
Untersuchung von UHPC-Holz-Verbund Brücken auf ihre Tauglichkeit für den Deutschen/EU-Markt, sowie die statische Bemessung von einem Brückensystem mit einen Feld bzw. mehreren Feldern.

Moritz Mitterbacher

928672



Masterarbeit

Bauingenieur- und Geoinformationswesen
Berliner Hochschule für Technik

Betreuung: Prof. Dr.-Ing. Andreas Fischer
Zweitgutachten: Prof. Dr. Jens Kickler

Berlin, der 20.04.2023

Kurzfassung

Ultra hochfester Beton (UHPC) mit Faserverstärkung (UHPFRC) im Verbund mit Brett-schichtholz konnte erfolgreich in der Schweiz für den Bau von Brücken angewendet werden. Alleinstellungsmerkmal dieser Bauart ist die schnelle Fertigstellung und einfache Bauweise. Im Gegensatz zu konventionellen Brücken muss keine zusätzliche Fahr-bahn oder Abdichtung aufgebracht werden.

Diese Arbeit untersucht die Herausforderungen, die diese Verbundbauweise mit sich bringt. Die Rahmenbedingungen sind so weit wie es möglich ist an die in Deutschland gültigen Regelwerken angepasst. Die Berechnung erfolgt über eine FEM-Simulation, die versucht, möglichst genau den Sachverhalt abzubilden.

Weitergehend werden vier verschiedene Möglichkeiten der Schubübertragung zwischen Betonplatte und Holz, miteinander verglichen und auf Ihre Tauglichkeit für den Brückenbau untersucht.

Bei Bemessung von Einfeld-Brücken haben sich insbesondere Zwangsspannungen aus Schwinden, Temperatur- und Holzfeuchteänderung als kritisch herausgestellt. Durch die Kombination dieser Lasten kommt es zu Zugspannungen im UHPC. Um Span-nungsüberschreitungen auszugleichen, muss in geringe Umfang Bewehrung bei der Brückenkonstruktion verwendet werden.

Bei Mehrfeldkonstruktionen stellen Stützmomente eine ähnliche Herausforderung dar, die nur mit einer Erhöhung des UHPC-Anteils ausgeglichen werden könnte. Dies macht die Bauweise für Mehrfeldsysteme in der Regel unwirtschaftlich.

Abstract

Ultra High-Performance Concrete (UHPC) with fiber reinforcement (UHPFRC) in combination with timber beams has been used to successfully construct several composite bridges in Switzerland. This way of building promises a fast and simplified way of construction. Conventional bridge designs need several layers above the main structure, whereas the slab made out of UHPC acts as a waterproofing and resilient road surface. This thesis breaks down the challenges of this new construction method, especially regarding existing German regulations and standards. The bridge design is evaluated with a high degree of accuracy by FEM-models.

There are many ways to join the UHPC and timber together that vary by their stiffness and loadbearing capabilities. Four of those possibilities are compared and assessed.

Single-span composite bridges are vulnerable to changes in temperature and wood moisture content, as well as shrinkage, since all of them can lead to tension in the UHPC slab. Additional reinforcing steel is then needed to counteract cracks in the UHPC.

Supporting moments in multi-span bridge designs are generally high, which leads to tension at the top of the UHPC slab. It is possible to remedy this by increasing the height of the UHPC slab. However, this leads to high costs, that eliminates the bridge design price competitiveness.

Inhaltsverzeichnis

Abbildungsverzeichnis	VII
Tabellenverzeichnis	XII
1 Vorbemerkung	1
1.1 Variablen	1
1.2 Koordinatensysteme	2
1.3 Abkürzungen	3
2 Einleitung und Motivation	5
3 Stand der Technik	6
3.1 Verbundkonstruktionen bei Brücken	6
3.2 Ultrahochfester faserverstärkter Beton (UHPFRC)	6
3.3 Holz	7
3.4 UHPFRC-Holz-Verbund	7
4 Vorgehen beim Brückenentwurf	8
4.1 Akzeptanzkriterien	8
4.2 (I) Verformung in Feldmitte (GZG)	8
4.3 (II) Spannungen im Holzquerschnitt (GZT)	8
4.4 (III) Keine Zugspannungsüberschreitung im UHPFRC unter Temperaturlasteinfluss und Schwindverformung (GZT/GZG)	9
4.5 (IV) Keine Zugspannungsüberschreitung im UHPFRC in Querrichtung (GZT/GZG)	9
4.6 (V) Aufnahme der Anprallkräfte (GZT)	9
5 Werkstoffe und Verbindungsmittel	10
5.1 Brettschichtholz	10
5.1.1 Allgemeines	10
5.1.2 Festigkeitskennwerte	10
5.1.3 Quell- und Schwindverhalten	11
5.1.4 Verhalten in Abhängigkeit der Belastungsart und -dauer	12
5.2 UHPFRC	15
5.2.1 Bestimmung der Baustoffeigenschaften	15
5.2.2 Festigkeitskennwerte	19
5.2.3 Vergleich Sachstandsbericht DAfStb mit SIA2052	20
5.2.4 Wasserdichtheit	21
5.2.5 Verhalten im plastischen Bereich	21
5.2.6 Schwindverhalten	22
5.2.7 Kriechverhalten	24

5.2.8	Verhalten des jungen UHPFRC bei Verbundwirkung	25
5.2.9	Bewehrung von UHPFRC	33
5.3	UHPFRC als Fahrbahnbelag	34
5.4	Schubverbinder	36
5.4.1	Allgemeines	36
5.4.2	Einfluss der Nachgiebigkeit	36
5.4.3	(I) Eingeklebte Gewindestangen (Hersteller: Firma GSA)	39
5.4.4	(II) HBV-Schubverbinder aus Steckmetall	45
5.4.5	(III) Selbstbohrende Schrauben	47
5.4.6	(IV) Kerfen	49
5.4.7	Grafischer Vergleich	55
5.4.8	Abminderung der Materialeigenschaften im GZT	57
5.4.9	Abminderung der Materialeigenschaften im GZG	57
5.4.10	Eignung der Schubverbinder für den Brückenbau	58
5.5	Zusammenfassung der Materialeigenschaften	59
5.5.1	Brettschichtholz GL28c	59
5.5.2	Faserbeton UHPFRC	60
5.5.3	Schubverbinder - (I) eingeklebte Gewindestangen	61
5.5.4	Schubverbinder - (II) HBV-Schubverbinder aus Steckmetall	61
5.5.5	Schubverbinder - (III) selbstbohrende Schrauben	62
5.5.6	Schubverbinder - (IV) Kerfen	62
6	Technische Vorschriften und verwendete Hilfsmittel	63
6.1	Normen, Vorschriften und Unterlagen	63
6.2	Vergleich Einwirkungen nach deutschen und schweizer Vorgaben	63
7	Kontrollrechnung Verbundbau	65
7.1	Allgemeines	65
7.2	Mitwirkende Plattenbreite	65
7.3	Gamma-Verfahren	66
7.3.1	Ersatzsteifigkeit	68
7.3.2	Normalspannungen	69
7.3.3	Schubspannungen im BSH-Querschnitt	71
7.3.4	Beanspruchung der Verbindungsmittel in der Schubfuge	73
7.3.5	Zusammenfassung	74
8	Nachberechnung einer UHPFRC-Holz-Verbund Brücke	75
8.1	Bauwerksbeschreibung	75
8.2	FEM Modellierung	77
8.2.1	Allgemeines	77
8.2.2	Programmeinstellungen	77
8.3	Einwirkungen	78
8.3.1	Einwirkungsdauer	78

8.3.2	Eigengewichtslasten	80
8.3.3	Verkehrslasten - maximales Moment	81
8.3.4	Verkehrslasten - maximale Querkraft	84
8.3.5	Lasten aus Bremsen und Anfahren	85
8.3.6	Fliehkraft und andere Querlasten	85
8.3.7	Schneelasten	86
8.3.8	Windlasten	86
8.3.9	Schwindverformung	87
8.3.10	Temperatur- und Feuchteverformungen	88
8.3.11	Anpralllasten	98
8.3.12	Einwirkungen auf Geländer	101
8.4	Spannungen und Auflagergrößen	102
8.4.1	Schubspannungen bei Schubverbindern	102
8.4.2	Spannungsspitzen bei Schubverbindern	103
8.5	Nachweise und Sicherheitsbeiwerte	105
8.5.1	Teilsicherheitsbeiwerte für Baustoffeigenschaften	105
8.5.2	Kombinationsbeiwerte der Einwirkungen	106
8.5.3	Kombinationsregeln Verkehrslasten	107
8.5.4	Kombination Einwirkungen (ständig/vorübergehend)	108
8.5.5	Teilsicherheitsbeiwerte im Grenzzustand der Tragfähigkeit (STR/GEO)	109
8.5.6	Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit (STR/GEO) - maximales Moment	110
8.5.7	Bemessung in der außergewöhnlichen Situation (GZT)	119
8.5.8	Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit (STR/GEO) - maximale Querkraft	121
8.5.9	Bemessung der Fahrbahnplatte (GZT)	123
8.5.10	Nachweis der Auflagerung (GZT)	126
8.5.11	Bemessung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	129
8.5.12	Ermüdung	130
8.5.13	Schwingung	130
9	Alternativbetrachtung einer UHPFRC-Holz-Verbund-Brücke	131
9.1	Probleme bei der Brücke über die Rigi	132
9.1.1	Schwinden	132
9.1.2	Temperatur- und Feuchteeinwirkung	139
9.1.3	Durchbiegung im GZG Feldmitte	141
9.1.4	Querschnitt	142
9.2	Einwirkungen	143
9.2.1	Anpassung der Einwirkungen	143
9.2.2	Spannungen aus Schwinden	143
9.2.3	Temperaturverformungen	146
9.2.4	Feuchteverformungen	153
9.2.5	Verkehrslasten - maximale Querkraft	156

9.3	Nachweise und Sicherheitsbeiwerte	157
9.3.1	Allgemeines	157
9.3.2	Bemessungsgrundlagen im GZT	157
9.3.3	Stabilitätsprobleme	158
9.3.4	Vorkrümmung	162
9.3.5	Bemessung der Auflagerpressung	163
9.3.6	Bemessung des Anprall - GZT (A)	164
9.3.7	Bemessung unter maximaler Querkraft	170
9.3.8	Eigenschaften der Schubverbinder	171
9.3.9	Vergleich der Schubverbindertypen am Modell	174
9.4	FEM Modellierung	175
9.4.1	Allgemeines	175
9.4.2	Programmeinstellungen	175
9.5	Hauptträger im Grenzzustand der Tragfähigkeit (STR/GEO) - maximales Moment	176
9.5.1	Einwirkungskombination - Ständige/vorübergehende Situation . .	176
9.5.2	(I) Eingeklebte Gewindestangen	179
9.5.3	(II) HBV-Schubverbinder	190
9.5.4	(III) Selbstbohrende Schrauben	197
9.5.5	(IV) Kerven	204
9.6	Fahrbahnplatte im Grenzzustand der Tragfähigkeit (STR/GEO)	212
9.7	Verformungen in Feldmitte im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit - maximales Moment	213
9.8	Hauptträger im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (charakteristisch) - maximales Moment	214
9.8.1	Einwirkungskombination - Ständige/vorübergehende Situation . .	214
9.8.2	Zulässige Spannungen	214
9.8.3	(I) Eingeklebte Gewindestangen	215
9.8.4	(II) HBV-Schubverbinder	218
9.8.5	(III) Selbstbohrende Schrauben	222
9.8.6	(IV) Kerven	226
9.8.7	Häufige Kombination	228
9.8.8	Quasi ständige Kombination	228
9.8.9	Nicht häufige Kombination	228
9.8.10	Schwingungsnachweis	228
9.9	Nachhaltigkeit	229
9.10	Konstruktive Durchbildung	233
10	UHPFRC-Holz-Verbund-Mehrfeldbrücken	235
10.1	Einführung	235
10.2	Modellierung	236
10.3	Auswertung	238

11 Schlussfolgerung	241
11.1 Fazit	241
11.2 Ausblick	242
Literatur	247
A Anhang	248

Abbildungsverzeichnis

1	3D-Darstellung der Brücke mit Koordinatensystem	2
2	Zusammensetzung von kombiniertem Brettschichtholz (Auszug DIN EN 14080 [NAB13a])	11
3	Versuchsaufbau für die Biegezugprüfung von UHPFRC(Auszug [Oes21])	15
4	Zugverhalten von UHPFRC [AG19] (angepasst) Punkt A = Ende des elastischen Tragverhaltens (f_{Vte}) Punkt B = Maximalkraft (f_{Vtu})	16
5	Spannungsverteilung unter Biegung von UHPFRC im plastischen Bereich	17
6	Umrechnungsfaktor η_{hU} zur Berücksichtigung der Bauteildicke h_U (aus SIA2052 [Oes21])	19
7	Freies Schwinden UHPFRC(t = 0 bis 375 d)	23
8	Freies Schwinden UHPFRC (t = 0 bis 28 d)	23
9	„Entwicklung der Zwangspannung und des stat. E-Moduls in der Temperatur-Spannungs-Prüfmaschine (links) sowie der Schwind- und Kriechverformungen (rechts) [bei fester Einspannung]“[Sch05]	25
10	Ersatzmodell für die Ermittlung der Zusammenhänge von Querschnittswerten zu Schnittgrößen	26
11	Entwicklung des E-Moduls mit der Zeit	27
12	Spannungen aus Schwinden im Querschnitt (kein Kriechen)	28
13	Die untersuchten Modelle nach Habel [HDB06]	28
14	Grundlagen zur Berechnung des Behinderungsgrads μ nach Habel [HDB06]	29
15	Behinderungsgrad μ in Abhängigkeit von UHPFRC-Höhe zu BSH-Höhe orange Linie = Brücke über die Rigiaa	30
16	Eigen Spannungsentwicklung der Verbundträger in Abhängigkeit des Behinderungsgrades nach Habel [HDB06]	31
17	Eigen Spannungszustände im Querschnitt (grau = UHPFRC; weiß = Stahlbeton) für das statisch bestimmte System nach Habel [HDB06]	32
18	„Idealisiertes Stoffgesetz für UHFB für Bauteile aus bewehrtem UHFB unter Zugbeanspruchung“[Oes21]	33
19	Typischer Aufbau einer Brückenfahrbahn [Str]	34
20	Rutschfestigkeit von UHPC im Vergleich mit Asphalt (aus [For17])	35
21	Darstellung der Bereiche der Schubverbinder (halbe Brücke)	36
22	Spannungen der Querschnitte in Abhängigkeit der Schubsteifigkeit K_1 (nachgiebige Verbinder)	37
23	Spannungen der Querschnitte in Abhängigkeit der Schubsteifigkeit K_1 (steife Verbinder)	37
24	Spannungen der Querschnitte in Abhängigkeit der Schubsteifigkeit K_1 (sehr steife Verbinder)	38
25	Kraft pro Schubverbinder in Abhängigkeit der Nachgiebigkeit	38
26	Geometrie eines Winkelhakens nach DIN EN 1992-1-1 [NAB11]	39
27	Geometrie des verwendeten Winkelhakens im eingebauten Zustand	40
28	Längsverteilung der GSA-Schubverbinder im Längsschnitt	41

29	Verteilung der GSA-Schubverbinder in der Draufsicht	42
30	Mindestmaße Querschnitt HBV-Steckmetall [Bau20a]	45
31	Kerbe mit wichtigen Parametern: t_v = Kervertiefe, l_K = Kervenlänge, l_v = Vorholzlänge, h_H = Höhe des Holzes, h_B = Höhe des Betonelements, α = Neigungswinkel der Kerwenflanke (aus [Kud17])	49
32	Vergleich der Kraft Verformungskurven von eingeklebten Gewindestangen und Kerwen [Kud17]	50
33	Geometrie der untersuchten Kerbe (Maße in cm)	51
34	Verhältnis von Nachgiebigkeit zu Festigkeit in Abhängigkeit der Belastungsdauer für Schubverbinder I bis IV	55
35	Festigkeiten normiert auf gleichen Wert bei KLED kurz/sehr kurz für Schubverbinder I bis IV (III und IV identisch)	55
36	Nachgiebigkeit normiert auf gleichen Festigkeitswert bei KLED kurz/sehr kurz für Schubverbinder I bis IV	56
37	Effektiver Ersatzquerschnitt	65
38	Querschnitt (links) und Verteilung der Biegespannungen (rechts) Auszug aus EC5-1-1 [NAB10b]	66
39	Verformung des Ersatzträgers nach FEM Berechnung	68
40	Spannungen im Binder mittels FEM Berechnung	70
41	Spannungen in der UHPFRC Platte mittels FEM Berechnung	70
42	Schubspannungen in des inneren Binders mit FEM Berechnung	72
43	Querkraft im BSH-Binder	73
44	Vergleich der Schubspannungen in der Verbindungsfuge	74
45	Querschnitt der Brücke über Rigiaa [Käl22]	75
46	Längsschnitt der Brücke über die Rigiaa [Käl22]	76
47	Draufsicht der Brücke über die Rigiaa (blau= Bewehrungsstäbe)	76
48	Isometrie des RFEM Modells	77
49	Verformungen aus Eigengewicht	80
50	Lastverteilung im Querschnitt (Bemaßung in cm)	81
51	Momentenverläufe wenn Achslast 1 bei 7,498 m vom Auflager entfernt liegt	82
52	Lasten in Draufsicht der Brücke über die Rigiaa (Maße in cm)	82
53	Verformungen Verkehrslast (maximales Moment)	83
54	Lastanordnung in Draufsicht der Brücke über die Rigiaa für die maximale Querkraft	84
55	Verformungen aus Verkehrslast (maximale Querkraft)	84
56	Untersicht mit Verformungen aus Windlast	87
57	Verformungen aus Schwindverformung	87
58	Temperaturanteile nach EC1-1-5 Bild 4.1	88
59	Verformungen bei Temperaturanstieg	91
60	Verformungen bei Temperaturabfall	92
61	Temperatur und Dehnungsverlauf über die Querschnittshöhe (LF Unterseite wärmer als Oberseite)	93

62	Temperatur und Dehnungsverlauf über die Querschnittshöhe (LF Oberseite wärmer als Unterseite)	93
63	Verformungen aus LF Oberseite wärmer als Unterseite	94
64	Verformungen aus LF Unterseite wärmer als Oberseite	94
65	Temperatur und Dehnungsverlauf über die Querschnittshöhe (Kombination Temperaturanstieg)	96
66	Temperatur und Dehnungsverlauf über die Querschnittshöhe (Kombination Temperaturabfall)	96
67	Verformungen aus Kombination Temperaturanstieg	97
68	Verformungen aus Kombination Temperaturabfall	97
69	Längsanordnung des Geländers	98
70	Geländer als Durchlaufträger	99
71	Geländer als Durchlaufträger mit nachgiebigen Knotenlagern	99
72	Draufsicht der Lastverteilung der Kräfte aus Anprall (rot=Druckkegel der Zugkräfte)	100
73	Draufsicht des FEM Ergebnis der Lastausbreitung	101
74	Schubspannungen in Linienfreigabe (im Bereich 2 ($x = 0,725 - 1,8375$ m), mittlerer Binder, LK4)	102
75	Bild der Brücke im Bauzustand [AG]	102
76	Bereichseinteilung der Schubverbinder	103
77	Untersicht UHPFRC und Spannungsspitzen oberhalb von Schubverbindern	104
78	Lasten in Draufsicht der Brücke über die Rigidität für die maximale Querkraft (Maße in cm)	121
79	Lastausbreitung über den Auflager (Maße in cm)	121
80	Querkraftverlauf im Stabsatz 1	122
81	Vereinfachte Darstellung des Quertragsystem (Maße in cm)	123
82	Vereinfachte Darstellung des Quertragsystem mit Lasten	123
83	Schnittgrößen des vereinfachten Quertragsystems (aus mb-WS)	124
84	Schnittgrößen des FEM Modells in Y-Richtung (LK4, $t = \infty$)	124
85	Schnittgrößen des vereinfachten Quertragsystems bei Versatz der Einzellasten um 10 cm (aus mb-WS)	125
86	Verformungen für die Berechnung des Grenzwerts für Durchbiegung	129
87	Referenzquerschnitt Schwinden	133
88	Spannungen Referenzquerschnitt in Feldmitte	133
89	Erhöhter Querschnittsfläche der Platte - Schwinden	134
90	Erhöhte Steifigkeit des Gesamtquerschnitts - Schwinden	135
91	Verringerte Steifigkeit des Gesamtquerschnitts - Schwinden	135
92	Alternativer Querschnitt mit nach oben versetzten Teilschwerpunkt - Schwinden	136
93	Alternativer Querschnitt mit nach unten versetzten Teilschwerpunkt - Schwinden	136
94	Spannungen in der Platte in isometrischer Darstellung (von unten)	137

95	Spannungen in der Platte (Feldmitte)	138
96	Jahreszeitliche Holzfeuchteänderung in Abhängigkeit des Abstands zur Oberfläche (bei Holzbrücken) [MFF14]	140
97	maximale Holzfeuchte im Querschnitt	140
98	minimale Holzfeuchte im Querschnitt	140
99	Δ -Holzfeuchte (Differenz min/max)	140
100	Gewählter Brückenquerschnitt (Maße in cm)	142
101	Grundlagen zur Ermittlung des „Degree of Restraint“ [HDB06]	143
102	Behinderungsgrad μ in Abhängigkeit des Verhältnissen der UHPFRC-Plattendicke zu Binderhöhe	145
103	Temperaturanteile nach EC1-1-5 Bild 4.1	146
104	Temperatur und Dehnungsverlauf über die Querschnittshöhe (LF Oberseite wärmer als Unterseite)	148
105	Temperatur und Dehnungsverlauf über die Querschnittshöhe (LF Unterseite wärmer als Oberseite)	148
106	Verformungen aus LF Oberseite wärmer als Unterseite	149
107	Verformungen aus LF Unterseite wärmer als Oberseite	149
108	Temperatur und Dehnungsverlauf über die Querschnittshöhe (Kombination Temperaturanstieg)	151
109	Temperatur und Dehnungsverlauf über die Querschnittshöhe (Kombination Temperaturabfall)	151
110	Resultierende Verformungen aus der Kombination Temperaturabfall	152
111	Resultierende Verformungen aus der Kombination Temperaturanstieg	152
112	maximale Holzfeuchten im Querschnitt	153
113	minimale Holzfeuchten im Querschnitt	154
114	Δ -Holzfeuchte (zwischen min/max)	154
115	Lastausbreitung über den Auflager für maßgebende Querkraft	156
116	Querschnittsdarstellung der Bewehrungsführung	164
117	Kräfte-darstellung an Plattenrand	165
118	Seitenansicht der Befestigung des Rückhaltesystems (Bewehrungsstäbe sind rot gezeichnet)	166
119	Querschnittsdarstellung des Anschlusses im Holz	167
120	Querschnittsdarstellung des Anschlusses im Holz und der Bewehrungsführung in der Platte	168
121	Anordnung der Linienfreigaben im Modell; Anordnung der Schubverbinder analog dazu (Maße in cm)	171
122	Darstellung der Bereiche der Schubverbinder (halbe Brücke)	171
123	Isometrie des FEM Modells	175
124	Schubverlauf in maßgebender Linienfreigabe (Bereich 3, LK4)	180
125	Schubverlauf in maßgebender Linienfreigabe (Bereich 4, LK4)	180
126	Spannungen in der UHPFRC-Platte in Feldmitte bei der LK3	183
127	Spannungen in der UHPFRC-Platte in Feldmitte bei der LK4	184
128	Spannungen (σ_x) in den Bindern im GZT (LK7 t = 90 d)	190

129	Linienfreigaben entlang der Holzkanten (rote Kreise)	204
130	Spannungen (σ_x) in UHPFRC Platte - Untersicht (LK3, t = 90 d) tiefrote Bereiche sind Spannungsüberschreitungen	205
131	Spannungen (σ_x) in UHPFRC Platte - Schnitt durch Kerbe 5 (LK3, t = 90 d)	205
132	Spannungen (σ_x) in UHPFRC Platte - Schnitt zwischen Kerbe 5 und 6 (LK3, t = 90 d)	205
133	Spannungen (σ_y) in Fahrbahnplatte - Draufsicht (LK13, t = 90 d))	212
134	Spannungen (σ_y) in Fahrbahnplatte - Untersicht (LK13, t = 90 d)	212
135	Einfluss auf Umwelt: (a) Treibhauspotenzial; (b) Umweltbelastungspunkte (UBP Punkte) aus [Ber+21]	229
136	“Influence of using an environmentally friendly UHPFRC on the bridge’s ecological footprint in terms of global warming potential: (a) Timber–UHPFRC composite bridge; (b) UHPFRC bridge“[Ber+21]	230
137	Übersicht über Festigkeitseigenschaften von UHPFRC [Haj19]	232
138	(Auszug aus EC5-2/NA Bild NA.D.2)	233
139	Querschnitt mit Darstellung der erforderlichen konstruktiven Details . . .	234
140	Statisches System der Brücke Lohmar (von Miebach [Mie13])	235
141	Exemplarische Momentenverläufe unter Gleichstreckenlast	235
142	Querschnitt der Brücke Lohmar (von Miebach [Mie13])	236
143	Längsschnitt der Brücke (oben = tatsächlicher Querschnitt, unten = modellierter Querschnitt)	236
144	Längsschnitt der Brücke mit Einteilung der Bereiche der Schubverbinder .	237
145	Normalkraftverlauf innerhalb der Stäbe	238
146	Momentenverlauf in den Stäben	238
147	Spannungen (σ_x) in der UHPFRC-Platte	238
148	Spannungen (σ_x) in Feldmitte in der UHPFRC-Platte	239
149	Spannungen (σ_x) bei Auflager 2 in der UHPFRC-Platte	239
150	Spannungen bei Auflager 3 in der UHPFRC Platte	239

Tabellenverzeichnis

1	Lastkombination für die Untersuchung der Spannungen im Holzquerschnitt	8
2	Lastkombination für die Untersuchung der Zugspannungen in UHPFRC-Platte	9
3	Festigkeiten von kombinierten Brettschichtholz (Auszug DIN EN 14080 [NAB13a])	10
4	Quell- und Schwindmaß k für eine Holzfeuchteänderung von 1 % (Auszug DIN 14080 [NAB13a])	12
5	Werte für k_{def} für Holz und Holzwerkstoffe (EC5-1-1 Tab.3.2 [NAB10b])	12
6	Auszug aus Werten für k_{mod} für Holz und Holzwerkstoffe (Auszug aus EC5-1-1 Tab.3.1 [NAB10b])	14
7	Prüfergebnisse im Biegezugversuch [Los22]	18
8	Prüfergebnisse beim Druckversuch [Los22]	18
9	Verfestigungsmodule UHPFRC-Versuch	22
10	Vergleich des Kriechverhaltens von UHPFRC und Normalbeton	24
11	Statische Teilquerschnittsflächen	26
12	Statische Flächenträgheitsmomente	27
13	Position Querschnittsschwerpunkte und deren Abstand zueinander	27
14	Auflagersituation der Platte auf einem Holzbinder (Rigiala)	43
15	k_{def} -Werte in Abhängigkeit der Nutzungsklasse (aus [Bau20b])	43
16	k_{mod} -Werte in Abhängigkeit der Lasteinwirkungsdauer und Nutzungsklasse (aus [Bau20b])	44
17	Abminderung der Eigenschaften nach Baustoff und Zeitpunkt	46
18	Eigenschaften nach Baustoff und Zeitpunkt	46
19	Abminderung der Materialeigenschaften im GZT nach Schubverbinder aufgeschlüsselt (H/U = Holz/UHPFRC)	57
20	Abminderung der Materialeigenschaften im GZG nach Schubverbinder aufgeschlüsselt	57
21	Charakteristische Materialeigenschaften GL28c (Werte in N/mm^2)	59
22	Materialeigenschaften GL28c im GZT ständig/vorübergehend (P/T) (Werte in N/mm^2)	59
23	Materialeigenschaften GL28c im GZT Außergewöhnlich (A) (Werte in N/mm^2)	59
24	Materialeigenschaften GL28c im GZG (Werte in N/mm^2)	59
25	Charakteristische Materialeigenschaften UHPFRC (Werte in N/mm^2)	60
26	Materialeigenschaften UHPFRC im GZT (ständig/vorübergehend)/GZG (Werte in N/mm^2)	60
27	Materialeigenschaften UHPFRC im GZT Außergewöhnlich (Werte in N/mm^2)	60
28	Nachgiebigkeit des Schubverbinders (Werte in MN/m)	61
29	Tragfähigkeit des Schubverbinders (Werte in kN)	61
30	Nachgiebigkeit des Schubverbinders (Werte in MN/m/m)	61

31	Tragfähigkeit des Schubverbinders (Werte in kN/m)	61
32	Nachgiebigkeit des Schubverbinders (Werte in MN/m)	62
33	Tragfähigkeit des Schubverbinders (Werte in kN)	62
34	Nachgiebigkeit des Schubverbinders (Werte in MN/m)	62
35	Tragfähigkeit des Schubverbinders (Werte in kN)	62
36	Vergleich der Lasten am Beispiel der vorliegenden Brücke	64
37	Spannungsvergleich zwischen γ -Verfahren und FEM Berechnung	71
38	Schubspannungsvergleich zwischen γ -Verfahren und FEM Berechnung	72
39	Lasteinwirkungsdauer nach Einwirkung nach EC5-2 [NAB21b]	78
40	Abminderungsfaktoren der Steifigkeit je nach Belastungsdauer bei Brett- schichtholz	79
41	Abminderungsfaktoren in der Scherfuge je nach Belastungsdauer bei ein- geklebten Gewindestangen	79
42	Maximale Momente bei Flächen und Achslasten	82
43	ψ -Beiwerte bei Brückenbauten [NAB21a] (* = 0,2 nach Nationalem Anhang)	106
44	mögliche Kombinationen der Verkehrslasten [Sch18]	107
45	Ausschnitt aus Teilsicherheitsbeiwerte nach EC0/A/A1 -Tabelle NA.A2.1	109
46	Lastkombinationen mit Belastungsdauer, Kombinations- und Teilsicher- heitsbeiwerten (GZT/STR)	110
47	Einzigartige Lastkombinationen mit Belastungsdauern (GZT/STR)	111
48	Maximale Kräfte und Spannungen in den Querschnitten, GZT, $t = 0$ (*di- rekt bei den Schubverbindern, vgl. Abschnitt 8.4.2)	112
49	Maximale Schubspannungen bei Schubverbindern (Werte in kN/m), GZT, $t = 0$	112
50	Maximale Ausnutzungsgrade der Querschnitte, GZT, $t = 0$ (*direkt bei den Schubverbindern, vgl. Abschnitt 8.4.2)	113
51	Maximale Ausnutzungsgrade der Schubverbinder, GZT, $t = 0$	113
52	Maximale Kräfte und Spannungen in den Querschnitten, GZT, $t = 28$ d (*direkt bei den Schubverbindern, vgl. Abschnitt 8.4.2)	114
53	Maximale Schubspannungen bei Schubverbindern (Werte in kN/m), GZT, $t = 28$ d	114
54	Maximale Ausnutzungsgrade der Querschnitte, GZT, $t = 28$ d (*direkt bei den Schubverbindern, vgl. Abschnitt 8.4.2)	115
55	Maximale Ausnutzungsgrade der Schubverbinder, GZT, $t = 28$ d	115
56	Maximale Kräfte und Spannungen in den Querschnitten, GZT, $t = \infty$ (*direkt bei den Schubverbindern, vgl. Abschnitt 8.4.2)	116
57	Maximale Schubspannungen bei Schubverbindern (Werte in kN/m), GZT, $t = \infty$	116
58	Maximale Ausnutzungsgrade der Querschnitte, GZT, $t = \infty$ (*direkt bei den Schubverbindern, vgl. Abschnitt 8.4.2)	117
59	Maximale Ausnutzungsgrade der Schubverbinder, GZT, $t = \infty$	117
60	Kombination außergewöhnliche Lasten	119
61	Maximale Spannungen in den Querschnitten, GZT Außergewöhnlich	119

62	Maximale Schubspannungen bei Schubverbindern (Werte in kN/m), GZT Außergewöhnlich	119
63	Maximale Ausnutzungsgrade der Querschnitte, GZT Außergewöhnlich	120
64	Maximale Ausnutzungsgrade der Schubverbinder, GZT Außergewöhnlich	120
65	Spannungen in UHPFRC und Ausnutzungsgrade	125
66	Auszug aus EC5-2 - Tabelle 7.1 Grenzwerte der Durchbiegung für Balken, Platten und Fachwerke	129
67	Spannungen der betrachteten Varianten	139
68	Flächenbezogenen gemittelte Holzfeuchten	141
69	Flächenbezogene gemittelte Holzfeuchten (HF)	155
70	Knickbeiwerte k_{ci} ; Auszug aus Schneider Bautabellen [Sch18]	159
71	Ergebnisse Spannungsrückführung (OK = (Binder-) Oberkante, UK = (Binder-) Unterkante)	160
72	Kippbeiwerte k_{crit} aus [Sch18]	161
73	maximale Durchbiegung, zeitabhängig	162
74	Nachgiebigkeit der Schubverbinder	172
75	Schubtragfähigkeit in kN/m	172
76	Nachgiebigkeit der Schubverbinder	172
77	Schubtragfähigkeit in kN/m	173
78	Nachgiebigkeit der Schubverbinder	173
79	Schubtragfähigkeit in kN/m	173
80	Nachgiebigkeit der Schubverbinder	174
81	Schubtragfähigkeit in kN/m	174
82	Schwindmaß zur Erreichung von 4,8 N/mm ² in UHPFRC (GZT)	174
83	Lastkombinationen	176
84	Übersicht der Lastfälle (LF)	177
85	Lastkombinationen (a = abgemindert; n = nur bei t = 90 d bzw. t = ∞)	178
86	Maximale Spannungen im Querschnitt zum Zeitpunkt t = 0	181
87	Ausnutzungsgrade der Querschnitte zum Zeitpunkt t = 0	181
88	Maximale Schubkräfte der Schubverbinder zum Zeitpunkt t = 0	182
89	Ausnutzungsgrade der Schubverbinder zum Zeitpunkt t = 0	182
90	Maximale Spannungen im Querschnitt zum Zeitpunkt t = 90 d	185
91	Ausnutzungsgrade der Querschnitte zum Zeitpunkt t = 90 d	185
92	Maximale Schubkräfte der Schubverbinder zum Zeitpunkt t = 90 d	186
93	Ausnutzungsgrade der Schubverbinder zum Zeitpunkt t = 90 d	186
94	Maximale Spannungen im Querschnitt zum Zeitpunkt t = ∞	188
95	Ausnutzungsgrade der Querschnitte zum Zeitpunkt t = ∞	188
96	Maximale Schubkräfte der Schubverbinder zum Zeitpunkt t = ∞	189
97	Ausnutzungsgrade der Schubverbinder zum Zeitpunkt t = ∞	189
98	Maximale Spannungen im Querschnitt zum Zeitpunkt t = 0	191
99	Ausnutzungsgrade der Querschnitte zum Zeitpunkt t = 0	191
100	Maximale Schubkräfte der Schubverbinder zum Zeitpunkt t = 0	192
101	Ausnutzungsgrade der Schubverbinder zum Zeitpunkt t = 0	192

102	Maximale Spannungen im Querschnitt zum Zeitpunkt $t = 90 \text{ d}$	193
103	Ausnutzungsgrade der Querschnitte zum Zeitpunkt $t = 90 \text{ d}$	193
104	Maximale Schubkräfte der Schubverbinder zum Zeitpunkt $t = 90 \text{ d}$	194
105	Ausnutzungsgrade der Schubverbinder zum Zeitpunkt $t = 90 \text{ d}$	194
106	Maximale Spannungen im Querschnitt zum Zeitpunkt $t = \infty$	195
107	Ausnutzungsgrade der Querschnitte zum Zeitpunkt $t = \infty$	195
108	Maximale Schubkräfte der Schubverbinder zum Zeitpunkt $t = \infty$	196
109	Ausnutzungsgrade der Schubverbinder zum Zeitpunkt $t = \infty$	196
110	Maximale Spannungen im Querschnitt zum Zeitpunkt $t = 0$	198
111	Ausnutzungsgrade der Querschnitte zum Zeitpunkt $t = 0$	198
112	Maximale Schubkräfte der Schubverbinder zum Zeitpunkt $t = 0$	199
113	Ausnutzungsgrade der Schubverbinder zum Zeitpunkt $t = 0$	199
114	Maximale Spannungen im Querschnitt zum Zeitpunkt $t = 90 \text{ d}$	200
115	Ausnutzungsgrade der Querschnitte zum Zeitpunkt $t = 90 \text{ d}$	200
116	Maximale Schubkräfte der Schubverbinder zum Zeitpunkt $t = 90 \text{ d}$	201
117	Ausnutzungsgrade der Schubverbinder zum Zeitpunkt $t = 90 \text{ d}$	201
118	Maximale Spannungen im Querschnitt zum Zeitpunkt $t = \infty$	202
119	Ausnutzungsgrade der Querschnitte zum Zeitpunkt $t = \infty$	202
120	Maximale Schubkräfte der Schubverbinder zum Zeitpunkt $t = \infty$	203
121	Ausnutzungsgrade der Schubverbinder zum Zeitpunkt $t = \infty$	203
122	Maximale Spannungen im Querschnitt zum Zeitpunkt $t = 0$	206
123	Ausnutzungsgrade der Querschnitte zum Zeitpunkt $t = 0$	206
124	Maximale Schubkräfte der Kerven zum Zeitpunkt $t = 0$	207
125	Ausnutzungsgrade der Kerven zum Zeitpunkt $t = 0$	207
126	Maximale Spannungen im Querschnitt zum Zeitpunkt $t = 90 \text{ d}$	208
127	Ausnutzungsgrade der Querschnitte zum Zeitpunkt $t = 90 \text{ d}$	208
128	Maximale Schubkräfte der Kerven zum Zeitpunkt $t = 90 \text{ d}$	209
129	Ausnutzungsgrade der Kerven zum Zeitpunkt $t = 90 \text{ d}$	209
130	Maximale Spannungen im Querschnitt zum Zeitpunkt $t = \infty$	210
131	Ausnutzungsgrade der Querschnitte zum Zeitpunkt $t = \infty$	210
132	Maximale Schubkräfte der Kerven zum Zeitpunkt $t = \infty$	211
133	Ausnutzungsgrade der Kerven zum Zeitpunkt $t = t = \infty$	211
134	Maßgebende Verformungen im GZG	213
135	Erforderliche Vorkrümmung (GZG)	213
136	Lastkombinationen für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit charakteristisch	214
137	Spannung und Ausnutzungsgrad im GZG charakteristische Kombination ($t = 90 \text{ d}$)	215
138	Spannungen im GZG charakteristische Kombination ($t = \infty$)	216
139	Ausnutzungsgrad im GZG charakteristische Kombination ($t = \infty$)	217
140	Spannungen im GZG charakteristische Kombination ($t = 0$)	218
141	Ausnutzungsgrad im GZG charakteristische Kombination ($t = 0$)	219
142	Spannung im GZG charakteristische Kombination ($t = 90 \text{ d}$)	220

143	Ausnutzungsgrad im GZG charakteristische Kombination (t = 90 d)	220
144	Spannungen im GZG charakteristische Kombination (t = ∞)	221
145	Ausnutzungsgrad im GZG charakteristische Kombination (t = ∞)	221
146	Spannungen im GZG charakteristische Kombination (t = 0)	222
147	Ausnutzungsgrad im GZG charakteristische Kombination (t = 0)	223
148	Spannung im GZG charakteristische Kombination (t = 90 d)	224
149	Ausnutzungsgrad im GZG charakteristische Kombination (t = 90 d)	224
150	Spannungen im GZG charakteristische Kombination (t = ∞)	225
151	Ausnutzungsgrad im GZG charakteristische Kombination (t = ∞)	225
152	Spannung im GZG charakteristische Kombination (t = 90 d)	226
153	Ausnutzungsgrad im GZG charakteristische Kombination (t = 90 d)	226
154	Spannungen im GZG charakteristische Kombination (t = ∞)	227
155	Ausnutzungsgrad im GZG charakteristische Kombination (t = ∞)	227
156	Vergleich des EC0-UHFRC mit den Anforderungen nach SIA2052 (aus [Haj19])	230
157	Vergleich von ECO-UHFB mit anderem UHPFRC (1) Ahadur Beton aus Beispiel; (2) aus [Haj19]	231
158	Nachgiebigkeit der Schubverbinder nach Bereich	237
159	Untersuchte Lastkombination	238

1 Vorbemerkung

1.1 Variablen

Die folgenden Variablen werden im Rahmen dieser Masterarbeit verwendet:

t	Zeitpunkt
l	Spannweite
$\psi_{0,1,2}$	Kombinationsbeiwert veränderlicher Einwirkungen
γ_{sup}	Teilsicherheitsbeiwert für ungünstige Einwirkungen
γ_m	Teilsicherheitsbeiwert für Baustoffe
k_{mod}	Modifikationsbeiwert zur Berücksichtigung der Lasteinwirkungsdauer
k_{def}	Beiwerte der Kriechverformung
k_{cr}	Beiwerte zur Berücksichtigung von Rissen im Holz
E	Elastizitätsmodul
G	Schubmodul
f_{Ute}	elastische Grenzzugspannung von UHPFRC
f_{Utu}	Zugfestigkeit von UHPFRC (plastisch)
f_{Uc}	Druckfestigkeit von UHPFRC
$f_{m,0}$	Biegefestigkeit von Holz in Faserrichtung
$f_{c,0}$	Druckfestigkeit von Holz in Faserrichtung
$f_{t,0}$	Zugfestigkeit von Holz in Faserrichtung
$f_{c,90}$	Druckfestigkeit von Holz quer zur Faserrichtung
f_v	Schubfestigkeit (von Holz)
σ	Normalspannungen
τ	Schubspannungen
N	Normalkraft
M	(Biege-) Moment
V	Querkraft
I	Flächenträgheitsmoment
A	Querschnittsfläche
\hat{z}	Querschnittsschwerpunkt gemessen von Oberkante

1.2 Koordinatensysteme

Im Allgemeinen liegt das referierte Koordinatensystem so, dass die X-Y Ebene horizontal liegt und die Z-Achse orthogonal dazu steht (siehe Abbildung 1). Zudem ist die Hauptspannungsrichtung in Richtung der X-Achse gewählt.

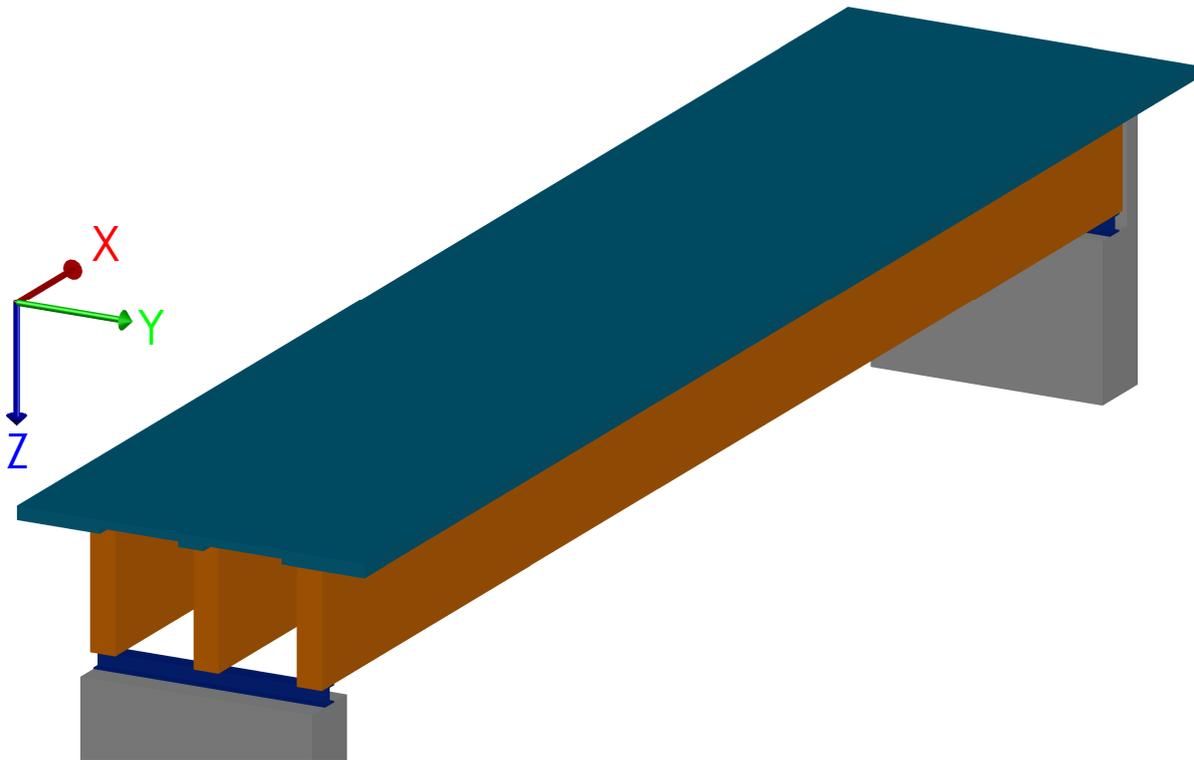


Abbildung 1: 3D-Darstellung der Brücke mit Koordinatensystem

Je nach dem, ob die Koordinate groß oder klein geschrieben wird, ist ihre Bedeutung verschieden.

x, y, z	lokale Koordinaten
X, Y, Z	globale Koordinaten

1.3 Abkürzungen

Die folgenden Abkürzungen werden verwendet:

Normen:

EC0	Eurocode 0 (DIN EN 1990)
EC1	Eurocode 1 (DIN EN 1991)
EC2	Eurocode 2 (DIN EN 1992)
EC5	Eurocode 5 (DIN EN 1995)
NA	Nationaler Anhang: Anhang der Eurocodes mit nationalen Festlegungen
NDP	Nationally Determined Parameters (National festgelegte Parameter) - deklariert in nationalen Anhängen
ETA	Europäische Technische Bewertung

Werkstoffe:

BSH	Brettschichtholz (vgl. Abschnitt 5.1)
UHFB	Ultrahochfester Beton (oft UHPFRC, vgl. Abschnitt 5.2)
UHPC	Ultra high performance concrete (UHFB)
UHPFRC	Ultra high performance fiber reinforced concrete (Ultra hochfester faserverstärkter Beton)

Einwirkungen:

TS	Tandem System (Lastsystem Verkehrslasten Tandemachse)
UDL	Uniform Distributed Load System (Lastsystem flächige Verkehrslasten)
HLS	Horizontallasten (Lastsystem für Verkehrslasten in der horizontalen Ebene)
FS	Fahrstreifen (vgl. Abschnitt 8.3.3)

Lastkombination:

LK	Lastkombination
GZT	Grenzzustand der Tragfähigkeit
GZG	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit
KLED	Klasse der Lasteinwirkungsdauer
k/sk	kurz/sehr kurz (Klasse der Lasteinwirkungsdauer)
NKL	Nutzungsklasse(n) nach EC5-1-1 2.3.1.3
P/T	permanent/temporary - ständige/vorübergehende Lastkombination
A	außergewöhnliche Lastkombination

Programme und Organisationen:

RFEM	RFEM in der Version 5.30 der Firma Dlubal Software GmbH
mb-WS	mb Worksuite in der Version 2022.050 der mb AEC Software GmbH
DAfStB	Deutscher Ausschuss für Stahlbeton e.V.
SIA	Schweizerischer Ingenieur und Architektenverein

2 Einleitung und Motivation

„Der Werkstoff Holz hat im Brückenbau nach einer großen Vergangenheit heute praktisch sehr an Bedeutung verloren. Zwar werden noch immer Brücken aus Holz gebaut, doch nicht vordergründig wegen der überragenden Materialeigenschaften, sondern eher aus Gründen der Tradition und der angenehmen Optik. Mit Rücksicht auf den Denkmalschutz oder auf schöne Landschaften wird im Brückenbau Holz eingesetzt, nicht aber aus dem Grund, weil man ein besonders effizientes Tragwerk bauen will.“ (Thomas Jahn in [Meh10])

Die Verbundkonstruktion zwischen UHPFRC und Holz verspricht eine effiziente und wirtschaftliche Bauweise, die zudem noch deutlich ökologischer ist als vergleichbare Brücken aus Stahlbeton (vgl. [Käl22] und [Ber+21]).

In der Theorie scheint die Kombination von Beton und Holz und insbesondere UHPFRC und Holz als Verbundbrücke außerordentlich gut zu sein. Das Holz kann größtenteils im Werk vorgefertigt werden und dient beim Betonieren als Schalung. Durch das geringe Eigengewicht des Holzträgers ist der Transport und Einbau üblicherweise leicht zu realisieren.

Die Fahrbahnplatte kann im Anschluss aus Ortbeton ausgeführt werden. UHFB bzw. UHPFRC konnte in dieser Konfiguration schon nach wenigen Tagen belastet werden (vgl. [Käl22]).

Durch den hohen Vorfertigungsgrad und den Eigenschaften von UHPFRC eignet sich diese Bauweise besonders für die schnelle Fertigung von Ersatzneubauten, bei denen lediglich der Überbau erneuert wird.

Aus ökologischer Sicht eignet sich die Verwendung von Holz als lokalen Baustoff mit geringem Treibhauspotenzial gut. UHPFRC hat verglichen mit Normalbeton ein deutlich höheres Treibhauspotential, jedoch wird das zumindest teilweise durch die außerordentlich guten Festigkeits- und Dauerhaftigkeitseigenschaften ausgeglichen.

Insgesamt stellt die Bauweise in der Ausführung, abgesehen von der Betonzusammensetzung, eine einfache Art des Brückenbaus dar. Es werden keine zusätzlichen Abdichtungen benötigt und es wird keine Lage für die Fahrbahn notwendig.

Das Ziel und die Motivation dieser Arbeit ist es, trotz der teilweise widersprüchlichen oben zitierten Aussagen, die Bauweise auf ihre Praxistauglichkeit zu überprüfen und eine möglichst gute Kombinationen der Werkstoffe zu ermitteln.

3 Stand der Technik

3.1 Verbundkonstruktionen bei Brücken

In der Schweiz wurden bereits Brücken errichtet, deren Material Zusammensetzung vergleichbar ist mit dem in dieser Masterarbeit behandelten. Auch die Verwendung der Materialien Holz und UHPFRC ist nicht neu. Holz wird seit Menschengedenken verwendet und Leimbinder, wie sie hier verwendet werden, gibt es seit über 100 Jahren [Mül98].

Das Material UHPC (Ultra High Performance Concrete) oder auch UHFB (Ultra Hochfester Beton) ist auch nicht neu. Bereits in den 1980er-Jahren wurde der Werkstoff erforscht, jedoch ist der Baustoff in Deutschland weder genormt noch bauaufsichtlich zugelassen [Hoh]. UHPC ist ein Überbegriff für alle Betonsorten, die eine charakteristische Zylinderdruckfestigkeit von über 130 N/mm^2 haben [Hoh]. Explizit wird für die im Folgenden untersuchten Brücken ultrahochfester faserverstärkter Beton (UHPFRC) betrachtet.

3.2 Ultrahochfester faserverstärkter Beton (UHPFRC)

Die hohe Druckfestigkeit von UHFB, wird größtenteils durch eine Senkung der Porosität und den hohen Anteil an Feinstkörner im Beton erreicht. „Möglich ist dies, in dem der Wasser/Bindemittelwert unter den zur vollständigen Hydratation theoretisch notwendigen Wert von 0,23 bis 0,25 abgesenkt wird. Dadurch werden die Kapillarporen und die mit Hydratphasen zu füllenden Gefügaporen im Mikrogefüge des Zementsteins stark reduziert und seine Festigkeit nachhaltig erhöht.“[Mid05]

Durch deutlich weniger Kapillarporen im Vergleich zu anderen Normal- und hochfesten Betonen, ist das Eindringen von Wasser, Chloride und Gase in den Beton signifikant gehemmt und weniger tief.

Dies vermeidet Schäden im Beton und möglicher Bewehrung. Das ist auch der Grund, warum Brücken aus UHFB keine zusätzliche Abdichtung benötigen (vgl. [Mid05]).

Ein weiterer Vorteil ist, dass bei UHFB wegen des hohen Abriebwiderstands, kein zusätzlicher Fahrbahnbelag benötigt wird [Käl22].

Die CO_2 -Bilanz von UHFB bzw. UHPFRC ist auf das Volumen bezogen deutlich ungünstiger als Normalbeton. Ein hoher Zement und Stahlfaseranteil sind die Gründe für die schlechtere Bilanz. Durch die höhere Festigkeit kann aber dafür einiges an Material gespart werden. Bei der Studie einer Brücke mit 10 m Spannweite ist die UHPFRC-Brücke sogar etwas besser als eine vergleichbare Stahlbetonbrücke [Ber+21]. Bei Verwendung einer anderen Faser (anstelle von Stahlfasern) könnte der negative Einfluss auf die Umwelt vermindert werden [Ber+21]. Im Rahmen dieser Masterarbeit wird weitergehend untersucht, welche Fasermaterialien möglich und was ihre Auswirkungen auf Ökobilanz und Tragfähigkeit sind.

UHFB schwindet aufgrund des hohen Zementanteils deutlich stärker als herkömmlicher Beton. Nach dem in der Schweiz gültigen Merkblatt SIA 2052 [Oes21] sollte ohne

thermische Behandlung ein Endschwindmaß von 0,6 - 0,8‰ angenommen werden. Im gleichen Merkblatt wird als anzunehmende Endkriechzahl ohne thermische Behandlung 1,0 für $t_0 = 7$ d bzw. 0,8 - 1,0 für $t_0 = 28$ d genannt.

3.3 Holz

Holz als Baustoff bietet einige Vorteile. Einer davon ist das gute Verhältnis zwischen Gewicht und Festigkeit [Meh10].

Im Beispiel der Schweizer Rigiab-Brücke [Käl22] wurden Brettschichtholz Binder verwendet, die im einbaufertigen Zustand auf die Baustelle geliefert wurden. Bei der Verwendung von Betonfertigteilen wäre der Transport und Einbau von vergleichbar tragfähigen Bauteilen aufgrund des hohen Gewichts schwierig.

Zudem ist Holz ein Werkstoff, der leicht zu bearbeiten ist, das heißt die Bearbeitung ist wenig aufwändig mit geringem Energieeinsatz. Verbessert kommt noch hinzu, dass Holz CO_2 einlagert, welches über die gesamte Lebenszeit gespeichert bleibt und somit so lange nicht zum Treibhauseffekt beiträgt. Am Ende des Lebenszyklus als Brückenbinder kann das Holz einfach recycelt oder der thermischen Endnutzung zugeführt werden. Insgesamt ist Holz ein sehr ökologischer Baustoff, der bei gutem Holzschutz auch dauerhaft ist.

Holz als Baustoff für Brücken hat eine lange Tradition, jedoch haben aufgrund der begrenzten Haltbarkeit dieses Werkstoffes, viele nicht die Zeit überstanden. Seit dem 19. Jahrhundert werden anstelle von Holzbrücken zunehmend Stahl und Stahlbeton gebaut [Sei19]. Vor allem der aufwändige Holzschutz hat in der Vergangenheit dazu geführt, dass Holz immer seltener als Brückenbaumaterial verwendet wurde.

3.4 UHPFRC-Holz-Verbund

Bei der Kombination der Werkstoffe Holz und UHFB werden die jeweiligen Stärken optimal genutzt. Holz als vergleichsweise leichter Werkstoff ist gut zu transportieren und bietet viel Potenzial für eine Vorfertigung im Werk. Gleichzeitig dient die Holz-Unterkonstruktion als Schalung für den Beton, welcher üblicherweise erst vor Ort gegossen wird. Der UHPFRC bietet optimalen Schutz für die Holzkonstruktion und umgeht somit die klassischen Probleme reiner Holzbrücken: Abdichtung, Holzschutz und Abriebfestigkeit der Fahrbahn (vgl. [Ber+21]).

Bei Holz-Normalbeton-Verbundbrücken wird das Holz auch vor Regeneinwirkungen geschützt, jedoch ist hier in der Regel noch zusätzlich eine Abdichtung und ein Fahrbahnbelag notwendig (vgl. Abschnitt 5.3). Dies ist bei der Verwendung von UHPFRC nicht der Fall.

4 Vorgehen beim Brückenentwurf

4.1 Akzeptanzkriterien

Beim Entwurf einer UHPFRC-Holz-Verbundbrücke müssen beim Entwurf neben der Haupttragfähigkeit noch andere Aspekte berücksichtigt werden. Eine Leitlinie der Bemessung gibt es nicht. Die hier durchgeführten Simulationen basieren auf folgende maßgebende Akzeptanzkriterien I bis V:

- (I) Verformungen in Feldmitte unter $1/400$ (GZG)
- (II) Keine Spannungsüberschreitungen im Holzquerschnitt bei Vollbelastung (GZT)
- (III) Keine Zugspannungsüberschreitung im UHPFRC unter Temperatur und Schwindverformung (GZT/GZG)
- (IV) Keine Zugspannungsüberschreitung im UHPFRC in Querrichtung (GZT/GZG)
- (V) Anprallkräfte können aufgenommen werden (GZT)

Gegenfalls können auch andere Lastfälle maßgebend werden, die oben genannten sind jedoch insbesondere bei Einfeldbrücken maßgeblich.

4.2 (I) Verformung in Feldmitte (GZG)

Der EC5-2 fordert, dass die Verformung bei voller Verkehrslast im GZG unter $1/400$ bleiben.

Für die Verbundbrücke sollen dabei Temperatureinwirkungen, Feuchteänderungen und Verkehrslasten berücksichtigt werden, da diese große Verformungen hervorrufen.

4.3 (II) Spannungen im Holzquerschnitt (GZT)

Der Holzquerschnitt wird besonders unter Vollast im GZT beansprucht. Experimentell hat sich folgende Lastkombination als besonders kritisch herausgestellt:

Tabelle 1: Lastkombination für die Untersuchung der Spannungen im Holzquerschnitt

KLED	Eigengew.- Lasten	Schwinden γ_{sup}	Kombination Temperaturabfall		gr1a		
	γ_{sup}		ψ_0	γ_{sup}	TS ψ_0	UDL ψ_0	γ_{sup}
kurz	1,35	1	0,6	1,35	1	1	1,35

Besonders die Temperaturänderung (siehe Abschnitt 9.2.3) erhöht die Spannungen im Querschnitt.

4.4 (III) Keine Zugspannungsüberschreitung im UHPFRC unter Temperaturlasteinfluss und Schwindverformung (GZT/GZG)

Durch Auflast wird die UHPFRC-Platte auf Druck beansprucht. Fällt dieser Aspekt weg, können große Zugspannungen entstehen. Besonders kritisch in diesem Zusammenhang ist folgende Lastkombination zu sehen:

Tabelle 2: Lastkombination für die Untersuchung der Zugspannungen in UHPFRC-Platte

KLED	Eigengew.- Lasten	Schwinden	Kombination Temperaturabfall	
	γ_{sup}	γ_{sup}	ψ_0	γ_{sup}
mittel	1,35	1	1	1,35

Besonders großen Einfluss auf die Spannungen hat das Schwinden; die Variablen, die die Eigenspannungen aus dem Schwinden beeinflussen, sind im Abschnitt 9.1.1 aufgeschlüsselt. Weitergehend ist unter 5.2.8 beschrieben, welche Gesamtnachgiebigkeit der Querschnitt haben sollte, damit keine Risse durch Schwinden entstehen und die Spannungen durch Kriechen abgebaut werden können.

Insgesamt stellt dieser Lastfall eine große Herausforderung für den Brückenentwurf dar, weil Querschnittsänderungen oft eine Vielzahl von Effekten hervorrufen.

Der Nachweis muss im GZT nicht zwingend erfüllt werden, da hier Zugspannungsüberschreitungen durch Bewehrungsstäbe aufgenommen werden können. Im GZG muss allerdings die Rissfreiheit sichergestellt werden, da hier Risse zum Wassereintritt führen und somit die Dauerhaftigkeit des Bauwerks massiv einschränken können.

4.5 (IV) Keine Zugspannungsüberschreitung im UHPFRC in Querrichtung (GZT/GZG)

Der Mindestwert der Plattendicke soll für die Querbiegung der Platte so dimensioniert sein, dass kein unzulässigen Spannungsüberschreitungen auftreten. Wenn eine zu große Querbiegung auftritt, kann die Platte undicht (GZG) werden oder kollabieren (GZT).

4.6 (V) Aufnahme der Anprallkräfte (GZT)

Durch die geringe Plattenhöhe entstehen bei Anprall große Spannungen an den Plattenrändern. Hier soll zu Beginn des Entwurfs eine Lösung gefunden werden, die konstruktiv sinnvoll ist und solche Kräfte aufnehmen kann.

Für Brücken mit einer Geschwindigkeitsbegrenzung von 50 km/h bietet sich ein Schrammbord mit 15 bis 20 cm Höhe an, da dann ein Fahrzeugrückhaltesystem nicht mehr notwendig wird (vgl. [Ber08]).

5 Werkstoffe und Verbindungsmittel

5.1 Brettschichtholz

5.1.1 Allgemeines

Das in dieser Betrachtung genutzte Brettschichtholz wird der Festigkeitsklasse GL 28c zugeordnet. Durch den Wetterschutz der Binder können die Holzbauteile der Nutzungsklasse 2 nach DIN EN 1995-1-1 [NAB10b] eingestuft werden, weil die Binder überdacht und vor freier Bewitterung geschützt sind.

5.1.2 Festigkeitskennwerte

Nach DIN EN 14080 [NAB13a] wird Brettschichtholz in verschiedene Festigkeitsklassen eingeteilt. Folgende Tabelle gibt eine Übersicht:

Tabelle 3: Festigkeiten von kombinierten Brettschichtholz
(Auszug DIN EN 14080 [NAB13a])

Eigenschaft ^a	Symbol	Festigkeitsklasse von Brettschichtholz						
		GL 20c	GL 22c	GL 24c	GL 26c	GL 28c	GL 30c	GL 32c
Biegefestigkeit	$f_{m,g,k}$	20	22	24	26	28	30	32
Zugfestigkeit	$f_{t,0,g,k}$	15	16	17	19	19,5	19,5	19,5
	$f_{t,90,g,k}$	0,5						
Druckfestigkeit	$f_{c,0,g,k}$	18,5	20	21,5	23,5	24	24,5	24,5
	$f_{c,90,g,k}$	2,5						
Schubfestigkeit (Schub und Torsion)	$f_{v,g,k}$	3,5						
Rollschubfestigkeit	$f_{r,g,k}$	1,2						
Elastizitätsmodul	$E_{0,g,mean}$	10 400	10 400	11 000	12 000	12 500	13 000	13 500
	$E_{0,g,05}$	8 600	8 600	9 100	10 000	10 400	10 800	11 200
	$E_{90,g,mean}$	300						
	$E_{90,g,05}$	250						
Schubmodul	$G_{g,mean}$	650						
	$G_{g,05}$	540						
Rollschubmodul	$G_{r,g,mean}$	65						
	$G_{r,g,05}$	54						
Rohdichte ^b	$\rho_{g,k}$	355	355	365	385	390	390	400
	$\rho_{g,mean}$	390	390	400	420	420	430	440

^a Die in dieser Tabelle angegebenen Eigenschaften wurden nach 5.1.5 auf der Grundlage der Aufbauten nach Tabelle 2 berechnet. Sofern unterschiedliche Aufbauten für eine bestimmte Festigkeitsklasse zu unterschiedlichen charakteristischen Werten führen, sind hier die geringsten Werte aufgeführt.

^b Berechnet als das gewichtete Mittel der Rohdichten der verschiedenen Lamellenbereiche, siehe 5.1.5.3, 5. Absatz.

Das untersuchte kombinierte Brettschichtholz (BSH) wird im Gegensatz zu homogenem BSH aus Lamellen verschiedener Festigkeiten zusammengesetzt. Dabei haben die Lamellen im Randbereich eine höher Festigkeit, als die Lamellen in den Kernlagen:



Abbildung 2: Zusammensetzung von kombiniertem Brettschichtholz
(Auszug DIN EN 14080 [NAB13a])

5.1.3 Quell- und Schwindverhalten

Das Quellen und Schwinden bei Holz führt zu verhältnismäßig großen Volumenänderungen. In Querrichtung zur Faser ist dieses Verhalten besonders ausgeprägt.

Je nach Temperatur und Feuchtigkeit der Luft stellen sich im Holz verschiedene Ausgleichsfeuchten ein. „Die Nutzungsklasse 2 ist gekennzeichnet durch einen Feuchtegehalt in den Baustoffen, der einer Temperatur von 20°C und einer relativen Luftfeuchte der umgebenden Luft entspricht, die nur für einige Wochen je Jahr einen Wert von 85 % übersteigt.“ (EC5-1-1 2.3.1.3; [NAB10b]) Dies trifft hier zu.

Die Längenänderung des Bauteils errechnet sich wie folgt (nach DIN EN 14080[NAB13a]):

$$l_{cor} = l_a(1 + k(u_{ref} - u_a)) \quad (1)$$

mit:

l_{cor} auf die Holzfeuchte bezogene Bauteilmaß;

l_a Bauteilmaß vor Holzfeuchteänderung;

k Quell- und Schwindmaß zur Berücksichtigung von feuchteabhängigen Verformungen (vgl. Tabelle 4);

u_{ref} hier: 15%; anzunehmende Ausgleichsfeuchte für NKL 2 bei 15%;

u_a Holzfeuchtegehalt in %.

Daten für das Quell- und Schwindmaß gemäß DIN 14080 sind in folgender Tabelle:

Tabelle 4: Quell- und Schwindmaß k für eine Holzfeuchteänderung von 1 % (Auszug DIN 14080 [NAB13a])

Faserrichtung	Quell- und Schwindmaß k
Rechtwinklig zur Faserrichtung	0,002 5
In Faserrichtung	0,000 1
^a Die Werte gelten für Nadelholz und Pappel mit einem Feuchtegehalt von 6 % bis einschließlich 25 %. Das Quell- und Schwindmaß k rechtwinklig zur Faserrichtung ist ein aus der Tangential- und Radialverformung gebildeter Mittelwert.	

In der Nutzungsklasse 2 ist eine Holzfeuchte von 10 % bis 20 % zu erwarten [HSW14].

5.1.4 Verhalten in Abhängigkeit der Belastungsart und -dauer

Holz kriecht unter Langzeitbelastungen. Die Ausprägung dieses Kriechverhaltens ist abhängig von der Nutzungsklasse, also den Umgebungsbedingungen und der Dauer der Lasteinwirkung.

Der EC5 [NAB10b] gibt dazu folgenden Werte des Beiwertes zur Kriechverformung k_{def} vor:

Tabelle 5: Werte für k_{def} für Holz und Holzwerkstoffe (EC5-1-1 Tab.3.2 [NAB10b])

Baustoff	Norm	Nutzungsklasse		
		1	2	3
Vollholz	EN 14081-1	0,60	0,80	2,00
Brettschichtholz	EN 14080	0,60	0,80	2,00
Furnierschichtholz (LVL)	EN 14374, EN 14279	0,60	0,80	2,00
Sperrholz	EN 636 Typ EN 636-1	0,80	–	–
	Typ EN 636-2	0,80	1,00	–
	Typ EN 636-3	0,80	1,00	2,50
OSB	EN 300 OSB/2	2,25	–	–
	OSB/3, OSB/4	1,50	2,25	–
Spanplatten	EN 312 Typ P4	2,25	–	–
	Typ P5	2,25	3,00	–
	Typ P6	1,50	–	–
	Typ P7	1,50	2,25	–
Holzfaserplatten, hart	EN 622-2 HB.LA	2,25	–	–
	HB.HLA1, HB.HLA2	2,25	3,00	–
Holzfaserplatten, mittelhart	EN 622-3 MBH.LA1, MBH.LA2	3,00	–	–
	MBH.HLS1, MBH.HLS2	3,00	4,00	–
Holzfaserplatten, MDF	EN 622-5 MDF.LA	2,25	–	–
	MDF.HLS	2,25	3,00	–

Nach EC5-1-1 2.3.2.2 (1)(Gleichung 2.7 und 2.8) kann vereinfacht für den Nachweis der Kriechverformung der E-Modul und das Schubmodul wie folgt abgemindert werden:

$$E_{mean,fin} = \frac{E_{mean}}{1 + k_{def}} \quad (2)$$

$$G_{mean,fin} = \frac{G_{mean}}{1 + k_{def}} \quad (3)$$

Für die NKL 2 gilt somit:

$$E_{mean,fin} = \frac{E_{mean}}{1 + 0,8} = 0,556 E_{mean} \quad (4)$$

$$G_{mean,fin} = \frac{G_{mean}}{1 + 0,8} = 0,556 G_{mean} \quad (5)$$

„Wird die Verteilung der Schnittgrößen durch die Steifigkeitsverteilung im Tragwerk beeinflusst, sollten für Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit die Endwerte der Mittelwerte der entsprechenden Elastizitätsmodulen $E_{mean,fin}$, der Schubmodulen $G_{mean,fin}$ der Verschiebungsmodulen $K_{ser,fin}$ nach folgenden Gleichungen bestimmt werden.“ (EC5-1-1 2.3.2.2 (2)). Eine Verschiebung der Schnittgrößen durch die Abminderung ist hierbei zu erwarten.

$$E_{mean,fin} = \frac{E_{mean}}{1 + \psi_2 \cdot k_{def}} \quad (6)$$

$$G_{mean,fin} = \frac{G_{mean}}{1 + \psi_2 \cdot k_{def}} \quad (7)$$

mit:

E_{mean} Endwert von E_{mean} ;

G_{mean} Endwert von G_{mean} ;

E_{mean} Mittelwert des Elastizitätsmoduls;

G_{mean} Mittelwert des Schubmoduls;

k_{def} Beiwert zur Bestimmung der Kriechverformung unter Berücksichtigung der maßgebenden Nutzungsklasse;

ψ_2 Beiwert für den quasi-ständigen Anteil der Einwirkung, die die größte Spannung im Verhältnis zur Festigkeit hervorruft (wenn diese Einwirkung eine ständige Einwirkung ist, soll ψ_2 durch 1 ersetzt werden).

Es gilt somit für $E_{mean,fin}$ und analog dazu für $G_{mean,fin}$ (NKL 2, BSH):

$$E_{mean,fin} = \frac{E_{mean}}{1 + \psi_2 k_{def}} \quad (8)$$

$$E_{mean,fin} = \frac{E_{mean}}{1 + 0,0 \cdot 0,8} = 1,0 E_{mean} \quad (\text{Wind}) \quad (9)$$

$$E_{mean,fin} = \frac{E_{mean}}{1 + 0,2 \cdot 0,8} = 0,86 E_{mean} \quad (\text{Verkehr}) \quad (10)$$

$$E_{mean,fin} = \frac{E_{mean}}{1 + 0,5 \cdot 0,8} = 0,61 E_{mean} \quad (\text{Temperatur}) \quad (11)$$

$$E_{mean,fin} = \frac{E_{mean}}{1 + 1,0 \cdot 0,8} = 0,556 E_{mean} \quad (\text{Eigenlast}) \quad (12)$$

Folgende Werte müssen für den k_{mod} bezüglich der Abminderung der Tragfähigkeit in Abhängigkeit von KLED und NKL verwendet werden:

Tabelle 6: Auszug aus Werten für k_{mod} für Holz und Holzwerkstoffe
(Auszug aus EC5-1-1 Tab.3.1 [NAB10b])

Baustoff	Norm	Nutzungs- klasse	Klasse der Lasteinwirkungsdauer				
			ständige Einwir- kung	lange Einwir- kung	mittlere Einwir- kung	kurze Einwir- kung	sehr kurze Einwir- kung
Vollholz	EN 14081-1	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Brettschicht- holz	EN 14080	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90

5.2 UHPFRC

5.2.1 Bestimmung der Baustoffeigenschaften

Bei der Bestimmung von Zugfestigkeit wird nach Merkblatt SIA2052 [Oes21] ein normativ geregelter Biegeversuch durchgeführt.

Folgendes Schema ist aus dem genannten Merkblatt entnommen und zeigt den Versuchsaufbau:

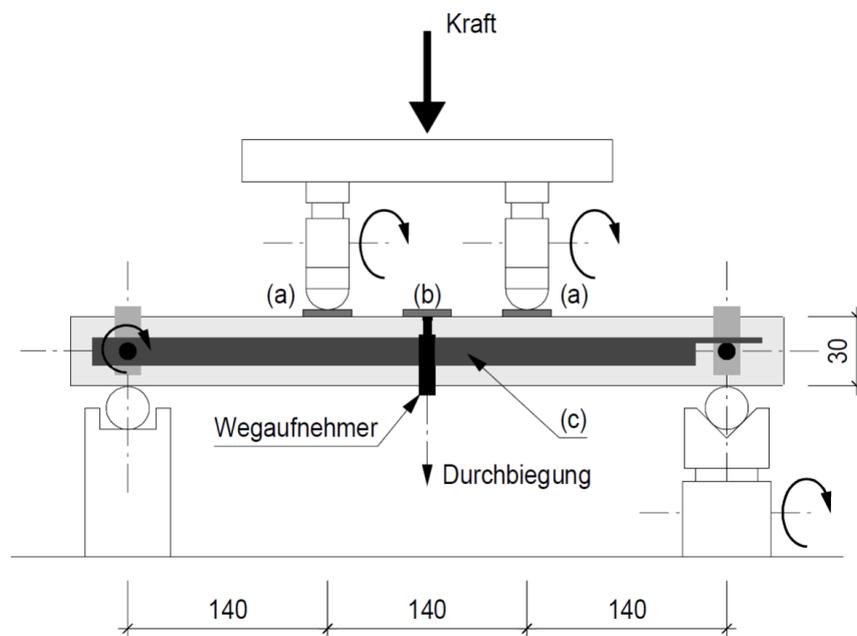


Abbildung 3: Versuchsaufbau für die Biegezugprüfung von UHPFRC(Auszug [Oes21])

„Es werden zunächst drei Belastungs-/Entlastungszyklen mit einer Geschwindigkeit der Kolbenwegverschiebung von 0,5 mm pro Minute mit einer Unterspannung von 0,5 N/mm² und einer Oberspannung von 3 N/mm² gefahren. Nach jedem Belastungs- und Entlastungszyklus folgt eine 10 Sekunden andauernde Haltephase, in der die Kolbenwegposition konstant gehalten wird. [...]

Danach werden die Prüfkörper mit einer Geschwindigkeit der Kolbenwegverschiebung von 0,5 mm pro Minute bis zum Erreichen der Maximalkraft belastet und danach mit einer Geschwindigkeit von 2 mm pro Minute. Der Versuch endet, wenn die gemessene Kraft 50 % der Maximalkraft erreicht.“[Oes21]

„Der Elastizitätsmodul wird mit den Ergebnissen der [...] geprüften Prüfkörper ermittelt. Dazu wird für jedes Wertepaar, bestehend aus der Kraft F_i und der Durchbiegung δ_i , der bei der letzten Wiederbelastung aufgenommenen Kraft-Durchbiegungs-Kurve vor Erreichen der maximalen Kraft der Sekantenmodul E_i ermittelt“[Oes21]

„Danach wird für jeden Wert der Durchbiegung δ_i der gleitende Mittelwert E_{mi} aus den

10 vorhergehenden Werten des Sekantenmoduls E_i gebildet und graphisch in Abhängigkeit der berechneten Spannung aufgezeichnet. Der lineare Bereich endet bei demjenigen Kraftwert F_A , ab dem eine irreversible Reduktion des Sekantenmoduls E_{mi} von mehr als 1 % festgestellt wird.“([Oes21], vgl. Abbildung 4)

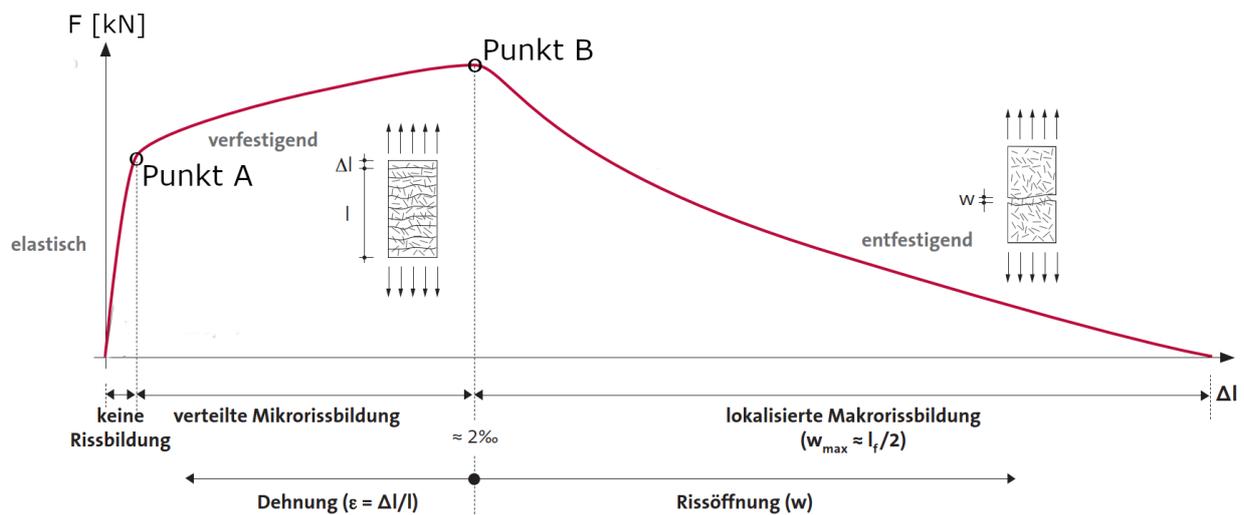


Abbildung 4: Zugverhalten von UHPFRC [AG19] (angepasst)

Punkt A = Ende des elastischen Tragverhaltens (f_{Ute})

Punkt B = Maximalkraft (f_{Utu})

Die Festigkeiten aus den Maximalkräften errechnen sich aufgrund der verschiedenen Spannungsverteilungen bei elastischen und plastischen Tragverhalten unterschiedlich. Im elastischen Fall ergibt sich eine lineare Spannungsverteilung, somit kann einfach durch Rückrechnung der Einwirkung eine Spannung ermittelt werden. Für den plastischen Fall muss eine Annahme getroffen werden, wie sich die Spannung verteilt. Die SIA 2052 [Oes21] liefert dafür folgende Verteilung:

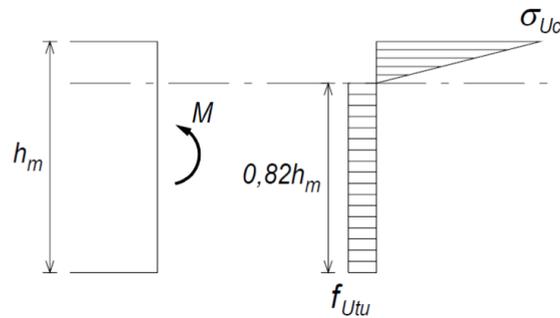


Abbildung 5: Spannungsverteilung unter Biegung von UHPFRC im plastischen Bereich

Folgende Formel liefern die Festigkeiten aus den Kräften F_A und F_B :

$$f_{Ute} = F_A \cdot \frac{l_m}{b_m \cdot h_m^2} \quad (13)$$

$$f_{Utu} = 0,383 \cdot F_B \cdot \frac{l_m}{b_m \cdot h_m^2} \quad (14)$$

mit:

1. f_{Ute} elastische Grenzzugspannung von UHPFRC

2. f_{Utu} Zugfestigkeit von UHPFRC (plastisch)

F Einwirkende Auflast;

l_m Spannweite Prüfkörper (i.d.R. 420 mm);

b_m Breite Prüfkörper;

h_m Höhe Prüfkörper;

Der Dokumentation des Brückenbaus der Rigiab Brücke [Käl22] ist zu entnehmen, dass UHPFRC der Firma Ahadur verwendet wurde. Auf Nachfrage hat die Kibag Holding AG Prüfberichte bereitgestellt. Explizit wird sich im Folgenden auf den Bericht Nr. 5214029430.5 [Los22] bezogen. Bei der Prüfung wurden sechs Biegezugversuche durchgeführt und damit die Zugfestigkeit bestimmt.

Tabelle 7: Prüfergebnisse im Biegezugversuch [Los22]

Prüfkörper Bezeichnung	Länge L [mm]	Breite b [mm]	Dicke d [mm]	Roh- dichte [kg/m ³]	f_{Utu} [MPa]	ε_{Utu} [‰]	f_{Ute} [MPa]	ε_{Ute} [‰]	E_U [GPa]	f_{Utu}/f_{Ute} [-]
1	500	99,4	30,3	2511	12,9	3,29	11,7	0,25	46,4	1,10
2	500	100,3	30,3	2508	12,3	2,60	11,1	0,24	46,4	1,11
3	500	99,6	30,3	2509	11,5	2,07	10,9	0,24	45,8	1,06
4	500	99,7	30,3	2507	(9,4)	-	(11,1)	(0,24)	(46,1)	(0,85)
5	500	100,0	30,2	2520	12,2	2,44	11,1	0,24	46,9	1,10
6	500	100,2	30,2	2506	12,4	2,52	10,4	0,22	46,5	1,20
(Mittelwert)	500	99,9	30,2	2510	(11,8)	(2,59)	(11,0)	(0,24)	(46,3)	(1,07)
Mittelwert	500	99,9	30,2	2510	12,3	2,59	11,0	0,24	46,4	1,11
Standardabw.	0,00	0,4	0,0	5	0,5	0,44	0,50	0,01	0,4	0,05

Der vierte Prüfkörper hat einen Materialfehler aufgewiesen, weshalb sämtlich mit dem Fehler in Verbindung stehenden Kennwerte eingeklammert sind. Diese Werte werden nicht weiter beachtet.

Weitergehend wurde die Druckfestigkeit über einfache Druckversuche ermittelt. Die folgende Tabelle stellt die Ergebnisse dar:

Tabelle 8: Prüfergebnisse beim Druckversuch [Los22]

Prüfkörper Bezeichnung	Festigkeit [Mpa]
1	164,50
2	169,60
3	174,10
Mittelwert	169,40
Standardabw.	4,80

Es konnte dabei der Mittelwert der Druckfestigkeit f_{Uc} mit $169,4 \text{ N/mm}^2$ bestimmt werden.

Die charakteristischen Werte für Druck- und Zugfestigkeit entspricht dem 5 %-Fraktilwert, sie werden wie folgt berechnet (vgl. [Oes21]):

$$f_{Uck} = f_{Uc} - 8 \text{ N/mm}^2 \quad (15)$$

$$f_{Uck} = 169,4 - 8 \text{ N/mm}^2 = 161,4 \text{ N/mm}^2 \quad (16)$$

$$f_{Utuk} = 0,835 \cdot f_{Utu} \quad (17)$$

$$f_{Utuk} = 0,835 \cdot 12,3 \text{ N/mm}^2 = 10,3 \text{ N/mm}^2 \quad (18)$$

5.2.2 Festigkeitskennwerte

Nach SIA 2052 [Oes21] errechnet sich aus den charakteristischen Werten wie folgt die Bemessungswerte f_{Ucd} und f_{Utud} :

$$f_{Ucd} = \frac{\eta_t \cdot \eta_{fUc} \cdot f_{Uck}}{\gamma_U} \quad (19)$$

$$f_{Ucd} = \frac{1,0 \cdot 0,85 \cdot f_{Uck}}{1,3} \quad (20)$$

$$f_{Ucd} = 0,654 \cdot 161 = 105,5 \text{ N/mm}^2 \quad (21)$$

$$f_{Utud} = \frac{\eta_t \cdot \eta_{hU} \cdot f_{Utuk}}{\gamma_U} \quad (22)$$

$$f_{Utud} = \frac{1,0 \cdot 0,8 \cdot f_{Utuk}}{1,3} \quad (23)$$

$$f_{Utud} = 0,615 \cdot 10,3 = 6,32 \text{ N/mm}^2 \quad (24)$$

„Der Umrechnungsfaktor η_{hU} berücksichtigt den Einfluss der Bauteildicke auf die Faserorientierung.“ [Oes21], siehe Abbildung 6:

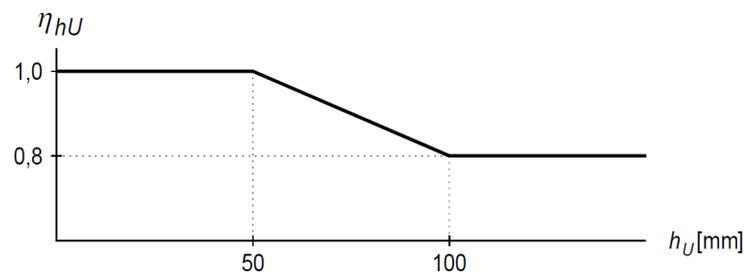


Abbildung 6: Umrechnungsfaktor η_{hU} zur Berücksichtigung der Bauteildicke h_U (aus SIA2052 [Oes21])

In dem vorliegenden Beispiel sind Bauteildicken sowohl mit über 100 mm als auch mit $h_U = 50$ bis 100 mm vertreten. Konservativ wird für alle Bauteile $\eta_{hU} = 0,8$ angenommen.

Zu den weiteren verwendeten Einflussfaktoren der Gleichungen (22) bis (24) ist zu vermerken [Oes21]: „Der Umrechnungsfaktor η_{fUc} zur Berücksichtigung des relativ geringen Verformungsvermögens von UHPFRC unter Druckbeanspruchung beträgt: $\eta_{fUc} = 0,85$.“

„Der Umrechnungsfaktor zur Berücksichtigung der Einwirkungsdauer beträgt im Allgemeinen: $\eta_t = 1,0$. Für stossartige Einwirkungen wie z.B. Anprall und Explosion darf ein Umrechnungsfaktor $\eta_t = 1,15$ angesetzt werden.“

„Für den Nachweis der Tragsicherheit beträgt der Widerstandsbeiwert für den Baustoff UHPFRC $\gamma_U = 1,30$.“

5.2.3 Vergleich Sachstandsbericht DAfStb mit SIA2052

Nach dem deutschen Sachstandsbericht Ultra Hochfester Beton [Bun+08] errechnet sich die Bemessungszugfestigkeit mit folgender Formel:

$$f_{Utd} = \frac{0,85 f_{Utuk}}{\gamma_{ct} \cdot \gamma_f} \quad (25)$$

$$= \frac{0,85 \cdot 10,3 \text{ N/mm}^2}{1,3 \cdot 1,25} = 5,39 \text{ N/mm}^2 \quad (26)$$

mit:

$$\gamma_{ct} = 1,3; \text{ Sicherheitsbeiwert im GZT}$$

$$\gamma_f = 1,25; \text{ allgemein, ausgenommen lokale Effekte}$$

Die Bemessungs-Zugfestigkeit f_{Utd} nach Sachstandsbericht (2008) [Bun+08] ist deutlich geringer als die nach SIA 2052 (2021)[Oes21] berechnete; es wird davon ausgegangen, dass die neuere schweizerische Norm einen aktuelleren Erkenntnisstand abbildet.

Auch die Druckfestigkeit nach Sachstandsbericht ergibt maximal den Wert der SIA 2051 (von 105,5 N/mm²); sie errechnet sich wie folgt:

$$f_{Ucd} = 0,85 \frac{f_{Uck}}{\gamma_{c,UHFB}} \quad (27)$$

$$= 0,85 \frac{161,4 \text{ N/mm}^2}{1,3} = 105,5 \text{ N/mm}^2 \quad (28)$$

mit:

$$\gamma_{c,UHFB} = 1,3; \text{ je nach Norm/Richtlinie zwischen 1,885 und 1,3}$$

Im Weiteren wird der Vorschlag von SIA 2052 in dieser Arbeit übernommen.

