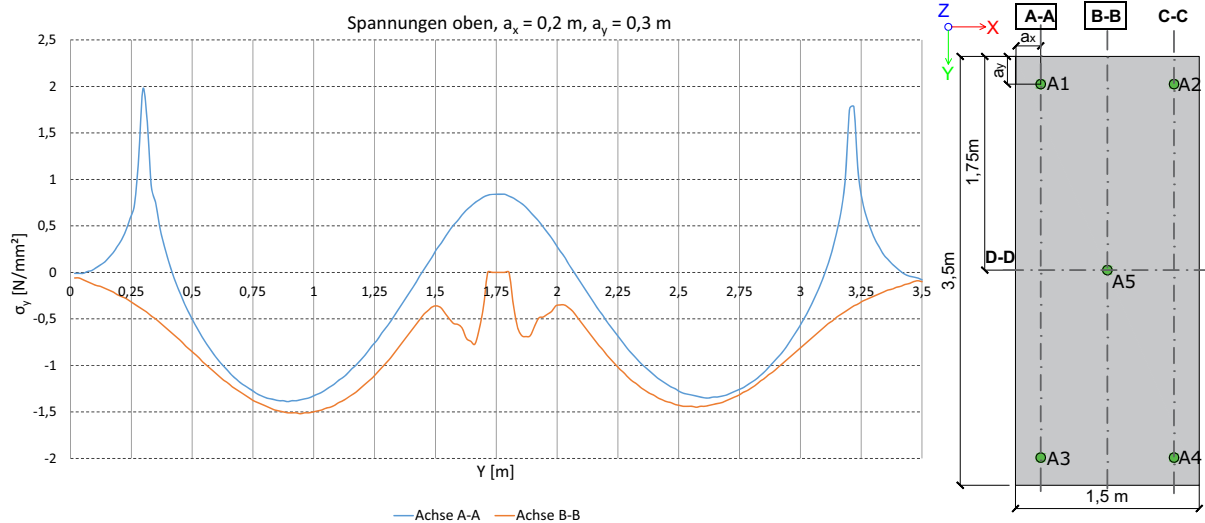


Abb. 7.28 Spannungen in Y unten Achse B-B und Achse A-A

Werden die Spannungen in X-Richtung in Achse D-D betrachtet (Abb. 7.29), wird auch dort eine Überschreitung der maximalen Betonzugspannung festgestellt. Daraus folgt eine Rissbildung am Auflager in der Mitte der Fassade.

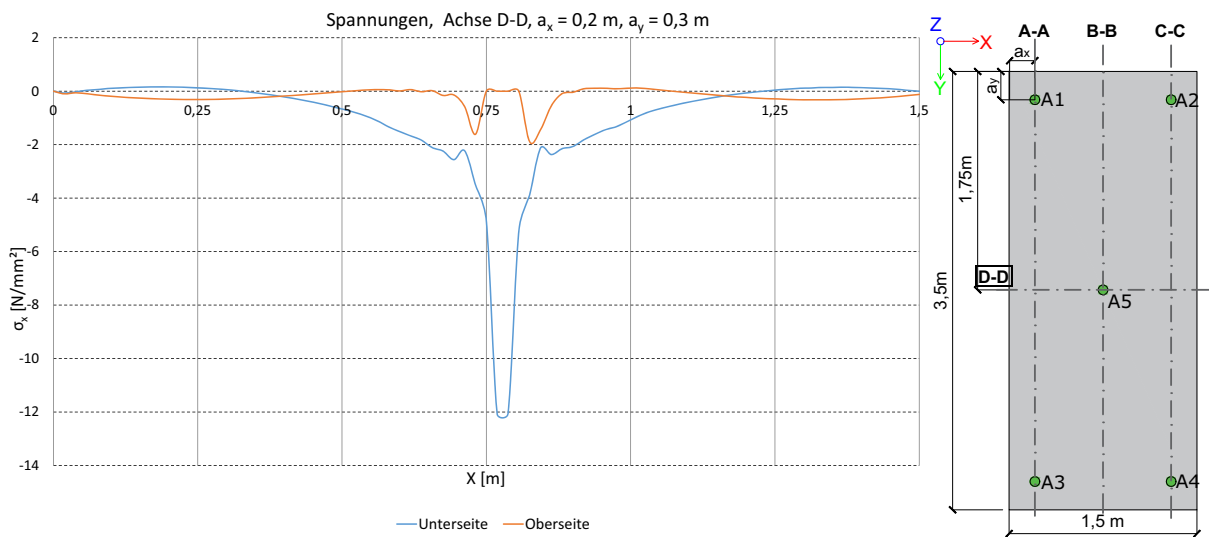


Abb. 7.29 Spannungen Achse D-D

Eine 5-punktgelagerte Platte ist wegen der Überschreitung der maximalen Zugspannung im Auflagerpunkt nicht möglich. Der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit kann somit nicht eingehalten werden.

7.4.3 Maximale Plattengröße

Hier werden die maximalen Plattenabmessungen für das in Kapitel 7.4.1 untersuchte 6-punktgelagerte Fassadenelement ermittelt. Im ersten Schritt wird die Plattenbreite B (Abb. 7.30) so lange erhöht, bis eine Rissbildung auftritt.

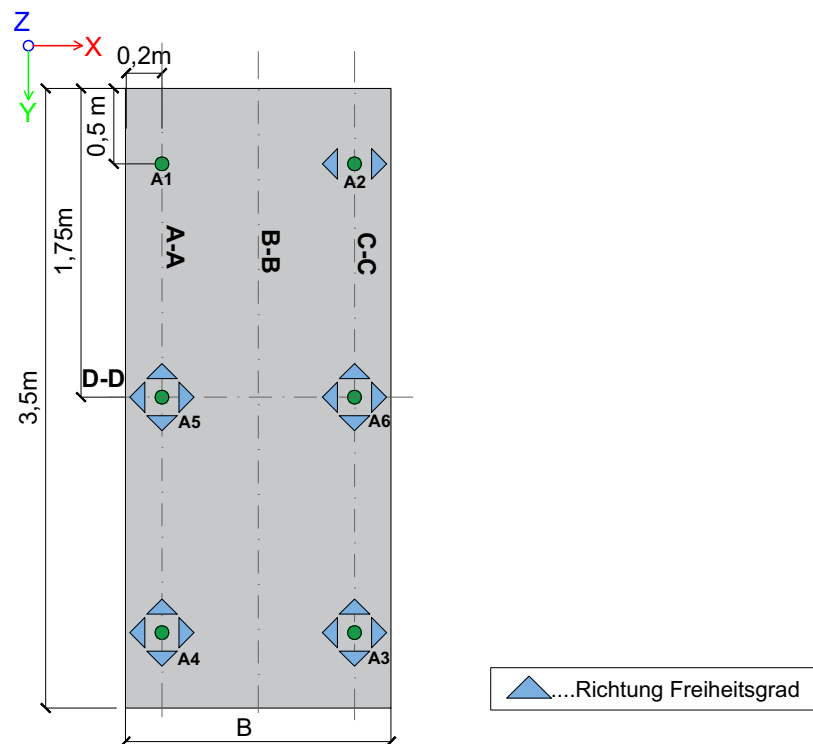


Abb. 7.30 Ausgangssystem

Anfänglich wird der Abstand $a_x = 0,2 \text{ m}$ gesetzt. Bei dieser Auflagerbedingung kann eine maximale Breite von 2,5 m erreicht werden. Die Spannungsverläufe der maßgebenden Achsen A-A und D-D sind im Anhang A.7 ersichtlich. Bei einer Plattenbreite B von 2,6 m reißt das Element in Feldmitte in der Achse D-D. Abb. 7.31 zeigt die Spannungen im Gelege in X-Richtung. In der Abbildung ist aufgrund der hohen Spannungen eine Rissbildung ersichtlich, welche durch den sprunghaftigen Zuwachs der Spannung im Gelege erklärt wird. Im ungerissenen Bereich A ist die Spannung im Gelege auf beiden Seiten deutlich höher als die maximal zulässige Betonzugspannung. Eine höhere Zugspannung entsteht, da der Beton im Gegensatz zum Textil einen höheren Temperaturexpansionskoeffizienten hat (Abb. 7.5) und dadurch eine höhere Spannung in der Bewehrung auftritt.

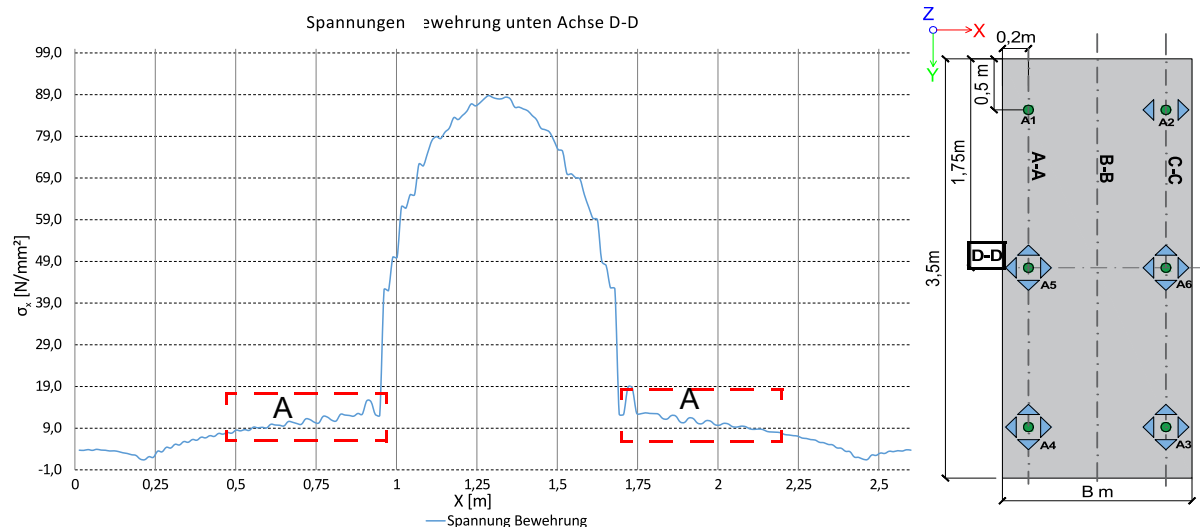


Abb. 7.31 Spannungen in X in der Bewehrung unten Achse D-D

Im nächsten Schritt wird die maximal mögliche Breite ermittelt, indem der Abstand a_x erhöht wird. Daraus ergibt sich mit $a_x=0,5$ m und $a_y=0,5$ m meine maximale Breite von 3,1 m. Bei einer Breite von 3,2 m lässt sich eine Rissbildung an der Oberseite im Auflagerbereich erkennen (Abb. 7.32).

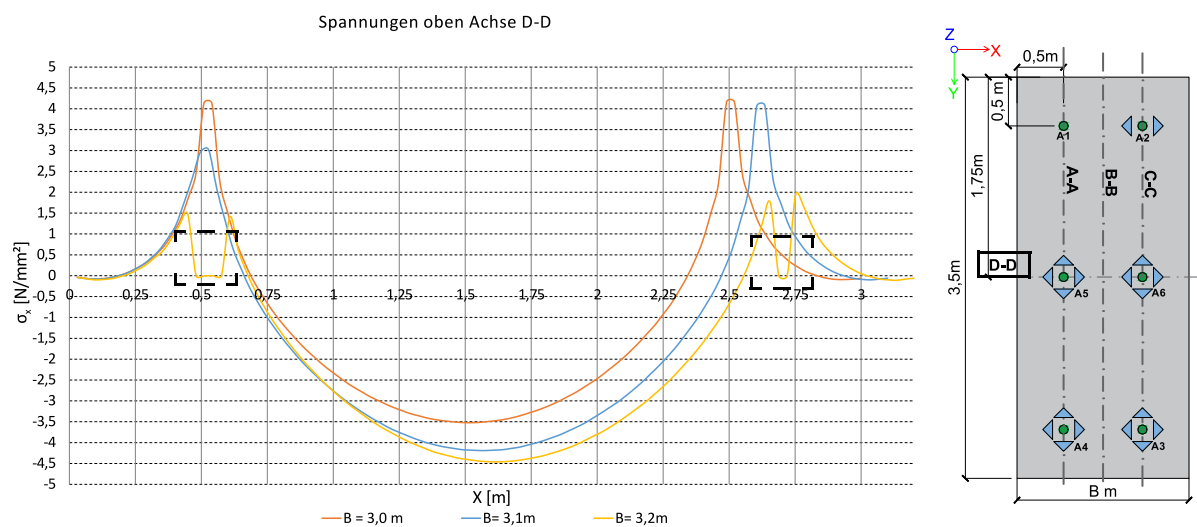


Abb. 7.32 Spannungen in X oben, Achse D-D

7.4.4 Auflager System

Im nächsten Schritt werden die Auflagerbedingungen untersucht. Wie in Kapitel 2 beschrieben, wird die Fassade durch eine Unterkonstruktion mit der Wand verbunden. Die Unterkonstruktion besteht aus Querprofilen, auf denen die Fassade befestigt wird. Die Querprofile werden im Regelfall mittels einer Konsole, welche in Abb. 7.33 ersichtlich ist, an die Wand angeschlossen.

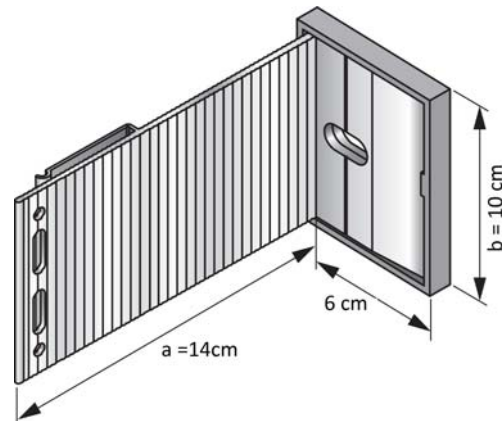


Abb. 7.33 Konsole [71]

Die Konsole bildet eine biegesteife Verbindung zur Wand. Der Anschluss zum Querprofil erfolgt gelenkig.

In der nachfolgenden Studie wird die Einwirkung der Konsole auf die Fassade gezeigt. Modelliert wird die Konsole mittels zwei Federn, die in X- und Y-Richtung unterschiedliche Steifigkeiten haben. In Z-Richtung wird das System starr gelagert. Auf Loslagern wird bewusst verzichtet, um ein System zu entwickeln, welches ohne Gleitpunkte auskommt. Nachfolgend werden die Federsteifigkeiten C_x und C_y eines Kragarms hergeleitet, die anschließend in die Berechnung einfließen.

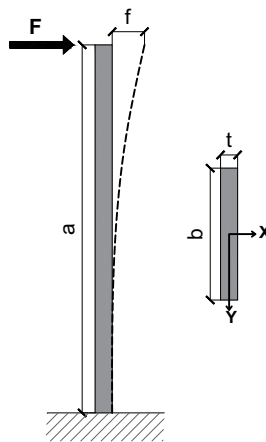


Abb. 7.34 System Konsole

$$F = C_x f \quad (\text{Glg. 7.5})$$

$$f = \frac{F \times a^3}{3 \times E \times I} \quad (\text{Glg. 7.6})$$

$$I_Y = \frac{t \times b^3}{12} \quad (\text{Glg. 7.7})$$

Aus der Steifigkeitsgleichung (Glg. 7.6) folgt aus einer Einzellast $F=1$, der Gleichung der Verformung f eines Kragarms (Glg. 7.6) und aus dem das Flächenträgheitsmoment I_Y (Glg. 7.7) die Federsteifigkeit C_Y :

$$C_Y = \frac{1}{f} = \frac{E \times t \times b^3}{4 \times a^3} \quad (\text{Glg. 7.8})$$

Bei der Federsteifigkeit C_x um die schwache Achs ändert sich nur das Flächenträgheitsmoment. Durch die Änderung des Flächenträgheitsmoments erhält man folgende Steifigkeit:

$$C_x = \frac{1}{f} = \frac{E \times b \times t^3}{4 \times a^3} \quad (\text{Glg. 7.9})$$

Die Federsteifigkeiten der in Abb. 7.33 dargestellten Konsole werden im Anhang A.6 berechnet. Für die Auflager A1 und A2 werden die berechneten Steifigkeiten konstant angesetzt. In Tab. 7.9 sind die Steifigkeiten der Auflager ersichtlich. Die Auflager A3-A6 bleiben in X-Richtung konstant. In Y-Richtung variiert die Steifigkeit der Auflager in einer Bandbreite von C_{Yn} 25510 -0 N/mm.

Tab. 7.9 Lagerung, Steifigkeiten [N/mm]

Auflager	P_Z	C_X	C_Y
A1	•	40,8	25510
A2	•	40,8	25510
A3	•	40,8	C_{Yn}
A4	•	40,8	C_{Yn}
A5	•	40,8	C_{Yn}
A6	•	40,8	C_{Yn}

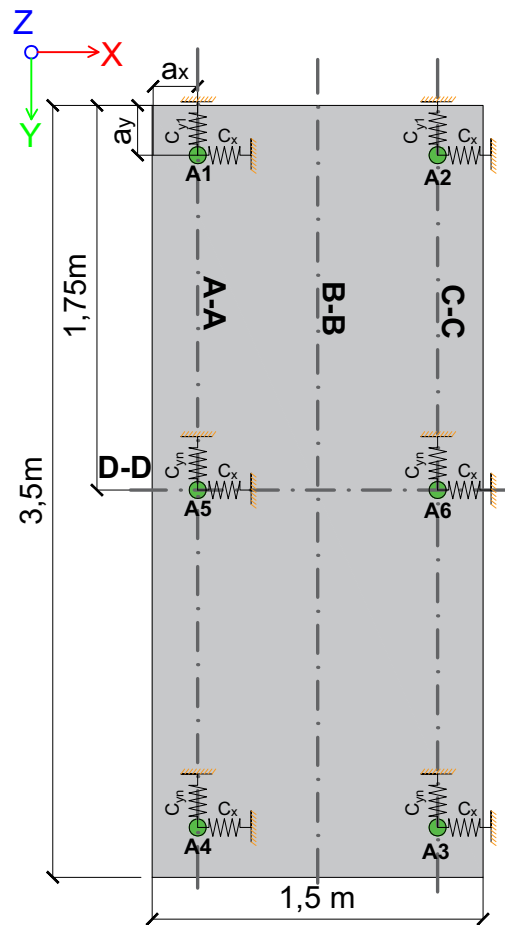


Abb. 7.35 Modellierung System

In der nachfolgenden Untersuchung geht es darum, den Einfluss einer starren Verbindung aller Auflagerpunkte zu untersuchen. Bei Ausdehnung infolge von Temperaturlasten entstehen durch die Blockierung der Auflagerpunkte Zwangsspannungen, welche in Abb. 7.6 ersichtlich sind. Da eine Einspannung in der Realität nicht vorliegt, werden die zuvor ermittelten Federsteifigkeiten verwendet, um realistische Ergebnisse zu erhalten.

