

Detailuntersuchungen zur Umsetzbarkeit der Glas-UHPC-Verbundbauweise in vertikalen Tragwerkstypen

MASTERARBEIT

vorgelegt am

Institut für Betonbau/ Labor für konstruktiven Ingenieurbau

Technische Universität Graz

im

Mai 2011

von

Fabian Peintner

Erstbetreuer

Nguyen, Viet Tue, Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil.

Zweitbetreuer

Freytag, Bernhard, Dipl.-Ing. Dr.techn.

Eidesstattliche Erklärung

Hiermit erkläre ich, dass ich die vorliegende Arbeit selbständig und ohne Benutzung anderer als der angegebenen Hilfsmittel verfasst habe.

Die wörtlich und sinngemäß übernommenen Stellen stammen aus veröffentlichten oder nicht veröffentlichten Schriften und sind als solche gekennzeichnet.

Ferner versichere ich, dass diese Arbeit noch keiner anderen Prüfungsbehörde vorgelegt wurde.

Graz, Mai 2011

Fabian Peintner

Danksagung

An erster Stelle möchte ich mich bei meinen lieben Eltern bedanken, die mich auf meinen bisherigen Lebensweg stets unterstützt haben, mir gleichzeitig aber auch die Freiheit gegeben haben, die Richtung dieses Weges alleine zu wählen. Sie haben mir dieses Studium und auch dessen Abschluss erst ermöglicht.

Einen großen Dank möchte ich an meine Betreuer, Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Viet Tue Nguyen sowie Dipl.-Ing. Dr.techn. Bernhard Freytag richten, die mich jederzeit und mit persönlichem Einsatz unterstützt, aber doch ein selbstständiges Arbeiten ermöglicht haben.

Einen sehr großen Anteil zum Gelingen dieser Arbeit trugen auch die wissenschaftlichen Mitarbeiter des Labors für konstruktiven Ingenieurbau (LKI), Dipl.-Ing. Gerhard Santner und Dipl.-Ing. Ing. Günther Heinzle, bei. Ich bedanke mich für die vielen und langen Diskussionen über Problemstellungen während der Erstellung dieser Masterarbeit.

Auch bei den kompetenten Lektoren dieser Arbeit, Veronika, Alex und Helene möchte ich mich herzlichst für die große Unterstützung bedanken.

Mein aufrichtiger Dank gilt meinen Geschwistern Hannes und Claudia sowie meinen Freunden und Studienkollegen, die mich während des Studiums, sowie abseits des Lernens begleitet- und so meinen bisherigen Lebensweg geprägt haben.

Abschließend möchte ich mich bei meiner Freundin Nicole bedanken. Für die große Unterstützung vor und während der Erstellung dieser Arbeit und für die vielen Gespräche, in denen sich mir so manch andere Sichtweise eröffnet haben.

Danke!

Kurzfassung

Bereits in den Jahren 2000-2004 wurden die ersten Entwicklungen und Untersuchungen hinsichtlich der Tragfähigkeit eines Verbundsystems aus Beton und Flachglas in Angriff genommen. Darauf aufbauend wird in dieser Arbeit versucht, konkrete Anwendungen der Glas-Beton-Verbundbauweise (GBV) in zwei verschiedenen Tragsystemen mit Hilfe der Finiten Elemente Methode (Abaqus®) zu untersuchen.

Der erste Teil der Arbeit behandelt eine Schallschutzkonstruktion, die als Faltenwerk in der Segmentbauweise errichtet werden soll. Verschiedene dreidimensionale FE-Schalenmodelle unterstützen die Entwicklung des Tragwerks- und Querschnittsentwurfes. Der Konstruktionsentwurf sieht schlussendlich eine alternierende Aneinanderreihung von Glas-Beton-Verbund-Elementen mit der Abmessung von 6,0m x 2,70m vor.

Mittels eines zweidimensionalen Scheibenmodells und den dabei betrachteten ebenen Spannungszustand wird die Interaktion zwischen Beton und Glas beim Schwinden des Betons untersucht, wobei hierfür eine Parametervariation durchgeführt wird.

Neben den Berechnungen der Gesamtstruktur wird, auf Grund der sehr großen Schlankheit des einzelnen Elementes der Schallschutzwand, eine Stabilitätsuntersuchung durchgeführt. Dabei kommt die Theorie großer Verformungen in Kombination mit dem Lösungsalgorithmus der Bogenlängenmethode zur Anwendung. Eine wichtige Bedeutung in den Berechnungen kommt der Erfassung des Spannungszustandes im Verbund-Glasquerschnitt zu, da dieser eine verminderte Schubsteifigkeit aufweist. Nach der Ermittlung der maßgebenden Spannungen und Schnittkräfte des Systems wird nach aktuellen Normen eine Bemessung vorgenommen.

Im zweiten Teil der Arbeit erfolgt die Planung eines, in der GBV-Bauweise ausgeführten, Liftschachtes. Es werden dabei verschiedene Konstruktionsdetails erarbeitet und diskutiert.

Abstract

Research regarding the capacity of concrete concrete-glass-composite structures has already been initiated in the years from 2000 to 2004. Based on these results, the aim of this work is to investigate the application of this composite material to two distinct types of structures by means of Finite Elements (Abaqus®).

The first part of this works concerns the design of a noise barrier as a folded plate. Different FE-shell elements have been used for the simulation of several models. Finally, the decision fell on a segmental construction consisting of alternating glass-concrete-composite plates. For this last draft, the glass-concrete interaction in context of shrinkage is studied on a simplified 2D plate model. In this simulation all relevant parameters are taken into account and its correctness is verified by analytical methods.

Furthermore, due to the high slenderness of the structure, the stability is investigated via the Riks-Module, which is based on the arc length method.

Moreover, an accurate computation of the stress state in the plate's cross-sections was found to be important due to its reduced shear stiffness. After all, a final design according to actual design standards is given.

The second structure considered in this work is an elevator shaft. The glass-concrete-composite technology is adopted for such a structure and at the end different construction details are analyzed and discussed.

INHALTSVERZEICHNIS

1	Einleitung	7
1.1	Einführung in die Thematik.....	7
1.2	Ziel und Abgrenzung	8
2	Geschichte des Verbundbaus im Beton- bzw. Glasbau.....	9
2.1	Beton im Verbundbau	9
2.1.1	Beton und Stahl	9
2.1.2	Beton/UHPC und Holz.....	11
2.2	Glas im Verbundbau.....	13
2.2.1	Glas und Holz.....	13
2.2.2	Glas und Stahl.....	14
3	Stand der Technik - Die Glas-Beton-Verbundbauweise	15
3.1	Materialien	15
3.2	Verbundwirkung Glas-Beton [1][22]	18
3.2.1	Wechselwirkung zwischen Glas und Beton	18
3.2.2	Festigkeit des Glas-Beton-Verbundes	19
3.3	Praktische Umsetzungen der Bauweise-Die Glas-Beton-Verbundbalken [1]	23
3.4	Mechanische Grundlagen und Bemessungsansätze [23]	28
3.4.1	Mechanisches Tragmodell:.....	28
3.4.2	Tragfähigkeit einer einzelnen Glas-Druckstrebe:	29
3.5	Bemessungs- und Konstruktionsprinzipien.....	29
4	Numerische Untersuchungen	31
4.1	Materialmodelle	31
4.1.1	Ultra Hochfester Faserbeton (UHPFRC).....	31
4.1.2	Glas.....	32
4.1.3	Spannstahl	33
5	Tragwerkstyp Faltwerk - Schallschutzwand Trillerpark.....	34
5.1	Allgemeines.....	34
5.2	Erstentwurf	35
5.2.1	Tragverhalten des prismatischen Faltwerkes.....	36
5.2.2	Untersuchung zur Auswirkung einer Herstellungs-Imperfektion auf den Spannungszustand im Tragwerk:.....	37
5.3	Zweitentwurf.....	41
5.3.1	Querschnittsgestaltung/Untersuchung	41
5.3.2	Vorstudie-Klemmkraftanalyse des Querschnittes	44
5.4	Statische Berechnung	56

5.4.1	Systemmodellierung.....	56
5.4.2	Spannungsermittlung.....	58
5.4.2.1	Glas unter Plattenbeanspruchung.....	59
5.4.2.2	Glasscheibe unter kombinierter Beanspruchung, Normalspannung σ_{22}	67
5.4.2.3	Glasscheibe unter kombinierter Beanspruchung, Normalspannung σ_{11}	68
5.4.3	Schnittgrößen in der Glas-Beton Verbindung.....	70
5.4.4	Spannungen in den Gurten.....	72
5.4.5	Auflagerreaktionen.....	73
5.4.6	Stabilität.....	75
5.5	Bemessung.....	81
5.5.1	Glas.....	81
5.5.2	Glas-Beton-Verbund.....	86
5.5.3	Beton-Gurte.....	89
5.5.4	Stabilität.....	91
6	Tragwerkstyp Stütze - Liftschacht.....	92
6.1	Stand der Aufzugtechnik.....	93
6.2	Planung.....	94
7	Zusammenfassung und Ausblick.....	99
7.1	Zusammenfassung.....	99
7.2	Ausblick.....	102
7.2.1	Tragsysteme.....	102
7.2.2	Konstruktionsdetails.....	102
8	Anhang A- Windlastenermittlung für die Schallschutzwand am Trillerpark nach Eurocode [24].....	103
9	Literaturverzeichnis.....	106

1 Einleitung

1.1 Einführung in die Thematik

In den letzten Jahren wurde durch die Weiterentwicklung des Baustoffs Beton hin zu den ultrahochfesten Superbetonen der Neuzeit die Grundlage für weitere Entwicklungsprozesse und Innovationen im Ingenieurbau geschaffen.

Voraussetzung dafür war, dem herkömmlichen Massenbaustoff Beton verbesserte Materialeigenschaften zu übertragen und gleichzeitig altbekannte Probleme auszumerzen. Es gelang vor allem durch die Aufnahme von Fasern in die Rezeptur dem Beton eine erhöhte Verformungsfähigkeit sowie Energieaufnahmekapazität zu verleihen. Gleichzeitig konnte eine erhöhte Widerstandsfestigkeit gegen Abrieb, Brandbeanspruchung und Stoß generiert werden.

Mit diesen Hochleistungsbetonen, auch Ultra High Performance Concrete (UHPC) oder Ultra High Performance Fibre Reinforced Concrete (UHPFRC, bei Faserbewehrung) genannt, war es möglich, Tragwerke zu schaffen, die eine sehr hohe Qualität hinsichtlich Bautechnik, Dauerhaftigkeit und Ästhetik aufweisen. Weiters eröffnete sich, durch den Trend hin zur Fertigteilproduktion, eine sehr ökonomische Anwendung dieses Materials.

Ausgehend von diesen Prozessen, wurde immer wieder versucht den Hochleistungsbeton mit anderen Materialien im Verbund zu kombinieren um gewisse Eigenschaften des UHPC zu verändern.

Es entstanden vor allem in den letzten zehn Jahren des neuen Jahrtausends viele Verbundkonstruktionen. Entwickelt wurden diese mit dem Ziel den steigenden Ansprüchen in der modernen Architektur nach Transparenz, Ästhetik und Leichtigkeit, bei gleichzeitiger Beibehaltung der Tragfähigkeit, gerecht zu werden.

So wurde auch die Entwicklung der Glas-Beton Verbundbauweise mit der Motivation vorangetrieben, den vorher angeführten Ansprüchen Rechnung zu tragen.

Der von Freytag [1] untersuchte Verbundträger besteht aus zwei UHPC-Gurten sowie einem Steg aus Verbundglas aus drei Einscheiben-Sicherheitsgläsern. Das Glas wird dabei entlang seiner Ränder in den frischen Beton eingebunden, wodurch die für Glas vorteilhafte, linienförmige Lasteinleitung gewährleistet werden. Nach Erhärten des Betons ergibt die Kombination der beiden Materialien einen steifen Verbundträger. Durch die einsetzende Systemwirkung kann ferner die Sprödigkeit von Glas kompensiert werden und ein sehr wichtiges Kriterium, nämlich die Entkoppelung der Belastungskapazität und der Rissbildung im Glas, erfüllt werden.

Durch den Einsatz des Glases entsteht nun ein Tragelement das, auch bei sehr großen Trägerhöhen sehr leicht und schlank wirkt. Gleichzeitig wurde diesem in den Belastungsversuchen eine sehr hohe Trag- sowie Verformungsfähigkeit nachgewiesen.

Die Verwendung von hochfestem, faserbewehrtem Beton ist dabei unabdingbar, denn nur dadurch kann der Verbund zwischen Beton und Glas nach der Erhärtungsphase aufrecht erhalten werden; die Rissbildung im Beton, die in Folge einer Schwindbehinderung einsetzt, kann von den Fasern reduziert, bzw. gleichmäßiger verteilt werden.

1.2 Ziel und Abgrenzung

Freytag hat mit seiner umfassenden Arbeit [1] den Grundstein für weiterführende Untersuchungen und Überlegungen zur Glas-Beton-Verbundbauweise gelegt.

Diese Arbeit soll nun das Ziel verfolgen, Anwendungen dieser Verbundbauweise in Tragwerken anhand numerischer Berechnungen zu untersuchen und deren Machbarkeit zu belegen. Denkbare Anwendung finden sich zu fast allen Tragwerkstypen, seien es Stabtragwerke (Stützen, Balken, Bögen), als auch Flächentragwerken (Platten, Scheiben, Faltwerke, Schalen). Die vorliegende Arbeit beschränkt sich auf die Untersuchung zweier Anwendungen, die den Bauwerkstypen der Faltwerke (1) sowie Stützen (2) zugeordnet werden kann:

- 1) Eine Lärmschutzwand nahe dem Trillerpark in Wien
- 2) Liftschacht

Dabei soll für Teil eins mittels verschiedener Finite-Element-Modellierungen und Lösungsansätze ein möglichst exaktes Untersuchungsergebnis erzielt werden und alle bemessungsrelevanten Nachweise geführt werden.

Im zweiten Teil dieser Arbeit wird versucht, an einem Stützentragwerk (Liftschacht) eine weitere realitätsnahe Umsetzung dieser Bauweise darzustellen.

2 Geschichte des Verbundbaus im Beton- bzw. Glasbau

2.1 Beton im Verbundbau

2.1.1 Beton und Stahl

Die ersten Versuche, den Baustoff Beton mit einem andersartigen Material zu verbinden, konzentrierten sich lange Zeit auf die Kombination von Beton und Stahl.

Der Beton wird erstmals um 120 v. Chr. bei einem römischen Gussmauerwerk mit „hydraulischem Bindemittel“ dokumentiert. Der *Opus Caementium* war geboren. Dieser „Beton“ erreichte eine durchschnittliche Druckfestigkeit von ca. $30N/mm^2$, wobei die Zugfestigkeit verschwindend gering war und eine Zugbelastung zum sofortigen Versagen der Zementmatrix und damit zum Versagen des Bauwerks führte. Aus diesem Grund fand das Material Beton zu dieser Zeit nur Anwendung in Bauwerken deren Lastabtragung auf Druck basierte.

Erst mit der Erfindung des ersten, wirklichen Verbundbaustoffes mit Beton, den stahlbewehrten Blumentöpfen des Gärtners Monier um 1867, konnte diese ungünstige Materialeigenschaft größtenteils kompensiert werden, wenn auch das technische Verständnis dafür noch fehlte. Ein nächster großer Schritt waren die ersten Vorschläge zum Vorspannen von Beton von Jackson (USA) im Jahr 1886. Mit den dafür verwendeten Gewindestäben war der Erfolg jedoch nur sehr bescheiden. Die Idee der Vorspannung des Betons wurde rasch wieder aufgegriffen, diesmal vom Berliner Ingenieur Döhring, dem mit der Verwendung von Drähten ein schon sehr viel größerer Fortschritt gelang. Als Resultat seiner Bemühungen erhielt er 1888 das erste Patent. Im Zuge dieser Entwicklungen wurde zehn Jahre später, 1898, der deutsche Beton-Verein (DBV) gegründet.

Um die Jahrhundertwende schloß die Entwicklung des Beton- und damit auch des Beton-Verbundbaus trotz der ersten theoretischen Untersuchungen und Entwicklungen von Bemessungsansätzen (1904 Preußischer Erlass) ein.

Erst 1928 hob Freyssinet (Frankreich), durch die Entwicklung eines Verfahrens zur Erzeugung von bleibenden, hohen Druckspannungen im Beton mittels hochfesten Stählen, die Bauweise auf ein neues Entwicklungsniveau.

1934 wurde an Franz Anton Dischinger ein Patent für Vorspannung ohne Verbund ausgestellt und im Jahr 1938 die erste Spannbetonbrücke in Deutschland bei Oelde errichtet. 9 Jahre später konnte auch eine erste Durchlaufträgerbrücke mit Vorspannung im Verbund realisiert werden.

In den folgenden Jahren konzentrierten sich die Bemühungen auf eine Ausarbeitung von Normen und Bemessungsrichtlinien (1953: Erstausgabe der DIN 4227, 1972: Neue DIN 1045, 1973: Neue DIN 4227). 1992 konnte auch erstmals eine europäische Stahl- und Spannbetonnorm, der Eurocode 2, verfasst werden.

Ein Entwicklungsschritt bedeutete die Herstellung von höherfesten Betonen mit einer Druckfestigkeit von $75N/mm^2$ durch Otto Graf Anfang der 50-er Jahre. Weiterführend hob Walz 1966 die Druckfestigkeit auf ein Niveau von $140N/mm^2$. Maßgebend für das Erreichen einer derartigen Festigkeit war die Senkung des Wasserzementwertes auf 0,32.

In den 80-er Jahren wurde vor allem in Frankreich sowie in Kanada weiter an der Verbesserung des Betons hinsichtlich Druckfestigkeit und Verformungsfähigkeit geforscht. Erstmalige Anwendung fand der HPC (High Performance Concrete) bei der Errichtung des „Two Union

Square Building“ in Seattle. Der eingesetzte Beton erreichte eine für die damalige Zeit recht beachtliche Druckfestigkeit von 130N/mm^2 . [2][3]

Der Siegeszug der aufkommenden ultrahochfesten Betone war nicht mehr aufzuhalten. 1997 wurde in Kanada die „Sheerbrook Footbridge“ errichtet, eine Verbundbrücke aus UHPC und Stahl. Das Tragwerk überspannt dabei einen Fluss, an dem die Widerlager in einer Entfernung von 60m zueinander stehen.

Das Tragwerk besteht aus jeweils sechs 10m langen Segmenten, wobei mittels Vorspannung die Segmentfugen überdrückt werden. Der Querschnitt selbst besteht aus einem nur 30mm starken UHPC Brückendeck, das von einer fachwerkartigen Fertigteilkonstruktion getragen wird. Diese gliedert sich in einen Untergurt sowie zwei Obergurte. Die Schubübertragung übernehmen die schrägen, sehr schlanken, Fachwerkstäbe welche als, mit UHPC vergossene, Edelstahlrohre ausgebildet wurden. Die Gurte wiederum fertigte man aus UHPC. [4]

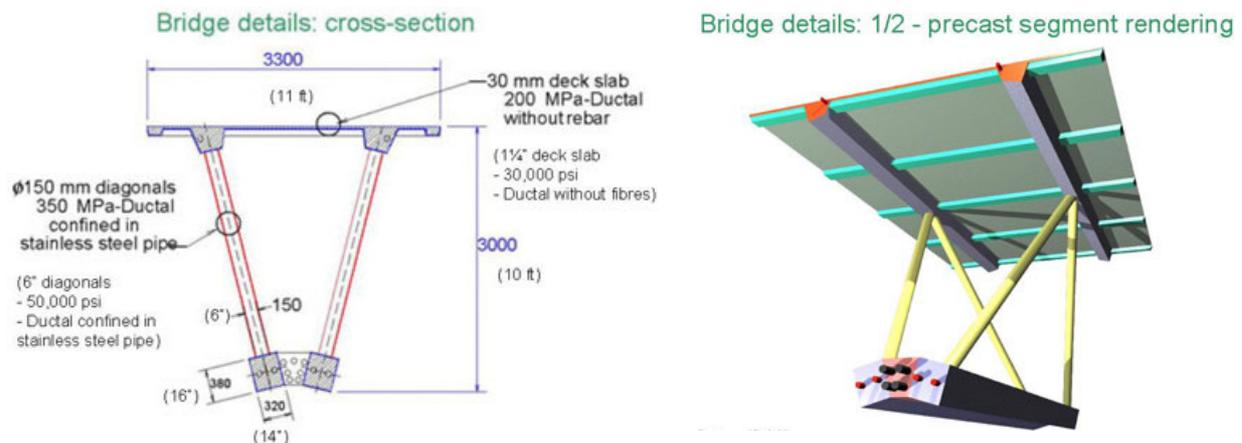


Abbildung 1: Querschnitt und 3-D Animation der Brücke [5]

Ein weiteres eindrucksvolles Beispiel dieser neuartigen Hybridkonstruktionen ist die Gärtnerplatzbrücke in Kassel (Abbildung 2). Die insgesamt 140m lange Brücke wurde als Fachwerkstruktur realisiert. An das stabile, räumliche Stahlstabwerk wurden, mittels vorgespannter Schrauben, stahlbaumäßig die Obergurte angeschlossen. Darauf konnte anschließend das Fertigteil-UHPC Brückendeck schubstarr aufgeklebt werden. Dabei verwendete man ein Epoxidharz, das vor Ort aufgebracht wurde. [6]



Abbildung 2: Ansicht der neu errichteten Gärtnerplatzbrücke [E1]

Die Leistungsfähigkeit des modernen UHPFRC in Hybridkonstruktionen lässt sich auch anhand der folgenden Studie belegen.

Tang beschreibt erstmals den Zusammenhang von Wichte und Druckfestigkeit des verwendeten Baustoffes und der erreichbaren Grenzspannweite bei Schrägseilbrücken. Überschlägig gilt dabei, dass die erreichbare Grenzspannweite $L = 4 \cdot H$ beträgt. H ist dabei die größte Druckkraft im Brückentragwerk, die in unmittelbarer Nähe des Pylons auftritt. [7]

Es ergibt sich folgende Aufstellung:

Baustoff	f_{cd}/f_{yd} [N/mm^2]	Wichte [kN/m^3]	Grenzspannweite[m]
Beton C50/60	28,3	25,0	1370
Baustahl S355	327	78,5	5030
UHPC 210	119	27,0	5320

Tabelle 1 Zusammenhang Material-Grenzspannweite [6]

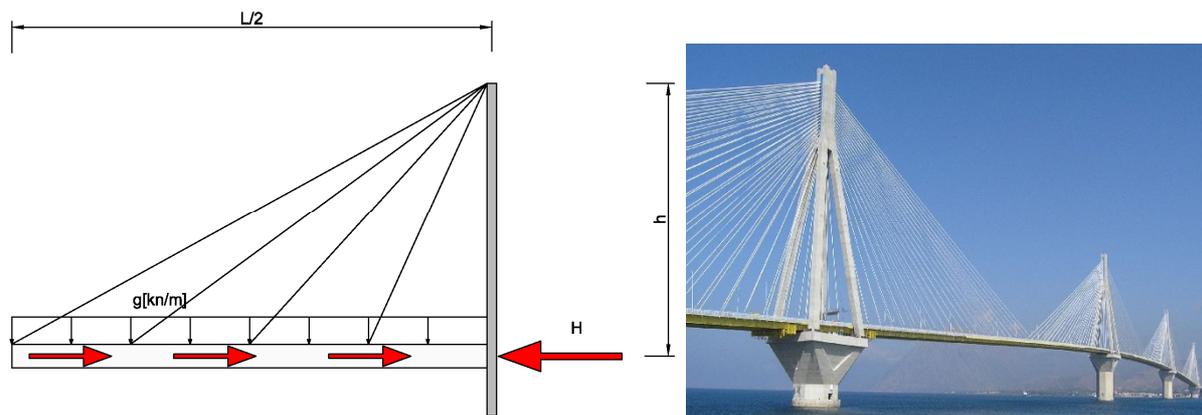


Abbildung 3: Druckkraft durch Seilabspannung [6] und Schrägseilbrücke [E2]

2.1.2 Beton/UHPC und Holz

Mit Beginn des 20. Jahrhunderts versuchte man andere Materialien im Verbund mit Beton einzusetzen. Daraus entwickelten sich Verbundkonstruktionen aus Beton und Holz, wobei Letzteres statisch wirksam verwendet wurde. 1922 wurde das erste Patent „für eine Decke aus hochkantig stehenden Holzbohlen oder Holzbrettern und Betondeckschicht“ an Paul Müller vergeben. Der Verbund zwischen den beiden Materialien wurde von aufgenagelten Stahlbügeln hergestellt.

In den folgenden 1930er Jahren wurde die Entwicklung der Holz-Beton-Verbundbauweise vor allem in den USA auf Grund wirtschaftlicher Interessen und der großen Holzvorkommen weiter vorangetrieben. Vor allem McCullough war in den Jahren 1932-1934 stark daran beteiligt.

Seine Bemühungen richteten sich größtenteils auf die Ausbildung von Brückentragwerken mit kleiner bis mittlerer Spannweite. Dabei untersuchte er einen T-förmigen Querschnitt mit verschiedenen Verbundsystemen (Nägel, Verzahnung durch unterschiedliche Aussparungen, Ringdübel, eingefräste Stahlbleche). Tatsächlich wurden bis zum Jahr 1943 ca. 180 Tragwerke in dieser Bauweise ausgeführt, wobei noch heute einige davon benutzt werden.

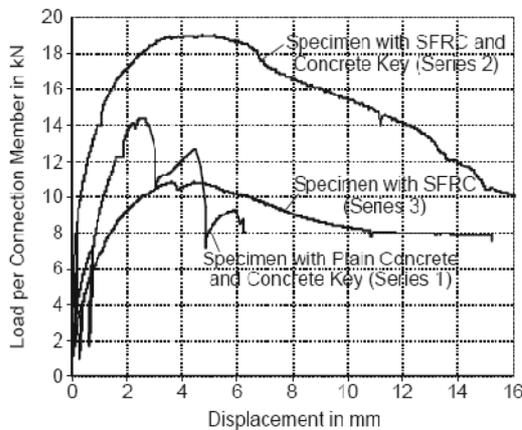


Abbildung 4: Zusammenhang Last-Verformung der HBV-Konstruktion mit verschiedenen Betonen [8]

Weiterführende Entwicklungsschritte nach dem zweiten Weltkrieg fanden erst in den 1960er Jahren statt, wobei dabei das Hauptaugenmerk auf die Sanierung von Holzbalkendecken gelegt wurde.

In den Jahren von 2002-2004 wurden von Holschemacher zwei Arbeiten zum Thema „Anwendung von faserbewehrtem hochfesten Beton in Holz-Beton-Verbund-Konstruktionen“ sowie „Innovative Betone für Holz-Beton-Verbundkonstruktionen“ veröffentlicht. Darin behandelt er die Anwendung der HBV-Bauweise bei der Sanierung von Altbaudecken. Anstelle des konventionellen Stahlbetons verwendet Holschemacher allerdings einen Faserbeton mit dem Vorteil eines, aufgrund der wegfallenden konstruktiven

Überdeckung der Stabstahlbewehrung, geringeren Eigengewichtes und der daraus resultierenden verminderten Querschnittshöhe. Zur Schubübertragung entwickelte er eine Schraubverbindung zwischen Holz und Beton. Weitergehend in seiner Arbeit, beschreibt Holschemacher auch die Möglichkeit des Einsatzes von faserbewehrtem, hochfesten Beton mit dem Ziel einer noch weiter reduzierbaren Plattenstärke.

In der jüngeren Vergangenheit wurden sehr viele Projekte in der Holz-Beton-Verbundbauweise ausgeführt und untersucht, allerdings nur sehr wenige davon als Hybridkonstruktion unter Verwendung von UHPFRC. Eines davon wurde im Rahmen eines europäischen Forschungsprojektes „New Road Construction Concepts (NR2C)“ hergestellt und untersucht. Dabei handelt es sich um ein Brückentragwerk, bestehend aus Brettschichtholzträgern, die mit einer UHPFRC Platte (70mm) verklebt wurden. Ferner wurden auf die BSH-Träger Kohlefaserlamellen (3mm) aufgeklebt, um die Biegezugfestigkeit zu steigern.

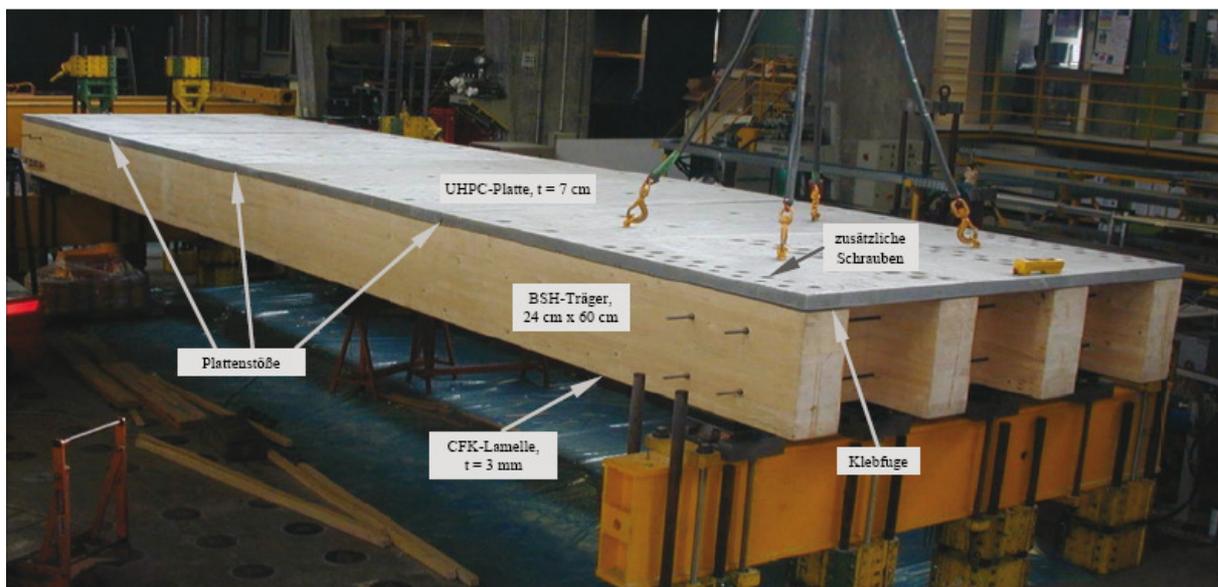


Abbildung 5: Zusammengesetztes Brückenbauteil [8]

Als Verbindungsmittel zwischen Holz und Beton diente neben der Verklebung auch eine Schraubverbindung im Auflagerbereich, um ein duktileres Versagen zu erreichen. [8]

2.2 Glas im Verbundbau

2.2.1 Glas und Holz

Die Kombination von Glas und Holz in einem Tragsystem und als gleichwertig wirkende, lastabtragende Baustoffe stellt ein sehr junges Forschungsgebiet dar. Vor allem im Bereich der Holz-Skelettbauweise wurden in den letzten Jahren einige Untersuchungen hinsichtlich der Aussteifungsfähigkeit des Tragsystems durch Glasscheiben durchgeführt. Ein aktueller Bericht [9] beschreibt die Möglichkeit des Einsatzes von elastisch oder semielastisch verklebten Glasscheiben in Holzbauwerken. Durch diese linienförmige Lagerung des Glases können Spannungskonzentrationen vermieden und eine gleichförmige Lastabtragung erzielt werden.

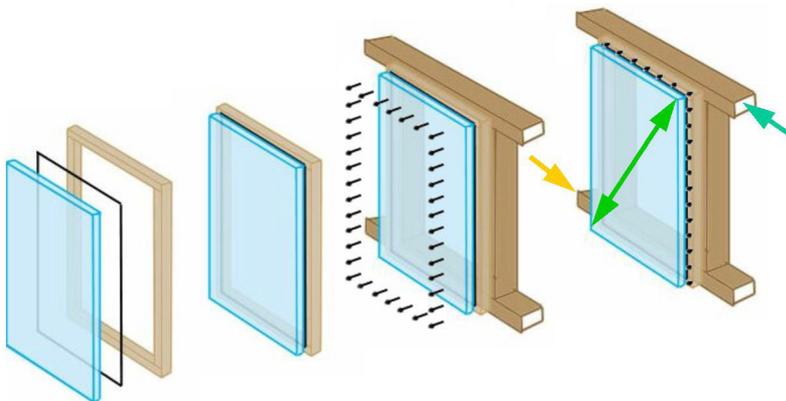


Abbildung 6: Statische Wirkungsweise des HG-Verbundes [E3]

2.2.2 Glas und Stahl



Abbildung 7: Dachkonstruktion Schloss Juval [E4]

Ein Beispiel für den Einsatz von Glas als lastabtragendes Element in Verbund mit Stahl stellt die Überdachung des Schlosses Juval in Südtirol dar. Bei dieser Dachkonstruktion werden die Verbundsicherheitsgläser aus ESG (Einscheibensicherheitsglas) statisch wirksam mit der stählernen Seilunterspannung in Querrichtung verbunden. Durch die erhöhte Biegesteifigkeit kann so die Verformung des Glases begrenzt werden (Abbildung 7). [E4]

Ein weiteres interessantes Projekt zu der Thematik wurde an der Technischen Universität Dänemark realisiert und untersucht. Beim Objekt dieser Forschungsarbeit handelte es sich um einen Verbund-

träger aus Glas und Stahl. Das Glas wurde in Form einer Floatglasscheibe mit einem Stahlträger (variable Dicke) mittels eines Zwei-Komponenten-Klebers schubstarr verbunden. Ziel der Studie war es, dem System ein duktileres Versagen zu verleihen und anschließend einen Bemessungsansatz zu formulieren. Es konnte gezeigt werden, dass der Verbundträger ein durchaus duktileres Verhalten besitzt, jedoch muss eine Abgrenzung der Bewehrungsstärke (Abmessung des Stahlprofils) erfolgen. Bei Überwehrung kann das Versagen durch den Bruch des Verbundes zwischen Glas und Stahl schon frühzeitig eintreten, während bei angemessenem Bewehrungsverhältnis die Duktilität gewährleistet werden kann. Die Höchstlast im Traglastversuch wird kurz vor der ersten Rissbildung im Glas (unter der Lasteinleitung) erreicht, nach einem ersten Abfall kann die Last aber wieder stetig gesteigert werden bis es zu weiterer Rissbildung und dem damit einhergehenden Lastabfall kommt. Eine FE-Simulation wurde zur Unterstützung der analytischen Nachberechnung des Versuches hinzugezogen. Beim FE-Traglastversuch wurden das Glas und dessen Rissbildung durch eine Verminderung der Steifigkeiten in alle Richtungen der betroffenen Glaselemente (Methode der „Killing Elements“) modelliert. Es konnten sehr gute Übereinstimmungen mit den Ergebnissen des Versuches erzielt werden. [10]

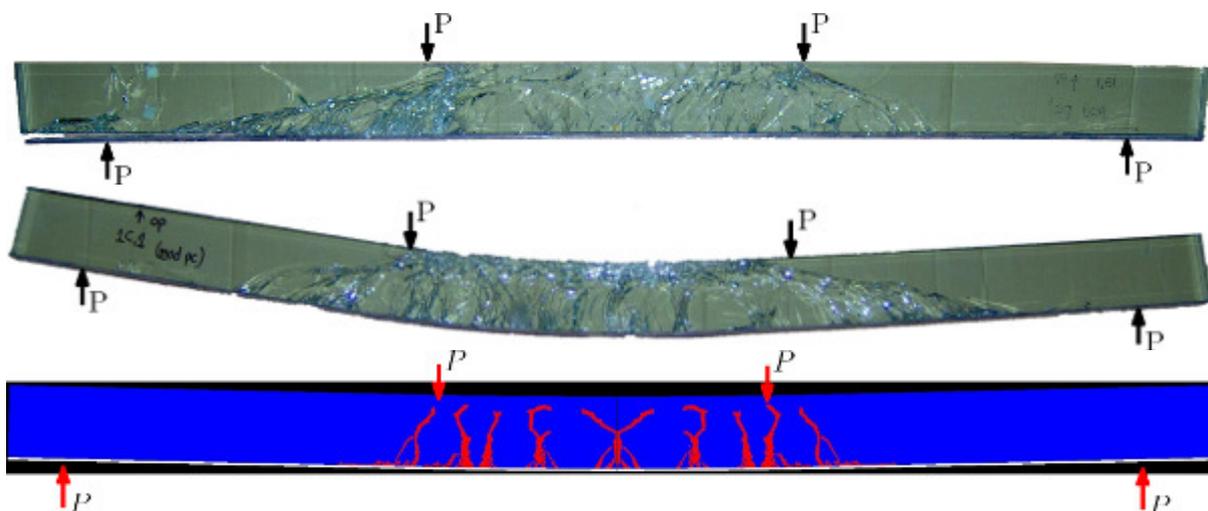


Abbildung 8: Überbewehrter Verbundträger (Oben), Normalbewehrter Verbundträger (Mitte) und FE-Modell (Unten)

3 Stand der Technik - Die Glas-Beton-Verbundbauweise

Nach den im vorherigen Kapitel dargestellten Verbundbauweisen mit Beton und Glas, wird in diesem Kapitel nun die eigentliche Grundlage dieser Masterarbeit angeführt, die Glas-UHPFRC-Verbundbauweise. Als Stand der Technik und bisher einziges realisiertes Projekt kann [1] genannt werden. Ab sofort wird der Begriff UHPFRC zur Vereinfachung mit Beton ersetzt.

3.1 Materialien

Beton

Für den Einsatz der GBV-Bauweise ist wie in Kapitel 1.1 angedeutet, die Verwendung von ultrahochfesten, faserbewehrten Beton unabdingbar. Da im Laufe der Arbeit die Eigenschaften dieses Betons im jungen Alter von großer Bedeutung sind, werden diese genauer betrachtet. Nach aktuellem Stand der Wissenschaft können jedoch keine einheitlichen Eigenschaften für hochfeste, faserbewehrte Betone dargestellt werden, da diese sehr stark variieren. Die Gründe dafür werden in den folgenden Abschnitten erläutert.

Druckfestigkeit:

Der Druckfestigkeit kommt bei den angestrebten schlanken und grazilen Bauteilen eine wichtige Bedeutung zu. Während sich diese, wie in Abbildung 9 dargestellt, im quasi-linear ansteigenden Ast der Spannungs-Dehnungsbeziehung nahezu unabhängig von der Menge der Faserzugabe und deren Eigenschaften zeigt, wird das Nachbruchverhalten und somit die Duktilität entscheidend von folgenden Faktoren beeinflusst:

- Fasergehalt
- Fasergeometrie
- Verhältnis von Faserlänge zu Größtkorn
- Verbundeigenschaften zwischen Fasern und Matrix
- Fasersteifigkeit
- Faserorientierung

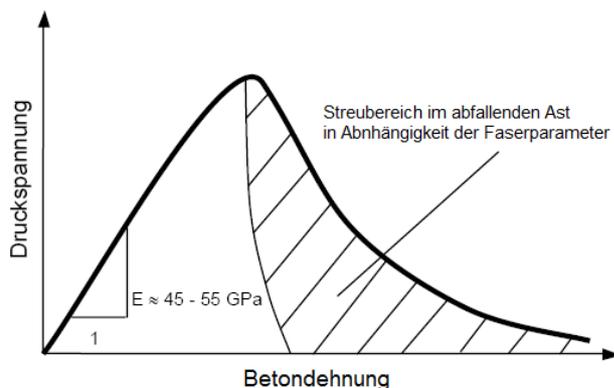


Abbildung 9: Schematische Spannungs-Dehnungslinie von ultrahochfesten Faserbeton [15]

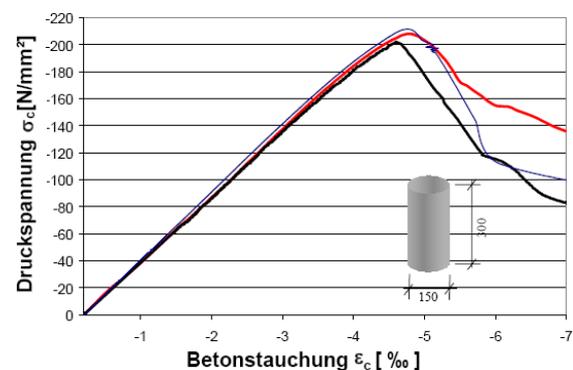


Abbildung 10: Beispiel mehrerer Spannungs-Dehnungslinien mit 2,5 Vol.-% Stahlfasern [15]

Zugfestigkeit:

Die einachsiale Festigkeit hochfester Betone unter Zugbeanspruchung kann ohne Faserzugabe mit $7 - 10 \text{ N/mm}^2$ ermittelt werden. Der Einfluss der Korngröße spielt hierbei eine untergeordnete Rolle. Ein duktileres Versagen bei zentrischen Zugversuchen kann jedoch nur unter Verwendung von Faserzugabe erreicht werden. Damit einhergehend erhöht sich auch die Zugfestigkeit erheblich. Auf das Nachbruchverhalten haben zudem der Fasergehalt, die Fasergeometrie sowie die Faserausrichtung entscheidenden Einfluss (Abbildung 11).

Neben dem Beton und den Fasern selbst, spielen bei der Ermittlung der Festigkeiten auch verschiedene Herstellungs- und Versuchsbedingungen (Prüfkörpergeometrie, Prüfmaschine, Wärmebehandlung der Proben, Betonierichtung) eine große Rolle. In [15] wird dies näher behandelt.

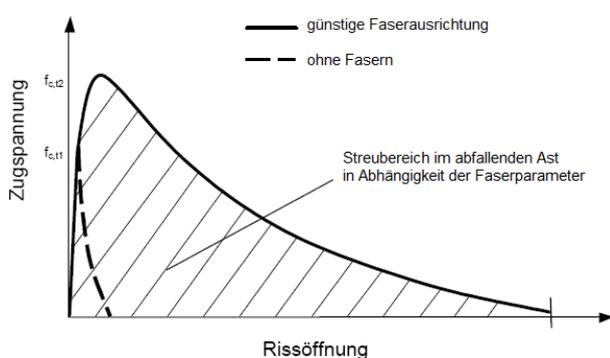


Abbildung 11: Zusammenhang: Zugspannung-Rissbreite [15]

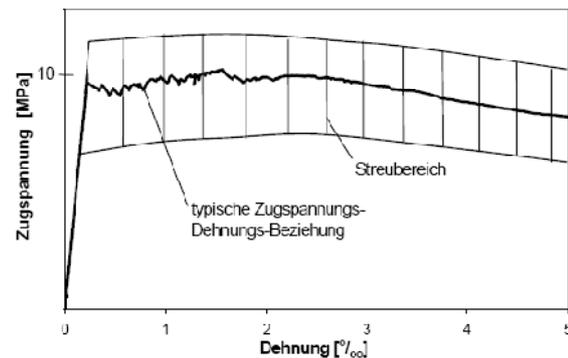


Abbildung 12: Beispiel einer Spannungs-Dehnungs-Beziehung (zentrischer Zugversuch) mit 2% Fasergehalt [15]

Festigkeitsentwicklung in Abhängigkeit der Zeit

Die Entwicklung des statischen E-Moduls läuft bei ultrahochfesten Betonen schneller ab als jene der Zugfestigkeit, die Gefahr der Rissbildung ist somit vorhanden. In Abbildung 13 wird die Beanspruchung infolge der entstehenden Zwangsbeanspruchung für verschiedene Betone dargestellt. Einen kritischen Zeitraum stellen besonders die ersten Stunden nach der Betonage dar. Eine große Bedeutung bei der Beurteilung der Rissgefahr kommt dem Relaxations- sowie Kriechverhalten des Betons zu, da sich die Zwangsbeanspruchung über einen längeren und kontinuierlichen Zeitraum einstellt. [15]

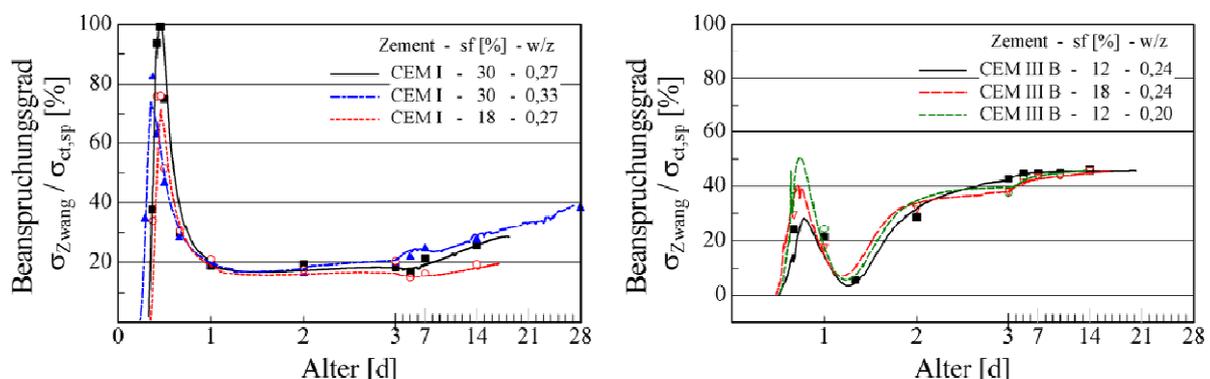
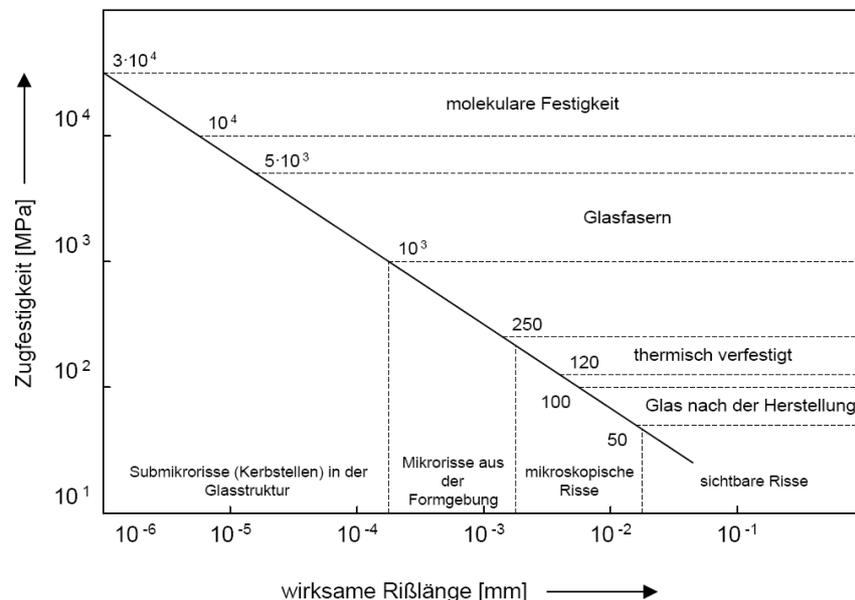


Abbildung 13: Zeitlicher Verlauf des Beanspruchungsgrades infolge behinderter Schwindverformungen der Betone mit Portlandzement (links) und Hochofenzement (rechts) [15]

Glas

Glas ist im Allgemeinen ein sehr hochbelastbarer Baustoff. Seine mechanischen Eigenschaften werden stark durch die chemische Zusammensetzung beeinflusst, jedoch wird das Glas



als ideal elastischer, spröder Werkstoff mit hoher Zug und Druckfestigkeit beschrieben. Diese hohe Zugfestigkeit ist aber nur eine theoretische, ermittelt aus der molekularen Bindekraft (Abbildung 14). Diese Zugfestigkeit wird nebst strukturellen Fehlern des Materials auch durch Vorschädigung der Oberfläche stark abgemindert. Die entstehende Kerbwirkung führt schon bei aller kleinsten Rissen zu Spannungsspitzen, welche das Glas bei Überschreiten der Bruchfähigkeit zum Versagen bringen. [18]

Abbildung 14: Kurzzzeitfestigkeit von Glas in Abhängigkeit der wirksamen Risslänge [18]

Freytag verweist in [1] auf mehrere verschiedene Definitionen zum plastischen Verhalten des Glases. Zusammenfassend wird festgestellt, dass unter den Einsatzbedingungen im Bauwesen und den daraus resultierenden Belastungen keine irreversiblen Verformungen des Glases auftreten können. Geringste Kriechverformungen, die sich einstellen können, sind reversibel und werden im E-Modul berücksichtigt.