Die Abweichung zwischen den Vorschlag des Sachstandberichts [Bun+08] und der SIA 2052 [Oes21] sind signifikant. Es wird davon ausgegangen, dass der Erkenntnisstand bei Erstellung der SIA 2052 deutlich aktueller ist.

5.2.4 Wasserdichtheit

Die Wasserdichtheit von UHPFRC kann nur garantiert werden, wenn die Spannungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit im elastischen Bereich bleiben (vgl. Habel - [HDB06]):

$$\sigma \leq f_{Utek} \quad (29)$$

Größere Verformungen können erlaubt werden, wenn die Permeabilität im plastischen Bereich experimentell in Abhängigkeit der Dehnung ermittelt wurde (vgl. [HDB06]).

Die Berechnung der charakteristischen Zugfestigkeit im elastischen Bereich ist weder in SIA 2052 [Oes21] noch im Sachstandsbericht [Bun+08] geregelt.

Der Autor geht davon aus, dass das gleiche Vorgehen wie bei der Ermittlung der Zugfestigkeit auch hier angewandt werden kann:

$$f_{Utek} = 0,835 \cdot f_{Ute} \quad (30)$$

$$f_{Utek} = 0,835 \cdot 11,0 \text{ N/mm}^2 = 9,2 \text{ N/mm}^2 \quad (31)$$

In SIA 2052 wird geschrieben: „Falls die UHFB-Schicht flüssigkeitsdicht sein muss, wird rechnerisch nachgewiesen, dass die Dehnung des UHFB unter Zugspannungen kleiner ist als 1 ‰.“ [Oes21]. Dieses Kriterium ist deutlich leichter zu erreichen, als das von Habel geforderte Kriterium. Bei Habel wird die Dehnung auf etwa $\epsilon = \frac{9,2 \text{ N/mm}^2}{46400 \text{ N/mm}^2} = 0,2 \text{ ‰}$ beschränkt (ohne Kriechen). (Mit Berücksichtigung von Kriechen sollen die Dehnungen unter $\epsilon = \frac{9,2 \text{ N/mm}^2}{46400 \text{ N/mm}^2/3,5} = 0,7 \text{ ‰}$ bleiben.)

Bei den weiteren Berechnungen in dieser Arbeit wird das Kriterium von Habel herangezogen.

5.2.5 Verhalten im plastischen Bereich

Unter Zugbeanspruchung im plastischen Bereich, also im Bereich zwischen Punkt A und B (vgl. Abbildung 4) hat UHPFRC eine deutlich geringerer Steigung der Kraft-Verformung-Kurve verglichen mit dem elastischen Bereich. Für die Bemessung im GZT spielt dieser Bereich keine Rolle, da die Spannungen nicht so weit ansteigen dürfen. Dennoch kann es sinnvoll sein, das Verhalten in diesem Bereich zu kennen. Die Steigung in diesem Bereich wird als Verfestigungsmodul E_{Utu} bezeichnet.

Aus den Biegezugversuchen (Tabelle 7) kann das Verfestigungsmodul berechnet werden.

Es ergeben sich folgenden Werte:

Tabelle 9: Verfestigungsmodul UHPFRC-Versuch

Prüfkörper Bezeichnung	E_{Utu} [GPa]
1	0,47
2	0,59
3	0,36
4	-
5	0,60
6	1,13
Mittelwert	0,63

Es wird im Weiteren ein Wert von 0,63 GPa (63 kN/cm²) für das Verfestigungsmodul verwendet.

5.2.6 Schwindverhalten

„Aufgrund des hohen Zementsteinanteils und des niedrigen [Wasser/Zement-] w/z-Werts kann Ductal [= UHPFRC] ein vergleichsweise hohes Endschwindmaß von bis zu 1‰ erreichen.“[AG19]

Im Vergleich zu Normalbeton liegt dieser Wert hoch. Bei Platten aus Normalbeton und üblichen Verhältnissen aus Querschnittfläche zu Außenumfang ergeben sich nach EN 1992-1-1:2004-12 Werte in der Größenordnung von 0,3 bis 0,7‰. Wegen der oftmals kleinen Bauteildicken wird bei UHPFRC dieser Effekt noch ausgeprägter.

Es wird zunächst angenommen, dass der UHPFRC 0,8 ‰ schwindet (vgl. [Oes21]).

Ein Großteil der entstehenden Zugspannungen durch Zwang in Folge von Schwinden kann durch das ausgeprägte Kriechverhalten von UHPFRC am Beginn der Lebensdauer abgemindert werden (vgl. [Sch05]).

Problematisch sind hier vorwiegend Zugspannungen, die zu Rissen im UHPFRC führen können. Die Risse geben Wasser die Möglichkeit in das Bauwerk einzudringen und führen somit langfristig zur Bauteilbeschädigung.

Je nach Betonzusammensetzung kann das Schwindverhalten deutlich verringert werden. Zum Beispiel können Quellkomponenten die Verformungen aus Schwinden vollständig kompensieren, führen jedoch zu geringerer Druckfestigkeit (vgl. [Sch05]).

Habel et al haben das Schwindverhalten von UHPFRC genauer betrachtet, ihre Überlegungen stellen die Grundlage für das anzunehmende Schwinden (vgl. [HDB06]). Habel hat UHPFRC verwendet, mit einem Schwindmaß von 0,65 ‰. Die Entwicklung des Schwindens ist nicht linear. Abbildungen 7 und 8 beschreiben den Schwindverlauf ohne Zwang (Datenwerte von Habel [HDB06]).

5 Werkstoffe und Verbindungsmittel

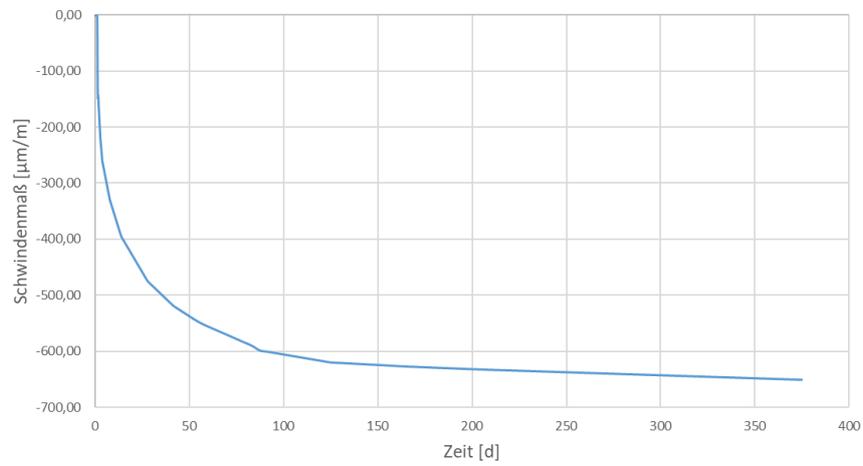


Abbildung 7: Freies Schwinden UHPFRC (t = 0 bis 375 d)

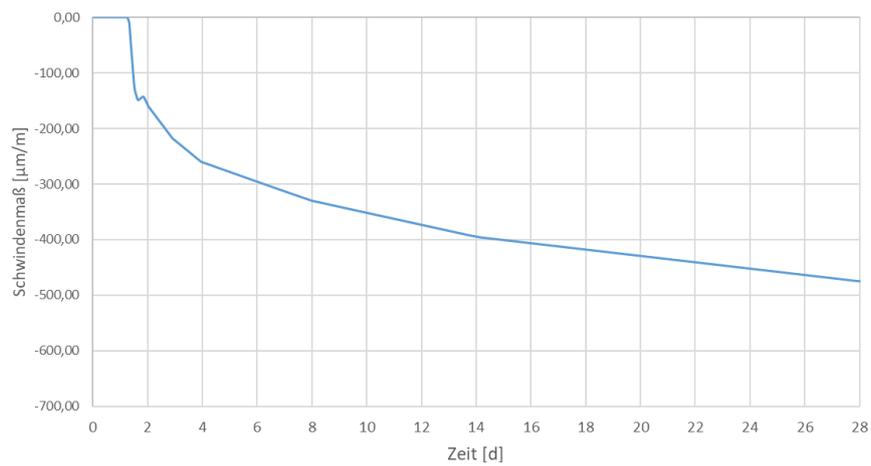


Abbildung 8: Freies Schwinden UHPFRC (t = 0 bis 28 d)

5.2.7 Kriechverhalten

„Das Kriechen von Beton wird beeinflusst von zahlreichen Faktoren, die in Materialparameter und Versuchsbedingungen gruppiert werden können. [...] Zusammenfassend ist das Wasser im Beton für das Kriechen des Betons von großer Bedeutung.“[Ma10]
 Der Wasser/Zement-Wert (w/z-Wert) von UHPFRC ist im Vergleich zu Normalbeton deutlich geringer.[Ma10]

„UHFB weist eine langsame Kriechentwicklung und eine kleine Kriechzahl auf.“Nach Schweizer Norm gilt [Oes21]:

- „Für eine UHFB-Druckspannung grösser als 40% der Druckfestigkeit f_{Uc} sind besondere Untersuchungen des nichtlinearen Kriechens notwendig.“
- „Für UHFB unter Zugspannungen kleiner als 50% der Zugfestigkeit f_{Utu} des UHFB werden die Verformungen infolge Kriechen entsprechend 3.2.3.2 ermittelt. Für UHFB-Zugspannungen grösser als 50% der Zugfestigkeit sind besondere Untersuchungen des nichtlinearen Kriechens notwendig.“

Je nach Belastungsbeginn und thermischer Behandlung fällt das Kriechverhalten unterschiedlich ausgeprägt aus. Tendenziell gilt, dass nach thermischer Behandlung und/oder später Belastung das Kriechen gering ausfällt (vgl. Tabelle 10).

Tabelle 10: Vergleich des Kriechverhaltens von UHPFRC und Normalbeton

t_0 [d]	UHFB nach SIA 2052	C40/50 nach EC2
	$\phi_{U,\infty}(t_\infty, t_0)$	$\phi_{cc,\infty}(t_\infty, t_0)$
4	1,2	2,1
7	1	1,8
28	0,9	1,4

mit:

- t_0 Belastungsbeginn
- $\phi_\infty(t = 0)$ Kriechzahl
- $\phi_\infty(t = \infty)$ Endkriechzahl

Da das Kriechverhalten bei UHPFRC geringer ausgeprägt ist und ein niedrigerer E-Modul zu höheren Spannungen im Querschnitt führt (vgl. Abschnitt 7.3), wird angenommen, dass folgender Auszug aus dem EC5 gilt: „Für Teilquerschnitte aus Beton darf der Elastizitätsmodul E_{cm} nach DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1/NA angesetzt werden. Beim Nachweis für den Endzustand darf vereinfachend das Kriechen des Betonteilquerschnitts durch Division des Elastizitätsmoduls durch 3,5 berücksichtigt werden.“(EC5-1-1/NA 9.1.3 (NA.4) [NAB13b])

Somit errechnet sich der E-Modul zu folgenden Wert:

$$E_{U,fin} = \frac{E_U}{3,5} \tag{32}$$

$$= \frac{46\,400\text{ N/mm}^2}{3,5} = 13\,257\text{ N/mm}^2 \tag{33}$$

Dieser Wert wird im Rahmen der Arbeit herangezogen, als E-Modul bei eingetretenen Kriechen.

5.2.8 Verhalten des jungen UHPFRC bei Verbundwirkung

Es werden bei allen Verbundbrücken stets Teile der Verformungen durch die Verbundwirkung behindert. Dies führt zu Zwangsspannungen, die insbesondere im frühen Betonalter zu Rissen führen können.

Das Kriechen des Betons reduziert diese Zwangsspannungen weitestgehend, sodass eine Spannungsüberschreitung bei der richtigen Zusammensetzung vermieden werden kann. Für die gewählte Konstruktion ist es essenziell, dass keine Risse entstehen, um die Dauerhaftigkeit sicherzustellen (vgl. 5.2.4).

„Auch bei hochfestem Beton entwickelt sich der statische E-Modul und somit die Zwangsspannungen zu Beginn der Erhärtung schneller als die Festigkeit, sodass es bei Überschreitung der noch wenig ausgebildeten Zugfestigkeit zur Rissbildung kommt.“[Bun+08] Folgende Abbildung stellt die Entwicklung von Spannungen, E-Modul und Verformungsanteile im jungen Alter des Betons dar:

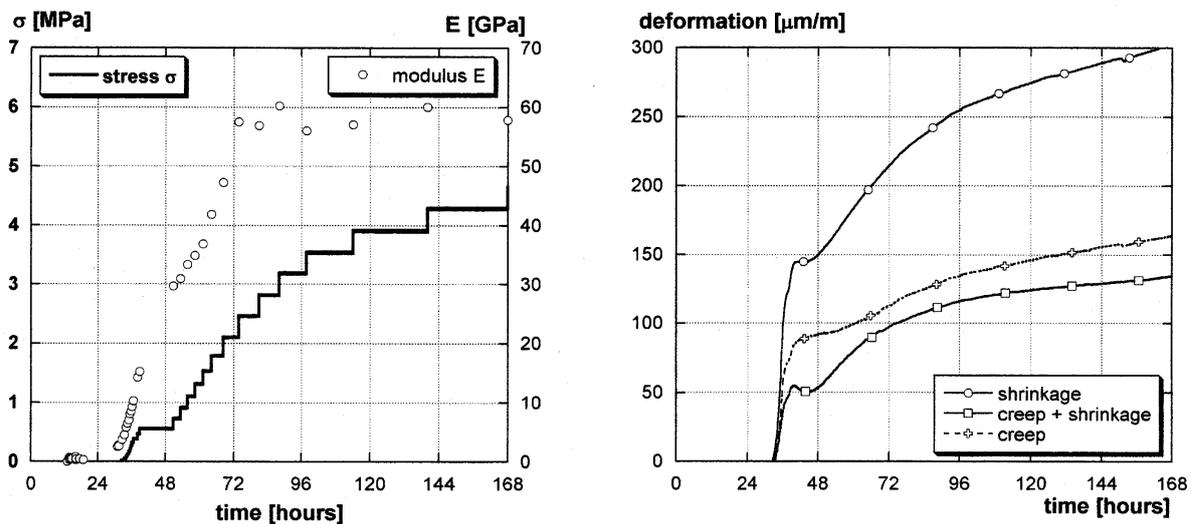


Abbildung 9: „Entwicklung der Zwangsspannung und des stat. E-Moduls in der Temperatur- Spannungs-Prüfmaschine (links) sowie der Schwind- und Kriechverformungen (rechts) [bei fester Einspannung]“[Sch05]

Eine vollständige Einspannung des UHPFRC geschieht nicht, da sich der Holzquerschnitt elastisch verformt und die Schubverbinder nachgiebig wirken.

Durch die Einbindung in den Träger entstehen jedoch zwangsläufig neben den Normalkräften noch Biegemomente, die zu einem Spannungsverlauf über der Querschnittshöhe führen.

Habel et al hat dieses Verhalten bei UHPFRC-Stahlbetonverbund untersucht [HDB06]. Hierbei hat sie zum einen Experimente und zum anderen numerische Simulationen durchgeführt. Die Ergebnisse dieser numerische Simulation werden herangezogen und für die untersuchte Brücke angepasst.

Folgendes Modell dient dabei als Grundlage:

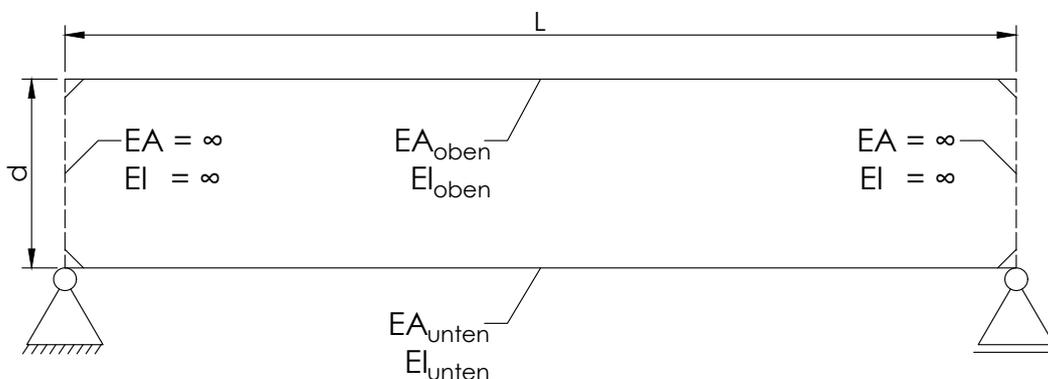


Abbildung 10: Ersatzmodell für die Ermittlung der Zusammenhänge von Querschnittswerten zu Schnittgrößen

Dieses Modell stellt realistisch die resultierenden Schnittgrößen und Verformungen in Folge von Schwindverformung dar.

Der vorliegende Brückenquerschnitt der Brücke über die Rigiaa hat folgende Querschnittswerte:

Tabelle 11: Statische Teilquerschnittsflächen

	E [kN/cm ²]	A [cm ²]	EA [kN]
UHPFRC	4640	4 198	19 478 720
BSH	1250	9 984	12 480 000

Tabelle 12: Statische Flächenträgheitsmomente

	E [kN/cm ²]	I [cm ⁴]	EI [kNcm ²]
UHPFRC	4640	60 276	279 681 796
BSH	1250	13 631 488	17 039 360 000

Tatsächlich ist insbesondere der E-Modul vom jungen Beton stark variabel. Die verwendeten Werte stammen von Habel ([HDB06]):

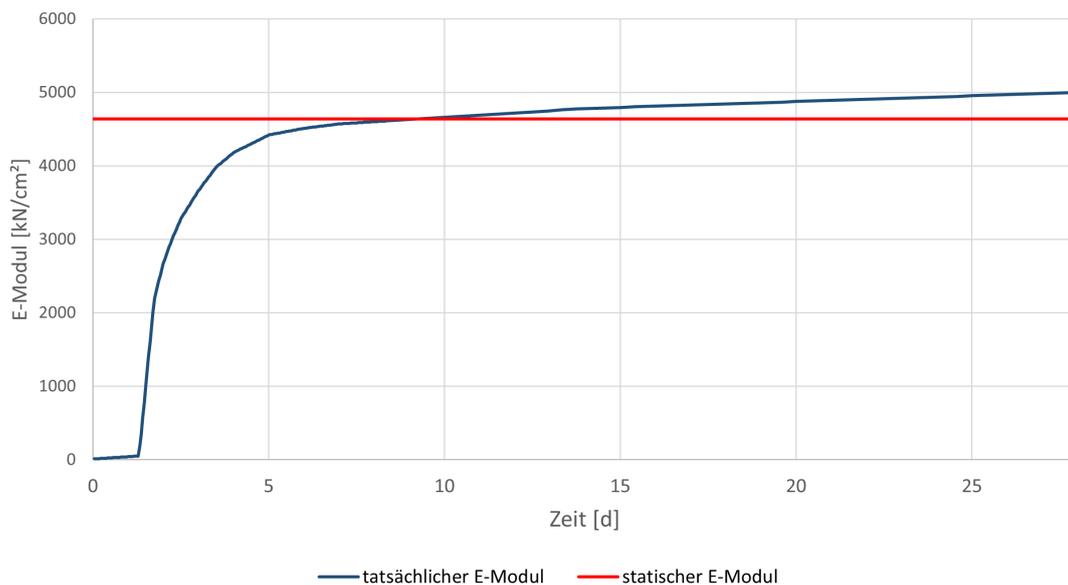


Abbildung 11: Entwicklung des E-Moduls mit der Zeit

Die Schwerpunkte liegen an folgenden Punkten, gemessen von Teilquerschnittsoberkante:

Tabelle 13: Position Querschnittsschwerpunkte und deren Abstand zueinander

	z [cm]
UHPFRC	6,10586
BSH	64
d =	71,89

Es ergibt sich als Abstand der Schwerpunkte $d = 71,89$ cm. Es kann für die Ermittlung der Schnittgrößen lineares Materialverhalten angenommen werden.

Es wird im folgenden mit den Schwindmaß 0,65 ‰ und variablen Materialkennwerten von Habel gerechnet ([HDB06]).

Für den Lastfall Schwinden entstehen bei diesem idealisierten Modell mit variablen E-Modul folgende Spannungen aus Schwinden:

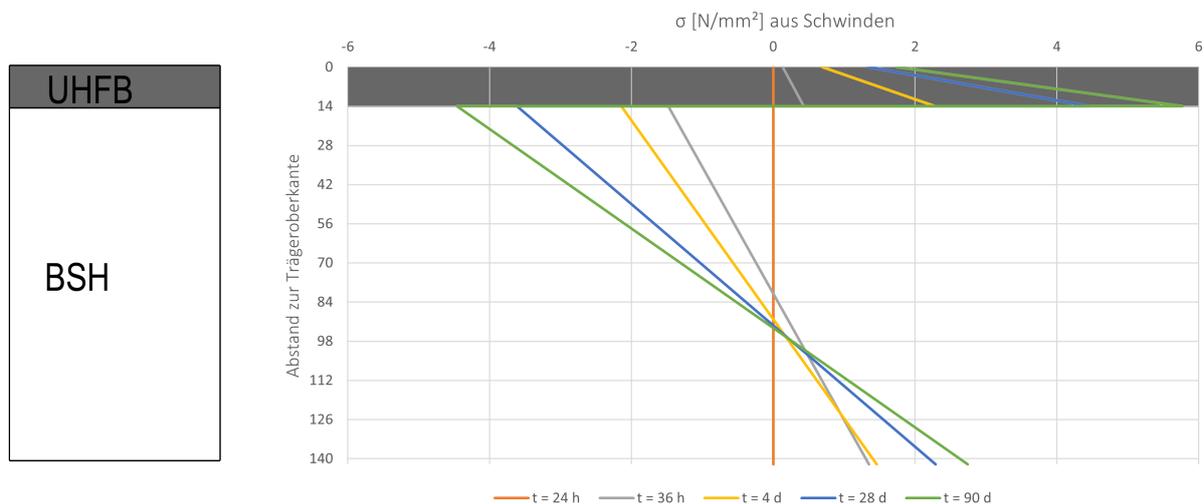


Abbildung 12: Spannungen aus Schwinden im Querschnitt (kein Kriechen)

Durch Kriechen können große Teile dieser Spannungen wieder abgebaut werden. Der Ausnutzungsgrad im UHPFRC ist anfangs weit über 60 %, somit darf kein lineares Kriechen angenommen werden (vgl. 6.5.4 in [Bun+08]).

Um das nicht lineare Kriechverhalten bestimmen, sind komplexe Simulationen nötig, die nicht im Rahmen dieser Masterarbeit durchgeführt werden können. Habel hat solche Simulationen für Stahlbeton-UHPFRC-Verbund durchgeführt, es werden dazu Analogien getroffen (vgl. [HDB06]).

Bei der Betrachtung der Brücken hat Habel den Behinderungsgrad („Degree of restraint“) eingeführt. Sie hat dabei drei Systeme betrachtet:

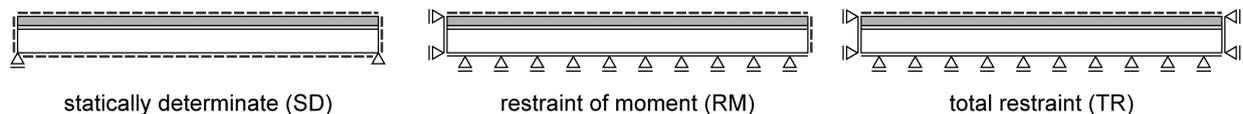


Abbildung 13: Die untersuchten Modelle nach Habel [HDB06]

Das Modell „statically determinate (SD)“ entspricht dabei am ehesten dem vorliegenden Modell der Rigiaa Brücke.

Die Normalkräfte und Momente können dabei getrennt voneinander betrachtet werden.

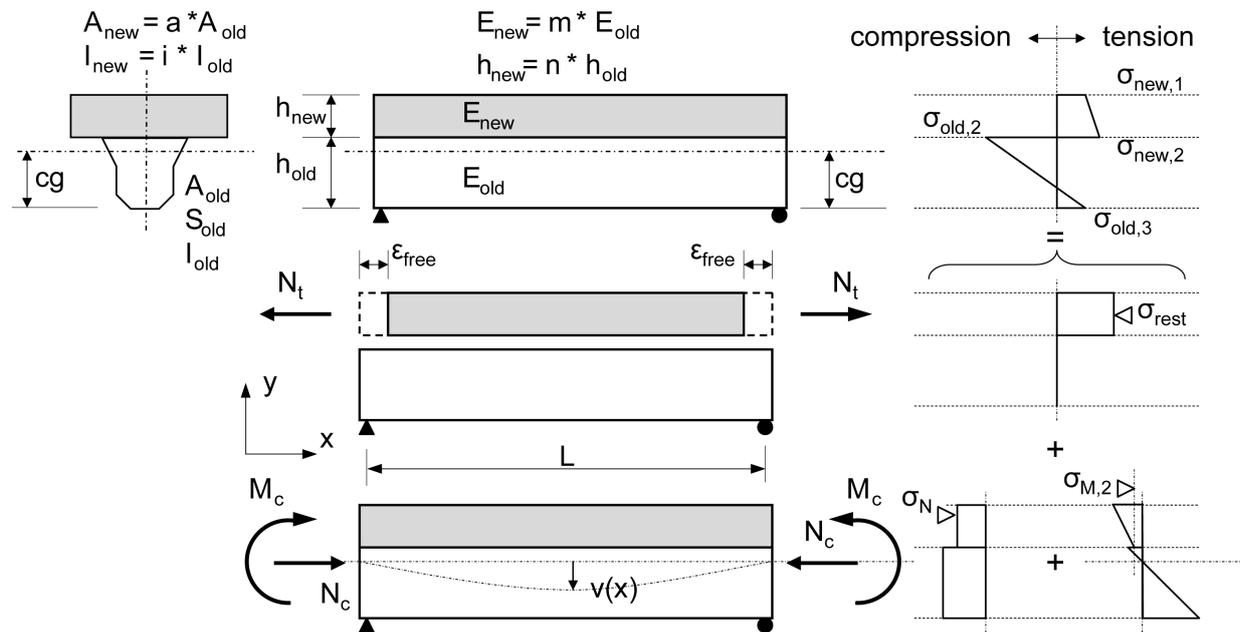


Abbildung 14: Grundlagen zur Berechnung des Behinderungsgrads μ nach Habel [HDB06]

Folgende Gleichungen in Kombination mit der Abbildung 14 dient der Spannungsermittlung und Berechnung des Behinderungsgrads μ sie stammen von Habel [HDB06]:

$$\mu = \frac{\sigma_{new,2}}{\sigma_{rest}} = \frac{\sigma_{rest} + \sigma_N + \sigma_{M,2}}{\sigma_{rest}} = 1 + \mu_N + \mu_M \quad (34)$$

$$\mu_N = \frac{-m a}{1 + m a} \quad (35)$$

$$\mu_M = \frac{-m a A_{old} (h_{old} (1 + \frac{n}{2}) - c g) (h_{old} - c g)}{I_{old} (1 + m i) + A_{old} (c g - \frac{S_{old}}{A_{old}})^2 + m a A_{old} (h_{old} (1 + \frac{n}{2}) - c g)^2} \quad (36)$$

mit: (37)

$$c g = \frac{S_{old} + m a h_{old} A_{old}}{A_{old} (1 + m a)} \quad (38)$$

Für das vorliegende Modell gilt:

$$h_{old} = h_{BSH} \quad (39)$$

$$A_{old} = A_{BSH} \quad (40)$$

$$S_{old} = S_{BSH} \quad (41)$$

$$I_{old} = I_{BSH} \quad (42)$$

$$E_{old} = E_{BSH} \quad (43)$$

bzw.:

$$h_{new} = h_{UHFB} \quad (44)$$

$$A_{new} = A_{UHFB} \quad (45)$$

$$S_{new} = S_{UHFB} \quad (46)$$

$$I_{new} = I_{UHFB} \quad (47)$$

$$E_{new} = E_{UHFB} \quad (48)$$

Damit ergibt sich:

$$a = \frac{A_{UHFB}}{A_{BSH}} \quad (49)$$

$$i = \frac{I_{UHFB}}{I_{BSH}} \quad (50)$$

$$m = \frac{E_{UHFB}}{E_{BSH}} \quad (51)$$

$$n = \frac{h_{UHFB}}{h_{BSH}} \quad (52)$$

Für den Gesamtquerschnitt der Rigiata Brücke ergibt sich ein Behinderungsgrad („Degree of Restraint“) $\mu = 0,32$; bei moderater Erhöhung der UHPFRC-Plattendicke würden der μ -Wert sinken und es würden weniger Zwangsspannungen entstehen.

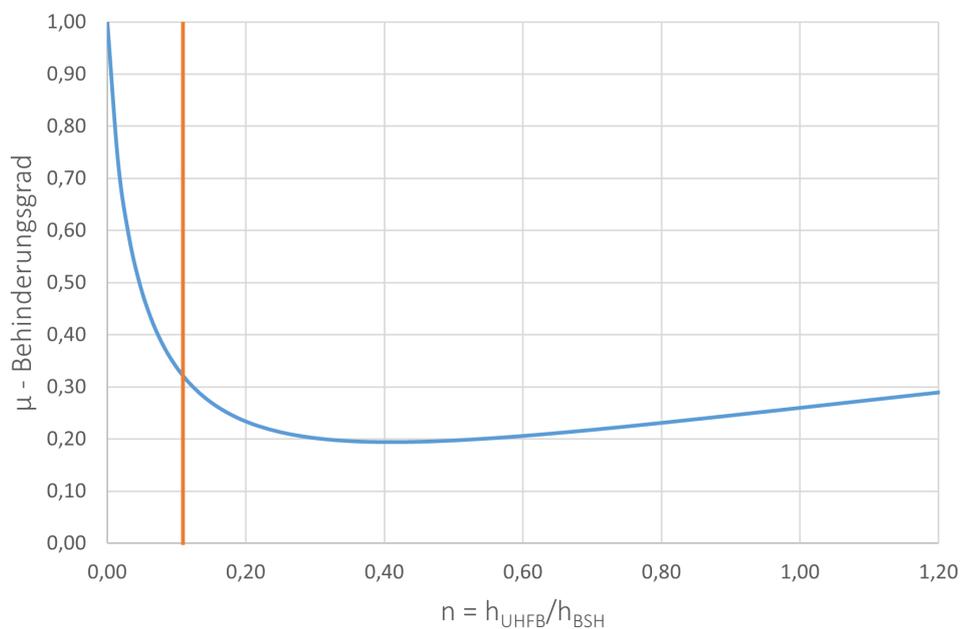


Abbildung 15: Behinderungsgrad μ in Abhängigkeit von UHPFRC-Höhe zu BSH-Höhe
orange Linie = Brücke über die Rigiata

Habel hat je nach Behinderungsgrad das frühe Verhalten von UHPFRC im Verbund mit Stahlbeton untersucht:

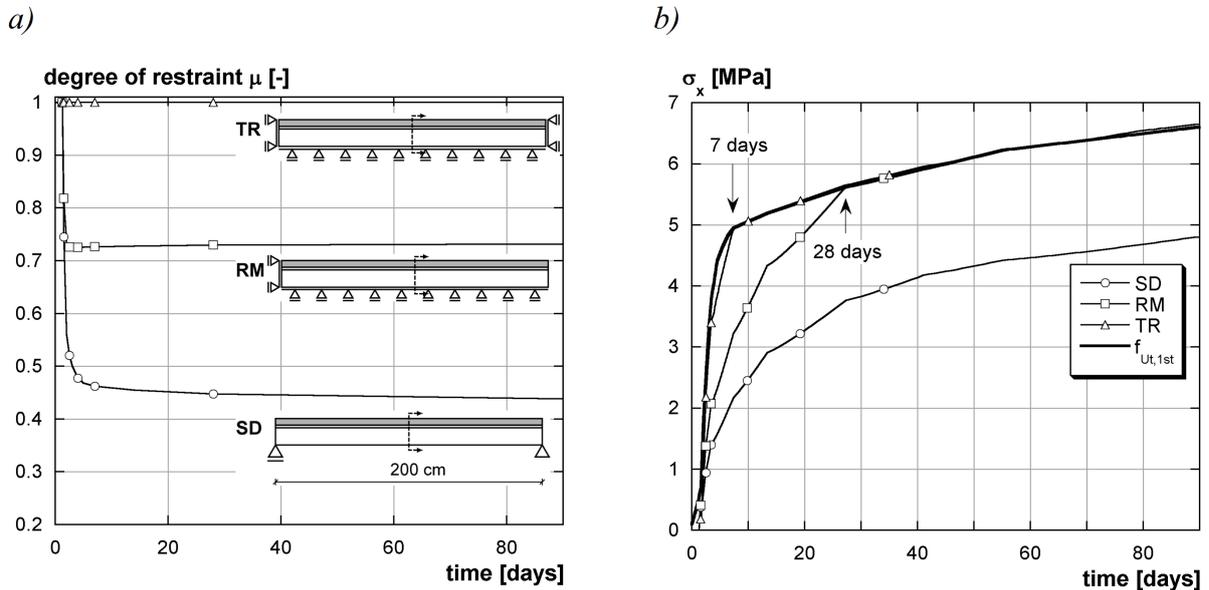


Abbildung 16: Eigenspannungsentwicklung der Verbundträger in Abhängigkeit des Behinderungsgrades nach Habel [HDB06]

Bei dem vorliegenden System der Rigiiaa-Brücke sollten die Spannungen, die aus Schwinden entstehen, noch unterhalb der Spannungen des „SD (statically determinate)“ (= statisch bestimmten) Systems liegen, da ein geringerer Behinderungsgrad vorliegt.

Konservativ betrachtet werden im nachfolgend in dieser Arbeit die Spannungen des statisch bestimmten (SD) Systems verwendet:

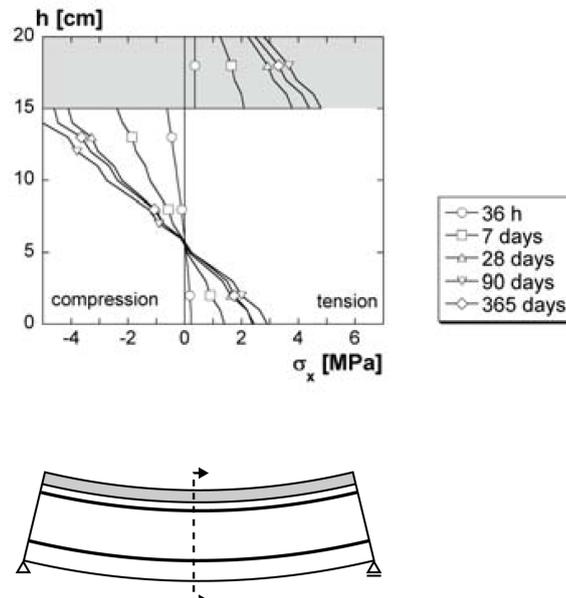


Abbildung 17: Eigenspannungszustände im Querschnitt (grau = UHPFRC; weiß = Stahlbeton) für das statisch bestimmte System nach Habel [HDB06]

Die bei Holz-Beton-Verbund notwendigen nachgiebigen Schubverbinder wirken sich reduzierend auf die Spannungen aus (vgl. 9.1.1), sie werden in diesem Kontext auf der sicheren Seite liegend nicht weiter betrachtet.

Der bei Habel vorhandene Stahlbeton kriecht im geringen Maße, es wird angenommen, dass dieses Verhalten vergleichbar ist mit dem Kriechen vom Holzquerschnitt.

Nach 90 Tagen wird das Maximum der Spannungen aus Schwinden erreicht. Dieser Wert beträgt $4,8 \text{ N/mm}^2$ und wird für sämtliche weitere Berechnungen ohne Berücksichtigung des Langzeitschwindens von Holz oder UHPFRC verwendet.

Für die Eingabe in das FEM-Programm wurde eine Schwindverformung gewählt, die auf Plattenunterseite $4,8 \text{ N/mm}^2$ erzeugt, also genau die Spannung, die bei den Experimenten nach 90 Tagen aufgetreten ist.

Bei der oben genannten FEM Berechnung treten auf Plattenoberseite Spannungen um $2,0 \text{ N/mm}^2$ auf; diese Werte sind deutlich geringer, als die aus dem Experiment ermittelten Spannungen (ca. 3 N/mm^2). Mögliche Gründe dafür sind der gestufte Querschnitt der Platte oder das nichtlineare Verhalten beim Kriechen. Da die Plattenoberseite nie maßgebend für die Zugfestigkeit sein wird, kann dieser Wert dennoch weiter verwendet werden.

Habel konnte zudem experimentell nachweisen, dass keine Zugspannungsüberschreitungen in der frühen Phase mit verringerter Betonfestigkeit in dem vergleichbaren Sys-

tem auftreten (vgl. [HDB06]).

Es besteht somit kein Grund zur Annahme, dass Risse in der UHPFRC Platte allein durch den Lastfall Schwinden auftreten.

5.2.9 Bewehrung von UHPFRC

Durch die Bewehrung von UHPFRC können deutlich höhere Zugfestigkeiten des Teilquerschnitts erreicht werden.

Das Verwenden von Bewehrung wird notwendig, wenn Spannungsüberschreitungen im GZT auftreten und nur sinnvoll wenn gleichzeitig der Nachweis im GZG noch erfüllt ist.

Aufgrund der höheren Steifigkeit von UHPFRC kommt die Wirkung der Bewehrung erst nach dem Reißen des UHPFRC zu tragen. Auf der sicheren Seite liegend wird angenommen, dass keine Verfestigung nach dem Reißen des UHPFRC stattfindet, sondern der UHPFRC fließt. Die aufzunehmende Kraft ist somit die Differenz der Spannung zu der Zugfestigkeit des UHPFRC multipliziert mit der Fläche.

$$F_S = A_{\text{fließen}} \cdot (\sigma_{\text{fließen}} - f_{Utd}) \quad (53)$$

Ferner darf nach SIA Folgendes angenommen werden: „Das Tragverhalten von bewehrtem UHFB unter Zugbeanspruchung wird anhand einer linearen Superposition der Materialgesetze von UHFB und Betonstahl erhalten. In der Regel wird durch die mittragende Wirkung des Betonstahls das Verfestigungsvermögen von UHFB erhöht. Für UHFB darf das Materialgesetz gemäss [Abbildung 18] angenommen werden.“[Oes21]

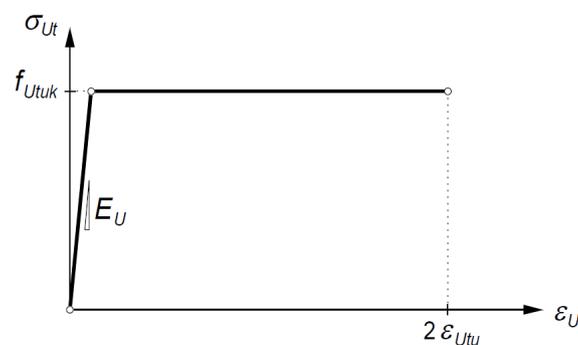


Abbildung 18: „Idealisiertes Stoffgesetz für UHFB für Bauteile aus bewehrtem UHFB unter Zugbeanspruchung“[Oes21]

Bei der Materialauswahl sollte nach SIA 2052 Folgendes beachtet werden: „Betonstahl, der die Anforderungen gemäss SIA 262 an die bezogene Rippenfläche erfüllt, kann als Betonstahl mit hoher Verbundwirkung betrachtet werden. Da wegen der hohen Verbundwirkung im entfestigenden Bereich vergleichsweise frühzeitig Stabbrüche erfolgen können, darf gerippter Betonstahl der Duktilitätsklasse A nicht verwendet werden.“[Oes21]

5.3 UHPFRC als Fahrbahnbelag

Ein Vorteil der UHPFRC-Verbund-Bauweise ist, dass kein zusätzlicher Straßenbelag erforderlich wird. Gründe hierfür sind die hohe Abriebfestigkeit von UHPFRC und die Konstruktionsweise, die UHPFRC erlaubt. Bei Straßenbrücken aus Beton oder Stahl ist zwingend eine Abdichtungslage zwischen Fahrbahn und Konstruktionsfläche notwendig. Um die Abdichtung vor mechanischer Beanspruchung zu schützen, wird noch zusätzlich ein Fahrbahnbelag notwendig.

„Fahrbahnbeläge auf Brücken müssen viel leisten. Sie müssen die Belastungen des Verkehrs aufnehmen, an das Tragwerk weitergeben und dabei verformungsbeständig, eben und griffig bleiben. Gleichzeitig müssen sie das Brückenbauwerk gegen Oberflächenwasser abdichten, das im Winter die Karbonatisierung förderndes oder korrosionsförderndes Tausalz enthält.“[Str]

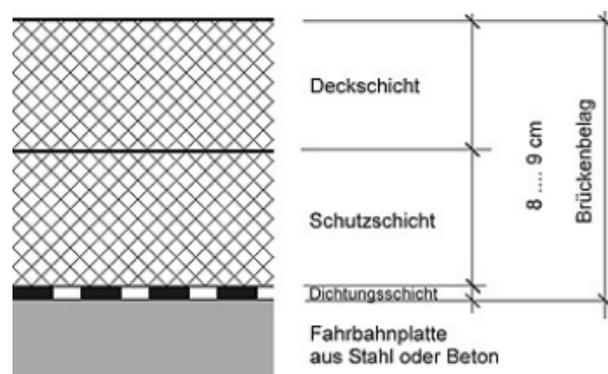


Abbildung 19: Typischer Aufbau einer Brückenfahrbahn [Str]

Bei dem untersuchten Beispiel ist die Fahrbahnplatte zugleich Dichtungsschicht und Deckschicht, eine Schutzschicht entfällt somit auch. Die Verwendung von UHPFRC als direkter Fahrbahnbelag ohne Nachbehandlung ist theoretisch möglich, jedoch bietet diese glatte Oberfläche nicht ausreichend Haftung.

Es gibt mehrere Möglichkeiten, dieses Problem zu lösen:

1. Eine Möglichkeit ist, schmale Rillen längs zur Fahrtrichtung nach Fertigstellung in den UHPFRC einzuschneiden. Bei Verwendung eines UHPFRC mit Stahlfasern führt das jedoch zu hervorstehenden Fasern, die Reifenbeschädigungen verursachen können, Fahrradreifen können auch vollständig zerstört werden (vgl. [For17]). Bei der von Edgar Kälin geplanten Fruttli Brücke, konnte dieses Problem durch Beflammung der Oberfläche vermieden werden (vgl. [Käl22]).
2. Eine weitere Möglichkeit ist das Verteilen von Splitt auf der noch nicht ausgehärteten Betonoberfläche (vgl. [For17]).
3. Die Methode, welche bei der Brücke über die Rigi angewandt wurde: Aufbringen einer weiteren Lage. Grundsätzlich ist jedes Fahrbahnmaterial dafür geeignet. Als besonders dauerhaft erweist sich ein UHPFRC mit eingestreuten

Split. Ein Vorteil von diesem Material ist die vergleichsweise dünne Schichtstärke und somit ein geringes Gewicht.

Bei der Untersuchung der Rutschfestigkeit schneidet UHPFRC mit Splitt (Smooth UHPC) bzw. Rillen (GFR UHPC) etwas besser ab als ein Fahrbelag aus Asphalt (vgl. [For17]):

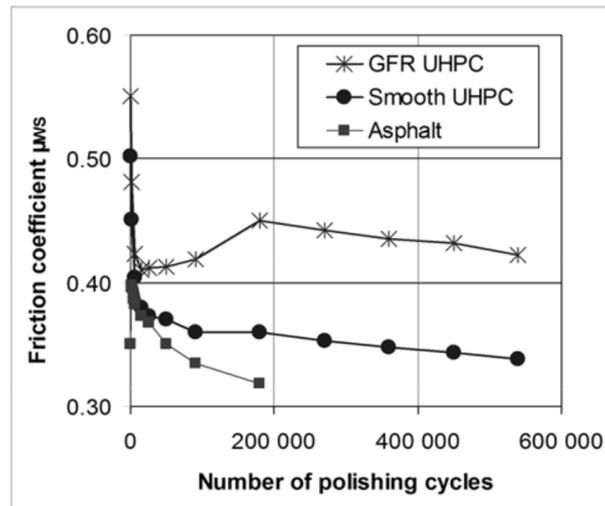


Abbildung 20: Rutschfestigkeit von UHPC im Vergleich mit Asphalt (aus [For17])

5.4 Schubverbinder

5.4.1 Allgemeines

In den folgenden Abschnitten werden verschiedene Varianten verglichen, wie der Schub zwischen UHPFRC-Platte und Holzbinder übertragen werden kann. Es werden dabei vier Varianten untersucht:

- (I) Eingeklebte Gewindestangen
- (II) Eingeklebtes Steckmetall
- (III) Selbstbohrende Schrauben der Firma Würth
- (IV) Kerfen im Holz

In Anlehnung an die Brücke über die Rigiaa (vgl. Abschnitt 8) werden zunächst die Schubverbinder in vier Bereiche eingeteilt:

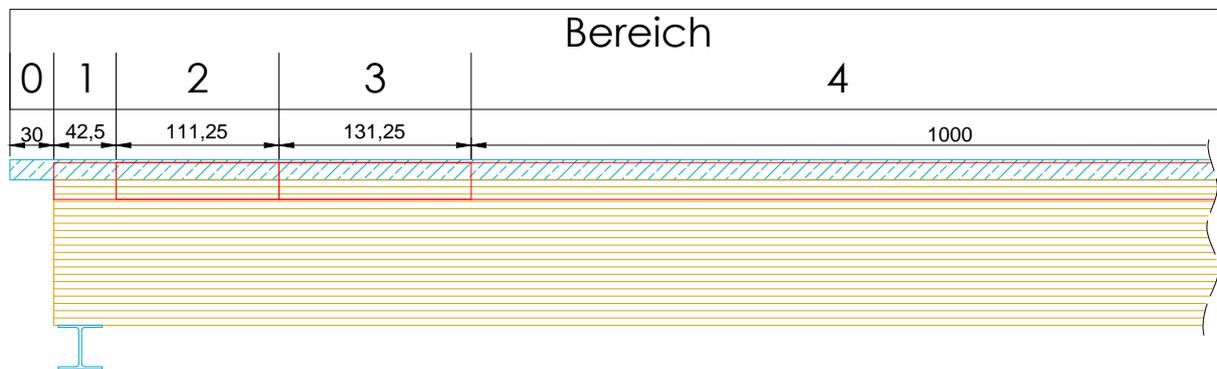


Abbildung 21: Darstellung der Bereiche der Schubverbinder (halbe Brücke)

Diese Bereichseinteilung ist an beiden Brückenhälften gegeben.

5.4.2 Einfluss der Nachgiebigkeit

Je kleiner die Nachgiebigkeit der Verbinder ist, desto größer ist die Verbundwirkung. Je nach Lastfall wirkt sich eine veränderte Verbundwirkung unterschiedlich aus.

Für den Lastfall Schwinden führt eine hohe Nachgiebigkeit zu geringeren Schnittgrößen (vgl. Abschnitt 9.1.1). Bei anderen Lastfällen ist der Zusammenhang nicht ganz so eindeutig. Das in Abschnitt 7.3 beschriebene Gamma-Verfahren wird im Folgenden zur Abschätzung des Einflusses herangezogen. Sämtliche Querschnittswerte wurden von der Brücke über die Rigiaa übernommen, bis auf die Nachgiebigkeit der Verbindungsmittel.

Einfluss auf die Spannungen im Querschnitt

Die unten stehenden Diagramme zeigen die Spannungen im Querschnitt, oben bis zu

5 Werkstoffe und Verbindungsmittel

der Höhe 14 cm ($y = 14$) ist die UHPFRC-Platte, unterhalb ist ein BSH-Binder angeordnet. Bei sehr nachgiebig verbundenen Querschnitten wirken die Teilquerschnitte überwiegend getrennt voneinander. Die Anteile der Biegespannung sind groß:

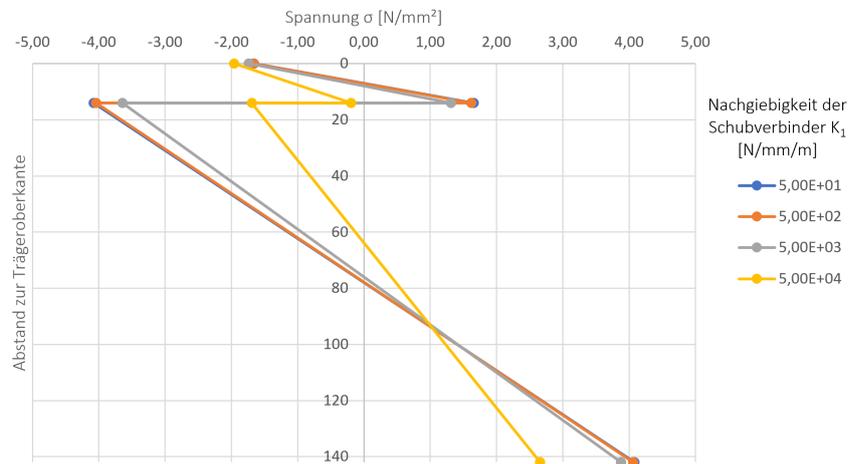


Abbildung 22: Spannungen der Querschnitte in Abhängigkeit der Schubsteifigkeit K_1 (nachgiebige Verbinder)

Bei etwas steiferen Schubverbindern wird dieser Effekt zunehmend kleiner und geht in ein unnachgiebiges Tragverhalten über:

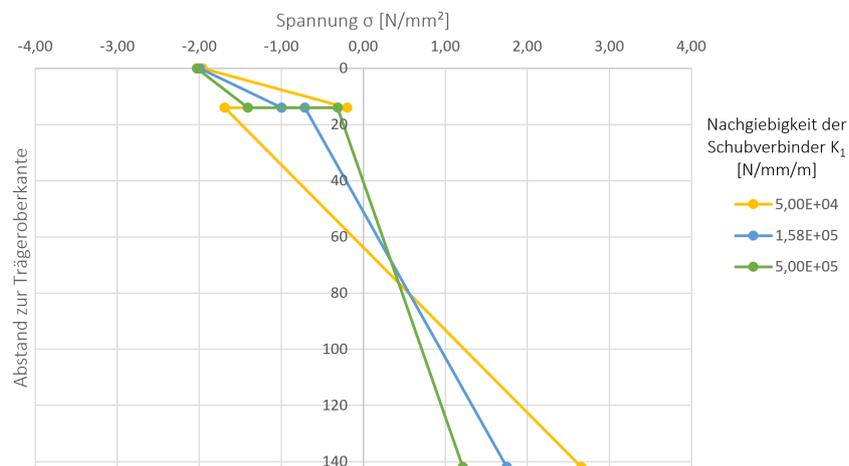


Abbildung 23: Spannungen der Querschnitte in Abhängigkeit der Schubsteifigkeit K_1 (steife Verbinder)

Bei sehr geringen Nachgiebigkeiten hat die weitere Reduzierung keinen signifikanten Einfluss:

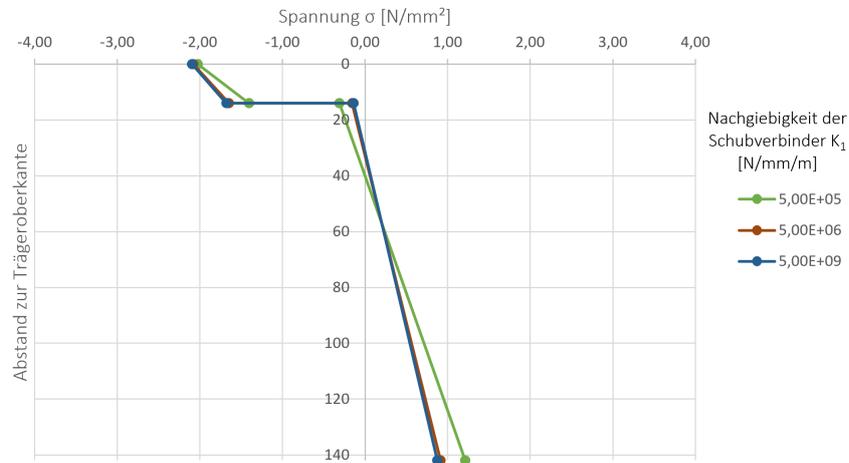


Abbildung 24: Spannungen der Querschnitte in Abhängigkeit der Schubsteifigkeit K_1 (sehr steife Verbinder)

Einfluss auf die Schubkräfte

Je steifer die Verbindung zwischen den beiden Teilquerschnitten ist, desto größer sind die aufzunehmenden Kräfte der Schubverbinder:

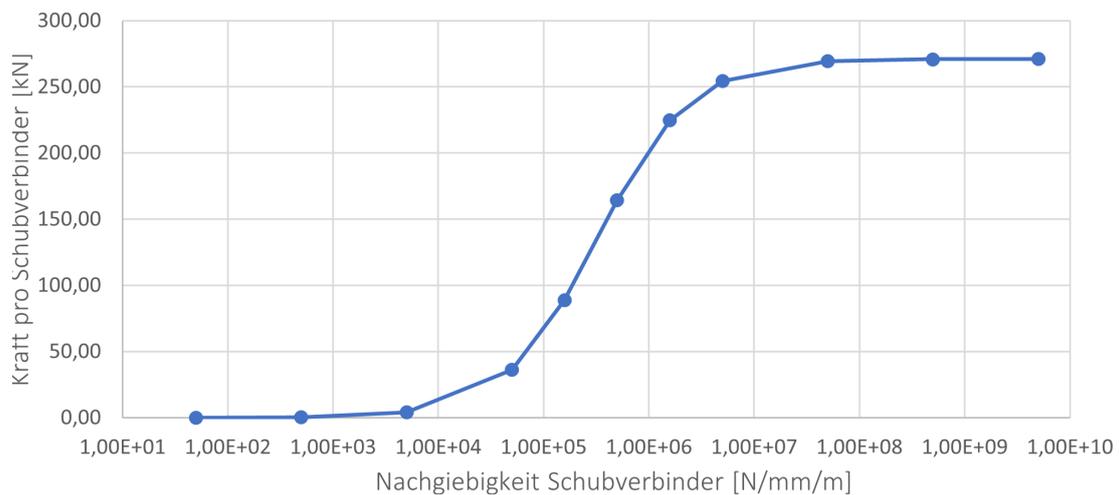


Abbildung 25: Kraft pro Schubverbinder in Abhängigkeit der Nachgiebigkeit

Es ergibt sich eine typische Plateau-Kurve mit geringen Änderungen bei hoher oder niedriger Nachgiebigkeit und einer starken Steigerung der übertragenden Kräfte im Bereich von 5000 und 500 000 N/mm/m .

5.4.3 (I) Eingeklebte Gewindestangen (Hersteller: Firma GSA)

Allgemeines

Um die Schubkräfte zwischen Fahrbahnplatte und Holzbindern zu übertragen wurden bei der Brücke über Rigi (vgl. Abschnitt 8) eingeklebte Gewindestangen verwendet.

Einbindung im Beton

Die Verankerung im Beton der Gewindestangen wird nach DIN EN 1992-1-1 [NAB11] ermittelt. Der Winkel α soll dabei 90° entsprechen (vgl. Abbildung 26).

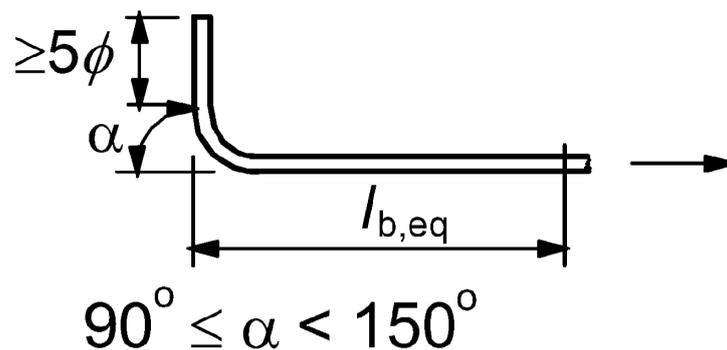


Abbildung 26: Geometrie eines Winkelhakens nach DIN EN 1992-1-1 [NAB11]

Der Winkel der Schubverbinder im Holz soll 45° zur Oberkante betragen. Dieser Wert optimiert die Einbindelänge $l_{b,eq}$ im Beton und erlaubt im Holz den Ansatz von größeren Widerständen. Die Betondeckung nach SIA 2052 [Oes21] muss dabei mindestens 15 mm betragen.

Der Grundwert $l_{b,rqd}$ errechnet sich nach DIN EN 1992-1-1 [NAB11] wie folgt:

$$l_{b,rqd} = (\varnothing/4) \cdot (\sigma_{sd}/f_{bd}) \quad (54)$$

$$= 16/4 \cdot 435/14,11 = 123,32 \text{ mm} \quad (55)$$

$$\varnothing = 16 \text{ mm} \quad (56)$$

$$\sigma_{sd} = 435 \text{ N/mm}^2 \text{ (Streckgrenze Betonstahl B500)} \quad (57)$$

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} \quad (58)$$

$$= 2,25 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 6,27 \text{ N/mm}^2 = 14,11 \text{ N/mm}^2 \quad (59)$$

$$\eta_1 = 1,0 \text{ (bei } \varnothing \leq 32 \text{ mm)} \quad (60)$$

$$\eta_2 = 1,0 \text{ (bei „guten“ Verbundbedingungen)} \quad (61)$$

$$f_{ctd} = 6,27 \text{ N/mm}^2 \text{ (Bemessungszugfestigkeit UHPFRC)} \quad (62)$$

Der Bemessungswert der Verankerungslänge $l_{b,eq}$ kann nach DIN EN 1992-1-1 [NAB11]

mit folgenden Formeln berechnet werden:

$$l_{b,eq} = \alpha_1 \cdot \alpha_4 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{b,min} \quad (63)$$

$$= 0,7 \cdot 1,0 \cdot 123,32 \text{ mm} \geq 160 \text{ mm} \quad (64)$$

$$= 160 \text{ mm} \quad (65)$$

$$\alpha_1 = 0,7 \text{ (Beiwert der Verankerungsart: hier Winkelhaken)} \quad (66)$$

$$\alpha_4 = 1,0 \text{ (Beiwert angeschweißte Querstäbe: nicht vorhanden)} \quad (67)$$

$$l_{b,min} = \max \begin{cases} 0,3 \cdot l_{b,rqd} \text{ (bei Zugstäben)} \\ 10\varnothing \end{cases} \quad (68)$$

$$= \max \begin{cases} 0,3 \cdot 123,32 \text{ mm} = 37,00 \text{ mm} \\ 10 \cdot 14 \text{ mm} = 160 \text{ mm} \end{cases} \quad (69)$$

$$= 160 \text{ mm} \quad (70)$$

Aus den oben ausgerechneten Werten ergibt sich folgende Geometrie:

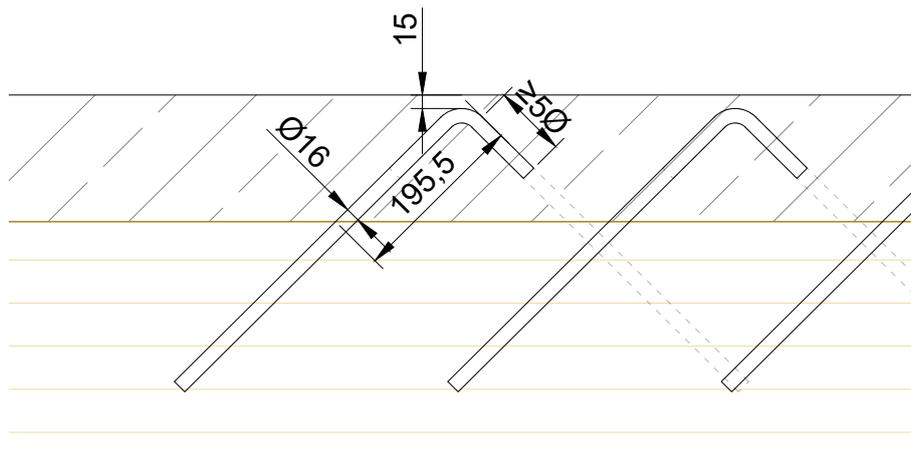


Abbildung 27: Geometrie des verwendeten Winkelhakens im eingebauten Zustand

Die mindestens erforderliche Einbindelänge $l_{b,min}$ kann somit leicht erreicht werden.

Nachgiebigkeit

„Der Anschluss eingeklebter Stahlstäbe in tragende Holzbauteile kann vereinfacht als starre Verbindung betrachtet werden. Erforderlichenfalls sind die aus den Dehnungen der Stahlstäbe resultierenden Verformungen zu berücksichtigen. Die Dehnung der Stahlstäbe darf 2,4 ‰ nicht überschreiten.“ [Bau17]

Weil zwischen Holz und Klebfuge, Klebfuge und Stabstahl, Stabstahl und Beton jeweils von einem unnachgiebigen Verbund ausgegangen werden kann, handelt es sich bei der

gesamten Schubkraftübertragung um einen unnachgiebigen Verbund. Je steifer die Verbindung von Holz und Stahl ist, desto größer werden die Kräfte in den Verbindungsmitteln, es werden zudem (global gesehen) die Spannungen im Holz und UHPFRC kleiner. Somit liegt diese Annahme einer unnachgiebigen Verbindung nicht auf der sicheren Seite. Die echte Nachgiebigkeit der Verbindung muss berücksichtigt werden.

Auf Nachfrage bei der Firma GSA wurde die Auskunft erteilt, dass ein Bügelpaar aus eingeklebten Gewindestangen ein Verschiebemodul von 700 kN/mm und eine Bemessungsfestigkeit von 50 kN in Versuchen ergeben haben.

Die Brücke kann in verschiedene Steifigkeitszonen eingeteilt werden, da die Abstände der Schubverbinder zueinander über die Brückenlänge variieren. Die Einteilung ist für beide Brückenseiten gleich, weshalb hier nur die Hälfte beschrieben wird.

Die stabförmigen Verbindungsmittel wirken lokal auf einen kleinen Bereich. Um nicht sämtliche Verbindungsmittel gesondert zu betrachten, werden die Steifigkeiten der einzelnen Verbindungsmittel summiert und auf ihre Einflusslänge verteilt. Konstruktiv wurde die Verteilung der Kräfte durch parallel zu den Bindern verlaufene Bewehrungsstäbe realisiert.

Die eingeteilten Zonen sind in Abbildung 28 dargestellt. Es wurde stets der Abstand zwischen den Schubverbindern als Grundlänge gewählt, mit den verschiedenen Abständen (wie unten vermaßt).

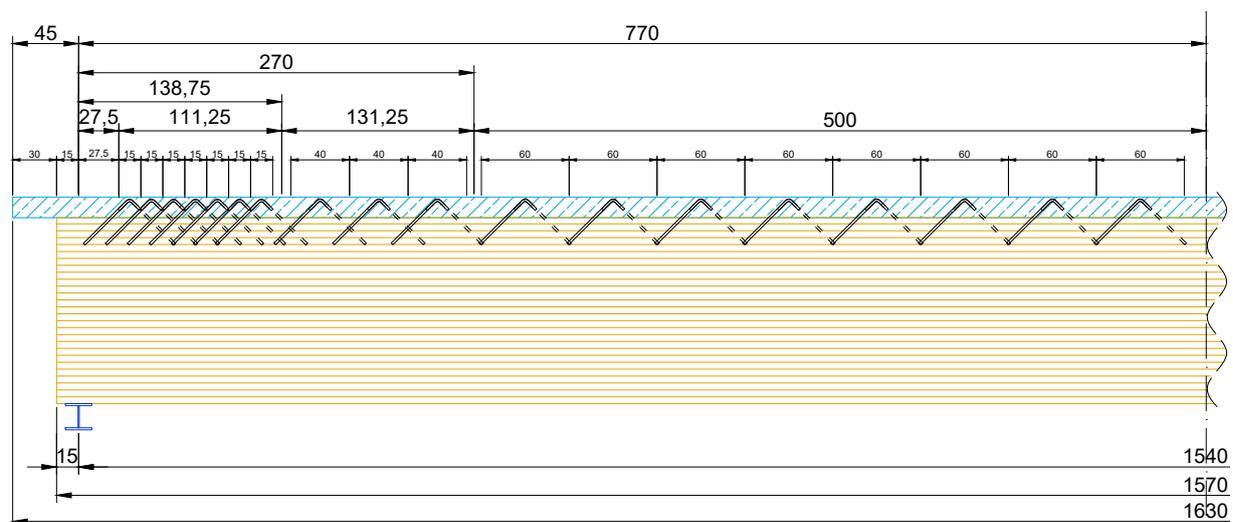


Abbildung 28: Längsverteilung der GSA-Schubverbinder im Längsschnitt

Die Steifigkeitskennwerte von GSA-Verbindern gelten für ein Paar von Schubverbindern, welche in entgegengesetzte Richtungen wirken. Die Abbildung 28 zeigt zum einen mit durchgezogenen Linien Schubverbinder, die Zugkräfte in eine Richtung (X+) aufnehmen können; gestrichelt dargestellte Verbinder sind solche, die in der anderen Richtung (X-) wirken. Diese bilden jeweils ein Paar. Zudem sind pro Binder immer zwei Reihen an Paaren parallel angeordnet (vgl. Abbildung 29)

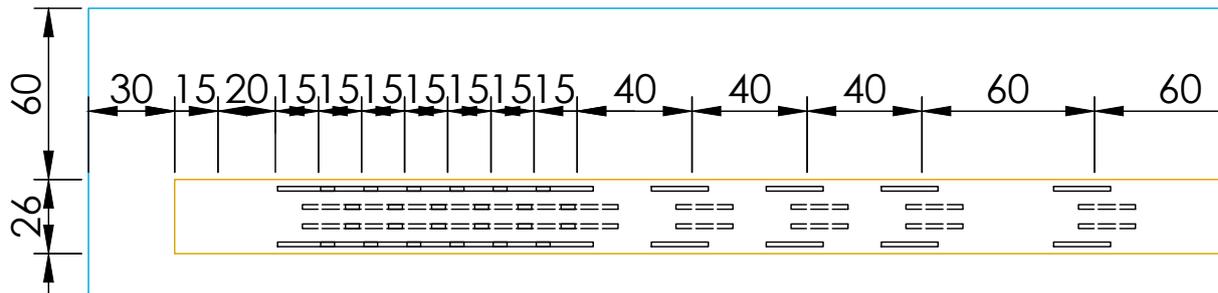


Abbildung 29: Verteilung der GSA-Schubverbinder in der Draufsicht

Durch die doppelte Anzahl an Schubverbindern kann der Steifigkeitskennwert verdoppelt werden.

Für die Brücke über die Rigi aa errechnen sich die Werte wie folgt:

Für Bereich 1 ($x = 0,3 - 0,725 \text{ m}$ - vgl. Abschnitt 5.4.1) gilt:

Es wird für diesen Bereich eine vertikale Steifigkeit angenommen, welcher der echten Steifigkeit des Holzes auf Querdruck entspricht:

$$C_{uz} = 300 \text{ MN/m}^2 \cdot 0,26 \text{ m} / 1,0 \text{ m} \quad (71)$$

$$= 78 \text{ 000 kN/m}^2 \quad (72)$$

Für Bereich 2 ($x = 0,725 - 1,8375 \text{ m}$) gilt:

$$C_{ux,1} = \frac{700 \text{ kN/mm} \cdot 7 \cdot 2}{1,1125 \text{ m}} \quad (73)$$

$$= 8 \text{ 808, 989 kN/mm/m} = 8 \text{ 808 989 kN/m}^2 \quad (74)$$

$$s = \frac{1,1125 \text{ m}}{7 \cdot 2} = 7,95 \text{ cm} \quad (75)$$

Analog gilt für Bereich 3 ($x = 1,8375 - 3,15 \text{ m}$):

$$C_{ux,2} = \frac{700 \text{ kN/mm} \cdot 3 \cdot 2}{1,3125 \text{ m}} \quad (76)$$

$$= 3 \text{ 200 000 kN/m}^2 \quad (77)$$

$$s = \frac{1,3125}{3 \cdot 2} = 21,92 \text{ cm} \quad (78)$$

Sowie für Bereich 4 ($x = 3,15 - 8,15 \text{ m}$):

$$C_{ux,3} = \frac{700 \text{ kN/mm} \cdot 8 \cdot 2}{5,0 \text{ m}} \quad (79)$$

$$= 2 \text{ 240 000 kN/m}^2 \quad (80)$$

$$s = \frac{5,0 \text{ m}}{8 \cdot 2} = 31,25 \text{ cm} \quad (81)$$

Tabelle 14: Auflagersituation der Platte auf einem Holzbinder (Rigiala)

Bereichsbezeichnung	0	1	2	3	4
x-Koordinate [m]	0 - 0,30	0,30-0,725	0,725 - 1,8375	1,8375 - 3,15	3,15 - 8,15
gehalten in z	-	78 MN/m ² (Dr.)	Dr. & Zug	Dr. & Zug	Dr. & Zug
Steifigkeit in x [kN/m ²]	0	0	8 808 989	3 200 000	2 240 000

Als Steifigkeit in y-Richtung wurde ein Zehntel der x-Richtung angenommen. Realistischer sind mit Sicherheit größere Werte, jedoch spielt diese Steifigkeit nur für den Lastfall Anprall und Windlasten eine signifikante Rolle.

Verhalten in Abhängigkeit der Belastungsart und -dauer

„Der Klebstoff GSA-Harz und GSA-Härter darf nur für das Einkleben von Stahlstäben in tragende Holzbauteile bei Tragwerken verwendet werden, die vorwiegend ruhend (siehe DIN 1055-3) bzw. die nicht ermüdungsrelevant belastet sind.“ [Bau17] Es ist somit zweifelhaft, ob die eingeklebten Gewindestangen überhaupt für die Belastungen, die bei Brücken auftreten, geeignet sind.

„Die Anforderungen in der Europäischen Technischen Bewertung beruhen auf der Annahme einer vorhergesehenen Nutzungsdauer der GSA-Technologie von 50 Jahren im eingebauten Zustand, vorausgesetzt, dass die im [...] festgelegten Bedingungen [...] erfüllt sind. Die Annahme beruht auf dem derzeitigen Stand der Technik und den verfügbaren Kenntnissen und Erfahrungen.“ [Bau20b]

Brückentragwerke lassen sich nach EC0 2.3 (Tab 2.1) [NAB12a] der Klasse 5 zuordnen. Diese Tragwerke haben einen Planungswert der Nutzungsdauer von 100 Jahren. Dieser Anforderung werden die GSA-Verbinder, zumindest auf dem Papier, nicht gerecht.

Für das Langzeitverhalten wird eine erhöhte Nachgiebigkeit anhand der Europäischen Technischen Bewertung (ETA) geregelt. Je nach Nutzungsklasse werden andere Beiwer-te festgelegt:

Tabelle 15: k_{def} -Werte in Abhängigkeit der Nutzungsklasse (aus [Bau20b])

k_{def}	
Nutzungsklasse	
1	2
0,6	0,8

Für die Berechnung Nachgiebigkeit der Verbinder zum Zeitpunkt $t = \infty$ wird der $k_{def} = 0,8$ für die Nutzungsklasse 2 verwendet.

Nach EC5-1-1 2.3.2.2 (1)(Gleichung 2.9) kann vereinfacht für den Nachweis der Verformung das Verschiebemodul wie folgt abgemindert werden:

$$K_{ser,fin} = \frac{K_{ser}}{1 + k_{def}} \quad (82)$$

$$K_{ser,fin} = \frac{K_{ser}}{1 + 0,8} = 0,556 K_{ser} \quad (83)$$

„Wird die Verteilung der Schnittgrößen durch die Steifigkeitsverteilung im Tragwerk beeinflusst, sollten für Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit die Endwerte der Mittelwerte [...] der Verschiebungsmodul $K_{ser,fin}$ nach folgenden Gleichungen bestimmt werden.“ (EC5-1-1 2.3.2.2 (2)) - Eine Verschiebung der Schnittgrößen durch die Abminderung ist zu erwarten.

$$K_{ser,fin} = \frac{K_{ser}}{1 + \phi_2 k_{def}} \quad (84)$$

$$K_{ser,fin} = \frac{K_{ser}}{1 + 0,0 \cdot 0,8} = 1,0 K_{ser} \quad (\text{Wind}) \quad (85)$$

$$K_{ser,fin} = \frac{K_{ser}}{1 + 0,2 \cdot 0,8} = 0,86 K_{ser} \quad (\text{Verkehr - gr1a}) \quad (86)$$

$$K_{ser,fin} = \frac{K_{ser}}{1 + 0,5 \cdot 0,8} = 0,61 K_{ser} \quad (\text{Temperatur}) \quad (87)$$

$$K_{ser,fin} = \frac{K_{ser}}{1 + 1,0 \cdot 0,8} = 0,556 K_{ser} \quad (\text{Eigenlast}) \quad (88)$$

mit:

ϕ_2 „Beiwert für den quasi-ständigen Anteil der Einwirkung, die die größte Spannung im Verhältnis zur Festigkeit hervorruft (wenn diese Einwirkung eine ständige Einwirkung ist, sollte ϕ_2 durch 1 ersetzt werden).“ (EC5-1-1 2.3.2.2)

Zudem muss je nach Einwirkungsdauer die Festigkeit nach ETA abgemindert werden:

Tabelle 16: k_{mod} -Werte in Abhängigkeit der Lasteinwirkungsdauer und Nutzungsklasse (aus [Bau20b])

Nutzungsklasse	k_{mod}				
	Klasse der Lasteinwirkungsdauer				
	ständige Einwirkung	lange Einwirkung	mittlere Einwirkung	kurze Einwirkung	sehr kurze Einwirkung
1	0,6	0,7	0,8	0,9	1,1
2	0,5	0,55	0,65	0,7	0,9

Als k_{mod} für die kurze/sehr kurze Kombination wurde der Mittelwert 0,8 für die Nutzungsklasse 2 gewählt.

5.4.4 (II) HBV-Schubverbinder aus Steckmetall

Die hier untersuchten Schubverbinder der Firma TiComTec GmbH haben eine Zulassung in Deutschland für Holz-Beton-Verbund Decken [Bau20a]. Die Verbinder sind im Holz eingeklebte Steckmetallformteile, die in den NKL 1 und 2 verwendet werden dürfen. Weitere vorgegebene Randbindungen sind die Mindestabmaße der Bauteile (vgl. Abbildung 30) und die Festigkeitsklasse des Betons (mind. C20/25).

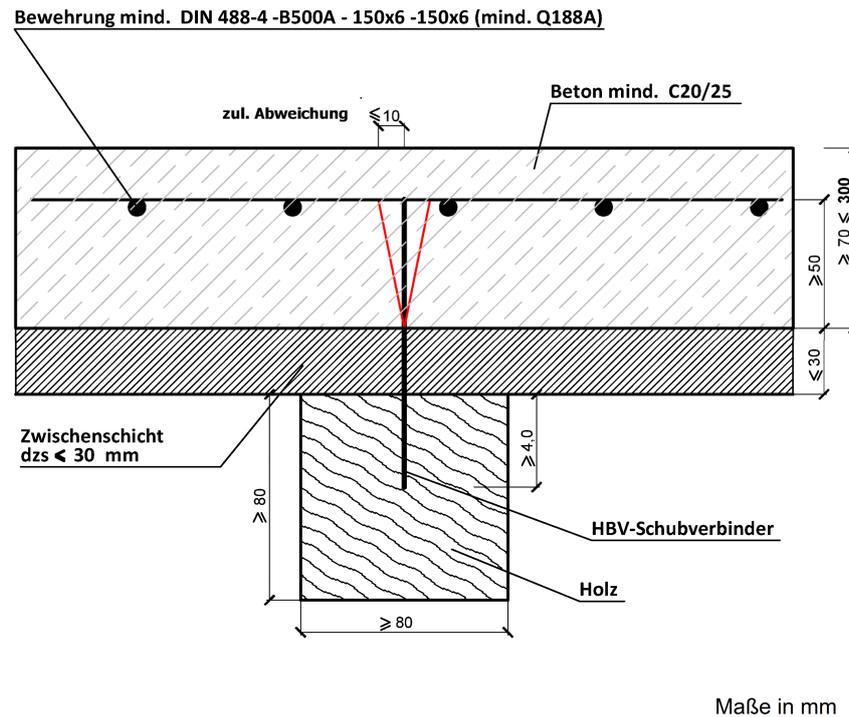


Abbildung 30: Mindestmaße Querschnitt HBV-Steckmetall [Bau20a]

Die Tragfähigkeit und Steifigkeit der Verbindung ist abhängig von der Dicke einer Zwischenschicht; bei der hier behandelten Brücke ist es nicht geplant, eine Zwischenschicht anzuordnen. Somit kann hier mit den vollen Werten weiter gerechnet werden.

$$K_{ser} = 825 - 250(d_{ZS})^{0,2} \quad (89)$$

$$= 825 \text{ N/mm/mm} \quad (90)$$

$$d_{ZS} = 0 \text{ mm (Dicke der Zwischenschicht in mm)} \quad (91)$$

Dieser Wert und die Baustoffeigenschaften werden je nach Zeitpunkt noch abgemindert:

Tabelle 17: Abminderung der Eigenschaften nach Baustoff und Zeitpunkt

Zeitpunkt	Beton	Holz	Verbindungsmittel
$t = 0$	E_{cm}	$E_{0,mean}$	$2/3 \cdot K_{ser}$
$t = \infty$	$E_{cm} / 3,5$	$E_{0,mean} / 1,6$	$2/3 \cdot K_{ser} / 2,0$

Tabelle 18: Eigenschaften nach Baustoff und Zeitpunkt

Zeitpunkt	Beton [N/mm ²]	Holz [N/mm ²]	Verbundmittel [N/mm ²]
$t = 0$	46400	12500	550
$t = \infty$	13257	7813	275

Die Tragfähigkeit der Verbindung ist unabhängig von der Belastungsdauer. Die Dicke der Zwischenschicht hat jedoch wieder einen Einfluss:

$$T_k = 160 - 8,0 \cdot d_{ZS}^{0,5} \quad (92)$$

$$= 160 \text{ N/mm} \quad (93)$$

$$d_{ZS} = 0 \text{ Dicke der Zwischenschicht in mm} \quad (94)$$

Der Bemessungswert der Tragfähigkeit ergibt sich wie folgt:

$$T_d = T_k / 1,25 \quad (95)$$

$$= 160 / 1,25 = 128 \text{ N/mm} = 128 \text{ kN/m} \quad (96)$$

Im Gegensatz zu allen anderen untersuchten Schubverbindern spielt die Lasteinwirkungsdauer hier keine Rolle.

Es sollte zudem ein Ermüdungsnachweis geführt werden. Dies wird im Rahmen dieser Masterarbeit nicht vorgenommen.

5.4.5 (III) Selbstbohrende Schrauben

Die hier untersuchten Schrauben für die Schubverbindung haben eine Zulassung für die Verwendung in Holz-Beton-Verbundbauteilen (vgl. [Bru17]).

Die Berechnung der Nachgiebigkeit bzw. Tragfähigkeit ist abhängig von einer Vielzahl von Variablen. Zunächst wurde als Schraubendurchmesser 10 mm gewählt. Die Ausrichtung der Schrauben ist dabei 30° bezogen zur Binderoberkante.

Die Steifigkeit der Verbindung ist lediglich von der Einbindelänge im Holz abhängig. Bei $\alpha = 30^\circ$, $d = 10$ mm und keiner Zwischenschicht gelten folgende Formeln:

$$K_{ser} = 45 \cdot (l_{ef} - 2 \cdot t_{ib}) \quad (97)$$

$$= 45 \cdot (340 - 2 \cdot 0) = 15300 \text{ N/mm}^2 \quad (98)$$

$$t_{ib} = 0 \text{ mm (nicht relevant)} \quad (99)$$

Die „effektive Einbindetiefe $[l_{ef}]$ der ASSY plus VG-Schraube in das Holzelement in mm[..]“ [Bru17] ist:

$$l_{ef} = 340 \text{ mm} \quad (100)$$

Es ist ggf. ein Abminderung zu treffen in der effektiven Länge, falls der Beton auf Zug beansprucht wird. In dem vorliegenden Fall wird der Beton auf Zug belastet, jedoch ist UHPFRC im Gegensatz zu Normalbeton in der Lage Zugkräfte aufzunehmen, weshalb angenommen wird, dass allein Zugkräfte keinen kritischen Lastfall darstellen. Zudem werden die Schrauben paarweise angeordnet, sodass sie bei Zug- und Druckkräften wirken können.

Durch iteratives Vorgehen konnte 340 mm als ausreichende Länge festgestellt werden. Größere Längen führen zu keiner Steigerung der Tragfähigkeit. Eine höhere Steifigkeit könnte rechnerisch jedoch erreicht werden.

Folgende Gleichungen errechnen die Festigkeit:

$$F_{Rk} = (\cos\alpha + \mu \cdot \sin\alpha) \cdot \min \cdot \begin{cases} F_{ax,\alpha,Rk} \\ f_{tens,k} \end{cases} \quad (101)$$

$$= (\cos(30^\circ) + \mu \cdot \sin(30^\circ)) \cdot \min \cdot \begin{cases} 32,24 \text{ kN} \\ 32 \text{ kN} \end{cases} \quad (102)$$

$$= 31,71 \text{ kN} \quad (103)$$

mit:

$$\alpha = 30^\circ \quad (104)$$

$$\mu = 0,25 \text{ (Reibungskoeffizient - bei Kontakt von Holz und Beton)} \quad (105)$$

$$F_{ax,\alpha,Rk} = \frac{f_{ax,k} \cdot d \cdot l_{ef}}{1,2 \cdot \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha} \cdot \left(\frac{\rho_k}{350}\right)^{0,8} \quad (106)$$

$$= \frac{10 \text{ N/mm}^2 \cdot 10 \text{ mm} \cdot 340 \text{ mm}}{1,2 \cdot \cos(30^\circ)^2 + \sin(30^\circ)^2} \cdot \left(\frac{390}{350}\right)^{0,8} \quad (107)$$

$$= 32,24 \text{ kN} \quad (108)$$

$$f_{ax} = 10 \text{ N/mm}^2 \quad (109)$$

$$d = 10 \text{ mm} \quad (110)$$

$$l_{ef} = 340 \text{ mm} \quad (111)$$

$$\rho_k = 390 \text{ kg/m}^3 \text{ (Gl28c)} \quad (112)$$

$$f_{tens,k} = 32 \text{ kN} \quad (113)$$

Die charakteristische Tragfähigkeit einer Schraube bei Schubbeanspruchung beträgt somit 31,71 kN. Um konstruktiv die geforderten 50 mm Länge im Beton zu erreichen, wäre mindestens eine Länge von 390 mm notwendig.

Die Bemessungsfestigkeit errechnet sich wie folgt:

$$F_{Rd} = F_{Rk} / \gamma_m \quad (114)$$

$$= 31,71 \text{ kN} / 1,3 = 24,4 \text{ kN} \quad (115)$$

5.4.6 (IV) Kerven

Kerven, also Vertiefungen im Holzquerschnitt, stellen eine effiziente Methode dar, Schubkräfte zwischen den Teilquerschnitten zu übertragen. Im Gegensatz zu den anderen Schubverbindern, die in dieser Arbeit behandelt werden, ist für Kerven keine besondere Zulassung erforderlich:

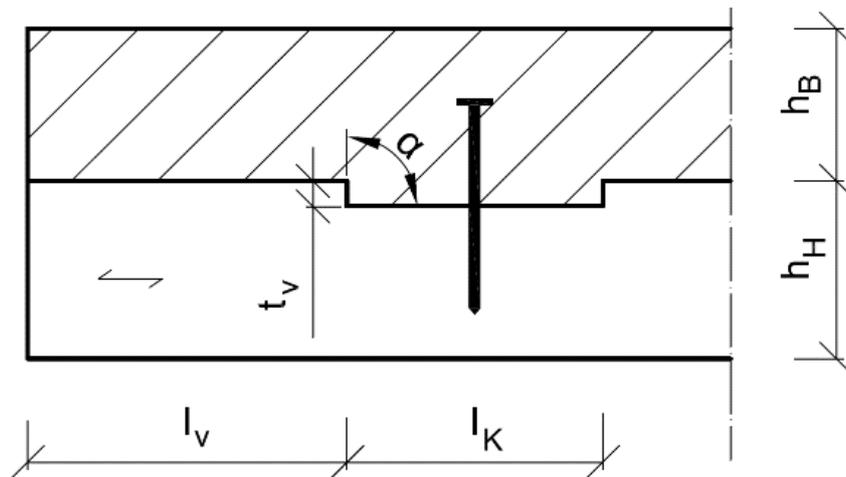


Abbildung 31: Kerve mit wichtigen Parametern: t_v = Kerventiefe, l_K = Kerventieflänge, l_v = Vorholzlänge, h_H = Höhe des Holzes, h_B = Höhe des Betonelements, α = Neigungswinkel der Kerventieflanke (aus [Kud17])

„Ein neuer Teil zu HBV-Konstruktionen [...] wird im zukünftigen Eurocode 5 hinzugefügt werden. Darin werden auch Regeln zu Verbindungen zwischen Holz und Beton und wichtige Eigenschaften von Kervenverbindungen enthalten sein.“[S M18]

Die folgenden Bemessungsansätze berufen sich primär auf Mönchs und Kuhlmanns Erkenntnisse und ihrer Zusammenstellung, siehe Literatur [S M18]. Bei den Versuchen wurde bewehrter Beton verwendet. Es wird im Folgenden angenommen, dass die Ergebnisse auch für UHPFRC gelten.

Sie stellen folgende Konstruktionsgrundlagen für Kerven auf:

- „Brettschichtholz (mindestens GL 24h) nach DIN EN 14080 [7] oder Brettstapelholz (mindestens C 24) nach DIN EN 338
- Beton (mindestens C20/25) nach DIN EN 1992-1-1
- Betonkörnung höchstens 16 mm
- Brettschichtholz-Lamellenanordnung «stehend» oder «liegend»
- Tellerkopfschrauben in der Kerve ($D \geq 6 \text{ mm}$) (als Konstruktionsregel um ein Abheben der Verbundkomponenten zu verhindern)
- Kerventiefe t_v mindestens 20 mm
- Länge der Kerve l_k mindestens 150 mm und höchstens 200 mm
- Vorholzlänge l_v vor der auf Druck belasteten Kerventieflanke mindestens $15 \cdot t_v$
- Neigung der Kerventieflanke α zwischen 90° und 100° “[S M18]

Zudem werden als Bemessungsansatz der Steifigkeit folgende Werte empfohlen:

„Für Kerfen mit einer Tiefe von $t_v = 20 \text{ mm}$ wird ein Verschiebungsmodul von $K_{ser} = 1.000 \text{ kN/mm/m}$ und für Kerfen mit einer Tiefe von $t_v \geq 30 \text{ mm}$ wird ein Wert von $K_{ser} = 1.500 \text{ kN/mm/m}$ vorgeschlagen“ [S M18]. Diese Werte gelten sowohl für den GZT und GZG (vgl. [S M18]), da im Gegensatz zu stiftförmigen Verbindungsmitteln ein annähernd lineares Kraft-Verformungsverhalten zu erwarten ist (vgl. [Kud17] und Abbildung 32).

