



David Moling, BSc.

Ausgewählte Bauten der modernen Architektur des 20. Jahrhunderts – Analyse und Neuinterpretation in Holzbauweise

MASTERARBEIT

zur Erlangung des akademischen Grades
Diplom-Ingenieur

Masterstudium Bauingenieurwissenschaften – Konstruktiver Ingenieurbau

Eingereicht an der
Technischen Universität Graz

Betreuer
Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Gerhard Schickhofer
Institut für Holzbau und Holztechnologie
DI Raimund Sieder
Institut für Holzbau und Holztechnologie

Graz, April 2018

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 other than the declared sources/resources, and that I have explicitly indicated all material which has been quoted either literally or by content from the sources used. The text document uploaded to TUGRAZonline is identical to the present master's thesis.

Datum / Date

Unterschrift / Signature

Danksagung

An erster Stelle möchte ich mich beim Herrn Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Gerhard Schickhofer für die Möglichkeit bedanken, am Institut für Holzbau und Holztechnologie diese Arbeit verfassen zu können. Für die umfassende Hilfsbereitschaft geht ein großes Dankeschön an meinem Betreuer Raimund Sieder, der mich zu jeder Zeit mit viel Geduld und Interesse bei meiner Masterarbeit unterstützt hat.

An all meinen Freunden die mich während der Studienzeit begleitet und diese für mich unvergesslich gemacht haben möchte ich meinem Dank aussprechen. Danke an meine WG, dem Basti, der Eli und der Vera für die stets gute Stimmung und das spaßige Zusammenleben. Der Saunacrew möchte ich für die warmen Abende danken. Für die gesellige und lustige Zeit möchte ich mich bei den Kollegen im „Diplomanden-Kammerl“ bedanken. Vor allem beim Dominik und Daniel bedanke ich mich für die lehrreichen Gespräche.

Mein größter Dank geht an meine Familie und vor allem meinen Eltern Richard und Marlene, die mich während des ganzen Studiums in jeder Hinsicht unterstützt und begleitet haben. Sie haben mir diesen schönen Lebensabschnitt ermöglicht. Danke!

Kurzfassung

Die moderne Architektur begann in den späten Jahren des 19. Jahrhunderts in Verbindung mit der Entwicklung des damals innovativen Baumaterials Stahlbeton. Diese erreichte in den 30er Jahren des 20. Jahrhunderts durch den „Internationalen Stil“ ihren Höhepunkt. Durch die freie Formbarkeit des Materials und die Möglichkeit anspruchsvollere Bauwerke zu errichten, wurden dem Massivbau die Grenzen erweitert und konventionelle Bauweisen wie Holzbau und Mauerwerksbau traten in den Hintergrund. Ungefähr hundert Jahre nach dem explosionsartigen Aufstieg des Stahlbetons als führendes Baumaterial begannen die Entwicklung bzw. Erforschungen des Holzwerkstoffes Brettsperrholz (BSP), das sich allmählich in der Massivbauweise etabliert.

Diese Masterarbeit befasst sich mit der Modellierung und Bemessung eines Wohngebäudes in Holz-Massivbauweise. Die Wahl des zu bemessenden Gebäudes beschränkt sich auf im Zeitraum von 1900 bis 1940 errichtete Wohngebäude aus Stahlbeton und basiert auf eine umfassende Recherche über die Architekturgeschichte des mitteleuropäischen Raums. Die 3D-Modellierung des Bauwerks erfolgt durch ein Finite-Elemente Programm.

Der Schwerpunkt liegt dabei in der Bemessung der BSP-Elemente nach dem aktuellen Entwurf der EN 1995-1-1 [1]. Diese wird gegenwärtig überarbeitet. Es ist geplant, dass in der Neufassung dieser Norm ein Kapitel „CLT“ aufgenommen wird. Diese gilt als erste einheitliche europäische Bemessungsnorm für Brettsperrholz.

Ein weiterer Aspekt dieser Masterarbeit liegt in einer möglichst effizienten Planung und Modellierung der Verbindungen zwischen den einzelnen Elementen des zu bemessenden Bauwerkes. Die Wahl unterschiedlicher Verbindungsmöglichkeiten zeigt teilweise große Einflüsse auf die allgemeinen Schnittgrößen im Modell, was eine laufende Optimierung bzw. Adaptierung des 3D-Modells erfordert.

Abschließend wird das Potential und der Stellenwert der Holz-Massivbauweise in Brettsperrholz in der aktuellen und zukünftigen Architektur zur Diskussion gestellt.

Abstract

Modern architecture started in the late 19th century together with the development of reinforced concrete as an innovative building material at the time and peaked in the thirties of the 20th century with the “International Style”. Due to the free formability of the material and the opportunity to build complex buildings, new limits for solid construction were set and conventional construction methods such as timber and masonry drifted in the background. About a hundred years after the explosive rise of reinforced concrete as a leading building material, the development and research of the wood-based material cross laminated timber (CLT) began, which is gradually establishing itself in the building sector.

This master thesis covers the modelling and design of a residential building as timber construction. The selection of the building is limited to residential buildings made of reinforced concrete erected between 1900 and 1940 and is based on an extensive research of the architectural history in Central Europe. The 3D-modelling of the structure is accomplished with a Finite Element program.

The main focus lays on the design of the CLT-elements according to the current draft of the EN 1995- 1-1 [1], which is currently under revision. It is planned, that the recast of this standard will include a “CLT”-chapter. This is the first unified European design standard for cross laminated timber.

Another aspect of this master's thesis lies in the efficient planning and modelling of the connections between the buildings' individual elements. The choice of different connections shows a partially great influence on the internal forces of the model, which requires an ongoing optimization and adaptation of the 3D-model.

In conclusion, a discussion about the potential and significance of the solid wood construction of cross laminated timber in the current and future architecture is given.

Inhaltsverzeichnis

KAPITEL 1: EINLEITUNG	1
1-1 MOTIVATION UND ZIEL DER ARBEIT	1
1-2 GLIEDERUNG	2
1-3 BEGRIFFSDEFINITIONEN.....	4
KAPITEL 2: KURZER EINBLICK IN DIE ARCHITEKTURGESCHICHTE	6
2-1 EINLEITUNG UND ERKLÄRUNG	6
2-2 DIE ANFÄNGE DER „MODERNEN ARCHITEKTUR“	7
2-3 UM DIE JAHRHUNDERTWENDE.....	7
2-3.1 „Art Nouveau“	8
2-3.2 „Wiener Secession“	9
2-4 DIE VORKRIEGSZEIT	9
2-4.1 Deutschland	9
2-4.2 Österreich	11
2-4.3 Italien.....	11
2-5 ZWISCHEN BEIDEN WELTKRIEGEN	12
2-5.1 Die erste Epoche: 1917-1929	12
2-5.2 Die zweite Epoche: 1930-1939.....	13
2-5.3 Deutschland	13
2-5.4 Frankreich.....	14
2-5.5 Italien.....	14
2-5.6 Die Weißenhofsiedlung des „Werkbundes“	14
2-5.7 Der “Internationale Stil”	15
2-5.8 Das “Bauhaus”	16
2-5.9 Ludwig Mies van der Rohe	18
2-5.10 Le Corbusier	18
2-5.11 Die CIAM.....	20
2-6 DIE ZEIT NACH DEM ZWEITEN WELTKRIEG.....	21
2-7 AUSBLICK	22
KAPITEL 3: AUSGEWÄHLTE BAUWERKE AUS STAHLBETON.....	23
3-1 AUGUSTE PERRET.....	23
3-1.1 Wohnhaus - 25bis, rue Franklin in Paris	23
3-2 JOSEF HOFFMANN	25
3-2.1 Sanatorium.....	25
3-3 ADOLF LOOS	26
3-3.1 Haus Steiner.....	26

3-4	OTTO WAGNER	27
3-4.1	Villa Wagner II in Wien	27
3-5	LE CORBUSIER	28
3-5.1	Haus Citröhan	28
3-5.2	Maison La Roche–Jeanneret in Paris	29
3-5.3	Villa Cook in Paris.....	30
3-5.4	Villa Stein / de Monzie in Garches	31
3-5.5	Die Villa Savoye in Poissy	32
3-6	ERICH MENDELSON	34
3-6.1	Der Einsteinturm in Potsdam	34
3-7	WALTER GROPIUS	35
3-7.1	Das Bauhaus in Dessau.....	35
3-8	PAUL ENGELMANN, LUDWIG WITTGENSTEIN	37
3-8.1	Haus Wittgenstein.....	37
3-9	LUDWIG MIES VAN DER ROHE	38
3-9.1	Der Deutsche Pavillon in Barcelona	38
3-9.2	Haus Tugendhat in Brünn	39
3-10	JOSEF FRANK, OSKAR WLACH	40
3-10.1	Haus Beer.....	40
3-11	ERNST ANTON PLISCHKE.....	41
3-11.1	Arbeitsamt Liesing.....	41
3-12	HERBERT EICHHOLZER	42
3-12.1	Haus Lind.....	42
3-12.2	Haus Albrecher-Leskoschek	43
3-13	GIUSEPPE TERRAGNI.....	44
3-13.1	Casa del Fascio in Como.....	44
KAPITEL 4: ZEITACHSE ALS ZUSAMMENFASSUNG DER KAPITEL 2 UND 3.....		45
4-1	RAHMENBEDINGUNGEN	45
KAPITEL 5: ALLGEMEINES ZUR BEMESSUNG.....		48
5-1	BEMESSUNGSRUNDLAGEN	48
5-2	ULS-BEMESSUNG	50
5-2.1	Brettsperrholz BSP.....	50
5-3	SLS-BEMESSUNG	60
5-3.1	Verformungen.....	60
5-3.2	Schwingungen.....	61
5-4	AUßERGEWÖHNLICHE EINWIRKUNG: BRAND	63
5-5	AUßERGEWÖHNLICHE EINWIRKUNG: ERDBEBEN	64