Als Lastfall werden deshalb nur die Temperaturlast und das Eigengewicht der Platte angesetzt. Eine zusätzliche Windlast würde bei einer Ausdehnung der Temperaturlast günstig entgegenwirken. Ein weiterer Aspekt liegt darin, dass ein maximale Windlast nur kurzzeitig auftritt. Eine Temperaturlast kann deutlich länger auf eine Fassade einwirken und deshalb würde die Windlast das Ergebnis verfälschen. Des Weiteren ist eine gleichzeitige Beanspruchung von maximaler Temperaturlast und Windlast nicht möglich. Ein Grund hierfür ist, dass bei der Oberflächentemperaturberechnung die Windgeschwindigkeit beim Wärmeübergangskoeffizient eine entscheidende Rolle spielt.

Bei Verwendung der gleichen Konsolen (Abb. 7.33) für alle Auflagerpunkte wird von einem in Y-Richtung steifen System ausgegangen. Durch die Abminderung der Federsteifigkeit C_{yn} wird das System immer weicher. Dies hat zur Folge, dass der Behinderungsfaktor mit jedem Schritt geringer wird und sich das Element frei verschieben kann.

Das Ziel besteht darin, jene Federsteifigkeit zu erreichen, damit der Beton unter Temperaturlast und Eigengewicht ungerissen bleibt. Das Fassadenelement kann somit ohne Gleitpunkte eingebaut werden (Abb. 7.6).

Ausgehend von einer Federsteifigkeit von 25510 N/mm in Y-Richtung wird die Fassade einer Temperatureinwirkung sowie dem Eigengewicht ausgesetzt. Die Steifigkeiten der Auflager A1 und A2 bleibt unverändert. Die Federsteifigkeit der Federkonstante C_{yn} wird in der Parameterstudie immer um 100 N/mm abgemindert.

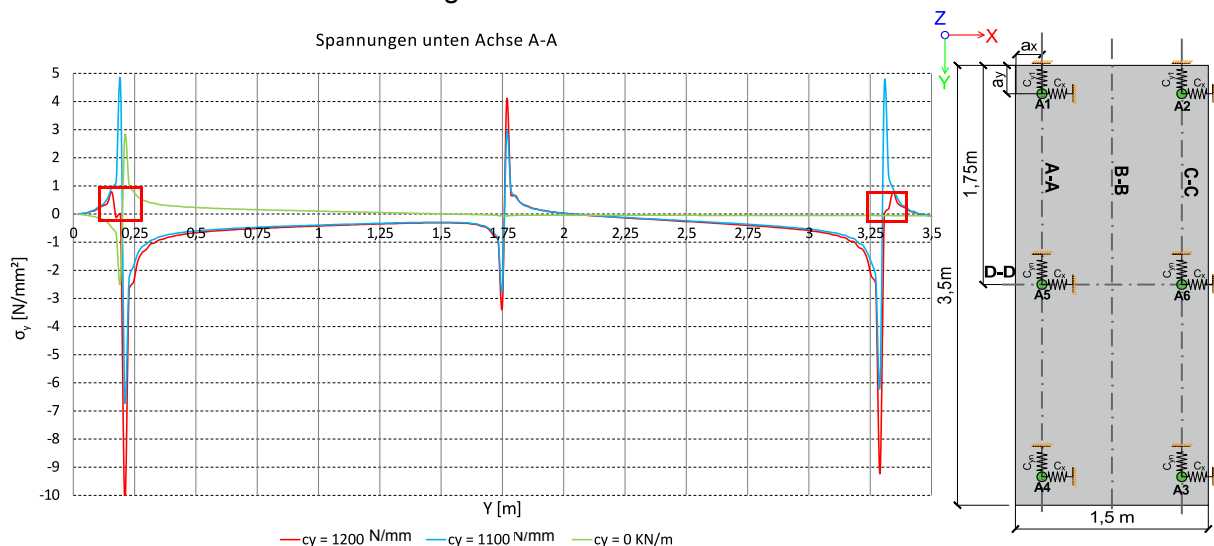


Abb. 7.36 Maßgebende Spannungen an der Unterseite

In Abb. 7.36 sind die Spannungsverläufe an der Unterseite der Fassade gezeigt. Als Vergleich dient die Spannung des in Y-Richtung frei gelagerten Systems ($C_{yn} = 0$ N/mm).

Bei einer Federkonstante von $C_y = 1100$ N/mm entsteht durch die Zwangsspannung kein Riss.

Bei $C_y = 1200$ N/mm zeigt der Spannungsverlauf in dem rot angemerkten Bereich einen Spannungsabfall. Dies bedeutet, in diesen Bereichen entstehen Risse. Hier übernimmt die Bewehrung die Zugspannung. Der deutliche Abfall der Spannungen nach dem Auflager entsteht, da sich die Kraft auf eine größere Fläche verteilt. Beim frei gelagerten System hängt sich das gesamte Eigengewicht in den Auflagern A1 und A2 ein.

Eine Rissbildung könnte wie folgt verhindert werden:

- größere Einleitfläche der Auflager
- lokale Verstärkung des Auflagerbereichs

Um eine zulässige Federkonstante C_{yn} von 1100 N/mm zu erreichen, müsste die Konsole folgende Abmessungen haben:

- $b = 35$ mm
- $t = 4$ mm
- $a = 140$ mm

7.5 Diskussion der Ergebnisse

Die Parameterstudie befasst sich mit einem liniengelagerten sowie mit einem punktgelagerten Fassadenelement. Als Einwirkung wird die seltene SLS-Einwirkungskombination gewählt. Unter der Bedingung, dass die Fassade in dieser Einwirkungskombination ungerissen bleibt. Die ULS-Einwirkungskombination wird laut Krüger [4] analytisch durchgeführt.

Ein liniengelagertes System wird zurzeit häufig bei Fassadenkonstruktionen verwendet. Der klassische Aufbau der Unterkonstruktion, besteht aus einer Konsole und einem Querprofil. Das Querprofil lagert die Fassade linienförmig. Das Querprofil wird dabei als starr angenommen. Der erste Teil der Studie befasst sich mit der Lage der Lagerung sowie mit der minimal möglichen Plattenstärke t . Dabei kann festgestellt werden, dass das Auflager B in der Mitte der maßgebende Bereich für eine mögliche Rissbildung ist. Durch die Verschiebung der Auflager A und C nach innen wird das Stützmoment im Auflager B verringert. Dies hat zur Folge, dass das Element höhere Kräfte aufnehmen könnte. Bei der Positionierung der Auflager ist vor allem auf die Zugspannungen auf der Oberseite der Fassade in den Auflagern zu achten. Eine gleichmäßige Zugspannung in den Auflagerbereichen ist für eine optimale Auslastung des Fassadenelements anzustreben. Die Optimale Position bei dem in Abb. 7.35 gezeigten Fassadensystem ergibt sich bei einer Verschiebung von $Y_a = 0,5$ m (Abb. 7.21).

Anschließend wird aus der optimalen Positionierung der Auflager A und C die Plattenstärke t verringert, bis zu einer minimalen Plattenstärke von $t = 8$ mm. Bei dieser Plattenstärke wird die maximale Zugspannung von 5 MPa im Fassadenelement noch nicht erreicht. Der Grenzwert der Verformung, infolge einer Windbelastung von $l/200$ (2,5 mm), wird im Randbereich kurzzeitig überschritten (Abb. 7.16). Da keine Schäden durch eine Rissbildung auftreten, können solche kurzzeitigen Überschreitungen in Absprache mit den Bauherren akzeptiert werden.

Danach wird ein 4-punktgelagertes System, welches ohne Querprofile auskommt, untersucht. Anfänglich wird die Fassade in 4 Punkte fixiert. Das System wird zwangsfrei gelagert. In der Studie wird die optimale Position der Auflagerpunkte gesucht. Ab einem Auflagerabstand $a_x = 0,2$ m und $a_y = 0,3$ m, bleibt das Element ungerissen. $a_y = 0,5$ m geht als optimale Auflagerposition in Y-Richtung hervor (Abb. 7.21).

Anschließend wird die maximale Plattenbreite gesucht. Dabei kommt es unter den Auflagerbedingungen $a_x = 0,5$ m und $a_y = 0,5$ m zu einer maximalen Breite B von 3,1 m. Bei einer zusätzlichen Vergrößerung der Länge kann sofort eine Rissbildung im Auflager A1 festgestellt werden (Anhang A.9).

Die Gleitlager sind bei Fassaden oft fehleranfällig. Sie können durch Umwelteinflüsse oder falsche Montage schnell zu Festlagern werden. Bildet sich ein Festlager, blockiert es die Ausdehnung der Fassade durch Temperaturbelastungen. Dadurch entstehen im Element Risse (Abb. 7.6). Durch die Variation der Auflagersteifigkeiten kann ein System ohne Loslager entwickelt werden. Durch das Verringern der Konsolenbreite, von 10 cm auf 3,5 cm, entsteht in der Fassade keine kritische Zugspannung und somit bleibt die Fassade ungerissen. Offen bleibt jedoch die Frage, ob eine Konsole mit einer Breite b von 3,5 cm und einer Stärke t von 4 mm die Belastungen aufnehmen kann.

8

Detailentwicklung

Vorgehensweise
Detailausbildung
Erkenntnisse

Die gewonnenen Erkenntnisse aus der Parameterstudie (Kapitel 7) werden im folgenden Kapitel auf ein Fassadendetail übertragen. Es werden Punkthalter entwickelt, damit das Fassadenelement ohne konventionelle Unterkonstruktion (Kapitel 2) ausgeführt werden kann. Anfänglich wird der Konstruktionsablauf beschrieben, welcher für die Detailentwicklung entscheidend ist. Danach folgt die Detailausbildung, in der zwei verschiedenen Lösungen gezeigt werden.

8.1 Vorgehensweise

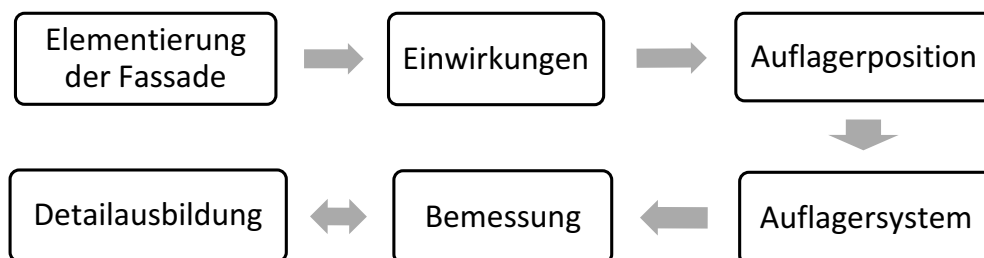


Abb. 8.1 Vorgehen beim der Konstruktion einer Fassade

Die Ausgangslage bei der Konstruktion und Bemessung einer Fassade bildet die **Elementierung** der Fassadenelemente am Gebäude. Die Einteilung der Elemente richtet sich nach den architektonischen Sichtpunkten, nach den maximal möglichen Plattenabmessungen und der Leistungsfähigkeit des Materials.

Nach erfolgreicher Elementierung werden die **Einwirkungen** auf die Fassade gemäß Kapitel 6.1 bestimmt. Die Windlastermittlung ist von der Porosität der Fassade abhängig. Bei einem Fugenanteil von 0,3% der Gesamtfläche, kann die Windlast stark reduziert werden. Zudem wird in der ÖNORM B1991-1-4 [39] zwischen Randbereich und allgemeinem Bereich des Gebäudes unterschieden. Im Randbereich treten höhere Windlasten auf, deshalb ist eine Trennung bei der Bemessung sinnvoll, um die Wirtschaftlichkeit der Fassadenkonstruktion zu steigern. Fassadenelemente mit Öffnungen oder besonderer Formgebung sind getrennt zu betrachten.

Die **Auflagerposition** des Fassadenelements ist abhängig von der Plattengröße. Im Regelfall ist ein Element an vier Punkten gelagert. Das Element wird an mindestens an drei Punkten gelagert, damit es sich im Gleichgewicht befindet. Weiteres wird das Fassadenelement zwängungsarm ausgeführt, damit infolge von Temperaturbelastungen keine kritischen Rissspannungen auftreten. Um die Position der Lagerung zu optimieren, wird eine gleichmäßige Verteilung der Zugspannungsspitzen in den Auflagerbereichen angestrebt, so wird die Zugfestigkeit des Betons optimal ausgenützt.

Beim **Auflagersystem** ist die richtige Wahl des statischen Systems ausschlaggebend. Das System sollte die Verformungen, die aufgrund von Temperaturbelastung hervorgerufen werden, aufnehmen, ohne dass die Fassade die maximale Zugtragfähigkeit des Betons überschreitet. Die Auflagerpunkte des Fassadenelements sind die maßgebenden Punkte in der Bemessung. Dort entstehen die höchsten Zugspannungen an der Oberseite des Elementes. Um das System nicht zusätzlich durch ein Moment, welches aus einer zusätzlichen Auflager Exzentrizität hervor geht, zu belasten, ist eine gelenkige Ausführung der Unterkonstruktion zur Fassade nötig.

Abb. 8.2 zeigt das gewählte statische System. Das Fassadenelement wird gelenkig an die Unterkonstruktion angeschlossen. Bei der Finiten-Elementen-Berechnung im Kapitel 7 wird die Exzentrizität e_z , die aufgrund der Plattenstärke entsteht, mitberücksichtigt. Die Exzentrizität e_z , welche bei der konstruktiven Ausführung entsteht, wird in der Berechnung vernachlässigt. An die Unterkonstruktion werden somit Querkräfte, vorwiegend aus dem Eigengewicht und der Temperaturlast, und Normalkräfte aus der Windbelastung eingeleitet. Die Einwirkungen werden punktuell in die Unterkonstruktion eingeleitet. Die Unterkonstruktion wird ans Tragwerk biegestarr angeschlossen. Die beiden Auflager A1 und A2 (Abb. 7.35), welche einen Großteil des Eigengewichts übernehmen, werden mit der Federsteifigkeit $C_{y1} = 25510 \text{ N/mm}$ und $C_x = 41 \text{ N/mm}$ ausgeführt. Die Auflager A3-A6 werden mit einer Federsteifigkeit $C_{yn} = 1100 \text{ N/mm}$ und $C_x = 41 \text{ N/mm}$, welche aus der Parameterstudie hervorgeht, eingeplant.

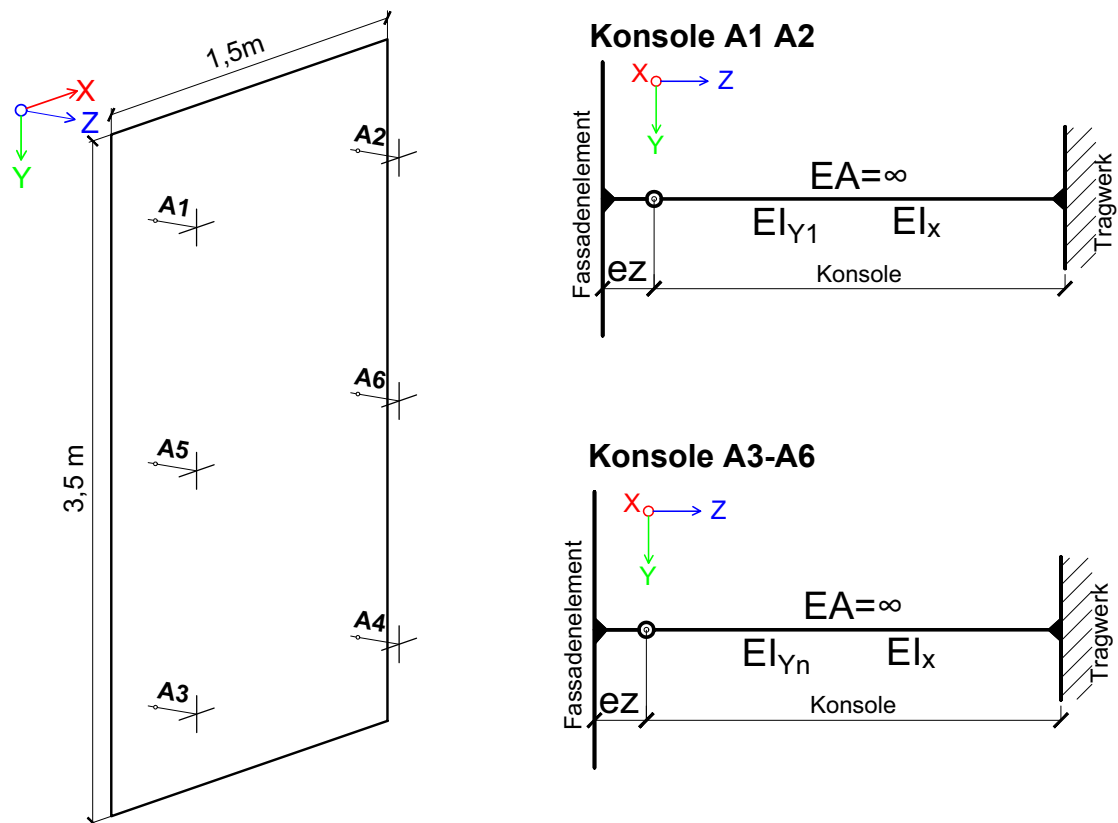


Abb. 8.2 Statische System

Die **Bemessung** der Fassade erfolgt im Grenzzustand der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit werden Risse an der Fassade zugelassen. Die Bemessung erfolgt analytisch mit dem Bemessungsmodell nach Krüger. Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit muss die Fassade ungerissen bleiben. Eine erhöhte Verformung aufgrund von Windbelastung kann erlaubt werden, da sich die Verformung innerhalb kurzer Zeit wieder zurückbildet. Die Verformung aufgrund des Eigengewichts muss beachtet werden, da diese langfristig auftritt.

8.2 Detailausbildung

Bei der **Detailausbildung** fließen alle Faktoren, welche in Abb. 8.1 gezeigt werden, mit ein. Eine Problemstellung ist hierbei die gelenkige Ausführung der Konsole am Auflager des Fassadenelements, sowie die Verbindung des Fassadenelements zur Unterkonstruktion. Sollte durch die **Detailausbildung** starke Änderungen im statischen System entstehen, muss die **Bemessung** neu durchgeführt werden.