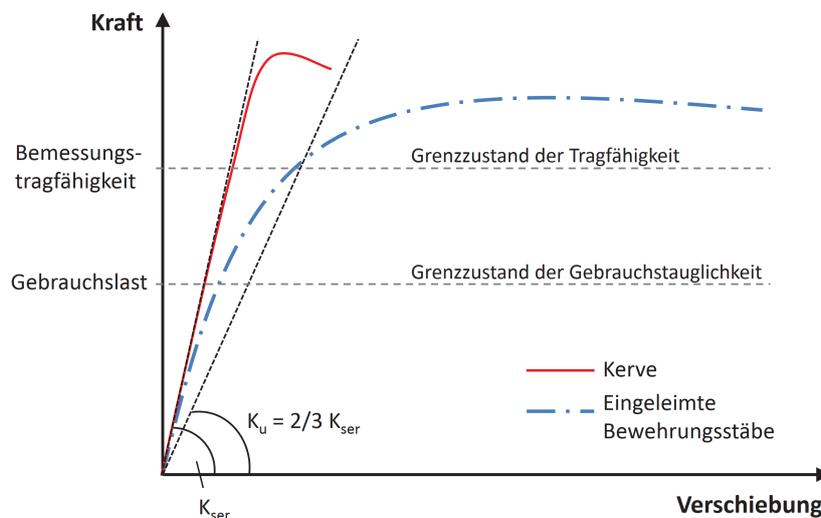


Abbildung 32: Vergleich der Kraft-Verformungskurven von eingeklebten Gewindestangen und Kerfen [Kud17]

Abminderung der Steifigkeit zur $t = \infty$ ist erforderlich, Kudla wendet hier folgende Formel an (vgl. [Kud17]):

$$K_{eff} = \frac{1}{1 + 2 \cdot k_{def}} \cdot K_u \quad (116)$$

Die zulässige Kraft kann über die vier theoretisch möglichen Versagensmechanismen errechnet werden (vgl. [Dul22]):

- (a) Abscheren Betonbocke
- (b) Druckversagen Beton
- (c) Abscheren Holz
- (d) Druckversagen Holz

Zudem muss noch eine geeignete Schraube gewählt werden, welche die entstehenden Zugkräfte der Kraftumleitung aufnimmt.

(a) Abscheren Betonnocke

„Die „Schubfestigkeit“ des Betons“ [Dul22] errechnet sich wie folgt:

$$f_{U,v,c,d} = \frac{\nu_U \cdot f_{U,c,d}}{\cotan(\Theta) + \tan(\Theta)} \quad (117)$$

$$= \frac{0,213 \cdot 105,5}{3,65 + 0,273} = 5,71 \text{ N/mm}^2 \quad (118)$$

$$\nu_U = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{U,c,k}}{250}\right) \quad (119)$$

$$= 0,6 \cdot \left(1 - \frac{161,4}{250}\right) = 0,2126 \quad (120)$$

mit:

$$f_{U,c,d} = 105,5 \text{ N/mm}^2 \quad (121)$$

$$f_{U,c,k} = 161,4 \text{ N/mm}^2 \quad (122)$$

$$\Theta = 15,3^\circ \quad (\text{Winkel Druckstrebe}) \quad (123)$$

Der Winkel der (gedachten) Druckstrebe ergibt sich aus der Geometrie:

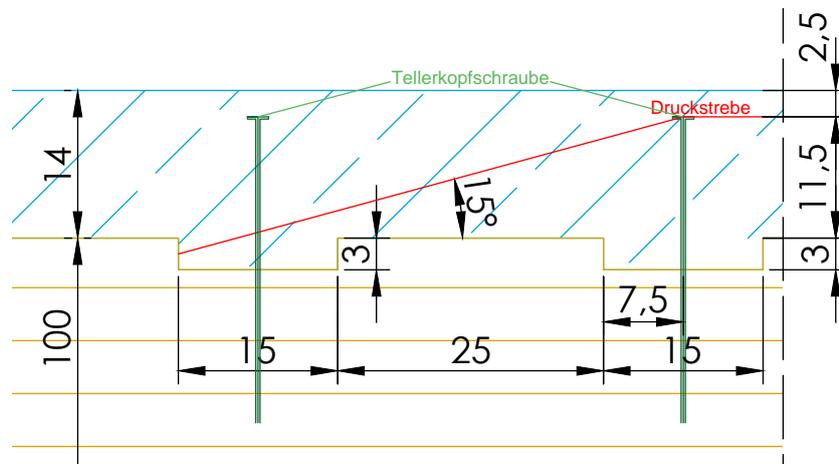


Abbildung 33: Geometrie der untersuchten Kerne (Maße in cm)

Das Abscheren des Betons tritt bei folgender Kraft auf:

$$F_{U,v,d} = f_{U,v,c,d} \cdot l_K \cdot b \quad (124)$$

$$= 0,571 \text{ kN/cm}^2 \cdot 15 \text{ cm} \cdot 100 \text{ cm/m} = 856,8 \text{ kN/m} \quad (125)$$

(b) Druckversagen Beton

Falls der Beton eine geringere Druckfestigkeit, als das Holz (parallel zur Faser) hat, wird dieser Nachweis relevant, was jedoch ist hier nicht der Fall ist.

Zur Vollständigkeit wird der Nachweis dennoch geführt:

$$F_{U,c,d} = f_{U,c,d} \cdot t_v \cdot b \quad (126)$$

$$= 10,55 \text{ kN/cm}^2 \cdot 3 \text{ cm} \cdot 100 \text{ cm/m} = 3165 \text{ kN/m} \quad (127)$$

Bei hochfesten Betonen stellt dieser Lastfall keine kritische Beanspruchung dar.

(c) Abscheren Holz

Ähnlich wie der Beton kann das Holz abscheren. Dieser Versagensmechanismus ist oft maßgebend, da der Schubwiderstand von Holz gering ist.

Für den vorliegenden Blockträger werden die gleichen Materialeigenschaften wie für die BSH Träger aus GL 28c angenommen. Grundlage der Berechnung sind die Formeln nach EC5-1-1, 6.1.7. Die effektive Breite der Schubverbindung wird abgemindert mit dem k_{cr} -Wert, um Risse im Holz zu berücksichtigen.

Zudem wird wie in EC5-1-1, NCI NA.12 (NA.4), die ansetzbare Vorholzlänge auf $l_v = 8 \cdot t_v$ begrenzt.

$$f_{H,v,d} = f_{H,v,k} \cdot k_{cr} \cdot k_{mod} / \gamma_m \quad (128)$$

$$f_{H,v,d} = 3,5 \text{ N/mm}^2 \cdot 0,714 \cdot 0,8 / 1,3 = 1,54 \text{ N/mm}^2 \quad (129)$$

$$k_{cr} = 2,5 / f_{H,v,k} = 0,714 \quad (130)$$

mit:

$$f_{H,v,k} = 3,5 \text{ N/mm}^2 \quad (131)$$

$$k_{mod} = 0,8 \quad (132)$$

$$\gamma_m = 1,3 \quad (133)$$

Somit ergibt sich die Schubfestigkeit der Kerne wie folgt:

$$F_{H,v,k} = f_{H,v,d} \cdot b \cdot l_{v,eff} \quad (134)$$

$$= 0,154 \text{ kN/cm}^2 \cdot 100 \text{ cm/m} \cdot 24 \text{ cm} = 369,23 \text{ kN/m} \quad (135)$$

$$l_{v,eff} = \min \begin{cases} l_v \\ 8 \cdot t_v \end{cases} \quad (136)$$

$$= \min \begin{cases} 30 \text{ cm} \\ 24 \text{ cm} \end{cases} = 24 \text{ cm} \quad (137)$$

Die Vorholzlänge l_v wird rechnerisch auf die acht-fache Kervertiefe t_v beschränkt. Grund dafür ist die Spannungsverteilung, die bei Beschränkung der Länge gleichmäßig angenommen werden darf (vgl. EC5-1-1/NA, NCI 12)). Es ist somit nicht sinnvoll, eine Vorholzlänge von größer als die achtfache Kervertiefe zu wählen.

(d) Druckversagen Holz

Bei einem Druckversagen des Holzes kann das Holz parallel zu Faser in der Kervenfläche die Kräfte nicht mehr aufnehmen.

$$f_{H,c,0,d} = f_{H,c,0,k} \cdot k_{mod} / \gamma_m \quad (138)$$

$$= 24 \text{ N/mm}^2 \cdot 0,8 / 1,3 = 14,77 \text{ N/mm}^2 \quad (139)$$

mit:

$$f_{H,c,0,k} = 3,5 \text{ N/mm}^2 \quad (140)$$

$$k_{mod} = 0,8 \quad (141)$$

$$\gamma_m = 1,3 \quad (142)$$

Somit ergibt sich die Druckfestigkeit des Holzes in der Kerve zu:

$$F_{H,c,0,d} = f_{H,c,0,d} \cdot t_v \cdot b \quad (143)$$

$$= 1,477 \text{ kN/cm}^2 \cdot 3 \text{ cm} \cdot 100 \text{ cm/m} = 443,08 \text{ kN/m} \quad (144)$$

Auszug Schraube

Der Auszug der Schraube ist primär vom Winkel der Druckstrebe abhängig. In diesem Beispiel errechnet sich die erforderliche Auszugsfestigkeit zu Folgendem:

$$F_{R,d,ax} \geq F_{E,d,ax} \quad (145)$$

$$F_{E,d,ax} = F_{E,d,K} \cdot \tan(\Theta) \quad (146)$$

$$\text{hier mit } : F_{R,d} = F_{E,d,K} : \quad (147)$$

$$= 369,23 \text{ kN/m} \cdot 0,274 = 101,1 \text{ kN/m} \quad (148)$$

„Die optimale Position der Schrauben ist Gegenstand der Forschung. In den meisten Fällen werden die Schrauben in der Mitte der Kerve eingedreht. Es gibt aber beispielsweise auch Untersuchungen, die auf der Grundlage eines Fachwerkmodells eine Platzierung der Schrauben in unmittelbarer Nähe der druckbeanspruchten, dem Trägerende zugewandten Kervenflanke nahelegen“ [Kud17]. Für das Beispiel in dieser Arbeit wurde die Schraube mittig in der Kerve angeordnet. Auf diese Weise ist unabhängig von der Krafrichtung eine eindeutige Bestimmung des Druckstrebenwinkels möglich.

Zusammenfassung

Die am wenigsten tragfähige Komponente der Kerne wird maßgebend:

$$F_{R,d} = \min \begin{cases} F_{U,v,d} & \text{(a) Abscheren Betonbocke} \\ F_{U,c,d} & \text{(b) Druckversagen Beton} \\ F_{H,v,k} & \text{(c) Abscheren Holz} \\ F_{H,c,0,d} & \text{(d) Druckversagen Holz} \end{cases} \quad (149)$$

$$= \min \begin{cases} F_{U,v,d} & = 856,8 \text{ kN/m} \\ F_{U,c,d} & = 3165 \text{ kN/m} \\ F_{H,v,k} & = 369,23 \text{ kN/m} \\ F_{H,c,0,d} & = 443,08 \text{ kN/m} \end{cases} \quad (150)$$

$$= 369,23 \text{ kN/m} \quad (151)$$

Die Ausnutzung der verschiedenen Versagensmodi ist nicht gleichmäßig.

Zudem kann die Vorholzlänge auf die acht-fache Kervenlänge gesetzt werden.

Außerdem könnte die Holzqualität noch verringert werden, da die Schubfestigkeit bei BSH konstant bleibt, wohingegen die Druckfestigkeit abnimmt. Dass heißt für BSH kann die Festigkeit bis zu GL24c abgemindert werden.

Einfluss von Trennschichten

„Aus dem Vergleich verschiedener Versuche kann kein Einfluss der Folie auf das maßgebende Versagen, den Verschiebungsmodul oder die Tragfähigkeit abgeleitet werden. In den Fällen, bei denen eine Folie vorgesehen wurde, ist diese so dünn, dass trotzdem der volle Formschluss an den Kerven hergestellt werden kann. Ein direkter Kontakt zwischen Holz und Beton wirkt sich weder negativ auf die Holzeigenschaften noch auf die Betonqualität aus. Allerdings sollte das Holz in diesem Fall vor dem Betonieren behandelt werden, sodass dem Beton beim Aushärten nicht zu viel Wasser entzogen wird. Beispielsweise kann die Holzoberfläche vor dem Betonieren mit Wasser besprüht oder durch Aufbringen einer Schutzschicht aus Zementschlempe oder Epoxidharz behandelt werden.“[Kud17]

5.4.7 Grafischer Vergleich

Beim Vergleich der Schubverbinder muss das Langzeitverhalten und die Lasteinwirkungsdauer berücksichtigt werden, da dies bei den meisten Schubverbindern die Festigkeit maßgeblich beeinflusst.

Durch Variation der Anzahl der Schubverbinder wird die Festigkeit und Nachgiebigkeit verändert. Das Verhältnis aus Nachgiebigkeit zur Festigkeit bleibt jedoch unabhängig davon. Folgendes Diagramm stellt das Verhältnis im GZT dar:

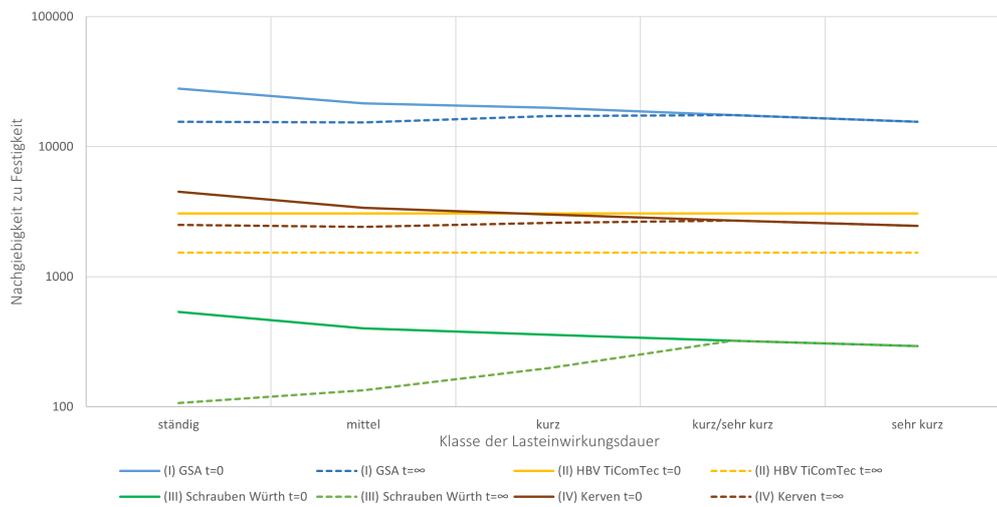


Abbildung 34: Verhältnis von Nachgiebigkeit zu Festigkeit in Abhängigkeit der Belastungsdauer für Schubverbinder I bis IV

Die Grundlage der folgenden Grafik ist die Festigkeit im GZT. Die Festigkeit bleibt konstant, unabhängig, ob Kriechen ($t = \infty$) eingetreten ist:

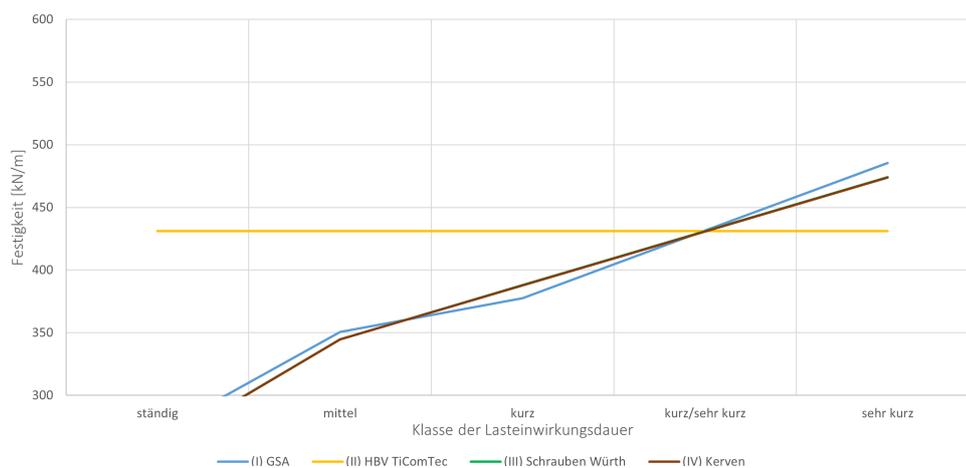


Abbildung 35: Festigkeiten normiert auf gleichen Wert bei KLED kurz/sehr kurz für Schubverbinder I bis IV (III und IV identisch)

Die Nachgiebigkeit der Schubverbinder ist stark variabel, es liegt etwa Faktor 100 zwischen den Schrauben (III) und den eingeklebten Gewindestangen (I) bei gleicher Tragfähigkeit (kurz/sehr kurz):

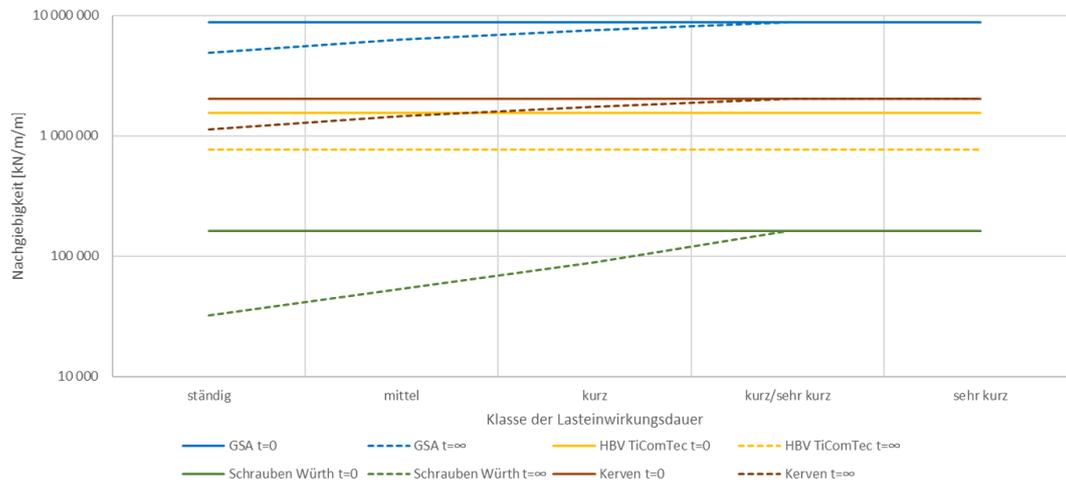


Abbildung 36: Nachgiebigkeit normiert auf gleichen Festigkeitswert bei KLED kurz/sehr kurz für Schubverbinder I bis IV

Das Verhältnis aus Nachgiebigkeit zu Festigkeit kann bei Kerven (IV) durch die Geometrie beeinflusst werden. Das hier gezeigte Verhältnis bezieht sich auf eine Kerbe mit folgenden Abmessungen: $l_v = 24 \text{ cm}$, $t_v = 3 \text{ cm}$, $l_K = 16 \text{ cm}$ und einer Anordnung der Schraube in Kervenmitte mit 2,5 cm Abstand zur Oberkante.

Bei den anderen Verbindungsmitteln ist die Festigkeit effektiv direkt proportional zu der Nachgiebigkeit (je nach Versagensmechanismus der Schraube kann dies abweichen).

Besonders auffällig bei den Diagrammen ist, dass die Festigkeit und Nachgiebigkeit der HBV Schubverbinder der Firma TiComTec (II) unabhängig von der KLED konstant bleiben. Diese Werte entsprechen der Zulassung.

Außerdem fällt auf, dass die Schubverbinder aus eingeklebten Gewindestangen der Firma GSA eine deutlich höhere Steifigkeit bei gleicher Festigkeit aufweisen, als die anderen Systeme. Eingeklebte Gewindestangen sind sehr starr, in der Zulassung wird sogar ermöglicht von einer starren Verbindung auszugehen. Auf telefonische Nachfrage hin wurden von GSA die verwendeten Werte bekannt gegeben. Es ist hier nicht endgültig klar, ob diese Werte noch weiter abgemindert werden müssten.

5.4.8 Abminderung der Materialeigenschaften im GZT

Unabhängig von der Nachgiebigkeit und Tragfähigkeit der Schubverbinder geben einige Hersteller der Schubverbinder in Ihren Zulassungen Abminderung für die Materialien an.

Die Faktoren der Materialeigenschaften schlüsseln sich wie folgt auf:

Tabelle 19: Abminderung der Materialeigenschaften im GZT nach Schubverbinder aufgeschlüsselt (H/U = Holz/UHPFRC)

		H/U $t = 0$	Holz $t = \infty$			UHPFRC $t = \infty$ unabh.	
			ständig	mittel	kurz	k/sk	
(I)	Eingeklebte Gewindestangen	1,0	0,556	0,714	0,862	1,00	0,286
(II)	HBV-Verbinder	1,0	0,625	0,625	0,625	0,625	0,286
(III)	Selbstbohrende Schrauben	1,00	0,333	0,500	0,714	1,00	0,400
(IV)	Kerven	1,0	0,556	0,714	0,862	1,00	0,286

5.4.9 Abminderung der Materialeigenschaften im GZG

Im Gegensatz zum GZT werden im GZG die Materialeigenschaften unabhängig von KLED abgemindert:

Tabelle 20: Abminderung der Materialeigenschaften im GZG nach Schubverbinder aufgeschlüsselt

		H/U $t = 0$	Holz $t = \infty$ unabhängig	UHPFRC $t = \infty$ unabhängig
(I)	eingeklebte Gewindestangen	1,0	0,556	0,286
(II)	HBV-Verbinder	1,0	0,625	0,286
(III)	Selbstbohrende Schrauben	1,0	0,333	0,400
(IV)	Kerven	1,0	0,556	0,286

5.4.10 Eignung der Schubverbinder für den Brückenbau

Grundsätzlich kann jeder der vier betrachteten Schubverbindertypen für den Brückenbau verwendet werden. Die geringere Steifigkeit mancher Schubverbinder kann durch eine Erhöhung der Anzahl der Verbinder kompensiert werden.

Ein Vorteil der HBV-Verbinder der Firma TiComTec (II) ist, dass sie eine Zulassung haben, die Ermüdungsbeanspruchung zulässt. Die Bemessung von Brücken auf Ermüdung ist zwingend notwendig.

Weitergehend haben die HBV-Verbinder einen Vorteil in der Bemessung. Es muss zum Zeitpunkt $t = \infty$ nur eine Steifigkeit und Festigkeit berücksichtigt werden. Bei allen anderen Varianten muss dagegen eine Variation der Nachgiebigkeit und des E-Moduls berücksichtigt werden.

Weitergehend haben sich Kerven (IV) in der Praxis als tragfähige und steife Verbindung herausgestellt, die auch für den Brückenbau geeignet ist.

Die eingeklebten Gewindestangen der Firma GSA (I) zeigen auch das Potenzial, um bei Verbundbauten verwendet zu werden. Insbesondere wenn hohe Steifigkeit gefordert wird, scheint dies eine vielversprechende Möglichkeit zu sein. Es mangelt jedoch noch an einer Zulassung für Holz-Beton-Verbund-Konstruktionen in Deutschland.

Die selbstbohrenden Schrauben der Firma Würth (III) haben die höchste Nachgiebigkeit bezogen auf die Tragfähigkeit der vier Schubverbindertypen. Dieses System scheint am sinnvollsten, wenn kein starrer Verbund zwischen den Baustoffen erforderlich ist. Die hohe Tragfähigkeit führt dazu, dass die Anzahl der Verbinder gering gehalten werden kann.

Abschließend kann gesagt werden, dass sich bei der Brückenbemessung besonders die Schubverbinder (II) HBV-Verbinder und (IV) Kerven am meisten praxistauglich für Brückenkonstruktionen erwiesen haben (vgl. Abschnitt 9).

5.5 Zusammenfassung der Materialeigenschaften

5.5.1 Brettschichtholz GL28c

Tabelle 21: Charakteristische Materialeigenschaften GL28c (Werte in N/mm^2)

$f_{m,0,k}$	$f_{c,0,k}$	$f_{t,0,k}$	$f_{c,90,k}$	E_{mean}	G_{mean}
28	24	19,5	2,5	12500	650

Tabelle 22: Materialeigenschaften GL28c im GZT ständig/vorübergehend (P/T)
(Werte in N/mm^2)

KLED	k_{mod}	mit $\gamma_m = 1,3$				$t = \infty$			
		$f_{m,0,d}$	$f_{c,0,d}$	$f_{t,0,d}$	$f_{c,90,d}$	k_{def}	ϕ_2	E_{mean}	G_{mean}
ständig	0,6	12,92	11,08	9,00	1,15	0,8	1	6944	361
mittel	0,8	17,23	14,77	12,00	1,54	0,8	0,5	8929	464
kurz	0,9	19,38	16,62	13,50	1,73	0,8	0,2	10776	560
kurz/sehr kurz	1	21,54	18,46	15,00	1,92	0,8	0	12500	650

Tabelle 23: Materialeigenschaften GL28c im GZT Außergewöhnlich (A)
(Werte in N/mm^2)

KLED	Zeitpunkt	k_{mod}	$f_{m,0,d}$	$f_{c,0,d}$	$f_{t,0,d}$	$f_{c,90,d}$	k_{def}	ϕ_2	E_{mean}	G_{mean}
sehr kurz	$t = 0$	1,1	23,69	20,31	16,50	2,12	0,8	0	12500	650

Tabelle 24: Materialeigenschaften GL28c im GZG (Werte in N/mm^2)

KLED	k_{def}	$t = \infty$	
		$E_{mean,0}$	$G_{mean,0}$
unabhängig	0,8	6944	361

5.5.2 Faserbeton UHPFRC

Tabelle 25: Charakteristische Materialeigenschaften UHPFRC (Werte in N/mm^2)

f_{Uck}	f_{Utuk}	$E_{mean,d}$	$G_{mean,d}$
161,40	10,27	46400	19333

Tabelle 26: Materialeigenschaften UHPFRC im GZT (ständig/vorübergehend)/GZG (Werte in N/mm^2)

mit $\gamma_m = 1,3$		$t = \infty$		
f_{Ucd}	f_{Utud}	k_{def}	$E_{mean,d}$	$G_{mean,d}$
105,5	6,32	3,5	13257	5524

Tabelle 27: Materialeigenschaften UHPFRC im GZT Außergewöhnlich (Werte in N/mm^2)

Zeitpunkt	mit $\gamma_m = 1,0$		$t = \infty$		
	f_{Ucd}	f_{Utud}	k_{def}	$E_{mean,d}$	$G_{mean,d}$
$t = 0$	137,2	8,22	0	46400	19333
$t = 28d$	137,2	8,22	0	46400	19333
$t = \infty$	137,2	8,22	3,5	13257	5524

5.5.3 Schubverbinder - (I) eingeklebte Gewindestangen

Tabelle 28: Nachgiebigkeit des Schubverbinders (Werte in MN/m)

KLED	GZT		GZG		
	$t = 0$	$t = \infty$	$t = 0$	$t = \infty$	
	ständig	mittel	kurz	k/sk	
K_{ser}	700	389	500	603	700

Tabelle 29: Tragfähigkeit des Schubverbinders (Werte in kN)

KLED	ständig	mittel	kurz	k/sk	sehr kurz
k_{mod}	0,50	0,65	0,70	0,80	0,90
F_d	25	33	35	40	45

5.5.4 Schubverbinder - (II) HBV-Schubverbinder aus Steckmetall

Tabelle 30: Nachgiebigkeit des Schubverbinders (Werte in MN/m/m)

KLED	GZT		GZG	
	$t = 0$	$t = \infty$	$t = 0$	$t = \infty$
	unabhängig			
K_{ser}	393	196	825	413

Tabelle 31: Tragfähigkeit des Schubverbinders (Werte in kN/m)

KLED	unabhängig
F_d	128

5.5.5 Schubverbinder - (III) selbstbohrende Schrauben

Tabelle 32: Nachgiebigkeit des Schubverbinders (Werte in MN/m)

KLED	t = 0	GZT			k/sk	GZG	
		ständig	t = ∞ mittel	kurz		t = 0	t = ∞
K_{ser}	8	2	3	4	8	15	3

Tabelle 33: Tragfähigkeit des Schubverbinders (Werte in kN)

KLED	ständig	mittel	kurz	k/sk	sehr kurz
k_{mod}	0,60	0,80	0,90	1,00	1,10
F_d	15	20	22	24	27

5.5.6 Schubverbinder - (IV) Kerven

Tabelle 34: Nachgiebigkeit des Schubverbinders (Werte in MN/m)

KLED	t = 0	GZT			k/sk	GZG	
		ständig	t = ∞ mittel	kurz		t = 0	t = ∞
K_{ser}	300	167	214	259	300	300	167

Tabelle 35: Tragfähigkeit des Schubverbinders (Werte in kN)

KLED	ständig	mittel	kurz	k/sk	sehr kurz
k_{mod}	0,60	0,80	0,90	1,00	1,10
F_d	66,46	89	100	111	122

6 Technische Vorschriften und verwendete Hilfsmittel

6.1 Normen, Vorschriften und Unterlagen

Für die Berechnung der Brücke wurden vorwiegend die Eurocodes verwendet, insbesondere kamen folgenden Normenwerke und Referenzmaterialien zum Einsatz:

DIN EN 1990	Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung; Deutsche Fassung EN 1990:2002 + A1:2005 + A1:2005/AC:2010
DIN EN 1991-2	Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken; Deutsche Fassung EN 1991-2:2003 + AC:2010
DIN EN 1992-1	Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken)
DIN EN 1995-1-1	Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 1-1: Allgemeines - Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1995-1-1:2004 + AC:2006 + A1:2008)
DIN EN 1995-1-1/NA	Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter – Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 1-1: Allgemeines Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau)
DIN EN 1995-2	Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 2: Brücken; Deutsche Fassung EN 1995-2:2004)
SIA 2052	Zementgebundener Ultra-Hochleistungs-Faserverbund-Baustoff (UHFB) – Baustoffe, Bemessung und Ausführung; Version 13 vom 24. Dezember 2021)
DAfStB Heft 561 Doktorarbeit	Sachstandsbericht „Ultrahochfester Beton“; 1. Auflage 2008 Katrín Habel, Structural response of elements combining Ultrahigh-Performance Fiber-Reinforced Concretes (UHPRFC) and reinforced concrete (2004) - [HDB06]

6.2 Vergleich Einwirkungen nach deutschen und schweizer Vorgaben

Als Berechnungsgrundlage für die Brücke werden die verschiedenen Eurocodes herangezogen. Diese sind in Deutschland und der Schweiz gültig.

Auch wenn die Grundlage dieselbe ist, können sich die national zu bestimmenden Parametern (NDP) stark unterscheiden. Ziel ist es, die Brücke nach deutschen Vorgaben zu überprüfen. Die Bemessung der ursprünglichen Brücke ist allerdings nach Schweizer Vorgaben durchgeführt worden. Folgende Werte sind dabei unterschiedlich:

- (a) UDL (Lastsystem flächige Verkehrslasten) nach Lastmodell 1

Grundlage der Flächenlast ist der Wert 9 kN/m^2 aus dem EC1-2 4.3.2. Dieser Wert wird je nach nationaler Festlegung mit einem Faktor multipliziert. In Deutschland gilt 1,333 (nach EC2-2/NA), in der Schweiz wird dieser Wert nicht pauschal festgelegt. In einem vorliegenden Beispiel wurde der Wert 0,9 angenommen (vgl. [AG20]).

(b) TS (Tandemachsen System) nach Lastmodell 1

Nach EC2 wird auf dem ersten Fahrstreifen eine Tandemachse mit 300 kN pro Achse gefordert. In Deutschland wird im EC1/NA der Wert übernommen, wohingegen in der Schweiz kein pauschaler Faktor festgelegt wird. Hier wurde im Beispiel wieder 0,9 angenommen [AG20]).

(c) HLS (Lasten aus Bremsen und Anfahren)

Die Lasten aus Bremsen und Anfahren setzen sich zusammen aus den Flächenlasten und Achslasten, mehr dazu in Abschnitt 8.3.5. Dieser Wert ist somit auch stark unterschiedlich in Deutschland und der Schweiz.

(d) Andere Einwirkungen

Andere Lasten oder Einwirkungen spielen eine untergeordnete Rolle bei der Bemessung, weshalb die Unterschiede hier nicht explizit untersucht werden.

Tabelle 36: Vergleich der Lasten am Beispiel der vorliegenden Brücke

	UDL - FS 1 [kN/m ²]	UDL Restflächen [kN/m ²]	TS - FS 1 [kN]	HLS [kN]
EC1 (mit NDP Deutschland)	12,0	3,6	300	418,7
SIA 261 ($\alpha_{qi} = \alpha_{Qi} = 0,9$)	8,1	2,25	270	331,2
Verhältnis	67,5%	62,5%	90,0%	79,1%

7 Kontrollrechnung Verbundbau

7.1 Allgemeines

Der Verbundbau aus Stahl und Beton ist im Eurocode 4 (DIN EN 1994-1-1) geregelt. Für den Holz-Verbund-Bau kann das γ -Verfahren nach DIN EN 1995-1-1 Anhang B angewendet werden. Es wird dabei „in Abhängigkeit von Querschnittsanteile der unterschiedlichen Materialien, dessen Elastizitätsmodul sowie dessen Schwerpunktabstände vom Gesamtschwerpunkt und unter Berücksichtigung von nachgiebigen Verbindungsmitteln eine effektive Steifigkeit des Gesamtquerschnitts ermittelt.“ [Lar18] Dieses Verfahren kann für Einfeldsysteme mit Gleichstreckenlast bzw. modifiziert für Mehrfeldsystem oder Kragarme verwendet werden; es können jedoch keine Punktlasten berücksichtigt werden, weshalb dieses Verfahren für den Brückenbau ungeeignet ist (vgl. [Lar18]).

7.2 Mitwirkende Plattenbreite

Bei der Berechnung der mitwirkenden Plattenbreite wurde der Ansatz aus dem Eurocode 5 (DIN EN 1995-2 5.3) gewählt, der diese über den Eurocode 2 (DIN EN 1992-1-1, Abschnitt 5.3.2.1 (4) [NAB11]) berechnet.

Für eine Kontrollrechnung wurde ein Ersatzträger gewählt. In Anlehnung an die realen Querschnitte hat die UHPFRC-Platte die Abmessungen 120×14 cm ($b \times h$). Der Holzbinder-Querschnitt entspricht dem der Brücke und hat die Abmessungen 26×128 cm ($b \times h$). Der Verbundquerschnitt spannt $15,4$ m.

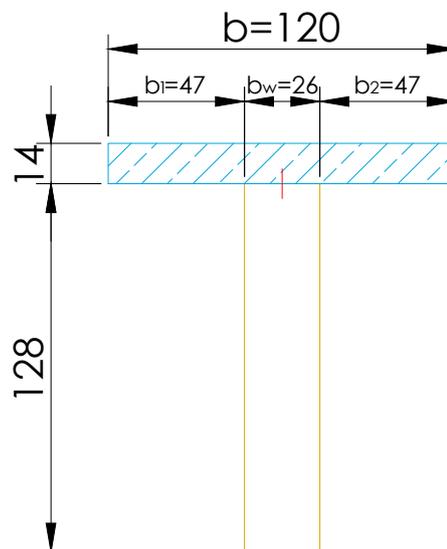


Abbildung 37: Effektiver Ersatzquerschnitt

Es gilt:

$$b = 1,20 \text{ m} \quad (152)$$

$$b_w = 0,26 \text{ m} \quad (153)$$

$$l = 15,40 \text{ m} \quad (154)$$

$$b_1 = b_2 = \frac{b - b_w}{2} = \frac{1,20 - 0,26}{2} = 0,47 \text{ m} \quad (155)$$

$$b_{eff,1} = b_{eff,2} = \min(0,2 \cdot b_1 + 0,1 \cdot l; 0,2 \cdot l; b_1) \quad (156)$$

$$= \min(0,094 + 1,54; 3,08; 0,47) = 0,47 \text{ m} \quad (157)$$

Es kann die gesamte Platte angesetzt werden. Der effektive Querschnitt ist in Abbildung 37 zu sehen.

7.3 Gamma-Verfahren

Das Gamma-Verfahren nach EC5-1-1 (Anlage B) bietet die Möglichkeit, nachgiebig verbundene Querschnitte eine Ersatzsteifigkeit zuzuweisen sowie Spannungen zu ermitteln. Die Eingangsdaten sind in Abbildung 38 dargestellt.

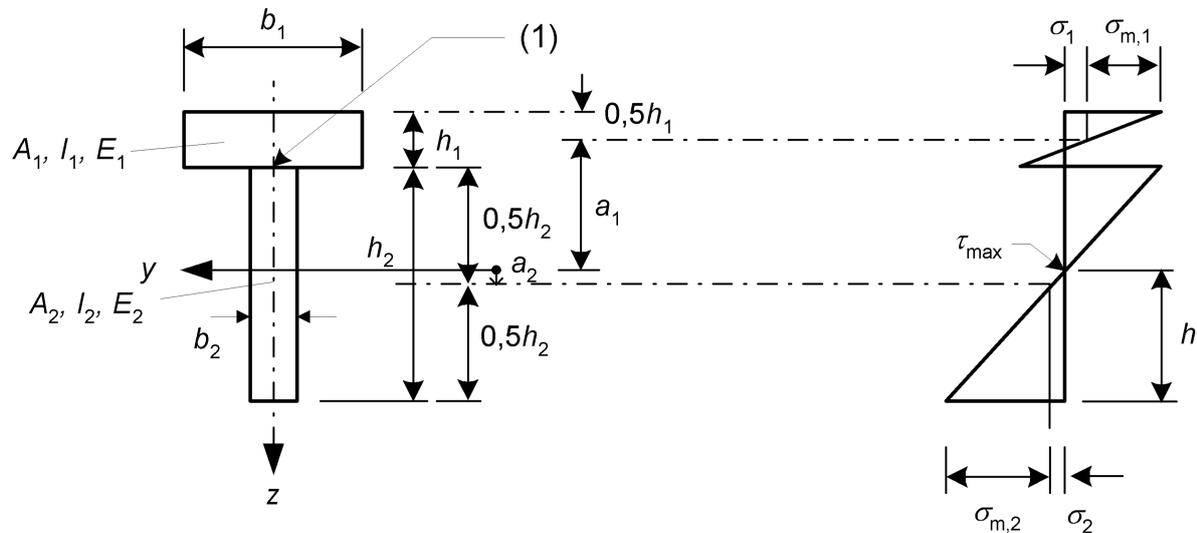


Abbildung 38: Querschnitt (links) und Verteilung der Biegespannungen (rechts)
Auszug aus EC5-1-1 [NAB10b]

Die folgenden Formeln und Texte stammen aus DIN EN 1995-1-1 (Anlage B) [NAB10b]. Bei einem T-Querschnitt (siehe Abbildung 38) können einige Formeln vereinfacht werden (siehe Gleichungen (158) bis (173))

Die wirksame Biegesteifigkeit kann wie folgt angenommen werden:

$$(EI)_{ef} = \sum_{i=1}^2 (E_i \cdot I_i + \gamma_i \cdot E_i \cdot A_i \cdot a_i^2) \quad (158)$$

$$= \left(4640 \frac{kN}{cm^2} \cdot 27440 cm^4 + 0,901 \cdot 4640 \frac{kN}{cm^2} \cdot 1680 cm^2 \cdot 26,249^2 cm^2\right) \quad (159)$$

$$+ \left(1250 \frac{kN}{cm^2} \cdot 4543829 cm^4 + 1,0 \cdot 1250 \frac{kN}{cm^2} \cdot 3328 cm^2 \cdot 44,751^2 cm^2\right) \quad (160)$$

$$= 5\,013\,951\,861 \, kNcm^2 + 14\,010\,784\,038 \, kNcm^2 \quad (161)$$

$$= 19\,024\,735\,900 \, kNcm^2 \quad (162)$$

mit:

$$A_i = b_i \cdot h_i \quad (163)$$

$$I_i = \frac{b_i \cdot h_i^3}{12} \quad (164)$$

$$\gamma_1 = \frac{1}{1 + \pi^2 \frac{E_1 \cdot A_1 \cdot s_1}{K_1 \cdot l^2}} \quad (165)$$

$$= \frac{1}{1 + \pi^2 \frac{4640 \, kN/cm^2 \cdot 1680 \, cm^2 \cdot 21,4 \, cm}{700000 \, kN/m \cdot 1540^2 \, cm^2}} = 0,901 \quad (166)$$

$$\gamma_2 = 1 \quad (167)$$

$$a_1 = h_2/2 - a_2 + h_1/2 \quad (168)$$

$$= 128 \, cm/2 - 43,312 \, cm + 14 \, cm/2 \quad (169)$$

$$= 26,249 \, cm \quad (170)$$

$$a_2 = \frac{\gamma_1 \cdot E_1 \cdot A_1 (h_1 + h_2)}{2 \cdot \sum_{i=1}^2 \gamma_i \cdot E_i \cdot A_i} \quad (171)$$

$$= \frac{0,901 \cdot 4640 \frac{kN}{cm^2} \cdot 1680 cm^2 (14 \, cm + 128 \, cm)}{2 \cdot \left(1 \cdot 1250 \frac{kN}{cm^2} \cdot 3328 \, cm^2 + 0,901 \cdot 4640 \frac{kN}{cm^2} \cdot 1680 \, cm^2\right)} \quad (172)$$

$$= 44,751 \, cm \quad (173)$$

Es wird im Folgenden für UHPFRC die Ziffer 1 und für BSH der Güte GL28c die Ziffer 2 verwendet:

$$E_1 = 46400 \text{ N/mm}^2 = 4640 \text{ kN/cm}^2 \quad (174)$$

$$I_1 = \frac{0,14^3 \cdot 1,2}{12} = 0,0002744 \text{ m}^4 = 27\,440 \text{ cm}^4 \quad (175)$$

$$A_1 = 14 \cdot 120 = 1680 \text{ cm}^2 \quad (176)$$

$$E_2 = 12500 \text{ N/mm}^2 = 1250 \text{ kN/cm}^2 \quad (177)$$

$$I_2 = \frac{1,26^3 \cdot 0,26}{12} = 0,045438 \text{ m}^4 = 4\,543\,829 \text{ cm}^4 \quad (178)$$

$$A_2 = 1,28 \cdot 0,26 = 0,333 \text{ m}^2 = 3328 \text{ cm}^2 \quad (179)$$

$$s_{1,eff} = 15,4 \text{ m} / [2 \cdot 2 \cdot (7 + 3 + 8)] = 21,4 \text{ cm} \quad (180)$$

$$K_{1,ser} = 700\,000 \text{ N/mm} = 700\,000 \text{ kN/m} \quad (181)$$

$$l = 1540 \text{ cm} \quad (182)$$

7.3.1 Ersatzsteifigkeit

Ersatzsteifigkeit nach γ -Verfahren

Die Ersatzsteifigkeit nach dem γ -Verfahren ist:

$$(EI)_{ef} = 19\,024\,735\,900 \text{ kNcm}^2 = 1\,902\,474 \text{ kNm}^2 \quad (183)$$

Die Berechnung ist im Abschnitt 7.3 erfolgt.

Ersatzsteifigkeit nach FEM

Die Steifigkeit kann zurückgerechnet werden anhand der Verformungen, die in dem System auftreten. In diesem Beispiel wurde eine Gleichstreckenlast pro Binder mit 100 kN/m gewählt. Die Verformung beträgt 38,8 mm auf eine Spannweite von 15,40 m (vgl. Abbildung 39).

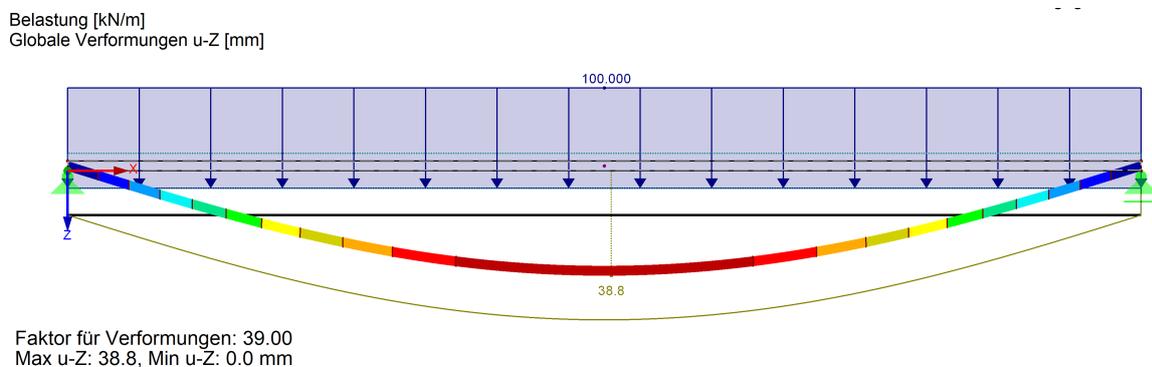


Abbildung 39: Verformung des Ersatzträgers nach FEM Berechnung

Über die maximale Durchbiegung in Feldmitte kann die Steifigkeit des Gesamtträgers ermittelt werden:

$$w_{max} = \frac{ql^4}{76,8EI} \quad (184)$$

$$EI_{ges,FEM} = \frac{ql^4}{76,8 \cdot w_{max}} \quad (185)$$

$$= \frac{100 \text{ kN/m} \cdot 15,40^4 \text{ m}^4}{76,8 \cdot 38,8 \cdot 10^{-3} \text{ m}} \quad (186)$$

$$= 1\,887\,513 \text{ kNm}^2 \quad (187)$$

Vergleich

Die Steifigkeit nach dem Gamma-Verfahren ist 0,79 % größer, als die mittels FEM ermittelte Steifigkeit. Eine Abweichung ist zu erwarten, weil im Gamma Verfahren die gesamte mitwirkende Plattenbreite angesetzt wird, wohingegen im FEM Modell die weiter außenliegenden Plattenteile, insbesondere in Auflagernähe weniger stark wirkt.

7.3.2 Normalspannungen

γ -Verfahren

Als Last wurde in Übereinstimmung mit dem γ -Verfahren eine Gleichstreckenlast von 100 kN/m gewählt. Die Normalspannungen können mit folgenden Formeln aus DIN EN 1995-1-1 (B.3) [NAB10b] ermittelt werden:

$$\sigma_i = \frac{\gamma_i \cdot E_i \cdot a_i \cdot M}{(EI)_{ef}} \quad (188)$$

$$\sigma_{m,i} = \frac{0,5 \cdot E_i \cdot h_i \cdot M}{(EI)_{ef}} \quad (189)$$

Die folgenden Überlegungen dienen zur Kontrolle des Modells. Der untersuchte Lastfall bringt eine Gleichstreckenlast von 100 kN/m auf die Verbundträger auf. Das resultierende Moment pro Träger ist $M = \frac{ql^2}{8} = \frac{100 \cdot 15,4^2}{8} = 2964,5 \text{ kNm}$.

1. UHPFRC-Platte:

$$\sigma_1 = \frac{0,9098 \cdot 4640 \text{ kN/cm}^2 \cdot -26,249 \text{ cm} \cdot 296\,450 \text{ kNcm}}{19\,024\,735\,900 \text{ kNcm}^2} = -17,27 \text{ N/mm}^2 \quad (190)$$

$$\sigma_{1,m} = \frac{0,5 \cdot 4640 \text{ kN/cm}^2 \cdot 14 \text{ cm} \cdot 296\,450 \text{ kNcm}}{19\,024\,735\,900 \text{ kNcm}^2} = 5,06 \text{ N/mm}^2 \quad (191)$$

Es ergibt sich somit eine Spannung am oberen Rand von -22,33 N/mm² und am unteren Rand von -12,21 N/mm².

2. BSH-Binder:

$$\sigma_2 = \frac{1 \cdot 1250 \text{ kN/cm}^2 \cdot +44,751 \text{ cm} \cdot 296 \text{ 450 kNcm}}{19 \text{ 024 735 900 kNcm}^2} = +8,72 \text{ N/mm}^2 \quad (192)$$

$$\sigma_{2,m} = \frac{0,5 \cdot 1250 \text{ kN/cm}^2 \cdot 128 \text{ cm} \cdot 296 \text{ 450 kNcm}}{19 \text{ 024 735 900 kNcm}^2} = 12,47 \text{ N/mm}^2 \quad (193)$$

Es ergibt sich somit eine Spannung am oberen Rand von -3,75 N/mm² und am unteren Rand von +21,18 N/mm².

FEM Berechnung

Bei der Vergleichsrechnung in FEM wurde exakt die gleiche Gleichstreckenlast von 100 kN/m auf jeden Binder angesetzt.

Die Spannungen sind in Abbildungen 40 und 41 zu sehen, sowie die Unterschiede zum Gamma-Verfahren in Tabelle 37 aufgeschlüsselt.

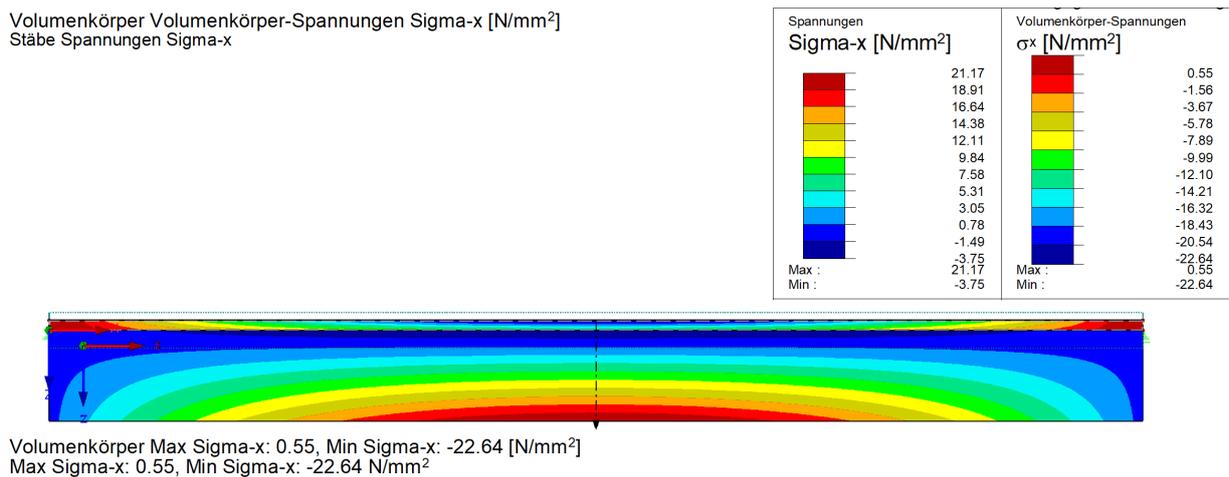


Abbildung 40: Spannungen im Binder mittels FEM Berechnung

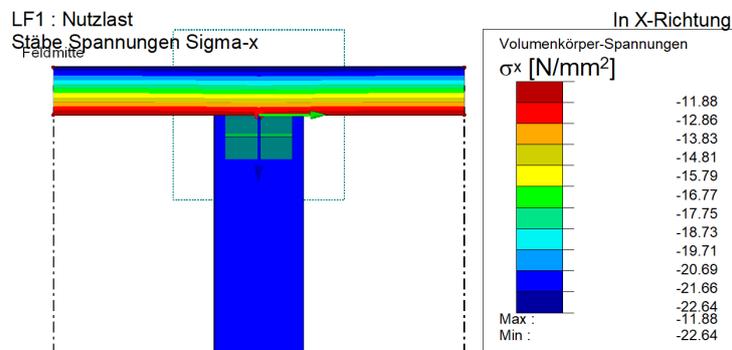


Abbildung 41: Spannungen in der UHPFRC Platte mittels FEM Berechnung

Vergleich

Es stimmen die Ergebnisse der FEM Berechnung und des γ -Verfahrens bis auf wenige Prozent überein, was als akzeptabel betrachtet wird:

Tabelle 37: Spannungsvergleich zwischen γ -Verfahren und FEM Berechnung

Werte in N/mm^2	γ -Verfahren	FEM Berechnung	Unterschied
$\sigma_{U,top}$	-22,33	-22,64	-1%
$\sigma_{U,bottom}$	-12,21	-11,88	3%
$\sigma_{BSH,top}$	-3,75	-3,75	0%
$\sigma_{BSH,bottom}$	21,18	21,17	0%

7.3.3 Schubspannungen im BSH-Querschnitt **γ -Verfahren**

Die größten Schubspannungen treten bei den Extrema der Querkräfte auf. Bei einem Einfeldträger unter Gleichstreckenlast ist das immer genau über den Lagern.

Zudem tritt die maximale Schubspannung dort auf, wo die Normalspannungen im Querschnitt zu null werden (vgl. Abbildung 38).

Sie errechnet sich mit der vereinfachten Gleichung wie folgt:

$$\tau_{,max} = \frac{0,5 \cdot E_2 \cdot h^2}{(EI)_{ef}} V \quad (194)$$

$$h = h_2 \cdot \frac{\sigma_{2,bottom}}{\sigma_{2,bottom} - \sigma_{2,top}} \quad (195)$$

$$\tau_{max,2} = \frac{0,5 \cdot 1250kN/cm^2 \cdot 108,8^2 cm^2}{19\,024\,735\,900\,kNcm^2} 770kN \quad (196)$$

$$= 0,30kN/cm^2 = 2,99\,N/mm^2 \quad (197)$$

$$h = 128\,cm \cdot \frac{21,18\,N/mm^2}{21,18\,N/mm^2 - (-3,75\,N/mm^2)} = 108,8cm \quad (198)$$

Eine Gleichung für die Berechnung der Schubspannungen im ersten Querschnittsteil (hier: UHPFRC) ist nach dem Gamma-Verfahren nicht vorhanden.

FEM Berechnung

Die FEM Berechnung liefert folgende Spannungsverteilung:

LF1 : Nutzlast
 Volumenkörper Volumenkörper-Spannungen Tau-xz [N/mm²]
 Stäbe Spannungen Tau-z

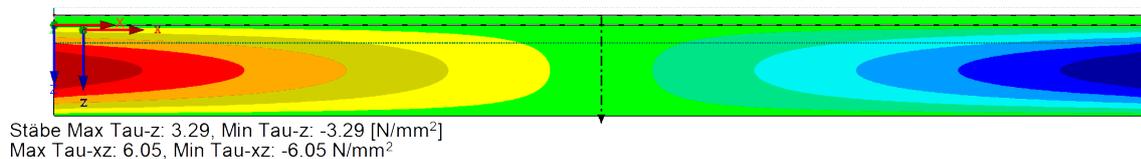
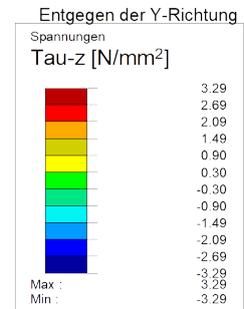


Abbildung 42: Schubspannungen in des inneren Binders mit FEM Berechnung

Vergleich

Die errechneten Spannungen nach dem Gamma-Verfahren sind kleiner als die des FEM Modells:

Tabelle 38: Schubspannungsvergleich zwischen γ -Verfahren und FEM Berechnung

Werte in N/mm ²	γ -Verfahren	FEM Berechnung	Unterschied
$\tau_{max,BSH}$	2,99	3,29	-9%

Bei der Berechnung nach dem Gamma-Verfahren wird eine lineare Spannungsverteilung, wie sie in Feldmitte auftritt, angenommen (vgl. Abbildung 38). Die Normalspannungsverteilung nach FEM ist im Bereich der Auflagerung jedoch deutlich anders (vgl. Abbildung 40). Zudem geht am Rand die mitwirkende Plattenbreite gegen 0.

Für den Fall, dass die gesamte Schubspannung im BSH-Querschnitt aufgenommen wird, ergibt sich folgende Spannung:

$$\tau = \frac{V \cdot S_y}{I_y \cdot b} = \frac{V \cdot (h/2 \cdot b \cdot h/4)}{\frac{h^3 \cdot b}{12} \cdot b} \quad (199)$$

$$= \frac{V \cdot h^2 \cdot b \cdot 12}{h^3 \cdot b^2 \cdot 8} \quad (200)$$

$$= \frac{3 \cdot V}{2 \cdot h \cdot b} \quad (201)$$

$$= 1,5 \frac{770 \text{ kN}}{128 \text{ cm} \cdot 26 \text{ cm}} = 0,347 \text{ kN/cm}^2 = 3,47 \text{ N/mm}^2 \quad (202)$$

Die FEM-Rechnung nimmt als Berechnungsgrundlage den alleinigen BSH-Querschnitt, jedoch mit einer abgeminderten Querkraft:

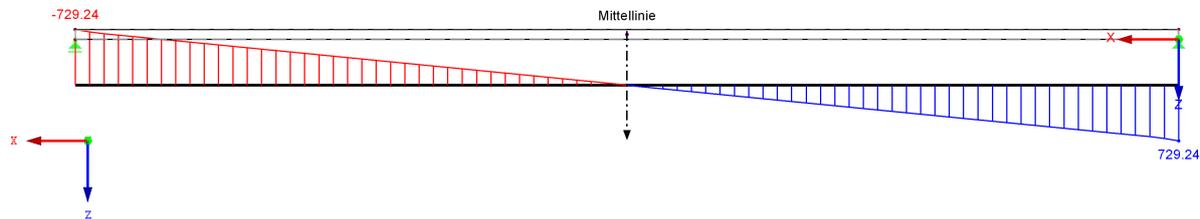


Abbildung 43: Querkraft im BSH-Binder

Somit ergibt sich die Schubspannung zu:

$$\tau = 1,5 \frac{729 \text{ kN}}{128 \text{ cm} \cdot 26 \text{ cm}} = 0,329 \text{ kN/cm}^2 = 3,29 \text{ N/mm}^2 \quad (203)$$

Das Gamma-Verfahren liefert kleinere Werte, womit die genauere FEM Berechnung auf der sicheren Seite liegt.

7.3.4 Beanspruchung der Verbindungsmittel in der Schubfuge

Der Eurocode 5 (DIN EN 1995-1-1 (B.5)) liefert einen Ansatz, um die Beanspruchung der Verbindungsmittel zu bestimmen.

$$F_1 = \frac{\gamma_1 \cdot E_1 \cdot A_1 \cdot a_1 \cdot s_1}{(EI)_{ef}} \cdot V \quad (204)$$

$$F_1 = \frac{0,9098 \cdot 4640 \text{ kN/cm}^2 \cdot 1680 \text{ cm}^2 \cdot 26,249 \text{ cm} \cdot 21,4 \text{ cm}}{19\,024\,735\,900 \text{ kN/cm}^2} \cdot 770 \text{ kN} \quad (205)$$

$$= 161,16 \text{ kN} \quad (206)$$

Umgestellt ergibt sich folgende maximale längenbezogene Schubspannung in der Fuge:

$$\frac{F_1}{s_1} = \frac{0,9098 \cdot 4640 \text{ kN/cm}^2 \cdot 1680 \text{ cm}^2 \cdot 26,249 \text{ cm}}{19\,024\,735\,900 \text{ kN/cm}^2} \cdot 770,00 \text{ kN} \quad (207)$$

$$= 7,535 \text{ kN/cm} = 753,5 \text{ kN/m} \quad (208)$$

Es ergibt sich folgende Formel zur Ermittlung der Schubspannungen:

$$f_{\tau,V}(x) = 753,5 \text{ kN/m}/(l/2) \cdot x - 753,5 \text{ kN/m} \quad (209)$$

Vergleich

Im FEM Modell weichen die randnahen Schubspannungen besonders stark von denen nach dem Gamma-Verfahren berechneten ab (vgl. Abbildung 44). Die Bereiche sind nicht repräsentativ für den gesamten Querschnitt.

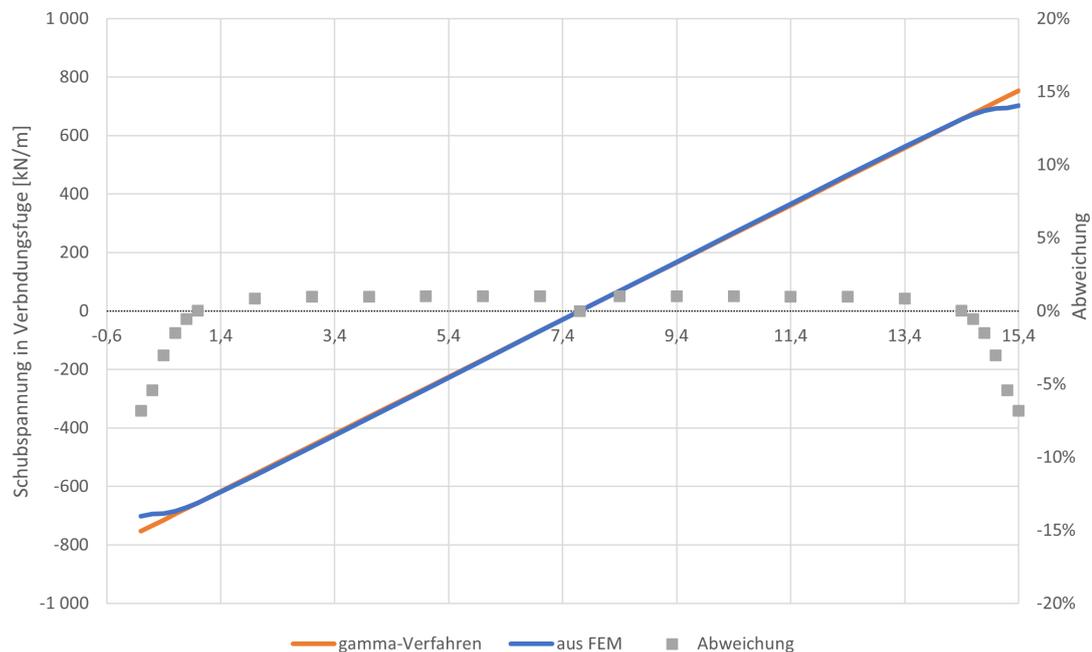


Abbildung 44: Vergleich der Schubspannungen in der Verbindungsfuge

Die Abweichungen 0,8 m von den Rändern entfernt betragen 1,0% oder weniger. Als Grund für die Abweichung kann die verzögerte Aktivierung der gesamten mitwirkenden Plattenbreite angenommen werden.

Die Integration über die Schubspannungen liefert eine Abweichung des Gesamtschubflusses von 0,8‰.

7.3.5 Zusammenfassung

Das genormte γ -Verfahren liefert weitestgehend vergleichbare Ergebnisse zu dem FEM Modell. RFEM 5 liefert somit Ergebnisse, die brauchbar und realistisch sind.

Zudem bietet FEM ein Berechnungsmodell, das für komplexere Lastfallkombinationen sowie komplexe Geometrien genutzt werden kann. Das γ -Verfahren rechnet mit einfachen Stabwerksmodellen, die im Allgemeinen zuverlässig Ergebnisse liefern, aber Effekte wie mitwirkende Plattenbreiten, komplexe Laststellungen, Kragarme und Änderung der Schubsteifigkeit gar nicht oder nur unzulänglich abbilden können.

Der hier gezeigte Vergleich des γ -Verfahrens mit dem FEM Modell sollte in erster Linie dazu dienen, letzteres zu bestätigen. Die eigentliche Berechnung der Brücken wird nachfolgend über das FEM-Programm durchgeführt.

8 Nachberechnung einer UHPFRC-Holz-Verbund Brücke

8.1 Bauwerksbeschreibung

Ausschlaggebend für die Idee der Masterarbeit sind die UHPFRC-Holz-Verbundbrücken, die von Ingenieurbüro Edgar Kälin AG in der Schweiz geplant und errichtet wurden. Insgesamt sind zwei Brücken dieser Bauart entstanden. Die längere Brücke über die Rigiaa hat eine Spannweite von 15,40 m, diese dient als Vorlage für die Nachberechnung. Quelle für sämtliche Angaben zu der Brücke sind in folgender Literatur zu finden: [Käl22]. Der Brückenquerschnitt der Brücke über Rigiaa ist folgender:

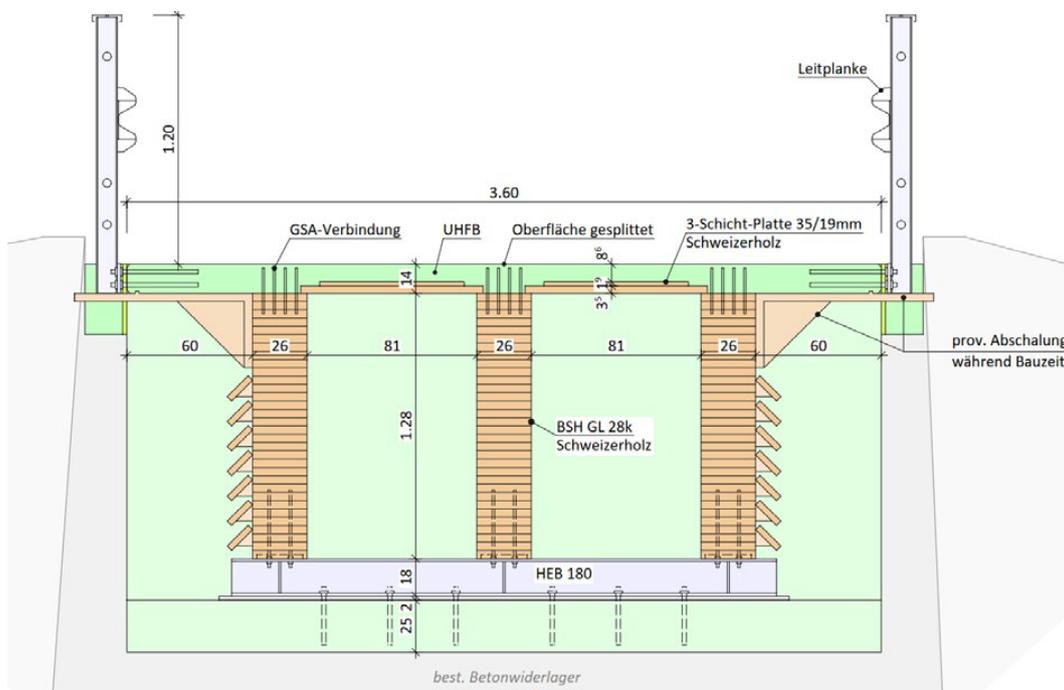


Abbildung 45: Querschnitt der Brücke über Rigiaa [Käl22]

Der Aufbau der Brücke ist recht simpel (vgl. Abbildung 45). Der Querschnitt besteht im unteren Bereich aus drei Brettschichtholz (BSH)-Bindern; oberhalb liegt die Platte aus UHPFRC, die Verbindung zwischen diesen Bauteilen übernehmen Schubverbinder. In diesem Fall wurde eingeklebte Gewindeschrauben der Firma GSA verwendet. Das Holz liegt bei den Endauflagern auf HEB180 Stahlträger auf. Das Geländer dient allein als Absturzsicherung und übernimmt keine tragende Funktion der Brücke.

Ein einzelner Schubverbinder kann effektiv nur Zugkräfte aufnehmen, deshalb sind sie paarweise angeordnet (vgl. Abschnitt 5.4.3). Die Häufigkeit der Paare nimmt zur Brückenmitte hin ab (vgl. Abbildung 46).

In der UHPFRC-Platte wurden zusätzlich zu den Stahlfasern geringe Mengen Beweh-

8 Nachberechnung einer UHPFRC-Holz-Verbund Brücke

rungsstahl eingebaut. Diese Bewehrungsstäbe sind zum Einen jeweils entlang der Binder und an den Außenkanten angeordnet. Über den Bindern sind drei Stäbe (etwa $\varnothing 14$) und als Randabschluss jeweils zwei (etwa $\varnothing 10$). Zum Anderen sind bei den Schubverbindern quer zu Spannrichtung noch Bewehrungsstäbe ($\varnothing 14$ - [Ber+21]) angebracht (vgl. Abbildung 47).

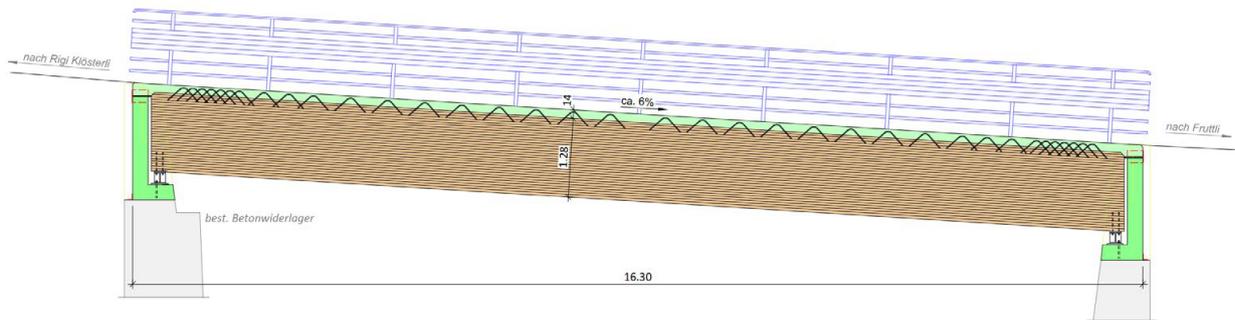


Abbildung 46: Längsschnitt der Brücke über die Rigiaa [Käl22]

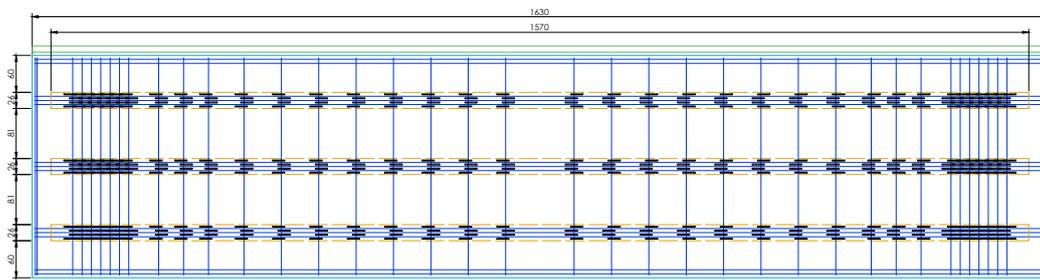


Abbildung 47: Draufsicht der Brücke über die Rigiaa (blau= Bewehrungsstäbe)

8.2 FEM Modellierung

8.2.1 Allgemeines

Das hier verwendete Programm RFEM 5 der Firma Dlubal arbeitet mit der Finiten Element Methode (FEM), zur Modellierung von komplexen Geometrien und statischen Zusammenhängen.

Bei der Eingabe wurden die Materialkennwerte aus Abschnitt 5.5 verwendet. In der Querschnittzeichnung Abbildung 45 wird zusätzlich zu den oben genannten Materialien eine Dreischichtplatte festgehalten. Es wird auf der sicheren Seite liegend angenommen, dass diese Platte keine Kräfte überträgt, somit lediglich den UHPFRC Einsatz mengemäßig vermindert. In dem vereinfachten Modell ist Holz braun und UHPFRC blau dargestellt (siehe Abbildung 48).

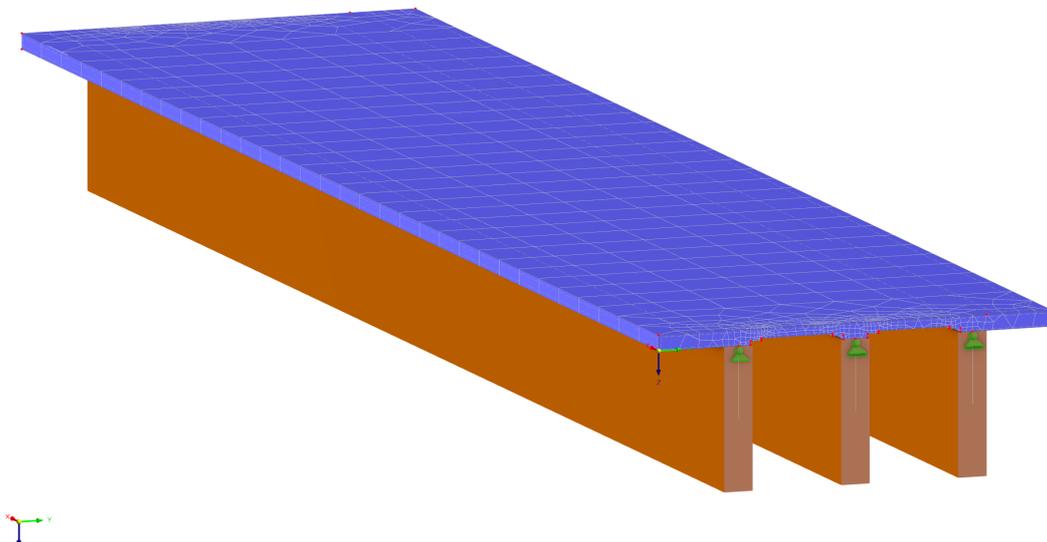


Abbildung 48: Isometrie des RFEM Modells

8.2.2 Programmeinstellungen

Die Berechnung erfolgt grundsätzlich nach der Theorie 1. Ordnung.

Durch die Nichtlinearität der Schubfuge in Bereich 1, musste ein iteratives Berechnungsverfahren angewendet werden. Die maximale Anzahl der möglichen Iterationen (von 100) wurde so gewählt, dass diese im Rahmen der Berechnung nicht erreicht worden ist.

Die Lastkombinationen wurden über Ergebniskombinationen realisiert.

8.3 Einwirkungen

8.3.1 Einwirkungsdauer

Reduzierung der Festigkeit

Bei der Holzbemessung ist die Klasse der Lasteinwirkungsdauer (KLED) ein entscheidender Faktor. Im Eurocode 5, Teil 2 (DIN EN 1995-2 in Kombination mit DIN EN 1995-2/NA) sind die Klassen wie folgt festgelegt:

Tabelle 39: Lasteinwirkungsdauer nach Einwirkung nach EC5-2 [NAB21b]

	1	2
1	Einwirkung	KLED
2	Wichten- und Flächenlasten	ständig
3	Verkehrslasten, lotrecht und horizontal	kurz
4	Windlasten	kurz/sehr kurz ^a
5	Schneelast und Eislast Geländehöhe des Bauwerkstandortes über NN $\leq 1\ 000$ m Geländehöhe des Bauwerkstandortes über NN $> 1\ 000$ m	kurz mittel
6	Anpralllasten	sehr kurz
7	Temperatur- und Feuchteänderungen	mittel
8	ungleichmäßige Setzungen	ständig
^a Bei Wind darf für k_{mod} der Mittelwert der den KLED kurz und sehr kurz zugeordneten k_{mod} -Werte verwendet werden.		

Reduzierung der Steifigkeit durch Kriechen

Bei Belastungen über einen langen Zeitraum kriechen die hier verwendeten Werkstoffe und Verbindungsmittel. Das Ausmaß der Kriechverformungen für Verbundkonstruktionen sind komplex ermittelbar, sie dürfen daher nach EC5-1-1 2.3.2.2 über eine Steifigkeitsabminderung der Materialien berücksichtigt werden (vgl. hier auch Abschnitte 5.1.4, 5.2.7 und 5.4.3).

- (a) Holz
- (b) UHPFRC
- (c) eingeklebte Gewindestangen

(a) Holz

Im GZG gibt es nur einen Abminderungsfaktor der Steifigkeit, für den GZT muss geprüft werden, welcher Abminderungsfaktor maßgebend wird:

Tabelle 40: Abminderungsfaktoren der Steifigkeit je nach Belastungsdauer bei Brettschichtholz

Faktor (E_{mean}/G_{mean})	GZT	GZG
Wind ($\psi_2 = 0$)	1,000	
Verkehr - gr1a ($\psi_2 = 0,2$)	0,862	0,556
Temperatur ($\psi_2 = 0,5$)	0,714	
Ständige ($\psi_2 = 1$)	0,556	

(b) UHPFRC

Das Kriechen im Beton darf mit einem pauschalen Wert von $1/3,5$ berücksichtigt werden. Die resultierenden Werte für den E-Modul und das Schubmodul sind somit:

$$E_{U,fin} = \frac{46\,400\text{ N/mm}^2}{3,5} = 13257\text{ N/mm}^2 \quad (210)$$

$$G_{U,fin} = \frac{19\,333,3\text{ N/mm}^2}{3,5} = 5523,8\text{ N/mm}^2 \quad (211)$$

(c) Eingeklebte Gewindestangen

Hier gelten vergleichbare Randbedingungen wie beim Holz. Im Gegensatz zu den Holzbauteilen werden keine Materialkennwerte abgemindert, sondern die Nachgiebigkeit der Scherfuge:

Tabelle 41: Abminderungsfaktoren in der Scherfuge je nach Belastungsdauer bei eingeklebten Gewindestangen

Faktor ($K_{ser,fin}$)	GZT	GZG
Wind ($\psi_2 = 0$)	1,000	
Verkehr - gr1a ($\psi_2 = 0,2$)	0,862	0,556
Temperatur ($\psi_2 = 0,5$)	0,714	
Ständige ($\psi_2 = 1$)	0,556	

8.3.2 Eigengewichtslasten

Zum Eigengewicht der tragenden Bauteile kommen noch die Lasten aus Geländer bzw. Fahrzeugrückhaltesysteme und die des Fahrbahnbelags dazu. Die Fahrbahn ist aus einer „1.5 cm starke Schicht aus kunststofffaserverstärktem AHADUR easy mit eingemischtem schwarzem Splitt “[KIB]. Bei der Annahme von 25 kN/m^3 ergibt sich eine Flächenlast von $0,375 \text{ kN/m}^2$.

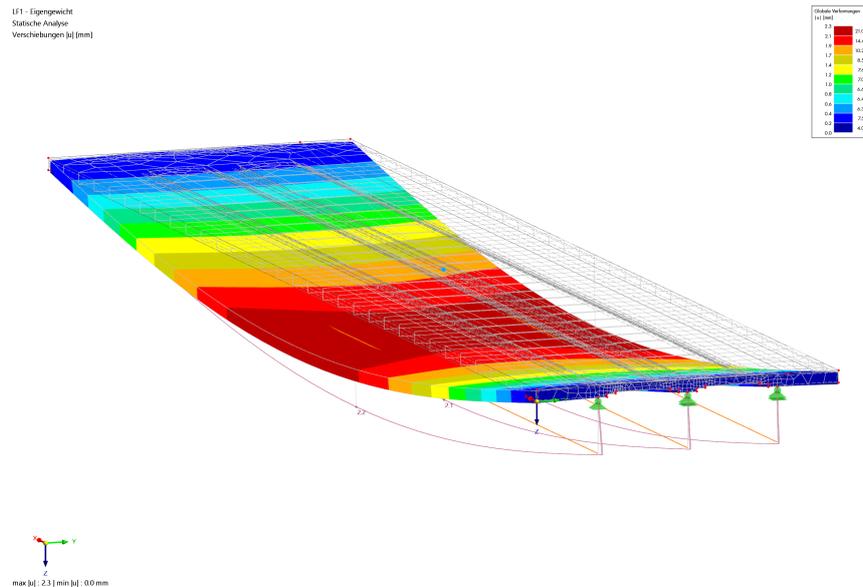


Abbildung 49: Verformungen aus Eigengewicht

8.3.3 Verkehrslasten - maximales Moment

Nach DIN EN 1991-2:2010-12 in Kombination mit EN 1991-2:2003 + AC:2010 (D) gelten für Straßenbrücken mit einer Fahrbahnbreite unter 5,4 m, dass 3 m von dieser Breite ein Fahrstreifen (FS) sind und die restlichen Flächen Nebenflächen sind. Für die vorliegende Brücke ergibt sich somit eine Breite von $w_1 = 3$ m als Fahrstreifen Nr. 1 und eine Breite $w - 3 = 0,6$ m als Restfläche.

Die anzusetzende Flächenlast für den ersten Fahrstreifen sind somit 12 kN/m^2 und für die Restflächen 3 kN/m^2 zusätzlich (vgl. Abbildung 50).

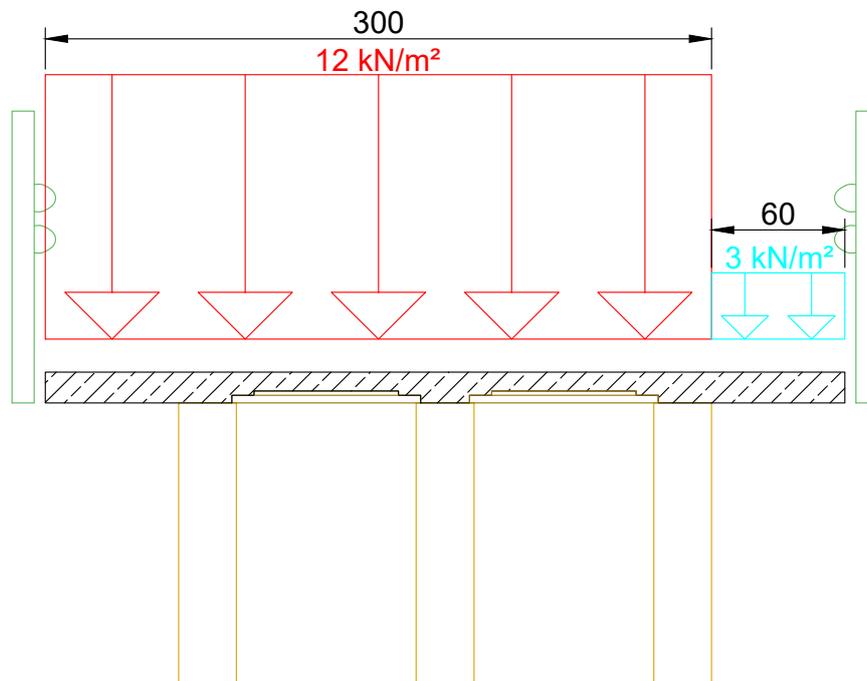


Abbildung 50: Lastverteilung im Querschnitt (Bemaßung in cm)

Zu den Flächenlasten werden noch Einzellasten addiert, die Fahrzeug-Doppelachsen abbilden sollen. Die Last auf den Fahrstreifen 1 ist dabei pro Achse 300 kN . Die Achsen haben untereinander einen Abstand von längs $1,2 \text{ m}$, die Auflagerpunkte der Achse sind $2,0 \text{ m}$ voneinander und $0,5 \text{ m}$ vom Rand entfernt (vgl. Abbildung 52).

Eine ungünstige Lage der Doppelachse entlang der Brückenlänge ist, wenn sich die erste Achslast etwa in der Mitte und die zweite Achslast $1,2 \text{ m}$ dahinter befindet. In diesem Fall wären die Achslasten $7,7 \text{ m}$ und $8,9 \text{ m}$ vom Auflager entfernt. Das maximale Moment ergibt sich allerdings, wenn die erste Achse $7,498 \text{ m}$ vom Auflager entfernt ist. Aus den Varianten ergeben sich in Tabelle 42 aufgeführte Momente. Die Momentenverläufe sind zudem noch in Abbildung 51 grafisch dargestellt.

8 Nachberechnung einer UHPFRC-Holz-Verbund Brücke

Tabelle 42: Maximale Momente bei Flächen- und Achslasten

Abstand 1. Achse vom Auflager	M aus q	M aus Q	ΣM
$x = 7,7 \text{ m}$	1120,58	2130,00	3250,58
$x = 7,498 \text{ m}$	1119,81	2133,13	3252,94

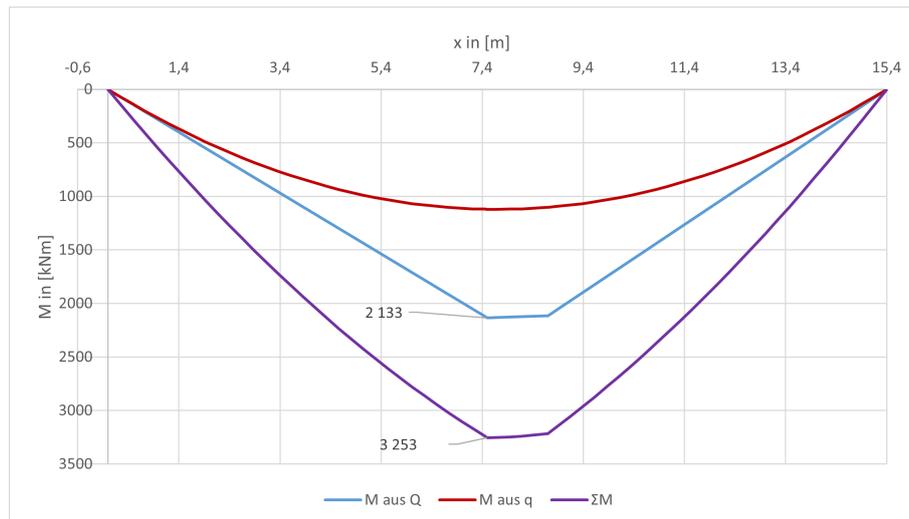


Abbildung 51: Momentenverläufe wenn Achslast 1 bei 7,498 m vom Auflager entfernt liegt

Die resultierende Verformung der Brücke ist einseitig deutlich stärker, aufgrund der höheren Flächen- und Einzellasten (vgl. Abbildung 52 und 53). Die Einzellasten bilden Reifen ab, welche jeweils nach Norm [NAB10a] eine Auflagefläche von 40 x 40 cm haben.

