



David Gierlinger, BSc

Klimaauswirkungen von Tragstrukturen im mehrgeschoßigen Skeletthochbau

**Impacts on climate change of building frames
regarding multi-storey buildings**

MASTERARBEIT

zur Erlangung des akademischen Grades

Diplom-Ingenieur

Masterstudium Bauingenieurwissenschaften - Konstruktiver Ingenieurbau

eingereicht an der

Technischen Universität Graz

Betreuer:

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Stefan Peters

Institut für Tragwerksentwurf

Co-Betreuer:

Assoc.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Alexander Passer, Msc

Arbeitsgruppe Nachhaltiges Bauen

Institut für Materialprüfung und Baustofftechnologie
mit angeschlossener TVFA für Festigkeits- und Materialprüfung

Graz, Juni 2020

Kontakt:
David Gierlinger
d.gierlinger@hotmail.com

EIDESSTATTLICHE ERKLÄRUNG

AFFIDAVIT

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

I declare that I have authored this thesis independently, that I have not used anything other than the declared sources/resources, and that I have explicitly indicated all material which has been quoted either literally or contextually from the sources used. The text document uploaded to TUGRAZonline is identical to the present master's thesis.

Juni 2020

Datum / Date



Unterschrift / Signature

Danksagung

An dieser Stelle möchte ich mich für die hervorragende und intensive Betreuung durch Herrn Professor Peters und Herrn Professor Passer bedanken. Vielen Dank, dass Ihr mir ermöglicht habt diese Arbeit zu verfassen. Für meine Fragen fand ich immer ein offenes Ohr und der wertvolle Input aus zahlreichen Besprechungen half mir ungemein diese Arbeit in diesem Umfang zu erstellen.

Ich möchte mich auch besonders bei Dominik für die Unterstützung bedanken.

Bei meinen Kollegen aus dem Studium und Büro möchte ich mich für die vielen Diskussionen und Ratschläge bedanken. Danke, dass ich mich immer an euch wenden durfte und vor allem Danke für die tolle Zeit.

Liebste Anika, herzlichsten Dank für einfach alles. Ich weiß diese Zeit war nicht immer leicht. Danke, dass du sie um vieles einfacher gemacht hast.

Der größte Dank gebührt allerdings meinen Eltern. Liebe Mama, lieber Papa, vielen Dank für die stete Unterstützung auf meinem umfangreichen Bildungsweg, ohne euch wäre das nicht möglich gewesen. Ich bin euch unendlich dankbar!

Kurzfassung

Die Errichtung und die Nutzung von Gebäuden sind ausschlaggebende Faktoren für die Vermeidung des Klimawandels. Im Jahr 2017 waren 36% des globalen Energieverbrauchs und rund 40% der energie- und prozessbezogenen Emissionen auf Gebäude zurückzuführen. Der operative Anteil des Energieverbrauchs und Emissionsausstoßes von Gebäuden war lange Zeit der primäre Fokus von Optimierungen bei Gebäuden. Die ganzheitliche Betrachtung von Umweltauswirkungen über den gesamten Lebenszyklus eines Gebäudes zeigt, dass der operative Anteil abnimmt und zukünftig die grauen Umweltauswirkung den dominierenden Anteil darstellen. Das Tragwerk spielt dabei eine wesentliche Rolle, aufgrund des hohen Beitrages zu den gesamten grauen Umweltauswirkungen eines Gebäudes und des erheblichen Anteils an energie- und emissionsintensiven Materialien im Tragwerk. Auf Grundlage dessen untersucht diese Studie die Klimaauswirkungen von Tragstrukturen von mehrgeschoßigen Skelettbauten. Dabei werden auf Basis von fünf eigens dazu entworfenen Referenzgebäuden, die Klimaauswirkungen von fünf gängigen Bauweisen untersucht. Die Referenzgrundrisse der Gebäude weisen eine Spannweitenvariation von 4,5 m bis 8,5 m auf, um neben der Bauweise auch den Einfluss der Spannweite zu erfassen. Auf Basis einer durchgeführten Vordimensionierung erfolgt eine Quantifizierung der Mengen und Massen mit anschließender Beurteilung der Klimaauswirkungen anhand der Indikatoren GWP und PE mittels life-cycle assessment (LCA). Die Ergebnisse zeigen, dass sich die Emissionen im Mittel zwischen rund 115 kgCO₂-äquiv./m²-BGF für die Holzbauweise bei 4,5 m Spannweite und rund 250 kgCO₂-äquiv./m²-BGF für die Stahlverbundbauweise bei 8,5 m Spannweite bewegen. Aufbauend auf den Erkenntnissen des Vergleichs der Tragstrukturen werden für alle Tragwerke Optimierungsansätze vorgestellt und erneut verglichen. Die Auswertung der optimierten Tragwerke zeigt nun die geringsten Auswirkungen für die Stahlbetonstruktur mit rund 86 kgCO₂-äquiv./m²-BGF bei 4,5 Spannweite und die höchsten mit 234 kgCO₂-äquiv./m²-BGF bei 8,5 Spannweite für die Stahlverbundbauweise. Durch die präsentierten Maßnahmen können je nach Tragwerk und Spannweite zwischen 5 - 30% an Emissionen eingespart werden.

Schlüsselwörter: Klimawandel, Gebäude, Geschoßbau, Tragstrukturen, Spannweite, LCA, Vergleich, Optimierung

Abstract

Buildings construction and operation play a crucial key-role in the mitigation of climate change. In 2017 the construction and operation of buildings were accountable for 36% of global energy demand and almost 40% of energy- and process related emissions. For a long period building operation was the primary focus for energy- and emissions related optimization. The review of environmental impacts over the whole life-cycle show that the operational impacts decline and the embodied impacts will dominate buildings emissions. Building frames should be considered explicitly because of their high contribution to the total embodied impacts of a building and the utilization of large amounts of energy- and emission intensive building materials. Therefore this study investigates climate change impacts of building frames regarding multi-storey buildings. For this approach five reference buildings have been specifically designed to identify climate impacts of five different types of building frames. The reference floor plans of the considered buildings provide a varying span width from 4.5 m to 8.5 m not only to compare different building frames but also to understand the implications of different span widths. The quantification of used building materials is based on performed structural calculations equivalent to a preliminary design. For the determination of the impacts on climate change the indicators GWP and PE are analyzed with a performed life-cycle assessment (LCA). Results regarding GWP show that on average the wooden building frame accounts for the least emissions with 115 kgCO₂/m²-GFA and the composite building frame is responsible for the most emissions with 250 kgCO₂-equ./m²-GFA. As a conclusion of the comparison of the results for the different building frames several comprehensive optimization proposals have been introduced and evaluated. After the implementation and comparison of the optimization proposals the reinforced concrete frame shows the lowest emissions with 86 kgCO₂-equ./m²-GFA and the composite building frame again contributes the most to climate change with 234 kgCO₂-equ./m²-GFA. Depending on the span width and building frame the proposed optimization steps allow for a emissions reduction between 5 - 30%.

Keywords: climate change, building frame, span width, LCA, comparative, multi-storey, building, optimization

Inhaltsverzeichnis

1	Klima und Bauen	1
1.1	Klimaauswirkungen und Ziele	2
1.2	Bedeutung des Bauwesens	6
1.3	Nachhaltigkeitsbewertung	11
2	Tragwerksstudie	17
2.1	Tragwerksentwurf	18
2.2	Bauweisen	21
2.3	Materialien und Kennwerte	32
2.4	Belastung	35
2.5	Modellbeschreibung	41
2.6	Zusammenfassung der Nachweise	43
2.6.1	Stahlbetontragwerk	44
2.6.2	Stahlverbundtragwerk	53
2.6.3	Holztragwerk	63
2.6.4	Stahl-Holz Tragwerk	74
2.6.5	Holz-Beton Verbundtragwerk	83
3	Tragwerksbewertung	93
3.1	Lebenszyklus	94
3.2	Daten & Methoden	98
3.3	Mengen & Massen	101
3.4	Ergebnisse der Bauweisen	113
3.5	Vergleich der Bauweisen	124
3.6	Interpretation	130
4	Optimierungsansätze	133
4.1	Stahlbetontragwerk	134
4.2	Stahlverbundtragwerk	136
4.3	Tragwerke mit Holzprodukten	137
4.4	Vergleich der Optimierungen	140
5	Zusammenfassung und Ausblick	143

Abbildungsverzeichnis

1.1	Weltbevölkerung	1
1.2	Weltbevölkerung nach Regionen	2
1.3	Entwicklung der Erderwärmung	3
1.4	Folgen und Risiken der Klimaerwärmung	4
1.5	CO ₂ Einsparungspflichten	5
1.6	CO ₂ Einsparungspfade	5
1.7	Globaler Energieverbrauch & Emissionsausstoß	6
1.8	Bedeutung grauer Umweltwirkungen	7
1.9	Bedeutung grauer Umweltwirkungen	7
1.10	Stahl- und Zementverbrauch weltweit	8
1.11	Materialaufteilung der Tragwerke im Wohnbau	8
1.12	Materialaufteilung der Tragwerke im Nicht-Wohnbau	9
1.13	Module des Lebenszyklus	12
1.14	Aufbau einer LCA vgl. [Passer, Kreiner et al. 2017].	12
2.1	Grundrissüberlagerung & Spannweitenvariation	18
2.2	Referenzgrundrisse	19
2.3	Übersicht Lastabtragung	20
2.4	Schema Stahlbetontragwerk	22
2.5	Grundrisse Stahlbetontragwerk	23
2.6	Schema Stahlverbundtragwerk	24
2.7	Grundrisse Stahl-Holz Tragwerk	25
2.8	Schema Holztragwerk	26
2.9	Grundrisse Holztragwerk	27
2.10	Schema Stahl-Holz Tragwerk	28
2.11	Grundrisse Stahl-Holz Tragwerk	29
2.12	Schema Holz-Beton Verbundtragwerk	30
2.13	Grundrisse Holz-Beton Verbundtragwerk	31
2.14	Ausbaulasten	35
2.15	Nutzlast	36
2.16	Schneelast	38
2.17	Windlast	40
2.18	Gesamtmodelle	41
2.19	Teilmodelle	42

2.20	Stahlbetontragwerk - untere Deckenbewehrung	44
2.21	Stahlbetontragwerk - obere Deckenbewehrung	45
2.22	Stahlbetontragwerk - Durchstanzen	46
2.23	Stahlbetontragwerk - Stützen	47
2.24	Stahlbetontragwerk - Bewehrung Kern	48
2.25	Stahlbetontragwerk - untere Bewehrung Plattenfundament	49
2.26	Stahlbetontragwerk - obere Bewehrung Plattenfundament	50
2.27	Stahlbetontragwerk - Bodenpressung Plattenfundament	50
2.28	Stahlbetontragwerk - Einzelfundament	51
2.29	Stahlverbundtragwerk - Nachweis Verbunddecke	53
2.30	Stahlverbundtragwerk - Stützen	55
2.31	Stahlverbundtragwerk - Bewehrung Kern	56
2.32	Stahlverbundtragwerk - untere Bewehrung Plattenfundament	57
2.33	Stahlverbundtragwerk - obere Bewehrung Plattenfundament	58
2.34	Stahlverbundtragwerk - Bodenpressung Plattenfundament	58
2.35	Stahlbetontragwerk - Einzelfundament	59
2.36	Stahlverbundtragwerk - horizontale Verformung	60
2.37	Stahlverbundtragwerk - Deckenschwingung	62
2.38	Ausnutzung - Holzunterzüge	63
2.39	Auflagerkräfte - Holzdecke	64
2.40	Holztragwerk - Stützen Normalkräfte	65
2.41	Holztragwerk - Bewehrung Kern	67
2.42	Holztragwerk - untere Bewehrung Plattenfundament	68
2.43	Holztragwerk - obere Bewehrung Plattenfundament	69
2.44	Holztragwerk - Bodenpressung Plattenfundament	69
2.45	Holztragwerk - Einzelfundament	70
2.46	Holztragwerk - horizontal Verformung	71
2.47	Holztragwerk - Vertikalverformung	72
2.48	Holztragwerk - Schwingung Decke	73
2.49	Ausnutzung - Stahlunterzüge	74
2.50	Normalkräfte - Stahlstützen	75
2.51	Stahl-Holz Tragwerk- Bewehrung Kern	76
2.52	Untere Bewehrung - STB Fundament	77
2.53	Obere Bewehrung - STB Fundament	78
2.54	Bodenpressung	78
2.55	Stahl-Holz Tragwerk - Einzelfundament	79
2.56	Horizontale Verformung - Stahl-Holz Tragwerk	80
2.57	Stahl-Holz Decke - Vertikalverformung	81
2.58	Schwingungsverhalten - Stahl-Holz Decke	82
2.59	Bemessung STB-Unterzüge	83
2.60	Bemessung STB-Unterzüge	84

2.61	Normalkräfte - STB-Stützen	85
2.62	HBV Tragwerk- Bewehrung Kern	86
2.63	Untere Bewehrung - STB Fundament	87
2.64	Obere Bewehrung - STB Fundament	88
2.65	HBV Tragwerk - Bodenpressung Plattenfundament	88
2.66	Stahl-Holz Tragwerk - Einzelfundament	89
2.67	HBV Tragwerk - Horizontale Verformung	90
2.68	HBV Tragwerk - Vertikalverformung Unterzüge	91
3.1	Betrachtete Module des Lebenszyklus	94
3.2	Betonabbruch - Module C2-C4	97
3.3	Stahlabbruch - Module C2-C4	97
3.4	Holzabbruch - Module C2-C4	97
3.5	Stahlbetontragwerk - Mengen & Massen	103
3.6	Mengen & Massen - Stahlverbund	105
3.7	Mengen & Massen - Holztragwerk	107
3.8	Mengen & Massen - Stahl-Holz-Tragwerk	109
3.9	Mengen & Massen - Holz-Beton Verbundtragwerk	111
3.10	Stahlbetontragwerk - Lebenszyklus nach Modulen	114
3.11	Stahlbetontragwerk - GWP & PE nach Bauteilen	115
3.12	Stahlverbundtragwerk - Lebenszyklus nach Modulen	116
3.13	Stahlverbundtragwerk - GWP & PE nach Bauteilen	117
3.14	Holztragwerk - Lebenszyklus nach Modulen	118
3.15	Holztragwerk - GWP & PE nach Bauteilen	119
3.16	Stahl-Holz Tragwerk - Lebenszyklus nach Modulen	120
3.17	Stahl-Holz Tragwerk - GWP & PE nach Bauteilen	121
3.18	HBV-Tragwerk - Lebenszyklus nach Modulen	122
3.19	HBV-Tragwerk - GWP & PE nach Bauteilen	123
3.20	Vergleich nach Spannweiten	126
3.21	Vergleich nach Bauweisen	127
3.22	Vergleich nach Spannweiten	129
4.1	Optimierung Betonbauteile	134
4.2	Optimierte Rippendecke	135
4.3	Stahlbeton optimiert	136
4.4	Stahlverbund optimiert	137
4.5	Holzdecken optimiert	138
4.6	Holz-Beton Verbund optimiert	139
4.7	Vergleich nach Spannweiten	141
4.8	Vergleich nach Bauweisen	142

Tabellenverzeichnis

1.1	Kernindikatoren	13
1.4	Indikatoren für Ressourceneinsatz	15
2.1	Kennwerte Beton	32
2.2	Kennwerte Betonstahl	32
2.3	Kennwerte Baustahl	33
2.4	Kennwerte Holzprodukte	33
2.5	Bodenkennwerte	34
3.1	Modul A4 - Transportdistanzen	95
3.2	Modul C2 - Transportwege	96
3.3	Modul C3 & C4 - Abfallverwertung	96
3.4	LCIA Methoden	98
3.5	Prozesse Beton	99
3.6	Prozesse Betonstahl	99
3.7	Prozesse Baustahl	100
3.8	Prozesse Trapezblech	100
3.9	Prozesse BSH & BSP	100
3.10	Prozess Transport	101
3.11	Prozess Transport	101
3.12	Stahlbetontragwerk - Mengen & Massen	102
3.13	Stahlverbundtragwerk - Mengen & Massen	104
3.14	Holztragwerk - Mengen & Massen	106
3.15	Stahl-Holz Tragwerk - Mengen & Massen	108
3.16	HBV-Tragwerk - Mengen & Massen	110
3.17	Konstruktions- und Gebäudehöhen	128

Abkürzungen

BGF	-	Bruttogeschoßfläche
BSH	-	Brettschichtholz
BSP	-	Brettsperrholz
EE	-	embodied energy
EG	-	embodied greenhouse gas emissions
EPD	-	Environmental product declaration
GHG	-	Greenhouse gases
GWP	-	Global warming potential
HBV	-	Holz-Beton Verbund
LCA	-	Life cycle assessment
LCI	-	Life cycle inventory
LCIA	-	Life cycle impact assessment
NDC	-	Nationally determined contribution
PENRT	-	Primärenergieanteil - nicht erneuerbar; total
PERT	-	Primärenergieanteil - erneuerbar; total
PET	-	Primärenergie, total
TGA	-	Technische Gebäudeausrüstung

1 Klima und Bauen

Das Bauwesen, mit all seiner Vielschichtigkeit, ist ein dominierender Faktor im Verbrauch unserer Ressourcen, sowie dem Energieverbrauch und dem damit verbundenen Ausstoß von klimaschädlichen Emissionen. Gebäude und Infrastruktureinrichtungen sind eine wesentliche Grundlage unserer Gesellschaft und erfüllen zum einen Grundbedürfnisse, ermöglichen jedoch auch die Durchführung der alltäglichen Tätigkeiten von uns Menschen. Der prognostizierte Bevölkerungszuwachs siehe Abb. 1.1, stellt uns vor die Herausforderung, dass zukünftig für mehr Menschen mit weniger Material gebaut werden muss, um die Klimaziele zur Begrenzung der Erderwärmung einzuhalten. Dies wird vor allem deutlich, wenn man die Bevölkerungsentwicklung nach Regionen betrachtet, siehe Abb. 1.2. Wesentliche Bevölkerungszunahmen werden in den Regionen Asien und vor allem Afrika vorhergesagt. Die fehlenden Strukturen und Infrastrukturen führen dort bereits jetzt zu hohen Bauraten, beziehungsweise werden diese noch steigen. Um diesen Entwicklungen und den Anforderungen an den Klimawandel gerecht zu werden, bedarf es einer vertieften Betrachtung wie, und mit welchen Materialien wir bauen.

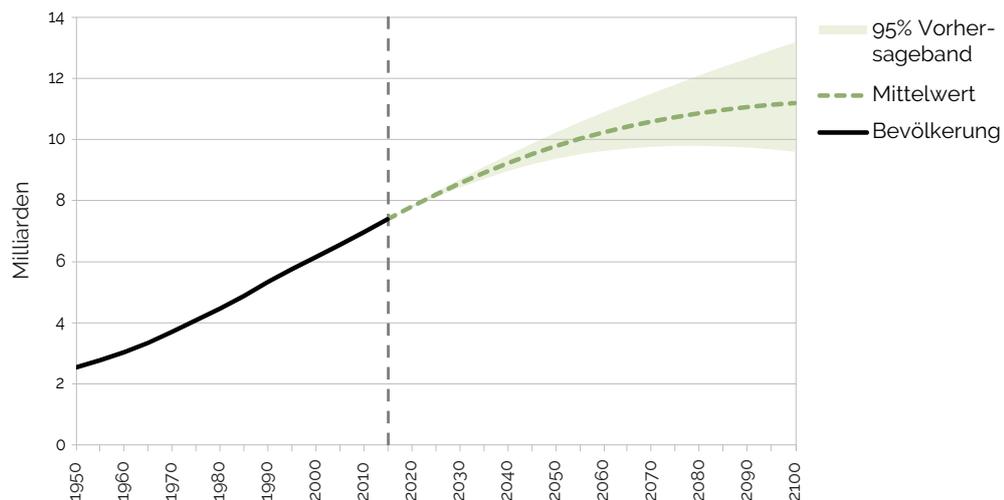


Abbildung 1.1: Die gesamte Weltbevölkerung von 1950 bis 2015 mit der zugehörigen Entwicklungskurve bis 2100. Verschiedene Entwicklungsszenarien werden mit dem 95% Vorhersageband dargestellt. In Anlehnung an [United Nations 2017a].

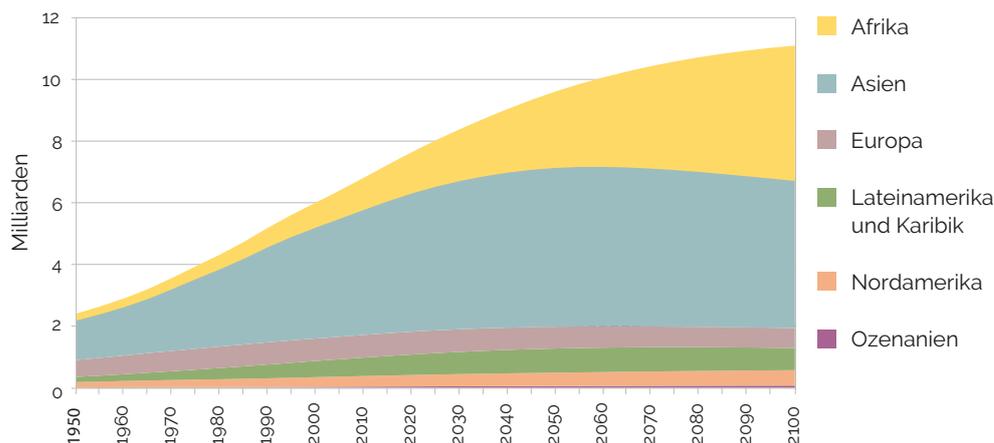


Abbildung 1.2: Die Entwicklung der Weltbevölkerung nach Regionen zeigt vorwiegend Bevölkerungszuwächse in den Regionen Asien und Afrika. In Anlehnung an [United Nations 2017b]

Historisch betrachtet korreliert das Bevölkerung- und Wirtschaftswachstum wesentlich mit dem Verbrauch von Rohstoffen und den daraus gefertigten Materialien und Gütern. Für eine nachhaltige bebaute Umwelt ist es dringend notwendig diese Zusammenhänge zu entkoppeln.

1.1 Klimaauswirkungen und Ziele

Im Jahr 2017 wurden weltweit 53.5 GtCO₂-äquiv. freigesetzt, damit erreichte der Ausstoß von Treibhausgasemissionen (en: Greenhouse gases, GHG) ein neues Allzeithoch. Nachdem der Ausstoß der GHG-Emissionen von 2014 - 2016 annähernd konstant gehalten werden konnte, sind 2017 0.7 GtCO₂-äquiv. mehr ausgestoßen worden, als 2016. (vgl. UNEP 2018) Diese Entwicklung ist äußerst kritisch für das Erreichen der gesetzten Ziele des Pariser Klimaabkommens, zur Begrenzung der Erderwärmung. Ziel ist eine Begrenzung der Erwärmung auf deutlich unter 2.0°C, wobei 1.5°C anzustreben sind, gegenüber dem vorindustriellem Niveau. Die Erwärmung durch den anthropogenen Klimawandel beträgt bis jetzt etwa 1.0°C seit der vorindustriellen Zeit und bei unveränderter Entwicklungsrate, wird die Erwärmung von 1.5°C wahrscheinlich zwischen 2030 - 2052 erreicht, siehe Abb. 1.3 [vgl. IPCC 2018]. Der Trend der Erderwärmung (Abb. 1.3 Grafik a) und die Pflicht in allen Sektoren die Emissionen zu verringern (Abb. 1.3 Grafik b) ist eindeutig bewiesen. Um das 2.0°C Ziel auf dem kostengünstigsten Pfad zu erreichen müssen die CO₂ Emissionen bis 2030 um 25% gesenkt werden, respektive 55% Einsparungen für das 1.5°C Ziel, siehe Abb. 1.5. [UNEP 2018] Die Auswirkungen bei nicht Erreichen der gesetzten Ziele für die Menschheit, bewirtschaftete und natürliche Systeme sind besorgniserregend und teilweise irreversibel. Veranschaulicht wird das

durch die sogenannten Gründe zur Besorgnis (en: reasons for concern, RFCs) und deren Folgen & Risiken. In Abb. 1.4 sind fünf RFCs und die damit verbundenen Auswirkungen dargestellt, im Bezug auf die Menschheit, Wirtschafts- und Ökosysteme. Verschiedene Klimamodelle projizieren Veränderungen in regionalen Klimateigenschaften, welche zum Teil in einigen Regionen jetzt schon passieren und wahrnehmbar sind. Zu diesen Veränderungen zählen: Zunahmen der Mitteltemperaturen in den meisten Land- und Ozeanregionen, Zunahme der Vorkommnisse von Hitze- und Niederschlagsextremen in mehreren Regionen, erhöhte Wahrscheinlichkeit für Dürre und Niederschlagsdefiziten in mehreren Regionen und der Anstieg des Meeresspiegels. Diese Veränderungen und deren Intensität, weisen deutliche Unterschiede auf, zwischen einer globalen Erwärmung um 1,5°C gegenüber dem vorindustriellen Niveau, oder einer Erwärmung zwischen 1,5°C und 2,0 °C [IPCC 2018].

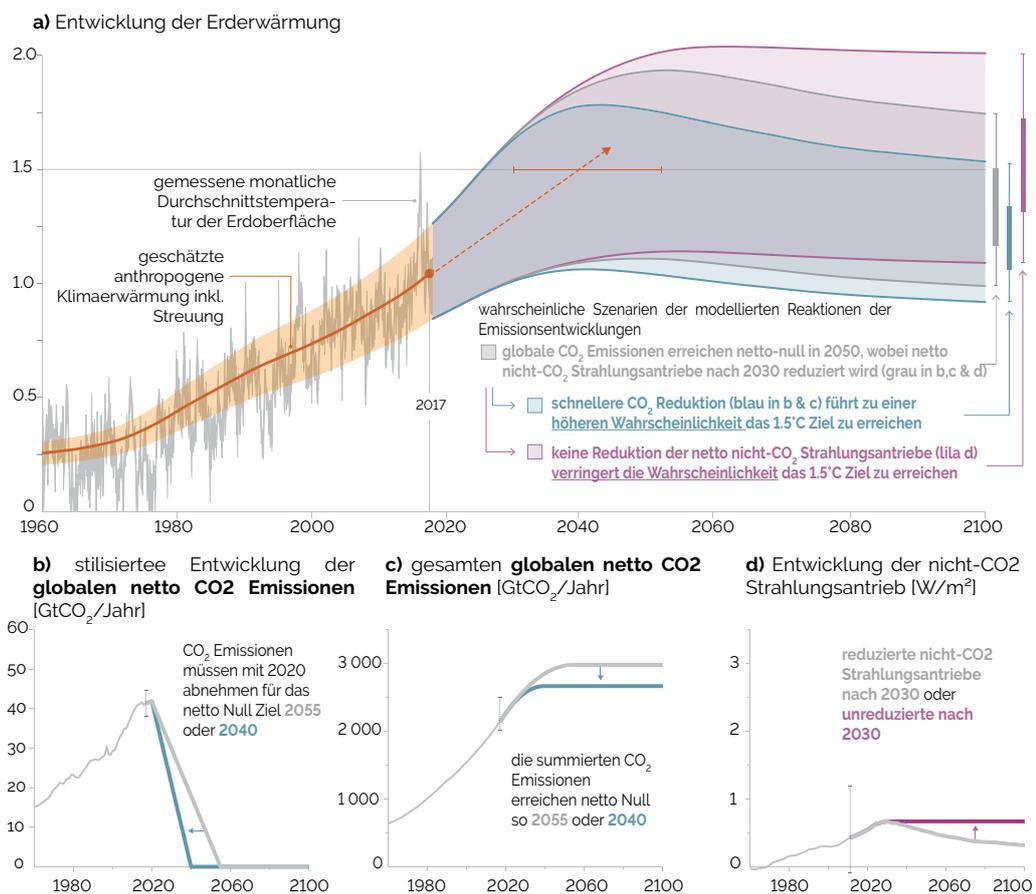


Abbildung 1.3: **Grafik a)** zeigt die geschätzte Erderwärmung sowie die vorhergesagten Szenarien der Erderwärmung. **Grafik b)** verdeutlicht die benötigten Emissionseinsparungen um das netto-Null Ziel 2055 zu erreichen. In **Grafik c)** sind die summierten CO₂ Emissionen zu sehen, mit prognostiziertem Verlauf bei Erreichen des netto-Null Ziels. **Grafik d)** stellt den Verlauf für die nicht CO₂ Strahlungsantriebe dar, für das Szenario mit und ohne Reduzierung. In Anlehnung an [IPCC 2018].

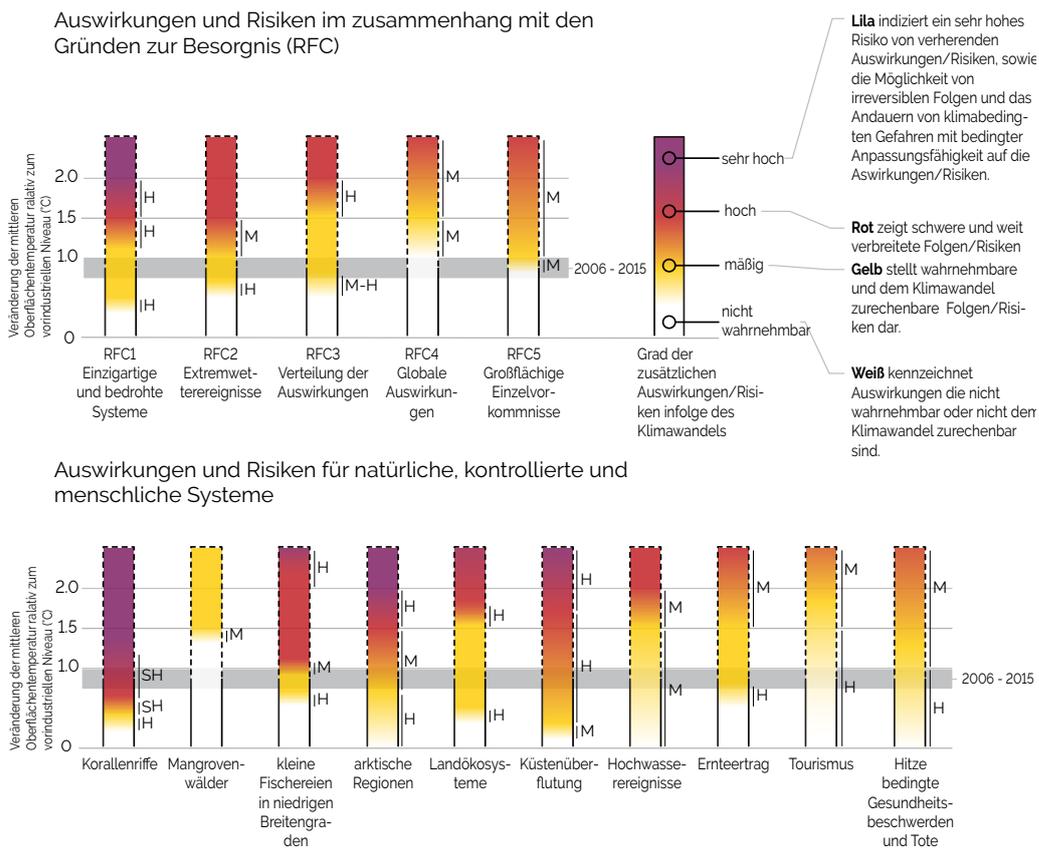


Abbildung 1.4: Folgen und Risiken der Klimaerwärmung im Bezug auf die Menschheit, Wirtschaft und Ökosysteme. In Anlehnung an [IPCC 2018]

Die Staaten, die das Pariser Abkommen ratifiziert haben, müssen mittels so genannten „national festgelegten Beiträgen“ (en: National determined contributions, NDCs) ihre Maßnahmen zum Klimaschutz bekannt geben, welche im Anschluss für den Gesamtklimanutzen bewertet werden. Verbindliche NDCs gibt es nicht, dadurch gibt es eine große Vielfalt von NDCs die deren Vergleichbarkeit und Bewertung des Beitrages zum Klimanutzen erschwert. Nach derzeitigen Erkenntnissen bedarf es bei vielen NDCs einer Verschärfung um die Ziele tatsächlich zu erreichen. Bei einer Projektion der derzeitigen Verpflichtungen der Staaten wird 2100 eine voraussichtliche Klimaerwärmung von 3°C erreicht, die darüber hinaus noch andauern wird. Das bedeutet, werden die Emissionen bis 2030 nicht bis zum Sollwert reduziert, das sogenannte Emission Gap also geschlossen, wird es sehr wahrscheinlich, dass das 2.0°C Ziel verfehlt wird [vgl. UNEP 2018].

Aufbauend auf diesen Grundlagen lässt sich auch ein eindeutiger Auftrag für das Bauwesen ableiten, sich noch mehr mit nachhaltigen und umweltfreundlichen Konstruktionen zu beschäftigen, insbesondere der bis jetzt zu wenig beachteten Umweltauswirkungen von Tragstrukturen.

1.1. Klimaauswirkungen und Ziele

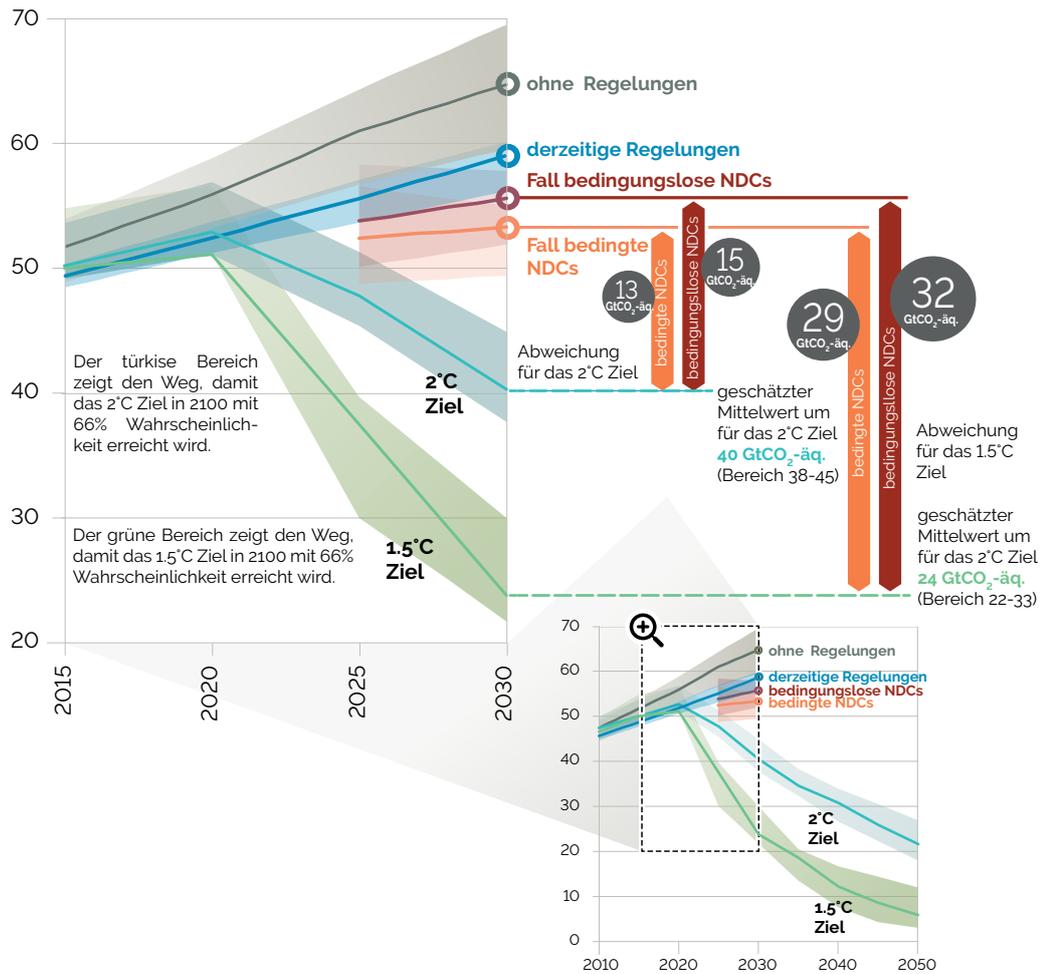


Abbildung 1.5: Pfade und Einsparungspflichten zur Erreichung des 2°C und 1.5°C Ziels des Pariser Klimaabkommens. In Anlehnung an [UNEP 2018]

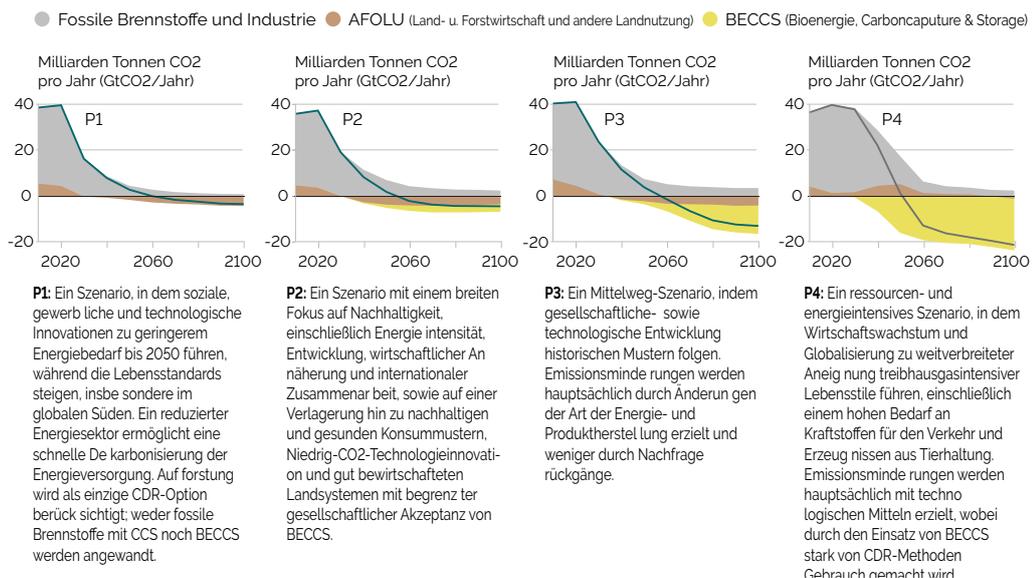


Abbildung 1.6: CO₂ Einsparungspfade um etwa 2050 - 2055 das netto-Null Ziel zu erreichen. In Anlehnung an [IPCC 2018]

1.2 Bedeutung des Bauwesens

Die Errichtung und Nutzung von Gebäuden waren im Jahr 2017 weltweit für 36% des Endenergieverbrauchs und in weiterer Folge für 39% der energie- und prozessbezogenen Emissionen verantwortlich. Betrachtet man die globalen Emissionen so schlägt sich der operative Anteil der Gebäudenutzung in Summe mit 28% nieder, also rund einem Viertel der globalen Emissionen, siehe Abb. 1.7. Direkte Emissionen sind jene, welche durch beispielsweise Verbrennung von fossilen Brennstoffen im Gebäude entstehen. Indirekte Emissionen beschreiben Emissionen durch den Stromverbrauch im Gebäude. Das Einsparungspotenzial in der Nutzungsphase ist schon seit geraumer Zeit bekannt, daher gibt es in diesem Bereich bereits in einigen Ländern nationale normative Vorgaben für Neubauten, sowie Sanierungsbestrebungen für Altbauten. Fast alle Mitgliedsstaaten des Pariser Klimaabkommens haben den Sektor „Gebäude“ in ihren NDC's als Sektor zur Emissionseinsparung deklariert, jedoch in unterschiedlichem Umfang. Lediglich 5 der 197 Parteien des UNFCCC, erwähnen Maßnahmen bezüglich Emissionen welche durch den Bau, und die Erzeugung von Baumaterialien für Gebäude entstehen. Dieser Bereich ist in der folgenden Grafik als Bauindustrie dargestellt und für 11% der globalen Emissionen verantwortlich [vgl. IEA 2018a; IEA & UNEP 2018].

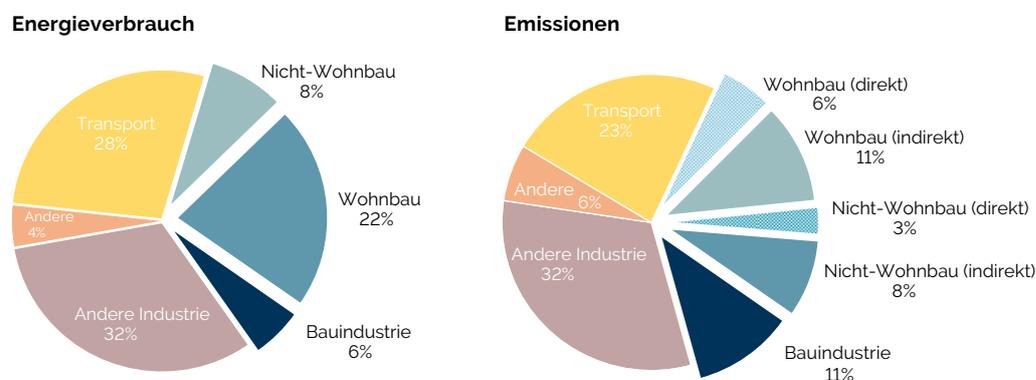


Abbildung 1.7: Globaler Energieverbrauch mit den zugehörigen Emissionsausstoß. Der Bausektor ist getrennt dargestellt für die Bereiche Wohnbau, Nicht-Wohnbau und Bauindustrie. In Anlehnung an IIEA & UNEP 2018]

Forschung und Industrie beschäftigten sich in der Vergangenheit vorwiegend mit den Einsparungsmöglichkeiten während der Nutzungsphase von Gebäuden. Die gesamtheitliche Betrachtung der Lebenszyklen von Gebäuden lässt aber erkennen, dass die „grauen Umweltauswirkungen“ erhebliches Potential zur Verbesserung der Nachhaltigkeit von Gebäuden aufweisen. Graue Umweltauswirkungen beschreiben die Primärenergie (engl. embodied energy

- EE) zur Erzeugung, Einbau, Instandhaltung und Entsorgung von Bauprodukten und den damit verbundenen Ausstoß von grauen Treibhausgasemissionen (engl. embodied GHG emissions - EG). Energetische Festlegungen für Neubauten, Sanierung des Altbestandes und die Dekarbonisierung des Energiesektors, führen zu einer Verringerung des operativen Emissionsausstoßes von Gebäuden. Graue Umweltauswirkungen gewinnen somit zukünftig weiter an Bedeutung. siehe Abb. 1.8 [vgl. Passer, Kreiner et al. 2017].

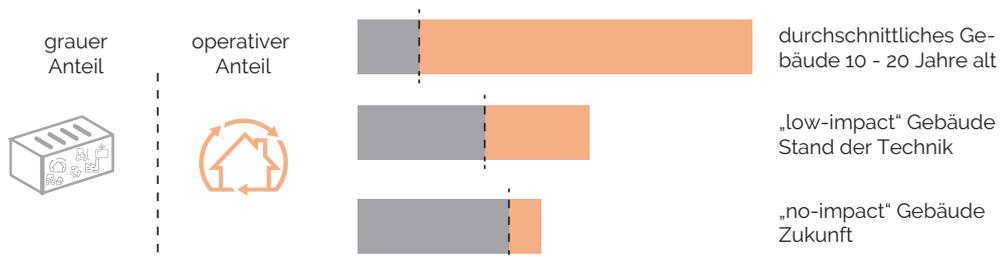


Abbildung 1.8: Die Bedeutung der grauen Umweltauswirkungen nimmt kontinuierlich zu, da der operative Anteil durch diverse Maßnahmen stetig abnimmt. In Anlehnung an [Passer, Kreiner et al. 2017].

Das Tragwerk von Gebäuden spielt dabei eine wesentliche Rolle. Die lasttragende Struktur von Bauwerken ist, gemessen am Anteil der Gesamtmasse des Gebäudes eine dominierende Größe. Die verwendeten Baumaterialien für Tragwerke werden in teils sehr energie- und emissionsintensiven Herstellungsprozessen erzeugt. Lebenszyklusanalysen von verschiedenen Gebäudetypen mit unterschiedlichen Bauweisen zeigen, dass die Tragstruktur mit Gründung, je nach Ausbau und Ausrüstung, für bis zu etwa 60-70% der grauen Treibhausgasemissionen von Gebäuden verantwortlich ist [vgl. Kaethner und Burrige 2012; Dimoudi und Tompa 2008; LETI 2020a & 2020b]. Die Abb. 1.9 soll dies verdeutlichen und zeigt eine mögliche Aufteilung der grauen CO₂-Emissionen in Abhängigkeit von Bauteilen und Gebäudetypologie nach [LETI 2020a & 2020b].

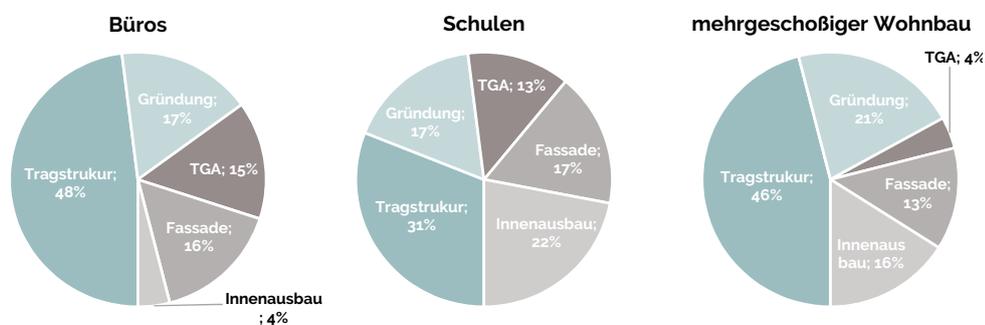


Abbildung 1.9: Die Aufteilung von grauem CO₂ nach Bauteilen bei unterschiedlichen Gebäudetypologien in Anlehnung an [LETI 2020a&2020b].

Materialverbrauch

Im Jahr 2017 wurden durch die Errichtung von Gebäuden weltweit rund 500 Millionen-Tonnen (Mt) Stahl und etwa 2 000 Mt Zement verbraucht. Seit Beginn des 21. Jahrhunderts hat sich der Verbrauch dieser Materialien somit verdoppelt, siehe Abb. 1.10. Bei einem Zementgehalt von etwa 300 kg/m³ und einer Weltbevölkerung von ca. 7.55 Milliarden Menschen (2017), entspricht das einem Betonverbrauch von rund 0.9 m³ Beton pro Person, alleine durch die Errichtung von Gebäuden und das nur im Jahr 2017. Der Verbrauch respektive der Einsatz von Baumaterialien variiert jedoch nach Region und Gebäudetyp stark, siehe Abb. 1.10. Im Wohnbau ist in Nordamerika, Afrika und Ozeanien das Tragwerk vorwiegend aus Holz, wohin gegen in den übrigen Teilen der Welt die Tragstruktur hauptsächlich aus Beton besteht und einem Anteil von Mauerwerksbauten, siehe Abb. 1.11. Bei den Gebäuden die nicht dem Wohnbau zu geordnet werden können (Nicht-Wohnbau), ist weltweit Beton das dominierende Baumaterial mit Ausnahme von Nordamerika, wo Stahltragwerke vermehrt Anwendung finden, siehe Abb. 1.12, [vgl. IEA 2019].

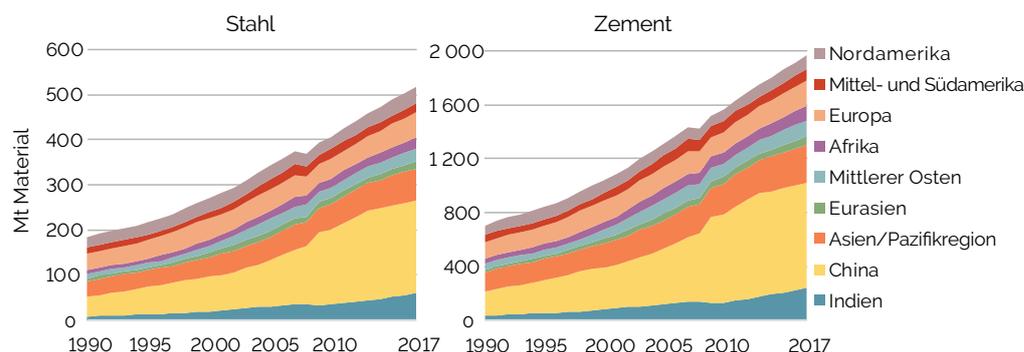


Abbildung 1.10: Weltweiter Stahl- und Zementverbrauch durch Gebäude nach Regionen. In Anlehnung an [IEA 2019].

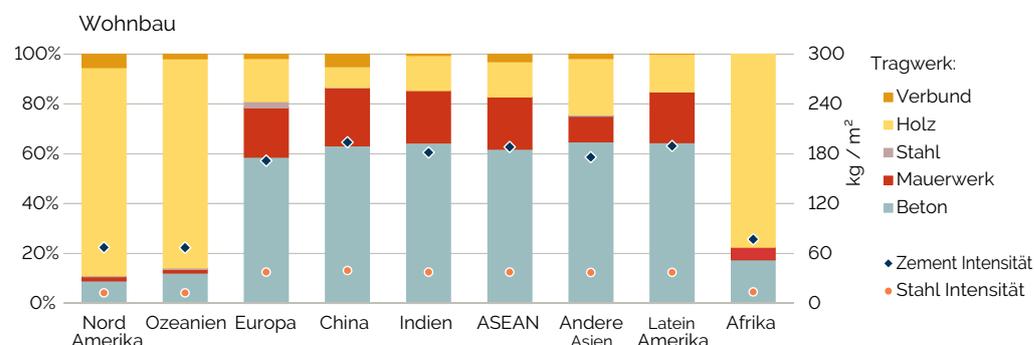


Abbildung 1.11: Anteile der verwendeten Materialien in den Tragwerken im Bereich des Wohnbaus nach Regionen. In Anlehnung an [IEA & UNEP 2018].

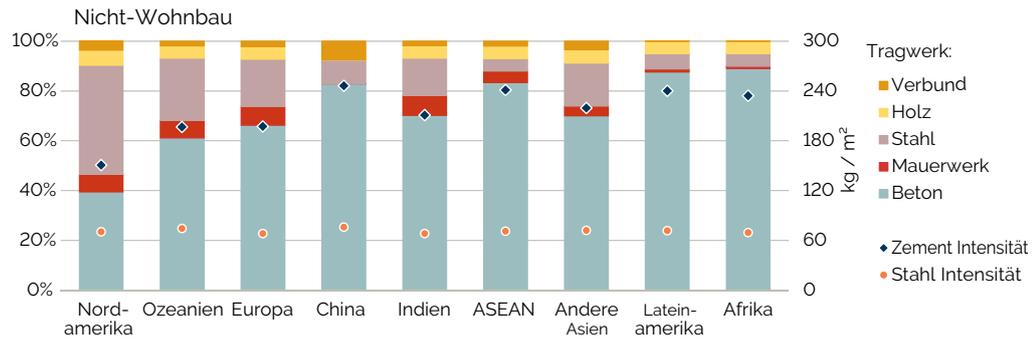


Abbildung 1.12: Anteile der verwendeten Materialien in den Tragwerken für Bauwerke die nicht dem Wohnbau zugeordnet werden nach Regionen. In Anlehnung an [IEA & UNEP 2018].

Beton

Beton ist wie bereits aufgezeigt das am meisten verwendete Baumaterial weltweit. Die weltweite Zementproduktion ist für rund 7% der globalen CO₂ Emissionen verantwortlich, des weiteren ist es weltweit der dritt-größte Industriesektor bezüglich Energieverbrauch. Wäre die Zementindustrie ein eigenständiges Land, wäre es im weltweiten CO₂-Vergleich auf Platz drei hinter China (29,7%) und den USA (13,9%). Die Herstellung von Zement ist ein energie- und emissionsintensiver Prozess, wobei etwa zwei Drittel der Emission auf den Vorgang der Kalzinierung entfallen, bei der CO₂ als Nebenprodukt (Emission) anfällt. Bei diesem chemischen Prozess wird Calciumcarbonat CaCO₃ zu Calciumoxid CaO + Kohlenstoffdioxid CO₂. Das restliche Drittel der Emission ist auf die Bereitstellung der Energie zur Herstellung zurückzuführen, somit die Verbrennung von fossilen Brennstoffen [vgl. Crippa et al. 2019, IEA 2018b]. Im Hinblick auf die Emissionen ist Beton allerdings nicht gleich Beton. Unterschiedliche Anforderungen an die Dauerhaftigkeit und Druckfestigkeit haben wesentlichen Einfluss auf den ökologischen Fußabdruck von Beton. Die CO₂ Emissionen für 1 m³ Beton bewegen sich dadurch zwischen 100 - 300 kgCO₂-äquiv./m³ [vgl. Passer, Deutsch und Scherz 2018].

Stahl

Stahl ist, ebenso wie Zement, ein Produkt, das durch einen energie- und emissionsintensiven Herstellungsprozess erzeugt wird. Seit den 1960er Jahren konnte die Energieintensität pro Tonne Stahl um rund 60% gesenkt werden, auf etwa 20 GJ/Tonne. Im Durchschnitt werden pro Tonne Stahl 1.85 Tonnen CO₂ freigesetzt (2018). Bei der Betrachtung der direkten Emissionen nach Industriezweigen liegt die Eisen- und Stahlindustrie nur knapp hinter der Zementindustrie. Im Jahr 2015 wurden rund 1 600 Mt Rohstahl produziert, wobei rund

50% davon für Gebäude und Infrastruktur verwendet werden. Im gleichen Zeitraum wurden rund 650 Mt Stahlschrott recycled und für neue Stahlprodukte verwendet, damit werden pro Tonne Recycling-Stahl rund 1 400 kg Eisenerz, 740 kg Kohle und 120 kg Kalkstein eingespart. Stahl kann zudem unendlich oft recycelt werden [vgl. World Steel World Steel Association 2016]. Neben dem hohen Recyclingpotenzial, erlaubt die häufige Verwendung von Schraubverbindungen im Stahlbau eine einfache Demontage von Stahlstrukturen. Stahlbauteile können so theoretisch ohne Recycling, im Sinne der Circular Economy, einfach wieder verwendet werden (Reuse) und damit weitere Emissionen eingespart werden.

Holz

Holz und Holzwerkstoffe bieten den Vorteil das CO₂ aus der Atmosphäre im Produkt und in weiterer Folge im Gebäude vorübergehend gespeichert werden kann. Wälder, respektive Biomasse, nehmen mittels Photosynthese Kohlenstoff in Form von CO₂ aus der Atmosphäre auf und speichern diesen zwischen. Wälder und im allgemeinen Biomasse können somit als CO₂-Senken verstanden werden. Ein Baum nimmt im Laufe seiner Wachstumsperiode etwa so viel CO₂ auf, wie bei der Verbrennung des Holzes am Ende der Nutzung wieder frei wird. Die Umweltauswirkung solcher Emissionen aus der Verbrennung von Biomasse sind allerdings wissenschaftlich umstritten, da der Kohlenstoffkreislauf von Biomasse zwar als neutral erachtet werden kann, jedoch nicht mit vollständiger Klima-Neutralität gleichgesetzt werden darf. Des Weiteren passieren die Aufnahme aus der Atmosphäre und der Ausstoß von CO₂ zu unterschiedlichen Zeitpunkten. Die Emissionen die bei der Verbrennung von Biomasse frei werden, verbringen in Abhängigkeit der Speicherdauer im Gebäude und der Wachstumsrate, mit der Biomasse nachwächst, unterschiedlich lange Zeit in der Atmosphäre. In dieser Zeit tragen diese Treibhausgasemissionen zur Änderung der Strahlungsantriebe und in weiterer Folge zum Klimawandel bei. Die vermehrte Verwendung von Holz und Holzprodukten kann nur dann zur Vermeidung des Klimawandels beitragen, wenn durch eine nachhaltige Waldbewirtschaftung und Ernte zukünftig mehr CO₂ aus der Atmosphäre aufgenommen wird, als ohne intensivere Nutzung in den Wäldern gespeichert wird. [vgl. Cherubini et al. 2011; Guest, Cherubini und Stromman 2012].

1.3 Nachhaltigkeitsbewertung

Die Bewertung von Gebäuden erfolgt nach den drei Dimensionen der Nachhaltigkeit, nämlich Ökologie, Ökonomie und Soziokulturelles. Aus diesem Spannungsfeld lassen sich jeweils Schutzziele und Schutzgüter ableiten. Der sozialen und kulturellen Dimension werden soziale und kulturelle Identität als Schutzziel zugeordnet. Die Funktionalität, Nutzerbedürfnisse und kulturelle sowie ästhetische Bedeutung des Gebäudes stehen im Mittelpunkt dieser Dimension. Die ökonomische Dimension befasst sich mit Anschaffungs- und Errichtungskosten. Darüber hinaus liegt ein besonderer Fokus auf den gebäudebezogenen Lebenszykluskosten, der Wirtschaftlichkeit und Wertestabilität. In der ökologischen Dimension ist das primäre Schutzziel Ressourcenschonung und Schutz des Ökosystems. Ziel ist die Minimierung der Umweltbelastung auf lokaler und globaler Ebene [vgl. Bundesinstitut für Bau-, Stadt- und Raumforschung (2019)]. Die genannten Dimensionen können als gleichwertig erachtet werden, in weiteren Folge beschäftigt sich diese Arbeit jedoch ausschließlich mit der ökologischen Dimension.

Die Quantifizierung der ökologischen Nachhaltigkeit von Gebäuden und Bauprodukten, mittels ganzheitlicher Betrachtung des Lebenszyklus und den damit verbundenen Stoff- und Energieströmen, respektive den zugehörigen Emissionsströmen, erfolgt auf Basis einer Ökobilanz (en: Life cycle assessment, LCA). Diese Methode zur Bewertung von Umweltauswirkungen ist mittlerweile ein weit verbreitetes Werkzeug im Planungsprozess von Gebäuden [vgl. Passer, Kreiner et al. 2017]. Der Lebenszyklus eines Gebäudes, oder Bauproduktes, wird dabei in einzelne Phasen gegliedert, welche wiederum mittels Informationsmodulen beschrieben und quantifiziert werden, siehe Abb. 1.13 [vgl. EN 15978 (2012)]. Der Aufbau einer LCA ist in Abb. 1.14 dargestellt. In der LCA werden zu Beginn Ziel und Umfang der Studie mit dem zugehörigen funktionalen Äquivalent definiert, sowie die Systemgrenzen festgelegt. Wesentliche Kernelemente einer LCA sind die Sachbilanz (en: Life cycle inventory, LCI), in der die qualitative und quantitative Beschreibung der Input- und Output-Ströme erfolgt und die Wirkungsabschätzung (en: Life cycle impact assessment, LCIA), in der die Ergebnisse der Umweltwirkungen aus den Stoffströmen dargestellt werden. Abschließend erfolgt eine Interpretation der Ergebnisse [vgl. EN 15804 (2020)].

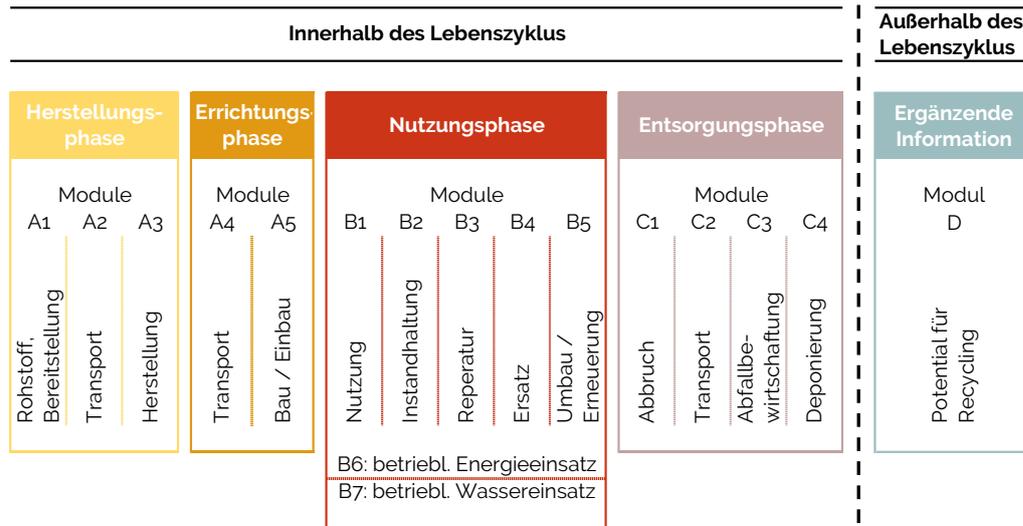


Abbildung 1.13: Die Phasen des Lebenszyklus eines Gebäudes oder eines Bauproduktes in die jeweiligen Module unterteilt, in Anlehnung an EN 15978 (2012).