8.2.1 Verbindung des Fassadenelements zur Unterkonstruktion

Da das Fassadenelement eine geringe Plattenstärke von 16 mm besitzt kommt als Verbindung zur Unterkonstruktion nur eine Klebeverbindung oder ein Hinterschnittanker in Frage. Die Funktion der beiden Verbindungsarten wird in Kapitel 2.4 beschrieben. Hinterschnittanker haben den Nachteil, dass sie den Querschnitt des Fassadenelements durch die Bohrung schwächen. Hier wären genaue Untersuchungen in Hinblick auf das Durchstanzen und das Ausreißen des Ankers notwendig. Zudem reicht ein Hinterschnittanker pro Auflager nicht aus, um die Lasten zu übernehmen. Der maximale Durchmesser D eines Ankers für eine Plattenstärke von 16 mm liegt bei $D = 6$ mm (Produzent, Hinterschnittanker [69]). Deshalb wird eine Klebeverbindung als Verbindungsmittel gewählt.

Klebeverbindung.

Bei einer Klebeverbindung wird die Unterkonstruktion mit der Fassade verklebt. Klebeverbindungen bei punktgehaltenen Fassaden werden von der Forschungsinitiative Zukunft Bau [33] im Fachgebiet Fügetechnik in Kaiserslautern genau untersucht. Aus diesem Forschungsvorhaben geht der Kleber "Sika AnchorFix-3+" [75] als geeignet hervor, um ein punktgehaltenes Fassadenelement mit der Unterkonstruktion zu fügen. Die Klebeverbindung kann nicht bei der Montage erfolgen und muss folglich in den Produktionsprozess mit einbezogen werden. Die Klebefuge muss für den Grenzzustand der Tragfähigkeit bemessen werden. Die Bemessungswerte für die Klebeverbindung werden aus der Dissertation von Chopradub [19] entnommen. Der Sicherheitsbeiwert γ_m bei Klebeverbindungen liegt bei 6,8.

Daraus ergeben sich folgende Festigkeiten:

- Widerstand aufgrund von normaler Belastung $f_{ct,fl,xy} = 0,294$ N/mm²
- Widerstand aufgrund von Scherbeanspruchung $f_{ct,fl,z} = 0,269$ N/mm²

Die Bemessung erfolgt mit der allgemeinen Zug-Scher-Interaktionsgleichung:

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}}\right) + \left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}}\right) \leq 1 \quad (\text{Glg. 8.1})$$

Hier bedeutet:

- N_{Ed} Bemessungswert der Einwirkung der Normalkraft [kN]
- N_{Rd} Bemessungswert des Widerstandes der Normalkraft [kN]

- V_{ed} Bemessungswert der Einwirkung der Querkraft [kN]
 V_{rd} Bemessungswert des Widerstandes der Querkraft [kN]

Die Bemessung wird im Anhang A.11 durchgeführt. Durch die Interaktionsgleichung (Glg. 8.1) wird eine erforderliche Klebefläche A_{erf} von 7441 mm² erhalten. Diese fließt bei der Detailentwicklung mit ein. Die Klebefläche A_{erf} wird für die Auflager A1 und A2 bestimmt, da dort die höchsten Lasten auftreten. Auf der sicheren Seite liegend, wird die selbe Klebefläche bei den restlichen Auflagern verwendet.

8.2.2 Unterkonstruktion

Ein Problempunkt bei der Entwicklung der Unterkonstruktion ist die Gelenksausbildung beim Anschluss des Fassadenelements zur Unterkonstruktion. Die Unterkonstruktion muss Fehlmaße in allen 3 Richtungen aufnehmen können. Der Ausgleich von Fehlmaßen ist bei der Unterkonstruktion einzuplanen. Die allgemeinen Bautoleranzen im Hochbau liegen laut DIN 18202 [57] bei $\pm 1,6$ cm für Nennmaße von 3 m bis 6 m.

Zudem soll die Fassadendämmung möglichst selten unterbrochen werden, um eine Wärmebrückenbildung zu verhindern.

Das Gelenk muss in allen Richtungen in der Ebene der Platte funktionsfähig sein, damit das Fassadenelement seiner Biegelinie uneingeschränkt folgen kann. Die Unterkonstruktion orientiert sich an denen im Glasbau vorhandenen Systemen von Punkthaltern. Für die Gelenksausbildung gibt es zwei Möglichkeiten, die vor allem im Glasbau verwendet werden. Zum einen kann ein Gelenk durch eine Kugel ausgebildet werden. Eine andere Möglichkeit besteht darin, die Steifigkeit des Gelenkpunkts herabzusetzen, damit eine Verdrehung möglich wird. Eine geringere Steifigkeit kann durch ein elastisches Material wie Neopren erreicht werden. Nachfolgend werden zwei Möglichkeiten der Detailausbildung gezeigt.

System 1, Kugelgelenk

Eine Kugel bildet einen idealen gelenkigen Anschluss in alle Richtungen der Plattenebene. Der Nachteil hierbei ist die kostenintensive Herstellung. Bei der Detailausbildung wurde darauf geachtet, dass die Verklebung der Positionen 1 und 2 (Abb. 8.3) in der Produktionsphase erfolgen. Die weiteren Komponenten können auf der Baustelle montiert werden. Durch die Verklebung in der Produktion kann der Fügevorgang optimal ausgeführt werden.

Die Auflagerscheibe (3) besitzt zwei Gewindebohrungen, auf denen die restliche Konstruktion anschließt. Das Kugelgelenk (4) wird in einer Kugelhülse (5) gelagert. Die Kugelhülse hat zudem die Aufgabe, über zwei Langlöcher die vertikalen Fehlmaße in Y-Richtung auszugleichen. Das Kugellager wird mittels Gewinde mit der Konsole (6) verbunden. Das Gewinde hat zudem die Aufgabe, Fehlstellungen aus der Fassadenebene in Z-Richtung zu korrigieren. Die Konsole muss die aus der Parameterstudie (Kapitel 7.4.4) gewonnenen Federsteifigkeiten aufweisen. Das heißt die Auflager A3–A6 müssen eine Steifigkeit von $C_y = 1000$ N/mm und $C_x = 41$ N/mm und die Auflager A1 und A2 eine Federsteifigkeit $C_y = 25510$ N/mm und $C_x = 41$ N/mm haben. Daraus ergibt sich eine Konsolenstärke $T = 4$ mm und eine Konsolenhöhe $H = 100$ mm für die Auflager A1 und A2 sowie eine Höhe $H = 35$ mm

und Stärke $T = 4 \text{ mm}$ für die Auflager A3–A6. Die Abbildung zeigt die Konsole für die Auflager A3–A6. Das Detail bleibt bei den Auflagern A1 und A2 dasselbe, es ändert sich ausschließlich die Konsolenhöhe H . Die Konsole wird mittels zwei Bolzenanker (7) an das Tragwerk (9) angeschlossen. Des Weiteren wird durch zwei Langlöcher die Toleranz in X-Richtung gegeben. Eine thermische Trennschicht (8) trennt die beiden Bauteile (7+9) voneinander ab, um eine mögliche Wärmebrückenbildung abzuschwächen.

Abb. 8.4 zeigt den Vertikalschnitt in der Mittelachse der Konstruktion. Die Bauteile (3, 5, 6) werden in Aluminium ausgeführt. Wegen der hohen Belastungen, die im Drehpunkt auftreten, wird die Kugel aus Edelstahl erstellt. Das Dämmmaterial besteht aus Polypropylen mit einer Wärmeleitfähigkeit $\lambda = 0.220 \text{ W/mK}$.

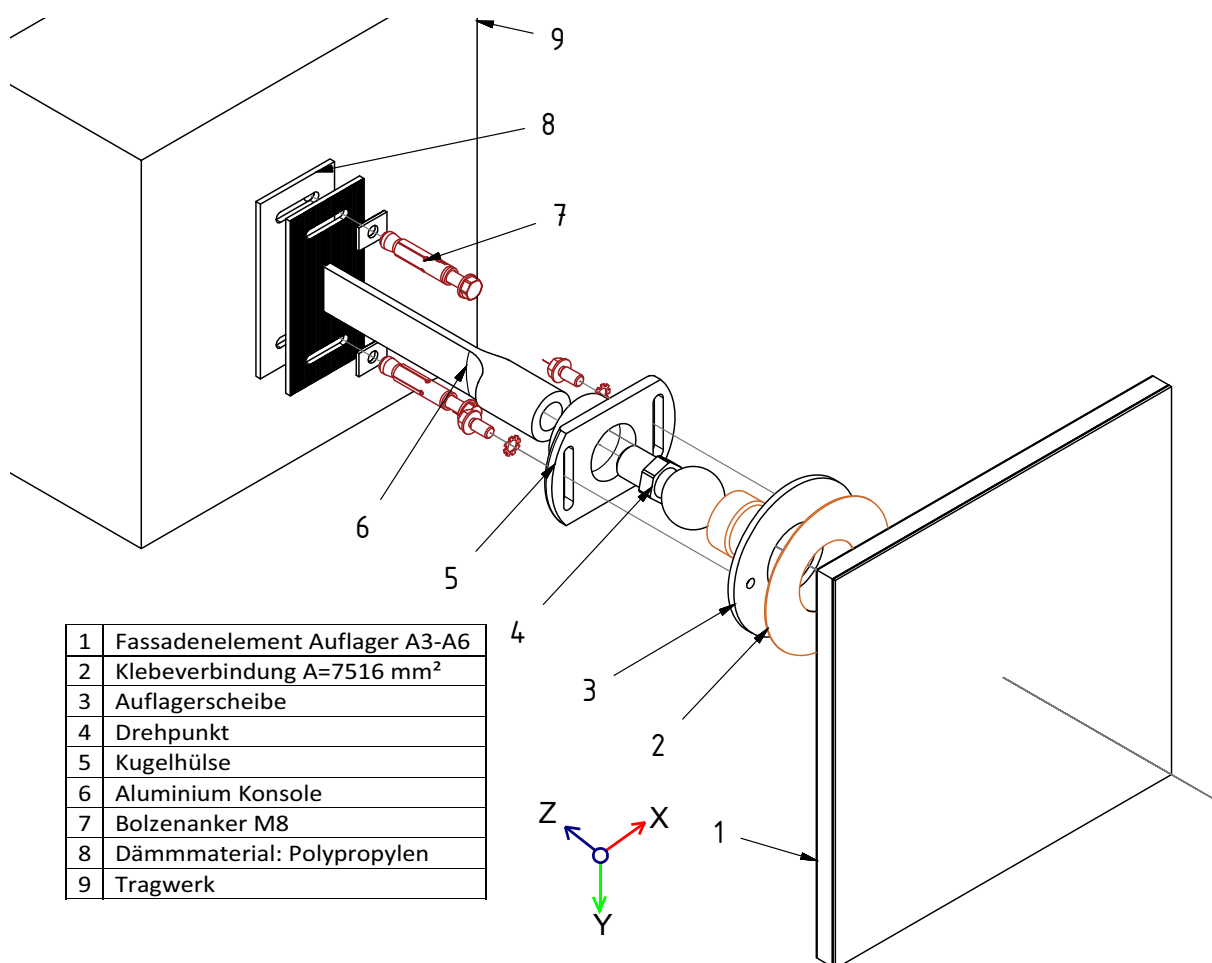


Abb. 8.3 Montagezeichnung, Kugelgelenk, Auflager A3-A6

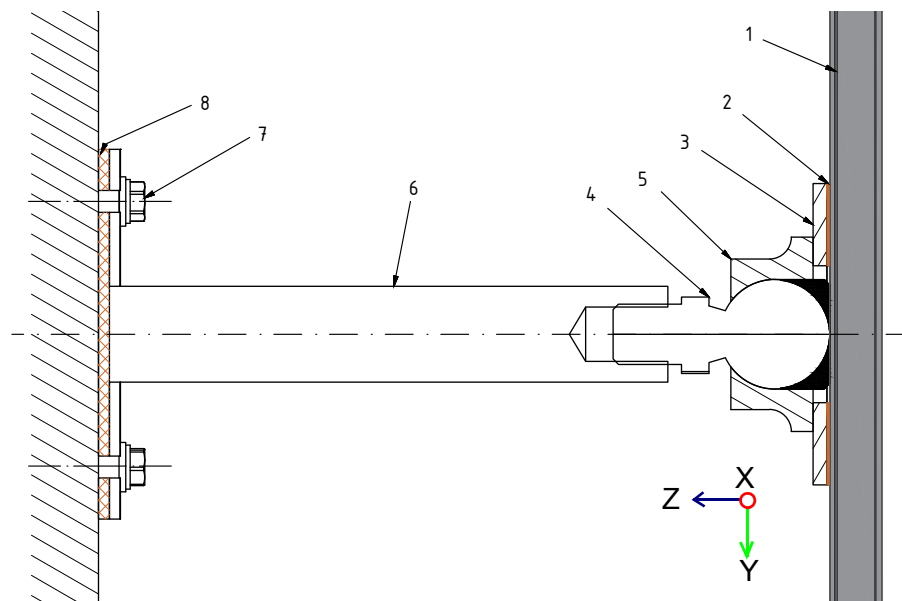


Abb. 8.4 Vertikalschnitt, Schnitt „A-A“

System 2 beweglich-elastisches-Gelenk

Abb. 8.5 zeigt als Alternative zum wirtschaftlich ungünstigen Kugelgelenk ein beweglich-elastische Gelenkskonstruktion. Bei diesem System wird versucht, die Drehkugel durch ein elastisches Gelenk (3) zu ersetzen. Das Kugelgelenk wird mit einem Ethylen-Propylen-Dien-Kautschuk (EPDM) Lager ersetzt. Der Werkstoff EPDM besitzt ein E-Modul von 15 N/mm^2 [3]. Diese Steifigkeit ist deutlich geringer, als die von Aluminium oder Beton, dadurch kann sich ein Gelenk bilden.

Bei dieser Detailausbildung wird die Gelenkhülse (4) mit der Fassade (1) durch eine Klebefuge (2) verklebt. Zudem muss sich das Gelenk (3), bei der Verklebung der beiden Elemente in der Hülse (4) befinden, damit die Konstruktion ausgeführt werden kann. Der Gelenkskopf (3) wird an der Ober- sowie an der Unterseite mit einen 5 mm starken EPDM Schicht versehen, die die Steifigkeit des Elements vermindert.

Die Fehlmaße in X -Richtung können bei dieser Variante über das Langloch, welches sich in der Gelenkhülse (4) befindet, ausgeglichen werden. Bei der Montage wird das Gelenk mittels einer Schraubverbindung (5) an die Konsole (6) angeschlossen. Die Schraubverbindung kann hier einen Ausgleich der Abweichungen in Z-Richtung geben. Abb. 8.5 zeigt die Konsolenabmessungen für das Auflager A1 und A2. Die Konsole wird wiederum mittels vier Bolzenankern (7) mit dem Tragwerk (9) verbunden. Durch die vier Langlöcher, die sich in der Konsole befinden, kann die Toleranz in Y-Richtung gegeben werden. Als Trennschicht (8) wird ein Dämmmaterial aus Polypropylen eingesetzt.

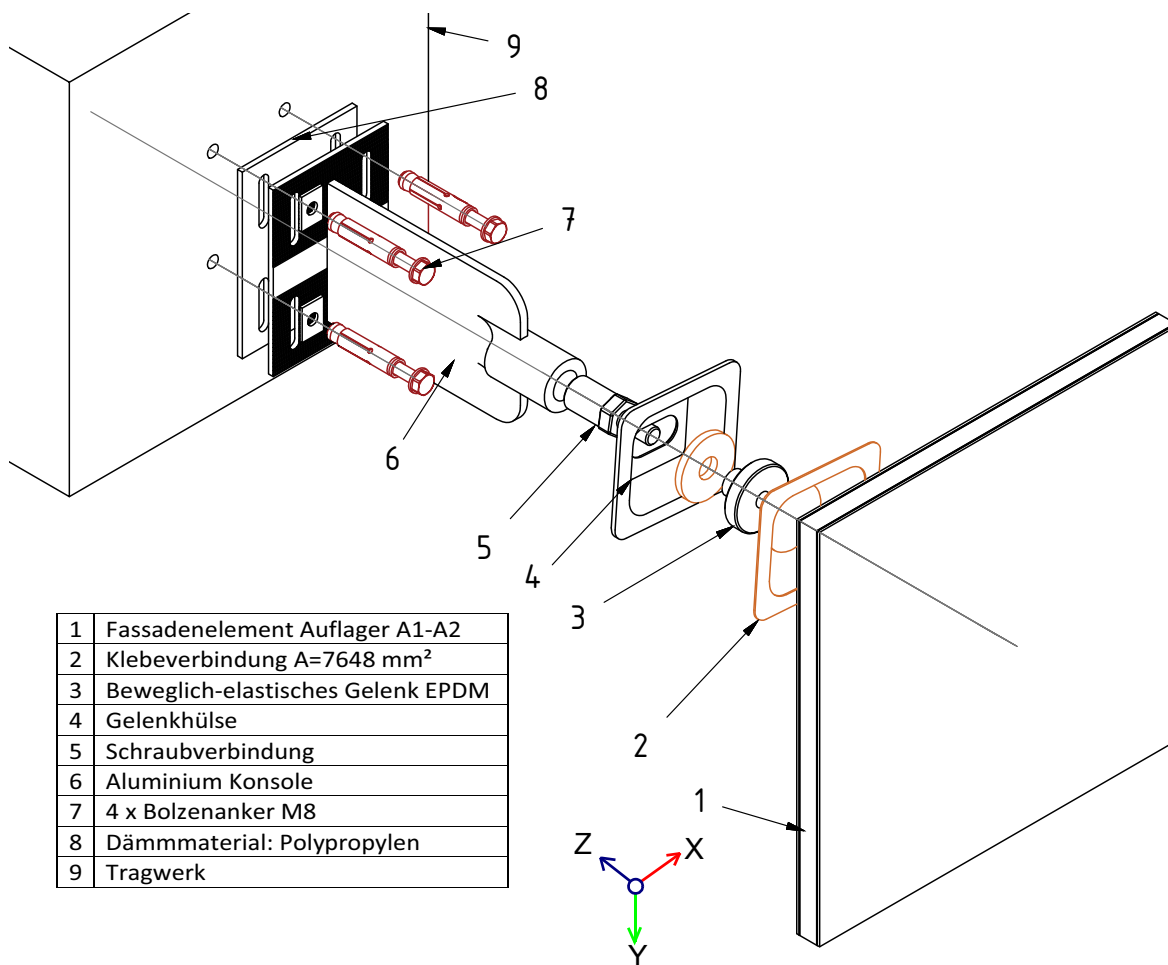


Abb. 8.5 Montagezeichnung, beweglich-elastisches-Gelenk, Auflager A1 und A2

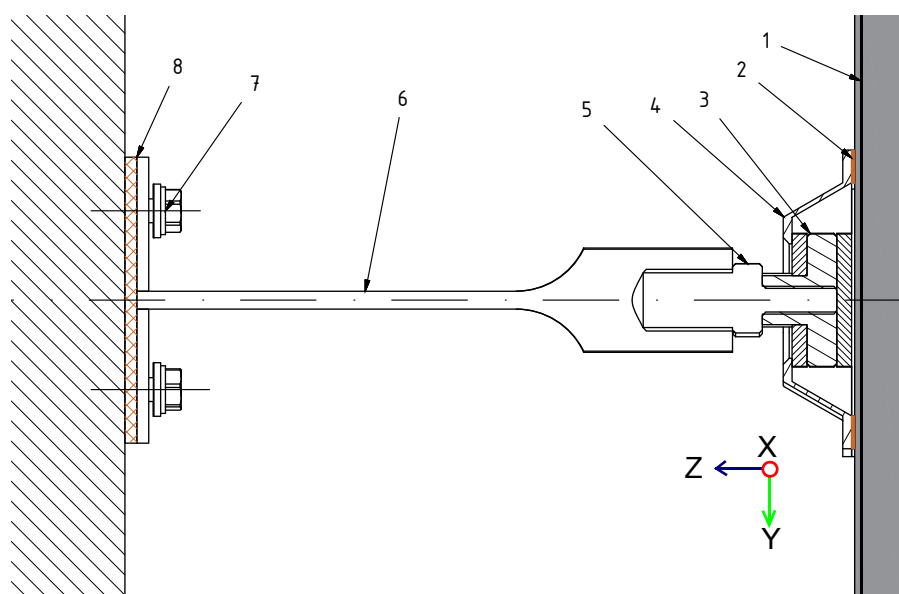


Abb. 8.6 Horizontalschnitt, Schnitt „B-B“

8.3 Erkenntnisse

Die konstruktive Ausbildung eines gelenkigen Anschlusses ist eine große Problemstellung bei punktgehaltenen Fassaden. Zum einen ist die Detailausbildung äußerst komplex, da viele Bauteile benötigt werden, um eine funktionsfähige Konstruktion zu bilden.