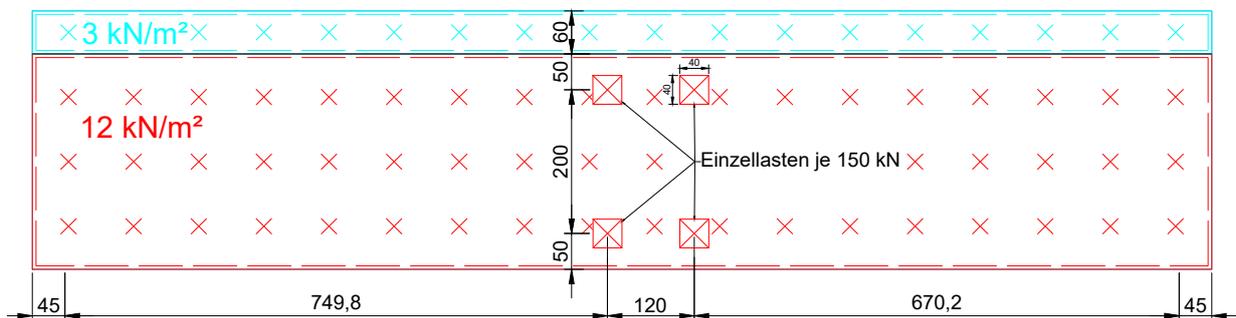


Abbildung 52: Lasten in Draufsicht der Brücke über die Rigaa (Maße in cm)

8 Nachberechnung einer UHPFRC-Holz-Verbund Brücke

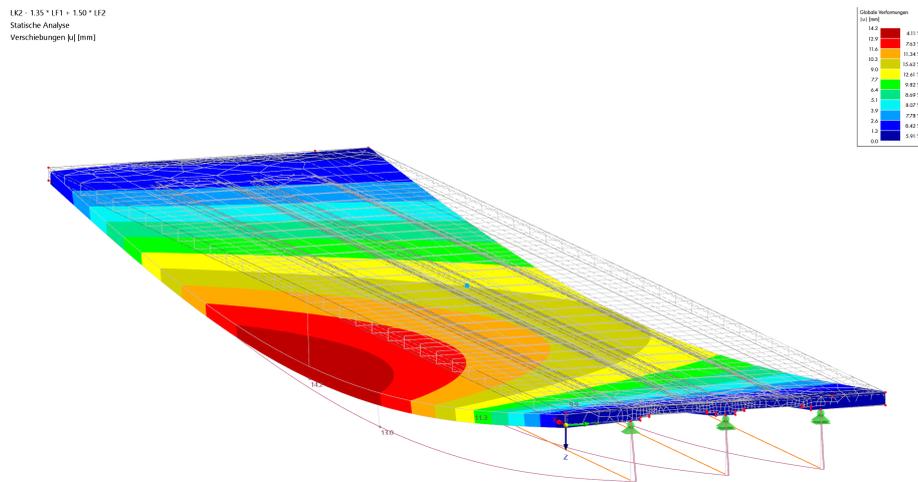


Abbildung 53: Verformungen Verkehrslast (maximales Moment)

8.3.4 Verkehrslasten - maximale Querkraft

Die maximale Querkraft für den Hauptträger entsteht bei voller Flächenlast und der Verschiebung der Einzellasten auf einen Abstand von 137 cm von der Auflagerachse (vgl. Abschnitt 8.5.8):

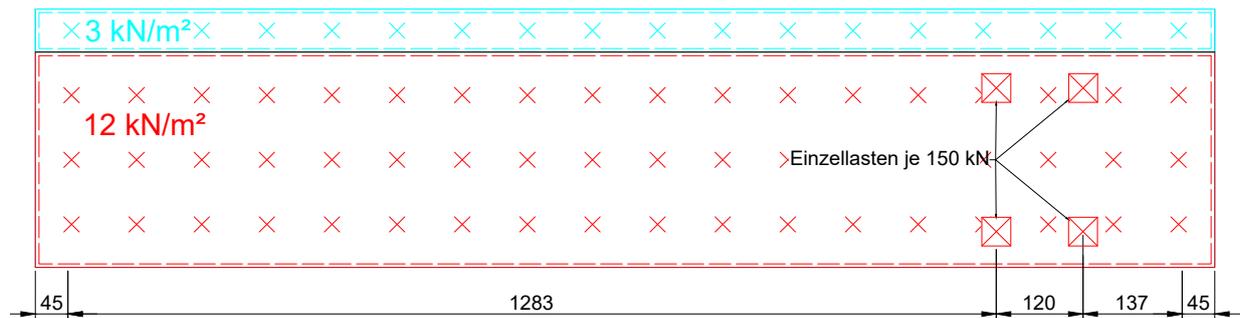


Abbildung 54: Lastanordnung in Draufsicht der Brücke über die Riggaa für die maximale Querkraft

Dieser Lastfall wird für die Bemessung der Auflagerkräfte verwendet.

Folgende Verformungen ergeben sich aus diesem Lastfall:

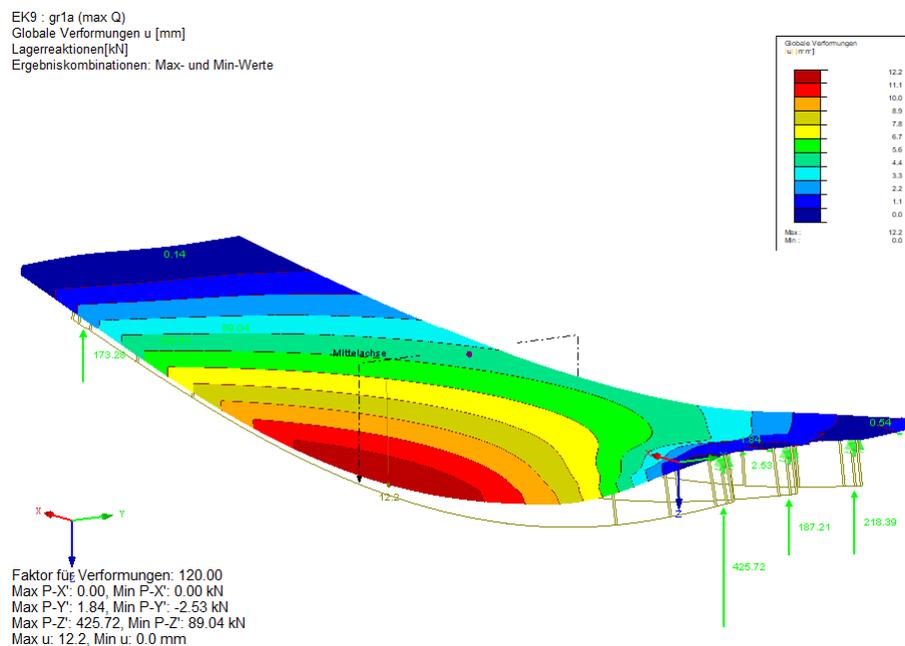


Abbildung 55: Verformungen aus Verkehrslast (maximale Querkraft)

8.3.5 Lasten aus Bremsen und Anfahren

Dem EC1 (DIN EN 1991-2 (4.4.1) Gleichung 4.6 [NAB10a]) in Kombination mit dem Nationalen Anhang [NAB12b] ist folgende Gleichung zu entnehmen:

$$Q_{lk} = 0,6 \cdot \alpha_{Q1}(2Q_{lk}) + 0,1 \cdot \alpha_{q1} \cdot q_{lk} \cdot w_1 \cdot L \quad 180 \cdot \alpha_{Q1} \leq Q_{lk} \leq 900 \text{ kN} \quad (212)$$

mit:

$$\alpha_{Q1} = 1,00 \quad (213)$$

$$Q_{lk} = 300 \text{ kN} \quad (214)$$

$$\alpha_{q1} = 1,33 \quad (215)$$

$$q_{lK} = 9 \text{ kN/m}^2 \quad (216)$$

somit gilt:

$$Q_{lk} = 1,2 \cdot 300 \text{ kN} + 0,1 \cdot 12 \text{ kN/m}^2 \cdot w_1 \cdot L \quad (217)$$

Bei der unten stehenden Berechnung für die vorliegende Brücke ergibt sich eine Last von 418,7 kN.

$$Q_{lk} = 1,2 \cdot 300 \text{ kN} + 0,1 \cdot 12 \text{ kN/m}^2 \cdot 3 \text{ m} \cdot 16,30 \text{ m} \quad (218)$$

$$= 360 \text{ kN} + 58,68 \text{ kN} = 418,7 \text{ kN} \leq 900 \text{ kN} \quad (219)$$

„Diese Kraft sollte entlang der Mittellinie jedes rechnerischen Fahrstreifens angenommen werden.“(EC1-2 4.4.1 (4))

Weil der Fahrstreifen 1 nicht zentrisch liegt ergibt sich ein Querbiegemoment. Die Bremslast auf die Fläche des Fahrstreifen verteilt ergibt sich zu folgendem Wert:

$$q_{lk} = Q_{lk} / (L_{ges} \cdot w_1) \quad (220)$$

$$= 418,7 \text{ kN} / (16,30 \text{ m} \cdot 3,0 \text{ m}) = 8,562 \text{ kN/m}^2 \quad (221)$$

Die Brems- bzw. Anfahrlasten sind vom Betrag identisch, der einzige Unterschied ist das Vorzeichen. Die maßgebende Laststellung kann nicht final festgestellt werden, somit wird die Brücke mit beiden Werten berechnet. Durch die exzentrische Einleitung der Kraft an der Fahrbahnoberkante entstehen Momente. Lastfall (LF) Anfahren erzeugt hier ein negatives Moment, wohingegen LF Bremsen ein positives Moment erzeugt.

8.3.6 Fliehkraft und andere Querlasten

Weil die Fahrbahn keine Krümmung hat, treten rechnerisch keine Fliehkräfte auf. Im nationalen Anhang des EC2-2 wird die Berücksichtigung von zusätzlichen Seitenkräften aus schrägen Anfahren und Bremsen nicht gefordert.

8.3.7 Schneelasten

„Schneelasten sind nur bei überdachten, bei beweglichen Brücken oder ggf. bei Nachweisen in Bauzuständen nachzuweisen.“[Lub19] Der Ansatz von Schneelasten wird nicht weiter berücksichtigt.

8.3.8 Windlasten

Für die Brücke ist rechnerisch eine Windlast anzunehmen, die horizontal zur Spannrichtung wirkt. Je nach Abstand der Fahrbahnoberkante zur Geländeoberkante sind verschiedene Werte anzunehmen. Es wird für die vorliegende Brücke Windlastzone 2 und ein Abstand zur Geländeoberkante von 50 m bis maximal 100 m angenommen.

Vereinfachend wirkt auf das luftdurchlässige Geländer kein Wind.

Für die Windeinwirkungen sind hier zwei Fälle zu untersuchen:

- (a) Windangriffsfläche ohne Verkehrsband
- (b) Windangriffsfläche mit Verkehrsband

Somit ergeben sich folgende Windeinwirkungen:

(a) Windangriffsfläche ohne Verkehrsband

$$b = 3,6 \text{ m} \quad (222)$$

$$d = 1,28 + 0,14 = 1,42 \text{ m} \quad (223)$$

$$b/d = \frac{3,6}{1,42} = 2,5 \quad (224)$$

$$w(0,5) = 2,9 \quad (225)$$

$$w(4) = 1,6 \quad (226)$$

$$\Rightarrow w(2,5) = 2,9 - \frac{1,6 - 2,9}{4 - 0,5} \cdot 2,5 - 0,5 = 2,16 \text{ kN/m}^2 \quad (227)$$

Vereinfacht wird diese Windlast in eine Linienlast umgewandelt, die an der Fahrbahnplatte angreift. Der Betrag dieser ist $w_{1,k} = 2,16 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,42 \text{ m} = 3,07 \text{ kN/m}$.

(b) Windangriffsfläche mit Verkehrsband

$$b = 3,6 \text{ m} \quad (228)$$

$$d = 1,28 + 0,14 + 2 = 3,42 \text{ m} \quad (229)$$

$$b/d = \frac{3,6}{3,42} = 1,05 \quad (230)$$

$$w(0,5) = 2,4 \quad (231)$$

$$w(4) = 1,3 \quad (232)$$

$$\Rightarrow w(2,5) = 2,4 - \frac{1,3 - 2,4}{4 - 0,5} \cdot 1,05 - 0,5 = 2,23 \text{ kN/m}^2 \quad (233)$$

8 Nachberechnung einer UHPFRC-Holz-Verbund Brücke

Vereinfacht wird diese Windlast in eine Linienlast umgewandelt, die an der Fahrbahnplatte angreift. Der Betrag dieser ist $w_{2,k} = 2,23 \text{ kN/m}^2 \cdot 3,42 \text{ m} = 7,62 \text{ kN/m}$.

Maßgebende Laststellung

Die maßgebende Laststellung ist mit Verkehrsband, somit wird als Linienlast 7,62 kN/m angesetzt (siehe Abbildung 56).

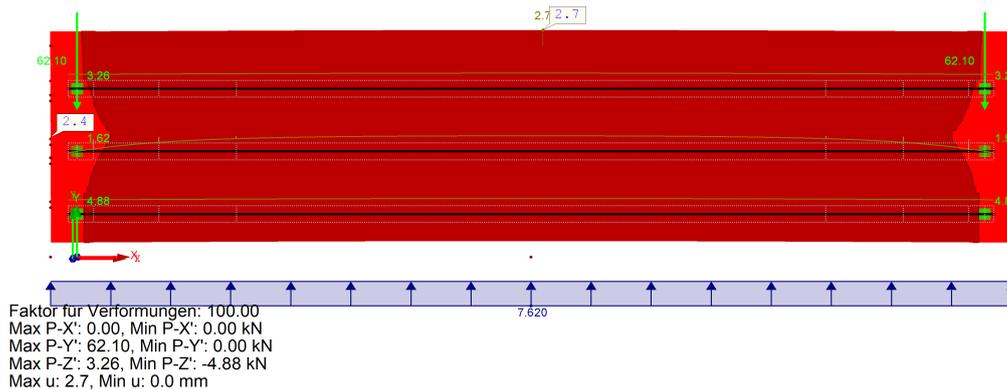


Abbildung 56: Untersicht mit Verformungen aus Windlast

8.3.9 Schwindverformung

UHPFRC hat eine größere Schwindverformung als Normalbeton. Grund dafür ist primär der hohe Zementanteil (vgl. Abschnitt 5.2.6). Hier wurde eine Verformung von 0,8 mm/m angenommen. Im Abschnitt 9 wird dies genauer untersucht. Die Verformungen, die aus dem Lastfall Schwinden allein entstehen, werden in folgender Abbildung dargestellt:

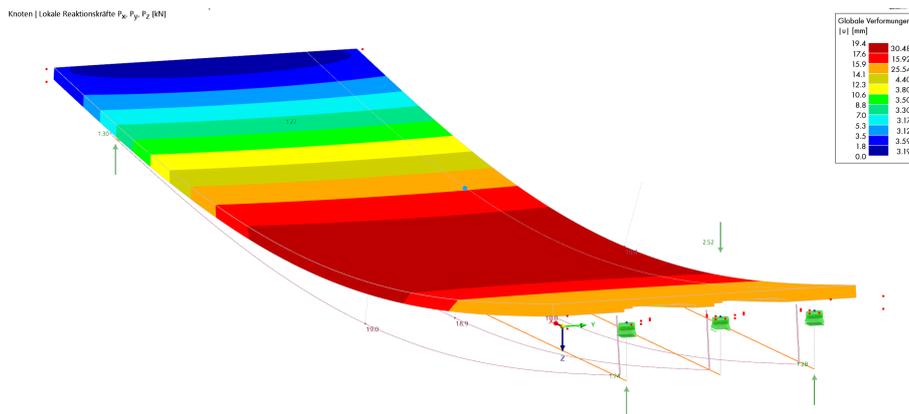


Abbildung 57: Verformungen aus Schwindverformung

8.3.10 Temperatur- und Feuchteverformungen

Temperaturschwankungen im Bauteil treten bedingt durch Jahreszeiten und Tageszeiten auf. Faktoren wie Sonneneinstrahlung und Rückstrahlung führen zudem zu weiteren Bauteiltemperaturschwankungen (vgl. [Lub19]).

Geregelt werden die Temperaturbeanspruchungen im EC1-1 Kap. 5 in Verbindung mit dem nationalen Anhang (EC1-1-5/NA).

Grundsätzlich kann die Temperaturverteilung über den Brückenquerschnitt in vier verschiedene Anteile eingeteilt werden (vgl. Abbildung 58, nach [NAB11]):

- (a) Konstanter Temperaturanteil, ΔT_U ;
- (b) Linear veränderlicher Temperaturanteil über die z-z Achse, ΔT_{MY} ;
- (c) Linear veränderlicher Temperaturanteil über die y-y Achse, ΔT_{MZ} ;
- (d) Nicht-linear veränderlicher Temperaturanteil ΔT_E . Dies führt zu einem System von Eigenspannungen, die im Gleichgewicht für das Bauteil keine äußere Beanspruchung erzeugt.

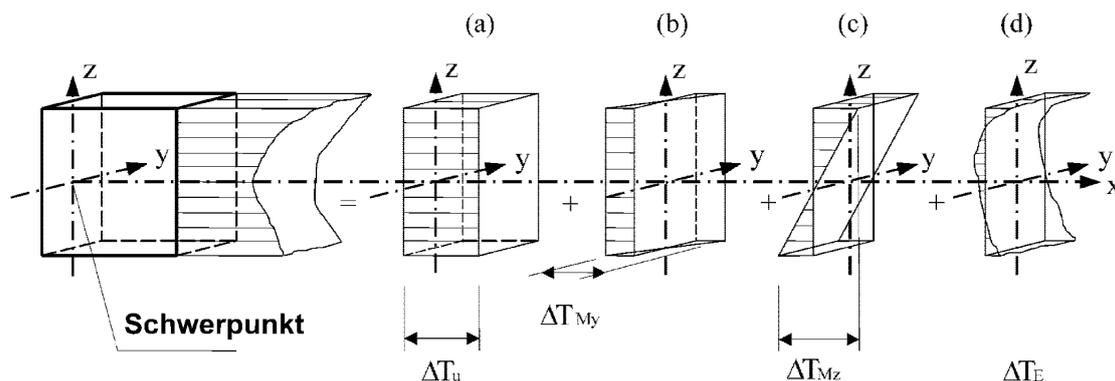


Abbildung 58: Temperaturanteile nach EC1-1-5 Bild 4.1

Außerdem soll eine Feuchteverformung der Holzbauteile beachtet werden.

Es gilt als minimale Außenlufttemperatur $T_{min} = -24 \text{ °C}$ und $T_{max} = +37 \text{ °C}$ (vgl. EC 1-1-5/NA NDP zu 6.1.3.2 (1)).

Je nach Bauart der Brücke sind verschiedene Bauteiltemperaturen anzunehmen. Allgemein muss für reine Stahlbrücken eine größere Temperaturdifferenz angenommen werden, als für Betonbrücken. Verbundbrücken ordnen sich dazwischen an. Die Verbundkonstruktionen gemäß EC-1 sind jedoch Stahl-Stahlbetonverbund-Konstruktionen, eine explizite Erwähnung von Holz-Beton- oder Holz-UHPFRC-Brücken wird im Eurocode 1 nicht getätigt. Ein Vergleich der klassischen Verbundbauweise und Holz-Beton-Verbund erfolgt daher im folgenden Abschnitt.

Vergleich von Holz-UHPFRC-Verbund mit Stahl-Beton-Verbund

Betonplatte Beim klassischen Verbundbau sind Betonplattendicken in der Größenordnung (15) 20 bis 50 cm und mehr üblich. Bei der Schweizer Brücke wurde eine Plattendicke von 14 cm bis zu 8,6 cm verwendet. Wegen der geringen Plattendichte, somit großem Verhältnis aus Oberfläche zu Volumen, ist eine schnelle Temperaturänderung zu erwarten.

Der Stahlfaseranteil erhöht die Wärmeleitfähigkeit, jedoch ist diese Änderung vernachlässigbar klein [Fes+16]. Die Wärmekapazität von Normal- und Faserbeton ist auch vergleichbar.

Insgesamt hat die Faserbetonkonstruktion mehr Potential, stärker in der Temperatur zu schwanken.

Holzbinder Die Unterkonstruktion unter der Fahrbahnplatte ist aus Brettschichtholz, welches deutlich weniger gut Wärme leitet und ein vergleichsweise geringes Verhältnis von Oberfläche zu Volumen hat.

Die Wärmekapazität bezogen auf das Gewicht von BSH (=i. d. R. Fichtenholz), ist etwa 3 bis 6 mal größer als die von Stahl. Stahl als signifikant dichterem Werkstoff hätte auf das Volumen bezogen sogar eine vierfach größere Wärmekapazität. Wegen der gleichzeitig hohen Festigkeit ist der Materialeinsatz bei Stahl geringer. Die Effekte der verschiedenen Wärmekapazität spielen eine untergeordnete Rolle.

Zusammenfassung Zu erwarten ist im Vergleich mit anderen Verbundbrücken, dass sich die Platte messbar schneller aufwärmt und abkühlt, wohingegen der Holz-Binder deutlich weniger schnell die Temperatur ändert, .

Da sich die Effekte teilweise ausgleichen, werden im Folgenden die Werte für Verbundbrücken verwendet.

(a1) Konstanter Anteil der Temperaturverformungen

Bei Brücken, die aus Materialien mit gleicher Wärmeausdehnung gefertigt werden, stellt die konstante Temperatureausdehnung bei verschieblicher Lagerung keine Last dar.

Eine verschiebliche Lagerung wird hier angenommen. Bei der vorliegenden Verbundkonstruktion muss jedoch beachtet werden, dass sich Holz und UHPFRC unterschiedlich bei Temperaturänderung ausdehnen.

Die Wärmedehnzahl für UHPFRC beträgt $\alpha_{TU} = 10^{-5} \frac{1}{K}$.

Die von Nadelholz längs zur Faser beträgt $\alpha_{TBSH} = 0,3$ bis $0,5 \cdot 10^{-5} \frac{1}{K}$ (vgl.[Gro06]). Im Folgenden wird auf der sichereren Seite liegend $0,3 \cdot 10^{-5} \frac{1}{K}$ angenommen.

Nach DIN EN 1991-1-5/NA wird je nach Konstruktion zwischen Stahl- (Typ 1), Verbund- (Typ 2) und Betonkonstruktionen (Typ 3) unterschieden.

Für Typ 2 gilt:

$$T_{e,min} = -20^{\circ}C \text{ und}$$

$$T_{e,max} = +41^{\circ}C.$$

Bei der Annahme von einer Aufstelltemperatur von $T_0 = 10^{\circ}C$ ist

$$\Delta T_{N,con} = 30^{\circ}C \text{ und}$$

$$\Delta T_{N,exp} = 31^{\circ}C.$$

Für die Nachweise der Lager und Fahrbahnübergänge müssen für die behördliche Zulassung weitere Temperaturunterschiede beachtet werden, diese Nachweise werden hier nicht geführt.

Es ergibt sich folgende maximale Dehnung der Materialien nach Temperaturänderung:

$$\epsilon_{U,T} = -30 K \cdot 10^{-5} \frac{1}{K} = -3 \cdot 10^{-4} \quad (234)$$

$$\epsilon_{U,T} = 31 K \cdot 10^{-5} \frac{1}{K} = 3,1 \cdot 10^{-4} \quad (235)$$

$$\epsilon_{H,T} = -30 K \cdot 0,3 \cdot 10^{-5} \frac{1}{K} = -0,9 \cdot 10^{-4} \quad (236)$$

$$\epsilon_{H,T} = 31 K \cdot 0,3 \cdot 10^{-5} \frac{1}{K} = +0,93 \cdot 10^{-4} \quad (237)$$

Es muss also der Unterschied dieser beiden Werte bei der Tragfähigkeit der Brücke berücksichtigt werden:

$$\Delta \epsilon_T = (-3 - (-0,9)) \cdot 10^{-4} = -2,1 \cdot 10^{-4} \quad (238)$$

$$\Delta \epsilon_T = (3,1 - 0,93) \cdot 10^{-4} = 2,17 \cdot 10^{-4} \quad (239)$$

Es wird angenommen, dass die Längenänderung der Brücke, aufgrund der verschieblichen Lagerung zu keinen Schnittgrößen führt (vgl. Abschnitt 8.5.10).

(a2) Feuchteverformungen

Holz verformt sich bei Holzfeuchteänderungen in Folge von Luftfeuchteänderung in der Umgebung. Ein vergleichbarer Effekt ist bei UHPFRC nicht feststellbar.

In Querrichtung zur Holzfaser ist die Ausdehnung am stärksten ausgeprägt. Für die betrachtete Brücke spielt eine Größenänderung in Querrichtung nur eine untergeordnete Rolle, weshalb nur das weitaus geringere Längsdehnungs- und Längsschwindmaß berücksichtigt wird.

Das maximale Schwindmaß längs zur Faser kann bei Fichte zu 0,01 %/% angenommen werden (vgl. [Pro11] und DIN EN 14080). Eine Holzfeuchteänderung zwischen 10 und 20 % sind in der Nutzungsklasse 2 (NKL 2) zu erwarten. Eine übliche Holzfeuchte nach der Trocknung für die NKL 2 ist 15%. Es wird aufgrund des Wetterschutzes davon ausgegangen, dass die Feuchteänderung über den Querschnitt konstant ist.

Es ergibt sich folgende maximale Längenänderung nach Feuchtänderung:

$$\Delta \epsilon_{H,F} = \pm 5\% \cdot 0,01\%/ \% = \pm 0,05\% = \pm 5 \cdot 10^{-4} \quad (240)$$

8 Nachberechnung einer UHPFRC-Holz-Verbund Brücke

Auf eine Länge von 15,4 m sind das 0,77 cm.

Die Verformungen in Querrichtung sind etwa 25 mal größer. Bei der Trägerhöhe von 1,28 m sind Feuchteverformungen von $\Delta h = 1,28 \text{ m} \cdot 0,25\% \cdot \pm 5\% = \pm 1,6 \text{ cm}$ theoretisch möglich, diese werden jedoch teilweise durch die aufliegende Last behindert (maximale Queldruckspannungen, vgl. [Pro11]).

(a3) Zusammenfassung konstante Verformungen

Bei Auftreten beider Extrema gleichzeitig ist folgende Ausdehnung zu erwarten:

$$\Delta\epsilon = \Delta\epsilon_T + \epsilon_{H,F} \quad (241)$$

$$\Delta\epsilon = -(2,1 + 5) \cdot 10^{-4} = -7,1 \cdot 10^{-4} \quad (242)$$

$$\Delta\epsilon = +(2,17 + 5) \cdot 10^{-4} = +7,17 \cdot 10^{-4} \quad (243)$$

Ein gleichzeitiges Auftreten von maximaler Temperatur und minimaler Holzfeuchte ist wahrscheinlich (Hochsommer). Die Kombination aus minimaler Temperatur und maximaler Holzfeuchte ist im Winter auch denkbar.

Die Verformungen aus den Temperaturlasten sehen wie folgt aus:

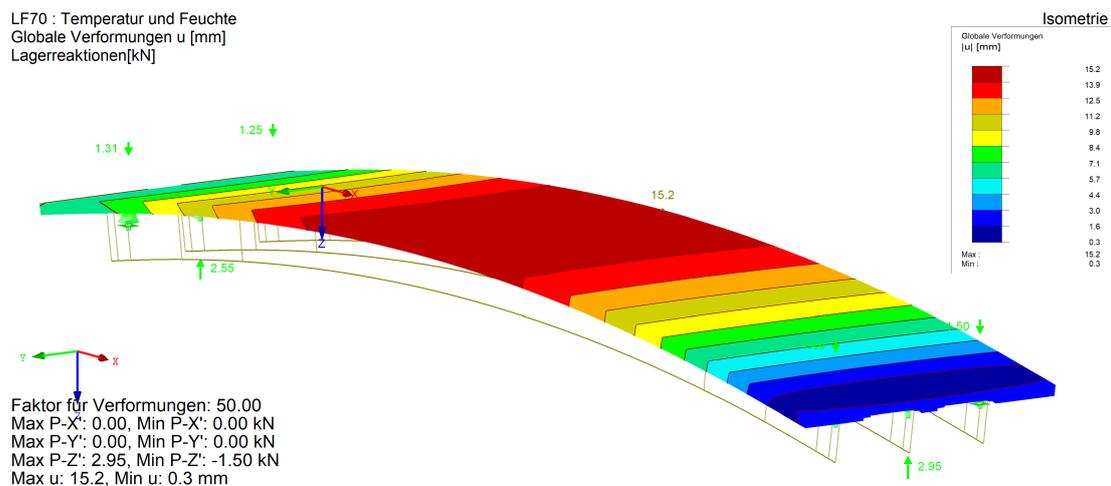


Abbildung 59: Verformungen bei Temperaturanstieg

8 Nachberechnung einer UHPFRC-Holz-Verbund Brücke

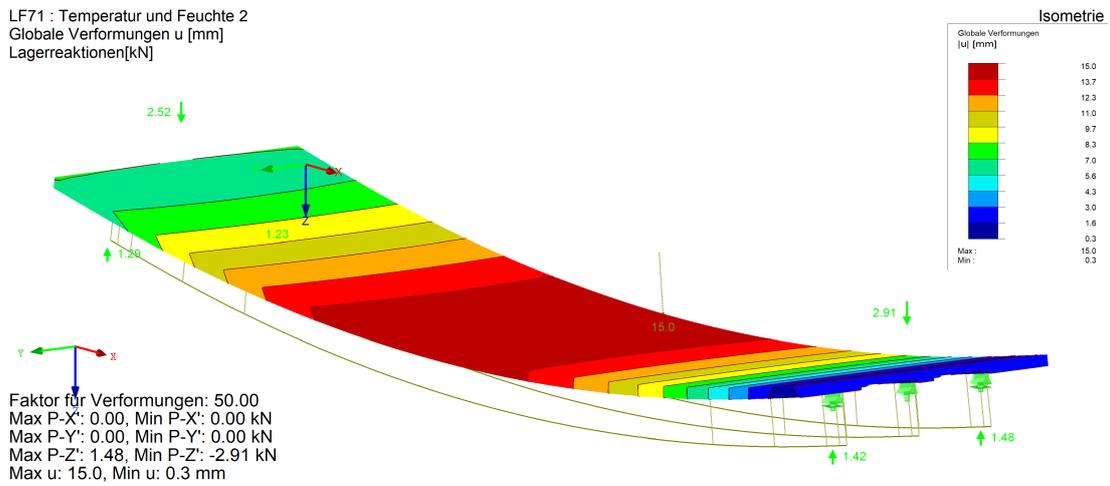


Abbildung 60: Verformungen bei Temperaturabfall

Je nach Umgebungsbedingungen und dem Verhältnis aus Oberfläche zu Querschnittsfläche können geringere Veränderungen angenommen werden. Dies wird im Abschnitt 9.1.2 genauer untersucht.

(b) Vertikaler linearer Temperaturunterschied

Zusätzlich zum konstanten Temperaturunterschied muss noch ein linearer Temperaturunterschied über die Höhe des Brückenträgers berücksichtigt werden.

Dabei gilt, wenn die Oberseite wärmer ist als die Unterseite $\Delta T_{M,heat} = 15^\circ C$ und wenn die Unterseite wärmer ist als die Oberseite $\Delta T_{M,cool} = (-)18^\circ C$. Diese Werte müssen noch mit einem Faktor zur Berücksichtigung der Belagsdicke multipliziert werden. Weil vergleichsweise nur ein dünner Belag aufgebracht wird, kann dieser nicht berücksichtigt werden, der Faktor nach EC1-1-5 ist somit 1,1 und 0,9. Die anzusetzenden Temperaturunterschiede sind somit folgende:

$$\Delta T_{M,heat} = 1,1 \cdot 15^\circ C = 16,5^\circ C \tag{244}$$

$$\Delta T_{M,cool} = 0,9 \cdot (-)18^\circ C = (-)16,2^\circ C \tag{245}$$

Die Temperaturverläufe und resultierenden Verkürzungen sind folgendermaßen ausgeprägt:

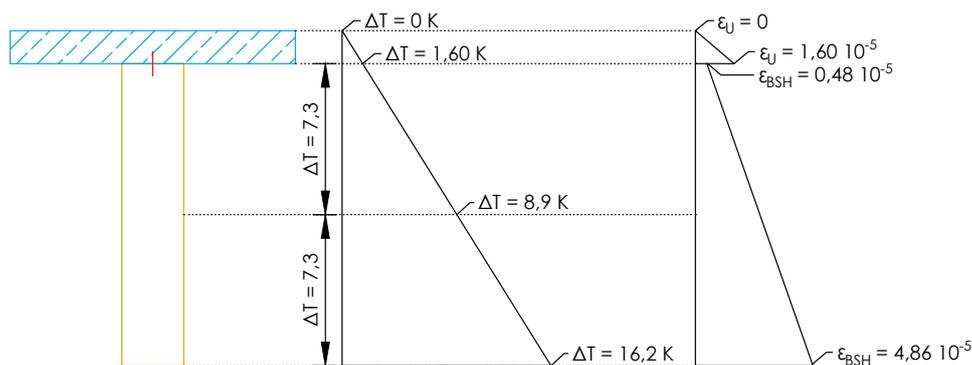


Abbildung 61: Temperatur und Dehnungsverlauf über die Querschnittshöhe (LF Unterseite wärmer als Oberseite)

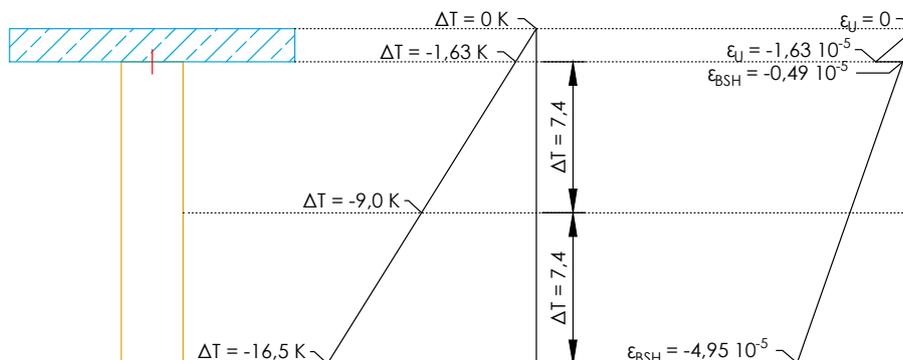


Abbildung 62: Temperatur und Dehnungsverlauf über die Querschnittshöhe (LF Oberseite wärmer als Unterseite)

Die resultierenden Verformungen sind wie folgt:

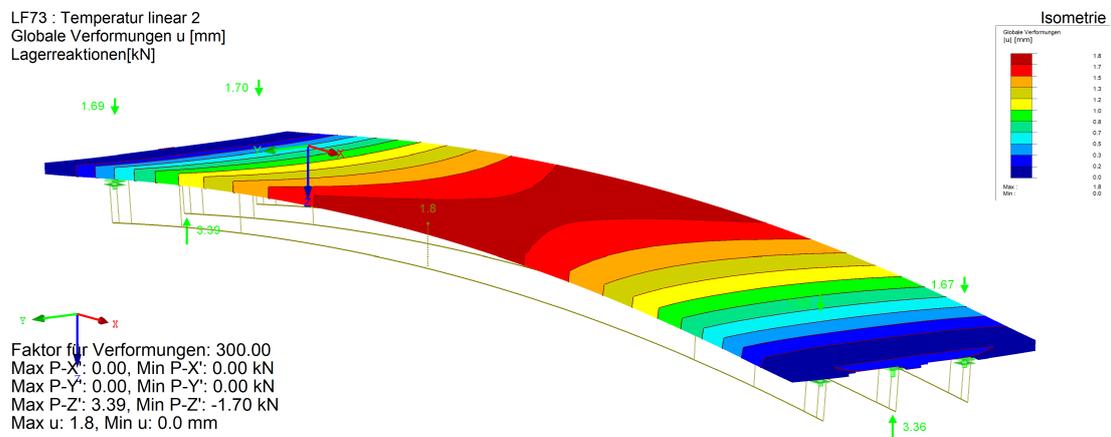


Abbildung 63: Verformungen aus LF Oberseite wärmer als Unterseite

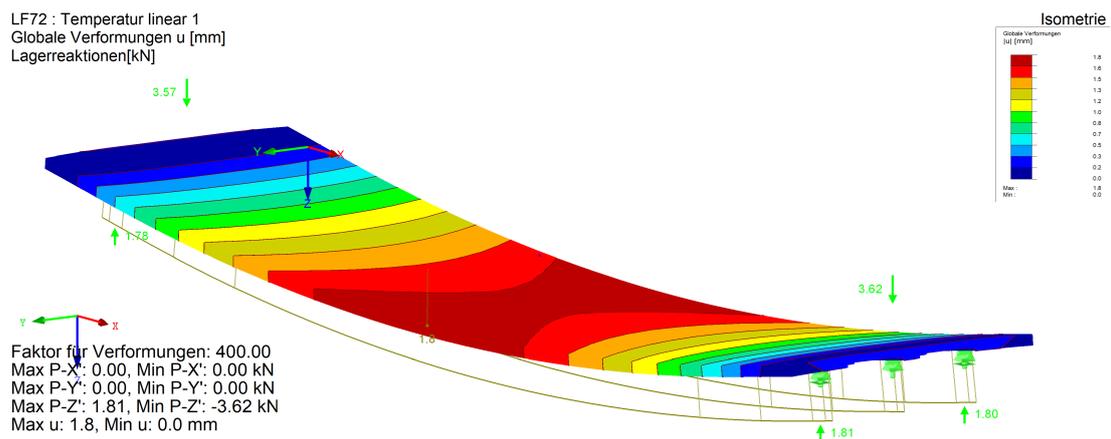


Abbildung 64: Verformungen aus LF Unterseite wärmer als Oberseite

(c) Horizontaler linearer Temperaturunterschied

Ein horizontaler Temperaturunterschied wird im Folgenden nicht berücksichtigt, weil es nicht zu erwarten ist, dass eine Seite stärker der Sonneneinstrahlung ausgesetzt wird (vgl. EC1-1-5 6.1.4.3(1)).

(d) Nicht-linear veränderlicher Temperaturanteil

Ein nicht-linear veränderlicher Temperaturanteil ist auf Grund der geringen Bauteildicke wenig ausgeprägt. Die Eigenspannungen werden durch einen ausreichenden Faseranteil aufgenommen. Es wird angenommen, dass nicht-lineare Temperaturunterschiede nicht auftreten.

(e) Kombination Temperaturlasten

Der Lastfall Temperaturanstieg und Oberseite wärmer als Unterseite haben das gleiche Vorzeichen der Verformung. Die Kombination der beiden Lastfälle führt zu den größten Schnittgrößen, demzufolge wird diese Kombination maßgebend. Es werden die Verformungen in Folge von Holzfeuchteänderung zu der konstanten Temperaturverformung addiert.

Gleiches gilt für die Lastkombination aus Temperaturabfall und Unterseite wärmer als Oberseite.

Im Folgenden wird die Kombination aus Temperaturanstieg und Oberseite wärmer als Unterseite nur noch als „Kombination Temperaturanstieg“ bezeichnet. Die andere Kombination erhält den Namen „Kombination Temperaturabfall“.

Nach EC1-1-5 6.1.5 gelten folgenden Kombinationen:

$$\Delta T_{M,cool} + \omega_N \cdot \Delta T_{N,expand} \quad (246)$$

$$\omega_M \cdot \Delta T_{M,cool} + \Delta T_{N,expand} \quad (247)$$

sowie:

$$\Delta T_{M,heat} + \omega_N \cdot \Delta T_{N,con} \quad (248)$$

$$\omega_M \cdot \Delta T_{M,heat} + \Delta T_{N,con} \quad (249)$$

Temperaturverformungen sind direkt proportional zu den Verformungen. Es gilt somit auch:

$$\Delta \epsilon_{M,cool} + \omega_N \cdot \Delta \epsilon_{M,expand} \quad (250)$$

$$\omega_M \cdot \Delta \epsilon_{M,cool} + \Delta \epsilon_{N,expand} \quad (251)$$

sowie:

$$\Delta \epsilon_{M,heat} + \omega_N \cdot \Delta \epsilon_{N,con} \quad (252)$$

$$\omega_M \cdot \Delta \epsilon_{M,heat} + \Delta \epsilon_{N,con} \quad (253)$$

mit:

$$\Delta \epsilon_{M,cool} = -7,1 \cdot 10^{-4} \quad (254)$$

$$\Delta \epsilon_{N,expand} = +7,17 \cdot 10^{-4} \quad (255)$$

$$\Delta \epsilon_{M,heat,UHFB} = 1,6 \cdot 10^{-5} \quad (256)$$

$$\Delta \epsilon_{M,heat,BSH} = 4,86 \cdot 10^{-5} \quad (257)$$

$$\Delta \epsilon_{N,con,UHFB} = -1,63 \cdot 10^{-5} \quad (258)$$

$$\Delta \epsilon_{N,con,UHFB} = -4,95 \cdot 10^{-5} \quad (259)$$

$$\omega_N = 0,35 \quad (260)$$

$$\omega_M = 0,75 \quad (261)$$

Der ungünstigere Fall ist maßgebend. Dieser tritt bei Abminderung des linear veränderlichen Temperaturanteils auf, dass heißt in den Fällen ist die Veränderung der Dehnungen von Oberkante zur Unterkante des Verbundträgers am größten.

Es ergeben sich die folgenden Dehnungsdiagramme bei Berücksichtigung der Verformungen aus Temperatur- und Holzfeuchteänderung. Der konstante Anteil der Längenänderung im BSH-Binder ist über die Differenz in der UHPFRC-Platte berücksichtigt.

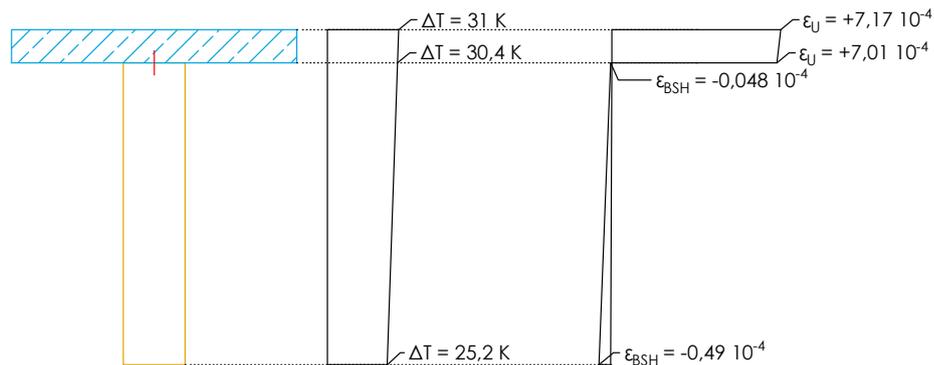


Abbildung 65: Temperatur und Dehnungsverlauf über die Querschnittshöhe (Kombination Temperaturanstieg)

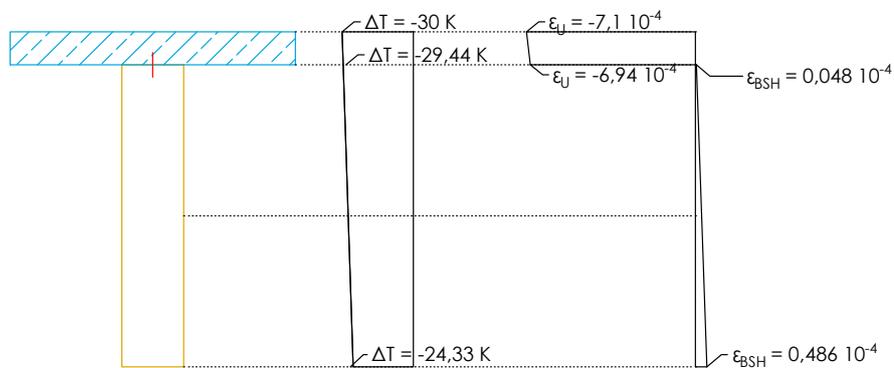


Abbildung 66: Temperatur und Dehnungsverlauf über die Querschnittshöhe (Kombination Temperaturabfall)

8 Nachberechnung einer UHPFRC-Holz-Verbund Brücke

Die resultierenden Verformungen sind in Abbildung 67 und 68 dargestellt:

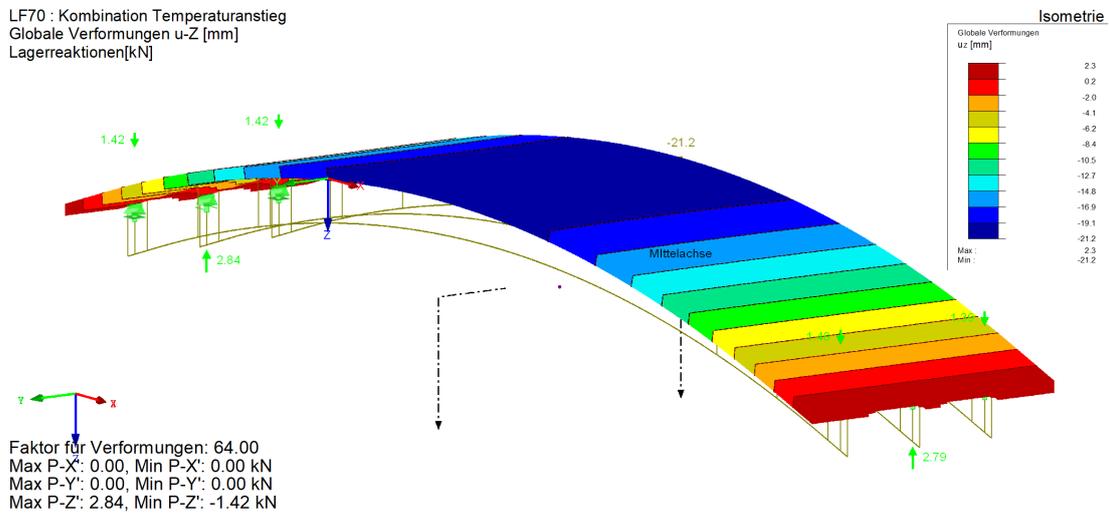


Abbildung 67: Verformungen aus Kombination Temperaturanstieg

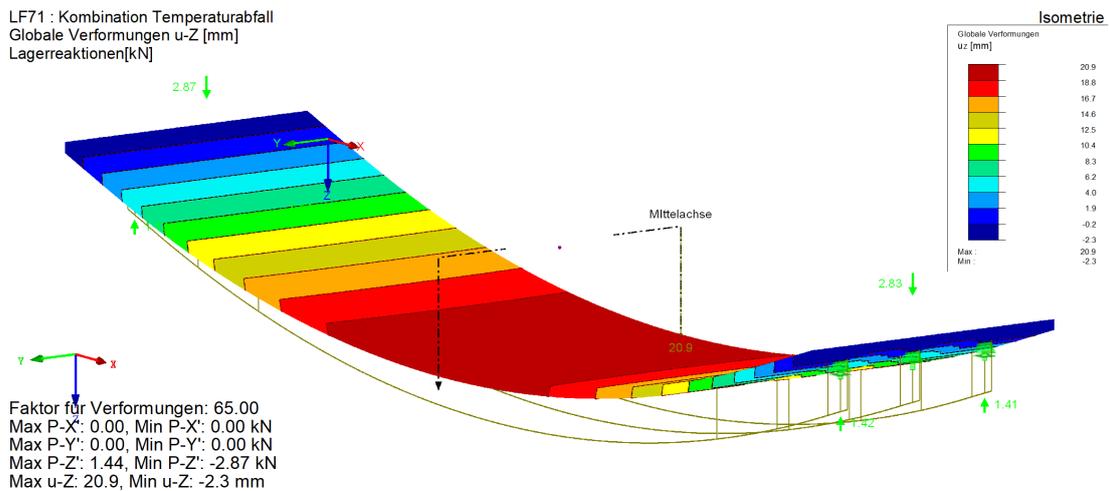


Abbildung 68: Verformungen aus Kombination Temperaturabfall

8.3.11 Anpralllasten

Die Anpralllasten gehören zu den außergewöhnlichen Einwirkungen. Für Lasten dieser Gruppe gelten andere Sicherheitsbeiwerte. Unter der Brücke befindet sich der Fluss Rigaa, deshalb kann ein Anprall an die Hauptträger und Fahrbahnplatte ausgeschlossen werden. Ein Anprall an die Absturzsicherung ist jedoch zu beachten, da dieser relativ große Momente an die Fahrbahnplatte weitergibt. „Die Fahrzeugrückhaltesysteme und evtl. zugehörige Anwendungsbedingungen sind für das einzelne Bauvorhaben durch den Baulastträger bzw. die zuständige Aufsichtsbehörde festzulegen.“ [NAB12b]

Je nach Nachgiebigkeit der Fahrzeugrückhaltesysteme sind die Horizontalkräfte größer oder kleiner. Es gilt: je steifer das Fahrzeugrückhaltesystem ist, desto höher werden die Horizontalkräfte. Das bei der Brücke über die Rigaa gewählte Fahrzeugrückhaltesystem wirkt stark nachgiebig, deswegen wird die Klasse A mit dem geringsten Wert angenommen. Die Horizontalkraft beträgt somit 100 kN (vgl. [NAB10a]). „Die Horizontalkraft wirkt über eine Länge von 0,5 m quer zur Fahrtrichtung [und] 100 mm unter der Oberkante der Schutzeinrichtung oder 1 m über der Fahrbahn bzw. dem Fußweg, wobei der kleinste Wert maßgebend ist.“ [NAB10a]

Die Leitplanke, die in diesem Fall die Schutzeinrichtung darstellt, endet 85 cm oberhalb der Fahrbahn. Daraus ergibt sich die Gleichung:

$$h_{H,k} = \min \begin{cases} h_{\text{Schutzeinrichtung}} - 0,1 \text{ m} = 0,85 \text{ m} - 0,1 \text{ m} \\ 1 \text{ m} \end{cases} \quad (262)$$

$$h_{H,k} = 0,75 \text{ m} \quad (263)$$

Somit wird der Stoß 0,75 m oberhalb der Fahrbahn auftreten, das heißt es entstehen zu den Horizontalkräften noch Momente, die die Fahrbahnplatte aufnehmen muss.

Es ergibt sich somit ein Moment von $M_{\text{Anprall}} = h_{H,k} \cdot 100 \text{ kN} = 75 \text{ kNm}$. Dieses Moment wird über neun Geländerpfosten an die Fahrbahnplatte weitergeben (vgl. Abbildung 50). Der Abstand der Pfosten beträgt 2 m mittig und 1,6 m bei den äußeren Pfosten, zudem krägt die Schutzeinrichtung 0,6 m aus (vgl. Abbildung 69).

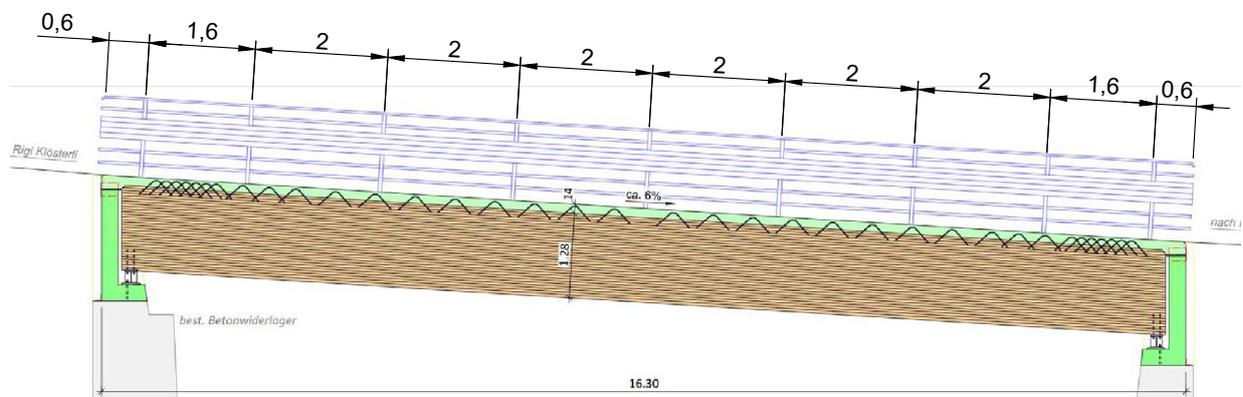


Abbildung 69: Längsanordnung des Geländers

8 Nachberechnung einer UHPFRC-Holz-Verbund Brücke

Bei der Schnittgrößenermittlung stellt sich heraus, dass bei Lasteinwirkung direkt am Geländerpfosten sich die Kräfte trotz Berücksichtigung der Nachgiebigkeit größtenteils auf den einen Pfosten konzentrieren (vgl. Abbildungen 70 und 71)

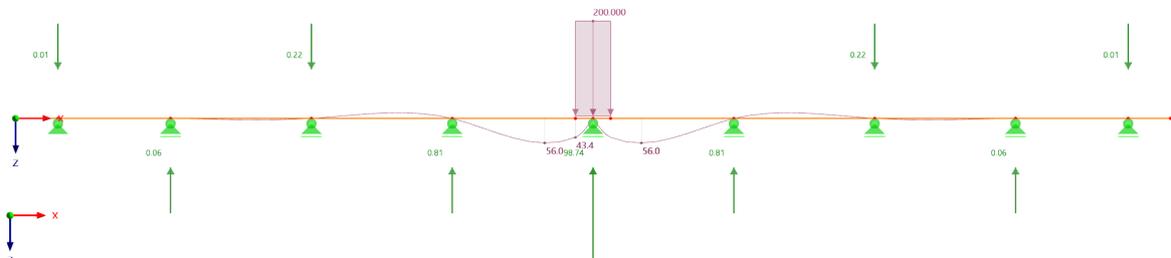


Abbildung 70: Geländer als Durchlaufträger

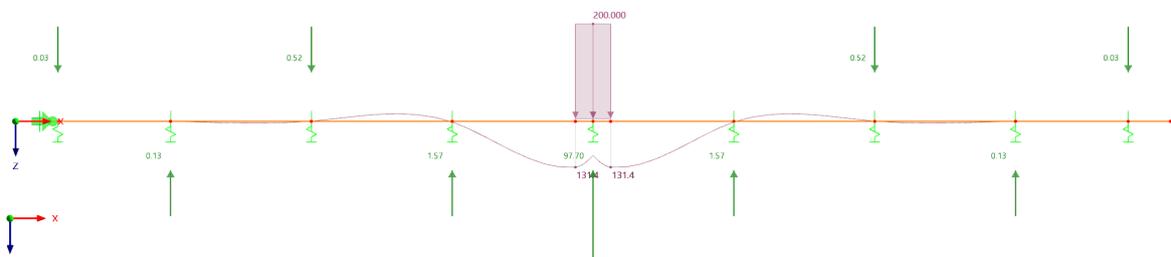


Abbildung 71: Geländer als Durchlaufträger mit nachgiebigen Knotenlagern

Im Folgenden wird auf der sicheren Seite liegend mit 100 kN bzw. 75 kNm weiter gerechnet. Das Moment und die Normalkraft muss von der Fahrbahnplatte aufgenommen werden.

$$\sigma_y = \frac{M_x}{W_x} + \frac{N}{A} \quad (264)$$

$$\sigma_y = \frac{M_x}{(h^2 \cdot b)/6} + \frac{N}{h \cdot b} \quad (265)$$

$$\sigma_y = \frac{0,075 \text{ MNm}}{(0,14^2 \text{ m}^2 \cdot b)/6} + \frac{0,1 \text{ MN}}{0,14 \text{ m} \cdot b} \quad (266)$$

$$\sigma_y \leq 10,2 \text{ MN/m}^2 \quad (267)$$

$$b \geq \frac{23,67 \text{ MN/m}}{10,2 \text{ MN/m}^2} \quad (268)$$

$$b \geq 2,32 \text{ m} \quad (269)$$

Es wäre eine mittragende Plattenbreite von 2,32 m notwendig, um im außergewöhnlichen Lastfall die Kräfte abzutragen. Diese Breite kann mit dem vorhandenen Design nicht über Lastabtragung erreicht werden. Eine Einbindung des Geländers an Bewehrungsstahl wäre möglich, ist aber im vorliegenden Fall nicht geschehen. Es liegt die

Annahme nahe, dass die Anpralllasten im geringeren Maße berücksichtigt wurden. Bei der Eingabe der Lasten in FEM ergibt sich neben der Singularität direkt beim Angriffspunkt, auch über eine angenommene Lastverteilungsfläche eine deutliche Überlastung in der Zugzone. Es wurde als Lastverteilungszone eine Ausbreitung von 45° angenommen (vgl. Abbildungen 72 und 73)

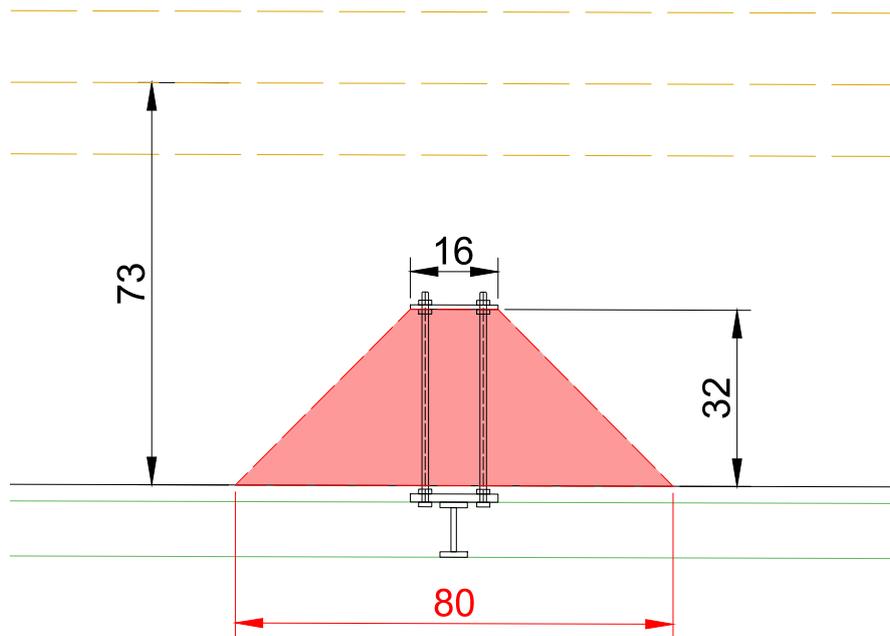


Abbildung 72: Draufsicht der Lastverteilung der Kräfte aus Anprall
(rot=Druckkegel der Zugkräfte)

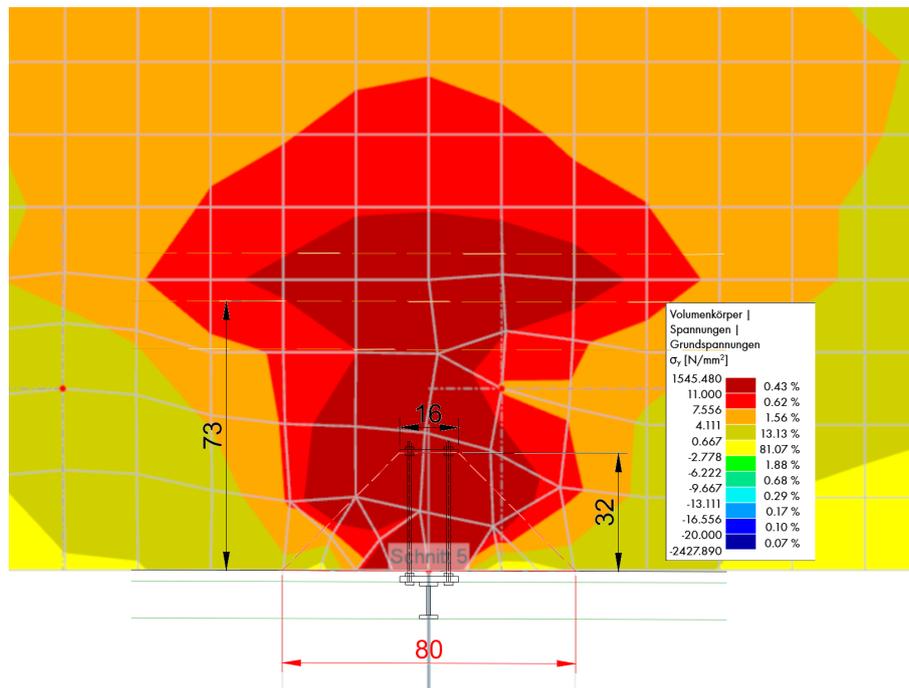


Abbildung 73: Draufsicht des FEM Ergebnis der Lastausbreitung

Der Nachweis ist somit nicht erfüllt und wird im Folgenden für diese Brücke nicht weiter verfolgt.

8.3.12 Einwirkungen auf Geländer

Im nationalen Anhang zum EC1 [NAB12b] wird folgendes festgelegt: „Für Fuß-, Rad- und Dienstwege auf Brücken sowie für Geh- und Radwegbrücken ist eine Linienlast von 1,0 kN/m, die als veränderliche Kraft horizontal und vertikal an der Oberkante des Geländers wirkt, anzunehmen. Es gilt der Teilsicherheitsbeiwert für Fußgängerverkehr nach DIN EN 1990/NA/A1:2012-07, Tabelle NA.A.2.4“. Das Geländer hat eine Höhe von 1,35 m, somit ergibt sich quer zur Brücke neben den Horizontalkräften ein Moment mit 1,35 kNm/m. Die parallel zur Brücke verlaufenden Längskräfte werden nicht beachtet, weil diese für die Brücke keine besondere Aufgabe darstellen. Für die Bemessung des Geländers ist dieser Wert jedoch relevant. Diese Einwirkung wird nach EC0/NA/A1 mit den Teilsicherheitsbeiwerten für Fußgängerverkehr beaufschlagt. Für den Nachweis der Gesamtbrücke sind die Einwirkungen auf Geländer vernachlässigbar klein.

8.4 Spannungen und Auflagergrößen

8.4.1 Schubspannungen bei Schubverbindern

Die Schubverbinder wurden im RFEM über Linienfreigaben modelliert (vgl. Abschnitt 5.4.3). Es ergeben sich gegen Ende des Schubverbinders große Spannungswerte (vgl. Abbildung 74).

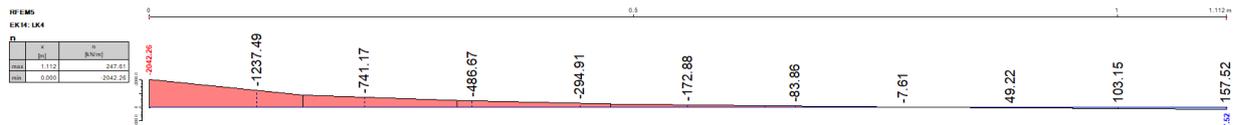


Abbildung 74: Schubspannungen in Linienfreigabe (im Bereich 2 ($x = 0,725 - 1,8375$ m), mittlerer Binder, LK4)

In dem vorliegenden Beispiel tritt in dem Bereich von ca. 15 cm eine Spannung von etwa 1500 kN/m auf. Die zwei in diesem Bereich vorhandenen Schubverbinder müssten somit eine Kraft von $1500 \text{ kN/m} \cdot 0,15 \text{ m} = 225 \text{ kN}$ aufnehmen können. Dazu sind sie nicht in der Lage. Als zulässige aufnehmbare Kraft wurde eine Bemessungsfestigkeit von 50 kN vom Hersteller mitgeteilt.

Es kann jedoch davon ausgegangen werden, dass sich die Schubkräfte gleichmäßiger im Querschnitt verteilen. Um dies konstruktiv umzusetzen, wurden Bewehrungsstäbe längs und parallel zu den Bindern eingebaut (vgl. Abbildung 75).



Abbildung 75: Bild der Brücke im Bauzustand [AG]

Aus dem FEM Programm können direkt Schubspannungen in lokale x,y und z Achse ausgegeben werden.

Der Träger wird in 5 Bereiche eingeteilt, die symmetrisch an dem anderen Brückenende existieren. Folgende Abbildung stellt Länge und Position dieser Abschnitte dar:

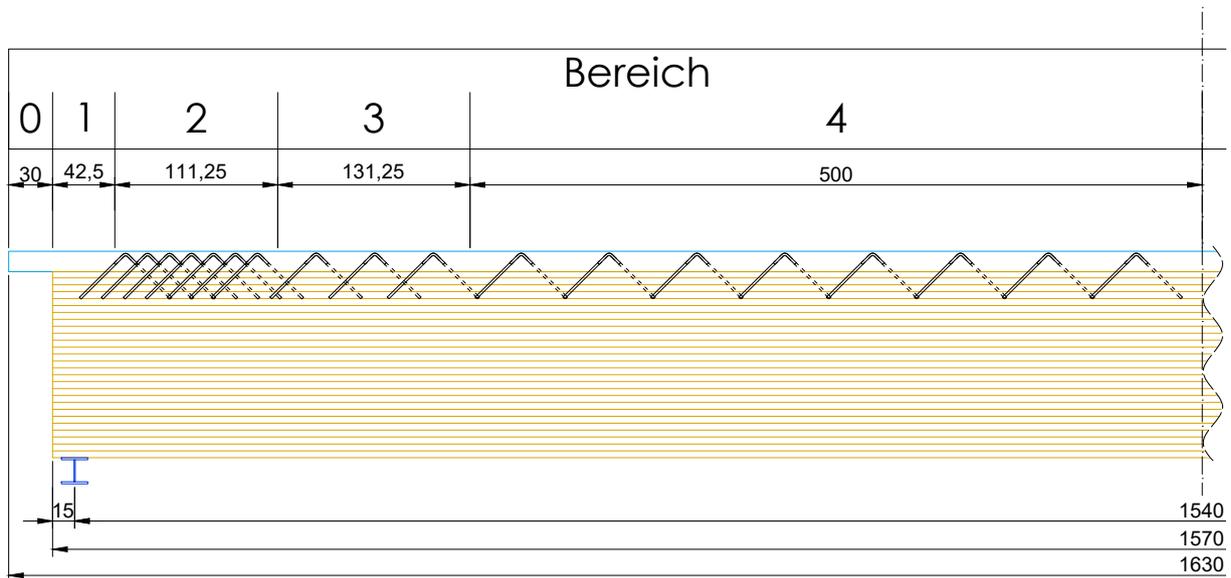


Abbildung 76: Bereichseinteilung der Schubverbinder

Im Bereich 0 treten keine Schubspannungen auf, da die Betonplatte nur auskragt. Im Bereich 1 können in Z-Richtung Druck-, aber keine Zugspannungen weitergegeben werden.

Im Bereichen 2, 3 und 4 können sowohl Druck- als auch Zug-Schubspannungen in X-, Y- und Z-Richtung übertragen werden, abhängig von der der Steifigkeit und Anzahl der Verbinder. Es treten deutlich höhere Spannungen in X-Richtung in der Nähe der Auflager auf als in der Mitte.

In den Bereichen 1,2 und 3 treten in den Übergangsbereichen Extrema auf, die ein Vielfaches des Durchschnittswerts betragen (siehe oben), daher wird hier die Kraftresultierende verwendet und ein Durchschnittswert als Einwirkung verwendet. Konstruktiv wird diese Verteilung über parallel verlaufene Bewehrungsstäbe realisiert.

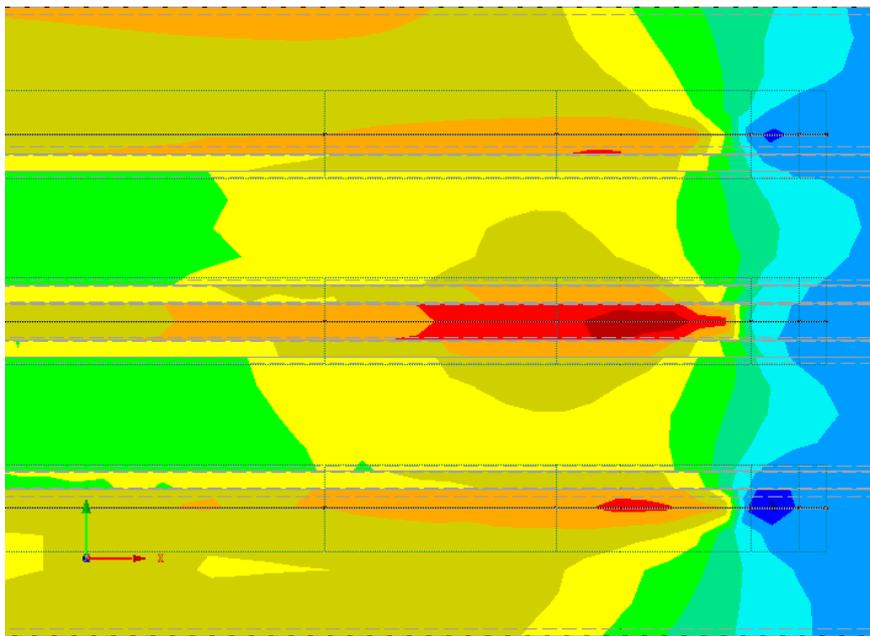
Im Bereich 4 wird der maximale Wert als Bemessungswert verwendet werden.

8.4.2 Spannungsspitzen bei Schubverbindern

Direkt oberhalb der Schubverbinder (Linienfreigabe in RFEM 5) entstehen große Zugspannungen. Es wird angenommen, dass diese Zugspannungen durch die dort vorhandenen Bewehrungsstäbe (vgl. Abbildung 76) aufgenommen und verteilt werden können. Der Bereich direkt über dem Binder wird in den Ergebnistabellen (Abschnitten 8.5.6 bis 8.5.7) Nachweis mit einem Stern (*) gekennzeichnet und kann vernachlässigt werden (vgl. Abbildung 77).

8 Nachberechnung einer UHPFRC-Holz-Verbund Brücke

EK16 : LK6
Volumenkörper Volumenkörper-Spannungen Sigma-x [N/mm²]
Ergebniskombinationen: Max-Werte



Max Sigma-x: 17.1, Min Sigma-x: -6.0 N/mm²

Abbildung 77: Untersicht UHPFRC und Spannungsspitzen oberhalb von Schubverbindern

8.5 Nachweise und Sicherheitsbeiwerte

8.5.1 Teilsicherheitsbeiwerte für Baustoffeigenschaften

Holz

Im nationalen Anhang von DIN EN 1995-2 wird darauf verwiesen, dass die Teilsicherheitsbeiwerte des nationalen Anhangs zu DIN EN 1991-1-1 gelten. Für den Lastfall Ermüdung darf der Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_m = 1,0$ angesetzt werden.

Für die verwendeten Materialien muss in der ständigen und vorübergehenden (P/T) Situation der Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_m = 1,3$ verwendet werden. Für die außergewöhnliche Bemessungssituation darf $\gamma_m = 1,0$ gesetzt werden.

UHPFRC

Das Sicherheitskonzept von UHPFRC ist in Abschnitt 5.2 beschrieben. In der P/T-Situation muss der Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_m = 1,3$ verwendet werden. Für die außergewöhnliche Bemessungssituation darf $\gamma_m = 1,0$ gesetzt werden.

Bewehrungsstahl

Es gelten die Regeln nach EC2. In der P/T-Situation muss der Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_m = 1,15$ verwendet werden. Für die außergewöhnliche Bemessungssituation darf $\gamma_m = 1,0$ gesetzt werden.

8.5.2 Kombinationsbeiwerte der Einwirkungen

„Unter normalen Anwendungsbedingungen (z. B. bei Ausschluss jeglicher außergewöhnlicher Bemessungssituationen) sollten Lasten aus Kraftfahrzeugverkehr und aus Fußgängerverkehr (falls erforderlich einschließlich dynamischer Erhöhung) als veränderliche Einwirkungen betrachtet werden.“[NAB10a] Im Brückenbau gelten andere Kombinationsbeiwerte als für den Hochbau. Nach EC0 (DIN EN 1990:2021-10) gelten folgende Werte (Änderungen nach NA sind mit Stern gekennzeichnet):

Tabelle 43: ψ -Beiwerte bei Brückenbauten [NAB21a]
 (* = 0,2 nach Nationalem Anhang)

Tabelle A2.1 — Empfehlung für die Zahlenwerte der ψ -Beiwerte für Straßenbrücken

Einwirkung	Symbol	ψ_0	ψ_1	ψ_2	
Verkehrslasten (siehe EN 1991-2, Tabelle 4.4)	gr1a (LM1+Lasten auf Gehwegen oder Radwegen) ^a	Doppelachse	0,75	0,75	0*
		Gleichmäßig verteilte Last	0,40	0,40	0*
		Gehweg- und Radwegbelastung ^b	0,40	0,40	0
		gr1b (Einzelachse)	0	0,75	0
		gr2 (Horizontalkräfte)	0	0	0
		gr3 (Gehwegbelastung)	0	AC 0,40 AC	0
		gr4 (LM4 — Menschengedränge)	0	AC — AC	0
	gr5 (LM3 — Spezialfahrzeuge)	0	AC — AC	0	
Windkräfte	F_{Wk} — Ständige Bemessungssituationen	0,6	0,2	0	
	— Bauausführung	0,8	—	0	
	F_W^*	1,0	—	—	
Temperatureinwirkungen	T_k	0,6 ^c	0,6	0,5	
Schneelasten	$Q_{Sn,k}$ (während der Bauausführung)	0,8	—	—	
Lasten aus Bauausführung	Q_c	1,0	—	1,0	
^a Die empfohlenen Werte für ψ_0 , ψ_1 , ψ_2 für gr1a und gr1b gelten für Straßenverkehr, der den Anpassungsfaktoren α_{Qi} , α_{Qi} , α_{qr} und β_Q gleich 1 entspricht. Die Werte für die gleichmäßig verteilte Last entsprechen üblichen Verkehrssituationen mit seltener Anhäufung von LKWs. Für andere Straßen- oder Verkehrsklassen können in Verbindung mit der Wahl der α -Faktoren andere Zahlenwerte zutreffend sein. Zum Beispiel kann für die gleichmäßig verteilte Last im System LM1 ein Beiwert ψ_2 ungleich null angenommen werden, wenn die Brücke ständig durch einen kontinuierlich fließenden Schwerverkehr beansprucht wird. Siehe auch EN 1998. ^b Der Kombinationsbeiwert für Gehweg- und Radwegbelastung, aufgeführt in EN 1991-2, Tabelle 4.4a, ist ein „abgeminderter Wert“. Die ψ_0 - und ψ_1 -Beiwerte sind auf diesen Wert anwendbar. ^c Der empfohlene Zahlenwert für ψ_0 für Temperatureinwirkungen darf für die Grenzzustände der Tragfähigkeit EQU, STR und GEO in den meisten Fällen auf 0 abgemindert werden. Siehe auch die Eurocodes für die Bemessung.					

8.5.3 Kombinationsregeln Verkehrslasten

Der EC1-2 (Tabelle 4.4a) gibt vor, wie die Verkehrslasten kombiniert werden sollen. Diese Tabelle wird durch Schneider [Sch18] mit den Vorgaben des nationalen Anhangs aufbereitet. Folgende Tabelle zeigt die Kombinationsvorgabe für Verkehrslasten:

Tabelle 44: mögliche Kombinationen der Verkehrslasten [Sch18]

Lastart		Fahrbahn				Geh- und Radwege nur Vertikallasten
		Vertikallasten		Horizontallasten		
Lastmodell		Lastmodell 1 (TS und UDL)	Menschen- gedränge	Brems- und Anfahrlasten	Zentrifugallasten	Gleichmäßig verteilte Belastung
Last- gruppe	gr 1a	charakt. Wert				abgeminderter Wert
	gr 2	häufiger Wert		charakt. Wert	charakt. Wert	
	gr 3 ²⁾					charakt. Wert ³⁾
	gr 4		charakt. Wert ¹⁾			
	gr 6	0,5 × charakt. Wert		0,5 × charakt. Wert	0,5 × charakt. Wert	charakt. Wert
¹⁾ Es ist die <i>gesamte</i> Brückenbreite zu berücksichtigen! ²⁾ Bleibt unberücksichtigt, wenn gr4 angesetzt wird. ³⁾ Es sollte nur ein Fußweg belastet werden, falls ungünstiger .						

Lastgruppe 3 fällt hierbei heraus, weil keine Geh- oder Radwege vorhanden sind.

Lastgruppe 4 liefert zwangsweise immer geringer Schnittgrößen, als die Lastgruppe gr1a aus Tandem System (TS) und Uniform Distributed Load System (UDL). Allein UDL führt zu größeren Schnittgrößen in jeder Hinsicht. Zudem sind alle Auflagerkräfte bei gr 1a größer als in gr 4. Im Folgenden wird gr 4 als erfüllt angenommen, wenn gr1a erfüllt wird.

Die Lastgruppe gr 6 ist nicht zu berücksichtigen, weil ein Lagertausch ohne Austauschbares Lager nicht notwendig wird.

8.5.4 Kombination Einwirkungen (ständig/vorübergehend)

Nach DIN EN 1990:2021-10 [NAB21a] werden die Lasten wie folgt zugeordnet:

- Ständige Einwirkungen
 - Eigengewicht
 - Schwinden des Betons
- Einwirkungen aus Straßen- und Fußgängerverkehr
 - Flächenlast (UDL)
 - Last aus Doppelachse (TS)
 - Anfahren und Bremsen (HDL)
 - Last aus Geländerbeanspruchung
- Alle anderen veränderlichen Einwirkungen
 - Windlasten
- Temperatur
- Außergewöhnliche Einwirkungen
 - Anprall Fahrzeug

Die Klasse der Lasteinwirkungsdauer (KLED) kurz/sehr kurz wird mit k./s.k. abgekürzt. Zudem gilt nach EC0-A2.2.2, dass folgende Kombinationen nicht nachgewiesen werden müssen:

- (a) „Weder Schneelasten noch Einwirkungen aus Wind müssen kombiniert werden mit:
 - Brems- und Beschleunigungskräften oder Zentrifugalkräften oder der zugehörigen Lastgruppe gr 2,
 - Lasten auf Geh- und Radwegen oder der zugehörigen Lastgruppe gr 3,
 - Menschenansammlungen (Lastmodell 4) oder der zugehörigen Lastgruppe gr 4.
- (b) Einwirkungen aus Wind und Temperatur brauchen nicht gleichzeitig berücksichtigt zu werden, es sei denn, es gibt andere Festlegungen für lokale Klimaverhältnisse.“ [NAB21a]

8.5.5 Teilsicherheitsbeiwerte im Grenzzustand der Tragfähigkeit (STR/GEO)

Die Teilsicherheitsbeiwerte nach DIN EN 1990/NA/A1 [NAB12a] sind wie folgt definiert:

Tabelle 45: Ausschnitt aus Teilsicherheitsbeiwerte nach EC0/A/A1 -Tabelle NA.A2.1

Einwirkung	Bezeichnung	γ -Werte für die Einwirkungen in den entsprechenden Bemessungssituationen nach			
		Tabelle A.2.4 (A) EQU		Tabelle A.2.4 (B) STR/GEO	Tabelle A.2.5 Außergewöhnlich
		S/V	B	S/V	A
Ständige Einwirkungen					
Ungünstig	$\gamma_{G,sup}$	1,05	1,05	1,35 ^b	1,0
Günstig	$\gamma_{G,inf}$	0,95 ^a	0,95 ^a	1,0	1,0
Vorspannung^h					
Ungünstig	$\gamma_{P,sup}$	1,0/1,2 ^l	1,0/1,2 ^l	1,0/1,2 ^l	1,0
Günstig	$\gamma_{P,inf}$	1,0/0,8 ^l	1,0/0,8 ^l	1,0/0,8 ^l	1,0
Setzungen^e	$\gamma_{G,set}$	--	--	1,2 ^g /1,35 ^h	--
Einwirkungen aus Straßen- und Fußgängerverkehr					
Ungünstig	$\gamma_{Q,sup}$	1,35	--	1,35	1,0
Günstig	$\gamma_{Q,inf}$	0	--	0	0
Temperatur					
Ungünstig	$\gamma_{Q,sup}$	1,35	1,35	1,35	1,0
Günstig	$\gamma_{Q,inf}$	0	0	0	0
Alle anderen veränderlichen Einwirkungen					
Ungünstig	$\gamma_{Q,sup}$	1,5	1,5	1,5	1,0
Günstig	$\gamma_{Q,inf}$	0	0	0	0
Außergewöhnliche Einwirkungen	γ_A	--	--	--	1,0

8.5.6 Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit (STR/GEO) - maximales Moment

Für die Berechnung der Beanspruchung des Hauptträgers werden die Schnittgrößen der Holzbinder und die Spannungen in der Fahrbahnplatte in X-Richtung betrachtet. Es entstehen zudem Spannungen in Y-Richtung, welche im Abschnitt 8.5.9 genauer untersucht werden.

Bei der Schnittgrößenermittlung des Holzbinders werden jeweils maximales Moment und maximale Normalkraft überlagert, unabhängig davon, ob diese gleichzeitig auftreten können. Einige Kombinationen liegen somit weit auf der sicheren Seite. Es wurde daher überprüft, ob es ohne diese Vereinfachung dennoch zu Überlastungen kommen würde. Dies tritt ein.

Knicken im Holzquerschnitt um die schwache (z-) Achse kann durch die Haltung durch die Platte ausgeschlossen werden. Gleiches gilt für Biegedrillknicken (bei positivem Biegemoment). Biegedrillknicken bei negativen Momenten oder Knicken um die starke (y-) Achse kann nicht ausgeschlossen werden. Knickproblematiken werden dennoch nicht weiter verfolgt, da schon einfache Spannungsüberlastungen auftreten.

Einwirkungskombination - Ständige/vorübergehende Situation

Im GZT müssen aufgrund der verschiedenen Widerstände in Abhängigkeit der Belastungsdauer die Lastfälle unterschieden werden. Folgende Lastfälle ergeben sich mit den Kombinationsregeln nach EC0:

Tabelle 46: Lastkombinationen mit Belastungsdauer, Kombinations- und Teilsicherheitsbeiwerten (GZT/STR)

	KLED	Ständige Lasten	Komb. Temp. +/-		TS ψ_0	gr1a UDL		TS ψ_1	gr2			Wind in Y+/Y-	
		γ_{sup}	ψ_0	γ_{sup}		ψ_0	ψ_0		γ_{sup}	UDL ψ_1	HLS ψ_0	γ_{sup}	ψ_0
LK 1	ständig	1,35	0			0			0			0	
LK 2	mittel	1,35	1	1,35		0			0			0	
LK 3	kurz	1,35	1	1,35	0,75	0,4	1,35		0			0	
LK 4	kurz	1,35	0,6	1,35	1	1	1,35		0			0	
LK 5	kurz	1,35	1	1,35			0	0,75	0,4	0	1,35	0	
LK 6	kurz	1,35	0,6	1,35			0	0,75	0,4	1	1,35	0	
LK 7	k./s.k.	1,35	0		1	1	1,35		0			0,6	1,5
LK 8	k./s.k.	1,35	0		0,75	0,4	1,35		0			1	1,5

In der ständigen/vorübergehenden Situation werden dabei sämtliche Lasten außer den Außergewöhnlichen beachtet. Schwinden wird hier nur 1,0-fach berücksichtigt, da bei erhöhten Schwinden auch ein erhöhtes Kriechen zu erwarten ist.

Im Holzbau müssen die verschiedenen Lasteinwirkungsdauern und resultierenden k_{mod} -Werte berücksichtigt werden.

Lastkombinationen 3 und 5 entsprechen sich, da der ψ_0 -Wert der Horizontallasten (HLS) sich zu 0 ergibt (vgl. Tabelle 47). Folgende Tabelle zeigt alle einzigartigen Lastkombinationen (die Namen der Lastkombinationen bleiben erhalten):

Tabelle 47: Einzigartige Lastkombinationen mit Belastungsdauern (GZT/STR)

	KLED	Ständige Lasten	Komb. Temp. +/-		TS ψ_0	gr1a UDL		TS ψ_1	gr2			Wind in Y+/Y-	
		γ_{sup}	ψ_0	γ_{sup}		ψ_0	ψ_0		γ_{sup}	UDL ψ_1	HLS ψ_0	γ_{sup}	ψ_0
LK 1	ständig	1,35	0			0			0			0	
LK 2	mittel	1,35	1	1,35		0			0			0	
LK 3	kurz	1,35	1	1,35	0,75	0,4	1,35		0			0	
LK 4	kurz	1,35	0,6	1,35	1	1	1,35		0			0	
LK 6	kurz	1,35	0,6	1,35		0		0,75	0,4	1	1,35	0	
LK 7	k./s.k.	1,35	0		1	1	1,35		0			0,6	1,5
LK 8	k./s.k.	1,35	0		0,75	0,4	1,35		0			1	1,5

Im Anhang unter Abschnitt 8 sind für alle Lastkombinationen die zugehörigen Programmausgaben zu finden.

Zeitpunkt $t = 0$

Zum Zeitpunkt $t = 0$ existieren keine Kriechverformungen, und Schwinden hat noch nicht stattgefunden. Folgende Tabellen geben maximale Spannungen und Ausnutzungsgrade an:

Tabelle 48: Maximale Kräfte und Spannungen in den Querschnitten, GZT, $t = 0$
(*direkt bei den Schubverbindern, vgl. Abschnitt 8.4.2)

	Holz			UHPFRC		
	k_{mod}	N_{max} [kN]	$M_{y,max}$ [kNm]	$\sigma_{x,max}^*$ [N/mm ²]	$\sigma_{x,min}$ [N/mm ²]	$\sigma_{x,max}$ [N/mm ²]
LK 1	0,6	194,3	62,3	0,5*	-1,6	0,3
LK 2	0,8	744,1	443,9	7*	-7,7	5,7
LK 3	0,9	1705,5	757,8	6,3*	-13,5	4,9
LK 4	0,9	2396,6	909,0	5,4*	-22,2	3,1
LK 6	0,9	1499,5	611,5	10*	-13,1	4,7
LK 7	1,0	2079,2	683,1	3,1*	-21,5	3,1
LK 8	1,0	1176,6	381,3	1,8*	-12,2	1,8

Tabelle 49: Maximale Schubspannungen bei Schubverbindern
(Werte in kN/m), GZT, $t = 0$

	Bereich 1	Bereich 2			Bereich 3			Bereich 4		
	$v_{z,1}$	$n_{x,2}$	$v_{z,2}$	$v_{y,2}$	$n_{x,3}$	$v_{z,3}$	$v_{y,3}$	$n_{x,4}$	$v_{z,4}$	$v_{y,4}$
LK 1	19,9	65,5	8,1	0,0	33,9	5,1	0,0	27,0	5,4	0,0
LK 2	75,8	545,2	26,0	0,0	20,4	7,2	0,0	32,0	4,4	0,0
LK 3	150,1	799,6	32,1	0,0	198,6	20,8	0,8	161,0	157,3	0,1
LK 4	178,9	670,4	44,1	1,8	325,8	22,8	0,8	299,7	341,9	0,1
LK 6	166,4	928,9	34,7	1,8	195,0	22,7	0,8	163,0	153,1	0,1
LK 7	147,6	534,0	46,1	56,1	319,5	21,6	2,9	294,0	335,7	0,1
LK 8	97,8	327,7	35,5	93,7	190,2	18,8	4,7	164,8	146,5	0,6

8 Nachberechnung einer UHPFRC-Holz-Verbund Brücke

Die resultierenden Ausnutzungsgrade sind wie folgt:

Tabelle 50: Maximale Ausnutzungsgrade der Querschnitte, GZT, $t = 0$
(*direkt bei den Schubverbindern, vgl. Abschnitt 8.4.2)

	k_{mod}	Holz		UHPFRC		
		Druck und Biegung	Zug und Biegung	$\sigma^*_{x,max}$	$\sigma_{x,min}$	$\sigma_{x,max}$
LK 1	0,6		13%	8%	2%	5%
LK 2	0,8		55%	111%	7%	90%
LK 3	0,9		93%	100%	13%	78%
LK 4	0,9		119%	85%	21%	49%
LK 6	0,9		78%	158%	12%	74%
LK 7	1,0		86%	49%	20%	49%
LK 8	1,0		49%	28%	12%	28%

Tabelle 51: Maximale Ausnutzungsgrade der Schubverbinder, GZT, $t = 0$

	Bereich 1	Bereich 2			Bereich 3			Bereich 4		
	$v_{z,1}$	$n_{x,2}$	$v_{z,2}$	$v_{y,2}$	$n_{x,3}$	$v_{z,3}$	$v_{y,3}$	$n_{x,4}$	$v_{z,4}$	$v_{y,4}$
LK 1	7%	21%	3%	0%	30%	4%	0%	34%	7%	0%
LK 2	19%	133%	6%	0%	14%	5%	0%	31%	4%	0%
LK 3	33%	182%	7%	0%	124%	13%	5%	144%	140%	1%
LK 4	40%	152%	10%	4%	204%	14%	5%	268%	305%	1%
LK 6	37%	211%	8%	4%	122%	14%	5%	146%	137%	1%
LK 7	30%	106%	9%	111%	175%	12%	16%	230%	262%	0%
LK 8	20%	65%	7%	186%	104%	10%	26%	129%	114%	5%

Zeitpunkt t = 28 d

Zum Zeitpunkt t = 28 d existieren keine Kriechverformungen, jedoch ist das Schwinden des Betons schon eingetreten. Folgende Tabellen geben maximale Spannungen und Ausnutzungsgrade an:

Tabelle 52: Maximale Kräfte und Spannungen in den Querschnitten, GZT, t = 28 d
(*direkt bei den Schubverbindern, vgl. Abschnitt 8.4.2)

	Holz			UHPFRC		
	k_{mod}	N_{max} [kN]	$M_{y,max}$ [kNm]	$\sigma_{x,max}^*$ [N/mm ²]	$\sigma_{x,min}$ [N/mm ²]	$\sigma_{x,max}$ [N/mm ²]
LK 1	0,6	-744,24	654,02	11,2*	-6,4	9,6
LK 2	0,8	-1279,67	1035,6	18,5*	-10,3	14,7
LK 3	0,9	865,27	1349,61	17,8*	-11,2	13,5
LK 4	0,9	1556,56	1039,8	14,4*	-18,9	11,6
LK 6	0,9	659,39	1203,31	17,1*	-10	12,9
LK 7	1,0	1238,7	1275,0	10*	-18,2	7,5
LK 8	1,0	335,5	973,3	10,5*	-8,8	8,8

Tabelle 53: Maximale Schubspannungen bei Schubverbindern
(Werte in kN/m), GZT, t = 28 d

	Bereich 1	Bereich 2			Bereich 3			Bereich 4		
	$v_{z,1}$	$n_{x,2}$	$v_{z,2}$	$v_{y,2}$	$n_{x,3}$	$v_{z,3}$	$v_{y,3}$	$n_{x,4}$	$v_{z,4}$	$v_{y,4}$
LK 1	1,2	664,8	11,2	0,0	12,6	8,5	0,0	26,2	5,4	0,0
LK 2	3,7	1138,4	13,6	0,0	26,6	10,8	0,0	26,6	4,5	0,0
LK 3	7,2	1000,7	59,3	0,0	177,3	20,2	0,8	161,5	157,3	0,1
LK 4	8,9	707,6	84,5	1,8	302,6	71,6	0,8	291,4	341,9	0,1
LK 6	10,4	1153,9	58,9	10,9	152,6	26,8	0,8	163,0	153,1	0,1
LK 7	7,7	428,8	86,8	56,2	206,8	21,9	2,8	290,1	335,7	0,6
LK 8	5,2	467,2	63,2	93,6	166,4	19,1	4,7	158,1	146,5	1,0

8 Nachberechnung einer UHPFRC-Holz-Verbund Brücke

Die resultierenden Ausnutzungsgrade sind wie folgt:

Tabelle 54: Maximale Ausnutzungsgrade der Querschnitte, GZT, t = 28 d
(*direkt bei den Schubverbindern, vgl. Abschnitt 8.4.2)

	k_{mod}	Holz		UHPFRC		
		Druck und Biegung	Zug und Biegung	$\sigma^*_{x,max}$	$\sigma_{x,min}$	$\sigma_{x,max}$
LK 1	0,6	75%		177%	6%	152%
LK 2	0,8	91%		293%	10%	233%
LK 3	0,9		117%	282%	11%	214%
LK 4	0,9		110%	228%	18%	184%
LK 6	0,9		102%	271%	9%	204%
LK 7	1,0		108%	158%	17%	119%
LK 8	1,0		70%	166%	8%	139%

Tabelle 55: Maximale Ausnutzungsgrade der Schubverbinder, GZT, t = 28 d

	Bereich 1	Bereich 2			Bereich 3			Bereich 4		
	$v_{z,0}$	n_1	$v_{z,1}$	$v_{y,1}$	n_2	$v_{z,2}$	$v_{y,2}$	n_3	$v_{z,3}$	$v_{y,3}$
LK 1	0%	211%	4%	0%	11%	7%	0%	33%	7%	0%
LK 2	1%	278%	3%	0%	18%	7%	0%	26%	4%	0%
LK 3	2%	227%	13%	0%	111%	13%	5%	144%	140%	1%
LK 4	2%	161%	19%	4%	189%	45%	5%	260%	305%	1%
LK 6	2%	262%	13%	25%	95%	17%	5%	146%	137%	1%
LK 7	2%	85%	17%	112%	113%	12%	16%	227%	262%	5%
LK 8	1%	93%	13%	186%	91%	10%	26%	123%	114%	8%

Zeitpunkt $t = \infty$

Für den Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit zum Zeitpunkt $t = \infty$ müssen, um Kriechen zu berücksichtigen, die Steifigkeitswerte der Baustoffe abgemindert werden. Eine Besonderheit dabei ist, dass für die Schubverbindung und das Holz andere Abminderungswerte gelten und zwar je nach Belastungsdauer (vgl. Abschnitt 5.4.3 und 5.1.4).