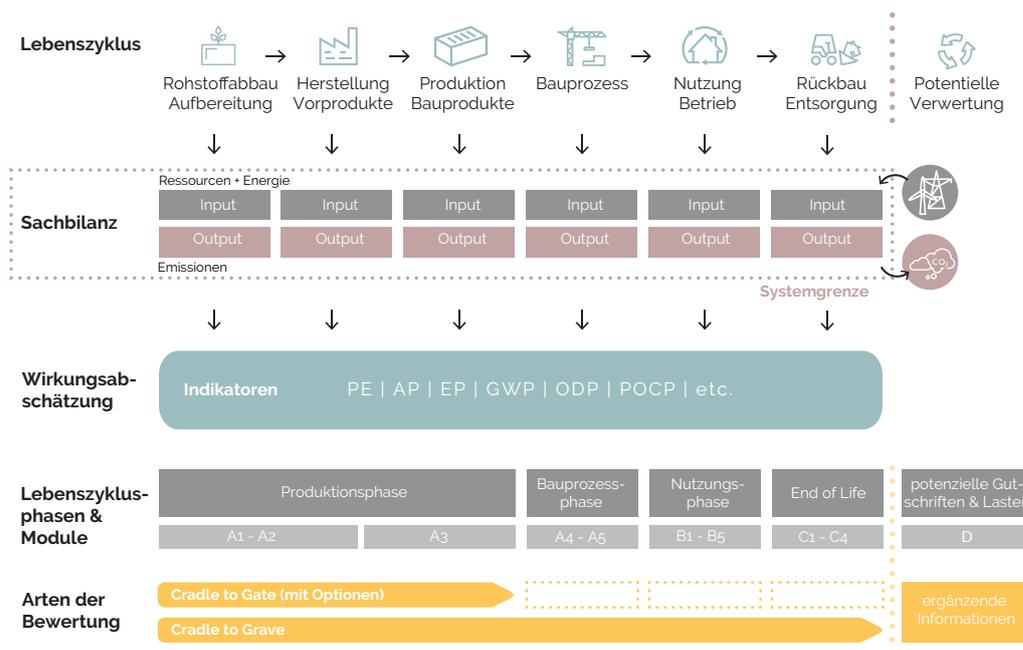


Abbildung 1.14: Aufbau einer LCA vgl. [Passer, Kreiner et al. 2017].

Produktbewertung

Die ökologische Bewertung von Bauprodukten und Bauleistungen erfolgt auf Basis der EN 15804 (2020). Diese Norm bildet die Grundlage damit Umweltproduktdeklarationen (en: environmental product declaration - EPD) für Bauprodukte, Bauleistungen und Bauprozesse in einheitlicher Weise abgeleitet,

verifiziert und dargestellt werden können. Solche EPD's bilden eine spezifische Datenquelle eines bestimmten Produktes für die Quantifizierung von Stoffströmen in einer LCA. Der Inhalt einer EPD wird in verschiedenen Informationsmodulen dargestellt, welche die einzelne Phasen des Lebenszyklus repräsentieren, siehe Abb. 1.13. Jede EPD muss mindestens die Module A1-A3, C1-C4 und D enthalten, darauf aufbauend werden im wesentlichen drei Typen von EPD's definiert:

- a) „von der Wiege bis zum Werkstor“ (en: *cradle to gate*)
Diese EPD umfasst die verpflichtenden Module A1-A3 + C + D
- b) „von der Wiege bis zum Werkstor mit Optionen“
In dieser EPD werden zusätzliche Module aus A4-A5 und B1-B7 deklariert.
- c) „von der Wiege bis zur Bahre“ (en: *cradle to grave*)
Es werden alle Lebenszyklusphasen gemäß der Systemgrenzen abgebildet.

Die Umweltwirkungen der Module werden durch Kernindikatoren und zusätzliche Umweltwirkungsindikatoren ausgedrückt. Die Kernindikatoren sind in der Tabelle 1.1 aufgelistet.

Tabelle 1.1: Kernindikatoren der Umweltwirkungen nach EN 15804 (2020). Die Tabelle ist auf der nächsten Seite fortgesetzt.

Wirkungskategorie	Indikator	Einheit
Klimawandel - gesamt	GWP- gesamt Treibhauspotenzial insgesamt en: Global warming potential	kg CO ₂ -Äq.
Klimawandel - fossil	GWP- fossil Treibhauspotenzial fossiler Energieträger und Stoffen en: Global warming potential	kg CO ₂ -Äq.
Klimawandel - biogen	GWP- biogen Treibhauspotenzial biogen en: Global warming potential	kg CO ₂ -Äq.
Klimawandel - Landnutzung und Landnut- zungsänderung	GWP- luluc Treibhauspotenzial der Landnutzung und Landnutzungsänderung en: Global warming potential	kg CO ₂ -Äq.
Ozonabbau	ODP Potenzial des Abbaus der stratosphärischen Ozonschicht en: Ozone depletion potential	kg CFC-11-Äq.

Wirkungskategorie		Indikator	Einheit
Versauerung	AP	Versauerungspotenzial en: acidification potential	mol H ⁺ -Äq.
Eutrophierung Süßwasser	EP-Süßw.	Eutrophierungspotenzial, in das Süßwasser gelangene Nährstoffe en: Eutrophication potential	kg PO ₄ -Äq.
Eutrophierung Salzwasser	EP-Salzw.	Eutrophierungspotenzial, in das Süßwasser gelangene Nährstoffe en: Eutrophication potential	kg N-Äq.
Eutrophierung Land	EP-Land	Eutrophierungspotenzial, kumulierte Überschreitung en: Eutrophication potential	mol N-Äq.
photochemische Ozonbildung	POCP	troposphärische Ozonbildungspotenzial en: Photochemical ozone creation potential	kg NMVOC-Äq.
Verknappung von abiotischen Ressourcen - Mineralien und Metalle	ADP-Min. & Met.	Potenzial für die Verknappung von abiotischen Ressourcen für nicht fossile Ressourcen en: abiotic depletion potential	kg Sb-Äq.
Verknappung von abiotischen Ressourcen - fossile Energieträger	ADP-fossil	Potenzial für die Verknappung von abiotischen Ressourcen für nicht fossile Ressourcen en: abiotic depletion potential	MJ
Wassernutzung	WDP	Wasser-Entzugspotenzial en: Water depletion potential	m ³ Welt-Äq.

Zusätzlich zu diesen Kernindikatoren gibt es Indikatoren zur Beschreibung des Ressourceneinsatzes, Umweltinformationen zur Beschreibung der Abfallkategorien, Umweltinformationen zur Beschreibung von Output-Flüssen und Informationen zu biogenem Kohlenstoff. Die Indikatoren zur Beschreibung des Ressourceneinsatzes in Form von Primärenergie werden in dieser Untersuchung mit betrachtet und sind in der folgenden Tabelle aufgelistet. Zu beachten ist, dass bei dem Indikatoren für Primärenergie die Nutzung als Energieträger als auch der Einsatz als stoffliche Nutzung einfließen.

Tabelle 1.4: Die Parameter zur Beschreibung des Ressourceneinsatzes [vgl. EN 15804 (2020)]. Tabelle ist auf der nächsten Seite fortgesetzt.

Parameter		Einheit
Einsatz erneuerbarer Primärenergie – ohne die erneuerbaren Primärenergieträger, die als Rohstoffe verwendet werden	PERE	MJ (unterer Heizwert)
Einsatz der als Rohstoff verwendeten, erneuerbaren Primärenergieträger (stoffliche Nutzung)	PERM	MJ (unterer Heizwert)
Gesamteinsatz erneuerbarer Primärenergie (Primärenergie und die als Rohstoff verwendeten erneuerbaren Primärenergieträger) (energetische + stoffliche Nutzung)	PERT	MJ (unterer Heizwert)
Einsatz nicht erneuerbarer Primärenergie ohne die als Rohstoff verwendeten nicht erneuerbaren Primärenergieträger	PENRE	MJ (unterer Heizwert)
Einsatz der als Rohstoff verwendeten nicht erneuerbaren Primärenergieträger (stoffliche Nutzung)	PENRM	MJ (unterer Heizwert)
Gesamteinsatz nicht erneuerbarer Primärenergie (Primärenergie und die als Rohstoff verwendeten nicht erneuerbaren Primärenergieträger) (energetische + stoffliche Nutzung)	PENRT	MJ (unterer Heizwert)
Einsatz von Sekundärstoffen	SM	kg
Einsatz von erneuerbaren Sekundärbrennstoffen	RSF	MJ (unterer Heizwert)
Einsatz von nicht erneuerbaren Sekundärbrennstoffen	NRSF	MJ (unterer Heizwert)
Nettoeinsatz von Süßwasserressourcen	FW	m ³

Gebäudebewertung

Die Bewertung der umweltbezogenen Qualitäten von Gebäuden basiert auf der EN 15978 (2012), diese Norm repräsentiert die Grundlage für die ökologische Dimension. Die Ermittlung der Umweltwirkungen ähnelt jener eines Bauproduktes, der Bewertungsgegenstand ist hierbei lediglich das ganze Gebäude. Dabei werden bei einem festgelegten Nutzungszeitraum von 50 Jahren alle Stoff- und Emissionsströme in einer LCA abgebildet. In diesem

Zeitraum werden natürlich auch Instandhaltung, Reparatur und Austausch von Bauteilen berücksichtigt. Die Module des Lebenszyklus sind gleich wie in Abb. 1.13, des weiteren gleicht der Ablauf der LCA jenem aus der Abb. 1.14.

2 Tragwerksstudie

Einleitend ist die Bedeutung der grauen Umweltwirkungen von Gebäuden am Gesamtergebnis einer Ökobilanz veranschaulicht und darüber hinaus, wie diese in Zukunft an Bedeutung gewinnen. Aufgrund dieser zukünftigen Entwicklung und dem entsprechend hohen Anteil des Tragwerks an den grauen Umweltauswirkungen, sollten Tragstrukturen mit den jeweiligen Materialitäten kritisch betrachtet und objektiv bewertet werden. Diese Arbeit liefert eine Untersuchung von Tragwerksentwürfen im mehrgeschoßigen Skeletthochbau, bei der zum einen unterschiedliche Bauweisen, als auch der Parameter „Spannweite“ des Tragwerks bewertet werden. Das Bauwesen bietet vielfältigste Lösungen zu unterschiedlichsten Problemstellungen, die kaum verallgemeinert werden können. Dennoch wird versucht mit fünf verschiedenen Bauweisen die gegenwärtige Baupraxis im Skeletthochbau zu umreißen und abzubilden. Zur Untersuchung der Umweltauswirkungen der Bauweisen mit den jeweils zugehörigen Baumaterialien, wird eine Vergleichsstudie an Referenzgrundrissen mit äquivalenter statischer Stützweite durchgeführt. Die Gebäude werden vom Dach bis zum Fundament in allen Bauweisen vordimensioniert um eine ganzheitliche Betrachtung der Tragwerke zu ermöglichen. Die Gebäudeentwürfe können dadurch nicht nur anhand funktionaler Äquivalenz, sondern auch im Hinblick auf statische Äquivalenz verglichen werden. Der Vergleich eines statisch äquivalenten Gebäudes soll einen objektiveren Vergleich gewährleisten, denn in der Tragwerkslehre ist der teils exponentielle Einfluss der Spannweite auf zum Beispiel maßgebende Schnittkräfte oder Verformungen immer schon bekannt. Nun soll festgestellt werden, ob dieser Einfluss ebenso in der Bewertung der Umweltauswirkungen zu erkennen ist. Durch Variation der Stützweite sollen Zusammenhänge zwischen Spannweite, Tragwerk/Material und Umweltauswirkung aufgezeigt werden. Der Vergleich der einzelnen Bauweisen soll eine zukünftige Entscheidungshilfe in der frühen Planungsphase von Gebäuden bilden. Dadurch soll ermöglicht werden, dass die Auswirkungen der Entscheidungen im Tragwerksentwurf bereits in der Entwurfsphase eines Gebäudes berücksichtigt werden können. Zu Beginn der Planung sollen sich so effektive Entscheidungen treffen lassen, die nachhaltigen Einfluss auf den ökologischen Fußabdruck eines Gebäudes haben.

2.1 Tragwerksentwurf

Die Untersuchung zu den Umweltauswirkungen der verschiedenen Tragwerksentwürfe erfolgt an fünf Referenzgebäuden in Form von mehrgeschoßigen Skelettbauten. Die jeweiligen Referenzgebäude werden durch die Referenzgrundrisse mit variierender Spannweite charakterisiert, siehe Abb. 2.2. Den Gebäuden ist keine spezifische Nutzung zugeordnet, der offene Entwurf der Gebäude lässt aber diverse Nutzungen zu. Die Referenzgebäude bestehen aus einem Erdgeschoß und sieben Obergeschoßen. Um den Einfluss der Spannweite zu bestimmen wird das Stützenraster schrittweise um einen Meter erhöht, von 4,5 m bis 8,5 m, siehe Abb. 2.1 b). Die beiden Grenzwerte von 4,5 m und 8,5 m werden als üblich vorkommende Spannweiten im Skelett-Hochbau erachtet. Die vertikale Lastabtragung funktioniert mittels Decken, welche entweder direkt auf den Stützen lagern, oder je nach Bauweise auch mittels Unterzügen auf den Stützen aufliegen, siehe Abb. 2.3 c). Der zentrische Kern des Gebäudes übernimmt neben vertikalen Lasten, auch die horizontale Aussteifung des Bauwerks. Alle untersuchten Varianten haben einen Aussteifungskern aus Stahlbeton, siehe 2.3 b). Umlaufend um die äußerste Stützenreihe gibt es eine Deckenauskrantung von 1,5 m, welche je nach Bauweise mit unterschiedlichen Konstruktionsformen ausgeführt wird. Die Referenzgrundrisse weisen unterschiedliche Außenabmessung auf, um eine möglichst stimmiges Verhältnis aus Außenabmessung, Stützraster und Kernabmessung zu erhalten. Die Grundrisse sind trotzdem so entworfen, dass diese zueinander möglichst ähnliche Außenabmessung aufweisen, siehe Abb.2.1 a). Die Abmessungen des Gebäudekerns sind so gewählt, dass sich dieser passend in das Achsraster Tragstruktur einfügt. Die Grundrissflächen der Kerne sind jedoch wieder ähnlich zueinander.

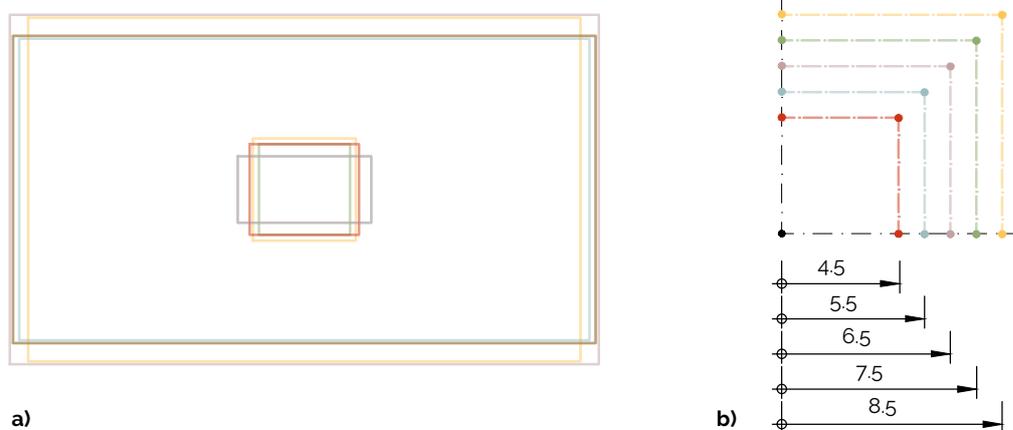
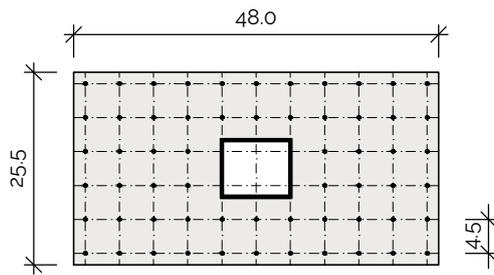
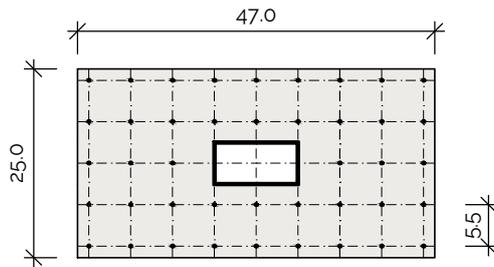


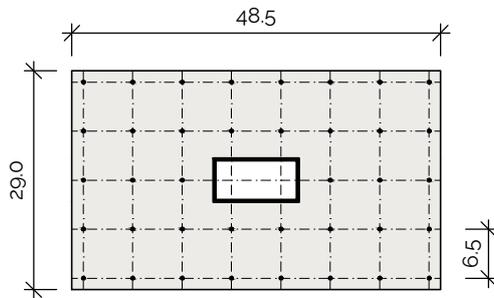
Abbildung 2.1: **a)** Überlagerung der Deckenaußenkante und der Wandachsen der zugehörigen Gebäudekerne; maßstabslos **b)** Variation der Spannweite von 4,5m bis 8,5m; maßstabslos



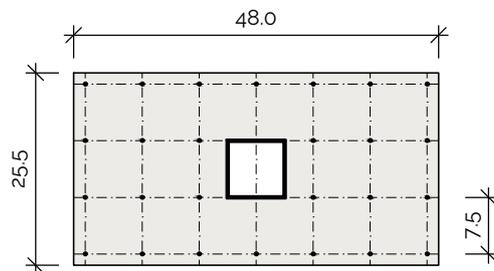
Spannweite: 4.5 m
 Außenabmessung: 25.5 m x 48.0 m
 Geschoßfläche: 1224 m²
 Kernabmessung: 7.5 m x 9.0 m (Achse)



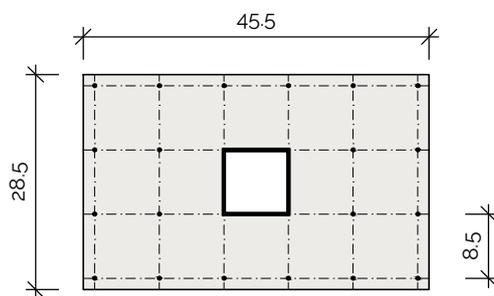
Spannweite: 5.5 m
 Außenabmessung: 25.0 m x 47.0 m
 Geschoßfläche: 1175 m²
 Kernabmessung: 5.5 m x 11.0 m (Achse)



Spannweite: 6.5 m
 Außenabmessung: 29.0 m x 48.5 m
 Geschoßfläche: 1406.5 m²
 Kernabmessung: 6.5 m x 11.0 m (Achse)



Spannweite: 7.5 m
 Außenabmessung: 25.5 m x 48.0 m
 Geschoßfläche: 1224 m²
 Kernabmessung: 7.5 m x 7.5 m (Achse)



Spannweite: 8.5 m
 Außenabmessung: 28.5 m x 45.5 m
 Geschoßfläche: 1160 m²
 Kernabmessung: 8.5 m x 8.5 m (Achse)

Abbildung 2.2: Referenzgrundrisse mit variierendem Stützraster und aussteifendem Kern jeweils zentrisch positioniert; M 1:1000

Die einzelnen Gebäude haben eine Mindestgeschoßhöhe von 3,50 m, diese kann sich jedoch je nach Bauweise und Konstruktionshöhe der Tragstruktur auf bis zu 4,00 m erhöhen. Dadurch soll die Veränderung der Konstruktionshöhe bei unterschiedlichen Bauweisen ebenfalls mit berücksichtigt werden, siehe Abb. 2.3 a). Die Veränderung der Geschoßhöhe zeigt auch, dass das Gebäude um bis zu ein Geschoß höher werden kann.

Die Lastübertragung in den Untergrund wird bei allen Gebäudevarianten über eine Flachgründung gewährleistet, unterirdische Geschoße sind nicht vorhanden. Unter den Stützen sind Einzelfundamente angeordnet, unter dem Kern gibt es ein Plattenfundament, siehe Abb. 2.3 d). Die genauen Abmessungen der Flachgründung richten sich nach der Spannweite und der zugehörigen Belastung. Die Kennwerte des Bodens sind einem geologischen Gutachten entnommen, nach welchem der Boden als „gut tragfähig“ eingestuft werden kann. Die verwendeten Kennwerte können der Tabelle 2.5 entnommen werden.

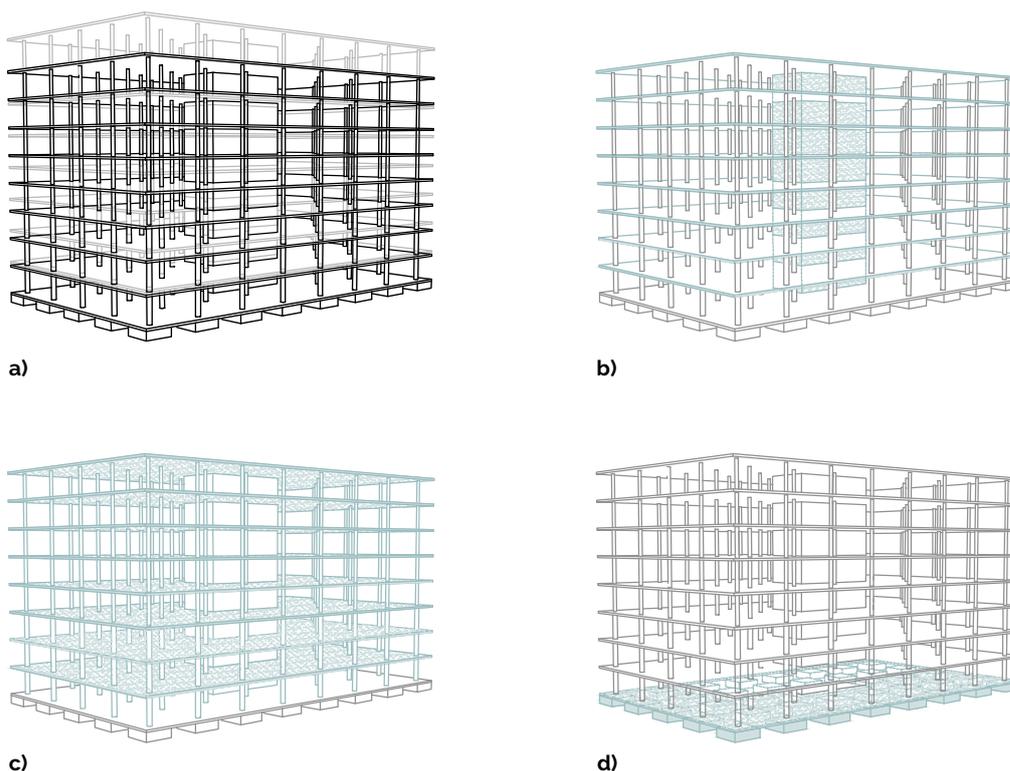


Abbildung 2.3: **a)** Perspektivische Übersicht des Gebäudetragswerks; in hellgrau ist die Variation der Geschoßhöhe erkennbar | **b)** horizontale Lastabtragung mittels Decken und massiven Stahlbetonkern | **c)** vertikale Lastabtragung durch Decken, Stützen und Kern | **d)** Lastübertragung in den Untergrund durch Einzelfundamente unter den Stützen und einem Plattenfundament unter dem Kern

2.2 Bauweisen

Im Abschnitt 1.2 ist einleitend aufgezeigt, wie sich die Anteile der verwendeten Materialien bezüglich der unterschiedlichen Nutzung der Gebäude aufteilen. Daraus lassen sich im wesentlichen vier verwendete Baumaterialien und deren Bedeutung ableiten, Beton, Bewehrungsstahl, Baustahl und Holz. Aus diesen Kernmaterialien werden im Bauwesen zahlreiche unterschiedliche Tragstrukturen entwickelt. Diese Fülle an Strukturen kann nicht gänzlich abgedeckt und betrachtet werden. Aus diesem Grund werden repräsentativ für das Bauwesen, fünf verschiedene Bauweisen aus der gängigen Baupraxis definiert und mit den zu Beginn genannten Baumaterialien Tragsysteme dazu entworfen.

Der erste Tragwerksentwurf ist ein Stahlbetontragwerk in Ortbetonbauweise. Das Bauen mit Stahlbeton zählt zu den ältesten und am häufigsten ausgeführten Konstruktionsformen weltweit. Die zweite Bauweise ist der Verbundbau aus Baustahl und Stahlbeton. Mit Stahlverbundkonstruktionen wird versucht etwaige Nachteile der reinen Stahlbetonbauweise zu kompensieren. Die Verwendung von Stahlbauteilen erhöht zum Beispiel den Vorfertigungsgrad und führt in weiterer Folge zu Bauzeitverkürzungen. Beide Bauweisen verwenden erhebliche Mengen an Beton und Stahl und damit äußerst emissionsintensive Baumaterialien.

Alternativ zu diesen Varianten folgt der Entwurf von Tragstrukturen unter der Verwendung Holz, einem der ältesten und zugleich nachwachsendem Baustoff. Der Holzbau gewinnt zunehmend an Bedeutung und entwickelte sich zu einer bedeutenden Dimension im europäischen Baugeschehen. Die industrielle Arbeitsweise und hohe Vorfertigungsgrade sind Stärken des ingenieurmäßigen Holzbaues. Ob der vermehrte Einsatz von Holz und Holzprodukten zur Vermeidung des Klimawandels beiträgt, wird durch ein nahezu reines Holztragwerk betrachtet. Die Kombination von Stahl und Holz ist in der Praxis weit verbreitet und wird durch ein Stahl-Holz Tragwerk berücksichtigt.

Die letzte Konstruktionsweise stellt eine relativ junge Bauform in der langen Baugeschichte dar. Mit der hybriden Verbundbauweise aus Holz und Beton sollen die Vorteile der gesonderten Bauweisen vereint werden.

Im folgenden werden die Konstruktionsentwürfe für die einzelnen Referenzgebäude in den unterschiedlichen Bauweisen aufgezeigt, mit denen der jeweilige Referenzgrundriss und die zugehörige Referenzspannweite erreicht werden kann. In Summe ergeben sich somit 25 unterschiedlich Gebäude, welche untersucht werden.

Stahlbetontragwerk

Der vertikale Lastabtrag bei der Stahlbetonvariante funktioniert über Flachdecken auf Stützen. Das Gebäude ist über den Stahlbetonkern horizontal ausgesteift. Die Gründung erfolgt mittels Fundamentplatte unter dem Kern und Einzelfundamenten unter den Stützen. Die zweiachsige Tragwirkung von Stahlbetonflachdecken ermöglicht ein Tragwerk ohne Unterzüge. Die Konstruktionshöhe kann dadurch gering gehalten werden und führt zu einer niedrigeren Gebäudehöhe. Das Entfallen der Unterzüge erhöht zudem die Flexibilität für die technischen Gebäudeausrüstung.

Das hohe Eigengewicht der Massivbauweise führt dazu, dass ein erheblicher Anteil der Tragfähigkeit bereits durch das Eigengewicht aufgebraucht wird. Die Gründungs- und Stützenabmessungen werden, im Vergleich zu den restlichen Bauweisen, wesentlich durch das Eigengewicht beeinflusst. Die hohe Masse des Stahlbetons und die damit verbundene hohe modale Masse wirken sich jedoch positiv für das Schwingungsverhalten des Tragwerks aus. Die Masse des Tragwerks hat auch positiven Einfluss auf bauphysikalische Anforderungen wie Schallschutz und die thermische Masse für den sommerlichen Wärmeschutz.

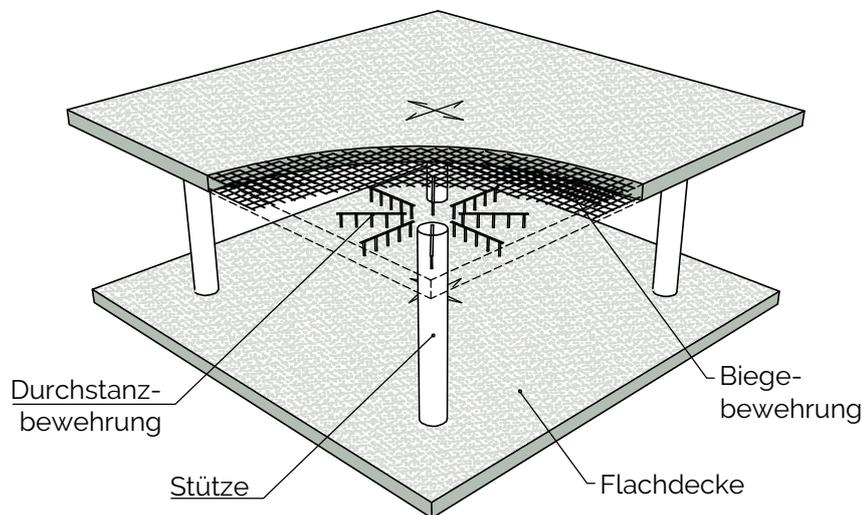


Abbildung 2.4: Schematische Explosionsdarstellung des Stahlbetontragwerks; Eine zwei-achsig gespannte Flachdecken auf Stützen unter der Berücksichtigung von Durchstanzen

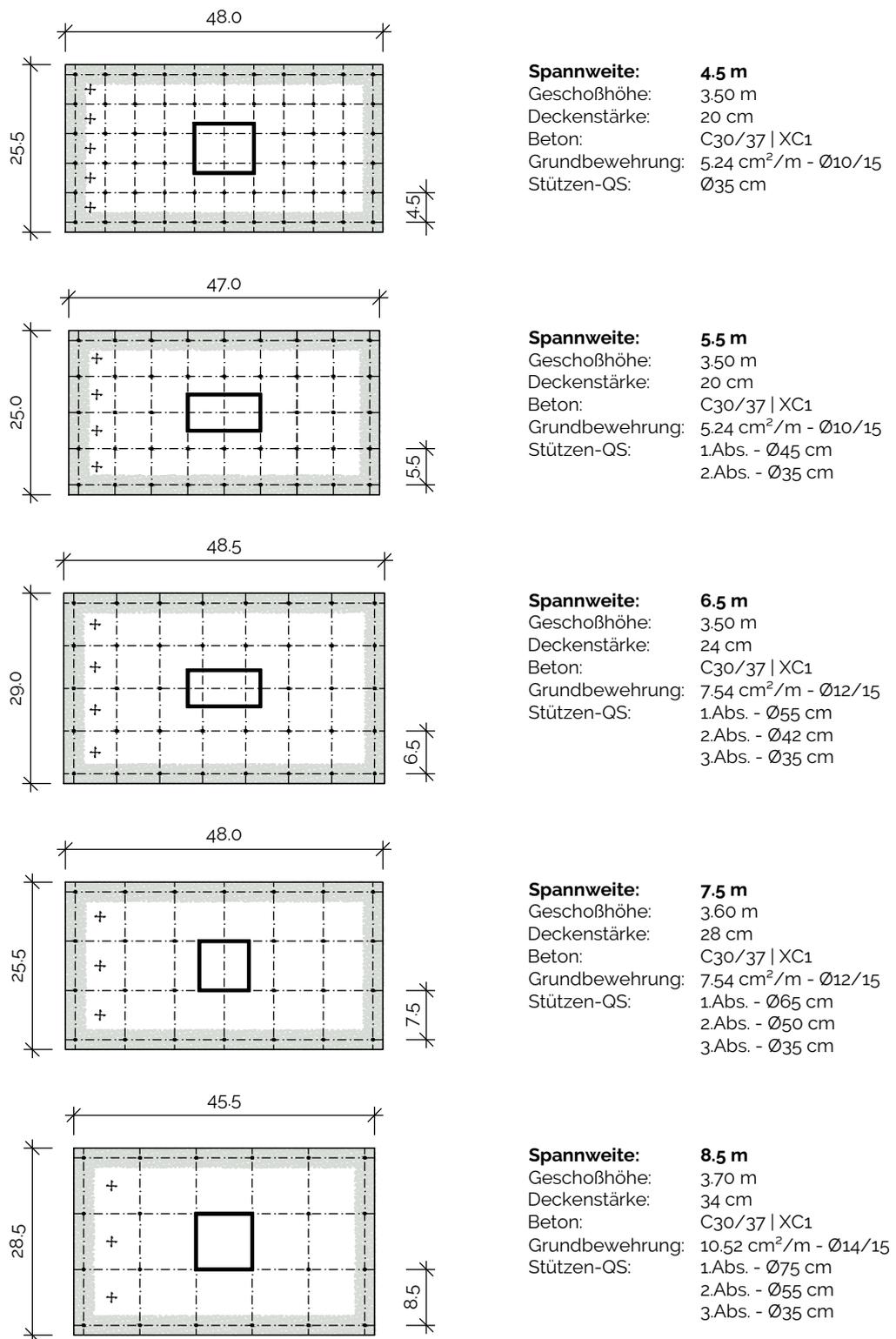


Abbildung 2.5: Konstruktionsentwurf für die Varianten aus Stahlbeton (M 1:1000)

Stahlverbundtragwerk

Der Stahl-Verbundbau ist eine Bauweise, bei der versucht wird die Vorteile des reinen Stahlbetonmassivbaues mit den Vorteilen des Stahlskelettbauens zu kombinieren. Der hohe Vorfertigungsgrad und die schnelle Montage des Stahlbaues führen zu einer Verkürzung der Bauzeit. Trapezbleche werden als verlorene Schalung und externe Bewehrung von Verbunddecken eingesetzt und reduzieren den Aufwand für Schalung, Rüstung und Bewehrung. Materielle Vorteile werden gezielt genutzt, so bildet bei Verbundträgern die Betondecke die Druckzone und der Stahlquerschnitt nimmt die Zugbeanspruchung auf. Die zusätzliche Masse der Betondecke verbessert das Schwingungsverhalten, im Vergleich mit einer reinen Stahlstruktur.

Das Tragkonzept für diese Untersuchung ist so gewählt, dass die vertikalen Lasten über Verbunddecken, geplant mit Super-Holorib Trapezblechen, auf die Verbundträger verteilt werden. Die Verbundsicherung zwischen Decke und Träger erfolgt mittels aufgeschweißten Kopfbolzendübel. Stützen und Träger sind Walzprofile mit Kammerbeton, um den Brandschutz zu gewährleisten. Die Stützen sind ebenso Verbundquerschnitte die wiederum auf Einzelfundamenten lagern. Die schlankeren Decken und Verbundträger sollten das Eigengewicht reduzieren und somit zu materiellen Einsparungen bei den Stützen und Fundamenten führen.

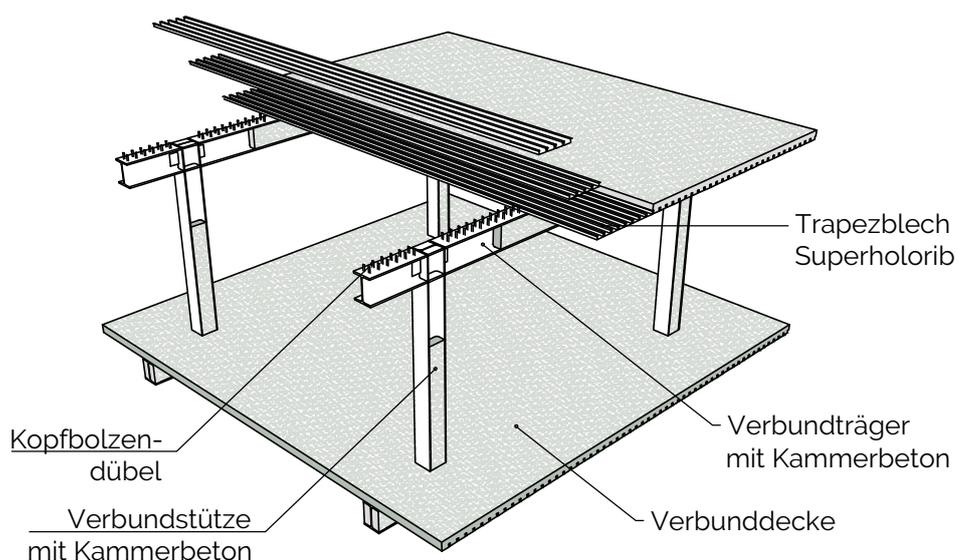


Abbildung 2.6: Schematische Explosionsdarstellung des Stahlverbundtragwerks; Trapezbleche mit Aufbeton bilden die Verbunddecke zwischen den Trägern und bilden zugleich die Druckzone für die Verbundträger

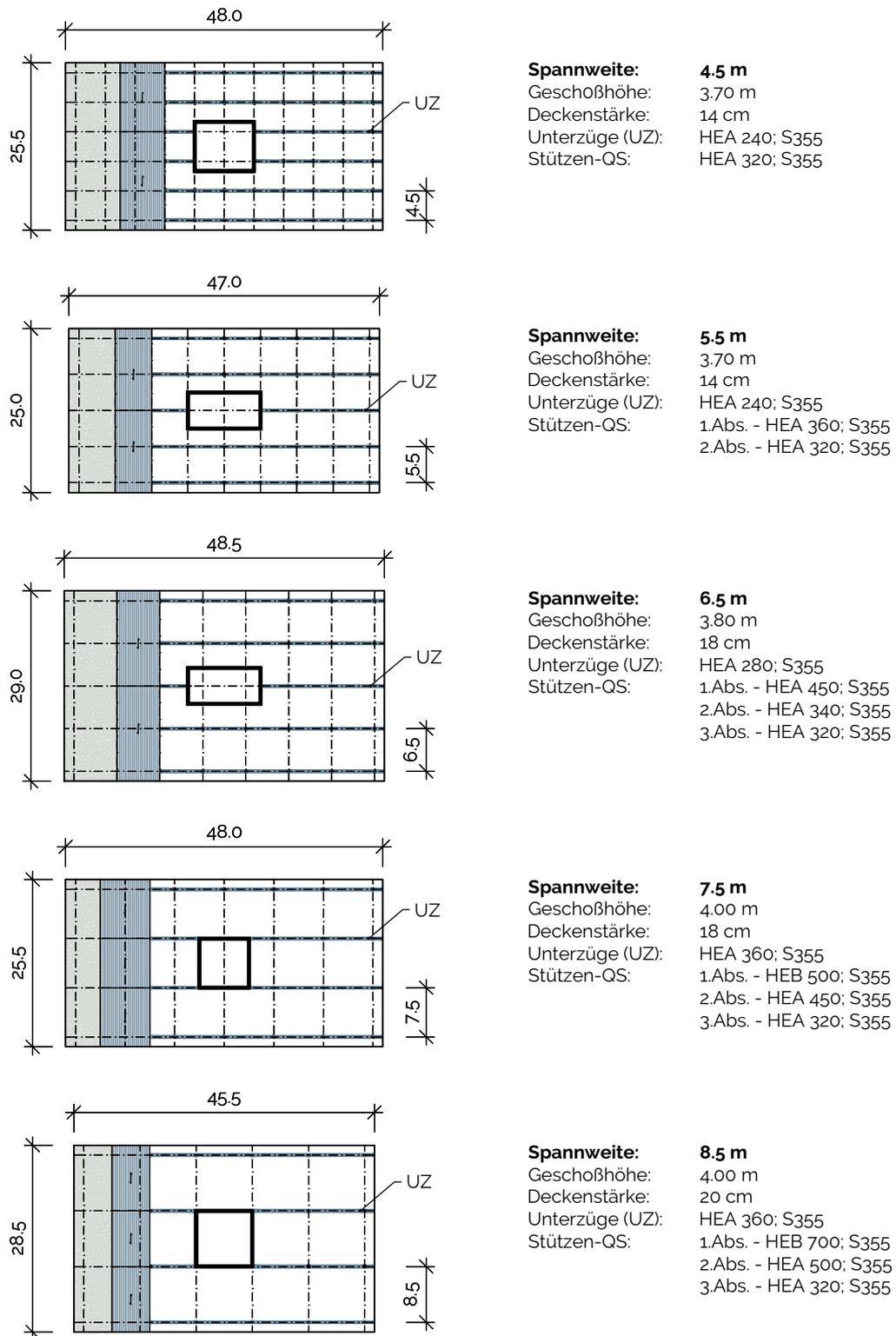


Abbildung 2.7: Grundrisse des Stahl-Holz Tragwerks (M1:1000); Trapezbleche und Träger in blau, Aufbeton in grau

Holztragwerk

Der Gebäudeentwurf für das Holztragwerk besteht aus dem Stahlbetonkern, um den wiederum die Holzstruktur gebaut wird. Die Decken des Holztragwerks bestehen aus Brettsperrholz-Elementen welche auf Brettschichtholz-Unterzügen aufliegen, diese lagern wiederum auf Brettschichtholz-Stützen. Eine Herausforderung bei diesem Tragwerk stellt die Planung der Unterzüge als Durchlaufträger dar. Die Durchlaufwirkung ist zum einen notwendig um die Auskragung am Gebäuderand zu ermöglichen, zum anderen wirkt sich diese positiv auf das Schwingungs- und Verformungsverhalten aus. Die Schwierigkeit besteht darin, eine baustoffgerechte Konstruktion zu formulieren, unter Beachtung des Konstruktionsprinzips im mehrgeschoßigen Holzbau, Lasten nicht mittels Querdruck weiter- oder durchzuleiten. Aufgrund dieser Prämisse sind die Unterzüge zweigeteilt, um zwischen den Unterzügen mit einem Stahlbauteil die Geschoßlasten von Stütze zu Stütze weiterzuleiten, ohne die Unterzüge auf Querdruck zu belasten.

Das Holztragwerk besticht durch geringes Eigengewicht, damit einhergehend ist diese Bauweise allerdings schwingungsanfälliger und der Schwingungsnachweis zumeist maßgebend. Bei den Spannweiten 7.5 m und 8.5 m gibt es daher aufgeleimte Rippen, um das Schwingungsverhalten zu verbessern. Umgekehrt zum Massivbau ergibt die fehlende Masse bauphysikalische Nachteile, wie fehlende thermische Speichermasse und geringer Schallschutz.

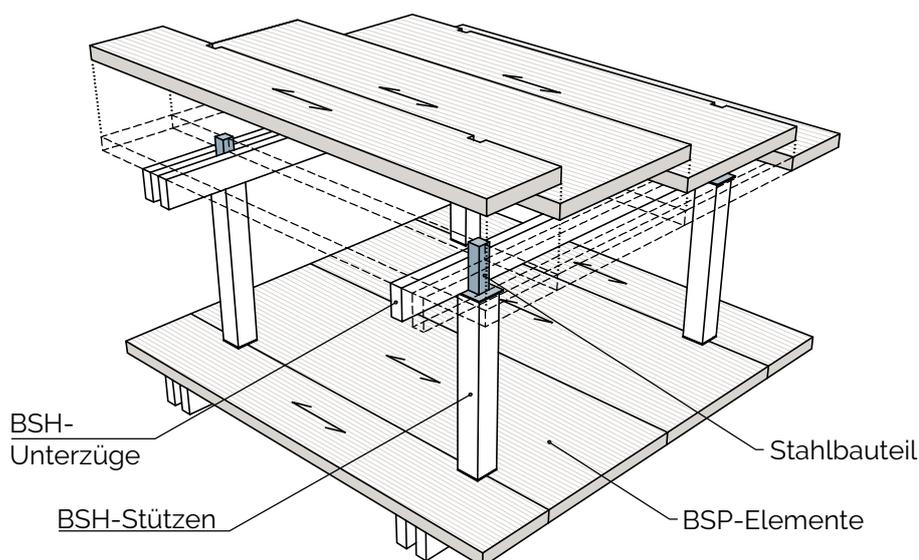


Abbildung 2.8: Schematische Explosionsdarstellung des Holztragwerks; Brettsperrholz-Decken auf Brettschichtholz-Unterzügen und Stützen, Stützenkopplung mittels Stahlbauteil (blau)

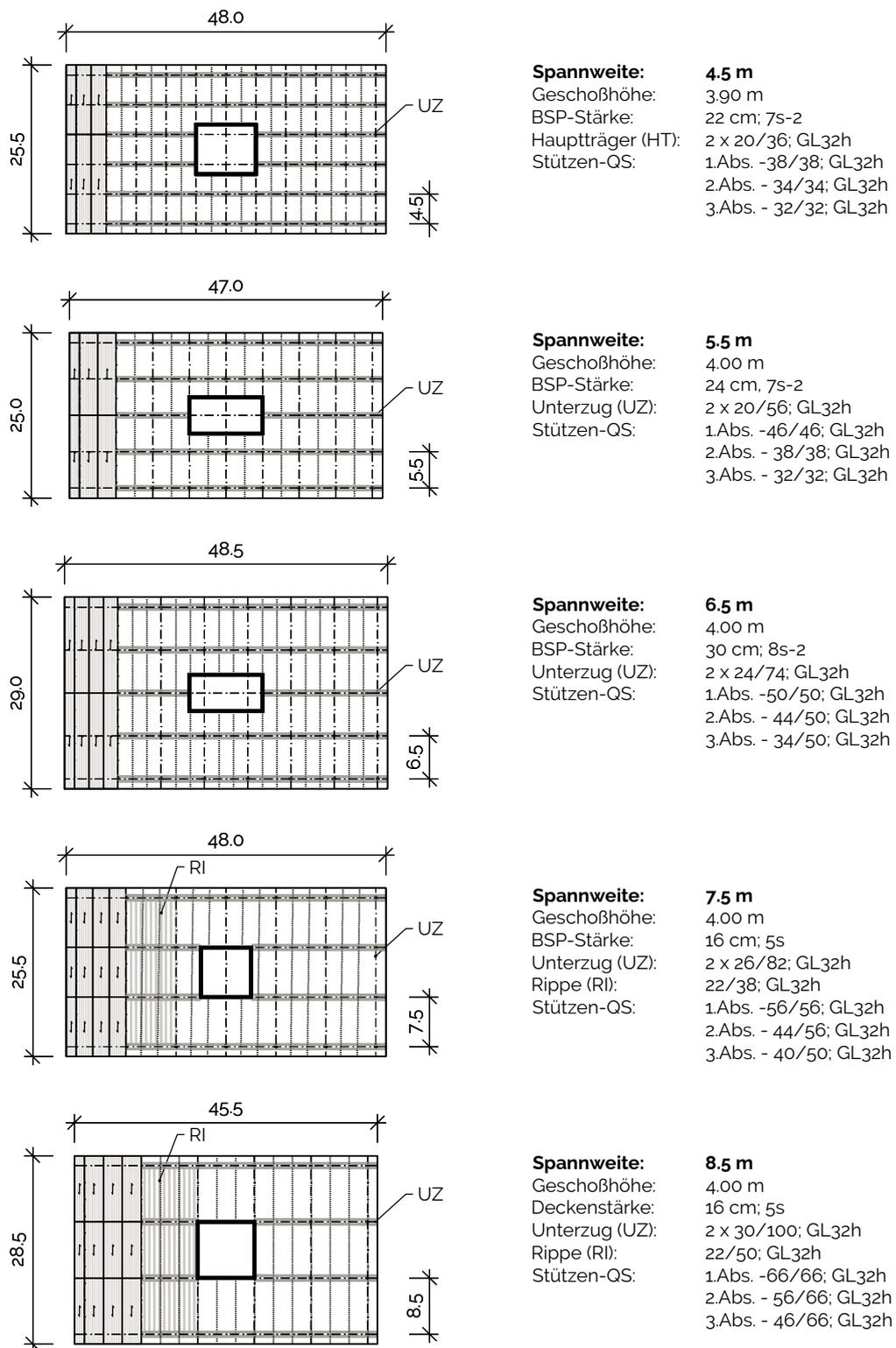


Abbildung 2.9: Grundrisse des Holztragwerks (M 1:1000); bei den Spannweiten 7.5 m und 8.5 m gibt es zur Verbesserung des Schwingungsverhaltens zusätzliche Rippen bei den BSP-Decken

Stahl-Holz Tragwerk

Das Stahl-Holz Tragwerk ähnelt jenem des reinen Holztragwerks. Die stabförmigen Holzbauteile werden durch Walzprofile aus Stahl getauscht und so ein Stahlskelettbau um den Gebäudekern gebaut. Die Decken bestehen weiterhin aus Brettsperrholz-Elementen, welche auf den Stahlunterzügen aufliegen. Die Decken liegen auf den Unterzügen auf, um zum einen die erwähnte Durchlaufwirkung in den Deckenelementen zu erreichen, zum anderen kann dadurch die Auskrägung am Deckenrand mit auskragenden BSP-Elementen erfolgen. Die Verwendung von Stahlunterzügen führt zu einer Verringerung der Konstruktionshöhe, bei geeigneten Randbedingungen können diese gegebenenfalls in die Deckenebene integriert werden und ergeben so eine deckengleiche Konstruktion. Ähnlich zum Holztragwerk werden für die Spannweiten 7,5 m und 8,5 m Rippendecken eingesetzt um das Schwingungsverhalten zu verbessern.

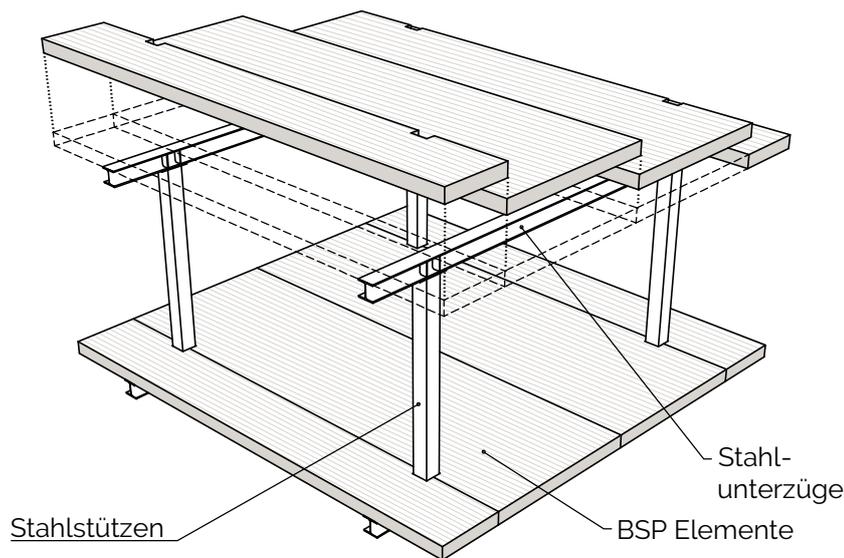
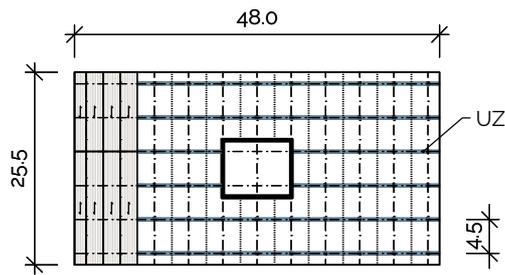
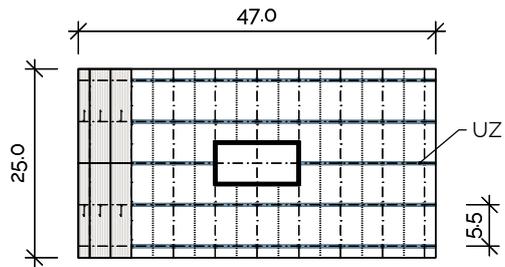


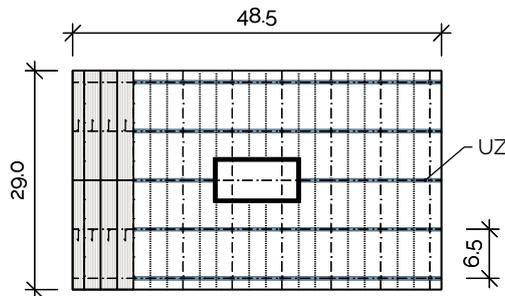
Abbildung 2.10: Schematische Explosionsdarstellung des Stahl-Holz-Tragwerks



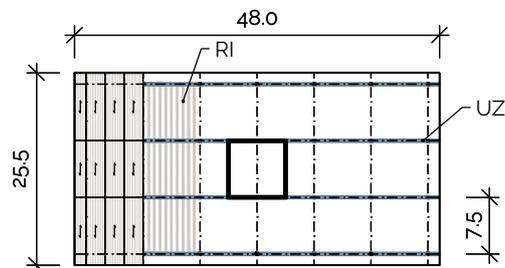
Spannweite: 4.5 m
 Geschoßhöhe: 3.80 m
 BSP-Stärke: 22 cm; 7s-2
 Unterzüge (UZ): HEA 260; S235
 Stützen-QS: 1.Abs. - QRO 220x12.5
 alle S355
 2.Abs. - QRO 200x8
 3.Abs. - QRO 120x10



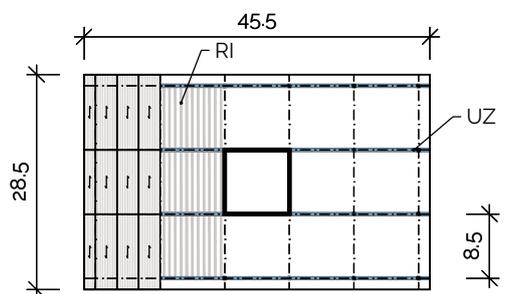
Spannweite: 5.5 m
 Geschoßhöhe: 3.90 m
 BSP-Stärke: 24 cm; 7s-2
 Unterzüge (UZ): HEA 360; S235
 Stützen-QS: 1.Abs. - QRO 250x16
 alle S355
 2.Abs. - QRO 220x12.5
 3.Abs. - QRO 160x8



Spannweite: 6.5 m
 Geschoßhöhe: 4.00 m
 BSP-Stärke: 30 cm; 8s-2
 Unterzüge (UZ): HEA 500; S235
 Stützen-QS: 1.Abs. - QRO 300x16
 alle S355
 2.Abs. - QRO 260x12.5
 3.Abs. - QRO 200x8



Spannweite: 7.5 m
 Geschoßhöhe: 4.00 m
 BSP-Stärke: 16 cm; 5s
 Unterzüge (UZ): HEA 600; S235
 Rippen (RI): 22/34; Gl32h
 Stützen-QS: 1.Abs. - QRO 300x16
 alle S355
 2.Abs. - QRO 300x10
 3.Abs. - QRO 200x8



Spannweite: 8.5 m
 Geschoßhöhe: 4.00 m
 BSP-Stärke: 16 cm; 5s
 Unterzüge (UZ): HEA 700; S235
 Rippen (RI): 22/60; Gl32h
 Stützen-QS: 1.Abs.-RRO 500x300x16
 alle S355
 2.Abs. - QRO 300x14.2
 3.Abs. - QRO 220x10

Abbildung 2.11: Grundrisse des Stahl-Holz Tragwerks

Holz-Beton Verbundtragwerk

Die Holz-Beton Verbundbauweise wurde entwickelt, um die Schwachstellen im reinen Holzbau und dem Betonbau zu kompensieren. Diese hybride Bauweise versucht, ähnlich zur Stahlverbundbauweise, durch den gezielten Einsatz von Werkstoffen die jeweiligen materialspezifischen Eigenschaften bestmöglich auszunutzen. Dazu wird ein Holzbauteil schubfest mit einer Betonschicht verbunden, durch die Schubverbindung übernimmt das Holz die Zugbelastung im Querschnitt und der Beton die Druckbelastung. Diese Verbundbauweise erhöht die Masse im Holzbau, wodurch Schwingungsverhalten und Schallschutz deutlich verbessert werden.

Holz-Beton Verbundsysteme gibt es in zahlreichen Ausführungsvarianten, bei dieser Studie werden Brettsperrholz-Elemente mit einer Aufbetonschicht auf Stahlbeton-Unterzügen untersucht. Der Schubverbund zwischen den Schichten wird mittels eingeklebten Stahlblechen gewährleistet. Die äußeren Unterzüge sind Fertigteile, auf denen die BSP-Elemente aufliegen, um die Deckenauskragung zu ermöglichen. Die inneren Unterzüge sind Halbfertigteile bei denen die Deckenelemente gestoßen sind. Die inneren Unterzüge erreichen ihre volle Querschnittshöhe erst durch das betonieren der Aufbetonschicht. Die vorgefertigten Unterzüge liegen auf Stahlbetonstützen auf und erreichen die Durchlaufwirkung durch den Verguss des Stoßes im Zuge des betonierens des Aufbetons.

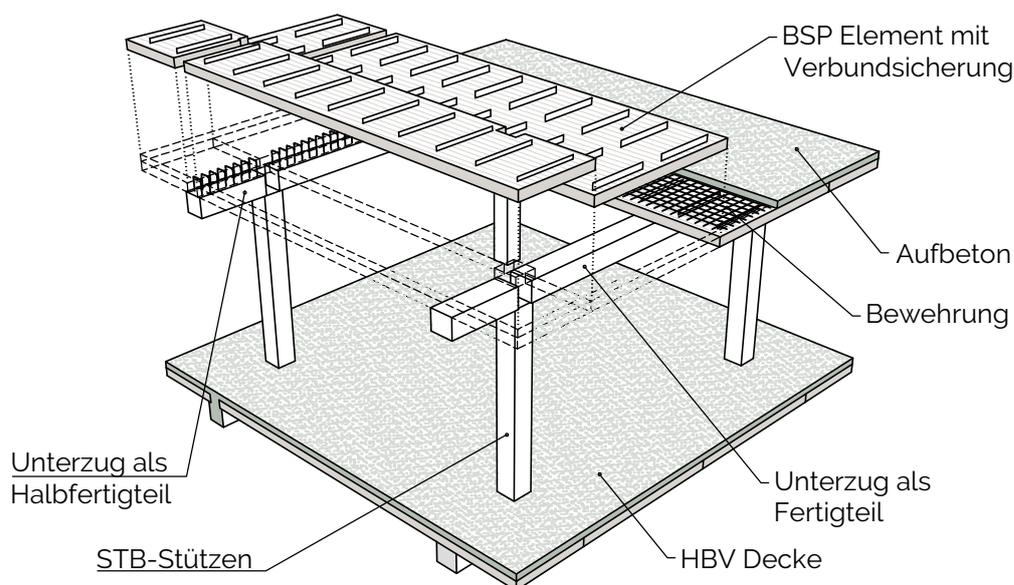


Abbildung 2.12: Schematische Explosionsdarstellung des Holz-Beton Verbundtragwerks; Brettsperrholzelemente auf Stahlbetonunterzügen als Fertig- und Halbfertigteile

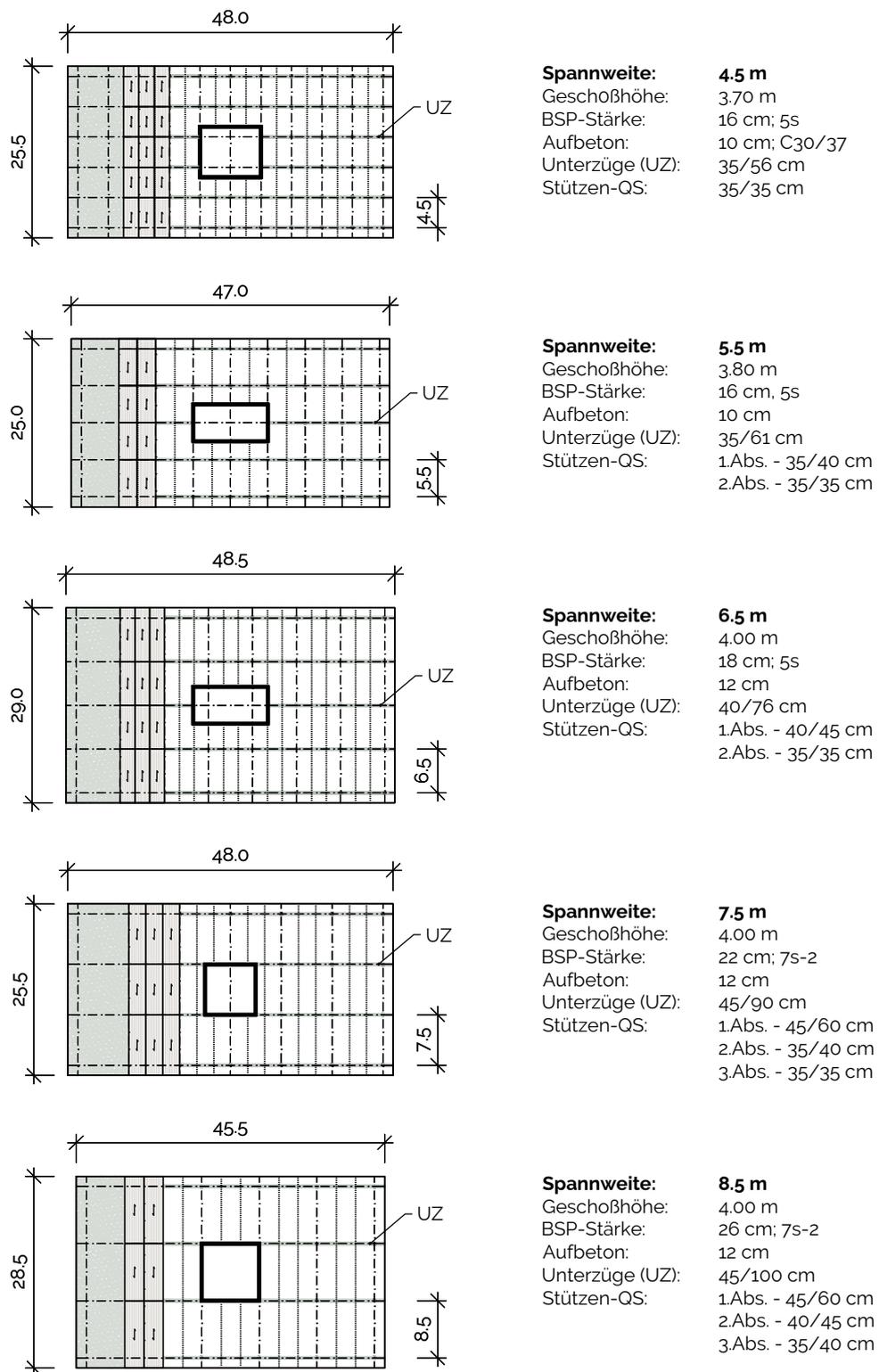


Abbildung 2.13: Grundrisse des Holz-Beton Verbundtragwerks (M 1:1000); Brettsperrholzelemente (braun), Aufbetonschicht und Unterzüge (grau)

2.3 Materialien und Kennwerte

Beton

Für diese Studie werden für alle Bauteile Beton der Festigkeitsklasse C30/37 verwendet. Neben der Definition der Festigkeitsklasse werden ebenso Expositionsklassen festgelegt. Angeknüpft an die Anforderungen durch die Expositionsklassen kann die Betondeckung bestimmt werden. Diese ist in Tab. 2.1 in Abhängigkeit der Expositionsklasse und des Stabdurchmessers gegeben. Bei den Gründungen beträgt der maximal verwendete Stabdurchmesser 20 mm, bei den restlichen Bauteile liegt der maximale Durchmesser bei 26 mm.