Nach der aktuellen österreichischen Norm für konstruktiven Glasbau [11] werden die charakteristischen Zugfestigkeiten der verschiedenen Glasarten und der Einfluss des Emaillierens auf diese wie folgt angegeben:

Glasart	f_k
	N/mm^2
Float	45
TVG	70
TVG-emailliert ^a	40
ESG	120
ESG-emailliert ^a	70
Drahtglas	25
Gussglas	25

^a auch teilemailliert und siebbedruckt mit Keramikfarbe

Tabelle 2: Charakteristische Festigkeitswerte [11]

3.2 Verbundwirkung Glas-Beton [1][22]

Die Verwendung des Glases fand, bis auf wenige Ausnahmen, wie in Kapitel zwei gezeigt, bisher fast ausschließlich ohne direkten Kontakt mit tragenden Materialien statt. Ein Grund hierfür liegt vor allem in der Herstellung. Das Glas kann nach aktuellen Fertigungsstandards niemals in einer solchen Präzision hergestellt werden, dass ein „harter“ Kontakt mit anderen Materialien ähnlichen E-Moduls möglich wird. Durch die hohe Festigkeit des Glases und dessen, wie bereits im vorhergehenden Abschnitt behandelte, geringe Plastizitätskapazität erzeugt eine direkte Fügung bereits bei sehr geringen Unebenheiten oder anderen Imperfektionen so hohe lokale Spannungsspitzen, dass diese zum unmittelbaren und plötzlichen Zugspannungsversagen des Glases führen. Im folgenden Abschnitt werden nun verschiedene Aspekte der Glas-Beton-Verbindung beleuchtet

3.2.1 Wechselwirkung zwischen Glas und Beton

Chemische Verträglichkeit:

Im Betonbau spielt neben anderen chemischen Treibvorgängen auch das Kalk- und Magnesiumtreiben eine sehr große Rolle, das durch fehlerhaften Zement entstehen kann. Dabei reagieren siliciumhaltige Zuschlagstoffe wie gestresster Quarz, der in Grauwacken vorkommen kann, oder auch Opale und kieseliger Kalkstein mit den Alkalien der Zementmatrix und bilden das so genannte Alkalisilikatgel. Dieses Gel ist durch den Ladungsausgleich bei der Reaktion bestrebt, Wasser aufzunehmen. Dadurch entwickelt sich ein beträchtlicher Quelldruck, der die Betonmatrix auf Zug versagen lässt. Findet dieser Reaktionsablauf im bewitterten Bereich statt, kann der Quelldruck noch größer sein. In [21] wird ein Zusammenhang zwischen der benetzten Oberfläche von Glaskörnern in einer Zementmatrix und den damit verbundenen Treiberscheinungen beschrieben. Ist diese Glaskorngröße klein (im Bereich von ca. 1- 5mm), so ist auch die Volumenzunahme der Körner sehr begrenzt. Nimmt die Mahlfineinheit der Glaskörner und dementsprechend die benetzte Oberfläche weiter zu, so können die Treiberscheinungen vernachlässigt werden. Bei der GBV-Bauweise ist dieses beschriebene Verhältnis so gering, dass die Treiberscheinungen ignoriert werden können. Außerdem ist das Glas nur teilweise von Beton umgeben und nicht total integriert, sodass dieses die Zementmatrix nicht schädigen kann. Einen weiteren positiven Aspekt stellt der, bei hochfesten Faserbetonen, sehr geringe Wasser-Zement Wert dar, da so das für die Treiberscheinungen notwendige Wasser bereits durch die Hydratation verbraucht wird.

Thermische Verträglichkeit:

Die beiden Baustoffe Glas und Beton bilden mit ihren thermischen Ausdehnungskoeffizienten $\alpha = 9 \cdot 10^{-6} K^{-1}$ (Glas) und $\alpha = 11 \cdot 10^{-6} K^{-1}$ (Beton) ein Verhältnis von ca. 3/4. Aufgrund dieser doch annähernd gleichen Ausdehnungskoeffizienten wirken sich thermische Belastungen nicht maßgebend auf den Verbund aus, wie in [1] belegt wird.

Herstellungsbedingte Verträglichkeit:

Zwischen dem Glas und dem Beton kommt es zu einer Interaktion von Schwind- und Kriecherscheinungen, wobei allerdings nur der Beton aktiv ist (siehe Kapitel 3.1.2). Durch das Schwinden (chemisches Schwinden) werden auf das Glas Druckspannungen aufgebaut, wohingegen der Beton in Folge dessen auch Zugspannungen erfährt. Dieser Effekt wirkt sich insofern positiv aus, als dass das Glas dadurch eine Klemmung (Verbundwirkung) durch den Beton erfährt. Jedoch muss durch eine ausreichende Menge an Stahlfaser im Beton die charakteristische Rissbreite (Abbildung 11) beschränkt werden, um diese Klemmspannung nicht durch zu große Rissbildung (Abbildung 13) abzubauen.

3.2.2 Festigkeit des Glas-Beton-Verbundes

Ausschlaggebend für ein funktionierendes Glas-Beton-Verbundsystem ist die schubsteife, kraftschlüssige Verbindung über die Kanten des Glases mit dem Beton. Durch diese linienförmige Einbindung werden Spannungsspitzen vermieden. Dabei wird das Glas mit frischem Beton umhüllt, der anschließend erhärtet und dadurch die notwendige Klemmkraft aktiviert. Nach [1] ist eine Übertragung der in Abbildung 15 dargestellten Kräfte denkbar.

Bei der GBV Bauweise wirkt die kraftschlüssige Verbindung über die Komponenten Haftung, Verzahnung und Reibung.

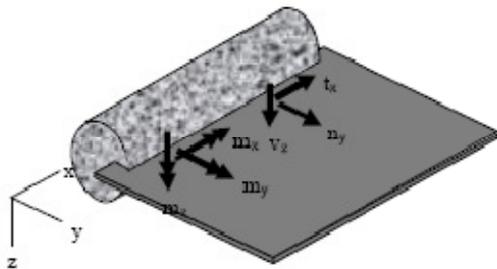


Abbildung 15: Kraft- und Momentenübertragung in der Verbundfuge am Querschnitt [1]

Numerische Untersuchungen der Glas-Beton-Verbindung

In [1] geben mehrere FE-Simulationen Aufschluss über die Wirkungsweise der GB-Verbindung. Diese wird als ein komplexes Zusammenspiel folgender Prozesse betrachtet:

- Schwinden des Betons in Anhängigkeit der Zug und Druckfestigkeitsentwicklung
- Entwicklung der elastischen Betoneigenschaften
- Kriechen des Betons durch entstehende Zwängungen

In Abaqus® wird die Aufgabenstellung der FE-Modellierung als ein ebenes Problem behandelt. Dabei werden die Beton- und Glaselemente mittels *Plane-Strain* Elementen modelliert und eine quadratische Ansatzfunktion gewählt. Die Verbindung zwischen den Elementen wird mit *Joint* Elementen idealisiert. Dabei werden den Elementen Verbindungselemente mit definierbaren Federsteifigkeiten in x- sowie y-Richtung zwischengeschaltet. Anhand dieser Federkennlinie wird ein sehr harter Kontakt auf Druck und ein „Loslassen“ auf Zug normal auf die Kontaktfläche modelliert (z-Richtung). Der Reibverbund in y-Richtung wird dabei vernachlässigt, da dieser nach Abschätzung durch eine Parameterstudie einen nur sehr geringen Einfluss auf die Ergebnisse hat.

Als Materialmodell wird für Glas ein Linear-Elastisches gewählt, für die Betonmodellierung werden mehrere Varianten erstellt, wobei als realistischste jene bestimmt wird, wonach Risse im Beton auftreten können und die Zugfestigkeit und der E-Modul zeitabhängig sind.

Bei der folgenden Untersuchungsserie werden die oberen Kanten des Querschnittes stark abgerundet, um einen kontinuierlichen Spannungsverlauf zu erreichen. Des Weiteren wird die Mittelscheibe der drei 8mm starken ESG-Scheiben um 10mm zurückgestellt, um so Raum für Beton und folglich eine größere Schwind-Klemmwirkung auf das Glas zu erreichen. In Abbildung 16 wird aber ersichtlich, dass die Normalspannung auf das Glas nur sehr begrenzt auftritt, da der Beton im „Glaszwischenraum“ auch schwindet. Als Ergebnis dieser FE-Modellierung wird im Mittel eine bezogene Klemmkraft von 74N/mm auf die Außenseiten und 10N/mm auf die Innenseiten des Glases ermittelt. In Summe werden 168N/mm reibungswirksam. In Abbildung 17 wird der Spannungsverlauf in zwei verschiedenen Schnittebenen des Querschnittes dargestellt.

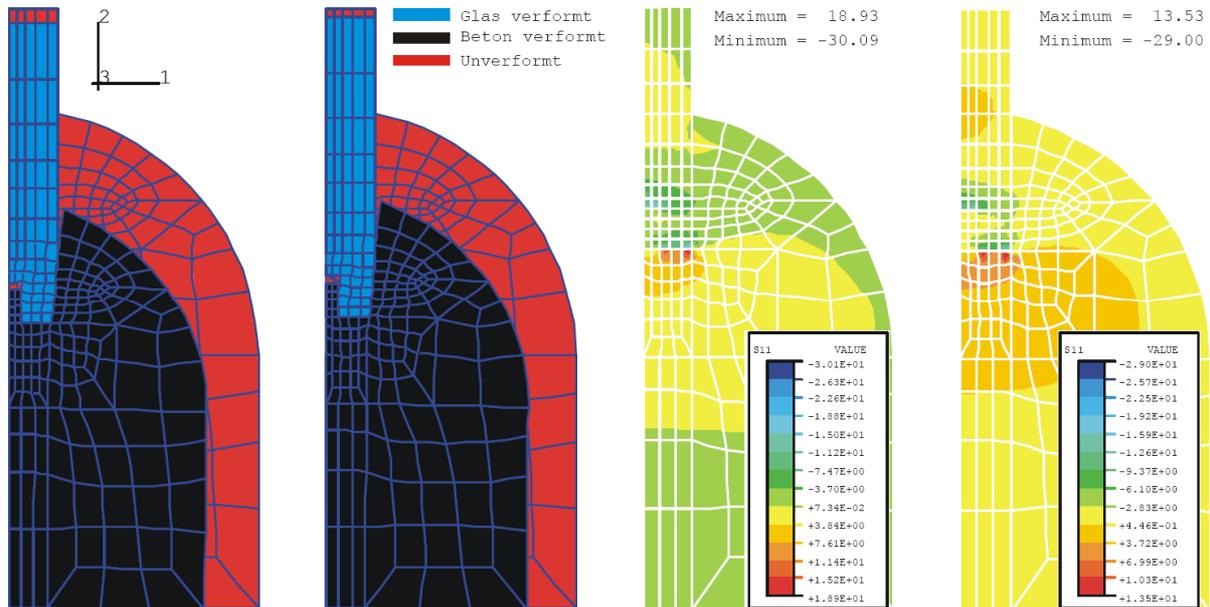


Abbildung 16: Verformung und Normalspannung σ_{11} [N/mm²] für Variante 1 und 3; von links nach rechts [1]

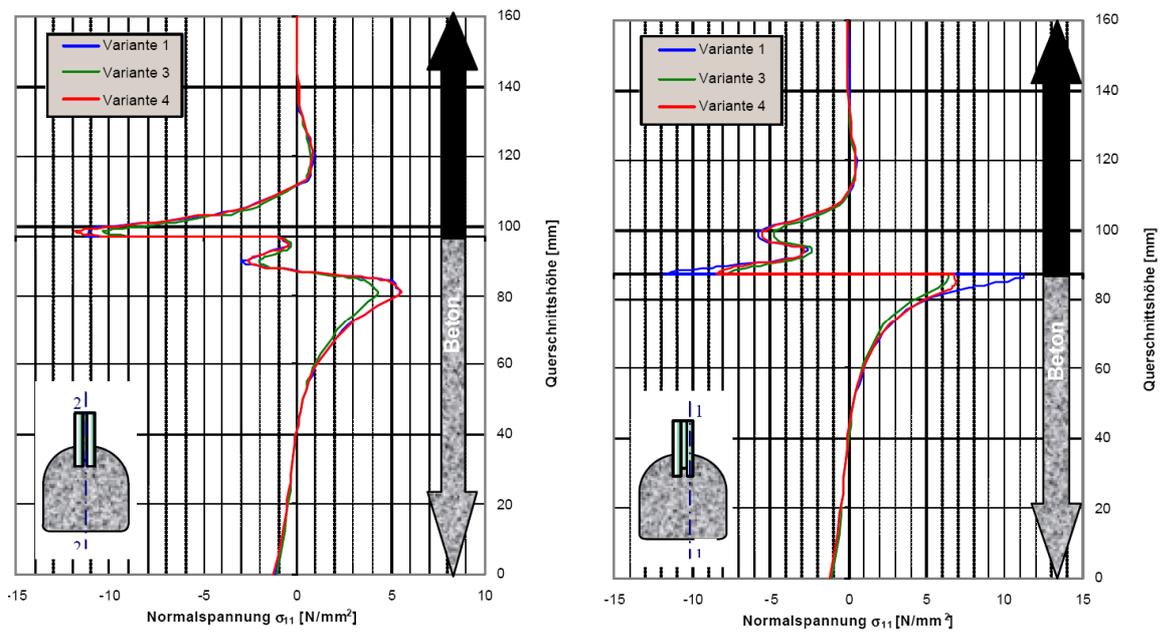


Abbildung 17: Spannungsverlauf σ_{11} [N/mm²] im Schnitt 2-2 und 1-1 [1]

Experimenteller Untersuchungen [1]:

Um Kenntnis über die Festigkeit des Schubverbundes zu erhalten, werden in [1] mehrere Versuche an einem Kleinmodell durchgeführt (Abbildung 18).

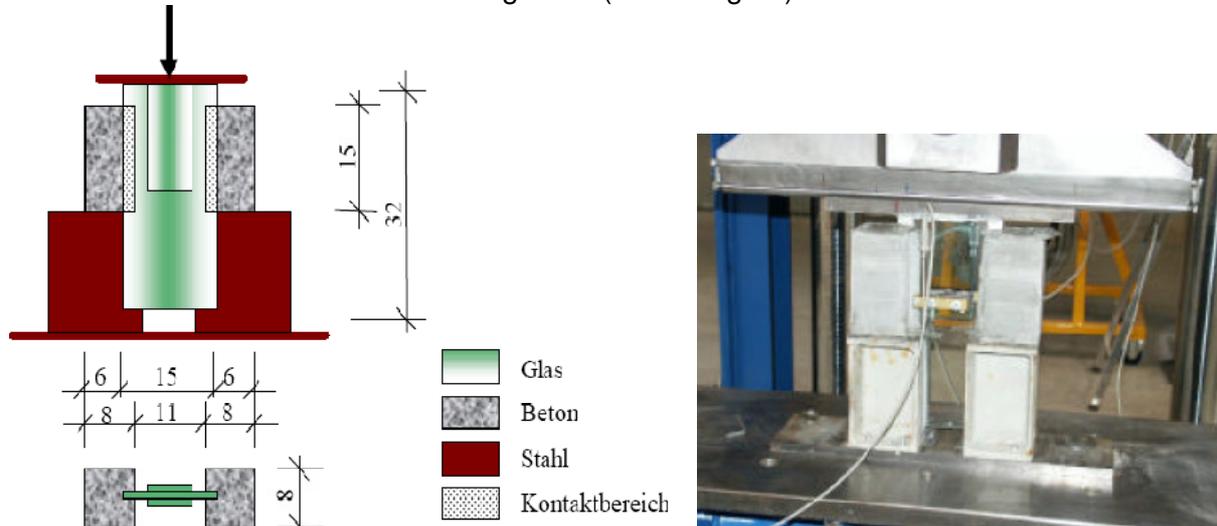


Abbildung 18: Skizze und Foto des Versuchsaufbaus [1]

Dabei wird das Glas im Einbindebereich unterschiedlicher Oberflächenbehandlungen unterzogen und anschließend im Versuch die unterschiedlichen Tragfähigkeiten ermittelt. Folgende Behandlungsarten werden untersucht:

- Sandstrahlung
- Korund geklebt
- Quarzsand geklebt
- Frisch auf Frisch Klebung
- Glasfaserbewehrte Verbindung
- Korund-Email-Beschichtung

Hier soll nun nur die auch später in den Großversuchen in [1] verwendete und als für am geeignetsten befundene Glasbehandlung dargestellt werden. Dabei handelt es sich um die Korund-Email Beschichtung. Bei dieser Oberflächenbehandlungsart bedient man sich der hohen Temperaturen beim thermischen Vorspannen des Glases. Hierbei wird der Emailack, hergestellt auf Wasserbasis, mit Korundkörnern angereichert und auf die vorbestimmten Bereiche des Glases aufgetragen. Unter der großen Hitzeeinwirkung im Ofen (ca. 650°), verbindet sich anschließend die Beschichtung fest mit dem Glas.

In einem Push-Out-Versuch werden nun Probekörper mit den sechs angeführten Oberflächenbehandlungen untersucht. Dabei werden jeweils die 8mm starken, behandelten Gläser in die Betonkörper eingebunden. Um eine bessere Lasteinleitung in die Glasscheiben zu erreichen, werden zudem zwei Floatglasscheiben seitlich aufgeklebt.

Im folgenden Absatz soll nur die Versuchsauswertung der Serie 8 gezeigt werden, da diese als wichtig für weitergehende Untersuchungen in der Arbeit erachtet wird.

Die Ergebnisse nach Abbildung 19 zeigen ein quasilineares Ansteigen der Verbundspannung in Abhängigkeit der Verschiebung bis zum Erreichen der Höchstspannung. Der anschließende zuerst steile und dann flache Abfall der Spannung kann nach [22] auf die Auswirkung zweier Mechanismen zurückgeführt werden; zum einen hängt die Kraftübertragung bis zum Erreichen der Höchstlast maßgebend vom Haftverbund und damit von der Größe

der Kontaktfläche ab. Der Reibungsanteil allerdings ist flächenunabhängig. In Abbildung 19 kann dies so interpretiert werden, dass der dreiecksförmige Kurvenverlauf (steil abfallender Ast) das Haften darstellt, der anschließende leicht abfallende Ast die Reibung.

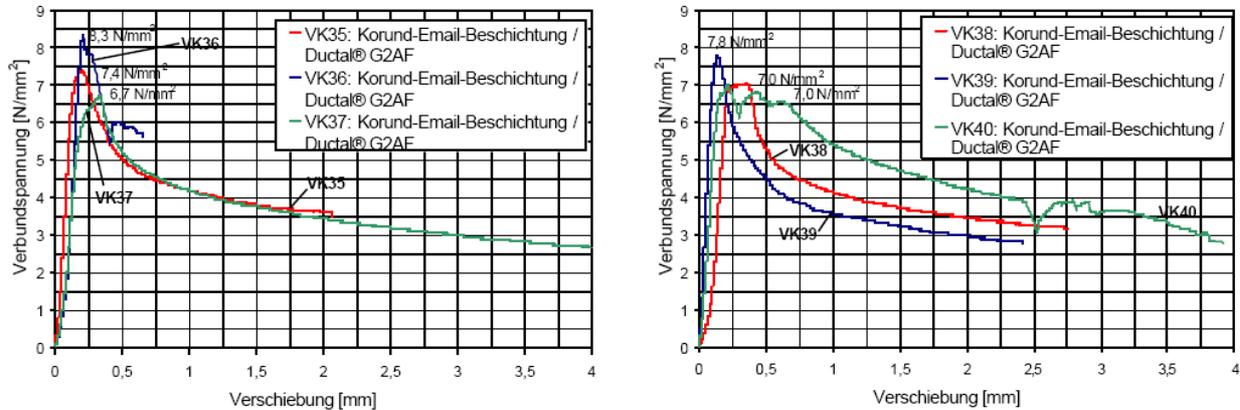


Abbildung 19: Versuchsergebnisse der Serie 8

Als Höchstwert der Schubverbundfestigkeit kann eine Verbundspannung von $8,3\text{N/mm}^2$ erreicht werden. Die Veranschaulichung der Ergebnisse in Abbildung 20 erfolgt als mittlere Spannung in der Kontaktfläche.

Serie	Bez.	Datum der Prüfung	Type der Glasvorbehandlung	Beton	Fasern im Beton	max Kraft	gesamte Einbindelänge [cm]	gesamte Kontaktfläche A [cm²]	mittlere Verbundfestigkeit	ausagekräftig
Serie 8	VK35	18.06.2002	Korund-Email-Beschichtung	Ductal® G2AF	160 kg/m³ Stahl	89,0	30	120	7,4	ja/nein
	VK36	18.06.2002	Korund-Email-Beschichtung	Ductal® G2AF	160 kg/m³ Stahl	100,0	30	120	8,3	ja/nein
	VK37	18.06.2002	Korund-Email-Beschichtung	Ductal® G2AF	160 kg/m³ Stahl	80,8	30	120	6,7	ja/nein
	VK38	18.06.2002	Korund-Email-Beschichtung	Ductal® G2AF	160 kg/m³ Stahl	84,6	30	120	7,0	ja/nein
	VK39	18.06.2002	Korund-Email-Beschichtung	Ductal® G2AF	160 kg/m³ Stahl	93,5	30	120	7,8	ja/nein
	VK40	18.06.2002	Korund-Email-Beschichtung	Ductal® G2AF	160 kg/m³ Stahl	83,9	30	120	7,0	ja/nein

Abbildung 20: Ergebnisse zur Verbundfestigkeit mit der Korund- Email-Beschichtung

3.3 Praktische Umsetzungen der Bauweise-Die Glas-Beton-Verbundbalken [1]

Die Scheibentragwirkung ist bei der GBV-Bauweise ein idealer Traglastzustand. Das Glas kann hierbei bis an seine Belastungsgrenzen ausgenützt werden. Ausgehend von dieser mechanischen Überlegung, bieten sich demnach auch Tragwerkstypen wie Falterwerke und zusammengesetzte, dünnwandige Querschnitte zur Ausführung in GBV an.

Eine anschaulich dokumentierte Ausführung stellen die Glas-Beton-Verbundbalken aus [1] dar. In einem ersten Schritt wird zuerst an einem möglichst trivialen Modellträger dessen Trag- und Verformungsverhalten erforscht, um ein wissenschaftliches Verständnis für die Bauweise zu erhalten. Anschließend wird, nach den Erkenntnissen dieser ersten Serie, eine weitere Serie an Probeträgern hergestellt.

Serie 2 (Glas-Ductal®-Verbundbalken, Spannweite 8,1m)

Die Träger bestehen aus zwei Beton-Gurten und einem Steg aus Glas. Die notwendige schlaffe Bewehrung als auch die Vorspannung werden in den Gurten platziert (Abbildung 21). Die Oberfläche des Glases wird im Einbindebereich nach den Erkenntnissen aus 3.2.2 mit einer Korundkörnung emailliert. In den Bau der Serie 2 fließen alle Erfahrungen und Auswertungen der Serie 1 ein. Merkmale dafür sind die Einbindung des Steges in den Endquerträger, die exzentrische Vorspannung mittels Monolitzen im Untergurt, sowie die Ausbildung einer Nut im Glassteg im Bereich der Verbindung mit den Gurten.

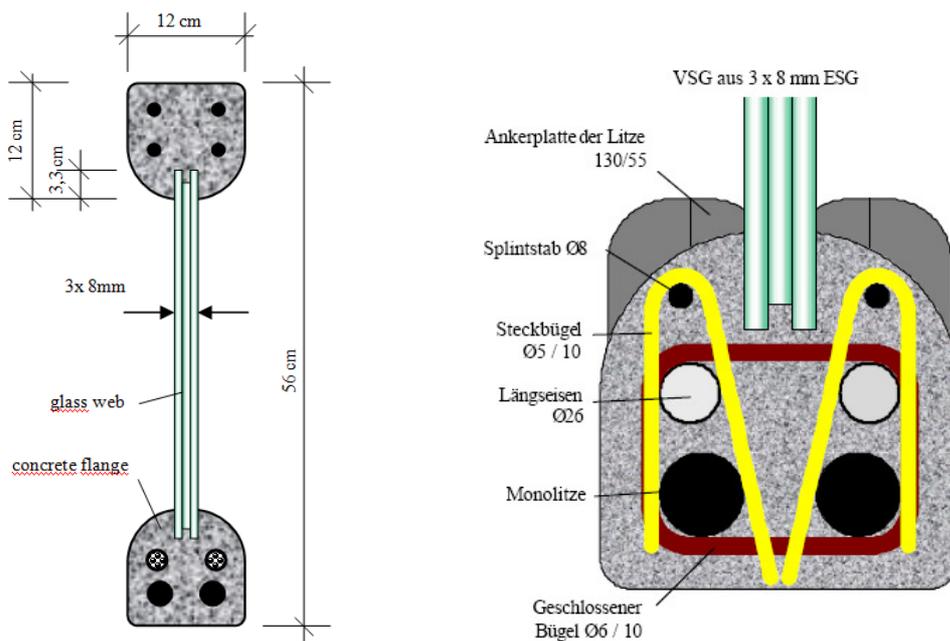


Abbildung 21: Querschnitt des GBV-Balkens (links) und Bewehrungsdetail (rechts) des Untergurtes [1]

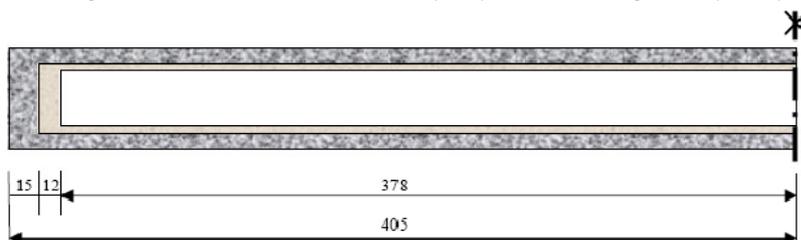


Abbildung 22: Längs- und Symmetrieschnitt des Balkens [1]

Die GBV-Versuchsträger werden in den Abmessungen von $810 \times 56 \text{ cm}$ hergestellt, wobei der Glassteg im Auflagerbereich 12 cm weit in den Beton einbindet (Abbildung 22). In die Gurte wird das Glas $3,3 \text{ cm}$ weit einbetoniert.

Versuchsaufbau und Messanordnung:

Bei der Konzeption des Versuchsaufbaus wird das Ziel verfolgt, eine möglichst gleichmäßige Lastverteilung zu erreichen. Zur Stabilisierung wird der Träger in maßgebenden Punkten aus der Ebene gehalten. In den bezeichneten Punkten in Abbildung 23 werden Messaufnehmer angebracht.

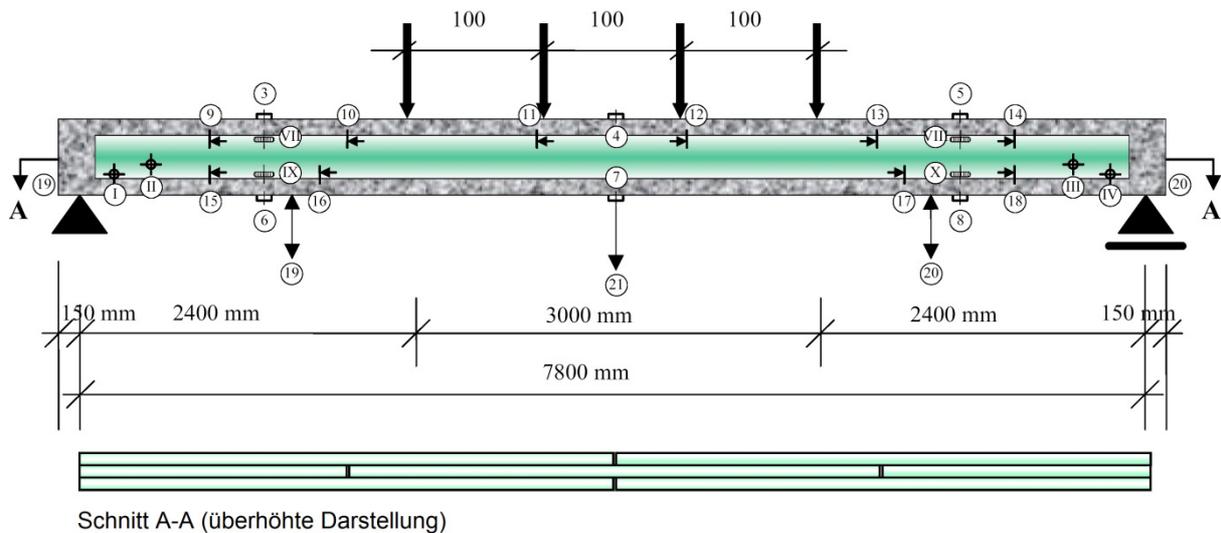


Abbildung 23: Versuchsaufbau, Anordnung der Messpunkte und Schnitt A-A [1]

Versuchsauswertung:

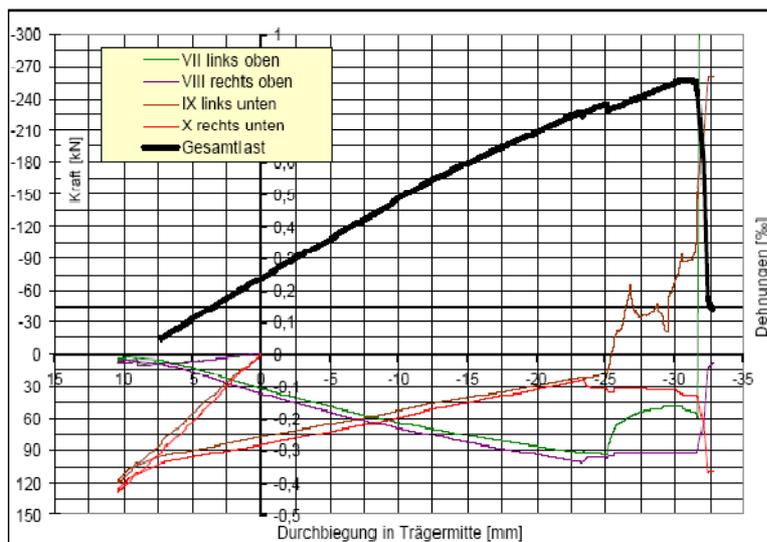


Abbildung 24: Zusammenhang Glasdehnung und Verformung in Trägermitte [1]

Im folgenden Abschnitt werden nun zusammenfassend für einen der untersuchten GBV-Balken, DEM03, der Traglastversuch und dessen aussagekräftigste Ergebnisse dargestellt.

In Abbildung 24 werden die Glasdehnungen und der Kraftverlauf in Abhängigkeit der Durchbiegung in Trägermitte dargestellt. Die positiven Glasdehnungen zeigen den Vorspanprozess, der leichte Knick in den Dehnungskurven symbolisiert die Schließung der Schwindrisse im Obergurt und der damit verbundenen Steifigkeitserhöhung.

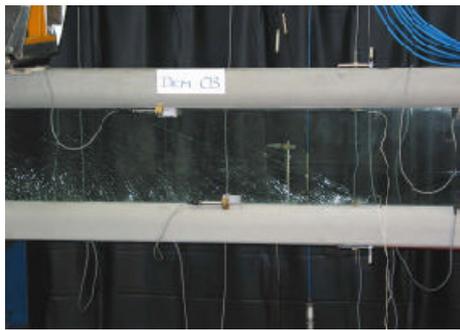


Abbildung 25: Zustand des Trägers nach dem 1. Rissereignis [1]

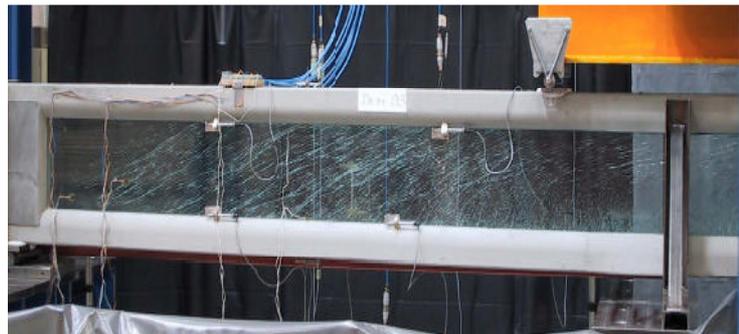


Abbildung 26: Schädigungszustand nach dem 2. Rissereignis [1]

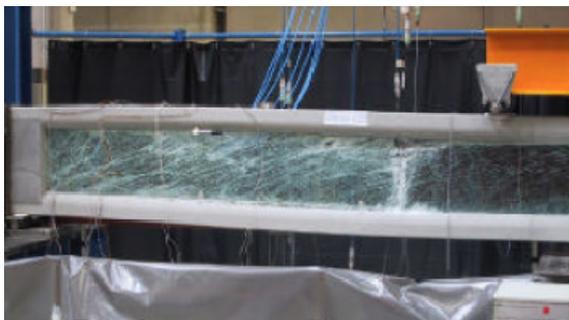


Abbildung 27: Zustand des Trägers nach dem Versagen [1]

Die Höchstlast wird bei 257kN und der entsprechenden Durchbiegung in Trägermitte von $30,5\text{mm}$ erreicht. In Abbildung 24 wird dies durch einen leichten Abfall (weitere Rissbildungen) der Lastkurve wiedergegeben. Anschließend sackt der Ast bei 252kN komplett ab, dies symbolisiert das „wirkliche“ Versagen des Tragsystems. Der Bruch erfolgt im Bereich der Biegedruckzone des Glasstoßes. Ein entstehender Trennriss zwischen Untergurt und Glas führt schließlich zur kompletten Zerstörung des Stoßbereiches (Abbildung 27).

Zusammenfassung der Beobachtungen und Interpretationen für alle Balken der Serie 2:

- Durch den sehr steifen Glassteg wird der Beton (Ductal®) beim Schwinden dazu gezwungen Risse zu bilden, um die Zugspannungen abzubauen. Die Steifigkeiten des Gesamtsystems reduzieren sich daher von Anfang an beträchtlich.
- Durch die Vorspannkräfte wird es möglich, die Risse in den Gurten zu schließen und die Steifigkeit zu erhöhen. Des Weiteren bewirkt die Vorspannung kleinere Dehnungen im System, wodurch erst die Laststeigerung und Tragfähigkeit nach der Rissbildung im Glas ermöglicht wird.
- Die Erstrissbildung erfolgt bei allen Versuchen in den Außenscheiben. Als Ursache dieser Beobachtung wird die höhere Festigkeit der nicht emaillierten Mittelscheibe genannt sowie die größere Vorspannung derselben im Stoß-Bereich. Die Risse in Druckbereichen verlaufen stets in Richtung der Druckhauptspannungen.
- Der Verbund zwischen Glas und Beton erweist sich steifer als erwartet. Da sich das Tragsystem im Laufe des Tragversuches ändert, ist der Zusammenhang zwischen der Rissbildung und der Gesamtsteifigkeit nicht linear. Es werden zwei Auslöser der Reduktion der Steifigkeit des Verbundes beobachtet: Zum einen das Überschreiten der Verbundfestigkeit, zum anderen die Rissbildung im Glas.
- Einige sehr aussagekräftige Beobachtungen können zum Versagen der Träger DEM03 und DEM04 gemacht werden: Ein Plastizieren der Bewehrung kann nicht erreicht werden. Die Stoßbereiche verlieren durch das Versagen der Außenscheiben an Steifigkeit, eine Lastumlagerung hin zu den Auflagerbereichen ist die Folge. Dort versagt die Mittelscheibe anschließend, da sich zwischen Untergurt und Steg ein Trennriss öffnet. Bei allen Balken außer DEM01 beginnen die Relativverschiebungen zwischen Untergurt und Glas kurz vor Erreichen der Höchstlast progressiv anzusteigen.

Finite Element Berechnungen

Die numerischen Untersuchungen waren in [1] sehr hilfreich um ein besseres Verständnis für das Verhalten der im vorherigen Abschnitt beschriebenen GBV-Balken zu erhalten.

Modellbildung:

Die Modellierung der Balken erfolgt mittels zweidimensionaler Scheibenelemente (*Shell-Elemente*). Dabei wird ein Element über vier Knoten definiert. Um den Rechenaufwand zu minimieren, wird das System geteilt und mit Symmetriebedingungen versehen. Die Verbindungen zwischen den Verbundelementen werden mit Federn (*Springs*) modelliert, *Truss-Elemente* sollen die Spannglieder repräsentieren. Auch das annähernd reibungslose Gleiten der Spannlitzen im Hüllrohr wird nachgebildet (*Multi Point Constraint Slider*).

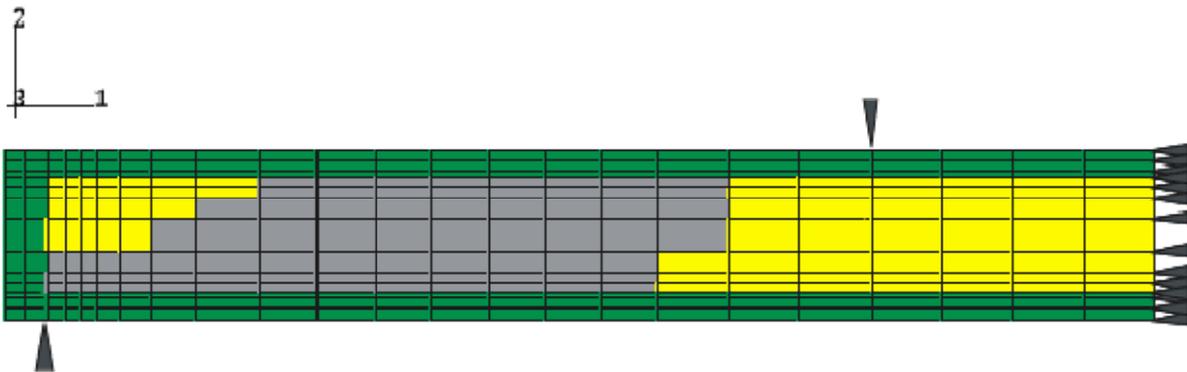


Abbildung 28: FE-Modell des Trägers der Serie 2 [1]

FE-Berechnungen:

Bei den numerischen Berechnungen sind eingängige Parameterstudien notwendig, um die Versuchsergebnisse zu reproduzieren. Folgende Einflussgrößen werden variiert:

- Zugfestigkeiten des Betons in Abhängigkeit der Zeit
- Schwindmaß (um Kriecherscheinung zu erfassen)

Die besten Ergebnisse werden mit einem Endschwindmaß von $-0,35\%$ und einer Betonzugfestigkeit von $5N/mm^2$ erreicht.

In den folgenden Abbildungen werden die Ergebnisse aus dem Lastfall Schwinden und der Kombination aus Vorspannung und Schwinden dargestellt. Die gleichmäßige Spannungsverteilung in den Gurten kann durch den hohen Fasergehalt, im Programm als flach abfallender Zugspannungsverlauf implementiert, erreicht werden.

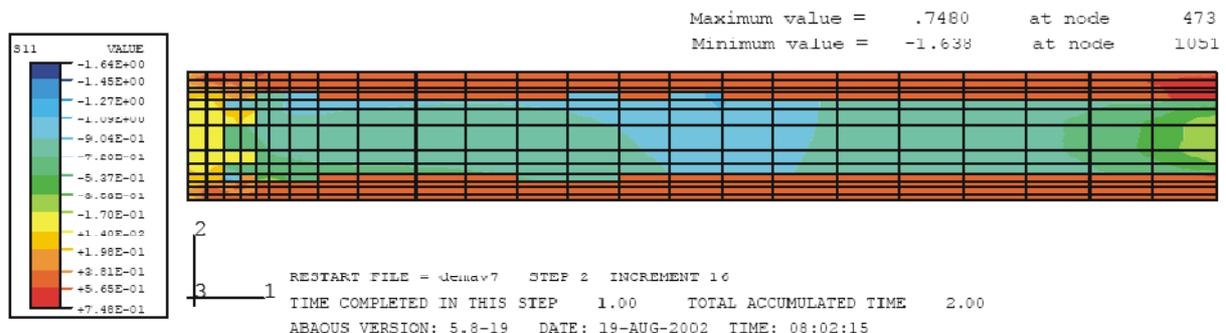


Abbildung 29: Längsnormalspannungen nach dem Lastfall Schwinden [kN/cm^2] [1]

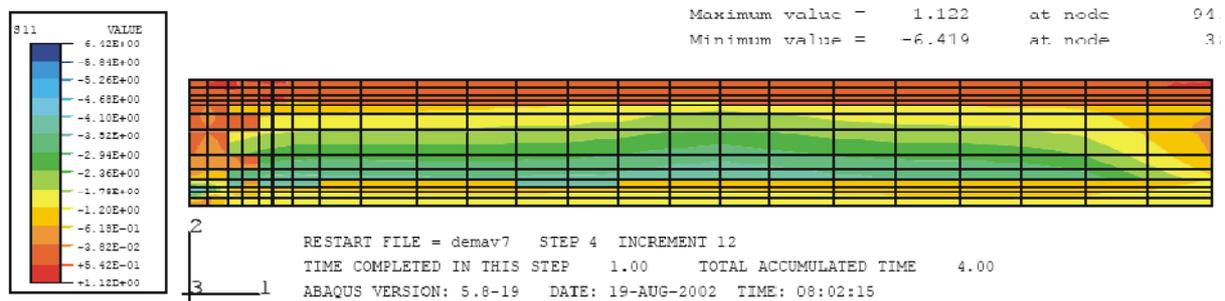


Abbildung 30: Längsnormalspannungen nach den Lastfällen Vorspannung und Schwinden [kN/cm^2] [1]

Es erscheint als unmöglich, das Modell im Zustand aus Abbildung 30 für den Traglastversuch zu verwenden, da die Belastungszyklen aus Schwinden, Vorspannen und Belastung (Rissöffnung–Schließung–Öffnung) für die bereits gerissenen Betonelemente aus numerischer Sicht nicht durchführbar sind. Um dieses Hindernis zu umschiffen, wird eine alternative Lösung angewandt. Für all jene Elemente, die in Zonen der Rissbildung liegen, wird die Zugfestigkeit abgemindert (Methode der „Killing Elements“, siehe 2.2.2), um so die Rissbildung zu initiieren.

FE-Traglastversuch:

Um die im realen Traglastversuch ermittelten Parametergrößen auch im FE-Modell zu erreichen, muss dieses angepasst werden. Davon betroffen sind sowohl die Verbundfedern als auch die Glasmodellierung. Um die Rissbildung jener der im Versuch aufgetretenen anzupassen, wird das Glas in zwei Bereiche mit unterschiedlichen Materialparametern aufgeteilt, die Schubzone sowie die Biegezugzone (Abbildung 28). Die Festigkeiten werden wiederum variiert, um eine möglichst exakte Abbildung der Rissereignisse zu reproduzieren und somit die Kraftflussverhältnisse möglichst exakt wiederzugeben.

Ergebnisse vorgespannter Balken:

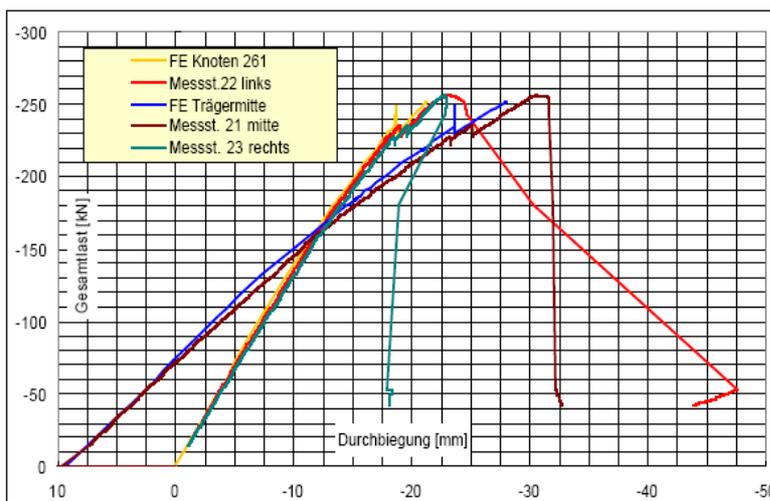


Abbildung 31: Vergleich der Durchbiegungen von FE-Rechnung und Versuch (DEM 03) [1]

Die Ergebnisse nach Abbildung 31 stimmen mit den Versuchsergebnissen in den ansteigenden Ästen der Kurven gut überein, die abfallenden Äste sind jedoch mit den verwendeten Materialmodellen nicht reproduzierbar.

Auch die realen Biegerisse können im Modell abgebildet werden.

Die FE-Rechnung endet bei einer Höchstlast von knapp über $250kN$, da mit den gewählten Konvergenzkriterien kein Gleichgewicht mehr gefunden werden kann.

3.4 Mechanische Grundlagen und Bemessungsansätze [23]

Als Essenz und Folge der Untersuchungen zur GBV-Bauweise in [1], wird in [23] versucht, die verschiedenen Tragzustände des Verbundsystems aufzuarbeiten und dazu analytische Berechnungsansätze zu erstellen. Des Weiteren wird ein Bemessungsansatz für eine einzelne Glasdruckstrebe im Stoß der Mittelscheibe formuliert.

3.4.1 Mechanisches Tragmodell:

Ausschlaggebend für die Form des Tragsystems ist das Verhalten des Glas-Beton-Verbundes. Nach Abbildung 32 kann dies vereinfacht als idealplastisch beschrieben werden, wobei der Übergang in den plastischen Bereich nicht allein von der Größe der Schubkraft zwischen Gurt und Steg abhängt, sondern auch von der Größe der Erst-
rislast. Demnach werden nun zwei Tragmodelle entwickelt:

Für Schnittkräfte die kleiner als F_{cr} sind gilt der klassische Verbundträger mit den, ihm zugrundeliegenden Voraussetzungen des Ebenbleibens der Querschnitte sowie der starren Verbindungen.