Ein Reißen des Betons ist nicht anzunehmen und muss daher nicht berücksichtigt werden (vgl. [Oes21]).

Es wird die größte Spannung maßgebend. Folgende Tabellen geben maximale Spannungen und Ausnutzungsgrade an:

Tabelle 56: Maximale Kräfte und Spannungen in den Querschnitten, GZT, $t = \infty$
(*direkt bei den Schubverbindern, vgl. Abschnitt 8.4.2)

	k_{mod}	Holz		UHPFRC		
		N_{max} [kN]	$M_{y,max}$ [kNm]	$\sigma^{*x,max}$ [N/mm ²]	$\sigma_{x,min}$ [N/mm ²]	$\sigma_{x,max}$ [N/mm ²]
LK 1	0,6	-334,45	373,13	4,6*	-3,1	3,9
LK 2	0,8	-789,35	675,71	8,7*	-6,1	6,9
LK 3	0,9	809,28	1217,7	9,1*	-7,6	6,9
LK 4	0,9	1466,22	1542,7	7,2*	-14,6	5,5
LK 6	0,9	680,34	1129,4	9,7*	-7,2	7,3
LK 7	1,0	1143,4	1492,8	5,5*	-12,6	3,8
LK 8	1,0	371,9	1045,6	5,9	-5,4	4,9

Tabelle 57: Maximale Schubspannungen bei Schubverbindern
(Werte in kN/m), GZT, $t = \infty$

k_{mod}	Bereich 1			Bereich 2			Bereich 3			Bereich 4		
	$v_{z,1}$	$n_{x,2}$	$v_{z,2}$	$v_{y,2}$	$n_{x,3}$	$v_{z,3}$	$v_{y,3}$	$n_{x,4}$	$v_{z,4}$	$v_{y,4}$		
LK 1	0,5	3,1	299,7	10,5	0,0	18,6	7,8	0,0	24,0	5,4	0,0	
LK 2	0,65	6,1	656,3	10,6	0,0	24,8	11,4	0,0	24,0	11,7	0,0	
LK 3	0,7	18,4	652,3	75,8	0,0	149,8	28,2	0,8	161,0	157,3	0,1	
LK 4	0,7	21,7	454,6	74,2	1,8	253,8	28,6	0,8	259,6	341,9	0,1	
LK 6	0,7	17,0	1134,9	52,2	1,8	147,0	27,5	0,8	150,6	153,1	0,1	
LK 7	0,8	18,0	332,2	74,8	56,4	255,4	27,7	2,8	238,1	343,5	0,7	
LK 8	0,8	12,6	404,4	53,4	93,8	173,9	24,8	4,7	137,6	146,5	1,0	

Die resultierenden Ausnutzungsgrade sind wie folgt:

Tabelle 58: Maximale Ausnutzungsgrade der Querschnitte, GZT, $t = \infty$
 (*direkt bei den Schubverbindern, vgl. Abschnitt 8.4.2)

	k_{mod}	Holz		UHPFRC		
		Druck und Biegung	Zug und Biegung	$\sigma^*_{x,max}$	$\sigma_{x,min}$	$\sigma_{x,max}$
LK 1	0,6	41%		73%	3%	62%
LK 2	0,8	58%		138%	6%	109%
LK 3	0,9		106%	144%	7%	109%
LK 4	0,9		145%	114%	14%	87%
LK 6	0,9		97%	153%	7%	116%
LK 7	1,0		121%	87%	12%	60%
LK 8	1,0		76%	79%	5%	78%

Tabelle 59: Maximale Ausnutzungsgrade der Schubverbinder, GZT, $t = \infty$

	k_{mod}	Bereich 1			Bereich 2			Bereich 3			Bereich 4		
		$v_{z,1}$	$n_{x,2}$	$v_{z,2}$	$v_{y,2}$	$n_{x,3}$	$v_{z,3}$	$v_{y,3}$	$n_{x,4}$	$v_{z,4}$	$v_{y,4}$		
LK 1	0,5	1%	95%	3%	0%	16%	7%	0%	30%	7%	0%		
LK 2	0,65	2%	160%	3%	0%	17%	8%	0%	23%	11%	0%		
LK 3	0,7	4%	148%	17%	0%	94%	18%	5%	144%	140%	1%		
LK 4	0,7	5%	103%	17%	4%	159%	18%	5%	232%	305%	1%		
LK 6	0,7	4%	258%	12%	4%	92%	17%	5%	134%	137%	1%		
LK 7	0,8	4%	66%	15%	112%	140%	15%	15%	186%	268%	6%		
LK 8	0,8	3%	80%	11%	186%	95%	14%	26%	108%	114%	8%		

Zusammenfassung

Der Nachweis der Spannungen in den Querschnitten ist nicht erfüllt. Zum einen kann das darauf zurückgeführt werden, dass höhere Spannungen angesetzt wurden, als bei dem ursprünglichen Bauwerk.

Zum anderen könnten einige Lastfälle ausgeschlossen werden, wenn bestimmte Festsetzungen über die Bauausführung getroffen werden. Es könnte zum Beispiel ausgeschlossen werden, dass Verkehrslasten auftreten, bevor der Beton geschwunden ist. Außerdem wäre es aus Ingenieur-Sicht realistisch für die Bemessungszeitpunkte $t = 0$ bzw. $t = 28$ d nicht die gesamte Feuchteverformung oder Temperaturverformung anzusetzen. Insbesondere für die Holzfeuchteänderung ist das nicht praxisgerecht.

Der Ansatz der vollständigen Kriechverformungen für UHPFRC ist möglicherweise ebenfalls nicht realistisch. Einen Anhaltspunkt für andere Werte liefern die Normen allerdings nicht.

Eine weitere positive Auswirkung auf die Brücke hätte die Unterstützung der Holzbinde zum Zeitpunkt der Bauzeit. Bei richtiger Durchführung könnte damit vermieden werden, dass die Verformungen und Spannungen aus dem Lastfall Schwinden größtenteils ausgeglichen werden. Dies wurde hier nicht durchgeführt, da eine direkte Abstützung aufgrund der großen Brückenhöhe über dem Fluss nicht möglich war.

8.5.7 Bemessung in der außergewöhnlichen Situation (GZT)

In der außergewöhnlichen Situation werden zusätzlich noch die außergewöhnlichen Lasten berücksichtigt. Es werden dabei andere Sicherheitsbeiwerte angesetzt. Die Kombination der Lasten erfolgt mit den ψ_2 -fachen Einwirkungen (siehe Abschnitt 8.5.2). Die γ -Werte werden für ständige und veränderliche Einwirkungen zu 1,0. Hier fällt Verkehrslastgruppe 2 aus der Lastkombination, weil ψ_2 für horizontale Lasten zu 0 wird, siehe nachfolgende Tabelle:

Tabelle 60: Kombination außergewöhnliche Lasten

KLED	Ständige Lasten	K. Temp. Ab. / An.		gr1a			Wind in Y+/Y-		Anprall
	γ_{sup}	ψ_2	γ_{sup}	TS ψ_2	UDL ψ_2	γ_{sup}	ψ_2	γ_{sup}	γ_{sup}
LK A 1 sehr kurz	1,0	0,5	1,0	0,2	0,2	1,0	0,0	1,0	1,0

Es gibt auch nur zwei maßgebende Kombinationen, da die Materialeigenschaften gleich bleiben und nur Schwinden als zusätzliche Last hinzu kommt. Im Gegensatz zu anderen Lastkombinationen wird hier auch nicht die Festigkeit mit dem γ_m -Wert abgemindert (vgl. Abschnitt 5.5).

Tabelle 61: Maximale Spannungen in den Querschnitten, GZT Außergewöhnlich

Zeitpunkt	k_{mod}	Holz		UHPFRC		
		N_{max} [kN]	$M_{y,max}$ [kNm]	$\sigma_{x,max}^*$ [N/mm ²]	$\sigma_{x,min}$ [N/mm ²]	$\sigma_{x,max}$ [N/mm ²]
LK A 1 $t = 0$	1,1	785,09	317,33	11,0*	-14	5,8
LK A 2 $t = 28d$	1,1	-758,8	755,35	23,5*	-7	7,4
LK A 3 $t = \infty$	1,1	-669,59	701,39	14,7*	-9,2	8,5

Tabelle 62: Maximale Schubspannungen bei Schubverbindern (Werte in kN/m), GZT Außergewöhnlich

k_{mod}	Bereich 1	Bereich 2			Bereich 3			Bereich 4		
	$v_{z,1}$	$n_{x,2}$	$v_{z,2}$	$v_{y,2}$	$n_{x,3}$	$v_{z,3}$	$v_{y,3}$	$n_{x,4}$	$v_{z,4}$	$v_{y,4}$
LK A 1 0,9	56,3	315,1	11,8	0,0	88,8	6,9	0,0	83,9	103,2	0,0
LK A 2 0,9	2,7	688,9	22,8	0,0	72,9	9,5	0,0	84,5	98,5	0,0
LK A 3 0,9	6,6	495,9	15,4	0,0	66,8	11,6	0,0	83,9	106,1	0,0

Tabelle 63: Maximale Ausnutzungsgrade der Querschnitte, GZT Außergewöhnlich

	Zeitpunkt	k_{mod}	Holz		UHPFRC		
			Druck und Biegung	Zug und Biegung	$\sigma_{x,max}^*$	$\sigma_{x,min}$	$\sigma_{x,max}$
LK A 1	$t = 0$	1,1		26%	134%	10%	71%
LK A 2	$t = 28d$	1,1	35%		286%	5%	90%
LK A 3	$t = \infty$	1,1		23%	179%	7%	103%

Tabelle 64: Maximale Ausnutzungsgrade der Schubverbinder, GZT Außergewöhnlich

	k_{mod}	Bereich 1			Bereich 2			Bereich 3			Bereich 4		
		$v_{z,1}$	$n_{x,2}$	$v_{z,2}$	$v_{y,2}$	$n_{x,3}$	$v_{z,3}$	$v_{y,3}$	$n_{x,4}$	$v_{z,4}$	$v_{y,4}$		
LK A 1	0,9	8%	45%	2%	0%	30%	2%	0%	5%	7%	0%		
LK A 2	0,9	0%	99%	3%	0%	25%	3%	0%	5%	6%	0%		
LK A 3	0,9	1%	72%	2%	0%	22%	4%	0%	5%	7%	0%		

Um die Bemessungsspannungen kleiner der Bemessungsfestigkeit im UHPFRC zu halten, müsste die Geländeranbindung angepasst werden.

8.5.8 Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit (STR/GEO) - maximale Querkraft

Nach DIN EN 1995 hat der Werkstoff Holz je nach Belastungsdauer und Nutzungsklasse verschiedene Festigkeiten (vgl. Abschnitt 5.1).

Die Software RFEM von Dlubal kann zu den Spannungsnachweisen noch Stabilitätsnachweise führen. Als Randbedingung wurde angenommen, dass Biegedrillknicken, sowie normales Knicken in der schwachen Achse (y-Achse) nicht möglich ist, weil die Fahrbahnplatte die Binder hält.

Holzbemessung Querkraft

Bei der Querkraftbemessung darf die maßgebende Querkraft im Abstand h vom Auflagertrand angenommen werden, wenn die Lagerung am unteren und der Lastangriff am oberen Rand erfolgt. Aufgrund dieser Randbedingung ergibt sich die maßgebende Laststellung wie folgt (vgl. Abschnitt 8.3.4):

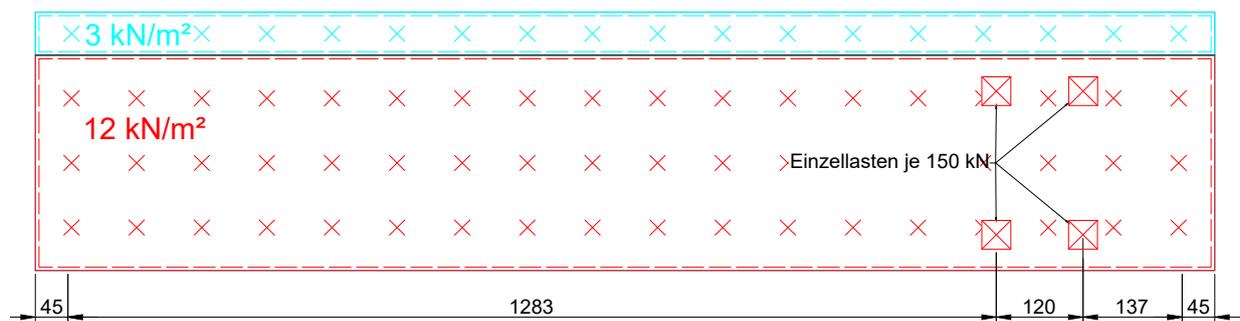


Abbildung 78: Lasten in Draufsicht der Brücke über die Rigidität für die maximale Querkraft (Maße in cm)

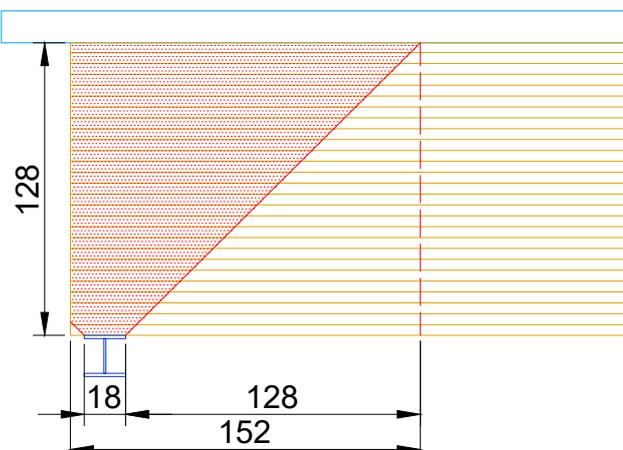


Abbildung 79: Lastausbreitung über den Auflager (Maße in cm)

8 Nachberechnung einer UHPFRC-Holz-Verbund Brücke

Aus Abbildung 78 und 79 ist zu erkennen, dass die maßgebende Querkraft ist damit 1,37 m von der Auflagerachse entfernt ist. Die Binder sind aufgrund der exzentrisch gelegenen Verkehrslast und den verschiedenen Lasteinflussbreiten unterschiedlich stark belastet. Der Binder mit der größten Querkraftbeanspruchung ist außen gelegen, er wird im Folgenden als Stabsatz 1 bezeichnet. Die maßgebende Lastkombination ist im GZT LK 4 (max Q), $t = \infty$ gegeben.

Im Abstand von 1,52 m von den Stabenden ist der maßgebende Bemessungswert der Querkraft 422,61 kN:

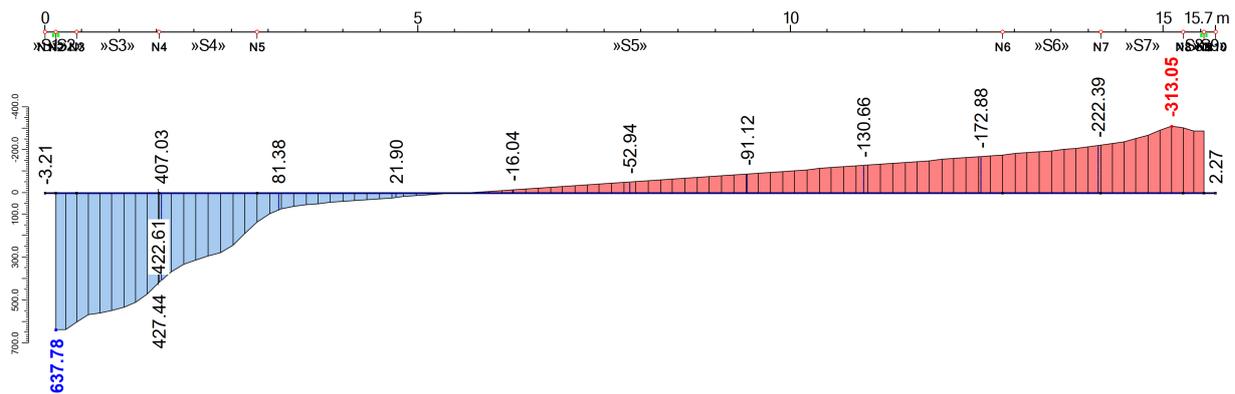


Abbildung 80: Querkraftverlauf im Stabsatz 1

Folgende Gleichung errechnen den Ausnutzungsgrad:

$$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} \leq 1 \quad (270)$$

$$\frac{2,16}{2,42} = 0,89 \leq 1 \Rightarrow \text{Nachweis erfüllt} \quad (271)$$

$$\tau_d = 1,5 \frac{V_d}{h \cdot b \cdot k_{cr}} \quad (272)$$

$$= 1,5 \frac{422,61 \text{ kN}}{1,28 \text{ m} \cdot 0,26 \text{ m} \cdot 0,9286} = 2,051 \text{ MN/m}^2 \quad (273)$$

Bei Nadelholz darf k_{cr} in Bereichen, die mindestens 1,50 m vom Hirnholzende entfernt werden, um 30% erhöht werden.

$$k_{cr} = 2,5 / f_{v,k} \cdot k_{1,5m} = 2,5 / 3,5 \cdot 1,3 = 0,9286 \quad (274)$$

$$f_{v,d} = k_{mod} \cdot f_{v,g,k} / \gamma_m \quad (\text{NKL 2, KLED kurz}) \quad (275)$$

$$= 0,9 \cdot 3,5 / 1,3 = 2,423 \text{ N/mm}^2 \quad (276)$$

8.5.9 Bemessung der Fahrbahnplatte (GZT)

Bei Belastungen, die nicht direkt oberhalb der Holzbinder angreifen, erzeugen eine Querbeanspruchung der Fahrbahnplatte. Den größten Einfluss auf die Querbiegungen haben die Achslasten, da diese betragsmäßig groß sind und nur lokal angreifen, sich somit nicht über die gesamte Plattenbreite verteilen.

Vereinfacht kann des Quertragsystem wie folgt dargestellt werden:

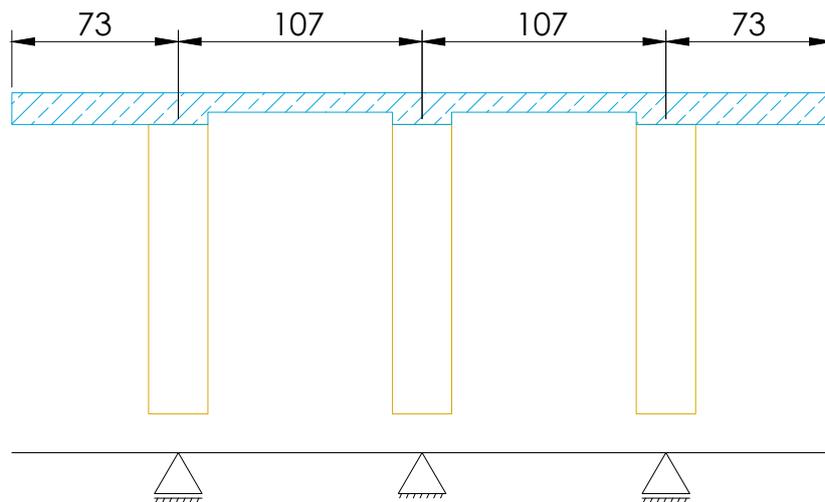


Abbildung 81: Vereinfachte Darstellung des Quertragsystem (Maße in cm)

In der Nähe der Feldmitte wirken folgende Lasten gleichzeitig:

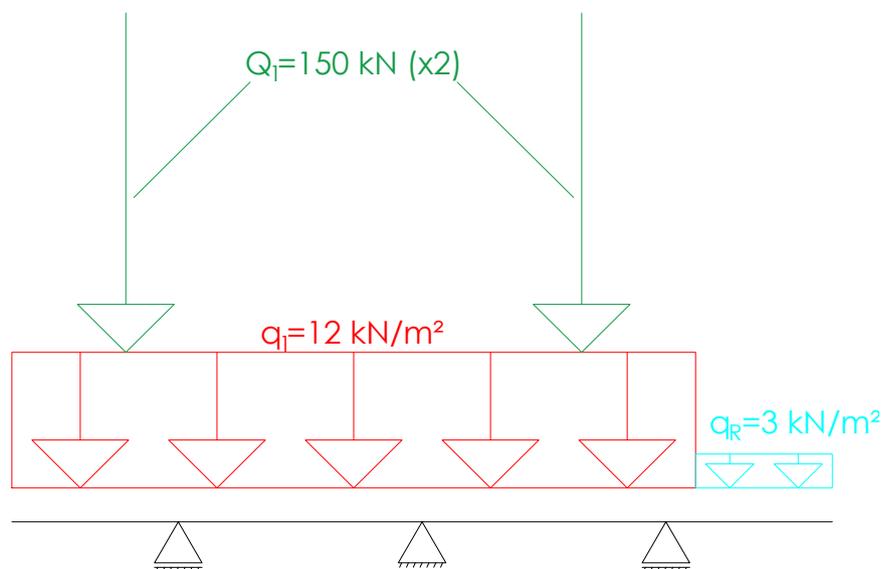


Abbildung 82: Vereinfachte Darstellung des Quertragsystem mit Lasten

8 Nachberechnung einer UHPFRC-Holz-Verbund Brücke

Bei der Berechnung mittels der Software mb-WS ergibt sich folgendes Schnittgrößenbild:

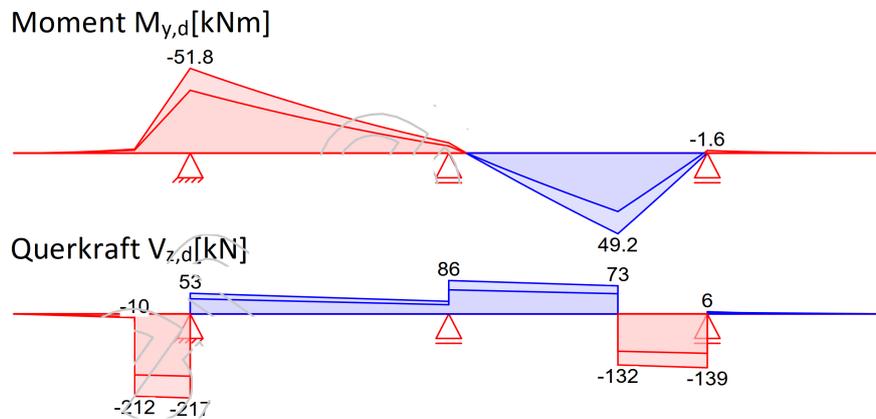


Abbildung 83: Schnittgrößen des vereinfachten Quertragsystems (aus mb-WS)

Die Spannungsermittlung wird über FEM geführt. Als maßgebende Lastkombination konnte LK4 ($t = \infty$) bestimmt werden. Andere Lastkombinationen oder andere Zeitpunkte führen zu geringeren Spannungen. Folgendes Spannungsbild entsteht:

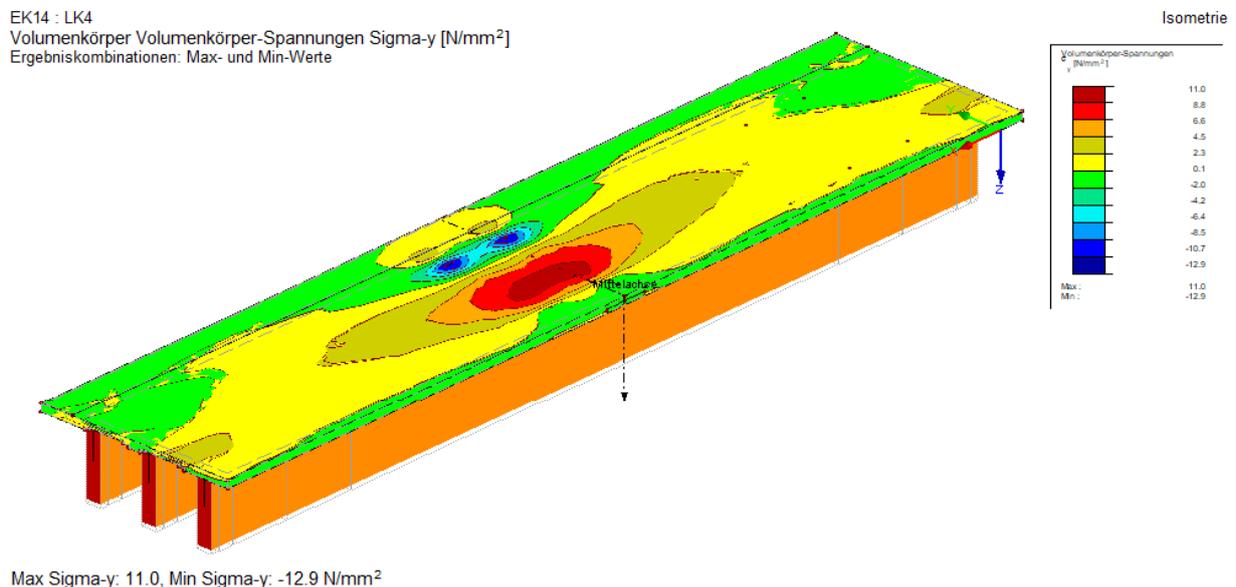


Abbildung 84: Schnittgrößen des FEM Modells in Y-Richtung (LK4, $t = \infty$)

Auf der Plattenunterseite ist ein vergleichbares Bild in Feldmitte mit Umkehr der Spannungsvorzeichen zu sehen.

Tabelle 65: Spannungen in UHPFRC und Ausnutzungsgrade

	$\sigma_{y,max}$	$\sigma_{y,min}$	Ausnutzungsgrad	
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	$\sigma_{y,max}$	$\sigma_{y,min}$
LK 4	10,7	-12,4	169%	-12%

Die Belastungen insbesondere im Zugbereich sind deutlich über dem Widerstand des UHPFRC.

Folgende Gründe können eine Erklärung dafür bieten, wie der Nachweis der Schweizer Brücke dennoch funktioniert haben kann.

1. Ansatz von geringeren Lasten:

Insbesondere die Größe der Einzellasten hat einen großen Einfluss auf die Querbeanspruchung. Die Faktoren für Deutschland sind hier 1,0, für die Schweiz wird dieser Wert projektbezogen festgelegt.

2. Verschiebung der Fahrsteifen und Lasten:

Wenn der Fahrsteifen nicht wie vorliegend bis zum Rand geht, sondern 10 bis 30 cm davon weggerückt wird, ergeben sich signifikant geringere Schnittgrößen:

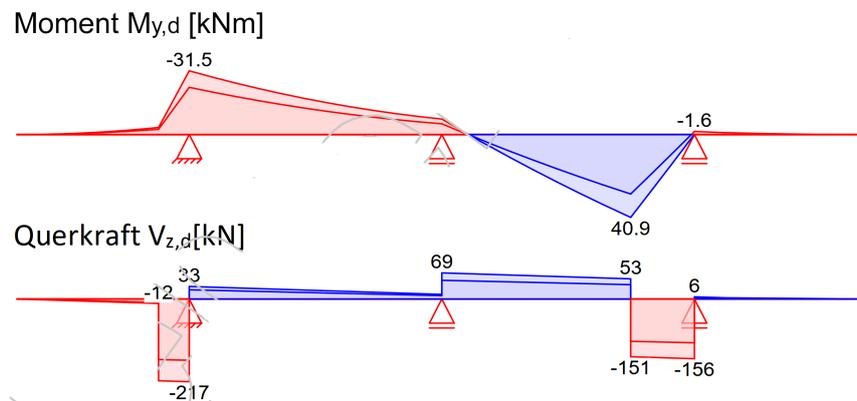


Abbildung 85: Schnittgrößen des vereinfachten Quertragsystems bei Versatz der Einzellasten um 10 cm (aus mb-WS)

3. Bewehren der Fahrbahnplatte:

Es wurden in der Fahrbahnplatte geringe Mengen an Bewehrungsstäben eingelegt. Diese können Zugspannungen aufnehmen.

Welche der oben stehenden Maßnahmen angewendet wurden, ist ungeklärt. Jedoch kann davon ausgegangen werden, dass die Fahrbahnplatte so bemessen wurde, dass keine Überlastung stattfindet.

8.5.10 Nachweis der Auflagerung (GZT)

Die BSH-Binder liegen mit ihrer Unterkante auf einen Stahlträger HEB 180 auf. Den Zeichnungen ist zu entnehmen, dass an beiden „Ufern“ eine Einschraubung der Träger besteht. Es ist dabei unklar, ob eine Verschiebung stattfinden kann. Im Folgenden wird angenommen, dass sich die Brücke auf den Lagern ohne Zwänge bewegen kann.

Die UHPFRC-Platte krägt über die Holzträger 30 cm hinaus. Eine Auflage auf den Unterbau wird dabei nicht angenommen; konstruktiv wäre eine fugenlose Lagerung mit verformbarem Polystyrol-Schaum denkbar.

Im Modell werden die Träger als verdrehsteif in Spannrichtung (X-Richtung) angenommen. Konstruktiv wurde das über eine Holzwerkstoffplatte zwischen den Bindern realisiert.

Die maßgebende Auflagerkraft im GZT (LK 4 (max Q), $t = \infty$) beträgt 645 kN. Der Nachweis wird wie folgt geführt:

$$F_{c,90,d} \leq k_{c,90} \cdot f_{c,90,d} \cdot A_{ef} \quad (277)$$

$$F_{c,90,d} \leq 1,75 \cdot 1,731 \text{ N/mm}^2 \cdot 624 \text{ cm}^2 = 189 \text{ kN} \quad (278)$$

$$645 \text{ kN} \not\leq 189 \text{ kN} \quad (279)$$

mit:

$$k_{c,90} = 1,75 \quad (280)$$

$$f_{c,90,d} = 0,8 \cdot \frac{2,5 \text{ N/mm}^2}{1,3} = 1,731 \text{ N/mm}^2 \quad (281)$$

$$k_{mod} = 0,9 \quad (\text{NKL 2; KLED kurz}) \quad (282)$$

$$A_{ef} = 26 \text{ cm} \cdot (3 + 18 + 3) \text{ cm} = 624 \text{ cm}^2 \quad (283)$$

Der Nachweis ist somit nicht erfüllt. Eine Querdruckverstärkung muss hier angeordnet werden. Die Verwendung von Vollgewindeschrauben als Querkraftverstärkung stößt dabei aber an ihre Grenzen. Eine Erhöhung um 1,5 bis maximal 2 kann als realistisch bei Querdruckverstärkungen mit Vollgewindeschrauben angenommen werden, jedoch ist ein Faktor von $\frac{645 \text{ kN}}{189 \text{ kN}} = 3,41$ dadurch nicht erreichbar (vgl. [CoK16]).

Andere Möglichkeiten, die Auflagerkraft in das Holz zu bringen, wären eingeklebte Gewindestangen oder Schlitzbleche.

Im Folgenden wird betrachtet, wie die Auflagerpressung mit eingeklebten Gewindestangen nach DIN EN 1995-1-1/NA nachgewiesen wird.

„Beim Nachweis der Tragfähigkeit eingeklebter Stahlstäbe, die in Richtung der Stabachse beansprucht werden, sind folgende Versagensmechanismen zu berücksichtigen:

- Versagen des Stahlstabes,
- Versagen der Klebfuge bzw. des Holzes entlang der Bohrlochwandung,
- Versagen des Holzbauteils. “[NAB13b]

Zunächst wird angenommen, dass es sich bei dem Stabstahl um eine Gewindestange der Festigkeitsklasse 8.8 des Typs M20 handelt. Die Einklebelänge wird auf 1000 mm festgelegt, weil dies nach DIN EN 1995-1-1/NA der Maximalwert ist.

$$F_{ax,Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{y,d} \cdot A_{ef} \\ \pi \cdot d \cdot l_{ad} \cdot f_{k1,d} \end{array} \right. \quad (284)$$

$$F_{ax,Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 141,1 \text{ kN} \\ \pi \cdot 20 \cdot 1000 \cdot 1,38 = 87,0 \text{ kN} \end{array} \right. \quad (285)$$

$$F_{ax,Rd} = 87,0 \text{ kN} \quad (286)$$

$$F_{t,Rd} = f_{y,d} \cdot A_{ef} = 141,1 \text{ kN} \quad ([Sch18] - S. 8.51) \quad (287)$$

$$l_{ad} = 1000 \text{ mm} \quad (\text{Einkleblänge des Stahlstabes}) \quad (288)$$

$$d = 20 \text{ mm} \quad (\text{Nenndurchm. des Stahlstabes}) \quad (289)$$

$$f_{k1,d} = f_{k1,k} \cdot 0,9/1,3 = 1,38 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (\text{Bemessungsw. Klebfugenf.}) \quad (290)$$

$$f_{k1,k} = 3,5 - 0,0015 \cdot l_{ad} = 2,0 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (\text{Char. Wert Klebfugenf.}) \quad (291)$$

Es können maximal vier Gewindestangen pro Auflager verwendet werden, ohne dabei die Mindestabstände zu unterschreiten. Somit ergibt sich eine maximale Übertragung von 348 kN. Dieser Wert ist geringer als die Einwirkung, demzufolge ist der Nachweis ebenfalls nicht erfüllt.

Bei der Berechnung nach GSA-Zulassung darf ein höherer Bemessungswert der Klebfugenfestigkeit und eine längere Einklebelänge angenommen werden.

$$F_{ax,Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{y,d} \cdot A_{ef} \\ \pi \cdot d \cdot l_{ad} \cdot f_{k1,d} \end{array} \right. \quad (292)$$

$$= \min \left\{ \begin{array}{l} 141,1 \text{ kN} \\ \pi \cdot 20 \cdot 1229 \cdot 2,0 = 154,4 \text{ kN} \end{array} \right. \quad (293)$$

$$= 141,1 \text{ kN} \quad (294)$$

$$F_{t,Rd} = f_{y,d} \cdot A_{ef} = 141,1 \text{ kN} \quad ([Sch18] - S. 8.51) \quad (295)$$

$$l_{ad} = 1280 \text{ mm} \cdot 0,8 * 1,2 = 1229 \text{ mm} \quad (\text{Einkleblänge des Stahlstabes}) \quad (296)$$

$$d = 20 \text{ mm} \quad (\text{Nenndurchm. des Stahlstabes}) \quad (297)$$

$$f_{k1,d} = 0,8 \cdot 2,5 = 2,0 \quad (\text{Klebfugenf., NKL 2 [Hol20]}) \quad (298)$$

Eine Länge von 113 cm als Einkleblänge ist ausreichend, um die maximal zulässige Spannung der Gewindestange zu erreichen:

$$F_{ax,Rd} = \min \begin{cases} 141,1 \text{ kN} \\ \pi \cdot 20 \cdot 1130 \cdot 2,0 = 142 \text{ kN} \end{cases} \quad (299)$$

$$= 141,1 \text{ kN} \quad (300)$$

Mit den angesetzten Lasten ist der Nachweis nicht erfüllt.

Alternativ könnte bei abgeminderten Lasten dieser Nachweis mit Sicherheit erfüllt werden, da insgesamt mit vier Gewindestangen 564 kN pro Auflager aufgenommen werden können.

Es kann davon ausgegangen werden, dass bei der Brücke über die Riggaa der Querdruck erfolgreich nachgewiesen wurde.

8.5.11 Bemessung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Grenzwert für Durchbiegung

Im EC5-2 7.2 ist als empfohlener Grenzwert der Verformung für Brücken unter charakteristischer Verkehrslast $l/400$ definiert:

Einwirkung	Grenzbereich für Durchbiegungen
charakteristische Verkehrslast	$l/400$ bis $l/500$
Fußgängerlast und niedrige Verkehrslast	$l/200$ bis $l/400$

Tabelle 66: Auszug aus EC5-2 - Tabelle 7.1 Grenzwerte der Durchbiegung für Balken, Platten und Fachwerke

In diesem Fall steht „l“ für die Spannweite der Brücke. Weitergehend wird im EC5-2/NA klargestellt, dass es sich bei der Grenzverformung ($u_{q,inst}$) um eine Anfangsverformung (ohne Kriechverformungen) handelt. Kriechen muss für den Nachweis der Grenzverformung nicht berücksichtigt werden.

Nach EC5-2 müssen für Holzbrücken lediglich Verkehrslasten für die Verformung angesetzt werden. Es ist jedoch fraglich, ob gleiches für Verbundbrücken gelten sollte. Verformungen bei reinen Holzbrücken werden primär durch Verkehrslasten verursacht. Bei Holz-Beton-Verbund bzw. UHPFRC-Holz-Verbund Brücken führen neben den Verkehrslasten, noch Temperatur- und Feuchteänderung sowie das Schwinden des Betons zu signifikanten Verformungen.

Um den ständigen Verformungen aus Schwinden und Eigengewicht entgegenzuwirken, müssen die Holzbinder vorgekrümmt werden. Es wird im Folgenden angenommen, dass die Holzbinder um das charakteristische Niveau vorgekrümmt sind.

Es wird Weiter angenommen, dass für den Nachweis des Grenzwerts der Durchbiegung nur Temperatureinwirkungen, Feuchteänderungen und Verkehrslasten eine Rolle spielen:

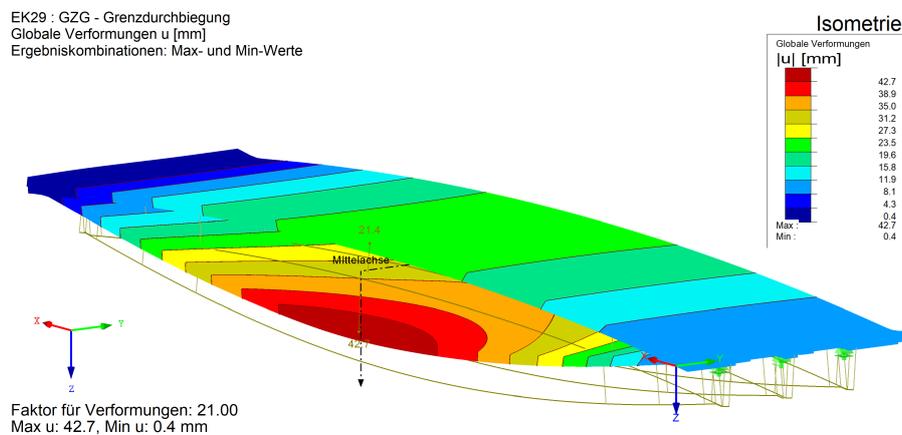


Abbildung 86: Verformungen für die Berechnung des Grenzwerts für Durchbiegung

Die resultierende Verformung beträgt 42,7 mm, der Grenzwert beträgt $1/400 = 15400$ mm / 400 = 38,5 mm. Der Nachweis ist somit knapp nicht erfüllt.

Charakteristische Kombination

Dieser Lastfall wird zur Überprüfung der Wasserdichtheit der Platte geführt (vgl. Abschnitt 5.2.4).

Es ist absehbar, dass dieser Nachweis auf Grund der massiven Spannungsüberschreitungen im GZT als auch im GZG nicht erfüllt werden wird. Daher wird er hier nicht weiter geführt.

Häufige Kombination

Nach [Bun+08] sollte die Spannung auf $0,6 f_{ck}$ begrenzt und die Zugspannung unter $0,85 f_{ctk,0,05}$ gehalten werden.

Es kann davon ausgegangen werden, dass der Zugspannungsnachweis hier nicht erfüllt ist.

Quasi Ständige Kombination

Nach [Bun+08] gilt $0,5 f_{ck}$ als maximale Spannung. Dieser Nachweis ist erfüllt, da im GZT die Spannungen nie größer als $0,5 f_{cd}$ werden.

Nicht häufige Kombination

Dieser Nachweis ist nach [NAB12b] nicht vorgesehen.

8.5.12 Ermüdung

Eine Ermüdung des Tragwerks wird in Rahmen dieser Arbeit nicht untersucht.

8.5.13 Schwingung

Ein Schwingungsnachweis wird im Rahmen dieser Masterarbeit nicht durchgeführt.

9 Alternativbetrachtung einer UHPFRC-Holz-Verbund-Brücke

Bei der Nachrechnung der Brücke über die Rigiaa kommt es bei Anwendung des in Deutschland gültigen Lastmodell zu Überlastungen (vgl. Abschnitt 8). Die folgende Alternativbetrachtung soll diese Problematik lösen und alternative Konstruktionsweisen untersuchen. Explizit werden folgende Punkte genauer betrachtet:

1. Fasern in UHPFRC vergleichen
 - (a) Stahlfaser (wie Brücke über die Rigiaa)
 - (b) PE-Faser (siehe Abschnitt 9.9)
2. Schubverbinder vergleichen
 - (a) eingeklebte Gewindestangen (wie Brücke über die Rigiaa)
 - (b) eingeklebte Schubleche
 - (c) selbstbohrende Schrauben
 - (d) Kerfen im Holz
3. Blockträger anstatt Brettschichtholzträger verwenden
4. Schalung für Beton nach dem Betonieren entfernen

Spannweite, Brückenbreite und die Lasten aus Abschnitt 8 bleiben identisch.

Zur Verbesserung der Konstruktion werden zudem folgende Anpassungen getroffen:

1. Keine Notwendigkeit für Querdruckverstärkung im Auflagerbereich
2. Anbindung Geländer ohne Überschreitung des Bauteilwiderstands
3. Keine Notwendigkeit des seitlichen Wetterschutzes an den Holzträgern

Die Motivation für die Evaluierung der oben stehenden Punkte 1 bis 4 ist folgende:

1. Fasern in UHPFRC vergleichen

Bei der konventionellen Herstellung von Stahl wird eine große Menge an CO₂ freigesetzt, weshalb das Ersetzen der Stahlfasern im UHPFRC zu einer deutlichen Reduktion des Treibhauspotentials der Brücke führen kann.

2. Schubverbinder vergleichen

Es gibt viele Möglichkeiten, den Schub bei Holz-Beton-Verbund-Konstruktionen zu übertragen; welche für Brücken am besten geeignet ist, wird hier untersucht.

3. Blockträger anstatt Brettschichtholzträger verwenden

Blockträger haben i. d. R. ein niedrigeres Verhältnis von Oberflächen zu Volumen als herkömmliche Brettschichtholz-Binder. Dies macht das Holz weniger anfällig für Temperatur- und Feuchteschwankungen. Zudem erlaubt der hohe Materialeinsatz deutlich niedrigere Konstruktionen, die weniger anfällig für Feuchteintrag durch Regen sind.

4. Schalung für Beton nach dem Betonieren entfernen

Zur besseren Kontrolle der Holz- und UHPFRC-Querschnitten sollte möglichst viel davon sichtbar bleiben; deshalb ist es günstiger nach der Fertigstellung sämtliche Schalung wieder zu entfernen.

9.1 Probleme bei der Brücke über die Rigiaa

Im Abschnitt 8 konnten einige Nachweise nicht erfüllt werden. Grund dafür war zu meist die höheren Einwirkungen nach den in Deutschland gültigen Regelwerken. Andere Einwirkungen wie Schwinden und Anprall bzw. Querbiegung führen zu Überlastungen, die im Weiteren gesondert betrachtet werden müssen. Insbesondere sind folgende Probleme aufgetaucht:

- 9.1.1 Zugspannungsüberschreitung in Folge von Schwinden
- 9.1.2 Zugspannungsüberschreitung in Folge der Feuchte- und Temperaturverformungen
- 9.1.3 Durchbiegung im GZG Feldmitte
- 9.1.4 Material-Spannungsüberlastung unter Vollast
- 9.3.8 Schubverbinder-Überlastung

9.1.1 Schwinden

Der Lastfall Schwinden stellt auf mehreren Ebenen ein Problem für die Brücke dar. Zum einen führt er zu relativ großen Verformungen, die durch andere Maßnahmen wie Vorkrümmung des Trägers wieder ausgeglichen werden können. Zum anderen entstehen durch die Verbundwirkung Zugspannungen in der Feldmitte der UHPFRC-Platte, die bei Überschreitung des Bauteilwiderstands zu Rissen führen. Die Risse erlauben, dass Wasser bis zu den Schubverbindern und dem Holz eindringt und reduzieren so drastisch die Lebensdauer des Bauwerks. Risse in der Fahrbahnplatte, insbesondere auf der Oberseite, müssen unbedingt vermieden werden.

Einflussgrößen, welche die Zugspannungen aus Schwinden verringern, sind:

- (a) Reduzierung der Schubsteifigkeit in der Fuge (Einsatz von weniger Schubverbindern)
- (b) Erhöhung des Querschnittanteils der UHPFRC-Platte an dem Gesamtquerschnitt
- (c) Verringerung der Gesamtsteifigkeit des Gesamtquerschnitts
- (d) Formänderung mit nach unten verschobenem Schwerpunkt der Platte
- (e) Zulassen von Rissbildung auf der Plattenunterseite
- (f) Berücksichtigung von Kriechverformungen im frühen Betonalter

Um den Einfluss dieser Faktoren qualitativ berücksichtigen zu können, wird nachfolgend ein Ersatzmodell geschaffen und die Auswirkungen durch (a) bis (f) genauer betrachtet

Referenzmodell

Das Ersatzmodell hat den Binderquerschnitt 128/26 cm (h/b):

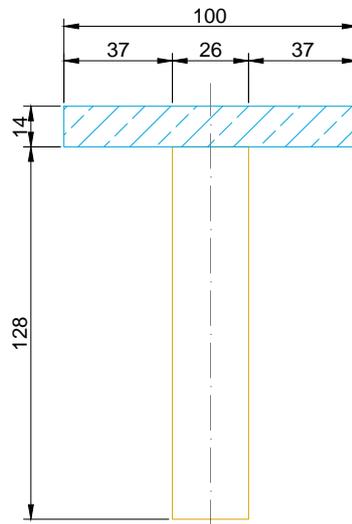


Abbildung 87: Referenzquerschnitt Schwinden

Die Spannweite beträgt 15,4 m. Als Schwindverformung in der UHPFRC-Platte wird stets 0,8‰ angesetzt. Die Nachgiebigkeit der Schubfuge ist konstant und beträgt 327 103 kN/m/m (in X-Richtung). Die maximalen Spannungen in der Platte sind 8,96 N/mm² (Zug) bzw. -1,89 N/mm² (Druck):

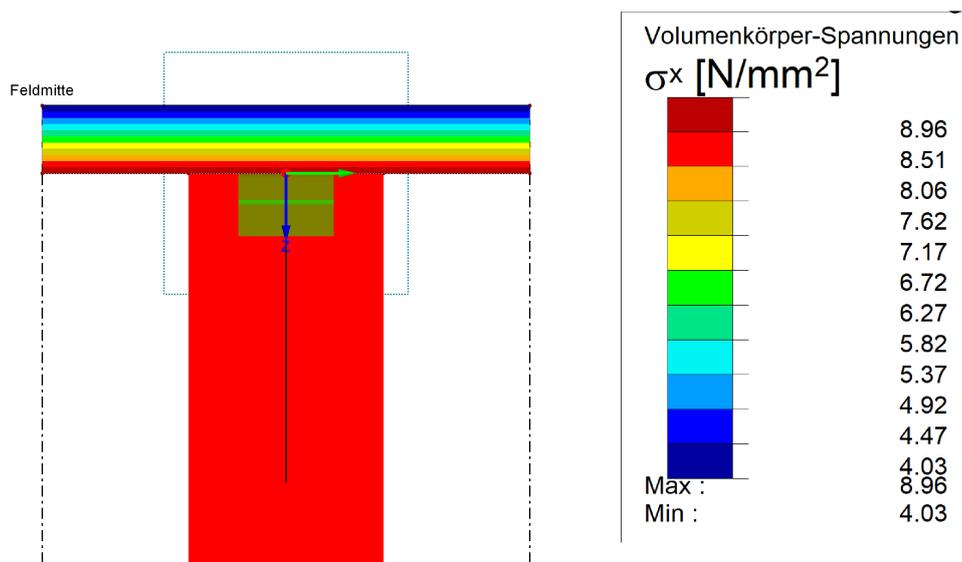


Abbildung 88: Spannungen Referenzquerschnitt in Feldmitte

(a) Reduzierung der Schubsteifigkeit in der Fuge

Der Querschnitt der Platte wird beibehalten, jedoch wird die Nachgiebigkeit der Schubverbinder (Linienfreigabe) auf ein Zehntel verringert. Die maximalen Spannungen in der Platte sind dann $8,67 \text{ N/mm}^2$ (Zug) bzw. $-0,94 \text{ N/mm}^2$ (Druck).

(b) Erhöhung des Anteils der UHPFRC-Platte an dem Gesamtquerschnitt

Es wird das Referenzmodell abgewandelt, wobei die Schubsteifigkeit dem Referenzmodell entspricht. Der Querschnitt der Platte wird von 100 cm Breite auf 200 cm Breite vergrößert:

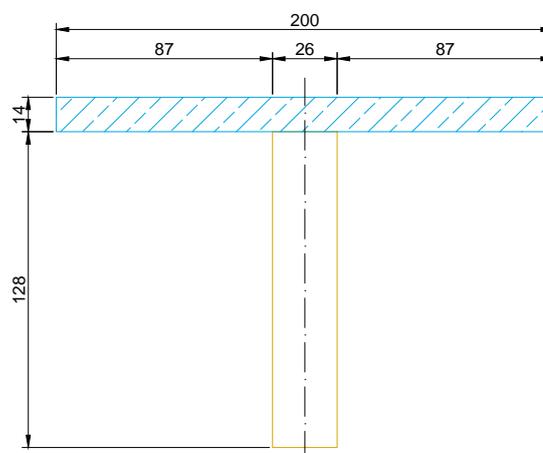


Abbildung 89: Erhöhter Querschnittsfläche der Platte - Schwinden

Dies führt zu einer Verschiebung des Schwerpunkts des Gesamtquerschnitts nach oben, was zu einer Veränderung der Steiner-Anteile führt. Der Steiner-Anteil der Platte nimmt etwas ab. Die maximalen Spannungen in der Platte sind demnach $6,89 \text{ N/mm}^2$ (Zug) bzw. $-1,70 \text{ N/mm}^2$ (Druck).

(c) Veränderung der Gesamtsteifigkeit des Gesamtquerschnitts

Bei rechteckigen, starr zusammengesetzten Querschnitten führt eine Veränderung der Plattendicke bei konstanter Plattenquerschnittsfläche zu keiner Veränderung der prozentualen Zusammensetzung der Steiner-Anteile; das heißt es verschiebt sich stets der Schwerpunkt so, dass sich die Effekte ausgleichen. Bei der Veränderung der Querschnittshöhen verändert sich jedoch die Gesamtsteifigkeit des Systems bzw. die Flächenträgheitsmomente der Teilquerschnitte. Bei Erhöhung der Gesamtsteifigkeit des Systems steigen die Spannungen aus Schwinden.

Bei dem Plattenquerschnitt $28/50 \text{ cm}$ (h/b) mit erhöhter Gesamtsteifigkeit ergeben sich $10,00 \text{ N/mm}^2$ und $0,46 \text{ N/mm}^2$:

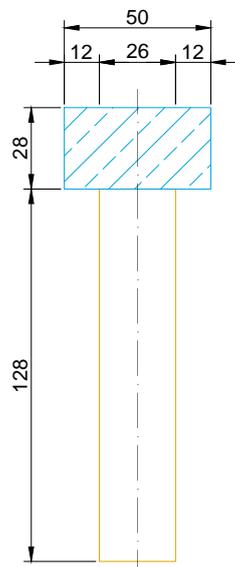


Abbildung 90: Erhöhte Steifigkeit des Gesamtquerschnitts - Schwinden

Bei dem Plattenquerschnitt 7/200 cm (h/b) mit verringerter Gesamtsteifigkeit ergeben sich $8,18 \text{ N/mm}^2$ und $-2,56 \text{ N/mm}^2$ (lokal bis zu $9,26 \text{ N/mm}^2$) - hier ergibt sich über die Plattenbreite ein sehr ungleiches Spannungsbild:

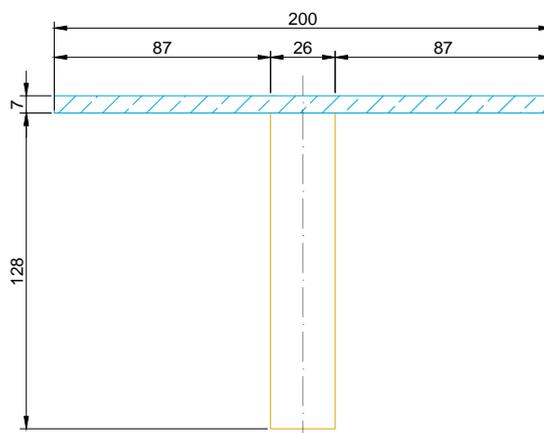


Abbildung 91: Verringerte Steifigkeit des Gesamtquerschnitts - Schwinden

(d) Formänderung mit verschobenem Schwerpunkt der Platte

Eine Veränderung der Querschnittsform ohne die Beeinflussung der Gesamtsteifigkeit oder der Querschnittsfläche ist nicht möglich. Es wird im Folgenden angestrebt, die Querschnittsfläche konstant zu halten.

9 Alternativbetrachtung einer UHPFRC-Holz-Verbund-Brücke

Die erste untersuchte Platten-Querschnittsform hat einen nach oben verschobenem Schwerpunkt:

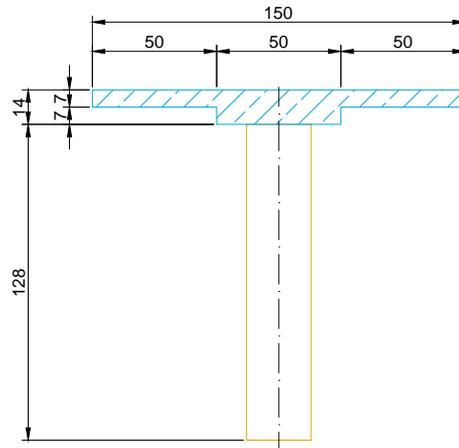


Abbildung 92: Alternativer Querschnitt mit nach oben versetzten Teilschwerpunkt -
Schwinden

Die maximalen Spannungen in der Platte sind $9,10 \text{ N/mm}^2$ (Zug) bzw. $-0,38 \text{ N/mm}^2$ (Druck).

Die zweite untersuchte Platten-Querschnittsform hat einen nach unten verschobenem Schwerpunkt.

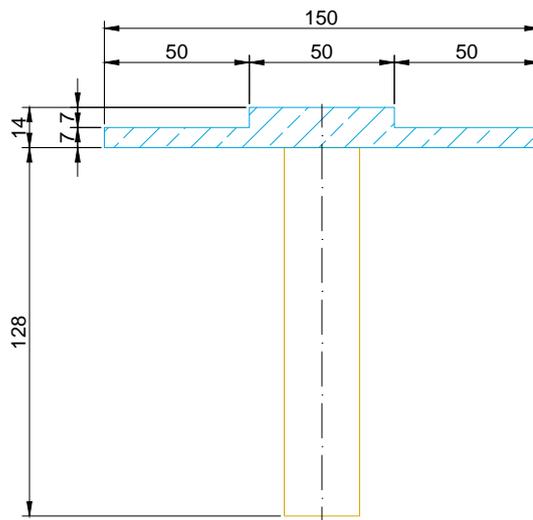


Abbildung 93: Alternativer Querschnitt mit nach unten versetzten Teilschwerpunkt -
Schwinden

Die maximalen Spannungen in der Platte sind 8,41 N/mm² (Zug) bzw. -0,15 N/mm² (Druck).

(e) Zulassen von Rissen auf Plattenunterseite

Die Zugspannungsüberschreitungen entstehen ausschließlich auf der Plattenunterseite. UHPFRC hat im Gegensatz zu Beton eine ausgeprägte Zugzone. Nach dem Erreichen der elastischen Zugfestigkeit stellt sich ein Verfestigungsmodul ein (vgl. Abschnitt 5.2.5). Im Programm RFEM 5 ist die Eingabe von plastischen Bauteilverhalten möglich. Das Ergebnis ist eine Platte, die auf großer Länge, aber nur unterseitig gerissen ist.

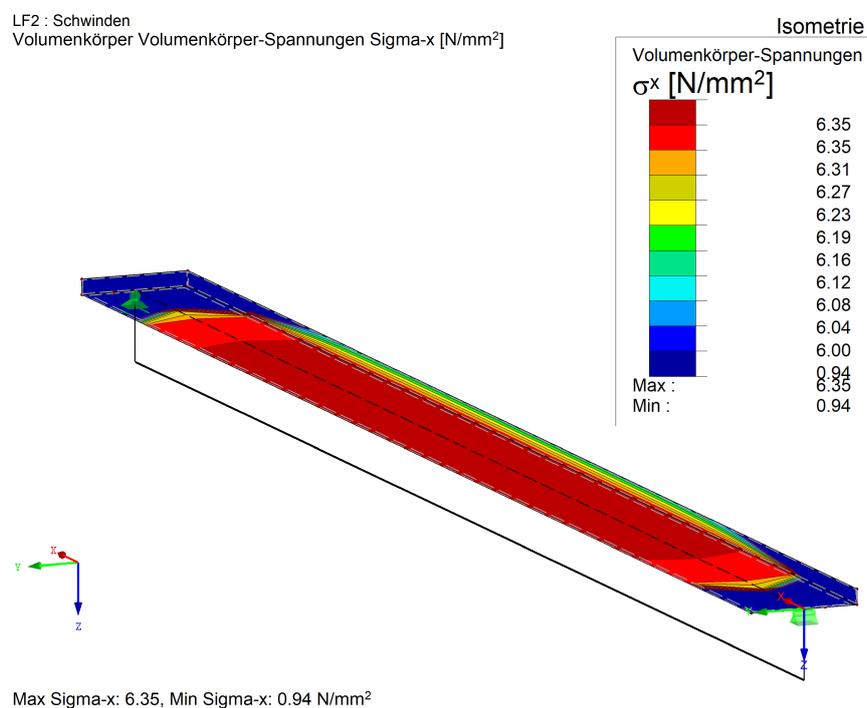


Abbildung 94: Spannungen in der Platte in isometrischer Darstellung (von unten)

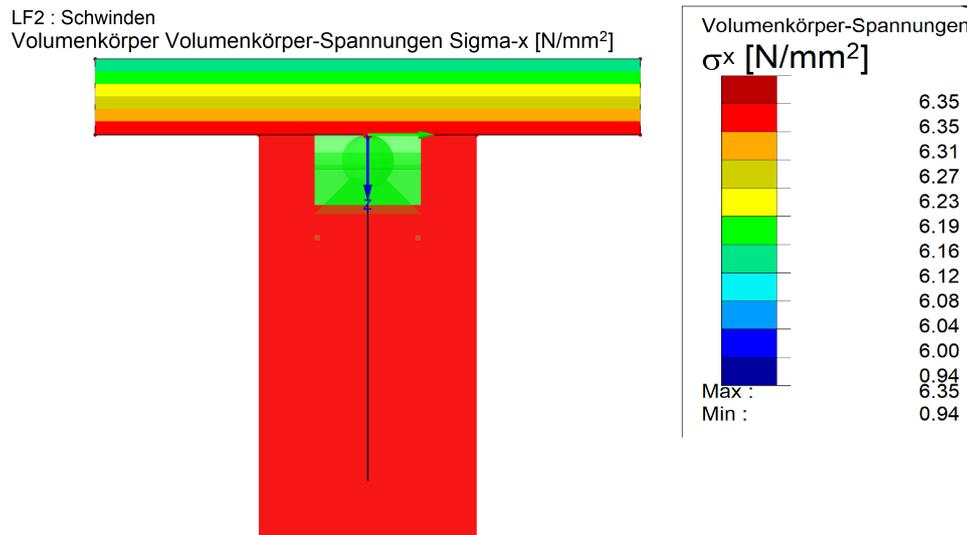


Abbildung 95: Spannungen in der Platte (Feldmitte)

Das plastische Verhalten der Platte in Folge von Zugschwinden wirkt sich sehr positiv auf den Teilquerschnitt aus und führt dazu, dass auf der Oberseite der Platte es zu keinen plastischen Verhalten und daher zu keinen Rissen kommt. Die maximalen Spannungen in der Platte sind 6,35 N/mm² (Zug) bzw. 0,94 N/mm². Auf der Plattenoberseite tritt eine maximale Spannung von 6,12 N/mm² auf.

(f) Berücksichtigung von Kriechverformungen im frühen Betonalter

Das Verhalten von UHPFRC unter Zwang ist ausführlich im Abschnitt 5.2.8 beschrieben. Zusammengefasst führt die Verbundwirkung bzw. die teilweise Einschränkung der Verformung zu starkem Kriechen im frühen Betonalter. Dadurch können große Teile der Eigenspannungen abgebaut werden.

Zudem wurde in den zugehörigen Experimenten mit UHPFRC gearbeitet, der ein geringeres Schwindmaß hat. Der errechnete Behinderungsgrad ist für das Referenzmodell 0,32. Angesichts dessen wird angenommen, dass 4,8 N/mm² auf der Plattenunterseite auftreten (vgl. 5.2.8).

Das zugehörige Schwindmaß ist somit 0,43 mm/m. Auf der Plattenoberseite treten Spannungen von 2,16 N/mm² auf.

Zusammenfassung

Alle betrachteten Varianten haben einen signifikanten Einfluss auf die resultierenden Spannungen in der UHPFRC-Platte:

Tabelle 67: Spannungen der betrachteten Varianten

Anpassungen		$\sigma_{x,max}$	$\sigma_{x,min}$
Referenzmodell		8,96	-1,89
Reduzierung der Schubsteifigkeit	(a)	8,67	-0,94
Verdoppelung des UHPFRC Querschnittsfläche	(b)	6,89	-1,7
Erhöhung der Gesamtsteifigkeit	(c)	10	0,46
Verringerung der Gesamtsteifigkeit	(c)	8,18	-2,56
Verschiebung Teilschwerpunkt nach oben	(d)	9,1	-0,38
Verschiebung Teilschwerpunkt nach unten	(d)	8,41	-0,15
Plastisches Materialverhalten		6,35	0,94
Kriechen im frühen Betonalter		4,80	-1,02

Besonders interessant ist das plastische Materialverhalten, da dieses unabhängig von der Konstruktion zu einer signifikanten Spannungsreduzierung geführt hat. Es sollte bei allen Konstruktionen zwingend frühes Kriechen angesetzt werden, da das zu der größten Spannungsabnahmen geführt hat.

Weitere Möglichkeiten

Eine andere konstruktive Möglichkeit, die Auswirkung des Schwindens auszugleichen, ist die Vorspannung des Holzbinders während der Bauphase. Späteres Lösen dieser Vorspannung kann dann den Zwang aus Schwinden ausgleichen.

Die Möglichkeiten diese Vorspannung aufzubringen, sind das Einlassen von Spanngliedern im Holz, Unterspannung der Holzbrücke oder die Verwendung von temporären oder existierenden Auflagern (in Feldmitte), die nach dem Schwinden entfernt werden.

9.1.2 Temperatur- und Feuchteeinwirkung

Wie in Abschnitt 8.3.10 beschrieben führen Feuchte- und Temperaturänderung zu großen Spannungen im Querschnitt.

Die Vorgaben zu den Temperaturänderungen sind genormt und werden im Folgenden nicht angepasst.

Die Feuchteänderung im Holzquerschnitt ist jedoch nicht standardisiert. Es gibt den Anhaltswert, dass mit etwa +/- 5% Holzfeuchteänderung in der Nutzungsklasse 2 (NKL 2) gerechnet werden soll [HSW14].

9 Alternativbetrachtung einer UHPFRC-Holz-Verbund-Brücke

Je nach Standort bzw. Umgebungsbedingungen der Brücke ergeben sich stark unterschiedliche rechnerische Holzausgleichsfeuchten (vgl. [MFF14]).

Bei der Untersuchung von Holz- und Holz-Beton-Verbundbrücken konnte experimentell eine Feuchteschwankung in Abhängigkeit der Querschnittsabmessungen getroffen werden (siehe Abbildung 96). Angewandt auf die BSH-Binder (aus Abschnitt 8) ergeben sich die max/min/ Δ Holzfeuchten in Abbildungen 97 bis 99.

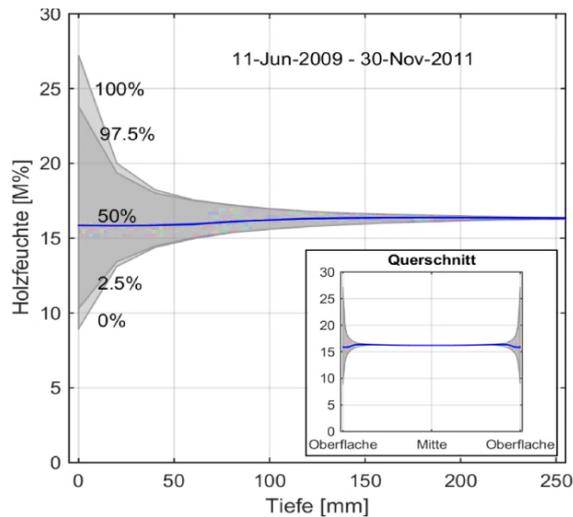


Abbildung 96: Jahreszeitliche Holzfeuchteänderung in Abhängigkeit des Abstands zur Oberfläche (bei Holzbrücken) [MFF14]

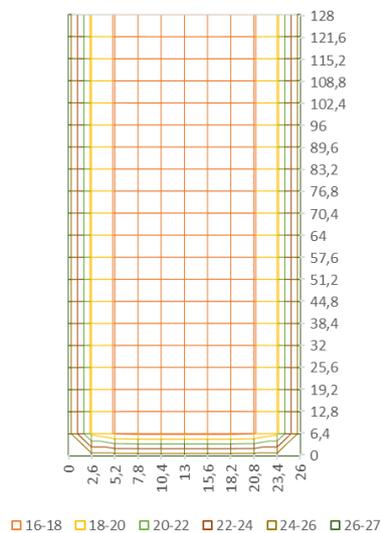


Abbildung 97: maximale Holzfeuchte im Querschnitt

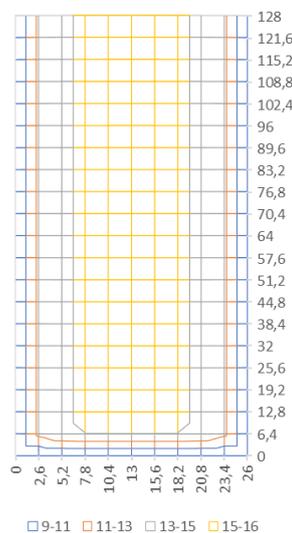


Abbildung 98: minimale Holzfeuchte im Querschnitt

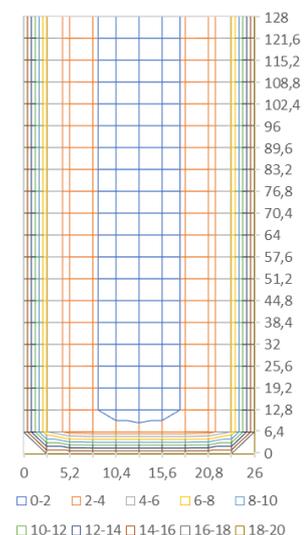


Abbildung 99: Δ -Holzfeuchte (Differenz min/max)

Unter Einbeziehung der zugehörigen Flächen ergeben sich folgende Mittelwerte der Holzfeuchten:

Tabelle 68: Flächenbezogenen gemittelte Holzfeuchten

	HF in [%]
max HF	19,02
min HF	14,12
Δ HF	4,90

Mit der Einbeziehung von Wetterdaten und Messung von lokalen Gegebenheiten können noch genauere Datensätze erzeugt werden. Der vorliegende Balkenquerschnitt stellt ein eher ungünstiges Verhältnis von Oberfläche zur Querschnittsfläche dar, das heißt das er besonders anfällig für Feuchteänderung ist. Diese Betrachtung wird im Abschnitt 9.2.4 mit dem tatsächlichen Querschnitt geführt. Es stellt sich jedoch schon bei dieser ungünstigen Betrachtung heraus, dass die Feuchtevarianz deutlich geringer ist, als sie im Abschnitt 8 angenommen wurde.

Die Verringerung der Feuchteschwankungen führt zu weit niedrigeren Zwangs-Zugspannungen in der UHPFRC-Platte. Jedoch führt die Kombination von Schwinden, Temperatur- und Feuchteänderung weiterhin zu einer Überlastung der Platte in der Zugzone. Die Natur der Feuchteverformungen im Holz ist grundsätzlich langsam, insbesondere bei größeren Blockquerschnitten. Die Zeitspanne zwischen den Feuchtemaxima sind in Deutschland jahreszeitbedingt etwa ein halbes Jahr (vgl. [MFF14]). Es kann davon ausgegangen werden, dass Kriechen innerhalb dieses Zeitraums stattfindet. Begünstigend für das Kriechen ist die hier erhöhte Feuchtigkeit der NKL 2 im Vergleich zur NKL 1.

Temperaturschwankungen der Brücke treten deutlich schneller auf. Aus all diesen Betrachtungen in Kombination mit der geringe Plattenhöhe wird vorgeschlagen weder Kriechen des Betons, des Holzes oder des Schubverbinders bei Temperaturverformungen zu berücksichtigen.

Es wird im Folgenden unterschieden, ob es sich bei der Einwirkung um Feuchte- oder Temperatureinwirkungen handelt.

9.1.3 Durchbiegung im GZG Feldmitte

Bei der Brücke über die Rigiabahn kommt es zu einer größeren Durchbiegung als $1/400$ unter Temperatur- und Verkehrslast (vgl. Abschnitt 8.5.11). Um diese unzulässige Verformung einzuschränken, muss primär die Steifigkeit der Brücke erhöht werden. Die Verformung aus Verkehrslasten ist nur abhängig von der Steifigkeit der Brückenkonstruktion.

Die Durchbiegung aus Temperaturlasten ist neben der Steifigkeit des Trägers maßgebend von dem Flächenanteil der Platte an der Trägerkonstruktion beeinflusst. Je größer

der Anteil der Platte an der Gesamtkonstruktion ist, desto stärker wirken sich Temperaturlasten auf die Durchbiegung aus.

Durch iteratives Vorgehen wurde ein Querschnitt bestimmt (siehe Abschnitt 9.1.4).

9.1.4 Querschnitt

Der Querschnitt der neuen Brücke lehnt sich stark an dem der ersten Brücke an. Die Steifigkeit der Brücke muss mindestens so ausgelegt sein, dass $1/400$ unter Verkehrs- und Temperaturlast nicht überschritten wird.

Zudem soll ein bestimmtes Verhältnis der Steifigkeiten von Holz- und UHPFRC-Querschnitt eingehalten werden, andernfalls kommt es im frühen Betonalter zu Rissen; die Lebenserwartung der Brücke wäre damit verringert.

Zuletzt soll die Brücke im GZT keine Spannungsüberschreitungen aufweisen.

Folgender Querschnitt erfüllt diese Anforderungen:

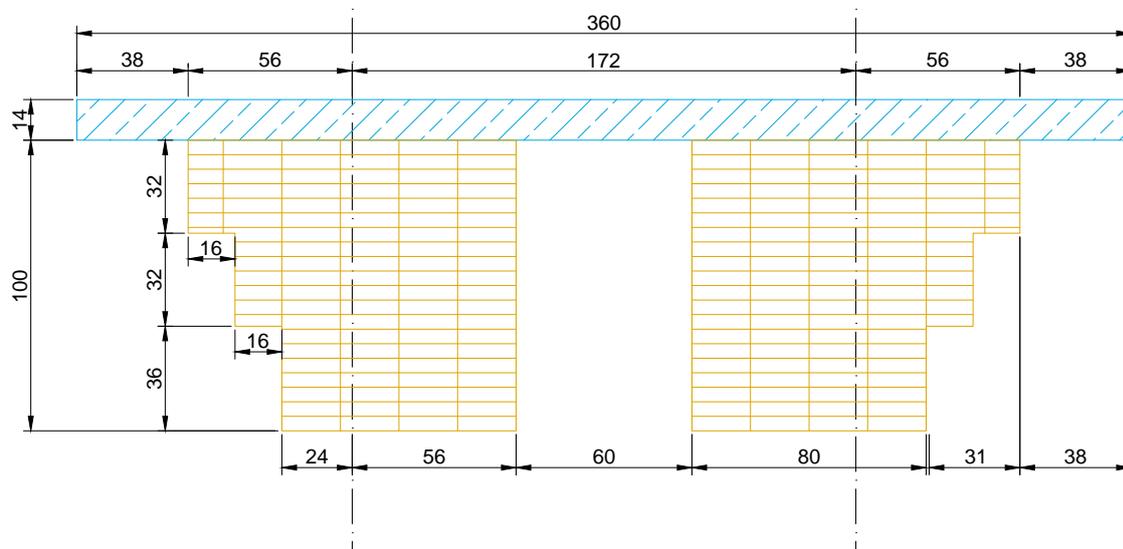


Abbildung 100: Gewählter Brückenquerschnitt (Maße in cm)

9.2 Einwirkungen

9.2.1 Anpassung der Einwirkungen

Ein Großteil der Einwirkungen bleibt zu der im ersten Teil beschriebenen Brücke gleich. Es werden Anpassungen bei folgenden Einwirkungen getroffen:

1. Spannungen aus Schwindverformung
2. Trennung von Feuchte und Temperatureinwirkungen
 - Anpassung der Temperatureinwirkung an Querschnittshöhe
 - Anpassung der Feuchteinwirkung

9.2.2 Spannungen aus Schwinden

Wie in Abschnitt 5.2.8 beschrieben kriecht der Beton im frühen Alter sehr stark, was zu einem Abbau der Zwangsspannungen in Folge Schwinden führt. Ein unnachgiebiger Halt des UHPFRCs würde zu Rissen führen, dass heißt durch den Verbund kann ein gewisses Maß an Nachgiebigkeit sichergestellt werden (vgl. [HDB06]). Habel hat ein System mit einem „Degree of Restraint“ von $\mu = 0,45$ betrachtet, dieser Wert sollte mindestens unterschritten werden. Wenn dies erfüllt ist, darf als maximale Zugspannung aus Schwinden $4,8 \text{ N/mm}^2$ angenommen werden. Bei größerer Unterschreitung wäre eine zusätzliche Abminderung denkbar, was jedoch konservativ betrachtet hier nicht unternommen wird.

Folgende Grundlage wird für die Berechnung angesetzt:

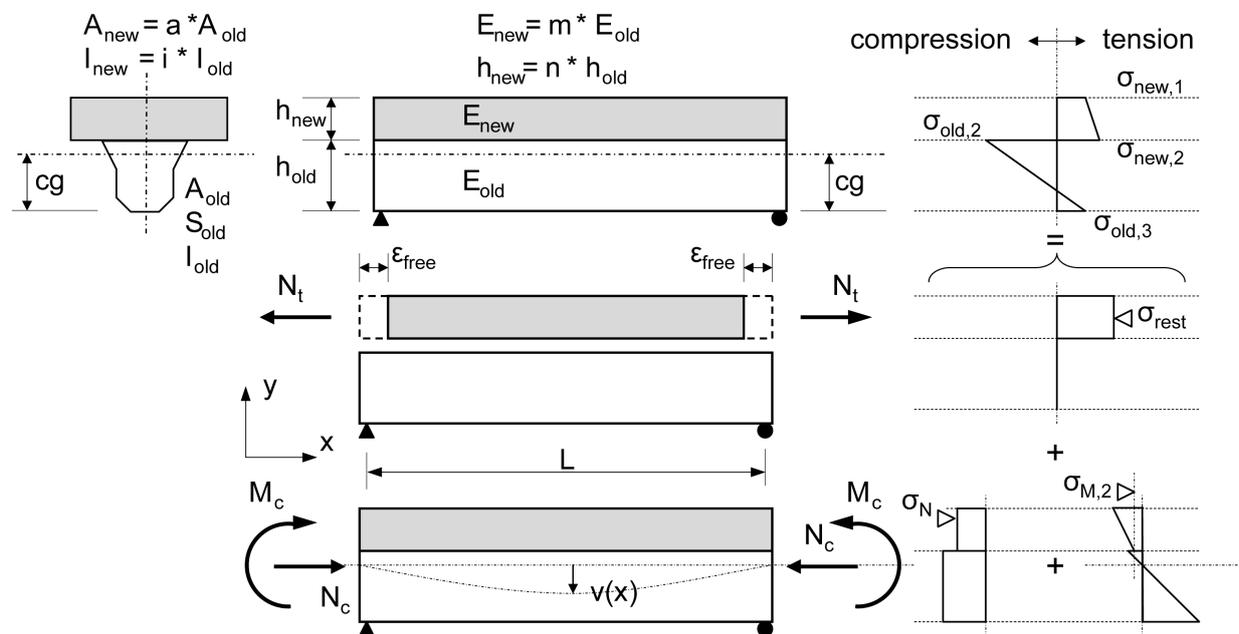


Abbildung 101: Grundlagen zur Ermittlung des „Degree of Restraint“ [HDB06]

Für das vorliegende Modell gilt:

$$h_{old} = h_{BSH} = 100 \text{ cm} \quad (301)$$

$$A_{old} = A_{BSH} = 19\,072 \text{ cm}^2 \quad (302)$$

$$S_{old} = S_{BSH} = 220\,480 \text{ cm}^3 \quad (303)$$

$$I_{old} = I_{BSH} = 15\,697\,660 \text{ cm}^4 \quad (304)$$

$$E_{old} = E_{BSH} = 1250 \text{ kN/cm}^2 \quad (305)$$

$$(306)$$

bzw.:

$$h_{new} = h_{UHFB} = 14 \text{ cm} \quad (307)$$

$$b_{new} = b_{UHFB} = 360 \text{ cm} \quad (308)$$

$$A_{new} = A_{UHFB} = 5040 \text{ cm}^2 \quad (309)$$

$$I_{new} = I_{UHFB} = 82\,320 \text{ cm}^4 \quad (310)$$

$$E_{new} = E_{UHFB} = 4640 \text{ kN/cm}^2 \quad (311)$$

$$(312)$$

Die folgenden Werte ergeben sich damit zu:

$$a = \frac{A_{UHFB}}{A_{BSH}} = 0,2643 \quad (313)$$

$$i = \frac{I_{UHFB}}{I_{BSH}} = 0,0052 \quad (314)$$

$$m = \frac{E_{UHFB}}{E_{BSH}} = 3,7120 \quad (315)$$

$$n = \frac{h_{UHFB}}{h_{BSH}} = 0,1400 \quad (316)$$

$$ma = m \cdot a = 0,9809 \quad (317)$$

$$cg = 85,056 \text{ cm} \quad (\text{aus externer Querschnittsberechnung}) \quad (318)$$

Folgende Gleichungen von Habel [HDB06] angewandt ergeben:

$$\mu = \frac{\sigma_{new,2}}{\sigma_{rest}} = \frac{\sigma_{rest} + \sigma_N + \sigma_{M,2}}{\sigma_{rest}} = 1 + \mu_N + \mu_M \quad (319)$$

$$= 1 - 0,495 - 0,048 = 0,457 \quad (320)$$

$$\mu_N = \frac{-m a}{1 + m a} = \frac{-0,9809}{1 + 0,9809} = -0,495 \quad (321)$$

$$\mu_M = \frac{-m a A_{old}(h_{old}(1 + \frac{n}{2}) - c g)(h_{old} - c g)}{I_{old}(1 + m i) + A_{old}(c g - \frac{S_{old}}{A_{old}})^2 + m a A_{old}(h_{old}(1 + \frac{n}{2}) - c g)^2} \quad (322)$$

$$= \frac{-18\,708,48 \text{ cm}^2(21,94 \text{ cm})(100 \text{ cm} - 85,056 \text{ cm})}{16\,003\,232 \text{ cm}^4 + 103\,019\,283,97 \text{ cm}^4 + 18708,48 \text{ cm}^2(21,94 \text{ cm})^2} \quad (323)$$

$$= -0,048 \quad (324)$$

9 Alternativbetrachtung einer UHPFRC-Holz-Verbund-Brücke

$$m a A_{old} = -0,9809 \cdot 19\,072 \text{ cm}^2 = 18\,708,48 \text{ cm}^2 \quad (325)$$

$$h_{old}\left(1 + \frac{n}{2}\right) - cg = 100 \text{ cm}\left(1 + \frac{0,1400}{2}\right) - 85,056 \text{ cm} \quad (326)$$

$$= 107,0 \text{ cm} - 85,056 \text{ cm} = 21,94 \text{ cm} \quad (327)$$

$$I_{old}(1 + m i) = 15\,697\,660 \text{ cm}^4(1 + 3,7120 \cdot 0,0052) = 16\,003\,231,83 \text{ cm}^4 \quad (328)$$

$$A_{old}\left(cg - \frac{S_{old}}{A_{old}}\right)^2 = 19\,072 \text{ cm}^2\left(85,056 \text{ cm} - \frac{220\,480 \text{ cm}^3}{19\,072 \text{ cm}^2}\right)^2 \quad (329)$$

$$= 19\,072 \text{ cm}^2(73,4956 \text{ cm})^2 = 103\,019\,283,97 \text{ cm}^4 \quad (330)$$

Je nach Höhe der UHPFRC-Schicht ergeben sich unterschiedliche Behinderungsgrade μ („Degree of Restraint“):

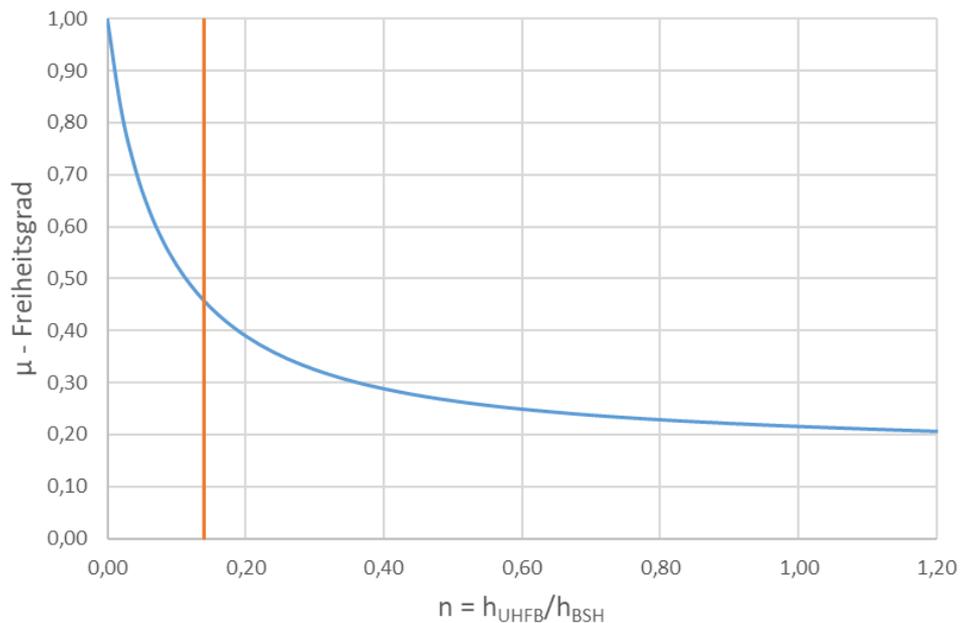


Abbildung 102: Behinderungsgrad μ in Abhängigkeit des Verhältnissen der UHPFRC-Plattendicke zu Binderhöhe

Für den vorliegenden Beschränkungsgrad konnte Habel experimentell eine Spannung von 4,8 N/mm² auf Plattenunterseite nachweisen (vgl. [HDB06]). Das Schwindmaß, dass zu dieser Spannung führt ist 0,382 mm/m. Dieses Schwindmaß wurde im Folgenden für den Lastfall Schwinden festgelegt.