Tabelle 2.1: Materialkennwerte und Expositionsklassen für Beton der Festigkeitsklasse C30/37

Expositionsklassen und Betondeckung

Gründungsbauwerke

XC2 $\varnothing \leq 20 \text{ mm}: c_{\text{nom}} = 30 \text{ mm}$

sonstige Bauteile

XC1 $\varnothing \leq 14 \text{ mm}: c_{\text{nom}} = 20 \text{ mm}$
 $14 \text{ mm} < \varnothing \leq 20 \text{ mm}: c_{\text{nom}} = 25 \text{ mm}$
 $\varnothing \leq 26 \text{ mm}: c_{\text{nom}} = 35 \text{ mm}$

Beton C30/37

Zylinderdruckfestigkeit	f_{ck}	=	30 N/mm ²
Würfeldruckfestigkeit	f_{ck}	=	37 N/mm ²
Zugfestigkeit	f_{ctm}	=	2.9 N/mm ²
E-Modul	E_{cm}	=	33 000 N/mm ²

Betonstahl

Die Bewehrung in sämtlichen Bauweisen wird Betonstahl Bst 550 geplant. Die Bewehrungswahl erfolgte unter der Beachtung der in Österreich üblichen Stabstahldurchmesser.

Tabelle 2.2: Materialkennwerte für Betonstahl

Bst 550

Streckgrenze	f_{yk}	=	550 N/mm ²
E-Modul	E_s	=	210 000 N/mm ²

Baustahl

Die Stahlbauteile werden in den zwei gängigen Stahlgüten S235 und S355 eingesetzt.

Tabelle 2.3: Materialkennwerte für die zwei verwendeten Baustahlgüten.

S235			
Streckgrenze	f_{yk}	=	235 N/mm ²
Zugfestigkeit	f_{uk}	=	360 N/mm ²
E-Modul	E_s	=	210 000 N/mm ²
S355			
Streckgrenze	f_{yk}	=	355 N/mm ²
Zugfestigkeit	f_{uk}	=	490 N/mm ²
E-Modul	E_s	=	210 000 N/mm ²

Holz

Die untersuchte Holzstruktur befindet sich im Inneren, daher wird für die verwendeten Holzprodukte die Nutzungsklasse 1 definiert. Für stabförmige Bauteile kommen die Klassen GL24h und GL32h zur Anwendung, flächige Bauteile werden in CL24h ausgeführt.

Tabelle 2.4: Materialkennwerte für die verwendeten Holzprodukte.

Brettsperrholz

CL24h			
Biegung	$f_{m,CLT,k}$	=	24 N/mm ²
Zug	$f_{t,0,CLT,k}$	=	16.0 N/mm ²
	$f_{t,90,CLT,k}$	=	0.5 N/mm ²
Druck	$f_{c,0,CLT,k}$	=	24 N/mm ²
	$f_{c,90,CLT,k}$	=	3.0 N/mm ²
Schub und Torsion	$f_{v,net,k,ref}$	=	5.5 N/mm ²
	$f_{v,gross,k}$	=	3.5 N/mm ²
	$f_{T,node,k}$	=	2.5 N/mm ²
	$f_{V,CLT,k}$	=	3.5 N/mm ²
Rollschub	$f_{r,CLT,k}$	=	1.4 N/mm ² ($w_B/t_B \geq 4:1$)
	$f_{r,CLT,k}$	=	0.4 N/mm ² ($w_B/t_B < 4:1$)
E-Modul	$E_{0,CLT,mean}$	=	11 600 N/mm ²
Rohdichte	ρ	=	480 kg/m ³
Verformungsbeiwert	k_{def}	=	0.80 (für Nutzungsklasse 1)
Abbrandgeschwindigkeit	β	=	0.80 mm/min (ohne Seitenverklebung)

Brettschichtholz

GL32h

Biegung	f_{mk}	=	32 N/mm ²
Zug	$f_{t,0,k}$	=	25,6 N/mm ²
	$f_{t,90,k}$	=	0,5 N/mm ²
Druck	$f_{c,0,k}$	=	32 N/mm ²
	$f_{c,90,k}$	=	2,5 N/mm ²
Schub und Torsion	$f_{v,k}$	=	2,5 N/mm ²
Rollschub	$f_{r,k}$	=	1,2 N/mm ²
E-Modul	$E_{0,mean}$	=	14 200 N/mm ²
Rohdichte	ρ	=	480 kg/m ³
Verformungsbeiwert	k_{def}	=	0,60 (für Nutzungsklasse 1)
Abbrandgeschwindigkeit	β	=	0,70 mm/min

Bodenkennwerte

Die verwendeten Bodenkennwerte für einen gut tragfähigen Boden sind in der folgenden Tabelle angeführt.

Tabelle 2.5: Verwendete Bodenkennwerte

Bettungsmoduln

für eine Bodenplatte	k_s	=	16 000 kN/m ³
für angevoutete Bereiche	k_s	=	32 000 kN/m ³

Sohlwiderstand

abhängig von der Fundamentbreite b

b = 0,5 m	σ_{Rd}	=	360 kN/m ²
b = 1,0 m	σ_{Rd}	=	430 kN/m ²
b = 1,5 m	σ_{Rd}	=	450 kN/m ²

2.4 Belastung

Ständige Lasten

Eigengewicht

Das Eigengewicht der Konstruktion wird softwaregestützt automatisch ermittelt und in der Berechnung berücksichtigt. Die zugrunde liegenden Wichten der einzelnen Materialien sind der folgenden Tabelle zu entnehmen.

Stahl	γ	=	78.50 kN/m ³
Stahlbeton	γ	=	25.00 kN/m ³
Holz	γ	=	5.00 kN/m ³

Ausbaulast

Die Nutzung der Gebäude ist für diese Untersuchung nicht explizit definiert, dem zufolge ist auch kein exakter Fußbodenaufbau gegeben. Die Ausbaulast ist daher für einen üblichen Fußbodenaufbau im Hochbau angenommen. Die zusätzliche Last für den Dachaufbau entspricht gängigen Werten für einen Flachdachaufbau.

Ausbaulast Dach	g_k	=	1.50 kN/m ²
Ausbaulast Geschoßdecke	g_k	=	2.00 kN/m ²

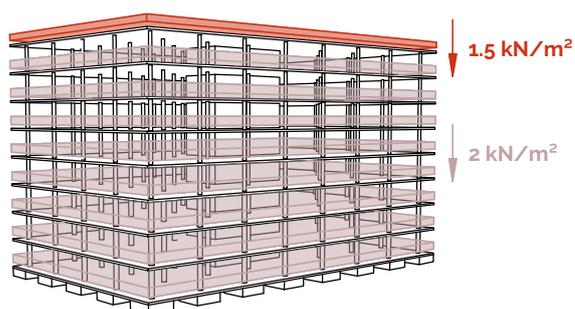


Abbildung 2.14: Ausbaulasten auf das Dach und Geschoßdecken

Fassadenlasten

Aufgrund der zahlreichen Möglichkeiten einer Fassade, hinsichtlich Materialität und Konstruktion, ist für alle Gebäudetypen das Eigengewicht der Fassade vernachlässigt.

Veränderliche Lasten

Nutzlast

Aufgrund der unterschiedlichen Nutzungsmöglichkeiten wird die Nutzlast als Grenzwertbetrachtung für verschiedene Nutzungskategorien nach EN 1991-1-1 (2011) + NAD gewählt. Für diese Voruntersuchung werden die Kategorien A, B, C1 und C2 betrachtet und teilweise mit Trennwandzuschlägen ergänzt.

Kategorie A		
Wohnflächen	$q_k = 2.00 \text{ kN/m}^2$	
Kategorie B		
Büroflächen	$q_k = 3.00 \text{ kN/m}^2$	
Kategorie C		
C1 - Flächen mit Tischen	$q_k = 3.00 \text{ kN/m}^2$	
C2 - Flächen mit fester Bestuhlung	$q_k = 4.00 \text{ kN/m}^2$	
Trennwandzuschlag		abhängig vom Wandeigengewicht g_k
$g_k \leq 1.0 \text{ kN/m}$	$q_k = 0.50 \text{ kN/m}^2$	
$1.0 \text{ kN/m} \leq g_k \leq 2.0 \text{ kN/m}$	$q_k = 0.80 \text{ kN/m}^2$	
$g_k \geq 2.0 \text{ kN/m}$	$q_k = 1.20 \text{ kN/m}^2$	

Die Nutzlast wird mit 4.00 kN/m^2 gewählt, dadurch können diverse Belastungsszenarien abgedeckt werden. Die veränderliche Belastung wird auch durch unterschiedliche feldweise Lastaufstellung in der Vordimensionierung berücksichtigt, siehe Abb.2.15 b).

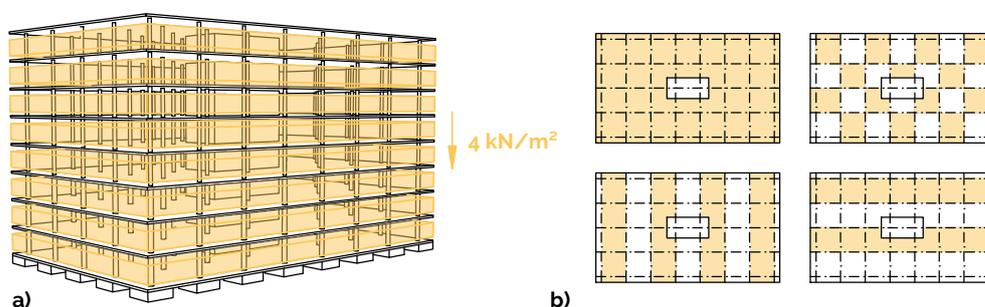


Abbildung 2.15: **a)** voll belastetes Gebäude; **b)** untersuchte feldweise Laststellungen

Durch die Annahme der Nutzlast mit 4.00 kN/m^2 können verschieden Szenarien beschrieben werden. Die Belastungsmöglichkeiten ergeben sich wie folgt:

gewählte Nutzlast $q_k = 4.00 \text{ kN/m}^2$

mögliche Szenarien:

**Kategorie A
+ schwere Trennwand**

Wohnflächen	$q_k =$	2.00 kN/m^2
+ Trennwandzuschlag	$q_k =$	1.20 kN/m^2
Σ	$q_k =$	$3.20 \text{ kN/m}^2 \leq 4.00 \text{ kN/m}^2$ <i>Belastungsszenario abgedeckt</i>

**Kategorie B
+ mittlere Trennwand**

Büroflächen	$q_k =$	3.00 kN/m^2
+ Trennwandzuschlag	$q_k =$	0.80 kN/m^2
Σ	$q_k =$	$3.80 \text{ kN/m}^2 \leq 4.00 \text{ kN/m}^2$ <i>Belastungsszenario abgedeckt</i>

**Kategorie C1
+ mittlere Trennwand**

C1 - Flächen mit Tischen	$q_k =$	3.00 kN/m^2
+ Trennwandzuschlag	$q_k =$	0.80 kN/m^2
Σ	$q_k =$	$3.80 \text{ kN/m}^2 \leq 4.00 \text{ kN/m}^2$ <i>Belastungsszenario abgedeckt</i>

**Kategorie C2
ohne Trennwand**

C2 - Flächen mit fester Bestuhlung	$q_k =$	$4.00 \text{ kN/m}^2 \leq 4.00 \text{ kN/m}^2$ <i>Belastungsszenario abgedeckt</i>
------------------------------------	---------	---

Schneelast

Die Schneelasten sind nach EN 1991-1-3 (2016) + NAD ermittelt. Dem nationalen Anwendungsdokument ÖNORM B 1991-1-3 kann dem Anhang A für den Standort *Graz - Liebenau* eine charakteristische Schneelast auf den Boden mit $s_k = 1.95 \text{ kN/m}^2$ entnommen werden.

$$\text{Schneelast auf den Boden} \quad s_k = 1.95 \text{ kN/m}^2$$

Die Referenzgebäude haben ein Flachdach, somit kann die Schneelast auf das Dach mit dem Formbeiwert μ_1 für Dächer mit einer Neigung von $\alpha \leq 30^\circ$ bestimmt werden.

$$\begin{aligned} \text{Formbeiwert} \quad \mu_1(0^\circ) &= 0.8 \\ \text{für } 0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ \end{aligned}$$

Schneelast auf das Dach

$$s = \mu_1(0^\circ) \times s_k = 0.8 \times 1.95 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Schneelast} \quad s = 1.60 \text{ kN/m}^2$$

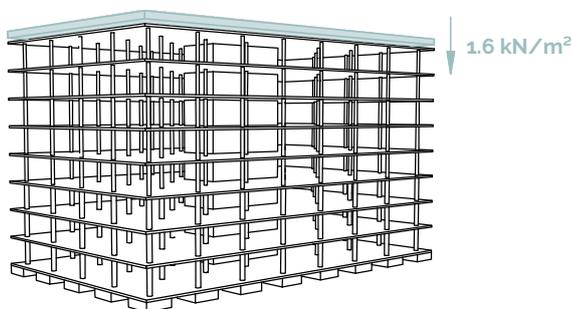


Abbildung 2.16: Schneelast am Dach

Windlast

Die Windlast ist nach EN 1991-1-4 (2011) + NAD bestimmt. Dem Anhang A des nationalen Anwendungsdokuments kann für Graz ein Basisgeschwindigkeitsdruck $q_{b,0}$ von 0.26 kN/m^2 entnommen werden. Der Gebäudestandort wird in die Geländekategorie III eingeordnet.

Graz			
Basisgeschwindigkeitsdruck	$q_{b,0}$	=	0.26 kN/m^2
Geländekategorie	III		gleichmäßige Vegetation, vorstädtische Bebauung
Seehöhe	h	=	369 m

Mit diesen Grundwerten ermittelt sich der Spitzengeschwindigkeitsdruck wie folgt:

$$\begin{aligned}
 \text{Geländefaktor für GK III } c_e(z) &= 1.75 \times \left(\frac{z}{10}\right)^{0.29} = \\
 &1.75 \times \left(\frac{30}{10}\right)^{0.29} = 2.41 \\
 \text{Gebäudehöhe } z &= 30 \text{ m} \\
 \text{Spitzen-} & \\
 \text{geschwindigkeitsdruck } q_p &= q_{b,0} \times c_e(z) = \\
 &0.26 \text{ kN/m}^2 \times 2.41 = \\
 &0.63 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

Für das Gebäude werden zwei unterschiedliche Anströmrichtungen betrachtet und zwar in Gebäudelängsrichtung (0°) und im rechten Winkel quer zum Gebäude (90°). Es werden jedoch nur jene Belastungszonen berücksichtigt, welche eine gemeinsame Resultierende bilden und dadurch eine Belastung für das Aussteifungssystem darstellen.

Anströmrichtung - 0°

$$\text{Außendruckbeiwert Bereich D } c_{pe,10,D} = 0.8$$

$$\text{Außendruckbeiwert Bereich E } c_{pe,10,E} = -0.19$$

$$\begin{aligned}
 \text{Winddruck } w_{e,p} &= q_p \times c_{pe,10,D} = \\
 &0.63 \text{ kN/m}^2 \times 0.8 = \\
 &0.50 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Windsog } w_{e,s} &= q_p \times c_{pe,10,E} = \\
 &0.63 \text{ kN/m}^2 \times -0.19 = \\
 &-0.12 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

Anströmrichtung - 90°

Druck, Bereich D	$c_{pe,10}$	=	0.8
Sog, Bereich E	$c_{pe,10}$	=	-0.33
Winddruck	$w_{e,p}$	=	$q_p \times c_{pe,10,D} =$ $0.63 \text{ kN/m}^2 \times 0.8 =$ 0.50 kN/m^2
Windsog	$w_{e,s}$	=	$q_p \times c_{pe,10,E} =$ $0.63 \text{ kN/m}^2 \times -0.33 =$ -0.21 kN/m^2

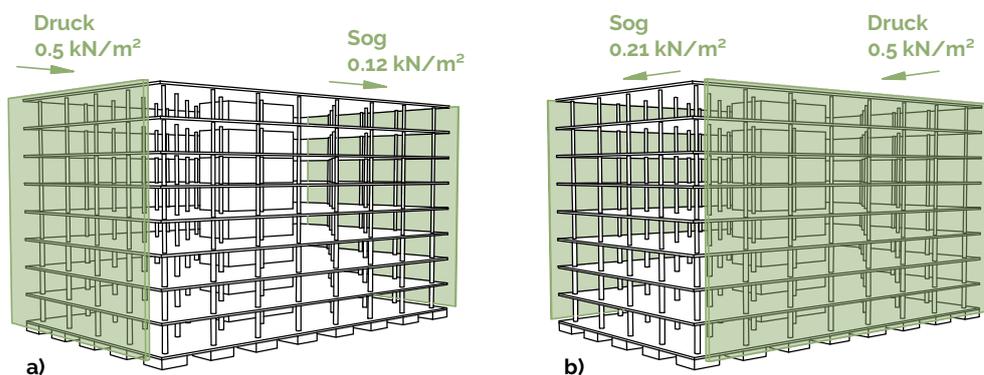


Abbildung 2.17: Maßgebende Windlastfälle für die Berechnung der Aussteifung. **a)** Anströmrichtung längs des Gebäudes (0°); **b)** Anströmrichtung quer zum Gebäude (90°)

Außergewöhnliche Situationen

Erdbebenlasten

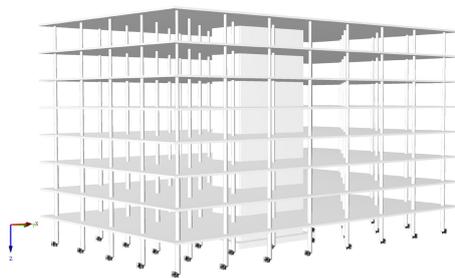
Die Belastung der Tragstruktur aufgrund seismischer Aktivität ist in dieser Studie vernachlässigt.

Brandschutz

Gemäß der OIB Richtlinie 6.1 wird für Gebäude mit einem Fluchtniveau von > 22 m eine Brandwiderstandsdauer von 90 Minuten für tragende Bauteile gefordert. Bei Stahlbetonbauteilen und Stahlverbundbauteilen wird diese Forderung vereinfacht durch Mindestbauteilabmessungen, Mindestbetondeckungen und Mindestbewehrungsgraden gewährleistet. Der reine Stahlbau kann durch einen Brandschutzanstrich geschützt werden. Im Holzbau wird mittels Brandwiderstandsdauer und Abbrandgeschwindigkeit der Abbrand am Querschnitt berechnet und mit dem Restquerschnitt die Tragfähigkeit nachgewiesen.

2.5 Modellbeschreibung

Die statische Voruntersuchung der Gebäude erfolgt Software gestützt, verwendet werden die Programme Dlubal RFEM, Dlubal VERBUND-TR, Holorib, Stora Enso Calculatis und die Software Pakete FRILO. Für die unterschiedlichen Bauweisen ist für alle Spannweiten ein Gesamtmodell des Gebäudes erstellt, sowie einzelne Teilmodelle für die Berechnung der Decken. Abbildung 2.18 bietet eine Übersicht der Gesamtmodelle für das Referenzgebäude mit der Spannweite 6.5 m.



a) Stahlbetontragwerk



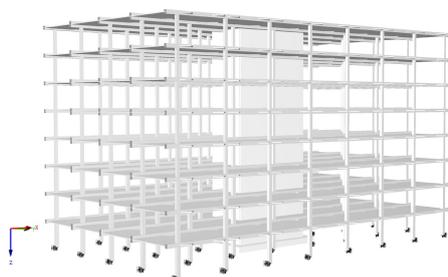
b) Stahlverbundtragwerk



c) Holztragwerk



d) Stahl-Holz Tragwerk



e) Holz-Beton Verbundtragwerk

Abbildung 2.18: Eine exemplarische Übersicht von fünf der 25 unterschiedlichen RFEM-Gesamtmodelle, gezeigt mit den Referenzgebäuden mit 6.5 m Spannweite.

Mit den Gesamtmodellen erfolgt die Bemessung der Stützen, Aussteifung und Gründung. Die Stützen sind Stabelemente mit nachgiebigen Knotenla-

gern als Modellierung der Einzelfundamente. Der Gebäudekern ist samt Plattenfundament mit Schalenelementen modelliert. Das Plattenfundament ist ein elastisch gebettetes Element, unter der Berücksichtigung von Zugausfall in den Lagerbedingungen. Die Decken sind lediglich bei der Stahlbetonvariante als Flächen modelliert, bei den restlichen Bauweisen sind die Unterzüge als Stäbe modelliert, auf denen die Lasten entsprechend der Decken aufgebracht sind.

Die Geschosßdecken werden je nach Bauweise als starr gelagerten Flächenmodelle bemessen, oder anhand von starr gelagerten Stabmodellen. Die reine Stahlbetondecke ist ein punktgelagertes Flächenmodell, wohingegen bei den Varianten mit Holzdecken, die BSP-Elemente zusätzlich auf stabförmigen Unterzügen lagern. Die einzelnen BSP-Tafeln sind dabei schubfest, aber gelenkig verbunden. Die Nachweise für die Stahlverbunddecke und die Verbundträger werden an einzelne Stabmodellen erbracht. Die BSP-Elemente sowie die Holz-Beton Verbundelement werden zusätzlich durch die Bemessungssoftware Stora Enso Calculatis bemessen. Für das Deckenmodell der Holz-Beton Verbundbauweise bleiben so nur die Unterzüge zu bemessen, die Deckenelemente werden als Last berücksichtigt.

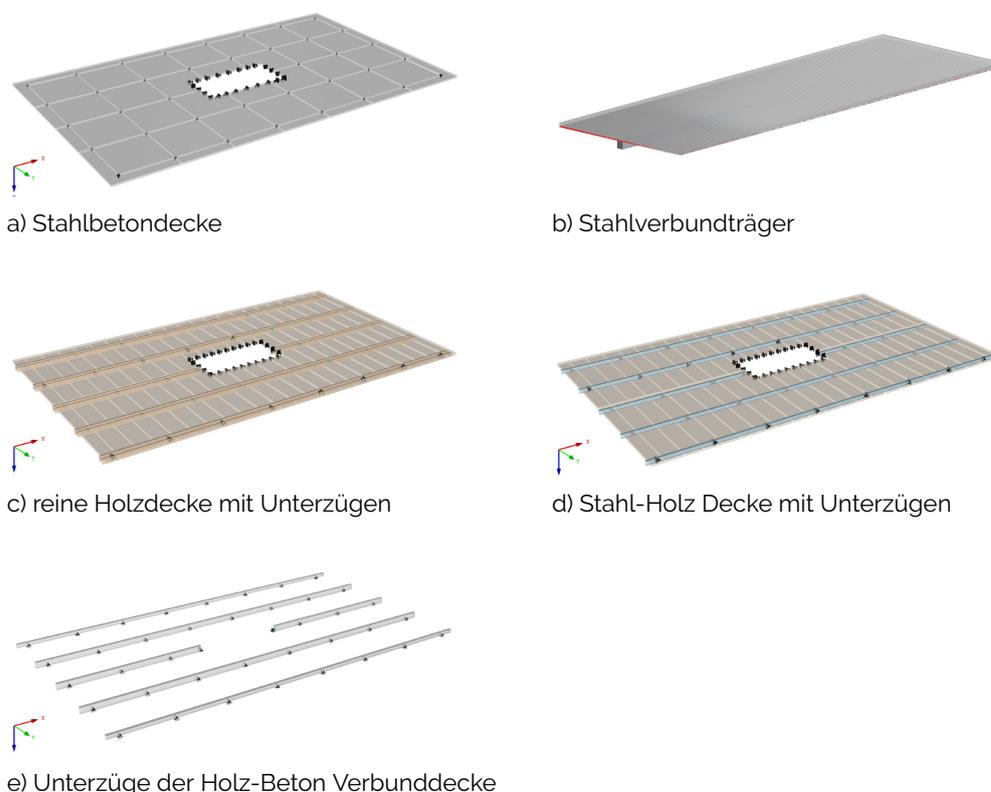


Abbildung 2.19: Eine exemplarische Übersicht der unterschiedlichen RFEM-Teilmodelle, gezeigt an der Referenzdecke mit 6.5 m Spannweite.

2.6 Zusammenfassung der Nachweise

Im folgenden Abschnitt wird das Nachweiskonzept der statischen Vordimensionierung dokumentiert. Repräsentativ für die Vorbemessung der 25 Referenzgebäude, werden die Nachweise für das Gebäude mit 6.5 m Spannweite in den jeweiligen Bauweisen dargestellt. An dieser Stelle erneut der Vermerk, dass diese Studie darauf abzielt Erkenntnisse als Entscheidungshilfe in einer frühen Planungsphase zu implementieren. Die folgenden Nachweise entsprechen somit einer vorstatischen Untersuchung und können keinesfalls mit einer Ausführungsstatik gleichgesetzt werden.

Verwendete Normen:

Betonbau:

EN 1992-1-1 (2015)+NAD	Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau
EN 1992-1-2 (2019)+NAD	Allgemeine Regeln - Bemessung für den Brandfall

Stahlbau:

EN 1993-1-1 (2014)+NAD	Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau
EN 1993-1-2 (2012)+NAD	Allgemeine Regeln - Bemessung für den Brandfall

Verbundbau:

EN 1994-1-1 (2009)+NAD	Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau
EN 1994-1-2 (2014)+NAD	Allgemeine Regeln - Bemessung für den Brandfall

Holzbau:

EN 1995-1-1 (2014)+NAD	Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau
EN 1995-1-2 (2011)+NAD	Allgemeine Regeln - Bemessung für den Brandfall

Ergänzende Literatur:

Feldmann et al. 2009	Design of floor structures for human induced vibrations
Minnert und Wagenknecht 2013	Verbundbau Praxis - Berechnung und Konstruktion nach Eurocode 4 Bauwerk

2.6.1 Stahlbetontragwerk

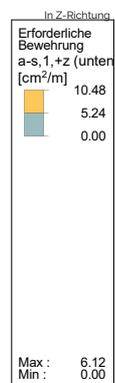
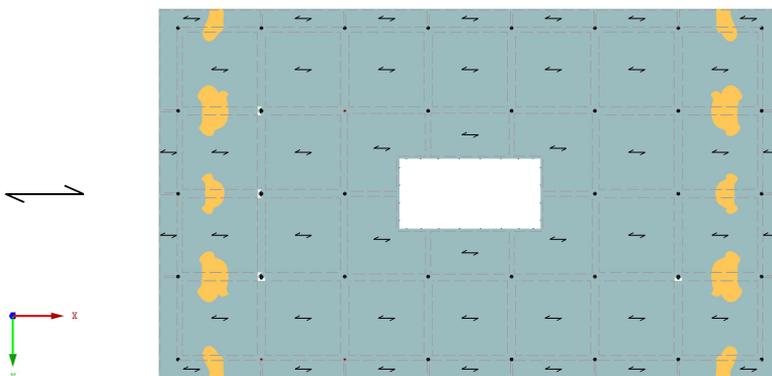
Tragfähigkeit - Decken

Die Bemessung der einzelnen Geschoßdecken erfolgt an einem starr gelagerten Teilmodell unter Berücksichtigung feldweiser Lastaufstellung.

Bauteilabmessungen

Mindestabmessung für R90	t_{min}	=	200 mm
erf. Bewehrungsachsmaß	a_{min}	=	25 mm
Dicke	t	=	240 mm \geq 200 mm
Betondeckung	c_{nom}	=	20 mm $\rightarrow a = 25$ mm

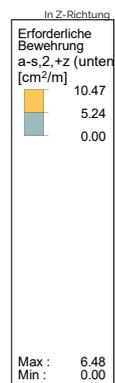
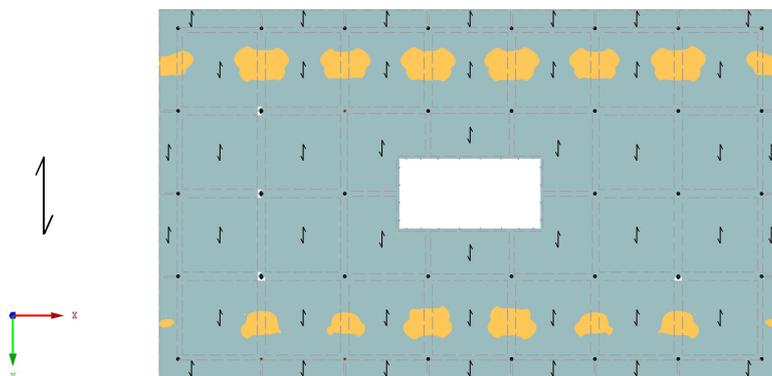
RF-BETON Flächen FA1
Stahlbeton-Bemessung
Erforderliche Bewehrung a-s.1.+z (unten)



Max a-s.1.+z (unten): 6.12, Min a-s.1.+z (unten): 0.00 cm²/m

Grundbewehrung: Ø10/15 - 5.24 cm²
Zulagen: Ø10/15 - 5.24 cm²

RF-BETON Flächen FA1
Stahlbeton-Bemessung
Erforderliche Bewehrung a-s.2.+z (unten)



Max a-s.2.+z (unten): 6.48, Min a-s.2.+z (unten): 0.00 cm²/m

Grundbewehrung: Ø10/15 - 5.24 cm²
Zulagen: Ø10/15 - 5.24 cm²

Abbildung 2.20: Untere erforderliche Bewehrung der Geschoßdecke



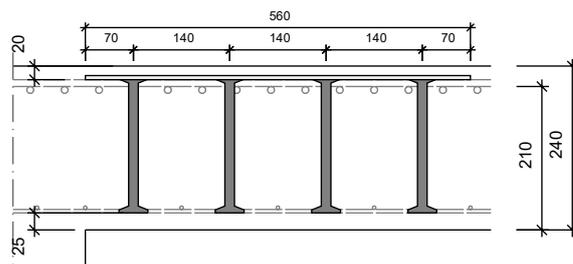
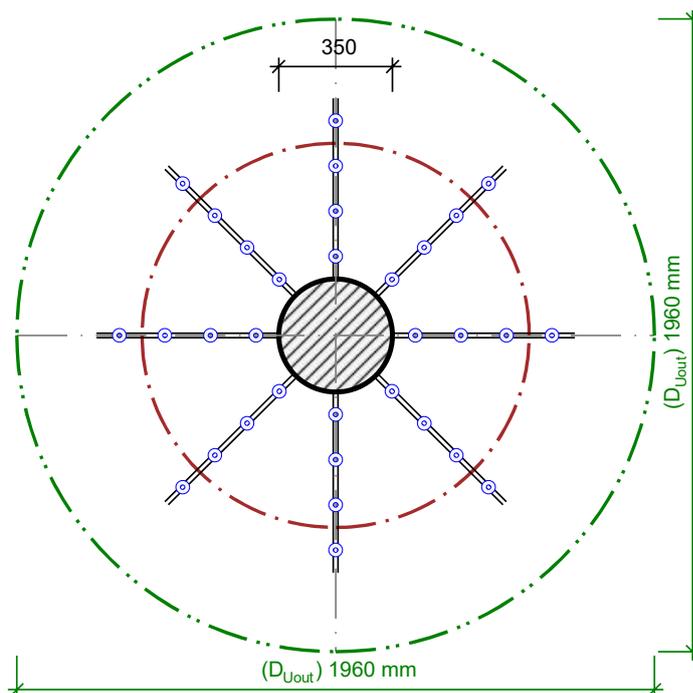
Abbildung 2.21: Obere erforderliche Bewehrung der Geschoßdecke

Durchstanznachweis:

Die Durchstanzlast ist das Produkt aus Einflussfläche und den Lasten auf dieser Fläche. Der Nachweis ist für die maßgebende Stütze geführt, in diesem Fall eine Innenstütze. Die Durchstanzbewehrung erfolgt mittels Dübelleisten.

Durchstanzen

$$\begin{aligned} \text{Einflussfläche } A_{innen} &= 42.3 \text{ m}^2 \\ \text{Durchstanzlast } F_{Ed} &= 710 \text{ kN} \\ \text{Beiwert Innenstütze } \beta &= 1.15 \end{aligned}$$



gewählte Bewehrung: 8xSchöck Bole-O 14/200-4

Abbildung 2.22: Durchstanzbewehrung in Form von Dübelleisten

Tragfähigkeit - Stützen

Die Stützenquerschnitte werden über die Gebäudehöhe nach drei Abschnitten abgestuft.

Maßgebende Schnittkräfte

Abschnitt 1		Kreis Ø55; C30/37
	N_{Ed}	= -5856 kN
Abschnitt 2		Kreis Ø42; C30/37
	N_{Ed}	= -3490 kN
Abschnitt 3		Kreis Ø35; C30/37
	N_{Ed}	= -1215 kN

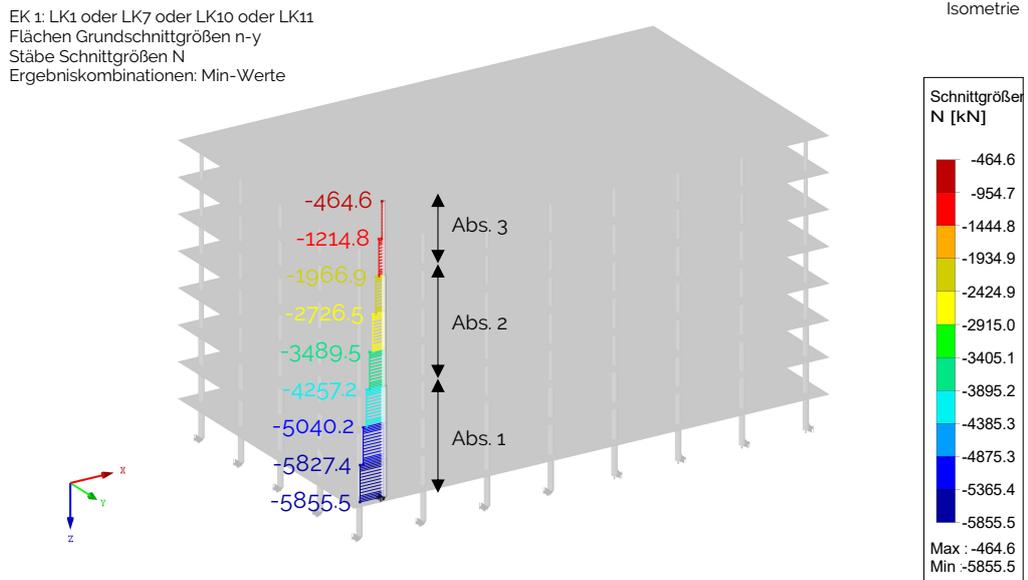


Abbildung 2.23: Normalkräfte in der maßgebenden Stützenreihe

Die Stützenbelastung ist dem Gesamtmodell entnommen. Die Bemessung der Stützen erfolgt mit dem Stützenbemessungspaket für Stahlbetonstützen von FRILLO. Der Brandschutz ist durch Einhaltung von Mindestabmessungen gewährleistet.

Brandschutzanforderungen

Bauteilabmessung	b_{min}	=	350 mm
Achsmaß Bewehrung	a_{min}	=	53 mm

Gewählte maximale Bewehrung

Abschnitt 1

$$b = 550 \text{ mm} \geq 350 \text{ mm}$$

$$c_{nom} = 35 \text{ mm} \rightarrow a = 53 \text{ mm}$$

$$A_{s,prov} = 13\phi 20 = 40.8 \text{ cm}^2$$

Abschnitt 2

$$b = 420 \text{ mm} \geq 350 \text{ mm}$$

$$c_{nom} = 35 \text{ mm} \rightarrow a = 53 \text{ mm}$$

$$A_{s,prov} = 10\phi 20 = 31.4 \text{ cm}^2$$

Abschnitt 3

$$b = 350 \text{ mm} \geq 350 \text{ mm}$$

$$c_{nom} = 35 \text{ mm} \rightarrow a = 53 \text{ mm}$$

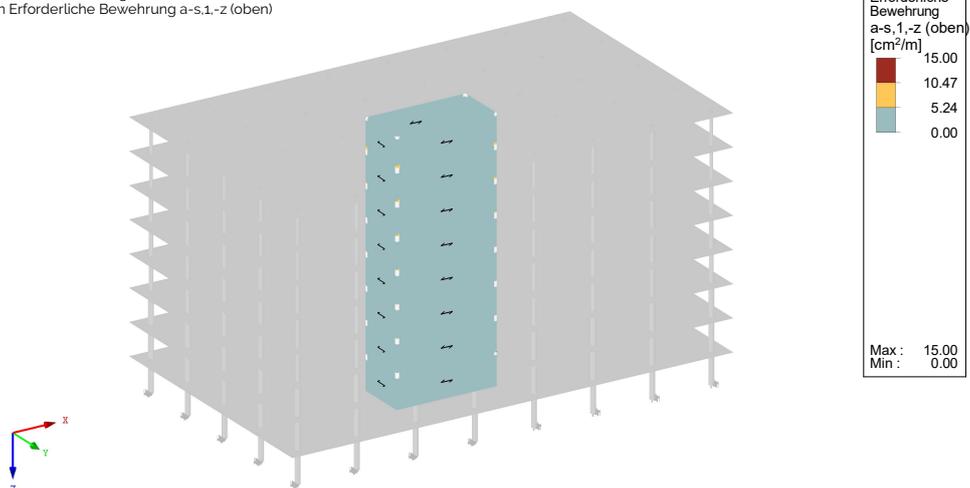
$$A_{s,prov} = 6\phi 20 = 18.8 \text{ cm}^2$$

Tragfähigkeit - Kern

Der Aussteifungskern des Gebäudes ist mittels Gesamtmodell bemessen. Aufgrund der nahezu identen erforderlichen Bewehrung für die Wandinnen- und außenseite, ist der Bewehrungsplot nur einmal für die vertikale sowie horizontale Bewehrung angegeben.

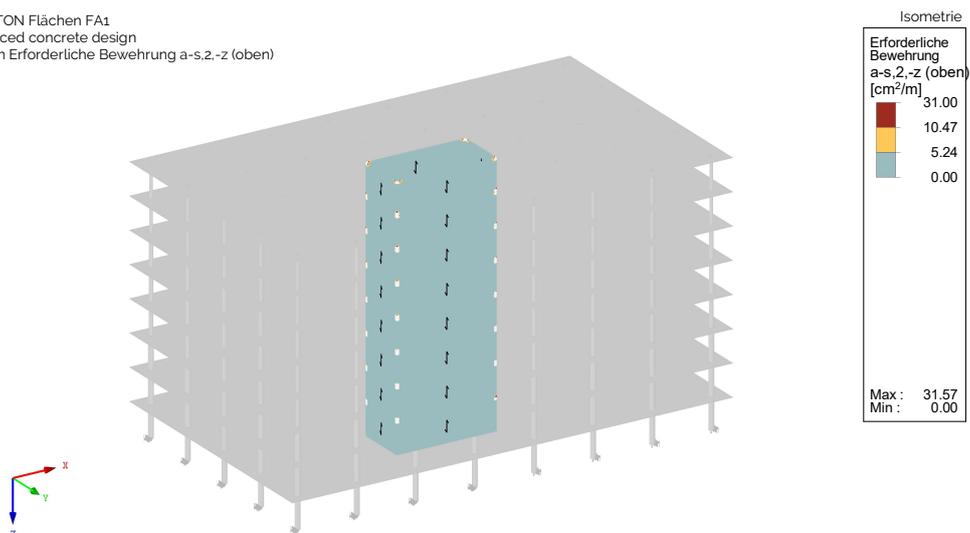
Mindestabmessung für R90	t_{min}	=	140 mm
erf. Bewehrungsachsmaß	a_{min}	=	25 mm
Dicke	t	=	250 mm \geq 140 mm
Betondeckung	c_{nom}	=	20 mm $\rightarrow a = 25$ mm

RF-BETON Flächen FA1
Reinforced concrete design
Flächen Erforderliche Bewehrung a-s.1.-z (oben)



Horizontal Bewehrung (innen und außen): Ø10/15 - 5.24 cm²

RF-BETON Flächen FA1
Reinforced concrete design
Flächen Erforderliche Bewehrung a-s.2.-z (oben)



Vertikal Bewehrung (innen und außen): Ø10/15 - 5.24 cm²

Abbildung 2.24: Erforderliche Bewehrung im Gebäudekern

Tragfähigkeit - Fundamente

Das Fundament des Gebäudekerns ist ein Plattenfundament, welches als elastisch gebettete Platte Vorbemessen ist. Unter den Stützen befinden sich Einzelfundamente. Die Bemessung erfolgt für die Fundamente am Gesamtmodell.

Plattenfundament

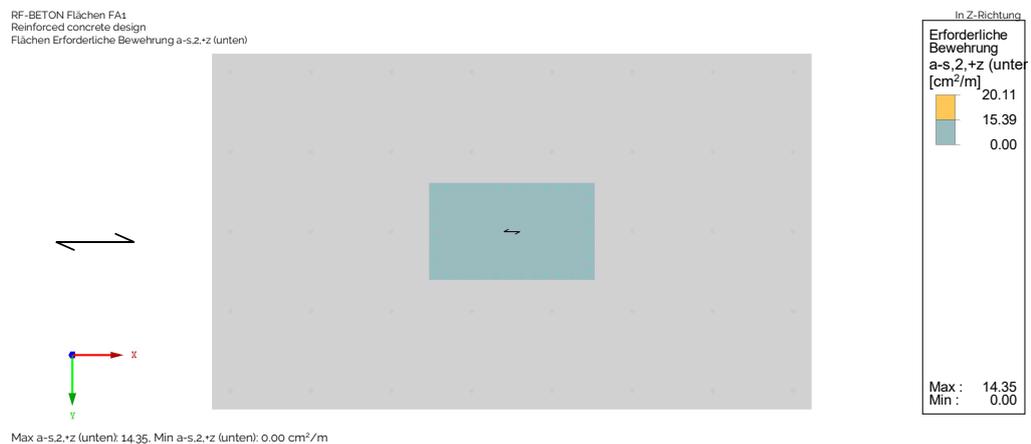
Außenabmessungen

$$l = 13.4 \text{ m}$$

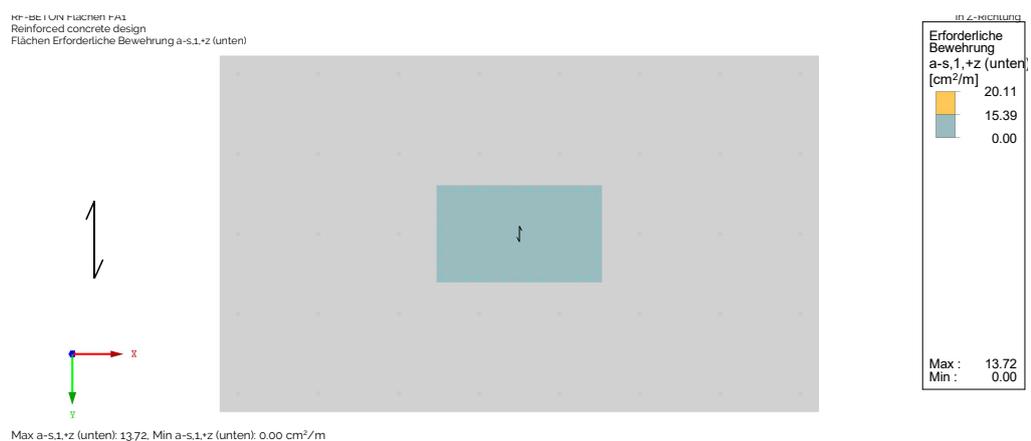
$$b = 7.9 \text{ m}$$

Fundamentdicke

$$t = 80 \text{ cm}$$

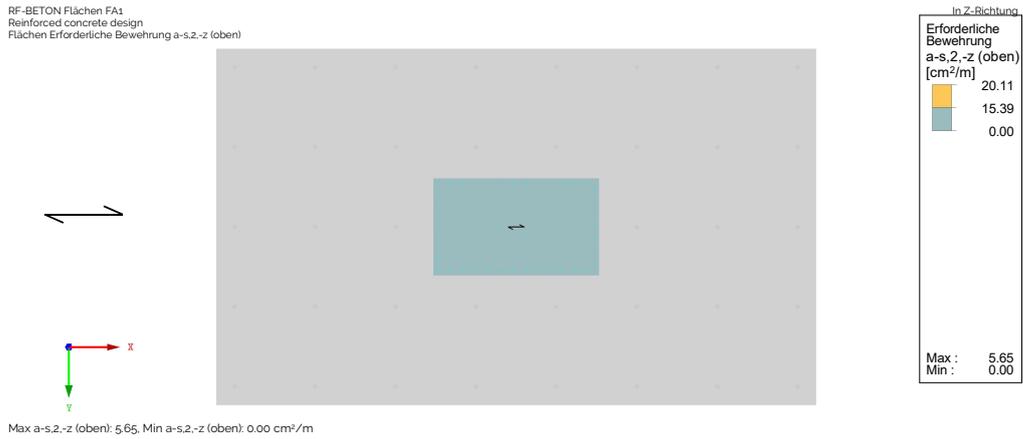


Grundbewehrung: Ø14/10 - 15.39 cm²

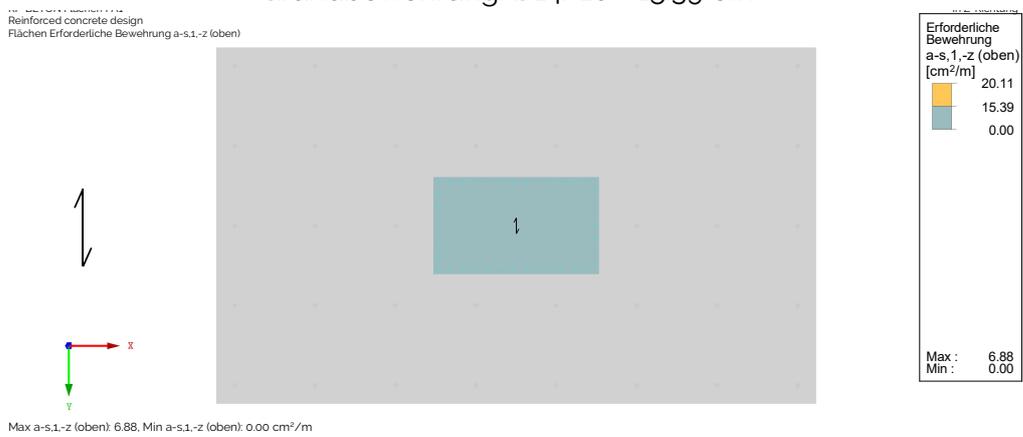


Grundbewehrung: Ø15/10 - 15.39 cm²

Abbildung 2.25: Untere erforderliche Bewehrung des Plattenfundaments



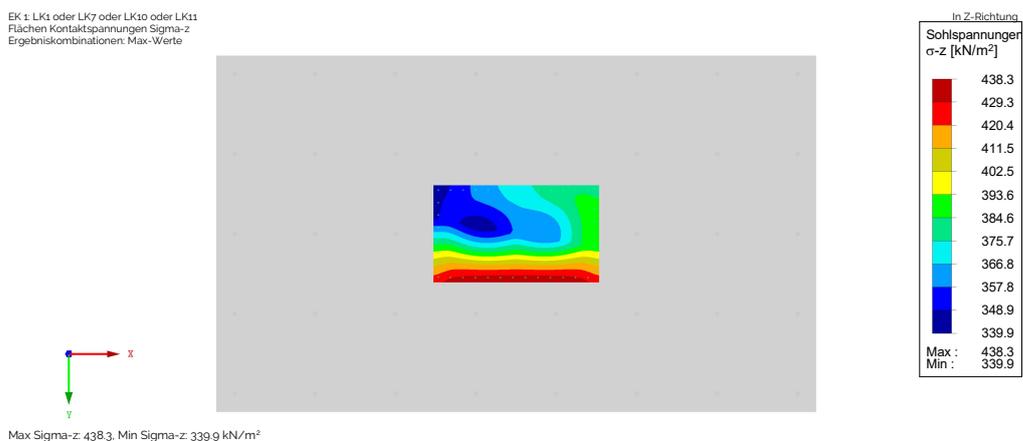
Grundbewehrung: Ø14/10 - 15.39 cm²



Grundbewehrung: Ø14/10 - 15.39 cm²

Abbildung 2.26: Obere erforderliche Bewehrung des Plattenfundaments

Bodenpressung:



Bodenpressung: $\sigma_{Ed,max} = 438.3 \text{ kN/m}^2 \leq 450 \text{ kN/m}^2$

Abbildung 2.27: Vorhandene Bodenpressung unter dem Plattenfundament

Einzelfundament

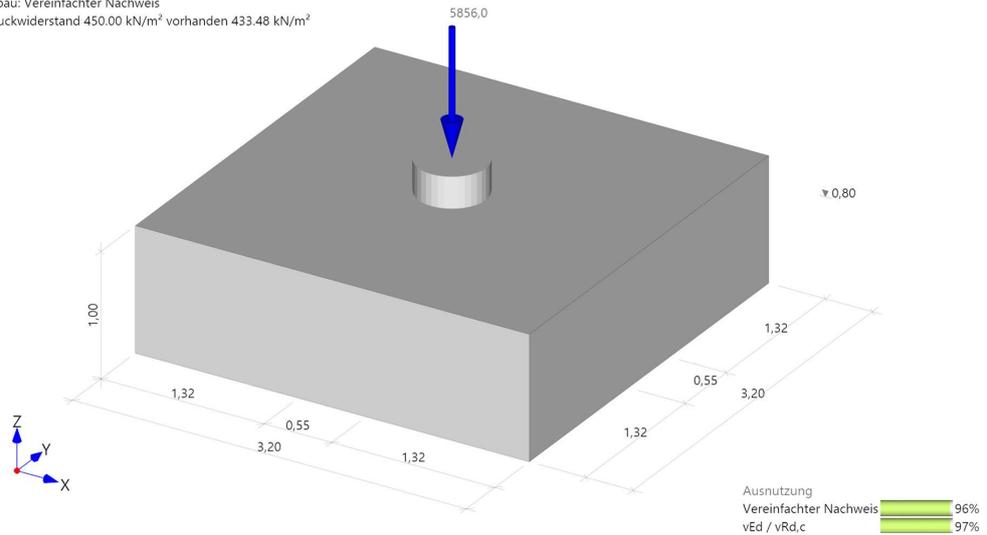
Außenabmessungen

$$l = b = 3.2 \text{ m}$$

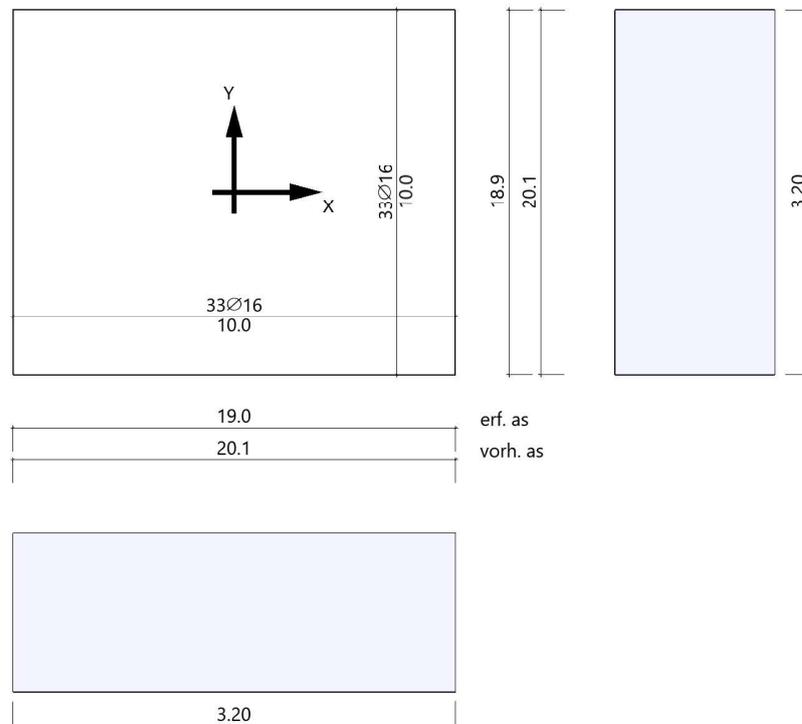
Fundamentdicke

$$t = 100 \text{ cm}$$

Grundbau: Vereinfachter Nachweis
 Sohldruckwiderstand 450.00 kN/m² vorhanden 433.48 kN/m²



$$\text{Bodenpressung: } \sigma_{Ed,max} = 433.5 \text{ kN/m}^2 \leq 450 \text{ kN/m}^2$$



Bewehrung unten: Ø16/10 - 20.11 cm²

Abbildung 2.28: Nachweise am Einzelfundament

Gebrauchstauglichkeit - Verformung

Die Zulässigkeit der Verformung wird unter Einhaltung der Grenzbiegeschlankheit für eine Flachdecke nachgewiesen.

Biegeschlankheit

$$\text{Spannweite} \quad l = 6.5 \text{ m}$$

$$\text{Bauteildicke} \quad t = 24 \text{ cm}$$

$$\text{Hebelsarm} \quad d = 20 \text{ cm}$$

$$\frac{l}{d_{\text{grenz}}} = 42$$

$$\frac{l}{d_{\text{vorh}}} = 32.5 \leq 42$$

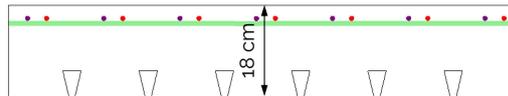
Gebrauchstauglichkeit - Schwingung

Aufgrund der hohen Masse der Stahlbetondecke und der damit verbundenen hohen modalen Masse wird angenommen, dass die Decken nicht schwingungsgefährdet sind. Die Anregung durch Aktivitäten von Personen gilt als unwahrscheinlich.

2.6.2 Stahlverbundtragwerk

Tragfähigkeit - Decke

Die Verbunddecke ist mit der Software Holorib bemessen. Die Decke ist als 1 m breiter Durchlaufträger mit Auskrägung bemessen. In der Mitte ist ein Blechstoß des Trapezbleches angenommen, siehe Abb. 2.29 Auflager 3. Der Querschnitt setzt sich wie folgt zusammen:



Trapezblech

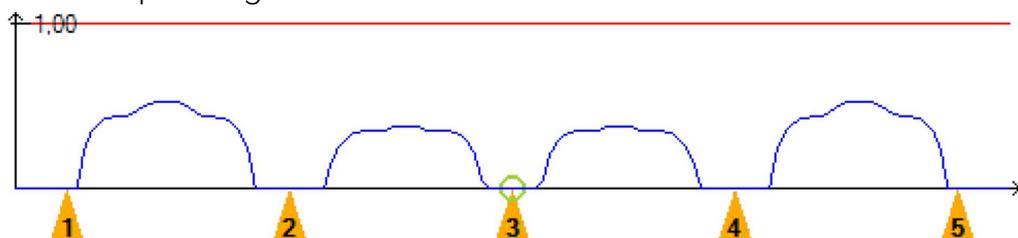
Blechdicke $t = 1.00 \text{ mm}$

Bewehrung

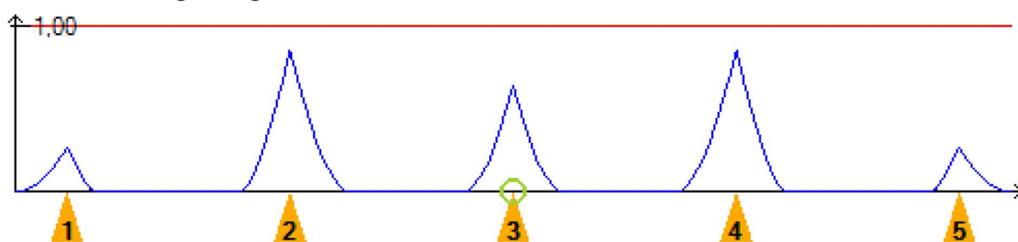
Grundbewehrung $A_s = \emptyset 10/15 - 5.24 \text{ cm}^2/\text{m}$

Zulagen Stützbereich $A_s = \emptyset 10/15 - 5.24 \text{ cm}^2/\text{m}$

Nachweis pos. Biegemomente



Nachweis neg. Biegemomente



Nachweis Querkraft

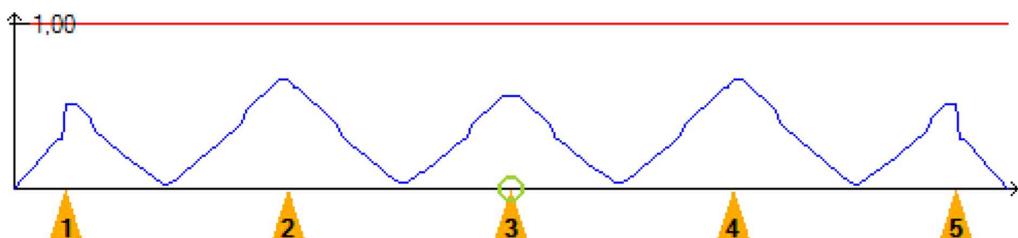


Abbildung 2.29: Die Nachweise der Verbunddecke im Endzustand.

Tragfähigkeit - Unterzüge

Die Unterzüge sind als kammerbetonierte Verbundträger vorbemessen. Der Brandschutz wird durch Einhaltung der Mindestabmessungen gewährleistet.

Brandschutz

$$\begin{array}{l} \eta_{fi,t} = 0.26 \leq 0.3 \\ \text{Mindestbreite} \quad b_{min} = 150 \text{ mm} \\ \text{wenn } h \geq 1.5 \times b_{min} \end{array}$$

Unterzug HEA 280; S355

$$\begin{array}{l} b_{min} = 280 \text{ mm} \geq 150 \text{ mm} \\ h = 270 \text{ mm} \geq 225 \text{ mm} \\ \text{Kopfbolzendübel} \quad d = 19 \text{ mm} \\ \quad \quad \quad \quad \quad l = 150 \text{ mm} \end{array}$$

Tragfähigkeit

$$\begin{array}{l} \text{Querschnittsnachweis} \quad \eta_{max} = 0.53 \leq 1.00 \\ \text{Dübelumriss} \quad \eta_{max} = 0.56 \leq 1.00 \end{array}$$

Tragfähigkeit - Stützen

Die Normalkräfte zur Stützenbemessung werden dem Gesamtmodell entnommen.

Maßgebende Schnittkräfte

$$\begin{array}{l} \text{Abschnitt 1} \quad \quad \quad \text{HEA 450; S355 + C30/37} \\ N_{Ed} = -5690 \text{ kN} \\ \text{Abschnitt 2} \quad \quad \quad \text{HEA 360; S355 + C30/37} \\ N_{Ed} = -3405 \text{ kN} \\ \text{Abschnitt 3} \quad \quad \quad \text{HEA 320; S355 + C30/37} \\ N_{Ed} = -1172 \text{ kN} \end{array}$$

Brandschutzanforderungen

$$\eta_{fi,t} \leq 0.28$$

$$\begin{array}{l} \text{Mindestbreite} \quad b_{min} = 300 \text{ mm} \\ \text{Mindestbewehrungsgrad} \quad \rho = 3\% \end{array}$$

Brandschutzanforderungen

$$\eta_{fi,t} \leq 0.47$$

$$\begin{array}{l} \text{Mindestbreite} \quad b_{min} = 300 \text{ mm} \\ \text{Mindesthöhe} \quad h_{min} = 400 \text{ mm} \\ \text{Mindestbewehrungsgrad} \quad \rho = 4\% \end{array}$$

Zwischenwerte dürfen interpoliert werden

EK 1: LK1 oder LK3 oder LK5 oder LK6
 Stäbe Schnittgrößen N
 Ergebniskombinationen: Min-Werte

Isometrie

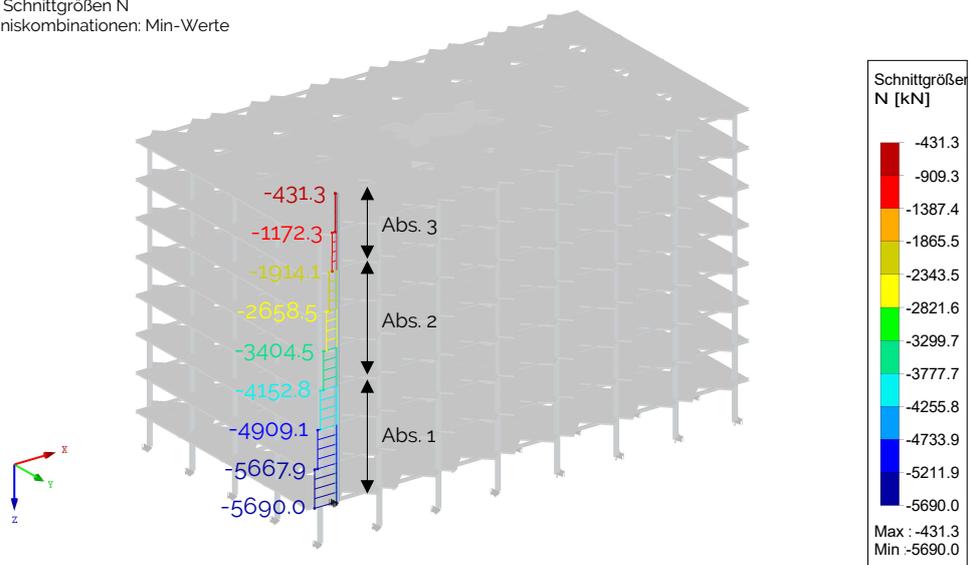


Abbildung 2.30: Normalkräfte in der maßgebenden Stützenreihe

Die Bemessung der Stützen erfolgt mit dem Stützenbemessungspaket für Stahlbetonstützen von FRILLO. Der Brandschutz ist durch Einhaltung von Mindestabmessungen gewährleistet.