Wird das Gelenk mit einer zu hohen Steifigkeit ausgebildet, entsteht ein Moment in der Betonfassade, da dort die Steifigkeit geringer ist. Würde die Konstruktion biegesteif ausgeführt werden, müsste die Plattenstärke der Fassade deutlich erhöht werden, um eine Rissbildung in der Fassade zu vermeiden. Durch eine Punkthalterung kann im Vergleich zu einer konventionellen Fassadenkonstruktion (Kapitel 2) deutlich mehr Material eingespart werden. Die Querprofile, welche die Fassade lagern, entfallen. Zudem entsteht bei einer Klebeverbindung zwischen dem Querprofil und der Fassadenplatte eine kraftschlüssige Verbindung, die nach ihrer Nutzungszeit ein Problem bei der Entsorgung darstellt. Bei den entworfenen Details wird die Klebefläche auf ein Minimum reduziert. Zudem könnte die Verbindung durch Hinterschnittanker oder durch das Einbinden der Verbindung ins Textilgelege ersetzt werden. Dadurch ließe sich das Fassadenelement nach seiner Nutzungszeit ohne Probleme trennen und recyceln. Bei diesen beiden Alternativen sind zusätzliche lokale Untersuchungen im Bereich des Auflagers nötig, um eine Aussage über die Realisierbarkeit zu treffen.

Ein weiterer Vorteil, der sich bei punktgehaltenen Fassaden ergibt, ist das Entfallen der Loslagerpunkte, welche immer wieder zur Schadensquelle bei Fassaden werden. Durch unsachgemäße Montage oder Umwelteinflüsse können Loslager schnell in Festlager umgewandelt werden. Dadurch entsteht eine Zwangsspannung, welche Risse im Bauteil hervorruft.

Nachfolgend werden eine Zusammenfassung sowie eine Schlussfolgerung aus den gewonnenen Erkenntnissen angeführt. Zudem wird ein Ausblick für ein weiteres Forschungsvorhaben gegeben.

9.1 Zusammenfassung

Die vorliegende Arbeit setzt sich mit dem Thema Fassaden aus textilbewehrten Beton auseinander. Im ersten Teil der Arbeit wird auf den Fassadenbau allgemein sowie auf den Verbundwerkstoff Textilbeton näher eingegangen. Die Fassaden bestehen im Allgemeinen aus dem Fassadenelement, welches an eine Unterkonstruktion befestigt wird. Die Verbindung zwischen dünnwandigen Fassadenelementen und der Unterkonstruktion wird mittels Hinterschnittanker (Plattenstärke größer 13 mm) oder Klebeverbindung hergestellt.

Textilbeton ist ein Kompositwerkstoff bestehend aus dem Beton, der die Druckkräfte übernimmt, sowie dem Textil, welches die Zugkräfte übernimmt. Als Textilbewehrung werden hochfeste- Glasfasern oder - Karbonfasern verwendet. Um die hohen Festigkeiten der Fasern einzusetzen, spielt das Verbundverhalten zwischen Fasern und Textil eine entscheidende Rolle.

Aufbauend auf den Grundlagen wird ein Finite-Elementen-Modell erstellt. Hierzu wird das Programm Sofistik [22] herangezogen. Die Modellierung von Textilbeton ist sehr komplex, deshalb werden folgende Annahmen getroffen:

- starrer Verbund zwischen Beton und Roving
- Schwinden und Kriechen werden nicht beachtet, Zeitpunkt $t=0$
- verschmierte Rissbildung über das Element
- Einzylinder Modell des Textils

Das entwickelte Finite-Elemente-Modell wird in Kapitel 5 mit dem Bemessungsmodell von Krüger sowie mit dem Bemessungsmodell von Voss verglichen. Des Weiteren werden die beiden Bemessungsmodelle analysiert. Dabei können hohe Abweichungen zwischen den beiden Bemessungsmodellen festgestellt werden. Das Modell von Krüger setzt dieselben Annahmen wie das FE-Modell voraus. Folglich sind die Abweichungen der analytischen sowie

der numerischen Berechnung nahezu identisch. Beim Berechnungsmodell von Voss werden Mechanismen wie das Verbundverhalten sowie die Lage der Bewehrung durch Verwendung empirischer Faktoren vereinfacht berücksichtigt. Die Faktoren werden aus Versuchen abgeleitet.

Die Einwirkungen auf eine Fassade sind ein entscheidender Faktor bei der Bemessung. Zu den maßgebenden Einwirkungen gehören das Eigengewicht, die Temperaturbelastung sowie die Windbelastung. Die Windbelastungen können bei Vorhangfassaden mit offenen Fugen stark vermindert werden. Für eine wirtschaftliche Bemessung, können die erhöhten Windbelastungen im Randbereich eines Gebäudes, getrennt betrachtet werden. Die bemessungsrelevanten Grenzwerte werden für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit neu definiert. Eine wichtige Voraussetzung für die Gebrauchstauglichkeit ist, dass die Fassade in der seltenen Einwirkungskombination ungerissen bleibt. Die Verformung der Fassade bei kurzzeitigen Einwirkungen spielt dabei eine untergeordnete Rolle. Für Langzeiteinwirkungen, wie das Eigengewicht, wird $1/500$ aus der ÖNORM EN 13116 [42] übernommen, damit das optische Erscheinungsbild nicht beeinflusst wird. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit darf die Fassade in den Zustand II übergehen. Tritt der Grenzzustand der Tragfähigkeit ein, wird die Fassade beschädigt, indem Risse entstehen. Bei einer Rissbildung, welche visuell sichtbar ist, sollte das Element ersetzt werden.

Die ermittelten Einwirkungen sowie das Finite-Elemente-Modell werden am Beispiel einer Fassade angewandt. Die Parameterstudie befasst sich mit liniengelagerten Fassaden sowie mit punktgelagerten Fassaden. Bei einer liniengelagerten Fassade werden die Folgen der Einwirkungen gezeigt. Bei Blockierung der Auflager kann infolge von Temperaturlast eine Rissbildung festgestellt werden. Die führende Einwirkung ist somit abhängig von der Lagerbedingung. Bei einem frei verschiebbaren System wird die Windlast maßgebend, bei Blockierung der Lager wird hingegen die Temperaturlast maßgebend.

Bei einem punktgelagerten Fassadenelement wird die optimale Auflagerposition ermittelt, damit der Querschnitt ungerissen bleibt. Dabei kann festgestellt werden, dass durch eine optimale Positionierung der Punktlager der Querschnitt deutlich besser ausgenutzt werden kann. Die optimale Position der Punktlager befindet sich an der Stelle, wo die im Auflagerbereich auftretenden Zugspannungen ausgeglichen sind. Die Studie ergibt zudem, dass eine maximale Plattengröße von $3,5\text{ m} \times 3,2\text{ m}$ bei einer 6-punktgelagerten Platte möglich ist, damit der Querschnitt mit einer Stärke von 16 mm ungerissen bleibt.

Ebenfalls wird die Steifigkeit der Unterkonstruktion ins FE-System mit einbezogen. Das Ziel hierbei ist eine Fassadenkonstruktion, die bei Temperaturbeanspruchung ohne Loslager auskommt. Bei einer Federsteifigkeit von $c_y = 1100\text{ N/mm}$ bleibt die Fassade ungerissen. Das heißt, dass die Abmessungen der Konsolenhöhe von 10 cm auf $3,5\text{ cm}$ herabgesetzt werden müssen, damit das System ungerissen bleibt.

In die Detailentwicklung fließen die zuvor erarbeiteten Erkenntnisse mit ein. Es werden zwei mögliche Detailausführungen gezeigt. Als Verbindung zwischen Fassade und Unterkonstruktion wird wegen der geringen Plattenstärke von 16 mm eine Klebeverbindung verwendet. Die Ausführung der Unterkonstruktion erlaubt eine Verklebung, welche in der Produktionsphase durchgeführt wird. Durch die Detaillösungen können punktgehaltene Fassaden, die ohne Loslager auskommen realisiert werden.

9.2 Ausblick

In der vorliegenden Arbeit werden die Grundlagen für ein weiteres Forschungsvorhaben im Bereich Fassadenelemente aus Textilbeton geschaffen. Textilbeton ist ein idealer Werkstoff für Fassadenelemente und überzeugt vor allem durch seine Leistungsfähigkeit und der Möglichkeit, filigrane Elemente zu schaffen. Zurzeit laufen auf wissenschaftlicher Ebene große Forschungsprojekte, die das Tragverhalten von Textilbeton untersuchen.

Auf baupraktischer Seite kommt Textilbeton noch selten zur Anwendung. Die Komplexität des Materials sowie die vielen verschiedenen Arten von Textilien erschweren die Entwicklung eines allgemein gültigen Bemessungsmodells. Ein Bemessungsmodell sowie eine einheitliche Normung bei der Herstellung der Textilien würde Textilbeton auch für die Praxis interessanter machen.

Die zurzeit entwickelten Finite-Elemente-Modelle können realitätsnahe Aussagen zum Tragverhalten von Textilbeton machen. Für einen Einsatz in der Praxis sind sie jedoch zu komplex.

Im Hinblick auf die in der Forschungsarbeit entwickelten FE-Modelle gibt es Diskrepanzen zu aktuell verwendeten Modellen. Vor allem die Abbildung des Verbunds zwischen Textil und Beton sollte in zukünftigen Arbeiten unbedingt berücksichtigt werden, um realistische Aussagen im gerissenen Zustand zu treffen. Darüber hinaus ist eine Verifizierung der Ergebnisse mittels Versuche unentbehrlich.

Im Bezug auf punktgelagerte Flächenelemente gibt es bisher noch keine Forschungsarbeiten, die das Flächentragverhalten erklären. Die Versuche werden meist einachsrig durchgeführt und auf das Flächenelement übertragen. Dabei werden die Einflüsse der Rissbildung sowie die Flächentragwirkung außer Acht gelassen. Vor allem bei den untersuchten 6-punktgelagerten Fassadenelementen spielt das Verhalten im Auflagerbereich eine wichtige Rolle, da dort der Querschnitt reißt.

Im Hinblick auf die Fassade können weitere Ziele im Zusammenhang mit Textilbeton angestrebt werden. Die solarthermische Aktivierung der Fassade oder die Beschichtung mittels organischer Photovoltaik-Zellen können für die Zukunft interessant werden.

Dies sind nur einige Punkte, in denen die Zukunft von Textilelbbetonfassaden liegen kann.

LITERATURVERZEICHNIS

Bücher und Zeitschriften

- [1] Scholzen, A.: Flächige Tragstrukturen aus textilbewehrtem Beton : Experimentelle und numerische Charakterisierung des Tragverhaltens, Bemessung und Herstellungsmethodik, Shell structures made of textile reinforced concrete : experimental and numerical characterization of the load-bearing behavior, ultimate limit state assessment and manufacturing process, Aachen, Eigenverl. des IMB, (2014).
- [2] Kulas, C., Schneider, M., Will, N., Grebe, R.: Hinterlüftete Vorhangfassaden aus Textilbeton – Tragverhalten und Ausführung, Bautechnik 88, Heft 5, S.:271-280, (2011).
- [3] Wendehorst, N.: Baustoffkunde, Auflage: 27. Auflage, (2011).
- [4] Krüger, M.: Vorgespannter Textilbeton, Dissertation, Stuttgart, (2004).
- [5] Banholzer, B.: Bond behaviour of a multi-filament yarn embedded in a cementitious matrix, Institut für Bauforschung, RWTH Aachen, Dissertation, (2004).
- [6] Jesse, F.: Tragverhalten von unidirektionalen und textilen Bewehrungen aus Multifilamentgarnen in einer zementgebundenen Matrix. Konstruktiver Ingenieurbau Dresden, Bd. 5 (2004).
- [7] Hegger, J., Voss, S.: Tragverhalten von Textilbeton unter zweiachialer Belastung. Proceedings of the 2nd Colloquium on Textile Reinforced Structures (CTRS2). Institut für Massivbau, Technische Universität Dresden, S. 313-324, (2003).
- [8] Rostislav, C., Focke I., Bong-Gu Kang, Vaclav S., Wilhelm B., Brameshuber W.: Abbildung der Verbundstruktur aus REM-Aufnahmen im geometrischen 3D Modell als Basis für die Modellierung des TRCVerbundverhaltens auf der Mikroebene, 6th Colloquium on Textile Reinforced Structures (CTRS6), S. 75, (2004).
- [9] Zastrau B., Lepenies, I., Richter, M.: Zur Entwicklung einer Materialbeschreibung von Textilbeton mit Anwendung repräsentativer Volumenelemente, Proceedings of the 2nd Colloquium on Textile Reinforced Structures (CTRS2), Dresden, S. 387-398, (2003).
- [10] Bruckermann O.: Zur Modellierung des Zugtragverhaltens von textilbewehrtem Beton, Aachen (2007).
- [11] Lorenz, E., Ortlepp, R.: Berechnungsalgorithmus zur Bestimmung der Verankerungslänge der textilen Bewehrung in der Feinbetonmatrix. Tagungsband zum 4. Kolloquium zu textilbewehrten Tragwerken(CTRS4) und zur 1. Anwendertagung, Dresden, (03.06.-05.06.2009).
- [12] Jesse, D.: Tragverhalten von textilbewehrtem Beton unter zweiachialer Zugbeanspruchung. Dissertation, TU Dresden (2010).
- [13] Frank, R., Beyer, B., Zastrau, W.: Aspekte der Modellierung des Tragverhaltens von Textilbeton unter biaxialer Beanspruchung, 6th Colloquium on Textile Reinforced Structures (CTRS6), TU Dresden, S. 157-172. (2010).

-
- [14] Nigitz, D.: Entwicklung eines mineralischen Sandwichelements mit Textilbeton-Deckschichten, Diplomarbeit, TU Graz, (2016).
- [15] Müller, K.: Untersuchungen zum Tragverhalten dünnwandiger, vorgespannter Flächenelemente aus Textilbeton, Diplomarbeit, TU Graz, (2016).
- [16] Branson, D.E.: Deformation of Concrete Structures. St. Louis: McGraw-Hill Book Co., New York, S. 546, (1977).
- [17] Voss, S.: Ingenieurmodelle zum Tragverhalten von textilibewehrtem Beton, RWTH Aachen, Fakultät für Bauingenieurwesen, Institut für Massivbau, Dissertation, (2008).
- [18] Brockmann, T.: Mechanical and fracture mechanical properties of fine grained concrete for textile reinforced composites, RWTH Aachen, Dissertation, (2006).
- [19] Chopradub, A. : Zur Tragfähigkeit von punktförmig gestützten filigranen Fassadenplatten aus faserverstärktem Feinkornbeton, Dissertation, Technischen Universität Kaiserslautern, (2010).
- [20] Lade, P. V.: Elasto-plastic stress-strain theory for cohesionless soil with curved yield surfaces. In: International Journal of Solids and Structures 13, New York: Pergamon Press, S. 1019-1035, (1997).
- [21] Lade, P. V.: Failure Criterion for Frictional Materials. In: Mechanics of Engineering Materials, edited by C. S. Desai and R. H. Gallagher, New York: John Wiley & Sons, (1984).
- [22] Sofistik AG: Programmkette für die statische Berechnung (SOFiSTiK 2016). (<http://www.sofistik.de/>). (2016).
- [23] Sofistik AG: ASE. Allgemeine Statik Finiter Element Strukturen (01.08.2016).
- [24] Hofstetter, G., Mang, H.A.: Computational Mechanics of Reinforced Concrete Structures, Braunschweig / Wiesbaden, Vieweg & Sohn, (1995).
- [25] Müller, J, A. : Zum Zug- und Schubtragverhalten von Betonfugen, Dissertation, Technische Universität München, (2008).
- [26] Sharei, E., Scholzen, A., Chudoba, R., Hegger, J. Anisotropic damage model for numerical simulation of Textile Reinforced Concrete shell structures. In Topping B.H.V. and Ivanyi P. editors, Twelfth International Conference on Computational Structures Technology (CST 2014), Civil-Comp Press, (2014).
- [27] Sharei E., Scholzen A., Chudoba R., Hegger J.: Thin-walled textile reinforced concrete shells: analysis of combined effect of anisotropic strain hardening and imperfect geometry, Institute of Structural Concrete, RWTH Aachen University, (2016).
- [28] Ilpenies*, I., Richter, M., Bernd, W., Zastrau, W.,.: Numerische Simulation des mechanischen Verhaltens von Textilbeton unter Berücksichtigung mehrerer Strukturerebenen, Lehrstuhl für Mechanik Institut für Baumechanik und Bauinformatik - Fakultät Bauingenieurwesen, Technische Universität Dresden, (2004).
- [29] Pettersson, Thorsson: FE-modelling of Textile Reinforce Concrete Façade Elements, Department of Civil and Environmental Engineering, Division of Structural Engineering, Concrete Structures, Chalmers University of Technology, (2014).