5-5.1	Allgemeine Annahmen	64
5-5.2	Torsionsbeanspruchung durch Exzentrizität der Erdbebeneinwirkung	65
KAPITEL 6: VILLA SAVOYE: BEMESSUNG IN BSP		67
6-1	BETRACHTUNG DES GEWÄHLTEN BAUWERKES	67
6-2	PLÄNE	68
6-3	TRAGWERKSPLANUNG	68
6-3.1	Platten, Unterzüge und Stützen	68
6-3.2	Wände.....	72
6-4	MODELLIERUNG IN RFEM 5	75
6-4.1	Modellierung der BSP-Elemente.....	75
6-4.2	Modellierung der Unterzüge.....	83
6-5	LASTAUFSTELLUNG	91
6-5.1	Grenzzustand der Tragfähigkeit ULS.....	93
6-5.2	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit SLS	95
6-5.3	Weitere Lastfallkombinationen	95
KAPITEL 7: BEMESSUNG UND ERGEBNISSE		96
7-1	ALLGEMEINES	96
7-2	ULS-NACHWEISE.....	98
7-2.1	BSP-Decken	98
7-2.2	BSP-Wandscheiben	107
7-3	SLS-NACHWEISE	113
7-3.1	Verformungen.....	113
7-3.2	Schwingungen	114
7-4	NACHWEISE FÜR DEN AUßERGEWÖHNLICHEN LASTFALL BRAND.....	115
7-4.1	Stützen.....	116
7-4.2	Balken.....	116
7-4.3	Deckenplatten.....	117
7-4.4	Wandscheiben.....	117
7-5	NACHWEISE FÜR DIE AUßERGEWÖHNLICHE EINWIRKUNG ERDBEBEN	118
7-5.1	Schubmittelpunkt und Aussteifung	120
7-5.2	Torsionseinwirkung.....	123
KAPITEL 8: VERBINDUNGEN UND DETAILS.....		126
8-1	QUERDRUCKVERSTÄRKUNG DER BSH-TRÄGER.....	126
8-1.1	Allgemeine Bemessung	126
8-1.2	Nachweise und Ergebnisse	127
8-2	BALKENSCHUHE/BALKENTRÄGER.....	128
8-3	ALLGEMEINE BEMESSUNG DER VERBINDUNGSMITTEL	129

8-3.1	Schraubenverbindungen.....	130
8-3.2	Winkelverbinder und Zuganker	135
8-3.3	Ermittlung der Verschiebungsmoduln K_{ser} und K_{ULS}	135
8-4	AUSLEGUNG UND BEMESSUNG DER VERBINDUNGSMITTEL	136
8-4.1	Verbindungen zwischen BSP-Elementen	136
8-4.2	Verschiebungsmoduln K_{ser} und K_{ULS}	146
KAPITEL 9: RESÜMEE		147
ANHANG A VERZEICHNISSE.....		I
A-1	LITERATURVERZEICHNIS	I
A-2	LITERATURVERZEICHNIS DER ABBILDUNGEN IM KAPITEL 4.....	VI
ANHANG B VERSCHIEDENE ANHÄNGE		VII
B-1	BEIWERTE UND BAUSTOFFKENNWERTE	VIII
B-2	BERECHNUNG DER LASTEN.....	X
B-3	ORIGINALPLAN.....	XV
B-4	BSH- UND DECKENELEMENTE	XVIII
B-5	SCHUBMITTELPUNKT UND TORSIONSKRÄFTE.....	XX
ANHANG C DIVERSE NACHWEISE		XXV
C-1	ULS-NACHWEISE FÜR BSH-BAUTEILE.....	XXVI
C-2	SLS-NACHWEISE FÜR DIE UNTERZÜGE	XLII
C-3	NACHWEISE FÜR DEN AUßERGEWÖHNLICHEN LASTFALL BRAND	XLIII
C-4	NACHWEISE FÜR DIE AUßERGEWÖHNLICHE EINWIRKUNG ERDBEBEN	XLVIII

KAPITEL 1: EINLEITUNG

1-1 MOTIVATION UND ZIEL DER ARBEIT

Die Suche nach wiederverwendbaren und natürlichen Materialien, ökologischen Bauweisen und im Allgemeinen eine umweltbewusste Lebensweise spielt in der heutigen Zeit eine stets wichtiger werdende Rolle.

In diesem Zusammenhang stellt Holz eine gute Alternative zu anderen Baustoffen, wie Beton und Stahl, dar. Für die Massivbauweise wird Holz in Form von Brettsperrholz (kurz: BSP) verwendet und gewinnt immer mehr an Bedeutung. Dies kann auf die hohe Tragfähigkeit im Verhältnis zum geringen Gewicht, die Vorfertigung der Platten für eine schnelle und passgenaue Montage sowie die umweltfreundliche Herstellung zurückgeführt werden. Ein großes Interesse an dieser Bauweise und an der damit verbundenen Forschungsarbeit kann vor allem in Regionen mit einer hohen Rohstoffverfügbarkeit (z. B. Skandinavien, Japan, Kanada, USA, Österreich, usw.) beobachtet werden. Diese Aspekte dienen als Fundament für die Entstehung vieler Unternehmen, welche sich mit dem Holzbau beschäftigen.

Ziel dieser Arbeit ist es, die Holz-Massivbauweise bzw. das Produkt Brettsperrholz anhand der Neubemessung eines bereits bestehenden Stahlbetonbauwerkes zu analysieren. Dabei werden die für die Architekturgeschichte wichtigsten Stahlbetonbauten, meist in Form von Wohnhäusern, durch eine umfassende Literaturrecherche zusammengefasst und behandelt. Der betrachtete Zeitraum erstreckt sich ungefähr von der Jahrhundertwende des 20. Jahrhunderts bis zum Zweiten Weltkrieg. In dieser Zeit legte der damals junge Werkstoff Stahlbeton einen wichtigen Grundstein für die heutige Zeit. Durch die immensen Fortschritte in der Forschung von Stahlbeton konnten anspruchsvolle Bauwerke, vor allem durch die freie Formbarkeit und hohe Tragfähigkeit des Materials, realisiert werden.

Der Skelettrahmen von HENNEBIQUE, der später Architekten wie PERRET und LE CORBUSIER in ihrer Architektur beeinflusste, kann als Beginn dieser „Stahlbeton-Ära“ in der Architektur dargestellt werden. Vor allem durch LE CORBUSIERs „Dom-Ino“-Bauweise erlangte Stahlbeton durch schlanke und offene Grundrisse hohes Ansehen. Die bis dahin weit verbreiteten Holz- und Mauerwerksbauweise verloren bald an Bedeutung, da diese für die „moderne Architektur“ mit schlanken Tragstrukturen und offenen Grundrissen kaum geeignet waren. Durch die Entwicklung von Brettsperrholz und somit eines flächigen Bauelementes wurden der Holzbauweise neue Anwendungen, die über der Leichtbauweise mit stabförmigen Elementen und deren Einschränkungen weit hinausgehen, eröffnet.

Die „junge“ Bauweise mit BSP bietet neue Möglichkeiten für den Holzbau wie z. B. die schlanke Bauweise des „Dom-Ino“-Hauses. Die Grenzen von Brettsperrholz werden stets neu definiert und das immer noch große Verbesserungspotential dieser Bauweise aufgezeigt.

Jenes Leistungspotential des Produktes Brettsperrholz soll anhand eines zu bemessenden Gebäudes aufgezeigt werden. Die Geometrie des Bauwerks soll dafür, falls möglich, nichts bis nur geringfügig geändert werden.

1-2 GLIEDERUNG

Die Arbeit gliedert sich in zehn Kapitel, die im Anschluss kurz erläutert werden.

KAPITEL 1: EINLEITUNG

Die Einleitung befasst sich mit der Motivation und dem allgemeinen Inhalt dieser Arbeit. Zudem wird der Aufbau beschrieben sowie einige Begriffe für das Kapitel 2 definiert.

KAPITEL 2: ARCHITEKTURGESCHICHTE

Es wird eine Einführung in die moderne Architekturgeschichte, vor allem im Zeitraum zwischen 1900-1940, angeführt. Dabei wird auf die einflussreichsten bzw. richtungsweisenden Architekten, Stilrichtungen sowie Bauwerke eingegangen. Der Schwerpunkt ist dabei auf den Wohnungsbau in Stahlbetonbauweise gelegt. Zur besseren Übersicht wird dieses Kapitel in Zeitabschnitte, Länder und Gruppierungen aufgeteilt, wobei kein Anspruch auf Vollständigkeit gelegt werden kann.

KAPITEL 3: DIE WICHTIGSTEN BAUWERKE AUS STAHLBETON

Es werden die wichtigsten Bauwerke aus Stahlbeton aus dem Kapitel 2 entnommen und näher untersucht. Dabei werden vor allem Wohngebäude behandelt. Zudem werden mehrere, für die österreichische „moderne Architektur“ wichtige, Stahlbetongebäude erfasst und dargestellt.

KAPITEL 4: ZEITACHSE ALS ZUSAMMENFASSUNG DER KAPITEL 2 UND 3

Im Kapitel 4 werden alle wichtigen Errungenschaften, Architekten, Stilrichtungen sowie Architektengruppierungen, als Zusammenfassung der Kapitel 2 und 3, in einer Zeitachse dargestellt.

KAPITEL 5: ALLGEMEINE BEMESSUNG

In diesem Kapitel wird auf die allgemeine Bemessung in Holzbauweise eingegangen. Es werden ULS-, SLS-, Brand- sowie Erdbebennachweise geführt. Der Schwerpunkt liegt dabei auf die Berechnung der BSP-Elemente. Als Bemessungsgrundlage dient dabei der zum Zeitpunkt der Verfassung vorliegende Entwurf der EN 1995-1-1 [1].

KAPITEL 6: VILLA SAVOYE: BEMESSUNG IN BSP

Im Kapitel 6 wird das, aus dem Kapitel 3 gewählte, Bauwerk für die Bemessung mit Brettspertholz aufbereitet und dessen Wahl beschrieben. Dabei wird auf die Tragwerksplanung in Holzbauweise sowie auf die Modellierung des Bauwerks im Berechnungsprogramm RFEM 5 näher eingegangen.

KAPITEL 7: BEMESSUNG UND ERGEBNISSE

Die Bemessung des in Kapitel 6 gewählten Bauwerks aus Stahlbeton wird nach den in Kapitel 5 angegebenen Bemessungsgrundlagen in Holzbauweise durchgeführt. Dabei handelt es sich um die Nachweise mit den Schnittkräften des fertiggestellten Modells inklusive der im Kapitel 8 neu ermittelten und optimierten Verbindungen bzw. Steifigkeiten.