Wird die Verbindung Glas-Beton aber überbeansprucht und die Rissbildung im Glas beginnt, zeigt sich, dass sich die Schubkraft in der Verbindung bei Laststeigerung nicht mehr ändert. Die einzige starre Verbindung zwischen Glas und Beton kann nun nur noch an den Auflagern, in Form der Endeinbindung, gewährleistet werden.

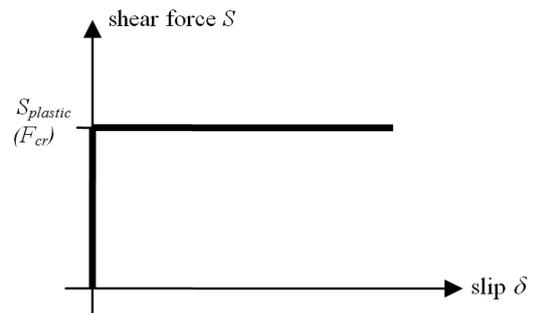
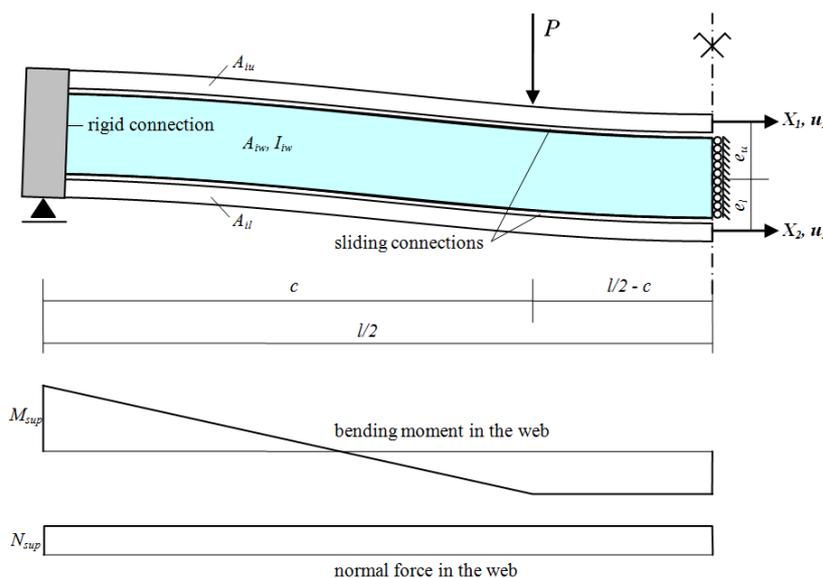


Abbildung 32: Starr-plastischer Glas-Beton Verbund [23]



$$X_2 = \frac{-P \cdot c \cdot (l - c)}{I_i \cdot l} \cdot \frac{e_o \cdot k + e_u \cdot s}{k^2 - s \cdot q}$$

$$X_1 = -\frac{1}{s} \cdot \left[X_2 \cdot k + \frac{e_o \cdot P \cdot c \cdot (l - c)}{l \cdot I_i} \right]$$

$$M_E = X_1 \cdot e_o - X_2 \cdot e_u$$

$$N = -(X_1 + X_2)$$

with

$$k = \frac{1}{A_{fw}} - \frac{e_o \cdot e_u}{I_i}$$

$$s = \frac{1}{A_{fw}} + \frac{1}{A_{fw}} + \frac{e_o^2}{I_i}$$

$$q = \frac{1}{A_{fw}} + \frac{1}{A_{fw}} + \frac{e_u^2}{I_i}$$

$$M_E = \frac{-P \cdot c \cdot (l - c)}{I_i \cdot \left(\frac{l}{I_i} + \frac{l}{(e_u + e_o)^2} \cdot \left(\frac{1}{A_{fw}} + \frac{1}{A_{fw}} \right) \right)}$$

Abbildung 33: Verbundträger mit starrer Endeinbindung des Glas-Stegs in den Beton und idealisierter Gleitverbindung zwischen Steg und Gurten (links); Berechnung des einwirkenden Biegemomentes im Steg (rechts) [23]

3.4.2 Tragfähigkeit einer einzelnen Glas-Druckstrebe:

Wenn die Rissbildung in einer der Scheiben im Glas einsetzt, muss die freigesetzte Rissenergie auf die umliegenden, ungerissenen Scheiben transferiert werden. Die Druckspannung kann jedoch weiterhin über den Riss abgetragen werden. Im Bereich der Stöße ist es nun aber nicht möglich Zugspannungen zu übertragen, somit müssen diese über lokale Biegung und Schub der einzelnen Glasdruckstreben aufgenommen werden wie in Abbildung 34 in einem FE-Modell gezeigt wird. [23]

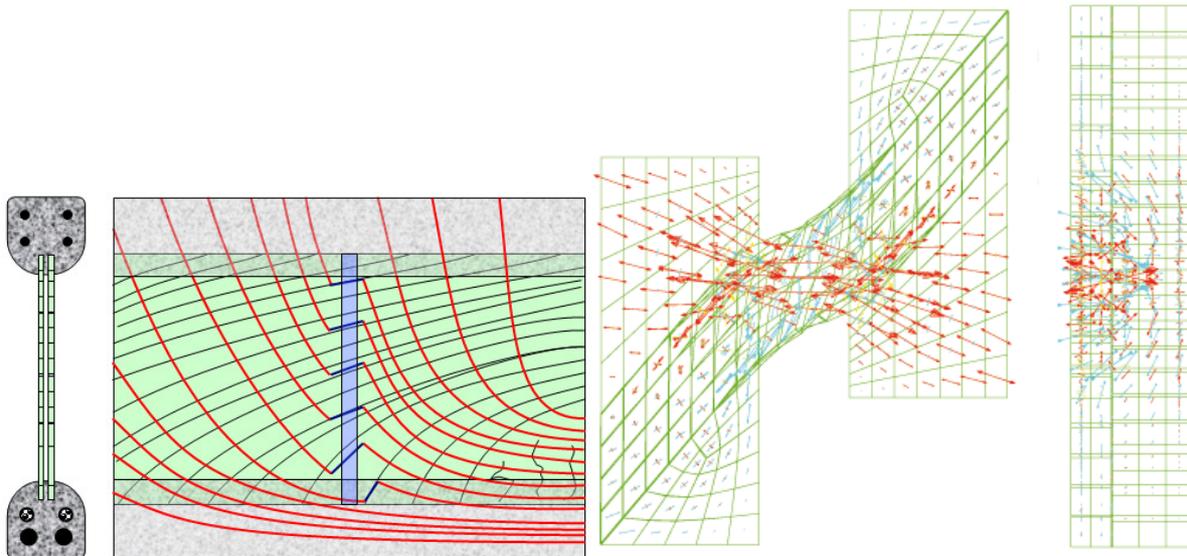


Abbildung 34: Idealisierter Zugkraftverlauf über den Stoß der Mittelscheibe (links) und FE-Modell der einzelnen Glas-Druckstrebe (rechts) [23]

Es kann gezeigt werden dass das Versagen der Streben auf einer Überbeanspruchung durch Schub zurückzuführen ist. Des Weiteren wird der Einfluss des Risswinkels dargelegt und eine Schnittraftermittlung durchgeführt.

3.5 Bemessungs- und Konstruktionsprinzipien

Da weiterführende GBV-Konstruktionen nicht auf die, doch sehr günstig wirkende, Vorspannung verzichten werden, kommt der Erstrissbildung (SLS) eine sehr große Bedeutung zu. Um diese erheblich zu steigern, wird es notwendig sein, auch die Kantenfestigkeit des Glases zu erhöhen. Doch auch im Grenzzustand der Tragfähigkeit kann durch die Vorspannung eine wesentliche Verbesserung erzielt werden. In den Versuchen in [1] zeigt sich, dass sich ein gewisser Vorspanngrad im Obergurt positiv bemerkbar macht, da dadurch ein flacheres Rissbild entsteht und schlussendlich die Traglast erhöht werden kann. Der Annahme, dass der hochfeste Faserbeton auf 45% seiner Druckfestigkeit dauerbelastet werden kann, folgt der Schluss, dass eine Erhöhung der Vorspannkraft einen sinnvollen Entwicklungs-Schritt darstellt. In diesem Zusammenhang steht auch die Frage, ob ein Biegeversagen erreicht werden soll. Wie sich in den Versuchen [1] konstatieren ließ, hat sich dieses nicht eingestellt. Freytag diskutiert nun die Sinnhaftigkeit und zeigt einige Lösungsvorschläge auf. All diese haben das Ziel, die gläsernen Schubfelder, durch beabsichtigtes Herbeiführen eines duktilen Biegebruches, intakt zu halten und so einen Spröbruch zu verhindern.

Um schließlich auch das Querkraftverhalten der Balken zu verbessern, werden weitere Verbesserungsvorschläge angebracht. Eine Möglichkeit bietet sich darin, die Mittelscheibe im

Gurt tiefer zu setzen und durch Sandstrahlung aufzurauen und so besser zu verankern. So soll ein Trennriss zwischen Untergurt und Steg vermieden werden.

Weitere Verbesserungen sollen sich durch sinnvolle Anordnungen der Stöße, Verstärkungen dieser mittels zusätzlich aufgeklebter Scheiben, oder durch den Einbau eines Zuggliedes im Stoß der Mittelscheibe, ergeben. Letzteres könnte z.B. in Form eines Stahl Flachbandes mit sehr geringen Abmaßen eingebaut werden.

Auch die Möglichkeit der Verwendung von TVG anstatt ESG wird diskutiert. Mögliche Vorteile sind größere Rissabstände sowie die Vermeidung von flächenhaften Risscharen; diese Annahmen werden in [23] letztlich bestätigt.

4 Numerische Untersuchungen

Die Modellierung und spätere Berechnung des Tragwerks erfolgt mit Hilfe des Finite-Elemente Programms Abaqus®. Dieses Programm ermöglicht eine sehr realitätsnahe Nachbildung von Strukturen und erlaubt dem Benutzer, diese mittels verschiedenster Materialmodelle und Elementtypen zu definieren. Bei Untersuchungen zur GBV-Bauweise stellt diese numerische Methode eine sehr große Hilfe dar, da die verschiedenen Nichtlinearitäten der Materialseite als auch jene der Systemwirkungen sehr gut berücksichtigt werden können. Das Program ist als solches einheitenrein, was bedeutet, dass der Benutzer die gewünschte Einheit selbst durch seine Eingaben festlegt, mit Ausnahme der Einheit *Zeit* [Sekunde] sowie *Temperatur* [°Celsius], die die Konstanten in diesem System darstellen. Alle verwendeten Definitionen der Einheiten müssen auf diese Konstanten angepasst werden. Im folgenden Abschnitt werden stets die Längeneinheit *cm* sowie die Kräfteinheit *kN* verwendet. Begriffe die dem Programm Abaqus entspringen, werden in kursiver Schreibweise angegeben.

4.1 Materialmodelle

4.1.1 Ultra Hochfester Faserbeton (UHPFRC)

In Abaqus® stehen standardmäßig mehrere Materialmodelle zur Verfügung. Beton kann mittels eines Modells *Concrete* definiert werden. Das elastische Verhalten wird durch den E-Modul des Betons definiert. Das Modell beschreibt anschließend durch die Verwendung einer einachsialen Arbeitslinie das plastische Verhalten. Hier wird der maximale Spannungswert durch die einachsiale Druckfestigkeit festgelegt. Das endgültige Versagen beschreibt eine Fließfläche (*compression surface*) (Abbildung 35). Mittels einer verschmierten Rissmodellierung bei Überschreiten der Zugfestigkeit (*Tension Stiffening*) kann das Nachrissverhalten des Faserbetons abgebildet werden.

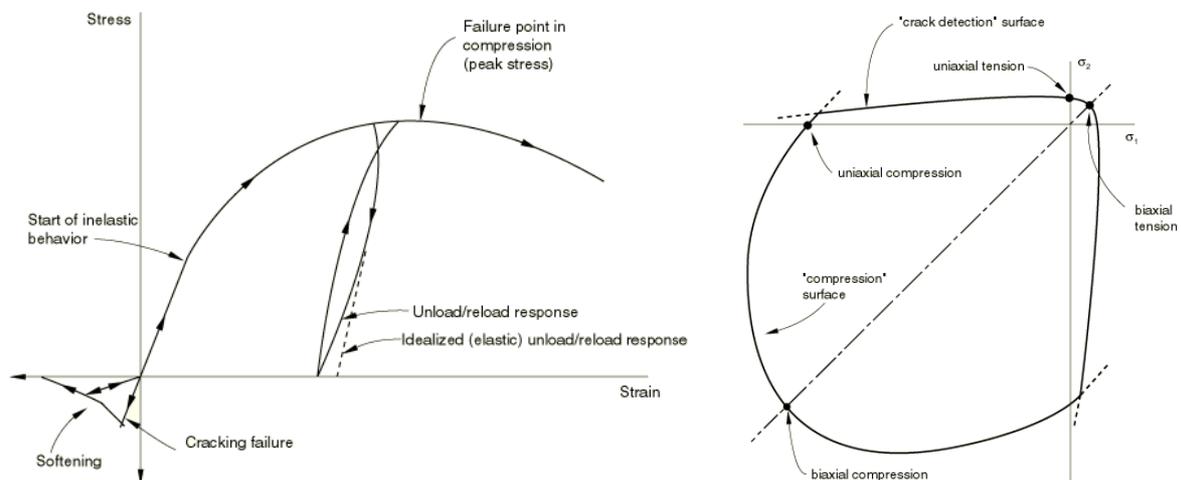


Abbildung 35: 1-achsiale Arbeitslinie (links) und 2-achsiale Versagens(Verhaltens)- kurve, [Quelle: Abaqus®- Dokumentation]

Auch das stark zeitabhängige Materialverhalten des Betons kann im Programm erfasst und dadurch sowohl der Entwicklung des E-Moduls als auch der Zugfestigkeit Rechnung getragen werden.

Die verwendete einachsiale Arbeitslinie zur Beschreibung des Verhaltens von ultrahochfestem Faserbeton wird aus [1] übernommen. Die angegebenen, zeitabhängigen Materialkennwerte beziehen sich auf ein Betonalter von 28 Tagen für Ductal®.

$$E_c = 4420 \text{ kN/cm}^2$$

$$\rho_c = 2,7 \times 10^{-5} \text{ kN/cm}^3$$

$$\alpha_c = 1 \times 10^{-5} \text{ K}^{-1}$$

$$\nu_{poisson} = 0,205[-]$$

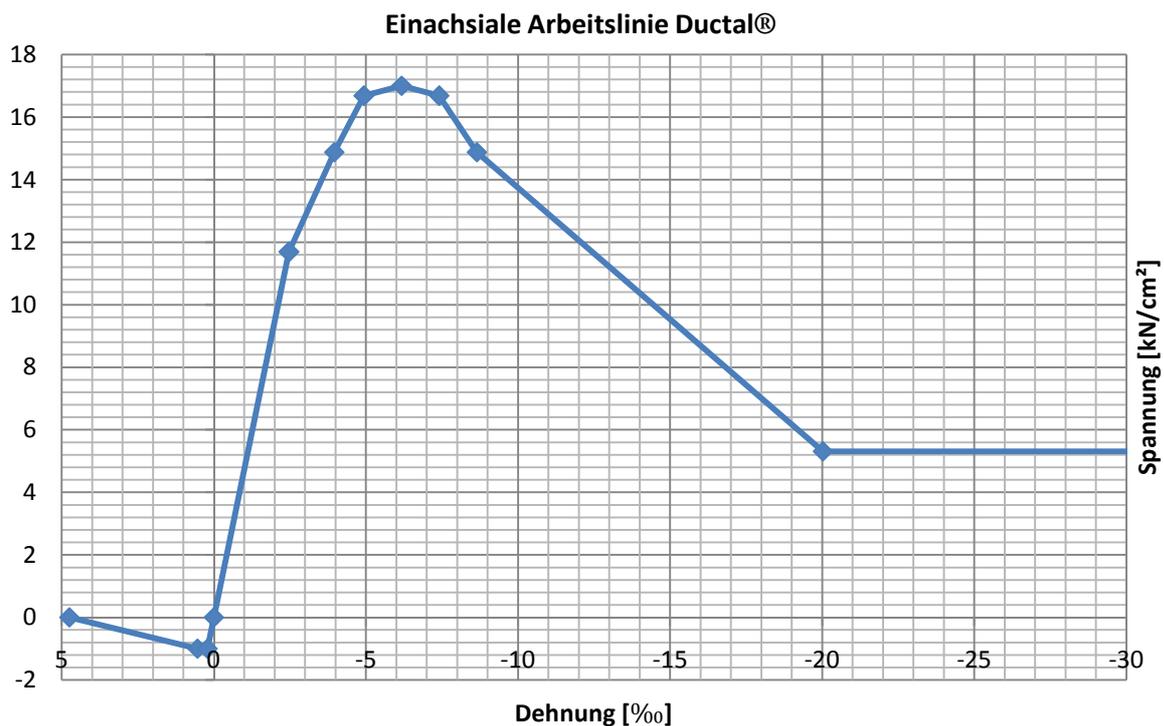


Abbildung 36: Einachsiale Arbeitslinie von Ductal® bei Prüfung nach 28 Tagen

4.1.2 Glas

In Abaqus® wird das Material Glas, da in dieser Arbeit niemals die Modellierung eines Versagens von Glas notwendig wird, als ideal elastisch definiert. Dazu werden die Parameter E-Modul sowie Querdehnzahl benötigt. [11]

$$E_G = 7000 \text{ kN/cm}^2$$

$$\rho_G = 2,5 \times 10^{-5} \text{ kN/cm}^3$$

$$\alpha_c = 9 \times 10^{-6} \text{ K}^{-1}$$

$$\nu_{poisson} = 0,23[-]$$

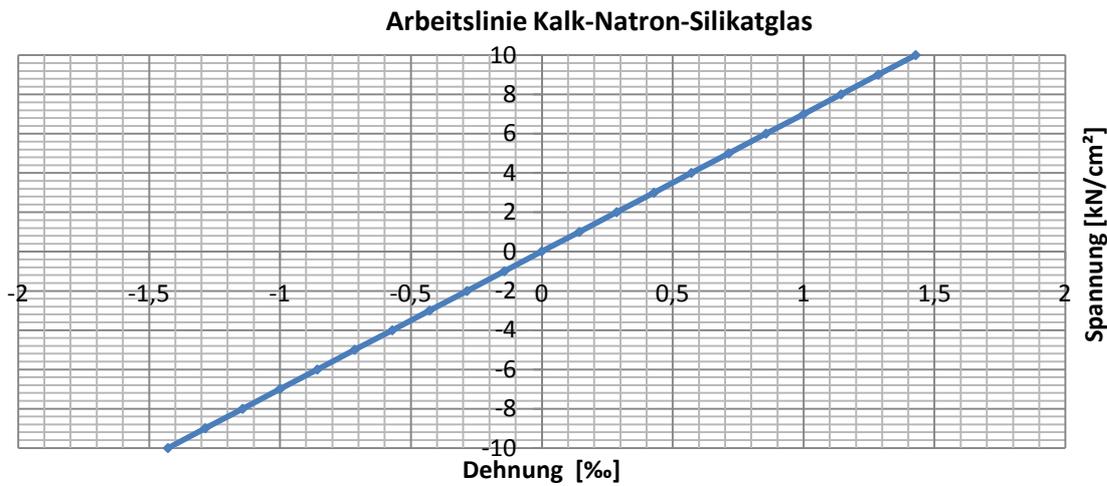


Abbildung 37: Linear elastische Arbeitslinie von Kalk- Natron- Silikatglas

4.1.3 Spannstahl

Der Spannstahl wird in Abaqus® als elasto-plastische Arbeitslinie definiert. Als Material wird Spannstahl der Festigkeit 1670/1860 verwendet. [12]

$$E_p = 20000 \text{ kN/cm}^2$$

$$\rho_G = 7,85 \times 10^{-5} \text{ kN/cm}^3$$

$$\alpha_c = 1,0 \times 10^{-5} \text{ K}^{-1}$$

$$\nu_{poisson} = 0,3[-]$$

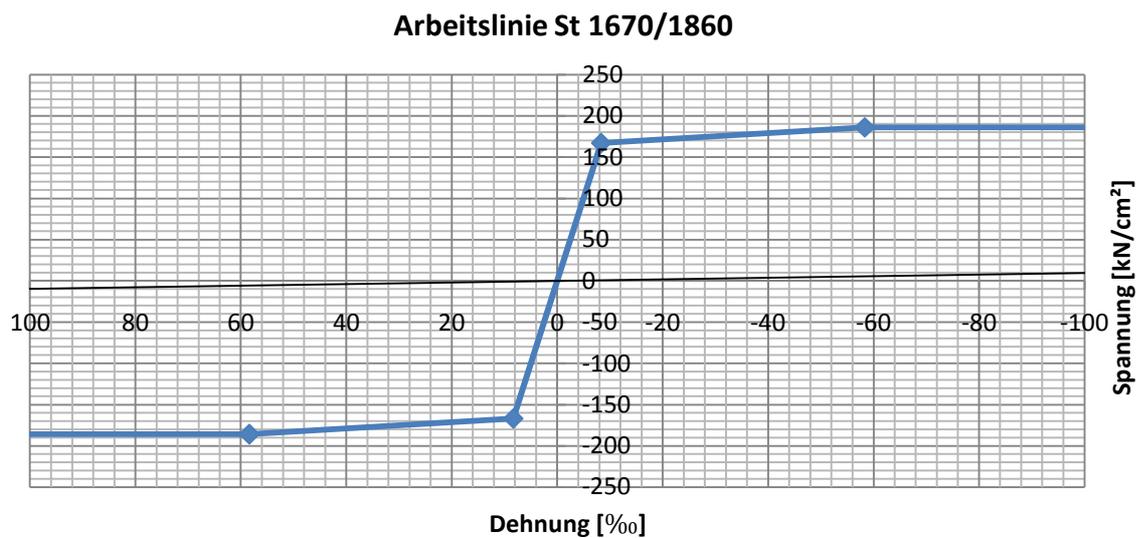


Abbildung 38: Elasto-plastische Arbeitslinie Spannstahl 1670/1860

5 Tragwerkstyp Falwerk - Schallschutzwand Trillerpark

5.1 Allgemeines

Die geplante Schallschutzwand wird im Bereich des Trillerparks in Wien direkt im Anschluss an die A22 errichtet. Das Bauwerk soll die Anwohner in der, dahinter geplanten Wohnsiedlung, vor einer exzessiven Lärmbelastung durch die Autobahn schützen (Abbildung 39). Bei einer Konstruktionshöhe von 18m verläuft die Schallschutzkonstruktion in mehreren geraden Abschnitten und endet in einem Bogen mit der Länge von 45m, der sich dem Radius der Straßenkurve (Abbildung 40) anpasst. Dabei misst das längste Teilstück 25m.

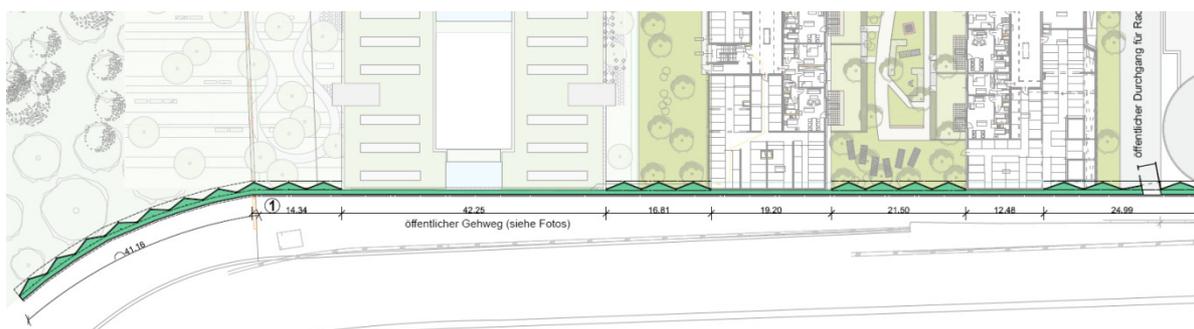


Abbildung 39: Lageplan der Schallschutzkonstruktion [Quelle: Architektur Consult]

Bei diesen doch beträchtlichen Abmessungen des Bauwerks spielen Herstellungsbedingungen, Liefer- und Montagekonzepte sowie die statisch bedingten Dimensionen der Wand eine große Rolle bei der Entscheidungsfindung. Klassische Schallschutzstrukturen gliedern sich stets in Primär- sowie Sekundärkonstruktion. Das dabei eingesetzte Glas hat nur eine schallschutztechnische Funktion. Aus statischer Sicht übernimmt es keinerlei Tragwirkung, da keine geeigneten Verbindungen geschaffen werden können. Zudem werden oft aufwendige Punkthaltersysteme verwendet (Abbildung 41), die zum einem, aus Sichtweise des spröden und hinsichtlich Spannungskonzentrationen empfindlichen Materials Glas, eine sehr schlechte Lagerungsbedingung bieten und zum anderen einen großen Kostenpunkt darstellen. Bei den hier gestellten Anforderungen an diese Schallschutzwand kann die GBV-Bauweise ihre Vorteile effektiv ausspielen. Durch den direkten Verbund des Glases mit dem hochfesten, faserbewehrten Beton werden Verbindungsmittel zwischen Glas und Beton überflüssig, aus der linienförmigen Lagerung resultiert eine statische Wirksamkeit des Glases, das so Sekundär und Primärkonstruktion zu einer gemeinsamen Tragstruktur verschmelzen lässt.

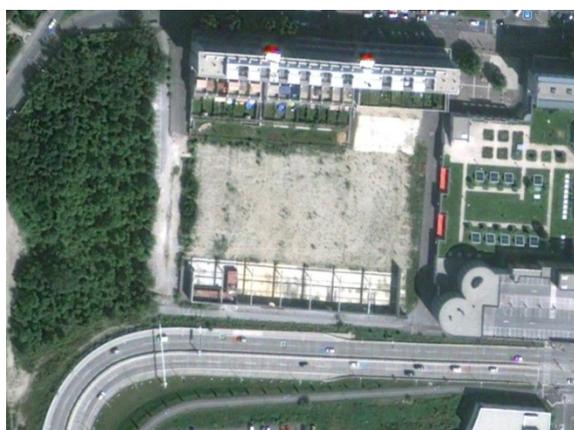


Abbildung 40: Satellitenfoto des Baugrundes [Quelle: Google Earth]



Abbildung 41: Herkömmliche Glas-Metall Schallschutzwand mit Punkthaltersystem [E5]

5.2 Erstentwurf

Ein erstes Konzept, das erarbeitet wurde, sieht vor, die Wand als Falterwerk auszubilden, um so die statische Wirksamkeit zu erhöhen. Eine vorteilhafte Randbedingung wird insofern geschaffen, als dass die Konstruktion zwischen den einzelnen Gebäuden gelagert werden kann (Abbildung 42). Somit begrenzt sich die maximale Spannweite des längsten Teilstückes auf 25m (Abbildung 39).

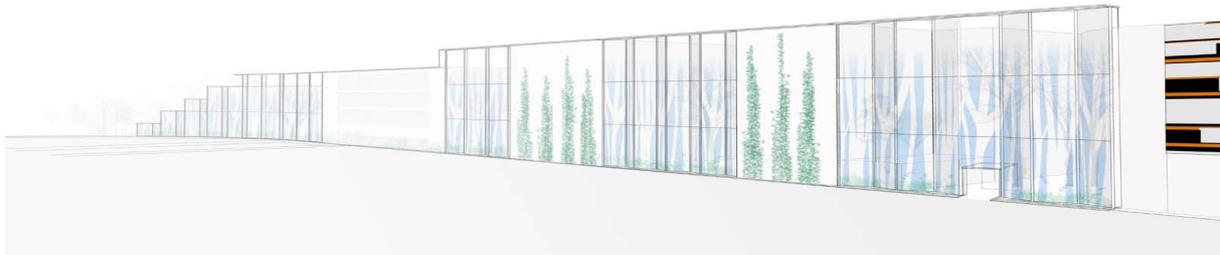


Abbildung 42: Frontalansicht der Schallschutzwand mit abgestufter Höhe im Bogenbereich [Quelle: Architektur Consult]

Die einzelnen Elemente, aus denen das Tragwerk zusammengesetzt wird, stehen in einem Winkel von 120° zueinander und werden gleichmäßig aneinandergereiht (Abbildung 43). Alle Elemente entsprechen den Abmessungen von $300 \times 600\text{cm}$, die in einer ersten Vordimensionierung bestimmt werden. Ein Element besteht aus zwei UHPC- Gurten sowie einer VSG-Scheibe die sich wiederum aus zwei Scheiben aus TVG (thermisch vorgespanntes Glas) zusammensetzt. Die Verbindung in Querrichtung erfolgt auf Basis einer Schraubverbindung; in Längsrichtung werden die Tragelemente mittels einer verbundlosen Vorspannung überdrückt. Zusätzlich werden in den Segmentfugen Zugstäbe angeordnet, um im Falle eines Ausfalles mehrerer GBV-Elemente eine Art Netzbewehrung zu aktivieren.

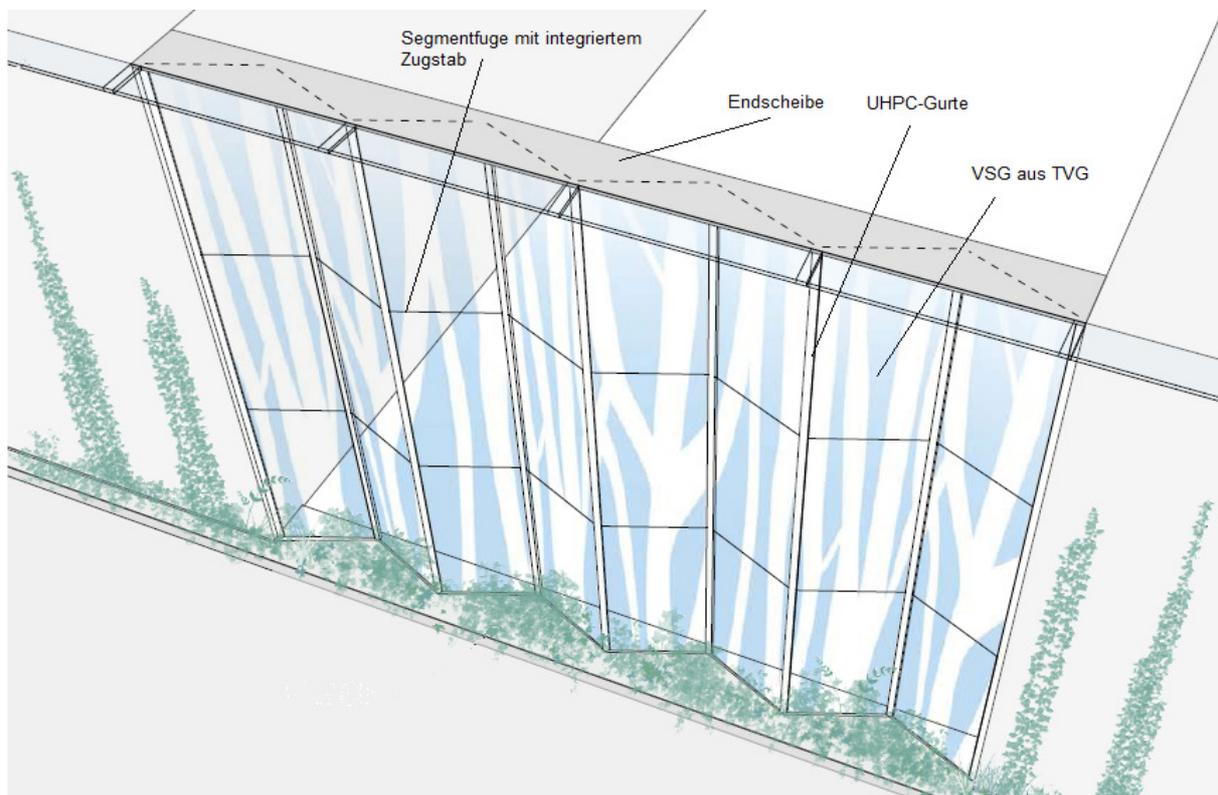


Abbildung 43: Konstruktionsaufbau des Erstentwurfes [Quelle: Architektur Consult]

Den Abschluss am unteren sowie oberen Ende der Konstruktion bildet eine Endscheibe aus normalfestem Beton, die zur Aussteifung des Falterks benötigt wird (siehe 4.2.2).

Eine erste Detailskizze (Abbildung 44), die nach einer Vordimensionierung erstellt wird, zeigt den prinzipiellen Querschnittsaufbau des Tragwerks in einem Elementstoß.

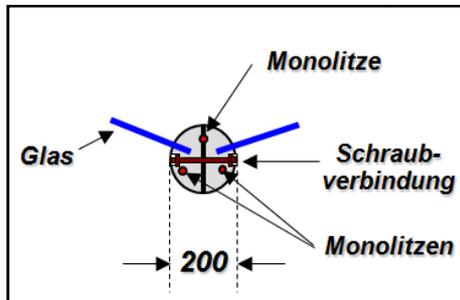


Abbildung 44: Querschnitt eines Elementstoßes

Dieser erste Entwurf dient nun als Ausgangspunkt für mehrere Untersuchungen hinsichtlich der Umsetzbarkeit. Um diese nun besser formulieren zu können und das Wesen der Konstruktion besser zu verstehen, wird kurz die Funktionsweise eines prismatischen Falterkes dargestellt.

5.2.1 Tragverhalten des prismatischen Falterkes

Falterke werden dem Bereich der Flächen- oder räumlichen Tragwerke zugeordnet. Sie setzen sich dabei aus den Tragelementen Platte und Scheibe zusammen. Bei einem kraftschlüssigen Verbund dieser Elemente kann das Falterk die Wirkung beider Elemente aktivieren, kombinieren und so die Lasten abtragen. Die Platte spannt dabei zwischen den Knicklinien des Falterkes und übergibt die resultierenden Auflagerkräfte als Belastung in die Ebene der anschließenden Scheibe. Damit diese auch als solche wirken kann, muss ein unverschiebliches Auflager ausgebildet werden. Dies kann auch in Form einer starren Endscheibe erfolgen.

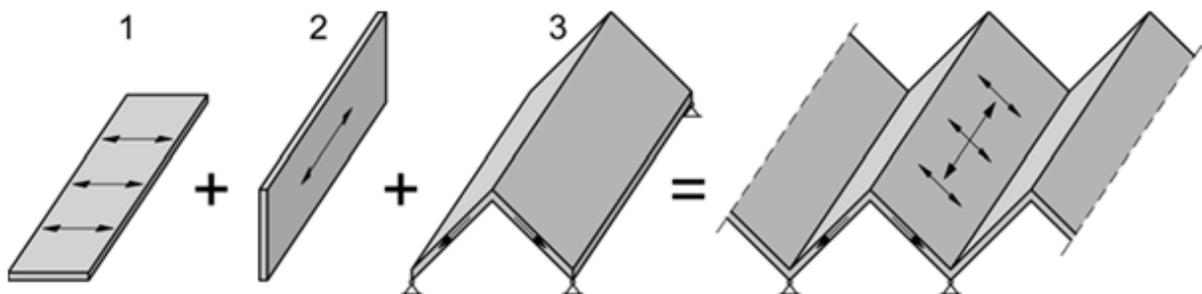


Abbildung 45: Zusammengesetzte Falterkswirkung [12]

- 1...Tragwirkung als Platte
- 2...Tragwirkung als Scheibe
- 3...Tragwirkung als räumliches Tragwerk

Die Spannung, die die Platte aus ihrer Tragwirkung erhält, muss mit jener der Scheibenwirkung addiert werden, wobei diese, ähnlich wie bei Schalen, vor allem über Membranspannungen abgetragen wird. Eine analytische Berechnung der Falterke kann mittels der drei-Schübe- Gleichung bzw. der elementaren Falterktheorie [19] erfolgen, deren Gültigkeit

zwei Verträglichkeitsbedingungen in der Kante voraussetzt. Auf der einen Seite die Gleichheit der Dehnungen in der Kante, auf der anderen Seite das Zusammenfallen der räumlichen Biegelinien. [13]

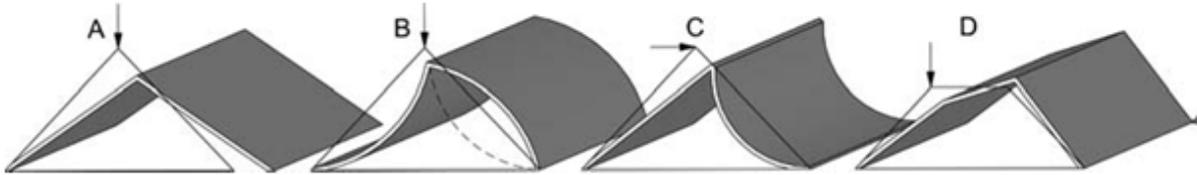


Abbildung 46: Verformungsfiguren des Faltwerks [13]

- A...Verschiebung der unteren Kante
- B...Beulen beider Scheiben
- C...Beulen einer Scheibe
- D...Änderung des Faltwinkels

5.2.2 Untersuchung zur Auswirkung einer Herstellungs-Imperfektion auf den Spannungszustand im Tragwerk:

Da das Bauwerk trotz der Unterteilung in einzelne Abschnitte doch eine beträchtliche Länge erreicht, können sich herstellungsbedingte Ungenauigkeiten der Betongurte im Bezug auf die Maßhaltigkeit in allen drei Ebenen, stark auf den Eigenspannungszustand des Tragwerks auswirken. Aufgrund der Tatsache dass vor allem das Glas sehr empfindlich auf diese Zwängungen und Spannungskonzentrationen reagiert, wird im folgenden Abschnitt die Größenordnung der entstehenden Zwangsspannungen ermittelt. Die Planabweichungen des Elementes werden nach herstellungspraktischen Erfahrungen des Labors für konstruktiven Ingenieurbau (LKI) an der TU Graz gewählt. Die Untersuchung wird für eine Maßabweichung der Breite der GBV-Elemente durchgeführt, da diese als maßgebend für die Imperfektionsproblematik erachtet wird.

Die Modellierung der Imperfektion in Abaqus® erfolgt über einen kleinen Umweg, da eine direkte Beschreibung nicht möglich erscheint. Mittels einer veränderlichen, dem Glas eingepprägten Dehnung soll jener Verzerrungszustand simuliert werden, den nun auch die kraftschlüssige Schließung einer Klaffung von zehn mm hervorrufen würde. Die Dehnungen im Glas in lokaler Scheibenrichtung 1' (Abbildung 48) werden mit Hilfe einer Temperaturänderung aufgebracht. Um die Dehnungen in die lokale zweite sowie dritte Scheibenrichtung auszuschalten, werden die Temperaturendeckungskoeffizienten $\alpha_{22'}$ sowie $\alpha_{33'}$ im Modell gleich 0 gesetzt. Der Höchstwert der Maßabweichung soll $\Delta L = 1\text{cm}$ betragen, dieser Wert erscheint als durchaus relevant hinsichtlich der Herstellungsbedingungen.

$$\Delta L = L_0 \times \Delta T \times \alpha \quad (1)$$

- ΔL ...Längenänderung
- L_0 ...Ausgangslänge
- ΔT ...Temperaturdifferenz [K]
- α ...Ausdehnungskoeffizient [K^{-1}]

Mit einem Ausdehnungskoeffizient von $9 \times 10^{-6} \text{K}^{-1}$ und einer Ausgangslänge $L_0 = 300\text{cm}$ folgt die, um eine Ausdehnung von 1cm zu erreichen, notwendige Temperaturänderung ΔT zu:

$$\Delta T = \frac{1 \times 10^6}{300 \times 9} = 370,74 \text{ K}$$

Es werden nun verschiedene Imperfektionsverläufe angenommen und deren Auswirkungen am System überprüft (Abbildung 47). Diese, in dritter Richtung linear-veränderlichen Temperaturverläufe werden aus modellierungstechnischen Gründen in abgestufter Streifenform angenähert (Abbildung 49).

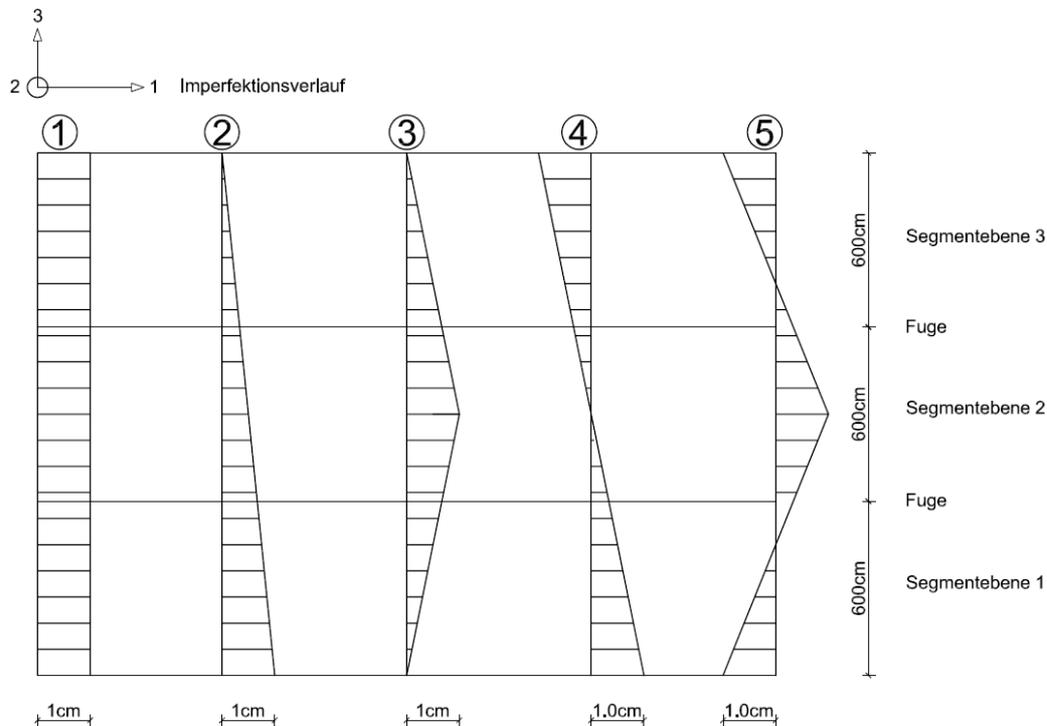


Abbildung 47: Verschiedene, dem System aufgeprägte Dehnungsverläufe

Die Modellierung erfolgt mittels *Shell (S8R)*-Elementen für das Glas, und *Beam (B32)*-Elementen für die Gurte. Dem Glas wird eine Dicke von $3 \times 8\text{mm}$ zugewiesen, den Gurten ein Kreisquerschnitt von $\text{Ø}20\text{cm}$. Die Verbindung des Glases mit den Gurten wird mit Hilfe von *Tie* erzeugt. Da das Glas eine Dehnung von $3,33\text{‰}$ (1cm auf einer Scheibenbreite von 300cm) niemals bewerkstelligen kann, soll nun ermittelt werden, ob das Falwerk derartige Verformungskapazitäten hat, um diese Dehnungen über Plattenbiegung abzutragen (Abbildung 48). Nun werden die Auflager, im Bereich jener Steher wo die Dehnung aufgebracht wird, als verschieblich definiert und die Endscheibe in der Modellierung nicht berücksichtigt, da im Bauablauf das Zusammensetzen der Elemente vor der Fixierung am Boden sowie der Befestigung der Endscheibe geplant ist. Erst dadurch wird dem Falwerk die Möglichkeit der Verformung gegeben.

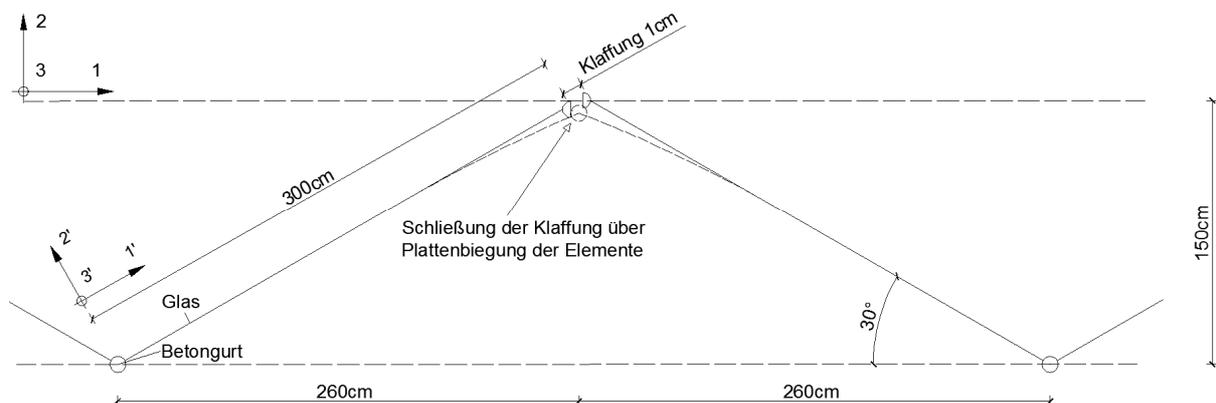


Abbildung 48: Erwünschte Biegeverformung des Systems

Ergebnisse:

Hier sollen nun nur die Ergebnisse des Imperfektionsverlaufs Nummer Fünf dargestellt werden, da dieser eine sehr realistische Annahme darstellt. Die maximale Maßabweichung wird dabei mit 10mm angenommen. Es zeigt sich, dass sich die GBV-Elemente aus der Ebene in Richtung eins und zwei verformen, um die Dehnung zu bewerkstelligen (Abbildung 49). Der Schließwinkel des Faltworks wird in den Bereichen großer Temperaturerhöhungen steiler, bei Temperaturabnahme zieht sich das Faltwerk zusammen und dessen Schließwinkel verflacht sich (Abbildung 50). In den folgenden Darstellungen werden die Knotenverschiebungen im globalen Koordinatensystem gezeigt.