Abschnitt 1:

Ausnutzung - kalt	η	=	$0.86 \leq 1.00$
Ausnutzung - Brand	$\eta_{fi,t}$	=	$0.47 \leq 1.00$
Abmessungen	b	=	$300 \text{ mm} \geq 300 \text{ mm}$
	h	=	$440 \text{ mm} \geq 400 \text{ mm}$
Bewehrung	$A_{s,prov}$	=	$10\phi 26 \hat{=} 53 \text{ cm}^2$
	ρ	=	$4.6\% \geq 4\%$

Abschnitt 2:

Ausnutzung - kalt	η	=	$0.63 \leq 1.00$
Ausnutzung - Brand	$\eta_{fi,t}$	=	$0.33 \leq 1.00$
Abmessungen	b	=	$300 \text{ mm} \geq 300 \text{ mm}$
	h	=	$330 \text{ mm} \geq 325 \text{ mm}$
Bewehrung	$A_{s,prov}$	=	$6\phi 26 \hat{=} 31.8 \text{ cm}^2$
	ρ	=	$3.6\% \geq 3.3\%$

Abschnitt 3:

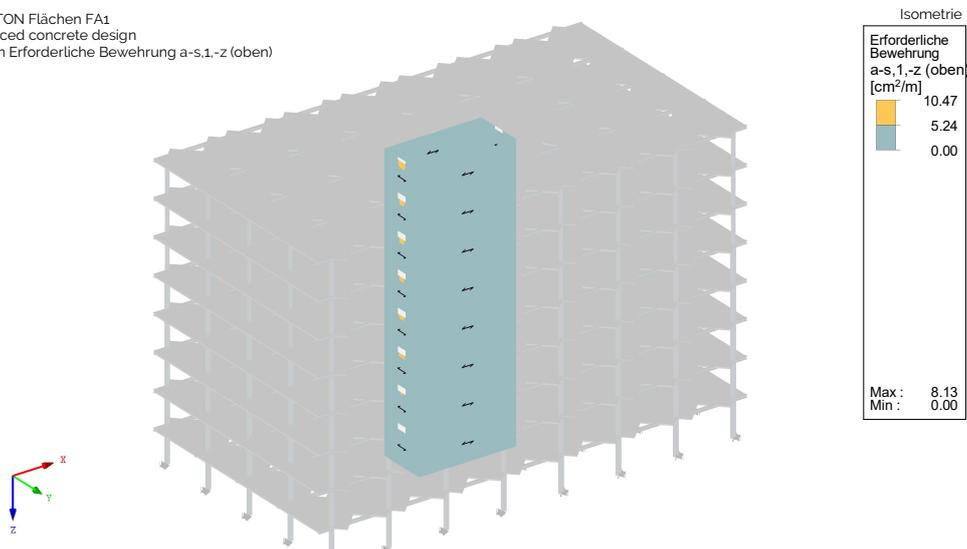
Ausnutzung - kalt	η	=	$0.24 \leq 1.00$
Ausnutzung - Brand	$\eta_{fi,t}$	=	$0.14 \leq 1.00$
Abmessungen	b	=	$300 \text{ mm} \geq 300 \text{ mm}$
	h	=	$310 \text{ mm} \geq 300 \text{ mm}$
Bewehrung	$A_{s,prov}$	=	$8\phi 20 \hat{=} 25.1 \text{ cm}^2$
	ρ	=	$3\% \geq 3\%$

Tragfähigkeit - Kern

Der Aussteifungskern des Gebäudes ist mittels Gesamtmodell bemessen. Aufgrund der nahezu identen erforderlichen Bewehrung für die Wandinnen- und außenseite, ist der Bewehrungsplot nur einmal für die vertikale sowie horizontale Bewehrung angegeben.

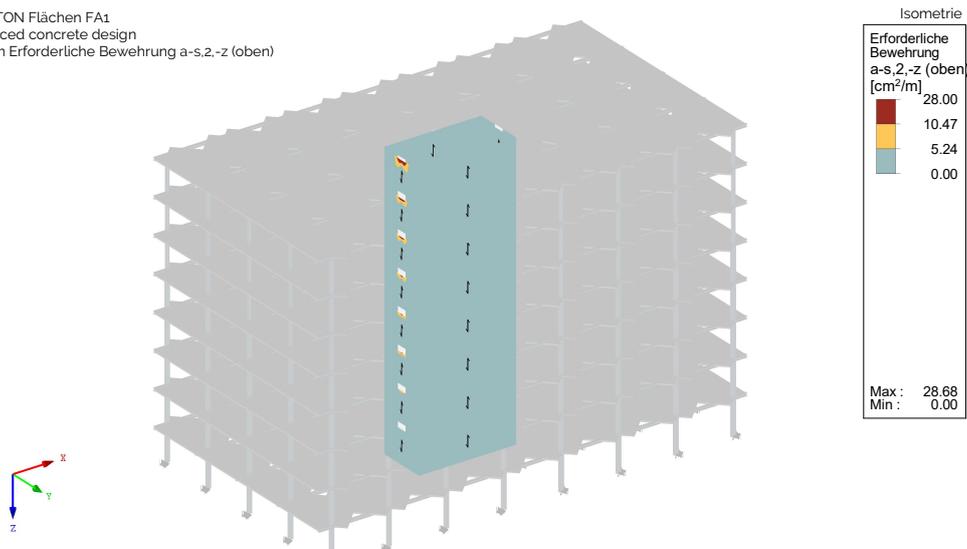
Mindestabmessung für R90	t_{min}	=	140 mm
erf. Bewehrungsachsmaß	a_{min}	=	25 mm
Dicke	t	=	250 mm \geq 140 mm
Betondeckung	c_{nom}	=	20 mm $\rightarrow a = 25$ mm

RF-BETON Flächen FA1
Reinforced concrete design
Flächen Erforderliche Bewehrung a-s,1,-z (oben)



Horizontal Bewehrung (innen und außen): Ø10/15 - 5.24 cm²

RF-BETON Flächen FA1
Reinforced concrete design
Flächen Erforderliche Bewehrung a-s,2,-z (oben)



Vertikal Bewehrung (innen und außen): Ø10/15 - 5.24 cm²

Abbildung 2.31: Erforderliche Bewehrung im Gebäudekern

Tragfähigkeit - Fundament

Das Fundament des Gebäudekerns ist ein Plattenfundament, welches als elastisch gebettete Platte Vorbemessen ist. Unter den Stützen befinden sich Einzelfundamente. Die Bemessung erfolgt für die Fundamente am Gesamtmodell.

Plattenfundament

Außenabmessungen

$$l = 13.2 \text{ m}$$

$$b = 7.9 \text{ m}$$

Fundamentdicke

$$t = 80 \text{ cm}$$

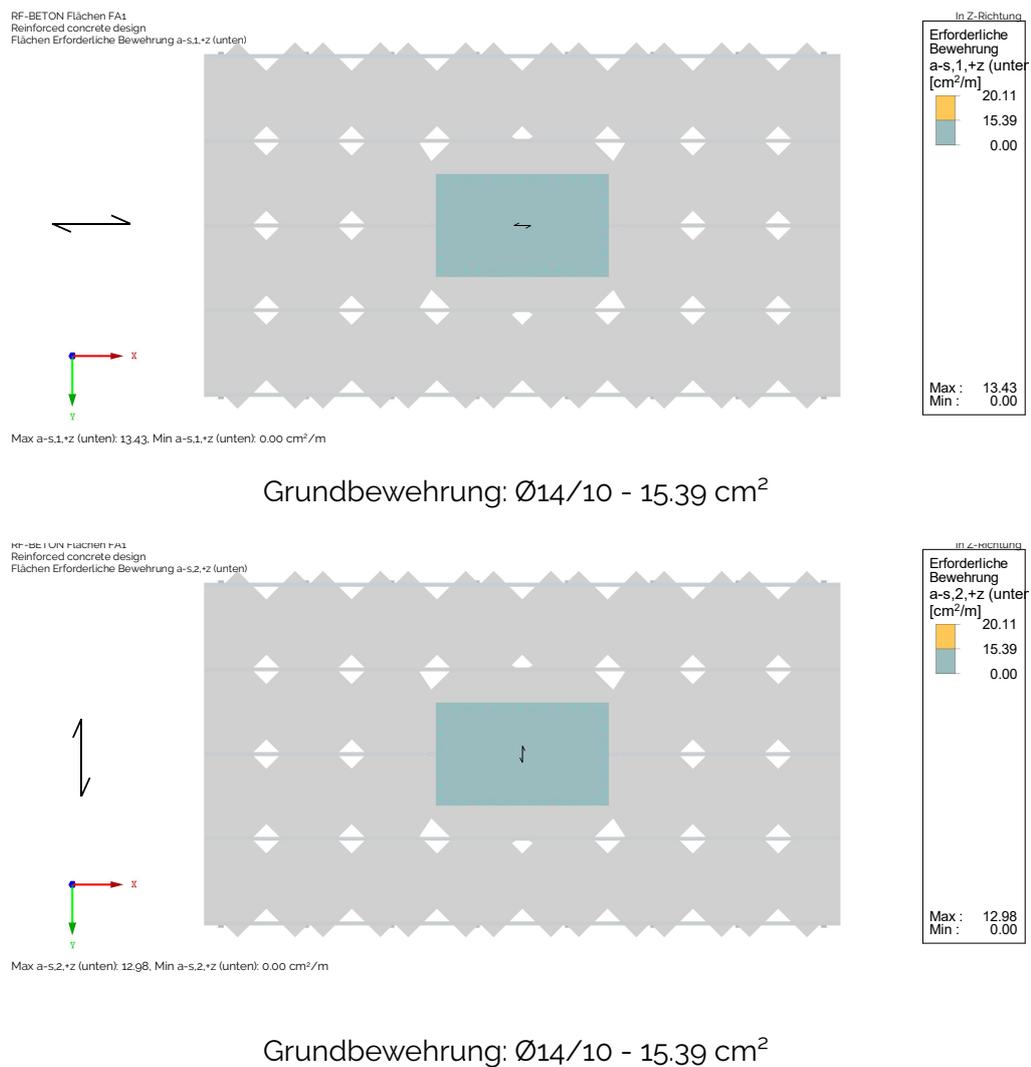
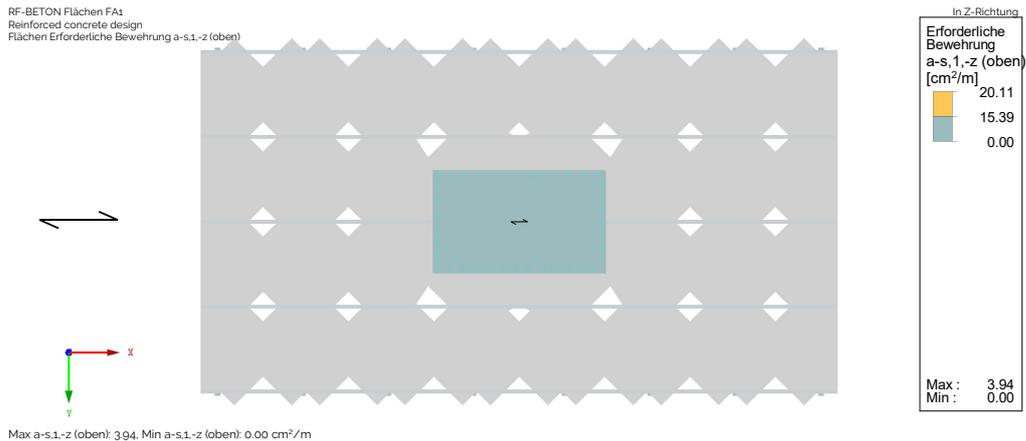
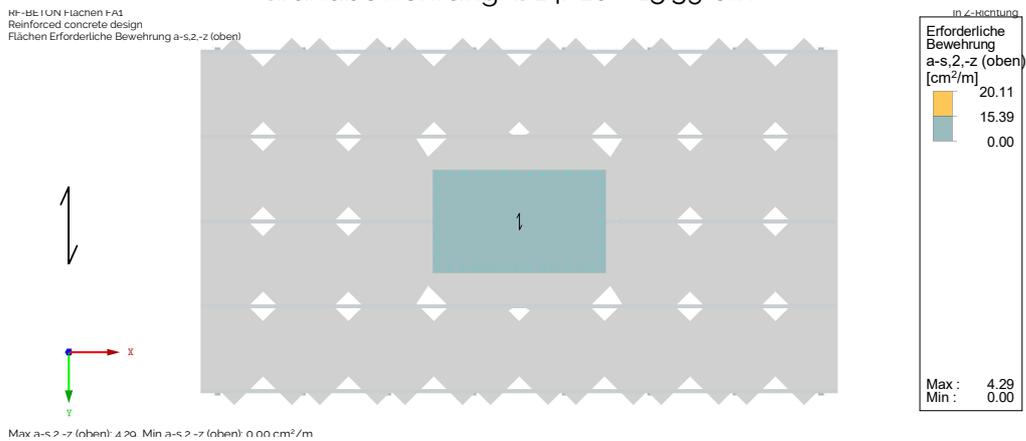


Abbildung 2.32: Untere erforderliche Bewehrung des Plattenfundaments



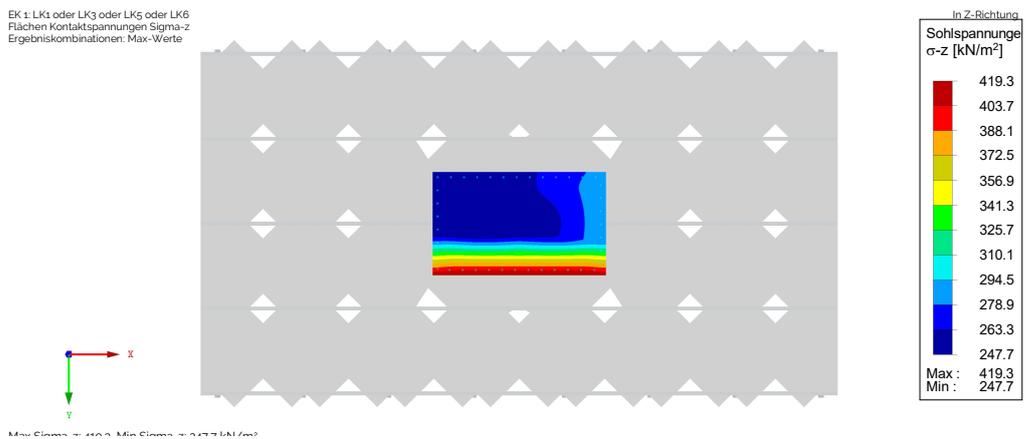
Grundbewehrung: Ø14/10 - 15.39 cm²



Grundbewehrung: Ø14/10 - 15.39 cm²

Abbildung 2.33: Obere erforderliche Bewehrung des Plattenfundaments

Bodenpressung:



Bodenpressung: $\sigma_{Ed,max} = 419.3 \text{ kN/m}^2 \leq 450 \text{ kN/m}^2$

Abbildung 2.34: Vorhandene Bodenpressung unter dem Plattenfundament

Einzelfundamente

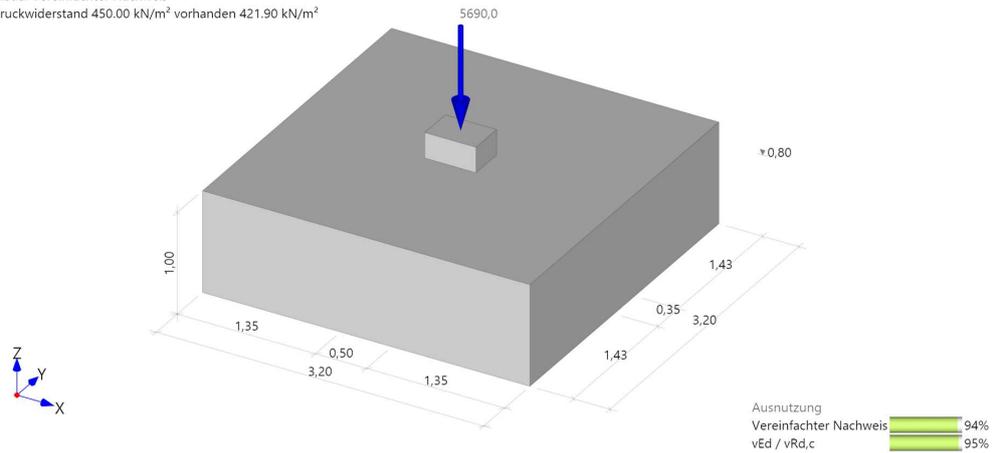
Außenabmessungen

$$l = b = 3.2 \text{ m}$$

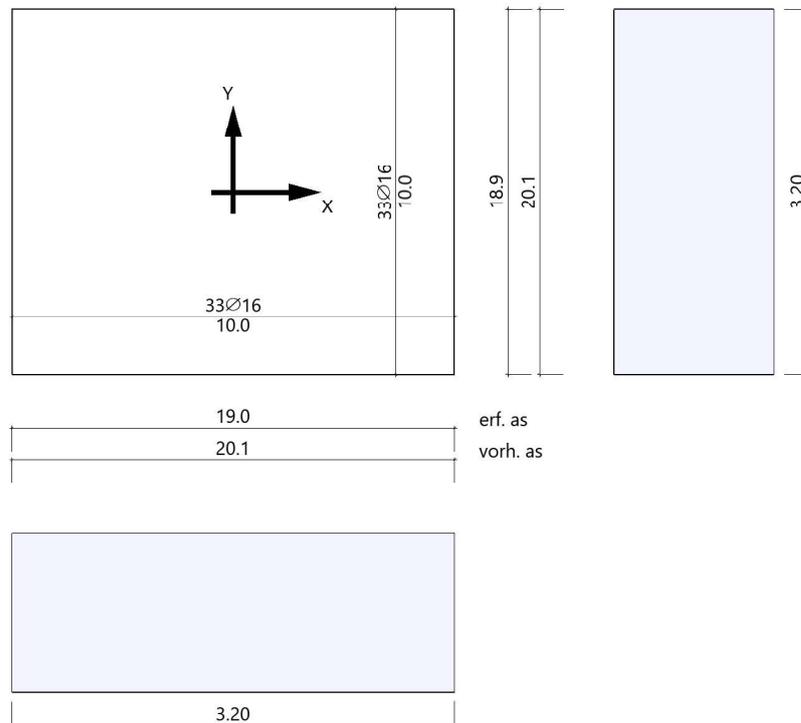
Fundamentdicke

$$t = 100 \text{ cm}$$

Grundbau: Vereinfachter Nachweis
 Sohldruckwiderstand 450.00 kN/m² vorhanden 421.90 kN/m²



$$\text{Bodenpressung: } \sigma_{Ed,max} = 421.9 \text{ kN/m}^2 \leq 450 \text{ kN/m}^2$$



Bewehrung unten: Ø16/10 - 20.11 cm²

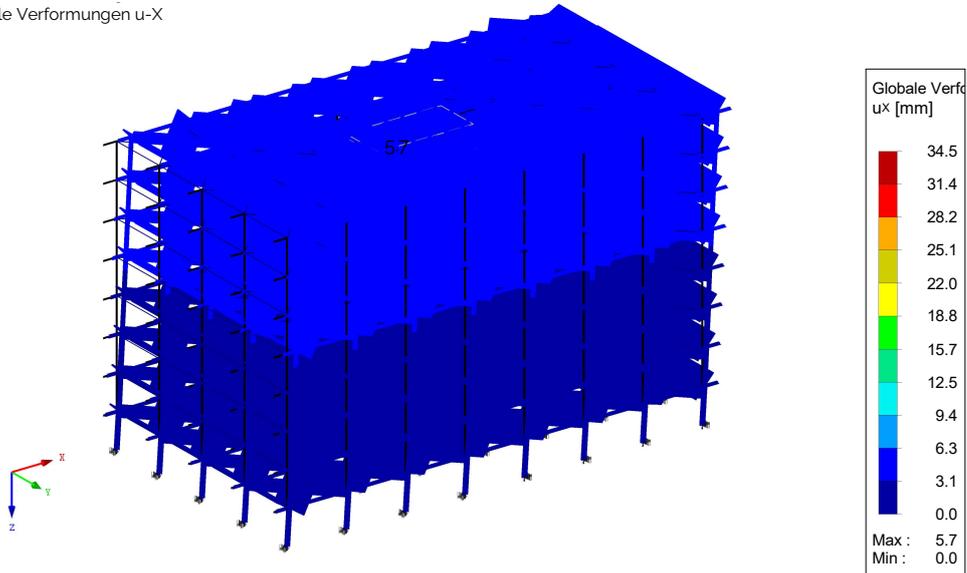
Abbildung 2.35: Nachweise am Einzelfundament

Gebrauchstauglichkeit - Verformung

Die horizontale Verformung unter der charakteristischen Kombination:

Globale Verformungen u-X

a)



Globale Verformungen u-Y

b)

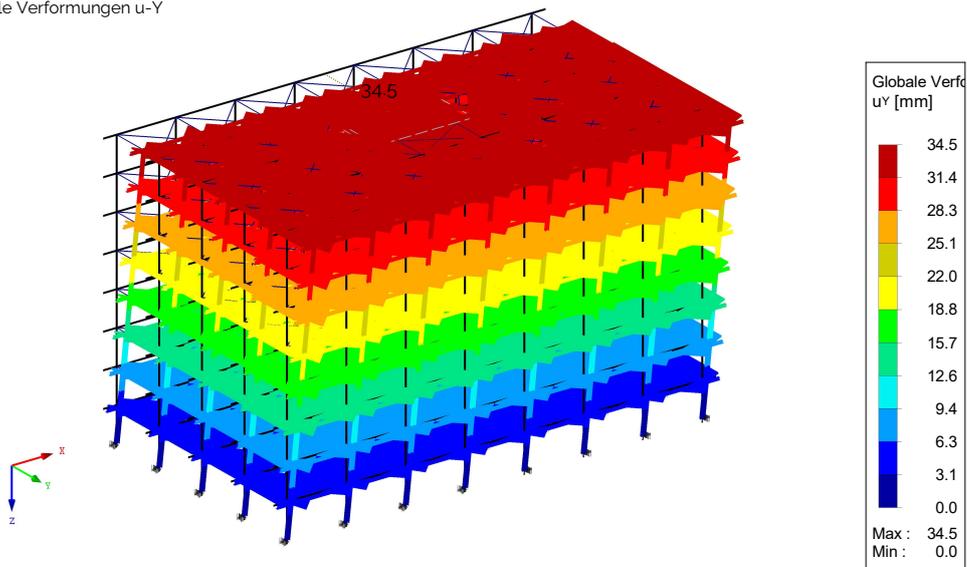


Abbildung 2.36: **a)** Verformung in X-Richtung; **b)** Verformung in Y-Richtung

Char. Kombination

$$\begin{aligned} \text{X-Richtung} \quad u &= 5.7 \text{ mm} \hat{=} \frac{l}{5300} \dots \text{OK} \\ \text{Y-Richtung} \quad v &= 34.3 \text{ mm} \hat{=} \frac{l}{880} \dots \text{OK} \end{aligned}$$

Verformungsnachweis Decken

Quasi-St. Kombination

$$w = 12.1 \text{ mm} \leq 26 \text{ mm} = \frac{l}{250}$$

Verformungsnachweis Unterzüge

Quasi-St. Kombination

$$w = 20.0 \text{ mm} \leq 26 \text{ mm} = \frac{l}{250}$$

Gebrauchstauglichkeit - Schwingung

Die Verbundkonstruktion ist mit zwei separaten Modellen jeweils für die Verbunddecke und die Unterzüge berechnet. Die gemeinsame Eigenfrequenz wird daher mit der Formel nach Dunkerley ermittelt [vgl. Feldmann et al. (2009)].

Formel nach Dunkerley

$$\frac{1}{\bar{f}^2} = \frac{1}{f_1^2 + f_2^2}$$

Modale Masse nach
Feldmann et al. (2009)

$$m = \sim 15000 \text{ kg}$$

Schwingung

Decke	$f_1 = 5.84 \text{ Hz}$
Unterzüge	$f_2 = 13.4 \text{ Hz}$
Gesamt	$\bar{f} = 5.8 \text{ Hz}$

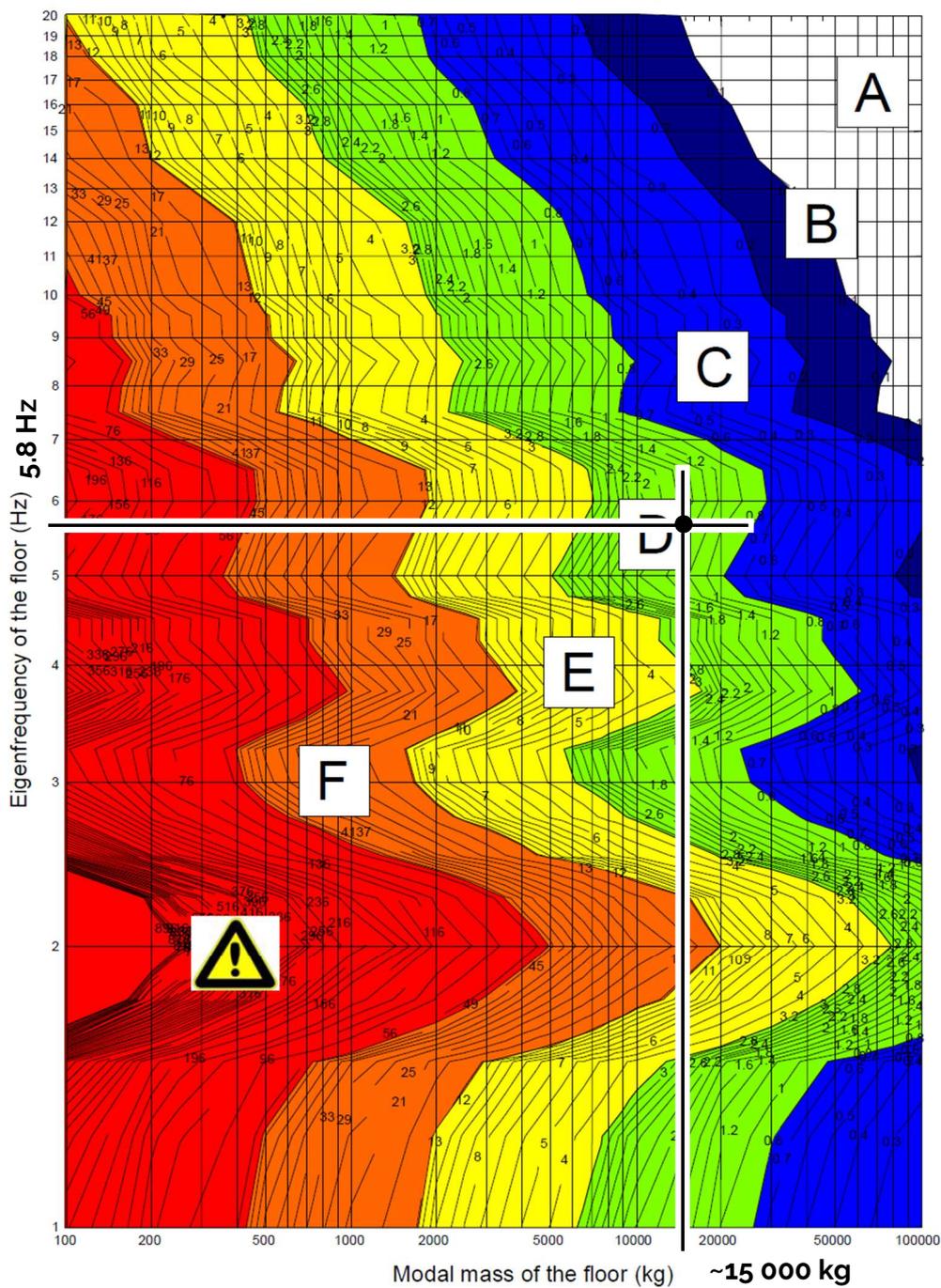


Abbildung 2.37: Schwingungsnachweis der Verbundkonstruktion

Das Schwingungsverhalten kann in die Kategorie D eingeordnet werden und kann somit für Büros oder Wohngebäude als ausreichend betrachtet werden [vgl. Feldmann et al. 2009].

2.6.3 Holztragwerk

Tragfähigkeit - Decken

Die Brettsperrholzdecke ist anhand eines 1-m-Streifen als Zwei-Feld-Träger mit Auskrägung bemessen. Eine Zusammenfassung der Ergebnisse aus den Nachweisen ergibt sich wie folgt:

ständig/vorübergeh. Fall

$$\text{Rollschubbemessung } \eta_{max} = 0.25 \leq 1.00$$

Brandfall

$$\text{Biegebemessung } \eta_{max} = 0.13 \leq 1.00$$

An den Nachweisen für die Tragfähigkeit im gewöhnlichen Fall, als auch im Brandfall, lässt sich eindeutig erkennen, dass diese nicht maßgebend sind. Die Dimensionierung der Decken wird maßgeblich durch die Gebrauchstauglichkeit bestimmt, insbesondere durch das Schwingungsverhalten.

Tragfähigkeit - Unterzüge

Die Unterzüge werden mittels Teilmodell der Decke bemessen. Die Brettsperrholzplatten sind dabei als Flächenelemente mit der tatsächlichen Steifigkeit der BSP-Elemente berücksichtigt.

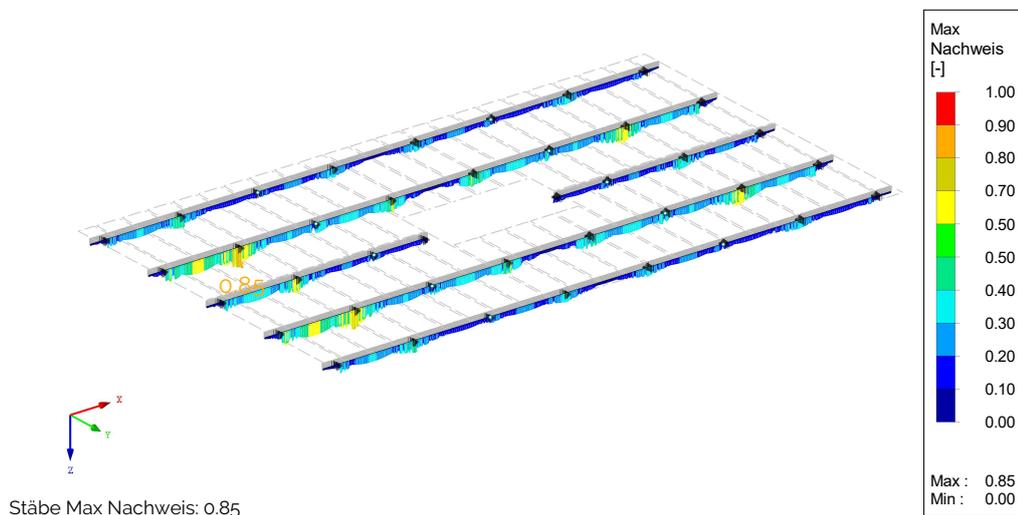


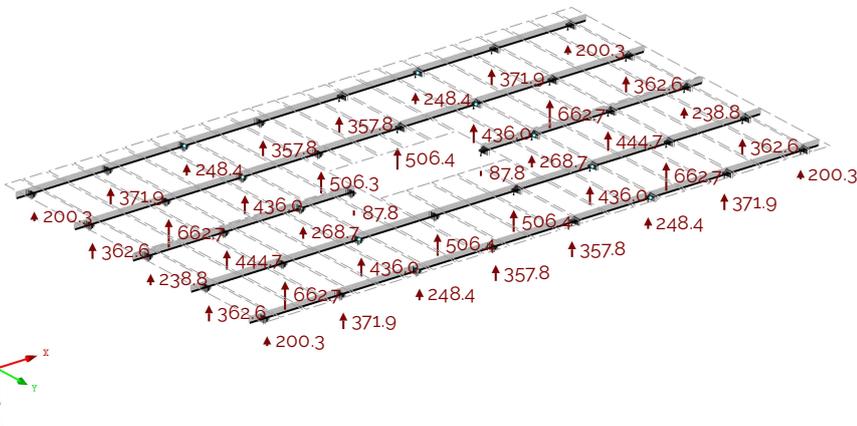
Abbildung 2.38: Ausnutzung Unterzüge

Maßgebende Nachweise

$$\text{Biegebemessung } \eta_{max} = 0.52 \leq 1.00$$

$$\text{Schubbemessung } \eta_{max} = 0.85 \leq 1.00$$

Als Detailpunkt sei hier zusätzlich das Auflager der Unterzüge über Querdruck nachgewiesen. Die Bemessungslast ist die maximale Auflagerkraft aus dem Teilmodell.



Max P-Z: 662,7, Min P-Z: 87,8 kN

Abbildung 2.39: Auflagerkräfte der Holzdecke

Maximale Auflagerkraft

$$A_{max} = 663 \text{ kN}$$

Querdrucklast pro Träger

$$F_{Ed} = 332 \text{ kN}$$

Nachweis mit
Querdruckverstärkung

Auflagerabmessungen

$$l = 500 \text{ mm}$$

$$b = 140 \text{ mm}$$

Schraubenverstärkung

$$\phi = 8 \text{ mm}$$

$$l_s = 370 \text{ mm}$$

$$f_{ax,k} = 11.0 \text{ N/mm}^2$$

$$Stk = 2 \times 6 = 12 \text{ Stk}$$

Querdruckwiderstand

$$R_{c,90,d} = 353.1 \text{ kN}$$

$$\eta = \frac{F_{Ed}}{R_{c,90,d}} = \frac{332}{353.1} = 0.94 \leq 1.00$$

Tragfähigkeit - Stützen

Die Belastung der Stützen wird dem Gesamtmodell entnommen. Im Zuge dieser Vordimensionierung erfolgt die Stützenbemessung mit der maßgebenden Normalkraft pro Geschoß. Die Stützenquerschnitte werden nach drei Abschnitten abgestuft um sie dem Belastungsniveau anzupassen. Der Stützenquerschnitt wird jedoch nicht nur von der Belastung bestimmt, sondern auch durch den Knotenpunkt zwischen Stütze und Unterzug.

Maßgebende Schnittkräfte

Abschnitt 1		50/50; GL32h
	N_{Ed}	= -4389 kN
Abschnitt 2		44/50; GL32h
	N_{Ed}	= -2632 kN
Abschnitt 3		34/50; GL32h
	N_{Ed}	= -882 kN

EK 1: LK1 oder bis LK4
Stäbe Schnittgrößen N
Ergebniskombinationen: Min-Werte

Isometrie

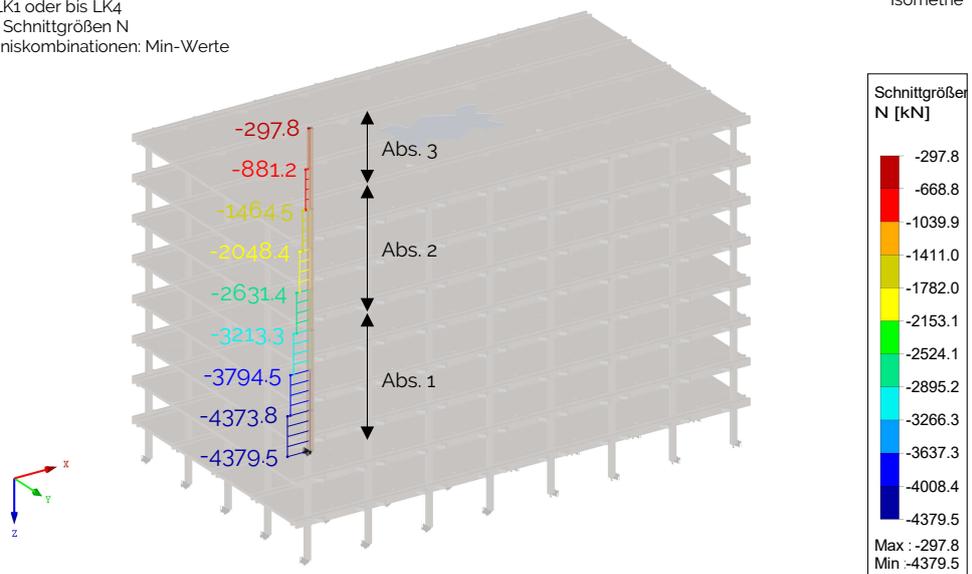


Abbildung 2.40: Normalkräfte in der maßgebenden Stützenreihe

Abschnitt 1:

$$\begin{array}{ll} \text{ständig/vorübergehend} & \eta_{max} = 0.83 \leq 1.00 \\ \text{Brandfall} & \eta_{max} = 0.43 \leq 1.00 \end{array}$$

Abschnitt 2:

$$\begin{array}{ll} \text{ständig/vorübergehend} & \eta_{max} = 0.58 \leq 1.00 \\ \text{Brandfall} & \eta_{max} = 0.32 \leq 1.00 \end{array}$$

Abschnitt 3:

$$\begin{array}{ll} \text{ständig/vorübergehend} & \eta_{max} = 0.25 \leq 1.00 \\ \text{Brandfall} & \eta_{max} = 0.21 \leq 1.00 \end{array}$$

Neben den Nachweis für die Holzstützen wird auch das Stahlbauteil zur Übertragung der Kräfte zwischen den Stützen vorbemessen. Zur Kraftübertragung wird ein Stahlformrohr zwischen den Unterzügen angeordnet, um die Kräfte ohne Querdruckbelastung der Decke oder Unterzüge zwischen den Stützen zu koppeln. Die maßgebenden Kräfte dafür können wieder der Abb. 2.40 entnommen werden.

Maßgebende Schnittkräfte

Abschnitt 1

$$N_{Ed} = -3795 \text{ kN}$$

Abschnitt 2

$$N_{Ed} = -2050 \text{ kN}$$

Abschnitt 3

$$N_{Ed} = -300 \text{ kN}$$

Erforderliche Formrohre

Abschnitt 1

$$A_{req} = \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} = \frac{3795 \text{ kN}}{35.5 \text{ kN/cm}^2} = 106.9 \text{ cm}^2$$

$$\text{gewählt: QHS 200x16} \quad A_{prov} = 115 \text{ cm}^2 \geq 106.9 \text{ cm}^2$$

Abschnitt 2

$$A_{req} = \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} = \frac{2050 \text{ kN}}{35.5 \text{ kN/cm}^2} = 57.7 \text{ cm}^2$$

$$\text{gewählt: QHS 140x12.5} \quad A_{prov} = 62.1 \text{ cm}^2 \geq 57.7 \text{ cm}^2$$

Abschnitt 3

$$A_{req} = \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} = \frac{300 \text{ kN}}{35.5 \text{ kN/cm}^2} = 8.5 \text{ cm}^2$$

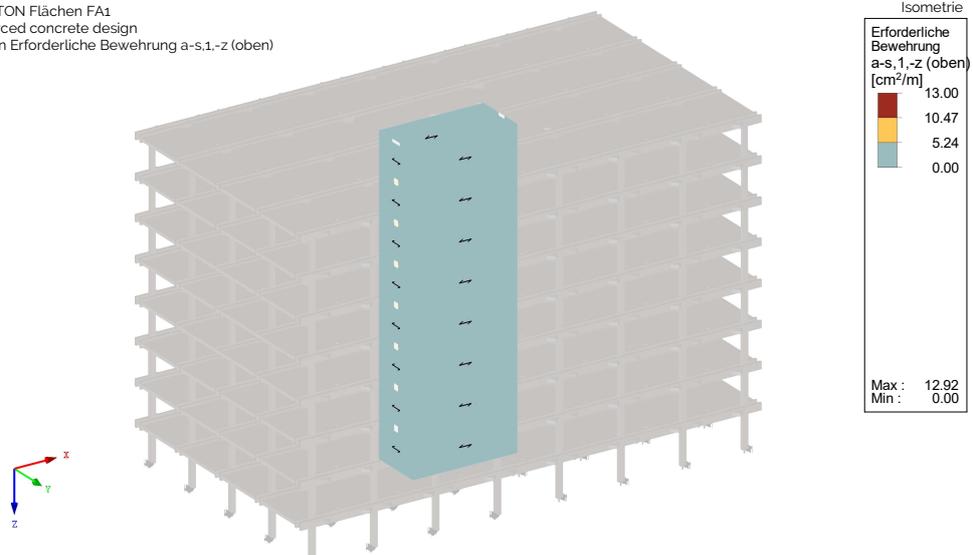
$$\text{gewählt: QHS 60x5} \quad A_{prov} = 10.7 \text{ cm}^2 \geq 8.5 \text{ cm}^2$$

Tragfähigkeit - Kern

Der Aussteifungskern des Gebäudes ist mittels Gesamtmodell bemessen. Aufgrund der nahezu identen erforderlichen Bewehrung für die Wandinnen- und außenseite, ist der Bewehrungsplot nur einmal für die vertikale sowie horizontale Bewehrung angegeben.

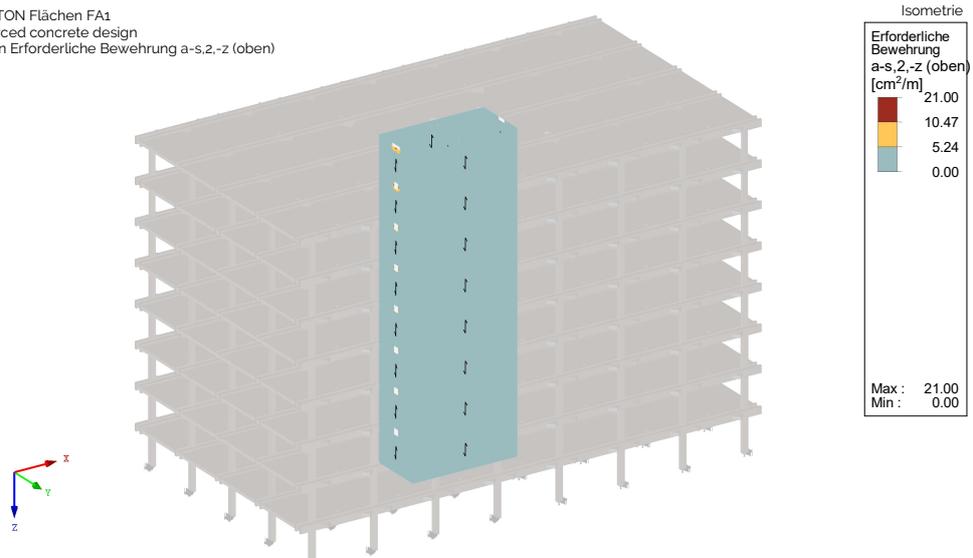
Mindestabmessung für R90	t_{min}	=	140 mm
erf. Bewehrungsachsmaß	a_{min}	=	25 mm
Dicke	t	=	250 mm \geq 140 mm
Betondeckung	c_{nom}	=	20 mm $\rightarrow a = 25$ mm

RF-BETON Flächen FA1
Reinforced concrete design
Flächen Erforderliche Bewehrung a-s.1.-z (oben)



Horizontal Bewehrung (innen und außen): $\text{Ø}10/15$ - 5.24 cm²

RF-BETON Flächen FA1
Reinforced concrete design
Flächen Erforderliche Bewehrung a-s.2.-z (oben)



Vertikal Bewehrung (innen und außen): $\text{Ø}10/15$ - 5.24 cm²

Abbildung 2.41: Erforderliche Bewehrung im Gebäudekern

Tragfähigkeit - Fundament

Das Fundament des Gebäudekerns ist ein Plattenfundament, welches als elastisch gebettete Platte Vorbemessen ist. Unter den Stützen befinden sich Einzelfundamente. Die Bemessung erfolgt für die Fundamente am Gesamtmodell.

Außenabmessungen

$$l = 13.0 \text{ m}$$

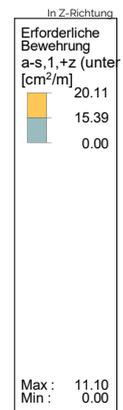
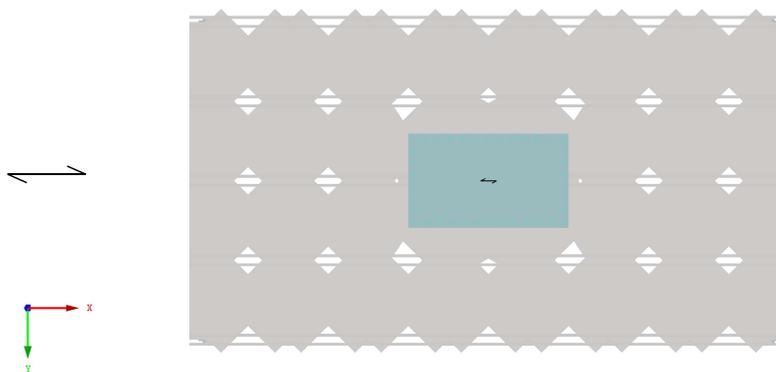
$$b = 7.7 \text{ m}$$

Fundamentdicke

$$t = 80 \text{ cm}$$

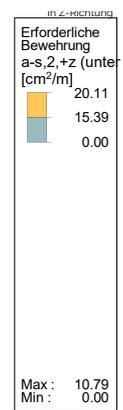
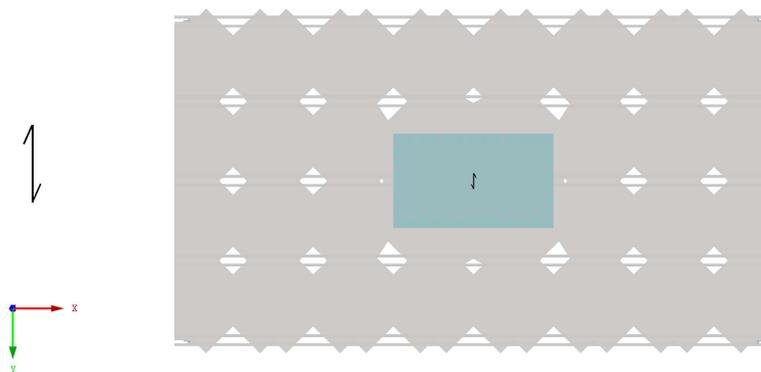
Plattenfundament

RF-BETON Flächen FA1
Reinforced concrete design
Flächen Erforderliche Bewehrung a-s,1,+z (unten)



Grundbewehrung: Ø10/15 - 5.24 cm²

RF-BETON Flächen FA2
Reinforced concrete design
Flächen Erforderliche Bewehrung a-s,2,+z (unten)



Grundbewehrung: Ø10/15 - 5.24 cm²

Abbildung 2.42: Untere erforderliche Bewehrung des Plattenfundaments

2.6. Zusammenfassung der Nachweise

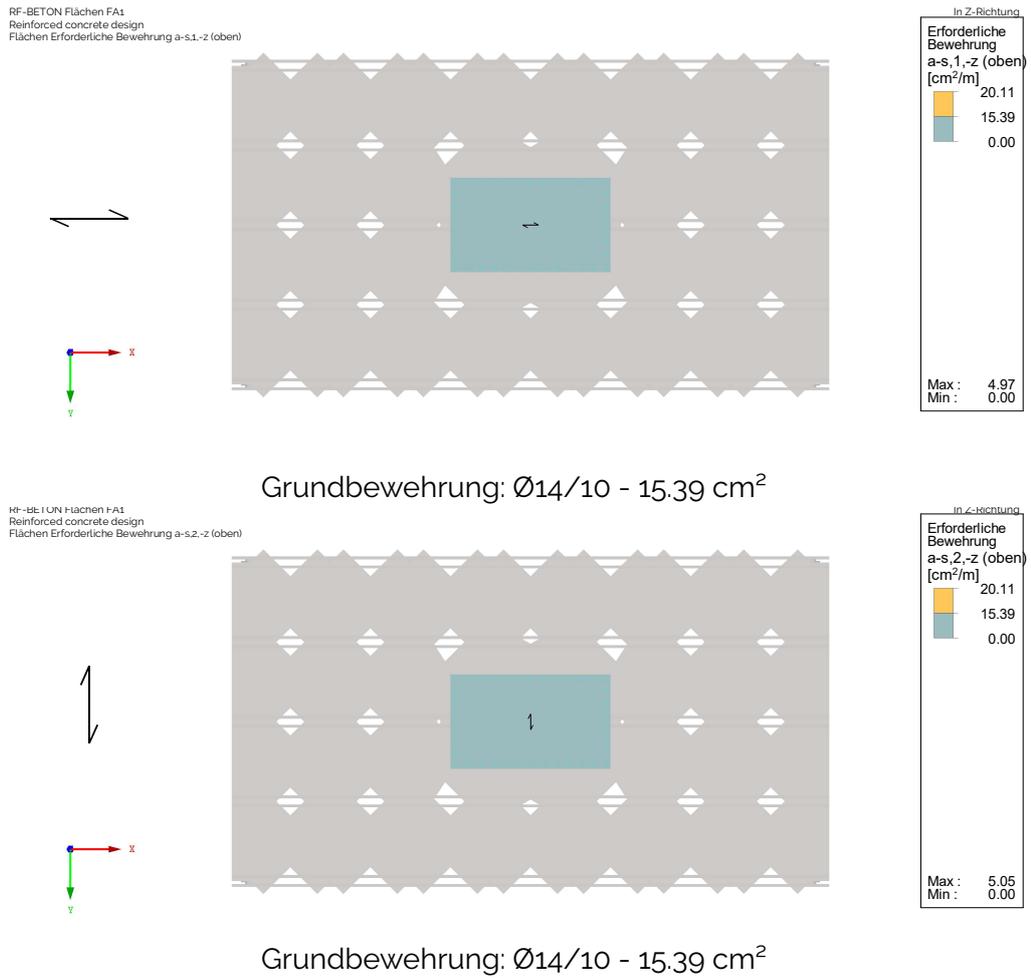
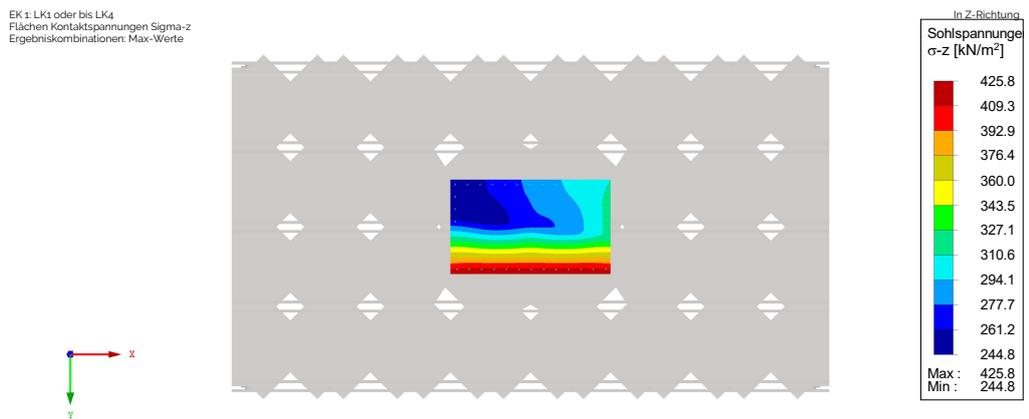


Abbildung 2.43: Obere erforderliche Bewehrung des Plattenfundaments

Bodenpressung:



$$\text{Bodenpressung: } \sigma_{Ed,max} = 425.8 \text{ kN/m}^2 \leq 450 \text{ kN/m}^2$$

Abbildung 2.44: Vorhandene Bodenpressung unter dem Plattenfundament

Einzelfundament

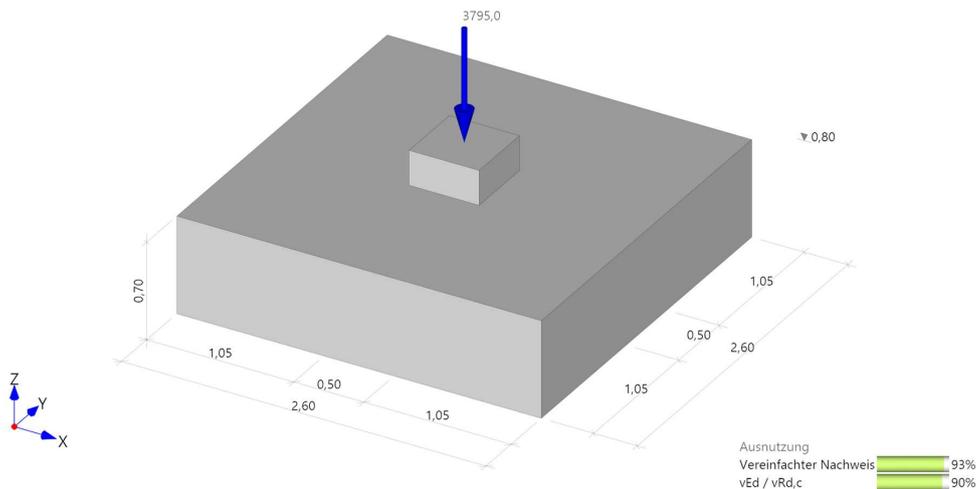
Außenabmessungen

$$l = b = 2.6 \text{ m}$$

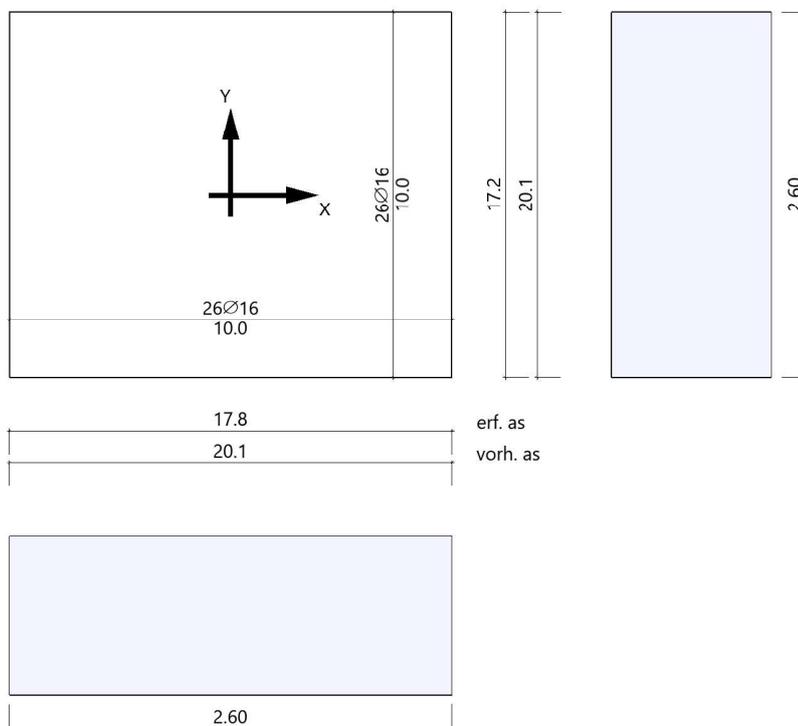
Fundamentdicke

$$t = 70 \text{ cm}$$

Grundbau: Vereinfachter Nachweis
 Sohldruckwiderstand 450.00 kN/m² vorhanden 418.49 kN/m²



$$\text{Bodenpressung: } \sigma_{Ed,max} = 418.5 \text{ kN/m}^2 \leq 450 \text{ kN/m}^2$$



Bewehrung unten: Ø16/10 - 20.11 cm²

Abbildung 2.45: Nachweise am Einzelfundament

Gebrauchstauglichkeit - Verformung

Die horizontale Verformung unter der charakteristischen Kombination:

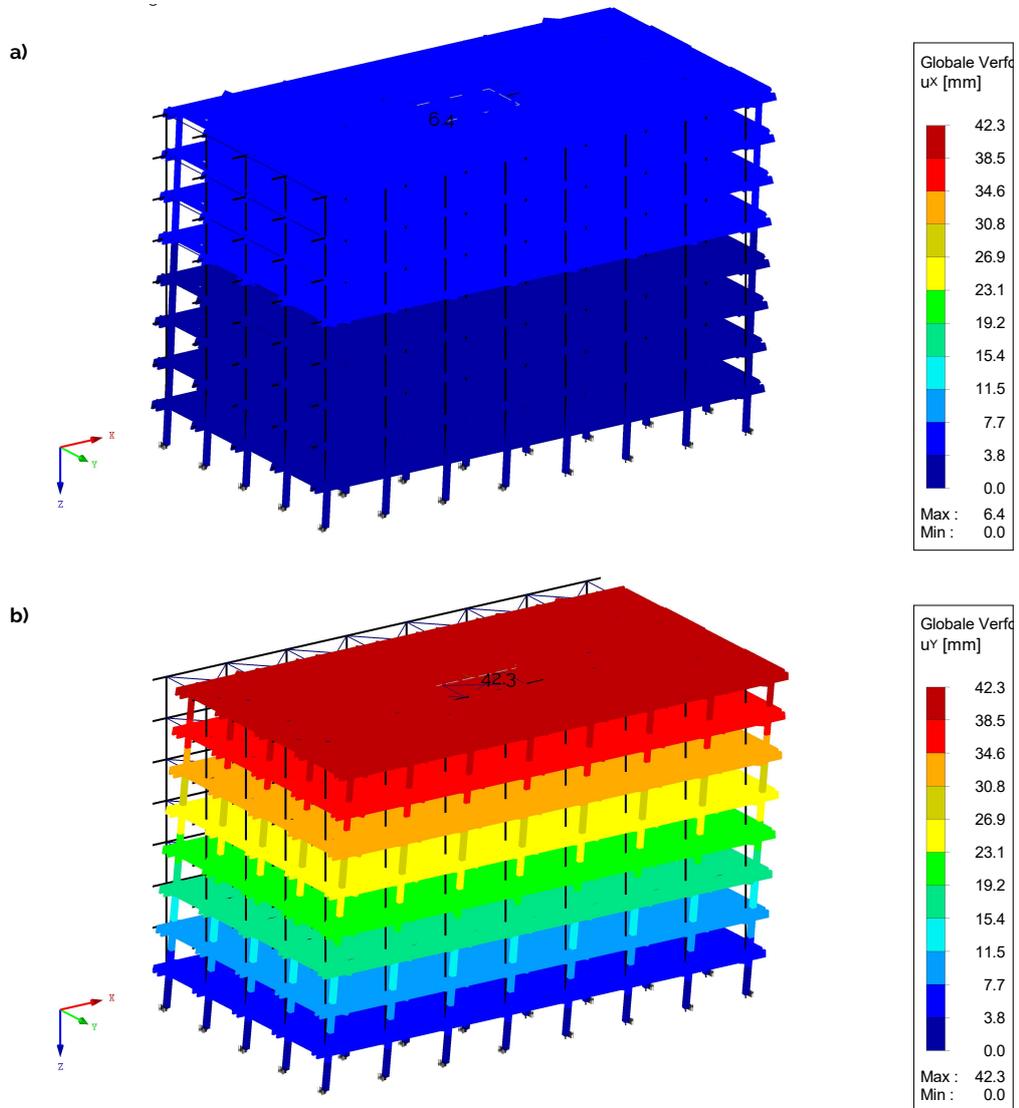


Abbildung 2.46: **a)** Verformung in X-Richtung; **b)** Verformung in Y-Richtung

Char. Kombination

$$\text{X-Richtung} \quad u = 6.4 \text{ mm} \hat{=} \frac{l}{5000} \dots \text{OK}$$

$$\text{Y-Richtung} \quad v = 42.3 \text{ mm} \hat{=} \frac{l}{750} \dots \text{OK}$$

Die Nachweise für die Gebrauchstauglichkeit der Decke werden an dem Deckenteilmodell geführt.