KAPITEL 8: VERBINDUNGEN UND DETAILS

Dieses Kapitel setzt sich mit den Verbindungen zwischen den verschiedenen Holzbauteilen auseinander. Im Fokus stehen dabei vor allem die Verbindungen bzw. die Schubnachgiebigkeit zwischen den BSP-Elementen. Die ermittelten Verbindungssteifigkeiten werden in das RFEM-Modell übertragen. Für die dadurch „neu“ berechneten Schnittgrößen werden im Kapitel 7 die Nachweise laut Kapitel 5 geführt. Dieser iterative Prozess erfolgt bis zur Erfüllung jeglicher Nachweise.

KAPITEL 9: RESÜMEE

Die Ergebnisse der Arbeit werden zusammenfassend betrachtet und diskutiert. Zudem wird auf die aufgetretenen Problembereiche während der Modellierung und Berechnung in RFEM 5 eingegangen und mögliche Lösungsansätze beschrieben. Des Weiteren werden die wichtigsten Erkenntnisse aus der Bemessung in Holzbauweise diskutiert.

1-3 BEGRIFFSDEFINITIONEN

- Klassizismus:** Ziel dieser Stilrichtung zu Beginn des 19. Jahrhunderts war es, die Antike wiederzubeleben und eine Nachahmung antiker Vorbilder, beispielsweise die Römer und Griechen. Dabei werden klare und einfache Grundformen wie Kugeln, Dreiecke und Quadrate benutzt. Dieser Stil ist vor allem bei Monumenten, Kirchen und Staatsbauten vorzufinden. (vgl. [2])
- Art Nouveau/Jugendstil:** Es wird eine Verbindung zwischen Kunst und Handwerk hergestellt und mit Hilfe von naturgetreuen Ornamenten werden Gebäude bis hin zur Innenausstattung entworfen. Dabei werden die deutsche und österreichische Beschreibung der Sezessionsbewegung (zuerst in München und dann in Wien) als „Jugendstil“ bezeichnet. Art Nouveau ist der zugehörige französische Begriff bzw. ist die französische/spanische Abwandlung dieser Stilrichtung. (vgl. [3], [4])
- Historismus:** Der Historismus versuchte gegen Ende des 19. Jahrhunderts vergangene Stile, wie Gotik, Renaissance oder Barock wieder aufzugreifen und der aktuellen Zeit anzupassen. Dieser wurde jedoch um 1900 vom Jugendstil verdrängt. (vgl. [5])
- Beaux-Arts-Stil:** Dieser Baustil wurde an der bereits zu Beginn des 19. Jahrhunderts gegründeten Architekturschule École des Beaux-Arts (franz. für Schule der Schönen Künste) gelehrt. Dabei handelt es sich um einen ornamentvollen, klassischen Baustil. (vgl. [6])
- Rationalismus:** Eine „vernünftige“ Architektur wird angestrebt, die dem Ornament, dem Überflüssigen und damit dem „Art Nouveau“ entgegenwirkt. Dabei stehen ökonomische und einfache Bauweise, Standardisierung, Fertigteilebau und die Verbesserung der Lebensumstände durch die neuen industriellen Techniken im Mittelpunkt. (vgl. [7])
- Arts-and-Crafts:** Diese Bewegung war in England ein „Vorfahre“ des Jugendstils und setzte sich im Allgemeinen gegen das Nachahmen historischer Stile ein, wie den „Historismus“ oder den „Klassizismus“. (vgl. [7])
- Neoklassizismus:** Bezeichnet klassizistische Tendenzen im 20. Jahrhundert, darunter auch im „Internationalen Stil“ (Abs. 2-5.7). (vgl. [7])
- Neue Sachlichkeit:** Diese Stilrichtung entwickelte sich nach dem Ersten Weltkrieg und löste den Expressionismus ab. Dieser Stil wendet sich wieder der Funktion des Bauwerks zu und ist somit dem Funktionalismus gleichzusetzen. Der „Bauhaus-Stil“ (Abs. 2-5.8) sowie der „Internationale Stil“ können ebenfalls der „Neuen Sachlichkeit“ zugeordnet werden. (vgl. [8])
- „Objet-type“:** Dieser Begriff (franz. für „Objekt“) wurde von LE CORBUSIER eingeführt und bezeichnet standardisierte Produkte, seien es gesamte Bauwerke als auch Gegenstände wie Inneneinrichtungen. (vgl. [9])
- Kubismus:** Der „Kubismus“ (aus lat. „cubus“ = Würfel) stammt aus der Malerei rund um 1908 und bezeichnet die Zerlegung von Objekten in einfache geometrische Figuren sowie das neuerliche Zusammenfügen dieser. In der Architektur versuchte man, vor allem in Tschechien, zweidimensionale Bilder auf dreidimensionale Bauwerke zu übertragen. (vgl. [10])
- „Dom-Ino“-Bauweise:** Dieses patentierte Produktionssystem bekam den Namen „Dom-Ino“, da die freistehenden Stützen im Grundriss als Punkte auf dem Dominostein sowie die Anordnung einzelner Wohneinheiten im Zickzack-Muster an aufgelegte Dominosteine erinnern. (vgl. [11])
- Pilotis:** „Pilotis“ steht für „Säulen“ und ist eines der „*cinq points*“ (franz. für „fünf Punkte“, siehe Abs. 2-5.10) von LE CORBUSIER. Sie bezeichnen das Bauen bzw. Schweben des Bauwerks auf diesen. (vgl. [12])

- Purismus:** Wurde von OZENFANT und LE CORBUSIER mit dem Manifest „*Après les cubisme*“ im Jahr 1918 als Nachfolger des „Kubismus“ eingeführt. Die Bauweise soll dabei einfach und der Funktion sowie der Ästhetik der modernen Technik angepasst sein. (vgl. [13])
- Elementarismus:** Ist eine Kunstströmung, die durch THEO VAN DOESBURG im Jahre 1926 im „*Manifest des Elementarismus*“ in die Welt gesetzt wurde. Dabei handelt es sich um die Vereinfachung und Dekonstruktion von Formen. Mit einfachen geometrischen Formen, vor allem Diagonalen, wurden Kunstwerke durch die holländische Gruppe „de Stijl“ geschaffen. (vgl. [14])
- Expressionismus:** Auch als „Plastischer Stil“ bezeichnet, soll es eine abstrakte, monumentale Plastik darstellen. Dabei werden der Gestaltung und Form keine Grenzen gesetzt. Beton ist neben Mauerwerk das wichtigste Baumaterial. Als Beispiele kann hier ERICH MENDELSONS Einsteinturm (Abs. 3-6.1) und LE CORBUSIERS Kapelle in Ronchamp angegeben werden. (vgl. [7])
- Brutalismus:** Bei dieser Stilrichtung wurden Installationen, Materialien sowie die Baukonstruktion selbst sichtbar gelassen. Vor allem unverkleideter Sichtbeton steht im Mittelpunkt dieses Stils. (vgl. [7])
- „Curtain walls“:** In Deutsch „Vorhangfassade“; bezeichnet wird dabei die leichte, nichttragende Fassade aus Aluminium, Stahl, Kunststoff, jedoch meist aus Glas. Diese ist in der Regel bündig mit der Tragkonstruktion oder dieser vorgehängt. (vgl. [7])
- Funktionalismus:** Ein Architekturstil, der sich auf die Funktion eines Bauwerks konzentriert und dessen Form davon ableitet. Der Begriff kommt vom Leitsatz „Form follows Function“ von L. H. SULLIVAN. Es löste den „Jugendstil“ und „Historismus“ ab. (vgl. [7])

KAPITEL 2: KURZER EINBLICK IN DIE ARCHITEKTURGESCHICHTE

2-1 EINLEITUNG UND ERKLÄRUNG

Eine kurze Einführung in die Architekturgeschichte der Jahre 1900-1940 wird zum besseren Verständnis dieser Arbeit und der dafür gewählten Gebäude dienen. Hierbei werden Letztere jedoch nur erwähnt; eine Vertiefung der einzelnen Bauwerke erfolgt zu einem späteren Zeitpunkt.

Aufgrund der vielschichtigen Entwicklung der Architektur seit Beginn des 20. Jahrhunderts liegt der Fokus der folgenden Analyse vor allem auf der deutschen, französischen bzw. mitteleuropäischen Architektur.

Im Folgenden werden die wichtigsten Stile und Gruppierungen bzw. Bewegungen dieser Epoche erwähnt. Vor allem das „Bauhaus“ und die CIAM, als wegbereitende Institutionen, werden umfassend behandelt.

Auch die mitunter wichtigsten Vertreter der „modernen Architektur“, wie LE CORBUSIER und LUDWIG MIES VAN DER ROHE, werden in diesem Kapitel genauer behandelt.

Im Verlauf der Arbeit werden überdies, vor allem die für den Stahlbetonbau wegweisenden Bauten, genauer erläutert.

Da die österreichische Architekturgeschichte im internationalen Format (außer die „Wiener Secession“, Abschnitt 2-3.2 und durch Architekten im Ausland wie RICHARD NEUTRA, die nicht Teil dieser Arbeit sind) keinen großen Einfluss in Bezug auf die „moderne Architektur“ (vor allem im „Internationalen Stil“) zu verzeichnen hat, werden einige wichtige Gebäude für die moderne, architektonische Geschichte Österreichs, vor allem in Bezug auf den Wohnungsbau und Stahlbeton, im entsprechenden Kapitel 3 behandelt.

Abschließend werden die wichtigsten Errungenschaften, Stilrichtungen, Gruppen, Architekten und Bauten entlang einer Zeitachse übersichtlich dargestellt.

Die Begriffe „Moderne“ und „moderne Architektur“ sind stets in dem behandelten zeitlichen Kontext zu verstehen und nehmen in keiner Weise Bezug auf das heutige Verständnis dieses Begriffs.