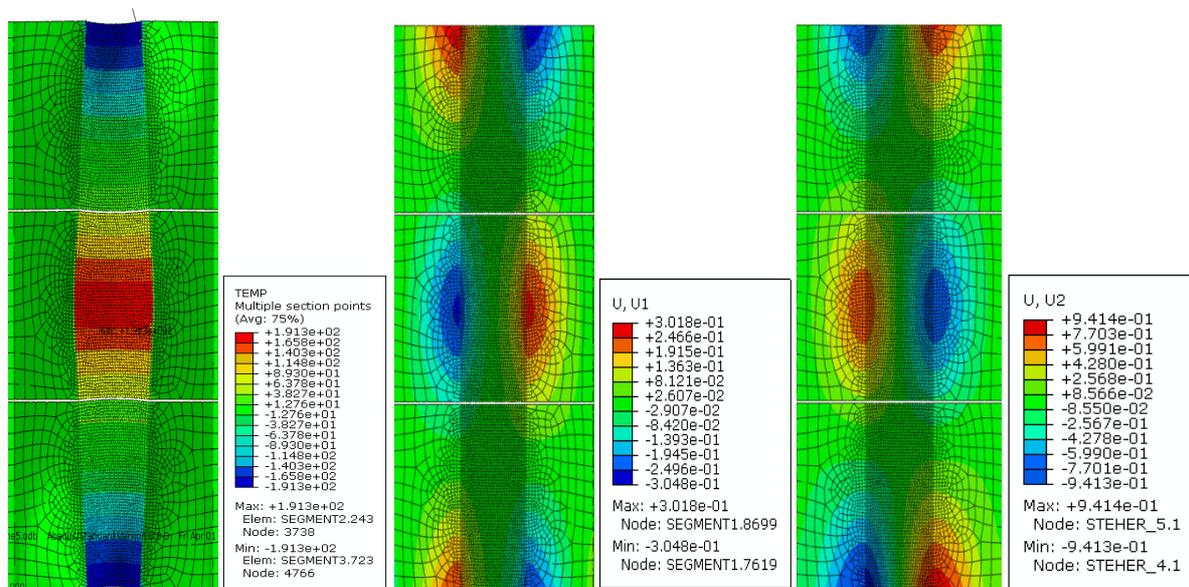


Abbildung 49: Temperaturverlauf [K], Verformungsfiguren [U2,U1]

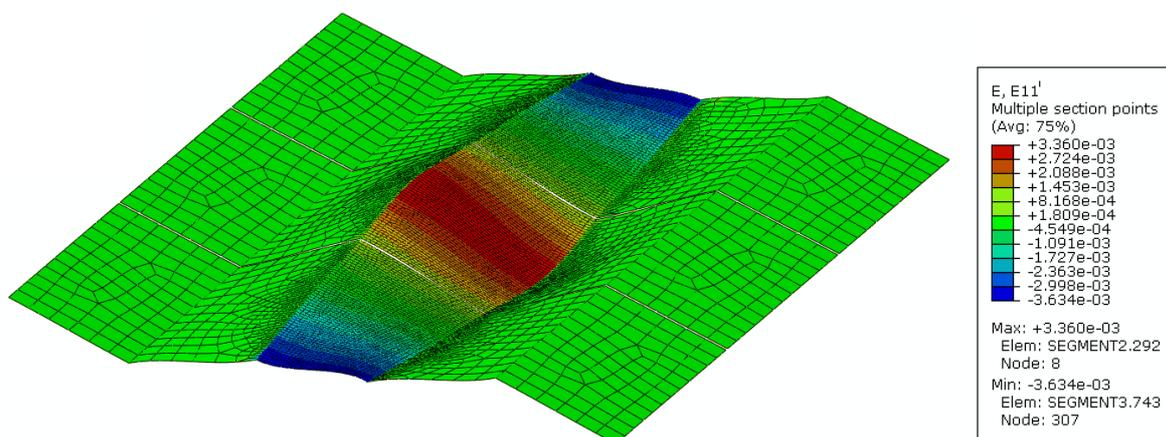


Abbildung 50: Dehnung ϵ'_{11} im Glas und verformte Figur (100-fach überhöht) zufolge Temperaturänderung nach Abbildung 49

Nach Abbildung 49 ist ersichtlich dass das Faltwerk Verformungen von fast 10mm in Richtung zwei und 3mm in Richtung eins erfährt. Trotz dieser „gutmütigen“ Biegeverformungen, die unter der Temperaturbelastung im Tragwerk entstehen, resultieren relativ große Zugspannung im Glas, sowohl in Richtung eins als auch zwei, mit einem Höchstwert von $0,9\text{kN/cm}^2$ (Abbildung 51). Bei einer charakteristischen Zugfestigkeit von $7,0\text{kN/cm}^2$ für TVG

und $4,0\text{kN/cm}^2$ für emailliertes TVG [11] stellen diese Zwangsspannungen bereits eine Ausnutzung von 13% bzw. 22,5% dar.

Da der Temperaturverlauf im Modell in einer abgestuften Form aufgebracht wird (Abbildung 50), kommt es bei der Auswertung des Spannungsverlaufes zu verfälschten Ergebnissen im Bereich der Temperaturbeaufschlagung. Die Unstetigkeitsstellen verursachen lokale Spannungsunterschiede zwischen den einzelnen Temperaturbereichen. Um richtige Ergebnisse zu erhalten, werden die maßgebenden Zugspannungen im nebenstehenden Bauelement betrachtet.

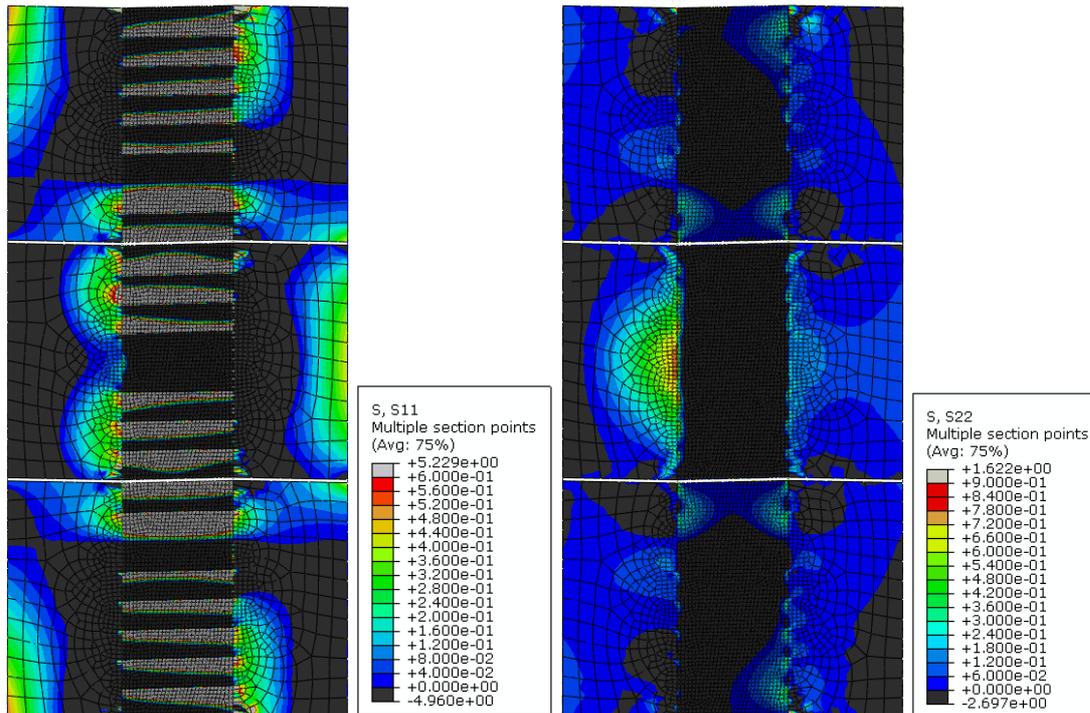


Abbildung 51: Spannungsverläufe σ_{11} (links) und σ_{22} (rechts)

Am gleichen System, jedoch ohne Imperfektionsmodellierung, werden nun alle Freiheitsgrade der Auflager gesperrt und die Endscheibe hinzugefügt. Nach Aufbringung einer charakteristischen Windlast von $2,0\text{kN/m}^2$ und der Generierung eines Eigengewichtlastfalles (*Gravity*) werden die Schnittgrößen am System ermittelt und eine Vorbemessung im SLS (Grenz Zustand der Gebrauchstauglichkeit) und im ULS (Grenz Zustand der Traglast) durchgeführt. Folgende erforderlichen Parameter ergeben sich für die einzelnen Querschnitte des Bauwerks:

Bauteil	Erforderliche Querschnittsfläche $A_{erf} [\text{cm}^2]$	Erforderliche Querschnittsabmessung $t [\text{mm}]$
Beton-Gurte	440,5	-
Glas (Gesamtscheibenstärke)	-	20,0
Monolitzen (pro GBV-Element)	11,5	-

Tabelle 3: Querschnittsdimensionen

Fazit Erstentwurf:

Auf Grund der doch immensen Dimensionen der Bauteile und deren ökonomischen Auswirkungen in Hinblick auf die Gesamtabmessungen der Schallschutzwand, wird über eine Änderung des Tragsystems nachgedacht. Des Weiteren wird als Schlussfolgerung der Untersuchung zum Eigenspannungszustand im Tragwerk, der eine doch ungünstige Form annimmt, nach einer Lösung der Querschnittsgestaltung gesucht, die diese Zwangsspannungen reduziert oder gar nicht erst entstehen lässt. Ein Querschnitt, der diese Vorgaben in Verbindung mit einem alternativen Fügesystem der Elemente erfüllen soll, wird entworfen und im folgenden Abschnitt dargestellt und genau untersucht.

5.3 Zweitentwurf

5.3.1 Querschnittsgestaltung/Untersuchung

Die Querschnittsgestaltung entwickelt sich Hand in Hand mit dem Fügesystem der Elemente. Die beim Erstentwurf angedachte gleichmäßige Aneinanderreihung der Elemente in Quersowie Längsrichtung, bedingt einen großen Ressourceneinsatz an Spannstahl (Tabelle 3) und sorgt zudem für eine Konzentration an Komponenten in den Fugen (Spannstäbe). Um dem vorzubeugen, wird nach einem alternativen Fügesystem gesucht. Diesbezügliche Überlegungen enden mit der Konklusion, dass eine alternierende Fügung die beste Lösung darstellt (Abbildung 52). Der große Vorteil dieser Variante begründete sich darin, dass durch die kraftschlüssige Verbindung der Elemente über eine Schraubverbindung eine externe, verbundlose Vorspannung entfallen kann. Im Unterschied zum Erstentwurf, wo die Schraubverbindung, in Kombination mit dem Stumpfstoß der GBV-Elemente, in erster Linie zur Aufnahme des Kantenschubes sowie zum Fixieren der Elemente bei der Montage notwendig ist, übernehmen hier jene Schrauben auch die Zug- und Druckkräfte in den Stehern. Diese werden über die Reibverbindung von Beton auf Beton aufgenommen, ein Überlappungsstoß entsteht. Um den erforderlichen Druckspannungszustand, wie in 3.5 beschrieben, in den einzelnen Elementen herzustellen, wird eine interne Vorspannung in den Gurten, die im Spannbettverfahren eingebracht werden kann, vorgesehen. Ferner wird so die beschriebene Konzentration an Verbindungsteilen in der Fuge reduziert, da nun der Überlappungsstoß stets in Kombination mit einem durchgehenden Gurt realisiert wird. Bei jenen Elementen, die mit den Endscheiben verbunden sind (Bereiche der größten Querkraft), wird entsprechend den gewonnenen Erfahrungen bei [1], eine Endeinbindung des Stegs vorgesehen, um eine Endverankerung der Glasschubkraft auszubilden. Diese alternierende Fügemethode führt nun zum weiterentwickelten Querschnittsentwurf (Abbildung 53).

Die Idee ist jene, den Querschnitt so auszubilden, dass beim Zusammenbau der Bauelemente die beschriebenen Toleranzen aus dem Erstentwurf durch die Schraubverbindung spannungsarm aufgenommen werden können. Die Form ändert sich von einer Kreisrunden zum angenäherten Sechseck. Der Querschnitt wird in der Abmessung $32,0 \times 24,7\text{cm}$, die sich aus konstruktiven Überlegungen ergibt, geplant. Es ergeben sich nun zwei Freiheitsgrade; zum einen kann, durch die Reduktion der Kontaktfläche zwischen den Betongurten auf einen Punkt und der Ausbildung eines Radius' bei Gurt B, ein idealisiertes Gelenk geschaffen werden. Zum anderen wird, durch die Vorsehung eines Lochspiels in der Größenordnung von 10mm , eine Verschieblichkeit der beiden Querschnittsteile zueinander gewährleistet. Dies sorgt für zusätzliche Flexibilität beim Zusammenbau. Um nun eventuelle Herstellungstoleranzen auszugleichen, kann bei Bedarf ein Stahlblech mit veränderlicher Dicke den beiden Querschnittsteilen zwischengeschaltet werden. Aus Gründen der Dauerhaftigkeit werden an den Einbindestellen des Glases Silikonfugen angeordnet. Diese sollen den Zweck erfüllen, das Wasser vom Eindringen in den Spalt, der sich beim Schwinden des Betons zwangsläufig

ergibt, abzuhalten. Des Weiteren werden aus optischen Gründen auch Gläser verwendet, um die Schraublöcher abzudecken.

Mit der beschriebenen Anordnung der GBV-Elemente kann ein wichtiger Konzeptpunkt, nämlich die Austauschbarkeit der Bauteile, erfüllt werden. Durch einfaches Lösen der Verschraubung und des Spannstabes, kann im Schadensfall das GBV-Element aus der Konstruktion gegen den Uhrzeigersinn „ausgedreht“ und mit einem intakten Bauteil ausgetauscht werden.

Die bereits beschriebene Spannbettvorspannung liefert den für die GBV-Bauweise so vorteilhaften [1] Druckspannungszustand in Längsrichtung des Bauelementes.

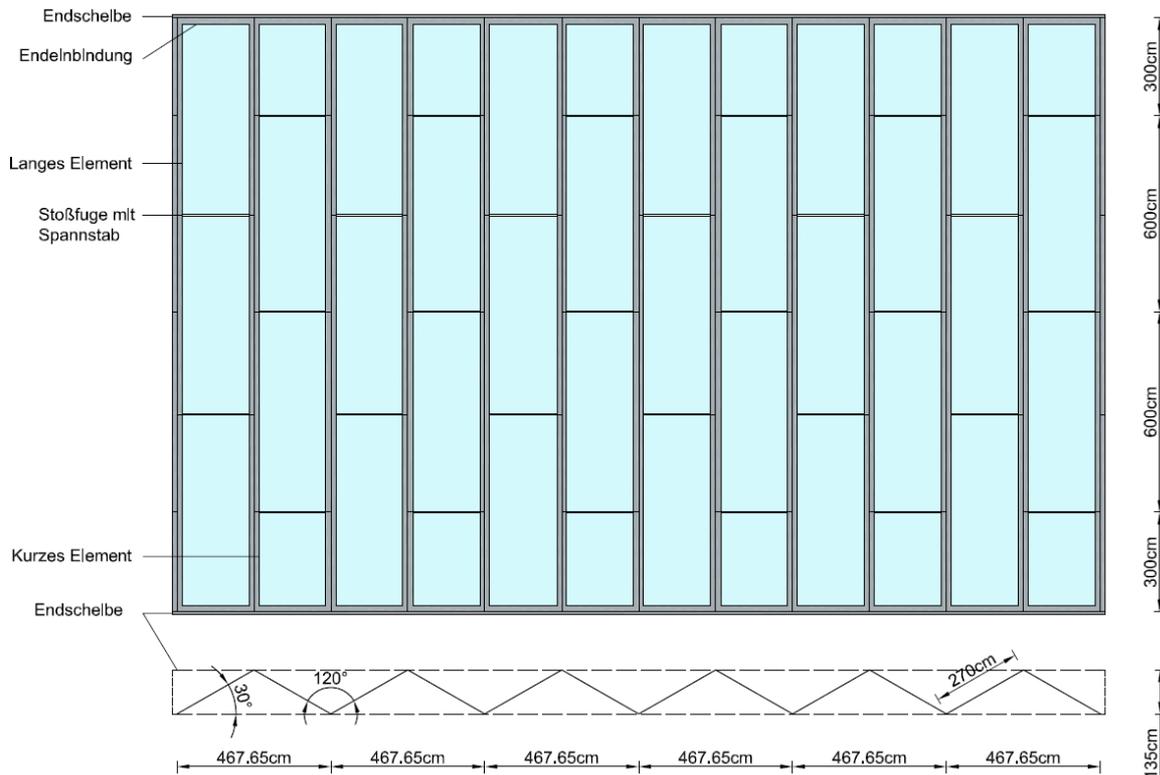


Abbildung 52: Ansicht und Grundriss des Zweitentwurfes, alternierende Anordnung der Elemente

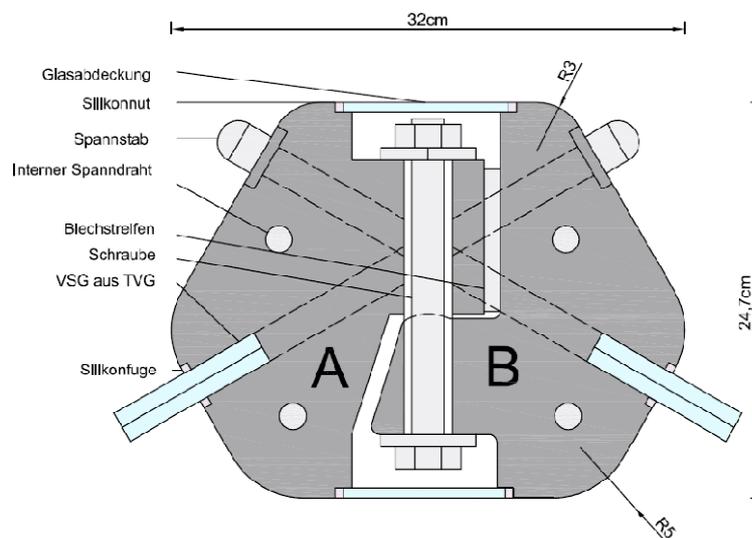


Abbildung 53: Querschnitt mit gelenkiger Verbindung

Ein zusätzlicher, positiver Aspekt der alternierenden Fügemethode der Elemente zeigt sich darin, dass nun der Spannstab eines Elementes durch Übergreifen das Nächste in Querrichtung verbindet (Abbildung 54). Dabei verläuft der Stab in der Stoßfuge. Im durchlaufenden Gurt muss ein entsprechendes Hüllrohr vorgesehen werden.

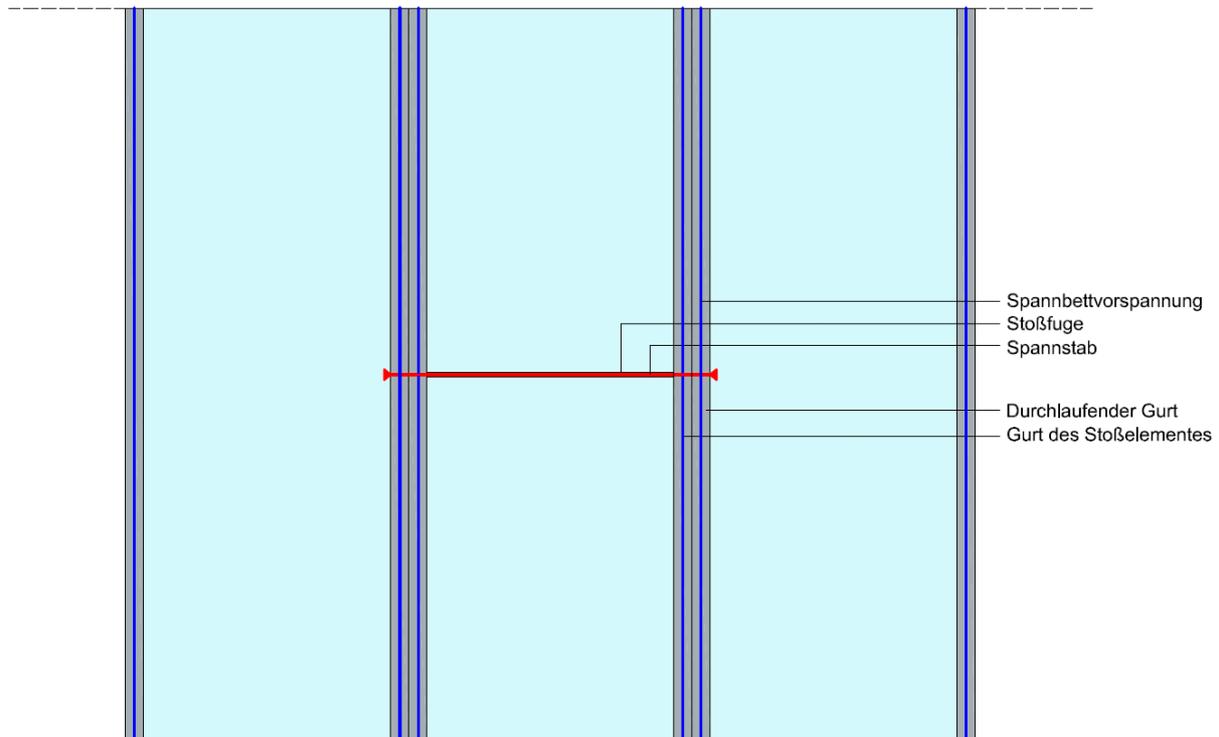


Abbildung 54: Prinzipskizze der internen Längsvorspannung und der Quervorspannung in der Stoßfuge des Bauelementes

Durch das Vorspannen der Bauelemente in Längs- sowie Querrichtung soll sich nun im Element ein zweiachsialer Druckspannungszustand aufbauen. Diesem Aspekt wird auch aus dem Grunde große Bedeutung beigemessen, da aus einer FE-Studie hervorgeht, dass bereits die interne Vorspannung ($300kN$ Vorspannkraft) Zugspannungen im Glas in der Größenordnung von $3N/mm^2$ bewirkt (Abbildung 55). Des Weiteren werden die Belastungen des Verbundes, die aus der Querkraft resultieren (Dualität der Schubspannungen), reduziert.

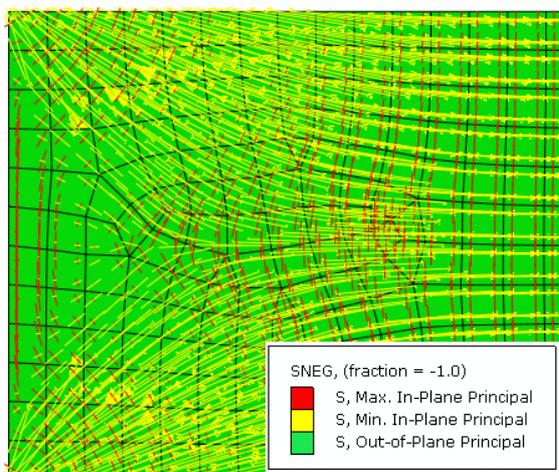


Abbildung 55: Hauptspannungsverlauf am halben Bauelement unter Einwirkung der internen Längsvorspannung

5.3.2 Vorstudie-Klemmkraftanalyse des Querschnittes

Wie in 4.2.2.1 angeführt, basiert die Funktionalität der prismatischen Falterwerke auf der schubstarr, unverschieblichen Verbindung in den Längskanten. Bei der GBV-Bauweise wird diese Verbindung durch die entstehende Klemmwirkung des Betons, auf die behandelte Glasscheibe geschaffen. Die notwendige Normalspannung auf die Kontaktfläche wird durch das Schwinden des hochfesten Faserbetons erzeugt.

In Kapitel 3.2.2 wird gezeigt, dass der Klemmvorgang einen äußerst komplexen Vorgang darstellt und stark von den zeitabhängigen Eigenschaften des Betons (E-Modul, Zugfestigkeit) und deren Auswirkungen (Schwinden, Kriechen) abhängt.

Einen weiteren Faktor für die Wirksamkeit der Verbindung stellen die Geometrie des Betonquerschnittes, die Scheibendicke sowie die Einbindetiefe des Glases dar. Um in einer späteren Bemessung des Tragwerks den Einwirkungen in Bezug auf den Glas-Beton-Verbund einen Widerstand gegenüberstellen zu können, werden im folgenden Abschnitt mehrere Untersuchungen zur Tragfähigkeit der Verbindung durchgeführt.

In einem ersten Schritt erscheint es als sehr relevant, eine Studie zur optimalen Einbindetiefe des Glases an einem vereinfachten Querschnitt durchzuführen. Die festgelegte Breite b des rechteckförmigen Betonkörpers beträgt $11,15\text{cm}$, wobei dieses Maß in Bezug auf den in Abbildung 53 dargestellten Entwurf bestimmt wird. Das Glas wird mit einer Dicke t_G von 2cm modelliert.

Es werden zwei FE-Modelle erstellt. In Modell A (Abbildung 56) bleibt die Querschnittshöhe h_B des Betons mit zunehmender Einbindetiefe des Glases t_E konstant, bei Modell B (Abbildung 57) nimmt diese äquivalent zur Einbindetiefe zu.

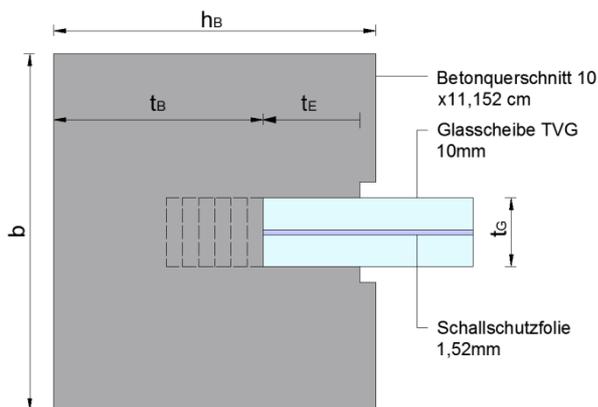


Abbildung 56: Einbindevariante A

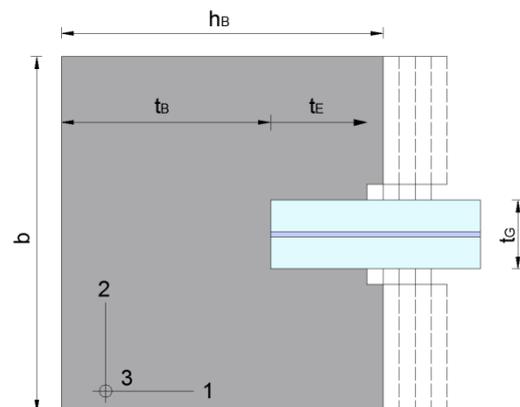


Abbildung 57: Einbindevariante B

Es werden aus dem Grund zwei verschiedene Modelle erstellt, da untersucht werden soll, inwiefern die Querschnittssteifigkeit im Zusammenspiel mit den aus dem Schwindprozess resultierenden Spannungen, die Größe der Klemmkraft beeinflusst. In Modell A beispielweise reduziert sich der Endquerschnitt im Glasbereich ($h_B - t_E$) bei einer Einbindetiefe von 7cm auf $2,5\text{cm}$. Die Biegesteifigkeit dieses Restquerschnittes hat natürlich entscheidenden Einfluss auf die Spannungsverteilung. Die Einbindetiefen werden jeweils in einer Schrittweite von $0,5\text{cm}$ geändert. Bei Modell A beginnt die Einbindetiefe bei 1cm , bei Modell B aus modellierungstechnischen Gründen bei $0,5\text{cm}$.

Bei der Modellierung der beiden Varianten wird versucht, einen ebenen Dehnungszustand zu simulieren. Da es in Abaqus® aber nicht möglich zu sein scheint, *Plane Strain* Elemente in Kombination mit einem Kontaktmodell (*Interaction Property*) zu verwenden, wird das Problem in den dreidimensionalen Raum verlagert und *Solid* Elemente verwendet. Allerdings wird das Verhältnis von erster, bzw. zweiter zu dritter Richtung sehr klein gestaltet ($\leq 0,005$). Um keine Dehnungsbehinderung in dritter Richtung zu erzeugen, wird der Betonkörper in Rich-

ung drei nur einseitig gelagert. Der Schwindvorgang wird wie schon in 4.2.2.2 mittels einer Abkühlung der Betonelemente simuliert, wobei wiederum eine Materialorthotropie insofern modelliert wird, als dass die Ausdehnungskoeffizienten in die erste und zweite Richtung α_{11} , α_{22} bestimmt werden und jener in die dritte Richtung $\alpha_{33} = 0$ gesetzt wird. Mit diesen Maßnahmen soll die Abweichung zum ebenen Dehnungszustand minimiert werden. Um die Eigenschaften der Klemmverbindung zu simulieren, wird ein *Hard Contact* in Richtung zwei (normal auf die Kontaktfläche) modelliert. Damit kann eine Kraftübertragung auf Druck stattfinden, auf Zug öffnet sich die Fuge. Um den Rechenprozess zu stabilisieren, wird zudem ein Reibwert von 0,2 in Richtung eins modelliert.

Die Materialmodelle werden nach 4.1 generiert, der Schallschutzfolie, wegen seiner äußerst geringen Kompressibilität ($\nu = 0.4999$), die Materialeigenschaften des Glases übertragen.

Die zeitliche Änderung der Betoneigenschaften wird tabellarisch erfasst und als *Amplitude* in die Modellierung implementiert. Als Höchstwert der Schwindverkürzung nach 28 Tagen ergibt sich ein Wert von $-0,66\text{‰}$ [1].

Für die Elementlänge der Solids wird für Modell A ein Wert von $0,25\text{cm}$ gewählt, als Ansatzfunktion eine quadratische mit reduzierter Integration. Die Länge der Elemente im Modell B wird mit $0,5\text{cm}$ festgelegt, da die Spannungsspitzen hier nicht so hohe Werte annehmen wie im Modell A.

Ergebnisse Modell A

Der Spannungsverlauf σ_{22} wird über den Schnitt 1-1 in Glasmitte (Abbildung 58) betrachtet. Dies hat den Vorteil, dass die Spannungsspitzen, die sich zwangsläufig an den Ecken der Einbindung ergeben, nicht so stark ausgeprägt dargestellt werden, da über den Glasquerschnitt eine Aufweitung erfolgt. Quantitativ müssen die Flächen die von der Spannungskurve eingeschlossen werden und deren Integral die Summe der Klemmkraft darstellt, mit jenen direkt in der Kontaktfläche übereinstimmen.

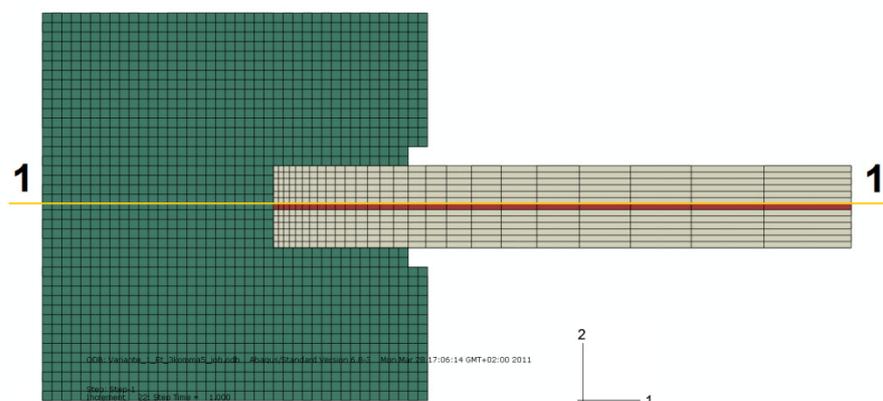


Abbildung 58: Schnittverlauf, über den die Spannung σ_{22} betrachtet wird

In Abbildung 59 werden die verschiedenen Einbindetiefen des Glases und der dazugehörige Spannungsverlauf im Schnitt 1-1 dargestellt. Eine interessante Feststellung ist, dass die Klemmlänge des Betons, über die die Spannung aufgebracht wird, mit zunehmender Einbindetiefe nicht zunimmt. Dies bedeutet, der Schwindspalt öffnet sich dementsprechend proportional. Der Begriff Klemmlänge beschreibt jene Länge des Glases, über die der Beton nach dem Ende des Schwindprozesses Klemmkraft überträgt.

Die Auswirkung der Materialmodellierung lässt sich ebenso sehr gut erkennen; die linear-elastische Beschreibung des Glases führt im Diagramm zu sehr steilen Anstiegen der Spannung und einem spitzen Knick. Dieser lässt sich mit den hohen Druckspannungsspitzen (bedingt durch die nicht vorhandene Umlagerungsfähigkeit) auf das Glas erklären. Der Beton hingegen erreicht bei mehreren Simulationen seine Zugfestigkeit und reißt beim Überschrei-

ten dieser. Eine Entspannung des Materials ist die Folge. Dies erklärt den abfallenden Verlauf der Kurven hin zum Vorzeichenwechsel. Es zeigt sich aber, dass die Zugspannung und damit die Rissgefahr mit kleiner werdender Einbindetiefe zunimmt.

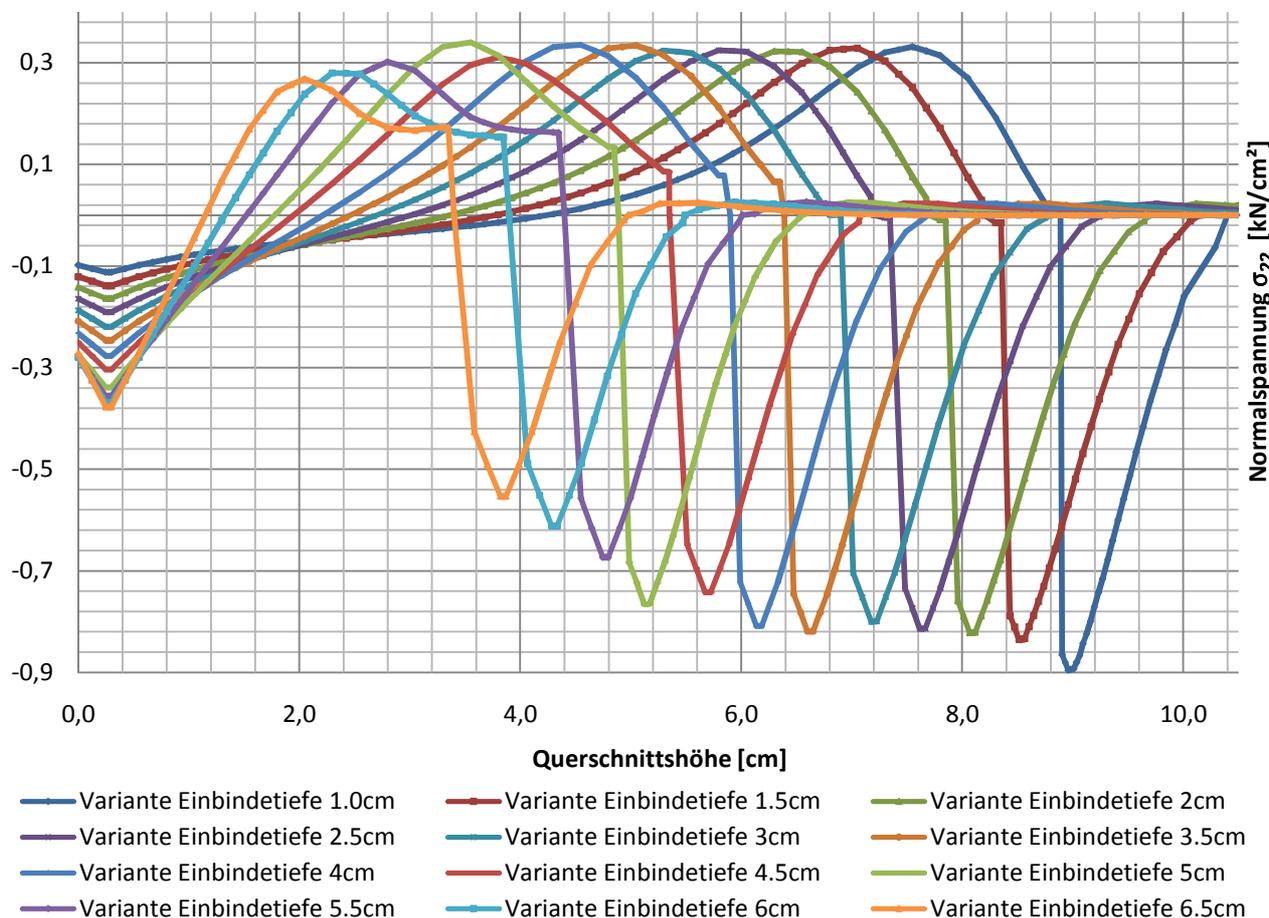


Abbildung 59: Normalspannungsverlauf σ_{22} über die Querschnittshöhe entlang Schnitt 1-1

Da sich nun, wie beschrieben, die Klemmlänge im Bezug auf die variable Einbindetiefe t_E nicht ändert, die Größe der Klemmspannung aber sehr wohl, führt dies im Umkehrschluss zu einer in Summe geringeren Fläche unter der Kurve und dementsprechend geringeren Klemmkraft. In Abbildung 60 ist dieser Zusammenhang dargestellt. Dabei setzt sich die Klemmkraft, aufgrund der zweischnittigen Reibverbindung, aus dem doppelten Integral zusammen.

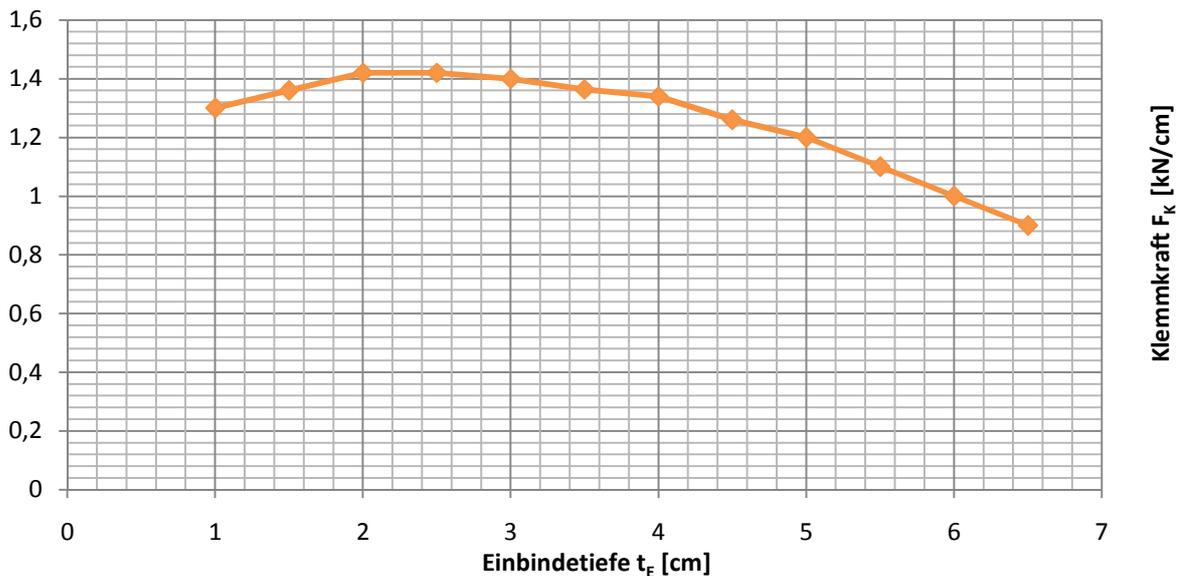


Abbildung 60: Zusammenhang Einbindetiefe - Klemmkraft

Der Höchstwert der Klemmkraft wird bei einer Einbindetiefe von 2 – 3 cm erreicht, wobei in diesen Berechnungen 0,5cm, welche für die Ausbildung der Silikonfuge nötig sind, schon abgezogen sind.

Beispiel: Modell A- Einbindetiefe $t_E = 3,5cm$

Die größte Spannung im Druckbereich nimmt im Schnitt 1-1 eine Größe von $0,83kN/cm^2$ an, die größte Zugspannung im Beton wird durch Rissbildung in den Eckbereichen, im Schnitt 1-1 auf $0,33kN/cm^2$ begrenzt (Abbildung 61). Bei den dargestellten, verformten (500-fach) Figuren wird die Spaltöffnung deutlich, die sich durch die Kombination aus Schwinden und Klemmen ergibt.

In Abbildung 62 ist die Rissbildung im Beton dargestellt. Diese beginnt bei Inkrement vier beim Erreichen der Zugfestigkeit des Betons und geht von den Ecken des Glases aus. Die größten Zugspannungen lagern sich nach der Rissbildung im Eckbereich um und bilden das Maximum ca. in Mitte des Betonkörpers neu aus, wie in Abbildung 61 erkennbar ist.

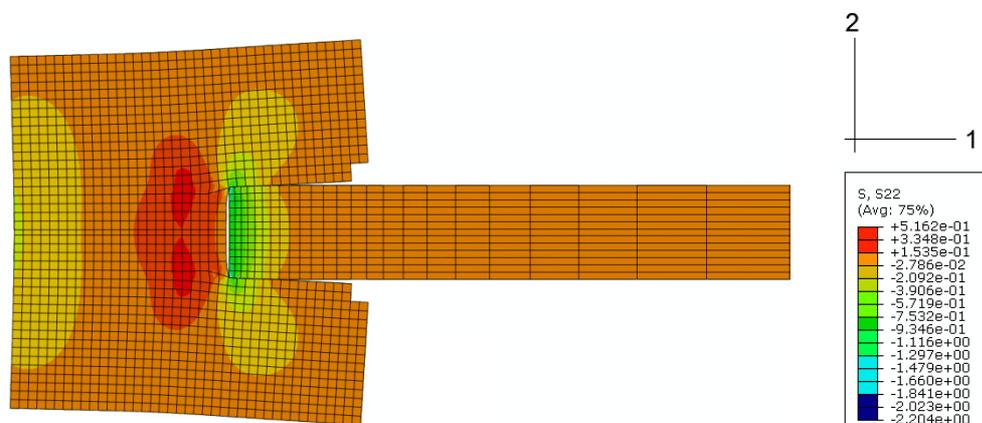


Abbildung 61: Normalspannungen $\sigma_{22}[kN/cm^2]$ bei Variante 3,5cm Einbindetiefe

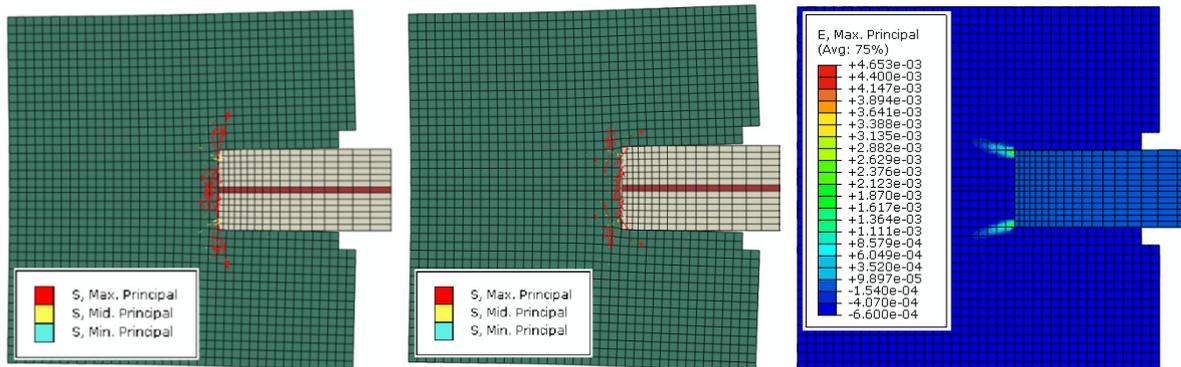


Abbildung 62: Hauptspannungen σ_{max} vor erster Rissbildung (links), nach Rissbildung (mitte) und Rissrichtung, symbolisiert durch die Hauptdehnungen (rechts) bei Variante 3,5cm Einbindetiefe

Ergebnisse Modell B

Der Spannungsverlauf wird analog Modell A wieder über den Schnitt 1-1 betrachtet. Nach Abbildung 63 wird deutlich, dass mit steigender Querschnittshöhe und der damit verbundenen Vergrößerung der Einbindetiefe keine nennenswerte Veränderung im Spannungsverlauf erkennbar ist. Einzig bei der kleinsten Einbindetiefe, bei 0,5cm, ist eine Änderung des Kurvenverlaufs feststellbar, was allerdings auf eine Spannungskonzentration zurückzuführen ist. Die Elementlänge ist dort im Verhältnis zur Einbindetiefe zu groß. Ferner kann auch der, im Vergleich zu Abbildung 59, stetigere Verlauf im Bereich des Vorzeichenwechsels mit der Verwendung einer größeren Elementnetzweite erklärt werden; dadurch wird die Rissbildung reduziert und die Kurve beschreibt somit keine so großen Spannungsänderungen wie jene in Abbildung 59.

Ferner begründet sich auch der Anstieg der maximalen Spannungen im Zug- und Druckbereich hinsichtlich des Modells A in der vergrößerten Elementnetzweite und der damit einhergehenden Steifigkeitserhöhung.

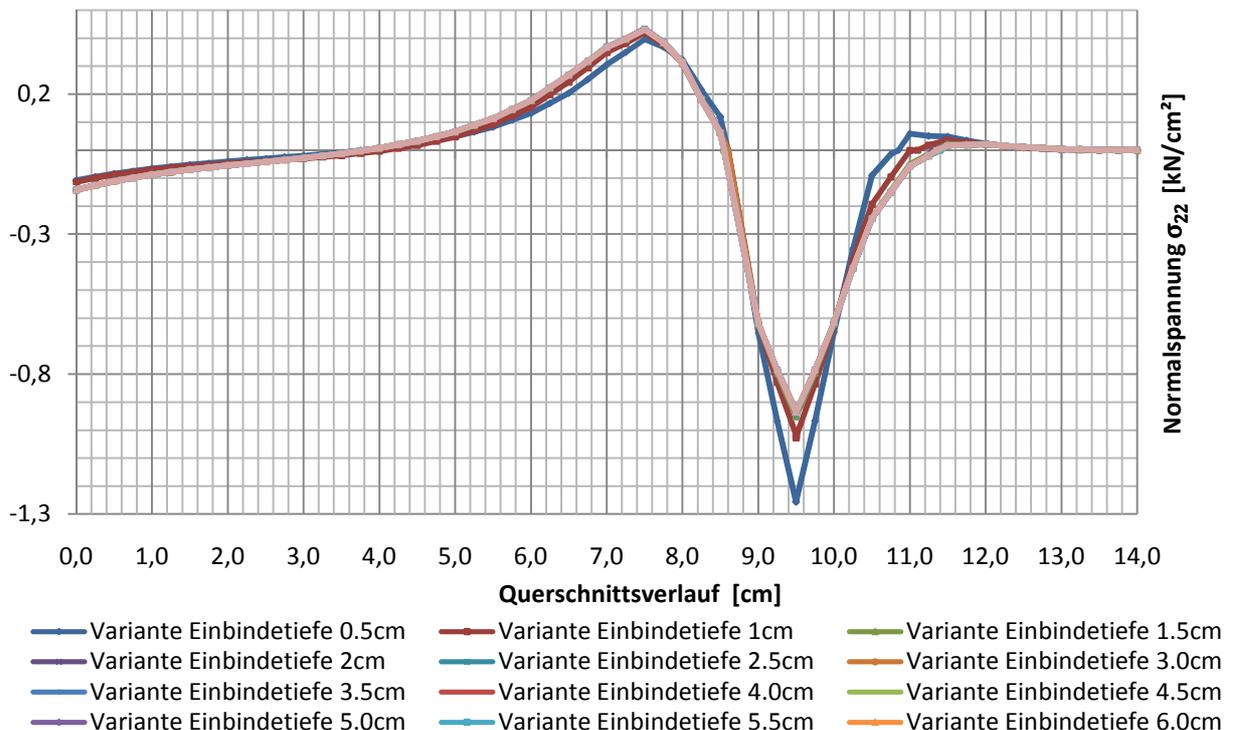


Abbildung 63: Normalspannungsverlauf σ_{22} über die Querschnittshöhe entlang Schnitt 1-1

Nach Auswertung der Kurvenverläufe in Abbildung 63 kann keine Änderung der Klemmkraft festgestellt werden (Abbildung 64). Der Grund für den konstanten Verlauf in Abbildung 64 liegt darin, dass trotz der größer werdenden Einbindetiefe die Klemmlänge nicht zunimmt, sie bleibt annähernd gleich groß. Dies hat den Hintergrund, dass die Betonkörper auf beiden Seiten des Glases für sich und ungehindert schwinden können und somit keine Klemmkraft auf das Glas übertragen (Abbildung 65). Die Klemmkraftintegrale aus Abbildung 63 können, für die Ermittlung der Gesamtklemmkraft auf Grund der zweischnittigen Reibungsverbindung wiederum zweimal in Rechnung gestellt werden.