Verformungsnachweis Decken

Char. Kombination

$$w_{inst} = 10.6 \text{ mm} \leq 21.6 \text{ mm} = \frac{l}{300}$$

$$w_{net,fin} = 10.1 \text{ mm} \leq 32.5 \text{ mm} = \frac{l}{200}$$

Quasi-St. Kombination

$$w_{fin} = 11.7 \text{ mm} \leq 26 \text{ mm} = \frac{l}{250}$$

Verformungsnachweis Unterzüge

Char. Kombination

$$w_{inst} = 6.1 \text{ mm} \leq 21.6 \text{ mm} = \frac{l}{300}$$

$$w_{net,fin} = 5.3 \text{ mm} \leq 32.5 \text{ mm} = \frac{l}{200}$$

Quasi-St. Kombination

$$w_{fin} = 6.0 \text{ mm} \leq 26 \text{ mm} = \frac{l}{250}$$

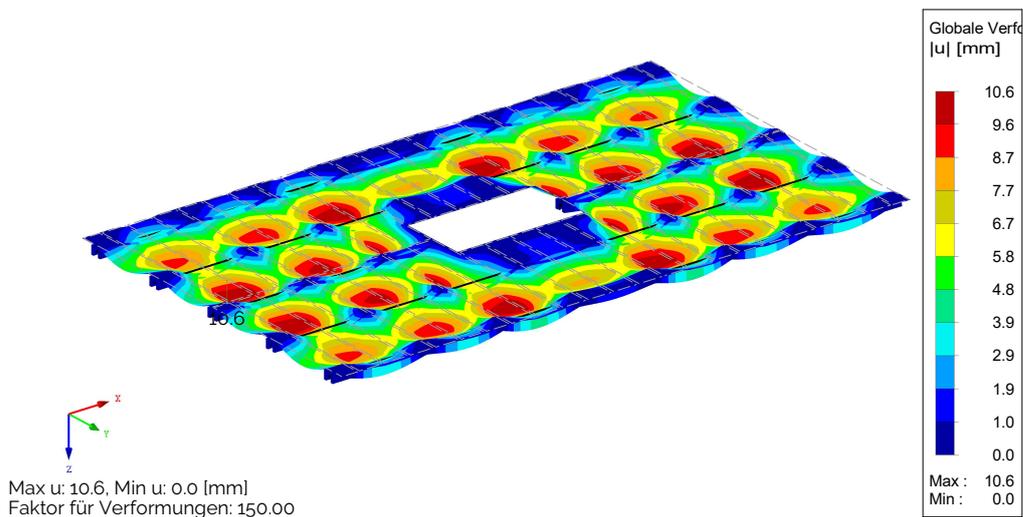


Abbildung 2.47: Die vertikale Verformung der reinen Holzkonstruktion unter der charakteristischen Kombination.

Gebrauchstauglichkeit - Schwingung

Die EN 1995-1-1 (2014) definiert für Decken der Klasse I eine Mindesteigenfrequenz von 8 Hz und ein Steifigkeitskriterium von 0.25 mm bei einer Last von 1 kN. Bei einhalten dieser beiden Kriterien gilt der Schwingungsnachweis erfüllt.

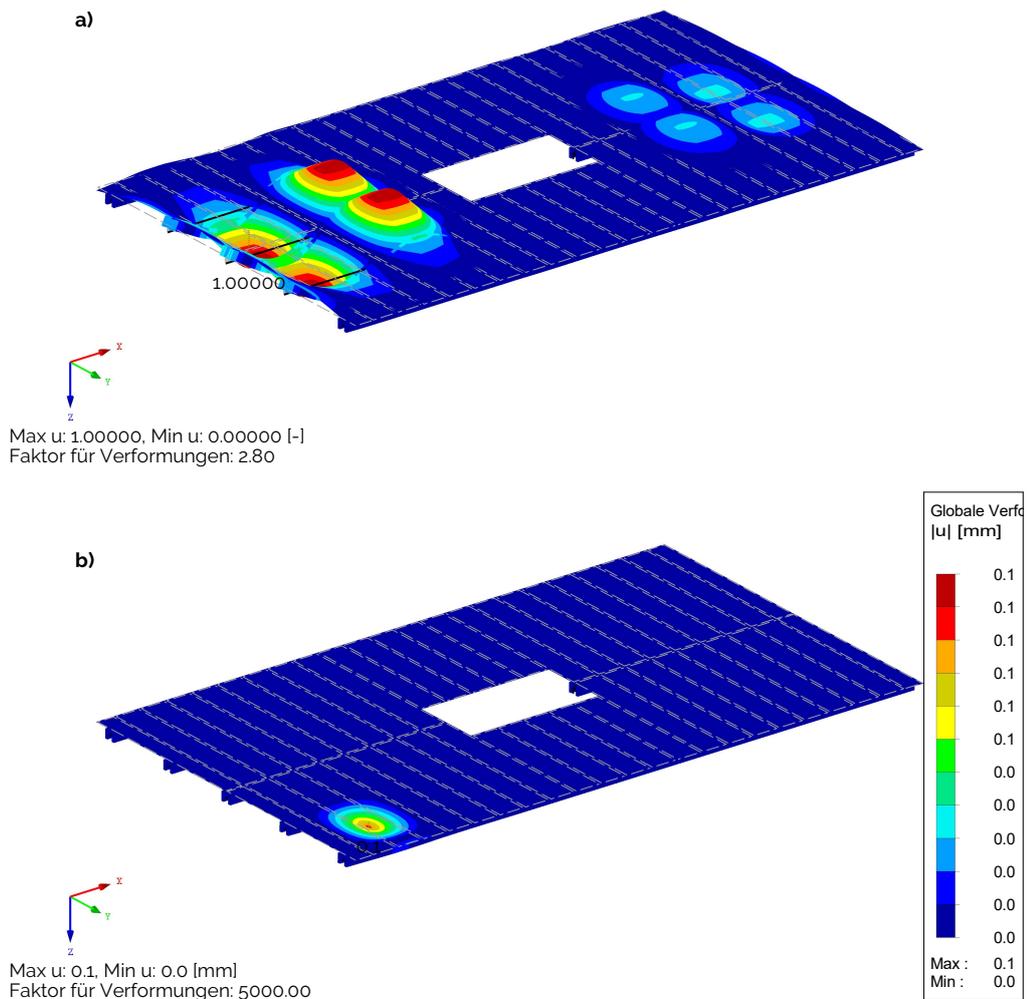


Abbildung 2.48: **a)** Erste Eigenfrequenz der Decke mit 8.2 Hz; **b)** Verformung unter einer Last von 1 kN

Schwingungskriterium

$$f_{\text{grenz}} = 8 \text{ Hz}$$

$$f_{\text{vorh}} = 8.2 \text{ Hz} \geq 8 \text{ Hz}$$

Steifigkeitskriterium

$$w_{\text{grenz}} = 0.25 \text{ mm}$$

$$w_{\text{vorh}} = 0.1 \text{ mm} \leq 0.25 \text{ mm}$$

2.6.4 Stahl-Holz Tragwerk

Tragfähigkeit - Decken

Die Nachweise der Decke unterscheiden sich nicht von jenen der reinen Holzstruktur, da sich nur die Materialität der Unterzüge verändert hat. An dieser Stelle der Verweis zur Zusammenfassung des Nachweises bei der Holzstruktur, siehe 2.6.3.

Tragfähigkeit - Unterzüge

Die Unterzüge werden mittels Teilmodell der Decke bemessen. Die Brettsperrholzplatten sind dabei als Flächenelemente mit der tatsächlichen Steifigkeit der BSP-Elemente berücksichtigt.

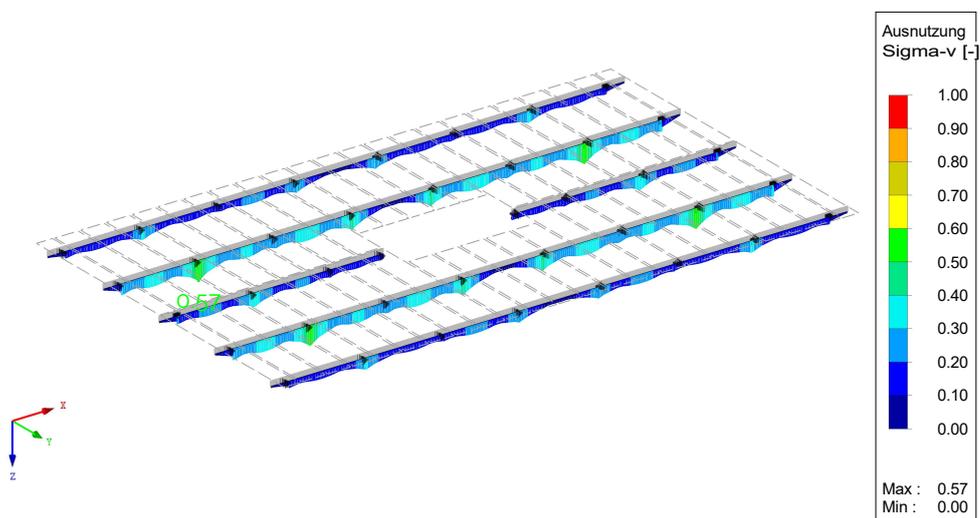


Abbildung 2.49: Ausnutzung Unterzüge

Maßgebende Nachweise

$$\text{Vergleichsspannung } \eta_{max} = 0.57 \leq 1.00$$

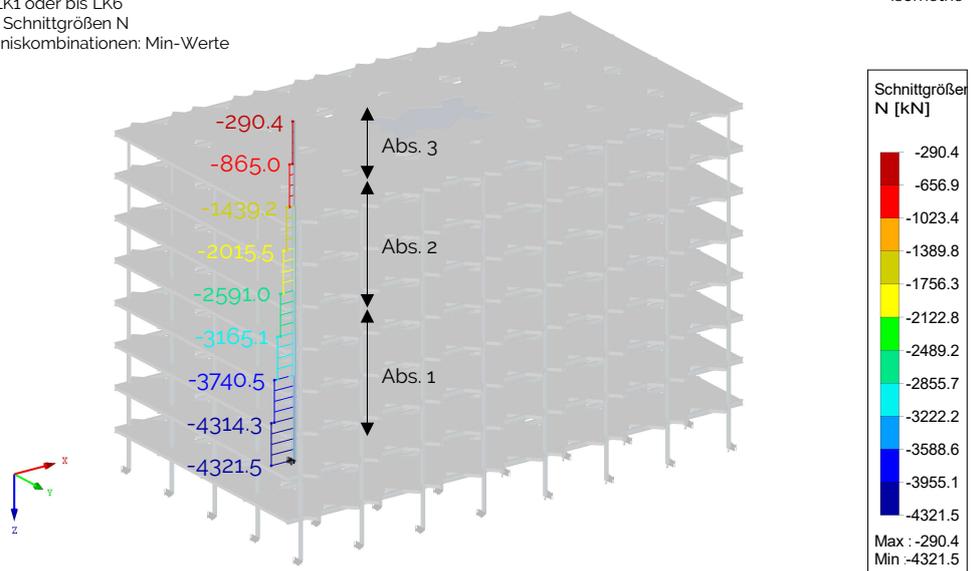
Tragfähigkeit - Stützen

Die Belastung der Stützen wird dem Gesamtmodell entnommen. Im Zuge dieser Vordimensionierung erfolgt die Stützenbemessung mit der maßgebenden Normalkraft pro Geschoß. Die Stützenquerschnitte werden nach drei Abschnitten abgestuft um sie dem Belastungsniveau anzupassen. Die Bemessung erfolgt direkt im Gesamtmodell unter Berücksichtigung von Imperfektion und Berechnung nach Theorie II. Ordnung.

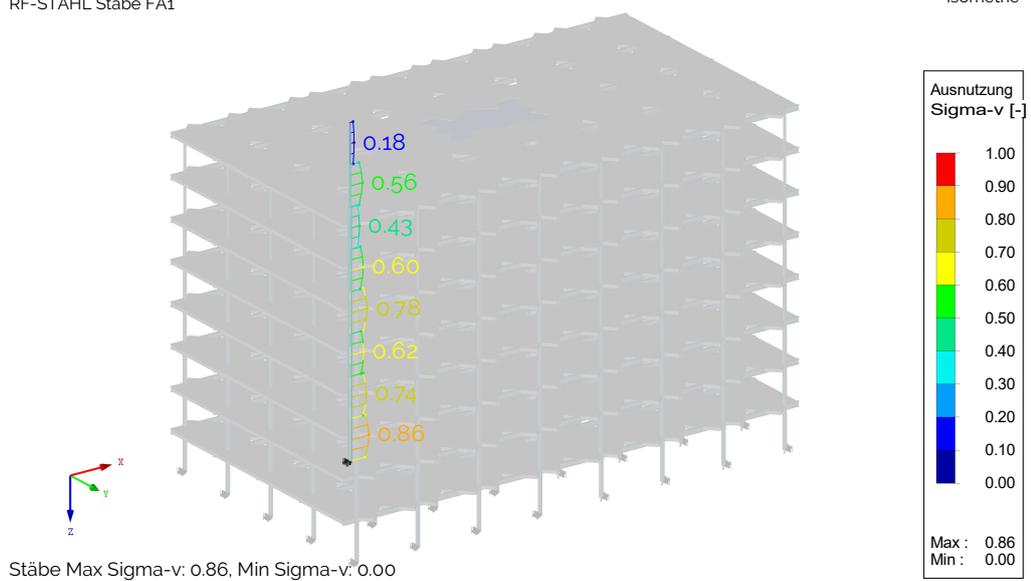
Maßgebende Schnittkräfte

Abschnitt 1		QHS 300x16; S355
	$N_{Ed} =$	-4322 kN
Abschnitt 2		QHS 260x12.5; S355
	$N_{Ed} =$	-2591 kN
Abschnitt 3		QHS 200x8; S355
	$N_{Ed} =$	-865 kN

EK 1: LK1 oder bis LK6
 Stäbe Schnittgrößen N
 Ergebniskombinationen: Min-Werte



RF-STAHL Stäbe FA1



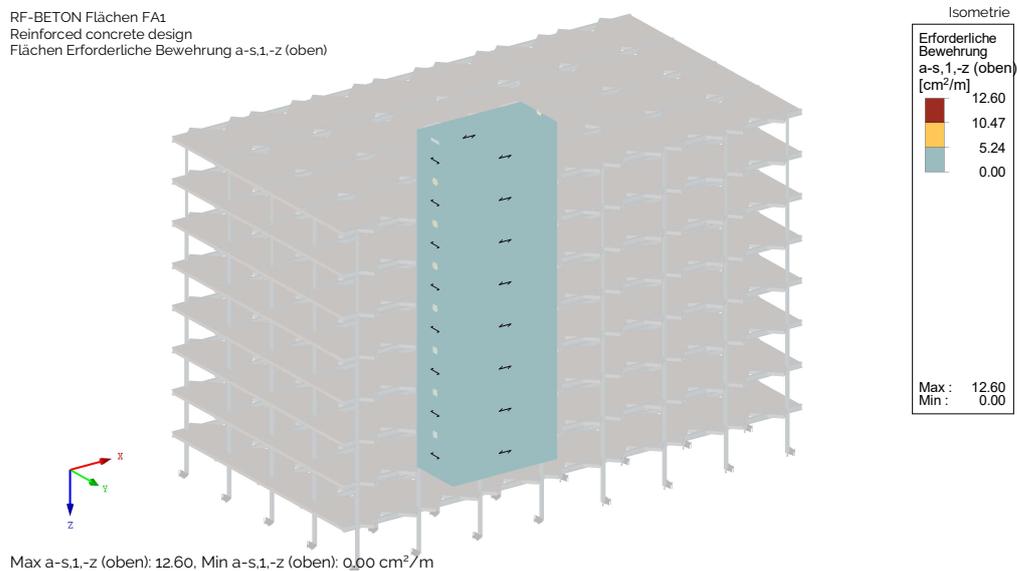
Stäbe Max Sigma-v: 0.86, Min Sigma-v: 0.00

Abbildung 2.50: Normalkräfte in der maßgebenden Stützenreihe

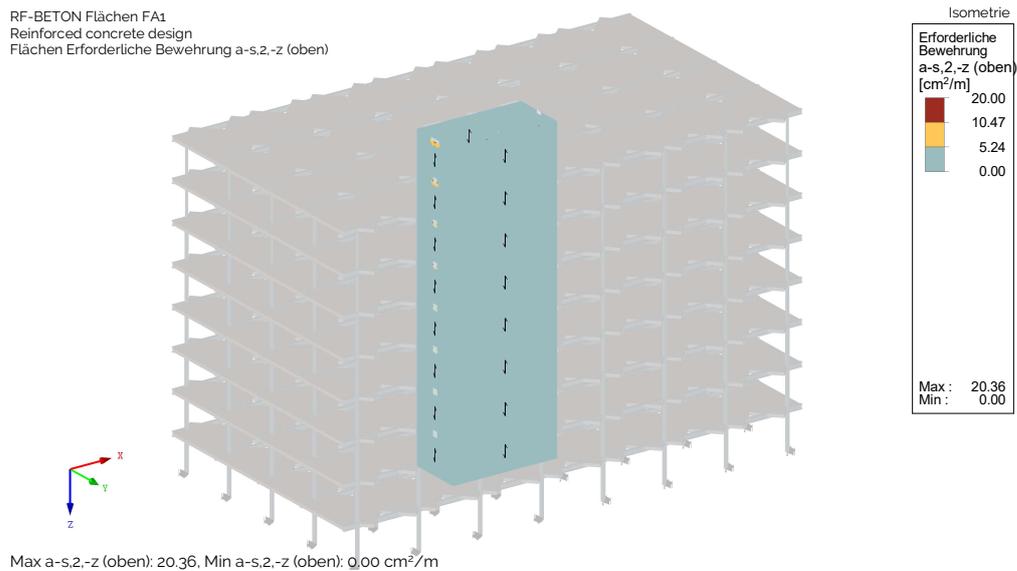
Tragfähigkeit - Kern

Der Aussteifungskern des Gebäudes ist mittels Gesamtmodell bemessen. Aufgrund der nahezu identen erforderlichen Bewehrung für die Wandinnen- und außenseite, ist der Bewehrungsplot nur einmal für die vertikale sowie horizontale Bewehrung angegeben.

Mindestabmessung für R90	t_{min}	=	140 mm
erf. Bewehrungsachsmaß	a_{min}	=	25 mm
Dicke	t	=	250 mm \geq 140 mm
Betondeckung	c_{nom}	=	20 mm $\rightarrow a = 25$ mm



Horizontal Bewehrung (innen und außen): Ø10/15 - 5.24 cm²



Vertikal Bewehrung (innen und außen): Ø10/15 - 5.24 cm²

Abbildung 2.51: Erforderliche Bewehrung im Gebäudekern

Tragfähigkeit - Fundament

Das Fundament des Gebäudekerns ist ein Plattenfundament, welches als elastisch gebettete Platte Vorbemessen ist. Unter den Stützen befinden sich Einzelfundamente. Die Bemessung erfolgt für die Fundamente am Gesamtmodell.

Außenabmessungen

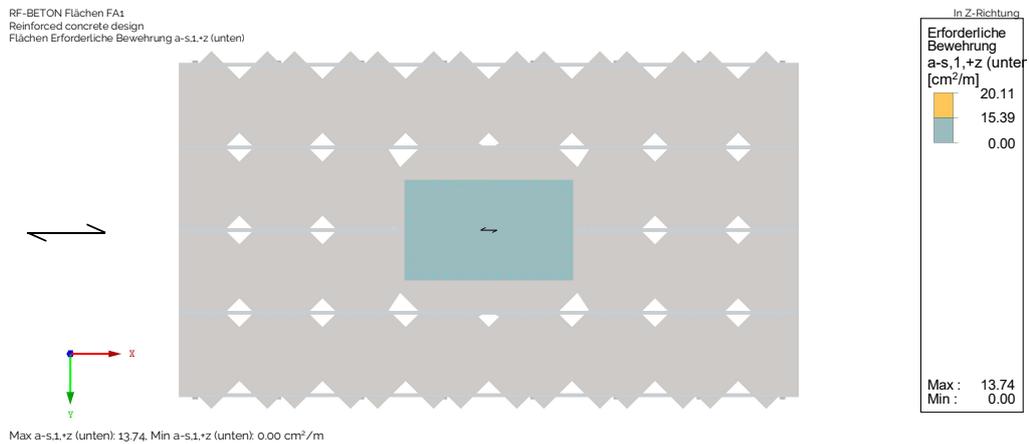
$$l = 13.2 \text{ m}$$

$$b = 7.9 \text{ m}$$

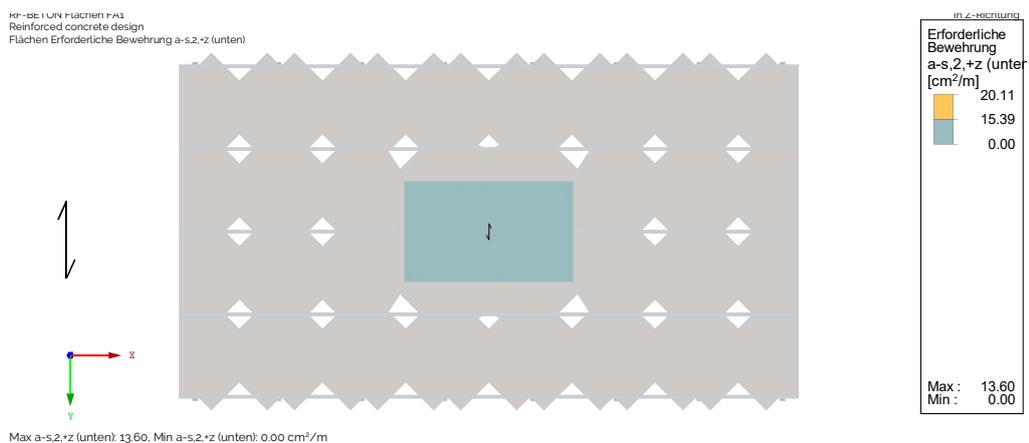
Fundamentdicke

$$t = 80 \text{ cm}$$

Plattenfundament

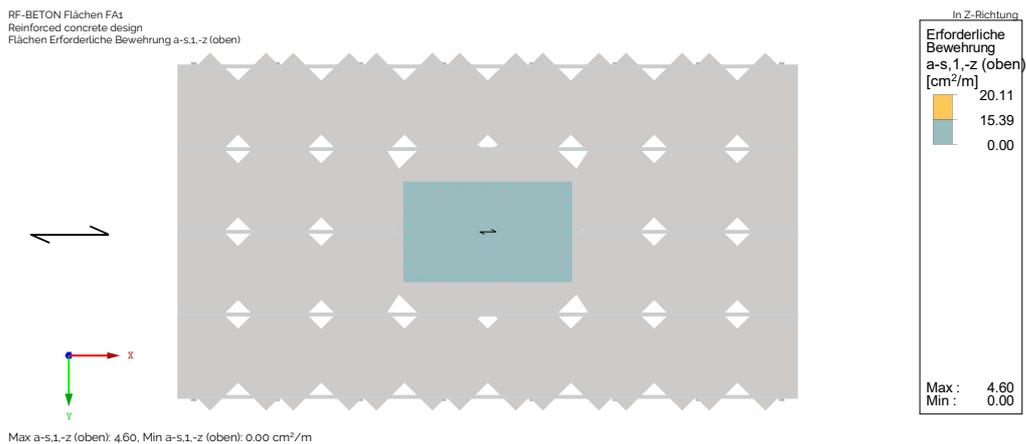


Grundbewehrung: Ø14/10 - 15.39 cm²

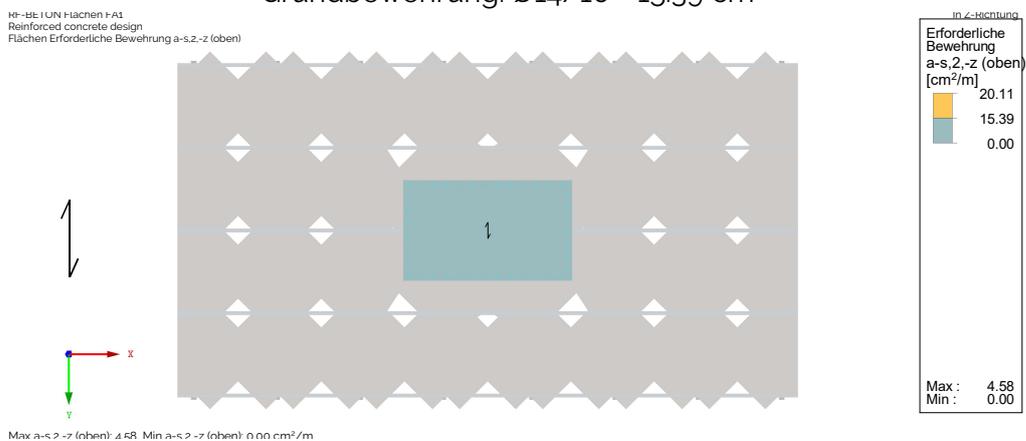


Grundbewehrung: Ø14/10 - 15.39 cm²

Abbildung 2.52: Untere erforderliche Bewehrung des Plattenfundaments



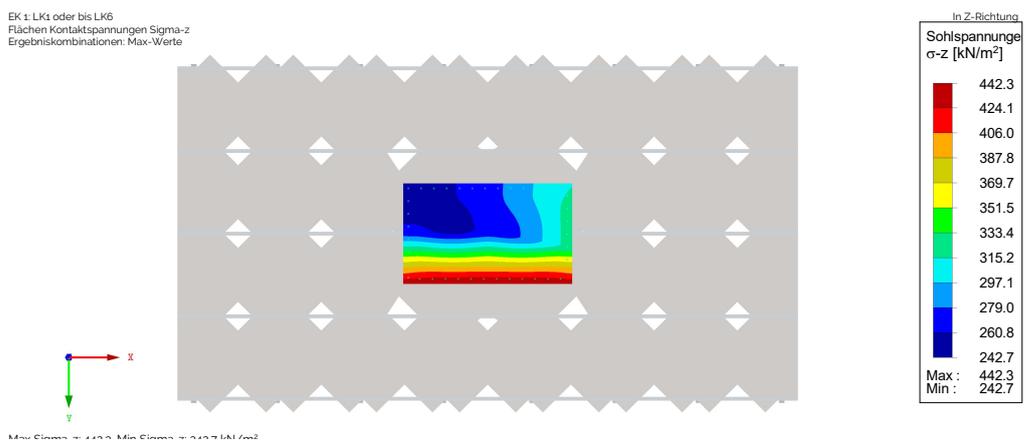
Grundbewehrung: Ø14/10 - 15.39 cm²



Grundbewehrung: Ø14/10 - 15.39 cm²

Abbildung 2.53: Obere erforderliche Bewehrung des Plattenfundaments

Bodenpressung:



Bodenpressung: $\sigma_{Ed,max} = 442.3 \text{ kN/m}^2 \leq 450 \text{ kN/m}^2$

Abbildung 2.54: Obere erforderliche Bewehrung des Plattenfundaments

Einzelfundament

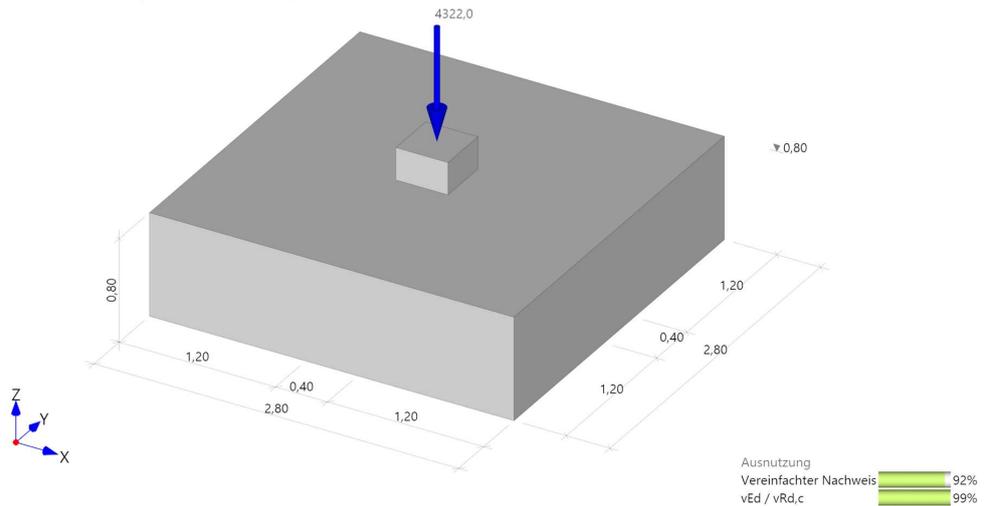
Außenabmessungen

$$l = b = 2.8 \text{ m}$$

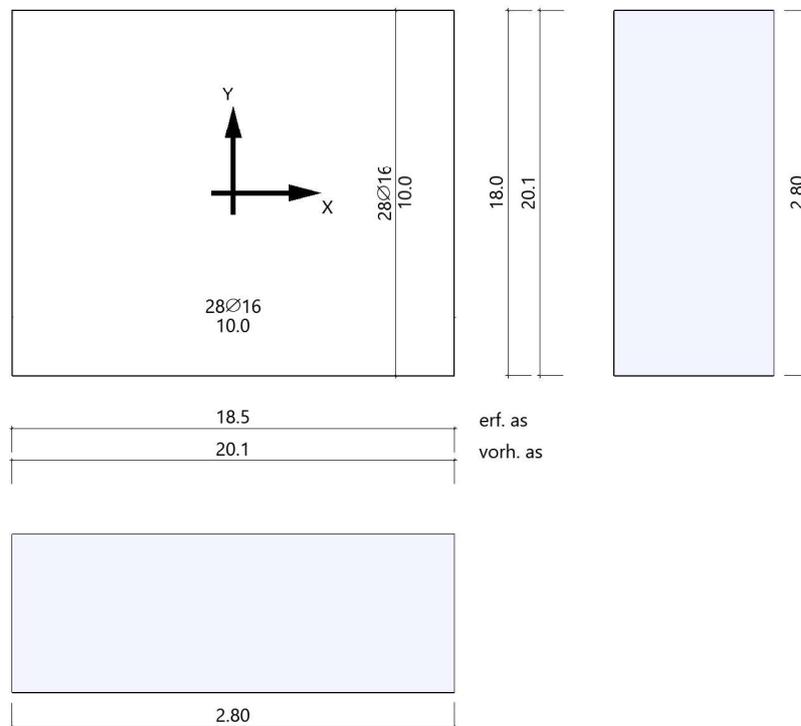
Fundamentdicke

$$t = 80 \text{ cm}$$

Grundbau: Vereinfachter Nachweis
 Sohldruckwiderstand 450.00 kN/m² vorhanden 413.77 kN/m²



$$\text{Bodenpressung: } \sigma_{Ed,max} = 418.5 \text{ kN/m}^2 \leq 450 \text{ kN/m}^2$$



Bewehrung unten: Ø16/10 - 20.11 cm²

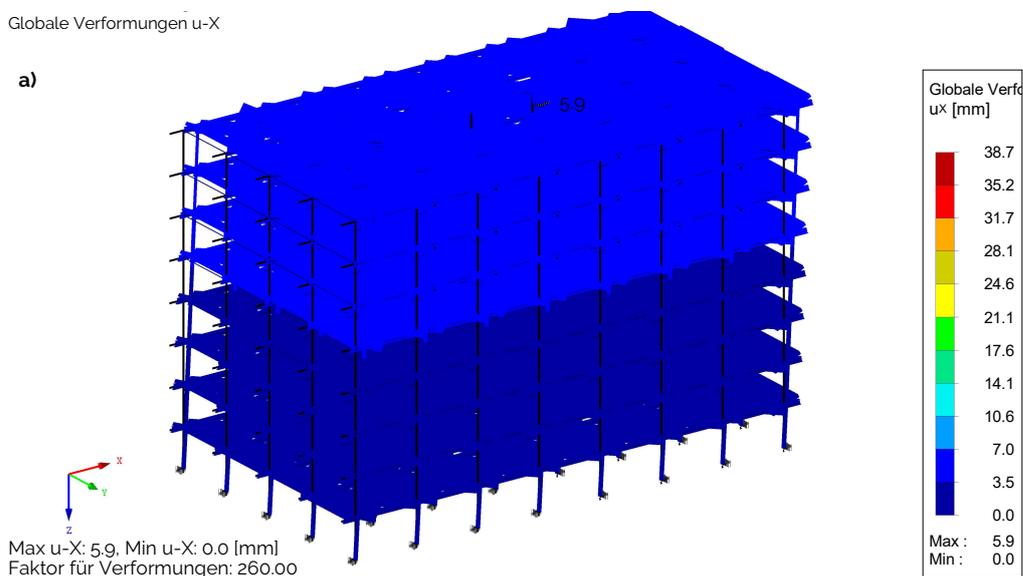
Abbildung 2.55: Nachweise am Einzelfundament

Gebrauchstauglichkeit - Verformung

Die horizontale Verformung unter der charakteristischen Kombination:

Globale Verformungen u-X

a)



Globale Verformungen u-Y

b)

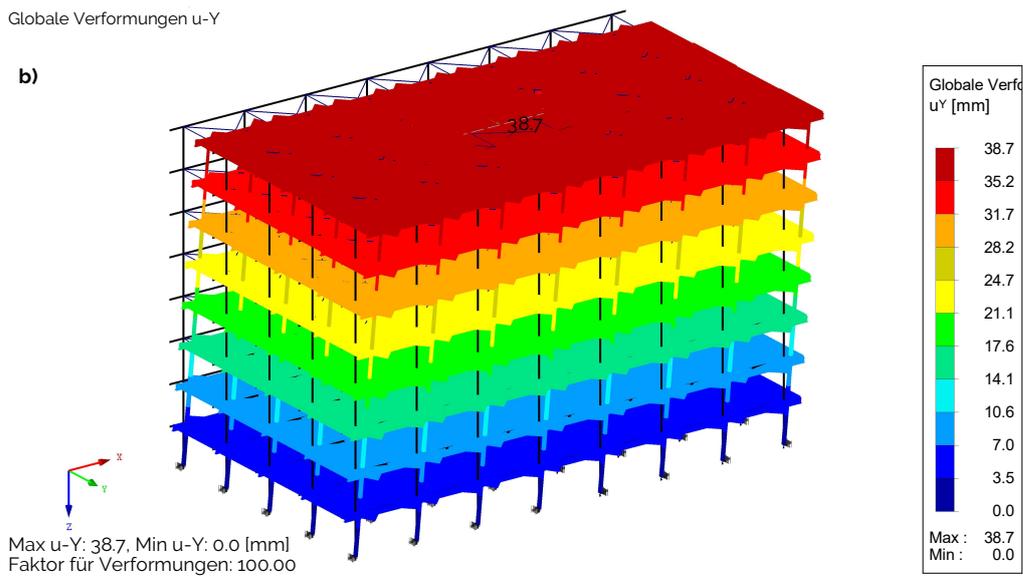


Abbildung 2.56: a) Verformung in X-Richtung; b) Verformung in Y-Richtung

Char. Kombination

$$\begin{aligned}
 \text{X-Richtung} \quad u &= 6.0 \text{ mm} \hat{=} \frac{l}{5000} \dots \text{OK} \\
 \text{Y-Richtung} \quad v &= 38.7 \text{ mm} \hat{=} \frac{l}{825} \dots \text{OK}
 \end{aligned}$$

Verformungsnachweis Decken

Char. Kombination

$$w_{inst} = 9.6 \text{ mm} \leq 21.6 \text{ mm} = \frac{l}{300}$$

$$w_{net,fin} = 9.6 \text{ mm} \leq 32.5 \text{ mm} = \frac{l}{200}$$

Quasi-St. Kombination

$$w_{fin} = 10.5 \text{ mm} \leq 26 \text{ mm} = \frac{l}{250}$$

Verformungsnachweis Unterzüge

Quasi-St. Kombination

$$w = 3.0 \text{ mm} \leq 26 \text{ mm} = \frac{l}{250}$$

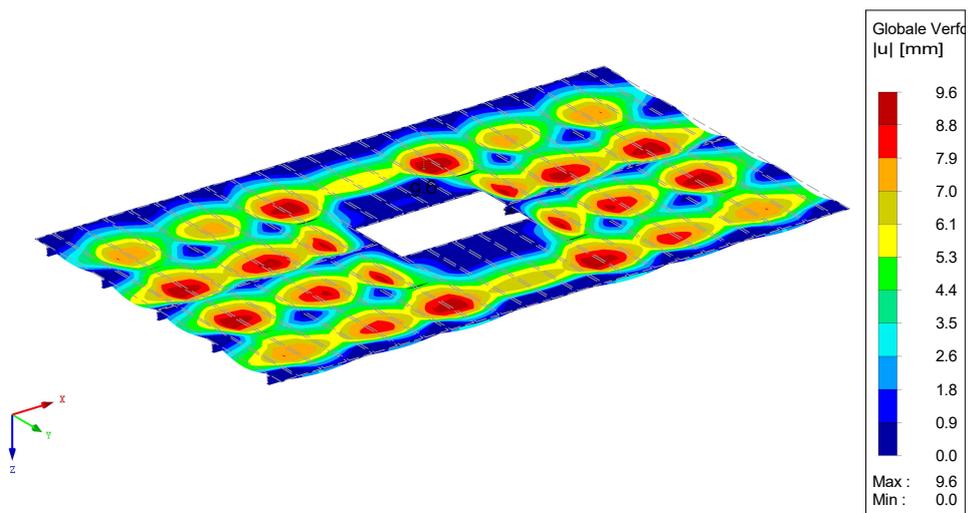


Abbildung 2.57: Die vertikale Verformung Stahl-Holz Decke unter der charakteristischen Kombination.

Gebrauchstauglichkeit - Schwingung

Die EN 1995-1-1 (2014) definiert für Decken der Klasse I eine Mindesteigenfrequenz von 8 Hz und ein Steifigkeitskriterium von 0.25 mm bei einer Last von 1 kN. Bei einhalten dieser beiden Kriterien gilt der Schwingungsnachweis erfüllt.

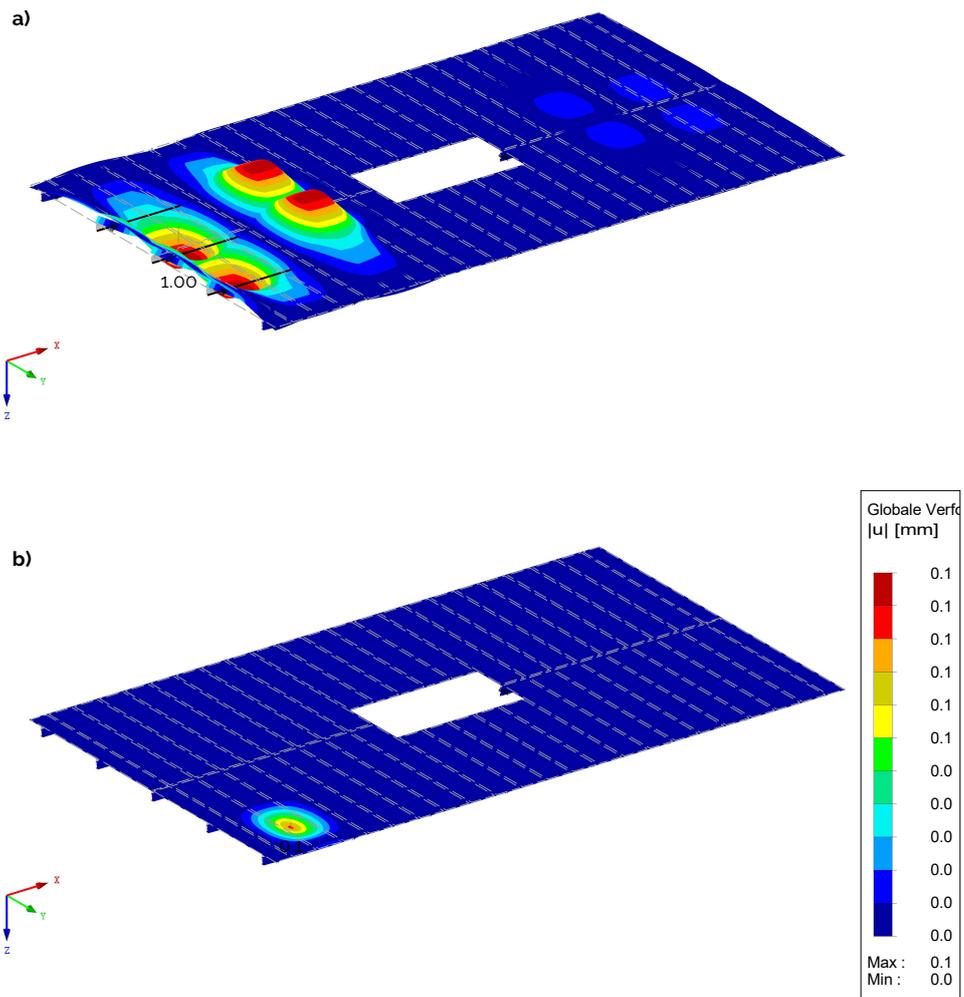


Abbildung 2.58: **a)** Erste Eigenfrequenz der Decke mit 8.05 Hz; **b)** Verformung unter einer Last von 1 kN

Schwingungskriterium

$$f_{grenz} = 8 \text{ Hz}$$

$$f_{vorh} = 8.05 \text{ Hz} \geq 8 \text{ Hz}$$

Steifigkeitskriterium

$$w_{grenz} = 0.25 \text{ mm}$$

$$w_{vorh} = 0.1 \text{ mm} \leq 0.25 \text{ mm}$$

2.6.5 Holz-Beton Verbundtragwerk

Tragfähigkeit - Decken

Die Holz-Beton Verbunddecke ist Anhand eines 1-m-Streifen als Ein-Feld-Träger. Die Aufbetonschicht übernimmt lediglich Druckanteile, die eingelegte Bewehrung dient der Rissbegrenzung. Dem Anhang A kann eine Bemessungsprotokoll der Software entnommen werden. Eine Zusammenfassung der Ergebnisse aus den Nachweisen ergibt sich wie folgt:

ständig/vorübergehender
Fall

$$\text{Biegebemessung } \eta_{(t=\infty)} = 0.59 \leq 1.00$$

Brandfall

$$\text{Biegebemessung } \eta = 0.29 \leq 1.00$$

Tragfähigkeit - Unterzüge

Die Unterzüge werden mittels Teilmodell bemessen. Die Auflagerkräfte des Ein-Feldträgermodells der Decke werden als Last auf die Unterzüge übertragen.

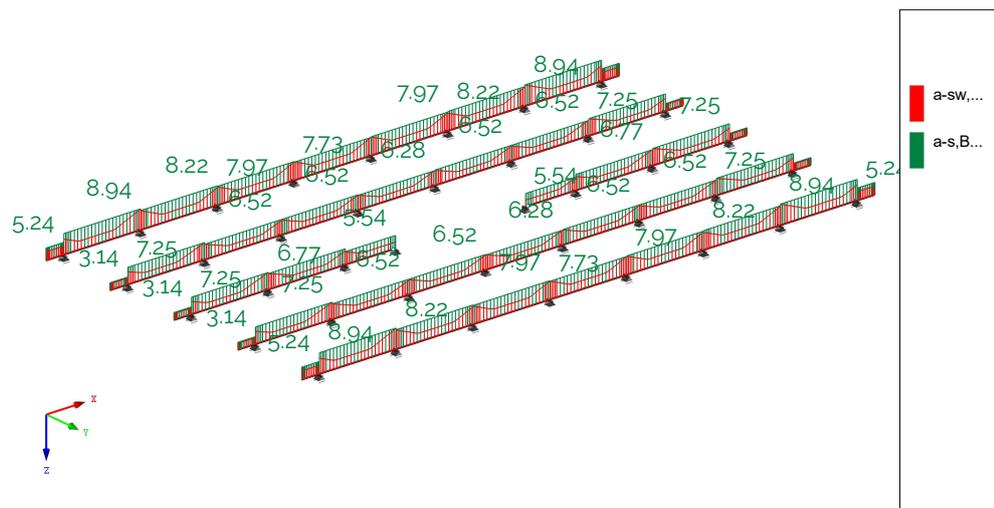


Abbildung 2.59: Erforderliche und gewählte Schubbewehrung

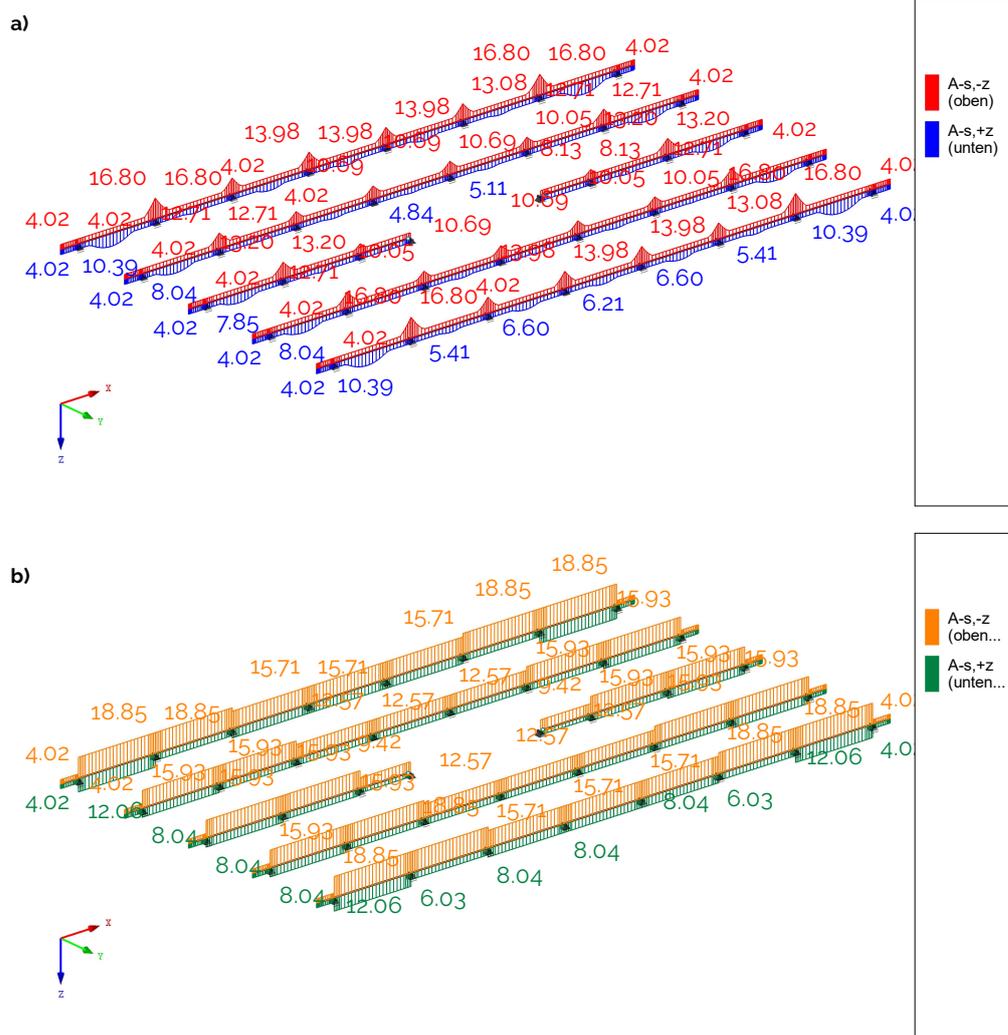


Abbildung 2.60: **a)** Erforderliche Längsbewehrung der Unterzüge; **b)** Gewählte Längsbewehrung der Unterzüge

Tragfähigkeit - Stützen

Die Belastung der Stützen wird dem Gesamtmodell entnommen. Im Zuge dieser Vordimensionierung erfolgt die Stützenbemessung mit der maßgebenden Normalkraft pro Geschoß. Die Stützenquerschnitte werden nach zwei Abschnitten abgestuft um sie dem Belastungsniveau anzupassen.

Maßgebende Schnittkräfte

Abschnitt 1		Rechteck 40x45; C30/37
	N_{Ed}	= -5255 kN
Abschnitt 2		Rechteck 35x35; C30/37
	N_{Ed}	= -3174 kN

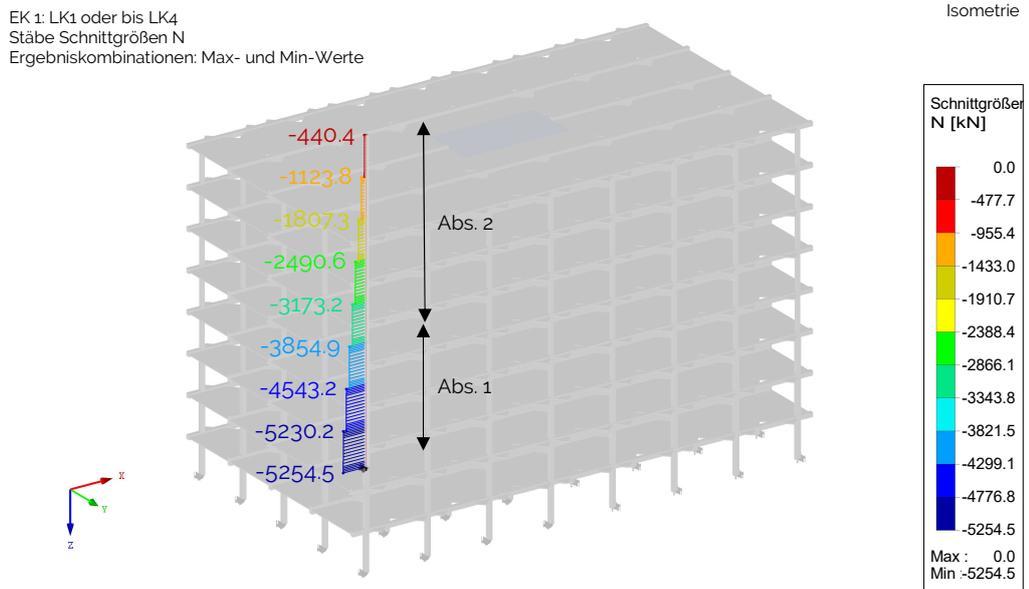


Abbildung 2.61: Normalkräfte in der maßgebenden Stützenreihe

Eine Zusammenfassung der Bemessungsergebnisse ergibt sich wie folgt:

Brandschutzanforderungen

Bauteilabmessung	b_{min}	=	350 mm
Achsmaß Bewehrung	a_{min}	=	53 mm

Gewählte maximale
 Bewehrung

Abschnitt 1

b	=	400 mm \geq 350 mm
c_{nom}	=	35 mm $\rightarrow a = 53$ mm
$A_{s,prov}$	=	20 \varnothing 20 – 62.8 cm ²

Abschnitt 2

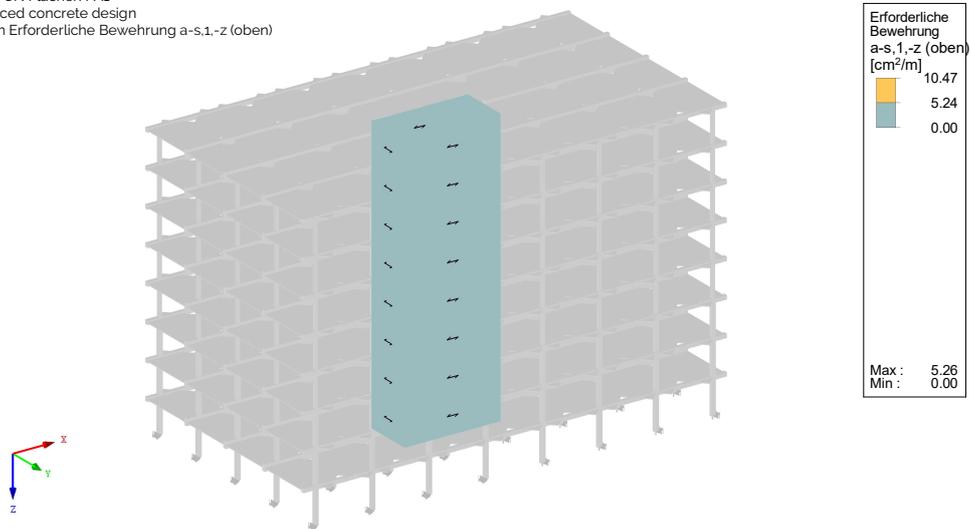
b	=	350 mm \geq 350 mm
c_{nom}	=	35 mm $\rightarrow a = 53$ mm
$A_{s,prov}$	=	12 \varnothing 20 – 37.7 cm ²

Tragfähigkeit - Kern

Der Aussteifungskern des Gebäudes ist mittels Gesamtmodell bemessen. Aufgrund der nahezu identen erforderlichen Bewehrung für die Wandinnen- und außenseite, ist der Bewehrungsplot nur einmal für die vertikale sowie horizontale Bewehrung angegeben.

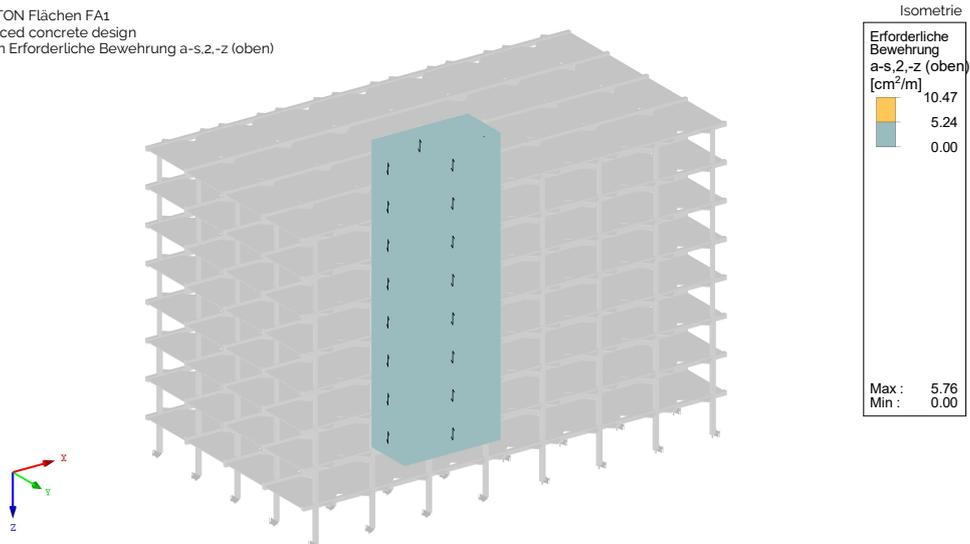
Mindestabmessung für R90	t_{min}	=	140 mm
erf. Bewehrungsachsmaß	a_{min}	=	25 mm
Dicke	t	=	250 mm \geq 140 mm
Betondeckung	c_{nom}	=	20 mm $\rightarrow a = 25$ mm

RF-BETON Flächen FA1
Reinforced concrete design
Flächen Erforderliche Bewehrung a-s.1.-z (oben)



Horizontal Bewehrung (innen und außen): Ø10/15 - 5.24 cm²

RF-BETON Flächen FA1
Reinforced concrete design
Flächen Erforderliche Bewehrung a-s.2.-z (oben)



Vertikal Bewehrung (innen und außen): Ø10/15 - 5.24 cm²

Abbildung 2.62: Erforderliche Bewehrung im Gebäudekern

Tragfähigkeit - Fundament

Das Fundament des Gebäudekerns ist ein Plattenfundament, welches als elastisch gebettete Platte Vorbemessen ist. Unter den Stützen befinden sich Einzelfundamente. Die Bemessung erfolgt für die Fundamente am Gesamtmodell.