2-2 DIE ANFÄNGE DER „MODERNEN ARCHITEKTUR“

Im 19. Jahrhundert gab es zunächst nur Ansätze einer Bewegung in der Architektur (vgl. [15]). Gegen Ende des 19. Jahrhunderts war ein bedeutender Wandel in der Architektur zu verzeichnen. Durch die sich rasch entwickelnde Industrialisierung, zusammen mit den damit einhergehenden technischen Innovationen und revolutionären Denkweisen, kam es zu neuen Formen und Stilrichtungen in der Architektur. Da man zu Beginn dieser Veränderung nicht gewachsen war, wurde sich vermehrt an den Epochen der Renaissance, Gotik sowie Barock, orientiert. (vgl. [16])

Kontrovers standen sich dabei Traditionserhaltung und das Innovationspotential neuer Möglichkeiten gegenüber. Aus diesem Konflikt formten sich mehrere Sichtweisen. Auf der einen Seite wurde versucht, die Monumente vergangener Epochen wieder zu beleben, was jedoch als billige Nachahmung empfunden werden konnte. Auf der anderen Seite bestand eine Möglichkeit darin, die besten Materialien und Elemente vergangener Epochen neu zu kombinieren. Zusätzlich war es eine Option, der Architektur ihren Lauf zu lassen und die dabei auftretenden Probleme sukzessiv zu lösen. (vgl. [17])

Mit dem Londoner Crystal Palace (Glaspalast aus 1851) und mit dem Eiffelturm (1889) zeigten sich bereits Anzeichen einer nicht alltäglichen Architektur, geschaffen durch neu entwickelte Materialien. Jedoch erst die Entwicklung des Stahlbetons ermöglichte eine neue, eigenständige Architektur, deren Einfluss sich bis in die Gegenwart erstreckt. Neue Formen, Möglichkeiten und Größen waren das Ergebnis. (vgl. [18])

EUGÈNE VIOLLET-LE-DUC war einer der ersten Architekturtheoretiker, die sich bereits im 19. Jahrhundert mit der sich modernisierenden Welt befasste. Er war der Meinung, das neue Jahrhundert sollte einen Stil mit neuen Formen und Ideen hervorbringen, angepasst an die technische Entwicklung der damaligen Zeit. Er selber konnte als Konstrukteur wenig zur Architektur des 19. Jahrhunderts beitragen, doch seine Ideen einer modernen, neuen Architektur, diente den Pionieren späterer Jahrzehnte als große Inspiration. (vgl. [17])

Der Klassizismus hatte bis Mitte des 19. Jahrhunderts zwei Richtungen eingeschlagen: Die konstruktive von HENRI LABROUSTE und die romantische von KARL FRIEDRICH SCHINKEL. Die romantische Seite versuchte, die Ästhetik der Form hervorzuheben. Die konstruktive Seite konzentrierte sich auf die Betonung der Konstruktion, welche mit AUGUSTE CHOISYS „*Histoire de l'architecture*“ im Jahre 1899 ihren Höhepunkt erreichte (vgl. [11]). Laut AUGUSTE CHOISY sollte die Form als logische Folge der Technik und Ordnung dargestellt werden. Für viele Architekten, wie AUGUSTE PERRET und LE CORBUSIER, waren seine Schriften, vor allem „*Histoire de l'architecture*“, richtungsweisend. (vgl. [19])

2-3 UM DIE JAHRHUNDERTWENDE

TONY GARNIER und PETER BEHRENS hatten den größten Einfluss auf die nächste Generation, welche die „moderne Architektur“ hervorbrachte (vgl. [19]). In PETER BEHRENS' Büro wurden einige der wichtigsten Architekten der Nachkriegszeit ausgebildet; darunter befanden sich LE CORBUSIER, LUDWIG MIES VAN DER ROHE und WALTER GROPIUS. (vgl. [17])

AUGUSTE PERRETS Einfluss auf diese neue Generation kennzeichnet sich nicht nur durch seinen Architekturstil, sondern vor allem durch seine Errungenschaften mit dem Material Stahlbeton. Da es beim Stahlbetonbau jedoch, im Gegensatz zum Holzbau, noch keine Erfahrungswerte gab, konnten die Eigenschaften des Stahlbetons noch nicht ideal ausgeschöpft werden. (vgl. [19])

AUGUSTE PERRET führte Stahlbeton erstmals als Baumaterial und gestalterisches Element in der Architektur ein, wodurch er für viel Aufsehen sorgte. Beispielhaft dafür sind sein Wohnhaus in der rue Franklin 1903 (siehe Abschnitt 3-1.1) und die Garage in der rue Ponthieu 1905 in Paris zu nennen. (vgl. [15])

Für das Mietshaus in der rue Franklin, das als Stahlbeton-Skelettbauweise konzipiert war, waren Beiträge von AUGUSTE CHOISYS „*Histoire de l'architecture*“ 1899 und PAUL CHRISTOPHERS' Publikationen über das „System HENNEBIQUE“ in „*Le Béton armé et ses applications*“ (1902) für die Stahlbetonbauweise maßgebend. Beim „System HENNEBIQUE“ wurden nicht nur Wände und Decken, sondern das gesamte Tragwerksgerüst aus Stahlbeton konzipiert. In den späteren Jahren verwirklichte AUGUSTE PERRET, oft zusammen mit seinem Bruder GUSTAVE PERRET, weitere Stahlbetonbauten. Zwischen 1911 und 1913 entwarf er das Théâtre des Champs-Élysées, welches eigentlich bereits 1910 von HENRY VAN DE VELDE geplant worden war. AUGUSTE PERRETS Entwurf wurde jedoch aufgrund seiner Kenntnisse und dem Umgang mit Stahlbeton und der problematischen Durchsetzbarkeit von VAN DE VELDES Ideen vorrangig gewählt. In der Kirche Notre-Dame du Raincy, eines von AUGUSTE PERRETS größten Werken (1922-1924), dominieren vorfabrizierte Elemente und einfache Formen aus Stahlbeton. (vgl. [11])

Durch diese Bauwerke bahnte er sich den Weg zum Vorbild und Lehrer der nächsten Generation, die Stahlbeton nicht nur als Konstruktionsmaterial, sondern auch als ästhetisches und künstlerisches Material einsetzte. Jedoch waren seine Ideen klassizistischen Ursprungs und somit für die „moderne Architektur“ nebensächlich. (vgl. [19])

2-3.1 „ART NOUVEAU“

Der „Art Nouveau“ war die erste große Stilrichtung, die eine radikale Änderung am Ende des 19. Jahrhunderts auf internationaler Ebene schaffen konnte. Dabei konzentrierte sie sich hauptsächlich auf Form und Ästhetik und ging dabei weniger auf die moderne Technik ein. Zudem trennte sie sich vom „Historismus“ (siehe Abs. 1-3) und somit gleichzeitig vom „Beaux-Arts“ (siehe Abs. 1-3) der vorigen Jahrzehnte. Den Höhepunkt erreichte diese Richtung von 1893 bis 1905. (vgl. [17])



Abbildung 2-3-1: Casa Milá von Antoni Gaudí - Art Nouveau [7]

Die bedeutendsten Architekten des „Art Nouveaus“ waren ANTONI GAUDÍ und VICTOR HORTA. Sie machten Kunst, Form und Ornamente zum zentralen Gestaltungsmittel ihrer Bauwerke, sei es im Inneren als auch beim äußeren Erscheinungsbild, von der Natur inspiriert und mit den neuesten Materialien gebaut. (vgl. [16])

Nach der Jahrhundertwende, wie mit dem Park Güell (1900-1911), der Casa Batlló und Casa Milá (beide 1905-1907), konnte man ANTONI GAUDÍs einzigartigen Stil in seiner reinsten Form betrachten. (vgl. [17])

Die Casa Milá war dabei eines der ersten Gebäude, die aus Stahlbeton konstruiert wurde. (vgl. [16])

Bei ANTONI GAUDÍs Werken, meist in Zusammenarbeit mit seinem Investor und Textilfabrikant EUSEBIO GÜELL BACIGALUPI, waren E. VIOLLET-LE-DUCs Prinzipien stark vertreten. (vgl. [11])

Zu Beginn des 20. Jahrhunderts wurde jedoch die Kritik am „Art Nouveau“ größer, da diese Richtung nicht für die Möglichkeiten der modernen Technik und der Industriegesellschaft sowie für die Standardisierung und Massenproduktion geeignet war. (vgl. [17])

2-3.2 „WIENER SECESSION“

In Mitteleuropa wurde zu dieser Zeit der Österreicher OTTO WAGNER als eine Ikone und Pionier der neuen Architektur angesehen. Ebenfalls von den historischen Epochen inspiriert, glaubte er an eine Architektur, die der Gesellschaft, der Industrie und den Materialien seiner Zeit entsprechen sollte. Beginnend mit der Wiener Stadtbahn ab 1894 bis zum Bau der Postsparkasse in Wien 1903, entwickelte sich OTTO WAGNERs Baukunst über mehrere Bauwerke. (vgl. [16])



Abbildung 2-3-2: Secessionsgebäude – Jugendstil [85]

OTTO WAGNERs Ideale wichen stark von denen des „Art Nouveaus“ ab. Er war für horizontale Linien und gegen Ornamente. Neben OTTO WAGNER zählten JOSEPH MARIA OLBRICH und JOSEF HOFFMANN zu den wichtigsten Vertretern dieser Bewegung in Wien. Beide waren zudem OTTO WAGNERs Schüler und Mitarbeiter in seinem Büro. (vgl. [17])

OTTO WAGNER nahm 1894 die Stelle als Professor an der Architektenschule der Wiener Akademie an. 1896 publizierte er sein erstes Werk, „*Moderne Architektur*“. Vor allem zusammen mit seinem Assistenten JOSEPH MARIA OLBRICH und seinem besten Schüler JOSEF HOFFMANN fand er eine hohe Verbundenheit zum „Rationalismus“ (Abs. 1-3). J. M. OLBRICH und J. HOFFMANN gründeten zusammen mit dem Maler KOLOMAN MOSER 1897 die „Wiener Secession“, der

1899 auch OTTO WAGNER beitrug (vgl. [20]). In Zusammenarbeit mit dem Maler GUSTAV KLIMT baute J. M. OLBRICH 1898 das Secessionsgebäude. (vgl. [11])