9.2.3 Temperaturverformungen

Wie bereits in Teil 1 (Abschnitt 8.3.10) beschrieben, treten Temperaturschwankungen im Bauteil bedingt durch Jahreszeiten und Tagesabläufe auf. Faktoren wie Sonneneinstrahlung und Rückstrahlung führen zudem zu weiteren Bauteiltemperaturschwankungen (vgl. [Lub19]).

Geregelt werden die Temperaturbeanspruchungen im EC1-1-5 Kapitel 5 in Verbindung mit dem nationalen Anhang (EC1-1-5/NA).

Grundsätzlich kann die Temperaturverteilung über den Brückenquerschnitt in vier verschiedene Anteile eingeteilt werden (vgl. 103):

- (a) Konstanter Temperaturanteil, ΔT_U ;
- (b) Linear veränderlicher Temperaturanteil über die z-z Achse, ΔT_{MY} ;
- (c) Linear veränderlicher Temperaturanteil über die y-y Achse, ΔT_{MZ} ;
- (d) Nicht-linear veränderlicher Temperaturanteil ΔT_E . Dies führt zu einem System von Eigenspannungen, die im Gleichgewicht für das Bauteil keine äußere Beanspruchung erzeugt.

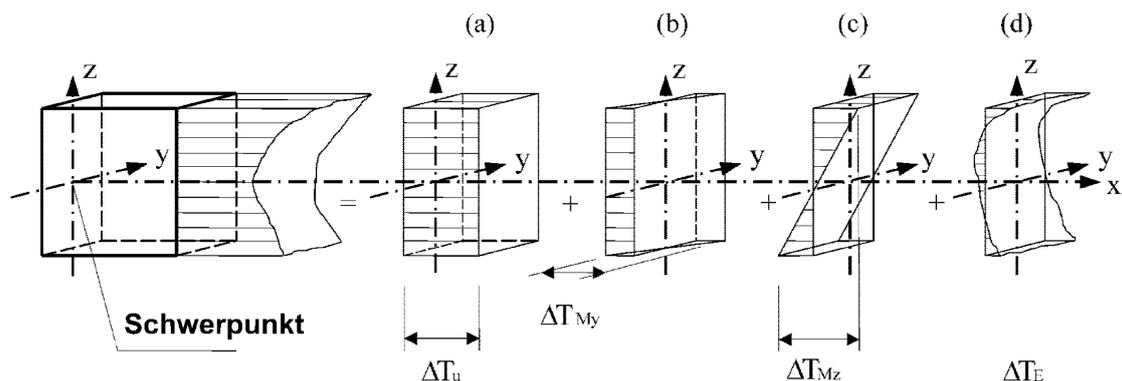


Abbildung 103: Temperaturanteile nach EC1-1-5 Bild 4.1

Außerdem wird nachfolgend eine Feuchteverformung beim Holz berücksichtigt, siehe Abschnitt 9.2.4.

Es gelten die Außenlufttemperaturen $T_{min} = -24^{\circ}\text{C}$ und $T_{max} = +37^{\circ}\text{C}$ (vgl. EC 1-1-5/NA NDP zu 6.1.3.2 (1)).

Je nach Bauart der Brücke sind verschiedene Bauteiltemperaturen anzunehmen. Ein Vergleich der klassischen Verbundbauweise und Holz-Beton-Verbund ist im Abschnitt 8.3.10 erfolgt. Es werden die Einwirkungen für Verbundbrücken (Typ 2) verwendet.

(a) Konstanter Anteil der Temperaturverformungen

Durch die verschiedene Wärmeausdehnung der Komponenten der Verbundbrücke entstehen Zwangsspannungen. Der Ausdehnungskoeffizient für UHPFRC beträgt $\alpha_{TU} = 10^{-5} \frac{1}{K}$.

Der Koeffizient von Nadelholz längs zur Faser beträgt $\alpha_{TBSH} = 0,3$ bis $0,5 \cdot 10^{-5} \frac{1}{K}$ (vgl.[Gro06]). Es wird konservativ $\alpha_{TBSH} = 0,3 \cdot 10^{-5} \frac{1}{K}$ angesetzt.

Für Typ 2 gilt:

$$T_{e,min} = -20^{\circ}C \text{ und}$$

$$T_{e,max} = +41^{\circ}C.$$

Bei der Annahme von einer Aufstelltemperatur von $T_0 = 10^{\circ}C$ ist

$$\Delta T_{N,con} = 30^{\circ}C \text{ und}$$

$$\Delta T_{N,exp} = 31^{\circ}C.$$

Für die Nachweise der Lager und Fahrbahnübergänge müssten weitere Temperaturunterschiede beachtet werden, diese Nachweise werden hier nicht geführt.

Es ergibt sich folgende maximale Dehnung der Materialien nach Temperaturänderung:

$$\epsilon_{U,T} = -30 K \cdot 10^{-5} \frac{1}{K} = -3 \cdot 10^{-4} \quad (331)$$

$$\epsilon_{U,T} = 31 K \cdot 10^{-5} \frac{1}{K} = 3,1 \cdot 10^{-4} \quad (332)$$

$$\epsilon_{H,T} = -30 K \cdot 0,3 \cdot 10^{-5} \frac{1}{K} = -0,9 \cdot 10^{-4} \quad (333)$$

$$\epsilon_{H,T} = 31 K \cdot 0,3 \cdot 10^{-5} \frac{1}{K} = +0,93 \cdot 10^{-4} \quad (334)$$

Es muss also der Unterschied dieser zweier Werte bei der Tragfähigkeit der Brücke berücksichtigt werden:

$$\Delta \epsilon_T = (-3 - (-0,9)) \cdot 10^{-4} = -2,1 \cdot 10^{-4} \quad (335)$$

$$\Delta \epsilon_T = (3,1 - 0,93) \cdot 10^{-4} = 2,17 \cdot 10^{-4} \quad (336)$$

Es wird angenommen, dass die Längenänderung der Brücke auf Grund der verschieblichen Lagerung zu keinen Schnittgrößen führt (vgl. Abschnitt 8.5.10).

(b) Vertikaler linearer Temperaturunterschied

Zusätzlich zum konstanten Temperaturunterschied muss noch ein lineares Temperaturprofil über die Höhe des Brückenträgers berücksichtigt werden.

Dabei gilt für eine wärmere Oberseite im Vergleich zur Unterseite $\Delta T_{M,heat} = 15 \text{ }^\circ\text{C}$ und für eine wärmere Unterseite im Vergleich zur Oberseite $\Delta T_{M,cool} = (-)18 \text{ }^\circ\text{C}$. Diese Werte müssen noch mit einem Faktor zur Berücksichtigung der Belagsdicke multipliziert werden. Weil nur ein sehr dünner Belag aufgebracht wird, wird dieser mit den Faktoren 1,1 und 0,9 berücksichtigt. Die anzusetzenden Temperaturunterschiede sind folgende:

$$\Delta T_{M,heat} = 1,1 \cdot 15^\circ\text{C} = 16,5^\circ\text{C} \tag{337}$$

$$\Delta T_{M,cool} = 0,9 \cdot -18^\circ\text{C} = -16,2^\circ\text{C} \tag{338}$$

Die Temperaturverläufe und resultierenden Verkürzungen sind folgendermaßen ausgeprägt:

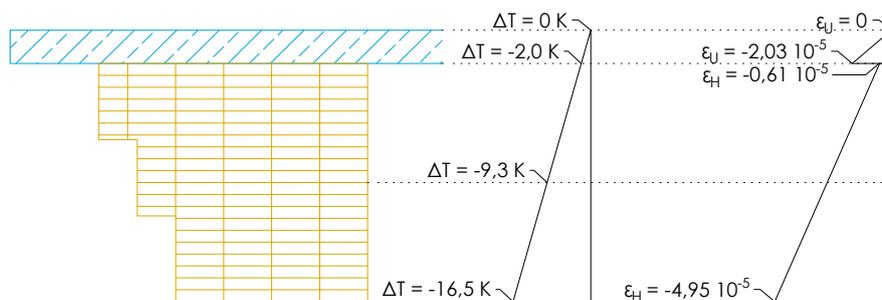


Abbildung 104: Temperatur und Dehnungsverlauf über die Querschnittshöhe (LF Oberseite wärmer als Unterseite)

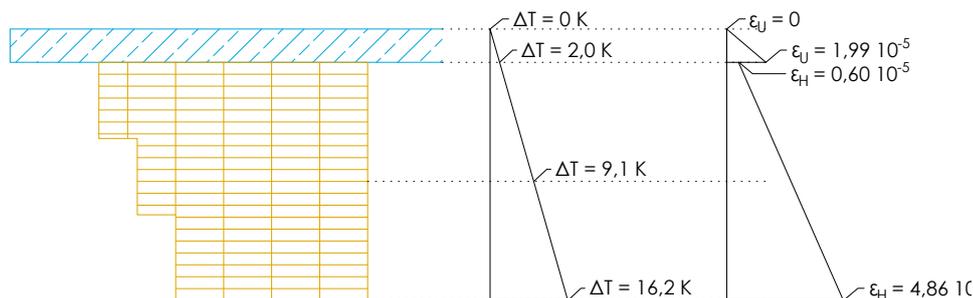


Abbildung 105: Temperatur und Dehnungsverlauf über die Querschnittshöhe (LF Unterseite wärmer als Oberseite)

Die resultierenden Verformungen ergeben sich damit wie folgt:

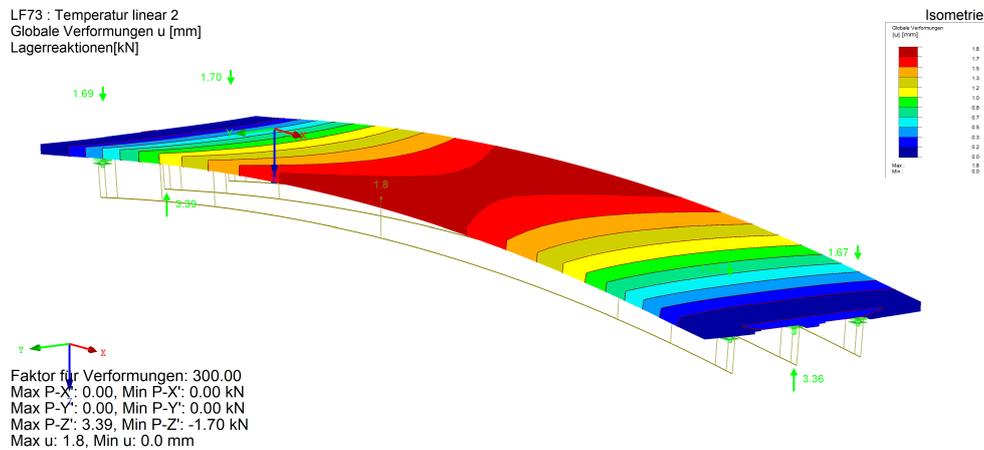


Abbildung 106: Verformungen aus LF Oberseite wärmer als Unterseite

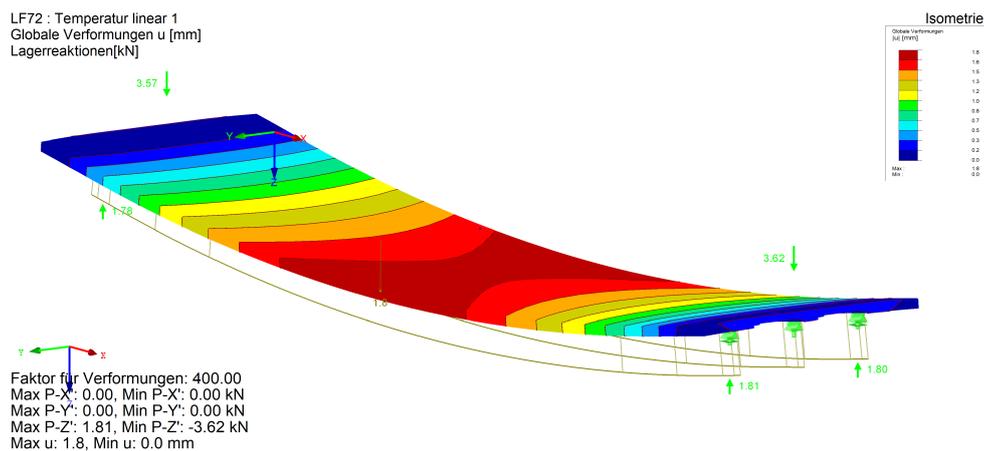


Abbildung 107: Verformungen aus LF Unterseite wärmer als Oberseite

(c) Horizontaler linearer Temperaturunterschied

Ein horizontaler Temperaturunterschied wird im Folgenden nicht berücksichtigt, weil es nicht zu erwarten ist, dass eine Seite stärker der Sonneneinstrahlung ausgesetzt wird (vgl. EC1-1-5 6.1.4.3(1)).

(d) Nicht-linear veränderlicher Temperaturanteil

Ein nicht-linear veränderlicher Temperaturanteil ist aufgrund der geringen Bauteildicke wenig ausgeprägt. Die Eigenspannungen werden durch einen ausreichenden Faseranteil aufgenommen. Es wird angenommen, dass keine nicht-linearen Temperaturunterschiede auftreten.

(e) Kombination Temperaturlasten

Der Lastfall Temperaturanstieg und Oberseite wärmer als Unterseite haben das gleiche Vorzeichen der Verformung. Die Kombination der beiden Lastfälle führt zu den größten Schnittgrößen, demzufolge wird diese Kombination maßgebend. Gleiches gilt für die Lastkombination aus Temperaturabfall und Unterseite wärmer als Oberseite.

Im Folgenden wird die Kombination aus Temperaturanstieg und Oberseite wärmer als Unterseite nur noch als „Kombination Temperaturanstieg“ bezeichnet. Die andere Kombination bekommt den Namen „Kombination Temperaturabfall“. Nach EC1-1-5 6.1.5 gelten folgenden Kombinationen:

$$\Delta T_{M,cool} + \omega_N \cdot \Delta T_{N,expand} \quad (339)$$

$$\omega_M \cdot \Delta T_{M,cool} + \Delta T_{N,expand} \quad (340)$$

sowie:

$$\Delta T_{M,heat} + \omega_N \cdot \Delta T_{N,con} \quad (341)$$

$$\omega_M \cdot \Delta T_{M,heat} + \Delta T_{N,con} \quad (342)$$

Temperaturverformungen sind direkt proportional zu den Verformungen. Es gilt somit auch:

$$\Delta \epsilon_{M,cool} + \omega_N \cdot \Delta \epsilon_{N,expand} \quad (343)$$

$$\omega_M \cdot \Delta \epsilon_{M,cool} + \Delta \epsilon_{N,expand} \quad (344)$$

sowie:

$$\Delta \epsilon_{M,heat} + \omega_N \cdot \Delta \epsilon_{N,con} \quad (345)$$

$$\omega_M \cdot \Delta \epsilon_{M,heat} + \Delta \epsilon_{N,con} \quad (346)$$

mit:

$$\Delta \epsilon_{M,cool} = -3,0 \cdot 10^{-4} \quad (347)$$

$$\Delta \epsilon_{N,expand} = +3,1 \cdot 10^{-4} \quad (348)$$

$$\Delta \epsilon_{M,heat,UHFB} = 1,99 \cdot 10^{-5} \quad (349)$$

$$\Delta \epsilon_{M,heat,BSH} = 4,86 \cdot 10^{-5} \quad (350)$$

$$\Delta \epsilon_{N,con,UHFB} = -2,03 \cdot 10^{-5} \quad (351)$$

$$\Delta \epsilon_{N,con,UHFB} = -4,95 \cdot 10^{-5} \quad (352)$$

$$\omega_N = 0,35 \quad (353)$$

$$\omega_M = 0,75 \quad (354)$$

Der ungünstigere Fall ist maßgebend; dieser tritt bei Abminderung des linear veränderlichen Temperaturanteils auf, d.h. wann die Veränderung der Dehnungen von Oberkante zur Unterkante des Verbundträgers am größten ist.

Es ergeben sich die folgenden Dehnungsdiagramme:

9 Alternativbetrachtung einer UHPFRC-Holz-Verbund-Brücke

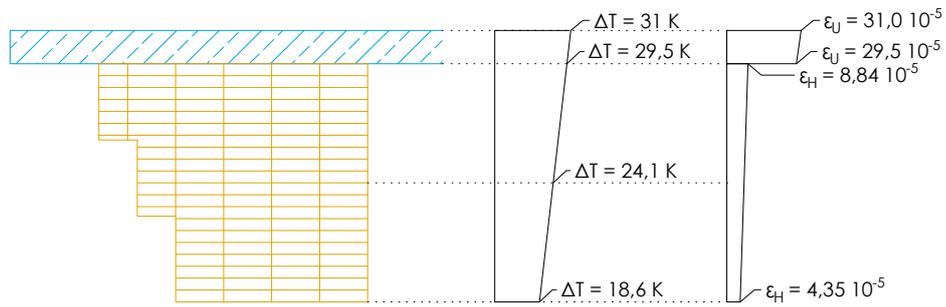


Abbildung 108: Temperatur und Dehnungsverlauf über die Querschnittshöhe (Kombination Temperaturanstieg)

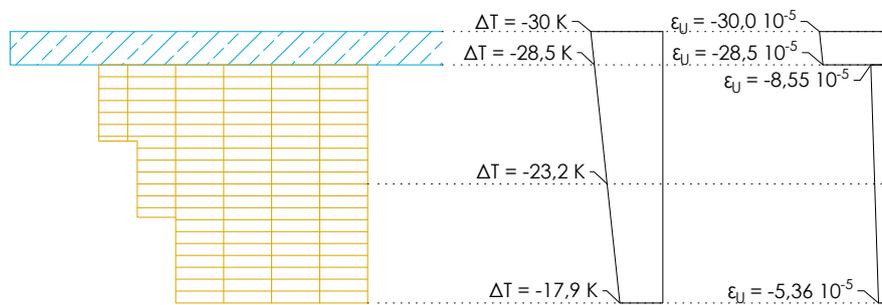


Abbildung 109: Temperatur und Dehnungsverlauf über die Querschnittshöhe (Kombination Temperaturabfall)

Die resultierenden Verformungen sind folgende:

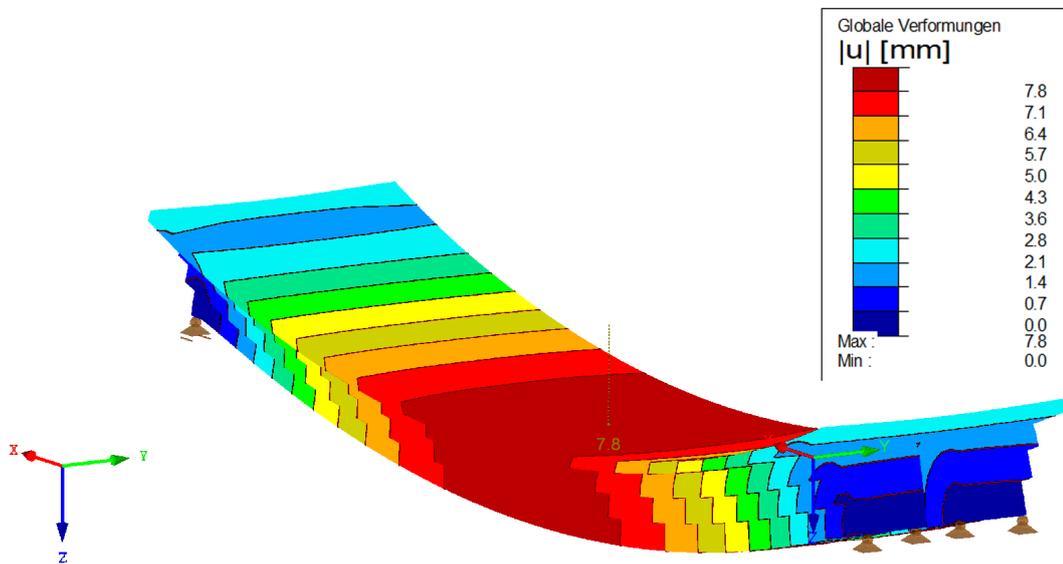


Abbildung 110: Resultierende Verformungen aus der Kombination Temperaturabfall

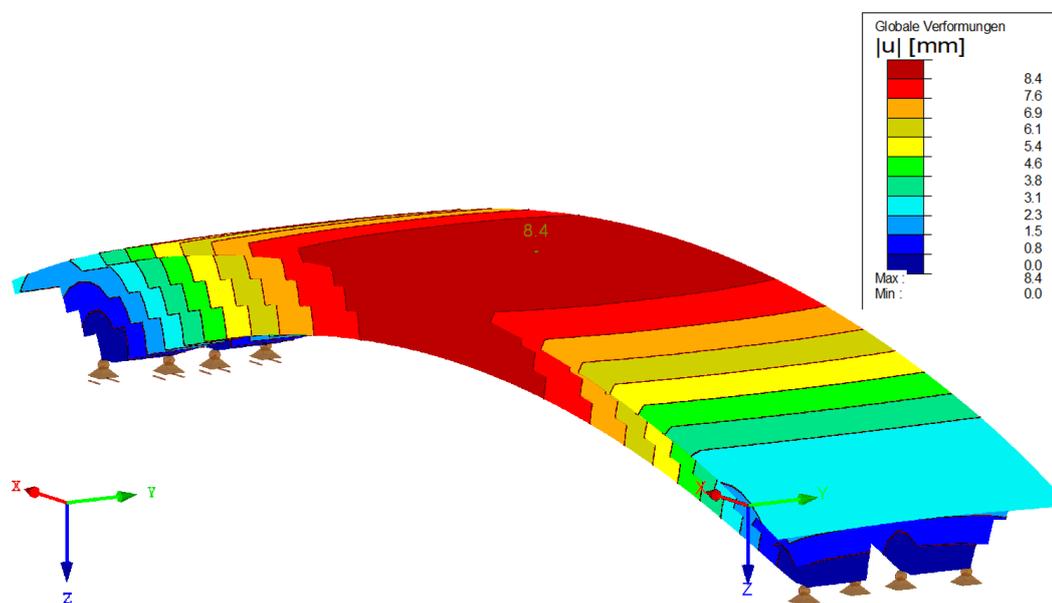


Abbildung 111: Resultierende Verformungen aus der Kombination Temperaturanstieg

9.2.4 Feuchteverformungen

Holz verformt sich durch Holzfeuchteveränderungen in Folge von Luftfeuchteänderungen der Umgebung.

In Querrichtung zur Holzfaser ist die geometrische Änderung durch Feuchteeinfluss am stärksten ausgeprägt. Für die hier betrachtete Brücke spielt diese Änderung in Querrichtung nur eine untergeordnete Rolle, weshalb nur das weitaus geringere Längsdehnungs- und Längsschwindmaß berücksichtigt wird.

Das maximale Schwindmaß längs zur Faser kann bei Fichte zu 0,01 %/% angenommen werden (vgl. [Pro11] und DIN EN 14080). Eine Holzfeuchteänderung zwischen 10 und 20% sind in der Nutzungsklasse 2 (NKL 2) zu erwarten. Es konnte bei der Messung von Bestandsbrücken eine weitaus geringere Holzfeuchteschwankungen beobachtet werden (vgl. [MFF14]).

Zudem ist die Holzfeuchteänderung stark davon abhängig, welches Verhältnis von Oberflächen zu Querschnittsfläche der Holzbinder hat. Es wird im Folgenden davon ausgegangen, dass ein Feuchteeintrag in den Holzbinder nur seitlich und von unten stattfinden kann. Von oben ist der Eintrag durch die UHPFRC-Platte behindert. Es soll weitergehend sichergestellt werden, dass beim Betonieren kein oder nur geringe Mengen an Wasser den Holzbinder erreichen.

Es ergeben sich folgende Holzfeuchten bei Einbeziehung der Querschnittsabmessungen:

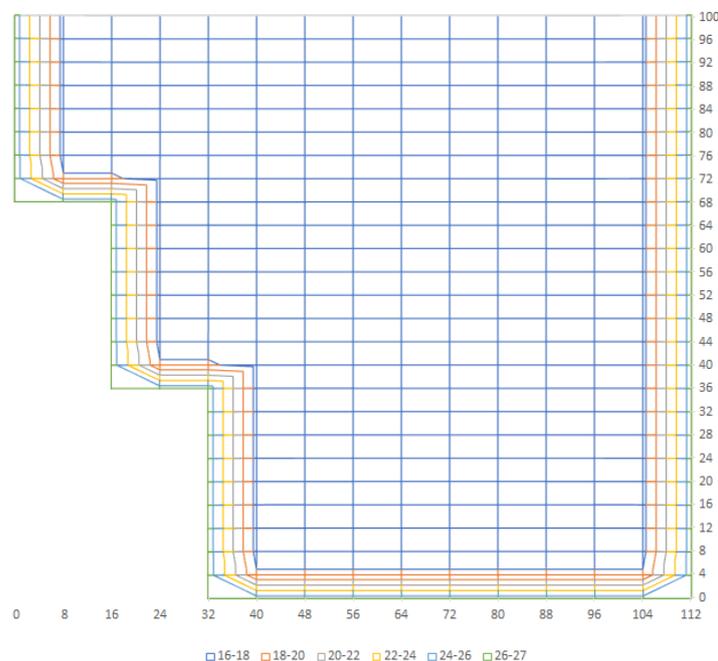


Abbildung 112: maximale Holzfeuchten im Querschnitt

9 Alternativbetrachtung einer UHPFRC-Holz-Verbund-Brücke

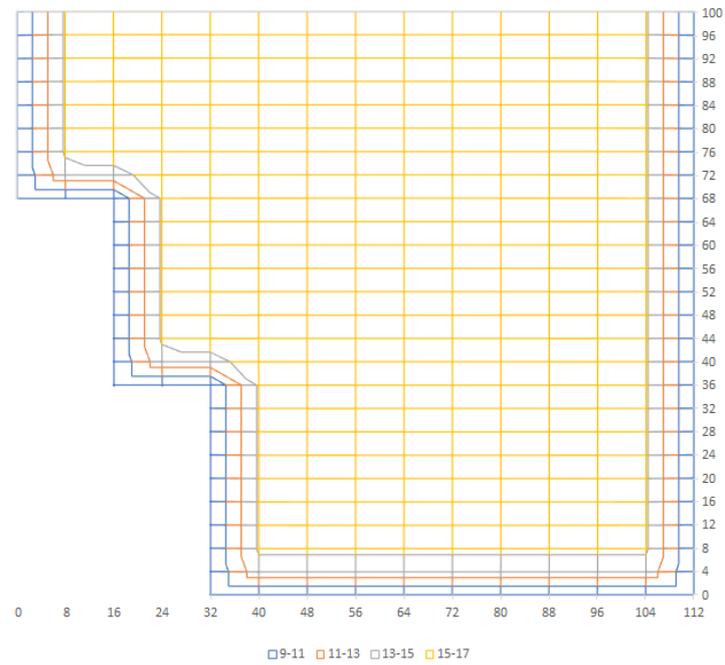


Abbildung 113: minimale Holzfeuchten im Querschnitt

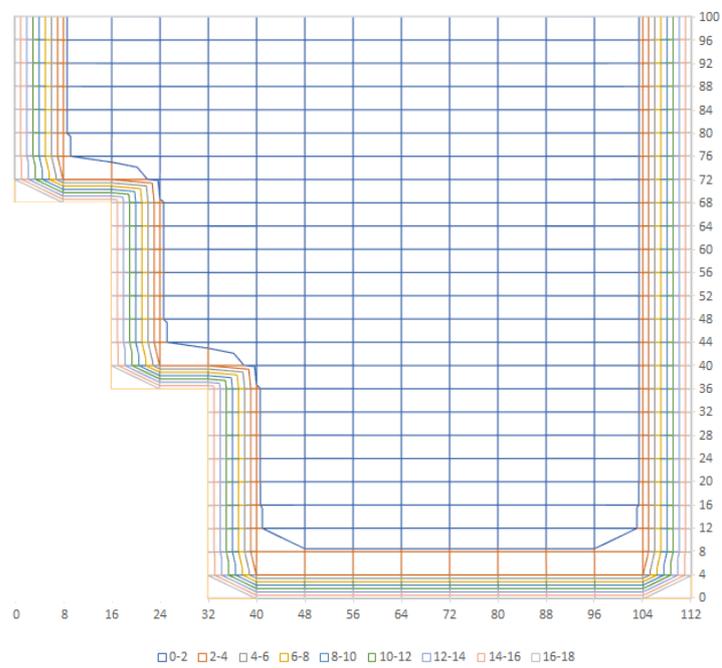


Abbildung 114: Δ -Holzfeuchte (zwischen min/max)

Bei Berücksichtigung der Flächenanteile ergeben sich folgende mittlere Holzfeuchten:

Tabelle 69: Flächenbezogene gemittelte Holzfeuchten (HF)

	HF in [%]
maximale Holzfeuchte	17,99
minimale Holzfeuchte	15,10
Δ Holzfeuchte	2,89

Die Holzfeuchte-Varianz ist deutlich geringer ausgeprägt, als die ursprünglich angenommene +/- 5 %. Konservativ wird hier nun von +/-2 % ausgegangen. Vor Einbau soll zudem darauf geachtet werden, dass die Ausgleichsfeuchte der Umgebung nicht zu stark von der Einbauholzfeuchte abweicht. Im Folgenden wird davon ausgegangen, dass die Holzfeuchte zum Zeitpunkt des Einbaus 16,5 % entspricht. Weiterhin wird eine Schwankung von 14,5 bis 18,5 % Holzfeuchte angesetzt. Bei genauer Kenntnis der Umgebungsbedingungen kann dieser Wert noch weiter abgemindert werden. Es ergibt sich folgende maximale Längenänderung nach Feuchteänderung:

$$\epsilon_{HF, sch} = \pm 2\% \cdot 0,01\%/ \% = \pm 0,020\% = \pm 20 \cdot 10^{-5} \quad (355)$$

Auf eine Länge von 15,4 m entspricht das $\pm 0,31$ cm.

Die Verformungen in Querrichtung sind etwa 25-mal größer. Bei der Trägerhöhe von 1,0 m sind Feuchteverformungen von $\Delta h = 1,0m \cdot 0,25\%/ \% \cdot \pm 2\% = \pm 0,5$ cm theoretisch möglich, diese werden jedoch teilweise durch die aufliegende Last behindert (maximale Quelldruckspannungen, vgl. [Pro11]).

Die Feuchteverformungen sollen immer mit Temperaturverformungen kombiniert werden. Hierbei führt die Kombination aus Temperaturabfall und Feuchtezunahme immer zu größeren Spannungen und Verformungen. Gleiches gilt für die Kombination aus Temperaturanstieg und Feuchteabnahme.

9.2.5 Verkehrslasten - maximale Querkraft

Die ungünstigste Position der Einzellasten ist abhängig von der Holzträgerhöhe. Maximal wird diese bei dem Abstand h (Trägerhöhe) vom Auflagerrand:

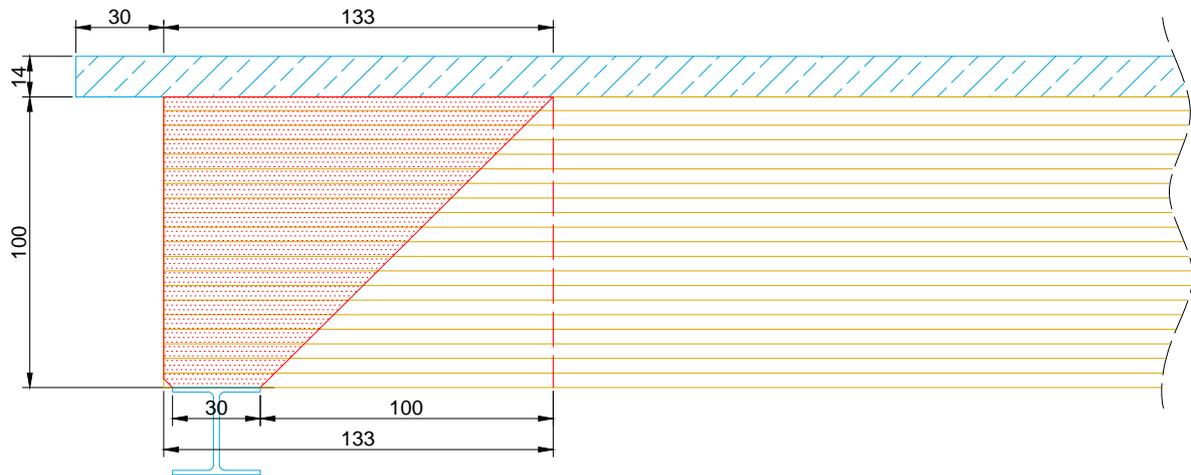


Abbildung 115: Lastausbreitung über den Auflager für maßgebende Querkraft

9.3 Nachweise und Sicherheitsbeiwerte

9.3.1 Allgemeines

Die Nachweise sind zum großen Teil identisch mit denen, die in Abschnitt 8 geführt werden mussten (vgl. Abschnitt 8.5).

Folgende wesentliche Unterschiede werden getroffen:

1. Unterscheidung von Temperatur und Feuchteverformungen
2. Untersuchung verschiedener Schubverbinder

Im Anhang unter Abschnitt 9 sind für alle Lastkombinationen die zugehörigen Programmausgaben zu finden.

9.3.2 Bemessungsgrundlagen im GZT

Die Bemessung erfolgt über FEM. Die Ausgabe der FEM-Ergebnisse wurde im Folgenden aufbereitet, indem jeweils die Extrema untersucht werden.

Als relevante Festigkeit des Holzes wurden die Werte für Druck- und Zugfestigkeit gewählt, obwohl die vorwiegende Einwirkung aus der Biegebeanspruchung des Trägers stammt. Die Nachweise liegen auf der sicheren Seite, da die Biegefestigkeit von BSH deutlich höher ist als Druck oder Zugfestigkeit. Für das hier verwendete GL28c gelten folgende Werte:

$$\begin{aligned}
 \text{Biegefestigkeit: } f_{m,g,k} &= 28 \text{ N/mm}^2 \\
 \text{Zugfestigkeit: } f_{t,0,g,k} &= 19,5 \text{ N/mm}^2 \\
 \text{Druckfestigkeit: } f_{c,0,g,k} &= 24 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

Falls ein Nachweis nicht erfüllt ist, können für Holz aus den Extremen die Normalkraft und das Moment in Feldmitte zurückgeführt werden. Hierbei genügen als Eingangswerte die Spannungen oben und unten, sowie das Flächenträgheitsmoment (I_y), die Querschnittsfläche (A), der Querschnittsschwerpunkt (\hat{z}) und die Querschnittshöhe (h):

$$\sigma_i = \frac{M_y}{I_y} \cdot z_i + \frac{N}{A} \quad (356)$$

$$z_{top} = -\hat{z} \quad (357)$$

$$z_{bottom} = h - \hat{z} \quad (358)$$

Somit gilt:

$$\sigma_{x,top} - \sigma_{x,bottom} = \frac{M_y}{I_y} \cdot (z_{top} - z_{bottom}) + \frac{N}{A} - \frac{N}{A} \quad (359)$$

$$\sigma_{x,top} - \sigma_{x,bottom} = \frac{M_y}{I_y} \cdot (z_{top} - z_{bottom}) \quad (360)$$

$$M_y = \frac{\sigma_{x,top} - \sigma_{x,bottom}}{z_{top} - z_{bottom}} \cdot I_y \quad (361)$$

$$N = A \cdot \left(\sigma_i - \frac{M_y}{I_y} \cdot z_i \right) \quad (362)$$

Der Ausnutzungsgrad vom Holz ergibt sich je nach Vorzeichen der Normalkraft. Bei Druckkräften ($N \leq 0$) gilt:

$$\eta = \left(\frac{|N|/A}{f_{c,0,d}} \right)^2 + \frac{M_y/I_y \cdot z_i}{f_{m,y,d}} \quad (363)$$

Bei Zugkraft gilt ($N > 0$) gilt:

$$\eta = \frac{N/A}{f_{c,0,d}} + \frac{M_y/I_y \cdot z_i}{f_{m,y,d}} \quad (364)$$

9.3.3 Stabilitätsprobleme

Effektiv wirkt der Brückenquerschnitt wie ein Plattenbalken.

Die beiden Bauteile Betonplatte und Holzbinder können theoretisch Stabilitätsprobleme bekommen.

Fahrbahnplatte

Die vorwiegend auf Druck beanspruchte Betonplatte wird kontinuierlich von dem unterhalb liegenden Holzbinder in z-Richtung gehalten, dass heißt ein Knicken in diese Richtung kann ausgeschlossen werden. Das Knicken in y-Richtung kann ebenfalls ausgeschlossen werden, da hier die Trägerhöhe von 3,6 m auf eine Spannweite von 15,6 m wirkt.

Eine Beulproblematik kann durch die gegebene Plattendicke von 14 cm, die kontinuierliche Halterung bei den Bindern und geringe Ausnutzung der Druckfestigkeit ausgeschlossen werden.

Holzbinder

Der Holzbinder ist theoretisch Knick- und Biegedrillknick gefährdet. Ein Knicken in y-Richtung (um z) kann durch die Halterung an der Betonplatte ausgeschlossen werden, gleiches gilt für Biegedrillknicken bei Last von oben.

Knicken in z-Achse (um y) des Gesamtquerschnitts ist denkbar.

Biegedrillknicken des Trägers bei Belastung in negative Z-Richtung (Temperatur und Feuchteverformung) ist außerdem möglich.

Holzbinder - Knicken um y-Achse

Der Holzbinder wird in manchen Lastfällen auf Druck bzw. Druck und Biegung belastet. Durch die Rückrechnung der Spannungen können die Normalkraft- und Momenteinwirkungen voneinander getrennt werden (vgl. Abschnitt 9.3.2).

Besonders interessant sind hierfür die Lastfälle mit wenig Auflast. Bei Lastfällen mit Auflast wird in der Regel der Holzbinder (aufgrund der Verbundwirkung neben der Biegebeanspruchung) auf Zug belastet. Das Knicken kann tabellarisch ausgewertet werden:

Tabelle 70: Knickbeiwerte k_c ; Auszug aus Schneider Bautabellen [Sch18]

λ	C 24	GL 24		GL 28		GL 32	
		c	h	c	h	c	h
15	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
20	0,991	1,000	0,998	1,000	0,998	0,999	0,998
25	0,970	0,992	0,989	0,991	0,988	0,990	0,988
30	0,947	0,982	0,978	0,981	0,977	0,980	0,977
35	0,919	0,971	0,965	0,969	0,964	0,968	0,964
40	0,885	0,958	0,949	0,954	0,947	0,953	0,947
45	0,844	0,940	0,927	0,936	0,925	0,934	0,925
50	0,794	0,918	0,898	0,911	0,895	0,909	0,894
55	0,736	0,888	0,858	0,878	0,854	0,874	0,852
60	0,673	0,848	0,806	0,833	0,800	0,828	0,798
65	0,610	0,796	0,743	0,777	0,735	0,771	0,733
70	0,550	0,736	0,675	0,713	0,667	0,706	0,664
75	0,495	0,673	0,609	0,648	0,601	0,641	0,598
80	0,446	0,611	0,548	0,587	0,541	0,580	0,538
85	0,403	0,554	0,494	0,531	0,487	0,524	0,484
90	0,365	0,502	0,446	0,480	0,440	0,474	0,437
95	0,332	0,456	0,404	0,436	0,398	0,430	0,396
100	0,303	0,416	0,368	0,397	0,362	0,391	0,360
105	0,277	0,380	0,336	0,363	0,331	0,358	0,329
110	0,254	0,349	0,307	0,332	0,303	0,328	0,301
115	0,234	0,321	0,283	0,306	0,278	0,301	0,276
120	0,216	0,296	0,260	0,282	0,256	0,278	0,255
125	0,200	0,274	0,241	0,261	0,237	0,257	0,236
130	0,186	0,254	0,223	0,242	0,220	0,238	0,218
135	0,173	0,236	0,208	0,225	0,204	0,222	0,203
140	0,162	0,220	0,193	0,210	0,190	0,207	0,189
145	0,151	0,206	0,181	0,196	0,178	0,193	0,177
150	0,142	0,193	0,169	0,183	0,167	0,181	0,165

Der Eingangswert λ für Tabelle 70 errechnet sich wie folgt:

$$\lambda = l_{ef}/i \tag{365}$$

$$= 15,4 \text{ m}/0,29 \text{ m} = 53,7 \tag{366}$$

$$l_{ef} = l \cdot \beta \tag{367}$$

$$= 15,4 \text{ m} \cdot 1 = 15,4 \text{ m} \tag{368}$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} \tag{369}$$

$$= \sqrt{\frac{7\,848\,830 \text{ cm}^4}{9\,536 \text{ cm}^2}} = 28,7 \text{ cm} \tag{370}$$

Flächenträgheitsmoment und Flächeninhalt sind mithilfe eines Querschnittrechners genau ermittelt worden. Bei Ansatz eines Rechteck-Querschnitts mit der Höhe 100 cm und einer Breite von 80 cm ist das Ergebnis nur geringfügig anders ($\lambda = 53,8$).

Auf der sicheren Seite liegend ergibt sich k_c zu 0,878. Die Druckfestigkeit wird somit um etwas über 12% abgemindert.

Bei der Untersuchung der Holzbinder in Kombination mit den GSA Verbindern ergeben sich folgende Spannungen und Ausnutzungsgrade:

Tabelle 71: Ergebnisse Spannungsrückführung
(OK = (Binder-) Oberkante, UK = (Binder-) Unterkante)

	k_{mod}	N [kN]	M [kNm]	Spannung in [N/mm^2]			Ausnutzung	
				$\sigma_{c,d}$	OK $\sigma_{m,y,d}$	UK $\sigma_{m,y,d}$	OK	UK
LK1	0,6	-430	587	-0,45	-3,46	4,02	6%	0%
LK2	0,8	260	255	0,27	-1,50	1,75	-	-
LK3	0,8	-1084	902	-1,14	-5,31	6,18	11%	0%
LK4	0,9	1911	837	2,00	-4,93	5,74	-	-
LK5	0,9	619	1475	0,65	-8,69	10,10	-	-
LK6	0,9	2628	1304	2,76	-7,69	8,93	-	-
LK7	0,9	1853	1686	1,94	-9,93	11,55	-	-
LK8	0,9	2112	877	2,22	-5,17	6,00	-	-
LK9	0,9	821	1512	0,86	-8,91	10,36	-	-
LK10	0,9	1704	799	1,79	-4,71	5,47	-	-
LK11	1,0	417	1436	0,44	-8,46	9,83	-	-
LK12	1,0	2187	1508	2,29	-8,88	10,33	-	-
LK13	1,0	2269	1494	2,38	-8,80	10,23	-	-
LK14	1,0	1180	1176	1,24	-6,93	8,05	-	-
LK15	1,0	1372	1162	1,44	-6,85	7,96	-	-

Die einzigen Lastfälle, in denen eine negative Normalkraft (in x) entsteht, sind LK1 und LK 3. In allen anderen Lastkombinationen wird der Holzbinder auf Zug (und Biegung) beansprucht, was dazu führt, dass kein Knickproblem auftreten kann. Es wird in diesen Fällen kein Ausnutzungsgrad angegeben (vgl. Tabelle 71).

Die Beanspruchung des Binders aus Biegung und Normalkraft ist bei LK 1 und LK 3 zu sämtlichen Zeitpunkten unter 50%. Das Knicken um die y-Achse kann somit auch ausgeschlossen werden. Der Knicknachweis ist zudem weit auf der sicheren Seite, da als Flächenträgheitsmoment der Binder allein angesetzt wurde, obwohl eine Verbundtragwirkung vorliegt.

Holzbinder - Biegedrillknicken um y-Achse

Biegedrillknicken wird vor allem bei schlanken ($h \gg b$) und weitgespannten Trägern maßgebend, in dem vorliegenden Fall liegt eine weite Spannweite mit 15,4 m vor, jedoch

9 Alternativbetrachtung einer UHPFRC-Holz-Verbund-Brücke

ist das Verhältnis von Breite zu Höhe an der schmalsten Stelle $\frac{h}{b} = \frac{100 \text{ cm}}{80 \text{ cm}} = 1,25$ eher gering.

Der normale Biegenachweis wird beim Biegedrillknicken (= Kippen) um den Faktor k_{krit} erweitert.

Bei dem Querschnitt und der Holzgüte GL 28c, ergibt sich folgender Eingangswert:

$$\frac{l_{ef} \cdot h}{b^2} = \frac{1540 \cdot 100}{80^2} \quad (371)$$

$$= 24,06 \quad (372)$$

Tabelle 72: Kippbeiwerte k_{crit} aus [Sch18]

$\frac{l_{ef} \cdot h}{b^2}$	C 24	GL 24		GL 28		GL 32	
		c	h	c	h	c	h
140	0,988	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
160	0,948	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
180	0,911	1,000	1,000	1,000	1,000	0,994	1,000
200	0,876	0,983	1,000	0,979	0,990	0,964	0,976
220	0,843	0,955	0,984	0,951	0,963	0,935	0,948
240	0,811	0,928	0,958	0,924	0,936	0,907	0,921
260	0,780	0,902	0,934	0,898	0,911	0,880	0,895
280	0,751	0,877	0,910	0,873	0,886	0,855	0,870
300	0,722	0,853	0,887	0,848	0,862	0,830	0,845
320	0,695	0,830	0,865	0,825	0,840	0,806	0,822
340	0,668	0,807	0,844	0,802	0,817	0,783	0,799
360	0,642	0,786	0,823	0,780	0,796	0,760	0,777
380	0,617	0,764	0,803	0,759	0,775	0,738	0,756
400	0,593	0,744	0,783	0,738	0,755	0,717	0,735
450	0,534	0,694	0,736	0,688	0,706	0,666	0,685
500	0,481	0,647	0,692	0,641	0,659	0,617	0,637
550	0,437	0,603	0,649	0,596	0,615	0,571	0,592
600	0,401	0,560	0,609	0,554	0,573	0,527	0,549
650	0,370	0,519	0,570	0,513	0,533	0,487	0,508
700	0,343	0,482	0,533	0,476	0,495	0,452	0,472
750	0,321	0,450	0,497	0,444	0,462	0,422	0,440
800	0,301	0,422	0,466	0,417	0,433	0,396	0,413
850	0,283	0,397	0,439	0,392	0,408	0,372	0,389
900	0,267	0,375	0,414	0,370	0,385	0,352	0,367
950	0,253	0,355	0,393	0,351	0,365	0,333	0,348
1000	0,240	0,338	0,373	0,333	0,347	0,316	0,330

Das Stabilitätsversagen Kippen muss bei dem vorliegenden Querschnitt nicht beachtet werden, da keine Abminderung getroffen werden muss.

9.3.4 Vorkrümmung

Um die Verformungen aus Eigengewicht (w_G) und Schwinden (w_{Sch}) auszugleichen, ist es vorgesehen, den Blockbinder vorzukurven. Dies wird durch Biegung von mehreren Brettern bzw. Balken erreicht, die verklebt einen gebogenen Hauptträger ergeben. Das Maß der Vorkrümmung wird für den Lastfall Eigengewicht und Schwinden mittels der FEM Berechnung ohne die Berücksichtigung von Kriechen berechnet.

Langfristiges Kriechen führt zu deutlich größeren Verformungen. Der Anteil der Kriechverformung geht dabei stark zurück, sodass der Einfluss des Eigengewichts an Bedeutung gewinnt.

Zu verschiedenen Zeitpunkten entsteht folgende vertikale Verformung, was damit gleichzeitig das Maß der erforderlichen Vorkrümmung definiert:

Tabelle 73: maximale Durchbiegung, zeitabhängig

	w_G [mm]	w_{Sch} [mm]	w_{ges} [mm]
t = 0, kein Verbund	8,4	0	8,4
t = 90 d	3,6	12,4	16,0
t = ∞	8	10,2	18,2

Das Vorliegen eines Holz-UHPFRC-Verbundes hat einen entscheidenden Einfluss auf den Betrag und die Zusammensetzung der Verformungskomponenten. Wenn kein oder ein schwacher Verbund vorliegt, ist die Gesamtsteifigkeit des Querschnitts gering; je nach Schubverbindertyp ergeben sich dann andere erforderliche Vorkrümmungen. Das Ergebnis dazu ist in Abschnitt 9.7 aufgelistet.

9.3.5 Bemessung der Auflagerpressung

Bei Verwendung der Laststellung für die maximale Querkraft ergibt sich eine maximale Bemessungsauflagerkraft von 843,44 kN (LK 27 - KLED kurz, $t = \infty$) bzw. 927,25 kN (LK 33 - KLED kurz/sehr kurz, $t = 90$ d). Andere Lastfälle mit anderen KLEDs sind nicht maßgebend.

Es wird eine Breite von 78 cm angesetzt. Die tatsächliche Trägerbreite im unteren Teil beträgt 80 cm, davon wird jedoch die Tropfnase abgezogen (vgl. Abbildung 139). Die erforderliche Auflagerlänge ergibt sich zu 30 cm, wie nachfolgend gezeigt wird:

$$\eta = \frac{\sigma_{c,90,d}}{k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}} \quad (373)$$

$$= \frac{3,00}{1,75 \cdot 1,73 \text{ N/mm}^2} = 99,2\% \quad (\text{LK 27}) \quad (374)$$

$$= \frac{3,30}{1,75 \cdot 1,92 \text{ N/mm}^2} = 98,1\% \quad (\text{LK 33}) \quad (375)$$

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{c,90,d}}{A_{ef}} \quad (376)$$

$$= \frac{846,08 \text{ kN}}{2808 \text{ cm}^2} = 3,00 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{LK 27}) \quad (377)$$

$$= \frac{927,25 \text{ kN}}{2808 \text{ cm}^2} = 3,30 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{LK 33}) \quad (378)$$

$$k_{c,90} = 1,75 \quad (379)$$

$$f_{c,90,d} = k_{mod} \cdot f_{c,90,k} / \gamma_m \quad (380)$$

$$= 0,9 \cdot 2,5 \text{ N/mm}^2 / 1,3 = 1,73 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{LK 27}) \quad (381)$$

$$= 1,0 \cdot 2,5 \text{ N/mm}^2 / 1,3 = 1,92 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{LK 33}) \quad (382)$$

mit:

$$A_{ef} = l_{ef} \cdot b = 36 \text{ cm} \cdot 78 \text{ cm} = 2808 \text{ cm}^2 \quad (383)$$

$$l_{ef} = l + u_1 + u_2 = 30 \text{ cm} + 3 \text{ cm} + 3 \text{ cm} = 36 \text{ cm} \quad (384)$$

$$u_{1/2} = 30 \text{ mm} \quad (385)$$

$$l = 30 \text{ cm} \quad (386)$$

Der Nachweis für die Querdruckpressung im Holz ist somit erfüllt.

Es wird angenommen, dass die Unterkonstruktion mindestens genauso tragfähig ist.

9.3.6 Bemessung des Anprall - GZT (A)

Im Abschnitt 8.3.11 konnte die Absturzsicherung wegen der unzureichenden Tragfähigkeit, nicht nachgewiesen werden.

Hier wird nun der Ansatz gewählt, das entstehende Moment über Bewehrungsstäbe weiterzuleiten. Die Bewehrungsstäbe reichen damit von einer Brückenseite zur anderen, sodass die Zugspannung vollständig in Druckspannungen umgewandelt werden können.

Die Einwirkung ist abhängig von der Nachgiebigkeit des Systems und der Höhe der Schutzeinrichtung. Für das vorliegende Beispiel wurde eine Schutzeinrichtung gewählt, die 0,75 m oberhalb der Fahrbahnplatte endet. Das Geländer, das als Absturzsicherung für den Fuß- und Radverkehr wirken soll, hat eine Höhe von 1,20 m.

Es wird angenommen, dass das Geländer eine hohe Nachgiebigkeit hat und in Klasse A (EC1-2, Tab. 4.9) eingeordnet werden kann; die resultierende Kraft entspricht 100 kN. Zudem ergibt sich durch die Höhe ein Hebelarm von 0,65 m (vgl. EC1-2 4.7.3.3 (1)).

Es werden drei verschiedene Varianten zur Aufnahme der Zugkräfte untersucht.

- (I) Bewehrung in Platte
- (II) Anschluss an Holzbinder
- (III) Anschluss an Platte und Holzbinder

(I) Bewehrung in Platte

Das resultierende Moment bezogen auf den Plattenmittelpunkt ergibt sich wie folgt:

$$M_{Ed} = e \cdot 100 \text{ kN} \quad (387)$$

$$= 0,72 \text{ m} \cdot 100 \text{ kN} = 72 \text{ kNm} \quad (388)$$

$$e = h_S + h_P/2 \quad (389)$$

$$= 0,65 \text{ m} + 0,14 \text{ m}/2 = 0,72 \text{ m} \quad (390)$$

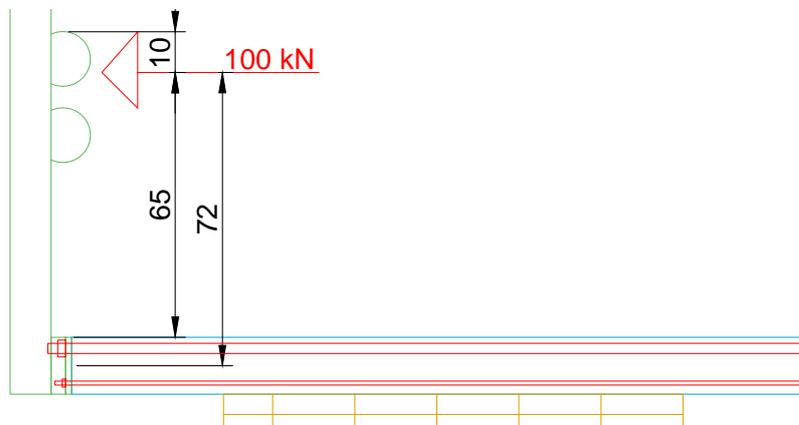


Abbildung 116: Querschnittsdarstellung der Bewehrungsführung

Um einen maximalen Hebelarm zu erreichen, wurden die Zugstäbe möglichst weit nach außen gesetzt. Der Zugstab ist ein Bewehrungsstab, der mit Beton bedeckt sein muss. Die SIA 2052 gibt als Bewehrungsüberdeckung $c_{nom} = 15 \text{ mm}$ an. Bei $\varnothing 25$ ist das ($c_{nom} + 0,5 \varnothing = 15 \text{ mm} + 25 \text{ mm}/2 = 27,5 \text{ mm}$):

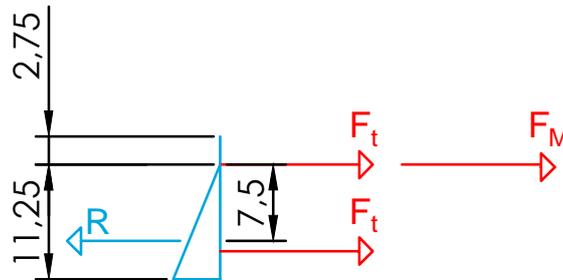


Abbildung 117: Kräfteverteilung an Plattenrand

Der Hebelarm zwischen Zugstab und Druckkraft ergibt sich durch Berechnung der Resultierenden in der Druckzone (in Abbildung 117 blau dargestellt).

$$e_{pl} = 11,25 \text{ cm} \cdot 2/3 = 7,5 \text{ cm} \quad (391)$$

„Der lichte Abstand zwischen zwei Bewehrungsstäben oder zwei Spanngliedern beträgt mindestens 20 mm oder 1,5-mal die Faserlänge. Der grössere Wert ist massgebend.“[Oes21] Die Länge der Stahlfasern von den hier angenommenen UHPFRC AHADUR beträgt 12,5 mm. Somit ergibt sich der notwendige lichte Abstand wie folgt:

$$a_B = \max \left\{ \begin{array}{l} 20 \text{ mm} \\ 1,5 \cdot 12,5 \text{ mm} = 18,75 \text{ mm} \end{array} \right. \quad (392)$$

$$= 20 \text{ mm} \quad (393)$$

Die resultierenden Kräfte lassen sich einfach berechnen:

$$F_t = F/n \quad (394)$$

$$= 100 \text{ kN}/2 = 50 \text{ kN} \quad (395)$$

$$F_M = \frac{M}{e_{pl}} \quad (396)$$

$$= \frac{72 \text{ kNm}}{0,075 \text{ m}} = 960 \text{ kN} \quad (397)$$

Die oberen Zugstäbe müssen somit $960 + 50 = 1010 \text{ kN}$ aufnehmen können. Dafür werden $5\varnothing 25$ notwendig:

$$n_{\varnothing 25} \geq \frac{F_{ges}}{A_S \cdot f_y, k} \quad (398)$$

$$\geq \frac{1010 \text{ kN}}{4,91 \text{ cm}^2 \cdot 50 \text{ kN/cm}^2} = 4,11 \quad (399)$$

Die unteren Zugstäbe müssten rechnerisch eine Zugkraft von 50 kN aufnehmen. Diese Kraft wird im Lastfall Anprall überdrückt. Aus konstruktiver Sicht und um andere Einwirkungen abzudecken, werden hier $2\varnothing 10$ verwendet. Weil es sich um einen Lastfall in außergewöhnlicher Kombination handelt, dürfen die charakteristischen Werte verwendet werden. Folgende Anordnung ist damit möglich:

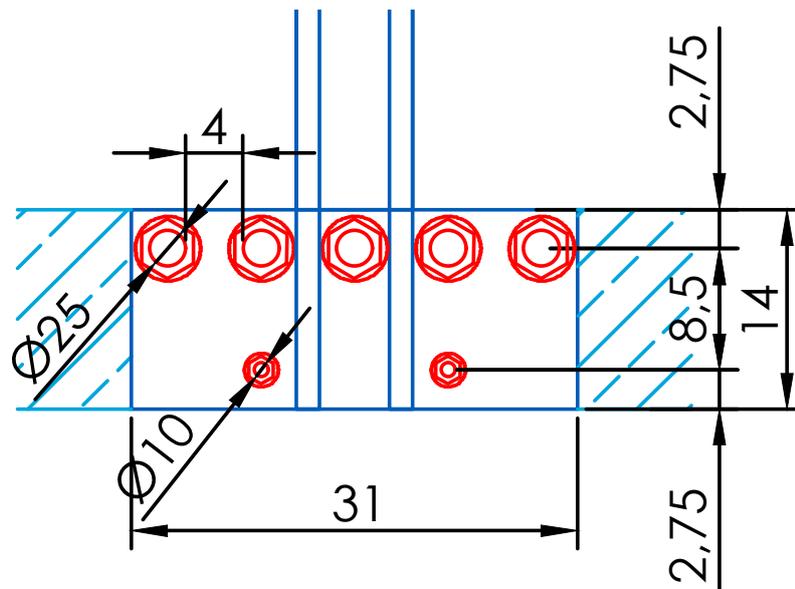


Abbildung 118: Seitenansicht der Befestigung des Rückhaltesystems
(Bewehrungsstäbe sind rot gezeichnet)

Auf die Betonplatte wirken auf der Plattenunterseite Druckkräfte ($960 - 50 = 910$ kN). Bei Annahme eines linearen Verlaufs lassen sie sich mit dieser Gleichung berechnen:

$$\sigma_U = 2 \cdot \frac{R}{b \cdot h_c} \quad (400)$$

$$= 2 \cdot \frac{910 \text{ kN}}{31 \text{ cm} \cdot 11,25 \text{ cm}} = 5,22 \text{ kN/cm}^2 = 52 \text{ N/mm}^2 \quad (401)$$

Die Druckspannungen sind kleiner als die der Festigkeit von UHPFRC.

Die Anzahl und Durchmesser der Bewehrungsstäbe ist größer, als was bei einer solchen Brückengröße angemessen wäre. Grund ist primär die geringe Höhe des Hebelarms.

(II) Anschluss an Holzbinder

Eine Alternative ist der Anschluss der Rückhaltesystems an den Holzbinder:

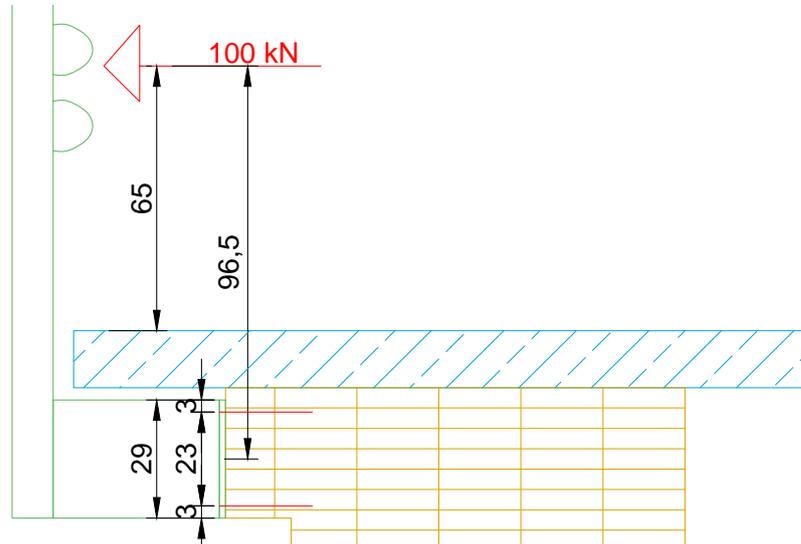


Abbildung 119: Querschnittsdarstellung des Anschlusses im Holz

Rechnerisch ist diese Variante ebenfalls möglich. Es entstehen Zugkräfte in der Größenordnung von 550 kN. Die Druckkräfte auf das Holz würden sich bei einer Verteilplatte mit 50 cm Breite auf 8,6 N/mm² belaufen und damit das Holz auf Querdruck zu etwa 173% ausnutzen. Dass heißt, es ist hier eine Querdruckverstärkung nötig.

Um die Größe der Zugkräfte aufzunehmen, sind eingeklebte effektiv Gewindestangen die einzige Möglichkeit.

Diese Variante ist noch komplexer als die oben genannte Verwendung von Bewehrung im Betonquerschnitt und somit weniger praktikabel.

(III) Anschluss an Platte und Holzbinder

Um den Hebelarm zu erhöhen und die Zugkräfte einfach einzuleiten, wurden die zwei vorherigen Varianten kombiniert. Die Platte dient als Zugzone, wohingegen der Holzbinder als Druckzone fungiert:

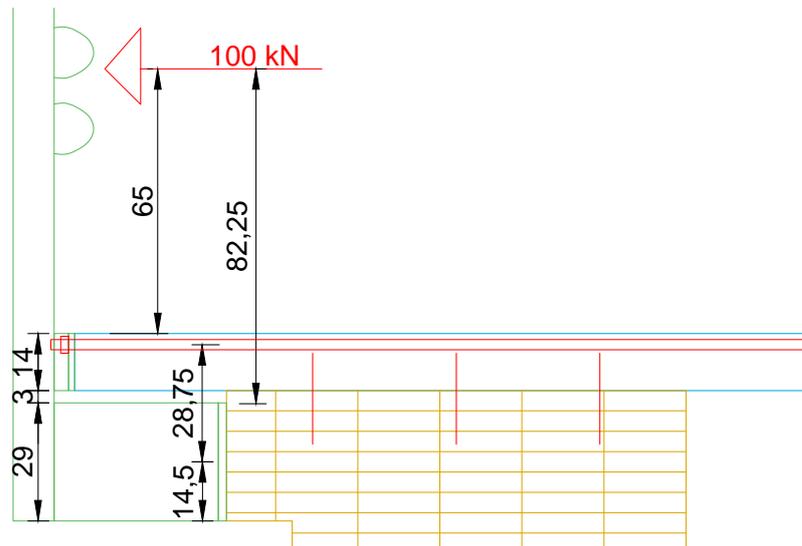


Abbildung 120: Querschnittsdarstellung des Anschlusses im Holz und der Bewehrungsführung in der Platte

Es müssen $287 \text{ kN} + 50 \text{ kN} = 337 \text{ kN}$ aufgenommen werden. Dafür reichen $4\varnothing 16$ oder $3\varnothing 20$. Das Holz muss Druckkräften von $287 \text{ kN} - 50 \text{ kN} = 237 \text{ kN}$ widerstehen können. Die erforderliche Plattenbreite errechnet sich überschlägig wie folgt:

$$b_H = \frac{F_c}{h_H \cdot f_{c,90,g,k} \cdot k_{c,90}} \quad (402)$$

$$= \frac{237 \text{ kN}}{29 \text{ cm} \cdot 0,25 \text{ kN/cm}^2 \cdot 1,75} = 18,7 \text{ cm} \quad (403)$$

Mit Berücksichtigung b_{ef} ergibt sich eine erforderliche Breite der Lasteinleitungsplatte von 13 cm.

Das große Problem dieser Lösung ist, dass die Schubverbinder quer zu ihrer Hauptwirkrichtung immense Kräfte aufnehmen müssten. Daher ist die Variante nicht geeignet.

Zusammenfassung

Alle Varianten haben Vor- und Nachteile; am meisten geeignet für den Brückenbau ist Variante (I) - Bewehrung in Platte.

Eine einfache Lösung dieses Problems kann die Verwendung eines Schrammbords sein. Bei einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit „ v_{zul} “ $leq 50 \text{ km/h}$ genügt auch weiterhin

ein Schrammbord von 15 – 20 cm Höhe mit einem Geländer.“ [Ber08]

Dieser Ansatz würde ein sehr effizientes Tragsystem schaffen, das nicht im gleichen Maße beansprucht werden würde.

Allerdings würde die Verwendung eines Schrammbords dazu führen, dass bei gleicher Fahrbahnbreite eine größere UHPFRC-Plattenbreite erforderlich wird.

9.3.7 Bemessung unter maximaler Querkraft

Der Maximalwert der Querkraft ist in den gleichen Lastfällen wie die maximale Auflagerpressung zu finden.

Auf der sicheren Seite liegend, wird die Querkraft nicht noch zusätzlich abgemindert. Es wird angenommen, dass die Auflagerpressung gleichzeitig der Querkraft entspricht. Somit ergeben sich die Werte 843,44 kN (LK 27 - KLED kurz, $t = \infty$) bzw. 927,25 kN (LK 33 - KLED kurz/sehr kurz, $t = 90$ d).

$$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} \leq 1 \quad (404)$$

$$\frac{2,215}{2,423} = 0,91 \leq 1 \quad (\text{LK27}) \quad (405)$$

$$\frac{2,435}{2,692} = 0,90 \leq 1 \quad (\text{LK33}) \quad (406)$$

$$\tau_d = 1,5 \frac{V_d}{h \cdot b \cdot k_{cr}} \quad (407)$$

$$\tau_d = 1,5 \frac{843,44 \text{ kN}}{1,0 \text{ m} \cdot 0,8 \text{ m} \cdot 0,714} = 2,215 \text{ MN/m}^2 \quad (\text{LK27}) \quad (408)$$

$$\tau_d = 1,5 \frac{927,25 \text{ kN}}{1,0 \text{ m} \cdot 0,8 \text{ m} \cdot 0,714} = 2,435 \text{ MN/m}^2 \quad (\text{LK33}) \quad (409)$$

Bei Nadelholz darf k_{cr} in Bereichen, die mindestens 1,50 m vom Hirnholzende entfernt werden, um 30% erhöht werden, dies ist hier nicht der Fall.

$$k_{cr} = 2,5/f_{v,k} = 2,5/3,5 = 0,714 \quad (410)$$

$$f_{v,d} = k_{mod} \cdot f_{v,g,k}/\gamma_m \quad (411)$$

$$f_{v,d} = 0,9 \cdot 3,5/1,3 = 2,423 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{LK27}) \quad (412)$$

$$f_{v,d} = 1,0 \cdot 3,5/1,3 = 2,692 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{LK33}) \quad (413)$$

Der Nachweis ist erfüllt.

Tatsächlich könnte hier noch weitaus mehr Querkrafttragfähigkeit erreicht werden. Bei genauer Berechnung darf die Querkraft im Abstand h vom Auflager angesetzt werden. Dies würden den Nachweis weiter erleichtern.

9.3.8 Eigenschaften der Schubverbinder

Anordnung

Die folgenden Werte der Tabellen sind auf die tatsächlichen Werte der erforderlichen Schubverbinder normiert. Es werden bei steiferen Verbindungen höhere Schubtragfähigkeit benötigt.

Im Gegensatz zur Brücke über die Rigiaa werden statt den drei Schubverbinderreihen sechs Reihen verwendet (vgl. rote Linien in Abbildung 121). Dabei ist der Abstand der Schubverbinder eines Binders 35 cm:

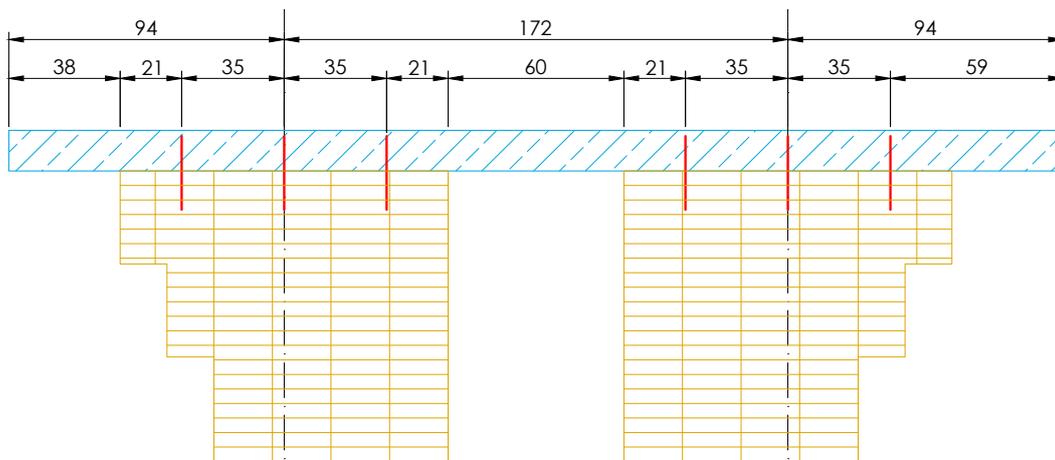


Abbildung 121: Anordnung der Linienfreigaben im Modell; Anordnung der Schubverbinder analog dazu (Maße in cm)

Die Bereiche der Schubverbinder sind in Abbildung 122 dargestellt:

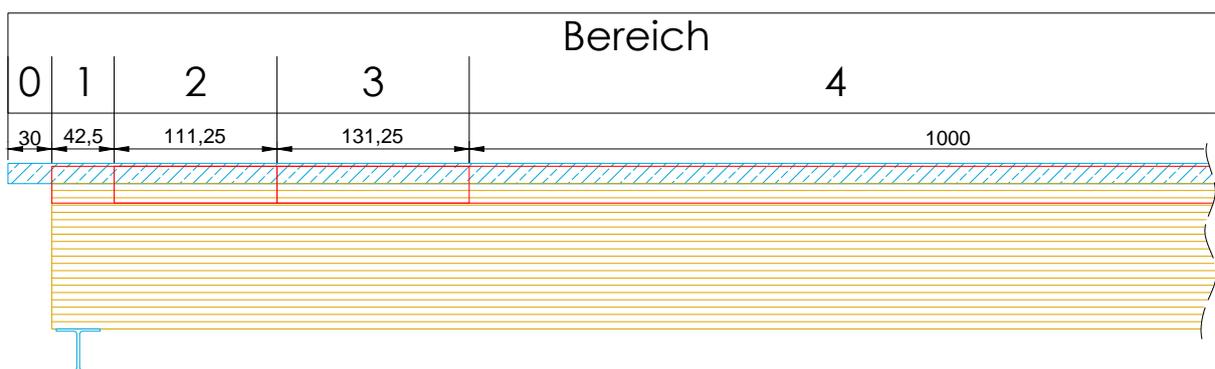


Abbildung 122: Darstellung der Bereiche der Schubverbinder (halbe Brücke)

(I) Eingeklebte Gewindestangen

Die Anordnung und Funktionsweise dieser Verbinder wurde ausführlich in vorhergehenden Abschnitten beschrieben (vgl. Abschnitt 5.4.3).

Um die Tragfähigkeit im GZT nicht zu überschreiten, wurden im Bereich 2 die Anzahl der Verbinderpaare von 14 auf 12 reduziert, im Bereich 3 die Anzahl von 6 auf 9 erhöht und im Bereich 4 von 32 auf 58 erhöht (vgl. Tabellen 74 und 75)

Tabelle 74: Nachgiebigkeit der Schubverbinder

Werte in MN/m		t = 0	GZT				GZG	
Bereich	n [Stk./m]		ständig	t = ∞		k/sk	t = 0	t = ∞
			mittel	kurz				
2	10,79	7551	4195	5393	6509	7551	7551	4195
3	6,86	4800	2667	3429	4138	4800	4800	2667
4	5,8	4060	2256	2900	3500	4060	4060	2256

Tabelle 75: Schubtragfähigkeit in kN/m

KLED	ständig	mittel	kurz	k/sk	sehr kurz
k_{mod}	0,50	0,65	0,70	0,80	0,90
2	270	351	378	431	485
3	171	223	240	274	309
4	145	189	203	232	261

(II) HBV-Schubverbinder aus Steckmetall

Die HBV-Verbinder der Firma TiComTec werden in das Holz einklebt. Ihre Bauform als Blech ist linienförmig (vgl. Abschnitt 5.4.4). Die Anzahl pro Meter ist so zu verstehen, dass mit der dreifachen Anzahl pro Binder geplant wird. So sind zum Beispiel im Bereich 1 und 2 auf einem Binder neun Schubverbinder angebracht (vgl. Tabellen 76 und 77).

Tabelle 76: Nachgiebigkeit der Schubverbinder

Werte in MN/m		t = 0	GZT				GZG	
Bereich	n [Stk./m]		ständig	t = ∞		k/sk	t = 0	t = ∞
			mittel	kurz				
1 / 2	3,00	1179	589	589	589	589	2475	1238
3	2,00	786	393	393	393	393	1650	825
4	1,33	524	262	262	262	262	1100	550

Tabelle 77: Schubtragfähigkeit in kN/m

KLED	unabhängig
1 / 2	384
3	256
4	171

(III) Selbstbohrende Schrauben:

Die selbstbohrenden Schrauben der Firma Würth sind ausführlich in Abschnitt 5.4.5 beschrieben. Sie werden entlang der eingezeichneten Schubfuge angeordnet. Die Eigenschaften pro Schubfuge sind in den Tabellen 78 und 79 festgehalten.

Tabelle 78: Nachgiebigkeit der Schubverbinder

Werte in MN/m		GZT					GZG	
Bereich	n [Stk./m]	t = 0	t = ∞			k/sk	t = 0	t = ∞
		ständig	mittel	kurz	t = 0		t = ∞	
2	21,00	165	33	55	92	165	321	64
3	9,00	71	14	24	39	71	138	28
4	8,00	63	13	21	35	63	122	24

Tabelle 79: Schubtragfähigkeit in kN/m

KLED	ständig	mittel	kurz	k/sk	sehr kurz
k_{mod}	0,60	0,80	0,90	1,00	1,10
2	307	410	461	512	564
3	132	176	198	220	242
4	117	156	176	195	215

(IV) Kerven

Kerven werden in Abschnitt 5.4.6 beschrieben. Die Kerven werden wie ihre tatsächliche Anordnung über Linienfreigaben quer zur Spannrichtung modelliert.

Die Eigenschaften sind in den folgenden Tabellen beschrieben:

Tabelle 80: Nachgiebigkeit der Schubverbinder

Werte in MN/m		t = 0	GZT				GZG	
Bereich	n [Stk./m]		ständig	t = ∞		k/sk	t = 0	t = ∞
2	2,50	750	417	536	647	750	750	417
3	1,50	450	250	321	388	450	450	250
4	1,00	300	167	214	259	300	300	167

Tabelle 81: Schubtragfähigkeit in kN/m

KLED	ständig	mittel	kurz	k/sk	sehr kurz
k_{mod}	0,60	0,80	0,90	1,00	1,10
2	166,15	222	249	277	305
3	99,69	133	150	166	183
4	66,46	89	100	111	122

9.3.9 Vergleich der Schubverbindertypen am Modell

Die verschiedenen Schubverbinder haben stark unterschiedliche Steifigkeiten. Die entstehenden Zwangsspannungen aus Schwinden sind bei gleichem Schwindmaß unterschiedlich.

Da nicht abschließend der Zusammenhang zwischen Zwangsspannungen und Nachgiebigkeit des Systems geklärt werden kann, wird das Schwindmaß in allen Fällen angepasst, sodass 4,8 N/mm² die resultierende Spannung sind (vgl. Abschnitt 5.2.8).

Die Nachgiebigkeit der verschiedenen Schubverbinder sind vergleichbar, das Ergebnis ist in folgender Tabelle angegeben:

Tabelle 82: Schwindmaß zur Erreichung von 4,8 N/mm² in UHPFRC (GZT)

Variante	Schwindmaß [‰]
(I) Eingeklebte Gewindestange	0,38
(II) HBV-Schubverbinder	0,39
(III) Selbstbohrende Schrauben	0,47
(IV) Kerven	0,36

9.4 FEM Modellierung

9.4.1 Allgemeines

Das verwendete Programm RFEM 5 der Firma Dlubal arbeitet mit der Finiten Elemente Methode (FEM). Es gelten in allgemeinen die Programmparameter aus Abschnitt 8.2. Die Hauptunterschiede beider betrachteten Brücken ist die Form der Holzbinde und die Plattendicke entlang des Brückenquerschnitts:

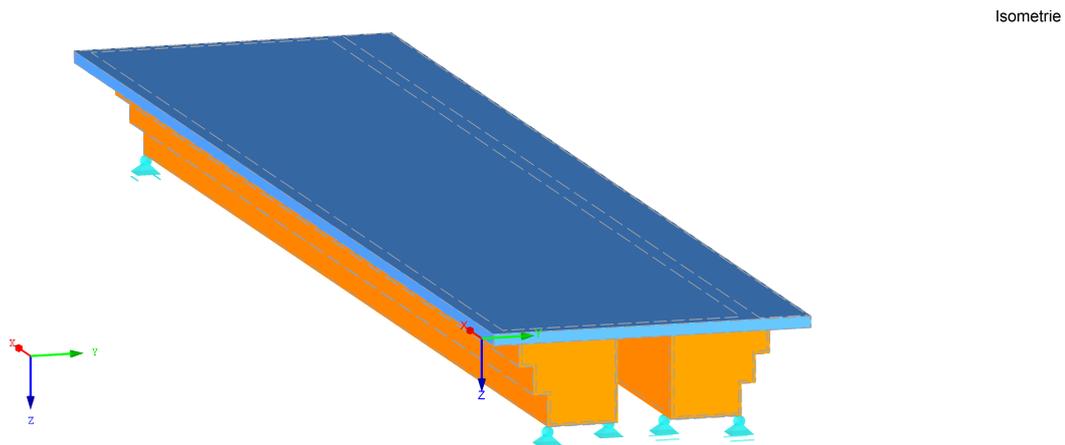


Abbildung 123: Isometrie des FEM Modells

9.4.2 Programmeinstellungen

Die Berechnung erfolgt grundsätzlich nach der Theorie 1. Ordnung. Durch die Nichtlinearität der Schubfuge in Bereich 1 und die Wirkung der Auflager nur unter Druck musste ein iteratives Berechnungsverfahren angewandt werden. Die Lastkombinationen werden als einzelne Lastfälle berechnet, das heißt, dass die Ergebnisse der Lastfälle nicht nach dem Superpositionsprinzip kombiniert sondern einzeln berechnet werden.

9.5 Hauptträger im Grenzzustand der Tragfähigkeit (STR/GEO) - maximales Moment

9.5.1 Einwirkungskombination - Ständige/vorübergehende Situation

Folgende Einwirkungskombinationen müssen beachtet werden:

Tabelle 83: Lastkombinationen

	KLED	Eig.-Last	Schw. Verf.	Komb. T / HF		gr1a			gr2				Wind in Y+/Y-	
		γ_{sup}	γ_{sup}	ψ_0	γ_{sup}	TS ψ_0	UDL ψ_0	γ_{sup}	TS ψ_1	UDL ψ_1	HLS ψ_0	γ_{sup}	ψ_0	γ_{sup}
LK 1	ständig	1,35	1	0		0			0				0	
LK 2/3	mittel	1,35	1	1	1,35	0			0				0	
LK 4/5	kurz	1,35	1	1	1,35	0,75	0,4	1,35	0				0	
LK 6/7	kurz	1,35	1	0,6	1,35	1	1	1,35	0				0	
LK 8-11	kurz	1,35	1	0,6	1,35	0			0,75	0,4	1	1,35	0	
LK 13/14	k./s.k.	1,35	1	0		1	1	1,35	0				0,6	1,5
LK 15/16	k./s.k.	1,35	1	0		0,75	0,4	1,35	0				1	1,5

Der Sicherheitsbeiwert 1,0 wurde für Schwinden (Schw. Verf.) gewählt, da bei einem größeren Schwindmaß gleichzeitig das Kriechen größer wird und somit die resultierenden Spannungen nicht zwingend ansteigen.

Die Kombination Temperatur/Holzfeuchte (T /HF) findet vollständige Anwendung zu $t = \infty$. Zu Zeitpunkten, an denen noch kein Kriechen eingetreten ist (im Holz, bei dem Schubverbinder und im UHPFRC) werden die Kombinationen aus Temperaturlast allein berücksichtigt. Die Überlegung dahinter ist, dass die Feuchteverformungen nur langsam auftreten und deshalb teilweise durch Kriechen abgebaut werden. Ohne experimentelle Untersuchung kann jedoch keine Aussage getroffen werden, ob diese Annahme korrekt oder eingeschränkt korrekt ist.

Explizit werden die Lastkombinationen über die folgenden Lastfälle gebildet.

Tabelle 84: Übersicht der Lastfälle (LF)

	Beschreibung	Einwirkungskategorie
LF1	Eigengewicht	Ständige Lasten
LF2	Schwinden	Ungleichmäßige Setzungen
LF10	UDL	gr1a – LM1 + Fuß- und Fahrradweg
LF11	gr4 - LM4 - Menschengedränge	gr4 – LM4 – Menschengedränge
LF12	Geländer	gr1a – LM1 + Fuß- und Fahrradweg
LF40	Bremsen	gr2 – Horizontalkräfte + LM1
LF41	Anfahren	gr2 – Horizontalkräfte + LM1
LF50	TS (max M)	gr1a – LM1 + Fuß- und Fahrradweg
LF51	TS (max Q)	gr1a – LM1 + Fuß- und Fahrradweg
LF60	Wind in +Y	Windlasten
LF61	Wind in -Y	Windlasten
LF70	Kombination Temperaturanstieg	Temperatur (ohne Brand)
LF71	Kombination Temperaturabfall	Temperatur (ohne Brand)
LF72	Feuchte-Abnahme	Temperatur (ohne Brand)
LF73	Feuchte-Zunahme	Temperatur (ohne Brand)
LF81	Anprall als Flächenlast	Außergewöhnlich

Die folgenden Kombinationsregeln gelten für die verschiedenen Zeitpunkte:

Tabelle 85: Lastkombinationen (a = abgemindert; n = nur bei t = 90 d bzw. t = ∞)

		n		a		a		a		a		a	n	
LK1	LF1	x	LF2											
LK2	LF1	x	LF2						LF70		x	LF 72		
LK3	LF1	x	LF2						LF71		x	LF 73		
LK4	LF1	x	LF2	x	LF10			x	LF50		LF70		x	LF 72
LK5	LF1	x	LF2	x	LF10			x	LF50		LF71		x	LF 73
LK6	LF1	x	LF2	x	LF10			LF50	x	LF70	x	x	LF 72	
LK7	LF1	x	LF2		LF10			LF50	x	LF71		x	LF 73	
LK8	LF1	x	LF2	x	LF10		LF40	x	LF50	x	LF70	x	x	LF 72
LK9	LF1	x	LF2	x	LF10		LF40	x	LF50	x	LF71	x	x	LF 73
LK10	LF1	x	LF2	x	LF10		LF41	x	LF50	x	LF70	x	x	LF 72
LK11	LF1	x	LF2	x	LF10		LF41	x	LF50	x	LF71	x	x	LF 73
LK12	LF1	x	LF2		LF10	x	LF60		LF50	x	LF60			
LK13	LF1	x	LF2		LF10	x	LF61		LF50	x	LF61			
LK14	LF1	x	LF2	x	LF10		LF60	x	LF50		LF60			
LK15	LF1	x	LF2	x	LF10		LF61	x	LF50		LF61			

9.5.2 (I) Eingeklebte Gewindestangen

Bemessungsgrundlagen

Auf den Holz-Bindern werden drei Reihen von Schubverbindern angeordnet, die jeweils in die Bereiche 1 bis 4 eingeordnet werden können. Im Bereich 1 sind keine Schubverbinder vorhanden, wohingegen im Bereich 2 die höchste, im Bereich 3 eine geringere und im Bereich 4 die geringste Dichte vorhanden ist (vgl. Abschnitt 8.4.1).

Als Festigkeit in z-Richtung kann i.d.R. die Druckfestigkeit des Holzes angenommen werden. Abhebende Kräfte existieren, sind aber im Allgemeinen so gering, dass sie ohne Probleme von den Schubverbindern aufgenommen werden können.

Bei der Bemessung der Schubverbinder wurde der Schub innerhalb der Bereiche 2 und 3 gemittelt, wohingegen im Bereich 4 (d.h. in Brückenmitte) die Extremwerte untersucht wurden. Grund dafür ist, dass für die Bereiche 2 und 3 wegen der kurzen Länge (zwischen 1,1 m und 1,4 m) angenähert eine konstante Schubverteilung angenommen werden kann. Der Bereich 4 hat eine Länge von 10 m, von einer konstanten Schubspannung kann hier nicht ausgegangen werden (vgl. Abbildung 125). Die annähernd konstante Schubspannung in Bereich 2 und 3 wird zudem durch die Einlage von Bewehrungsstäben bei den Schubverbindern konstruktiv ermöglicht.

Zeitpunkt $t = 0$

Diese Lastkombination stellt ein Extrem dar, das nicht in Realität auftreten kann. In diesem Fall hat noch kein Schwinden stattgefunden und dennoch werden volle Auflasten berücksichtigt.

Der Lastfall soll daher nicht die Realität widerspiegeln, sondern ein Extremum abbilden, dass die Zulässigkeit der Belastung der Tragstruktur zwischen $t = 0$ und $t = 90$ d sicherstellt.

In diesem Lastfall wird die volle Festigkeit des Betons angenommen.

Die folgenden Tabellen zeigen zuerst die maximalen auftretenden Spannungen in den Querschnitten und den Ausnutzungsgrad der Bemessungsfestigkeit. Weitergehend werden die Schubkräfte in den Schubverbindern und die zugehörigen Ausnutzungsgrade dargestellt.

Es treten keine Überlastungen in den Querschnitten auf.

In früheren Iterationen haben die Schubverbinder in den Bereichen 3 und 4 geringfügige Überlastungen erfahren. Hier wurden noch zusätzlich Schubverbinder angeordnet, um diese Problematik zu lösen. Die höhere Schubsteifigkeit erhöht die Schubkräfte nur minimal.