Plattenfundament

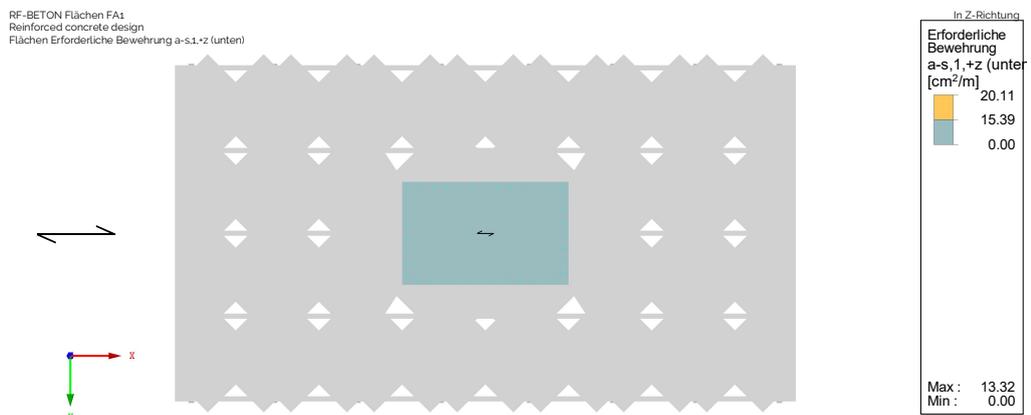
Außenabmessungen

$$l = 13.0 \text{ m}$$

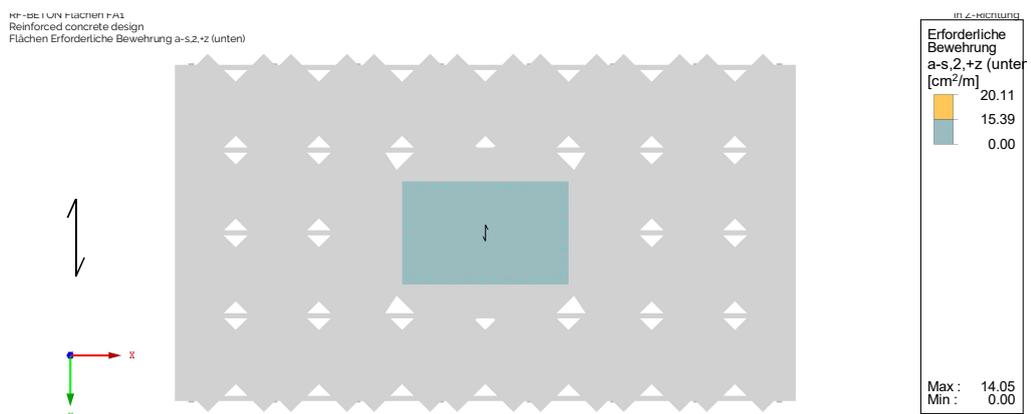
$$b = 8.1 \text{ m}$$

Fundamentdicke

$$t = 80 \text{ cm}$$

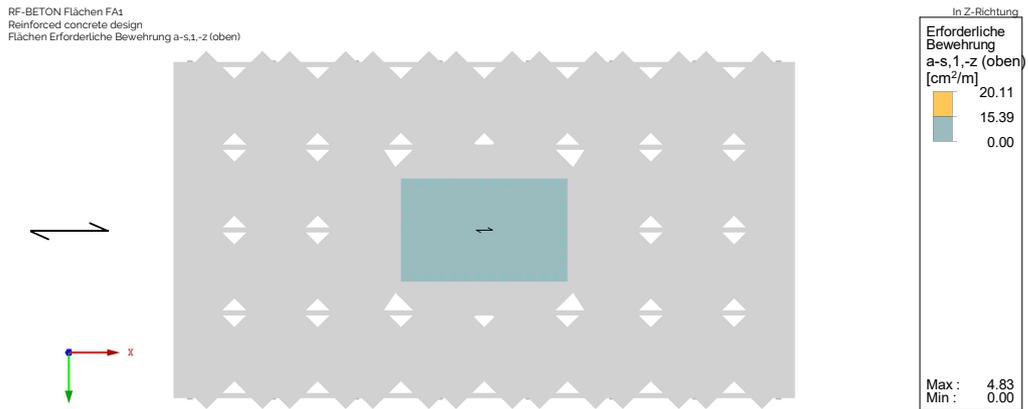


Grundbewehrung: Ø14/10 - 15.39 cm²

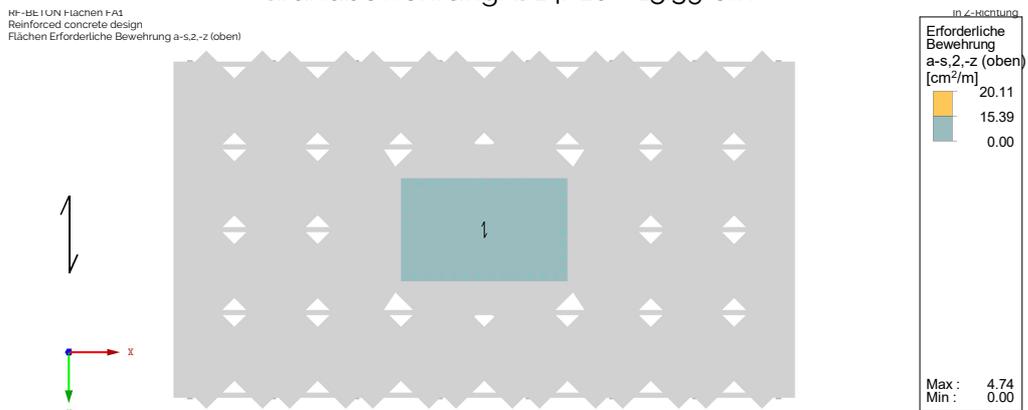


Grundbewehrung: Ø14/10 - 15.39 cm²

Abbildung 2.63: Untere erforderliche Bewehrung des Plattenfundaments



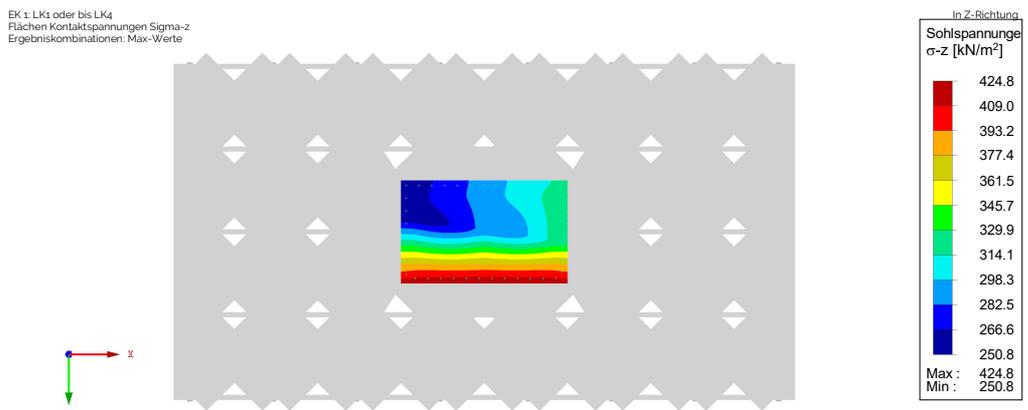
Grundbewehrung: Ø14/10 - 15.39 cm²



Grundbewehrung: Ø14/10 - 15.39 cm²

Abbildung 2.64: Obere erforderliche Bewehrung des Plattenfundaments

Bodenpressung:



Bodenpressung: $\sigma_{Ed,max} = 424.8 \text{ kN/m}^2 \leq 450 \text{ kN/m}^2$

Abbildung 2.65: Obere erforderliche Bewehrung des Plattenfundaments

Einzelfundament

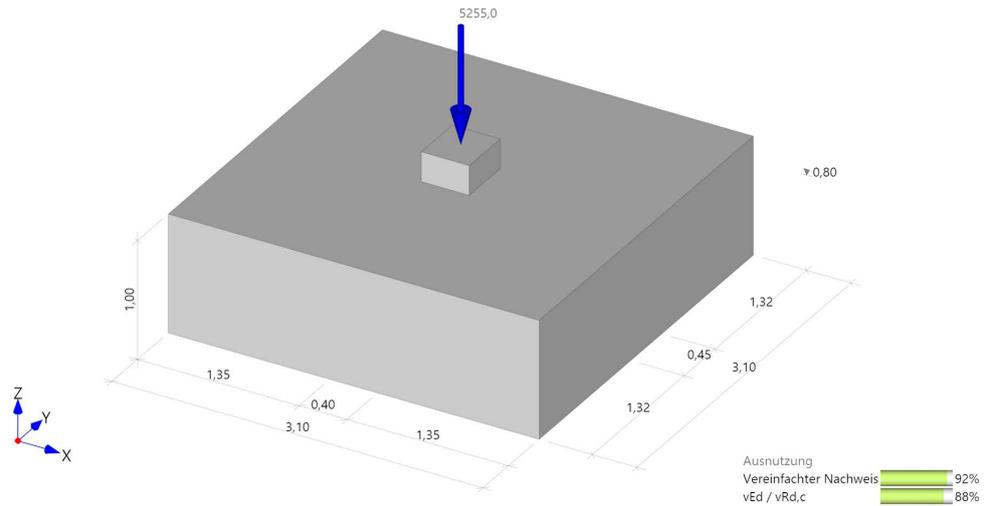
Außenabmessungen

$$l = b = 3.1 \text{ m}$$

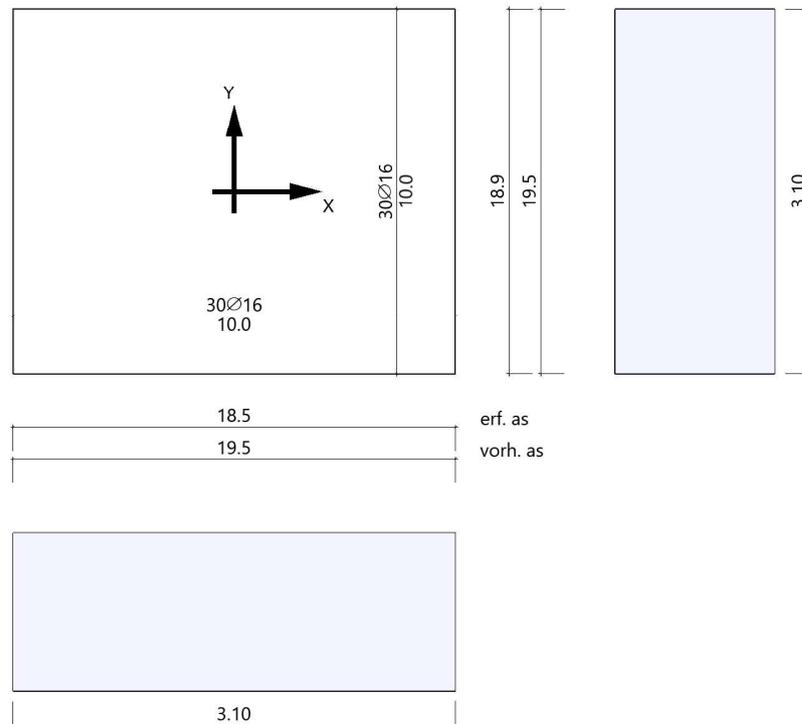
Fundamentdicke

$$t = 100 \text{ cm}$$

Grundbau: Vereinfachter Nachweis
 Sohldruckwiderstand 450.00 kN/m² vorhanden 415.59 kN/m²



$$\text{Bodenpressung: } \sigma_{Ed,max} = 415.6 \text{ kN/m}^2 \leq 450 \text{ kN/m}^2$$



Bewehrung unten: Ø16/10 - 20.11 cm²

Abbildung 2.66: Nachweise am Einzelfundament

Gebrauchstauglichkeit - Verformung

Die horizontale Verformung unter der charakteristischen Kombination:

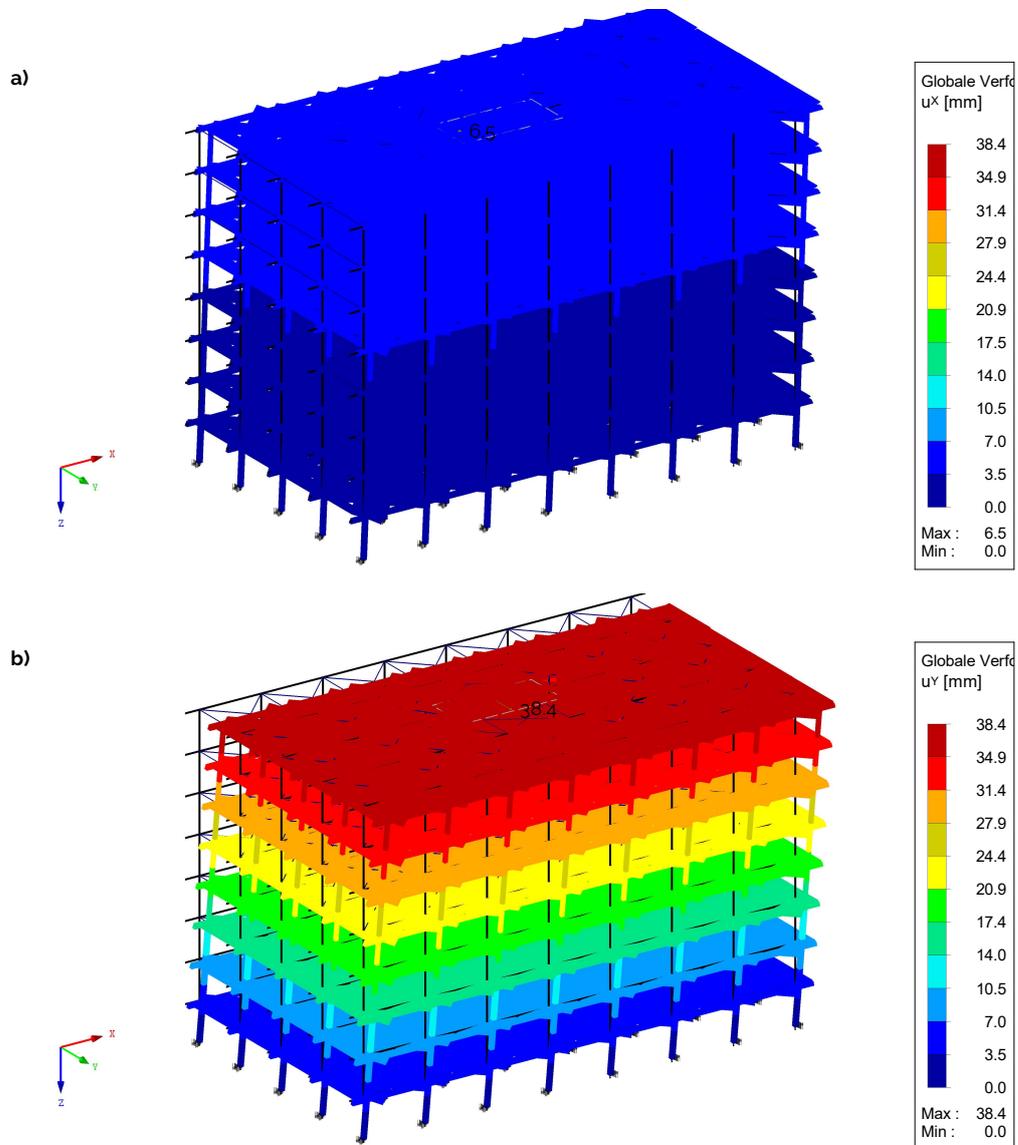


Abbildung 2.67: **a)** Verformung in X-Richtung; **b)** Verformung in Y-Richtung

Char. Kombination

$$\text{X-Richtung} \quad u = 6.5 \text{ mm} \hat{=} \frac{l}{5000} \dots \text{OK}$$

$$\text{Y-Richtung} \quad v = 38.4 \text{ mm} \hat{=} \frac{l}{830} \dots \text{OK}$$

Verformungsnachweis Decken

Die folgenden Werte der Verformungsberechnung stammen aus der Berechnung mittels der Berechnungssoftware Calculatis und sind an einem 1-m Deckenstreifen ermittelt.

Char. Kombination

$$w_{inst} = 8.9 \text{ mm} \leq 21.6 \text{ mm} = \frac{l}{300}$$

$$w_{net,fin} = 11.4 \text{ mm} \leq 32.5 \text{ mm} = \frac{l}{200}$$

Quasi-St. Kombination

$$w_{fin} = 13.9 \text{ mm} \leq 26 \text{ mm} = \frac{l}{250}$$

Verformungsnachweis Unterzüge

Die Verformungsberechnung der Unterzüge erfolgt an einem Stabmodell unter Berücksichtigung von Kriechen, Schwinden und der Rissbildung.

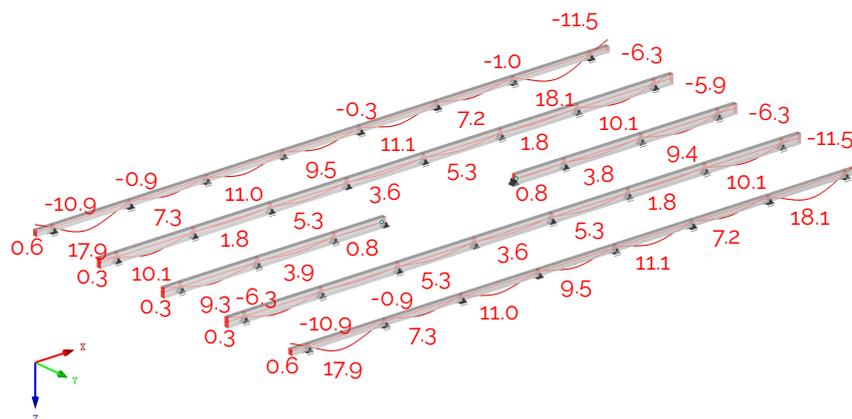


Abbildung 2.68: Die vertikale Verformung der Stahlbetonunterzüge unter der quasi-ständigen Kombination mit vereinfachter Berücksichtigung der Rissbildung.

Quasi-St. Kombination

$$w = 18.1 \text{ mm} \leq 26 \text{ mm} = \frac{l}{250}$$

Gebrauchstauglichkeit - Schwingung

Für die Holz-Beton Verbunddecke gelten die gleichen Kriterien wie für eine reine Holzdecke. Die STB-Unterzüge werden auf Grund ihrer hohen modalen Masse als kaum schwingungsanfällig betrachtet. Die nachfolgend angeführten Werte gelten für das starr gelagerte Balkenmodell.

Schwingungskriterium

$$\begin{aligned}f_{grenz} &= 8 \text{ Hz} \\f_{vorh} &= 20.6 \text{ Hz} \geq 8 \text{ Hz}\end{aligned}$$

Steifigkeitskriterium

$$\begin{aligned}w_{grenz} &= 0.25 \text{ mm} \\w_{vorh} &= 0.24 \text{ mm} \leq 0.25 \text{ mm}\end{aligned}$$

3 Tragwerksbewertung

Im folgenden Kapitel erfolgt die Ermittlung der Klimaauswirkungen der einzelnen Tragstrukturen mittels einer LCA. Ziel dieser Bewertung ist es, einen objektiven Vergleich zwischen unterschiedlichen Bauweisen, respektive Tragwerken, zu erreichen. Mit den Erkenntnissen aus der Vorbemessung und Bewertung der 25 Gebäude mit den zugehörigen Materialien sowie Spannweiten, soll eine fundierte Entscheidungsgrundlage für die Wahl des Tragwerks zur Reduzierung von Klimaauswirkungen von mehrgeschoßigen Skelettbauten gewährleistet sein.

Im Vordergrund der derzeitigen Diskussion über den Klimawandel und dessen Vermeidung, steht vorwiegend der CO₂ Ausstoß und die bestmögliche Reduzierung dieser Emissionen. Aus diesem Grund werden repräsentativ für die Bewertung der Auswirkungen auf das Klima, die Kernindikatoren *Klimawandel - GWP* und die *Primärenergie - PE*, betrachtet. Des weiteren zeigt Lasvaux et al. (2016) in einer statistischen Untersuchung eine starke Korrelation zwischen den scheinbar unkorrelierten Kernindikatoren (Tab. 1.1). Aufgrund der vorhandenen Korrelation kann der Indikator GWP stellvertretend für eine Gruppe von Indikatoren gewählt werden, welche vorwiegend durch den Verbrauch von fossiler Energie geprägt sind. Zu dieser Gruppe zählen neben dem GWP auch Indikatoren bezüglich der Ressourcenerschöpfung oder die Versauerung von Land und Gewässer.

Der Bewertungsgegenstand sind ausschließlich Komponenten des Tragwerks, welche im Zuge der Vordimensionierung im Kapitel 2 definiert sind, sowie zugehörige Kleinteile. Es werden alle Teile der Tragstruktur vom Dach bis zum Fundament mit einbezogen. Das bedeutet der Innenausbau, die technische Gebäudeausrüstung sowie die Fassade sind nicht Teil dieser Untersuchung und Bewertung. Diese Gebäudekomponenten können grundsätzlich für alle hier untersuchten Gebäude ähnlich angewendet werden und sind aus diesem Grund vernachlässigt.

Als Lebenszyklus wird eine Gebäudenutzungsdauer von 50 Jahren angenommen. Die berücksichtigten Module und Szenarien werden im folgenden näher beschrieben.

3.1 Lebenszyklus

Für die Bewertung der Gebäude werden die Module und Szenarien wie in Abb. 3.1 dargestellt, betrachtet. Die nicht berücksichtigten Module sind grau gezeigt. Es wird angenommen, dass während der Nutzungsphase am Tragwerk keine relevanten zusätzlichen Stoff- oder Emissionsströme passieren. Reparaturen, Instandhaltung oder Austausch werden ausgeschlossen, daher werden die Module B1-B7 vernachlässigt. Das Tragwerk wird errichtet und erst durch den Abbruch des Gebäudes entstehen wieder Umweltauswirkungen. Die Module A5 und C1 werden aufgrund der frühen Planungsphase und den damit einhergehenden Unsicherheiten als Prozentsatz des ganzen Lebenszyklusses berücksichtigt. Es werden auch nur Module im Lebenszyklus des Gebäudes berücksichtigt, etwaige Gutschriften nach der Nutzung bleiben für alle verwendeten Materialien unberücksichtigt. Die Module A4-A5 und C1-C4 werden mittels Szenarien abgedeckt.

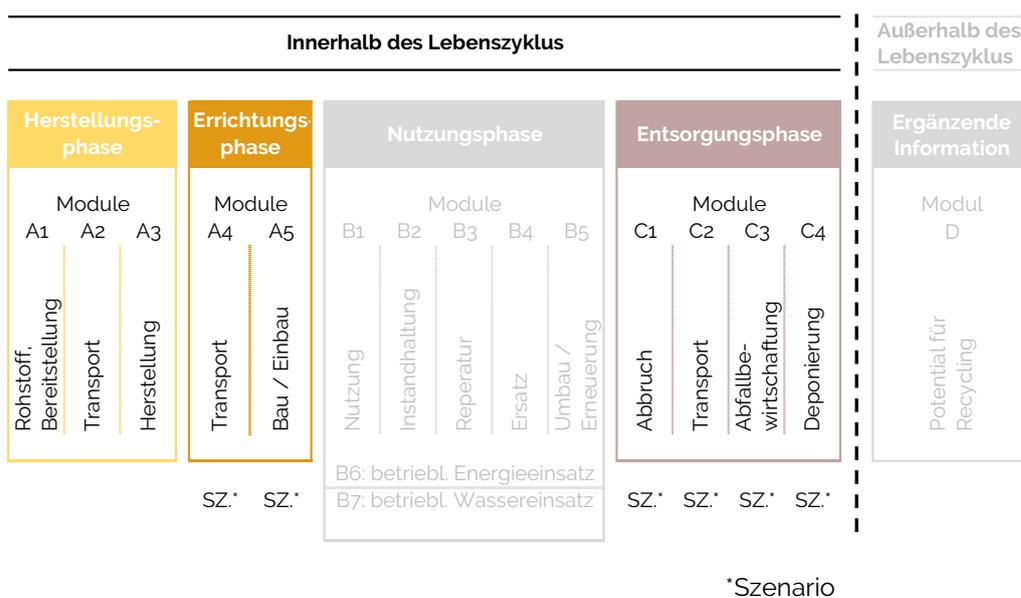


Abbildung 3.1: Die betrachteten Phasen des Lebenszyklus für diese Untersuchung.

Szenarien

Die Errichtungs- und Entsorgungsphase werden durch Szenarien definiert und abgebildet. In der Errichtungsphase wird der Transport zur Baustelle mit einbezogen und in der Entsorgungsphase der Transport, die Abfallbehandlung und eine etwaige Deponierung. Die getroffenen Annahmen für die Szenarien sind im folgenden dargestellt.

Transport zur Baustelle - Modul A4

Das Modul A4 beschreibt den Transportweg vom Werk zur Baustelle. Für die verschiedenen Baumaterialien sind dazu unterschiedliche Transportdistanzen gewählt. Es wird angenommen, dass alle Transporte mit LKWs der Euro VI Klasse, mit einer Ladekapazität von 16 - 32 Tonnen durchgeführt werden. Ein genauer Standort ist für diese Untersuchung nicht festgelegt, darum wird der Einfluss der Transporte zu Baustelle mittels Grenzwertbetrachtung berücksichtigt. Für die Baustoffe werden folgende Distanzen und Grenzwerte gewählt:

Tabelle 3.1: Die Transportdistanzen für die Baumaterialien.

Materialien	kürzere Transportdistanz	Mittlere Transportdistanz	Längere Transportdistanz
Beton	30 km	35 km	40 km
Betonstahl	100 km	200 km	300 km
Baustahlprodukte	200 km	500 km	800 km
Holzprodukte	100 km	400 km	700 km

Errichtung - Modul A5

Das Modul A5 beschreibt alle Vorgänge auf der Baustelle im Zuge der Errichtung des Gebäudes. Dieses Modul wird vereinfacht als Prozentsatz der gesamten Umweltauswirkungen des Gebäudes berücksichtigt. Nach Lützkendorf und Balouktsi 2016 beträgt der Anteil der Errichtungsprozesse am Gebäude 5-10%. Diese Werte werden für eine Sensitivitätsanalyse als oberer und unterer Grenzwert betrachtet.

Abbruch - Modul C1

Das Modul C1 beschreibt den Abbruch des Gebäudes. Ähnlich zum Modul A5 wird diese Phase mittels prozentualem Anteil am Gesamtergebnis berücksichtigt. Lützkendorf und Balouktsi 2016 weisen für diese Phase einen Anteil am Gesamtergebnis von 1-3% aus. Diese Werte werden erneut als oberer und unterer Grenzwert erachtet.

Abfallbehandlung und Entsorgung - C2-C4

Nach dem Abbruch erfolgt die Sortierung des Abbruchs und eine jeweils unterschiedliche Abfallbehandlung für die einzelnen Materialien. Die Tabellen 3.2 und 3.3 zeigen die Annahmen für die Transport- und Entsorgungsszenarien. Die Abbildungen 3.2 - 3.4 zeigen einen schematischen Ablauf der Entsorgungsphase für die einzelnen Materialien. Es wird angenommen, dass alle Transporte mit LKWs der EURO VI Klasse mit einer Ladekapazität von 16 - 32 to durchgeführt werden.

Tabelle 3.2: Die Transportwege und Distanzen für die Baumaterialien in der Entsorgungsphase [vgl. Allacker et al. 2017].

Materialien	Distanz Baustelle zur Abfallbehandlung	Distanz Abfallbehandlung zur Deponie	Distanz Abfallbehandlung zur Verbrennung
Beton	30 km	50 km	-
Betonstahl	30 km	50 km	-
Baustahlprodukte	30 km	50 km	-
Holzprodukte	30 km	-	100 km

Tabelle 3.3: Die Abfallverwertung der einzelnen Abbruchmaterialien [vgl. Allacker et al. 2017].

Materialien	Verbrennung	Deponie	Recycling	Sortierung auf der Baustelle
Beton	0%	5%	95%	75%
Betonstahl	0%	5%	95%	85%
Baustahlprodukte	0%	5%	95%	85%
Holzprodukte	25%	0%	75%	40%

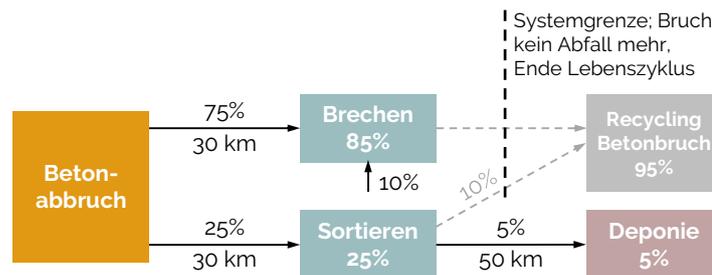


Abbildung 3.2: Der schematische Verlauf des Betonbruchs in der Entsorgungsphase für die Module C2-C4 in Anlehnung an Allacker et al. (2017).

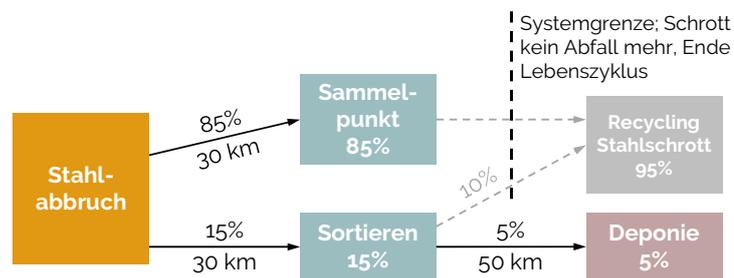


Abbildung 3.3: Der schematische Verlauf der abgebrochenen Stahlmenge in der Entsorgungsphase für die Module C2-C4 in Anlehnung an Allacker et al. (2017).

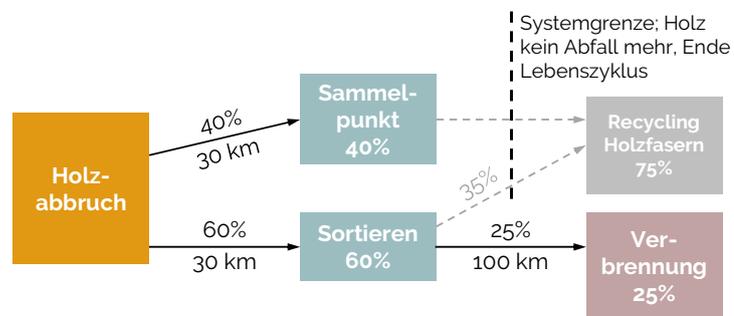


Abbildung 3.4: Der schematische Verlauf der abgebrochenen Holzmenge in der Entsorgungsphase für die Module C2-C4 in Anlehnung an Allacker et al. (2017).

3.2 Daten & Methoden

Aufgrund der Planungstiefe einer Vorstatik werden für die Bewertung generische Daten aus der Ecoinvent 3.5 Datenbank verwendet. Die anschließende Simulation erfolgt mit der LCA Software SimaPro. Für das LCIA sind folgende Methoden verwendet:

Tabelle 3.4: Die verwendeten Methoden für das LCIA.

Impact category	Abkürz.	Einheit	Berechnungsmethode
Global warming - total	GWP	kgCO ₂ - äqu.	Environmental footprint Methode (EF-Methode - adapted)
Primary energy demand - renewable	PERT	MJ	Cumulative energy demand Methode (CED-Methode V1.11)
Primary energy demand - non renewable	PENRT	MJ	Cumulative energy demand Methode (CED-Methode V1.11)

In dieser Studie werden auch Tragstrukturen aus Baustoffen untersucht, welche biogenen Kohlenstoff enthalten. Für die Bewertung von solchen Baustoffen, gibt es im wesentlichen zwei Hauptmethoden zur Berücksichtigung von CO₂ Aufnahme und späterer Freigabe. Die erste Methode ist der sogenannte „Kohlenstoff neutrale Ansatz“ oder „0/0 Ansatz“, bei dem angenommen wird, dass der Kohlenstoffkreislauf neutral ist. Das bedeutet, dass die Aufnahme von Kohlenstoff während der Wachstumsphase vernachlässigt wird (0), als auch die Freigabe bei der späteren Verbrennung (0). Lediglich die Freigabe von Methan wird im Modul C berücksichtigt, aufgrund des größeren Beitrags zur Klimaerwärmung im Vergleich zu CO₂. Die zweite Methode ist der „-1/+1 Ansatz“, bei dem während der Wachstumsphase die Aufnahme von Kohlenstoff berücksichtigt wird (-1) und konsequenterweise bei der Verbrennung ein Ausstoß von CO₂ verzeichnet wird (+1). Der Vorteil des „-1/+1 Ansatzes“ ist, dass er einen Überblick über die Kohlenstoffströme bietet, welche der „0/0 Ansatz“ vernachlässigt. Allerdings kann es bei Verwendung des „-1/+1 Ansatzes“ zu wesentlichen Verzerrungen der Ergebnisse kommen, wenn beispielsweise nur die Produktions- und Herstellungsphase (A1-A5) verglichen wird. Bei einer solchen Betrachtung kann es zu Abweichungen der Ergebnisse von über 300% für diese Lebenszyklusphase kommen, aufgrund der Berücksichtigung der CO₂ Aufnahme im einen Ansatz und der Vernachlässigung im anderen. Des weiteren erfordert die Berücksichtigung der CO₂ Aufnahme bei Verwendung des „-1/+1 Ansatzes“ wesentlich komplexere Methoden hinsichtlich der Bilanzierung von biogenem Kohlenstoff. Durch die Einführung

des Bonus infolge der CO₂ Aufnahme muss der Kohlenstofffluss konsequent berechnet und verfolgt werden, denn am Ende (End-of-life) muss dieser in Summe trotzdem neutral sein (0). Neben der aufwändigen Berechnung besteht ebenso die Gefahr einer möglichen Doppelbilanzierung von Parteien entlang der Prozesskette, denn die Frage hinsichtlich Allokation dieses Bonus bleibt im Ansatz unbeantwortet [vgl. Hoxha et al. 2020].

Aufgrund dieser Tatsachen wird in dieser Untersuchung der „Kohlenstoff neutrale Ansatz“ verfolgt und die Aufnahme in der Wachstumsphase, sowie die Freigabe von CO₂ durch die Verbrennung vernachlässigt.

Prozesse

Die folgenden Prozesse zur Bewertung der Tragstrukturen sind so gewählt, um ein breites geografisches Spektrum abzudecken.

Beton

Tabelle 3.5: Prozesse für die Umweltauswirkung von Beton

Module	Prozess
A1-A3	Concrete, high exacting requirements [RoW] concrete production, for building construction, with cement CEM II/B Cut-off, U
C3	Rock crushing [RoW] processing Cut-off, U Waste concrete gravel [RoW] treatment of waste concrete gravel, sorting plant Cut-off, U
C4	Waste concrete [RoW] treatment of waste concrete, inert material landfill Cut-off, U

Betonstahl

Tabelle 3.6: Prozesse für die Umweltauswirkung von Betonstahl

Module	Prozess
A1-A3	Steel, low-alloyed [RoW] steel production, electric, low-alloyed Cut-off, U Hot rolling, steel [RoW] processing Cut-off, U
C3	Waste reinforcement steel [RoW] treatment of waste reinforcement steel, sorting plant Cut-off, U
C4	Scrap steel [RoW] treatment of scrap steel, inert material landfill Cut-off, U

Baustahl

Tabelle 3.7: Prozesse für die Umweltauswirkung von Baustahl

Module	Prozess
A1-A3	Steel, low-alloyed, hot rolled [GLO] market for Cut-off, U Hot rolling, steel [RoW] processing Cut-off, U
C3	Waste bulk iron, excluding reinforcement [RoW] treatment of, sorting plant Cut-off, U
C4	Scrap steel [RoW] treatment of scrap steel, inert material landfill Cut-off, U

Trapezblech

Tabelle 3.8: Prozesse für die Umweltauswirkung von Trapezblechen

Module	Prozess
A1-A3	Steel, low-alloyed, hot rolled [GLO] market for Cut-off, U Sheet rolling, steel [GLO] market for Cut-off, U
C3	Waste reinforcement steel [RoW] treatment of waste reinforcement steel, sorting plant Cut-off, U
C4	Scrap steel [RoW] treatment of scrap steel, inert material landfill Cut-off, U

Brettschichtholz und Brettsperrholz

Tabelle 3.9: Prozesse für die Umweltauswirkungen von BSH und BSP

Module	Prozess
A1-A3	Glued laminated timber, for indoor use [GLO] market for Cut-off, U
C3	Wood chips, from post-consumer wood, measured as dry mass [RoW] treatment of waste wood, post-consumer, sorting and shredding Cut-off, U
C4	Waste wood, untreated [RoW] treatment of waste wood, untreated, municipal incineration Cut-off, U

Brandschutzanstrich

Tabelle 3.10: Prozess für die Umweltauswirkung des Transports

Module	Prozess
A1-A3	Bisphenol A epoxy based vinyl ester resin [GLO] market for Cut-off, U

Transport

Tabelle 3.11: Prozess für die Umweltauswirkung des Transports

Module	Prozess
A4 & C2	Transport, freight, lorry 16-32 metric ton, EURO6 [GLO] market for Cut-off, U

Funktionales Äquivalent

Das funktionale Äquivalent dient als Grundlage für die Vergleichbarkeit zwischen den Gebäuden und Strukturen. Im Zusammenhang dieser Studie wird als funktionales Äquivalent 1 m² der Bruttogeschoßfläche (BGF) definiert. Die Bruttogeschoßfläche ist für die einzelnen Gebäude mit 8 Geschoßen ergibt sich wie folgt:

Spannweite	4.5 m	5.5 m	6.5 m	7.5 m	8.5 m
BGF	9 792 m ²	9 400 m ²	11 248 m ²	9 792 m ²	9 280 m ²

3.3 Mengen & Massen

Im folgenden Abschnitt werden die Mengen und Massen der vordimensionierten Bauteile dargestellt. Diese bilden die Grundlage für die Ermittlung der Klimaauswirkungen. Die Daten werden tabellarisch pro Gebäuden angeführt und anschließend grafisch dargestellt. Die grafische Darstellung erfolgt in Abhängigkeit der Spannweite und beinhaltet eine Subgliederung in einzelne Bauteile und deren Komponenten. Die ermittelten Mengen und Massen sind absolut pro Gebäude und relativ für das funktionale Äquivalent dargestellt. Die Bruttogeschoßflächen sind nicht ident zwischen den Spannweiten, daher ist ein Vergleich zwischen den einzelnen Spannweiten nur anhand der relativen Daten auf Basis des funktionalen Äquivalents möglich.

Stahlbetontragwerk

Die Mengen und Massen des Stahlbetontragwerks sind im folgenden tabellarisch aufgelistet. Abb. 3.5 zeigt die absoluten und relativen Mengen und Massen des Tragwerks.

Tabelle 3.12: Mengen & Massen für die Ermittlung der Klimaauswirkungen

Spannweite 4,5m

Beton

STB_4,5m_C_Decke	1958,4 m ³
STB_4,5m_C_Fundament	555,24 m ³
STB_4,5m_C_Kern	247,5 m ³
STB_4,5m_C_Stuetze	152,4 m ³

Summe 2913,5 m³

Betonstahl

STB_4,5m_Bst_Decke	166,3 to
STB_4,5m_Bst_Fundament	58,3 to
STB_4,5m_Bst_Kern	19,6 to
STB_4,5m_Bst_Stuetze	50,1 to

Summe 294,25 to

Spannweite 7,5m

Beton

STB_7,5m_C_Decke	2741,8 m ³
STB_7,5m_C_Fundament	903,6 m ³
STB_7,5m_C_Kern	229,1 m ³
STB_7,5m_C_Stuetze	153,4 m ³

Summe 4027,8 m³

Betonstahl

STB_7,5m_Bst_Decke	329,5 to
STB_7,5m_Bst_Fundament	80,0 to
STB_7,5m_Bst_Kern	18,1 to
STB_7,5m_Bst_Stuetze	34,1 to

Summe 461,7 to

Spannweite 5,5m

Beton

STB_5,5m_C_Decke	1880,0 m ³
STB_5,5m_C_Fundament	571,2 m ³
STB_5,5m_C_Kern	240,9 m ³
STB_5,5m_C_Stuetze	132,8 m ³

Summe 2824,9 m³

Betonstahl

STB_5,5m_Bst_Decke	217,0 to
STB_5,5m_Bst_Fundament	58,9 to
STB_5,5m_Bst_Kern	19,2 to
STB_5,5m_Bst_Stuetze	35,7 to

Summe 330,81 to

Spannweite 8,5m

Beton

STB_8,5m_C_Decke	3155,2 m ³
STB_8,5m_C_Fundament	986,9 m ³
STB_8,5m_C_Kern	258,7 m ³
STB_8,5m_C_Stuetze	149,9 m ³

Summe 4550,7 m³

Betonstahl

STB_8,5m_Bst_Decke	443,4 to
STB_8,5m_Bst_Fundament	88,2 to
STB_8,5m_Bst_Kern	20,4 to
STB_8,5m_Bst_Stuetze	30,2 to

Summe 582,2 to

Spannweite 6,5m

Beton

STB_6,5m_C_Decke	2700,5 m ³
STB_6,5m_C_Fundament	805,0 m ³
STB_6,5m_C_Kern	245,3 m ³
STB_6,5m_C_Stuetze	168,6 m ³

Summe 3919,4 m³

Betonstahl

STB_6,5m_Bst_Decke	316,6 to
STB_6,5m_Bst_Fundament	78,8 to
STB_6,5m_Bst_Kern	19,4 to
STB_6,5m_Bst_Stuetze	37,3 to

Summe 452,1 to

Die grafische Darstellung der relativen Mengen und Massen zeigt stärkere Zunahme bei der Bewehrungsmenge im Vergleich zum Beton. Daran lässt sich die Zunahme des Bewehrungsgrades mit steigender Spannweite erkennen. Die gleiche Betonmenge für die Spannweite 4.5 m und 5.5 m ist auf die Brandschutzanforderung zurückzuführen.

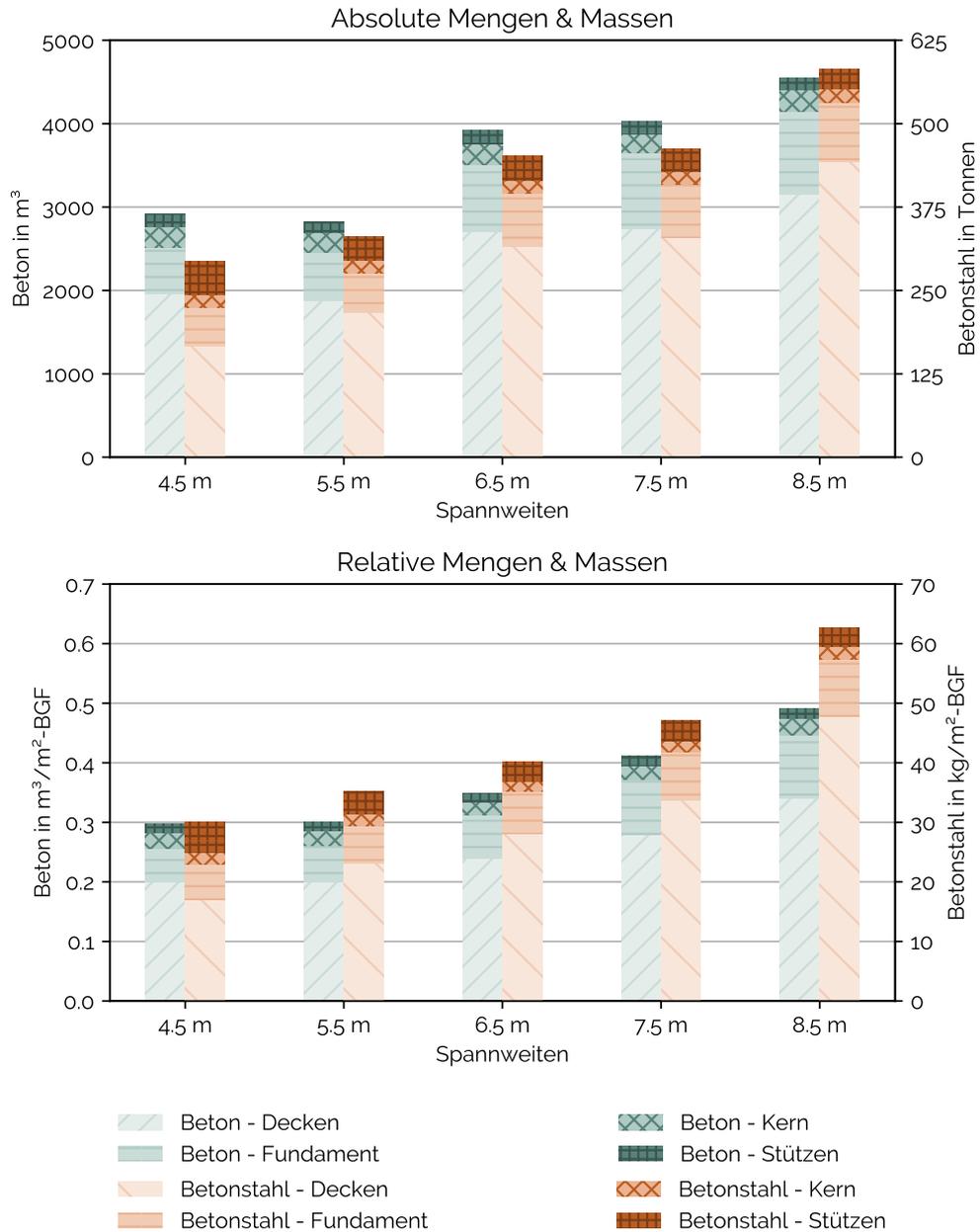


Abbildung 3.5: Die absoluten & relativen Mengen und Massen der Stahlbetonkonstruktion. Die relativen Mengen & Massen beziehen sich auf das funktionale Äquivalent.

Stahlverbundtragwerk

Die Mengen und Massen des Stahlverbundtragwerks sind im folgenden tabellarisch aufgelistet. Abb. 3.6 zeigt die absoluten und relativen Mengen und Massen des Tragwerks.

Tabelle 3.13: Mengen & Massen für die Ermittlung der Klimaauswirkungen

Spannweite 4.5m		Spannweite 6.5m		Spannweite 8.5m	
Beton		Beton		Beton	
SV_4.5m_C_Decke	1500,0 m ³	SV_6.5m_C_Decke	2020,7 m ³	SV_8.5m_C_Decke	1984,7 m ³
SV_4.5m_C_Fundament	555,3 m ³	SV_6.5m_C_Fundament	857,1 m ³	SV_8.5m_C_Fundament	981,9 m ³
SV_4.5m_C_Kern	262,5 m ³	SV_6.5m_C_Kern	262,8 m ³	SV_8.5m_C_Kern	292,6 m ³
SV_4.5m_C_Stuetze	145,9 m ³	SV_6.5m_C_Stuetze	105,4 m ³	SV_8.5m_C_Stuetze	80,0 m ³
Summe	2463,7 m³	Summe	3246,0 m³	Summe	3339,2 m³
Betonstahl		Betonstahl		Betonstahl	
SV_4.5m_Bst_Decke	93,6 to	SV_6.5m_Bst_Decke	165,1 to	SV_8.5m_Bst_Decke	243,1 to
SV_4.5m_Bst_Fundament	56,7 to	SV_6.5m_Bst_Fundament	90,1 to	SV_8.5m_Bst_Fundament	84,8 to
SV_4.5m_Bst_Kern	20,7 to	SV_6.5m_Bst_Kern	20,8 to	SV_8.5m_Bst_Kern	23,1 to
SV_4.5m_Bst_Stuetze	38,3 to	SV_6.5m_Bst_Stuetze	41,6 to	SV_8.5m_Bst_Stuetze	28,6 to
Summe	209,4 to	Summe	317,5 to	Summe	379,6 to
Baustahl		Baustahl		Baustahl	
SV_4.5m_S_Decke	135,6 to	SV_6.5m_S_Decke	149,0 to	SV_8.5m_S_Decke	157,3 to
SV_4.5m_S_Stuetze	186,9 to	SV_6.5m_S_Stuetze	137,4 to	SV_8.5m_S_Stuetze	112,3 to
SV_4.5m_S_Trapezblech	124,1 to	SV_6.5m_S_Trapezblech	164,1 to	SV_8.5m_S_Trapezblech	132,7 to
Summe	446,6 to	Summe	450,5 to	Summe	402,3 to
Spannweite 5.5m		Spannweite 7.5m			
Beton		Beton			
SV_5.5m_C_Decke	1427,7 m ³	SV_7.5m_C_Decke	1897,2 m ³		
SV_5.5m_C_Fundament	583,0 m ³	SV_7.5m_C_Fundament	744,6 m ³		
SV_5.5m_C_Kern	255,5 m ³	SV_7.5m_C_Kern	258,8 m ³		
SV_5.5m_C_Stuetze	105,3 m ³	SV_7.5m_C_Stuetze	86,1 m ³		
Summe	2371,6 m³	Summe	2986,6 m³		
Betonstahl		Betonstahl			
SV_5.5m_Bst_Decke	131,8 to	SV_7.5m_Bst_Decke	189,6 to		
SV_5.5m_Bst_Fundament	58,0 to	SV_7.5m_Bst_Fundament	88,8 to		
SV_5.5m_Bst_Kern	20,2 to	SV_7.5m_Bst_Kern	20,4 to		
SV_5.5m_Bst_Stuetze	28,1 to	SV_7.5m_Bst_Stuetze	31,1 to		
Summe	238,1 to	Summe	329,9 to		
Baustahl		Baustahl			
SV_5.5m_S_Decke	112,5 to	SV_7.5m_S_Decke	169,1 to		
SV_5.5m_S_Stuetze	152,2 to	SV_7.5m_S_Stuetze	117,7 to		
SV_5.5m_S_Trapezblech	135,9 to	SV_7.5m_S_Trapez	142,4 to		
Summe	400,6 to	Summe	429,2 to		

Die Betonmengen und Betonstahlmassen nehmen, wie zu erwarten, mit steigender Spannweite zu. Bei der Tonnage für Baustahl tritt dies nicht ein. Im Gegenteil, von 4.5 m bis 6.5 m nimmt diese sogar ab. Dies ist vor allem auf die Mindestabmessung zur Einhaltung des Brandschutzes bei den Stützen zurückzuführen. Die Ausnutzung der Tragfähigkeit würde geringer Querschnittsabmessungen zulassen.

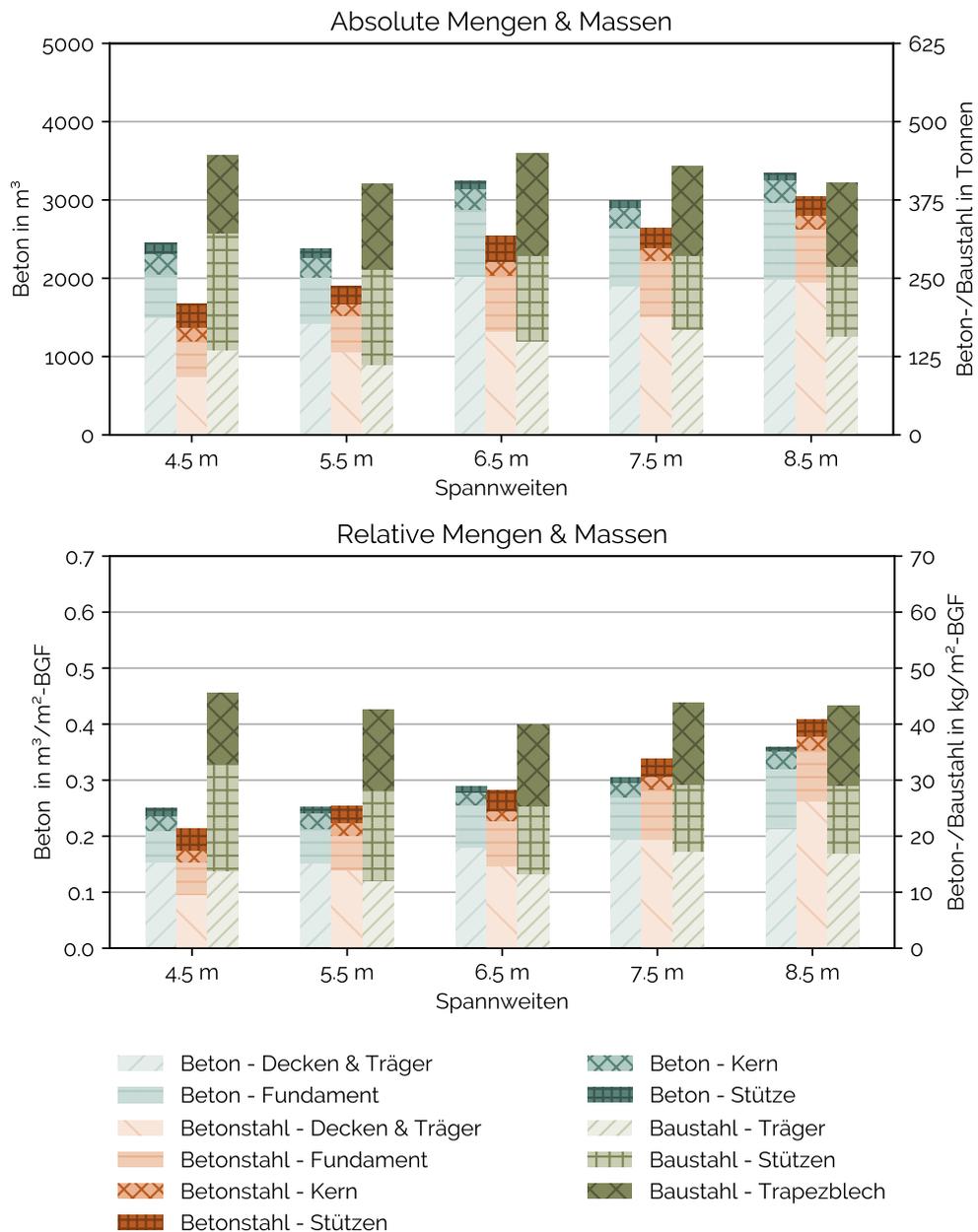


Abbildung 3.6: Die absoluten & relativen Mengen und Massen der Stahlverbundkonstruktion. Die relativen Mengen & Massen beziehen sich auf das funktionale Äquivalent.

Holztragwerk

Die Mengen und Massen des Holztragwerks sind im folgenden tabellarisch aufgelistet. Abb. 3.7 zeigt die absoluten und relativen Mengen und Massen des Tragwerks.

Tabelle 3.14: Mengen & Massen für die Ermittlung der Klimaauswirkungen

Spannweite 4.5m		Spannweite 6.5m		Spannweite 8.5m	
Beton		Beton		Beton	
H_4.5m_C_Decke	118,8 m ³	H_6.5m_C_Decke	106,5 m ³	H_8.5m_C_Decke	127,2 m ³
H_4.5m_C_Fundament	497,9 m ³	H_6.5m_C_Fundament	595,2 m ³	H_8.5m_C_Fundament	549,5 m ³
H_4.5m_C_Kern	262,5 m ³	H_6.5m_C_Kern	277,4 m ³	H_8.5m_C_Kern	292,6 m ³
Summe	879,2 m³	Summe	979,1 m³	Summe	969,2 m³
Betonstahl		Betonstahl		Betonstahl	
H_4.5m_Bst_Decke	11,3 to	H_6.5m_Bst_Decke	10,1 to	H_8.5m_Bst_Decke	12,1 to
H_4.5m_Bst_Fundament	54,7 to	H_6.5m_Bst_Fundament	69,7 to	H_8.5m_Bst_Fundament	55,2 to
H_4.5m_Bst_Kern	22,5 to	H_6.5m_Bst_Kern	21,9 to	H_8.5m_Bst_Kern	23,1 to
Summe	88,5 to	Summe	101,7 to	Summe	90,4 to
Baustahl		Baustahl		Baustahl	
H_4.5m_S_Knoten	48,4 to	H_6.5m_S_Knoten	71,4 to	H_8.5m_S_Knoten	58,1 to
Summe	48,4 to	Summe	71,4 to	Summe	58,1 to
Holz		Holz		Holz	
H_4.5m_BSP_Decke	1952,4 m ³	H_6.5m_BSP_Decke	3051,6 m ³		
H_4.5m_BSH_UZ&Rippen	300,2 m ³	H_6.5m_BSH_UZ&Rippen	614,5 m ³		
H_4.5m_BSH_Stuetze	202,1 m ³	H_6.5m_BSH_Stuetze	207,2 m ³		
Summe	2454,7 m³	Summe	3873,3 m³		
Spannweite 5.5m		Spannweite 7.5m			
Beton		Beton			
H_5.5m_C_Decke	106,5 m ³	H_7.5m_C_Decke	99,0 m ³		
H_5.5m_C_Fundament	539,5 m ³	H_7.5m_C_Fundament	531,6 m ³		
H_5.5m_C_Kern	277,4 m ³	H_7.5m_C_Kern	262,2 m ³		
Summe	923,4 m³	Summe	892,8 m³		
Betonstahl		Betonstahl			
H_5.5m_Bst_Decke	10,1 to	H_7.5m_Bst_Decke	9,4 to		
H_5.5m_Bst_Fundament	57,7 to	H_7.5m_Bst_Fundament	52,8 to		
H_5.5m_Bst_Kern	21,9 to	H_7.5m_Bst_Kern	20,7 to		
Summe	89,7 to	Summe	82,9 to		
Baustahl		Baustahl			
H_5.5m_S_Knoten	43,4 to	H_7.5m_S_Knoten	57,9 to		
Summe	43,4 to	Summe	57,9 to		
Holz		Holz			
H_5.5m_BSP_Decke	2060,4 m ³	H_7.5m_BSP_Decke	1443,2 m ³		
H_5.5m_BSH_UZ&Rippen	379,9 m ³	H_7.5m_BSH_UZ&Rippen	1376,4 m ³		
H_5.5m_BSH_Stuetze	171,1 m ³	H_7.5m_BSH_Stuetze	172,4 m ³		
Summe	2611,3 m³	Summe	2991,9 m³		

Im Vergleich der Mengen und Massen des reinen Holztragwerks lässt sich eine klare Zunahme bis zu 6.5 m Spannweite erkennen. An diesem Punkt passiert dann ein Systemwechsel in der Tragstruktur und die Holzmassen nehmen etwas ab. Die Holzmassen sind aber noch höher als bei der Spannweite mit 5.5 m. Bis zu 6.5 m bilden einfache BSP-Elementelemente als Durchlaufträger die Decken. Bei den Spannweiten darüber verändert sich das statische System zu einem Einfeldträger und es gibt zusätzliche aufgeleimte Rippen. Dadurch entsteht eine Zunahme des Anteils aus Brettschichtholz.

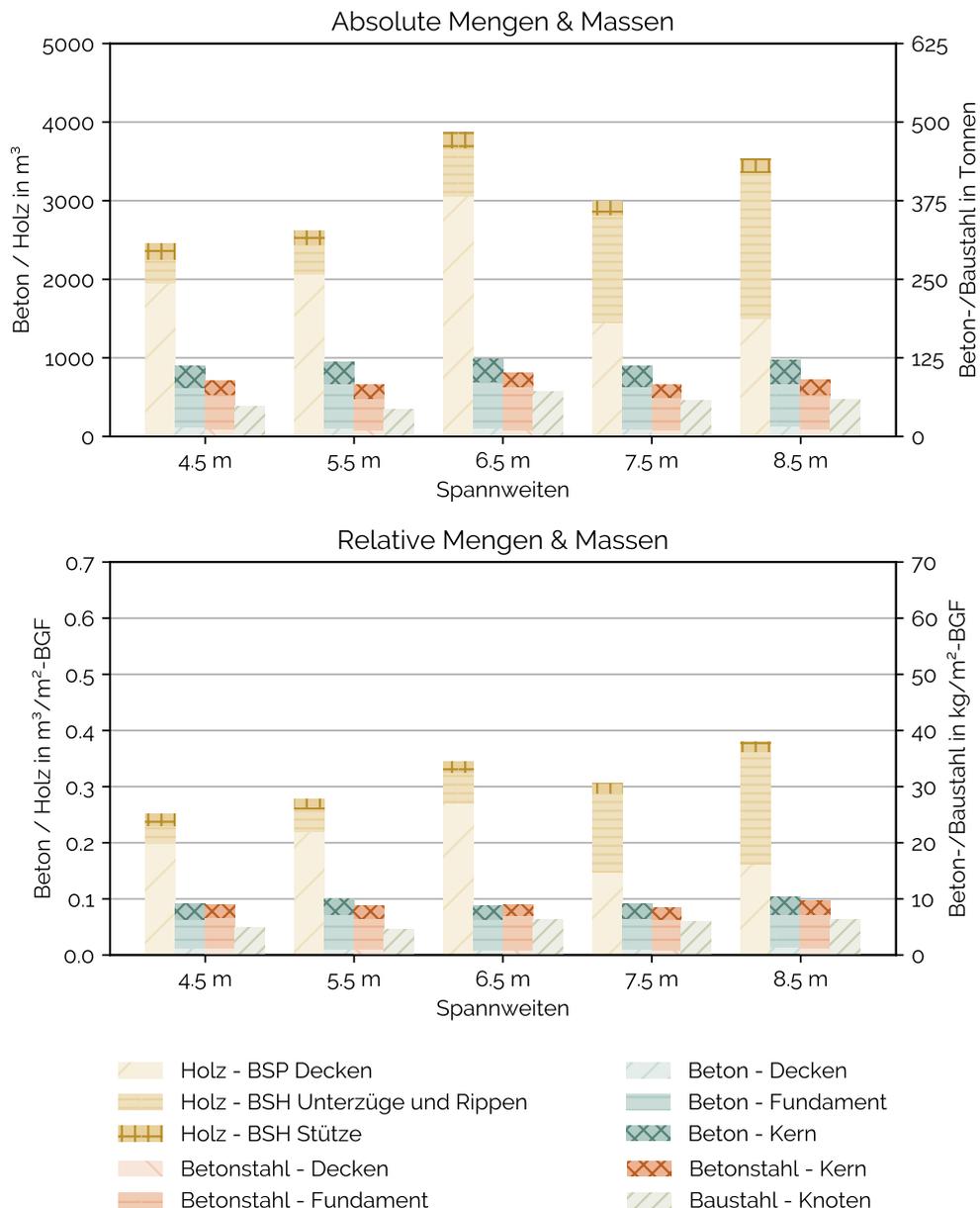


Abbildung 3.7: Die absoluten & relativen Mengen und Massen der Holztragwerks. Die relativen Mengen & Massen beziehen sich auf das funktionale Äquivalent.

Stahl-Holz-Tragwerk

Tabelle 3.15: Mengen & Massen für die Ermittlung der Klimaauswirkungen

Spannweite 4.5m		Spannweite 6.5m		Spannweite 8.5m	
Beton		Beton		Beton	
HS_4.5m_C_Decke	118,8 m³	HS_6.5m_C_Decke	106,5 m³	HS_8.5m_C_Decke	127,2 m³
HS_4.5m_C_Fundament	462,5 m³	HS_6.5m_C_Fundament	654,4 m³	HS_8.5m_C_Fundament	573,8 m³
HS_4.5m_C_Kern	270,0 m³	HS_6.5m_C_Kern	277,4 m³	HS_8.5m_C_Kern	292,6 m³
Summe	851,3 m³	Summe	1038,3 m³	Summe	993,5 m³
Betonstahl		Betonstahl		Betonstahl	
HS_4.5m_Bst_Decke	11,3 to	HS_6.5m_Bst_Decke	10,1 to	HS_8.5m_Bst_Decke	12,1 to
HS_4.5m_Bst_Fundament	52,8 to	HS_6.5m_Bst_Fundament	71,0 to	HS_8.5m_Bst_Fundament	67,7 to
HS_4.5m_Bst_Kern	21,3 to	HS_6.5m_Bst_Kern	21,9 to	HS_8.5m_Bst_Kern	23,1 to
Summe	85,5 to	Summe	103,1 to	Summe	102,9 to
Baustahl		Baustahl		Baustahl	
HS_4.5m_S_Unterzuege	162,5 to	HS_6.5m_S_Unterzuege	306,7 to	HS_8.5m_S_Decke	287,1 to
HS_4.5m_S_Stuetze	102,6 to	HS_6.5m_S_Stuetze	128,4 to	HS_8.5m_S_Stuetze	87,9 to
Summe	265,0 to	Summe	435,1 to	Summe	375,0 to
Brandschutzanstrich		Brandschutzanstrich		Brandschutzanstrich	
HS_4.5m_BS_Unterzuege	12,6 to	HS_6.5m_BS_Unterzuege	11,0 to	HS_8.5m_BS_Unterzuege	8,7 to
HS_4.5m_BS_Stuetze	7,2 to	HS_6.5m_BS_Stuetze	5,4 to	HS_8.5m_BS_Stuetze	3,0 to
Summe	19,8 to	Summe	16,4 to	Summe	11,7 to
Holz		Holz		Holz	
HS_4.5m_BSP_Decke	1952,4 m³	HS_6.5m_BSP_Decke	3051,6 m³	HS_8.5m_BSP_Decke	1496,6 m³
HS_4.5m_BSH_Rippen	0,0 m³	HS_6.5m_BSH_Rippen	0,0 m³	HS_8.5m_BSH_UZ&Rippen	1343,0 m³
Summe	1952,4 m³	Summe	3051,6 m³	Summe	2839,6 m³
Spannweite 5.5m		Spannweite 7.5m			
Beton		Beton			
HS_5.5m_C_Decke	106,5 m³	HS_7.5m_C_Decke	99,0 m³		
HS_5.5m_C_Fundament	514,3 m³	HS_7.5m_C_Fundament	522,9 m³		
HS_5.5m_C_Kern	270,1 m³	HS_7.5m_C_Kern	262,2 m³		
Summe	890,8 m³	Summe	884,1 m³		
Betonstahl		Betonstahl			
HS_5.5m_Bst_Decke	10,1 to	HS_7.5m_Bst_Decke	9,4 to		
HS_5.5m_Bst_Fundament	53,5 to	HS_7.5m_Bst_Fundament	54,1 to		
HS_5.5m_Bst_Kern	21,3 to	HS_7.5m_Bst_Kern	20,7 to		
Summe	85,0 to	Summe	84,2 to		
Baustahl		Baustahl			
HS_5.5m_S_Unterzuege	218,4 to	HS_7.5m_S_Unterzuege	267,9 to		
HS_5.5m_S_Stuetze	113,8 to	HS_7.5m_S_Stuetze	86,0 to		
Summe	332,3 to	Summe	353,9 to		
Brandschutzanstrich		Brandschutzanstrich			
HS_5.5m_BS_Unterzuege	10,3 to	HS_7.5m_BS_Unterzuege	8,9 to		
HS_5.5m_BS_Stuetze	4,9 to	HS_7.5m_BS_Stuetze	4,3 to		
Summe	15,2 to	Summe	13,2 to		
Holz		Holz			
HS_5.5m_BSP_Decke	2060,4 m³	HS_7.5m_BSP_Decke	1443,1 m³		
HS_5.5m_BSH_Rippen	0,0 m³	HS_7.5m_BSH_Rippen	722,6 m³		
Summe	2060,4 m³	Summe	2165,7 m³		

Die Mengen und Massen für das Tragwerk aus Stahl und Holz weisen ähnliche Charakteristiken auf wie jene des reinen Holztragwerks. Bei den Holzmengen gibt es aus dem gleichen Grund den Sprung in den Mengen bei 6.5 m.

Der reaktive Brandschutzanstrich ist in der graphischen Darstellung nicht enthalten, wird für die Bewertung der Klimaauswirkungen sehr wohl berücksichtigt.