-
- [30] Alfred, Stein: Fassaden aus Natur- und Betonwerkstein, Konstruktion und Bemessung nach DIN 18516, Callwey Verlag, (2000).
 - [31] RuckZuck, Mursoft Wörgötter, Kump OEG, (2010).
 - [32] Chudoba, R., Sharei, E., Scholzen, A.: Strain-hardening microplane damage model for thin-walled textile reinforced concrete shells, calibration procedure and experimental validation, Institute of Structural Concrete, RWTH Aachen University, (28.02.2016).
 - [33] Schnell, J., Geiß, P.L., Thiele, C., Chopradub, A., Kohl, V. : Leicht Bauen mit Beton – Innovative KlebeVerbindungstechnik für filigrane Fassadenplatten aus Hochleistungs-Beton, BBR Abschlussbericht, Kaiserslautern, (2009).
 - [34] Kautsch, P.: Vorlesungsunterlage, Bauphysik 1, Wärmeschutz & Feuchtigkeitsschutz, Master-Ausbildung Bauingenieurwesen, (01.09.2014).
 - [35] Delphin: Simulationsprogramm für den gekoppelten Wärme-, Luft-, Feuchte-, Schadstoff- und Salztransport, Institut für Bauklimatik, Fakultät Architektur, Technische Universität Dresden, (2015).

Normen

- [36] ÖNORM EN 1992-1-1 -Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau, (2015.02.15).
- [37] ÖNORM EN 1990 Eurocode 0: Grundlagen der Tragwerksplanung, (2013.03.15).
- [38] ÖNORM EN 1991 Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke, (2011.09.01).
- [39] ÖNORM B1991-1-4 Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Windlasten , (2013.05.01).
- [40] ÖNORM B1991-1-5 Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Temperatureinwirkungen, (2012.01.01).
- [41] ÖNORM B 3303: Betonprüfung, (2002-09-01)
- [42] ÖNORM EN 13116: Vorhangfassaden - Widerstand gegen Windlast - Leistungsanforderungen, (2001.11.01).
- [43] ÖNORM EN 13830: Vorhangfassaden - Produktnorm (2003.11.01).
- [44] ACI 440.1R-01 2001: Guide for the Design and Construction of Concrete Reinforced with FRP Bars. Committee 440, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI., (2001.05.01).
- [45] ACI Committee 533: Guide for Precast Concrete Wall Panels, American Concrete Institute, Detroit, Michigan, (1993).
- [46] Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben, Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten, (2013.06.15).

-
- [47] DIN 18516-1 : Außenwandbekleidungen, hinterlüftet - Teil 1: Anforderungen, Prüfgrundsätze, (2010.06.01).
 - [48] ÖNORM B 3800-5: Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen - Teil 5: Brandverhalten von Fassaden - Anforderungen, Prüfungen und Beurteilungen, (2013.04.15).
 - [49] DIN 1045-1: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 1: Bemessung und Konstruktion, Beuth Verlag, Berlin, (2007.07.01).
 - [50] EN 18516 : Außenwandbekleidungen, hinterlüftet, (2013.06.15).
 - [51] ACI Committee 318-99 : Building Code Requirements for Reinforced Concrete ,10.2.7.3 (1995).
 - [52] ÖNORM B 1991-1-4: Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1991-1-4 und nationale Ergänzungen, (2013.05.01).
 - [53] DIN 1992-1-1 Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, (2011.01.01).
 - [54] DIN EN 12600: Glas im Bauwesen - Pendelschlagversuch - Verfahren für die Stoßprüfung und Klassifizierung von Flachglas, (2003.04).
 - [55] DIN EN13823: Prüfungen zum Brandverhalten von Bauprodukten - Thermische Beanspruchung durch einen einzelnen brennenden Gegenstand für Bauprodukte mit Ausnahme von Bodenbelägen, (2010.12).
 - [56] ÖNORM B 3800-5: Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen (2013.04.15)
 - [57] DIN 18202: Toleranzen im Hochbau (1997.04.01)

Online-Quellen und Datenblätter

- [58] <http://www.albstadt.de/Leuchtturmprojekt:-Textilbetonbr%C3%BCcke>, (21.08.2016).
- [59] http://abload.de/img/img_5948nmsis.jpg, (21.08.2016).
- [60] <http://www.baulinks.de/webplugin/2011/i/1633-hvs1.jpg>, (21.08.2016).
- [61] http://www.bft-international.com/imgs/72022150_f2192e8d97.jpg, (21.08.2016).
- [62] https://www.heringinternational.com/fileadmin/images/content/de/news/produkte-projekte/st_leonhard_gymnasium_aachen/Architekturbetonfassade_St-Leonhard_05.jpg, (21.08.2016).
- [63] <http://nbn-resolving.de/urn:nbn:de:swb:14-1127469230731-24201>, (20.08.2016).
- [64] <http://nbn-resolving.de/urn:nbn:de:bsz:14-qucosa-77778>, (20.08.2016).
- [65] https://de.wikipedia.org/wiki/Pier_Luigi_Nervi, (21.08.2016).
- [66] https://www.architectural-review.com/Journals/2012/01/30/e/k/j/020a-palazzetto-IMG_7467.jpg, (22.08.2016).
- [67] <https://s-media-cache-ak0.pinimg.com/originals/4e/0f/62/4e0f62a144e01f37a67a7e240a8b5c3d.jpg>, (22.08.2016).

-
- [68] http://www.rieder.cc/fileadmin/USER_FILES/Products/Broschuren/fibreC_Planungshandbuch_2015_DE_web.pdf, (22.08.2016)
- [69] <http://keil.eu/>, (22.09.2016)
- [70] <http://www.wufi-wiki.com/mediawiki/index.php/Details:SourcesforclimateData>, (21.10.2016).
- [71] <https://www.hilti.at/fassadensysteme/konsolen> (21.10.2016).
- [72] https://www.solidline.de/fileadmin/user_upload/content/Referenzen_Ratgeber/Simulation/Die_nicht-lineare_Analyse.pdf, (21.12.2016).
- [73] https://www.oib.or.at/sites/default/files/richtlinie_2_26.03.15.pdf, (21.12.2016).
- [74] http://www.oefhf.at/content/fm/13/706/OEFHF_Klebertechnik_815.pdf, (22.12.2016).
- [75] http://aut.sika.com/dms/getdocument.get/a94f4526-c540-3e57-b84c6681c6eabfc2/Sika%20AnchorFix-3+_DEAT.PDF, (22.12.2016).

Abbildungsverzeichnis

Abb. 1.1	St. Leonhard Gymnasium Aachen[62]	2
Abb. 1.2	Foto-Betonfassade in Weißenfels [61]	2
Abb. 2.1	Prinzipieller Aufbau einer hinterlüfteten Fassade	5
Abb. 2.2	Gleitpunkt Ausführung	7
Abb. 2.3	Aufbau Fassadensystem [68]	7
Abb. 2.4	Prinzip Hinterschnittanker [69]	8
Abb. 2.5	Nietverbindung [68]	9
Abb. 2.6	Verklebte Fassade [74]	9
Abb. 3.1	Verstärkung Unterzug mittels Karbongelege[60]	12
Abb. 3.2	Fasadenelemente aus Textilbeton Stärke 2 cm [59]	12
Abb. 3.3	Textilbeton Brücke in Lautlingen [58]	12
Abb. 3.4	Betonkanu der TU Graz	12
Abb. 3.5	Herstellungsverfahren [17]	13
Abb. 3.6	Diagramm Mischungszusammensetzung	14
Abb. 3.7	Materialfestigkeit in Schuss und Kettrichtung [6]	17
Abb. 3.8	Aufbau Testilgelege [7]	17
Abb. 3.9	Wirkfadenverlauf Trikotbindung (links)und Fransebindung (rechts)	17
Abb. 3.10	Filamente ohne Imprägnierung	18
Abb. 3.11	Filamente mit Imprägnierung	18
Abb. 3.12	Roving Aufbau [8]	18
Abb. 3.13	Idealisierung des Garnaufbaus [9]	19
Abb. 3.14	Risslage bei reiner Zugbeanspruchung	20
Abb. 3.15	Spannungsinteraktion zwischen Matrix und Roving	20
Abb. 3.16	Untersuchungsergebnisse bei orthogonaler Bewehrungsführung [12]	21
Abb. 3.17	Hauptspannungstrajektorien im Zugbereich einer vierpunktgelagerten Platte	22
Abb. 3.18	Abminderungsfaktor	22
Abb. 3.19	Zweiachsig belastete Versuchskörper mit Abweichung der Bewehrungsrichtung von der Belastungsrichtung [12]	23
Abb. 3.20	Umlenkung Beton - Gelege	24
Abb. 3.21	Effekte bei der Überbrückung eines Risses [13]	24
Abb. 4.1	Arbeitslinie für nicht lineare Berechnung	28
Abb. 4.2	Aufbau FE- Modell 1	30
Abb. 4.3	Aufbau FE- Modell 2	30
Abb. 4.4	Querschnitt Parameter	30
Abb. 4.5	Bruchkegel in der Ebene ($\sigma_1 - \sigma_3$) [25]	31
Abb. 4.6	Strukturebenen [28]	32
Abb. 4.7	Repräsentatives Volumenelement [28]	32
Abb. 4.8	Verformung Theorie 2. Ordnung (links), Verformung Theorie 3. Ordnung (rechts) [23]	34



Abb. 5.1	Spannungsverteilung und Dehnungsverteilung für Betonversagen[4]	36
Abb. 5.2	Spannungsverteilung und Dehnungsverteilung für indifferentes Versagen[4]	36
Abb. 5.3	Spannungsverteilung und Dehnungsverteilung für Faserversagen[4]	36
Abb. 5.4	Arbeitslinie für Feinbeton(links), textile Bewehrung (rechts)	41
Abb. 5.5	Einfeldträger	43
Abb. 5.6	Querschnitt	43
Abb. 5.7	Spannungsdehnungskurve aus Versuch und charakteristische Wert	44
Abb. 5.8	MAG-07-03 [18]	45
Abb. 5.8	Inneres Gleichgewicht	46
Abb. 5.9	Inneres Gleichgewicht	47
Abb. 5.10	Visualisierung Platte	47
Abb. 5.11	Betonarbeitslinie Feinbeton	48
Abb. 5.12	Momentenverlauf bei $Y=0,5m$	48
Abb. 5.13	Betonstauchung Oberseite [%]	49
Abb. 5.14	Beton Druckzonenhöhe [mm]	49
Abb. 5.15	Hauptspannung Oberseite [MPa]	49
Abb. 5.16	Hauptspannung Unterseite [MPa]	49
Abb. 5.17	Vergleich der Bemessungsmodelle	50
Abb. 6.1	Einwirkungen an einer vertikalen Fassade	51
Abb. 6.2	Diagramm C_{pe} 0,1-10m ² [39]	53
Abb. 6.3	Windlast beiwert $c_{p,net,1}$ im Randbereich	55
Abb. 6.4	Thermische Einwirkungen auf eine Fassade	57
Abb. 6.5	Dehnungsverhalten der Fassadenplatte durch konstante Temperaturbelastung	58
Abb. 6.6	Oberflächentemperatur von grauer Beton Fassade, $t=16mm$, Standort München, Tag 194 [35]	59
Abb. 6.7	Oberflächentemperatur von schwarzer Fassade, $t=16mm$, Standort München, Tag 194 [35]	59
Abb. 6.8	Theoretische Verformung der Fassade mit Temperaturdifferenz	60
Abb. 6.9	Visualisierung der Verformung einer Fassade (Raster 0,5mx0,5m) [29]	63
Abb. 7.1	Aufbau der Studie	68
Abb. 7.2	Windlastbeiwert $c_{p,net,1}$ im Randbereich	70
Abb. 7.3	Abmessungen der Fassade inkl. Freiheitsgrade (links) Querschnitt (rechts)	74
Abb. 7.4	Spannungen in Y oben [MPa] (links), Spannungen in Y unten [MPa] (rechts)	75
Abb. 7.5	Verschiebung [mm](links), Spannungen [MPa] in Y im Gelege (rechts)	76
Abb. 7.6	Spannungen in Y oben [MPa] (links), Spannungen in Y unten [MPa] (rechts)	77
Abb. 7.7	Spannungen in y oben [MPa] (links), Spannungen in y unten [MPa] (rechts)	78
Abb. 7.8	Spannungen in y unten [MPa] (links), Spannungen in y oben [MPa] (rechts)	79
Abb. 7.9	Spannungen in y oben [MPa] (links), Spannungen in y unten [MPa] (rechts)	80
Abb. 7.10	Fassadensystem	81
Abb. 7.11	Spannungen Unten in Abhängigkeit der Auflagerposition.	82
Abb. 7.12	Spannungen Oben in Abhängigkeit der Auflagerposition	82
Abb. 7.13	Querschnitt Platte	83
Abb. 7.14	Spannungen In Y Richtung aus SLS Belastung an Betonunterseite	84
Abb. 7.15	Spannungen In Y-Richtung oben	84

Abb. 7.16	Verformung in Z-Richtung (Vergleich der Berechnungsarten)	85
Abb. 7.17	Verformung in Y-Richtung (Vergleich der Berechnungsarten)	86
Abb. 7.18	Moment in Y Richtung [KNm]	86
Abb. 7.19	Fassadensystem inkl. Freiheitsgrade (links), Systemvisualisierung (rechts)	88
Abb. 7.20	Spannungen in Y oben [MPa] (links), Spannungen in Y unten [MPa] (rechts), ay = 0,3m ax=0,2m	89
Abb. 7.21	Spannungen in Y oben Achse A-A	90
Abb. 7.22	Spannungen in Y unten Achse A-A	90
Abb. 7.23	Knoten Spannungsverlauf in Y-Richtung, Schnitt YZ (links), Schnitt XY (rechts) ,ay = 0,3m ax=0,2m, in [MPa]	91
Abb. 7.24	Spannungen in Y oben Achse B-B	92
Abb. 7.25	Spannungen in Y unten Achse B-B	92
Abb. 7.26	Ausgangssystem	93
Abb. 7.27	Spannungen in Y unten Achse B-B und Achse A-A	94
Abb. 7.28	Spannungen in Y unten Achse B-B und Achse A-A	94
Abb. 7.29	Spannungen Achse D-D	95
Abb. 7.30	Ausgangssystem	96
Abb. 7.31	Spannungen in X in der Bewehrung unten Achse D-D	97
Abb. 7.32	Spannungen in X oben, Achse D-D	97
Abb. 7.33	Konsole [71]	98
Abb. 7.34	System Konsole	98
Abb. 7.35	Modellierung System	100
Abb. 7.36	Maßgebende Spannungen an der Unterseite	101
Abb. 8.1	Vorgehen beim der Konstruktion einer Fassade	103
Abb. 8.2	Statische System	105
Abb. 8.3	Montagezeichnung, Kugelgelenk, Auflager A3-A6	108
Abb. 8.4	Vertikalschnitt, Schnitt „A-A“	109
Abb. 8.5	Montagezeichnung, beweglich-elastisches-Gelenk, Auflager A1 und A2	110
Abb. 8.6	Horizontalschnitt, Schnitt „B-B“	110
Abb. A.1	Einteilung einer Außenwände eines rechteckigen Gebäudes [39]	A3
Abb. A.2	Durchbiegung in Z-Richtung [31] infolge SLS-Einwirkungskombination	A5
Abb. A.3	Spannungen an der Oberseite Achse A-A	A9
Abb. A.4	Spannungen an der Unterseite Achse A-A	A9
Abb. A.5	Spannungen an der Oberseite Achse D-D	A10
Abb. A.6	Spannungen an der Unterseite Achse D-D	A10
Abb. A.7	Spannungen an der Oberseite Achse A-A	A11
Abb. A.8	Spannungen an der Unterseite Achse A-A	A11
Abb. A.9	Spannungen an der Unterseite Achse D-D	A12
Abb. A.10	QR-Code	A22



Tabellenverzeichnis

Tab. 3.1	Mengenangabe der Mischungsbestandteile [4]	14
Tab. 3.2	Festigkeit der Betonmischung M7 lt. Versuchsergebniss [4]	15
Tab. 3.3	Materialkennwerte Textilbetonbewehrung [14]	16
Tab. 4.1	Textil ARG/EP-03	28
Tab. 5.1	Effektivität k_1 für die Kettrichtung verschiedener Gelegevarianten bei Bauteilherstellung im Gießverfahren [17]	40
Tab. 5.2	k _{fl} Beiwert für Biegebeanspruchung in Abhängigkeit vom Bewehrungsgrad [17]	41
Tab. 5.3	Betonkennwerte [18]	44
Tab. 5.4	MAG-07-03[18]	45
Tab. 5.5	Abminderungsfaktoren laut 5.2	45
Tab. 6.1	Erhöhung der Eigenlast [30].	52
Tab. 6.2	cp,net-Wert für Außenschale porös, Innenschale dicht [52]	54
Tab. 6.3	Vorgeschlagene Verformungen ÖNORM EN 13116 [42]	62
Tab. 6.4	Kombinationsbeiwerte [37]	66
Tab. 7.1	Windbelastung wd [kN/m ²]	70
Tab. 7.2	Kombinationsbeiwerte [38]	71
Tab. 7.3	Kombinationsbeiwerte, ULS	71
Tab. 7.4	Kombinationsbeiwerte, SLS, seltene Kombination:	72
Tab. 7.5	Kombinationsbeiwerte, SLS, häufige Kombination:	72
Tab. 7.6	Kombinationsbeiwerte, SLS, quasi-ständige Kombination:	73
Tab. 7.7	Lagerung	75
Tab. 7.8	Lagerung	89
Tab. 7.9	Lagerung, Steifigkeiten [N/mm]	99
Tab. A.1	Parameter für Materialmodell nach Lade	A2
Tab. A.2	Außendruckbeiwerte, Bereich A, B, C cpe,10 und cpe,1 [39]	A4
Tab. A.3	Außendruckbeiwerte, Bereich D, E, cpe,10 und cpe,1 [39]	A4



A

Anhang

A.1 Parameter nach Lade

Parameter

LADE	Bedeutung	Unit	Voreinst.
P1	Parameter η_1	-	!
P2	Exponent m	-	!
P3	Einachsige Zugfestigkeit f_t	kN/m^2	0.0
P4	Parameter η_2 für plastisches Potenzial	-	P1/10
P5	Druckfestigkeit (Kappe)	kN/m^2	-
P6	Zugbruchdehnung ϵ		-

$$P1 = \left(\frac{I_1^3}{I_3} - 27 \right) \cdot \left(\frac{|I_1|}{p_a} \right)$$

mit

$$\sigma_1 = \sigma_2 = -f_{ct}$$
$$\sigma_3 = -(f_{ct} + f_c)$$
$$I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$$
$$I_3 = \sigma_1 \cdot \sigma_2 \cdot \sigma_3$$
$$p_a = 0,103 \text{ MPa}$$

Tab. A.1 Parameter für Materialmodell nach Lade

fc	55800	kN/m ²	P1	196035,7
fct	4000	kN/m ²	P2	1
m (1-2)	1		P3	4000
σ1	-4000	kN/m ²	P4	19603,57
σ2	-4000	kN/m ²	P5	-
σ3	-59800	kN/m ²	P6	0,2
l1	-67800			
l3	-9,568E+11			
pa	103,32			
n1	196035,719			

A.2 Parabel Rechteck Diagramm für die Bemessung

Der Völligkeitsbeiwert α_R und der Lagebeiwert k_a werden nachfolgend berechnet.