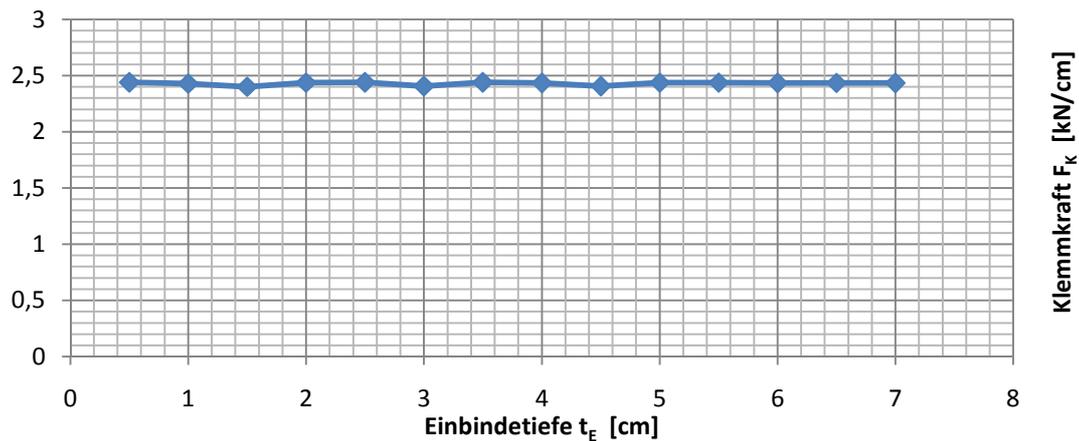


Abbildung 64: Zusammenhang Klemmkraft/ Einbindetiefe

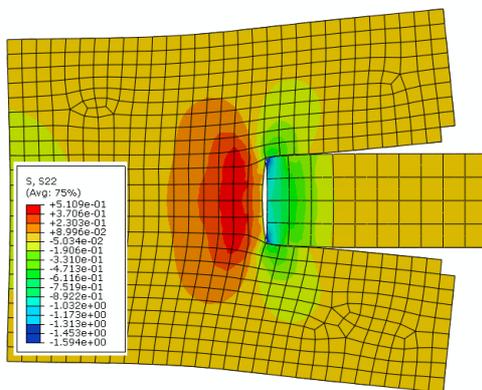


Abbildung 65: Verformte Figur (500-fach) beim Schwinden des Modells B

Um zu überprüfen, ob die gleichbleibende Klemmkraft im Bereich kleinster Einbindetiefen (0,5 – 1,5 cm) durch die Größe der Elementlänge bedingt wird, werden die Variante mit 0,5cm und 1,5cm Einbindetiefe mit verfeinerten Netzweite neu berechnet.

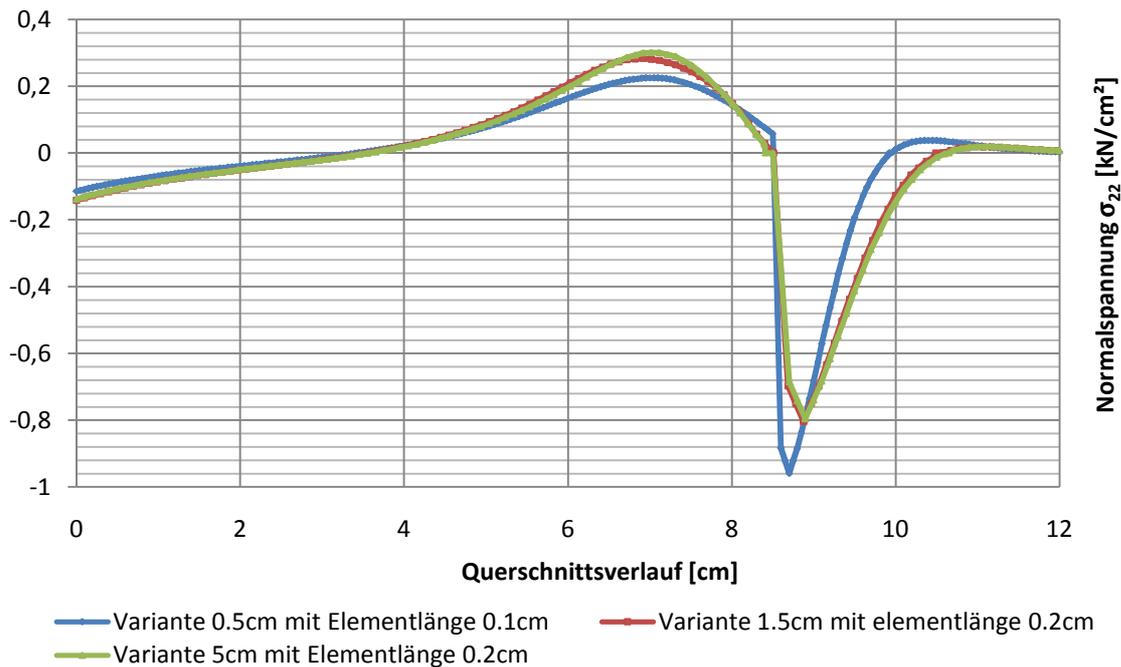


Abbildung 66: Zusammenhang Elementlänge /Normalspannung σ_{22} für die Einbindetiefen von 0.5cm, 1.5cm und 5cm

Nun kann mit verfeinerter Netzweite der Elemente eine Änderung des Kurvenverlaufs für eine Elementlänge von 0,1cm registriert werden (Abbildung 67). Die Varianten mit Einbindetiefen 1,5cm und 5cm hingegen weisen einen annähernd identen Verlauf auf. Ob diese Änderung tatsächlich der geringeren Einbindetiefe oder der nur verfeinerten Netzweite zuzuschreiben ist, sei dahingestellt. Es bedürfte eine Konvergenzstudie, um die Auswirkung der Modellierung genau zu untersuchen.

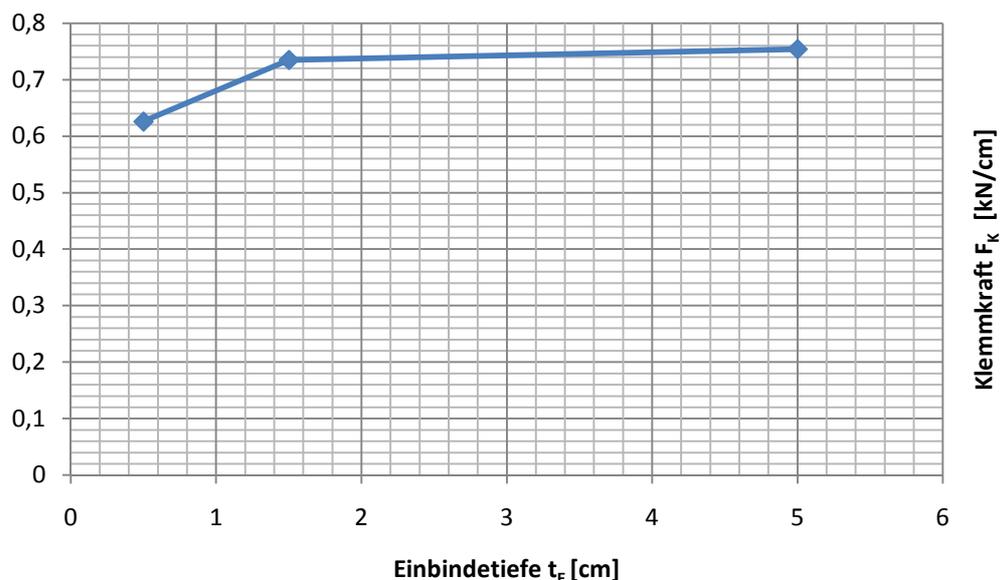


Abbildung 67: Zusammenhang Einbindetiefe/Klemmkraft

Aus den Ergebnissen der Studien zu Modell A sowie Modell B kann nun noch ein weiterer Zusammenhang gezeigt werden. Es soll der Einfluss des Restquerschnittes t_B auf die Größe der Klemmkraft F_K , bei konstant bleibender Einbindetiefe t_E , ermittelt werden. Unter Berücksichtigung

sichtigung der Studie nach Abbildung 66, wonach die Einbindetiefe die Klemmkraft bei konstantem Restquerschnitt nicht beeinflusst und der Studie zu Modell A, kann folgender Zusammenhang ermittelt werden, wobei der unstetige Verlauf der Kurve im unteren Teil nicht plausibel erklärt werden kann.

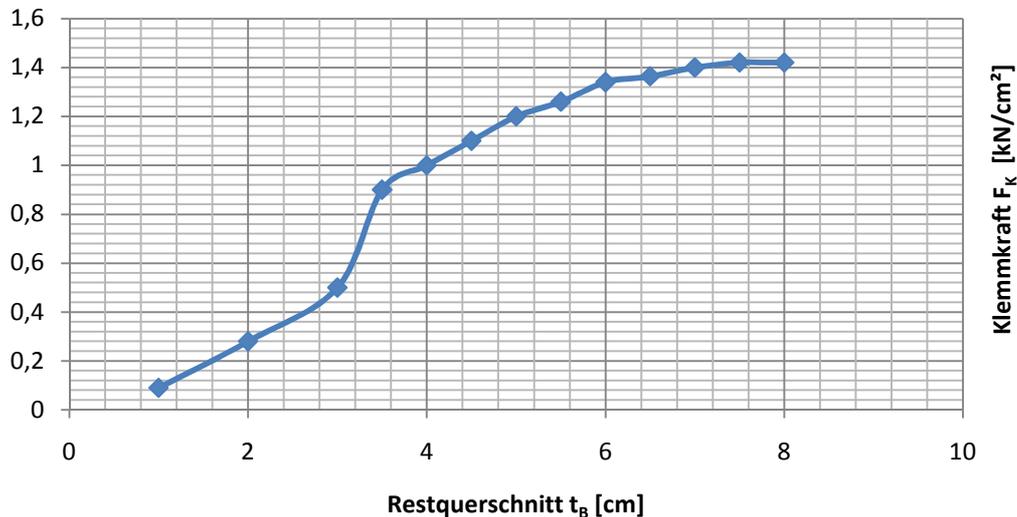


Abbildung 68: Zusammenhang: Restquerschnitt t_B und Klemmkraft F_k

Fazit Vorstudie

Die Ergebnisse aus der Studie an Modell A und B zeigen, dass die Einbindetiefe des Glases nur dann einen Einfluss auf die Größe der Klemmkraft hat, wenn der verbleibende Betonquerschnitt t_B zu wenig Steifigkeit aufweist, um die Schwindverkürzungen auch effektiv auf das Glas umzulegen. In Modell A wird ab einer Einbindetiefe von $4,5\text{cm}$ der Restquerschnitt zu klein, seine Biegesteifigkeit wird durch Rissbildung des Betons zu sehr geschwächt und die resultierende Klemmkraft ist dementsprechend gering. Die in Modell B beschriebene Vergrößerung der Einbindetiefe bei gleichbleibendem Restquerschnitt t_B zeigt keine Auswirkung auf die Größe der Klemmkraft. Dies kann, wie beschrieben damit erklärt werden, dass die Betonkörper beidseits des Glases nur über die konstant bleibende Klemmlänge Normalspannung übertragen, der restliche Beton übt keine zusätzliche Klemmkraft aus, er schwindet ungehindert und für sich. Es ergibt sich ein optimale Einbindelänge von $2 - 3,5\text{cm}$. Ferner kann ein minimaler Restquerschnitt bestimmt werden. Dieser ergibt sich bei den beschriebenen Modellen zu ca. 6cm (Abbildung 68).

Analytische Betrachtung des Schwindprozesses und dessen Auswirkung auf das Glas

Es ist nun weiter unklar inwieweit die Klemmkraft von der Glasdicke abhängt. In einer FE-Untersuchung kann belegt werden, dass sich die Größe der Klemmkraft nur minimal ändert, wenn das beschriebene Verhältnis verdoppelt wird. Auf einem analytischen Weg kann dies folgendermaßen gezeigt werden:

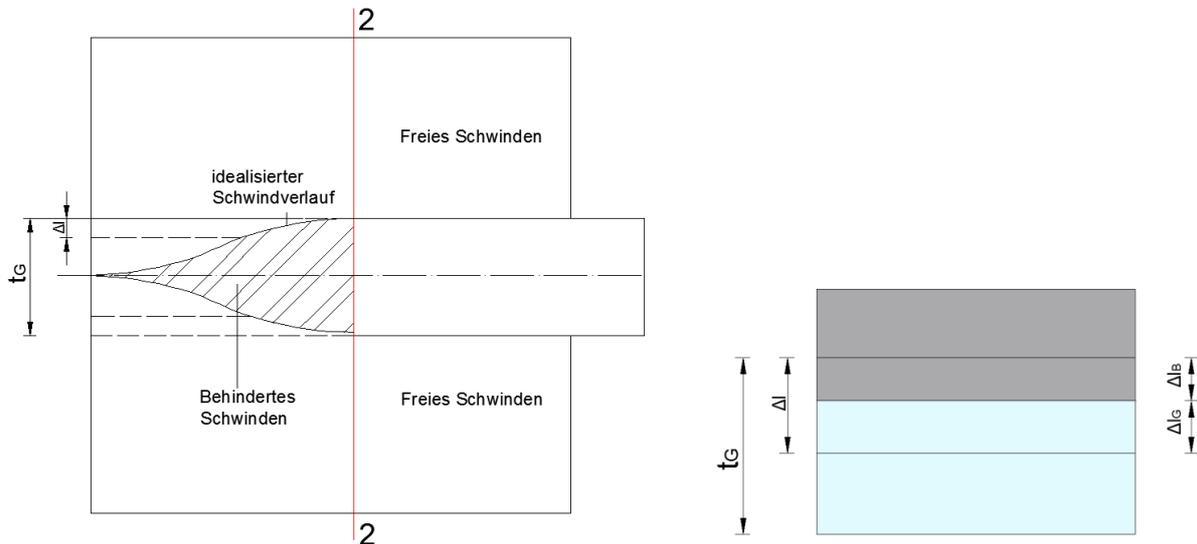


Abbildung 69: Idealisierter Schwindverlauf am Querschnitt (links) und entsprechende Verkürzungen am Querschnitt in Folge des Schwindens für Beton und Glas (rechts) in der betrachteten Faser 2-2

Vereinfachend kann der Querschnitt in zwei Abschnitte (Abbildung 69) eingeteilt werden: in jenen Bereich, der frei und ungehindert Schwinden kann (Freies Schwinden) und in den Bereich, der vom Glas dahingehend behindert wird. Da es für den Querschnitt also möglich ist, sich bis hin zum Glas ungehindert zu verkürzen, ist die Querschnittsbreite irrelevant und die „behinderte Verkürzung“ wirkt nur im Bereich der von der Dicke des Glases festgelegt ist. Es folgt:

$$\Delta_l = t_G \cdot \varepsilon_S \quad (2)$$

ε_S ...Schwinddehnung des Betons [-]

Δ_l ...Verkürzungslänge bei unbehindertem Schwinden

Wenn nun der Beton eine Schwinddehnung erfährt, hat er das Bestreben das Glas zu stauchen. Dies ist aber nur bedingt möglich, da das Glas im Allgemeinen einen höhere E-Modul als der Beton aufweist. Die Verkürzung des Glases und des Betons folgen, unter Berücksichtigung der Kompatibilitätsbedingung, der Gleichgewichtsbedingung und der unterschiedlichen E-Module, zu:

$$\Delta_l = \Delta_{lG} + \Delta_{lB} \quad (3)$$

$$\sigma_B = \sigma_G \quad (4)$$

σ_B ...Normalspannung im Beton

σ_G ...Normalspannung im Glas

$$\Delta_{lB} = \frac{E_G}{E_B} \Delta_{lG} \quad (5)$$

E_G ...E-Modul Glas
 E_B ...E-Modul Beton

Aus Gl. (2), Gl. (3), Gl. (4) und Gl. (5) folgt dementsprechend:

$$t_G \cdot \varepsilon_S = \frac{E_G}{E_B} \Delta_{lG} + \Delta_{lG} = \Delta_{lG} \cdot \left(1 + \frac{E_G}{E_B}\right) \quad (6)$$

Die Verkürzung des Glases Δ_{lG} lässt sich nun schreiben als:

$$\Delta_{lG} = \varepsilon_G \cdot t_G \quad (7)$$

Wird nun Gl. (7) in Gl. (6) eingesetzt, folgt:

$$t_G \cdot \varepsilon_S = \varepsilon_G \cdot t_G \cdot \left(1 + \frac{E_G}{E_B}\right)$$

$$\varepsilon_S = \varepsilon_G \cdot \left(1 + \frac{E_G}{E_B}\right)$$

$$\varepsilon_G = \frac{\varepsilon_S}{\left(1 + \frac{E_G}{E_B}\right)} \quad (8)$$

Die Klemmspannung, linear elastisch ermittelt, ist demnach unabhängig von der Dicke des Glases und der Breite des Querschnittes und ergibt sich unter Anwendung des Hook'schen Gesetzes zu:

$$\sigma_K = E_G \cdot \varepsilon_G \quad (9)$$

Unter Berücksichtigung von Gl. (7) folgt:

$$\sigma_K = E_G \cdot \frac{\varepsilon_S}{\left(1 + \frac{E_G}{E_B}\right)}$$

$$\sigma_K = \frac{E_G \cdot E_B}{E_G + E_B} \cdot \varepsilon_S \quad (10)$$

Wenn man die beiden Grenzfälle des E-Moduls für Glas, $E_G \rightarrow 0$ und $E_G \rightarrow \infty$ betrachtet und eine Grenzwertberechnung für Gl. (10) durchführt so folgt:

$$\lim_{E_G \rightarrow 0} \sigma_K = \frac{E_G \cdot E_B}{E_G + E_B} \cdot \varepsilon_S \quad (11)$$

$$\lim_{E_G \rightarrow 0} \sigma_K = \frac{0 \cdot E_B}{0 + E_B} \cdot \varepsilon_S = 0$$

$$\lim_{E_G \rightarrow \infty} \sigma_K = \frac{E_G \cdot E_B}{E_G + E_B} \cdot \varepsilon_S$$

$$\lim_{E_G \rightarrow \infty} \sigma_K = \frac{E_G \cdot E_B}{E_G + E_B} \cdot \varepsilon_S = \frac{\infty \cdot E_B}{\infty + E_B} \cdot \varepsilon_S = E_B \cdot \varepsilon_S \quad (12)$$

Aus Gl. (11) und Gl. (12) folgt, dass die Klemmspannung bei sehr weichen Materialien verschwindet, bei extrem steifen Materialien hingegen erfährt der Beton eine totale Schwindbehinderung und die Klemmspannung folgt direkt aus der Multiplikation des E-Moduls von Beton und der Schwinddehnung.

Querschnittsuntersuchung Zweitentwurf

Mit den gewonnenen Erkenntnissen aus der Vorstudie, kann nun der geplante Querschnitt aus Abbildung 53 mit einer Einbindetiefe von 4,5cm untersucht werden. Da in der Vorstudie für Modell A die gleiche Querschnittshöhe gewählt wurde, ist dieser Vergleich zulässig. Diese Einbindetiefe liegt, wie in Abbildung 60 ersichtlich, in einem Bereich guter Klemmkraft.

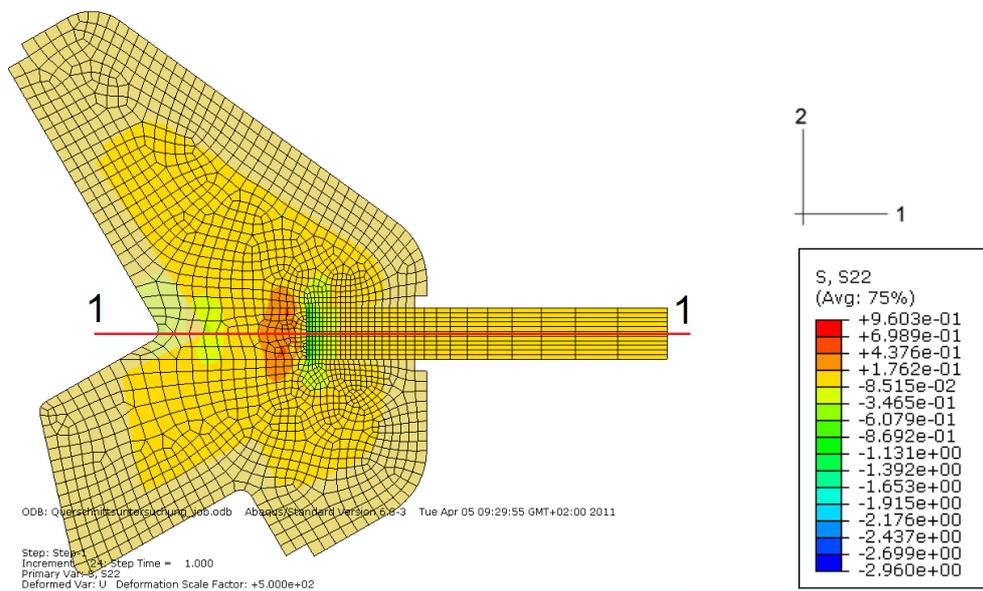


Abbildung 70: Verformte und unverformte Figur (500-fach vergrößert), Normalspannung σ_{22} [kN/cm²] und Schnittverlauf 1-1

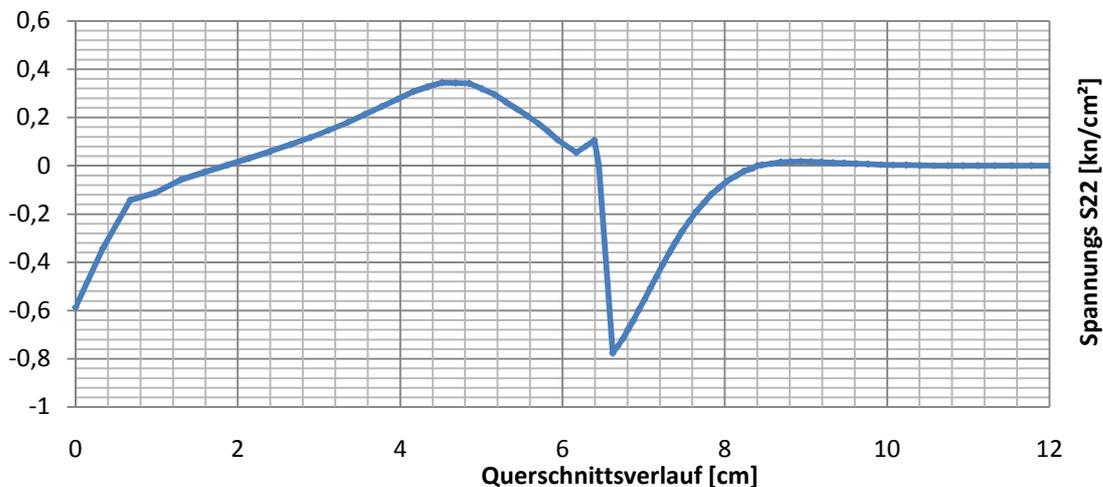


Abbildung 71: Normalspannungsverlauf σ_{22} über den Schnittverlauf 1-1

Die integrierten Kurvenabschnitte ergeben eine Klemmkraft von $0,615\text{kN/cm}$. Dieser Wert muss jedoch in Summe für beide Kontaktflächen (zweischnittige Reibungsverbindung) angewendet werden. Damit ergibt sich eine reibungswirksame Klemmkraft von

$$F_{Klem,ges.} = 2 \times 0,615 = 1,23\text{kN/cm}$$

5.4 Statische Berechnung

5.4.1 Systemmodellierung

Materialien:

Die statische Berechnung des Gesamtsystems erfolgt wiederum mit Abaqus®. Die Materialmodelle werden nach 4.1 übernommen, das Tragsystem sowie der Querschnitt nach 5.3 modelliert. Die Materialausnutzung beschränkt sich für dieses Gesamtsystem jedoch auf die linearen Abschnitte der Arbeitslinien.

Verbindungen/Auflagerbedingungen:

Das System der Schallschutzwand wird näherungsweise als symmetrisch in Querrichtung betrachtet. Deshalb erfolgt die Ermittlung der Schnittgrößen am Halbsystem; eine Symmetriebedingung wird entsprechend formuliert. Zwischen den einzelnen Wandabschnitten ist die Realisierung von Gebäuden geplant. Dieser Umstand bringt insofern einen durchaus positiven Aspekt mit sich, als dass eine Lagerung in Höhe der oberen Endscheibe ausgebildet werden kann.

Als sehr wichtig erscheint eine exakte Formulierung der Verbindungen im Programm, um möglichst realistische Ergebnisse zu erhalten. Vor allem die Verbindung der einzelnen Elemente in Querrichtung, die über die Verschraubung erfolgt und, wie in 5.3.1 gezeigt, gelenkig ausgeführt wird, muss im Modell möglichst exakt abgebildet werden.

In Abaqus® besteht eine Vielzahl von Möglichkeiten, Verbindungen auszubilden. Um die Schraubverbindung und deren „Gelenk“ zu modellieren, kann mit *Link* eine entsprechende Formulierung gefunden werden. Diese Verbindungsart entspricht, bildlich ausgedrückt, einem Scharnier. Die Freiheitsgrade aller Verschiebungen sind gesperrt, eine Verdrehung um die Längsachse wird freigegeben. Allerdings bietet die graphische Oberfläche des Programms nicht die Möglichkeit der Verknüpfung von Linien des FE-Netzes, so dass auf Basis des Eingabefiles (*Inputfile*) eine manuelle Verbindung von einzelnen Punkten erfolgt. Um diesen Aufwand zu reduzieren, wird jedes GBV-Element an nur acht Punkten verknüpft, was als ausreichend betrachtet wird.

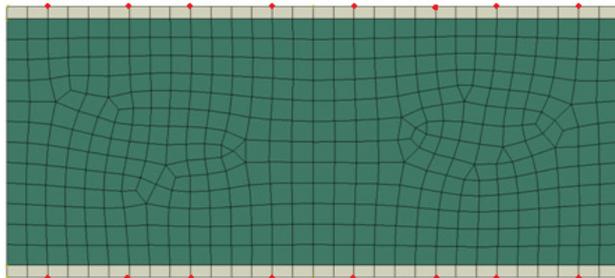


Abbildung 72: Verknüpfungspunkte (rot) des Elements

Der Anschluss der Endscheiben an das Falwerk erfolgt mit dem Verbindungsmodell *Tie*, das alle sechs Freiheitsgrade, d.h. sowohl Verschiebungen als auch Verdrehungen, koppelt. Da wie in Abbildung 52 gezeigt, die obere und untere Reihe der Elemente mit Endfassungen ausgebildet werden, umfasst die Verbindung sowohl das Gurt- als auch das Glasende.

Um den Anschluss des Falwerks an die Gründung richtig wiederzugeben, werden an der unteren Endscheibe alle Verschiebungen gesperrt. Alle möglichen Verdrehungen sind aufgrund der flächigen Lagerbedingung, automatisch verhindert.

Finte Elemente:

Die GBV-Elemente werden mittels *Shell*-Elementen modelliert, wobei das Glas als auch die Betongurte ein gemeinsames Bauteil darstellen. Mit einer *Partition* (*Partition*) werden aber den Materialien unterschiedlichen Querschnittsdicken zugewiesen, wobei die komplexe Form

des Querschnitts unberücksichtigt bleibt. Ferner werden auch die Endscheiben im Modell mit *Shell*-Elementen generiert.

Da die interne Vorspannung im Spannbettverfahren in die Elemente eingebracht wird, kann sie auch bei der Modellierung als eigenständiges System betrachtet, und erst bei der Bemessung mittels Spannungssuperposition mit dem Gesamtsystem kombiniert werden. Die Steifigkeitsreduktion im Gesamtsystem, die aus der Nicht-Berücksichtigung dieser Vorspannung folgt, ist verschwindend gering und kann vernachlässigt werden. Die Verkürzung der Spanndrähte wird über eine Abkühlung der Spannstahlelemente erreicht. Das Modul *Wire* wird dazu verwendet, um diese Spannbettvorspannung abzubilden. Die Vorspannkkräfte der Spannstäbe in Querrichtung werden als Einzellasten in den entsprechenden Punkten im Modell aufgebracht.

Belastung:

Alle Lastfälle werden im Modell in 3 Schritten (*Steps*) in einer statischen, linearen Berechnung aufgebracht. In Abschnitt 5.4.2 werden diese näher behandelt.

Statisches System:

Aus den im vorherigen Abschnitt genannten Bedingungen ergibt sich für das Gesamtmodell folgendes idealisiertes statisches System:

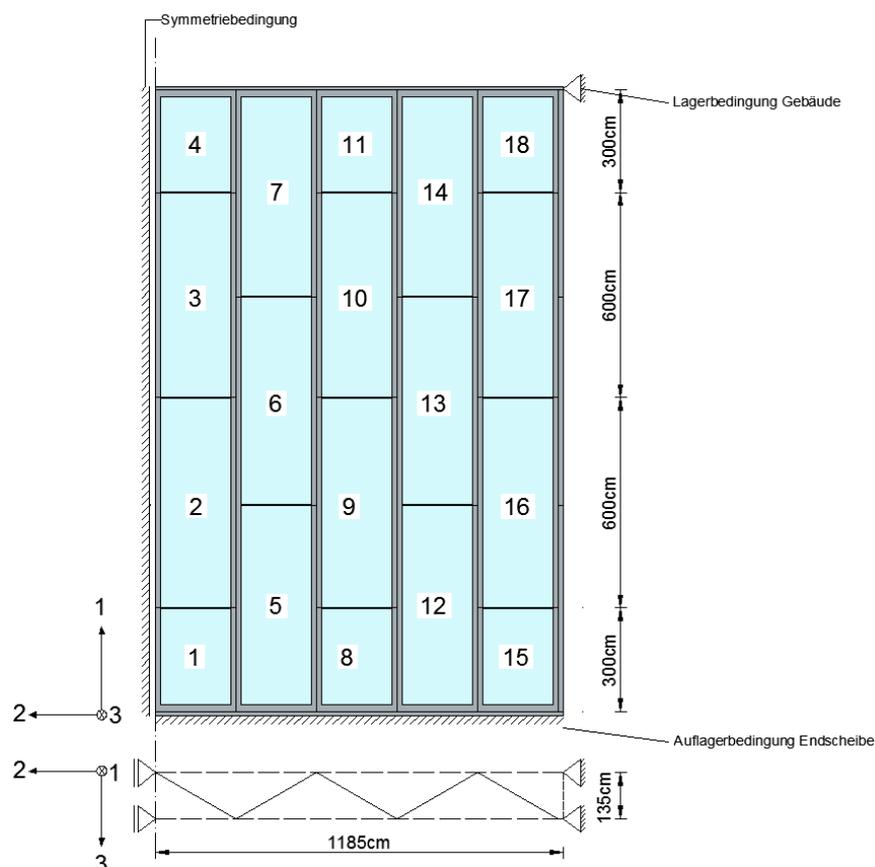


Abbildung 73: Lagerbedingungen am symmetrischen Halbsystem

Um bei der Schnittgrößenermittlung und in der Bemessung die Übersichtlichkeit zu wahren, werden den GBV-Elementen Nummern zugeteilt. Die Symmetriebedingung entspricht einer Lagerbedingung in Richtung zwei.

Die Auflager, die die Verbindung zur Gründung repräsentieren, verhindern Verschiebungen in allen drei Richtungen, jene, die die Verbindung zum nächsten Bauwerk darstellen, sperren die Freiheitsgrade der Verschiebungen in die zweite sowie dritte Richtung.

Einwirkungen:

Die Einwirkungen, die das System belasten, können in drei Gruppen eingeteilt werden:

- Ständige Einwirkungen
- Veränderliche Einwirkungen
- Einwirkungen in Folge Vorspannung

Ständige Einwirkungen:

Als ständige Belastung wirkt das Eigengewicht der Konstruktion. Dieses wird in Abaqus® durch Definition der Dichte des Materials sowie der Erdbeschleunigung berechnet. Die Dichten der Materialien werden nach 4.1 übernommen, die Erdbeschleunigung, um einheitsgerecht zu bleiben, mit 981cm/s^2 festgelegt.

Veränderliche Einwirkungen:

Die Ermittlung der Windbelastung für das Tragwerk wird im Anhang A dokumentiert. Der dort errechnete Höchstwert von $1,59\text{kN/m}^2$ wird auf das ganze Wandstück konstant wirkend angesetzt.

Vorspannung:

Die Vorspannkräfte, sowohl die der internen Spannbettvorspannung (P_I) als auch jene der Querspannstäbe (P_Q), werden mittels einer Vorbemessung mit $P_I = 300\text{kN}$ und $P_Q = 260\text{kN}$ pro Stoßfuge bestimmt. Dabei wird die Spannbettvorspannung so gewählt, dass auch bei Designeinwirkungen und der Verwendung aller Teilsicherheitsbeiwerte auf der Materialseite ein Druckzustand im Element in Längsrichtung vorherrscht. Die Quervorspannung hingegen soll die Zugspannungen im Glas, die aus der angeführten Längsvorspannung im Einleitungsbereich (siehe Abbildung 55) sowie der Systemwirkung des Faltnetzes entstehen, überdrücken. Durch die Verwendung dieser beiden Vorspannungen sollen die Elemente in einen geschlossenen Druckspannungszustand gesetzt werden.

5.4.2 Spannungsermittlung

Die Schnittgrößenermittlung wird auf der Basis von Spannungen durchgeführt. Ziel soll es sein, jene Spannungen zu ermitteln, die in einer Bemessung, den Widerständen gegenübergestellt, maßgebend sind. Neben den üblichen, linearen Berechnungsverfahren kommen auch Berechnungsmethoden großer Verformungen (*Riks Methode*), die in Abaqus® implementiert sind, zur Anwendung, um mögliche Stabilitätsprobleme zu untersuchen.

Um die Auswirkung der Schallschutzfolie und des Verbundes zwischen den beiden Glasscheiben aus TVG zu berücksichtigen, werden die Belastungen, die aus der Plattenwirkung der Scheibe entstehen, in einer Handrechnung am einzelnen GBV-Element ermittelt und später den Spannungen aus dem Gesamtsystem überlagert.

Auch die Spannungen, die aus der internen Vorspannung resultieren, werden am Einzelelement ermittelt und wiederum in der Bemessung superponiert.

5.4.2.1 Glas unter Plattenbeanspruchung

Für die Bemessung der Verbundglasscheibe auf Plattenbiegung ist die Wirksamkeit des Schubverbundes durch die Folie von zentraler Bedeutung. Vergleicht man die beiden Grenzfälle „Voller Verbund“/“ ohne Verbund“, so ergibt sich ein Verhältnis der Widerstandsmomente, bei Vernachlässigung der Folienstärke, von

$$\frac{W_{v.Verbund}}{W_{o.Verbund}} = \frac{\frac{(2 * t)^2 * b}{6}}{\frac{2 * t^2 * b}{6}} = \frac{\frac{4}{6}}{\frac{2}{6}} = 2 \quad (13)$$

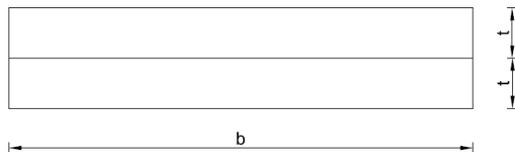


Abbildung 74: Verbundsicherheitsglas

Das in Gl. (13) dargestellte Verhältnis zeigt den enormen Unterschied zwischen den Widerstandsmomenten. Eine positive Auswirkung auf diese Thematik zeigt nun der Verbund zwischen Glas und Beton. Durch dieses „Festhalten“ des Glases im Randbereich des GBV-Elementes reduzieren sich sowohl Spannungen als auch Verformungen. Die Auswirkung wird mit einer FE-Studie abgeschätzt. Zwischen den einzelnen Glasscheiben wird hierbei kein Verbund berücksichtigt.

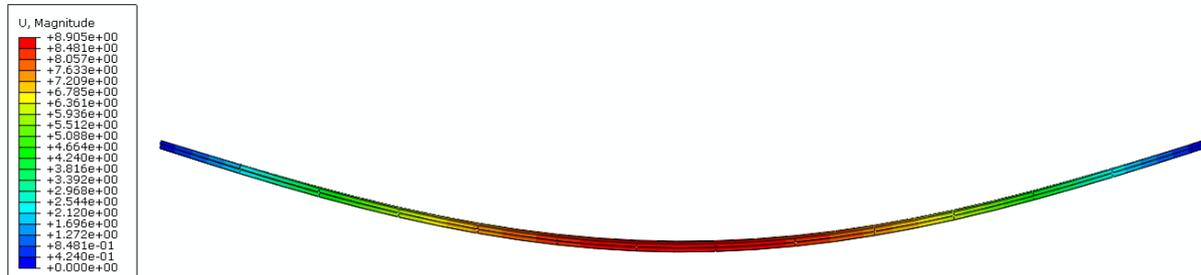


Abbildung 75: Verformung unter Windbelastung ohne Randverbund

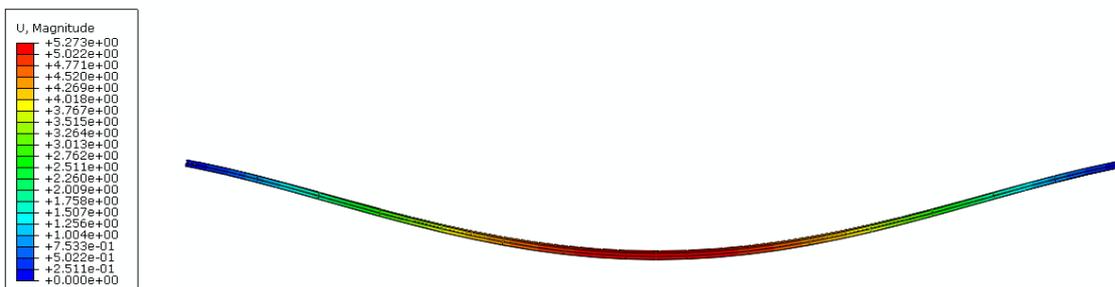


Abbildung 76: Verformung unter Windbelastung mit aktiviertem Randverbund

Es zeigt sich, dass der starre Randverbund die Verformung des Glases von 8,9cm auf 5,3cm reduziert. Dies entspricht einer Verbesserung von 40%. Die maßgebenden Zugspannungen reduzieren sich von 4,13kN/cm² auf 3,4kN/cm², was einer Verbesserung von immerhin 17% bedeutet. Obwohl der Randverbund eine erhebliche Verbesserung des Trag- und Verformungsverhaltens des Glases bewirkt, wird dieser nicht in der Bemessung berücksichtigt, wohl aber als Reserve betrachtet.

Um nun eine realistische Spannungsermittlung durchführen zu können, wird nach Ansätzen zur Berücksichtigung eines Schubverbundes bei VSG mit PVB-Folien in der Fachliteratur gesucht. In [14] kann ein entsprechender Ansatz zum Thema gefunden werden.

Es wird ein für einen gelenkig gelagerten, statisch bestimmten Einfeldträger das Verhältnis der maximalen Randspannung „mit berücksichtigtem Schubverbund“/„ohne Schubverbund“ definiert (Abbildung 77). Der Ansatz dazu basiert auf einem mechanischen Berechnungsverfahren für Sandwichkonstruktionen.

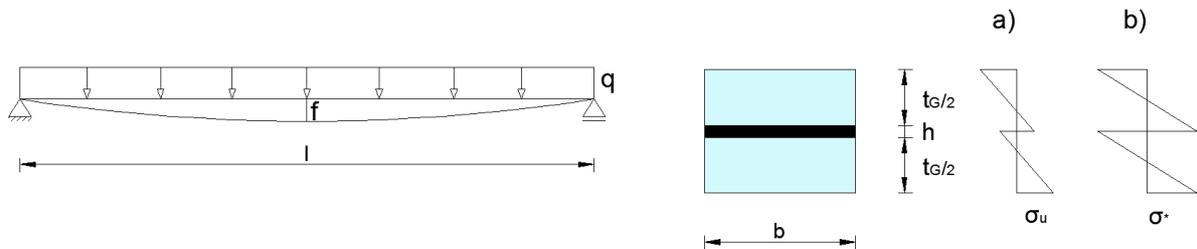


Abbildung 77: Statisches System Einfeldträger mit Spannungsverteilung am Querschnitt mit berücksichtigter Schubsteifigkeit (a) und bei nicht berücksichtigter Schubsteifigkeit (b)

In diesem Aufsatz wird ein temperatur- und zeitabhängiger Schubmodul der PVB-Folie definiert, der sich wie folgt ermitteln lässt:

$$G(T > 20^\circ) = 0.008 \cdot (100 - T) - 0.0011 \cdot (50 + T) \cdot \log(t) \quad (14)$$

$$\frac{\sigma_u}{\sigma^*} \approx \frac{\beta\pi^2 + 1 + (2 + 2\bar{h})}{\beta\pi^2 + 1 + 3(1 + 2\bar{h})^2} \quad (15)$$

σ_u ...Maximale Randspannung mit berücksichtigter Schubsteifigkeit

$$\sigma^* = \frac{3}{2} \cdot q\bar{l}^2 \quad (16)$$

σ^* ...Maximale Randspannung ohne Berücksichtigung der Schubsteifigkeit

mit

$$\beta = \frac{E \cdot \bar{h}}{G \cdot 4 \cdot \bar{l}^2} \quad (17)$$

β ...Schubparameter

E ...E-Modul Glas

G ...Schubmodul PVB-Folie

$$\bar{l} = \frac{l}{t_G} \quad (18)$$

\bar{l} ...bezogene Länge

l ...Länge Glasstreifen

t_G ...Gesamtdicke des Glases

$$\bar{h} = \frac{h}{t_G} \quad (19)$$

\bar{h} ...bezogene Dicke
h...Dicke der PVB- Folie

In gleicher Weise wird das Verhältnis der Verformung für den gezeigten Biegeträger „mit berücksichtigtem Schubverbund/ohne Schubverbund“ hergeleitet.

$$\frac{f}{f^*} \approx \frac{\beta\pi^2 + 1}{\beta\pi^2 + 1 + 3(1 + 2\bar{h})^2} \quad (20)$$

f...Verformung mit berücksichtigter Schubsteifigkeit

$$f^* = \frac{5}{8} \cdot \frac{q \cdot \bar{l}^3 \cdot I}{E} \quad (21)$$

f^* ...Verformung ohne Berücksichtigung der Schubsteifigkeit

Die Parameter β, \bar{l}, \bar{h} folgen nach Gl. (17), Gl. (18) und Gl. (19).

Für die Spannungsermittlung und auch Bemessung werden mehrere Situationen am System betrachtet. Aufgrund der Verwendung eines Siebdruckes auf den innenliegenden Oberflächen der Glasscheiben, der im Grunde ein Emaillieren darstellt, sind die Festigkeiten des Glases in diesen Bereichen stark reduziert [11]. Ferner sind auch die Oberflächen des Glases, die mit den Beton in Kontakt stehen, mit einer Korund-Emaillierung versehen (siehe Kapitel 3.2) und dementsprechend einer Festigkeitsminderung unterworfen. Für die Ermittlung der Spannungen dient ein 270cm langer Plattenstreifen mit einer Breite von 100cm. Unberücksichtigt bleibt die Steifigkeitserhöhung des Trägers im Bereich der Betonquerschnitte. Zusätzlich werden, unter konservativer Betrachtungsweise, die Lagerungsbedingungen des Plattenstreifens für jede Situation ungünstigst angenommen. Die Belastungen werden charakteristisch aufgebracht.

Sind all diese Bedingungen berücksichtigt, werden nach Abbildung 78 folgende Bereiche des Systems als maßgebend für die Bemessung erachtet:

- Punkt 1: Biegezugspannung im Glas in Feldmitte am nicht emaillierten Biegezugrand
- Punkt 2: Biegezugspannung im siebbedruckten Glas in Feldmitte, in der Verbundebene
- Punkt 3: Biegezugspannung der emaillierten Glasscheibe an der Einspannstelle

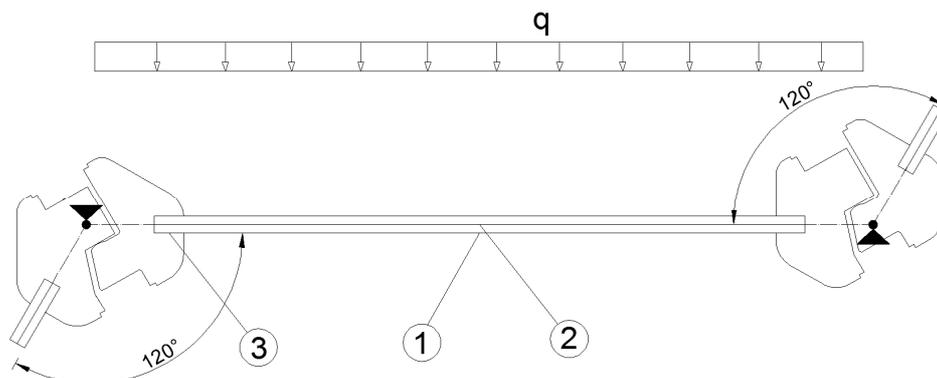


Abbildung 78: Schnittgrößenermittlung am Plattenstreifen (überhöhte Darstellung des Querschnittes)

Die Lagerungsbedingungen und der, dementsprechende Momentenverlauf werden, nach den beschriebenen ungünstigsten Annahmen, in Abbildung 79 dargestellt. Der Querschnitt besitzt nach Abbildung 53 ein limitiertes Rotationsvermögen das aber für die Erfassung der Maßtoleranzen zur Verfügung stehen soll. Auf Grund dessen soll für Punkt 3 im folgenden Abschnitt die Auswirkungen einer starren Verbindung nach Abbildung 79 (rechts) überprüft werden.