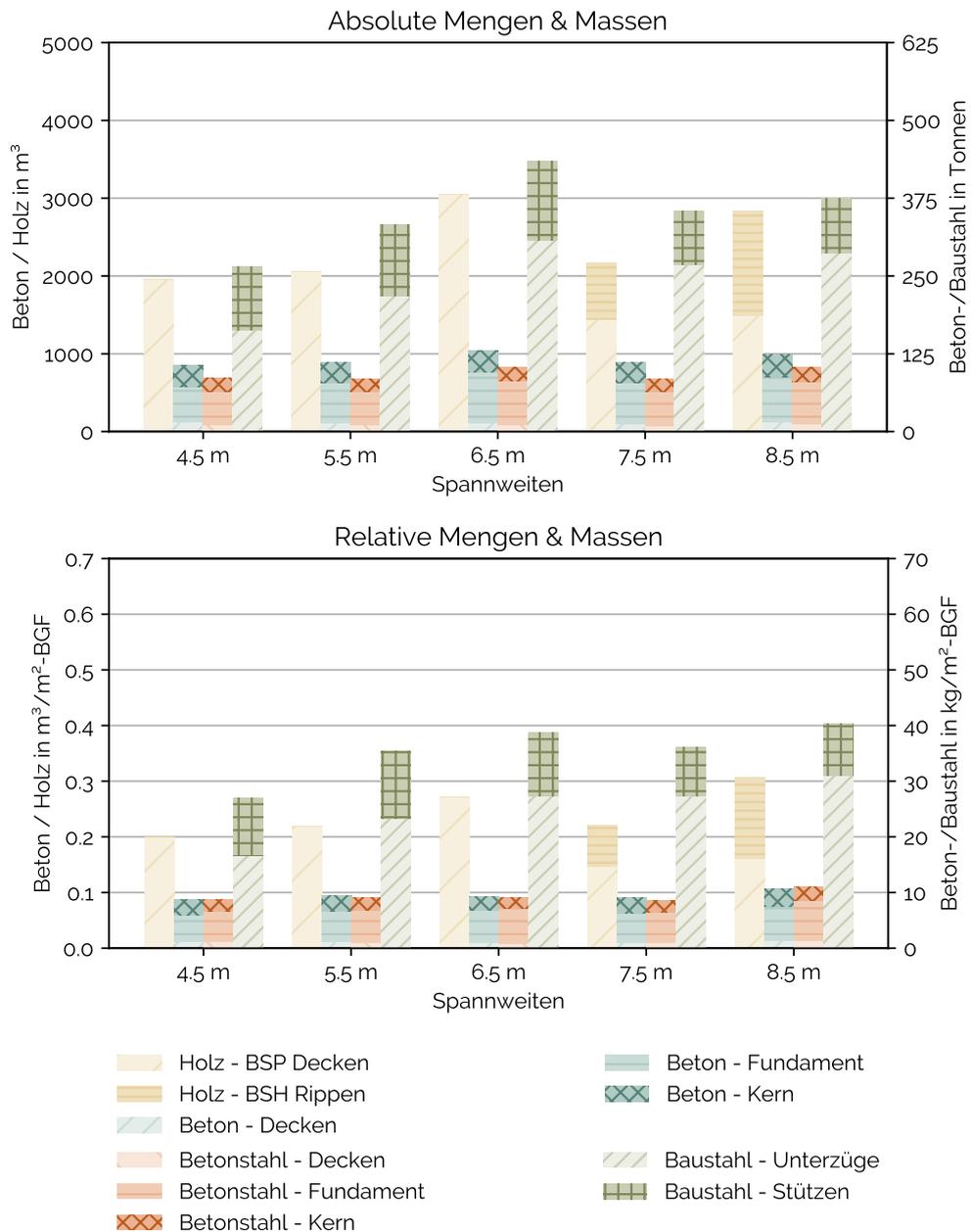


Abbildung 3.8: Die absoluten & relativen Mengen und Massen der Stahl-Holz-Tragwerks. Die relativen Mengen & Massen beziehen sich auf das funktionale Äquivalent.

Holz-Beton Verbundtragwerk

Die Mengen und Massen des Holztragwerks sind im folgenden tabellarisch aufgelistet. Abb. 3.9 zeigt die absoluten und relativen Mengen und Massen des Tragwerks.

Tabelle 3.16: Mengen & Massen für die Ermittlung der Klimaauswirkungen

Spannweite 4.5m		Spannweite 6.5m		Spannweite 8.5m	
Beton		Beton		Beton	
HBV_4.5m_C_Decke	1289,5 m ³	HBV_6.5m_C_Decke	125,0 m ³	SV_8.5m_C_Decke	1546,5 m ³
HBV_4.5m_C_Fundament	557,9 m ³	HBV_6.5m_C_Fundament	74,5 m ³	SV_8.5m_C_Fundament	670,8 m ³
HBV_4.5m_C_Kern	258,0 m ³	HBV_6.5m_C_Kern	21,8 m ³	SV_8.5m_C_Kern	291,1 m ³
HBV_4.5m_C_Stuetze	185,2 m ³	HBV_6.5m_C_Stuetze	59,6 m ³	SV_8.5m_C_Stuetze	99,9 m ³
Summe	2290,6 m³	Summe	281,0 m³	Summe	2608,3 m³
Betonstahl		Betonstahl		Betonstahl	
HBV_4.5m_Bst_Decke	98,6 to	HBV_6.5m_Bst_Decke	125,0 to	SV_8.5m_Bst_Decke	144,7 to
HBV_4.5m_Bst_Fundament	56,5 to	HBV_6.5m_Bst_Fundament	74,5 to	SV_8.5m_Bst_Fundament	65,2 to
HBV_4.5m_Bst_Kern	20,4 to	HBV_6.5m_Bst_Kern	21,8 to	SV_8.5m_Bst_Kern	23,0 to
HBV_4.5m_Bst_Stuetze	46,7 to	HBV_6.5m_Bst_Stuetze	59,6 to	SV_8.5m_Bst_Stuetze	41,0 to
Summe	222,1 to	Summe	281,0 to	Summe	274,0 to
Holz		Holz		Holz	
HBV_4.5m_BSP_Decke	1480,3 m ³	HBV_6.5m_BSP_Decke	1911,3 m ³	HBV_6.5m_BSP_Decke	2175,5 m ³
Summe	1480,3 m³	Summe	1911,3 m³	Summe	2175,5 m³
Baustahl		Baustahl		Baustahl	
HBV_4.5m_S_Verbund	20,0 to	HBV_6.5m_S_Verbund	33,6 to	HBV_4.5m_S_Verbund	46,4 to
Summe	20,0 to	Summe	33,6 to	Summe	46,4 to
Spannweite 5.5m		Spannweite 7.5m			
Beton		Beton			
HBV_5.5m_C_Decke	1240,6 m ³	SV_7.5m_C_Decke	1530,3 m ³		
HBV_5.5m_C_Fundament	582,0 m ³	SV_7.5m_C_Fundament	650,1 m ³		
HBV_5.5m_C_Kern	261,3 m ³	SV_7.5m_C_Kern	260,8 m ³		
HBV_5.5m_C_Stuetze	136,0 m ³	SV_7.5m_C_Stuetze	123,7 m ³		
Summe	2219,9 m³	Summe	2564,9 m³		
Betonstahl		Betonstahl			
HBV_5.5m_Bst_Decke	99,4 to	SV_7.5m_Bst_Decke	118,5 to		
HBV_5.5m_Bst_Fundament	55,6 to	SV_7.5m_Bst_Fundament	72,1 to		
HBV_5.5m_Bst_Kern	20,6 to	SV_7.5m_Bst_Kern	20,6 to		
HBV_5.5m_Bst_Stuetze	43,3 to	SV_7.5m_Bst_Stuetze	48,2 to		
Summe	219,0 to	Summe	259,4 to		
Holz		Holz			
HBV_5.5m_BSP_Decke	1417,6 m ³	HBV_6.5m_BSP_Decke	1985,2 m ³		
Summe	1417,6 m³	Summe	1985,2 m³		
Baustahl		Baustahl			
HBV_5.5m_S_Verbund	20,0 to	HBV_4.5m_S_Verbund	33,6 to		
Summe	20,0 to	Summe	33,6 to		

Die Mengen und Massen für das Holz-Beton Verbundtragwerk weisen eine sehr regelmäßige Verteilung über die Spannweite auf. Der Holzanteil in den Decken ist die einzige Komponente die eine eindeutige Zunahme im Verlauf der Spannweite aufweist.

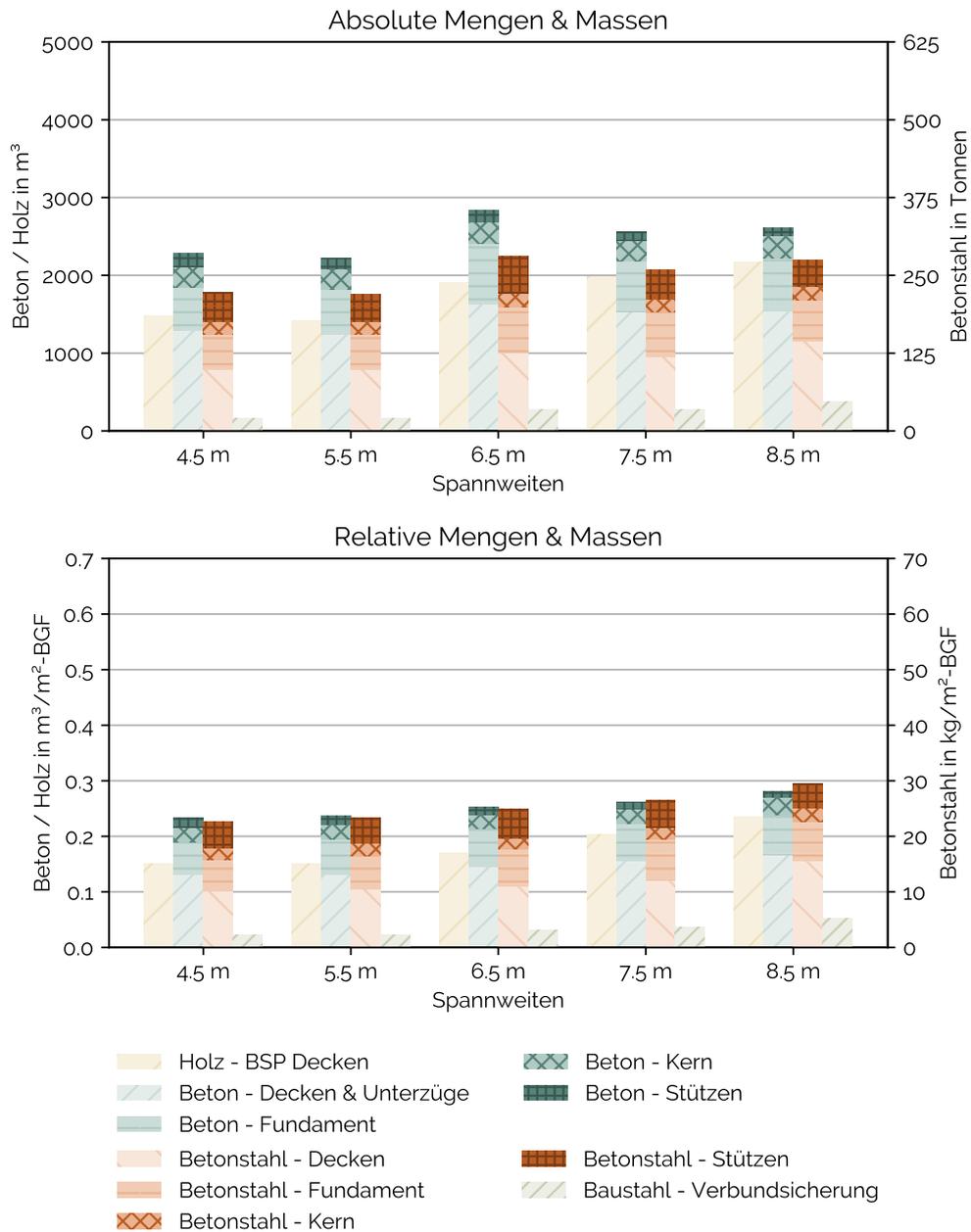


Abbildung 3.9: Die absoluten & relativen Mengen und Massen der Holz-Beton Verbundtragwerks. Die relativen Mengen & Massen beziehen sich auf das funktionale Äquivalent.

3.4 Ergebnisse der Bauweisen

In diesem Abschnitt erfolgt die detaillierte Auswertung der Klimaauswirkungen der einzelnen Bauweisen. Zunächst werden die Bauweisen für sich betrachtet, anschließend folgt ein Abschnitt mit dem Vergleich der Bauweisen zueinander. Die Ergebnisse der Bauweisen sind zum einen nach den Modulen des Lebenszyklus gegliedert, zum anderen erfolgt eine Aufteilung in die verschiedenen Bauteile und deren Komponenten.

Die Darstellung nach den betrachteten Modulen zeigt die absoluten und relativen Auswirkungen für GWP und PE. Der Einsatz der Primärenergie wird in die Anteile erneuerbar (PERT) und nicht-erneuerbar (PENRT) unterteilt. Die Aufteilung nach Bauteilen erfolgt in die vier Kernbauteile: Decke, Fundament, Kern und Stützen. Die Subgliederung in deren Komponenten ermöglicht eine differenzierte Betrachtung der einzelnen Bauteile. Die bauteilspezifische Darstellung erfolgt auf Basis der relativen Mengen.

Die relativen Auswirkungen bilden die Grundlage für die Vergleichbarkeit und beziehen sich, wie schon bei den Mengen und Massen, auf das funktionale Äquivalent.

Die Grenzwertbetrachtung für die Transporte zur Baustelle, die Errichtungsphase und den Abbruch der Tragstrukturen führt zu einer Streuung der Ergebnisse. Diese Schwankungen sind durch Fehlerbalken verdeutlicht und beziehen sich auf das Gesamtergebnis der jeweiligen Umweltauswirkung.

Stahlbetontragwerk

Die Ergebnisse für das Stahlbetontragwerk zeigen, dass die Herstellungsphase (A1-A3) die klar dominierende Lebenszyklusphase ist. In den Modulen A1-A3 entstehen etwa 80% der CO₂ Emissionen, ähnlich verhält es sich mit dem Einsatz der Primärenergie.

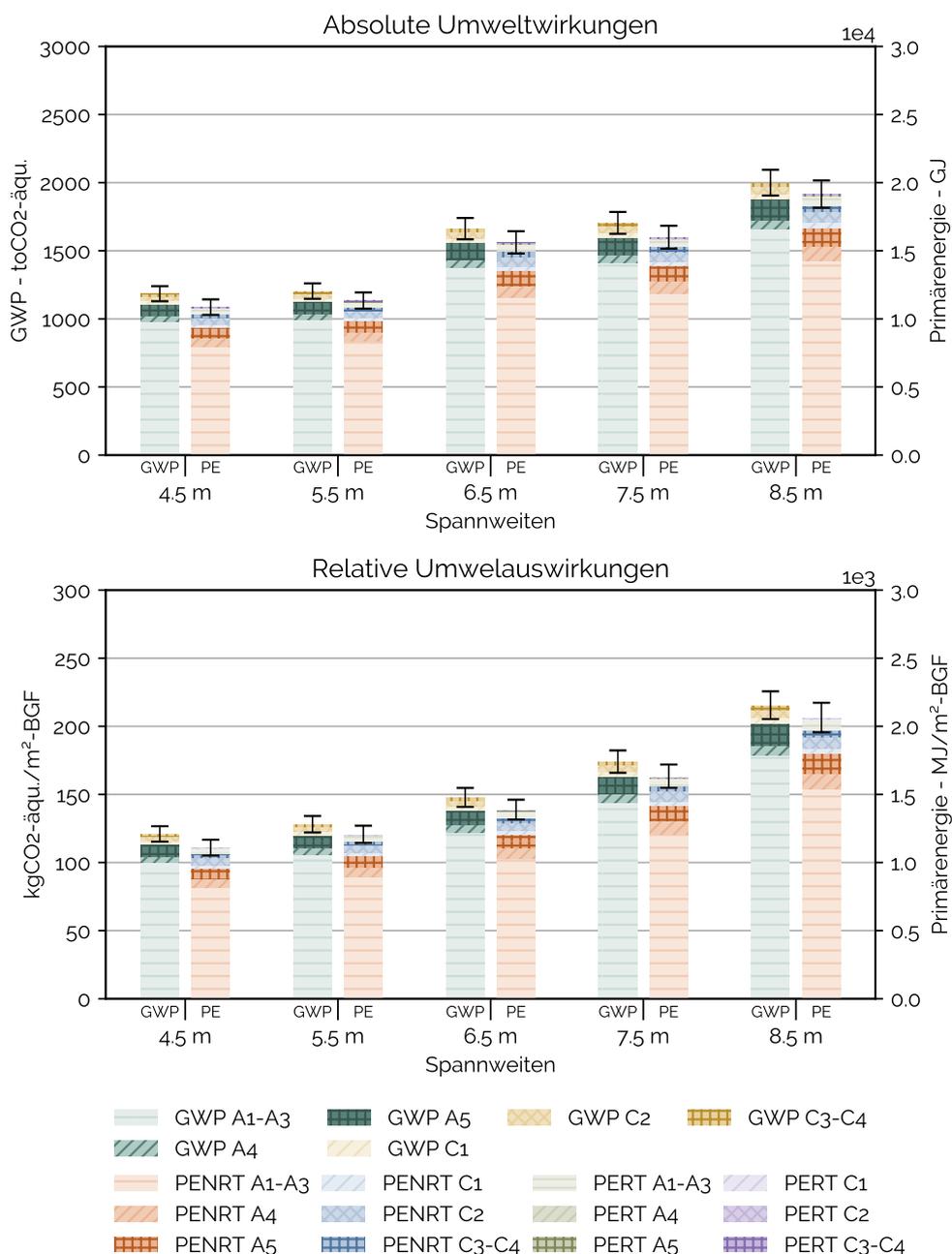


Abbildung 3.10: Die absoluten & relativen Umweltwirkungen der Stahlbetonkonstruktion nach Lebenszyklusphasen. Die relativen Umweltwirkungen beziehen sich auf das funktionale Äquivalent.

Die Betrachtung nach Bauteilen soll Aufschluss über den Beitrag der einzelnen Tragwerksteile zur Gesamtauswirkung aufzeigen. Bei allen Spannweiten sind die Decken das Bauteil mit dem größten Anteil am Gesamttragwerk, für GWP und auch PE. Der Anteil der Decken am Gesamttragwerk beträgt für beide Indikatoren etwa 60-70%. Deutlich zu erkennen ist das bei den CO₂ Emissionen Beton den Hauptanteil darstellt.

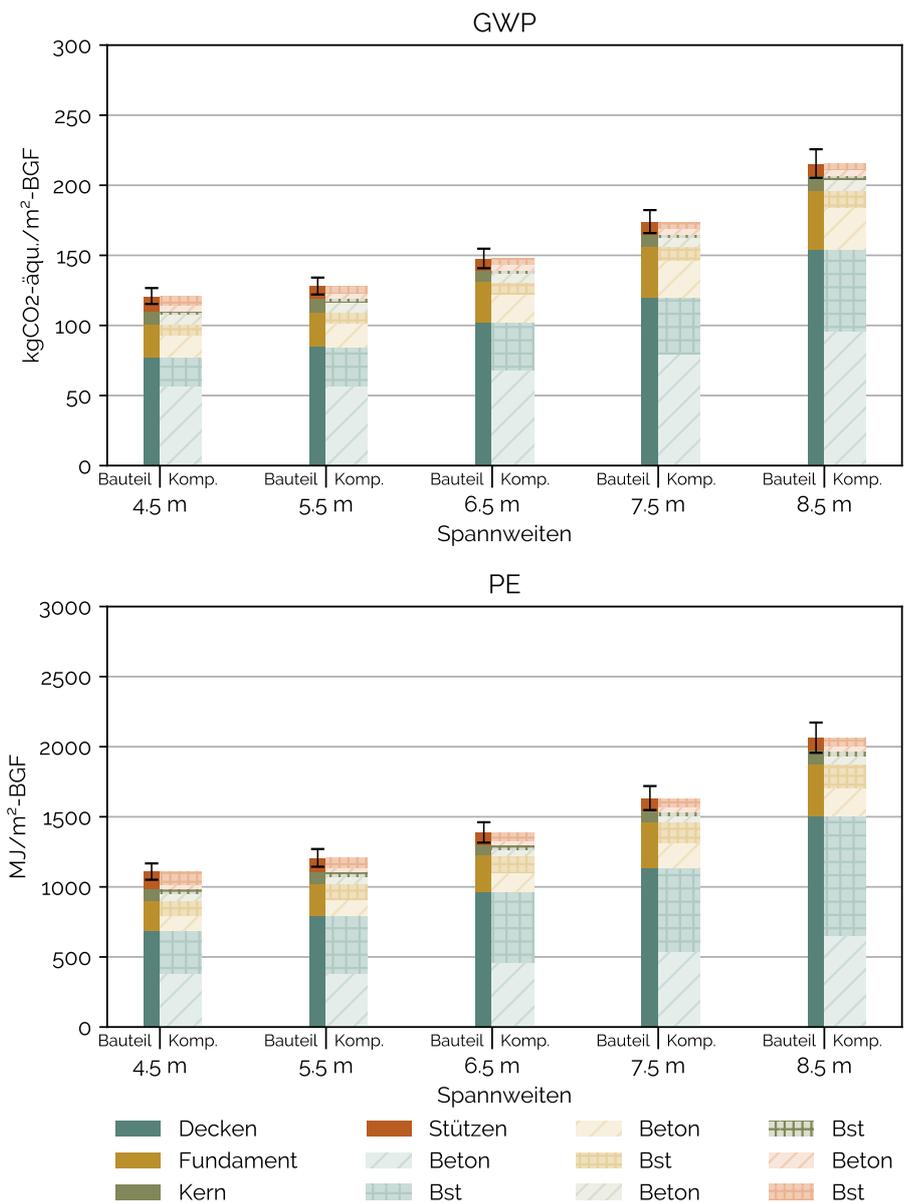


Abbildung 3.11: Das GWP und die Primärenergie (kumuliert) der Stahlbetonkonstruktion nach einzelnen Bauteilen aufgeteilt. Die beiden Umweltwirkungen beziehen sich auf das funktionale Äquivalent.

Stahlverbundtragwerk

Bei den Ergebnissen des Stahlverbundtragwerks stellt die Herstellungsphase mit knapp über 80% die dominierende Phase dar. Die Varianz der Ergebnisse ist bei diesem Tragwerk höher, aufgrund der Transportdistanz der Stahlprodukte.

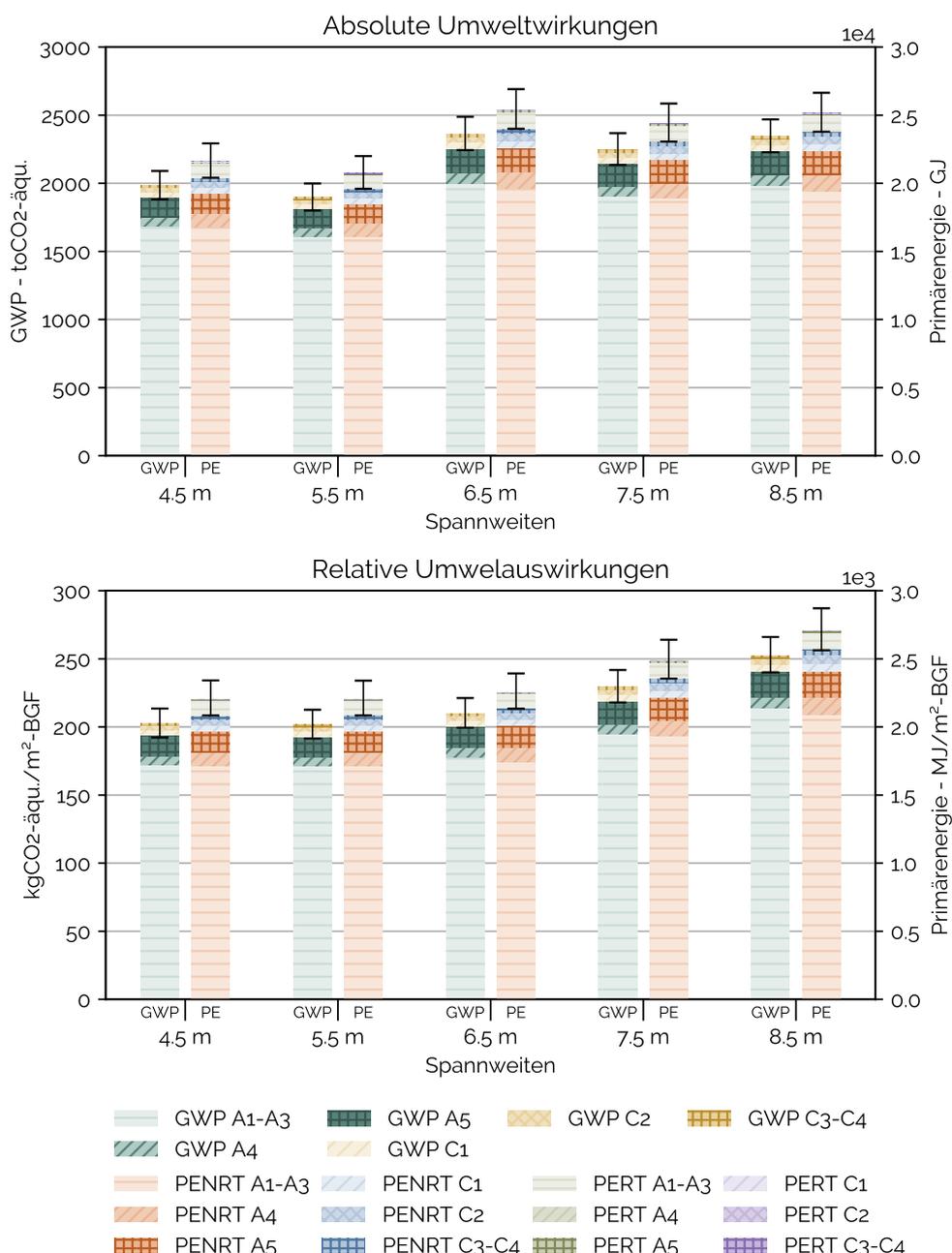


Abbildung 3.12: Die absoluten & relativen Umweltwirkungen der Stahlverbundkonstruktion nach Lebenszyklusphasen. Die relativen Umweltwirkungen beziehen sich auf das funktionale Äquivalent.

Die Betrachtung nach Bauteilen zeigt einen Anteil von bis zu 68% der Decken am Gebäude. Rund 50% der Emission und des Energieeinsatzes dieses Bauteils entfallen auf die Komponenten aus Baustahl, also die Trapezblech und Walzträger. Deutlich ist auch die Zunahme der Umweltauswirkungen in den Stützen, die bei dieser Tragstruktur von 25% bei 4.5 m Spannweite auf 13% bei 8.5 m Spannweite ausmachen.

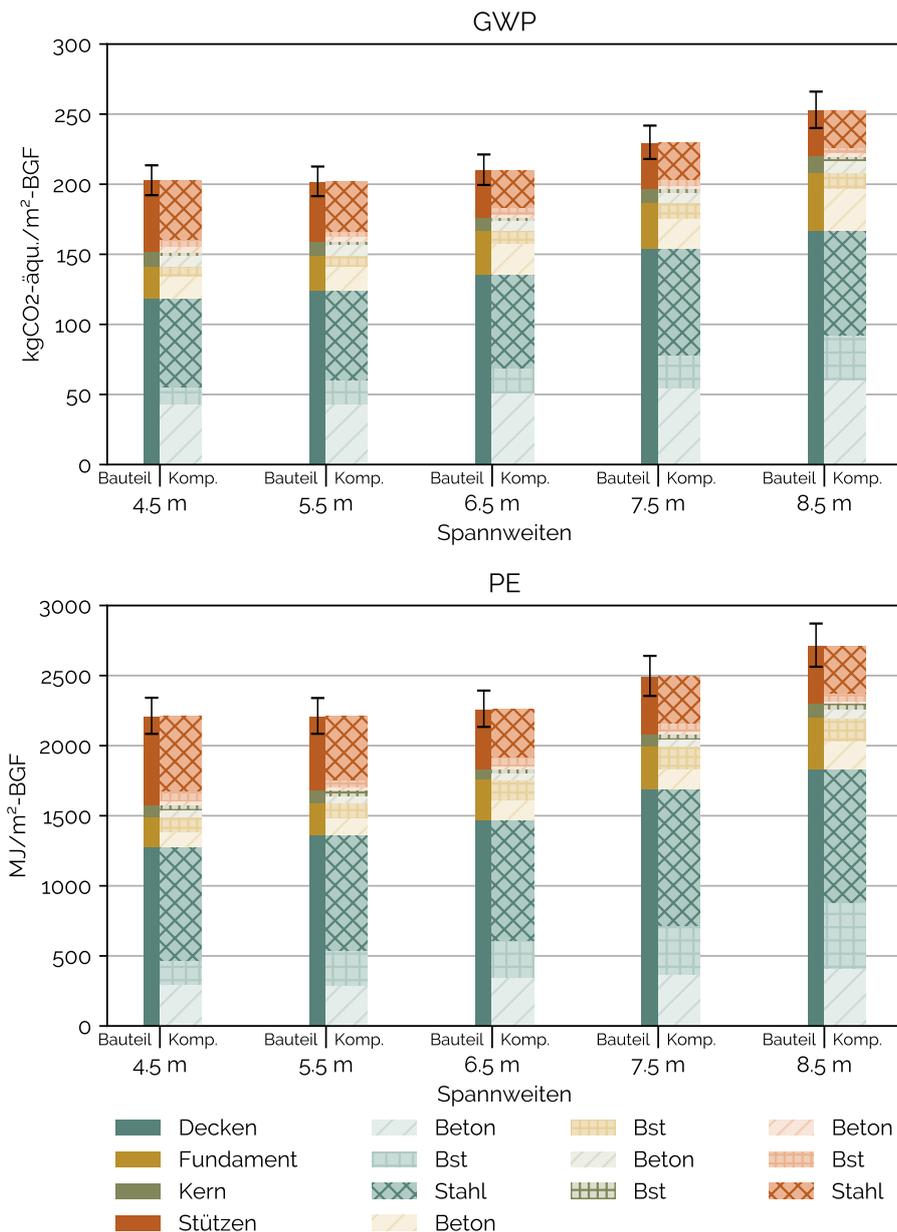


Abbildung 3.13: Das GWP und die Primärenergie (kumuliert) der Stahlverbundkonstruktion nach einzelnen Bauteilen aufgeteilt. Die beiden Umweltauswirkungen beziehen sich auf das funktionale Äquivalent.

Holztragwerk

Ein wesentlicher Punkt an den Ergebnissen für das Tragwerk aus Holz, respektive allen Tragwerken die Holzprodukte verwenden, ist die deutliche Zunahme beim Einsatz von erneuerbaren Energiequellen. Darin enthalten ist neben den verbrauchten Energiemengen auch der Brennwert des Holzes an sich.

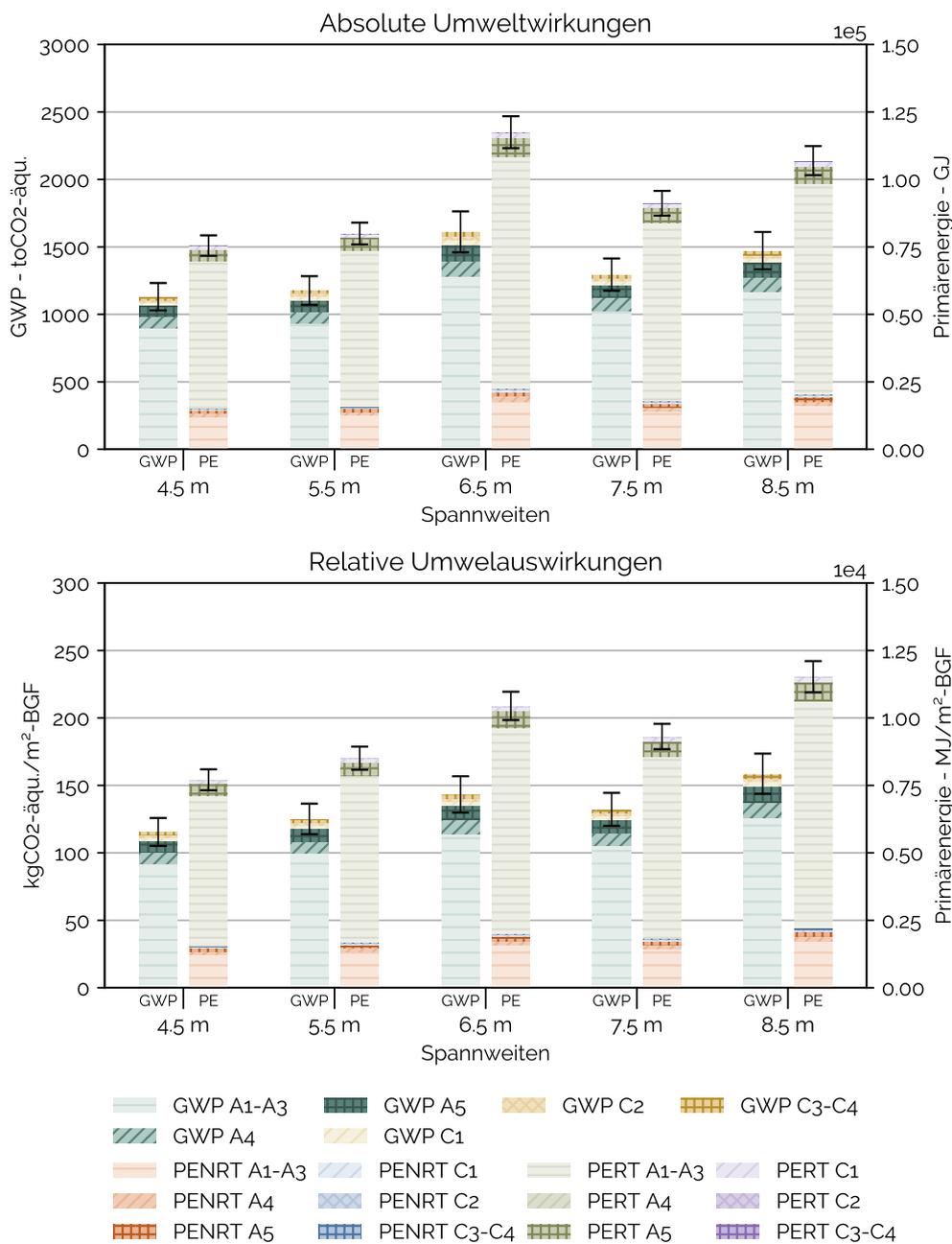


Abbildung 3.14: Die absoluten & relativen Umweltwirkungen der Holzkonstruktion nach Lebenszyklusphasen. Die relativen Umweltwirkungen beziehen sich auf das funktionale Äquivalent.

Der Herstellungsphase (A1-A3) des Holztragwerks sind rund 80% der CO₂ Emissionen zuzuschreiben. Der Transport zur Baustelle ist in dieser Betrachtung in Abhängigkeit der Transportdistanz für 3-11% der gesamten Emissionen verantwortlich.

Der Anteil der Decken an den Gesamtemissionen beträgt zwischen 68-74% in Abhängigkeit der Spannweiten. Bei den Spannweiten bis 6.5 m kommt der Großteil der Emissionen aus den Brettsperreholzelementen. Aufgrund des Systemwechsels steigt ab 7.5 m der Anteil der Brettschichtholzträger.

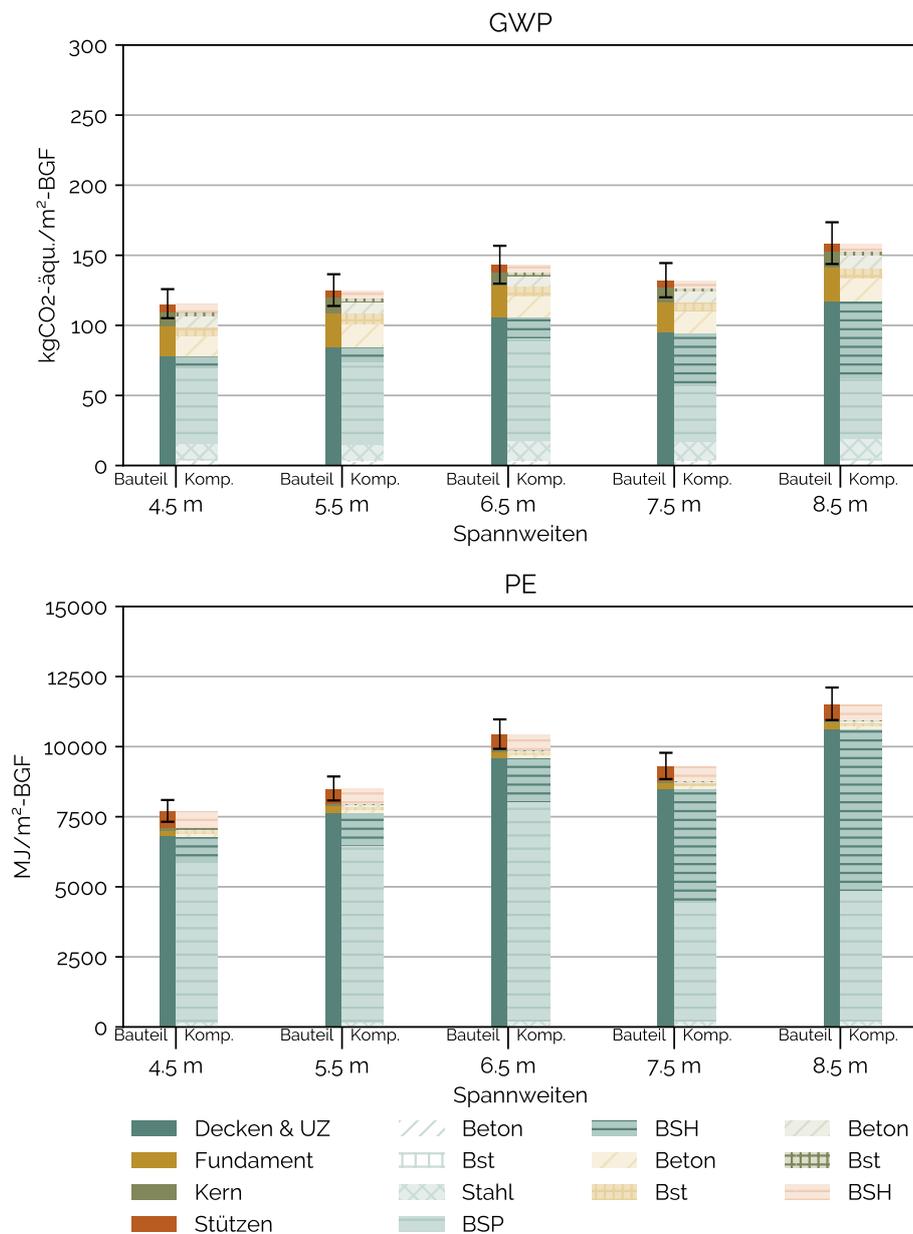


Abbildung 3.15: Das GWP und die Primärenergie (kumuliert) der Holzkonstruktion nach einzelnen Bauteilen aufgeteilt. Die beiden Umweltwirkungen beziehen sich auf das funktionale Äquivalent.

Stahl-Holz Tragwerk

Die Ergebnisse des Stahl-Holz Tragwerks weisen die größte Streuung auf, da die zwei Bauprodukte mit den größten Transportdistanzen verwendet werden. Die Herstellungsphase verzeichnet knapp über 80% der Emissionen. Der Transport zur Baustelle kann unter der Berücksichtigung der Grenzwerte zwischen 2-8% am Gesamtgebäude betragen.

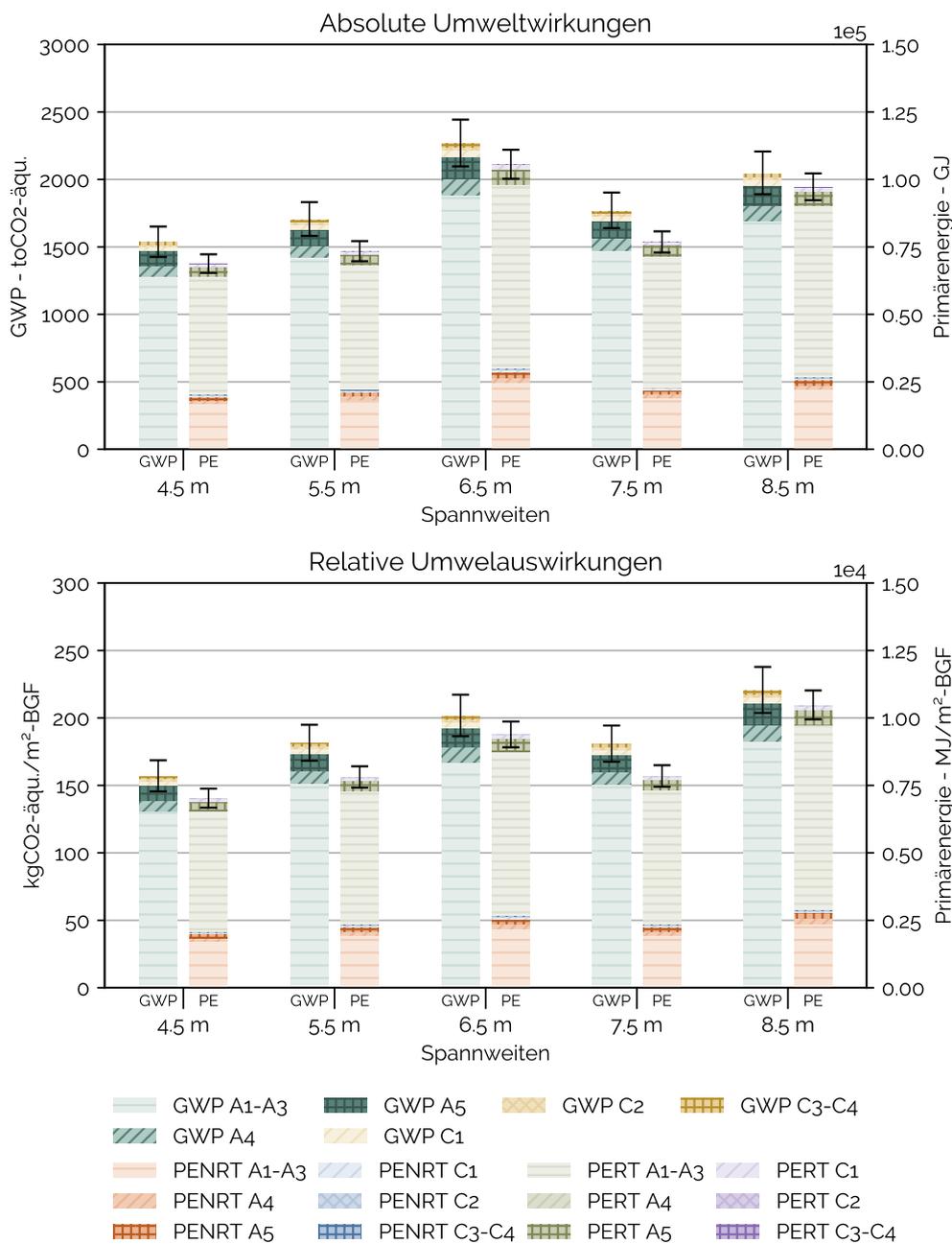


Abbildung 3.16: Die absoluten & relativen Umweltwirkungen der Stahl-Holz Konstruktion nach Lebenszyklusphasen. Die relativen Umweltwirkungen beziehen sich auf das funktionale Äquivalent.

Die Umweltauswirkungen der Holzmengen in den Decken sind ähnlich zu jenen des Holztragwerks. Hinzu kommen die Auswirkungen der Stahlunterzüge. Immerhin entfallen bei dieser Variante mit steigender Spannweite 37-43% der Emission der Decken auf die Stahlbauteile. Der Anteil des Brandschutzanstriches beträgt bei 4.5 m Spannweite rund 5% und bei 8.5 m Spannweite rund 2% der Gesamtemissionen.

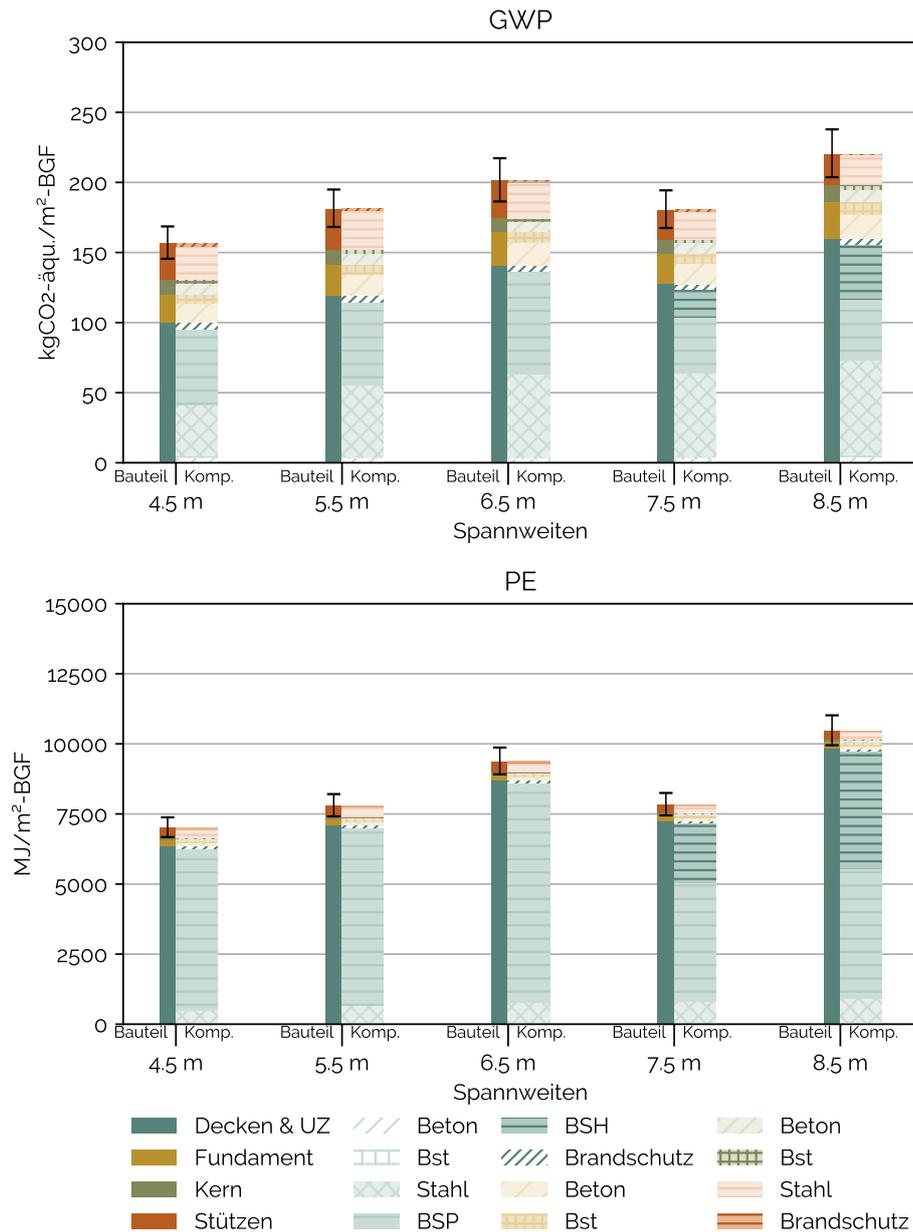


Abbildung 3.17: Das GWP und die Primärenergie (kumuliert) der Stahl-Holz Konstruktion nach einzelnen Bauteilen aufgeteilt. Die beiden Umweltwirkungen beziehen sich auf das funktionale Äquivalent.

Holz-Beton Verbund

Wie bei den bisherigen Tragstrukturen ist auch hier die Herstellungsphase der dominierende Lebenszyklus. Durch den geringeren Einsatz von Holzprodukten nimmt der Anteil des Einsatzes von erneuerbaren Energiequellen wieder ab.

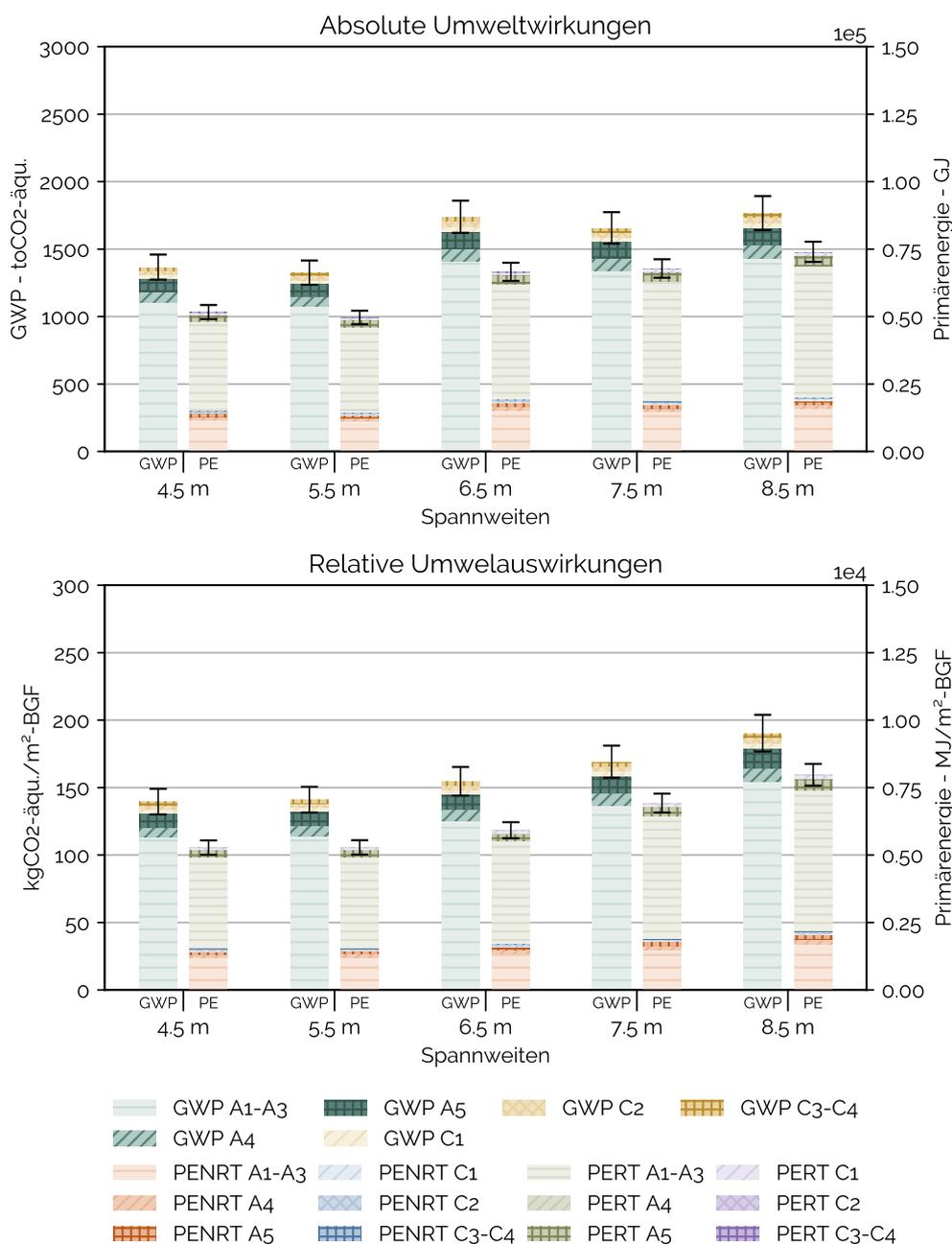


Abbildung 3.18: Die absoluten & relativen Umweltwirkungen der Holz-Beton Verbundkonstruktion nach Lebenszyklusphasen. Die relativen Umweltwirkungen beziehen sich auf das funktionale Äquivalent.

Die Decken sind auch bei dieser Konstruktion für die meisten Emissionen verantwortlich. Auf den Beton entfallen 33-39% der Deckenemissionen und auf die Brettsperrholzelemente bis zu 45%. Für die Bewehrung und Schubsicherung bleibt somit ein Anteil von 15-20%.

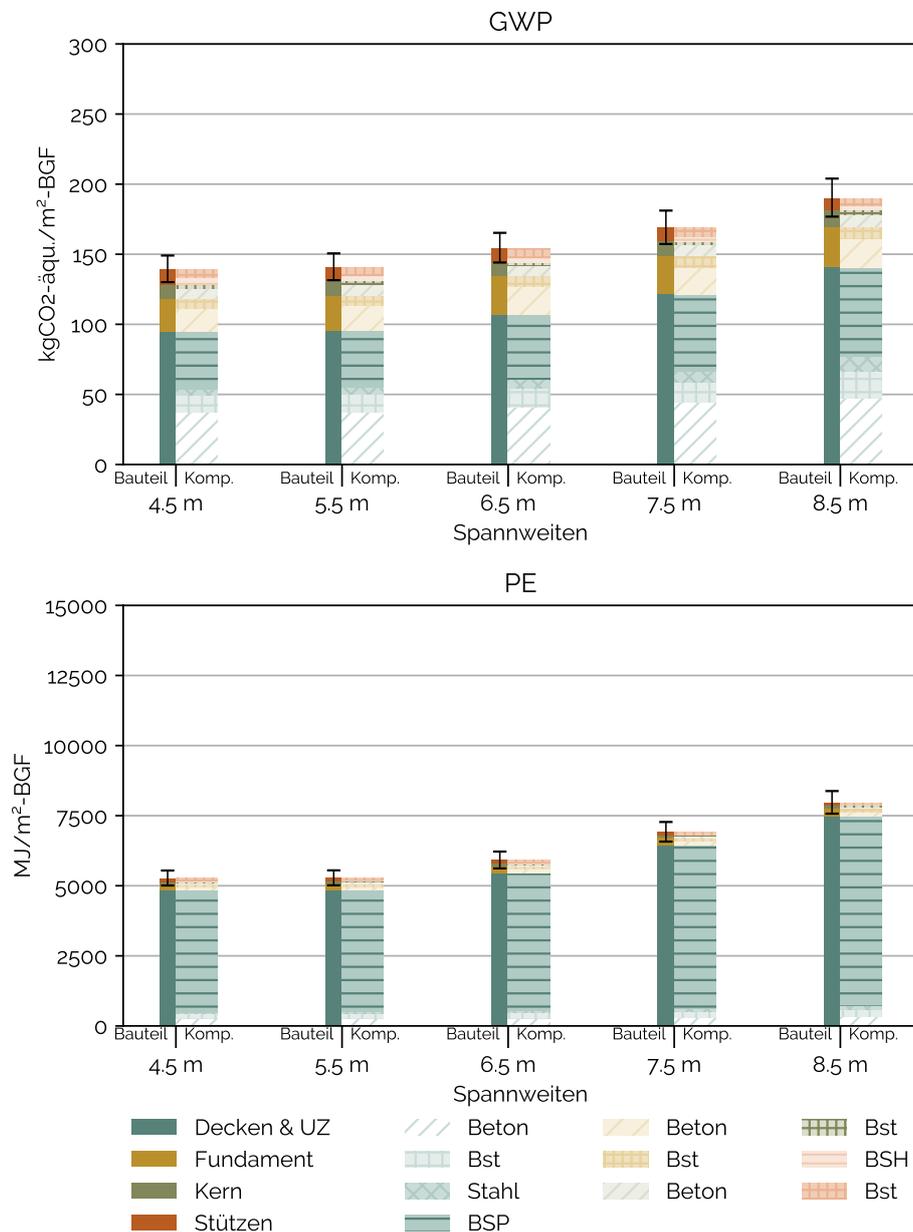


Abbildung 3.19: Das GWP und die Primärenergie (kumuliert) der Holz-Beton Verbundkonstruktion nach einzelnen Bauteilen aufgeteilt. Die beiden Umweltwirkungen beziehen sich auf das funktionale Äquivalent.

3.5 Vergleich der Bauweisen

Der Vergleich zwischen den Tragstrukturen erfolgt mit den relativen Ergebnissen auf Basis des funktionalen Äquivalents. Das GWP und die PE sind nun als Summe über alle Bauteile und Lebenszyklusphasen dargestellt. Die Darstellung der Primärenergie zeigt den Anteil des nicht-erneuerbaren Einsatzes (PENRT) und den gesamten Primärenergieeinsatz (PET), welcher sich aus dem erneuerbaren (PERT) und nicht-erneuerbaren (PENRT) Anteilen zusammensetzt. Aufgrund der hohen Unterschiede bei den Ergebnissen für die PE, werden diese Ergebnisse logarithmisch dargestellt.

Die Grenzwertbetrachtungen für Transport, Errichtung und Abbruch ergeben einen Schwankungsbereich der Ergebnisse, welcher in den folgenden Darstellungen als eingefärbter Bereich erkenntlich ist.

Der Vergleich der Klimaauswirkungen erfolgt in Abhängigkeit von Spannweite und Bauweise. Zusätzlich wird auch ein Vergleich unter Berücksichtigung der variierenden Konstruktionshöhe geführt.

Vergleich in Abhängigkeit der Spannweite

Der Vergleich der einzelnen Bauweisen in Abhängigkeit der Spannweite ist in der Abb. 3.20 dargestellt. Die Ergebnisse zeigen, dass sich die Emissionen zwischen rund 115 kgCO₂-äquiv./m²-BGF für die Holzbauweise bei 4.5 m Spannweite und rund 250 kgCO₂-äquiv./m²-BGF für die Stahlverbundbauweise bei 8.5 m Spannweite bewegen. Im Bereich der Spannweiten von 4.5 m bis 6.5 m weisen die Stahlbetonbauweise und die Holzbauweise im Mittel beinahe deckungsgleiche Ergebnisse auf, wobei die Holzbauweise nur rund 3% weniger Emissionen verursacht. Der breitere Schwankungsbereich der Holzbauweise überlappt sich in diesem Spannweitenbereich nahezu vollständig mit dem der Betonbauweise. Daraus lässt sich erkennen, dass beispielsweise bei weiten Transportdistanzen die Holzbauweise auch durchaus mehr Emissionen verursachen kann, als die Variante aus Stahlbeton. Der Systemwechsel im Holztragwerk bei 6.5 m Spannweite führt anschließend zu einem geringeren Materialeinsatz und dadurch zu geringeren Auswirkungen. Die Holz-Beton Verbundbauweise liegt im unteren Spannweiten knapp unter 150 kgCO₂-äquiv./m²-BGF und damit über der Variante aus Stahlbeton. Bei zunehmender Spannweite nähern sich die Ergebnisse an und nach 6.5m unterschreitet die HBV-Variante die Stahlbetonbauweise und weist günstigere Emissionen auf. Die Stahlverbundvariante weist bei allen Spannweiten die höchsten Auswirkungen auf, dies ist auf die hohen eingesetzten Stahlmengen zurückzuführen. Ähnlich verhält es sich bei der Stahl-Holz Struktur,

welche sich erst bei 7,5 m und 8,5 m Spannweite der Stahlbetonbauweise annähert.

Der Einsatz der Primärenergie lässt einen deutlichen Unterschied zwischen Bauweisen mit Holzprodukten und ohne erkennen. Der erhöhte erneuerbare Anteil (PERT) bei Tragwerken mit Holzprodukten berücksichtigt ebenso den stofflichen Einsatz von Holz als Energieträger. Die Variante aus Stahlbeton weist den geringsten Einsatz von Primärenergie auf, um 1 m²-BGF herzustellen. Deutlich zu erkennen ist auch der geringe Einsatz an erneuerbaren Energiequellen bei den Bauweise Stahlbeton und Stahlverbund. Der Einsatz von Primärenergie aus nicht-erneuerbaren Energiequellen (PENRT) bei den Varianten Holz und Stahl-Holz, übersteigt den Gesamteinsatz von Primärenergie (PET) der Stahlbetonvariante bei äquivalenter Spannweite.

Vergleich in Abhängigkeit der Bauweise

Der Vergleich der einzelnen Spannweiten in Abhängigkeit der Bauweise ist in der Abb. 3.21 dargestellt. Die Betrachtung in Abhängigkeit der Bauweise zeigt einen Knick bei der reinen Holzbauweise. Dieser kommt allerdings vorwiegend durch die Darstellung zwischen den emissionsintensiven Bauweisen Stahlverbund und Stahl-Holz Zustände.

Diese Darstellung des Einsatzes von Primärenergie verdeutlicht den deutlich größeren Anteil von Primärenergie aus erneuerbaren Quellen bei Bauweisen mit Holzprodukten. Bei der Beton- und Stahlverbundbauweise ist der nicht-erneuerbare Anteil der klar dominierende Anteil. Bei den Bauweisen mit Holzprodukten bewegt sich der Einsatz von Primärenergie aus nicht-erneuerbaren Quellen in einem ähnlichen Bereich wie bei der Stahlverbundbauweise.