Der Verlauf der Schubkräfte ist annähernd konstant in Bereich 2 und 3, lediglich beim Übergang zu anderen Bereichen ergeben sich signifikante Änderungen:

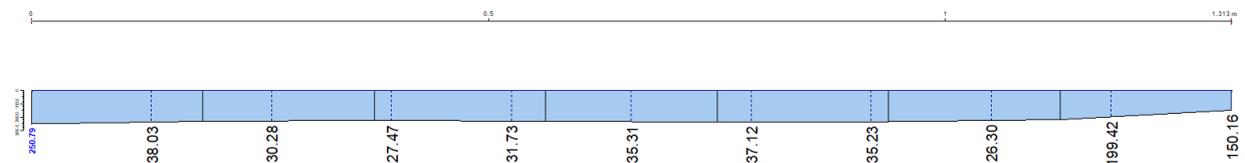


Abbildung 124: Schubverlauf in maßgebender Linienfreigabe (Bereich 3, LK4)

Die Schubkräfte verlaufen in der Linienfreigabe des Bereichs 4 in etwa wie die Querkräfte:

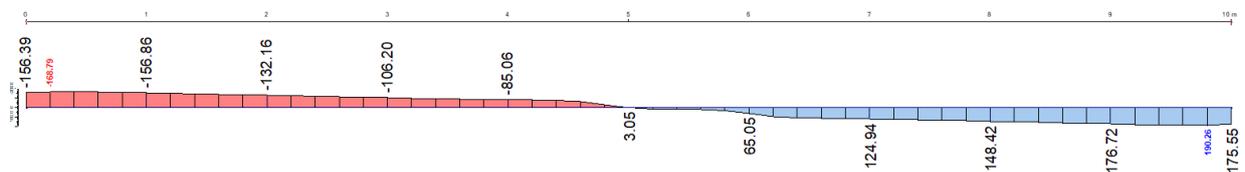


Abbildung 125: Schubverlauf in maßgebender Linienfreigabe (Bereich 4, LK4)

Folgende Tabellen werten die Spannungen aus dem FEM Modell aus:

Tabelle 86: Maximale Spannungen im Querschnitt zum Zeitpunkt $t = 0$

	Holz			UHPFRC	
	k_{mod}	$\sigma_{x,min}$ [N/mm ²]	$\sigma_{x,max}$ [N/mm ²]	$\sigma_{x,min}$ [N/mm ²]	$\sigma_{x,max}$ [N/mm ²]
LK1	0,6	-0,70	1,54	-2,30	0,24
LK2	0,8	-0,84	2,37	-5,08	0,65
LK3	0,8	-2,91	3,00	-0,65	2,44
LK4	0,9	-2,23	5,79	-15,91	1,38
LK5	0,9	-4,60	8,78	-12,48	1,70
LK6	0,9	-3,78	9,75	-21,39	1,90
LK7	0,9	-6,29	11,55	-19,34	1,64
LK8	0,9	-1,31	6,25	-16,24	1,35
LK9	0,9	-4,62	9,24	-12,81	1,61
LK10	0,9	-4,18	5,35	-15,59	1,54
LK11	0,9	-6,64	8,33	-12,15	1,79
LK12	1,0	-5,28	10,68	-20,67	1,51
LK13	1,0	-5,32	10,66	-20,04	1,94
LK14	1,0	-5,18	7,33	-14,68	0,65
LK15	1,0	-5,46	7,36	-13,65	1,42

Tabelle 87: Ausnutzungsgrade der Querschnitte zum Zeitpunkt $t = 0$

	Holz			UHPFRC	
	k_{mod}	$\sigma_{x,min}$	$\sigma_{x,max}$	$\sigma_{x,min}$	$\sigma_{x,max}$
LK1	0,6	6%	17%	2%	4%
LK2	0,8	6%	20%	5%	10%
LK3	0,8	20%	25%	1%	39%
LK4	0,9	13%	43%	15%	22%
LK5	0,9	28%	65%	12%	27%
LK6	0,9	23%	72%	20%	30%
LK7	0,9	38%	86%	18%	26%
LK8	0,9	8%	46%	15%	21%
LK9	0,9	28%	68%	12%	25%
LK10	0,9	25%	40%	15%	24%
LK11	0,9	40%	62%	12%	28%
LK12	1,0	29%	71%	20%	24%
LK13	1,0	29%	71%	19%	31%
LK14	1,0	28%	49%	14%	10%
LK15	1,0	30%	49%	13%	22%

Tabelle 88: Maximale Schubkräfte der Schubverbinder zum Zeitpunkt $t = 0$

Werte in kN/m	Bereich 1	Bereich 2			Bereich 3			Bereich 4		
	$v_{z,1}$	$n_{x,2}$	$v_{z,2}$	$v_{y,2}$	$n_{x,3}$	$v_{z,3}$	$v_{y,3}$	$n_{x,4}$	$v_{z,4}$	$v_{y,4}$
LK1	8,8	48,7	11,6	2,6	39,4	4,6	0,5	32,9	4,5	0,5
LK2	19,8	193,3	14,0	9,4	73,9	0,0	8,8	49,8	4,7	8,1
LK3	0,0	108,8	9,8	13,7	12,6	10,5	8,6	21,4	7,5	7,9
LK4	60,4	310,6	57,9	15,4	180,1	19,4	11,0	148,1	104,2	10,3
LK5	41,3	71,6	55,5	27,0	115,4	31,8	11,7	120,3	107,7	11,2
LK6	88,8	333,3	90,7	25,3	236,2	37,9	8,6	204,8	147,3	8,6
LK7	78,2	169,7	89,6	31,1	197,7	45,4	11,1	187,8	149,3	10,0
LK8	65,1	323,2	60,6	17,0	190,9	19,4	11,6	158,4	104,5	10,3
LK9	45,8	63,9	57,8	28,3	126,2	31,7	12,0	130,6	107,9	11,1
LK10	57,8	298,3	55,6	13,7	174,3	19,2	10,4	145,1	104,0	10,3
LK11	38,9	80,1	53,1	25,7	109,2	31,8	11,4	117,2	107,5	11,2
LK12	67,0	253,4	66,7	12,6	217,9	26,2	3,3	196,0	149,9	6,1
LK13	101,0	273,0	113,6	40,9	230,1	57,4	12,9	201,9	146,8	5,2
LK14	23,8	175,8	27,2	11,6	149,2	11,8	2,5	133,1	108,6	4,6
LK15	79,8	208,1	95,7	41,3	172,1	51,8	13,3	151,3	103,5	3,3

Tabelle 89: Ausnutzungsgrade der Schubverbinder zum Zeitpunkt $t = 0$

	Bereich 1	Bereich 2			Bereich 3			Bereich 4		
	$v_{z,1}$	$n_{x,2}$	$v_{z,2}$	$v_{y,2}$	$n_{x,3}$	$v_{z,3}$	$v_{y,3}$	$n_{x,4}$	$v_{z,4}$	$v_{y,4}$
LK1	2%	18%	3%	8%	23%	1%	3%	23%	1%	3%
LK2	3%	55%	2%	23%	33%	0%	40%	26%	1%	43%
LK3	0%	31%	2%	33%	6%	2%	38%	11%	1%	42%
LK4	9%	82%	9%	35%	75%	3%	46%	73%	16%	51%
LK5	6%	19%	9%	61%	48%	5%	49%	59%	17%	55%
LK6	14%	88%	14%	57%	98%	6%	36%	101%	23%	43%
LK7	12%	45%	14%	71%	82%	7%	46%	93%	23%	49%
LK8	10%	86%	9%	39%	80%	3%	48%	78%	16%	51%
LK9	7%	17%	9%	64%	53%	5%	50%	64%	17%	55%
LK10	9%	79%	9%	31%	73%	3%	43%	71%	16%	51%
LK11	6%	21%	8%	58%	46%	5%	48%	58%	17%	55%
LK12	9%	59%	9%	25%	79%	4%	12%	84%	21%	26%
LK13	14%	63%	16%	81%	84%	8%	47%	87%	20%	23%
LK14	3%	41%	4%	23%	54%	2%	9%	57%	15%	20%
LK15	11%	48%	13%	82%	63%	7%	49%	65%	14%	14%

Die Überlastung des Schubverbinders in LK6 ist auf Grund ihres Betrags und ihrer Natur als lokales Maximum unkritisch.

Zeitpunkt t = 90 d

Es kommt bei einigen Lastfällen zu Überlastungen der Querschnitte - in der LK3 wird der UHPFRC-Querschnitt auf Zug überbeansprucht und bei LK7 wird der Holzquerschnitt zu stark auf Zug belastet. Weil die Zugspannung im Holz größtenteils aus Biegespannungen resultiert, ist diese Überschreitung als unkritisch zu sehen. Der Nachweis mit Biegespannungen und Normalspannungen wurde erfolgreich geführt.

Weitergehend kommt es zu Überlastungen der Schubverbinder quer zur Hauptwirkrichtung. Hier ist allerdings noch Forschungsbedarf, wie sich die Verbinder diesbezüglich tatsächlich verhalten.

In der LK3 führt die Überbelastung zu Mikrorissen im UHPFRC, die, wenn sie auf Plattenoberseite auftreten, für die Dauerhaftigkeit ein Problem darstellen. Im Gegensatz zu Normalbeton sind Zugspannungsüberschreitungen bei UHPFRC insgesamt als weniger kritischer zu sehen, da UHPFRC sich verfestigt. Bei der Bemessung von UHPFRC wird davon ausgegangen, dass es zu keiner Verfestigung kommt. Um zu vermeiden, dass zu große Zugspannungen auf der Plattenunterseite erreicht werden, sind dort geringe Mengen an Bewehrung eingelegt (vgl. Abbildung 126).

Rechnerisch ergibt sich folgende Menge an Bewehrung (nach Abschnitt 5.2.9):

$$A_S = F_S / f_{yd} \tag{414}$$

$$= 4,1 \text{ kN} / 43,5 \text{ kN/cm}^2 = 0,1 \text{ cm}^2 \tag{415}$$

$$F_S = A_{\text{fliessen}} \cdot (\sigma_{\text{fliessen}} - f_{\text{Utud}}) \tag{416}$$

$$= 315 \text{ cm}^2 \cdot (0,645 - 0,632) \text{ kN/cm}^2 = 4,1 \text{ kN} \tag{417}$$

$$A_{\text{fliessen}} = 315 \text{ cm}^2 \text{ (Flächen mit } \sigma \geq 6,2 \text{ N/mm}^2 \text{ grafisch ermittelt)} \tag{418}$$

$$\sigma_{\text{fliessen}} = 6,7 + 6,2/2 \text{ (linearer Spannungsverlauf angenommen)} \tag{419}$$

$$= 6,45 \text{ N/mm}^2 \tag{420}$$

Hier könnte konstruktiv Stabstahl $\varnothing 6$ alle 20 cm angeordnet werden.

Selbst wenn diese geringen Mengen an Bewehrung nicht wirken kann davon ausgegangen werden, dass die Brücke nicht einsturzgefährdet ist, da für die Lastkombinationen mit Auflast der kritische Bereich oft überdrückt wird (vgl. Abbildung 127).

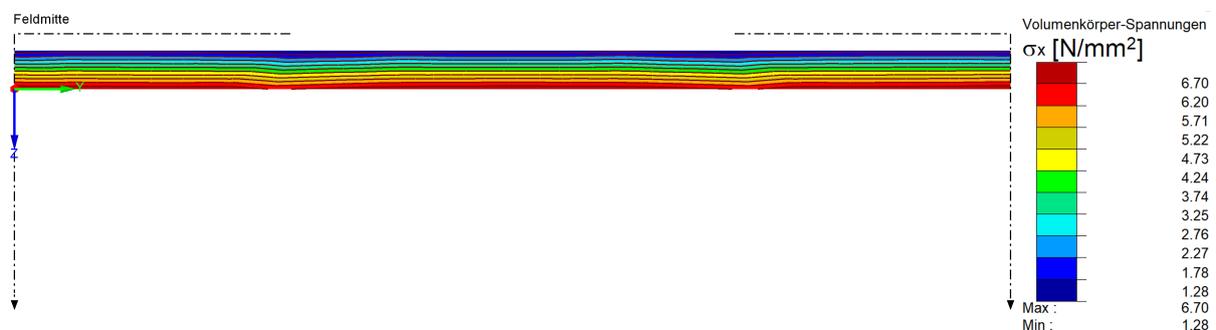


Abbildung 126: Spannungen in der UHPFRC-Platte in Feldmitte bei der LK3

9 Alternativbetrachtung einer UHPFRC-Holz-Verbund-Brücke

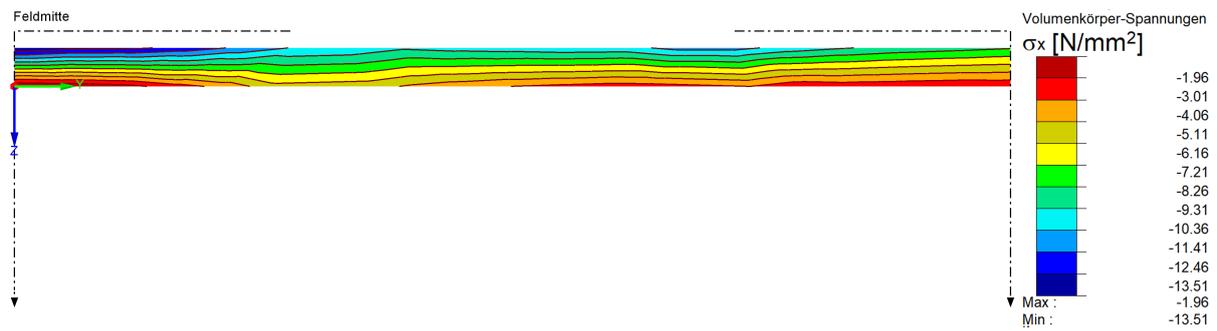


Abbildung 127: Spannungen in der UHPFRC-Platte in Feldmitte bei der LK4

Folgende Tabellen werten die Spannungen aus dem FEM Modell aus:

Tabelle 90: Maximale Spannungen im Querschnitt zum Zeitpunkt t = 90 d

	k_{mod}	Holz		UHPFRC	
		$\sigma_{x,min}$ [N/mm ²]	$\sigma_{x,max}$ [N/mm ²]	$\sigma_{x,min}$ [N/mm ²]	$\sigma_{x,max}$ [N/mm ²]
LK1	0,6	-3,85	3,54	-0,92	3,69
LK2	0,8	-1,21	2,00	-1,99	0,60
LK3	0,8	-6,36	5,00	-1,39	6,80
LK4	0,9	-3,27	7,77	-13,82	1,06
LK5	0,9	-8,01	10,77	-10,43	5,63
LK6	0,9	-6,25	11,73	-19,30	1,67
LK7	0,9	-7,96	13,53	-17,27	3,91
LK8	0,9	-2,93	8,24	-14,18	1,22
LK9	0,9	-8,03	11,24	-10,79	5,55
LK10	0,9	-5,78	7,31	-13,48	1,11
LK11	0,9	-8,00	10,31	-10,08	5,71
LK12	1,0	-6,56	12,65	-18,58	2,15
LK13	1,0	-8,74	12,65	-17,97	2,38
LK14	1,0	-5,90	9,31	-12,61	2,65
LK15	1,0	-8,07	9,35	-11,61	2,96

Tabelle 91: Ausnutzungsgrade der Querschnitte zum Zeitpunkt t = 90 d

	k_{mod}	Holz		UHPFRC	
		$\sigma_{x,min}$ [N/mm ²]	$\sigma_{x,max}$ [N/mm ²]	$\sigma_{x,min}$ [N/mm ²]	$\sigma_{x,max}$ [N/mm ²]
LK1	0,6	35%	39%	1%	58%
LK2	0,8	8%	17%	2%	9%
LK3	0,8	43%	42%	1%	108%
LK4	0,9	20%	58%	13%	17%
LK5	0,9	48%	80%	10%	89%
LK6	0,9	38%	87%	18%	26%
LK7	0,9	48%	100%	16%	62%
LK8	0,9	18%	61%	13%	19%
LK9	0,9	48%	83%	10%	88%
LK10	0,9	35%	54%	13%	18%
LK11	0,9	48%	76%	10%	90%
LK12	1,0	36%	84%	18%	34%
LK13	1,0	47%	84%	17%	38%
LK14	1,0	32%	62%	12%	42%
LK15	1,0	44%	62%	11%	47%

Tabelle 92: Maximale Schubkräfte der Schubverbinder zum Zeitpunkt t = 90 d

Werte in kN/m	Bereich 1	Bereich 2			Bereich 3			Bereich 4		
	$v_{z,1}$	$n_{x,2}$	$v_{z,2}$	$v_{y,2}$	$n_{x,3}$	$v_{z,3}$	$v_{y,3}$	$n_{x,4}$	$v_{z,4}$	$v_{y,4}$
LK1	0,0	159,0	7,2	18,4	25,5	12,7	12,0	19,4	8,9	11,0
LK2	6,6	19,3	10,5	6,7	29,4	6,4	3,1	28,4	5,4	3,0
LK3	0,0	291,0	1,7	29,6	61,4	18,9	20,4	25,2	12,3	18,5
LK4	48,4	124,8	55,4	19,9	136,8	27,6	7,0	129,0	106,2	6,3
LK5	26,4	253,0	51,8	42,6	72,0	40,2	21,9	107,7	110,3	21,7
LK6	76,8	149,3	88,3	33,0	193,4	46,2	12,3	185,9	148,2	11,1
LK7	64,0	174,2	86,3	46,7	154,5	53,7	21,2	170,8	150,7	20,4
LK8	53,1	137,9	58,0	21,2	147,9	27,6	7,3	139,5	106,3	6,2
LK9	31,2	245,2	54,4	44,0	83,1	40,1	22,2	118,2	110,5	21,6
LK10	46,2	111,7	52,4	18,5	129,3	27,4	6,8	124,9	106,0	6,3
LK11	24,4	261,8	49,1	41,2	64,9	40,2	21,6	105,8	110,2	21,7
LK12	54,5	88,9	63,8	28,1	174,9	34,4	13,4	177,3	150,8	16,1
LK13	87,2	101,5	110,7	51,9	186,0	65,6	20,3	181,9	148,0	15,6
LK14	12,6	110,7	25,2	21,9	106,1	20,2	14,4	115,1	110,6	14,5
LK15	66,3	131,9	93,3	51,3	128,6	60,2	20,4	131,7	105,8	13,8

Tabelle 93: Ausnutzungsgrade der Schubverbinder zum Zeitpunkt t = 90 d

	Bereich 1	Bereich 2			Bereich 3			Bereich 4		
	$v_{z,0}$	n_1	$v_{z,1}$	$v_{y,1}$	n_2	$v_{z,2}$	$v_{y,2}$	n_3	$v_{z,3}$	$v_{y,3}$
LK1	0%	59%	2%	59%	15%	3%	70%	13%	2%	76%
LK2	1%	5%	2%	16%	13%	1%	14%	15%	1%	16%
LK3	0%	83%	0%	72%	28%	3%	92%	13%	2%	98%
LK4	7%	33%	9%	45%	57%	4%	29%	64%	16%	31%
LK5	4%	67%	8%	97%	30%	6%	91%	53%	17%	107%
LK6	12%	40%	14%	75%	81%	7%	51%	92%	23%	55%
LK7	10%	46%	13%	106%	64%	8%	88%	84%	23%	100%
LK8	8%	37%	9%	48%	62%	4%	30%	69%	16%	31%
LK9	5%	65%	8%	100%	35%	6%	93%	58%	17%	107%
LK10	7%	30%	8%	42%	54%	4%	28%	62%	16%	31%
LK11	4%	69%	8%	94%	27%	6%	90%	52%	17%	107%
LK12	8%	21%	9%	56%	64%	5%	49%	76%	21%	69%
LK13	12%	24%	15%	103%	68%	9%	74%	78%	21%	67%
LK14	2%	26%	4%	44%	39%	3%	53%	50%	15%	62%
LK15	9%	31%	13%	102%	47%	8%	74%	57%	15%	59%

Zeitpunkt $t = \infty$

In dieser Lastkombination ist der Holzquerschnitt überlastet. Grund dafür ist die verringerte Verbundwirkung und die höhere Biegesteifigkeit des Holzes. Die 111% Ausnutzung sind als wenig kritisch zu sehen, da hier anstatt der Biegefestigkeit die Zugfestigkeit angesetzt wurde (vgl. Abschnitt 9.5 - Bemessungsgrundlagen). Der Nachweis mit Rückrechnung der Spannungen ist erfüllt.

Wie im letzten Abschnitt beschrieben, haben die überschrittenen Schubspannungen wenig Bedeutung, da bei der Nachgiebigkeit und Tragfähigkeit jeweils ein Zehntel der in Hauptrichtung vorhandenen Werte angesetzt wurde; damit ist eine sehr konservative Berechnungsbasis gegeben.

Folgende Tabellen werten die Spannungen aus dem FEM Modell aus:

Tabelle 94: Maximale Spannungen im Querschnitt zum Zeitpunkt $t = \infty$

	k_{mod}	Holz		UHPFRC	
		$\sigma_{x,min}$ [N/mm ²]	$\sigma_{x,max}$ [N/mm ²]	$\sigma_{x,min}$ [N/mm ²]	$\sigma_{x,max}$ [N/mm ²]
LK1	0,6	-2,25	2,63	-0,65	1,15
LK2	0,8	-0,37	1,21	-2,54	0,25
LK3	0,8	-5,43	4,51	-1,16	4,16
LK4	0,9	-3,47	8,06	-10,39	0,69
LK5	0,9	-9,7	11,78	-5,01	3,78
LK6	0,9	-6,8	12,8	-13,3	1,2
LK7	0,9	-10,5	15,1	-10,1	2,4
LK8	0,9	-3,55	8,57	-10,6	0,81
LK9	0,9	-9,78	12,29	-5,22	3,75
LK10	0,9	-6,38	7,56	-10,18	0,74
LK11	0,9	-9,61	11,27	-4,79	3,91
LK12	1,0	-9,6	14,39	-10,84	1,14
LK13	1,0	-9,42	14,37	-10,56	1,45
LK14	1,0	-7,44	10,29	-7,14	1,24
LK15	1,0	-8,7	10,26	-6,71	1,33

Tabelle 95: Ausnutzungsgrade der Querschnitte zum Zeitpunkt $t = \infty$

	k_{mod}	Holz		UHPFRC	
		$\sigma_{x,min}$ [N/mm ²]	$\sigma_{x,max}$ [N/mm ²]	$\sigma_{x,min}$ [N/mm ²]	$\sigma_{x,max}$ [N/mm ²]
LK1	0,6	20%	29%	1%	18%
LK2	0,8	3%	10%	2%	4%
LK3	0,8	37%	38%	1%	66%
LK4	0,9	21%	60%	10%	11%
LK5	0,9	58%	87%	5%	60%
LK6	0,9	41%	95%	13%	19%
LK7	0,9	63%	111%	10%	38%
LK8	0,9	21%	63%	10%	13%
LK9	0,9	59%	91%	5%	59%
LK10	0,9	38%	56%	10%	12%
LK11	0,9	58%	83%	5%	62%
LK12	1,0	52%	96%	10%	18%
LK13	1,0	51%	96%	10%	23%
LK14	1,0	40%	69%	7%	20%
LK15	1,0	47%	68%	6%	21%

9 Alternativbetrachtung einer UHPFRC-Holz-Verbund-Brücke

Tabelle 96: Maximale Schubkräfte der Schubverbinder zum Zeitpunkt $t = \infty$

Werte in kN/m	Bereich 1	Bereich 2			Bereich 3			Bereich 4		
	$v_{z,1}$	$n_{x,2}$	$v_{z,2}$	$v_{y,2}$	$n_{x,3}$	$v_{z,3}$	$v_{y,3}$	$n_{x,4}$	$v_{z,4}$	$v_{y,4}$
LK1	0,7	64,8	9,7	11,5	16,7	8,2	6,7	22,2	7,0	6,1
LK2	15,6	93,7	7,8	3,7	45,1	2,5	3,8	32,6	4,2	4,1
LK3	0,0	232,3	3,6	29,4	46,4	15,3	20,5	16,7	11,0	18,3
LK4	60,3	191,2	44,8	17,3	130,7	24,9	5,4	117,9	139,5	6,6
LK5	9,6	247,1	51,3	53,3	57,8	39,2	27,6	116,6	144,6	27,2
LK6	86,6	184,6	73,9	36,2	173,0	44,7	10,9	160,9	193,9	9,4
LK7	60,1	165,9	77,3	58,7	129,2	53,1	26,1	160,1	197,0	24,9
LK8	63,8	204,0	47,1	19,0	141,7	25,2	5,9	127,4	139,6	6,6
LK9	12,4	242,3	52,8	55,0	68,9	39,5	27,8	126,0	144,7	27,1
LK10	58,1	178,7	42,5	15,7	122,8	24,5	5,1	119,8	139,4	6,6
LK11	6,8	253,0	49,0	51,8	50,6	39,0	27,4	118,9	144,6	27,2
LK12	55,6	76,5	55,6	36,9	145,1	35,6	16,0	163,7	204,4	19,0
LK13	86,7	87,1	93,0	65,7	153,5	63,3	25,1	160,4	200,7	19,3
LK14	13,2	84,5	20,8	21,8	93,4	17,4	13,5	121,2	150,3	15,9
LK15	62,4	102,9	81,3	62,0	114,9	57,1	24,3	115,8	143,9	16,3

Tabelle 97: Ausnutzungsgrade der Schubverbinder zum Zeitpunkt $t = \infty$

	Bereich 1	Bereich 2			Bereich 3			Bereich 4		
	$v_{z,0}$	n_1	$v_{z,1}$	$v_{y,1}$	n_2	$v_{z,2}$	$v_{y,2}$	n_3	$v_{z,3}$	$v_{y,3}$
LK1	0%	24%	2%	36%	10%	2%	39%	15%	2%	42%
LK2	3%	27%	1%	9%	20%	0%	17%	17%	1%	22%
LK3	0%	66%	1%	72%	21%	3%	92%	9%	2%	97%
LK4	9%	51%	7%	39%	54%	4%	23%	58%	22%	32%
LK5	1%	65%	8%	121%	24%	6%	115%	57%	22%	134%
LK6	13%	49%	11%	82%	72%	7%	46%	79%	30%	46%
LK7	9%	44%	12%	133%	54%	8%	109%	79%	30%	122%
LK8	10%	54%	7%	43%	59%	4%	25%	63%	22%	33%
LK9	2%	64%	8%	125%	29%	6%	116%	62%	22%	134%
LK10	9%	47%	7%	36%	51%	4%	21%	59%	22%	32%
LK11	1%	67%	8%	118%	21%	6%	114%	59%	22%	134%
LK12	8%	18%	8%	73%	53%	5%	58%	71%	28%	82%
LK13	12%	20%	13%	130%	56%	9%	91%	69%	28%	83%
LK14	2%	20%	3%	43%	34%	2%	49%	52%	21%	68%
LK15	9%	24%	11%	123%	42%	8%	89%	50%	20%	70%

9.5.3 (II) HBV-Schubverbinder

Bemessungsgrundlagen

Die Schubverbinder der Firma TiComTec können im Unterschied zu den stiftförmigen Verbindungsmittel nahezu bis zu den Enden der Binder geführt werden. Im Bereich 1 (vgl. Abbildung 76) können somit auch Schubverbinder angeordnet werden.

Im Gegensatz zu den anderen Schubverbindern ist die Festigkeit und Nachgiebigkeit nicht von der Klasse der Lasteinwirkungsdauer (KLED) abhängig, sondern lediglich davon, ob Kriechen eingetreten ist ($t = \infty$).

Die Abminderung der Eigenschaften des Holzes und Betons ist hier auch unabhängig von der KLED (vgl. Abschnitt 5.4.4).

Bei der Bemessung der Brücke kommt es zu geringfügigen Überlastungen im Querschnitt bei $t = 90$ d, sowie zu Überlastungen der Schubverbinder quer zur Haupttragachse. Durch die mangelnde Definition der Festigkeit, bzw. Nachgiebigkeit der Schubverbinder in dieser Richtung kann keine Aussage getroffen werden, ob dies tatsächlich zu einem Problem führt.

Die Natur der Lastfälle führt dazu, dass vorwiegend Biegespannungen im Querschnitt auftreten, weshalb die leichte Überlastung des Holzquerschnitts als unkritisch zu sehen ist (vgl. Abschnitt 9.3.2 und Abbildung 128).

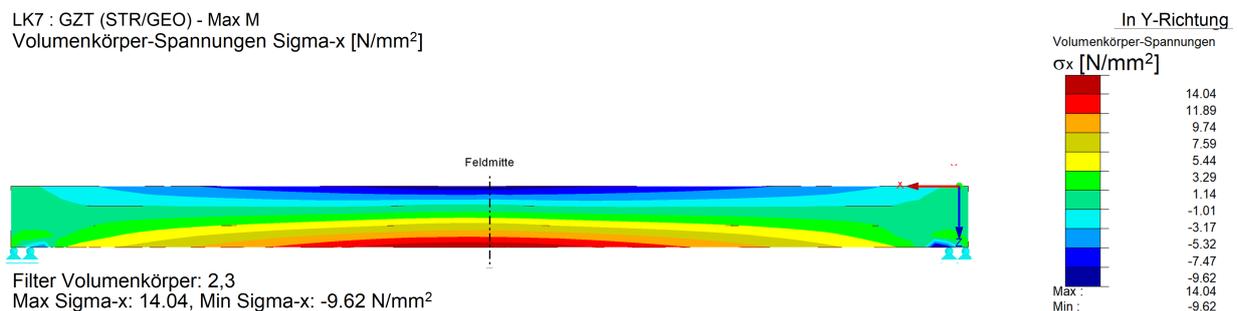


Abbildung 128: Spannungen (σ_x) in den Bindern im GZT (LK7 $t = 90$ d)

Für die oben abgebildete Lastkombination ergibt sich eine Normalkraftbeanspruchung von 1259 kN und eine Momentenbeanspruchung von 1857 kNm. Es ergibt sich ein Ausnutzungsgrad von 66% auf der Binderoberseite und 75% auf der Binderunterseite.

Zeitpunkt t = 0

Folgende Tabellen werten die Spannungen aus dem FEM Modell aus:

Tabelle 98: Maximale Spannungen im Querschnitt zum Zeitpunkt t = 0

Werte in [N/mm ²]	k _{mod}	Holz		UHPFRC	
		σ _{x,min}	σ _{x,max}	σ _{x,min}	σ _{x,max}
LK1	0,6	-3,99	3,61	-0,92	3,64
LK2	0,8	-1,36	2,08	-1,92	0,58
LK3	0,8	-6,48	5,06	-1,62	6,85
LK4	0,9	-3,57	8,07	-13,69	1,32
LK5	0,9	-8,63	11,04	-10,32	5,95
LK6	0,9	-6,33	12,13	-19,12	1,91
LK7	0,9	-8,83	13,91	-17,10	3,37
LK8	0,9	-3,59	8,53	-14,05	1,49
LK9	0,9	-8,65	11,51	-10,68	5,84
LK10	0,9	-5,81	7,60	-13,34	1,29
LK11	0,9	-8,61	10,57	-9,97	6,06
LK12	1,0	-7,46	13,06	-18,41	1,78
LK13	1,0	-8,82	13,02	-17,78	1,98
LK14	1,0	-6,34	9,62	-12,52	2,32
LK15	1,0	-8,12	9,73	-11,46	3,25

Tabelle 99: Ausnutzungsgrade der Querschnitte zum Zeitpunkt t = 0

	k _{mod}	Holz		UHPFRC	
		σ _{x,min} [N/mm ²]	σ _{x,max} [N/mm ²]	σ _{x,min} [N/mm ²]	σ _{x,max} [N/mm ²]
LK1	0,6	36%	40%	1%	58%
LK2	0,8	9%	17%	2%	9%
LK3	0,8	44%	42%	2%	108%
LK4	0,9	21%	60%	13%	21%
LK5	0,9	52%	82%	10%	94%
LK6	0,9	38%	90%	18%	30%
LK7	0,9	53%	103%	16%	53%
LK8	0,9	22%	63%	13%	24%
LK9	0,9	52%	85%	10%	92%
LK10	0,9	35%	56%	13%	20%
LK11	0,9	52%	78%	9%	96%
LK12	1,0	40%	87%	17%	28%
LK13	1,0	48%	87%	17%	31%
LK14	1,0	34%	64%	12%	37%
LK15	1,0	44%	65%	11%	51%

9 Alternativbetrachtung einer UHPFRC-Holz-Verbund-Brücke

Tabelle 100: Maximale Schubkräfte der Schubverbinder zum Zeitpunkt $t = 0$

Werte in kN/m	Bereich 1			Bereich 2			Bereich 3			Bereich 4		
	n_1	$v_{z,1}$	$v_{y,1}$	n_2	$v_{z,2}$	$v_{y,2}$	n_3	$v_{z,3}$	$v_{y,3}$	n_4	$v_{z,4}$	$v_{y,4}$
LK1	182,2	-2,0	11,0	87,7	9,4	10,2	21,5	11,6	6,9	12,9	7,9	5,5
LK2	35,4	8,4	5,2	11,8	9,7	3,9	25,1	6,1	1,9	21,2	5,2	1,8
LK3	321,2	-4,7	16,4	166,9	9,2	16,2	53,8	16,9	11,8	20,6	10,4	9,0
LK4	57,5	61,3	17,4	110,9	51,4	12,2	122,5	26,1	5,5	99,6	104,4	4,9
LK5	289,1	34,2	28,3	128,1	50,6	24,5	62,1	36,9	13,6	82,2	106,1	12,1
LK6	50,8	95,9	27,8	145,6	82,3	19,9	175,1	43,8	9,1	143,5	145,4	8,1
LK7	216,6	79,4	34,3	69,2	81,8	27,3	138,7	50,3	13,9	131,5	146,5	12,4
LK8	66,1	67,0	18,9	121,5	53,7	13,1	133,0	26,1	5,9	108,6	104,5	4,9
LK9	285,2	39,4	29,7	122,9	52,8	25,4	72,5	36,9	13,9	91,3	106,3	12,1
LK10	48,9	59,5	15,9	100,6	48,8	11,3	122,2	25,9	5,2	104,1	104,3	4,9
LK11	294,6	32,8	27,0	133,2	48,3	23,5	61,7	36,8	13,2	88,8	106,0	12,1
LK12	131,4	66,7	19,9	97,8	59,7	15,7	155,4	31,9	8,1	136,6	147,2	10,5
LK13	138,3	109,8	42,3	113,2	104,3	31,6	170,4	62,3	15,1	146,4	144,7	10,0
LK14	146,9	14,0	16,2	38,8	24,8	13,8	93,8	18,7	9,5	89,1	107,2	9,0
LK15	158,4	85,0	41,7	59,3	88,6	31,6	114,6	57,1	15,4	103,8	103,1	8,2

Tabelle 101: Ausnutzungsgrade der Schubverbinder zum Zeitpunkt $t = 0$

	Bereich 1			Bereich 2			Bereich 3			Bereich 4		
	n_1	$v_{z,1}$	$v_{y,1}$	n_2	$v_{z,2}$	$v_{y,2}$	n_3	$v_{z,3}$	$v_{y,3}$	n_4	$v_{z,4}$	$v_{y,4}$
LK1	47%	0%	29%	23%	2%	27%	8%	3%	27%	8%	2%	32%
LK2	9%	1%	14%	3%	2%	10%	10%	1%	7%	12%	1%	11%
LK3	84%	-1%	43%	43%	2%	42%	21%	3%	46%	12%	2%	53%
LK4	15%	9%	45%	29%	8%	32%	48%	4%	22%	58%	16%	29%
LK5	75%	5%	74%	33%	8%	64%	24%	6%	53%	48%	16%	71%
LK6	13%	15%	72%	38%	13%	52%	68%	7%	36%	84%	23%	47%
LK7	56%	12%	89%	18%	13%	71%	54%	8%	54%	77%	23%	73%
LK8	17%	10%	49%	32%	8%	34%	52%	4%	23%	64%	16%	29%
LK9	74%	6%	77%	32%	8%	66%	28%	6%	54%	54%	16%	71%
LK10	13%	9%	41%	26%	8%	29%	48%	4%	20%	61%	16%	29%
LK11	77%	5%	70%	35%	7%	61%	24%	6%	52%	52%	16%	71%
LK12	34%	9%	52%	25%	8%	41%	61%	4%	32%	80%	20%	62%
LK13	36%	15%	110%	29%	15%	82%	67%	9%	59%	86%	20%	59%
LK14	38%	2%	42%	10%	3%	36%	37%	3%	37%	52%	15%	53%
LK15	41%	12%	109%	15%	12%	82%	45%	8%	60%	61%	14%	48%

Zeitpunkt t = 90 d

Folgende Tabellen werten die Spannungen aus dem FEM Modell aus:

Tabelle 102: Maximale Spannungen im Querschnitt zum Zeitpunkt t = 90 d

Werte in [N/mm ²]	<i>k_{mod}</i>	Holz		UHPFRC	
		$\sigma_{x,min}$	$\sigma_{x,max}$	$\sigma_{x,min}$	$\sigma_{x,max}$
LK1	0,6	-3,99	3,61	-0,92	3,64
LK2	0,8	-1,36	2,08	-1,92	0,58
LK3	0,8	-6,48	5,06	-1,62	6,85
LK4	0,9	-3,57	8,07	-13,69	1,32
LK5	0,9	-8,63	11,04	-10,32	5,95
LK6	0,9	-6,33	12,13	-19,12	1,91
LK7	0,9	-8,83	13,91	-17,10	3,37
LK8	0,9	-3,59	8,53	-14,05	1,49
LK9	0,9	-8,65	11,51	-10,68	5,84
LK10	0,9	-5,81	7,60	-13,34	1,29
LK11	0,9	-8,61	10,57	-9,97	6,06
LK12	1,0	-7,46	13,06	-18,41	1,78
LK13	1,0	-8,82	13,02	-17,78	1,98
LK14	1,0	-6,34	9,62	-12,52	2,32
LK15	1,0	-8,12	9,73	-11,46	3,25

Tabelle 103: Ausnutzungsgrade der Querschnitte zum Zeitpunkt t = 90 d

	<i>k_{mod}</i>	Holz		UHPFRC	
		$\sigma_{x,min}$	$\sigma_{x,max}$	$\sigma_{x,min}$	$\sigma_{x,max}$
LK1	0,6	36%	40%	1%	58%
LK2	0,8	9%	17%	2%	9%
LK3	0,8	44%	42%	2%	108%
LK4	0,9	21%	60%	13%	21%
LK5	0,9	52%	82%	10%	94%
LK6	0,9	38%	90%	18%	30%
LK7	0,9	53%	103%	16%	53%
LK8	0,9	22%	63%	13%	24%
LK9	0,9	52%	85%	10%	92%
LK10	0,9	35%	56%	13%	20%
LK11	0,9	52%	78%	9%	96%
LK12	1,0	40%	87%	17%	28%
LK13	1,0	48%	87%	17%	31%
LK14	1,0	34%	64%	12%	37%
LK15	1,0	44%	65%	11%	51%

9 Alternativbetrachtung einer UHPFRC-Holz-Verbund-Brücke

Tabelle 104: Maximale Schubkräfte der Schubverbinder zum Zeitpunkt $t = 90$ d

Werte in kN/m	Bereich 1			Bereich 2			Bereich 3			Bereich 4		
	n_1	$v_{z,1}$	$v_{y,1}$	n_2	$v_{z,2}$	$v_{y,2}$	n_3	$v_{z,3}$	$v_{y,3}$	n_4	$v_{z,4}$	$v_{y,4}$
LK1	182,2	-2,0	11,0	87,7	9,4	10,2	21,5	11,6	6,9	12,9	7,9	5,5
LK2	35,4	8,4	5,2	11,8	9,7	3,9	25,1	6,1	1,9	21,2	5,2	1,8
LK3	321,2	-4,7	16,4	166,9	9,2	16,2	53,8	16,9	11,8	20,6	10,4	9,0
LK4	57,5	61,3	17,4	110,9	51,4	12,2	122,5	26,1	5,5	99,6	104,4	4,9
LK5	289,1	34,2	28,3	128,1	50,6	24,5	62,1	36,9	13,6	82,2	106,1	12,1
LK6	50,8	95,9	27,8	145,6	82,3	19,9	175,1	43,8	9,1	143,5	145,4	8,1
LK7	216,6	79,4	34,3	69,2	81,8	27,3	138,7	50,3	13,9	131,5	146,5	12,4
LK8	66,1	67,0	18,9	121,5	53,7	13,1	133,0	26,1	5,9	108,6	104,5	4,9
LK9	285,2	39,4	29,7	122,9	52,8	25,4	72,5	36,9	13,9	91,3	106,3	12,1
LK10	48,9	59,5	15,9	100,6	48,8	11,3	122,2	25,9	5,2	104,1	104,3	4,9
LK11	294,6	32,8	27,0	133,2	48,3	23,5	61,7	36,8	13,2	88,8	106,0	12,1
LK12	131,4	66,7	19,9	97,8	59,7	15,7	155,4	31,9	8,1	136,6	147,2	10,5
LK13	138,3	109,8	42,3	113,2	104,3	31,6	170,4	62,3	15,1	146,4	144,7	10,0
LK14	146,9	14,0	16,2	38,8	24,8	13,8	93,8	18,7	9,5	89,1	107,2	9,0
LK15	158,4	85,0	41,7	59,3	88,6	31,6	114,6	57,1	15,4	103,8	103,1	8,2

Tabelle 105: Ausnutzungsgrade der Schubverbinder zum Zeitpunkt $t = 90$ d

	Bereich 1			Bereich 2			Bereich 3			Bereich 4		
	n_1	$v_{z,1}$	$v_{y,1}$	n_2	$v_{z,2}$	$v_{y,2}$	n_3	$v_{z,3}$	$v_{y,3}$	n_4	$v_{z,4}$	$v_{y,4}$
LK1	47%	0%	29%	23%	2%	27%	8%	3%	27%	8%	2%	32%
LK2	9%	1%	14%	3%	2%	10%	10%	1%	7%	12%	1%	11%
LK3	84%	-1%	43%	43%	2%	42%	21%	3%	46%	12%	2%	53%
LK4	15%	9%	45%	29%	8%	32%	48%	4%	22%	58%	16%	29%
LK5	75%	5%	74%	33%	8%	64%	24%	6%	53%	48%	16%	71%
LK6	13%	15%	72%	38%	13%	52%	68%	7%	36%	84%	23%	47%
LK7	56%	12%	89%	18%	13%	71%	54%	8%	54%	77%	23%	73%
LK8	17%	10%	49%	32%	8%	34%	52%	4%	23%	64%	16%	29%
LK9	74%	6%	77%	32%	8%	66%	28%	6%	54%	54%	16%	71%
LK10	13%	9%	41%	26%	8%	29%	48%	4%	20%	61%	16%	29%
LK11	77%	5%	70%	35%	7%	61%	24%	6%	52%	52%	16%	71%
LK12	34%	9%	52%	25%	8%	41%	61%	4%	32%	80%	20%	62%
LK13	36%	15%	110%	29%	15%	82%	67%	9%	59%	86%	20%	59%
LK14	38%	2%	42%	10%	3%	36%	37%	3%	37%	52%	15%	53%
LK15	41%	12%	109%	15%	12%	82%	45%	8%	60%	61%	14%	48%

Zeitpunkt $t = \infty$

Folgende Tabellen werten die Spannungen aus dem FEM Modell aus:

Tabelle 106: Maximale Spannungen im Querschnitt zum Zeitpunkt $t = \infty$

Werte in [N/mm ²]	k_{mod}	Holz		UHPFRC	
		$\sigma_{x,min}$	$\sigma_{x,max}$	$\sigma_{x,min}$	$\sigma_{x,max}$
LK1	0,6	-2,62	2,84	-0,31	1,19
LK2	0,8	-0,25	1,32	-2,39	0,36
LK3	0,8	-5,14	4,32	-0,56	3,81
LK4	0,9	-3,51	8,08	-11,1	1,16
LK5	0,9	-8,55	11,08	-6,99	2,61
LK6	0,9	-6,4	12,6	-14,8	1,7
LK7	0,9	-9,5	14,4	-12,4	1,5
LK8	0,9	-3,57	8,57	-11,36	1,29
LK9	0,9	-8,61	11,57	-7,25	2,53
LK10	0,9	-5,84	7,58	-10,85	1,08
LK11	0,9	-8,48	10,58	-6,73	2,7
LK12	1,0	-8,12	13,53	-13,84	1,23
LK13	1,0	-8,37	13,47	-13,32	1,72
LK14	1,0	-6,3	9,64	-9,47	0,54
LK15	1,0	-5,82	9,56	-8,61	1,33

Tabelle 107: Ausnutzungsgrade der Querschnitte zum Zeitpunkt $t = \infty$

	k_{mod}	Holz		UHPFRC	
		$\sigma_{x,min}$	$\sigma_{x,max}$	$\sigma_{x,min}$	$\sigma_{x,max}$
LK1	0,6	24%	32%	0%	19%
LK2	0,8	2%	11%	2%	6%
LK3	0,8	35%	36%	1%	60%
LK4	0,9	21%	60%	11%	18%
LK5	0,9	51%	82%	7%	41%
LK6	0,9	39%	93%	14%	26%
LK7	0,9	57%	107%	12%	23%
LK8	0,9	21%	63%	11%	20%
LK9	0,9	52%	86%	7%	40%
LK10	0,9	35%	56%	10%	17%
LK11	0,9	51%	78%	6%	43%
LK12	1,0	44%	90%	13%	19%
LK13	1,0	45%	90%	13%	27%
LK14	1,0	34%	64%	9%	9%
LK15	1,0	32%	64%	8%	21%

9 Alternativbetrachtung einer UHPFRC-Holz-Verbund-Brücke

Tabelle 108: Maximale Schubkräfte der Schubverbinder zum Zeitpunkt $t = \infty$

Werte in kN/m	Bereich 1			Bereich 2			Bereich 3			Bereich 4		
	n_1	$v_{z,1}$	$v_{y,1}$	n_2	$v_{z,2}$	$v_{y,2}$	n_3	$v_{z,3}$	$v_{y,3}$	n_4	$v_{z,4}$	$v_{y,4}$
LK1	88,5	-0,3	8,6	39,1	10,5	6,9	9,9	7,9	4,2	14,3	6,5	3,4
LK2	66,4	18,4	2,1	58,8	7,5	2,1	39,5	3,2	1,7	25,3	4,6	1,6
LK3	227,6	-12,4	15,5	120,8	13,5	13,7	35,0	12,6	9,8	11,6	8,4	7,3
LK4	131,2	74,5	16,0	143,8	46,5	10,5	122,6	25,0	4,2	91,0	131,2	4,0
LK5	207,0	37,5	29,8	91,1	52,3	24,0	64,5	34,3	12,3	72,6	133,0	11,2
LK6	117,5	109,3	28,6	168,6	76,5	19,4	165,9	43,4	7,3	127,4	181,9	6,9
LK7	140,3	86,9	36,9	72,4	79,9	27,7	131,0	49,0	12,8	115,4	183,0	11,7
LK8	139,0	79,4	17,7	154,3	48,8	11,7	132,8	25,3	4,6	99,4	131,3	4,0
LK9	203,5	42,0	31,5	87,3	54,4	25,0	74,8	34,6	12,6	81,3	133,1	11,2
LK10	123,5	72,7	14,3	134,4	43,9	9,4	122,2	24,5	3,9	94,0	131,1	4,0
LK11	211,1	36,2	28,2	95,1	50,1	22,9	64,2	34,0	12,0	77,2	132,9	11,2
LK12	54,8	75,8	20,4	122,9	57,3	14,9	149,1	32,2	6,5	121,8	183,7	9,5
LK13	61,6	121,2	45,1	137,1	99,1	32,2	162,8	60,2	13,7	130,3	180,9	9,1
LK14	64,1	20,4	13,7	68,8	23,0	10,2	96,9	15,7	5,9	81,6	134,2	7,5
LK15	75,6	95,1	43,8	89,8	85,5	31,5	116,9	53,5	13,7	95,6	129,5	6,9

Tabelle 109: Ausnutzungsgrade der Schubverbinder zum Zeitpunkt $t = \infty$

	Bereich 1			Bereich 2			Bereich 3			Bereich 4		
	n_1	$v_{z,1}$	$v_{y,1}$	n_2	$v_{z,2}$	$v_{y,2}$	n_3	$v_{z,3}$	$v_{y,3}$	n_4	$v_{z,4}$	$v_{y,4}$
LK1	23%	0%	22%	10%	2%	18%	4%	2%	16%	8%	2%	20%
LK2	17%	3%	5%	15%	1%	5%	15%	1%	7%	15%	1%	9%
LK3	59%	-2%	40%	31%	2%	36%	14%	2%	38%	7%	1%	43%
LK4	34%	12%	42%	37%	7%	27%	48%	4%	17%	53%	20%	23%
LK5	54%	6%	78%	24%	8%	62%	25%	5%	48%	43%	21%	66%
LK6	31%	17%	74%	44%	12%	51%	65%	7%	29%	75%	28%	41%
LK7	37%	13%	96%	19%	12%	72%	51%	8%	50%	68%	28%	69%
LK8	36%	12%	46%	40%	8%	30%	52%	4%	18%	58%	20%	23%
LK9	53%	7%	82%	23%	8%	65%	29%	5%	49%	48%	21%	65%
LK10	32%	11%	37%	35%	7%	25%	48%	4%	15%	55%	20%	23%
LK11	55%	6%	74%	25%	8%	60%	25%	5%	47%	45%	21%	66%
LK12	14%	11%	53%	32%	8%	39%	58%	4%	25%	71%	26%	56%
LK13	16%	17%	117%	36%	14%	84%	64%	8%	53%	76%	25%	54%
LK14	17%	3%	36%	18%	3%	27%	38%	2%	23%	48%	19%	44%
LK15	20%	13%	114%	23%	12%	82%	46%	7%	54%	56%	18%	40%

9.5.4 (III) Selbstbohrende Schrauben

Bemessungsgrundlagen

Diese Verbindungsmittel sind deutlich weniger steif als die eingeklebten Gewindestangen. Die beiden Teilquerschnitte wirken weniger ausgeprägt als zusammengefügtter Querschnitt und eher als zwei einzelne Querschnitte. Die resultierenden Spannungen im UHPFRC sind deutlich größer als in bei den anderen untersuchten Schubverbindern, das heißt es müsste zusätzlich Bewehrung eingebracht werden.

Die Spannungsüberschreitung im Holz ist als unkritisch zu sehen, da hier eine Bemessung mit Biegefestigkeit gelingt.

Zeitpunkt t = 0

Folgende Tabellen werten die Spannungen aus dem FEM Modell aus:

Tabelle 110: Maximale Spannungen im Querschnitt zum Zeitpunkt t = 0

Werte in [N/mm ²]	k_{mod}	Holz		UHPFRC	
		$\sigma_{x,min}$	$\sigma_{x,max}$	$\sigma_{x,min}$	$\sigma_{x,max}$
LK1	0,6	-1,01	1,89	-2,03	0,22
LK2	0,8	-0,6	1,72	-3,72	0,28
LK3	0,8	-3,09	3,1	-0,65	2,1
LK4	0,9	-3,21	7,7	-14,41	0,99
LK5	0,9	-7,26	10,18	-11,6	4
LK6	0,9	-6,2	12,3	-19,4	1,7
LK7	0,9	-8,7	13,7	-17,7	3,1
LK8	0,9	-3,05	8,16	-14,74	1,14
LK9	0,9	-7,3	10,64	-11,93	3,94
LK10	0,9	-5,41	7,24	-14,1	1,03
LK11	0,9	-7,45	9,72	-11,27	4,05
LK12	1,0	-7,23	12,75	-18,89	1,48
LK13	1,0	-7,74	13,29	-18,27	1,95
LK14	1,0	-5,56	8,74	-13,51	0,88
LK15	1,0	-6,73	9,42	-12,49	1,94

Tabelle 111: Ausnutzungsgrade der Querschnitte zum Zeitpunkt t = 0

	k_{mod}	Holz		UHPFRC	
		$\sigma_{x,min}$	$\sigma_{x,max}$	$\sigma_{x,min}$	$\sigma_{x,max}$
LK1	0,6	9%	21%	2%	3%
LK2	0,8	4%	14%	4%	4%
LK3	0,8	21%	26%	1%	33%
LK4	0,9	19%	57%	14%	16%
LK5	0,9	44%	75%	11%	63%
LK6	0,9	37%	91%	18%	27%
LK7	0,9	52%	102%	17%	49%
LK8	0,9	18%	60%	14%	18%
LK9	0,9	44%	79%	11%	62%
LK10	0,9	33%	54%	13%	16%
LK11	0,9	45%	72%	11%	64%
LK12	1,0	39%	85%	18%	23%
LK13	1,0	42%	89%	17%	31%
LK14	1,0	30%	58%	13%	14%
LK15	1,0	36%	63%	12%	31%

Tabelle 112: Maximale Schubkräfte der Schubverbinder zum Zeitpunkt $t = 0$

Werte in kN/m	Bereich 1			Bereich 2			Bereich 3			Bereich 4		
	$v_{z,1}$	$n_{x,2}$	$v_{z,2}$	$v_{y,2}$	$n_{x,3}$	$v_{z,3}$	$v_{y,3}$	$n_{x,4}$	$v_{z,4}$	$v_{y,4}$		
LK1	10,1	45,1	11,1	2,2	20,2	4,3	0,4	17,4	4,6	0,5		
LK2	15,8	135,2	13,4	2,6	48,1	0,8	1,0	37,8	3,5	1,0		
LK3	4,4	52,8	9,2	4,3	11,5	7,4	1,0	6,4	5,7	1,3		
LK4	64,4	266,1	56,3	12,0	110,0	18,8	3,5	93,3	102,5	3,3		
LK5	52,4	93,8	52,8	14,6	56,8	25,2	3,7	54,7	102,9	3,8		
LK6	98,3	317,5	88,3	18,5	139,1	34,5	4,6	120,4	143,1	4,5		
LK7	91,1	214,1	86,1	20,2	107,2	38,3	4,9	97,0	143,3	4,9		
LK8	69,2	275,6	59,0	13,4	114,3	19,3	3,9	97,0	102,6	3,3		
LK9	56,7	103,6	55,1	16,0	61,1	25,5	4,1	58,3	103,0	3,8		
LK10	61,8	265,6	53,5	10,7	112,1	18,3	3,2	96,4	102,3	3,3		
LK11	49,2	92,7	50,4	13,2	58,7	24,9	3,3	58,6	102,8	3,8		
LK12	75,6	248,5	63,9	9,6	116,0	21,5	1,5	102,7	144,1	5,0		
LK13	114,7	280,5	110,5	30,4	129,5	51,5	7,9	114,0	142,2	4,0		
LK14	27,7	167,9	26,0	8,6	77,2	10,2	3,2	67,8	104,2	3,9		
LK15	91,7	205,0	93,7	31,7	94,1	47,3	8,7	82,8	101,0	2,2		

Tabelle 113: Ausnutzungsgrade der Schubverbinder zum Zeitpunkt $t = 0$

	Bereich 1			Bereich 2			Bereich 3			Bereich 4		
	$v_{z,1}$	$n_{x,2}$	$v_{z,2}$	$v_{y,2}$	$n_{x,3}$	$v_{z,3}$	$v_{y,3}$	$n_{x,4}$	$v_{z,4}$	$v_{y,4}$		
LK1	2%	15%	3%	7%	15%	1%	3%	15%	1%	4%		
LK2	3%	33%	2%	6%	27%	0%	6%	24%	1%	6%		
LK3	1%	13%	2%	11%	7%	1%	6%	4%	1%	8%		
LK4	10%	58%	9%	26%	56%	3%	18%	53%	16%	19%		
LK5	8%	20%	8%	32%	29%	4%	19%	31%	16%	22%		
LK6	15%	69%	14%	40%	70%	5%	23%	69%	22%	26%		
LK7	14%	46%	13%	44%	54%	6%	25%	55%	22%	28%		
LK8	11%	60%	9%	29%	58%	3%	20%	55%	16%	19%		
LK9	9%	22%	9%	35%	31%	4%	21%	33%	16%	22%		
LK10	10%	58%	8%	23%	57%	3%	16%	55%	16%	19%		
LK11	8%	20%	8%	29%	30%	4%	17%	33%	16%	22%		
LK12	12%	54%	10%	21%	59%	3%	8%	58%	22%	28%		
LK13	16%	55%	15%	59%	59%	7%	36%	58%	20%	20%		
LK14	4%	33%	4%	17%	35%	1%	14%	35%	15%	20%		
LK15	13%	40%	13%	62%	43%	7%	40%	42%	14%	11%		

Zeitpunkt t = 90 d

Folgende Tabellen werten die Spannungen aus dem FEM Modell aus:

Tabelle 114: Maximale Spannungen im Querschnitt zum Zeitpunkt t = 90 d

Werte in [N/mm ²]	k_{mod}	Holz		UHPFRC	
		$\sigma_{x,min}$	$\sigma_{x,max}$	$\sigma_{x,min}$	$\sigma_{x,max}$
LK1	0,6	-4,53	3,92	-0,36	4,16
LK2	0,8	-2,33	2,64	-1,44	1,37
LK3	0,8	-6,63	5,13	-0,42	6,82
LK4	0,9	-6,48	9,72	-12,40	3,36
LK5	0,9	-10,75	12,20	-9,60	8,75
LK6	0,9	-9,64	14,28	-17,42	4,63
LK7	0,9	-12,20	15,77	-15,74	7,86
LK8	0,9	-6,53	10,19	-12,74	3,31
LK9	0,9	-10,81	12,67	-9,93	8,70
LK10	0,9	-6,45	9,27	-12,07	3,42
LK11	0,9	-10,70	11,75	-9,27	8,81
LK12	1,0	-10,75	14,77	-16,88	6,00
LK13	1,0	-11,22	15,31	-16,27	6,63
LK14	1,0	-8,57	10,73	-11,50	5,64
LK15	1,0	-9,76	11,45	-10,48	6,70

Tabelle 115: Ausnutzungsgrade der Querschnitte zum Zeitpunkt t = 90 d

	k_{mod}	Holz		UHPFRC	
		$\sigma_{x,min}$	$\sigma_{x,max}$	$\sigma_{x,min}$	$\sigma_{x,max}$
LK1	0,6	41%	44%	0%	66%
LK2	0,8	16%	22%	1%	22%
LK3	0,8	45%	43%	0%	108%
LK4	0,9	39%	72%	12%	53%
LK5	0,9	65%	90%	9%	138%
LK6	0,9	58%	106%	17%	73%
LK7	0,9	73%	117%	15%	124%
LK8	0,9	39%	75%	12%	52%
LK9	0,9	65%	94%	9%	138%
LK10	0,9	39%	69%	11%	54%
LK11	0,9	64%	87%	9%	139%
LK12	1,0	58%	98%	16%	95%
LK13	1,0	61%	102%	15%	105%
LK14	1,0	46%	72%	11%	89%
LK15	1,0	53%	76%	10%	106%

Tabelle 116: Maximale Schubkräfte der Schubverbinder zum Zeitpunkt $t = 90$ d

Werte in kN/m	Bereich 1	Bereich 2			Bereich 3			Bereich 4		
	$v_{z,1}$	$n_{x,2}$	$v_{z,2}$	$v_{y,2}$	$n_{x,3}$	$v_{z,3}$	$v_{y,3}$	$n_{x,4}$	$v_{z,4}$	$v_{y,4}$
LK1	0,0	112,6	7,2	5,9	30,2	9,3	1,5	20,2	6,8	1,8
LK2	7,1	22,2	9,0	3,7	3,6	6,0	0,8	6,2	5,2	1,0
LK3	0,0	198,2	2,9	8,0	57,2	12,5	2,2	40,1	8,3	2,6
LK4	55,3	123,4	52,5	14,0	66,0	23,8	3,5	61,0	103,2	3,6
LK5	41,7	126,5	48,6	18,2	22,8	30,3	4,9	32,5	103,6	5,1
LK6	89,0	174,8	84,3	21,3	95,1	39,5	5,2	88,1	143,8	5,3
LK7	81,1	71,6	82,0	23,8	63,2	43,3	6,0	67,9	144,1	6,3
LK8	59,8	133,2	54,8	15,4	70,3	24,2	3,8	64,7	103,3	3,6
LK9	46,0	126,5	50,9	19,6	24,6	30,6	5,2	34,8	103,8	5,1
LK10	52,4	122,3	50,1	12,6	67,9	23,5	3,1	64,4	103,1	3,6
LK11	38,7	131,5	46,3	16,8	25,2	29,9	4,5	38,1	103,5	5,1
LK12	66,0	105,8	59,6	13,3	72,1	26,4	2,7	71,9	144,8	6,3
LK13	104,6	138,0	106,6	33,8	85,5	56,6	9,0	82,5	142,9	5,3
LK14	18,5	31,4	21,8	10,7	33,4	15,2	4,2	38,0	104,9	5,2
LK15	81,6	62,8	90,2	35,0	50,2	52,6	9,8	52,4	101,8	3,5

Tabelle 117: Ausnutzungsgrade der Schubverbinder zum Zeitpunkt $t = 90$ d

	Bereich 1	Bereich 2			Bereich 3			Bereich 4		
	$v_{z,0}$	n_1	$v_{z,1}$	$v_{y,1}$	n_2	$v_{z,2}$	$v_{y,2}$	n_3	$v_{z,3}$	$v_{y,3}$
LK1	0%	37%	2%	19%	23%	2%	12%	17%	2%	16%
LK2	1%	5%	2%	9%	2%	1%	5%	4%	1%	7%
LK3	0%	48%	1%	20%	33%	2%	13%	26%	1%	17%
LK4	9%	27%	8%	30%	33%	4%	17%	35%	16%	20%
LK5	6%	27%	8%	39%	12%	5%	25%	19%	16%	29%
LK6	14%	38%	13%	46%	48%	6%	26%	50%	22%	30%
LK7	13%	16%	13%	52%	32%	7%	31%	39%	22%	36%
LK8	9%	29%	8%	33%	36%	4%	19%	37%	16%	20%
LK9	7%	27%	8%	43%	12%	5%	27%	20%	16%	29%
LK10	8%	27%	8%	27%	34%	4%	16%	37%	16%	20%
LK11	6%	29%	7%	36%	13%	5%	23%	22%	16%	29%
LK12	9%	21%	8%	26%	33%	4%	12%	37%	20%	32%
LK13	15%	27%	15%	66%	39%	8%	41%	42%	20%	27%
LK14	3%	6%	3%	21%	15%	2%	19%	19%	15%	27%
LK15	11%	12%	13%	68%	23%	7%	44%	27%	14%	18%

Zeitpunkt $t = \infty$

Folgende Tabellen werten die Spannungen aus dem FEM Modell aus:

Tabelle 118: Maximale Spannungen im Querschnitt zum Zeitpunkt $t = \infty$

Werte in [N/mm ²]	k_{mod}	Holz		UHPFRC	
		$\sigma_{x,min}$	$\sigma_{x,max}$	$\sigma_{x,min}$	$\sigma_{x,max}$
LK1	0,6	-2,26	2,62	-1,6	1,28
LK2	0,8	-0,93	1,85	-2,03	0,21
LK3	0,8	-4,59	3,99	-0,29	3,64
LK4	0,9	-5,79	9,41	-10,39	0,86
LK5	0,9	-10,84	12,39	-6,54	5,56
LK6	0,9	-9,1	14,1	-14,3	1,5
LK7	0,9	-13,1	16,5	-11,2	4,7
LK8	0,9	-5,86	9,89	-10,64	0,99
LK9	0,9	-10,93	12,89	-6,79	5,48
LK10	0,9	-5,73	8,93	-10,14	0,88
LK11	0,9	-10,77	11,91	-6,28	5,65
LK12	1,0	-11,79	15,38	-10,74	1,6
LK13	1,0	-12,03	16,01	-10,24	2,06
LK14	1,0	-9,17	11,14	-7,06	2,13
LK15	1,0	-10,12	11,87	-6,22	2,91

Tabelle 119: Ausnutzungsgrade der Querschnitte zum Zeitpunkt $t = \infty$

	k_{mod}	Holz		UHPFRC	
		$\sigma_{x,min}$ [N/mm ²]	$\sigma_{x,max}$ [N/mm ²]	$\sigma_{x,min}$ [N/mm ²]	$\sigma_{x,max}$ [N/mm ²]
LK1	0,6	20%	29%	2%	20%
LK2	0,8	6%	15%	2%	3%
LK3	0,8	31%	33%	0%	58%
LK4	0,9	35%	70%	10%	14%
LK5	0,9	65%	92%	6%	88%
LK6	0,9	55%	104%	14%	23%
LK7	0,9	79%	122%	11%	75%
LK8	0,9	35%	73%	10%	16%
LK9	0,9	66%	95%	6%	87%
LK10	0,9	34%	66%	10%	14%
LK11	0,9	65%	88%	6%	89%
LK12	1,0	64%	103%	10%	25%
LK13	1,0	65%	107%	10%	33%
LK14	1,0	50%	74%	7%	34%
LK15	1,0	55%	79%	6%	46%

Tabelle 120: Maximale Schubkräfte der Schubverbinder zum Zeitpunkt $t = \infty$

Werte in kN/m	Bereich 1	Bereich 2			Bereich 3			Bereich 4		
	$v_{z,1}$	$n_{x,2}$	$v_{z,2}$	$v_{y,2}$	$n_{x,3}$	$v_{z,3}$	$v_{y,3}$	$n_{x,4}$	$v_{z,4}$	$v_{y,4}$
LK1	8,2	10,9	9,9	2,9	4,2	5,7	0,6	5,2	5,3	0,8
LK2	12,5	51,4	9,7	2,0	21,1	3,8	0,4	17,5	4,7	0,5
LK3	0,0	102,9	7,1	5,0	29,4	8,8	1,3	20,5	6,8	1,5
LK4	63,2	173,4	48,5	12,4	77,4	22,2	3,0	67,4	120,8	3,0
LK5	45,7	99,4	44,8	17,3	17,9	29,3	4,5	29,0	121,3	4,7
LK6	99,8	229,2	77,4	19,4	105,9	37,6	4,5	93,2	167,6	4,6
LK7	86,4	70,0	74,3	23,3	56,4	43,1	5,8	59,0	168,1	6,0
LK8	66,7	182,3	50,7	13,9	81,2	22,7	3,4	70,6	120,9	3,0
LK9	48,9	100,8	47,0	18,7	20,1	29,8	4,9	31,0	121,4	4,7
LK10	59,9	173,9	46,1	11,0	79,7	21,5	2,6	70,6	120,6	3,0
LK11	42,5	104,7	42,7	15,8	20,3	28,7	4,1	34,3	121,2	4,7
LK12	66,6	91,1	51,8	13,5	65,6	29,0	2,8	65,7	185,0	6,9
LK13	66,6	91,1	51,8	13,5	65,6	29,0	2,8	65,7	185,0	6,9
LK14	19,4	31,2	17,9	10,7	32,6	15,3	3,9	36,6	135,0	5,6
LK15	79,9	63,4	80,9	37,1	50,5	52,7	10,2	52,0	130,5	3,9

Tabelle 121: Ausnutzungsgrade der Schubverbinder zum Zeitpunkt $t = \infty$

	Bereich 1	Bereich 2			Bereich 3			Bereich 4		
	$v_{z,0}$	n_1	$v_{z,1}$	$v_{y,1}$	n_2	$v_{z,2}$	$v_{y,2}$	n_3	$v_{z,3}$	$v_{y,3}$
LK1	2%	4%	2%	9%	3%	1%	5%	4%	1%	7%
LK2	2%	13%	2%	5%	12%	1%	2%	11%	1%	3%
LK3	0%	25%	1%	12%	17%	2%	7%	13%	1%	10%
LK4	10%	38%	8%	27%	39%	3%	15%	38%	19%	17%
LK5	7%	22%	7%	37%	9%	5%	23%	16%	19%	27%
LK6	15%	50%	12%	42%	54%	6%	23%	53%	26%	26%
LK7	13%	15%	11%	51%	29%	7%	29%	34%	26%	34%
LK8	10%	40%	8%	30%	41%	4%	17%	40%	19%	17%
LK9	8%	22%	7%	41%	10%	5%	25%	18%	19%	27%
LK10	9%	38%	7%	24%	40%	3%	13%	40%	19%	17%
LK11	7%	23%	7%	34%	10%	4%	21%	20%	19%	27%
LK12	9%	18%	7%	26%	30%	4%	13%	34%	26%	35%
LK13	9%	18%	7%	26%	30%	4%	13%	34%	26%	35%
LK14	3%	6%	2%	21%	15%	2%	18%	19%	19%	29%
LK15	11%	12%	11%	72%	23%	7%	46%	27%	18%	20%

9.5.5 (IV) Kerven

Bemessungsgrundlagen

Kerven stellen eine steife und konstruktiv einfache Möglichkeit dar, den Schub zu übertragen.

Ein potenzielles Problem dieser Verbindung ist die Schwächung des Holzquerschnitts. In der Regel wird die Binderoberseite mit den dort eingefrästen Kerven überdrückt, weshalb die Querschnittsschwächung nicht kritisch zu sehen ist.

Im Modell wurden die Kerven über Linienfreigaben erstellt, die (wie die Kerven) quer zur Spannrichtung verlaufen.

Eine Querschnittsschwächung wurde aus den oben genannten Gründen nicht modelliert. Die Anzahl der Kerven nimmt wegen der sich verringernden Beanspruchung zur Feldmitte hin ab.

Die Kerven übertragen Schub in x- und y-Richtung sowie Kräfte in y-Richtung. Im Gegensatz zu den anderen Schubverbindern ist die Kraftübertragung in z im Bereich der Feldmitte wegen des großen Abstands der Linienfreigaben im FEM Modell eingeschränkt. In Realität können jedoch die vertikalen Druckkräfte (in Z+) vom UHPFRC auf das Holz übertragen werden. Diese Kraftübertragung wurde über eine Linienfreigabe modelliert. Die Ursprungslinien davon sind jeweils die oberen Kanten der Holzquerschnitte:

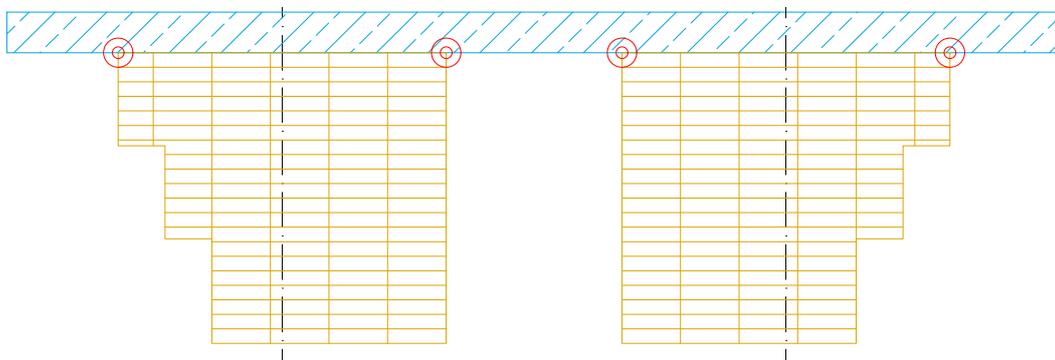


Abbildung 129: Linienfreigaben entlang der Holzkannten (rote Kreise)

Die Linienfreigabe der Holzkannten wirkt nur unter Druckbelastung (in z) und hat eine Steifigkeit von 700 000 kN/m. Eine zu steife Verbindung führt zu unrealistischen Ergebnissen bei der FEM Berechnung.

9 Alternativbetrachtung einer UHPFRC-Holz-Verbund-Brücke

Bei $t = 90$ d wird lokal in der LK3 und der LK5 die maximal zulässige Zugspannung (von $6,32 \text{ N/mm}^2$) überschritten:

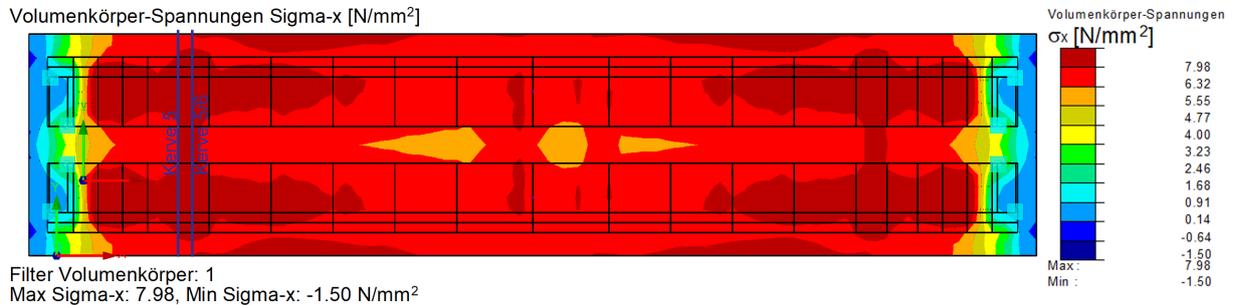


Abbildung 130: Spannungen (σ_x) in UHPFRC Platte - Untersicht (LK3, $t = 90$ d)
tieftrote Bereiche sind Spannungsüberschreitungen

Die oben eingezeichneten Schnitte haben folgende Spannungsverläufe:

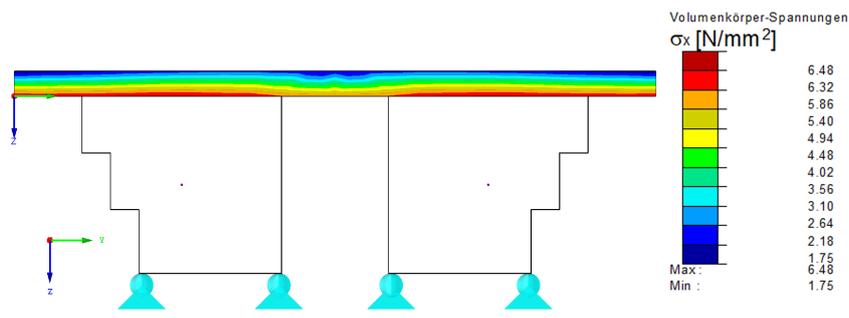


Abbildung 131: Spannungen (σ_x) in UHPFRC Platte - Schnitt durch Kerbe 5
(LK3, $t = 90$ d)

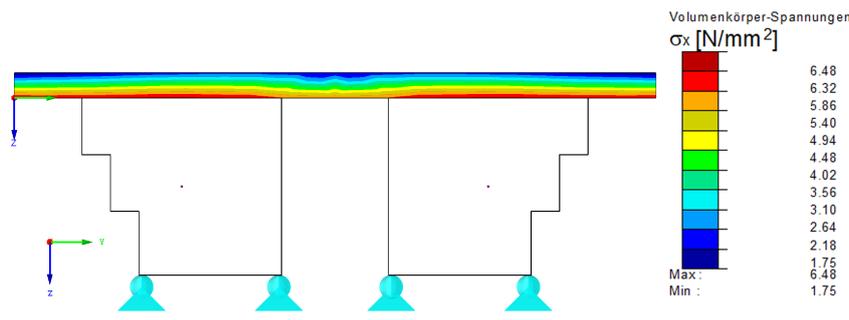


Abbildung 132: Spannungen (σ_x) in UHPFRC Platte - Schnitt zwischen Kerbe 5 und 6
(LK3, $t = 90$ d)

Die Fläche der Spannungsüberschreitungen ist äußerst gering. Die konstruktive Anordnung von Bewehrung wird hier als ausreichend angenommen (vgl. Abschnitt 9.5.2).

Zeitpunkt t = 0

Folgende Tabellen werten die Spannungen aus dem FEM Modell aus:

Tabelle 122: Maximale Spannungen im Querschnitt zum Zeitpunkt t = 0

Werte in [N/mm ²]	k_{mod}	Holz		UHPFRC	
		$\sigma_{x,min}$	$\sigma_{x,max}$	$\sigma_{x,min}$	$\sigma_{x,max}$
LK1	0,6	-0,63	1,50	-2,37	0,30
LK2	0,8	-0,67	3,99	-5,34	1,15
LK3	0,8	-3,34	2,92	-0,88	2,91
LK4	0,9	-1,79	5,57	-15,63	2,10
LK5	0,9	-4,54	8,56	-12,31	2,14
LK6	0,9	-3,24	9,46	-20,98	2,58
LK7	0,9	-5,80	11,26	-19,00	1,54
LK8	0,9	-1,14	6,03	-15,95	2,25
LK9	0,9	-4,58	9,03	-12,65	2,06
LK10	0,9	-3,82	5,12	-15,31	1,97
LK11	0,9	-6,38	8,10	-11,96	2,21
LK12	1,0	-4,93	10,41	-20,31	1,86
LK13	1,0	-4,71	10,41	-19,76	2,28
LK14	1,0	-4,71	7,14	-14,43	0,90
LK15	1,0	-4,93	7,14	-13,58	1,60

Tabelle 123: Ausnutzungsgrade der Querschnitte zum Zeitpunkt t = 0

	k_{mod}	Holz		UHPFRC	
		$\sigma_{x,min}$	$\sigma_{x,max}$	$\sigma_{x,min}$	$\sigma_{x,max}$
LK1	0,6	6%	17%	2%	5%
LK2	0,8	5%	33%	5%	18%
LK3	0,8	23%	24%	1%	46%
LK4	0,9	11%	41%	15%	33%
LK5	0,9	27%	63%	12%	34%
LK6	0,9	20%	70%	20%	41%
LK7	0,9	35%	83%	18%	24%
LK8	0,9	7%	45%	15%	36%
LK9	0,9	28%	67%	12%	33%
LK10	0,9	23%	38%	15%	31%
LK11	0,9	38%	60%	11%	35%
LK12	1,0	27%	69%	19%	29%
LK13	1,0	26%	69%	19%	36%
LK14	1,0	26%	48%	14%	14%
LK15	1,0	27%	48%	13%	25%

Tabelle 124: Maximale Schubkräfte der Kernen zum Zeitpunkt $t = 0$

Werte in kN/m	Rand	Kernen		
	$v_{z,1}$	$n_{x,2}$	$v_{z,2}$	$v_{y,2}$
LK1	3,7	0,1	14,0	6,3
LK2	11,1	0,0	39,0	78,8
LK3	4,5	0,2	15,2	59,3
LK4	26,8	0,6	90,4	93,9
LK5	17,2	0,8	52,0	50,0
LK6	35,7	1,0	124,0	75,6
LK7	27,42	1,18	97,59	31,93
LK8	28,6	0,7	95,5	96,4
LK9	18,1	0,9	54,1	47,8
LK10	26,2	0,5	88,6	93,3
LK11	17,1	0,8	51,9	52,3
LK12	23,0	0,6	93,9	34,8
LK13	39,9	1,7	127,0	37,2
LK14	15,3	0,3	51,6	22,4
LK15	33,7	1,7	97,9	25,9

Tabelle 125: Ausnutzungsgrade der Kernen zum Zeitpunkt $t = 0$

	Rand	Kernen		
	$v_{z,0}$	n_1	$v_{z,1}$	$v_{y,1}$
LK1	1%	6%	3%	3%
LK2	2%	1%	6%	32%
LK3	1%	9%	2%	24%
LK4	4%	22%	13%	34%
LK5	2%	30%	8%	18%
LK6	5%	38%	18%	27%
LK7	4%	43%	14%	12%
LK8	4%	25%	14%	35%
LK9	3%	32%	8%	17%
LK10	4%	20%	13%	34%
LK11	2%	28%	8%	19%
LK12	3%	18%	12%	11%
LK13	5%	55%	17%	12%
LK14	2%	11%	7%	7%
LK15	4%	54%	13%	8%

Zeitpunkt t = 90 d

Folgende Tabellen werten die Spannungen aus dem FEM Modell aus:

Tabelle 126: Maximale Spannungen im Querschnitt zum Zeitpunkt t = 90 d

Werte in kN/m	Rand	Kerven			Schrauben
	$v_{z,1}$	$n_{x,2}$	$v_{z,2}$	$v_{y,2}$	$F_{Ed,ax}$
LK1	5,6	0,3	19,0	81,9	21,3
LK2	3,1	0,1	9,5	8,3	2,2
LK3	8,6	0,4	39,2	147,0	38,3
LK4	18,3	0,8	62,9	22,1	5,8
LK5	20,0	1,0	58,2	137,5	35,8
LK6	27,3	1,2	95,9	31,9	8,3
LK7	25,99	1,32	81,63	104,64	27,25
LK8	18,5	0,9	58,0	26,3	6,8
LK9	19,4	1,0	58,2	109,3	28,5
LK10	16,8	0,7	51,7	30,8	8,0
LK11	19,3	0,9	53,1	113,8	29,6
LK12	24,2	0,7	72,7	63,8	16,6
LK13	35,0	1,8	104,2	67,5	17,6
LK14	18,2	0,4	53,2	70,5	18,4
LK15	30,5	1,8	94,1	75,6	19,7

Tabelle 127: Ausnutzungsgrade der Querschnitte zum Zeitpunkt t = 90 d

	k_{mod}	Holz		UHPFRC	
		$\sigma_{x,min}$	$\sigma_{x,max}$	$\sigma_{x,min}$	$\sigma_{x,max}$
LK1	0,6	41%	38%	1%	63%
LK2	0,8	6%	15%	2%	5%
LK3	0,8	54%	40%	1%	117%
LK4	0,9	16%	55%	13%	20%
LK5	0,9	47%	77%	10%	103%
LK6	0,9	35%	84%	18%	28%
LK7	0,9	47%	97%	16%	72%
LK8	0,9	23%	63%	13%	17%
LK9	0,9	41%	77%	11%	80%
LK10	0,9	36%	57%	12%	17%
LK11	0,9	41%	70%	10%	83%
LK12	1,0	35%	82%	17%	41%
LK13	1,0	44%	82%	17%	43%
LK14	1,0	30%	60%	12%	47%
LK15	1,0	41%	60%	11%	51%

Tabelle 128: Maximale Schubkräfte der Kernen zum Zeitpunkt $t = 90$ d

Werte in kN/m	Rand	Kernen		
	$v_{z,1}$	$n_{x,2}$	$v_{z,2}$	$v_{y,2}$
LK1	5,6	0,3	19,0	81,9
LK2	3,1	0,1	9,5	8,3
LK3	8,6	0,4	39,2	147,0
LK4	18,3	0,8	62,9	22,1
LK5	20,0	1,0	58,2	137,5
LK6	27,3	1,2	95,9	31,9
LK7	25,99	1,32	81,63	104,64
LK8	20,2	0,8	67,3	23,7
LK9	20,1	1,0	59,9	135,2
LK10	18,0	0,7	60,6	23,6
LK11	20,0	0,9	56,6	139,8
LK12	24,2	0,7	72,7	63,8
LK13	35,0	1,8	104,2	67,5
LK14	18,2	0,4	53,2	70,5
LK15	30,5	1,8	94,1	75,6

Tabelle 129: Ausnutzungsgrade der Kernen zum Zeitpunkt $t = 90$ d

	Rand	Kernen		
	$v_{z,0}$	n_1	$v_{z,1}$	$v_{y,1}$
LK1	1%	14%	4%	44%
LK2	1%	6%	2%	3%
LK3	1%	15%	6%	60%
LK4	3%	27%	9%	8%
LK5	3%	35%	8%	50%
LK6	4%	43%	14%	12%
LK7	4%	48%	12%	38%
LK8	3%	30%	10%	9%
LK9	3%	37%	9%	49%
LK10	3%	25%	9%	9%
LK11	3%	33%	8%	50%
LK12	3%	23%	9%	21%
LK13	5%	59%	14%	22%
LK14	2%	12%	7%	23%
LK15	4%	59%	12%	25%

Zeitpunkt $t = \infty$

Folgende Tabellen werten die Spannungen aus dem FEM Modell aus:

Tabelle 130: Maximale Spannungen im Querschnitt zum Zeitpunkt $t = \infty$

Werte in [N/mm ²]	k_{mod}	Holz		UHPFRC	
		$\sigma_{x,min}$	$\sigma_{x,max}$	$\sigma_{x,min}$	$\sigma_{x,max}$
LK1	0,6	-2,32	2,59	-0,72	1,36
LK2	0,8	-0,33	1,77	-2,59	0,47
LK3	0,8	-7,08	4,43	-0,75	4,45
LK4	0,9	-3,61	7,92	-10,45	1,09
LK5	0,9	-9,83	11,64	-5,14	4,31
LK6	0,9	-6,4	12,3	-14,0	1,5
LK7	0,9	-11,4	15,2	-9,7	3,4
LK8	0,9	-3,73	8,43	-10,67	1,22
LK9	0,9	-9,94	12,15	-5,36	4,28
LK10	0,9	-5,47	7,42	-10,24	0,95
LK11	0,9	-9,71	11,14	-4,92	4,36
LK12	1,0	-9,91	14,25	-10,92	1,28
LK13	1,0	-9,64	14,22	-10,66	1,52
LK14	1,0	-7,65	10,19	-7,21	1,44
LK15	1,0	-8,04	10,15	-6,76	1,63

Tabelle 131: Ausnutzungsgrade der Querschnitte zum Zeitpunkt $t = \infty$

	k_{mod}	Holz		UHPFRC	
		$\sigma_{x,min}$ [N/mm ²]	$\sigma_{x,max}$ [N/mm ²]	$\sigma_{x,min}$ [N/mm ²]	$\sigma_{x,max}$ [N/mm ²]
LK1	0,6	21%	29%	1%	22%
LK2	0,8	2%	15%	2%	7%
LK3	0,8	48%	37%	1%	70%
LK4	0,9	22%	59%	10%	17%
LK5	0,9	59%	86%	5%	68%
LK6	0,9	39%	91%	13%	24%
LK7	0,9	68%	113%	9%	53%
LK8	0,9	22%	62%	10%	19%
LK9	0,9	60%	90%	5%	68%
LK10	0,9	33%	55%	10%	15%
LK11	0,9	58%	83%	5%	69%
LK12	1,0	54%	95%	10%	20%
LK13	1,0	52%	95%	10%	24%
LK14	1,0	41%	68%	7%	23%
LK15	1,0	44%	68%	6%	26%

Tabelle 132: Maximale Schubkräfte der Kernen zum Zeitpunkt $t = \infty$

Werte in kN/m	Rand	Kernen			Schrauben
	$v_{z,1}$	$n_{x,2}$	$v_{z,2}$	$v_{y,2}$	$F_{Ed,ax}$
LK1	4,4	0,2	12,9	39,2	10,2
LK2	7,8	0,1	27,0	35,4	9,2
LK3	8,3	0,4	54,6	129,5	33,7
LK4	27,4	0,8	73,2	49,9	13,0
LK5	29,8	1,2	76,3	144,3	37,6
LK6	39,0	1,3	102,3	36,3	9,4
LK7	39,08	1,64	99,32	121,47	31,63
LK8	29,0	0,9	76,0	52,0	13,5
LK9	29,8	1,3	76,3	142,3	37,1
LK10	26,8	0,7	70,4	48,5	12,6
LK11	29,7	1,2	76,2	146,3	38,1
LK12	38,9	0,9	99,2	54,5	14,2
LK13	39,1	2,1	116,3	57,4	14,9
LK14	28,5	0,4	72,7	60,6	15,8
LK15	33,9	2,1	104,7	62,5	16,3

Tabelle 133: Ausnutzungsgrade der Kernen zum Zeitpunkt $t = \infty$

	Rand	Kernen		
	$v_{z,0}$	n_1	$v_{z,1}$	$v_{y,1}$
LK1	1%	11%	3%	21%
LK2	1%	2%	4%	14%
LK3	1%	17%	9%	53%
LK4	4%	29%	11%	18%
LK5	4%	44%	11%	52%
LK6	6%	47%	15%	13%
LK7	6%	59%	14%	44%
LK8	4%	31%	11%	19%
LK9	4%	47%	11%	51%
LK10	4%	26%	10%	18%
LK11	4%	42%	11%	53%
LK12	5%	30%	13%	18%
LK13	5%	69%	15%	19%
LK14	4%	14%	9%	20%
LK15	4%	67%	14%	20%

9.6 Fahrbahnplatte im Grenzzustand der Tragfähigkeit (STR/GEO)

In diesem Abschnitt wird der Spannungsnachweis quer zur Spannrichtung (in Y) untersucht.