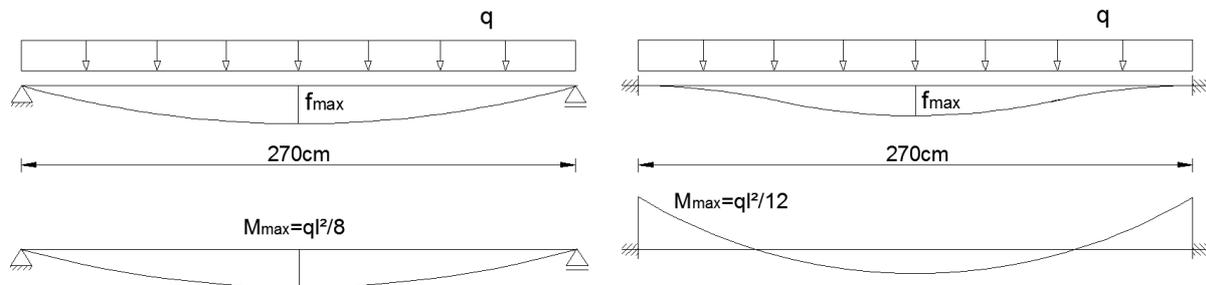


Abbildung 79: Lagerungsbedingungen für die Punkt 1 und 2 (links) sowie Punkt 3 (rechts)

Biegezugspannung in Feldmitte am Biegezugrand (Punkt 1)

Nach [11] wird der Schubmodul der PVB-Folie mit $G = 0,4N/mm^2$ für kurzzeitige Belastungen angegeben. In derselben Norm wird der Wind für die Scheibenbelastung als kurzzeitig deklariert. Somit wird in den folgenden Berechnungen dieser empfohlene Schubmodul verwendet. Die Ermittlung der Biegezugspannung kann entsprechen nach [14] durchgeführt werden.

$$\beta = \frac{7000 \cdot 0,076}{0,04 \cdot 4 \cdot 135^2} = 0,182[-]$$

mit Gl. (17) und Gl. (18)

$$\bar{l} = \frac{270}{2} = 135[-]$$

$$\bar{h} = \frac{0,152}{2} = 0,076[-]$$

mit

$$h = 0,152cm$$

$$l = 270cm$$

$$t_G = 2cm$$

$$E = 7000kN/cm^2$$

$$G = 0,04kN/cm^2$$

Die maximale Biegezugspannung bei unberücksichtigter Schubsteifigkeit folgt nach Gl. (16) zu

$$\sigma^* = \frac{3}{2} \cdot 1,587 \cdot 10^{-4} \cdot 135^2 = 4,34kN/cm^2$$

mit $q = 1,587 \cdot 10^{-4} kN/cm^2$...Einwirkende Windbelastung nach Anhang A

Nach Gl. (15) ergibt sich das Verhältnis der Spannungen σ_U/σ^* zu

$$\frac{\sigma_U}{\sigma^*} = \frac{0,182 \cdot \pi^2 + 1 + (2 + 2 \cdot 0,076)}{0,182 \cdot \pi^2 + 1 + 3(1 + 2 \cdot 0,076)^2} = 0,583[-]$$

Die Biegezugspannung bei berücksichtigter Schubsteifigkeit beträgt schließlich:

$$\sigma_U = 4,34 \cdot 0,583 = 2,53 \text{ kN/cm}^2$$

Verformung in Feldmitte

Es wird bei der Berechnung der Verformung nicht berücksichtigt, dass der Betonendquerschnitt eine höhere Biegesteifigkeit als das Glas hat und damit günstig wirken würde.

Das Verhältnis der Verformungen folgt nach Gl. (20) zu

$$\frac{f}{f^*} \approx \frac{0,182 \cdot \pi^2 + 1}{0,182 \cdot \pi^2 + 1 + 3(1 + 2 \cdot 0,076)^2} = 0,413[-]$$

Die maximale Verformung bei unberücksichtigter Schubsteifigkeit folgt nach Gl. (21) zu

$$f^* = \frac{5}{8} \cdot \frac{1,587 \cdot 10^{-4} \cdot 135^3 \cdot 270}{7000} = 9,41 \text{ cm}$$

mit

$$q = 1,587 \cdot 10^{-4} \text{ kN/m}^2 \dots \text{nach Anhang A}$$

Die Verformung bei berücksichtigter Schubsteifigkeit folgt schließlich zu

$$f = 0,413 \cdot 9,41 = 3,89 \text{ cm}$$

Biegezugspannung in Feldmitte, in der Verbundebene (Punkt 2)

Die angegebenen Gleichungen (14) bis (19) werden in [14] für den untersten Biegezugrand dargestellt. Um nun die Spannung in der Verbundebene zu errechnen, bedarf es einer diesbezüglichen Erweiterung. Anhand der bekannten Spannung σ_U kann unter Berücksichtigung des äußeren und inneren Gleichgewichtes am Querschnitt, die Spannung σ_M in der Mittelebene des Verbundsicherheitsglases ermittelt werden. Der Terminus Teilquerschnitt im folgenden Absatz bezieht sich auf eine Scheibe des Verbundglasquerschnittes.

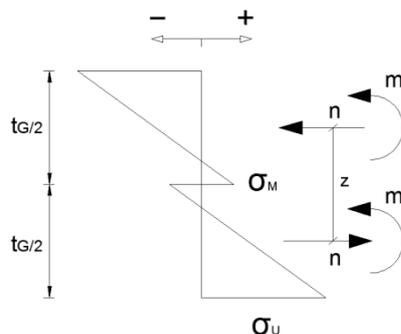


Abbildung 80: Kräfte- und Spannungsverteilung am Querschnitt mit berücksichtigter Schubsteifigkeit

Das einwirkende Gesamtmoment am Querschnitt setzt sich zusammen aus

$$m_{gesamt} = (2 \cdot m) + n \cdot (z) \quad (22)$$

Die zweite Bedingung am Querschnitt lautet:

$$\sigma_U = \frac{m}{w_{Teil}} + \frac{n}{A_{Teil}} \quad (23)$$

mit

$$m_{gesamt} = \frac{ql^2}{8} = \frac{1,587 \cdot 10^{-2} \cdot 270^2}{8} = 144,61 \frac{kNcm}{m}$$

$$w_{Teil} = \frac{t_G^2 \cdot b}{6} = \frac{1^2 \cdot 100}{6} = 16,67 cm^3/m$$

$$q = 1,587 \frac{kN}{m^2} = 1,587 \cdot 10^{-2} \frac{kN}{cm \cdot m}$$

m ...Moment pro Meter am Teilquerschnitt

w_{Teil} ...Widerstandsmoment pro Meter am Teilquerschnitt

n ...Schubkraft pro Meter am Teilquerschnitt

$A_{Teil} = 100 cm^2/m$...Fläche des Teilquerschnittes

$z = t_G + d_{Folie} = 1,152 cm$...Hebelsarm der Schubkräfte

$b = 100 cm$...Breite des Plattenstreifens

σ_M ...Normalspannung am innenliegenden Glasrand

$\sigma_U = 2,53 kN/cm^2$...Normalspannung am Biegezugrand

Mit Gl. (22) und Gl. (23) stehen zwei Gleichungen für die zwei Unbekannten m sowie n zur Verfügung. Mit Gl. (23) eingesetzt in Gl. (22) folgt:

$$m_{gesamt} = \left(2 \cdot w_{Teil} \cdot \left(\sigma_U - \frac{n}{A_{Teil}} \right) \right) + n \cdot (z) \quad (24)$$

$$144,61 = \left(2 \cdot 16,67 \cdot \left(2,53 - \frac{n}{100} \right) \right) + n \cdot 1,152$$

$$n = 73,63 kN/m$$

Mit $n = 73,63 kN/m$ eingesetzt in Gl. (22) folgt das Moment am Teilquerschnitt zu:

$$m_{gesamt} = (2 \cdot m) + n \cdot (z)$$

$$144,61 = 2 \cdot m + 73,63 \cdot 1,152$$

$$m = 29,89 \frac{kNm}{m}$$

Mit diesen nun bekannten Kräften und Momenten kann die Normalspannung σ_M in der Mittelebene bestimmt werden.

Dazu wird wiederum das Gleichgewicht am Teilquerschnitt nach Gl. (23) für die Normalspannung σ_M betrachtet:

$$\sigma_M = \frac{m}{w_{Teil}} - \frac{n}{A_{Teil}}$$

$$\sigma_M = \frac{29,89}{16,67} - \frac{73,63}{100} = 1,06 \text{ kN/cm}^2$$

Biegezugspannung an der Einspannstelle (Punkt 3)

Unter dem Gesichtspunkt des unverschieblichen Verbundes in diesem Bereich kann die Schnittgrößenermittlung an der Einspannstelle für den Vollquerschnitt erfolgen. In einem ersten Schritt werden die beschriebenen Annahmen überprüft und die Einwirkung, die den Glas-Beton-Verbund belastet, ermittelt.

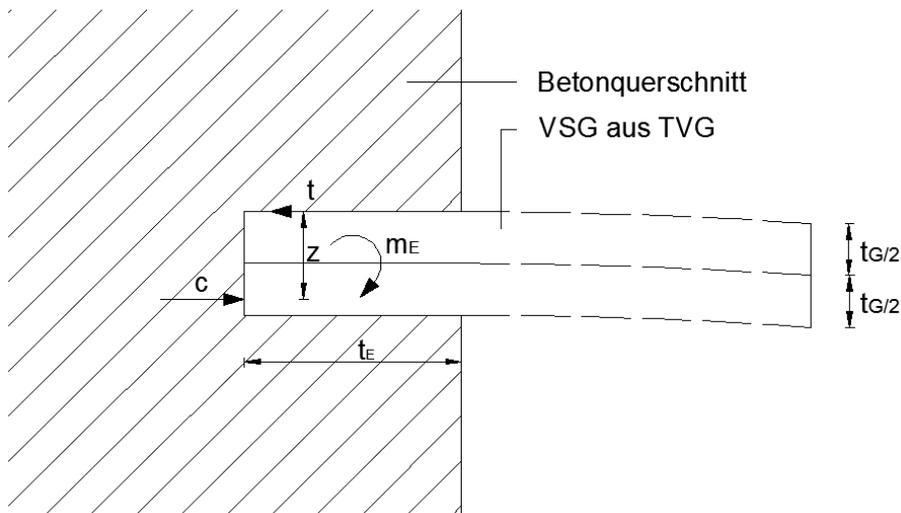


Abbildung 81: Kräfteverteilung in der Einspannstelle unter Annahme eines starren Verbundes

Dem einwirkenden Moment m_E wird ein Kräftepaar gegenübergestellt, das sich aus einer Druckkraft c auf den Beton und einer Schubkraft n zwischen Beton und Glas zusammensetzt. Dessen Abstand wird durch z beschrieben. Die Schubkraft n muss vom Glas-Beton-Verbund, wie in Kapitel 3.2.2 beschrieben, aufgenommen werden. Die Druckkraft c wirkt, in der Annahme einer linearen Druckspannungsverteilung über die Höhe $t_{G/2}$ der unteren Glasscheibe, im $2/3$ Punkt dieser. Der Hebelarm z folgt somit zu:

$$z = \frac{t_G}{2} + \frac{t_G}{2} \cdot \frac{2}{3} = \frac{5}{6} \cdot t_G \quad (25)$$

$$z = \frac{5}{6} \cdot 2 = 1,67 \text{ cm}$$

m_E ...einwirkendes Moment

z ...Hebelsarm

t, c ...Kräftepaar

$l = 270\text{cm}$...Breite des gesamten Elementes

$q = 1,587 \cdot 10^{-2} \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2 \cdot \text{m}}$...Einwirkende Windbelastung nach Anhang A

Das Kräftepaar t und c bilden nun das, dem einwirkenden Moment m_E gegenwirkende Moment. Aus der Bedingung, dass diese Momente gleich groß sein müssen, folgt:

$$m_E = t \cdot z = c \cdot z \quad (26)$$

$$t = \frac{96,41}{\frac{5}{6} \cdot 2} = 57,85 \text{ kN/m}$$

Die Schubspannung τ ergibt sich schließlich bei einer Breite $b = 100\text{cm}$ und einer Einbindelänge $t_E = 4,5\text{cm}$ zu:

$$\tau = \frac{t}{A} \quad (27)$$

$$\tau = \frac{t}{t_E \cdot b} = \frac{57,85}{4,5 \cdot 100} = 0,128 \text{ kN/cm}^2$$

Es wird bei Gegenüberstellung dieser Schubspannung mit einem Widerstandswert des Verbundes in Kapitel 5.5.2 gezeigt, dass der Verbund bei den gezeigten Einwirkungen als unverschieblich betrachtet werden kann. In Folge dessen ist es legitim, die Biegespannung des Glases am Vollquerschnitt zu ermitteln. Die Spannung am Biegezugrand ergibt sich demnach zu:

$$\sigma_E = \frac{m_E}{w_E} \quad (28)$$

mit

$$m_E = 96,41 \text{ kNcm/m}$$

$$w_E = \frac{b \cdot t_G^2}{6} = 100 \cdot \frac{2^2}{6} = 66,66 \text{ cm}^3/\text{m}$$

$$\sigma_E = \frac{96,41}{66,66} = 1,45 \text{ kN/cm}^2$$

5.4.2.2 Glasscheibe unter kombinierter Beanspruchung, Normalspannung σ_{22}

Die Beanspruchungen, die das Glas eines Elementes als Scheibe belasten, sind eine Folge der Faltwerkswirkung (siehe Kapitel 5.2.1). Die Größen dieser Werte werden dem globalen FE-Modell entnommen und für die spätere Bemessung mit den, im vorherigen Abschnitt ermittelten Normalspannungen aus der Windbelastung des einzelnen GBV-Elementes überlagert. Da sich die maximale Hauptspannung im Modell nahezu nach Richtung zwei ausrichtet, ist dies durchaus legitim. Die Ausrichtung des Koordinatensystems für die FE-Berechnung wird nach Abbildung 73 festgelegt.

Biegezug in Feldmitte am Biegezugrand (Punkt 1)

Die Biegezugspannung σ_U am Querschnittsrand in Feldmitte wird für das höchstbelastete Element, für Nr.2 (Abbildung 73) auf halber Elementhöhe ermittelt. Für die angeführten Lastfälle ergeben sich folgende Größen:

Lastfall	Normalspannung σ_{22} [kN/cm^2]
1.Eigengewicht	0
2.Wind	+2,53*
3.Quervorspannung	+0,07
4.Interne Längs-Vorspannung	0

Tabelle 4: Normalspannungen σ_{22} aus den verschiedenen Lastfällen; *Biegespannung aus 5.4.2.1

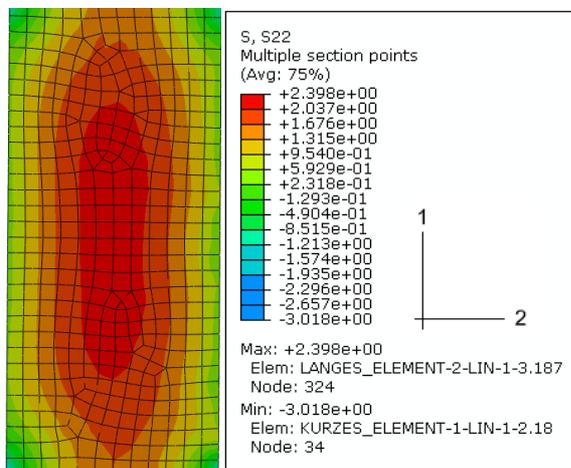


Abbildung 82: Normalspannung σ_{22} in Element zwei zufolge der Lastfälle Wind und Eigengewicht

Die Zugspannung des Lastfalles Quervorspannung resultiert aus der Anordnung der Spannstäbe. Wie in Abbildung 54 gezeigt, werden jeweils drei Elemente verbunden. Dieser Umstand bewirkt daher stets eine Zugspannung in der Mitte der beiden Nachbar-elemente.

Jene Zugspannung, die aus der Belastung des Windes entsteht, wird wie beschrieben aus 5.4.2.1 übernommen, da das FE-Modell nicht die reduzierte Schubsteifigkeit des VS-Glases beinhaltet.

Um nun den Effekt der Systemwirkung des Faltwerks durch die Windbelastung auf die Spannungsverteilung in Richtung zwei zu ermitteln, wird ein Vergleich herangezogen. Dabei soll die Differenz der Zugspannungen des

globalen FE-Modells mit jenen eines Einzelementes mit den gleichen Dimensionen, Lagerungsbedingungen und Einwirkungen bestimmt werden. Diese Differenz spiegelt die Faltwerkswirkung wider. Es werden die maximalen Zugspannungen am Einzelement im Punkt 1 mittels FE-Modellierung bestimmt. Die Zugspannungsdifferenz der beiden FE-Modelle beträgt schließlich $0,03kN/cm^2$.

Biegezugspannung in Feldmitte, in der Verbundebene (Punkt 2)

Dem Modell kann aus den vorher angeführten Gründen nicht die Biegezugspannung in der Verbundebene entnommen werden. Die Normalspannung σ_M wird nach 5.4.2.1 übernommen. Die Schnittkraftermittlung wird wiederum am zweiten Element, auf halber Höhe, durchgeführt.

Lastfall	Normalspannung σ_{22} [kN/cm^2]
1.Eigengewicht	0
2.Wind	+1,06*
3.Quervorspannung	+0,07
4.Interne Längs-Vorspannung	0

Tabelle 5: Normalspannungen σ_{22} aus den verschiedenen Lastfällen; *Biegezugspannung aus 5.4.2.1

Der Spannungswert des Lastfalls Quervorspannung aus Tabelle 5 ist mit jenem aus Tabelle 4 des vorherigen Abschnittes ident, da die Spannungsverteilung aus der Quervorspannung über die Höhe des Glasquerschnittes konstant verteilt ist.

Biegezugspannung an der Einspannstelle (Punkt 3)

Die Biegezugspannung wird wiederum nach 5.4.2.1 übernommen, da das globale FE-Modell die gelenkige Verbindung der GBV-Elemente beinhaltet (5.4.1). Die Spannungsermittlung erfolgt am zweiten Element in halber Elementhöhe.

Lastfall	Normalspannung σ_{22} [kN/cm^2]
1.Eigengewicht	0
2.Wind	+1,45*
3.Quervorspannung	+0,07
4.Interne Längs-Vorspannung	0

Tabelle 6: Normalspannungen σ_{22} aus den verschiedenen Lastfällen; *Biegezugspannung aus 5.4.2.1

5.4.2.3 Glasscheibe unter kombinierter Beanspruchung, Normalspannung σ_{11}

Der Größtwert der Zugspannung tritt, wie schon in 5.4.2.2 behandelt, im zweiten GBV-Element in Feldmitte in Richtung zwei auf. Für eine spätere Bemessung aber kann die geringere Zugspannung in Richtung eins, bei abgeminderter Festigkeit im Einbindebereich, maßgebend werden. Die Zughauptspannung richtet sich, über die Höhe des Tragwerks verschieden aus; in Faltwerksmitte dominiert die lokale Biegebeanspruchung des Glases, die Hauptspannung richtet sich in die zweite Richtung aus. In Auflagernähe jedoch zeigt die Hauptspannung zunehmend in Richtung eins.

Es wird nun die Zugspannung im ersten GBV-Element, in FE-Element 279 am globalen FE-Modell ermittelt (Abbildung 83). Der Betrag der internen Längsvorspannung wird vernachlässigbar klein (Abbildung 84).

Die Spannungen des Glases zu Folge des Lastfalles Wind können aus dem Grund dem FE-Modell entnommen werden, da in Richtung eins der GB-Verbund zusätzlich zum Schubver-

bund zwischen den Scheiben wirksam wird und dieser als unverschieblich betrachtet wird. Das VS-Glas kann demnach als Vollquerschnitt behandelt werden.

Lastfall	Normalspannung σ_{11} [kN/cm^2]
1.Eigengewicht	-0,08
2.Wind	+0,6
3.Quervorspannung	0
4.Interne Vorspannung	0

Tabelle 7: Normalspannung σ_{11} aus den verschiedenen Lastfällen

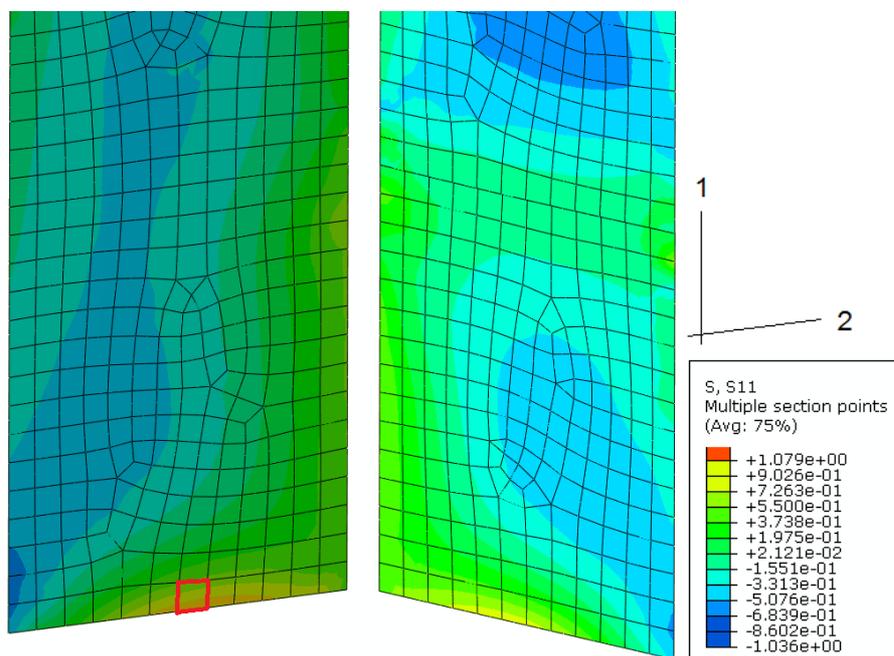


Abbildung 83: Normalspannung σ_{11} in Element Nr. 279 zufolge des Lastfalls Wind

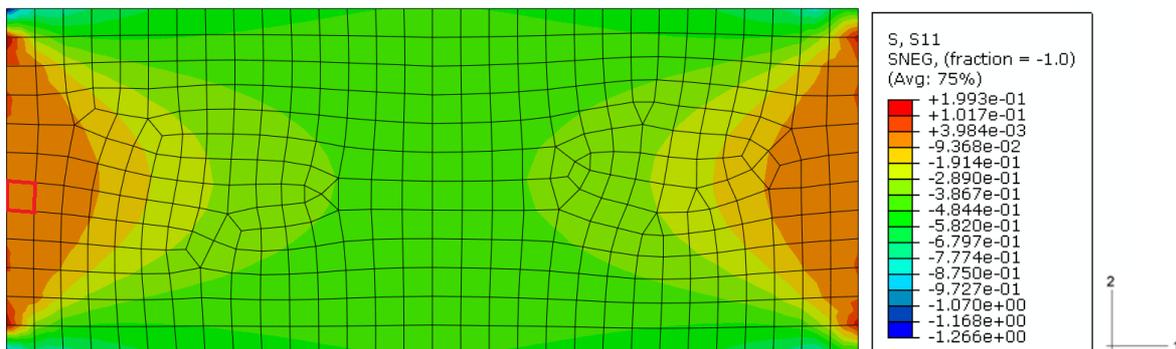


Abbildung 84: Normalspannung σ_{11} in Element 279 aus interner Spannbettvorspannung

5.4.3 Schnittgrößen in der Glas-Beton Verbindung

Verbund in Längsrichtung

Der Verbund wird in Längsrichtung durch die Lastfälle „Längsvorspannung“ sowie „Wind“ und „Eigengewicht“ beansprucht.

Schubspannung in Folge Vorspannung

Die Schubspannungen σ_{12} im Querschnitt in Folge der, im Verbund liegenden Vorspannung, werden in Abbildung 85 dargestellt. Es ergeben sich qualitativ hohe Spannungsspitzen im Anfangs- und Endbereich des Elementes. Der Verlauf der Schubspannungen in der Glas-Beton-Verbindung werden in Abbildung 86 dargestellt. Es zeigt sich, dass vor allem die ersten 20cm der Glas-Beton-Verbindung stark beansprucht werden.

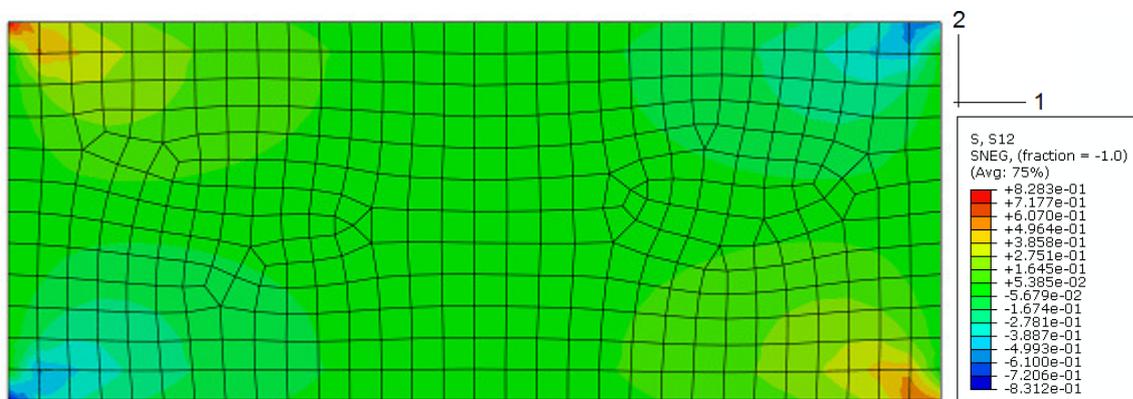


Abbildung 85: Schubspannungen σ_{12} im Einzelement zufolge der internen Längsvorspannung

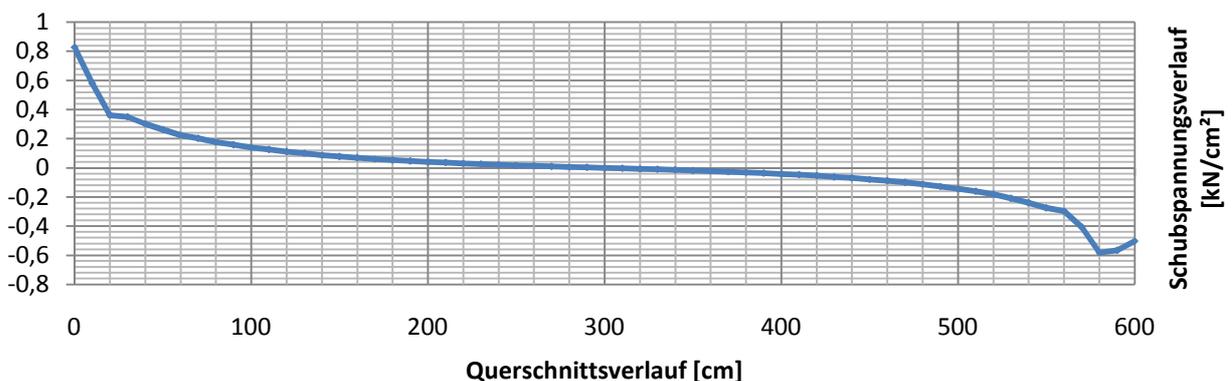


Abbildung 86: Schubspannungsverlauf σ_{12} in der Glas-Beton-Verbindung

Der Höchstwert der Schubspannung beträgt $0,81 \text{ kN}/\text{cm}^2$. Unter der Annahme dass die kritischen Spitzenspannungen umgelagert werden können, werden die maßgebenden Einwirkungen für den Verbund in Längsrichtung für alle Lastfälle für eine Verbundlänge von 20cm ermittelt und als Schubfluss $t_v = F/l$ definiert. Nach Abbildung 86 ist ersichtlich dass die Schubspannungen besonders in diesem Lasteinleitungsbereich die größten Werte annehmen; danach verflacht der Kurvenverlauf. Dabei wird die maßgebende Schubspannung σ_{12} in der Verbindung aufintegriert und durch die Verbundlänge dividiert. Somit erhält man jene gemittelte Schubkraft, die über den Verbund übertragen werden muss.

Nun weisen die „kurzen“ Elemente eine kürzere Verbundlänge bei gleichbleibender Vorspannkraft und Windbelastung auf, jedoch grenzen diese stets an die Endscheibe und sind somit mit einer Endeinbindung des Glassteiges ausgestattet, die sehr vorteilhaft für den Verbund wirkt, da das Glas seine Spannungen auch über Druckkontakt abgeben kann und der Verbund somit entlastet wird. Die Schnittgrößenermittlung wird demnach für die „langen“ Elemente durchgeführt. Die gemittelte Schubkraft für die ersten 20cm des Querschnitts nach Abbildung 86 wird, bei einer Glasdicke von 2,0cm mit $F_{PI} = 22,94kN$ ermittelt.

Der Schubfluss für die beschriebenen Verbundlänge folgt somit zu:

$$t_{VL,20} = \frac{F_{PI}}{l_{20}} \quad (29)$$

$$t_{VL,20} = \frac{22,94}{20} = 1,15kN/cm$$

Schubfluss in Folge kombinierter Belastung aus Wind und Eigengewicht

Die maßgebenden Schubbelastungen aus dem Lastfall Wind und Eigengewicht treten in jenen Elementen auf, die mit der Endscheibe gekoppelt (Bereiche größter Querkraft) sind. Für den Lastfall Wind wird die Schubspannung in der Glas-Beton-Verbindung des GBV-Elementes Nr.7 ermittelt.

Der Höchstwert der Schubspannung beträgt $0,41kN/cm^2$. Das Eigengewicht belastet in diesem Bereich des Faltenwerks die GB-Verbindung nicht. Unter Berücksichtigung der Scheibendicke ergibt sich der Schubfluss, bei konstanter Schubspannung, zu:

$$t_{WL} = 0,41 \cdot 2 = 0,82kN/cm$$

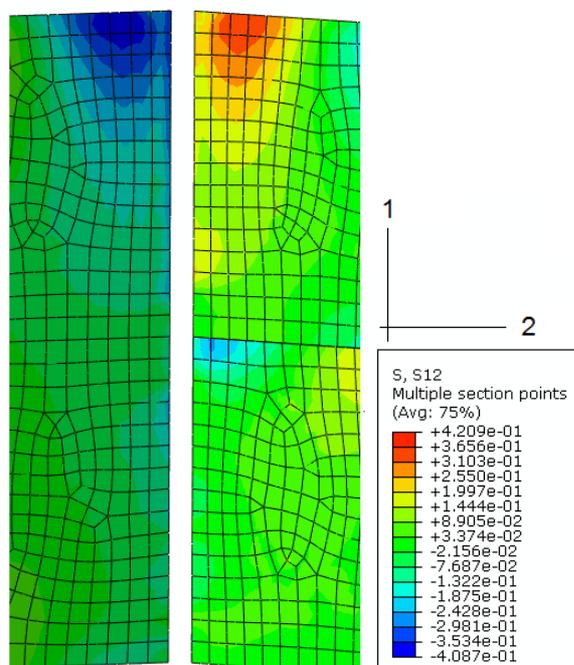


Abbildung 87: Schubspannungen σ_{12} in GBV-Element 7 (links) und 3 (rechts)

Lastfall	Schubfluss t [kN/cm]
1.Eigengewicht	0
2.Wind	0,82
3.Interne Vorspannung	1,15
4.Quervorspannung	0

Tabelle 8: Schubflüsse in Folge der Lastfälle

Verbund in Querrichtung

Auf die Ermittlung der Schnittgrößen des Verbundes in Querrichtung wird bis auf die Darstellung in Abbildung 81 und die dazugehörige Berechnung verzichtet, da keine erheblichen Belastungen in Vergleich zur Längsrichtung auftreten.

5.4.4 Spannungen in den Gurten

Wie schon in 5.4.1. angemerkt werden die Vorspannungen dergestalt gewählt, dass die Zugspannungen in den GBV-Elementen möglichst überdrückt werden. Die Spannungen im Beton, in Folge der einzelnen Lastfälle, ergeben sich maßgebend im Gurt des fünften Elementes, im Solid Element 12. Das Maximum der Zugnormalspannung wird in der Verbindung des beschriebenen Gurtes zum Gurt des Elementes Nr. 2 erreicht.

Lastfall	Hauptspannung [kN/cm ²]
1.Eigengewicht	-0,17
2.Wind	+/-0,95
3.Interne Vorspannung	-0,85

Tabelle 9: Spannungen σ_{11} im FE-Element 12 des GBV- Elementes 5

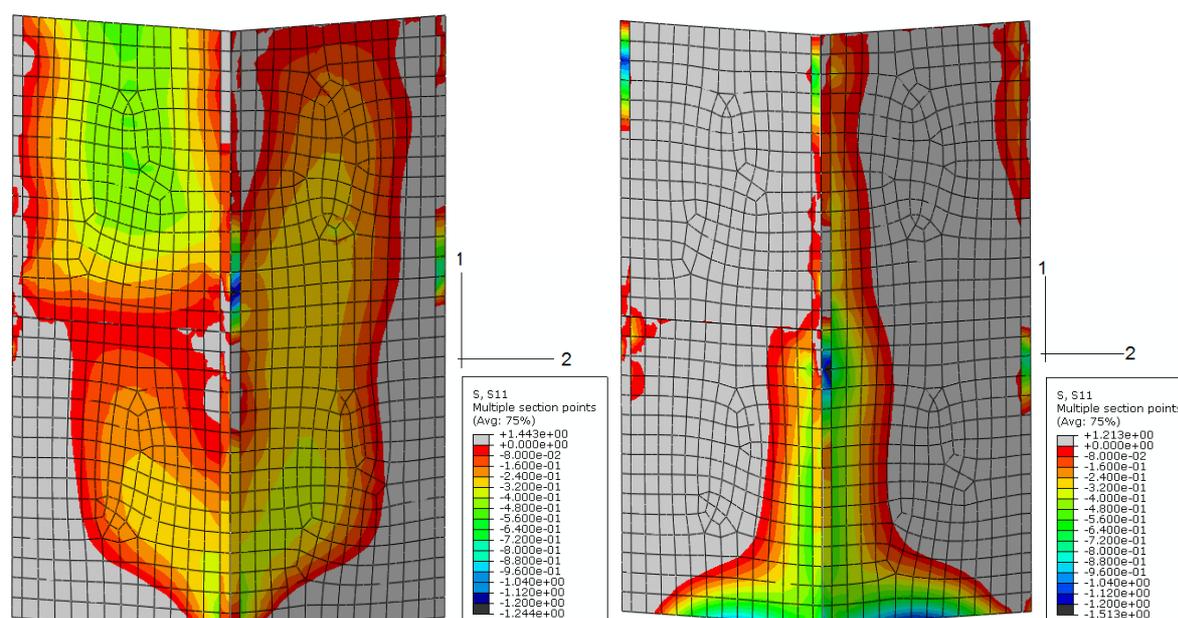


Abbildung 88: Normalspannung σ_{11} im FE-Element 12 im Beton zufolge der Einwirkung Wind an der Glasoberseite (links) und Glasunterseite (rechts)

Im dargestellten Spannungsplot (Abbildung 88) werden die Drucknormalspannungen im Tragwerk dargestellt. Der un stetige Verlauf in den Gurten ist auf die punktweise Verbindung in Folge der idealisierten Verschraubung zurückzuführen. Es werden ferner die Druckspannungen an der Oberseite und Unterseite des Glases betrachtet, da die lokale Windbiegung einen Einfluss auf die Größe dieser Normalspannungen hat. Der betrachtete Gurt stellt einen „Druckgurt“ dar, die links und rechts davon gezeigten Gurte, die „Zuggurte“ des Faltrwerks. Die Spannungen aus der internen Vorspannung werden, wie beschrieben, nach Abbildung 84 ermittelt. Um ein besseres Verständnis für den Kraftfluss im Tragwerk zu erhalten, wird in Abbildung 89 ein Ausschnitt dargestellt.

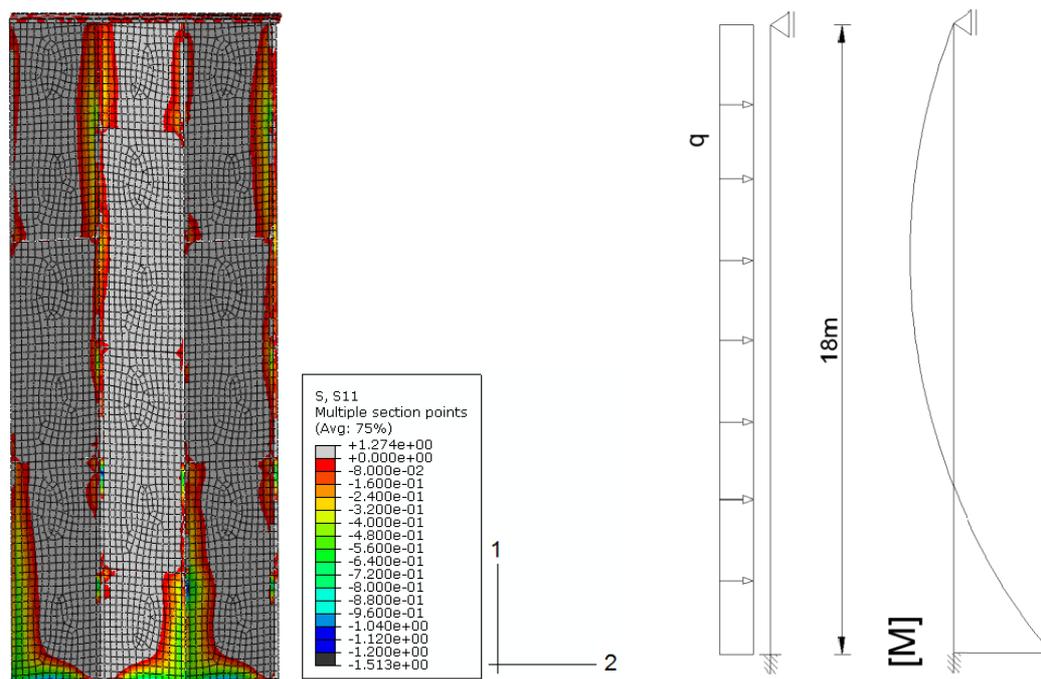


Abbildung 89: Drucknormalspannungsverlauf σ_{11} über die Höhe des Tragwerks an der Glasunterseite (links) und zugehöriger Momentenverlauf (rechts)

Wie in der gezeigten Darstellung ersichtlich, kommt es über die Höhe des Tragwerks zu einem Spannungswechsel in den Gurten. Dies wird bedingt durch das statische System des Faltrwerks. Wie nach Abbildung 98 (rechte Grafik) ersichtlich, hat der Momentenverlauf einen Nulldurchgang. Dies muss nun auch am System einen Spannungswechsel mit sich bringen.

5.4.5 Auflagerreaktionen

Die Auflagerreaktionen des Faltrwerks werden direkt dem Modell entnommen. Sie stellen charakteristische Größen dar und werden als Gesamtreaktionskraft der, an der Gründung verschraubten Endscheibe ermittelt. Die maximalen Werte werden an den Auflagerpunkten des ersten Elementes erreicht. Auflagerkräfte in Richtung des Faltrwerks (Druckauflagerkräfte) werden positiv gekennzeichnet, jene entgegen des Faltrwerks (Zugauflagerkräfte) werden negativ gekennzeichnet. Die Zeitachse der Abbildung 90 und Abbildung 91 entspringen dem Rechenwesen des Programms Abaqus. Die Einheit Zeit ist hier keine reelle Größe, definiert aber die unterschiedlichen Belastungsschritte (Steps).

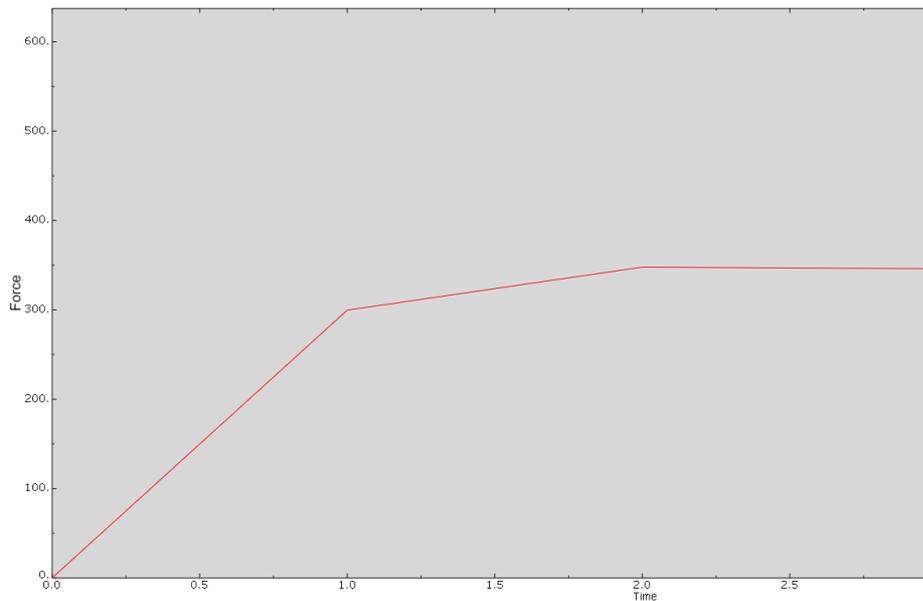


Abbildung 90: Auflagereaktionen des ersten Elementes im Druckbereich des GBV-Elementes

Folgende maximalen Reaktionskräfte (Summe der Knotenpunkte) ergeben sich für Winddruck:

Step1: Windbelastung ($t = 0,0 - 1,0$) $F_W = 299,7kN$

Step2: Eigengewicht ($t = 1,0 - 2,0$) $F_G = 48,16kN$

Step3: Quervorspannung ($t = 2,0 - 3,0$) $F_{PQ} = 0kN$

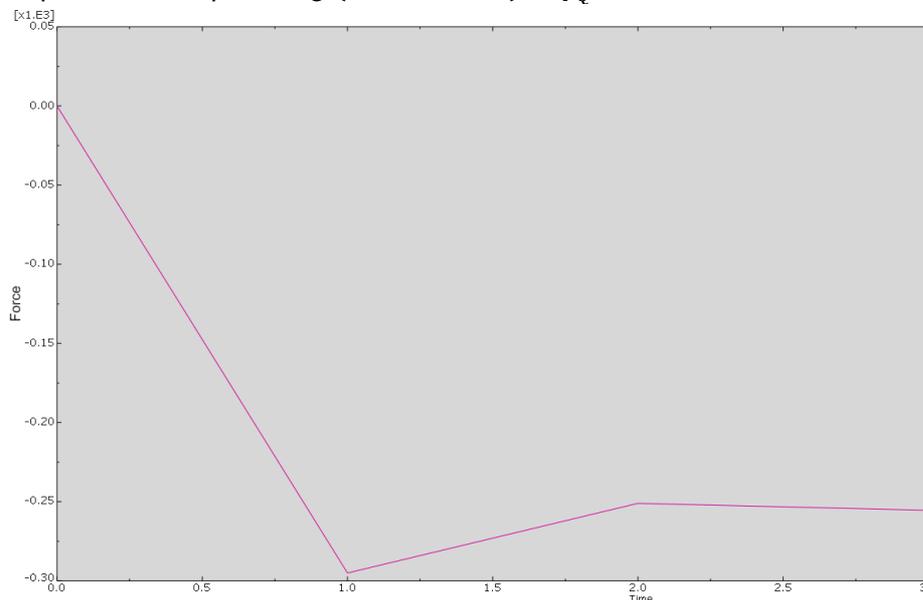


Abbildung 91: Auflagereaktionen des ersten Elementes im Zugbereich des GBV-Elementes

Folgende Reaktionskräfte (Summe der Knotenpunkte) ergeben sich für Windzug:

Step1: Windbelastung ($t = 0,0 - 1,0$) $F_W = -297,0kN$

Step2: Eigengewicht ($t = 1,0 - 2,0$) $F_G = 49,5kN$

Step3: Quervorspannung ($t = 2,0 - 3,0$) $F_{PQ} = 0kN$

Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ergeben sich somit folgende Belastungen für die

Gründung:

Druckseite:

$$F_{D,gesamt} = |299,7 + 48,16| = 347,86kN \quad (\text{wirkt nach unten})$$

Zugseite:

$$F_{Z,gesamt} = |-297,0 + 49,5| = 247,5kN \quad (\text{wirkt nach oben})$$

5.4.6 Stabilität

Die Berechnung der Schallschutzwand auf Stabilität basiert auf der Untersuchung eines GBV-Elementes hinsichtlich Beulgefährdung der Glasscheiben. Es soll, anhand eines FE-Modells ein Lastsicherheitsfaktor ermittelt werden, d.h. ein Vergleich zwischen den einwirkenden Belastungen und jener kritischen Last, die zum Versagen des Systems führt.

Um nun den Effekt der reduzierten Schubsteifigkeit auch in der Stabilitätsberechnung näherungsweise zu berücksichtigen, wird eine äquivalente Scheibendicke $t_{G,\ddot{a}q.}$ berechnet. Dies erfolgt aus einem Vergleich der Verformungen zweier Einfeldträger. Dabei wird die Verformung f_w des Systems aus 5.4.2.1 der Verformung eines Einfeldträgers mit Vollquerschnitt und einer dementsprechenden Ersatzdicke gleichgesetzt.

$$f_w = f \tag{30}$$

$$f_w = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{E \cdot I} \tag{31}$$

mit

$$q = 1,587 \cdot 10^{-2} \frac{kN}{cm^2 \cdot m}$$

$$f_w = 3,89cm/m \dots \text{nach 5.4.2.1}$$

$$l = 270cm$$

$$E = 7000kN/cm^2$$

$$b = 100cm$$

$$I = \frac{b \cdot d^3}{12} \tag{32}$$

Aus Gl. (30) eingesetzt in Gl. (31) und Gl. (32) folgt:

$$t_{G,\ddot{a}q.} = \sqrt[3]{\frac{60 \cdot q \cdot l^4}{f_w \cdot E \cdot b \cdot 384}} = 1,69cm$$

Das Modell wird mit einer Glasstärke von 17mm erstellt; die reduzierte Dehnsteifigkeit wird dabei in Kauf genommen.

Die Beulberechnung wird mit der erweiterten *Riks Method* von Abaqus® durchgeführt. Dieser Algorithmus erlaubt eine geometrische nichtlineare Berechnung (Theorie großer Verformungen) und kann wie folgt beschrieben werden:

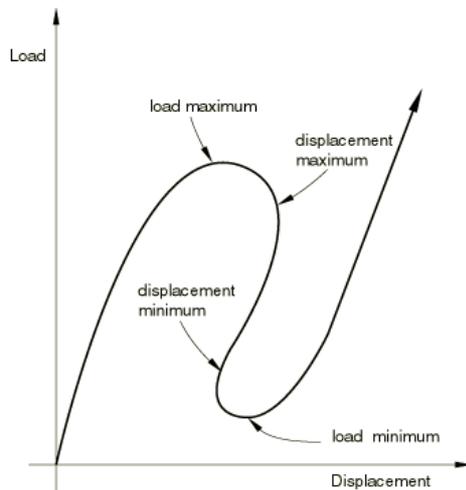


Abbildung 92: Typisches Stabilitätsproblem [Abaqus Documentation]

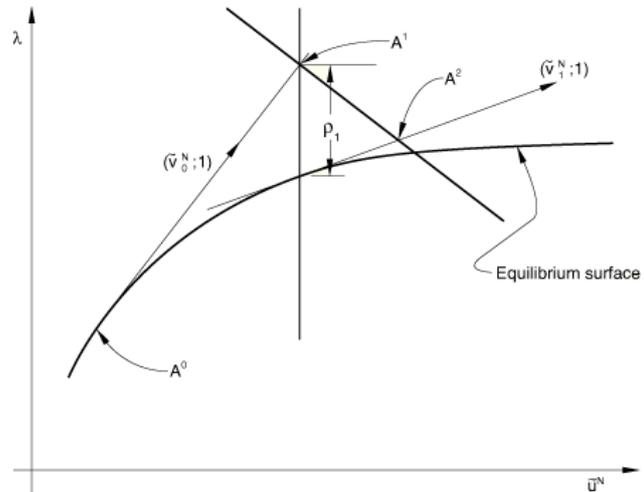


Abbildung 93: Modifizierter Riiks-Algorithmus [Abaqus Documentation]

Die *Riks*-Methode betrachtet die aufgebrachte Last als unbekannt und steigert diese stets proportional. Nun wird eine Differentialgleichung gleichzeitig für die Last und die Verschiebung gelöst. Diese lautet:

$$K_0^{NM} \cdot v_0^M = P^N \quad (33)$$

mit

K ...Steifigkeitsmatrix

v ...Eigenvektoren

P ...Belastung

N, M ...Freiheitsgrade des Systems

Es wird nun ein neuer Begriff eingeführt, „the Arc Length“ (die Bogenlänge). Diese beschreibt nun jene Steigerung am Last-Verformungspfad nach der laut Gl. (33) ein Gleichgewicht gefunden werden kann. Dieser Algorithmus, der iterativ durchgeführt wird, beschreibt Lösungen unabhängig davon, ob die Reaktion des Systems stabil oder instabil ist. Deshalb ist es möglich, nach jeder Iteration Schnittkräfte aus dem Programm auszulesen, was für die folgende Stabilitätsuntersuchung im Zusammenhang mit den einhergehenden Glasspannungen von Vorteil ist.