In den späteren Jahren zeigte sich in J. M. OLBRICHs Werken eine Näherung zur Natur und Heimat. Im ersten Jahrzehnt des 20. Jahrhunderts wurden Werke wie das Palais Stoclet in Brüssel (1905-1911) von JOSEF HOFFMANN und OTTO WAGNERs Postsparkassenamt in Wien (1903) errichtet. (vgl. [11])

Das Postsparkassenamt wird aufgrund seiner neuen Materialien und der leichten Außenfassade als eines der ersten Gebäude der „modernen Architektur“ angesehen. Zudem war in diesem Gebäude die erste explizite „curtain wall“ (Vorhangfassade, siehe auch Abs.1-3) zu sehen. (vgl. [21])

Ab 1911 fing die klassische Phase der „Secession“ an. Diese kam wenig später, nach OTTO WAGNERs zweiten Villa (siehe Abs. 3-4.1), in der er 1918 starb, zu einem Ende. (vgl. [11])

2-4 DIE VORKRIEGSZEIT

2-4.1 DEUTSCHLAND

Wegen der industriell minderwertigen Qualität der Güter und dem in weiterer Folge fehlendem Mitwirken am Weltmarkt befand sich Deutschland am Ende des 19. Jahrhunderts in einer Krise. Um eine Neubelebung des Kunsthandwerks anzustreben, wurde HERMANN MUTHESIUS von 1896 bis 1904 an die Deutsche Botschaft nach London geschickt, wo er Englands Architektur und Kunst studierte. Durch das Buch „*Das Englische Haus*“ zeigte HERMANN MUTHESIUS seine Annäherung an die „Arts-and-Crafts“-Bewegung (siehe Abs. 1-3). (vgl. [11])

Für die deutsche und damit auch für die internationale Architektur war das Jahr 1907 ausschlaggebend. Die Architekten fingen an, sich in Gruppen zu treffen bzw. zusammenzuschließen, um sich gemeinsam mit den Problemen der Architektur dieser Zeit zu befassen. Die Architektur mit der neuen Technik, der Produktion und dem Bau des Fertigproduktes, also dem Bauwerk, verbinden zu können, stand dabei im Mittelpunkt. (vgl. [19])

HERMANN MUTHESIUS eröffnete am Anfang des Jahres 1907 die neue Handelshochschule in Berlin als Direktor mit einer Rede, in der er die Oberflächlichkeit der deutschen Kunst und der Industrieprodukte kritisierte. Die Rede empörte seine Kollegen, da sie glaubten, HERMANN MUTHESIUS wolle den englischen Stil importieren und damit die deutsche Kunst gefährden. Dennoch stellten viele große deutsche Unternehmen im gleichen Jahr Künstler ein. Diese zielten damit auf eine höhere Qualität und eine bessere Form für ihre Produkte ab. Die AEG ernannte beispielsweise PETER BEHRENS zum künstlerischen Berater der Firma. (vgl. [19])

Bei PETER BEHRENS waren ähnliche Gedankengänge wie bei HERMANN MUTHESIUS festzustellen. Von K. F. SCHINKEL beeinflusst, konnte er in der AEG die Turbinenfabrik in Berlin im Jahre 1908 errichten. Dieser riesige Tempel wurde durch einfache und klassische Formen mit Stahl, Beton und Glas der deutschen Industrie angepasst. (vgl. [17])

PETER BEHRENS' Büro bekam 1911 den Auftrag, die Schuhleistenfabrik Fagus in Alfeld an der Leine zu entwerfen. WALTER GROPIUS und ADOLF MEYER arbeiteten zu dieser Zeit in PETER BEHRENS' Büro und wurden mit dieser Aufgabe betraut. Die Faguswerke wurden zu einem von WALTER GROPIUS' größten Errungenschaften und dieser Stil prägte seine gesamte Laufbahn. Dies spiegelt sich auch im Entwurf des „Bauhauses“ in Dessau wieder. (vgl. [11])

Die Turbinenfabrik von PETER BEHRENS und die Faguswerke von WALTER GROPIUS wurden dabei als die wichtigsten Industriebauten dieser Zeit angesehen und gelten heute als Ikonen des modernen Industriezeitalters. (vgl. [16])



Abbildung 2-4-1: AEG-Turbinenfabrik (links) [34] und die Faguswerke (rechts) [33]

Anfang Oktober 1907 trafen sich im Hotel „Vier Jahreszeiten“ in München rund einhundert Personen verschiedensten Branchen. Angefangen vom Kunstgewerbe sowie der Architektur bis hin zur Industrie, alle wollten Teil der neuen Reformbewegung sein. Es sollte nicht nur mehr für den Geldgeber gebaut werden, sondern auch für den Arbeiter und das Volk. (vgl. [16])

HERMANN MUTHESIUS strebte zudem eine Standardisierung und Homogenität des Stils an. Bei diesem Treffen wurde der „Deutsche Werkbund“ gegründet und gab damit als unabhängige Gruppe der Industrie und dem Handwerk die Gelegenheit, Künstler als Formgeber und Entwerfer zur Verfügung zu stellen. (vgl. [19])

Zum „Werkbund“ gehörten zwölf Künstler, darunter befanden sich PETER BEHRENS, JOSEF HOFFMANN und JOSEPH MARIA OLBRICH. Ebenso waren zwölf Unternehmen beteiligt, wie die Wiener Werkstätte von JOSEF HOFFMANN und KOLOMAN MOSER als Produktionsgemeinschaft bildender Künstler. (vgl. [11])

Beim „Werkbund“-Kongress 1911 mit dem Titel „Wo stehen wir?“ gab HERMANN MUTHESIUS dem deutschen Volk die Aufgabe, die Kunst der Form wieder zu beleben. Bei diesem Kongress nahmen auch einige junge, für die Architektur der Nachkriegszeit maßgebende, Architekten teil. Teilnehmer waren unter anderem LUDWIG MIES VAN DER ROHE, BRUNO TAUT, WALTER GROPIUS und LE CORBUSIER. Im Gegensatz zu 1907 gab es gegen HERMANN MUTHESIUS kaum noch Widersacher. (vgl. [19])

Bei der „Werkbund“-Ausstellung in Köln im Jahr 1914 war ersichtlich, dass sich die Ideen seit der Gründung des „Werkbundes“ geändert hatten. Es waren viele traditionelle Züge zu sehen, so auch bei PETER BEHRENS, der auch wieder in die Stilrichtung des „Neoklassizismus“ (siehe Abs. 1-3) verfiel. (vgl. [15])

Durch die Ansprache von HERMANN MUTHESIUS bei dieser Ausstellung kam es zu einem Wendepunkt. Er verlangte eine Typisierung und eine Verbesserung der Qualität der Produkte, um eine Konkurrenzfähigkeit auf dem Weltmarkt zu erzielen. Damit befasste sich später auch LE CORBUSIER mit seinen als „objet-type“ (siehe Abs. 1-3) bezeichneten Produkten. Jedoch sah sich HERMANN MUTHESIUS von starkem Gegenwind, vor allem durch HENRY VAN DE VELDE, konfrontiert. Dieser verteidigte die Individualität des Künstlers und meinte, dass man eine Typisierung nicht erzwingen könne, sondern diese über einen natürlichen Prozess entstehen lassen müsse. In der Kriegszeit passierte nur wenig Neues rund um den „Werkbund“. Der Weltkrieg veränderte viele Künstler, so auch PETER BEHRENS, der sich vom „Klassizismus“ entfernte und versuchte, eine industrielle, für das deutsche Volk bestimmte Architektur zu finden. Der „Werkbund“ näherte sich zudem der „Neuen Sachlichkeit“ an, die im Jahre 1927 durch die Weißenhofsiedlung (siehe Abschnitt 2-5.6) in Stuttgart ihren Höhepunkt fand. (vgl. [11])

2-4.2 ÖSTERREICH

ADOLF LOOS reiste bereits 1893 für drei Jahre nach Amerika und kam mit den Schriften von LOUIS SULLIVAN und mit der Chicagoer Schule in Verbindung. Er veröffentlichte 1908 sein bekanntestes literarisches Werk „*Ornament und Verbrechen*“, welches durch LOUIS SULLIVANs Werk „*Ornament in Architecture*“ beeinflusst war. In dem Werk konfrontierte er sich mit der „Wiener Secession“, vor allem aber mit J. M. OLBRICH. Dabei setzte er das Ornament der Verschwendung von Arbeitskraft und Material gleich. (vgl. [11])

ADOLF LOOS sah den Ingenieur und den einfachen Handwerker als die Einzigen, die seinen Stil verstehen und ausführen konnten. Vor allem durch „*Ornament und Verbrechen*“ konnte er bei der jüngeren Generation Anklang finden, worunter sich auch LE CORBUSIER befand. (vgl. [19])

In Kombination mit HERMANN MUTHESIUS‘ Schriften über die Entwicklung des Raumes, die unregelmäßigen Grundrisse, sowie durch die eigenen abstrakten Außenformen und kubischen Präferenzen, war ADOLF LOOS ein Vorläufer des „Internationalen Stils“ (siehe Abschnitt 2-5.7). (vgl. [11])

Sein bedeutendstes Bauwerk ist das Haus Steiner in Wien (Abs. 3-3.1), erbaut im Jahre 1910. Hier waren bereits einige Züge LE CORBUSIERs kubischer Villen der zwanziger Jahre zu erkennen. (vgl. [17])

2-4.3 ITALIEN

Gründer des „Futurismus“ in Italien war FILIPPO TOMMASO MARINETTI, der am 20. Februar 1909 das Gründungsmanifest „*Figaro*“ veröffentlichte. (vgl. [19]) Dieses war in elf Punkte aufgeteilt, bei denen die Maschine und dessen Geschwindigkeit im Mittelpunkt stand. Erst im letzten Punkt beschrieb er die futuristische Architektur, mit der Industrie und den Maschinen im Zentrum seiner Vorstellungen. (vgl. [11])