Bereich (Parabel + Rechteck): $|\varepsilon_{c2}| < |\varepsilon_c| \leq |\varepsilon_{c2u}|$

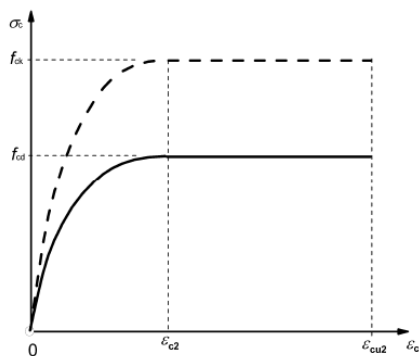
Für $\varepsilon_c = \varepsilon_{c2}$ folgt aus: $\alpha_{R1} = 1 - \frac{1}{n+1}$ $k_{a1} = 1 - \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{(n+2) \cdot (n+1)}\right) / \alpha_{R1}$

Im Bereich 2 gilt: $\alpha_{R2} = 1$ $k_{a2} = 0,5$

Hilfsgröße: $f = \frac{\varepsilon_{c2}}{\varepsilon_c}$ (Glg. A.1)

Gesamtvölligkeitsbeiwert: $\alpha_R = \alpha_{R1} \cdot f + \alpha_{R2} \cdot (1-f)$ (Glg. A.2)

Gesamtbeiwert Hebelarm: $k_a = \frac{(1-f)^2 \cdot \alpha_{R2} \cdot k_{a2} + f \cdot \alpha_{R1} \cdot (1-f + k_{a1} \cdot f)}{\alpha_R}$ (Glg. A.3)



ec2	-0,0045	
ec2u	-0,0055	
ec	-0,0055	
f	2	(Ggl. A.1)
α_R	0,7273	(Ggl. A.2)
k_a	0,3892	(Ggl. A.3)

A.3 Windlastbeiwerte

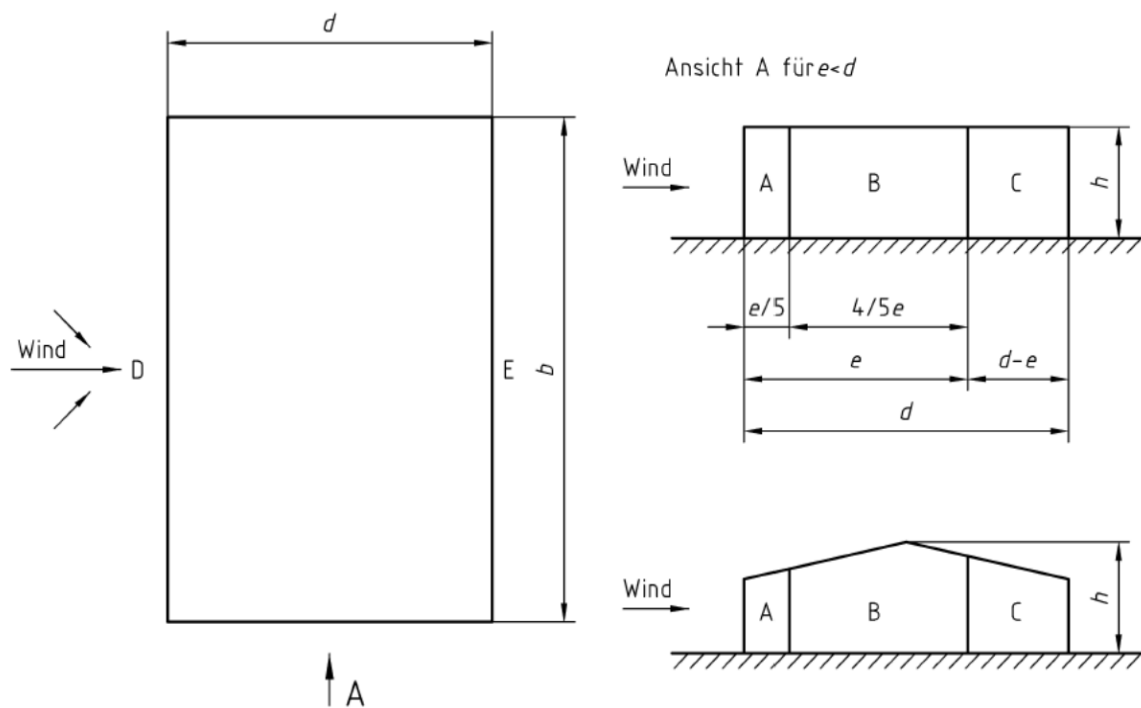


Abb. A.1 Einteilung einer Außenwände eines rechteckigen Gebäudes [39]

Tabelle 3 — Außendruckbeiwerte $c_{pe,10}$ für prismatische Baukörper für Bereiche A, B, C

Tabelle 3a

h/b	A, B, C für dlb								
	$\leq 0,2$			0,7			1,0		
	A	B	C	A	B	C	A	B	C
$\leq 0,5$	-1,00	-0,70	-0,40	-1,00	-0,70	-0,40	-1,00	-0,70	-0,40
2	-1,20	-0,80	-	-1,20	-0,90	-	-1,20	-0,80	-0,45
5	-1,35	-1,00	-	-1,45	-1,10	-	-1,30	-0,90	-0,50
10	-1,50	-1,20	-	-1,65	-1,30	-	-1,40	-1,00	-0,60
20	-1,65	-1,40	-	-1,80	-1,50	-	-1,50	-1,15	-0,70
≥ 50	-1,75	-1,50	-	-1,90	-1,70	-	-1,60	-1,35	-0,85

Tabelle 3b

h/b	A, B, C für dlb								
	2,0			5,0			≥ 10		
	A	B	C	A	B	C	A	B	C
$\leq 0,5$	-1,00	-0,70	-0,40	-1,00	-0,70	-0,40	-1,00	-0,70	-0,40
2	-1,10	-0,75	-0,40	-1,10	-0,70	-0,40	-1,10	-0,70	-0,40
5	-1,25	-0,85	-0,45	-1,20	-0,75	-0,40	-1,20	-0,70	-0,40
10	-1,35	-0,90	-0,50	-1,30	-0,80	-0,45	-1,30	-0,70	-0,40
20	-1,45	-0,95	-0,55	-1,35	-0,85	-0,50	-1,35	-0,75	-0,40
≥ 50	-1,50	-1,00	-0,60	-1,40	-0,90	-0,50	-1,40	-0,75	-0,40

Dabei ist $c_{pe,1} = 1,25 \cdot c_{pe,10}$ anzusetzen.

Tab. A.2 Außendruckbeiwerte, Bereich A, B, C $c_{pe,10}$ und $c_{pe,1}$ [39]Tabelle 4 — Außendruckbeiwerte $c_{pe,10}$ für prismatische Baukörper für Bereiche D, E

h/b	D	E für dlb					
		$\leq 0,2$	0,7	1,0	2,0	5,0	10,0
$\leq 0,5$	0,8	-0,25	-0,35	-0,30	-0,15	-0,15	-0,15
2	0,8	-0,35	-0,45	-0,35	-0,20	-0,15	-0,15
5	0,8	-0,50	-0,75	-0,55	-0,30	-0,15	-0,15
10	0,8	-0,75	-1,10	-0,85	-0,50	-0,20	-0,15
20	0,8	-1,00	-1,35	-1,10	-0,65	-0,20	-0,15
≥ 50	0,8	-1,20	-1,60	-1,30	-0,85	-0,20	-0,15

Dabei ist $c_{pe,1} = 1,25 \cdot c_{pe,10}$ anzusetzen.

Tab. A.3 Außendruckbeiwerte, Bereich D, E, $c_{pe,10}$ und $c_{pe,1}$ [39]

A.4 Vergleich Ruckzuck

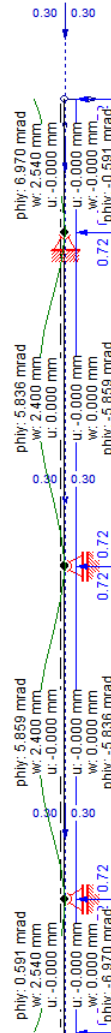





Abb. A.2 Durchbiegung in Z-Richtung [31] infolge SLS-Einwirkungskombination

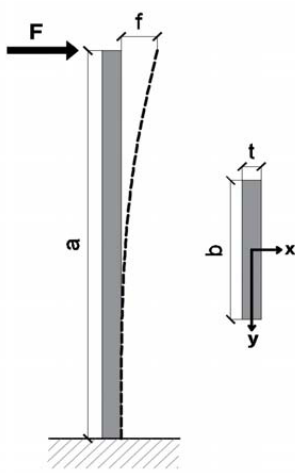
A.5 Bemessung lt. Krüger

		Diplomarbeit	Bemessung ULS lt. Krüger	Seite 1
		Filigrane Fassadenelemente aus Textilbeton		
		Verfasser: Manuel Mitterrutzner		
h	8 mm			
b	1500 mm			
d	6 mm			
AF	105 mm ²			
β_1	0,85			
fc'	80 N/mm ²			
fpu	1808 N/mm ²			
ecu	0,0035			
e _{pu}	0,025			
E _c	31000 N/mm ²			
E _f	72000 N/mm ²			
ρ_f	0,0116667	GL (5.1)		
ρ_{fb}	0,003926	GL (5.2)		
f _p	998,43586 N/mm ²	GL (5.4)		
M _{n beton}	0,5751394 KNm	GL (5.3)		
M _{n faser}	1,0795901 KNm	GL (5.6)		
M_n	0,5751394 KNm	lt. (Abb. 5.1 Abb. 5.2 Abb. 5.3)		

Diplomarbeit		Bemessung ULS lt. Krüger	Seite 2
	Filigrane Fassadenelemente aus Textilbeton Verfasser: Manuel Mitterrutzner		
h	16 mm		
b	1000 mm		
d	14 mm		
A_F	105 mm ²		
β₁	0,85		
f_c'	55 N/mm ²		
f_{pu}	1808 N/mm ²		
e_{cu}	0,0035		
e_{pu}	0,025		
E_c	31000 N/mm ²		
E_f	72000 N/mm ²		
ρ_f	0,0075	GL (5.1)	
ρ_{fb}	0,0026991	GL (5.2)	
f_p	1036,3493 N/mm ²	GL (5.4)	
M_{n beton}	1,3967911 KNm	GL (5.3)	
M_{n faser}	2,5190436 KNm	GL (5.6)	
M_n	1,3967911 KNm	lt. (Abb. 5.1 Abb. 5.2 Abb. 5.3)	

A.6 Federsteifigkeit Konsole

		Diplomarbeit		Federsteifigkeiten		Seite 3	
		Filigrane Fassadenelemente aus Textilbeton					
		Verfasser: Manuel Mitterrutzner					
<u>Konsole A1 A2</u>							
b=	100 mm						
t=	4 mm						
a=	140 mm						
E=	70000 N/mm ²	E-Modul	Aluminium				
Cy=	25510,20 N/mm ²	(Glg. 7.3)					
Cx=	40,82 N/mm ²	(Glg. 7.4)					
<u>Konsole A3-A6</u>							
b=	35 mm						
t=	4 mm						
a=	140 mm						
E=	70000 N/mm ²	E-Modul	Aluminium				
Cyn=	1091,00 N/mm	(Glg. 7.3)					
Cx=	40,82 N/mm	(Glg. 7.4)					



A.7 Maximale Elementbreite, Auflagerabständen $a_x = 0,2\text{m}$ $a_y = 0,5\text{m}$

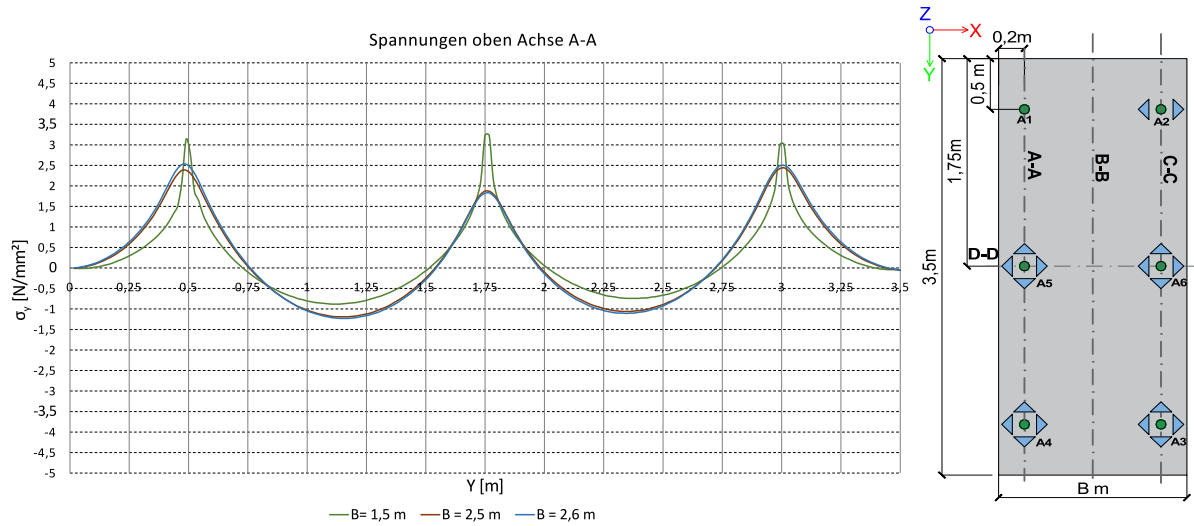


Abb. A.3 Spannungen an der Oberseite Achse A-A

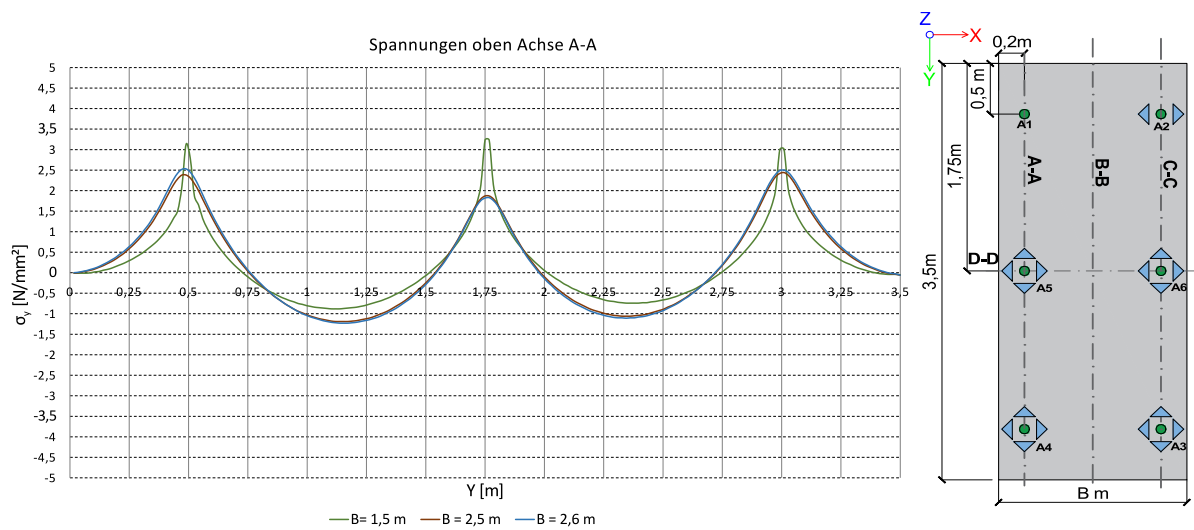


Abb. A.4 Spannungen an der Unterseite Achse A-A

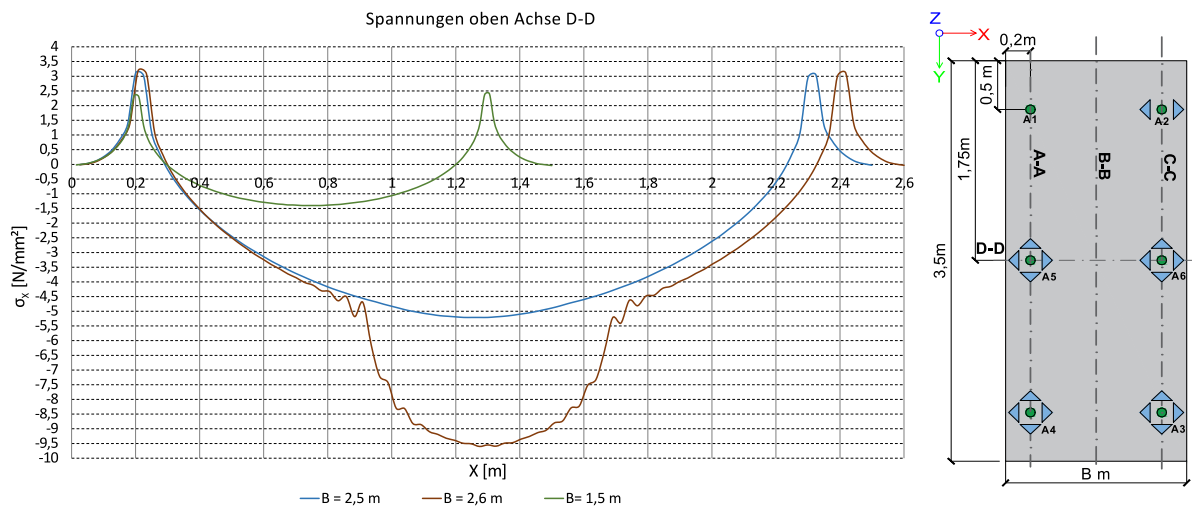


Abb. A.5 Spannungen an der Oberseite Achse D-D

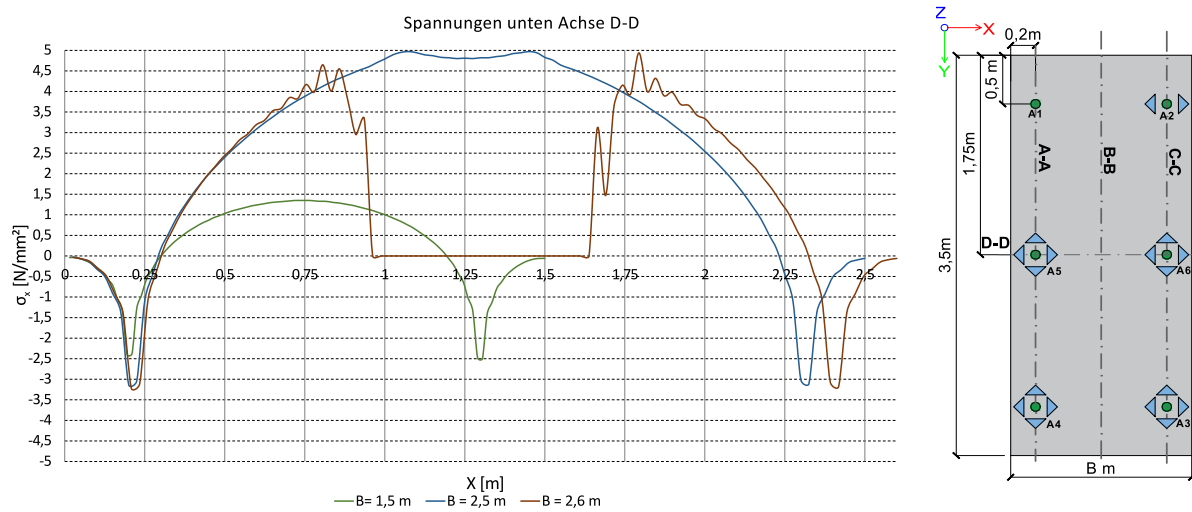


Abb. A.6 Spannungen an der Unterseite Achse D-D

A.8 Maximale Elementbreite, Auflagerabständen $a_x = 0,5\text{m}$ $a_y = 0,5\text{m}$