Mit Hilfe dieses Algorithmus wird die Stabilitätsberechnung in Abaqus® durchgeführt. Die Belastungen, die auf das Beulelement wirken, setzen sich zusammen aus den Längsvorspannkräften P_l , den Quervorspannkräften P_Q , der Querkraft aus dem Gesamtsystem sowie des lokalen Winddrucks (Abbildung 94).

Die Beulgefahr für dieses Einzelement ist mit den gewählten Lagerbedingungen höher als im eingebauten Zustand im Falwerk, da im Gesamtsystem die Elemente jeweils miteinander verschraubt sind und somit ein Stabilitätsversagen erschwert wird.

Jedoch soll an diesem Einzelement, auf der sicheren Seite liegend, eine Aussage über die Beulgefährdung getroffen werden.

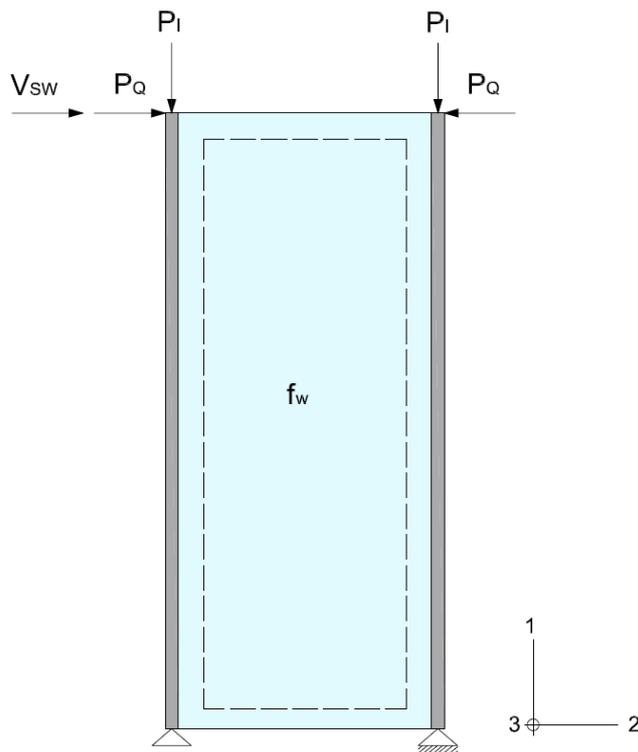


Abbildung 94: Statisches System des Beulelementes

Die Beulberechnung wird am fünften GBV-Element der Schallschutzwand durchgeführt, da die einwirkende Querkraft aus der Systemwirkung dort ein Maximum bildet. Der Querkraftverlauf wird wie folgt bestimmt:

Das Tragwerk wird als einseitig eingespannter, 18m langer Einfeldträger nach Abbildung 95 idealisiert. Die Einspannung wird deshalb angesetzt, da das Tragwerk in Realität an der Gründung verschraubt wird und diese Verschraubung mit der Faltwerkstiefe von 1,35m einer Einspannung gleichkommt. Die Endscheibe am oberen Ende des Tragwerks stellt mit ihrer Biegesteifigkeit, ein idealisiertes verschiebliches Auflager dar.

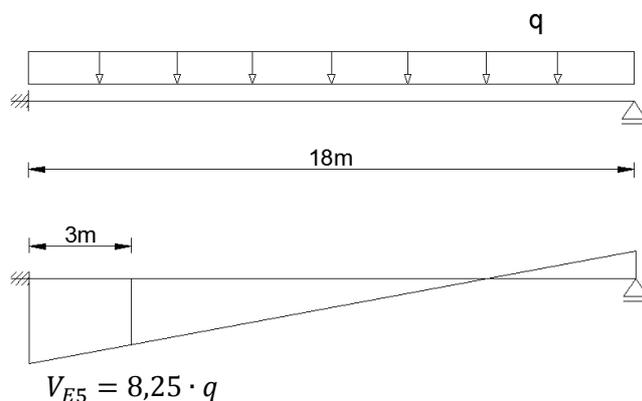


Abbildung 95: Querkraftverlauf am 18m hohen Tragwerk

Die vorhandene Querkraft wird am Faltwerkstreifen der Elemente eins, zwei drei und vier des Gesamtsystems (siehe Abbildung 73) ermittelt.

Die Einflussbreite des Windes für diesen Falterwerksstreifen ergibt sich zu:

$$e = 2,70m \cdot \cos(30) = 2,34m$$

Die Querkraft, die aus der Windbelastung resultiert, folgt nach Abbildung 95 zu:

$$V_w = 8,25 \cdot q \cdot e \quad (34)$$

mit

$$q = 1,587kN/m^2$$

$$e = 2,34m$$

$$l = 18,0m$$

$$V_w = 8,25 \cdot 1,587 \cdot 2,34 = 30,63kN$$

Um nun die entsprechende Schnittgröße für den Verbund zu erhalten, muss diese globale Querkraft in die Scheibenebene umgerechnet werden. Da die Querkraft für eine Einflussbreite von $2,34m$ errechnet wird, wirkt sie zur Hälfte auf die Nachbarelemente. Da aber von diesen genauso die halbe Querkraft wirkt, bleibt in Summe die Querkraft erhalten.

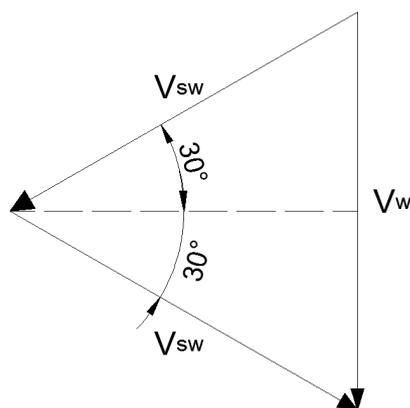


Abbildung 96: Kraftskizze Querkraftaufteilung

Die Querkraft in Scheibenebene V_{sw} ergibt sich dementsprechend zu:

$$V_{sw} = \frac{2}{2} \cdot \frac{V_w}{\sin(30)} \quad (35)$$

$$V_{sw} = \frac{30,6}{\sin(30)} = 61,2kN$$

Die Vorspannkraften werden wie beschrieben mit $P_I = 300kN$ und $P_Q = 260kN$ angesetzt. Wobei die Quervorspannkraft die Kraftsumme für den Spannstab darstellt, auf ein Element wirken dementsprechend $130kN$. Um nun die kritische Beullast zu erhalten, wird im Programm Abaqus® die Vorspannung P_I als konstante Kraft auf das Element aufgebracht. Die Quervorspannkraft P_Q wird durch die Abkühlung der Spannstathelemente generiert. In einem 2. Schritt erfolgt die Belastung durch die Querkraft V_{sw} sowie den Wind f_w als veränderliche Lasten. Anschließend wird die Bogenlänge im *Riks*-Step sukzessive gesteigert, bis ein Stabilitätsversagen eintritt (siehe *Riks*-Algorithmus).

Die Berechnungsschritte können wie folgt dargestellt werden:

Step 1: *STATIC* - Konstante Lasten

$$P_I = 300\text{kN}$$

$$P_Q = 130\text{kN}$$

Step 2: *MODIFIED RIKS* - Veränderliche Lasten

$$V_{SW} = 61,2\text{kN}$$

$$f_W = 1,587\text{kN/m}^2$$

Ergebnisse:

Es zeigt sich, dass unter der Einwirkung der vollen Vorspannkräfte, die maximale Verformung am oberen freien Glasrand auftritt. Die Verformungsfigur beschreibt ein lokales Ausbeulen unter der Last. In Abbildung 97 wird die verformte Figur des GBV-Elementes gezeigt.

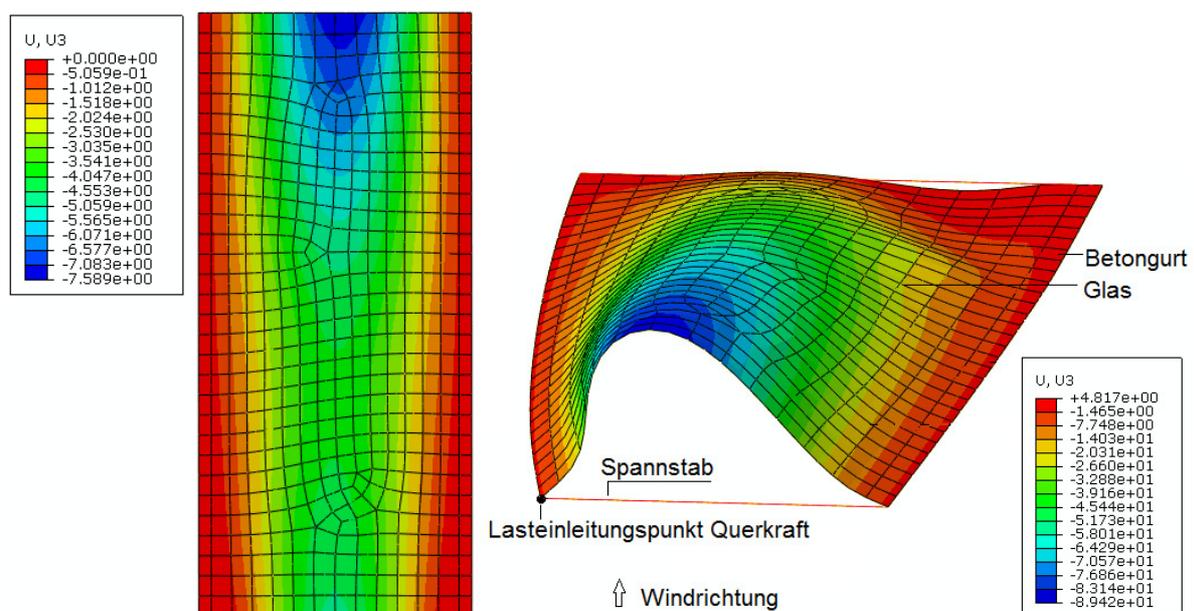


Abbildung 97: Verformungsfigur U3 bei Increment 18 (maximale Auslenkung in *Node* 702; links) und verformte Figur U3 in Ansicht bei Increment 33 (maximale Auslenkung in *Node* 702; rechts)

Wie in der folgenden Abbildung 98 erkennbar ist, steigt die Querkraft progressiv bis zu einer Verformung von ca. 10cm, anschließend beschreibt die Kurve einen flacheren Verlauf; die Verformung nimmt auch ohne große Querkraftsteigerung stark zu. Der Kurve hat ab dem Wendepunkt keine Praxisrelevanz mehr, da die Verformung mit 1m schon zu groß wird.

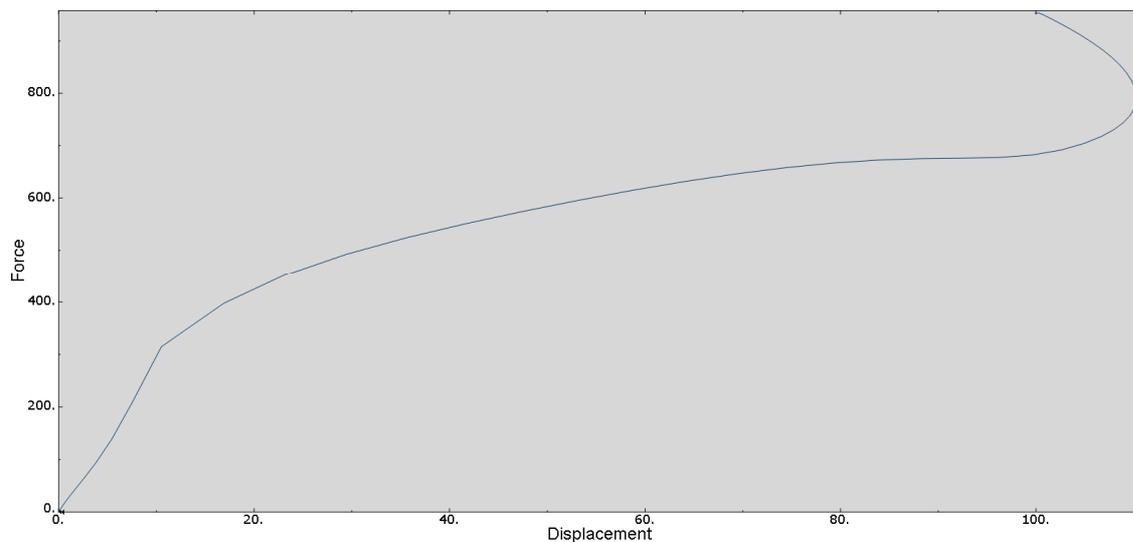


Abbildung 98: Zusammenhang einwirkende Querkraft im Lasteinleitungspunkt und maximale Verformung in Node 702

Zur Überprüfung der erhaltenen Ergebnisse mit der *Riks*-Methode wird eine *Buckle* Untersuchung am selben Element mit denselben Lasten durchgeführt. Das, in Abaqus® implementierte *Buckle*-Modul ermittelt die Beullast insofern, als dass jene kritische Last ermittelt wird, bei der die Steifigkeitsmatrix singular wird. Es wird somit ein Verzweigungsproblem betrachtet. Im Unterschied zum *Riks*-Step, werden bei dieser Berechnungsmethode keine Querkräfte berücksichtigt. Damit hat der Wind keinen Einfluss auf die Größe der kritischen Beullast. Als Ergebnis der *Buckle*-Berechnung folgt ein Lastverzweigungsfaktor der ersten Eigenform von 3,06. Dies bedeutet, die aufgebrachte Querkraft von $83,65\text{ kN}$ kann dreimal so groß werden, bevor ein Stabilitätsversagen eintritt. Einer Empfehlung des Programmes Abaqus nach, soll jedoch bei nahe beieinanderliegenden Eigenformen die *Riks*-Methode verwendet werden, da diese bei imperfektionsanfälligen Strukturen bessere Ergebnisse liefert. Da die zweite und dritte Eigenform 3,8 und 5,8 nahe der ersten liegen, wird der Empfehlung gefolgt. Diesen Überlegungen entsprechend kann festgestellt werden, dass die kritische Beullast nach Abbildung 98, in einem Bereich von über 400 kN liegt. In Abbildung 99 wird der Zusammenhang von Querkraft und Spannung im Punkt der maximalen Verformung (*Node 702*) dargestellt. Dieser Zusammenhang wird für die Bemessung im folgenden Teil der Arbeit benötigt.

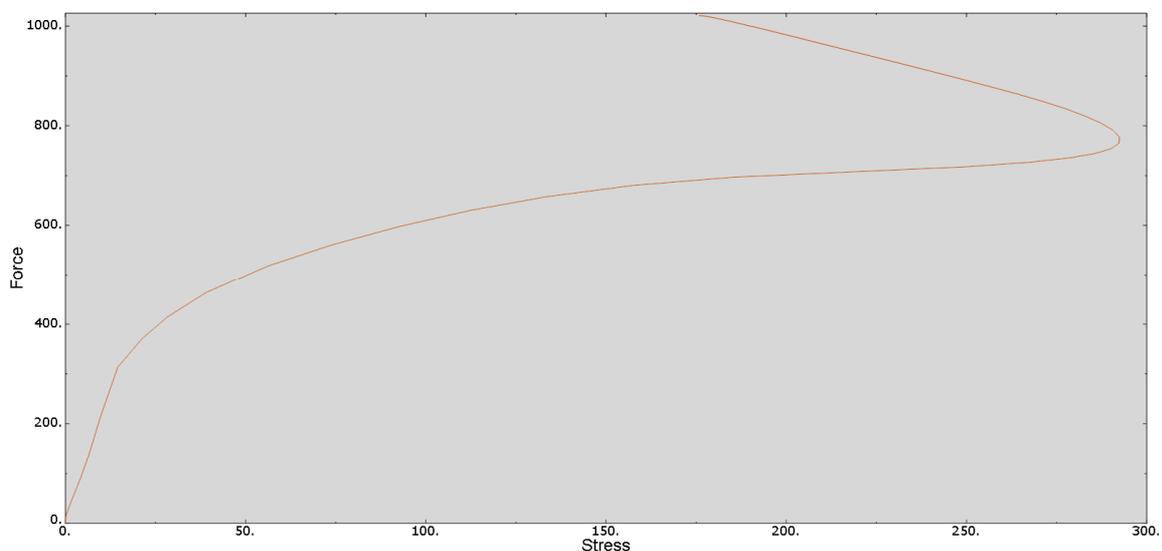


Abbildung 99: Zusammenhang einwirkende Querkraft im Lasteinleitungspunkt und Hauptzugspannung in Node 702

5.5 Bemessung

Für die folgenden Bemessungssituationen werden die Bemessungswerte der einzelnen Lastfälle wiedergegeben und tabellarisch mit den nachfolgend dargestellten Teilsicherheitsbeiwerten und Kombinationsbeiwerten multipliziert. Die resultierenden Designeinwirkungen werden, bezüglich des betrachteten Grenzzustandes, superponiert und dem Bemessungswert des Widerstandes gegenübergestellt.

Die Kombinationsregel im Grenzzustand der Tragfähigkeit lautet nach [12]:

Grundkombination:

$$E_d = E \left[\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_p \cdot P_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \right] \quad (36)$$

Die Kombinationsregel im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit lautet nach [12]:

Seltene Kombination:

$$E_d = E \left[\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P_k + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \right] \quad (37)$$

E_d ...Bemessungswert der Einwirkung

$\gamma_G = 1,35$...Teilsicherheitsbeiwert für ungünstig wirkende ständige Lasten

$\gamma_G = 1,0$...Teilsicherheitsbeiwert für günstig wirkende ständige Lasten

$\gamma_Q = 1,5$...Teilsicherheitsbeiwert für ungünstige wirkende veränderliche Einwirkungen

$\gamma_Q = 0$...Teilsicherheitsbeiwert für günstige wirkende veränderliche Einwirkungen

$\gamma_p = 1,0$...Teilsicherheitsbeiwert für Einwirkungen in Folge Vorspannung

G_k ...charakteristische Werte der ständigen Einwirkungen

P_k ...charakteristischer Wert der Vorspannung

$Q_{k,1}, Q_{k,i}$...charakteristische Werte der ersten bzw. weiteren veränderlichen Einwirkungen

5.5.1 Glas

Die Bemessung des Glases erfolgt im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) für die Grundkombination. Um die Einheitlichkeit im Dokument zu wahren, werden, anstatt des wie in [11] beschriebenen Nachweises der zulässigen Spannungen, die Auswirkungen der Einwirkungen E den Widerständen des Materials R im Sinnen des Eurocodes gegenübergestellt.

$$E_d \leq R_d \quad (38)$$

$$R_d = \frac{f_k \cdot k_{mod} \cdot k_b}{\gamma_m} \quad (39)$$

$$R_d = \frac{1,0 \cdot 1,0 \cdot 7,0}{1,5} = 4,67 \text{ kN/cm}^2$$

$$R_{d,emall.} = \frac{1,0 \cdot 1,0 \cdot 4,0}{1,5} = 2,67 \text{ kN/cm}^2$$

mit

R_d ... Bemessungswert des Widerstandes

$f_k = 7,0 \text{ kN/cm}^2$... Charakteristischer Biegezugfestigkeitswert für TVG

$f_{k,Emall.} = 4,0 \text{ kN/cm}^2$... Charakteristischer Biegezugfestigkeitswert für emailliertes TVG

$k_{mod} = 1,0$... Abminderungsfaktor für mittlere und kurze Einwirkungsdauer (Wind) und TVG

$k_b = 1,0$... Abminderungsfaktor nach Art der Beanspruchung (Plattenbeanspruchung)

$\gamma_m = 1,5$... Teilsicherheitsbeiwert der Widerstandsseite für TVG, VSG

E_d ... Bemessungswert der Einwirkung

Für den Nachweis im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit darf der Bemessungswert der Beanspruchung den Nennwert des Gebrauchstauglichkeitskriteriums nicht überschreiten, es folgt:

$$E_d \leq C_d \quad (40)$$

$$C_d = \frac{l_{max}}{250} \quad (41)$$

Für den Nachweis lokaler Glasverformungen wird in [11] folgende Bedingung gestellt:

Für 2-seitige Lagerung von Vertikalverglasung ist eine Durchbiegungsbegrenzung von $\frac{1}{50}$ der freien Kante einzuhalten.

Abmessungen der Glasscheibe:

$$b = 100 \text{ cm (idealisiert)}$$

$$t_g = 2 \text{ cm}$$

Die Materialeigenschaften des Glases sind in 4.1.2 dargestellt.

Biegezugspannung in Feldmitte am Biegerand (Punkt 1)

Wie in 5.4.2.2. angeführt, wird die Zugspannung des Lastfalls Wind aus der Systemwirkung einem Größenwert von $0,03\text{kN/cm}^2$ ermittelt. Da diese Systemwirkung einem veränderlichen Lastfall entspringt, wird der Teilsicherheitsbeiwert 1,5 gewählt. Die Spannungen ergeben sich nach 5.4.2.2, den Lastfällen entsprechend zu:

Lastfall	Normalspannung σ_{22} [kN/cm ²]	γ	$E \cdot \gamma \cdot \psi$
1.Eigengewicht	0	1,35	0
2.Wind	+2,53	1,50	3,8
3.Quervorspannung	+0,07	1,0	0,07
4.Interne Längs-Vorspannung	0	1,0	0
5. Systemwirkung	+0,03	1,5	0,045
			$\Sigma = 3,92$

Tabelle 10: Spannungswerte der Lastfälle nach 5.4.2.2

Der Nachweis der Biegezugspannung lautet nach Gl. (37):

$$E_d = 3,92\text{kN/cm}^2 \leq R_d = 4,67\text{kN/cm}^2$$

Biegezugspannung in Feldmitte, in der Verbundebene (Punkt 2)

Die Schnittgrößen ergeben sich nach 5.4.2.2, den Lastfällen entsprechend zu:

Lastfall	Normalspannung σ_{22} [kN/cm ²]	γ	$E \cdot \gamma \cdot \psi$
1.Eigengewicht	0	1,35	0
2.Wind	+1,06	1,50	1,59
3.Quervorspannung	+0,07	1,0	0,07
4.Interne Längs-Vorspannung	0	1,0	0
			$\Sigma = 1,66$

Tabelle 11: Spannungswerte der Lastfälle nach 5.4.2.2

Der Nachweis der Biegezugspannung lautet nach Gl. (37):

$$E_d = 1,66\text{kN/cm}^2 \leq R_{d,email.} = 2,67\text{kN/cm}^2$$

Biegezugspannung an der Einspannstelle (Punkt 3)

Die Schnittgrößen ergeben sich nach 5.4.2.2, den Lastfällen entsprechend zu:

Lastfall	Normalspannung σ_{22} [kN/cm ²]	γ	$E \cdot \gamma \cdot \psi$
1.Eigengewicht	0	1,35	0
2.Wind	+1,45	1,50	0,18
3.Quervorspannung	+0,07	1,0	0,07
4.Interne Längs- Vorspannung	0	1,0	0
			$\Sigma = 2,25$

Tabelle 12: Verformung des einzelnen GBV-Elementes aus Windbelastung nach 5.4.2.1

Der Nachweis der Biegezugspannung lautet:

$$E_d = 2,25 \text{ kN/cm}^2 \leq R_{d, email} = 2,67 \text{ kN/cm}^2$$

Verformungsnachweis

Der Verformungsnachweis gliedert sich in zwei Abschnitte; zum einen wird die lokale Scheibendurchbiegung in der Mitte des GBV-Elementes überprüft, zum anderen die Verformung des Gesamtsystems. Der Nachweis erfolgt im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit für die seltene Einwirkungskombination

Verformung des einzelnen GBV-Elementes:

Die Durchbiegung des Verbundglases folgt mit Berücksichtigung der Schubsteifigkeit des Verbundquerschnittes (Glas und PVP-Folie) nach 5.4.2.1 zu:

Lastfall	Verformung f [cm]	γ	$E \cdot \gamma \cdot \psi$
2.Wind	+3,89	-	3,89
			$\Sigma = 3,89$

Tabelle 13: Spannungswerte der Lastfälle nach 5.4.2.2

Der Nachweis der lokalen Verformung wird nach [11] berechnet und folgt zu:

$$E_d = 3,89 \text{ cm} \leq C_d = \frac{1}{50} \cdot 270 = 5,4 \text{ cm}$$

Verformung des gesamten Falterwerks:

Die Gesamtverformung des Falterwerks setzt sich zusammen aus der, im vorherigen Abschnitt ermittelten Verformung des Einzelelementes unter Windbelastung sowie der einsetzenden Systemwirkung des Gesamtsystems. Dem FE-Modell kann diese Gesamtverformung aus dem Grunde nicht entnommen werden, da darin die Schubsteifigkeit des Glasverbundquerschnittes nicht berücksichtigt wird. Daher wird wiederum mittels des in Kapitel 5.4.2.2 beschriebenen Vergleichs die Verformungen des Gesamtmodells aus der Systemwirkung ermittelt. Diese resultiert demnach zu $u_{3,system} = 0,36cm$ für den oberen freien Glasrand des zweiten GBV-Elementes (Abbildung 73). Der Richtungsunterschied zwischen den Punkten der Verschiebung wird vernachlässigt.

Lastfall	Verformung f [cm]	γ	ψ	$E \cdot \gamma \cdot \psi$
1.Wind (Systemwirkung)	+0,36	-	-	0,36
2.Wind (lokal)	+3,37	-	-	3,37
				$\Sigma = 3,73$

Tabelle 14: Lokale und globale Verformungen aus Windbelastung

Der Nachweis der gesamten Verformung folgt zu:

$$E_d = 3,73ccm \leq C_d = \frac{1}{250} \cdot 1800 = 7,2cm$$

5.5.2 Glas-Beton-Verbund

Um den in 5.4.2.4 ermittelten Schubflüssen für die Verbundfuge einen Festigkeitswert entgegenstellen zu können, wird die erhaltene Klemmkraft in 5.3.2 für den Querschnitt mit einem Reibbeiwert μ multipliziert.

Um nun einen realistischen Reibbeiwert zu erhalten, wird anhand einer FE-Berechnung die Klemmkraft der Verbundversuche nach Freytag (Abbildung 18) bestimmt. Unter Anwendung des Coulomb'schen Reibungsgesetzes kann anschließend, mit der aus dem Versuch ermittelten Schubfestigkeit, der Reibkoeffizient bestimmt werden.

Nachberechnung der Klemmkraft des Push-Out-Versuches (Kapitel 3.2.2):

Mit den in Abschnitt Abbildung 18 dargestellten Abmessungen des Versuchskörpers wird das FE- Modell erstellt und untersucht.

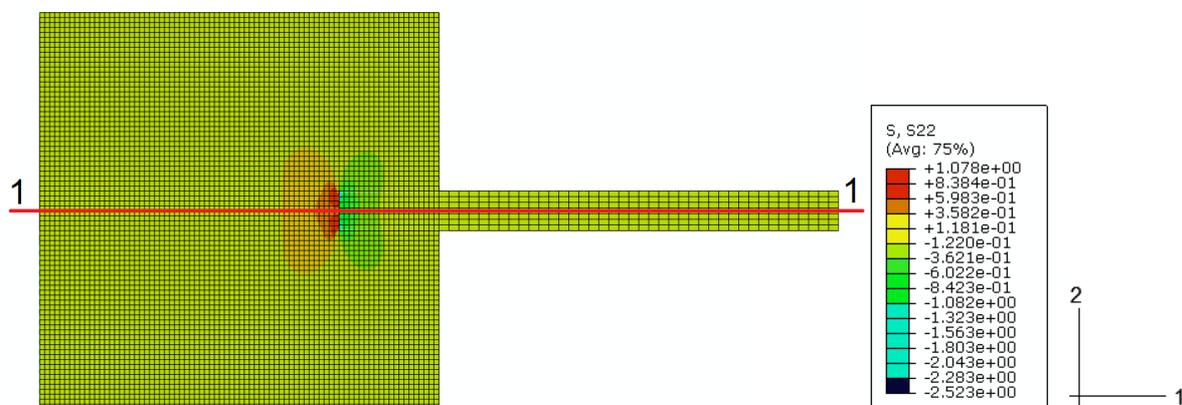


Abbildung 100: Normalspannung σ_{22} [kN/cm²] über den Schnittverlauf 1-1

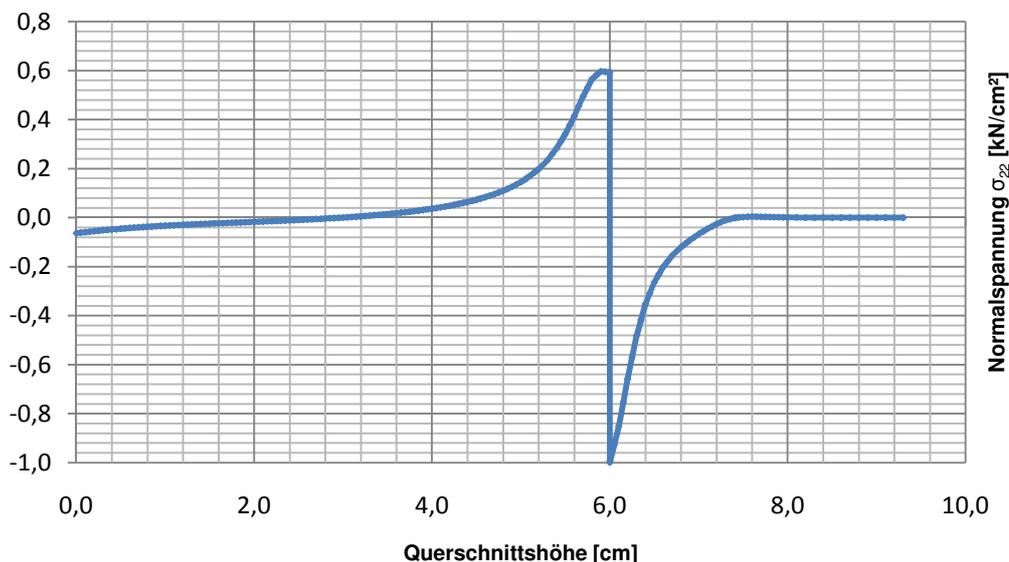


Abbildung 101: Kontaktspannungsverlauf σ_{22} im Schnitt 1-1

Die Fläche unter der Kurve im Druckspannungsbereich (Abbildung 101), die die Klemmkraft repräsentiert, wird mit $0,38\text{kN/cm}$ ermittelt. Bei doppelter Anwendung dieses Wertes aufgrund der vorhandenen zwei Kontaktflächen folgt die gesamte Klemmkraft schließlich zu $F_K = 0,77\text{kN/cm}$.

Mit Hilfe der von Freytag [1] bestimmten Schubfestigkeiten kann nun der Reibbeiwert bestimmt werden. Allerdings beinhalten diese Versuchsauswertungen auch die anfängliche Wirkung des Haftverbundes, daher muss zuerst die tatsächliche Schubfestigkeit ohne diese Größe abgeschätzt werden. Legt man eine Gerade (blaue Linie) in das Diagramm zur Schubverbundfestigkeit (Abbildung 102) und richtet diese nach den annähernd linearen Verlauf nach dem steilen Abfall (Überschreitung des „Haftens“) aus, kann eine Verbundspannung von $\tau_V \approx 4,8N/mm^2$ abgelesen werden.

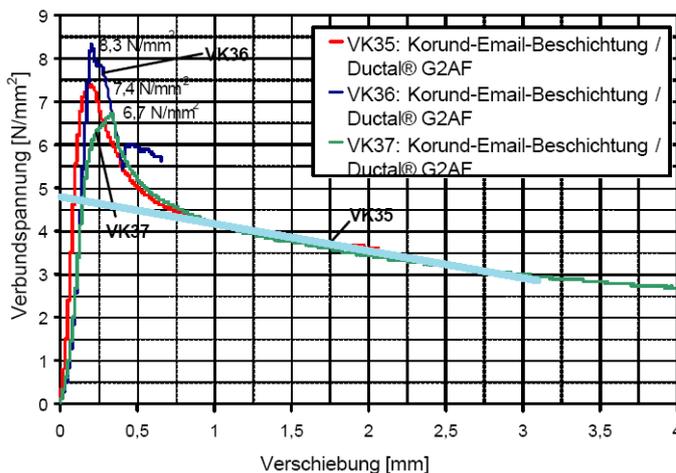


Abbildung 102: Ergebnisse zur Schubverbundfestigkeit [1]

Mit dieser abgeschätzten Schubspannung, die sich theoretisch in Folge der Reibung ohne Haften aufbauen muss, kann nun der Reibbeiwert ermittelt werden. Mit dem Coulomb'schen Reibungsgesetz folgt

$$\mu = \frac{F_R}{F_K} \quad (42)$$

mit

F_R ...Reibkraft

μ ...Reibbeiwert

F_K ...Klemmkraft

Aus [1] folgt:

$$A_{\text{Kontakt}} = 20 \cdot 1 \cdot 2 = 40mm^2$$

Die Schubkraft für einen Millimeter folgt entsprechend zu

$$\begin{aligned} V_{\text{kontakt}} &= \tau_V \cdot A_{\text{Kontakt}} \\ &= 4,8 \cdot 40 = 192N/mm \end{aligned}$$

Nach Gl. (42) folgt

$$\mu = \frac{192}{77} \approx 2,5[-]$$

Nun kann die Schubverbundfestigkeit durch die Multiplikation der, nach Abbildung 71 ermittelten Klemmkraft mit diesem Reibbeiwert und der Division durch einen Teilsicherheitsbei-

wert errechnet werden. Der Teilsicherheitsbeiwert wird, analog der Vorgehensweise in [27] für einen Zwischenwert von glatten bis rauen Beton-Schubfugen mit 1,5 bestimmt. Die Schubverbundfestigkeit folgt somit zu:

$$t_{VR,d} = \frac{\mu \cdot F_k}{\gamma_V} = \frac{2,94 \cdot 1,23}{1,5} = 2,41 \text{ kN/cm}$$

mit

$\gamma_V = 1,5$...gemittelter Teilsicherheitsbeiwert für Schubübertragung in der Schubfuge [27]

$\mu = 2,5$ [-]

$F_k = 1,23 \text{ kN/cm}$...Klemmkraft des Querschnittes nach Abbildung 71

Nachweis Verbund in Längsrichtung

Die Nachweise für den Verbund werden im Grenzzustand der Tragfähigkeit auf Schnittkraftbasis geführt. Der Schubfluss in Folge der Einwirkung aus der internen Längsvorspannung und jener in Folge der Windbelastung des Falterwerks und dessen Eigengewicht werden nach 5.4.2.4 folgendermaßen ermittelt:

Lastfall	Schubfluss t_L [kN/cm]	γ	ψ	$E \cdot \gamma \cdot \psi$
1. Eigengewicht	0,0	1,35	-	0,0
2. Wind	0,82	1,5	-	1,23
3. Interne Längs-Vorspannung	1,15	1,0	-	1,15
				$\Sigma = 2,38$

Tabelle 15: Schnittgrößen nach 5.4.2.4

Der Nachweis des Verbundes in Längsrichtung folgt zu:

$$E_{VL,d} \leq R_{VL}$$

$$2,38 \text{ kN/cm} \leq 2,41 \text{ kN/cm}$$

Nachweis Verbund in Querrichtung:

Auf die Nachweise für den Verbund in Querrichtung kann verzichtet werden. Es soll nur der Nachweis für die Richtigkeit der Annahmen in 5.4.2.1 erbracht werden. Bei der Berechnung der Schnittgrößen für die Biegezugspannung der Glasscheibe für den eingespannten Rand wird ein unverschieblicher Verbund als Voraussetzung genannt. Der Schubfluss in Querrichtung folgt nach Gl. (26) zu

Lastfall	Schubfluss t_Q [kN/cm]	γ	ψ	$E \cdot \gamma \cdot \psi$
1. Wind	0,58	1,5	-	0,87
				$\Sigma = 0,87$

Tabelle 16: Schnittgrößen nach 5.4.2.1

Unter der Annahme, dass die Verbundfestigkeit in Querrichtung gleich der in Längsrichtung ist, folgt der Nachweis zu:

$$E_{VL,d} \leq R_{VL} = R_{QL}$$

$$0,87 \text{ kN/cm} \leq 2,41 \text{ kN/cm}$$

5.5.3 Beton-Gurte

Die Bemessung wird an den, am höchsten belasteten Gurten, denen des fünften Elementes, durchgeführt. Die Spannungen für die jeweiligen Lastfälle ergeben sich nach 5.4.2.5 folgendermaßen:

Lastfall	Normalspannung σ_{11} [kN/cm^2]	γ	ψ	$E \cdot \gamma \cdot \psi$
1. Eigengewicht	-0,17	1,35	-	-0,23
2. Wind	+/-0,95	1,5	-	+/-1,425
3. Quervorspannung	0	1,0	-	0
4. Interne Längs-Vorspannung	-0,85	1,0	-	-0,85
				$\sum_{\text{Zug}} = 0,41$ $\sum_{\text{Druck}} = -2,51$

Tabelle 17: Spannungswerte nach 5.4.2.5

Zugspannungsnachweis:

Da ausreichend Spannbewehrung im Querschnitt vorhanden ist, kann auf einen Nachweis der Zugspannung im Beton verzichtet werden.

Druckspannungsnachweis:

Die Druckbemessung wird im Grenzzustand der Tragfähigkeit geführt.

Der Nachweis folgt nach [14] zu:

$$\sigma_{Ed} \leq \sigma_{Rd}$$

$$\sigma_{Rd} = f_{cd} = \frac{\alpha \cdot f_{ck}}{\gamma_c \cdot \gamma_c'}$$

$$f_{cd} = \frac{0,85 \cdot 16,5}{1,5 \cdot 1,25} = 7,48 \text{ kN/cm}^2$$

mit

$\alpha = 0,85[-]$...Dauerbelastungsbeiwert

$f_{ck} = 16,5kN/cm^2$...charakteristische Druckfestigkeit des hochfesten Faserbetons

γ_c ...Teilsicherheitsbeiwert für Beton

γ_c' ...Erhöhungsfaktor des Teilsicherheitsbeiwertes für hochfeste Faserbetone

$$\gamma_c' = \frac{1}{\left(1,1 - \left(\frac{f_{ck}}{500}\right)\right)} = 1,29[-]$$

mit

$$1,0 \leq \gamma_c' \leq 1,25$$

Aus dieser Bedingung folgt $\gamma_c' = 1,25[-]$

Der Druckspannungsnachweis lautet:

$$\sigma_{Ed} = 2,51kN/cm^2 \leq \sigma_{Rd} = 7,48kN/cm^2$$

5.5.4 Stabilität

Der Nachweis der Stabilität erfolgt als Nachweis am GBV-Einzelemente wie in Kapitel 5.4.6 beschrieben. Der Nachweis gegen Stabilitätsversagen gilt als erbracht, wenn die kritische Beullast über jener Last liegt, die bereits ein Glaszugspannungsversagen verursacht. In Abbildung 103 wird der Zusammenhang Querkraft-Zughauptspannung der Abbildung 99 vergrößert dargestellt und die charakteristische Biegezugfestigkeit von TVG, $7kN/cm^2$, eingetragen.

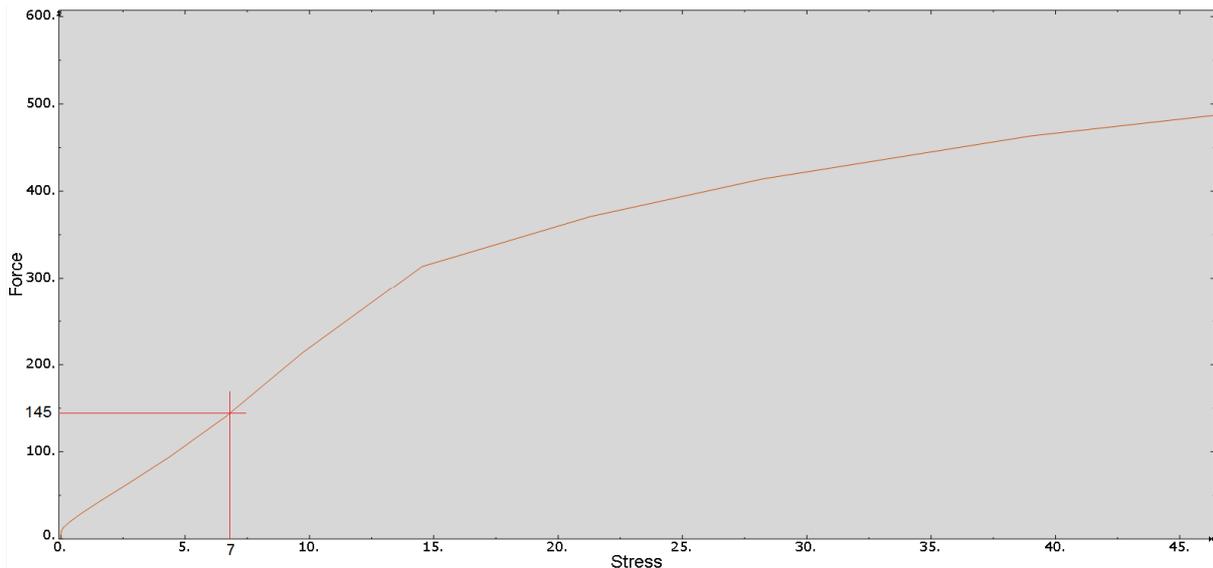


Abbildung 103: Skalierter Spannungs-Verformungsverlauf nach Abbildung 99

Aus dieser Darstellung geht hervor, dass die maximale Zughauptspannung bereits bei einer einwirkenden Querkraft von $145kN$ erreicht wird und damit weit unter der kritischen Beullast und über $400kN$ liegt. Ein Stabilitätsversagen kann somit, wie in Abbildung 104 veranschaulicht, ausgeschlossen werden.

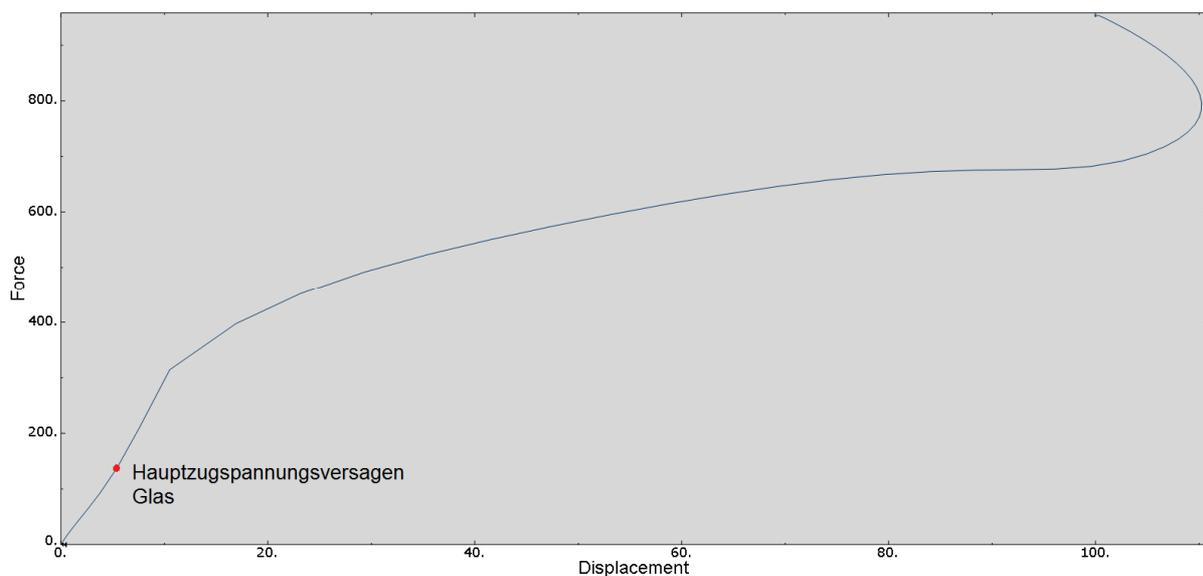


Abbildung 104: Vergleich des Hauptzugspannungsversagens mit der Verformungskurve des GBV-Elementes

6 Tragwerkstyp Stütze - Liftschacht

Der Tragwerkstyp Stütze eignet sich mit seiner hauptsächlich Lastabtragung über Normalkräfte sehr gut für eine Anwendung der GBV-Bauweise. Durch die Aufweitung des Querschnitts durch das Glas kann eine augenscheinlich sehr schlanke Konstruktion kreiert werden. Auch können die entstehenden Biegemomente sehr gut über den enormen Hebelarm, der durch den Abstand der beiden Betongurte entsteht, aufgenommen werden.

In der modernen Architektur besteht eine große Nachfrage an transparenten Liftschächten. Vor allem ältere Bauwerke müssen oft mit diesen Hebeanlagen für Personen nachgerüstet werden. Durch die Verwendung von Glas kann ein solcher „Schacht“ für das Transportmedium Aufzug auf eine sehr ästhetisch Art und Weise gestaltet werden. Bisher wird das Glas im Aufzugbau allerdings nur zum Raumabschluss eingesetzt, die Tragwirkung übernehmen vertikale Profile aus Stahl oder Aluminium, die wiederum, sofern der Liftschacht nicht direkt an ein Gebäude angebaut wird, durch Verbände oder horizontale Riegel ausgesteift werden. Durch den Einsatz der Glas-Beton-Verbundbauweise kann nun diese nicht immer erwünschte Aussteifungskonstruktion entfallen, da das Glas diese Aufgabe übernimmt. Es entsteht so eine sehr reine und klare Bauweise. Besonders bei freistehenden Bauwerken lässt sich eine sehr eindrucksvolle Wirkung erzielen.

Im folgenden Abschnitt wird eine Aufzug-Konstruktion in Anlehnung an Kapitel 5 beschrieben. In den Planungen wird der Liftschacht als Erweiterung an ein Gründerzeithaus am Felix-Dahn-Platz in Graz vorgesehen.



Abbildung 105: 3D- Animation des Liftschachtes am Gründerzeithaus

Das Gründerzeithaus erreicht eine Höhe von 7 Stockwerken, wobei in jedem Stockwerk ein Zugang vom Schacht zum Haus realisiert werden soll. Das Tragwerk ist freistehend geplant, daher müssen alle Belastungen über den Schacht abgetragen werden.