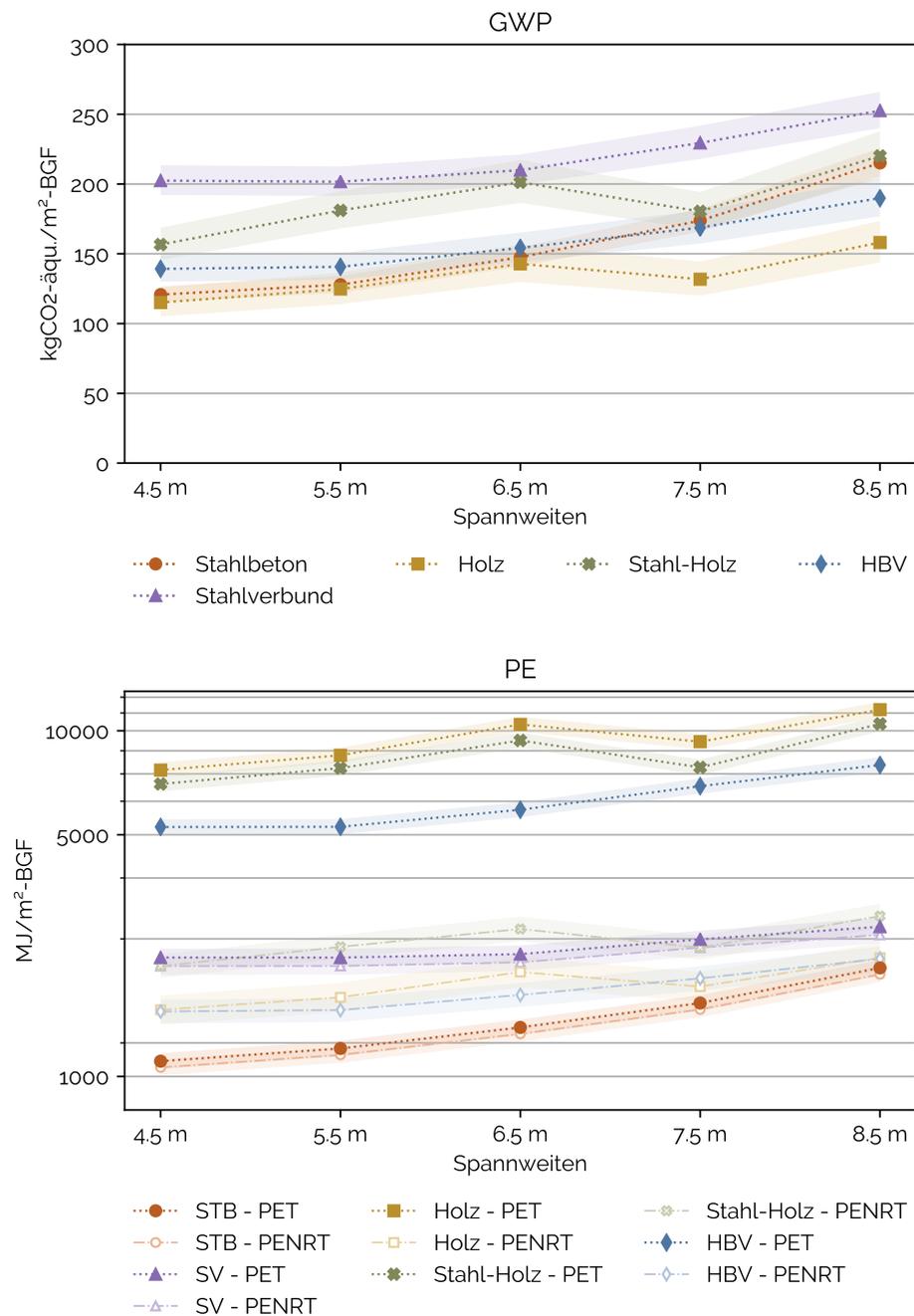


Abbildung 3.20: Der Vergleich zwischen den einzelnen Bauweisen in Abhängigkeit der Spannweite. Die beiden Umweltauswirkungen beziehen sich auf das funktionale Äquivalent. Die Darstellung der Primärenergie zeigt den Gesamteinsatz (PET) und den darin enthaltenen nicht-erneuerbaren Anteil (PENRT).

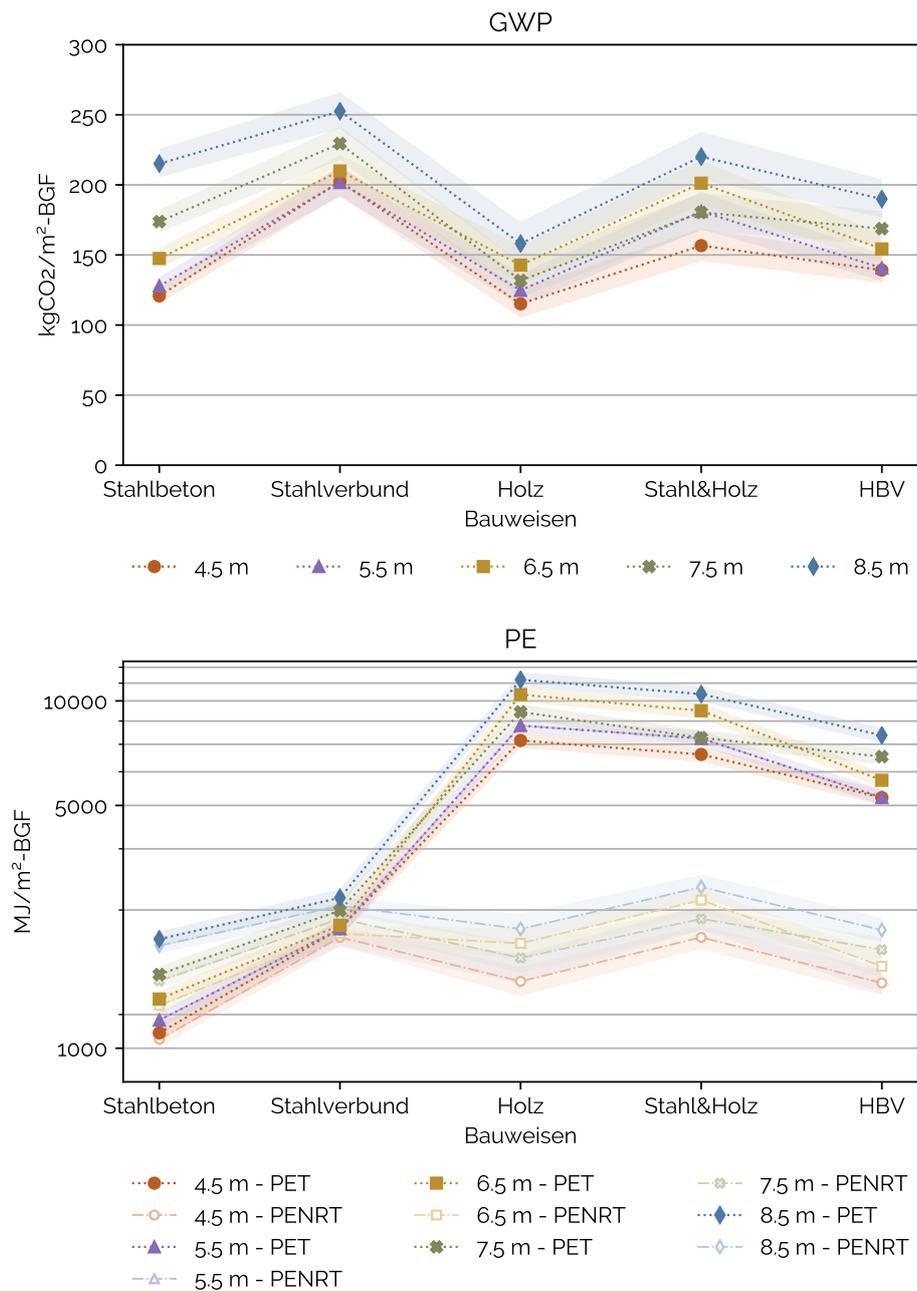


Abbildung 3.21: Der Vergleich zwischen den einzelnen Spannweiten in Abhängigkeit der Bauweise. Die beiden Umweltauswirkungen beziehen sich auf das funktionale Äquivalent. Die Darstellung der Primärenergie zeigt den Gesamteinsatz (PET) und den darin enthaltenen nicht-erneuerbaren Anteil (PENRT).

Vergleich der Konstruktionshöhen

Die Ergebnisse der bisherigen Auswertung stellen einen Vergleich anhand von Gebäuden mit identer Geschoßanzahl dar. Gibt es nun Grenzwerte für die Gebäudehöhe aufgrund baurechtlicher Vorschriften, lohnt sich insbesondere ein Blick auf die Konstruktionshöhe. Die Konstruktionshöhe beeinflusst die Geschoß- und Gebäudehöhe und wenn diese zunimmt, kann es dazu kommen, dass Vorschriften nicht erfüllt werden können. Die Konsequenz kann der Verlust eines ganzen Geschoßes sein und damit eine geringere Nutzfläche.

Die Tabelle 3.17 zeigt zuerst die Konstruktionshöhen der einzelnen Bauweise und anschließend die daraus folgende Gebäudehöhe bei acht Geschoßen. Die farbliche Kennzeichnung soll hohe und niedrige Konstruktions- und Gebäudehöhen verdeutlichen. Tragstrukturen mit Unterzügen sind hier klar im Nachteil. Das reine Holztragwerk benötigt beispielsweise die größte Höhe um den geforderten Grundriss zu ermöglichen.

Um den Effekt eines möglichen Geschoßverlusts zu verdeutlichen, wird ein Grenzwert für die maximale Gebäudehöhe gewählt. Bei einer Gebäudehöhe von kleiner oder gleich 30 m wird die Bruttogeschoßfläche mit acht anrechenbaren Geschoßen ermittelt, liegt die Höhe darüber werden nur noch sieben Geschoße für die Bruttogeschoßfläche betrachtet.

Tabelle 3.17: Darstellung der Konstruktionshöhe und der daraus folgenden Gebäudehöhe

		Konstruktionshöhe				
		4.5 m	5.5 m	6.5 m	7.5 m	8.5 m
Bauweise	Stahlbeton	20 cm	20 cm	24 cm	28 cm	34 cm
	Stahlverbund	37 cm	37 cm	45 cm	53 cm	55 cm
	Holz	58 cm	80 cm	104 cm	98 cm	116 cm
	Stahl-Holz	47 cm	59 cm	79 cm	75 cm	85 cm
	Holz-Beton Verb.	56 cm	61 cm	76 cm	90 cm	100 cm

		Gebäudehöhe				
		4.5 m	5.5 m	6.5 m	7.5 m	8.5 m
Bauweise	Stahlbeton	28 m	28 m	28 m	29 m	29 m
	Stahlverbund	29 m	29 m	30 m	30 m	30 m
	Holz	29 m	30 m	32 m	32 m	33 m
	Stahl-Holz	28 m	29 m	30 m	30 m	31 m
	Holz-Beton Verb.	31 m	31 m	32 m	31 m	32 m

Die Abbildung 3.22 zeigt die Ergebnisse der Untersuchung für das GWP mit variabler BGF. Die Einzelwerte der ursprünglichen Betrachtung sind zur Veranschaulichung weiter als Punkte ohne Füllung eingetragen.

Im unteren Spannweitenbereich gibt es mit Ausnahme der Holz-Beton Verbundvariante keine Veränderung, hier können alle Tragstrukturen das Kriterium für acht Geschoße erfüllen. Am anderen Ende des Spannweitenspektrums ist deutlich zu erkennen, dass die Ergebnisse enger zusammenrücken. Bei der Spannweite von 6,5 m zeigt sich, dass die Stahlbetonvariante nun die geringsten Emissionen aufweist. Für die Spannweite von 8,5 m ist das GWP für die Stahlbeton- und HBV-Konstruktion nahezu ident, ebenso wie bei der Stahlverbund- und Stahl-Holz Struktur.

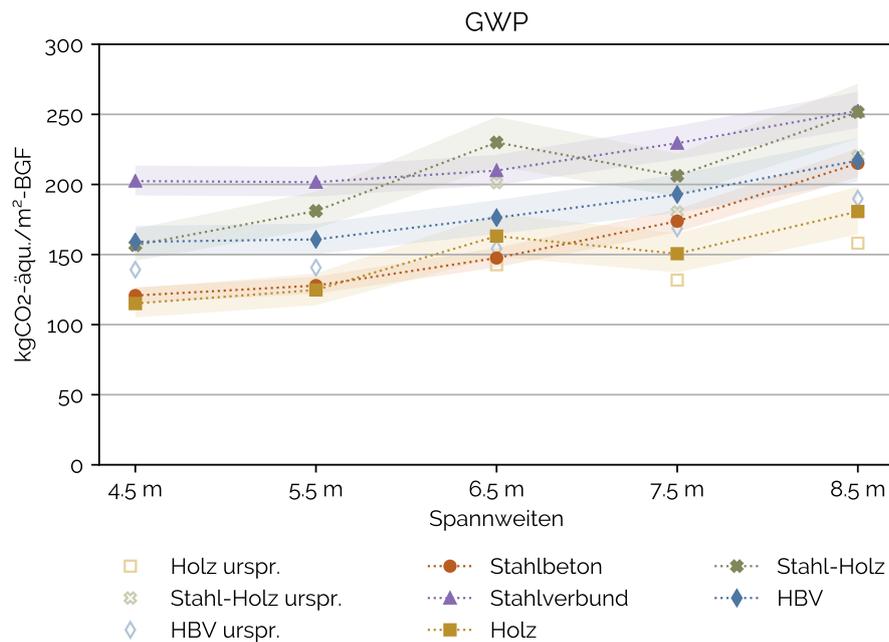


Abbildung 3.22: Der Vergleich zwischen den einzelnen Bauweisen in Abhängigkeit der Spannweite. Das GWP bezieht sich auf 1 m² der Bruttogeschosßfläche.

3.6 Interpretation

Die Ergebnisse der Bewertung der Klimaauswirkungen zeigen, dass bei allen Bauweisen die Herstellungsphase den Lebenszyklus klar dominiert. Auf diese Phase des Lebenszyklus' entfallen durchschnittlich zwischen 80-85% der Emissionen. Die Minimierung des Materialeinsatzes sollte somit unabhängig von der Tragstruktur oberste Priorität haben, für einen maximalen Einsparungseffekt. Trotz der Dominanz der Herstellungsphase, können andere Lebenszyklusphasen entscheidend sein. So weist die Holzstruktur bei den Spannweiten 4.5 m bis 6.5 m im Mittel die geringsten Emissionen auf. Die Stahlbetonstruktur weist in diesem Bereich nur geringfügig höhere Emissionen auf, allerdings bei einem kleineren Schwankungsbereich. Bei ungünstigen Bedingungen für den Transport zu Baustelle, Errichtung und Abbruch kann das Holztragwerk auch höhere Klimaauswirkungen als die Stahlbetonstruktur aufweisen. Erst der Systemwechsel für die Spannweiten über 6.5 m ermöglicht einen Vorteil beim Vergleich mit gleicher Geschoßanzahl. Um den Auswirkungen der Tragstrukturen Nachdruck zu verleihen, wird ein Vergleich zwischen den Emissionen von Autos und jenen in dieser Arbeit ermittelten Auswirkung geführt. Der durchschnittliche Ausstoß von CO₂ Emissionen der PKW Neuzulassungen in Österreich im Jahr 2018 beträgt 123 g/km [vgl. Umweltbundesamt 2019]. Die geringsten Emissionen im Mittel sind für das Holztragwerk bei 4.5 m Spannweite mit rund 115 kgCO₂-äquiv./m²-BGF ermittelt. Das bedeutet die Errichtung von einem m²-BGF mit dem Holztragwerk ist äquivalent zu einer Autofahrt von rund 935 km. Das entspricht etwa der Strecke von Wien nach Hamburg und das für nur einen m²-BGF. Die höchsten Emission verzeichnet das Stahlverbundtragwerk bei 8.5 m Spannweite mit 250 kgCO₂-äquiv./m²-BGF, also etwas mehr als doppelt so viel wie das zuvor erwähnte Holztragwerk. Das bedeutet die äquivalente Fahrstrecke verdoppelt sich und man kann die beschriebene Strecke von Wien nach Hamburg auch wieder zurückfahren, und sogar noch etwas weiter.

Die Betrachtung der Tragwerkskomponenten der untersuchten Skelettbauten zeigt, dass die Decken das Bauteil mit dem größten Anteil an den Gesamtauswirkungen sind, wie auch in den Detailergebnissen ersichtlich. Der Anteil des Fundaments beträgt bis zu 20% am Gesamtergebnis, wobei diese Komponente wesentlich vom Eigengewicht der Tragstruktur beeinflusst wird. So sind die Umweltauswirkungen durch das Fundament bei der leichten Holzbauweise bis zu ca. 40% geringer im Vergleich zur massiven Stahlbetonbauweise.

Der Einfluss der Spannweite fällt bei den verschiedenen Bauweisen unterschiedlich stark aus. Die Stahlbetonweise zeigt am ehesten den Ansatz eines

nicht-linearen Einflusses der Spannweite. Bei der Stahlverbund- und Holz-Beton Verbundbauweise ist dieser nicht-lineare Effekt weniger zu erkennen. Durch die Ergebnisse wird jedoch deutlich, dass ein Vergleich zwischen rein funktional äquivalenten Gebäuden unzureichend ist und die Spannweite auf jeden Fall mit einbezogen werden muss.

Der Vergleich mit angepasster Gebäudehöhe aufgrund von baurechtlichen Vorschriften zeigt, dass der Parameter Gebäudehöhe wesentlichen Einfluss auf das Ergebnis haben kann. So führt die Verringerung der Bruttogeschosßfläche durch den Abzug eines Geschosßes durchschnittlich zu einer Steigerung von 14% der Emissionen pro m²-BGF. Auf Basis der Ergebnisse unter Berücksichtigung der veränderlichen Konstruktionshöhe kann nun, ausgehend von der Bauweise mit dem höchsten GWP, festgestellt werden, dass Tragwerksingenieure durch die gegebenenfalls mögliche Wahl eines anderen Tragwerks, bei gleicher Spannweite bis zu 44% der Emissionen einsparen können.

Als zusätzliche Randbemerkung sei auf mögliche bauphysikalische Unterschiede zwischen den Tragstrukturen im Zusammenhang mit deren Massen hingewiesen. Hinsichtlich Bemessung von Tragwerken kann sich hohes Eigengewicht als ein Nachteil erweisen. Bei bauphysikalischen Problemstellung kann die höhere Masse allerdings sehr wohl einen Vorteil ergeben. Die massive Stahlbetonstruktur ergibt eine wesentlich höhere thermische Speichermasse und damit besseren sommerlichen Wärmeschutz. Die Folge sind höhere Temperaturen in der Tagesganglinie bei leichten Tragstrukturen und einem höheren Bedarf an Energie zur Gebäudekühlung und Lüftung während der Nutzungsphase. Die geringere Masse wirkt sich ebenso auf den Schallschutz aus, dadurch kann es zu einem größeren Planungs- und Ressourceneinsatz zur Gewährleistung des gleichen Schallschutzniveaus kommen [vgl. Kaufmann, Krötsch und Winter 2017].

4 Optimierungsansätze

Im vorherigen Kapitel sind die Umweltauswirkungen der untersuchten Tragstrukturen dargestellt und darauf aufbauend, werden in diesem Kapitel Ansätze zur Verbesserung der Klimaauswirkungen diskutiert. Die Ansätze oder Ideen zur Optimierung sind von unterschiedlichem Umfang, je nach Potenzial der Bauweise und den zuvor aufgezeigten Ergebnissen. Optimierungsmöglichkeiten können auf verschiedenen Ebenen passieren, diese reichen von Verbesserungen in den Ausgangsprodukten oder Baustoffen, bis hin zu Optimierungen von einzelnen Bauteilen oder Veränderungen Tragwerk.

In den letzten Jahrzehnten erfolgte im Bauwesen eine Optimierung vorwiegend hinsichtlich Kosten- und Zeiteinsparung. Kosteneffizienz wurde gegenüber Materialeffizienz priorisiert und daran geknüpft, auch die ökologische Effizienz vernachlässigt. Diese Entwicklung lässt sich eindeutig an der gebauten Umwelt ablesen, denn in der Vergangenheit wurde oft mit einfachen Mitteln effizient gebaut. Grundlage dafür ist ein effektives Tragwerk wie zum Beispiel der Bogen oder das Gewölbe. Die Optimierung hinsichtlich Kosten beruht großteils auf der Minimierung der menschlichen Arbeitszeit, daher mussten diese komplexeren, dem Kraftfluss abgeleiteten Tragformen, dem rechten Winkel und möglichst einfachen Geometrien weichen. Moynihan und Allwood 2014 zeigen in einer Untersuchung an 23 Gebäuden mit Stahltragwerk, dass die durchschnittliche Ausnutzung nur bei rund 50% der tatsächlichen Kapazität liegt. Darauf aufbauend ermittelte Dunant et al. 2018, dass etwa 36% der Stahlmenge aus statischer Sicht eingespart werden könnte. Die Autoren nennen als einen möglichen Grund für diese Ergebnisse, die Rationalisierung bezüglich teurer menschlicher Arbeitszeit. Es wird versucht den finanziellen Mehraufwand, resultierend aus komplexen Fertigungsprozessen, mit erhöhtem, im Vergleich jedoch günstigeren, Materialeinsatz zu umgehen. Diese Optimierungsvorgänge hinsichtlich Kosten werden im gesamten Bauwesen vollzogen, daher werden ähnliche Potenziale bei anderen Bauweisen vermutet. Diese Ergebnisse decken anhand von Stahlkonstruktionen hohes Einsparungspotenzial auf, welches durch Tragwerksingenieure effektiv genutzt werden kann.

Die Zeiteinsparung betrifft allerdings nicht nur die Bauphase, sondern ebenso die Planungsphase. Die Tragwerksplanung bleibt oft Mittel zum Zweck,

anstatt das Potenzial für Materialeinsparung zu nutzen und Gebäude nachhaltiger zu gestalten. In der Tragwerksplanung bleibt oft nicht die Zeit Tragwerke ökologisch effizienter zu gestalten, obwohl mögliche Potenziale sehr wohl bekannt sind. Nachweise werden aufgrund von Zeitdruck auf Kosten der Materialeffizienz auf der sicheren Seite liegend erbracht, da für eine genaue Betrachtung schlichtweg die Zeit fehlt.

Ziel dieser Diskussion ist es Möglichkeiten aufzuzeigen, um die in Kapitel 3 präsentierten Ergebnisse unabhängig von der Bauweise weiter zu reduzieren und in weiterer Folge das ungenutzte Potenzial der Tragwerksplanung zu verdeutlichen.

4.1 Stahlbetontragwerk

Ein Exkurs in die 1950-1980er Jahre zeigt uns, dass mit Stahlbeton bereits viel effizienter gebaut wurde, als wir es zur Zeit tun. Nervi, Isler oder Favini zeigten früher die Leistungsfähigkeit und höhere Effizienz von Stahlbetonkonstruktionen, abseits von vollen Rechteckquerschnitten und rechten Winkeln. Beton ist zwar emissionsintensiv, durch den flüssigen Zustand vor dem Einbau lassen sich jedoch komplexe und dem Kraftfluss optimierte Bauteile entwickeln. Der Materialeinsatz kann dadurch reduziert werden, indem Material lediglich dort eingesetzt und eingebaut wird, wo es benötigt wird. Dieser Ansatz ist auch von Favier et al. 2018, siehe Abb. 4.1, als wesentlicher Faktor für die Reduzierung der Emissionen in der Beton- und Zementindustrie bis 2050 angeführt, wobei Ingenieuren und Architekten dabei eine wichtige Rolle zukommt.

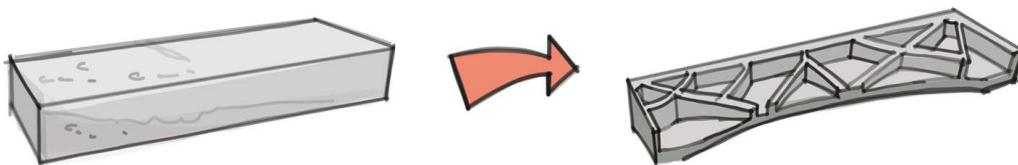


Abbildung 4.1: Prinzipskizze für Bauteiloptimierung im Betonbau [vgl. Favier et al. 2018]

Moderne Berechnungsmöglichkeiten und digitale Fertigungsprozesse ermöglichen nun optimierte Bauteile, bei denen die Abhängigkeit von menschlicher Arbeit nicht mehr den erwähnten Einfluss hat.

Die Ergebnisse der Stahlbetonkonstruktion zeigen, dass Einsparungen in den Decken großen Einfluss hätten, da diese einen großen Anteil am Gesamt-

ergebnis ausmachen. Eine geringere Deckendicke ist aber aufgrund des Verformungskriteriums nicht möglich. So ist von Hansemann et al. 2020 eine optimierte Rippendecke mit 3D gedruckten Schalungskörpern aus Beton entwickelt, welche bei gleicher Bauhöhe eine Reduzierung der Betonmenge um 30-40% ermöglicht. Die Rippen sind dabei an die Hauptspannungen einer punktgestützten Flachdecke angelegt, siehe Abb. 4.2. Die Materialeinsparung führt natürlich auch zu Gewichtseinsparungen, welche wiederum die Stützen und Fundamente beeinflussen.

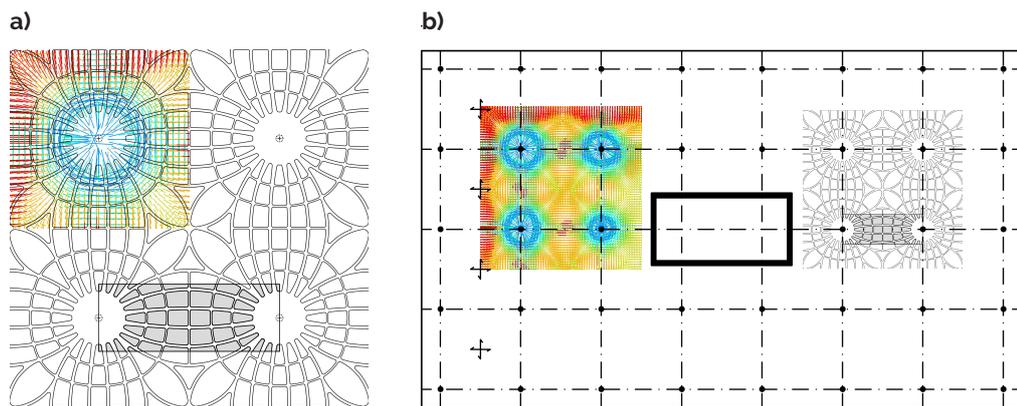


Abbildung 4.2: **a)** Die optimierte Anordnung von Rippen in der Decke nach Hansemann et al. 2020 und die farbig dargestellten Hauptspannungsrichtungen nach den Berechnungen einer Flachdecke aus dieser Untersuchung. **b)** Der Ausschnitt der Rippen und farbigen Hauptspannungsrichtungen, beispielhaft an dem Grundriss mit 6,5 m Spannweite.

Diese Optimierung auf Bauteilebene kann noch erweitert werden, um eine Optimierung auf der Ebene des Ausgangsproduktes Zement. Juhart et al. 2019 stellt durch verbesserte Packungsdichte und umweltfreundlichere Füllstoffe eine optimierte Zementrezeptur vor. Die Einsparungen für das GWP betragen bei äquivalenter Druckfestigkeit und Expositionsklasse rund 20%.

Die Kombination dieser beiden Optimierungsansätze werden auf die untersuchten Gebäude angewendet und ausgewertet. Die Reduzierung der Betonmenge und die damit verbundenen Gewichtseinsparnis in den Decken bewirkt gleichzeitig eine Einsparungen bei den Stützen und Fundamenten. Die Ergebnisse der erneuten Auswertung mit den aufgezeigten Optimierungen sind in Abb. 4.3 dargestellt. Die Optimierungen zeigen eine Verbesserung des GWP von rund 30%.

Digitale Fertigungsprozesse können gegenüber herkömmlichen Bauweisen zu erheblichen Einsparung führen. Die Auswirkungen durch die digitale Fertigung sind vernachlässigbar gegenüber den Auswirkung der Herstellungs-

phase von Baumaterialien. Das bedeutet, dass bei der Herstellung von komplexen Geometrien, welche Materialeinsparungen ermöglichen, die Vorteile der digitalen Fertigung gegenüber der konventionellen Herstellung überwiegen [vgl. Agustí-Juan und Habert 2017; Agustí-Juan, Müller et al. 2017].

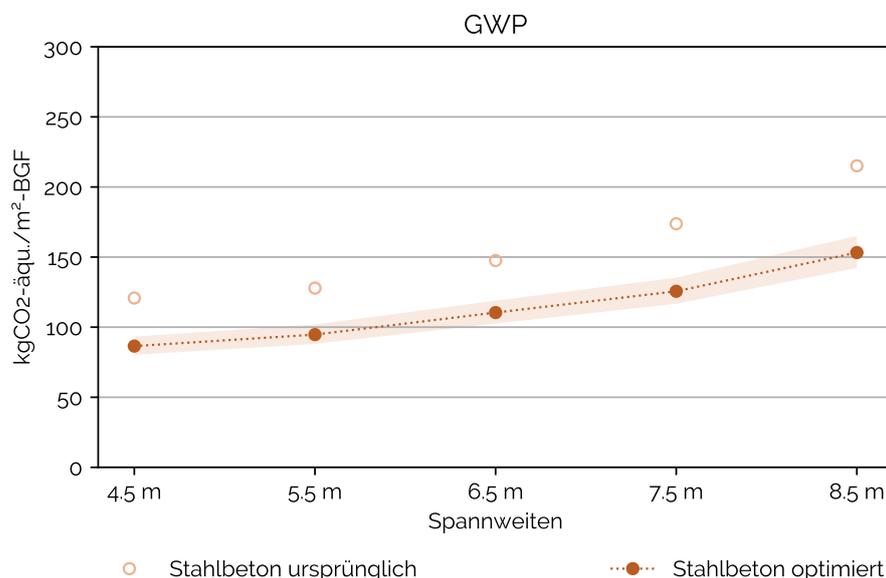


Abbildung 4.3: Die Punkte ohne Füllung stellen die Ergebnisse der ursprünglichen Betrachtung dar. Die Bauteiloptimierung und Verwendung einer verbesserten Zementrezeptur zeigen eine deutliche Verbesserung, dargestellt durch die gefüllten Punkte.

4.2 Stahlverbundtragwerk

Der Stahlverbundbau stellt bereits eine Bauweise mit zahlreichen Optimierungen dar, im Bereich der ökologischen als auch der ökonomischen Effizienz. Die Verbunddecken mit Trapezblechen als externe Bewehrung ermöglichen eine Betoneinsparung von rund 25-40% gegenüber der gewöhnlichen Stahlbetonvariante. Im klassischen Verbundbau wird oft ein System aus Haupt- und Nebenträgern gewählt, wobei der Achsabstand der Nebenträger in der Regel 2.00-2.50 m beträgt. Dieses System ermöglicht es, dass die Trapezbleche während des betonierens nicht unterstützt werden müssen. Der Aufwand für die Rüstung entfällt und führt zu einer Bauzeitverkürzung und somit auch zu Kosteneinsparungen.

Im Zuge der Diskussion und Dringlichkeit zum Klimawandel wird die ökologische Effizienz priorisiert und bei dieser Untersuchung ist bereits angenommen, dass es keine Nebenträger gibt und die Decken im Bauzustand unterstützt werden. Die Stahlmenge der Nebenträger kann dadurch sofort einge-

spart werden.

Die Stahlverbundbauweise weist dennoch die höchsten Ergebnisse bezüglich GWP auf, aufgrund der hohen verbauten Stahlmassen. Die Vorteile des Stahlbaues wie einfacher Rückbau und einfache Wiederverwendung von Bauteilen sind durch den Verbund nicht mehr so ausgeprägt. Aus diesen Gründen wird diese Bauweise bei der Optimierung nur untergeordnet betrachtet und lediglich der optimierte Beton wie in 4.1 angesetzt. Die Ergebnisse dazu sind in der Abb. 4.4 dargestellt.

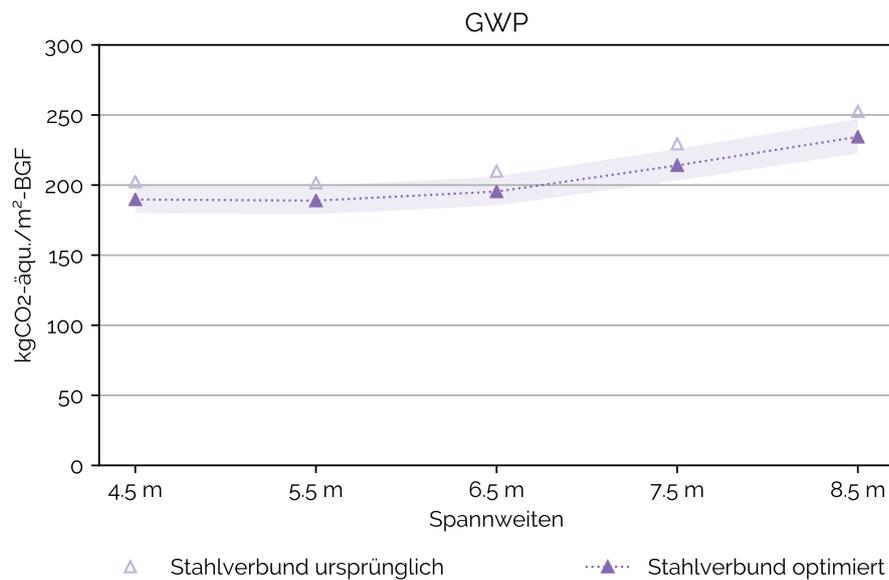


Abbildung 4.4: Die Punkte ohne Füllung stellen die Ergebnisse der ursprünglichen Betrachtung dar. Die Verwendung einer optimierten Zementrezepture zeigt eine Verbesserung von rund 8%.

4.3 Tragwerke mit Holzprodukten

Die Überlegungen für die Tragwerke welche Holzprodukte verwenden, werden unterteilt in die Tragstrukturen mit reinen Holzdecken und die Holz-Beton Verbundbauweise.

Tragwerke mit reinen Holzdecken

Die Ergebnisse der Tragstrukturen mit Holzprodukten zeigen bei 6.5 m Spannweite einen Knick aufgrund des bereits erläuterten Systemwechsels. Diese Ergebnisse legen nahe, dass bei schwingungsempfindlichen Konstruktionen, wie zum Beispiel den hier untersuchten Decken auf Unterzügen, auch bei

kürzeren Spannweiten eine Rippendecken günstigere Umweltauswirkungen haben kann. Daher werden im Zuge der Optimierung bei der reinen Holzstruktur und dem Stahl-Holztragwerk, alle Spannweite mit dem gleichen Trag-system aus einfeldrigen Rippendecken untersucht. Dieser Wechsel des Deckensystems führt auch zu keiner Veränderung der Konstruktionshöhe, da die Rippen zwischen denn Unterzügen liegen. Die Einsparung der Holzmenge bei den Spannweiten 4.5 m bis 6.5 m betragen dadurch 15-20%. Ergänzend dazu wird für den Aussteifungskern und die Fundament der optimierte Beton wie in 4.1 verwendet.

In der Abb. 4.5 sind die Ergebnisse der Optimierungen dargestellt. Durch den Einsatz von Rippendecken und optimierter Betonrezeptur kann das GWP um rund 15% reduziert werden.

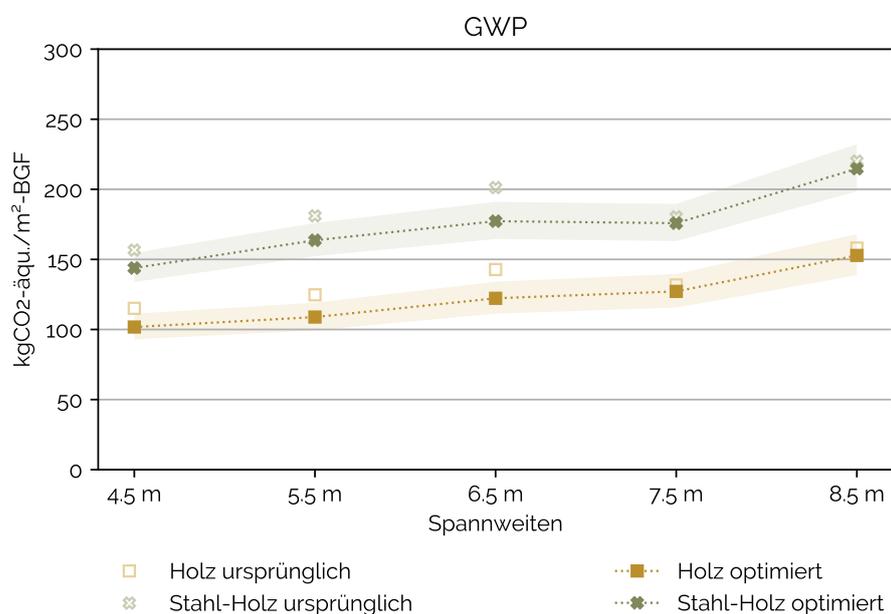


Abbildung 4.5: Der Vergleich zwischen den einzelnen Bauweisen in Abhängigkeit der Spannweite. Das GWP bezieht sich auf 1 m² der Bruttogeschosßfläche.

Tragwerk mit Holz-Beton Verbunddecken

Für das Holz-Beton Verbundtragwerk werden ähnlich zu den Tragwerken mit reinen Holzdecken eine Einsparung von 15% für die Holzmen-gen durch die Verwendung von Rippendecken angenommen. Wie bei den bisherigen An-sätzen wird auch für diese Bauweise die verbesserte Betonrezeptur wie in 4.1 verwendet. Die Abb. 4.6 zeigt, dass durch die Optimierungsansätze etwa 15% der Emissionen eingespart werden können.

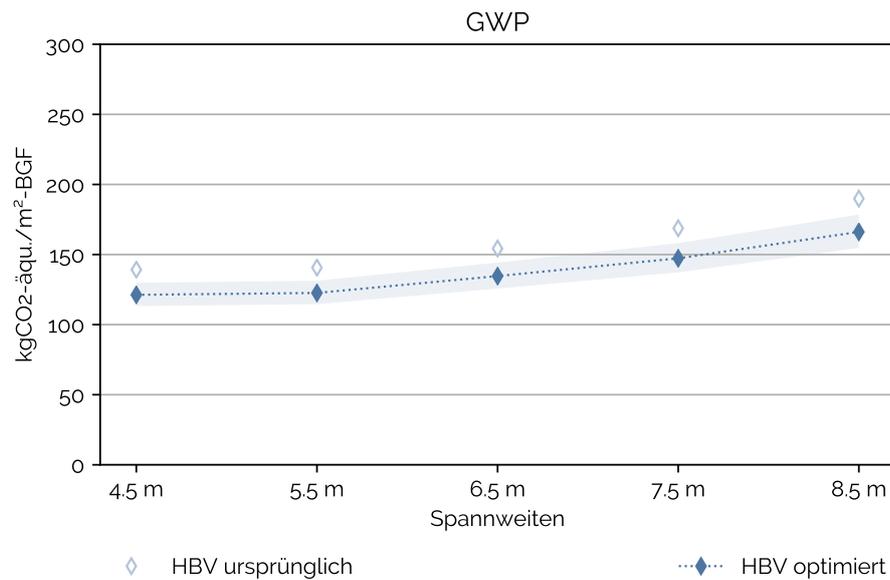


Abbildung 4.6: Der Vergleich zwischen den einzelnen Bauweisen in Abhängigkeit der Spannweite. Das GWP bezieht sich auf 1 m² der Bruttogeschosßfläche.

Als Anmerkung zu den Tragwerken mit Holzprodukten sei erwähnt, dass sich die Produktpalette an Holzwerkstoffen stetig erweitert und verändert. So kann beispielsweise auch Furnierschichtholz (LVL) aus Nadel- oder Laubholz angewendet werden. Dabei gibt es allerdings zu beachten, dass bei Furnierschichthölzern der Leimgehalt höher ausfällt und insbesondere der Klebstoff negativen Einfluss auf Umweltwirkungen des Produktes hat. Der Einsatz von Laubhölzern bringt eine Steigerung der Festigkeit und des E-Modul's mit sich. Die Zunahme des E-Modul's - und die damit verbundene Biegesteifigkeit - erfolgt allerdings nicht im gleichen Maße wie die Zunahme der Festigkeit. Damit sollte zumindest bei Bauteilen, bei denen der Grenzzustand der Tragfähigkeit maßgebend ist, eine Reduzierung des Querschnitts möglich sein. [Kaufmann, Krötsch und Winter 2017] Laubhölzer können ebenso im Aufbau von Brettsperrholz eingesetzt werden und damit die Tragfähigkeit und das Schwingungsverhalten beeinflussen.

4.4 Vergleich der Optimierungen

Abschließend werden alle Tragwerke erneut mit den jeweiligen Optimierungsansätzen verglichen. Der Vergleich basiert auf der gleichen Geschoßfläche für alle Tragstrukturen. Die Darstellung erfolgt in ähnlicher Weise zu den bisherigen direkten Vergleichen im Abschnitt 3.5. Die Abb. 4.7 zeigt die Ergebnisse in Abhängigkeit der Spannweite, die Abb. 4.8 in Abhängigkeit der Bauweise.

Die Ergebnisse der optimierten Tragstrukturen zeigen bezüglich GWP die günstigsten Auswirkungen für die Stahlbetonkonstruktion. Bei der Spannweite 7.5 m und 8.5 m sind die Emissionen allerdings nahezu ident mit der Holzbauweise, wobei der Schwankungsbereich der Holzstruktur höher ist. Die Holz-Beton Verbundvariante verzeichnet durchschnittlich rund 13% mehr Emissionen als die reine Holzstruktur und rund 23% mehr als die Stahlbetonkonstruktion. Die Stahlverbund- und die Stahl-Holz Bauweise bleiben die Tragstrukturen mit den höchsten Auswirkungen bezüglich GWP. Generell werden durch die Optimierungen zwischen 5-30% an Emissionen eingespart, je nach Spannweite und Bauweise.

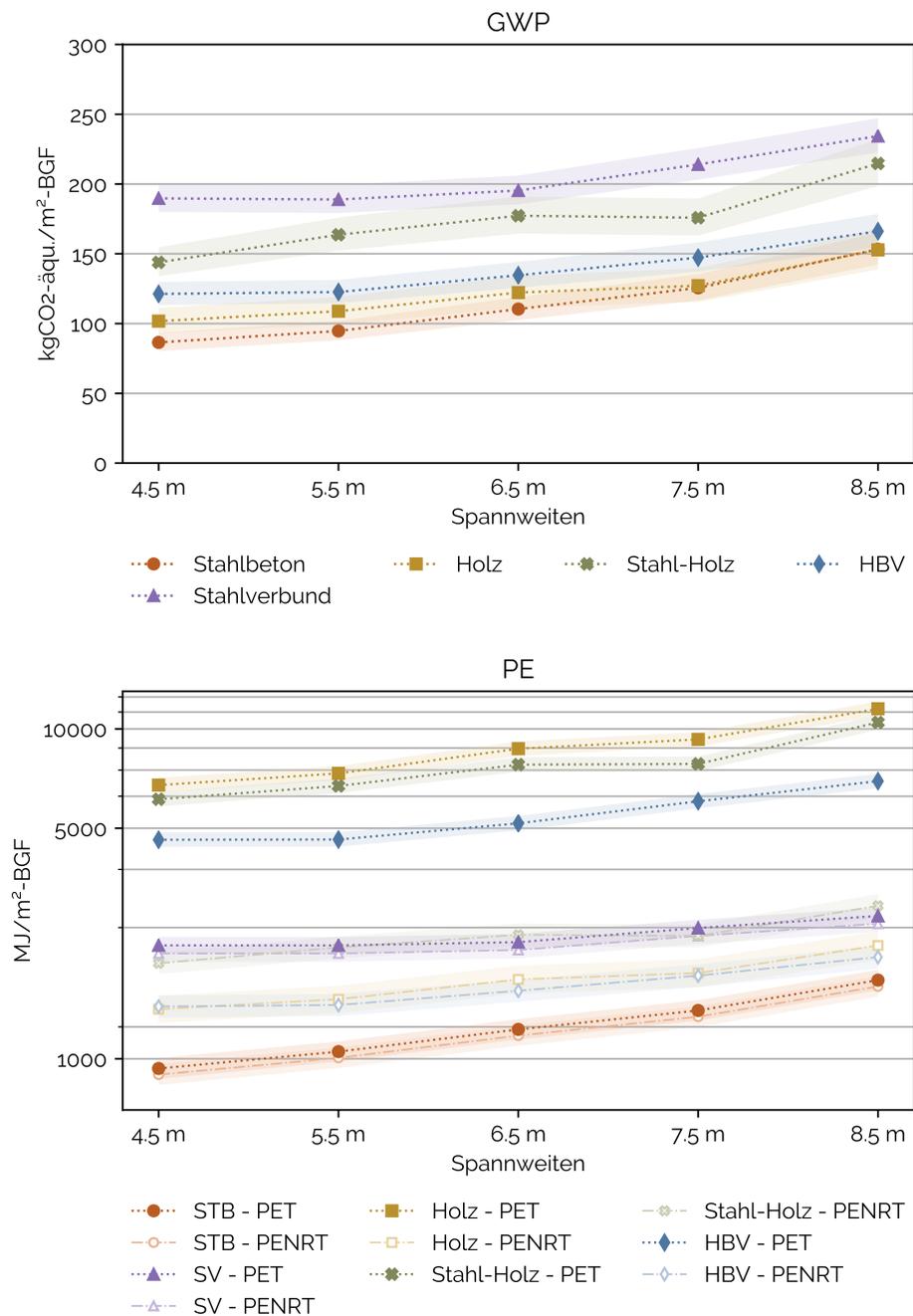


Abbildung 4.7: Der Vergleich zwischen den einzelnen Bauweisen in Abhängigkeit der Spannweite. Die beiden Umweltwirkungen beziehen sich auf das funktionale Äquivalent. Die Darstellung der Primärenergie zeigt den Gesamteinsatz (PET) und den darin enthaltenen nicht-erneuerbaren Anteil (PENRT).

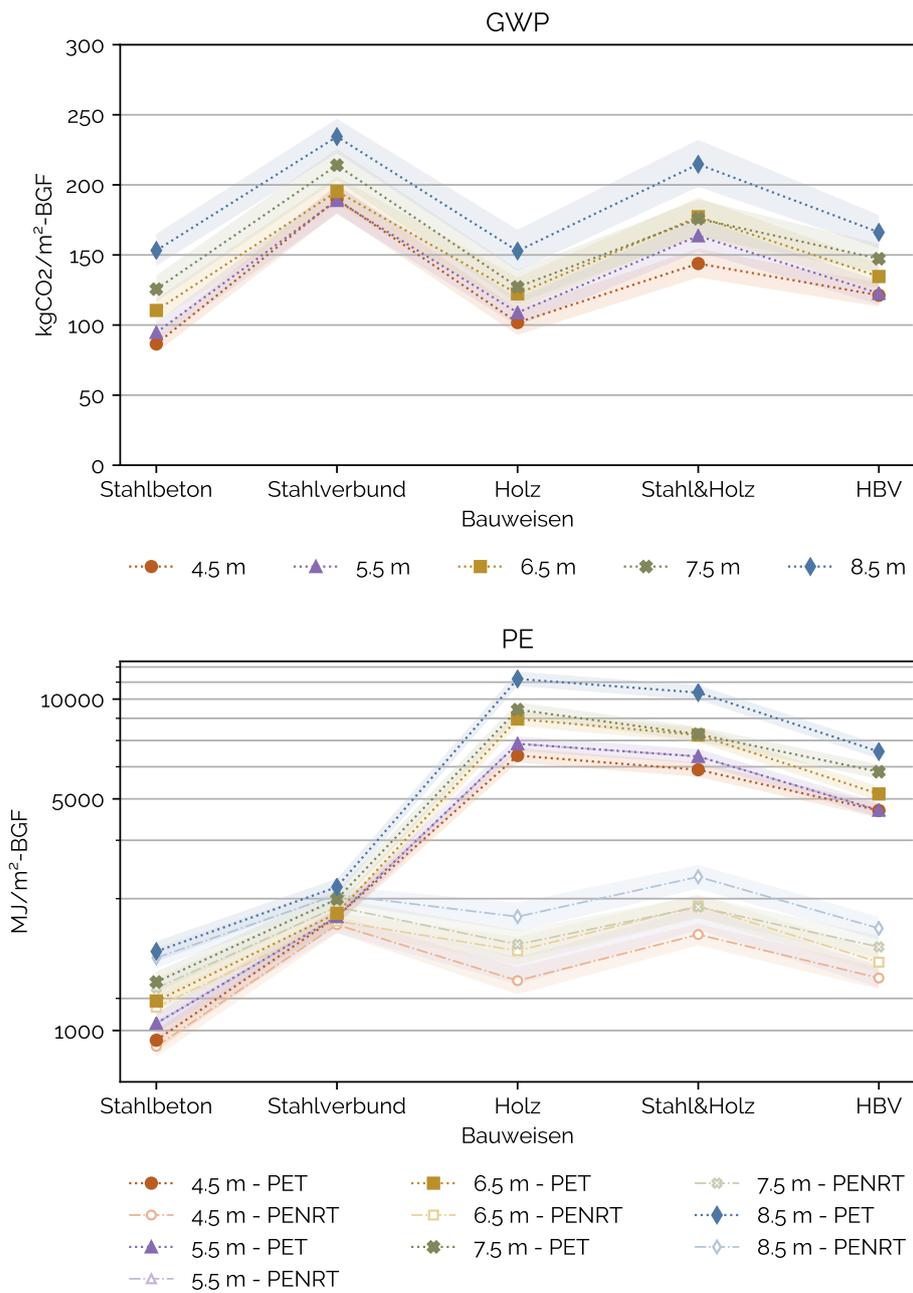


Abbildung 4.8: Der Vergleich zwischen den einzelnen Bauweisen in Abhängigkeit der Spannweite. Die beiden Umweltwirkungen beziehen sich auf das funktionale Äquivalent. Die Darstellung der Primärenergie zeigt den Gesamteinsatz (PET) und den darin enthaltenen nicht-erneuerbaren Anteil (PENRT).

5 Zusammenfassung und Ausblick

Zusammenfassend kann behauptet werden, dass die Klimaauswirkungen von Tragstrukturen sehr unterschiedlich in Abhängigkeit der Bauweise und Spannweite ausfallen. Darum bedarf es einer kritischen Betrachtung und Beurteilung der Kriterien, nach denen sich für oder gegen eine bestimmte Tragstruktur entschieden wird. Dieses Bewusstsein muss zukünftig bei Tragwerksingenieuren ebenso gefestigt sein, sowie baustatische oder materialspezifische Kenntnisse. So kann mit dem Tragwerk ein nachhaltiges Grundgerüst für Gebäude geschaffen werden. Die in dieser Studie untersuchten Tragstrukturen sollen stellvertretend die Vielschichtigkeit der Baupraxis bei Gebäuden umreißen und abbilden. Dadurch wird die Tragweite der Entscheidungen in der Tragwerksplanung hinsichtlich Klimawandel verdeutlicht. Ebenso soll erwähnt sein, dass unzählige Zwischenlösungen zu den hier betrachteten Varianten möglich sind und Ingenieure auch auf Detailebene noch viel Entscheidungseinfluss haben. So können beispielsweise im Holzbau Detailpunkte die Gesamtstruktur wesentlich beeinflussen und verändern. Als Kernaussage kann festgehalten werden, dass zukünftig die Tragwerksplanung nicht nur eine reine Frage der Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit ist, sondern viel mehr eine Planungsphase sein sollte, in der Potenziale und Optimierungen von Gebäuden aufgezeigt werden und die Nachhaltigkeit von Gebäuden grundlegend mitgestaltet wird. Tragwerksingenieure sollten daher im Idealfall bereits in der Entwurfsphase konsultiert werden, um die bestmöglichen Lösungen hinsichtlich Klimaauswirkungen zu realisieren.

Die Ergebnisse lassen keine allgemein gültige Aussage bezüglich einer klimafreundlichsten Tragstruktur zu. Alle Tragstrukturen sind Kompromisslösungen mit unterschiedlichen Vor- und Nachteilen in Abhängigkeit von verschiedenen Randbedingungen. Generell ist in dieser Untersuchung die Herstellungsphase mit 80-85% der Gesamtemissionen die dominierende Phase im Lebenszyklus von Tragstrukturen. Mögliche Verringerungen des Materialeinsatzes in den einzelnen Bauteilen bringen somit die größten Einsparungseffekte. Trotz der Dominanz dieser Phase können die Randbedingungen für den Transport zur Baustelle, Errichtung und Abbruch entscheidend sein, bezüglich den günstigsten Klimaauswirkungen. Die Ergebnisse zeigen, dass Holztragwerke nicht zwingend zu einer Verbesserung der Klimaauswirkungen füh-

ren. Unter Berücksichtigung einer Schwankungsbreite der Ergebnisse aufgrund der zuvor genannten Parameter, kann diese Bauweise auch zu höheren Emissionen führen, als beispielsweise die Stahlbetonstruktur. Bei der grundlegenden Untersuchung der Gebäude mit 8 Geschossen weist die Holzbauweise im Mittel die niedrigsten Emissionen von rund $115 \text{ kgCO}_2\text{-äqu./m}^2\text{-BGF}$ bei einer Spannweite von 4.5m auf. Die Stahlbetonstruktur liegt dabei nur knapp dahinter und innerhalb des zuvor erwähnten Schwankungsbereichs der Ergebnisse des Holzbaues. Die höchsten Emissionen weist die Stahlverbundstruktur mit rund $250 \text{ kgCO}_2\text{-äqu./m}^2\text{-BGF}$ bei einer Spannweite von 8.5m auf. Die Berücksichtigung der Konstruktions- beziehungsweise Gebäudehöhe zeigt, dass sich durch die Höhenbegrenzung von Gebäude eine Reduzierung der Bruttogeschossfläche ergeben kann. Die Bruttogeschossfläche bildet die Grundlage für das funktionale Äquivalent und daran geknüpft kann dies zu einer Erhöhung der Ergebnisse um bis 14% führen. Die Stahlverbundvariante weist bei nahezu allen Spannweiten und Betrachtungen die höchsten Emissionen auf. Nach der Bewertung der Grundentwürfe sind unterschiedliche Optimierungspotenziale aufgezeigt und neu bewertet. Diese umfassen Verbesserungen auf Bauteil- als auch auf der Materialebene. Die geringsten Emissionen resultieren nun für die Stahlbetonkonstruktion mit rund $86 \text{ kgCO}_2\text{-äqu./m}^2\text{-BGF}$ bei 4.5m Spannweite. Die Optimierungsansätze ermöglichen je nach Bauweise und Spannweite eine Verbesserung bezüglich der CO_2 -Emissionen von bis zu 30%. Diese Verbesserungen können beispielsweise durch Tragwerksingenieure effektiv umgesetzt werden.

Im digitalen Zeitalter ermöglichen uns verbesserte Berechnungsmethoden und deutlich gesteigerte Rechenleistung ein besseres Verständnis und zuverlässigere Ergebnisse hinsichtlich komplexer Tragwerke. Mit komplexen Tragwerken können durch optimierten und demzufolge geringeren Materialeinsatz die Klimaauswirkung deutlich reduziert werden, wie bereits in dieser Arbeit aufgezeigt wurde. Zusätzlich sollte, oder muss, die Herstellung solcher Tragwerke in Verbindung mit digitalen Fertigungsprozessen erfolgen, um die Kosten und die Komplexität einer gebauten Struktur zu entkoppeln. In dieser Arbeit ist das beispielsweise durch den Einsatz von Robotik und Beton-3D-Druck an einer optimierten Flachdecke verdeutlicht. In Kombination können so maximale Einsparungspotenziale genutzt werden. So beschäftigt sich beispielsweise das Gebiet der Topologieoptimierung mit Strukturoptimierungen von Bauteilen unter unterschiedlichen Belastungen (mechanisch, thermisch, etc.), dadurch sollen Bauteile bei möglichst gleicher Leistungsfähigkeit weniger Material verbrauchen. Diese Optimierungsprozesse können durch neue digitale Fertigungs- und Herstellungsprozesse auch auf das Bauwesen übertragen werden. Solche digitalen Werkzeuge werden zukünftig zum täglichen

Gebrauch in der Tragwerksplanung werden, um Tragstrukturen so umweltfreundlich wie möglich zu gestalten und damit nachhaltig das Klima zu schützen.

Literatur

- Agustí-Juan, Isolda und Guillaume Habert (2017). "Environmental design guidelines for digital fabrication". In: *Journal of Cleaner Production*.
- Agustí-Juan, Isolda, Florian Müller et al. (2017). "Potential benefits of digital fabrication for complex structures: Environmental assessment of a robotically fabricated concrete wall". In: *Journal of Cleaner Production*.
- Allacker, Karen et al. (2017). *Environmental profile of building elements*. OVAM.
- Bundesinstitut für Bau-, Stadt- und Raumforschung (2019). *Leitfaden Nachhaltiges Bauen*.
- Cherubini, Francesco et al. (2011). "CO₂ emissions from biomass combustion for bioenergy: atmospheric decay and contribution to global warming". In: Crippa, M. et al. (2019). *Fossil CO₂ and GHG emissions of all world countries - 2019 Report*. Luxembourg: Publications Office of the European Union.
- Dimoudi, A. und C. Tompa (2008). "Energy and environmental indicators related to construction of office buildings". In: *Resources, Conservation and Recycling* 53:1.
- Dunant, Cyrille F. et al. (2018). "Regularity and optimisation practice in steel structural frames in real design cases". In: *Resources, Conservation and Recycling*.
- EN 15804 (2020). *Nachhaltigkeit von Bauwerken - Umweltproduktdeklarationen - Grundregeln für die Produktkategorie Bauprodukte*.
- EN 15978 (2012). *Nachhaltigkeit von Bauwerken - Bewertung der umweltbezogenen Qualität von Gebäuden - Berechnungsmethode*.
- EN 1991-1-1 (2011). *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen - Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau*.
- EN 1991-1-3 (2016). *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen - Schneelasten*.
- EN 1991-1-4 (2011). *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen - Windlasten*.
- EN 1992-1-1 (2015). *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*.
- EN 1992-1-2 (2019). *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-2: Allgemeine Regeln - Tragwerksbemessung für den Brandfall*.

- EN 1993-1-1 (2014). *Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau.*
- EN 1993-1-2 (2012). *Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-2: Allgemeine Regeln - Tragwerksbemessung für den Brandfall.*
- EN 1994-1-1 (2009). *Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für den Hochbau.*
- EN 1994-1-2 (2014). *Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton - Teil 1-2: Allgemeine Regeln - Tragwerksbemessung für den Brandfall.*
- EN 1995-1-1 (2014). *Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 1-1: Allgemeines - Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau.*
- EN 1995-1-2 (2011). *Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 1-2: Allgemeine Regeln - Tragwerksbemessung für den Brandfall.*
- Favier, Aurélie et al. (2018). *A sustainable future for the european cement and concrete industry - Technology assessment for full decarbonisation of the industry by 2050.*
- Feldmann, M. et al. (2009). *Design of floor structures for human induced vibrations.*
- Guest, Geoffrey, Francesco Cherubini und Anders H. Stromman (2012). "Global warming potential of carbon dioxide emissions from biomass stored in the anthroposphere and used for bioenergy at end of life". In:
- Hansemann, Georg et al. (2020). *Fabricate 2020 - Additive Fabrication of Concrete Elements by Robots: Lightweight concrete ceiling.* London: UCL Press.
- Hoxha, Endrit et al. (2020). "A critical overview of LCA methods for calculation of biogenic carbon in buildings". In: *Buildings and Cities.*
- IEA (2018a). *Global energy & CO₂ Status Report 2017.*
- (2018b). *Technology Roadmap - Low-Carbon Transition in the Cement Industry.*
- (2019). *Material efficiency in clean energy transitions.* OECD.
- IEA & UNEP (2018). *2018 Global Status Report: towards a zero emission, efficient and resilient buildings and construction sector.*
- IPCC (2018). *Global Warming of 1.5°C. An IPCC Special Report on the impacts of global warming of 1.5°C above pre-industrial levels and related global greenhouse gas emission pathways, in the context of strengthening the global response to the threat of climate change, sustainable development, and efforts to eradicate poverty.*
- Juhart, Joachim et al. (2019). "Functional and environmental performance optimization of Portland cement-based materials by combined mineral fillers". In: *Cement and Concrete Research.*
- Kaethner, S. C. und J. A. Burrige (2012). *Embodied CO₂ of structural frames.*

- Kaufmann, Hermann, Stefan Krötsch und Stefan Winter (2017). *Atlas - Mehrgeschossiger Holzbau*. München: Detail Business Information GmbH.
- Lasvaux, S. et al. (Aug. 2016). "Correlations in Life Cycle Impact Assessment methods (LCIA) and indicators for construction materials: What matters?" In: *Ecological Indicators* 67, S. 174–182.
- LETI (2020a). *LETI Climate Emergency Design Guide*.
- (2020b). *LETI Embodied Carbon Primer*.
- Lützkendorf, Thomas und Maria Balouktsi (2016). *IEA EBC Annex 57 - Guidelines for designers*.
- Minnert, Jens und Gerd Wagenknecht (2013). *Verbundbau-Praxis - Berechnung und Konstruktion nach Eurocode 4*. Beuth Verlag GmbH.
- Moynihan, Muiris C. und Julian M. Allwood (2014). "Utilization of structural steel in buildings". In: *Proceedings of the Royal Society A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences*.
- Passer, Alexander, Richard Deutsch und Marco Scherz (2018). *Beton-LCA - Wie grün ist grau?*
- Passer, Alexander, Helmut Kreiner et al. (2017). *IEA Energie in Gebäuden und Kommunen (EBC) Annex 57: Evaluierung der konstruktionsspezifischen CO₂-Emissionen und der grauen Energie*. Graz.
- Umweltbundesamt (2019). *Statusbericht zu den CO₂-Emissionen neu zugelassener Pkw in Österreich im Jahr 2018*. Wien.
- UNEP (2018). *The Emissions Gap Report 2018*.
- United Nations Population Division, Department of Economic and Social Affairs (2017a). *World Population Prospects: The 2017 Revision, Key Findings and Advance Tables*.
- (2017b). *World Population Prospects: The 2017 Revision, Wallchart*.
- World Steel Association (2016). *Steel - The permanent material in the circular economy*.