Die Spannungen in der Fahrbahnplatte in Spannrichtung (X) wurden bereits im Abschnitt 9.5 beschrieben. Die Einwirkung „Anprall“ wird im Folgenden nicht untersucht, da die auftretenden Spannungen über Bewehrungsstäbe aufgenommen werden (vgl. Abschnitt 9.3.6).

Bei der Auswertung der Spannungen wird wieder die Zugspannung im UHPFRC maßgebend. Insbesondere auf der Plattenoberseite erreicht diese unter bestimmten Lastkombinationen Werte in der Nähe der zulässigen Zugspannung ($6,32 \text{ N/mm}^2$), überschreitet diese jedoch nie.

Folgender Lastfall ist eine kritische Lastkombination (LK13 ($t = 90 \text{ d}$), HBV-Verbinder):

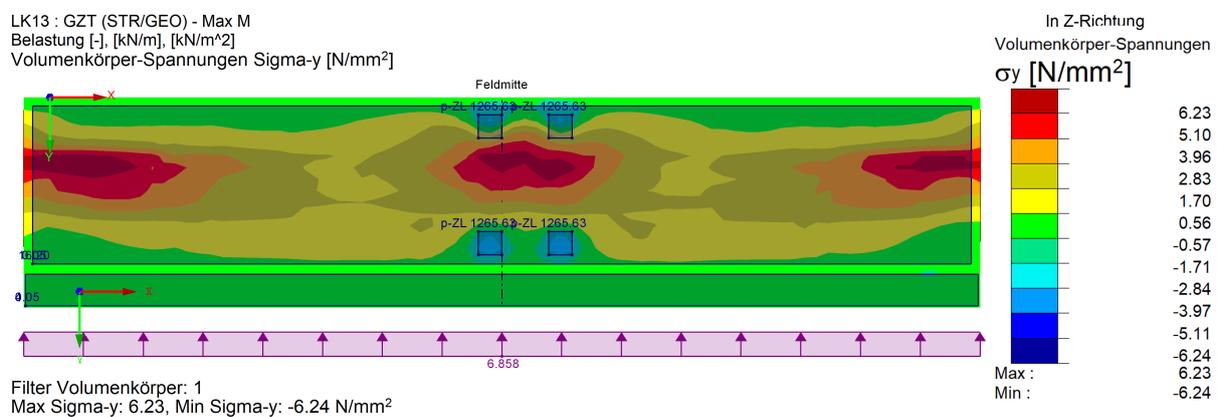


Abbildung 133: Spannungen (σ_y) in Fahrbahnplatte - Draufsicht (LK13, $t = 90 \text{ d}$)

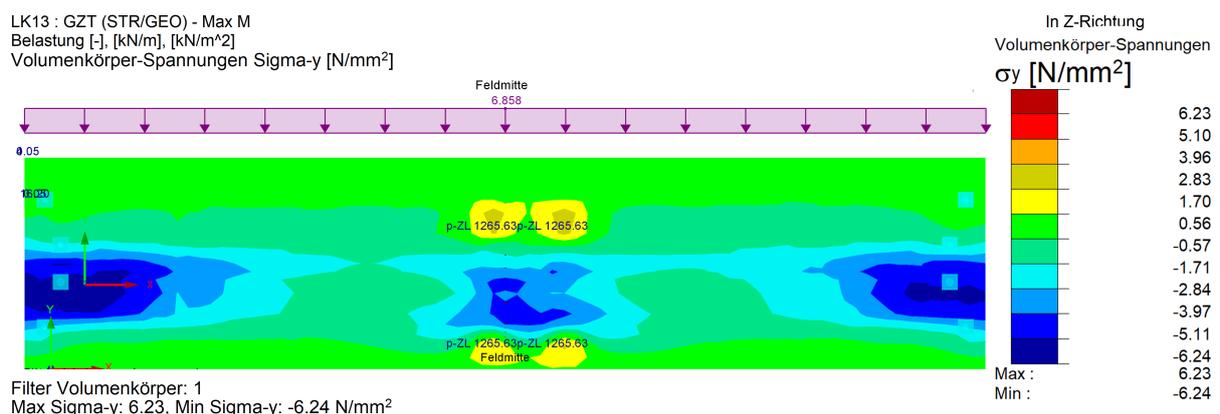


Abbildung 134: Spannungen (σ_y) in Fahrbahnplatte - Untersicht (LK13, $t = 90 \text{ d}$)

9.7 Verformungen in Feldmitte im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit - maximales Moment

Die maßgebende Lastkombination der Verformung entspricht den Anforderungen, die in Abschnitt 8.5.11 beschrieben werden. Sie sollte $l/400$ unterschreiten, somit kleiner als 38,5 mm sein:

Tabelle 134: Maßgebende Verformungen im GZG

Variante		Durchbiegung in Feldmitte [mm]
(I)	Eingeklebte Gewindestange	36,1
(II)	HBV-Schubverbinder	36,5
(III)	Selbstbohrende Schrauben	38,9
(IV)	Kerven	35,0

Der Nachweis bei (III) Selbstbohrende Schrauben ist knapp nicht erfüllt; eine Abhilfe kann sein den Querschnitt des Binders zu verändern.

Die Vorkrümmung soll dazu dienen, die Verformungen aus Eigengewicht und Schwinden auszugleichen, sodass die Brücke ohne andere Belastung keine Krümmung mehr aufweist. Je nach Schubsteifigkeit ergeben sich andere erforderlichen Vorkrümmungen (vgl. Tabelle 135).

Tabelle 135: Erforderliche Vorkrümmung (GZG)

Variante		Vorkrümmung in Feldmitte [mm]
(I)	Eingeklebte Gewindestange	16,0
(II)	HBV-Schubverbinder	16,3
(III)	Selbstbohrende Schrauben	17,7
(IV)	Kerven	15,3

9.8 Hauptträger im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (charakteristisch) - maximales Moment

9.8.1 Einwirkungskombination - Ständige/vorübergehende Situation

Der Nachweis der Wasserdichtheit wird auf dem charakteristischen Niveau geführt (vgl. [HDB06]). Die Kombinationen zur Überprüfung der Wasserdichtheit entsprechen denen, die im GZT berücksichtigt werden müssen, jedoch werden die Lasten nicht mit den Teilsicherheitsbeiwerten (γ_{sup}) beaufschlagt:

Tabelle 136: Lastkombinationen für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit charakteristisch

	KLED	Eigengew.& Schwinden γ_{sup}	Komb. T / HF ψ_0	gr 1a TS UDL ψ_0 ψ_0		TS ψ_1	gr 2 UDL ψ_1	HLS ψ_0	Wind in Y+ / Y- ψ_0
LK1	ständig	1							
LK2/3	mittel	1	1						
LK4/5	kurz	1	1	0,75	0,4				
LK6/7	kurz	1	0,6	1	1				
LK8-11	kurz	1	0,6			0,75	0,4	1	
LK12/13	k./s.k.	1		1	1				0,6
LK14/15	k./s.k.	1		0,75	0,4				1

9.8.2 Zulässige Spannungen

Im GZG darf UHPFRC bis zum charakteristischen Niveau belastet werden. Für den hier verwendeten UHPFRC liegt der charakteristische Wert der elastischen Zuggrenze bei $f_{Utek} = 9,2 \text{ N/mm}^2$ (vgl. Abschnitt 5.2.4).

Der charakteristische Wert der Druckfestigkeit ist $161,4 \text{ N/mm}^2$ (vgl. Abschnitt 5.2.1).

9.8.3 (I) Eingeklebte Gewindestangen

Zeitpunkt $t = 0$ und $t = 90$ d

Die Steifigkeit der eingeklebten Gewindestangen wurden konstant und unabhängig von GZT oder GZG angenommen. Da die zulässige Spannung und die Einwirkungen im GZG geringer sind, müssen nur Lastfälle im GZG überprüft werden, bei denen die zulässigen Spannungen überschritten werden. Bei $t = 0$ gibt es keinerlei Spannungsüberschreitungen im GZT, bei $t = 90$ d führt die Lastkombination 3 zu Zugspannungsüberschreitungen im UHPFRC. Die Auswertung im GZG liefert folgende Werte:

Tabelle 137: Spannung und Ausnutzungsgrad im GZG charakteristische Kombination ($t = 90$ d)

LK3	Holz			UHPFRC	
	k_{mod}	$\sigma_{x,min}$	$\sigma_{x,max}$	$\sigma_{x,min}$	$\sigma_{x,max}$
σ [N/mm^2]	0,8	-5,60	4,22	-1,24	6,23
η [-]	0,8	29%	27%	1%	68%

Zeitpunkt $t = \infty$

Bei $t = \infty$ wird eine andere Steifigkeit angesetzt, diese Kombinationen müssen genauer untersucht werden. Folgende Tabellen werten die Spannungen aus dem FEM Modell aus:

Tabelle 138: Spannungen im GZG charakteristische Kombination ($t = \infty$)

Werte in [N/mm ²]	k_{mod}	Holz		UHPFRC	
		$\sigma_{x,min}$	$\sigma_{x,max}$	$\sigma_{x,min}$	$\sigma_{x,max}$
LK1	0,6	-2,07	2,19	-0,45	1,26
LK2	0,8	-1,14	1,64	-0,91	0,36
LK3	0,8	-2,95	2,71	-0,63	2,13
LK4	0,9	-2,86	5,88	-8,51	0,63
LK5	0,9	-5,83	7,95	-5,75	2,46
LK6	0,9	-4,6	8,8	-11,8	1,1
LK7	0,9	-6,6	10,5	-9,7	1,8
LK8	0,9	-2,39	6,25	-8,71	0,74
LK9	0,9	-5,87	8,32	-5,95	2,42
LK10	0,9	-4,44	5,94	-7,75	0,69
LK11	0,9	-5,2	7,18	-6,09	1,84
LK12	1,0	-5,34	9,67	-10,89	0,95
LK13	1,0	-6,3	9,66	-10,57	1,17
LK14	1,0	-4,24	6,94	-7,38	0,77
LK15	1,0	-5,75	6,92	-6,89	0,91

Tabelle 139: Ausnutzungsgrad im GZG charakteristische Kombination ($t = \infty$)

	k_{mod}	Holz		UHPFRC	
		$\sigma_{x,min}$	$\sigma_{x,max}$	$\sigma_{x,min}$	$\sigma_{x,max}$
LK1	0,6	14%	19%	0%	14%
LK2	0,8	6%	11%	1%	4%
LK3	0,8	15%	17%	0%	23%
LK4	0,9	13%	34%	5%	7%
LK5	0,9	27%	45%	4%	27%
LK6	0,9	21%	50%	7%	11%
LK7	0,9	31%	60%	6%	20%
LK8	0,9	11%	36%	5%	8%
LK9	0,9	27%	47%	4%	26%
LK10	0,9	21%	34%	5%	8%
LK11	0,9	24%	41%	4%	20%
LK12	1,0	22%	50%	7%	10%
LK13	1,0	26%	50%	7%	13%
LK14	1,0	18%	36%	5%	8%
LK15	1,0	24%	35%	4%	10%

9.8.4 (II) HBV-Schubverbinder

Im GZG wird eine andere Steifigkeit der Schubverbinder angesetzt. Somit müssen sämtliche Lastkombinationen untersucht werden.

Zeitpunkt t = 0 Folgende Tabellen werten die Spannungen aus dem FEM Modell aus:

Tabelle 140: Spannungen im GZG charakteristische Kombination (t = 0)

Werte in [N/mm ²]	k_{mod}	Holz		UHPFRC	
		$\sigma_{x,min}$	$\sigma_{x,max}$	$\sigma_{x,min}$	$\sigma_{x,max}$
LK1	0,6	-0,52	1,15	-1,69	0,25
LK2	0,8	-0,49	1,78	-3,72	0,91
LK3	0,8	-2,18	2,23	-0,59	1,79
LK4	0,9	-1,62	4,38	-11,76	1,72
LK5	0,9	-3,61	6,59	-9,23	1,28
LK6	0,9	-2,74	7,34	-15,77	2,09
LK7	0,9	-4,61	8,67	-14,26	1,36
LK8	0,9	-0,98	4,73	-12,01	1,84
LK9	0,9	-3,62	6,94	-9,49	1,21
LK10	0,9	-3,61	4,50	-10,99	1,34
LK11	0,9	-4,74	5,82	-9,46	0,81
LK12	1,0	-3,86	8,02	-15,21	1,51
LK13	1,0	-3,72	8,01	-14,80	1,91
LK14	1,0	-3,65	5,52	-10,82	0,75
LK15	1,0	-3,76	5,55	-10,13	1,41

Tabelle 141: Ausnutzungsgrad im GZG charakteristische Kombination (t = 0)

	k_{mod}	Holz		UHPFRC	
		$\sigma_{x,min}$	$\sigma_{x,max}$	$\sigma_{x,min}$	$\sigma_{x,max}$
LK1	0,6	4%	10%	1%	3%
LK2	0,8	3%	11%	2%	10%
LK3	0,8	11%	14%	0%	19%
LK4	0,9	8%	25%	7%	19%
LK5	0,9	17%	38%	6%	14%
LK6	0,9	13%	42%	10%	23%
LK7	0,9	21%	49%	9%	15%
LK8	0,9	5%	27%	7%	20%
LK9	0,9	17%	40%	6%	13%
LK10	0,9	17%	26%	7%	15%
LK11	0,9	22%	33%	6%	9%
LK12	1,0	16%	41%	9%	16%
LK13	1,0	16%	41%	9%	21%
LK14	1,0	15%	28%	7%	8%
LK15	1,0	16%	28%	6%	15%

Zeitpunkt t = 90 d

Folgende Tabellen werten die Spannungen aus dem FEM Modell aus:

Tabelle 142: Spannung im GZG charakteristische Kombination (t = 90 d)

Werte in [N/mm ²]	Holz			UHPFRC	
	k_{mod}	$\sigma_{x,min}$	$\sigma_{x,max}$	$\sigma_{x,min}$	$\sigma_{x,max}$
LK1	0,6	-3,84	3,19	-1,11	3,93
LK2	0,8	-1,88	2,05	-0,90	1,56
LK3	0,8	-5,69	4,27	-1,73	6,31
LK4	0,9	-3,31	6,41	-9,68	0,97
LK5	0,9	-7,08	8,62	-7,17	5,32
LK6	0,9	-4,87	9,36	-13,71	1,48
LK7	0,9	-7,13	10,69	-12,20	3,99
LK8	0,9	-3,33	6,75	-9,94	0,90
LK9	0,9	-7,10	8,97	-7,43	5,23
LK10	0,9	-4,94	6,52	-8,91	1,90
LK11	0,9	-6,33	7,84	-7,40	4,46
LK12	1,0	-6,09	10,05	-13,15	2,72
LK13	1,0	-6,46	10,04	-12,74	2,84
LK14	1,0	-5,35	7,55	-8,76	3,03
LK15	1,0	-5,87	7,58	-8,06	3,26

Tabelle 143: Ausnutzungsgrad im GZG charakteristische Kombination (t = 90 d)

	k_{mod}	Holz		UHPFRC	
		$\sigma_{x,min}$	$\sigma_{x,max}$	$\sigma_{x,min}$	$\sigma_{x,max}$
LK1	0,6	27%	27%	1%	43%
LK2	0,8	10%	13%	1%	17%
LK3	0,8	30%	27%	1%	69%
LK4	0,9	15%	37%	6%	11%
LK5	0,9	33%	49%	4%	58%
LK6	0,9	23%	53%	8%	16%
LK7	0,9	33%	61%	8%	43%
LK8	0,9	15%	38%	6%	10%
LK9	0,9	33%	51%	5%	57%
LK10	0,9	23%	37%	6%	21%
LK11	0,9	29%	45%	5%	48%
LK12	1,0	25%	52%	8%	30%
LK13	1,0	27%	51%	8%	31%
LK14	1,0	22%	39%	5%	33%
LK15	1,0	24%	39%	5%	35%

Zeitpunkt $t = \infty$

Folgende Tabellen werten die Spannungen aus dem FEM Modell aus:

Tabelle 144: Spannungen im GZG charakteristische Kombination ($t = \infty$)

Werte in [N/mm ²]	Holz			UHPFRC	
	k_{mod}	$\sigma_{x,min}$	$\sigma_{x,max}$	$\sigma_{x,min}$	$\sigma_{x,max}$
LK1	0,6	-2,38	2,36	-0,3	1,41
LK2	0,8	-1,38	1,77	-0,7	0,49
LK3	0,8	-3,33	2,93	-0,45	2,37
LK4	0,9	-2,85	6,17	-7,96	0,78
LK5	0,9	-6,6	8,41	-4,9	2,64
LK6	0,9	-4,6	9,3	-11,0	1,2
LK7	0,9	-7,6	11,0	-8,6	2,1
LK8	0,9	-2,9	6,54	-8,15	0,88
LK9	0,9	-6,65	8,78	-5,09	2,58
LK10	0,9	-4,58	6,26	-7,15	0,71
LK11	0,9	-5,82	7,6	-5,31	2,06
LK12	1,0	-6,16	10,16	-9,99	0,87
LK13	1,0	-6,07	10,14	-9,65	1,21
LK14	1,0	-4,91	7,34	-6,73	1
LK15	1,0	-5,33	7,29	-6,17	1,11

Tabelle 145: Ausnutzungsgrad im GZG charakteristische Kombination ($t = \infty$)

	k_{mod}	Holz		UHPFRC	
		$\sigma_{x,min}$	$\sigma_{x,max}$	$\sigma_{x,min}$	$\sigma_{x,max}$
LK1	0,6	17%	20%	0%	15%
LK2	0,8	7%	11%	0%	5%
LK3	0,8	17%	19%	0%	26%
LK4	0,9	13%	35%	5%	8%
LK5	0,9	31%	48%	3%	29%
LK6	0,9	21%	53%	7%	13%
LK7	0,9	35%	63%	5%	23%
LK8	0,9	13%	37%	5%	10%
LK9	0,9	31%	50%	3%	28%
LK10	0,9	21%	36%	4%	8%
LK11	0,9	27%	43%	3%	22%
LK12	1,0	26%	52%	6%	9%
LK13	1,0	25%	52%	6%	13%
LK14	1,0	20%	38%	4%	11%
LK15	1,0	22%	37%	4%	12%

9.8.5 (III) Selbstbohrende Schrauben

Es gilt eine andere Nachgiebigkeit, als im GZT; aus diesem Grund müssen sämtliche Lastkombinationen untersucht werden.

Zeitpunkt $t = 0$

Folgende Tabellen werten die Spannungen aus dem FEM Modell aus:

Tabelle 146: Spannungen im GZG charakteristische Kombination ($t = 0$)

Werte in [N/mm ²]	k_{mod}	Holz		UHPFRC	
		$\sigma_{x,min}$	$\sigma_{x,max}$	$\sigma_{x,min}$	$\sigma_{x,max}$
LK1	0,6	-0,64	1,29	-1,58	0,16
LK2	0,8	-0,47	1,54	-3,21	0,21
LK3	0,8	-2,28	2,29	-0,45	1,59
LK4	0,9	-2,08	5,12	-11,18	0,7
LK5	0,9	-4,67	7,15	-8,86	2,14
LK6	0,9	-3,2	8,3	-15,0	1,2
LK7	0,9	-5,3	9,5	-13,6	1,3
LK8	0,9	-1,44	5,45	-11,42	0,8
LK9	0,9	-4,69	7,49	-9,12	2,08
LK10	0,9	-3,78	5,2	-10,46	0,76
LK11	0,9	-5,12	6,43	-9,06	1,34
LK12	1,0	-4,25	8,8	-14,52	1,07
LK13	1,0	-4,44	9,06	-14,09	1,37
LK14	1,0	-3,8	6,12	-10,37	0,45
LK15	1,0	-4,26	6,39	-9,65	0,98

Tabelle 147: Ausnutzungsgrad im GZG charakteristische Kombination (t = 0)

	k_{mod}	Holz		UHPFRC	
		$\sigma_{x,min}$	$\sigma_{x,max}$	$\sigma_{x,min}$	$\sigma_{x,max}$
LK1	0,6	4%	11%	1%	2%
LK2	0,8	2%	10%	2%	2%
LK3	0,8	12%	15%	0%	17%
LK4	0,9	10%	29%	7%	8%
LK5	0,9	22%	41%	5%	23%
LK6	0,9	15%	47%	9%	13%
LK7	0,9	24%	54%	8%	14%
LK8	0,9	7%	31%	7%	9%
LK9	0,9	22%	43%	6%	23%
LK10	0,9	18%	30%	6%	8%
LK11	0,9	24%	37%	6%	15%
LK12	1,0	18%	45%	9%	12%
LK13	1,0	19%	46%	9%	15%
LK14	1,0	16%	31%	6%	5%
LK15	1,0	18%	33%	6%	11%

Zeitpunkt t = 90 d

Folgende Tabellen werten die Spannungen aus dem FEM Modell aus:

Tabelle 148: Spannung im GZG charakteristische Kombination (t = 90 d)

Werte in [N/mm ²]	Holz			UHPFRC	
	k_{mod}	$\sigma_{x,min}$	$\sigma_{x,max}$	$\sigma_{x,min}$	$\sigma_{x,max}$
LK1	0,6	-4,49	3,55	-0,44	4,67
LK2	0,8	-2,68	2,50	-0,49	2,35
LK3	0,8	-6,21	4,55	-0,52	6,87
LK4	0,9	-5,07	7,37	-8,92	2,96
LK5	0,9	-8,59	9,40	-6,62	7,45
LK6	0,9	-7,08	10,55	-12,75	3,51
LK7	0,9	-9,18	11,77	-11,37	6,20
LK8	0,9	-5,10	7,70	-9,17	2,90
LK9	0,9	-8,61	9,75	-6,87	7,38
LK10	0,9	-5,77	7,45	-8,19	3,95
LK11	0,9	-7,88	8,68	-6,82	6,65
LK12	1,0	-8,18	11,04	-12,27	4,71
LK13	1,0	-8,24	11,31	-11,84	5,11
LK14	1,0	-6,92	8,35	-8,11	4,96
LK15	1,0	-7,02	8,64	-7,40	5,63

Tabelle 149: Ausnutzungsgrad im GZG charakteristische Kombination (t = 90 d)

	k_{mod}	Holz		UHPFRC	
		$\sigma_{x,min}$	$\sigma_{x,max}$	$\sigma_{x,min}$	$\sigma_{x,max}$
LK1	0,6	31%	30%	0%	51%
LK2	0,8	14%	16%	0%	26%
LK3	0,8	32%	29%	0%	75%
LK4	0,9	23%	42%	6%	32%
LK5	0,9	40%	54%	4%	81%
LK6	0,9	33%	60%	8%	38%
LK7	0,9	43%	67%	7%	67%
LK8	0,9	24%	44%	6%	32%
LK9	0,9	40%	56%	4%	80%
LK10	0,9	27%	42%	5%	43%
LK11	0,9	36%	49%	4%	72%
LK12	1,0	34%	57%	8%	51%
LK13	1,0	34%	58%	7%	56%
LK14	1,0	29%	43%	5%	54%
LK15	1,0	29%	44%	5%	61%

Zeitpunkt $t = \infty$

Folgende Tabellen werten die Spannungen aus dem FEM Modell aus:

Tabelle 150: Spannungen im GZG charakteristische Kombination ($t = \infty$)

Werte in [N/mm ²]	Holz			UHPFRC	
	k_{mod}	$\sigma_{x,min}$	$\sigma_{x,max}$	$\sigma_{x,min}$	$\sigma_{x,max}$
LK1	0,6	-1,91	2,07	-1,04	1,35
LK2	0,8	-0,81	1,43	-1,63	0,19
LK3	0,8	-2,99	2,70	-0,46	2,82
LK4	0,9	-3,65	6,53	-10,50	1,56
LK5	0,9	-5,81	7,79	-9,33	4,55
LK6	0,9	-5,41	9,56	-14,87	2,08
LK7	0,9	-7,12	10,56	-13,96	4,47
LK8	0,9	-4,11	7,13	-10,54	2,14
LK9	0,9	-5,41	7,88	-9,84	3,93
LK10	0,9	-4,07	6,45	-9,99	2,21
LK11	0,9	-5,44	7,20	-9,29	4,00
LK12	1,0	-6,12	9,90	-14,63	3,08
LK13	1,0	-7,08	10,23	-14,20	3,52
LK14	1,0	-4,66	7,00	-10,28	2,73
LK15	1,0	-5,00	7,44	-9,56	3,47

Tabelle 151: Ausnutzungsgrad im GZG charakteristische Kombination ($t = \infty$)

	Holz			UHPFRC	
	k_{mod}	$\sigma_{x,min}$	$\sigma_{x,max}$	$\sigma_{x,min}$	$\sigma_{x,max}$
LK1	0,6	13%	18%	1%	15%
LK2	0,8	4%	9%	1%	2%
LK3	0,8	16%	17%	0%	31%
LK4	0,9	17%	37%	7%	17%
LK5	0,9	27%	44%	6%	49%
LK6	0,9	25%	54%	9%	23%
LK7	0,9	33%	60%	9%	49%
LK8	0,9	19%	41%	7%	23%
LK9	0,9	25%	45%	6%	43%
LK10	0,9	19%	37%	6%	24%
LK11	0,9	25%	41%	6%	43%
LK12	1,0	26%	51%	9%	33%
LK13	1,0	30%	52%	9%	38%
LK14	1,0	19%	36%	6%	30%
LK15	1,0	21%	38%	6%	38%

9.8.6 (IV) Kerven

Zeitpunkt $t = 0$ und $t = 90$ d

Für die Kerven gilt das Gleiche wie für die (I) eingeklebten Gewindestangen (vgl. Abschnitt 9.8.3). Es ist keine Verringerung der Nachgiebigkeit im GZG gegeben, weshalb bei Erfüllung der Spannungsnachweise im GZT der Nachweis im GZG immer erfüllt ist.

Im GZT führen die LK3 und die LK5 zu Spannungsüberschreitungen, diese werden im Folgenden untersucht:

Tabelle 152: Spannung im GZG charakteristische Kombination ($t = 90$ d)

Werte in [N/mm ²]	k_{mod}	Holz		UHPFRC	
		$\sigma_{x,min}$	$\sigma_{x,max}$	$\sigma_{x,min}$	$\sigma_{x,max}$
LK3	0,8	-7,11	4,05	-1,32	6,64
LK5	0,9	-7,05	8,25	-7,19	5,96

Tabelle 153: Ausnutzungsgrad im GZG charakteristische Kombination ($t = 90$ d)

	k_{mod}	Holz		UHPFRC	
		$\sigma_{x,min}$	$\sigma_{x,max}$	$\sigma_{x,min}$	$\sigma_{x,max}$
LK3	0,8	37%	26%	1%	72%
LK5	0,9	33%	47%	4%	65%

Zeitpunkt $t = \infty$

Folgende Tabellen werten die Spannungen aus dem FEM Modell aus:

Tabelle 154: Spannungen im GZG charakteristische Kombination ($t = \infty$)

Werte in [N/mm ²]	Holz			UHPFRC	
	k_{mod}	$\sigma_{x,min}$	$\sigma_{x,max}$	$\sigma_{x,min}$	$\sigma_{x,max}$
LK1	0,6	-2,32	2,15	-0,23	1,45
LK2	0,8	-0,27	1,09	-1,6	0,27
LK3	0,8	-4,87	3,15	-0,57	3,35
LK4	0,9	-2,57	5,75	-8,53	0,83
LK5	0,9	-5,88	7,83	-5,78	2,86
LK6	0,9	-4,0	8,7	-11,8	1,2
LK7	0,9	-6,7	10,3	-9,6	2,2
LK8	0,9	-3,18	6,55	-8,16	0,76
LK9	0,9	-5,27	7,79	-6,52	2,07
LK10	0,9	-4,33	5,82	-7,77	0,73
LK11	0,9	-5,14	7,07	-6,12	2,15
LK12	1,0	-5,45	9,52	-10,83	0,87
LK13	1,0	-5,91	9,51	-10,59	1,15
LK14	1,0	-4,31	6,83	-7,34	0,97
LK15	1,0	-5,32	6,82	-6,94	1,15

Tabelle 155: Ausnutzungsgrad im GZG charakteristische Kombination ($t = \infty$)

	k_{mod}	Holz		UHPFRC	
		$\sigma_{x,min}$	$\sigma_{x,max}$	$\sigma_{x,min}$	$\sigma_{x,max}$
LK1	0,6	16%	18%	0%	16%
LK2	0,8	1%	7%	1%	3%
LK3	0,8	25%	20%	0%	36%
LK4	0,9	12%	33%	5%	9%
LK5	0,9	27%	45%	4%	31%
LK6	0,9	18%	49%	7%	13%
LK7	0,9	31%	59%	6%	24%
LK8	0,9	15%	37%	5%	8%
LK9	0,9	24%	44%	4%	23%
LK10	0,9	20%	33%	5%	8%
LK11	0,9	24%	40%	4%	23%
LK12	1,0	23%	49%	7%	9%
LK13	1,0	25%	49%	7%	13%
LK14	1,0	18%	35%	5%	11%
LK15	1,0	22%	35%	4%	13%

9.8.7 Häufige Kombination

Nach DAfStB [Bun+08] soll die Spannung auf $0,6 f_{ck}$ begrenzt und die Zugspannung unter $0,85 f_{ctk,0,05}$ gehalten werden.

Es kann davon ausgegangen werden, dass der Zugspannungsnachweis hier erfüllt ist, da unter charakteristischer Kombination die Spannungen stets unter $0,85 f_{ctk,0,05}$ bleiben. Der Druckspannungsnachweis ist auf analoge Weise erfüllt.

9.8.8 Quasi ständige Kombination

Nach DAfStB [Bun+08] gilt $0,5 f_{ck}$ als maximale Spannung. Dieser Nachweis ist erfüllt, da im GZT die Spannungen nie größer als $0,5 f_{cd}$ werden.

9.8.9 Nicht häufige Kombination

Dieser Nachweis ist nach EC2-2 [NAB12b] nicht vorgesehen.

9.8.10 Schwingungsnachweis

Ein Schwingungsnachweis wird im Rahmen dieser Masterarbeit nicht durchgeführt.

9.9 Nachhaltigkeit

Ein großer umwelttechnischer Vorteil dieser Brückenkonstruktion ist, dass die Tragstruktur größtenteils aus Holz besteht und somit bei der Bearbeitung nur wenig Energie aufzuwenden ist und große Mengen CO₂ für die Lebensdauer eingelagert werden.

Zudem ist der Einsatz von Beton bzw. UHPFRC relativ gering, was auch zu einer besseren Klimabilanz beiträgt. Bertola et al [Ber+21] konnten nachweisen, dass das Treibhauspotenzial (GWP) von einer vergleichbaren Brücke wie der über die Rigi (vgl. Abschnitt 8) besser ist, als eine reine UHPFRC oder Stahlbetonbrücke (vgl. [Ber+21]). Der ökologische Fußabdruck bei der Herstellung ist bei der Verbundbrücke durch den Einsatz des UHPFRC geprägt:

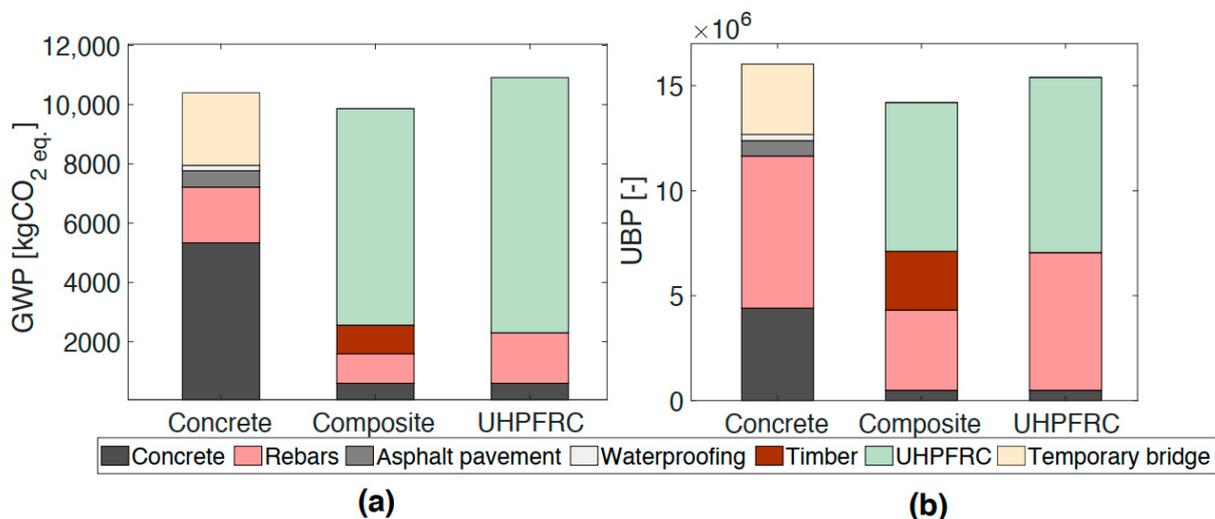


Abbildung 135: Einfluss auf Umwelt: (a) Treibhauspotenzial; (b) Umweltbelastungspunkte (UBP Punkte) aus [Ber+21]

Es ist möglich durch Veränderung der Zusammensetzung von UHPFRC, insbesondere der Verwendung von PE-Faser und dem Ersetzen des Klinkers zu 50% mit Kalksteinfüller. Die Eigenschaften dieses „ECO-UHFB“ sind dabei vergleichbar (vgl. [Ber+21]).

Der Effekt auf die Bilanzierung der Verbundbrücke ist dabei enorm:

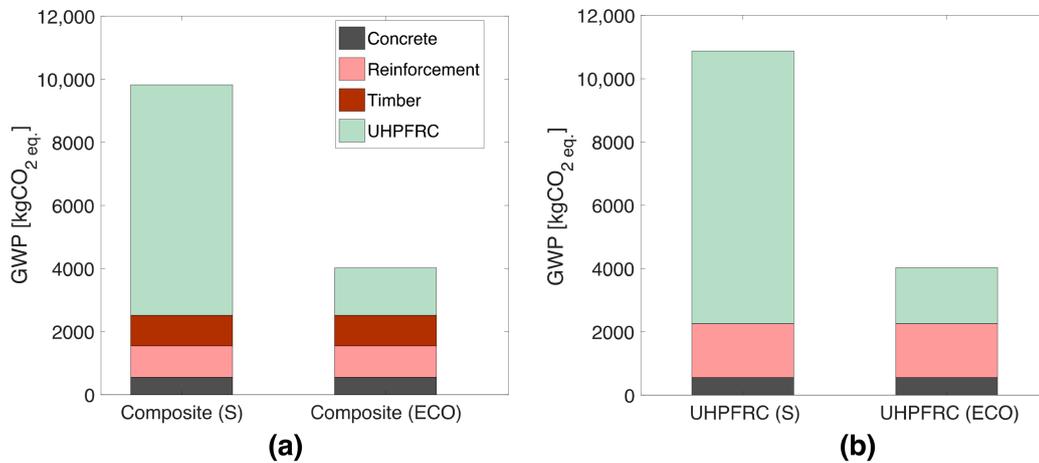


Abbildung 136: "Influence of using an environmentally friendly UHPFRC on the bridge's ecological footprint in terms of global warming potential: (a) Timber-UHPFRC composite bridge; (b) UHPFRC bridge"[Ber+21]

Die mechanischen Eigenschaften von ECO-UHPFRC sind vergleichbar dem UHPFRC mit Stahlfasern. Hajjemaيلي konnte ECO-UHFB mit folgenden Eigenschaften herstellen:

Tabelle 156: Vergleich des ECO-UHFRFC mit den Anforderungen nach SIA2052 (aus [Haj19])

Properties	PE-UHPFRC	SIA 2052		
		U0	UA	UB
$f_{U_{tuk}}$ (MPa)	11.7	≥ 4.9	≥ 7.7	≥ 12.0
$f_{U_{tek}}$ (MPa)	7.7	≥ 7.0	≥ 7.0	≥ 10.0
$f_{U_{tuk}}/f_{U_{tek}}$	1.46	> 0.7	> 1.1	> 1.2
$\varepsilon_{U_{tuk}}$ (‰)	35	-	> 1.5	> 2.0
$f_{U_{ck}}$ (MPa)	120	≥ 120	≥ 120	≥ 120
Sorptivity ($g/m^2\sqrt{h}$)	24	≤ 100	≤ 100	≤ 100

Der ECO-UHPFRC kann, somit der Kategorie UA nach SIA 2052 zugeordnet werden. Der im Rahmen dieser Arbeit verwendete bzw. nachgewiesene UHPFRC mit Stahlfasern wurde in dieselbe Kategorie eingeordnet.

Die Bemessungsfestigkeit ergibt sich nach SIA 2052 wie folgt (vgl. 5.2.2):

$$f_{Ucd} = \frac{\eta_t \cdot \eta_{fUc} \cdot f_{Uck}}{\gamma_U} \quad (421)$$

$$f_{Ucd} = \frac{1,0 \cdot 0,85 \cdot f_{Uck}}{1,3} \quad (422)$$

$$f_{Ucd} = 0,654 \cdot 120 = 78,48 \text{ N/mm}^2 \quad (423)$$

$$f_{Utud} = \frac{\eta_t \cdot \eta_{hU} \cdot f_{Utuk}}{\gamma_U} \quad (424)$$

$$f_{Utud} = \frac{1,0 \cdot 0,8 \cdot f_{Utuk}}{1,3} = \quad (425)$$

$$f_{Utud} = 0,615 \cdot 11,7 = 7,20 \text{ N/mm}^2 \quad (426)$$

Beim Vergleich mit dem in anderen Abschnitten untersuchten UHPFRC schneidet der ECO-UHFB insbesondere in der Bemessungs-Zugfestigkeit f_{Ucd} (im GZT) sogar etwas besser ab:

Tabelle 157: Vergleich von ECO-UHFB mit anderem UHPFRC
(1) Ahadur Beton aus Beispiel; (2) aus [Haj19]

	Werte in N/mm ²	
	Stahlfaser ⁽¹⁾	PE-Faser ⁽²⁾
f_{Ucd}	105,5	78,48
f_{Utud}	6,32	7,2
E-Modul	46 400	43 000

Wie in Tabelle 157 auch allerdings zu sehen ist, schneidet der ECO-UHFB in Aspekten der Druckfestigkeit deutlich schlechter ab als der „normale“ UHPFRC. Für die vorliegende Konstruktion kommt es in keiner Variante zu Überlastungen unter Druck, weshalb für diese Verbundbrücke und ähnliche Verbundbrücken die geringere Druckfestigkeit keinen relevanten Einfluss hat.

Der E-Modul ist etwas geringer, was zwei Auswirkungen hat:

1. Die Gesamtsteifigkeit der Brücke nimmt ab, damit ist die Nachgiebigkeit des Teilquerschnitts um etwa 7% geringer. Die Abminderung der Gesamtsteifigkeit fällt weitaus geringer aus: bei starrem Verbund errechnet sie sich eine höhere Nachgiebigkeit (EI) um 1,8%.
2. Zwangsspannungen fallen etwas geringer aus, da die Spannungen vermehrt in Verformung umgewandelt werden.

Insgesamt wirkt sich der geringere E-Modul weder signifikant negativ oder positiv aus. Die höhere Zugfestigkeit des ECO-UHFBs ist jedoch als durchweg positiv zu betrachten. Die Ausnutzung der Zugfestigkeit im UHPFRC ist bei allen Lastfällen hoch, die

deutlich höhere Bemessungszugfestigkeit ist dabei sehr hilfreich. Jedoch kann diese Eigenschaft eher auf die Betonzusammensetzung zurückgeführt werden und nicht zwingend auf besondere Eigenschaften von ECO-UHFB.

Die geringere Verbreitung von ECO-UHFB ist vermutlich auf den Mangel von Produkten und der noch sehr jungen Entwicklung (2019) zurückzuführen. UHPFRC für statische Anwendungen wird aktuell exklusiv mit Stahlfasern verstärkt (Stand 2019 - vgl. [Haj19]).

Der von Hajimaieili entwickelte UHPFRC mit PE-Fasern ordnet sich eher im unteren Bereich der faserverstärkten ultrahochfeste Betone (UHPFRC) ein:

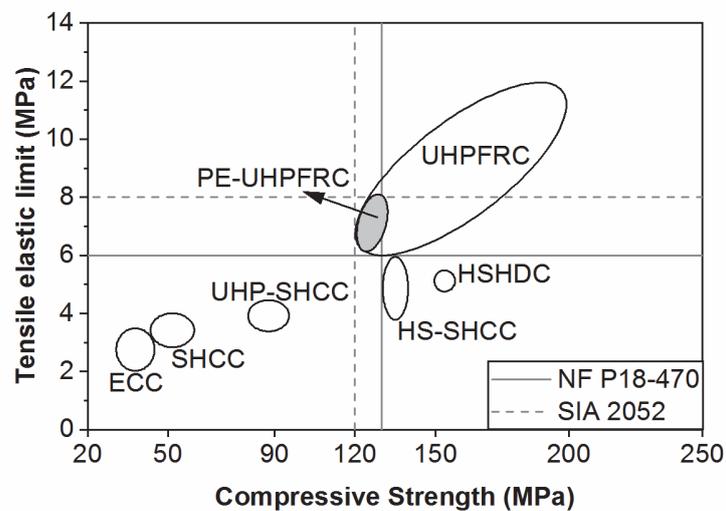


Abbildung 137: Übersicht über Festigkeitseigenschaften von UHPFRC [Haj19]

Für die meisten Anwendungen sollten die Eigenschaften des ECO-UHPFRC jedoch ausreichen.

Zusammenfassend kann nach heutigem Wissensstand bei dem vorliegenden Brückentwurf und Holz-UHPFRC-Verbundbrücken allgemein ECO-UHFB ohne Einschränkungen verwendet werden.

9.10 Konstruktive Durchbildung

Im nationalen Anhang zum EC5-2 (NCI NA.C.1) wird normativ geregelt, wie die Konstruktion von Holzbrücken erfolgen soll.

Es wird gefordert, dass tragende Bauteile geschützt ausgeführt werden müssen (NA.1). Weitergehend soll der Wetterschutz so konstruiert sein, dass die geschützten Bauteile gut zu kontrollieren bleiben (NA.4).

Es gilt zudem „Brückenbauteile müssen mittels Überhöhungen oder planmäßigem Gefälle so ausgelegt werden, dass Wasser auch unter Berücksichtigung der sich langfristig einstellenden Durchbiegungen abfließen kann.“ (EC5-2 NA.5)

Im Anhang NCI NA.D zum EC5/NA werden noch Beispiele gezeigt, wie der bauliche Holzschutz ausgeführt werden kann:

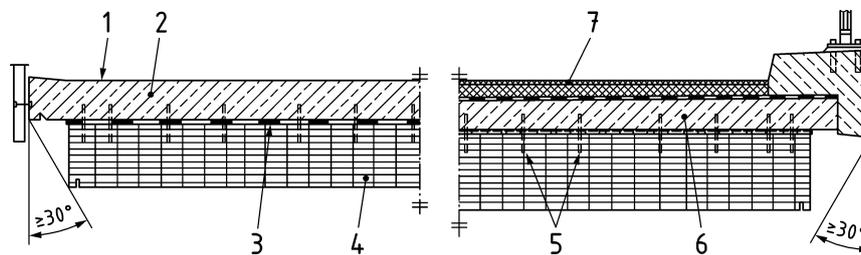


Abbildung 138: (Auszug aus EC5-2/NA Bild NA.D.2)

„Legende

- 1 Beschichtung
- 2 WU-Beton Fahrbahnplatte, i.d.R. mit Abdichtung
- 3 Schutz gegen Eindringen von Anmachwasser
- 4 Holztragkonstruktion
- 5 Verbundmittel
- 6 Stahlbeton-Fahrbahnplatte
- 7 Bitumenbelag bei Straßenbrücken

“(EC5-2/NA)

Bei der Verwendung von UHPFRC kann die Bauweise etwas vereinfacht werden, da keine zusätzliche Abdichtung notwendig wird.

Weitergehend sollte konstruktiv der Regeneinfallswinkel von 30° nicht unterschritten werden.

Folgende Zeichnung hat den Anspruch, die verschiedenen Anforderungen zu erfüllen:

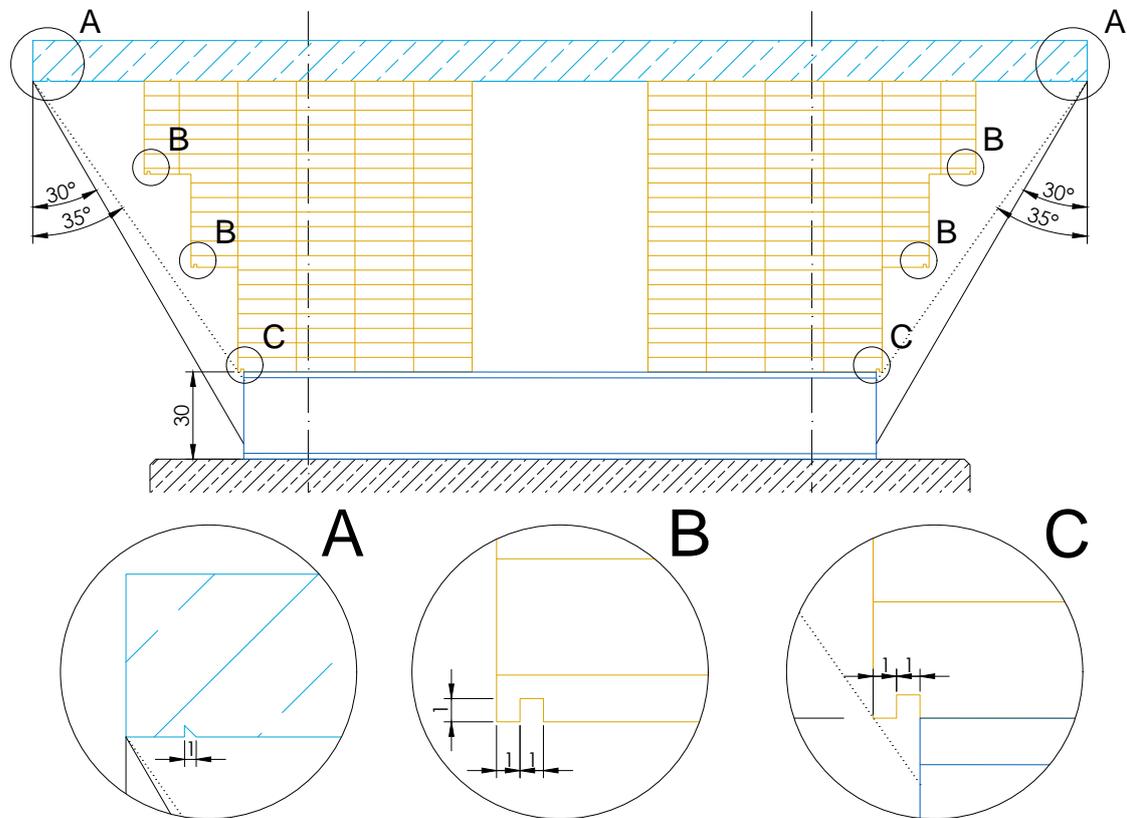


Abbildung 139: Querschnitt mit Darstellung der erforderlichen konstruktiven Details

Um zu vermeiden, dass Wasser auf der Unterseite von Bauteilen entlang fließen kann, schlägt der EC-5-2/NA vor, Tropfnasen bei der Fahrbahnplatte und bei Versätzen im Holz zu verwenden.

Hier wurden die Tropfkanten im Holz durch Einfräsungen (Detail B und C) und im UHPFRC durch die Einlage von Dreiecksleisten (Detail A) realisiert. An beiden Auflagern wurde dafür gesorgt, die horizontale Ebene der Gründung 30 cm Abstand zu den Holzbauteilen hat, um zu vermeiden, dass Spritzwasser an die Hauptträger gelangen kann.

Der Regen müsste einen Fallwinkel weit über den geforderten 30° haben – etwa 35° – um das Holz zu erreichen.

10 UHPFRC-Holz-Verbund-Mehrfeldbrücken

10.1 Einführung

Bei Mehrfeldsystemen entstehen zwangsläufig Stützmomente, die Zug in der Platte erzeugen. Die Stärken der Materialien würden somit nur im Feld vollständig ausgespielt werden.

Der Beton dient bei dieser Konstruktionsweise also primär dem Schutz des Holzes. Theoretisch ist die Umsetzung mit rissfreien UHPFRC möglich, die erforderliche Plattendicke steht jedoch in keinem Verhältnis zum Nutzen. Der Hauptnutzen der UHPFRC Platte ist das Wegfallen einer Abdichtungslage; diese kann jedoch nur wegfallen, wenn gesichert ist, dass kein Wasser zum Holz vordringt.

Es gibt bereits umgesetzte Projekte in Holz-Beton-Verbund-Bauweise. Ein besonderes Augenmerk legt diese Masterarbeit auf die „Blockträger-Schwerlastbrücke Lohmar“ [Mie13]. Diese hat 3 Felder mit den Stützweiten 5,5/28/5,5 m:



Abbildung 140: Statisches System der Brücke Lohmar (von Miebach [Mie13])

„Um eine geringe Bauhöhe der Brücke in Feldmitte zu erzielen, wurde das System mit zusätzlichen Abspannungen versehen. Dadurch wird das Stützmoment zwar erhöht, jedoch das Feldmoment reduziert.“ [Mie13](vgl. Abbildung 141).

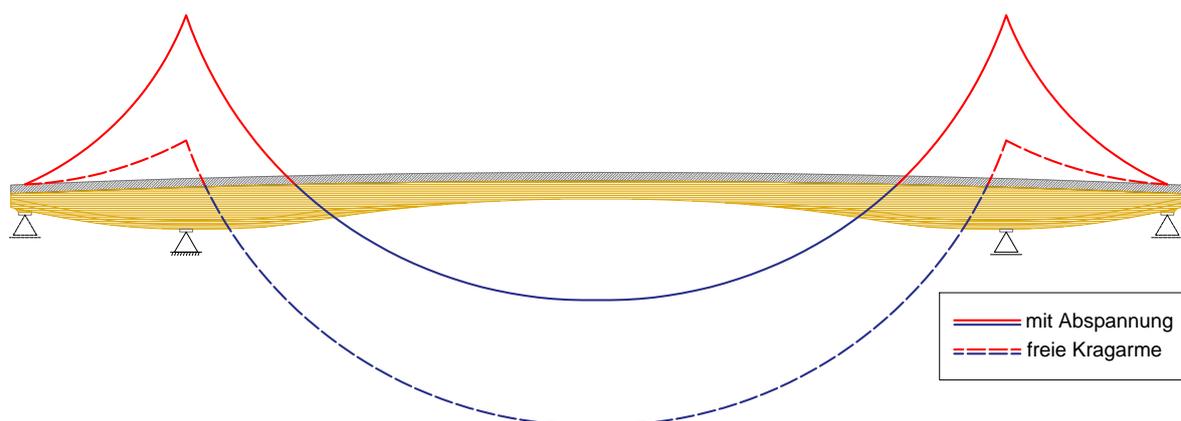


Abbildung 141: Exemplarische Momentenverläufe unter Gleichstreckenlast

Der Querschnitt der Brücke in Feldmitte entspricht in etwa folgendem Bild:

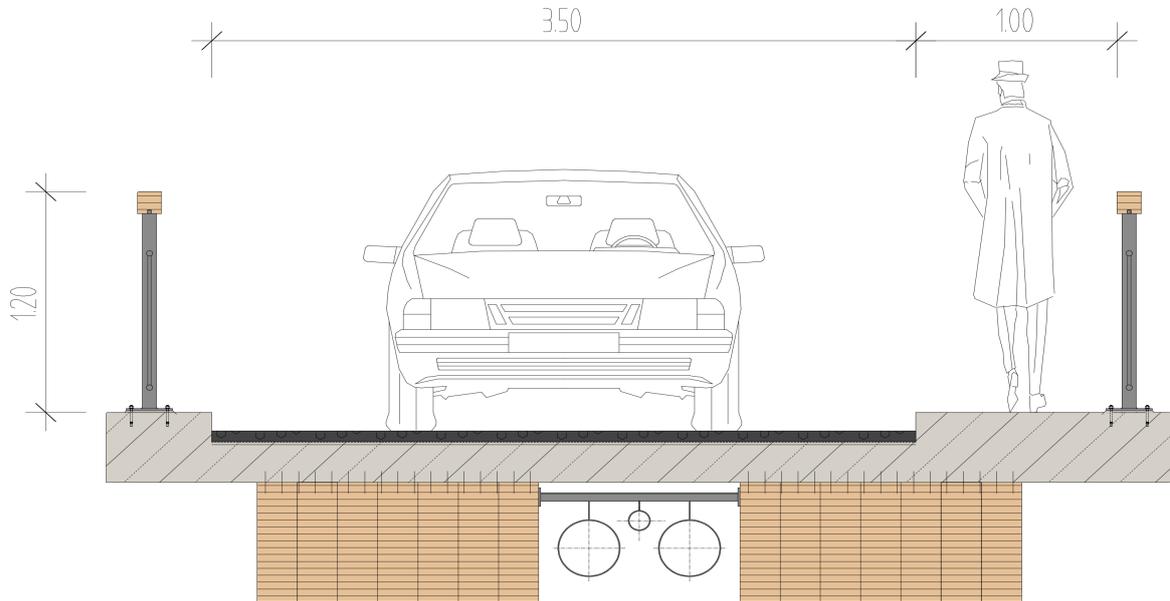


Abbildung 142: Querschnitt der Brücke Lohmar (von Miebach [Mie13])

10.2 Modellierung

Um die Brücke in UHPFRC anstelle von Beton bemessen zu können, wurde diese in RFEM 5 nachgebildet. Der Holzquerschnitt wurde mithilfe von gevouteten Stäben modelliert. Die jeweiligen Stäbe haben eine Breite von 140 cm und je nach Position in der Brücke eine unterschiedliche Höhe:

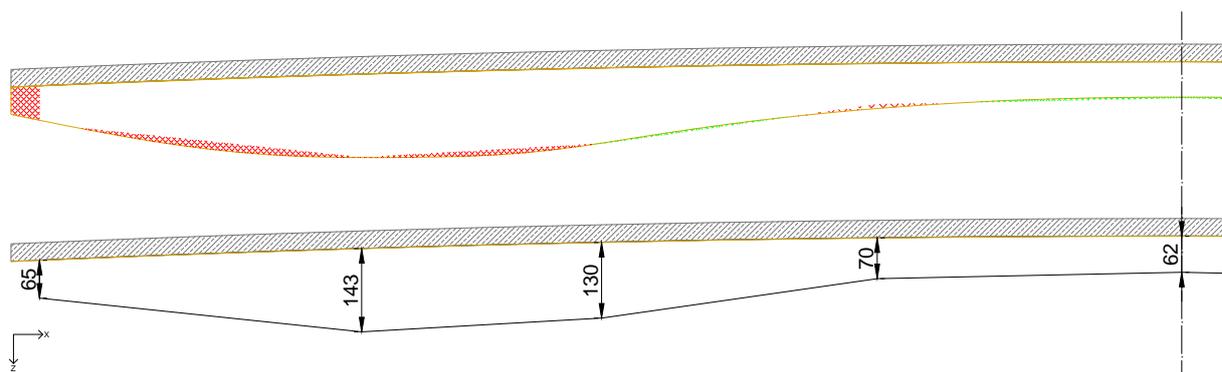


Abbildung 143: Längsschnitt der Brücke
(oben = tatsächlicher Querschnitt, unten = modellierter Querschnitt)

Die rot schraffierten Bereiche stellen Querschnittsverringeringen, die grünen Querschnittserhöhungen im Modell dar. Es existiert eine Abweichung des Querschnitts vom Modell, jedoch reicht es zunächst, wenn das Modell die richtige Größenordnung abbildet.

Die Nachgiebigkeit der Schubverbinder wurde je nach Bereich unterschiedlich gesetzt:

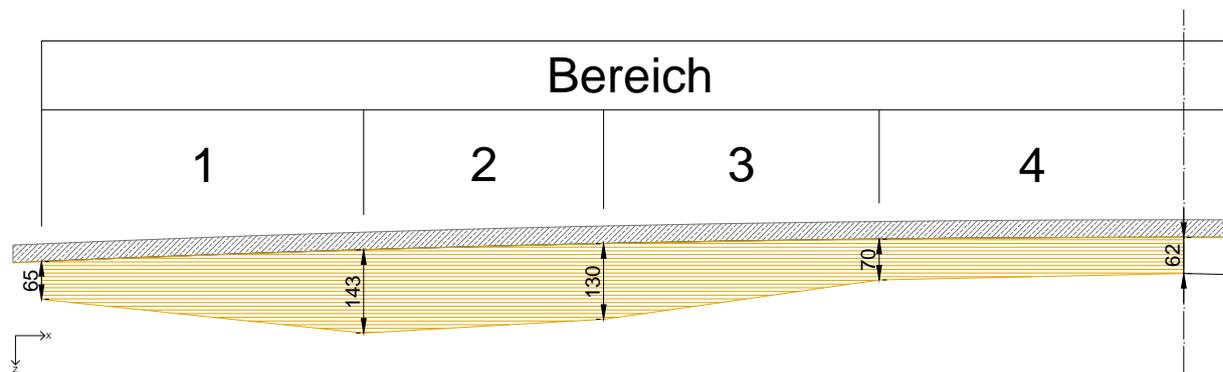


Abbildung 144: Längsschnitt der Brücke mit Einteilung der Bereiche der Schubverbinder

In Anlehnung an das Originalmodell wurden HBV-Schubverbinder von TiComTec verwendet. Die Steifigkeit im GZT (in X) ist in folgender Tabelle angegeben, als Steifigkeit in Y wurde ein Zehntel des X-Werts angenommen:

Tabelle 158: Nachgiebigkeit der Schubverbinder nach Bereich

Bereich	n [Stk./m]	K_u [MN/m]
1 und 2	15,00	5893
3	8,00	3143
4	6,00	2357

10.3 Auswertung

Für die Auswertung wurde eine Lastkombination herangezogen, die zu großen Verformungen in Feldmitte führt.

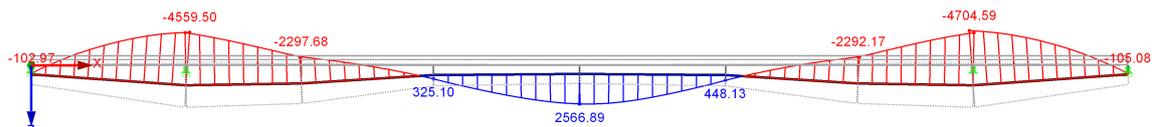
Explizit wurde folgende Lastkombination gewählt:

Tabelle 159: Untersuchte Lastkombination

	KLED	Eigengew.- Lasten	Schwinden	Kombination Temperaturanstieg		gr 1a UDL		
		γ_{sup}	γ_{sup}	ψ_0	γ_{sup}	ψ_0	ψ_0	γ_{sup}
LK4	kurz	1,35	1	0,6	1,35	1	1	1,35

Die resultierenden Kräfte sind folgende:

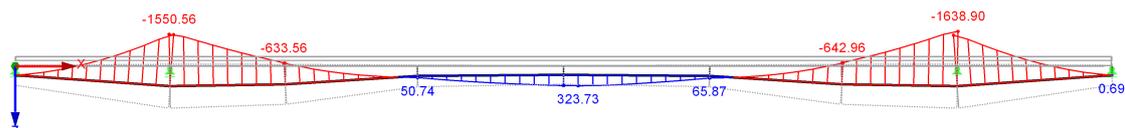
LK4 : Maßgebende Lastkombination
Stäbe Schnittgrößen N Entgegen der Y-Richtung



Stäbe Max N: 2566.89, Min N: -4704.59 [kN]

Abbildung 145: Normkraftverlauf innerhalb der Stäbe

LK4 : Maßgebende Lastkombination
Stäbe Schnittgrößen M-y Entgegen der Y-Richtung



Stäbe Max M-y: 323.73, Min M-y: -1638.90 [kNm]

Abbildung 146: Momentenverlauf in den Stäben

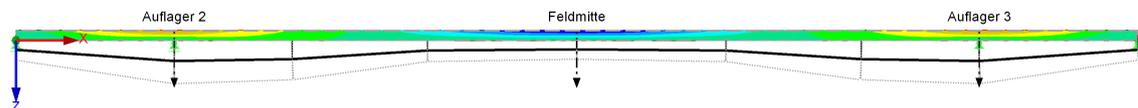


Abbildung 147: Spannungen (σ_x) in der UHPFRC-Platte

Die Spannungen im UHPFRC-Querschnitt ergeben sich wie folgt:

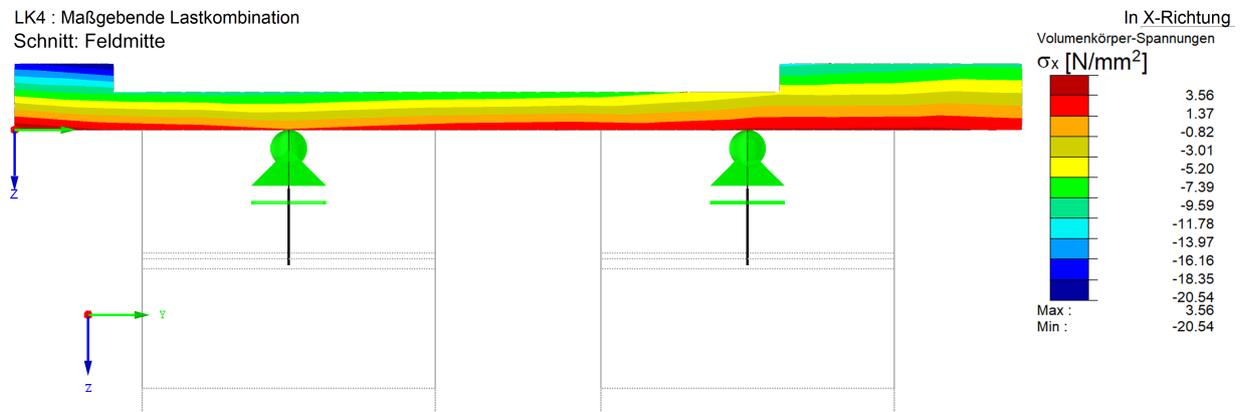


Abbildung 148: Spannungen (σ_x) in Feldmitte in der UHPFRC-Platte

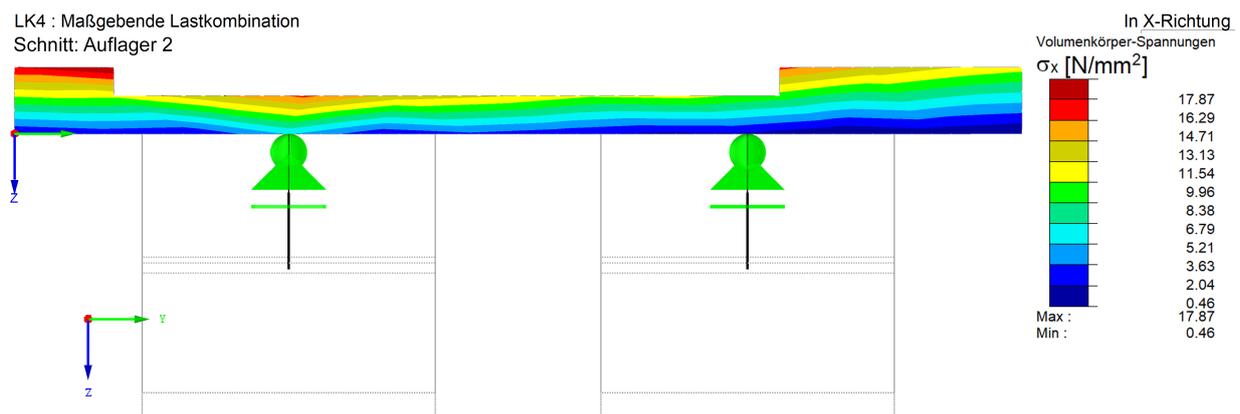


Abbildung 149: Spannungen (σ_x) bei Auflager 2 in der UHPFRC-Platte

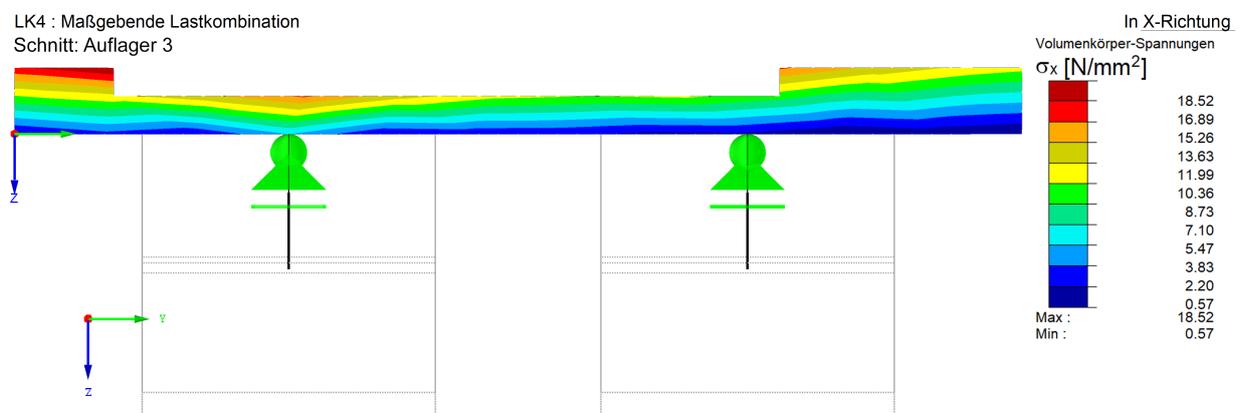


Abbildung 150: Spannungen bei Auflager 3 in der UHPFRC Platte

Die Druckspannungen in der UHPFRC-Platte werden in der Feldmitte maximal, wohingegen die Zugspannungen bei den mittleren Auflagern maximal werden.

Die Werte der Zugspannung in der Platte über den Auflagern liegt bei 18 N/mm^2 . Diese Spannung liegt trotz der recht hohen Plattendicke weit über der zulässigen Spannung von UHPFRC.

Durch Erhöhung der Plattendicke könnte ggf. vermieden werden, dass es zu einer Spannungsüberschreitung kommt. Die Sinnhaftigkeit dieses Vorgehens sollte jedoch infrage gestellt werden.

UHPFRC hat einige Vorteile:

1. Hohe Druckfestigkeit
2. Zugfestigkeit in Bereich von 10 N/mm^2
3. Hoher Korrosionswiderstand und Wasserundurchlässigkeit
4. Hohe Abriebfestigkeit

Gleichzeitig hat UHPFRC einige Nachteile gegenüber Normalbeton:

1. Hohe Kosten (bezogen auf das Volumen)
2. Größeres Treibhauspotential (bezogen auf das Volumen)
3. Größeres Schwindmaß

In dem vorliegenden Fall reißt der UHPFRC. Um dies zu verhindern, müsste wie bei konventionellen Beton Bewehrung eingelegt werden. Das Vermeiden von Mikrorissen kann dann jedoch auch damit nicht garantiert werden. Diese Risse erlauben das Eindringen von Substanzen wie Chloriden, die die innen liegende Bewehrung angreifen können (vgl. [HDB06]). Als Gegenmaßnahme müssten die Rissweiten begrenzt werden. Die Wasserdurchlässigkeit muss im GZG nachgewiesen werden, jedoch kann bereits mit den Berechnungen im GZT eindeutig festgestellt werden, dass die Spannungen im GZG über den zulässigen liegen und somit die Wasserundurchlässigkeit nicht garantiert ist. Die schützende Funktion der UHPFRC-Platte ginge somit verloren. Es müsste eine zusätzliche Abdichtungslage angeordnet werden.

Als Vorteil bleibt nur noch die hohe Abriebfestigkeit und ein erhöhter Korrosionswiderstand. Die Nachteile von UHPFRC bleiben jedoch alle erhalten.

Es ergibt daher nach aktuellem Wissensstand keinen Sinn, eine UHPFRC-Mehrfeldträger-Brücke zu bauen, wenn große Stützmomente auftreten. Die notwendige Menge an UHPFRC macht die Bauart unwirtschaftlich.

Allerdings könnte es vorteilhaft sein, UHPFRC als Fahrbahnbelag zu verwenden. Es ist jedoch fraglich, ob dieser Fahrbahnbelag auch gleichzeitig als Abdichtung wirken kann, da weiterhin größere Dehnungen im Stützbereich auftreten und somit zu Rissen im UHPFRC Fahrbahnbelag führen können.

11 Schlussfolgerung

11.1 Fazit

In der Theorie erscheint der Verbund von Holz und UHPFRC wie eine ideale Kombination. UHPFRC wird als Platte verwendet und vorwiegend auf Druck belastet. Das Holz spielt seine Stärken als Werkstoff mit hohem Verhältnis aus Festigkeit zu Eigengewicht aus; zudem dient es als Schalung für den Beton und ermöglicht einen hohen Grad an Vorfertigung.

Ökologisch betrachtet wirkt Holz durch die Einlagerung von CO₂ positiv. Zudem kann theoretisch durch die hohe Festigkeit von UHPFRC weniger davon verwendet werden, was zu noch ökologischeren Bauweisen führen kann.

Beim ökologischen und ökonomischen Vergleich mit anderen Bauarten schneidet eine einfeldrige Verbundbrücke etwas besser als die Vergleichsbrücken aus Stahlbeton und UHPFRC ab (vgl. [Ber+21]).

Bei Einfeldkonstruktionen stellen neben maximaler Auflast Temperatur- und Feuchteverformungen kritische Lastfälle dar, die aufgrund der unterschiedlichen Materialeigenschaften zu großen Schnittgrößen führen. Dieser Umstand macht das Tragsystem deutlich ineffizienter, als es anfangs erschienen ist.

Der Ausnutzungsgrad des UHPFRC in der Druckzone ist im Allgemeinen so gering, dass dort Normalbeton ausreichend wäre.

Die Ausnutzung des Holzquerschnitts ist dafür gut bis sehr gut. Ein Verbund von Normalbeton und Holz scheint für die meisten Fälle die ökonomischere Wahl zu sein, auch wenn dabei eine zusätzliche Abdichtungsebene notwendig wird.

Dennoch sollte die Kombination von UHPFRC und Holz nicht grundsätzlich als unsinnig eingestuft werden. Das Tragsystem funktioniert und erfordert weniger Bewehrungsstahl als eine Brücke aus Normalbeton. Zudem ist UHPFRC ein sehr dauerhafter Werkstoff mit viel Potenzial, der in vielerlei Hinsicht nicht mit Normalbeton vergleichbar ist.

Forschungsvorhaben der letzten Jahre haben gezeigt, dass es möglich ist einen Teil oder vollständig die Stahlfasern im UHPFRC durch Polyethylen-Fasern oder andere Fasern zu ersetzen. Die Festigkeitseigenschaften sind dabei vergleichbar.

Insbesondere aus ökologischer Sicht ist die Verwendung von anderen Fasern erstrebenswert und erforderlich um UHPFRC-Konstruktionen signifikant von Normalbetonkonstruktionen abzuheben.

Mehrfeldträgerbrücken sind als Verbundbrücke möglich; jedoch entstehen über den Mittelauflagern hohe Stützmomente, die zu Rissen in der UHPFRC-Platte führen können. Hier ist es möglich Risse im UHPFRC zu vermeiden, was aber aufgrund des hohen Materialeinsatzes unwirtschaftlich wird.

Der Lastfall Feuchteverformungen wurde nur mit Berücksichtigung von Kriechen angewendet. Dies führt zu geringeren Spannungen, als die Anwendung ohne Berücksichtigung von Kriechen. Ob diese Maßnahme angemessen und in der Realität fundiert ist, muss noch weiter geprüft werden.

Die Tauglichkeit für den deutschen Markt bzw. den EU-Binnenmarkt ist mangels Zulassungen von UHPFRC stark eingeschränkt. Es gibt jedoch abgesehen davon keine technischen Hindernisse diese Bauart durchzuführen, das Bauen von UHPFRC-Holz-Verbundbrücken funktioniert und kann bei Einfeldkonstruktionen wirtschaftlich sein.

11.2 Ausblick

Die Kombination der Materialien scheitert insbesondere an den verschiedenen Ausdehnungskoeffizienten bei Temperatur- und Feuchteänderung. Zudem stellt das Schwinden des Betons eine signifikanten Lastfall dar.

Ein möglicher Lösungsansatz kann sein, die Spannungen aus Schwinden des Betons konstruktiv oder über Baustoffanpassungen auszugleichen. In Abschnitt 5.2.6 wird zum Beispiel die Anpassung des UHPFRC angesprochen, konkret wird die hat die Festigkeitseigenschaften beeinflusst, hier ist noch Forschungsbedarf vorhanden, wie genau sich die Änderung auf den Baustoff auswirkt.

Es sollte zudem untersucht werden, wie konstruktiv durch Vorspannung des Trägers das Schwinden ausgeglichen werden kann.

Weitergehend sollte untersucht werden, wie sich die Steifigkeit der Konstruktion auf die Eigenspannungen aus Schwinden auswirken.

Die Verbindung von Materialien mit ähnlicheren Werkstoffeigenschaften könnte auch eine Möglichkeit sein, UHPFRC Verbundbau, bzw. Holz-Verbundbau wirtschaftlicher zu machen. Die Verbindung von Stahl und UHPFRC würde eine Material-Kombination ergeben, die ein ähnliches Ausdehnungsverhalten haben.

Andererseits könnte die Verwendung von modifiziertem Holz („Thermoholz“) ein Ansatz sein, die das Quellen und Schwinden des Holzes zu minimieren.

Die Verbindung von Holz und UHPFRC ist im Brücken- und Hochbau ein Novum, dass noch auf ihre Tauglichkeit überprüft werden muss. Die Simulationen in FEM bieten einen Anhaltspunkt für die Realität, stellen diese aber nicht perfekt dar. Ob sich Brücken dieser Bauart bewähren wird die Zeit zeigen. Möglicherweise gehen die Ansätze unzulässige Risiken ein. Andererseits kann es auch sein, dass die Materialien in Verbindung deutlich tragfähiger sind als angenommen.

Literatur

- [AG] Ingenieurbüro Edgar Kälin AG. *Referenzen - Ingenieurbüro Edgar Kälin*. Ingenieurbüro Edgar Kälin AG. URL: <https://www.ingenieurkaelin.ch/referenzen/#> (besucht am 10.01.2023).
- [AG19] Holcim (Schweiz) AG. *Abdichten, schützen und verstärken. Intelligente Lösungen mit Ductal®, dem Ultrahochleistungs-Faserbeton*. Juni 2019. URL: https://www.holcimpartner.ch/api/holcimpartnernet/files/ductal_uhfb-der-ultrahochleistungsfaserbeton-abdichten-schuetzen-verstaerkenpdf?fileId=lead-6392-52c94a01-bf48-02127d686a56×tamp=2020-08-04T09:59:11.338Z&storageContext=direct&filename=Ductal_UHFB-der-Ultrahochleistungsfaserbeton-abdichten-schuetzen-verstaerken.pdf (besucht am 29.10.2022).
- [AG20] IUB Engineering AG. „Technischer Bericht - Dossier 03 Brücken Kantonsstrassen“. In: (31. Okt. 2020).
- [Bau17] Deutsches Insitut für Bautechnik. „Allgemeine Bauaufsichtliche Zulassung Z-9.1-778 - 2K-EP-Klebstoff GSA-Harz und GSA-Härter für das Einkleben von Stahlstäben in Holzbaustoffe“. In: (11. Dez. 2017).
- [Bau20a] Deutsches Insitut für Bautechnik. „Allgemeine Bauaufsichtliche Zulassung Z -9.1-557 - HBV-Schubverbinder aus Streckmetall und vorgefertigte Bauteile mit eingeklebten HBV-Schubverbindern für ein Holz- Beton- Verbundsystem“. In: (19. Juni 2020).
- [Bau20b] Österreichisches Insitut für Bautechnik (OIB). „Europäische Technische Bewertung - ETA-19/0752“. In: (12. Mai 2020).
- [Ber+21] N. Bertola, C. Küpfer, E. Kälin und E. Brühwiler. „Assessment of the Environmental Impacts of Bridge Designs Involving UHPFRC“. In: *Sustainability* (10. Nov. 2021). Hrsg. von Igor de la Varga. DOI: <https://doi.org/10.3390/su132212399>.
- [Ber08] Dipl.-Ing. U. Bergerhausen. „Absturzsicherung auf Brücken“. In: *Bundesanstalt für Straßenwesen* (2008).
- [Ber21] Célia Küpfer; Eugen Brühwiler; Edgar Kälin; Numa Bertola. „Assessment of the Environmental Impacts of Bridge Designs Involving UHPFRC“. In: *mdpi Sustainability*. Hrsg. von Igor de la Varga. 10. Nov. 2021.
- [Bru17] Thomas Bruun. „Europäische Technische Bewertung ETA-13/0029“. In: *ETA-Danmark A/S* (11. Juli 2017).
- [Bun+08] K. Bunje, F. Dehn, K. Droll, E. Fehling, S. Greiner, J. Horvath, E. Kleen, Chr. Müller, K.-H. Reineck, I. Schachinger, M. Schmidt, M. Teichmann, M. Teutsch, R. Thiel und Nguyen V. Tue. *Sachstandsbericht „Ultrahochfester Beton“*. 1. Aufl. Beuth Verlag GmbH, 2008. ISBN: 978-3-410-65045-4.

-
- [CoK16] Adolf Würth GmbH und Co.KG. „Querdruckverstärkung, mit ASSY® plus VG Schrauben“. In: (18. Okt. 2016).
- [Dul22] Dipl. Ing. Meinhard Dultz. „Holz Betonverbund Decken - Beispielaufgabe HBV Decke“. In: *Baukammer Berlin* (2022).
- [Fes+16] Dustin Fessel, Peter Simon, Tom Guder und Frank Dehn. „Thermische Leitfähigkeit von Stahlfaserbeton – eine theoretische Betrachtung“. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 111.9 (2016), S. 546–554. DOI: <https://doi.org/10.1002/best.201600034>. eprint: <https://onlinelibrary.wiley.com/doi/pdf/10.1002/best.201600034>.
- [For17] International Transport Forum. *Long-life Surfacing for Roads*. 2017, S. 72. DOI: <https://doi.org/https://doi.org/10.1787/9789282108116-en>. URL: <https://www.oecd-ilibrary.org/content/publication/9789282108116-en>.
- [Gro06] Prof. Rainer Grohmann. „Physikalische Eigenschaften von Holz und Holzwerkstoffen“. In: (März 2006). Hrsg. von Hochschule Rosenheim.
- [Haj19] Amir Hajiemaيلي. „Next generation synthetic fibers UHPFRC for sustainable structural applications“. Diss. 2019.
- [HDB06] Katrin Habel, Emmanuel Denarié und Eugen Brühwiler. „Structural response of elements combining Ultrahigh-Performance Fiber-Reinforced Concretes (UHPFRC) and reinforced concrete“. In: *Journal of Structural Engineering* 132 (Nov. 2006). DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2006)132:11(1793).
- [Hoh] Sven Hohmann. *Ultrahochleistungsbeton*. URL: <https://www.baunetzwissen.de/beton/fachwissen/betonarten/ultrahochleistungsbeton-150988> (besucht am 24. 10. 2022).
- [Hol20] neue Holzbau AG Lungern. „BSH aus Nadelholz nach EN 14080: quer zur Faser (Faserwinkel 30 - 90°)“. In: (25. Nov. 2020).
- [HSW14] Bad Oeynhausen; Prof. Dipl.-Ing. Volker Schiermeyer; Dr.-Ing. Rainer Wiesner HSW-Ingenieure. „Bemessungs- und Konstruktionshilfen für Holzbau-teile“. In: (Juni 2014). Hrsg. von INFORMATIONSDIENST HOLZ.
- [Käl22] Peter Rogenmoser; Edgar Kälin. „Fruttli-and Rigi-aa-Bridge, Timber-UHPC composite structure“. In: *Biel/Bienne, Switzerland*. Hrsg. von ICTB 2021 Plus. 12. Mai 2022.
- [KIB] KIBAG. *AHADUR Ultrahochleistungsfaserverbundbaustoff*. KIBAG Holding AG. URL: <https://www.kibag.ch/de/baustoffe/ahadur.html> (besucht am 01. 11. 2022).
- [Kud17] Katrin Kudla. „Kerven als Verbindungsmittel für Holz- Beton- Verbundstraßenbrücken“. Diss. 2017.

-
- [Lar18] Dipl.-Ing. (FH) Frank Miebach; B.Eng. Dominik Niewerth; B.Eng. Fabian Wolf; B.Eng. Jakob Laraki. „Holz-Beton-Verbundbrücken - Erfahrungen und Perspektiven“. In: (März 2018). Hrsg. von Ingenieurbüro Miebach.
- [Los22] Roman Loser. *Bericht Nr. 5214029430.5. Frischbetonkontrolle, Prüfkörperherstellung und Prüfung von UHFB UA, Artikel 1660*. Prüfbericht. Eidg. Materialprüfungs- und Forschungsanstalt, 19. Mai 2022.
- [Lub19] Bauer; Müller; Hensel; Lubinski. *Straßenbrücken in Massivbauweise nach Eurocode 2*. Hrsg. von Beuth Verlag GmbH. 4. Auflage. März 2019. ISBN: 978-3-410-23261-2.
- [Ma10] Jianxin Ma. „Faserfreier Ultrahochfester Beton - Entwicklung und Materialeigenschaften“. Diss. 21. Apr. 2010.
- [Meh10] Gerhard und weitere Mehlhorn. *Handbuch Brücken*. Hrsg. von Springer Verlag Berlin Heidelberg. 2010.
- [MFF14] Andreas Müller, Bettina Franke und Steffen Franke. „Langzeit-Monitoring von Holzbrücken – Erkenntnisse zum Feuchteverhalten im Tragquerschnitt“. In: Juni 2014.
- [Mid05] Ekkehard Fehling; Michael Schmidt; Thomas Teichmann; Kai Bunje; Roland Bornemann; Bernhard Middendorf. „Entwicklung, Dauerhaftigkeit und Berechnung Ultrahochfester Betone (UHPC)“. In: *Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau*. Hrsg. von Fachgebiet Massivbau Univ. Kassel Fachbereich Bauingenieurwesen. 2005.
- [Mie13] F. Miebach. „Blockträger-Schwerlastbrücke Lohmar“. In: *19. Internationales Holzbau-Forum 2013* (2013).
- [Mül98] Christian Müller. „Entwicklung des Holzleimbaues unter besonderer Berücksichtigung der Erfindungen von Otto Hetzer - ein Beitrag zur Geschichte der Bautechnik“. Diss. 1998.
- [NAB10a] DIN-Normenausschuss Bauwesen (NABau). „Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken; Deutsche Fassung EN 1991-2:2003 + AC:2010“. In: *Eurocode 1* (Dez. 2010). Hrsg. von DIN Deutsches Institut für Normung e. V.
- [NAB10b] DIN-Normenausschuss Bauwesen (NABau). „Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 1-1: Allgemeines - Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1995-1-1:2004 + AC:2006 + A1:2008“. In: *Eurocode 5* (Dez. 2010). Hrsg. von DIN Deutsches Institut für Normung e. V.

-
- [NAB11] DIN-Normenausschuss Bauwesen (NABau). „Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010“. In: *Eurocode 2* (Jan. 2011). Hrsg. von DIN Deutsches Institut für Normung e. V.
- [NAB12a] DIN-Normenausschuss Bauwesen (NABau). „Eurocode 0: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung; Änderung A1“. In: *Eurocode 0* (Aug. 2012). Hrsg. von DIN Deutsches Institut für Normung e. V.
- [NAB12b] DIN-Normenausschuss Bauwesen (NABau). „Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken“. In: *Eurocode 1, NA* (Aug. 2012). Hrsg. von DIN Deutsches Institut für Normung e. V.
- [NAB13a] DIN-Normenausschuss Bauwesen (NABau). „DIN EN 14080:2013-09 - Holzbauwerke – Brettschichtholz und Balkenschichtholz – Anforderungen; Deutsche Fassung EN 14080:2013“. In: (Sep. 2013). Hrsg. von DIN Deutsches Institut für Normung e. V.
- [NAB13b] DIN-Normenausschuss Bauwesen (NABau). „Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 1-1: Allgemeines – Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau“. In: *Eurocode 5* (Aug. 2013). Hrsg. von DIN Deutsches Institut für Normung e. V.
- [NAB21a] DIN-Normenausschuss Bauwesen (NABau). „Eurocode 0: Grundlagen der Tragwerksplanung; Deutsche Fassung EN 1990:2002 + A1:2005 + A1:2005/AC:2010“. In: *Eurocode 0* (Okt. 2021). Hrsg. von DIN Deutsches Institut für Normung e. V.
- [NAB21b] DIN-Normenausschuss Bauwesen (NABau). „Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 2: Brücken“. In: *Eurocode 5* (Juni 2021). Hrsg. von DIN Deutsches Institut für Normung e. V.
- [Oes21] Prof. Dr. Cornelius Oesterlee. „SIA 2052, Version 13. Zementgebundener Ultra-Hochleistungs-Faserverbund-Baustoff (UHFB) – Baustoffe, Bemessung und Ausführung“. In: *Schweizer Regel* (24. Dez. 2021). Hrsg. von Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein.
- [Pro11] Prof. Torsten Leps Prof. Rainer Grohmann. „Werkstoffkunde Holz II - Feuchteverformung“. In: (2011). Hrsg. von Hochschule Rosenheim.
- [S M18] U. Kuhlmann S. Mönch. „Holz-Beton-Verbunddecken – Neue Erkenntnisse für die Bemessung von Decken mit grossen Spannweiten oder hohen Lasten“. In: *24. Internationales Holzbau-Forum IHF 2018*. 2018.

Literatur

- [Sch05] Axel Ingo Schachinger. „Maßnahmen zur Herstellung von rissefreien Bauteilenaus ultrahochfestem Beton mit hoher Duktilität“. Diss. 21. Nov. 2005.
- [Sch18] Klaus-Jürgen Schneider. *Schneider – Bautabellen für Ingenieure, 23. Auflage*. Hrsg. von Andrej Albert. 1. März 2018.
- [Sei19] Dipl.-Ing. Andreas Keil; Prof. Dr.-Ing. Annette Hafner; Özlem Özdemir; Susanne Jacob-Freitag; Dipl.-Ing. Arch. Arnim Seidel. *drüber und drunter - Brücken aus Holz*. Hrsg. von Arnim Seidel. Informationsdienst Holz, Feb. 2019.
- [Str] Bundesanstalt für Straßenwesen. *BAST - Fachthemen - Brücken- und Ingenieurbau - Brückenbeläge*. URL: <https://www.bast.de/DE/Ingenieurbau/Fachthemen/b2-belaege.html> (besucht am 23.11.2022).

A Anhang

Sämtliche Anhänge sind digital auf den beiliegenden USB-Speichermedium angefügt. Zudem ist dort noch eine digitale Kopie der Arbeit abgelegt und eine Vielzahl der verwendeten Quellen.

Die Strukturierung des Anhangs geschieht nach den im Dokument verwendeten Abschnitten.