Bei der Untersuchung dieser Bauwerksform werden folgende Aspekte behandelt:

- Welche Lasten soll der Aufzugschacht übernehmen?
- Welcher Typus des Aufzugsystems eignet sich am besten?
- In welcher Form der Bauweise wird der Schacht realisiert?
- Welche Verbindungsmittel kommen zum Einsatz?
- Durch die Gefahr des Glasbruches kann es notwendig werden, einen Austausch von eventuell zerstörten Bauteilen vorzunehmen, wie kann ein Austausch aus wirtschaftlicher und technischer Sichtweise am einfachsten geschehen?

6.1 Stand der Aufzugtechnik

Im Aufzugbau können generell nach Art der Bewegung in folgende Typen unterschieden werden:

- Seilaufzug: Diese Art der Beförderung ist die älteste und zeichnet sich durch die Verwendung von Seilen zur Hebung und Senkung der Kabine aus.
- Hydraulikaufzug: Beim Hydraulikaufzug verrichten ein oder mehrere hydraulische Kolben die Hubarbeit. Zusätzlich kann noch zwischen direktem und indirektem Hebesystem unterschieden werden (Abbildung 106).
- Zahnstangenaufzug: Die Bewegung erfolgt bei diesem Antriebssystem mittels Zahnstange und Zahnrad. Diese Art des Aufzuges wird meist bei mobilen Einsatzorten wie Baustellen ec. verwendet.
- Als weitere Arten sollen noch der Vakuumaufzug (Unterdruck) sowie der seillose Aufzug (Magnetfeldprinzip) genannt werden, bis dato verfügen diese aber nur über eine sehr beschränkte Relevanz.

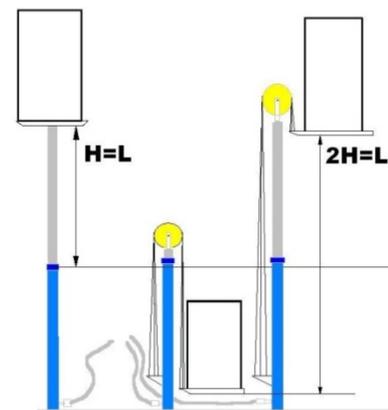


Abbildung 106: Direkter und indirekter Hub

Für das aktuelle Projekt fällt die Entscheidung auf die geläufigste Art des Aufzugsystems, den Seilaufzug. In Abbildung 107 wird ein aktuelles Modell dargestellt.

Demnach wird auf einen Maschinenraum genauso verzichtet wie auf einen Schachtkopf sowie eine Schachtgrube. Die Antriebseinheit liegt in einer Ebene mit dem Gegengewicht, wodurch eine enorme Rausersparnis erzielt wird. Die Lasten des gesamten Systems werden durch ein Flaschenzugsystem auf die Führungsschienen der Aufzugkabine sowie des Gegengewichtes abgegeben. Diese leiten die Lasten in den Schachtboden. Der Schachtkonstruktion werden nur die Knickhaltekräfte der Führungsschienen übertragen.

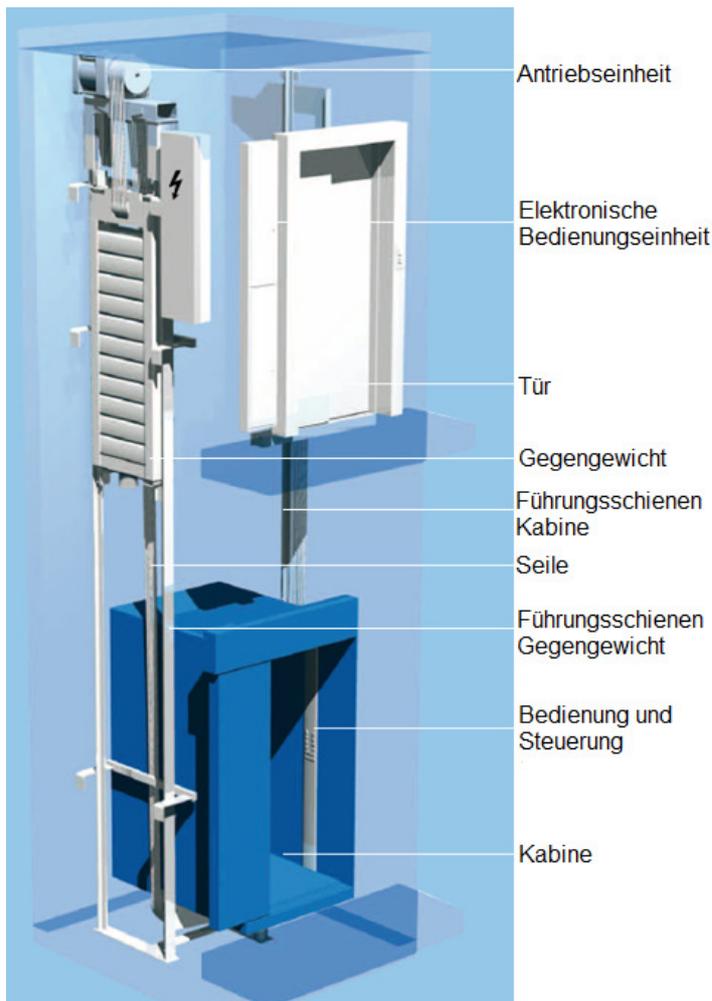


Abbildung 108: Modernstes Seilzugsystem mit integrierter Antriebseinheit, „Synergy“ [Quelle :Thyssen Krupp]

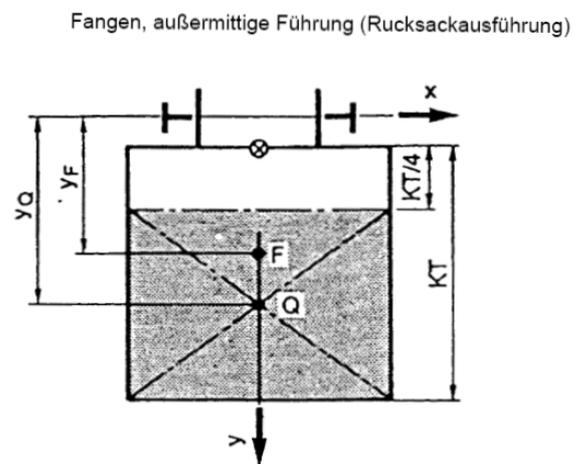


Abbildung 107: Außermittige Aufhängungsart nach TRA [26]

6.2 Planung

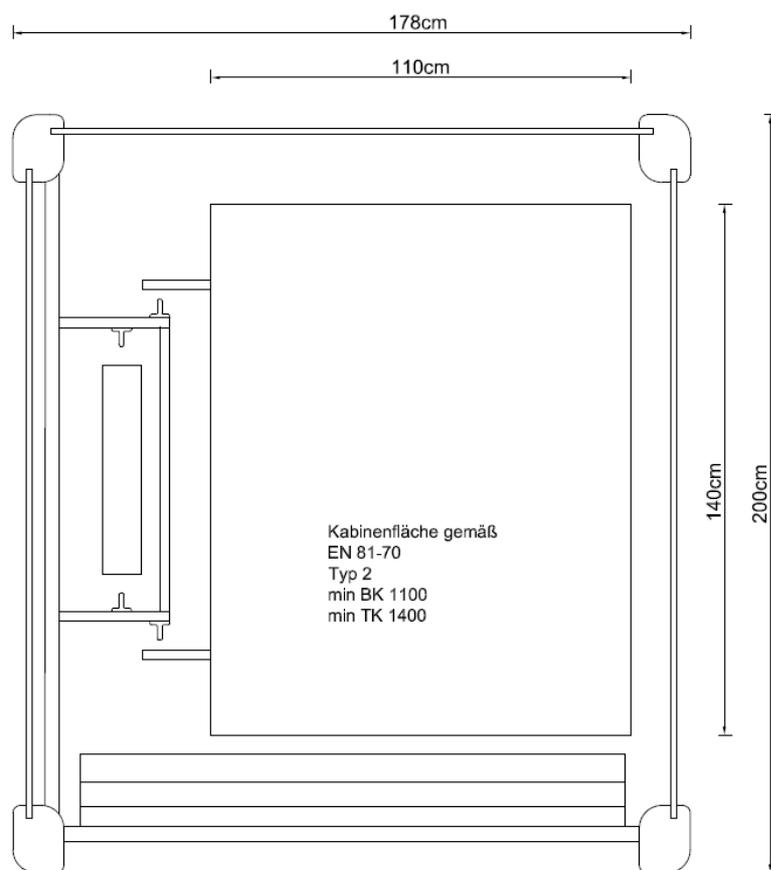
Bei der Planung des Schachtes werden weitreichende Überlegungen angestellt. Dabei wird eine Hilfestellung durch die Firma Technik Support, die über sehr große Erfahrung im Bereich Aufzugsbau verfügt, geleistet. Nach eingehenden Beratungen wird entschieden, dass der Schacht dergestalt konzipiert wird, dass eine Standard-Aufzugskabine, die zurzeit in den meisten Bauwerken installiert wird, darin eingebaut werden kann. Der Vorteil besteht darin, dass so eine spätere Realisierung erleichtert wird und keine übertriebenen Mehrkosten entstehen. Überlegungen dahingehend, die Führungsschienen der Kabine in die Betongurte zu integrieren, werden folglich verworfen.

Nach Art der Aufhängung der Kabine hat sich eine Vielzahl von Typen gebildet, da diese je nach Belastung und lokalen Gegebenheiten gewählt wird. Sehr oft kommt die zentrale Aufhängung mit beidseitiger Führung zur Anwendung. Das in Abbildung 107 dargestellte Prinzip entspricht dieser genannten Aufhängung.

Für die GBV-Bauweise allerdings bietet sich eine „Rucksackaufhängung“ nach den technischen Regeln für Aufzüge (TRA) [26] nach Abbildung 107 an, da so alle notwendigen Montagekonstruktionen der Führungsschienen sowie diese selbst auf einer Seite gebündelt wer-

den können. Die restlichen drei Seiten des Schachtes bleiben „unberührt“ und ergeben so ein möglichst ungestörtes Bild. Ein Stahlrahmen bildet das Montagegerüst und Knickhalterung für die Führungsschienen. Dieser wird so ausgebildet, dass in dessen Inneren das Gegengewicht und dessen Führungsschienen Platz finden. An der Außenseite hingegen werden jene der Kabine platziert. Der Rahmen wiederum wird in jedem zweiten Segment über ein Stahlprofil mit den Gurten eines GBV-Elementes verschraubt.

Da alle Vertikallasten, resultierend aus Kabine, Nutzlast und Gegengewicht, im Schachtkopf enden, können diese dort über eine entsprechende Verbindung der Schachtkonstruktion übergeben werden. Der Schacht übernimmt dementsprechend, neben den Windkräften auch alle Vertikallasten sowie auch die Knickhalterkräfte der Führungsschienen.



Eine Standard Aufzugkabine mit einer Förderleistung von acht Personen hat die Abmessungen von 110 × 140cm und das entsprechende Hebesystem ist für eine maximale Nutzlast von 630 kg ausgelegt. Nach diesen Dimensionen wird auch der GBV-Schacht geplant (Abbildung 109).

Es wird folgender Aufbau konzipiert: Das Tragwerk setzt sich aus sieben Segmenten zusammen, wobei wiederum jedes Segment aus vier GBV-Elementen erstellt wird. Die beiden gegenüberliegenden Elemente jedes Segmentes sind ident, alle vier Elemente des Segmentes haben eine Herstellungshöhe von 2,85m. Somit erreicht der gesamte Liftschacht eine Bauhöhe von 19,95m.

Abbildung 109: Darstellung des geplanten Schachtquerschnittes mit Kabine und Führungsschienen

Verbindungen

Die Verbindung zwischen den einzelnen GBV-Elementen wird demnach, ähnlich der Verbindung in Kapitel fünf, über eine Verschraubung hergestellt. Wie beschrieben, muss ein Austausch eines Elementes jederzeit möglich sein, somit wird die Geometrie des Querschnittes so gestaltet, dass ein Aus- und Einbau einfach zu realisieren ist. Die Verbindung der Segmente in Längsrichtung erfolgt über einen Druckkontakt in der Fuge. Die notwendige Normalkraft wird von jeweils zwei Spannritzen erzeugt, die sich über die gesamte Höhe des Tragwerks erstrecken. Die entstehenden Querkräfte aus der Wind- und Aufzugbelastung müssen dabei über die Reibverbindung in der Fuge übertragen werden. Um den erforderlichen Reibbeiwert zu erreichen, muss die Kontaktfläche entsprechend glatt ausgeführt wer-

den. Um auch bei dieser Verbindung in Längsrichtung den beschriebenen Austausch eines Elements nicht zu behindern, werden die Spannglieder als externe Vorspannung angeordnet und verlaufen in den halbkreisförmigen Ausnehmungen in der Kontaktfläche der Einzelelemente (Abbildung 110). Wie auch durch die Spannbettvorspannung in den GBV-Elementen der Schallschutzwand (Abbildung 55), entstehen auch beim Liftschacht Zugspannungen am freien Glasende. Dies wird bedingt durch die konzentrierte Lasteinleitung der Normalkraft aus der externen Vorspannung. Um diesen ungünstigen Auswirkung zu kompensieren, werden in Querrichtung Spannstäbe angeordnet. Ferner kann durch diese Maßnahme auch der günstige, zweiachsiale Druckzustand im Glas erzeugt werden. Die Druckkraft, die durch das Anspannen der Spannstäbe entsteht, kann zum einen über den direkten Druckkontakt zwischen den GBV-Elementen übertragen werden (kurzer Spannstab), zum anderen muss diese über Reibung und die Schraubverbindung über die Fuge geleitet werden. Um ein Überkreuzen der Spannstäbe zu verhindern, werden je zwei über der Stoßfuge des Segmentes angeordnet, zwei unter der Fuge.

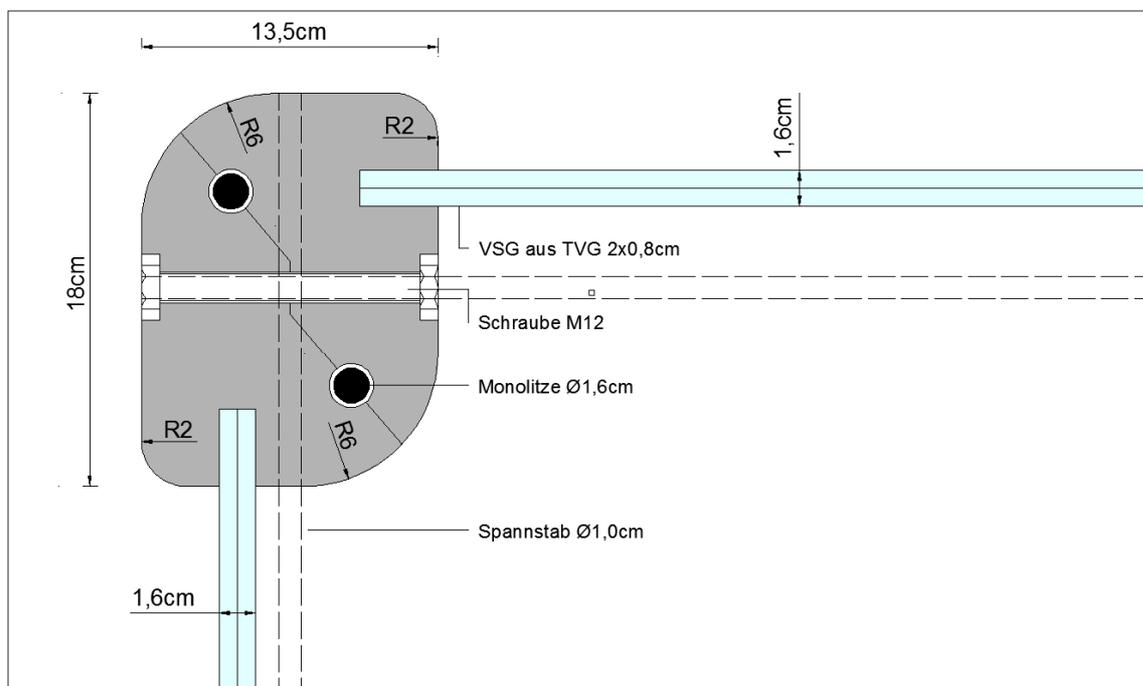


Abbildung 110: Fügedetail des Querschnittes

Austausch eines GBV-Elementes:

Ein Aspekt, dem wie bereits beschrieben, große Bedeutung zukommt, ist die Austauschbarkeit der Bauelemente.

Um eine solche Auswechslung durchzuführen, wird es notwendig die Normalkraft in den Segmentfugen, welche aus der externen Vorspannung resultiert, zu verringern. Dabei können die vier Monolitzen auf jener Liftseite, die vom Austausch betroffen ist, teilweise entspannt werden. Da auf der gegenüberliegenden Seite noch die volle Vorspannkraft eingeleitet wird, entsteht durch die Lastexzentrizität eine Art „klaffende Fuge“ im Segmentstoß. Anschließend kann sowohl die Verschraubung des betroffenen GBV-Elementes gelöst, als auch der Quervorspannstab entfernt werden. Das beschädigte Bauteil kann aus dem Schacht herausgelöst und ersetzt werden.

In einer Vorbemessung können folgende Dimensionen der Bauteile ermittelt werden:

	Bauteil	Material	Abmessungen		
			Abmessung	Fläche[cm ²]	Stärke[cm]/Länge[m]
1	Betongurt	UHPFRC	13,5x18cm	243,00	-/2,85
2	VG-Scheibe lange Seite	VSG aus TVG	2,85x1,88	53671,00	1,6/-
3	VG-Scheibe kurze Seite	VSG aus TVG	2,85x1,68	47971,00	1,6/-
4	Spannlitzen	Spannstahl	Ø1,6cm	2,00	-/25
5	Spannstab lange Seite	Spannstahl	Ø1cm	0,79	-/2
6	Spannstab kurze Seite	Spannstahl	Ø1cm	0,79	-/1,78
7	Schrauben	Stahl	M12		-/-

Tabelle 18: Material und Abmessungen der Bauteile

Glas-Beton-Verbund:

Im Unterschied zur Schallschutzwand und deren alternierenden Anordnung der GBV-Elemente wird der Glas-Beton Verbund bei der Liftschachtkonstruktion durch die konzentrierte Lasteinleitung über die Betongurte höher belastet. Wie in Kapitel 5.5.2 gezeigt, wird der Verbund schon bei der Schallschutzkonstruktion stark beansprucht. Um nun eine Überbelastung zu vermeiden, kann das Stoßdetail, wie in Abbildung 111 dargestellt, ausgeführt werden. Dabei wird der Verbund im Lastenleitungsbereich insofern entlastet, als dass über einen Glasstoß ein Teil der Normalkraft über Druckkontakt im Glas übertragen werden kann. Der Stoß wird dabei so ausgeführt, dass zwischen dem Glas der Segmente ein Material platziert wird, dass so beschaffen ist, dass Spannungsspitzen im Glas vermieden werden können. Über den E-Modul dieses Materials kann so der Kraftfluss gesteuert werden. Das Zwischenmaterial muss entsprechend größer eingebaut werden, sodass unter Druckbeanspruchung und der resultierenden Stauchung dieses Bauteils die Fuge geschlossen wird.

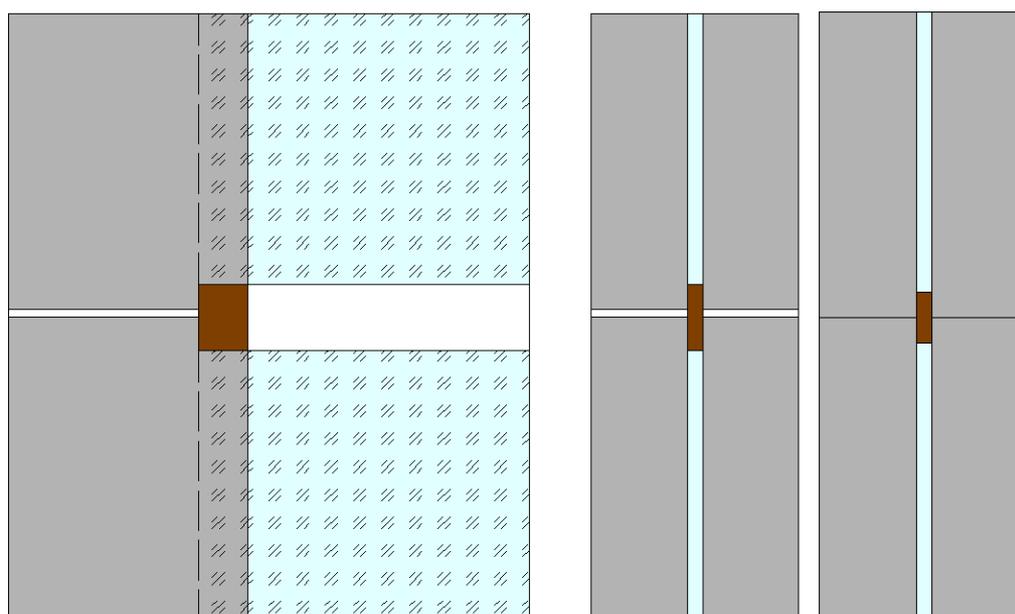


Abbildung 111: Detail des Glasdruckstoßes mit eingelegtem Zwischenmaterial

Eine weitere Möglichkeit um den Verbund zu entlasten, ist jene, das Glas im Endbereich in den Beton einzubinden um so wiederum einen Teil der Normalkraft über Druckspannung in das Glas einzuleiten und die Schubspannung in der Glas-Beton-Verbindung so zu reduzieren. Die Wirksamkeit dieser Endeinbindung wird auch in Kapitel 3.4.1 beschrieben.

7 Zusammenfassung und Ausblick

7.1 Zusammenfassung

Die Entwicklung der hochfesten Betone in der Mitte des 20ten Jahrhunderts und der ultrahochfesten Faserbetone gegen Ende des letzten Jahrtausends hat dazu geführt, dass sich neue Verbundbauweisen geformt und etabliert haben. Gleichzeitig wird auch an der Entwicklung von Hybridbauweisen geforscht, bei denen Glas als tragendes Scheiben- und Plattenelement zum Einsatz kommt. Als bisher einziges realisiertes Projekt kann der Glas-Beton-Verbundbalken von Freytag [1] den innovativen Entwicklungsprozess fortsetzen und die Materialien Glas und Beton in einen Tragsystem kombinieren. Diese Glas-Beton-Verbundbauweise setzt die Verwendung eines hochfesten und faserhaltigen Betons voraus, da nur so die erforderliche Festigkeit des Verbundes erreicht werden kann. Ferner ist eine feinkörnige Betonmatrix unumgänglich, um eine gute Einbindung des Glases zu ermöglichen.

Nach einer theoretischen Betrachtung und der Darstellung bereits erarbeiteter Grundlagen zur Glas-Beton-Verbundbauweise, wird eine konkrete Anwendung dessen, eine Schallschutzwand in Form einer Faltwerkskonstruktion, unter Verwendung eines Finite-Elemente Programms (Abaqus®), untersucht. Zur Zeit der Erstellung dieser Masterarbeit steht das Projekt auch vor der praktischen Umsetzung.

In einem ersten Schritt werden die verwendeten Materialmodelle im Programm beschrieben. Dabei findet für den Beton eine nichtlineare Spannungs-Dehnungs-Beziehung Anwendung. Das Glas wird als ideal-elastisches Material definiert, der Spannstahl mittels einer elasto-plastischen Spannungs-Dehnungs-Beziehung beschrieben. Nach einer allgemeinen Betrachtung der Lärmschutzwand und einer theoretischen Abhandlung über die statische Wirkungsweise eines Faltwerks wird ein Erstentwurf der Konstruktion dargestellt. Es handelt sich dabei um ein 18m hohes Tragwerk, das aus je 6m hohen und 3m breiten GBV-Elementen besteht. Die Länge der Wand beträgt 25m.

Um den Einfluss einer Imperfektion, hinsichtlich der Maßhaltigkeit, auf den Spannungszustand im Tragwerk zu bestimmen, wird mittels einer Temperaturbelastung eine Dehnung des Glases in Scheibenrichtung aufgebracht. Es soll geklärt werden, ob das Tragwerk diese Zwängungen auch in die, für das Glas günstigere Plattenbiegung spannungsarm umwandeln kann.

Es zeigt sich, dass schon bei sehr kleinen Maßabweichungen Zugspannungen im Glas entstehen die in einer Größenordnung von 13% der Zugfestigkeit von nicht-emailliertem Glas und 22,5% von emailliertem Glas liegen und daher nicht vernachlässigt werden dürfen.

Mittels einer Vorbemessung werden ferner die Dimensionen der Bauteile ermittelt.

In einem Fazit wird schließlich dieser Erstentwurf als unökonomisch hinsichtlich statischer Funktionalität sowie Wirtschaftlichkeit erachtet.

In Folge dieser Überlegungen wird ein Zweitentwurf erarbeitet; es sollen die beschriebenen Nachteile des Erstentwurfs kompensiert werden. Dies gelingt vor allem durch die Ausbildung der Gurtquerschnitte der GBV-Elemente in einer Form, die den Elementen beim Zusammenbau ein bestimmtes Rotationsvermögen verleihen und so Abweichungen bezüglich der Maßhaltigkeit spannungsarm aufnehmen können. Des Weiteren wird die Anordnung der Einzellemente geändert. Sah der Erstentwurf noch eine Aneinanderreihung lauter gleicher Bauteile vor, werden beim Zweitentwurf die Elemente alternierend verbunden; es entstehen zwei Typen von Bauteilen: 6 x 2,7 und 3 x 2,7 lange GBV-Elemente. Die Verbindung in Querrichtung und Längsrichtung erfolgt über eine Verschraubung. Um den günstigen Druckspannungszustand für das Glas auch im Traglastzustand aufrecht zu erhalten, werden die Gurte mittels einer Spannbettvorspannung unter Druck gesetzt. Auch in Querrichtung werden die

GBV-Elemente mit Spannstäben verspannt, um so einen zweiachsialen Druckspannungszustand im Glas zu erzeugen.

In einer FE-Vorstudie wird geklärt, inwieweit der Querschnitt mit seinen Abmessungen, die Glasdicke sowie die Einbindetiefe des Glases einen Einfluss auf die Klemmkraft des Betons bei dessen Schwindprozess ausüben. Es werden zwei unterschiedliche Modelle erstellt, die sich dahingehen unterscheiden, als dass beim ersten Modell der Querschnitt konstant bleibt und das Glas immer weiter in den Querschnitt einbindet, beim zweiten hingegen die Querschnittshöhe immer mehr zunimmt und dementsprechend auch die Einbindetiefe des Glases. Es zeigt sich, dass die Größe der Klemmkraft bei einer Einbindetiefe von 2 – 3cm den höchsten Wert annimmt. Erstaunlicherweise jedoch kann keine Steigerung bei Modell zwei beobachtet werden, obwohl dort der Querschnitt die größere Höhe aufweist. Die Rissbildung im Beton verhindert, dass eine größere Druckspannung auf das Glas wirkt.

In einer folgenden analytischen Betrachtung wird der Beweis erbracht, dass sich die Klemmkraft unabhängig von der Scheibendicke entwickelt und nur vom Verhältnis der E-Module Glas und Beton sowie dem Schwindmaß des Betons bestimmt wird. Mit den gewonnenen Erkenntnissen der Vorstudie wird die Einbindetiefe des beschriebenen Querschnittes des Zweitentwurfs festgelegt und eine Klemmkraftberechnung durchgeführt.

In dem darauffolgenden Teil dieser Arbeit wird die statische Berechnung der Konstruktion durchgeführt. Nach einer kurzen Beschreibung aller Komponenten des FE-Modells der Schallschutzkonstruktion und der darauf einwirkenden Belastungen, wird eine analytische Berechnung des lokalen Spannungszustandes im Glas eines einzelnen GBV-Elementes durchgeführt. Dies hat den Hintergrund dass der Verbund zwischen den einzelnen Scheiben aus thermisch vorgespanntem Glas und der zwischenliegenden PVB-Folie nicht im FE-Modell berücksichtigt wird. Ferner wird der Einfluss des Randverbundes abgeschätzt und als Reserve im System betrachtet. Um die Schubsteifigkeit des VS-Glases zu erfassen, werden, nach einem von Sandwichkonstruktionen abgeleiteten Berechnungsverfahren, die maßgebenden Bemessungssituationen am Einzelelement betrachtet. Dabei findet die Tatsache Berücksichtigung, dass das Glas teilweise emailliert ist und somit reduzierte Festigkeiten aufweist.

Als maßgebende Punkte bei der Spannungsermittlung erweisen sich drei Punkte. Punkt eins beschreibt die Normalspannung in Scheibenmitte am Biegezugrand; Punkt zwei jene an der inneren emaillierten Glasoberfläche des Verbundquerschnittes; der dritte Punkt hingegen betrachtet die Biegezugspannung an der idealisierten Einspannstelle des Glases beim Randverbund.

Weitergehend folgen die Berechnungen der Glasspannungen unter Scheibenwirkung am globalen FE-Modell. Dabei werden sowohl die Windbelastung als auch die Belastungen aus dem Eigengewicht und der Quervorspannung berücksichtigt. Die Ermittlung der maßgebenden Spannungen unter Einfluss der Längsvorspannung wird an einem zweiten FE-Modell durchgeführt. Ein weiterer Punkt in der Berechnung betrifft die Ermittlung der maßgebenden Schnittgrößen des Verbundes; dabei wird, um den Einfluss großer Spannungsspitzen im Lasteinleitungsbereich des GBV-Elementes abzumindern, der Schubfluss auf einer Verbundlänge von 20cm ermittelt.

Die darauffolgenden Berechnungsschritte betreffen die Schnittgrößen der Gurte sowie Größen der Auflagerreaktionen. Ein wichtiges Kapitel der Arbeit stellt die Stabilitätsuntersuchung dar. An einem einzelnen GBV-Element mit einer, die verminderte Schubsteifigkeit berücksichtigenden, berechneten Ersatzdicke soll jene kritische Last ermittelt werden, die zum Stabilitätsversagen des Systems führt. Dabei findet eine, in Abaqus® implementierte, nichtlineare Berechnungsmethode, die RIKS-Methode, Anwendung.

Als Ergebnis dieser Berechnungen kann festgestellt werden, dass das einzelne GBV-Element nicht stabilitätsgefährdet ist, da schon weit vor Erreichen der kritischen Beullast ein Zugspannungsversagen des Glases eintreten würde.

In der anschließenden Bemessung werden die Spannungen aus den Einwirkungen die in den beschriebenen Berechnungen ermittelt werden, entsprechend superponiert und den jeweiligen Festigkeitswerten gegenübergestellt. Die Schubfestigkeit wird mit einer FE-Nachberechnung eines Push-Out-Versuches von Freytag [1] ermittelt. Es zeigt sich schlussendlich, dass das Tragwerk mit den gewählten Randbedingungen einer eurocodenahen Bemessung standhält.

In einem weiteren Kapitel werden abschließend Vorschläge für die Planung eines Liftschachtes in der Glas-Beton-Verbundbauweise erarbeitet. Dabei wird Bezug genommen auf die Ergebnisse der Untersuchung zur Schallschutzkonstruktion. Es wird ein möglicher Querschnitt eines Liftschachtes entwickelt und die notwendigen Verbindungen näher beschrieben. Nach einer Vordimensionierung werden ferner alternative Stoßdetails aufgezeigt und diskutiert.

7.2 Ausblick

7.2.1 Tragsysteme

Nach den ausführlichen Untersuchungen hinsichtlich der Eignung der GBV-Bauweise für Faltwerke und den Darstellungen eines prinzipiellen Liftschachtaufbaues (Stütze), sollten zukünftige Forschungsarbeiten auch andere Tragsysteme wie Balken, Schalen und Kuppeln behandeln, um die Einsatzfähigkeit der Bauweise in diese Richtung auszuloten.

Ein weiteres Anwendungsgebiet findet sich im Fassadenbau. Das Glas könnte dort seine große Stärke, nämlich die Lastabtragung in Scheibenebene, ausspielen.

7.2.2 Konstruktionsdetails

Ein weiteres Forschungsziel, das im Laufe dieser Arbeit zwar angeschnitten, aber nicht weiter ausgearbeitet wird, kann der sogenannte Glasdruckstoß darstellen. Vor allem bei Tragwerken, bei denen der Glas-Beton-Verbund sehr stark belastet wird, kann ein Glasdruckstoß nach Abbildung 112 eine Verbesserung darstellen.

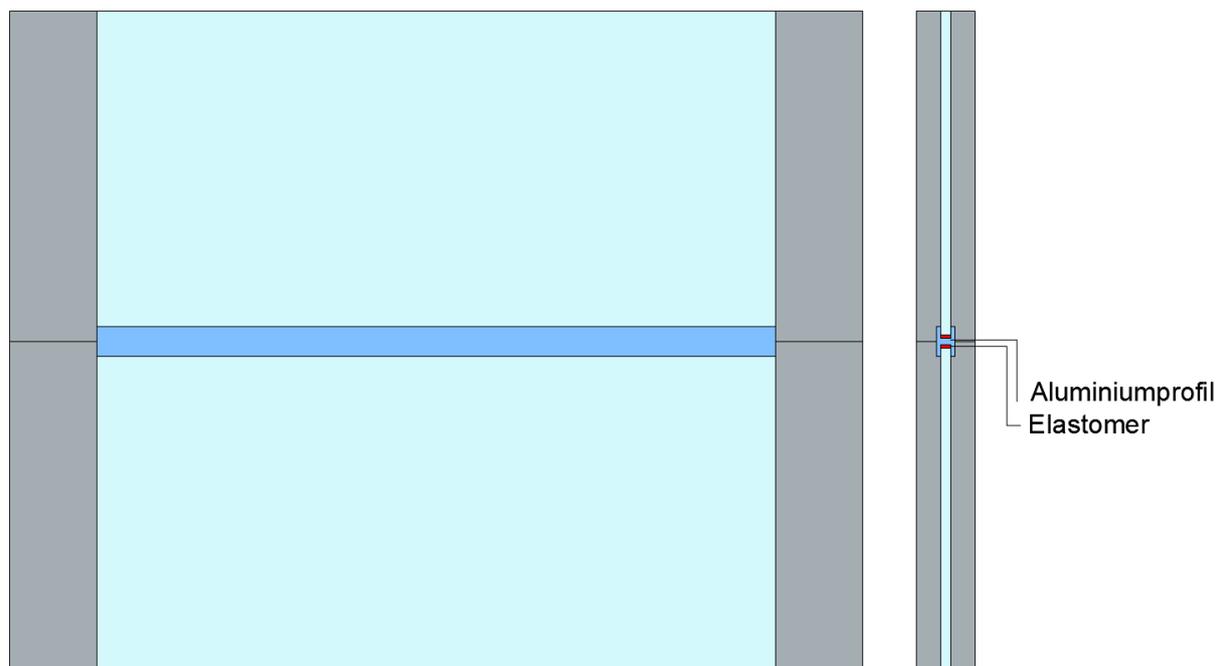


Abbildung 112: Glasdruckstoß

Dabei wird ein Aluminiumprofil zwischen die Glasscheiben eingelegt und darin ein Elastomer platziert. Da dieses nicht ausweichen kann, ist es möglich, Spannung darüber zu übertragen. Gleichzeitig werden Spannungsspitzen, die das Glas zerstören könnten, vermieden. Übertragen auf das Balkentragwerk, könnte das Aluminiumprofil bei entsprechender kraftschlüssiger Verbindung mit den Gurten, den Schwachpunkt des GBV-Systems, den Stoß, entschärfen. Das Profil würde als „Querkraft-Bügel“ wirken.

8 Anhang A- Windlastenermittlung für die Schallschutzwand am Trillerpark nach Eurocode [24]

Die Windlastermittlung für die Berechnung der Schallschutzkonstruktion nach Kapitel fünf wird nach den aktuellen Normen des Eurocodes durchgeführt. Demnach wird das Tragwerk als Wand klassifiziert. Da nun die Abmessungen dieser Wand einen großen Einfluss auf die Lastermittlung haben, werden diese kurz dargestellt. Dabei wird in zwei Wandteilen unterschieden: Wandteilstück eins, das die größte Längenabmessung aller geraden Teilstücke aufweist und Wandteilstück zwei, das in den Planungen in Bogenform dargestellt wird.

Wandlängen:

Wandelement eins erstreckt sich über eine Länge von 25m. Der Bogen, Wandelement zwei weist eine Länge von 55,5m auf.

Windlastberechnung für Wandelement eins:

Nach Kapitel 7.4.1 (Freistehende Wände) des Eurocodes folgt:

Tabelle 7.9 — Druckbeiwerte $c_{p,net}$ für freistehende Wände und Brüstungen

Völligkeitsgrad	Bereich	A	B	C	D	
$\varphi = 1$	gerade Wand	$\ell/h \leq 3$	2,3	1,4	1,2	1,2
		$\ell/h = 5$	2,9	1,8	1,4	1,2
		$\ell/h \geq 10$	3,4	2,1	1,7	1,2
	abgewinkelte Wand mit Schenkellänge $\geq h^a$	$\pm 2,1$	$\pm 1,8$	$\pm 1,4$	$\pm 1,2$	
$\varphi = 0,8$		$\pm 1,2$	$\pm 1,2$	$\pm 1,2$	$\pm 1,2$	

^a Bei Schenkellängen des abgewinkelten Wandstücks zwischen 0,0 und h darf linear interpoliert werden.

für $\ell \leq 2 h$

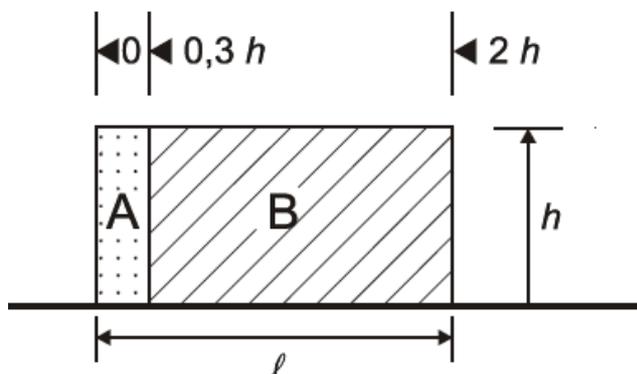


Abbildung 113: Winddruckbeiwert laut [24] in Abhängigkeit der Wandgeometrie

Nach Abbildung 113 unterscheidet der Eurocode zwischen mehreren Wandbereichen aufgrund von aerodynamischen Einflüssen. Des Weiteren wird ein Völligkeitsgrad definiert. Dieser beschreibt das Verhältnis der winddurchlässigen zur windundurchlässigen Wandfläche.

Der Völligkeitsgrad ergibt sich aufgrund der nahezu geschlossenen Oberfläche der Wand zu $\varphi = 1$.

Die Wandbereiche werden in Teil A und unterteilt. Wandteil A mit der Länge von ca. 25 m und einer Höhe von ca. 18m liegt im Verhältnisbereich $l/h < 3$. Damit ergibt sich $c_{p,net}$ für diesen Wandbereich zu 2,3 und für den Wandbereich B zu 1,4. Für die Wand ergibt sich aus der Topographie keine Abschattung aus Luv-seitiger Richtung.

Aus [25] folgt für den Standort Trillergasse Wien (21. Bezirk) ein Basisgeschwindigkeitsdruck von $q_b = 0,46 kN/m^2$

Der auf die Oberfläche wirkende Winddruck ergibt sich zu schließlich zu:

$$w_e = q_{p(z_e)} \cdot c_{pe} \quad [kN/m^2]$$

$$q_{p(z_e)} = c_e \cdot q_b \quad [kN/m^2]$$

nach dem nationalen Anhang des Eurocodes [25] gilt die vorhergehende Formel nicht, sondern es folgt:

Tabelle 1 – Geländekategorien und Geländeparameter

Gelände	$\frac{q_p}{q_b} = \frac{q_p}{q_{b,0}}$	$c_r^2(z) = \frac{q_m}{q_b} = \frac{q_m}{q_{b,0}}$	T_u	z_{min}
				m
II	$2,1 \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^{0,24}$	$\left(\frac{z}{10}\right)^{0,3}$	$0,18 \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^{-0,15}$	5
III	$1,75 \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^{0,29}$	$0,593 \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^{0,42}$	$0,29 \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^{-0,21}$	10
IV	$1,2 \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^{0,38}$	$0,263 \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^{0,64}$	$0,46 \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^{-0,32}$	15

Es bedeuten:

c_r Rauigkeitsbeiwert

q_p Böenstaudruck

q_m mittlerer Staudruck (10-min-Mittel), wobei: $q_m(z) = c_r^2(z) \cdot q_b$

$q_b = q_{b,0}$ Referenzwert des Staudruckes (10 min-Mittel in 10 m Höhe, Gelände II)

T_u Turbulenzfaktor

z_{min} minimale Höhe, bis zu der das jeweilige Profil gilt; darunter ist der Wert für z_{min} zu nehmen

Abbildung 114: Auszug aus dem nationalen österreichischen Anhang des Eurocodes [25]

Damit ergibt sich $q_{p(z_e)}$ zu $1,2 \cdot \left(\frac{18}{10}\right)^{0,38} \cdot 0,46 = 0,69 kN/m^2$

Schließlich folgt daraus:

$w_{eA} = 2,3 \cdot 0,69 = 1,587 kN/m^2$ für Bereich A

$w_{eB} = 1,4 \cdot 0,69 = 0,966 kN/m^2$ für Bereich B.

Windlastberechnung für Wandelement zwei:

Analog ergibt sich für das Teilelement zwei ein Völligkeitsfaktor $\varphi = 1$.
Wand zwei liegt mit der Länge von ca. 55 m und einer Höhe von ca. 18m im Verhältnisbereich $l/h < 3$ und damit ergibt sich $c_{p,net}$ für Wandbereich A zu 2,3 und für Wandbereich B zu 1,4.

Es wird in den Berechnungen dieser die erhöhte Windlast des Bereichs A, auf der sicheren Seite liegend, am gesamten System angesetzt.

9 Literaturverzeichnis

Bücher, Zeitschriften, Wissenschaftliche Arbeiten:

- [1] Freytag, B.: *Die Glas- Beton- Verbundbauweise*, Graz: Dissertation an der Fakultät für Bauingenieurwesen TU Graz 2002
- [2] Goris, A.: *Stahlbetonbau-Praxis*, Berlin: Bauwerk Verlag, Band 1, 2002
- [3] König, G., Tue, N.V., Zink, M.: *Hochleistungsbeton: Bemessung, Herstellung und Anwendung*, Berlin: Ernst und Sohn 2001, S.1
- [4] *Ultra-Hochfester Beton, Planung und Bau der ersten Brücke mit UHPC in Europa*, Kassel: Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau, Heft 2, September 2003
- [5] Montes, S.: *Ultra High Performance Fibre-Reinforced Concrete: Präsentation*
- [6] Borghoff, M.: *Die erste europäische Verbundbrücke mit UHPC in Kassel*, Kassel: Fachbericht BFT (Beton und Fertigteil-Technik), September 2006
- [7] Tang, C.M.: *Frontier of long Span Bridges*, Kassel: Festschrift anlässlich der Verleihung der Ehrendoktorwürde der Ingenieurwissenschaften, Universität Kassel, 2002
- [8] Schäfers, M.: *Entwicklung von hybriden Bauteilen aus Holz und hochfesten bzw. ultra-hochfesten Betonen*, Kassel: Dissertation im Fachbereich Bauingenieurwesen der Universität Kassel, 2010
- [9] Neubauer, G., Schober, P.: *Holz-Glas-Verbundkonstruktionen*, Wien: Kompetenzzentrum Holzforschung, 2005
- [10] Breum, A., Nielsen, H., Oelsen F.: *Design of Mechanically Reinforced Glass Beams: Modelling and Experiments*, Structural Engineering International, Februar 2009
- [11] ÖNORM B 3716-1: *Glas im Bauwesen – Konstruktiver Glasbau*, Teil1: Grundlagen, Ausgabe 2009-11-15
- [12] Schneider, K.J.: *Bautabellen für Ingenieure*, Köln: Werner Verlag, 18. Auflage
- [13] Pech A., Kolbitsch A., Zach F.: *Tragwerke- Baukonstruktionen*, Band 2, S.91-93
- [14] Sobek, W., Kutterer, M., Messmer, R.: *Shear Stiffness of the Interlayer in Laminated Glas*, Stuttgart: Glas Processing Days, 1999
- [15] Sachstandsbericht: *Ultra Hochfester Beton*: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Berlin, Wien, Zürich: Beuth Verlag, Heft 561, 2008
- [16] Zilchl, K., Zehetmaier, G.: *Bemessung im konstruktiven Betonbau: Vorlesungen Massivbau*, Springer Verlag, S.333-S.335
- [17] Sparowitz, L.: *Vorlesungsskriptum aus Betonbau*: TU Graz, 2004, S.93

- [18] Wörner, J.D., Schneider, J., Fink, A.: *Glasbau-Grundlagen, Berechnung, Konstruktion*, Berlin Heidelberg: Springer-Verlag, 2001, S.66
- [19] Schlachter, A.: *Einfluss von Stahlfasern auf die Festigkeitsentwicklung von hochfestem Beton*, Graz: Diplomarbeit am Institut für Betonbau TU Graz, 2002
- [20] Greiner, R.: *Flächentragwerke*, Graz: Vorlesungsskriptum, Institut für Stahlbau
- [21] Meyer, C.: *Ein neuer Werkstoff für das Bauen: Glasbeton mit Abfallglas als Zuschlag*, 8. Massivbau-Seminar, Lindau: Die Bauakademie Biberbach, 1999
- [22] Plóciennik, D.: *Die Wirkungsweise von Glas-UHPC-Verbindungen–Theorie, Experiment, Bemessung*, Graz: Dissertation an der Fakultät für Bauingenieurswesen, in Arbeit
- [23] Freytag, B.: *Glass-Concrete-Composite-Technology: Structural Engineering International*, Ausgabe 14, Number 2, Mai 2004, S. 111-117
- [24] ÖNORM EN 1991-1-4: Eurocode 1: *Einwirkungen auf Tragwerke, Teil1-4: Allgemeine Einwirkungen – Windlasten*, Ausgabe 2005-11-01
- [25] ÖNORM B 1991-1-4: *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke, Teil1-4: Allgemeine Einwirkungen – Windlasten, Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1991-1-4 und nationale Ergänzungen*, Ausgabe: 2006-07-01
- [26] TRA (Technische Regeln für Aufzüge): *Richtlinie für die Prüfung von Aufzugsanlagen*, April 1981
- [27] ÖNORM EN 1992-1-1: Eurocode 2: *Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*

Elektronische Quellen:

[E1] <http://www.gaertnerplatzbruecke.de/>

[E2] http://www.brueckenweb.de/datenbank/bilder/bilder3/BAS2182_kanakaris000001.jpg

[E3] http://www.forumholzbau.com/pdf_10/nl42_pfaeffinger.pdf

[E4] <http://www.winklworld.de/images/suedtirollaatsch20071004056.jpg>

[E5] <http://www.nordostkultur-muenchen.de/architektur/effnerstrasse.htm>