Der Boom in der Technik und Industrie zu Beginn des 20. Jahrhunderts hatte großen Einfluss auf die Futuristen in Italien. F. T. MARINETTIs Ziel war es, junge Leute zu inspirieren, die alten Ideale abzulegen, sich dem Neuen zuzuwenden und dadurch die Kultur zu revolutionieren. Nach mehreren Besuchen in Paris um 1911 änderte sich die futuristische Richtung in Italien und nahm Ideen aus Frankreich auf. Dabei rückten der „Kubismus“ (siehe Abs. 1-3) und „Futurismus“ näher zusammen. Beide strebten nach dem Ziel der industriellen und technologischen Revolution. ANTONIO SANT‘ ELIA gelang es schlussendlich, diese Ideen auf die Architektur zu übertragen. (vgl. [19])

ANTONIO SANT‘ ELIA glaubte, dass durch die Verwendung von modernen Materialien wie Eisen, Glas und Eisenbeton eine klassische Architektur kaum noch möglich bzw. adäquat wäre. Durch ANTONIO SANT‘ ELIAS und UMBERTO BOCCIONIs Tod 1916 verlor die Bewegung ihre zwei größten Vertreter. (vgl. [11])

2-5 ZWISCHEN BEIDEN WELTKRIEGEN

2-5.1 DIE ERSTE EPOCHE: 1917-1929

Der Krieg hatte vieles zerstört und so wurden auch Entwicklungen in der Architektur zunächst aufgehalten. Jedoch gab es in den Niederlanden und Deutschland Versuche, mit der Architektur fortzuschreiten. In den Niederlanden war vor allem die Gruppe „De Stijl“ darum bemüht. Vertreter in Deutschland waren die „November-Gruppe“, der „Arbeitsrat für Kunst“, die „Gläserne Kette“, der „Zehnerring“ und „Der Ring“. (vgl. [15])

Der „Arbeitsrat für Kunst“ war ein Zusammenschluss von Architekten wie ERICH MENDELSON, ADOLF MEYER, BRUNO TAUT und MAX TAUT und wurde 1918 gegründet. Diese verlangten durch ihr Manifest (1919) eine aktive Beteiligung des Volkes bei der Errichtung neuer Bauwerke. Die „Gläserne Kette“ entwickelte sich aus dem „Arbeitsrat für Kunst“ und bestand aus 14 Architekten. Dazu gehörten beispielsweise WALTER GROPIUS, HANS SCHAROUN sowie die Brüder BRUNO TAUT und MAX TAUT. (vgl. [11])

HUGO HÄRING teilte mit LUDWIG MIES VAN DER ROHE ein Büro in Berlin. Dies führte 1924 zur Gründung des „Zehnringes“, ab 1925 „Der Ring“ (vgl. [11]). Dieser bestand (jedoch nicht zur gleichen Zeit) aus Architekten wie WALTER GROPIUS, MIES VAN DER ROHE, BRUNO TAUT und MAX TAUT, ERICH MENDELSON, HANS SCHAROUN und HUGO HÄRING. (vgl. [19])

ELIEZER „EL“ LISSITZKY gründete mit MART STAM, EMIL ROTH, HANS SCHMIDT, HANNES MEYER und HANS WITTER 1925 in Basel die linksorientierte „ABC-Gruppe“. Die Gruppe befasste sich vor allem mit der Standardisierung und Normierung von Stahlbeton und moderne Konstruktionsweisen, sowie mit funktionellen und sozialen Bauten. (vgl. [11])

BRUNO TAUT, der im Gegensatz zu vielen anderen in seiner Branche nicht in den Krieg zog, wurde zum Kopf der neuen Bewegung „Die Jungen“. Diese wollten in der Nachkriegszeit eine neue Richtung einschlagen, da sich der „Deutsche Werkbund“ immer mehr spaltete. WALTER GROPIUS lud die „Jugend“ zur Mitwirkung eines Zukunftsbaus, mit den mittelalterlichen Kathedralen als Vorbild, in Weimar 1919 ein. 1923 öffneten sich die Türen für die erste Ausstellung der neuen Richtung im „Bauhaus“ (siehe Abs. 2-5.8). Dabei gab es sowohl Gegner als auch Befürworter. „Das Bauhaus“ wurde, obwohl es noch keine Architekturabteilung zu dieser Zeit gab, zum Symbol des modernen deutschen Bauens. (vgl. [16])

Zur Ausstellung des „Werkbundes“ 1927 in Stuttgart wurden viele junge Architekten verschiedenster Ländern eingeladen. Darauf kam es 1928 zur Gründung und zum ersten Kongress der CIAM (Abs. 2-5.11) in La Sarraz bei Lausanne. Dies war der Beginn einer internationalen Bewegung. Auch Ziele, Methoden und Techniken fanden immer mehr eine internationale Ähnlichkeit. (vgl. [15])

In der Tschechoslowakei, vor allem in Brno, gab es Ende der zwanziger Jahre einen Höhepunkt. 1928 fand eine Ausstellung für zeitgenössische Kultur statt und 1930 baute LUDWIG MIES VAN DER ROHE sein berühmtes Haus Tugendhat (siehe Abs. 3-9.2) an einem Hang über der Stadt. (vgl. [17])

Durch den Börsenzusammenbruch 1929 kam es zum Ende der „Neuen Sachlichkeit“ und zu einem erneuten politischen und wirtschaftlichen Zusammenbruch Deutschlands. Das führte zum Auswandern vieler Architekten. ERNST MAY ging 1930 in die Sowjetunion, wo er sich mit MART STAM und HANS SCHMIDT zu einer Architektengruppe zusammenschloss. BRUNO TAUT folgte kurz darauf. (vgl. [11])

Bis zum Ende dieser ersten Epoche zeichnete sich ein bestimmter Baustil aus, der „Internationale Stil“. Die Formen und Materialien waren einheitlich. Wichtig war der Versuch, sich vom Alten und Traditionellen abzuwenden. Der Würfel, gegliedert durch Fensterbänder, weiß verputzt und auf Stützen stehend wurde zum Sinnbild der Epoche. (vgl. [15])

2-5.2 DIE ZWEITE EPOCHE: 1930-1939

Der „Internationale Stil“ und die Einheitlichkeit von Form und Raum waren in der zweiten Epoche nach dem Ersten Weltkrieg nicht mehr kennzeichnend. Das Hauptaugenmerk lag eher darin, die Form, den Raum sowie das Material dem jeweiligen Ort anzupassen, da sich die „moderne Architektur“ international bereits ausgeweitet hatte. Damit wurde eine neue, junge Generation von Architekten hervorgebracht. Dazu gehörten beispielsweise ALVAR AALTO, JOHANNES H. VAN DEN BROEK, MARCEL BREUER und ARNE JAKOBSEN. (vgl. [15])

Vor allem in der Sowjetunion, Italien und Deutschland wurde Architektur als propagandistisches Element genutzt. Es wurde auf die Monumentalität der Bauwerke abgezielt, um so den Willen und die Verbundenheit zum Volk auszudrücken. (vgl. [17])

In Europa endete diese Epoche mit dem Beginn des Zweiten Weltkrieges. In Italien wurde die „Moderne“ nur für kurze Zeit vom Faschismus toleriert, bevor sie auch dort ein Ende fand. Lediglich in Brasilien, wo der Weltkrieg kaum Einfluss hatte, konnte eine Weiterentwicklung festgestellt werden. (vgl. [15])

2-5.3 DEUTSCHLAND

Nach dem Ersten Weltkrieg war die wirtschaftliche Lage Deutschlands, aufgrund des Vertrags von Versailles und den damit einhergehenden hohen Reparationszahlungen, sehr schlecht. Russland hatte ähnliche Probleme, da es mit einem Bürgerkrieg 1917-1921 und Handelsblockaden zu kämpfen hatte. Nach Ende des Bürgerkrieges begannen Verhandlungen zwischen der Sowjetunion und Deutschland, welche die Wirtschaft beider Länder ankurbeln sollte. (vgl. [11])

Durch die schlechte Wirtschaftslage waren vor allem große, moderne und offene Wohnmöglichkeiten zur Verbesserung der Lebensqualität des einfachen Volkes das gemeinsame Ziel. Die Wohneinheiten wurden immer kleiner und im neuen Frankfurt (1925-1929) von ERNST MAY wurden die Bauteile bereits vorgefertigt. Dadurch konnten diese Einheiten an nur einem Tag errichtet werden. Die Gegner dieser Bauweise beklagten jedoch die gleichen Formen, Einrichtungen und Grundrisse, die das Wohnen eindimensional machten, für die Bewohner eintönig sei und somit das Ziel des Wohnens verfehle. (vgl. [16])

Berlin war nach Paris die zweite künstlerische Hauptstadt Europas, gefüllt mit talentierten Architekten. Ganz vorne standen BRUNO TAUT, L. MIES VAN DER ROHE, ERICH MENDELSON sowie WALTER GROPIUS. Ihre Ideen und Werke waren für die Zwischenkriegszeit maßgebend. (vgl. [19])

Die „moderne Architektur“ wurde in Deutschland mehrheitlich als Bedrohung angesehen und als eine kommunistische Bauweise verurteilt. Vor allem das Flachdach wurde als extrem „undeutsch“ empfunden. Diese Architektur wurde nur dann akzeptiert, wenn sie sich als Vorteil für die Politik erweisen konnte. Durch die Machtergreifung der Nationalsozialisten und die Schließung des „Bauhauses“ 1933 stieg die Verachtung der modernen Künstler. Dies führte dazu, dass die meisten fliehen mussten. (vgl. [17])

Hitler ernannte PAUL LUDWIG TROOST Ende der 20er Jahre zu seinem architektonischen Berater. Der neue Staat sollte durch traditionellen „Klassizismus“ die Ordnung, die Disziplin und vor allem die Stärke des Staates widerspiegeln und diese weltweit symbolisieren. ALBERT SPEER trat nach dem Tod P. L. TROOSTs seine Nachfolge an. Er nutzte klassische Monumente als Basis seiner Architektur. Außerhalb des Reichs wurde diese Architektur als billig angesehen und einer Entwertung der klassizistischen Symbole gleichgesetzt. (vgl. [17])

2-5.4 FRANKREICH

(vgl. [19])

Bis 1920 war ganz Paris von der Macht des Stahlbetons durch die Vorbilder AUGUSTE CHOISSY und AUGUSTE PERRET ergriffen.