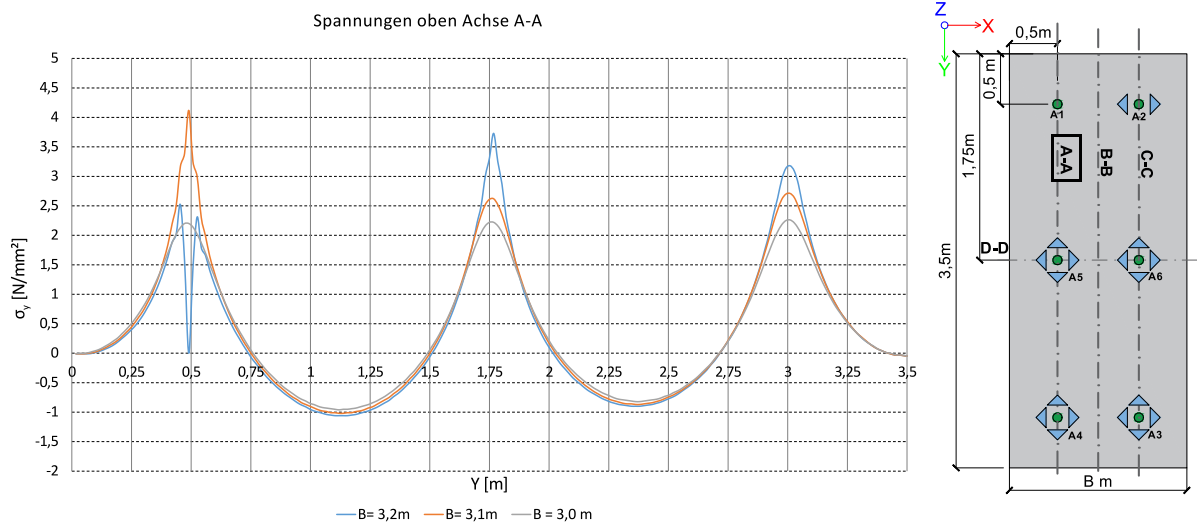


Abb. A.7 Spannungen an der Oberseite Achse A-A

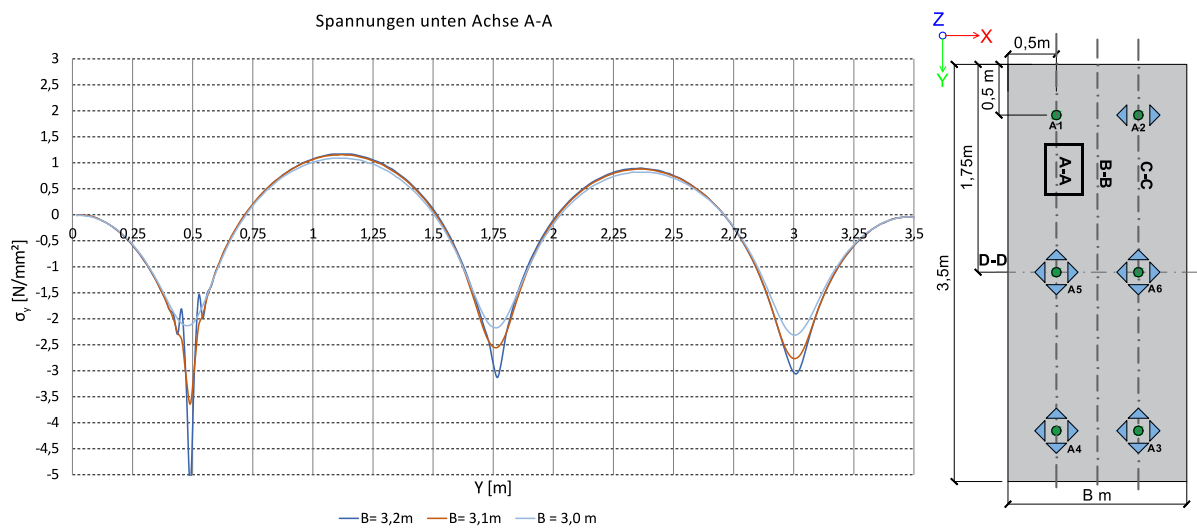


Abb. A.8 Spannungen an der Unterseite Achse A-A

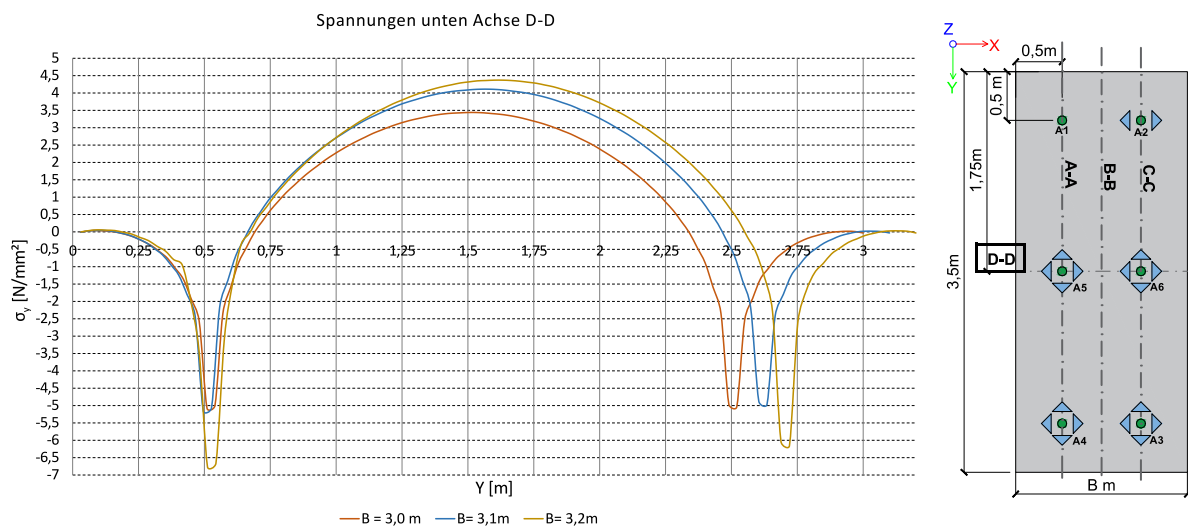
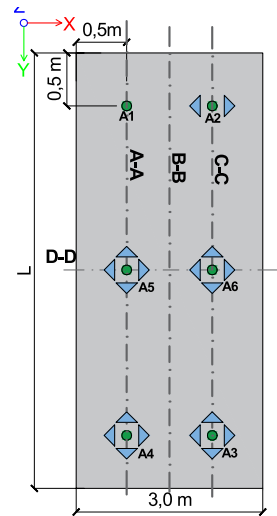
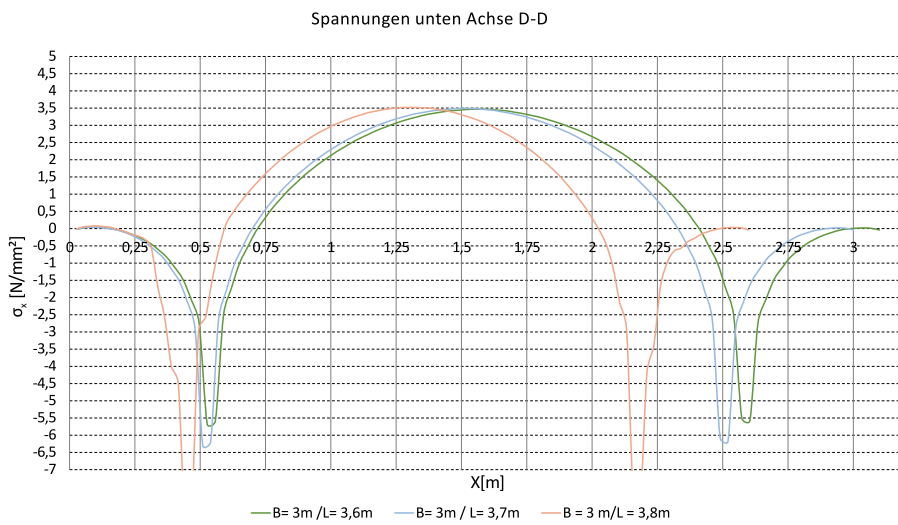
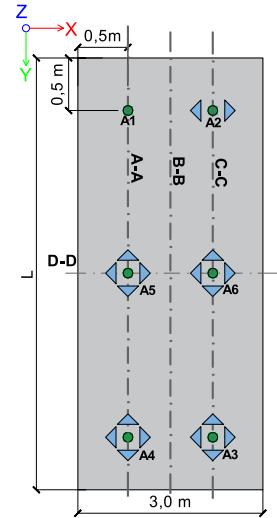
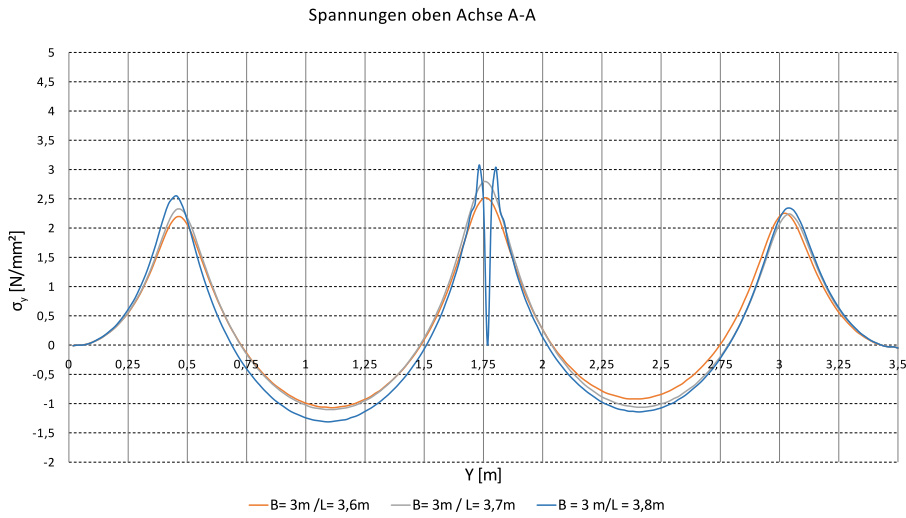
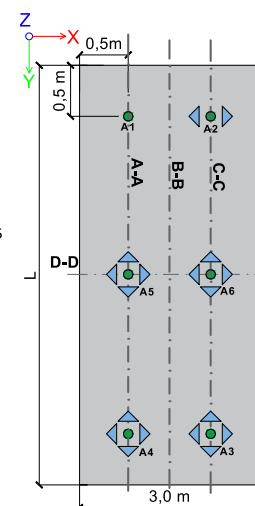
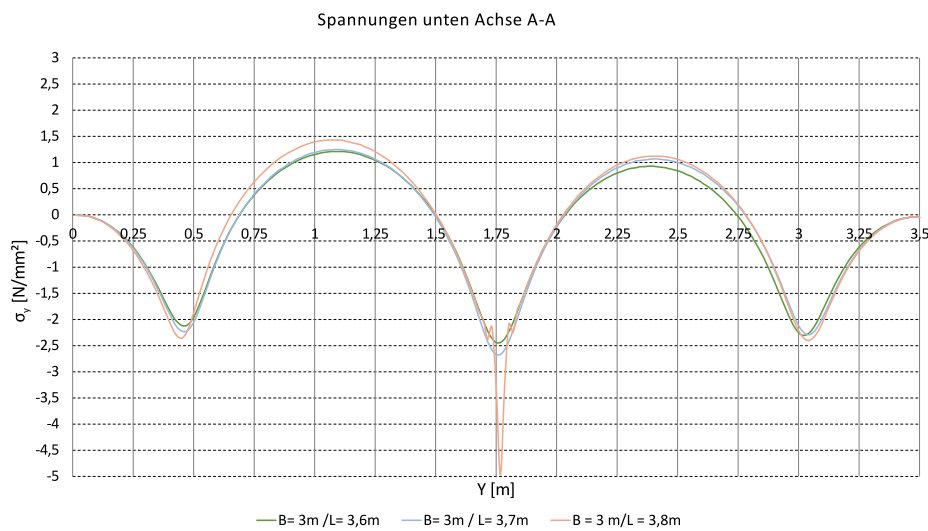
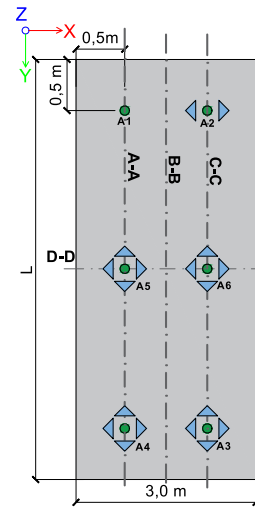
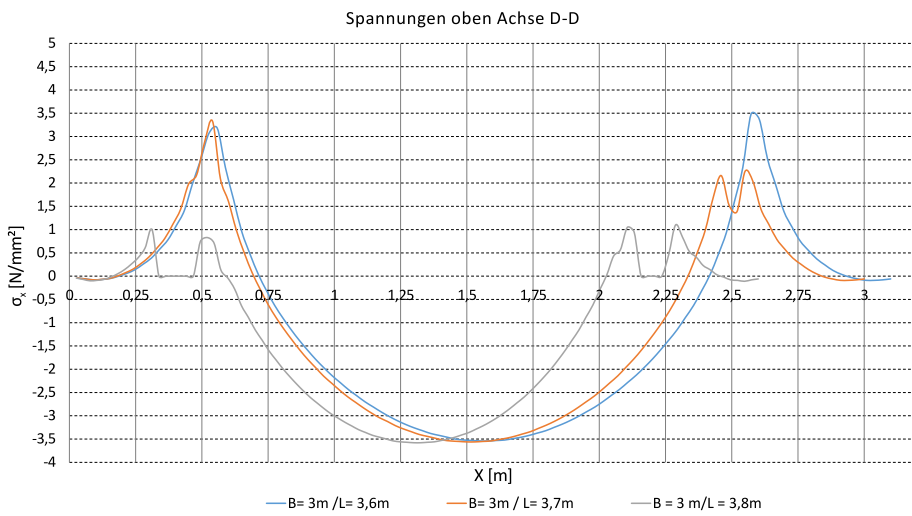


Abb. A.9 Spannungen an der Unterseite Achse D-D

A.9 Maximale Elementlänge, Auflagerabständen $a_x = 0,5\text{m}$ und $a_y = 0,5\text{m}$





A.10 Sofistik Eingabe

Es wird die Eingabe in Sofistik aufgezeigt. Die Eingabe erfolgt Textbasierend im Programm Teddy-Sofistik. Die Eingabesprache in Teddy ist CADINP. In Teddy können Verschiedene Module aufgerufen werden, die die Berechnung ausführen und das FE-Modell erstellen. Nachfolgend wird die Grundeingabe der beiden Modelle (Kapitel 4) gezeigt. Die beiden FE-Modelle sind parametrisiert. Die Parameter können am Anfang des Programms verändert werden.

A.10.1 Modell 1

Modell 1 laut Abb. 4.2 besteht idealisiert aus Membranelemente, welche das Textil darstellen.