In der Architektur wurde das Prinzip des „Kubismus“ aus der Kunstbranche übernommen und angewandt. Nur einfache geometrische Entwürfe konnten dabei für die Massenproduktion sinnvoll eingesetzt werden. Gegen Ende der zwanziger Jahre hatte sich diese Denkweise durchgesetzt und ist bis zur heutigen Zeit aktuell geblieben. Dafür waren AMÉDÉE OZENFANT und LE CORBUSIER verantwortlich. Es gab viele Versuche in Paris, eine dem „Kubismus“ gewidmete Zeitschrift zu gründen und „L' *Esprit Nouveau*“ war die wohl Wichtigste davon. Die Gründer waren AMÉDÉE OZENFANT, LE CORBUSIER und zu Beginn noch der Dichter PAUL DERMÉE. Die Zeitschrift befasste sich von 1919 bis 1925 (bis zum Zusammenbruch des „Kubismus“) mit allgemeiner, fortschrittlicher Kultur in den verschiedensten Gebieten der Kunst: Mit Politik, Literatur, Malerei und Architektur.

Für die meisten Architekten war es aus wirtschaftlichen und sozialen Gründen nicht möglich, die großen und modernen Bauwerke aus der sich entwickelnden Gesellschaft zu konstruieren. Deswegen waren vor allem auch junge Architekten, die einen Lehrmeister wie AUGUSTE PERRET aufsuchten, auf die Planung kleiner Gebäude bis zum Ende des Jahrzehntes angewiesen. Dafür waren die Entwürfe, bei denen der Arbeitgeber nicht allzu oft freie Hand gab, sehr verschieden und es wurde mit der Form und Materialien wie Stahlbeton experimentiert.

2-5.5 ITALIEN

Nach dem ersten Weltkrieg kamen Mussolini und der Faschismus in Italien an die Macht. Damit wurde der „Futurismus“ von vielen als kritisch angesehen, da dieser die Tradition eher ablehnte. (vgl. [11])

Da in Italien die „moderne Architektur“ erst später als in Deutschland und Frankreich Fuß fasste und Mussolini ein Sympathisant des „Futurismus“ sowie ein guter Freund F. T. MARINETTIs war, wurde die neue Architektur dort besser aufgenommen. Vor allem die rationalistisch orientierte „Gruppo 7“, die sich 1926 zusammenschloss, konnte auf sich aufmerksam machen. GIUSEPPE TERRAGNI war der bedeutendste italienische Architekt dieser Gruppe sowie dieser Epoche. Er zeigte schon früh sein Interesse für die neue Architektur, vor allem durch seine Begeisterung für LE CORBUSIER, und konnte zunächst Mussolini und somit die faschistische Partei von seinen Ideen überzeugen. (vgl. [17])

Die Casa del Fascio von GIUSEPPE TERRAGNI (Abs. 3-13.1) gilt dabei als Herzstück der rationalistischen Bewegung. Jedoch wurde die Sehnsucht der faschistischen Partei nach dem Alten in Italien wieder groß. Das zeitlos Römische sollte wieder einen Aufschwung erhalten. (vgl. [16])

Dadurch trat der „Rationalismus“ in den Hintergrund. Nur GIUSEPPE TERRAGNI konnte dank LE CORBUSIERs Einfluss die Intensität dieses Stils bis zu seinem Tod im Jahre 1943 bewahren. (vgl. [11])

2-5.6 DIE WEIßENHOFSIEDLUNG DES „WERKBUNDES“

1925 wurde LUDWIG MIES VAN DER ROHE vom „Deutschen Werkbund“ beauftragt, dessen zweite „Werkbund“-Ausstellung nach der Ausstellung in Köln 1914 zu leiten. Dabei sollten verschiedene Wohnhäuser entworfen und schlussendlich auf einem Hügel in Stuttgart zu einer Siedlung zusammengeführt werden. Die architektonische Vielfalt der verschiedenen Bauwerke wurde durch gemeinsame Elemente wie die einfache kubische Form, offene Grundrisse und glatte Flächen erzielt. (vgl. [17])

Die Weißenhofsiedlung wurde mit dem Namen „Die Wohnung“ am 23. Juli 1927 auf einem Hang über Stuttgart nach fünf Monaten Bauzeit eröffnet. Die von LUDWIG MIES VAN DER ROHE geplante Ausstellung diente als Schauplatz für sechzehn Architekten, darunter befanden sich PETER BEHRENS, WALTER GROPIUS, LUDWIG HILBERSEIMER, LE CORBUSIER mit PIERRE JEANNERET, J.J.P. OUD, HANS POELZIG, MART STAM, HANS SCHAROUN, sowie die Brüder BRUNO TAUT

und MAX TAUT. Dabei wurden 21 Ein- und Mehrfamilienhäuser mit insgesamt 63 Wohnungen entworfen. Diese Siedlung sollte als Schauplatz für die einzelnen Architekten und deren Bauweise, sowie für die sich in den vorherigen Jahren geformte internationale Richtung dienen. (vgl. [22])



Abbildung 2-5-1: Weißenhofsiedlung [33]

Im Mittelpunkt der am Weißenhof in Stuttgart aufgestellten Werke standen Siedlungen für das allgemeine Volk. Dabei wollte man das Wohnen neu erfinden und die neu eingeschlagene Richtung der Welt zeigen. Die Wohnungen sollten billig und offen mit viel Raum und Licht sein. (vgl. [16])

LUDWIG MIES VAN DER ROHE plante nicht nur die Ausstellung, sondern auch selbst einen viergeschossigen Wohnblock mit einem Stahlbetonskelett als tragende Konstruktion. Dies ermöglichte eine freie Raumaufteilung im Inneren, mit verstellbaren Wänden in der Wohnfläche und dem Flachdach als Abschluss. Die Siedlung diente als Wegbereiter für den „Internationalen Stil“ (siehe Abs.2-5.7). (vgl. [11])

Die Siedlung galt als eines der besten Projekte dieser Art und wurde zu einer der bekanntesten und meist diskutierten Wohnsiedlungen dieser Zeit. (vgl. [19])

2-5.7 DER „INTERNATIONALE STIL“

Das Jahr 1927 markiert eine große Veränderung in der Architektur. „Das Bauhaus“ (siehe Abs. 2-5.8) erreichte gerade seinen Höhepunkt, es wurde die Villa Stein in Garches erbaut und es fand der Wettbewerb für den Völkerbundpalast sowie für die Weißenhofsiedlung statt. Letztere bewies, dass eine neue gemeinsame Richtung in der Architektur eingeschlagen wurde, auch wenn die Ansätze sehr verschieden sein konnten. Als Beispiele sind das kurvenreiche Haus Schminke von HANS SCHAROUN, LE CORBUSIERS „cinq points“-Gebäude (siehe Abs. 2-5.10) und LUDWIG MIES VAN DER ROHES erdgebundenes geschlossenes Apartment zu nennen. Trotz der verschiedenen Herangehensweisen waren dennoch einige Gemeinsamkeiten, wie die horizontalen Linien der Betonkonstruktion und die schwebenden Formen, zu erkennen. Das zeigt, dass der „Internationale Stil“ an sich kein eigener Stil war, sondern eine Schnittstelle zwischen den unterschiedlichsten Stilen und Idealen der ganzen Welt darstellte. Die neuen Materialien Glas, Eisen, Beton sowie Aluminium zeigten zudem durch ihre Standardlösungen eine Näherung an das industrielle Zeitalter und die Architektur gewann dadurch an Abstand vom traditionellen Handwerk. Vor allem war der Wettbewerb für den Völkerbundpalast in Genf interessant, bei dem sich die „moderne Architektur“ mit traditionellen, monumentalen Bauten kreuzte. (vgl. [17])

Die Form war oft an die klimatischen und kulturellen Bedingungen verbunden. Das „Health House“ vom Österreicher RICHARD NEUTRA, 1927 in Los Angeles errichtet, wird als Höhepunkt dieses Stils bezeichnet. Obwohl sich dieser Stil großteils in Amerika durch Architekten wie FRANK LLOYD WRIGHT, RUDOLPH MICHAEL SCHINDLER und RICHARD NEUTRA durchsetzte, gab es auch in Europa Anhänger dieser Stilrichtung. In JOHNSONS und HITCHCOCKs Skript „The International Style“ waren Beispiele dieses Stils in der Tschechoslowakei, England, Finnland, Frankreich, Holland, Italien und Schweden vertreten. Nach HITCHCOCKs und JOHNSONS Ausstellung 1932 begann sich der „Internationale Stil“ über Nordamerika und Europa hinaus in Südafrika, Südamerika und Japan zu verbreiten. Leichtbauweise, standardisiertes Bauen sowie moderne Materialien wie Stahlbeton waren Merkmale des modernen Bauens. (vgl. [11])

In Spanien konnte JOSÉ LUIS SERT, ein Mitarbeiter von LE CORBUSIER, einen Beitrag zur „Moderne“ leisten. (vgl. [17])

In Japan wurde dieser Stil vom Tschechoslowaken ANTONIN RAYMOND, der in Amerika von FRANK LLOYD WRIGHT ausgebildet wurde, eingeführt. 1919 kam er nach Tokio, um für

F. L. WRIGHT das Imperial Hotel zu bauen. Obwohl F. L. WRIGHTs Hotel weder dem „Internationalen Stil“ (als schweres und kostspieliges Gebäude), noch der japanischen Kultur entsprach, konnte diese Stahlbetonbauweise durch das Überstehen des Erdbebens in 1923 überzeugen. Im Jahre 1923 baute er hier sein eigenes Haus aus Stahlbeton. Die Rahmenkonstruktion, die der japanischen Holzbauweise nachempfunden war, sollte die japanische Architektur nach dem Zweiten Weltkrieg dominieren. (vgl. [11])

Zwei Bauwerke, die dem „Internationalen Stil“ durch ihre Form am meisten entsprechen, sind ebenfalls Meisterwerke dieser Epoche: Der „Deutsche Pavillon“ von LUDWIG MIES VAN DER ROHE, für die Ausstellung 1929 in Barcelona errichtet und das Haus „Les Heures Claires“ (Villa Savoye) für die Familie Savoye in Poissy von LE CORBUSIER, welches 1930 fertiggestellt wurde. (vgl. [19])

Die Zeit des „Internationalen Stils“ fand in den 60er Jahren ein Ende. (vgl. [11])