Geometrie

#define l=3.5	Plattenlänge[m]
#define b=1.5	Plattenbreite[m]
#define h=-0.002	Betonüberdeckung unten [m]
#define h2=-0.012	Höhe zwischen Textil [m]
#define h3=-0.002	Betonüberdeckung oben [m]
#define ax=0.2	Abstand Auflager zum Rand X-Richtung [m]
#define ay=0.3	Abstand Auflager zum Rand Y-Richtung [m]
#define a=-0.000	Lage des Auflagers in Z-Richtung
#define m=200	Unterteilung FE-Netz in Y-Richtung
#define n=80	Unterteilung FE-Netz in X-Richtung

Lasten

#define q=0.48	Nutzlastlast [KN/m ²]
#define temp1 =70	Temperaturlast [°C]
#define g = 25	Dichte Beton [KG/m ³]

#define iter =20

Iterationsschritte für Parameterstudie

Parameterstudie

+PROG TEMPLATE urs:1

KOPF

STO#t 0.105

STO#param 0.01

ENDE

Programmaufruf Template

Programmkopf

Variable der Parameterstudie (z.B. t= Textilstärke) [mm]

Schrittweite [m]

Materialeingabe

+PROG AQUA urs:2

KOPF

NORM 'DIN' 'en1992-2004' CAT 'B'

MATE 1 E 72000 E90 72000 G 4000 MUE 0 FY

1808 ALFA 9*10⁻⁶ BEZ 'GFK Roving'

nmat 1 memb p1 1808 p2 0

Programmaufruf Aqua

Programmkopf

Definieren der Norm

Definition des Textil

Festigkeit Bei Zug und Druckbeanspruchung

MATE 9 E 31000 alfa 1E-5 GAM 25 MUE 0.2

NMAT 9 LADE P1 124949.4 P2 1 P3 5000 P4

12494.94 p5 17000/SQR(3) P6 0.2

Definition Feinbeton nach Lade

Nichtlineare Parameter (Anhang A1)

Netzeingabe

```

+PROG SOFIMSHA iter $(iter) urs:3          Programmaufruf SOFIMSHA (inkl. Iteration)
KOPF SEIT UNIE 5
SYST 3d GDIV 100000 GDIR POSy          Einheiten: Geometrie und Lasten in [m]
knot nr    x    y    z                    Definition: Raums und Richtung Eigengewicht
knot 1     0    0    $(h)                Festlegung der Knoten
knot 2     0    $(l) $(h)
knot 3     $(b) $(l) $(h)
knot 4     $(b) 0    $(h)
knot 50000 0    0    0
knot 60000 0    $(l) 0
knot 70000 $(b) $(l) 0
knot 80000 $(b) 0    0
knot 11    0    0    $(h)+$(h2)+$(h3)
knot 12    0    $(l) $(h)+$(h2)+$(h3)
knot 13    $(b) $(l) $(h)+$(h2)+$(h3)
knot 14    $(b) 0    $(h)+$(h2)+$(h3)
knot 111   0    0    $(h)+$(h2)
knot 112   0    $(l) $(h)+$(h2)
knot 113   $(b) $(l) $(h)+$(h2)
knot 114   $(b) 0    $(h)+$(h2)
grup 1
bric 100 50000 60000 70000 80000 1 2 3 4  Definition Betonlage unten
                                          Volumenelement Beton
mnr 9 m $(m) n $(n) k 1
grup 2
quad fit 1 2 3 4 mnr 1 lage mitt nra 2  Definition Textil unten
t #t[mm]                               Schalenelement Membranschicht

grup 3
bric fit 1 2 3 4 111 112 113 114 mnr 9 k 6  Definition Beton in der Mitte
                                          Volumenelement Beton

grup 4
quad fit 111 112 113 114 mnr 1 lage mitt  Definition Textil oben
nra 2 t #t [mm]                               Schalenelement Membranschicht
grup 5
bric fit 111 112 113 114 11 12 13 14 mnr9k1  Definition Betonlage unten
                                          Volumenelement Beton
grup 10
quad fit 11 12 13 14 nra 0 t 0           Fläche in der Windbelastung Wirkt
                                          Schalenelement ohne Stärke und Material

Position Auflager
getn $(ax)    $(ay) $(a) var k11 tol 0.01  Auflagerpunkt A1
getn ($(b)-$(ax)) $(ay) $(a) var k21tol0.01  Auflagerpunkt A2
getn ($(b)-$(ax)) ($(l)-$(ay)) $(a) var k31  Auflagerpunkt A3
tol 0.01
getn ($(ax)) ($(l)-$(ay)) $(a) var k41 tol  Auflagerpunkt A4
0.01
getn ($(ax)) ($(l)/2) $(a) var k51 tol 0.01  Auflagerpunkt A5
getn ($(b)-$(ax)) ($(l)/2) $(a) var k61 tol  Auflagerpunkt A6
0.01
knot #k11 fix pp                            Knotenfesthaltung alle Richtungen
knot #k21 fix pzpy                          Knotenfesthaltung alle Z-Y-Richtung
knot #k31 fix pz                            Knotenfesthaltung alle Z-Richtung
knot #k41 fix pz                            Knotenfesthaltung alle Z-Richtung
knot #k51 fix pz                            Knotenfesthaltung alle Z-Richtung
knot #k61 fix pz                            Knotenfesthaltung alle Z-Richtung
ende

```


Belastung definieren

+PROG SOFILOAD iter \$(iter) urs:4 Programmaufruf SOFILOAD (Iteration)
Kopf Programmkopf

lf 101 TYP none Bez 'Eigengewicht' Definition Einwirkung EG
bric grp 1 TYP pyy P \$(g) Belastung auf Gruppe 1
bric grp 3 TYP pyy P \$(g) Belastung auf Gruppe 3
bric grp 5 TYP pyy P \$(g) Belastung auf Gruppe 5

LF 201 TYP NONE Bez 'Wind' Definition Einwirkung Wind
quad grp 10 TYP Pzz P \$(q) Belastung auf Gruppe 10

LF 301 TYP NONE Bez 'konstante Temperatur' Definition Einwirkung Temperatur
bric grp 1 TYP dt P \$(temp1) Belastung auf Gruppe 1 (Beton)
bric grp 3 TYP dt P \$(temp1) Belastung auf Gruppe 3 (Beton)
bric grp 5 TYP dt P \$(temp1) Belastung auf Gruppe 5 (Beton)
quad grp 2 TYP dtxy P \$(temp1) Belastung auf Gruppe 2 (Textil)
quad grp 4 TYP dtxy P \$(temp1) Belastung auf Gruppe 4 (Textil)
ende

Lastfallkombination und Berechnung

+PROG ASE iter \$(iter) URS:5 Programmaufruf ASE
kopf Programmkopf
steu solve 4 Paralleles Rechnen
ECHO voll ja Alle Ergebnisse werden ausgegeben
SYST PROB nonl Nmat ja iter 100 Nichtlineare Berechnung
DEHN KSV UL Nichtlineare Arbeitslinie ohne Sicherheit
LF 1 FAKT 1.0 BEZ 'konstante Temperatur' Definition des Lastfalls
lc 301 Lade Einwirkung Temperatur
ende

-PROG ASE iter \$(iter) URS:6 Programmaufruf ASE
kopf Programmkopf
steu solve 4 Paralleles Rechnen
ECHO voll ja Alle Ergebnisse werden ausgegeben
SYST PROB nonl Nmat ja iter 100 Nichtlineare Berechnung

DEHN KSV UL Nichtlineare Arbeitslinie ohne Sicherheit
LF 2 FAKT 1.0 BEZ 'Eigengewicht' Definition des Lastfalls
lc 101 Lade Einwirkung Eigengewicht
ende

-PROG ASE iter \$(iter) URS:7 Programmaufruf ASE
kopf Programmkopf
echo voll ja Paralleles Rechnen
steu solve 4 Alle Ergebnisse werden ausgegeben
SYST PROB nonl Nmat ja iter 100 Nichtlineare Berechnung
DEHN KSV UL Nichtlineare Arbeitslinie ohne Sicherheit
LF 3 FAKT 1.0 BEZ 'Wind' Definition des Lastfalls
lc 201 Lade Einwirkung Wind
ende

+PROG ASE iter \$(iter) URS:8 Programmaufruf ASE
Kopf Programmkopf
echo voll ja Paralleles Rechnen
steu solve 4 Alle Ergebnisse werden ausgegeben
SYST PROB nonl Nmat ja iter 100 Nichtlineare Berechnung
DEHN KSV UL Nichtlineare Arbeitslinie ohne Sicherheit
LF 4 FAKT 1.0 BEZ 'SLS' Definition des Lastfallkombination SLS
lc 101 fakt 1 Lade Einwirkung Eigengewicht

lc 201 fakt 1	Lade Einwirkung Wind
lc 301 fakt 0.5	Lade Einwirkung Temperatur
ende	
-PROG ASE iter \$(iter) URS:9	Programmaufruf ASE
Kopf	Programmkopf
echo voll ja	Paralleles Rechnen
steu solve 4	Alle Ergebnisse werden ausgegeben
SYST PROB nonl Nmat ja	Nichtlineare Berechnung
DEHN KSV UL	Nichtlineare Arbeitslinie ohne Sicherheit
LF 5 FAKT 1.0 BEZ 'ULS'	Definition des Lastfallkombination SLS
lc 101 fakt 1.25	Lade Einwirkung Eigengewicht
lc 201 fakt 1.5	Lade Einwirkung Wind
lc 301 fakt 0.9	Lade Einwirkung Temperatur
ende	
<u>Spannungsausgabe (Werte)</u>	
-prog template iter \$(iter) urs:10	Programmaufruf Template
kopf	Programmkopf
LET#CDB_LEN 0	Datenbankinhalt
LET#CDB_IER 0	Datenbankinhalt
let#nr 100012	Anfangselementnummer der Achse A-A
let#nr2 100040	Anfangselementnummer der Achse B-B
let#nr3 100070	Anfangselementnummer der Achse C-C
loop \$(m)	Loopschleife mit Anzahl der Unterteilungen
if #cdb_ier<2	Überprüfung ob Datenbankinhalt vorhanden
@key kwh 310 kwl 4 #nr	Datenbankabfrage Normalspannung Achse A-A
let#x1 @2	Speicher Wert in Y-Richtung
@key kwh 310 kwl 4 #nr2	Datenbankabfrage Normalspannung Achse B-B
let#x2 @2	Speicher Wert in Y-Richtung
@key kwh 310 kwl 4 #nr3	Datenbankabfrage Normalspannung Achse C-C
let#x3 @2	Speicher Wert in Y-Richtung
txa #(#nr) #(#x1/1000,7.2) #(#nr2)	Textausgabe der gespeicherten Werte
#(#x2/1000,7.2) #(#nr3) #(#x3/1000,7.2)	
endif	Ende If-Bedingung
let#nr #nr+80	Erhöhe Elementennummer Achse A-A um 80 = n
let#nr2 #nr2+80	Erhöhe Elementennummer Achse B-B um 80 = n
let#nr3 #nr3+80	Erhöhe Elementennummer Achse C-C um 80 = n
endloop	Ende der Loopschleife
ende	
<u>Parameterstudie</u>	
-PROG TEMPLATE ITER \$(iter) urs:11	Programmaufruf Template
kopf	Programmkopf
let#t #t+#param	
sto#t	Setze Stärke t um ein Iterationsschritt höher
ende	Speicher neue Stärke t, Berechnung beginnt von neuen.

A.10.2 Modell 2

Modell 2 laut Abb. 4.2 besteht aus Fachwerkstäben welche, das Textil darstellen. Nachfolgend wird das Modul SOFIMSHA gezeigt, welche für die Geometrie sowie die Netzgenerierung verantwortlich ist.

Geometrie

```
#define l=3.5
#define b=1.5
#define sdivx=0.015
#define sdivy=0.015
#define h=-0.008
#define h2=-0.008
```

```
Plattenlänge[m]
Plattenbreite[m]
Rovingabstand in X-Richtung [m]
Rovingabstand in Y-Richtung [m]
Betonüberdeckung unten [m]
Betonüberdeckung oben [m]
```

Netzeingabe

```
+PROG SOFIMSHA urs:2
KOPF
SEIT UNIE 5
SYST SPAC GDIV 10000 GDIR POSY
sto#loop DIV(($l)/$(sdivy)),1)
sto#loopb DIV(($b)/$(sdivx)),1)
knot nr x y z fix
knot 1 0 0 0 pp
knot 2 0 $(l) 0 pzp
knot 3 $(b) $(l) 0 pz
knot 4 $(b) 0 0 pz
knot 5000 0 0 $(h)
knot 6000 0 $(l) $(h)
knot 7000 $(b) $(l) $(h)
knot 8000 $(b) 0 $(h)
knot 11 0 0 $(h)+$(h2)
knot 12 0 $(l) $(h)+$(h2)
knot 13 $(b) $(l) $(h)+$(h2)
knot 14 $(b) 0 $(h)+$(h2)
```

```
Programmaufruf SOFIMSHA
Programmkopf
Einheiten: Geometrie und Lasten in [m]
Definition:Raum und Richtung Eigengewicht
Definition der Teilung in Y- Richtung
Definition der Teilung in X- Richtung
Festlegung der Knoten
```

```
let#x1 $(sdivx)
let#nr 5001
loop #loopb-1
knot nr x y z
#nr #x1 0 $(h)
let#x1 #x1+$(sdivx)
let#nr #nr+1
endloop
rand 5000 8000 fitl
```

Unterteilung der Kanten in Knoten

```
Setze Abstand der Knoten
Setze Knotennummer
Loopschleife
Erstelle Knotenpunkte in X-Richtung bei Y
```

```
let#x1 $(sdivx)
let#nr 7001
loop #loopb-1
knot nr x y z
#nr #x1 $(l) $(h)
let#x1 #x1+$(sdivx)
let#nr #nr+1
endloop
rand 6000 7000 fitl
```

```
Ende Loopschleife
Fit Knotensequenz erstellen
```

```
Setze Abstand der Knoten
Setze Knotennummer
Loopschleife
Erstelle Knotenpunkte in X-Richtung bei Y
```

```
let#y1 $(sdivy)
let#nr 6001
loop #loop-1
knot nr x y z
#nr 0 #y1 $(h)
let#y1 #y1+$(sdivy)
let#nr #nr+1
```

```
Ende Loopschleife
Fit Knotensequenz erstellen
```

```
Setze Abstand der Knoten in Y-Richtung
Setze Knotennummer
Loopschleife
Erstelle Knotenpunkte in Y-Richtung bei X
```

<code>endloop</code>	Ende Loopschleife
<code>rand 50000 60000 fit1</code>	Fit Knotensequenz erstellen
<code>let#y1 \$(sdivy)</code>	Setze Abstand der Knoten
<code>let#nr 80001</code>	Setze Knotennummer
<code>loop #loop-1</code>	Loopschleife
<code>knot nr x y z</code>	Erstelle Knotenpunkte in Y-Richtung bei
<code>nr \$(b) #y1 \$(h)</code>	X=b
<code>let#y1 #y1+\$(sdivy)</code>	
<code>let#nr #nr+1</code>	
<code>endloop</code>	Ende Loopschleife
<code>rand 80000 70000 fit1</code>	Fit Knotensequenz erstellen
<code>grup 1</code>	Gruppe 1 erstellen
<code>bric fit 1 2 3 4 50000 60000 70000 80000</code>	Volumenelemente „unten“ mit Material Beton
<code>mnr 9 k 2</code>	
<code>grup 2</code>	Gruppe 2 erstellen
<code>bric fit 50000 60000 70000 80000 11 12 13 14</code>	Volumenelemente „oben“ mit Material Beton
<code>mnr 9 k 2</code>	
<code>grup 3</code>	Gruppe 3 erstellen
<code>let#nr1 50001</code>	Setze Knotennummer
<code>let#nr2 70001</code>	Setze 2. Knotennummer
<code>loop #loopb-1</code>	Loopschleife
<code>rand #nr1 #nr2 fit1</code>	Definiere Knotensequenz
<code>Fach fit #nr1 #nr2 qnr 1 vor \$(v)</code>	Erstelle Fachwerkstab zwischen den Knoten
<code>let#nr1 #nr1+1</code>	50001 und 70001 (fit = Anbindung an FE-Netz
<code>let#nr2 #nr2+1</code>	
<code>endloop</code>	Ende Loopschleife
<code>grup 4</code>	Gruppe 4 erstellen
<code>let#nr1 60001</code>	Setze Knotennummer
<code>let#nr2 80001</code>	Setze 2. Knotennummer
<code>loop #loop-1</code>	Loopschleife
<code>rand #nr1 #nr2 fit1</code>	Definiere Knotensequenz
<code>Fach fit #nr1 #nr2 qnr 1 vor \$(v)</code>	Erstelle Fachwerkstab zwischen den Knoten
<code>let#nr2 #nr2+1</code>	80001 und 60001 (fit = Anbindung an FE-Netz
<code>endloop</code>	Ende Loopschleife
<code>ENDE</code>	

A.11 Bemessung der Klebeverbindung

	Diplomarbeit Filigrane Fassadenelemente aus Textilbeton Verfasser: Manuel Mitterrutzner	Klebefuge bemessen	Seite 5
Widerstand normaler Belastung $f_{ct,fl,xy}$	0,294 N/mm ²		
Widerstand Scherbeanspruchung $f_{ct,fl,z}$	0,269 N/mm ²		
ULS Auflagerkraft A1 in Z-Richtung	0,629 KN		
ULS Auflagerkraft A1 in Y-Richtung	1,418 KN		
Erforderliche Klebefläche A_{erf}	7441,367 mm ²		
Bemessungswert Normalkraft NRD	2,188 KN		
Bemessungswert der Querkraft VRD	2,002 KN		
NED/NRD	0,288		
VED/VRD	0,708		
Zug- Scher-Interaktion	0,996 <1	(Glg.8.1)	

A.12 Oberflächentemperatur

TU Graz		Diplomarbeit Filigrane Fassadenelemente aus Textilbeton Verfasser: Manuel Mittterutzner		Berechnung der Oberflächentemperatur		Seite 6		
Die Berechnungen beziehen sich auf das Skriptum für Bauphysik 2010 [34]								
Absorptionszahl	a	0,98	schwarze Farbe					
Wärmeübergangszahl	R _{si}	0,13	W/m ² K					
Wärmeübergangszahl	R _{se}	0,13	W/m ² K					
Wärmeleitzahl	λ	2	W/mK					
stärke	t	15	mm					
Wärmedurchgangskoeffizient	U	3,74	W/m ² K					
<p>Bilanz der Wärmestromdichten</p>								
Oberflächen- temperatur	Wärmestrom- dichte Abstrahlung	Wärmestrom- ichte Einstrahlung	Wärmestrom- ichte in der Fassade	Oberflächent- emperatur innen	Δ T	Zeit	Luft Temperatur	Strahlungsenergie auf horizontale Flächen
V _{se}	q _e	q _s	q _i	V _{si}	Δ T	h	T	[W/m ²]
[°C]	[W/m ²]	[W/m ²]	[W/m ²]	[°C]	[°C]	[h]	[°C]	[W/m ²]
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	02:00	16,2	0
16,20	0,00	0,00	0,00	16,20	0,00	03:00	15,4	0
15,40	0,00	0,00	0,00	15,40	0,00	04:00	14,5	0
14,50	0,00	0,00	0,00	14,50	0,00	05:00	14	3
14,20	1,51	2,94	1,43	14,19	0,01	06:00	14,2	79
19,37	39,80	77,42	37,62	19,09	0,28	07:00	15,1	209
28,79	105,28	204,82	99,54	28,04	0,75	08:00	16,9	330
38,51	166,23	323,40	157,17	37,33	1,18	09:00	19,4	374
43,89	188,40	366,52	178,12	42,56	1,34	10:00	22	528
56,58	265,97	517,44	251,47	54,69	1,89	11:00	24,3	543
59,86	273,53	532,14	258,61	57,92	1,94	12:00	25,8	647
68,17	325,92	634,06	308,14	65,86	2,31	13:00	26,7	657
69,72	330,96	643,86	312,90	67,38	2,35	14:00	27,3	526
61,75	264,97	515,48	250,51	59,87	1,88	15:00	28	312
48,43	157,17	305,76	148,59	47,32	1,11	16:00	28,6	404
55,06	203,51	395,92	192,41	53,61	1,44	17:00	29,1	313
49,60	157,67	306,74	149,07	48,48	1,12	18:00	29,3	287
48,09	144,57	281,26	136,69	47,07	1,03	19:00	29	162
39,61	81,61	158,76	77,15	39,03	0,58	20:00	28,1	38
30,59	19,14	37,24	18,10	30,45	0,14	21:00	26,5	0
26,50	0,00	0,00	0,00	26,50	0,00	22:00	24,4	0
24,40	0,00	0,00	0,00	24,40	0,00	23:00	22,4	0
22,40	0,00	0,00	0,00	22,40	0,00	00:00	20,7	0

A.13 Digitaler Anhang

Die Teddy-Eingabe die verschiedenen Modelle, sowie die Berechnungsblätter in Excel werden für ein weiteres Forschungsvorhaben online hinterlegt.

Die Dateien können unter der Adresse: https://1drv.ms/f/s!ArbWd1GRW9PIhdZr-QiYMAQ4_lqfMg oder über den QR-Code (Abb. A.10) bis zum 09.11.2027 abgerufen werden.



Abb. A.10 QR-Code