2-5.8 DAS „BAUHAUS“

„Das Bauhaus war eine Idee, und ich glaube, dass die Ursache für den ungeheuren Einfluss, den das Bauhaus auf jede fortschrittliche Schule der Welt gehabt hat, in der Tatsache zu suchen ist, dass es eine Idee war. Eine solche Resonanz kann man nicht mit Organisation erreichen und nicht mit Propaganda. Nur eine Idee hat die Kraft, sich so weit zu verbreiten.“ [23]

Seit der Jahrhundertwende versuchte man in Deutschland die handwerkliche Kunst zu revolutionieren. KARL SCHMIDTs Dresdner Werkstätte für Handwerkskunst aus 1898 folgten im Jahre 1903 die Kunstgewerbeschulen in Breslau und Düsseldorf mit den Leitern HANS POELZIG und PETER BEHRENS, sowie 1906 die Großherzoglich-Sächsische Kunstgewerbeschule in Weimar unter HENRY VAN DE VELDE. WALTER GROPIUS, als Nachfolger von HENRY VAN DE VELDE, verlangte eine Werkstattausbildung für Handwerker und Künstler. Um dieser Idee entgegenzukommen, wurde WALTER GROPIUS im Jahre 1919 Leiter einer Institution, die aus der Hochschule für Bildende Kunst und der Kunstgewerbeschule bestand: Dem „Bauhaus“. (vgl. [11])

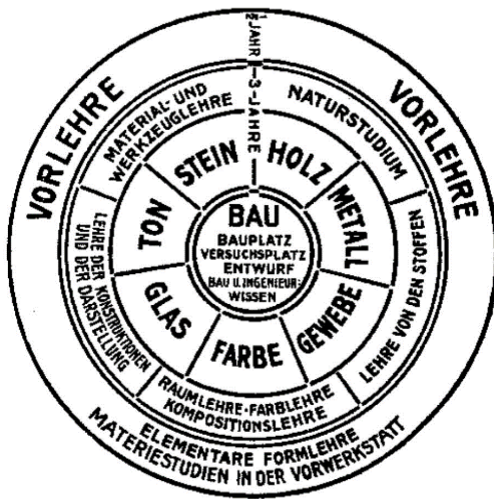


Abbildung 2-5-2: Konzept der Lehre am Bauhaus [24]

praktische Arbeiten wie Weben sowie Formlehre, wo der Student mit den grundlegenden Eigenschaften wie Struktur, Farbe und Ausdruck konfrontiert wurde. Erst nach sechs Monaten Vorkurs und drei Jahren Handwerkslehre konnten die Lehrlinge den Meisterkurs besuchen, der sich mit Architektur, der modernen Technik und Massenproduktion befasste. (vgl. [17])

Vor allem in der Zeit der Mechanisierung war dieses Lehrsystem, das „Lernen durch Tun“, zum Sinnbild des „Bauhauses“ geworden. Dieses System weitete sich rasch weltweit als Standard für ein fortschrittliches Architekturstudium aus. Waren aus den Produktionsstätten des „Bauhauses“ wurden zudem verkauft, obwohl dies in der ökonomisch schweren Zeit nur in einem kleinen Maß möglich war. (vgl. [19])

Dadurch erreichte WALTER GROPIUS die Verbindung von den zwei bis dahin getrennten Institutionen Architektur und Kunst bzw. Kunsthandwerk. Dieses neue Ideal sollte die Architektur wiederbeleben. (vgl. [17])

Das Handwerk war dabei die grundlegende Lehre am „Bauhaus“. Damit wollte man den Studierenden eine berufliche Perspektive und solide Handwerksfertigkeiten nach dem Abschluss geben. Zudem meinte WALTER GROPIUS, dass diese Grundlage maßgebend sei, um die Tätigkeit als Architekt ausführen zu können. (vgl. [24])

Die Lehre verlief in den parallel angelegten Kursen „Formlehre“ und „Werklehre“. (vgl. [19])

Zu Beginn mussten die Studenten den Vorkurs belegen. Darin sollten sie durch Experimente mit Materialien zu einer eigenen Richtung finden, um für ihre eigenen Ideen und Phantasien Formen zu entwickeln. Die mittlere Stufe enthielt

Im Jahre 1921 kamen der „Stijl“-Künstler THEO VAN DOESBURG und in 1922 der russische Maler WASSILY KANDINSKY auf JOHANNES ITTENS Wunsch hin zum „Bauhaus“. JOHANNES ITTEN war dabei Leiter des Vorkurses sowie weiterer vier Werkstattkurse. THEO VAN DOESBURG stellte WALTER GROPIUS' Ideen und somit die des „Bauhauses“ in Frage und in weiterer Folge war WALTER GROPIUS gezwungen, die handwerkliche Orientierung des „Bauhaus“-Programmes zu überdenken. Dies führte zum Rücktritt JOHANNES ITTENS. Sein Nachfolger war der ungarische Künstler LÁSZLÓ MOHOLY-NAGY. Er wurde von WALTER GROPIUS als Leiter des Vorkurses und der Metallwerkstatt, gemeinsam mit JOSEF ALBERS, ernannt. Sein „Elementarismus“ (siehe Abs. 1-3) verband sich bald mit VAN DOESBURGs „Stijl“. (vgl. [11])

Der Übergang des „Bauhauses“ vom „Expressionismus“ (siehe Abs. 1-3) zum „Elementarismus“ wurde nicht von allen Lehrenden gut aufgenommen. Trotzdem überstand das „Bauhaus“ diese stürmische Phase. Das Jahr 1923 kann als Einleitung der zweiten Phase des „Bauhauses“ angesehen werden. Form- und Werklehre waren durch die Einstellung neuer Lehrkräfte wie LÁSZLÓ MOHOLY-NAGY oder PAUL KLEE miteinander verschmolzen. Zudem wurden „Bauhaus“-Entwürfe immer mehr von der Industrie verwendet. Aufgrund der entworfenen Möbel und Häuser entstand ab 1924 ein eigener „Bauhaus-Stil“, was aber WALTER GROPIUS stets dementierte, da dies nicht die Absicht des „Bauhauses“ war. Trotzdem war die Einheitlichkeit des im „Bauhaus“ Entworfenen nicht zu übersehen. (vgl. [19])

Die Schule wurde jedoch von der Weimarer Bevölkerung dem Sozialismus zugeordnet, die den „normalen“ Bürgern die klassizistische Kultur nehmen wolle. Dabei wurde auch auf den hohen Anteil ausländischer Schüler mit unterschiedlicher Kultur hingedeutet. (vgl. [17]) Der Druck der Bevölkerung auf das „Bauhaus“ stieg dadurch immer mehr an. Als der Bürgermeister Fritz Hesse 1925 das Angebot unterbreitete, das „Bauhaus“ in seine Stadt zu verlegen, gab es kaum Widerspruch, weder von den Studierenden noch von den Lehrenden. (vgl. [19]) Somit konnte WALTER GROPIUS am Rande der Stadt mit dem Entwerfen einer für die „Bauhaus“-Ideale angemessenen Anstalt (siehe (Abs. 3-7.1) beginnen. (vgl. [17])

Der „Internationale Stil“ wurde technisch und ästhetisch wie noch nie zuvor erfasst. Dies war das erste große Meisterwerk des neuen Stils, dessen internationale Entwicklung durch die Weißenhofsiedlung im darauffolgenden Jahr untermauert wurde. (vgl. [19])

Keine Symmetrien und einfache Linien waren vorhanden. Die neue Ansicht aus der Luft, die durch die Errungenschaften in der Luftfahrt eine neue Möglichkeit des Betrachtens einer Konstruktion ermöglichte, wurde in den Mittelpunkt gesetzt. (vgl. [16])

Dieses Gesamtwerk gehört mit der Maison Cook sowie dem Haus Schröder zu den wichtigsten Bauwerken, die die „moderne Architektur“ der Nachkriegszeit bis zu diesem Zeitpunkt bestimmten. Die „Bauhaus“-Idee wurde rasch weltweit verbreitet. Auch Kritiken am „Bauhaus“, vor allem in Deutschland, wurden durch die vielen Veröffentlichungen und Ausstellungen zunächst eingedämmt. (vgl. [17])

1928 trat WALTER GROPIUS von seinem Amt als Direktor zurück und schlug HANNES MEYER als Nachfolger vor, was zu einem großen Wandel und zu einer größeren Annäherung zur „Neuen Sachlichkeit“ führte. Darauf verließen LÁSZLÓ MOHOLY-NAGY, MARCEL BREUER und HERBERT BAYER die Institution. (vgl. [11]). HANNES MEYERs radikale und antiformalistische Ideen rückten jedoch die Kritik an der Schule wieder in den Vordergrund. (vgl. [17])

Durch den Druck der rechtsorientierten Parteien war HANNES MEYER gezwungen, im Jahre 1930 zu kündigen. Die ausländischen Künstler und deren Werke wurden diffamiert und man verlangte dessen Verbannung. Durch die Ernennung von LUDWIG MIES VAN DER ROHE als Direktor versuchte der Oberbürgermeister Fritz Hesse das „Bauhaus“ zu retten. (vgl. [11])

In seiner Zeit als Direktor versuchte LUDWIG MIES VAN DER ROHE, sich dem Nationalsozialismus anzupassen, beispielsweise durch Aufnahme deutscher Fachleute. Dennoch gab es kaum Möglichkeiten außer auszuwandern, da die Versuche der Zusammenarbeit mit den Nationalsozialisten vergebens waren. Bestenfalls durfte man auf eine andere Arbeit hoffen. In den dreißiger Jahren stammten über ein Drittel der Studierenden aus dem Ausland, dazu gehörten auch jüdische und weibliche StudentInnen. Diese „unbeliebten“ Mitglieder mussten sogar um ihr Leben kämpfen oder starben in Konzentrationslagern.

Durch den Umzug des „Bauhauses“ im Jahre 1932 nach Berlin versuchte L. MIES VAN DER ROHE diese Institution dennoch zu retten. Am 20. April 1933 musste das „Bauhaus“ die Tore allerdings endgültig schließen. (vgl. [24])

Dies bedeutete jedoch nicht das Ende der Ideen des „Bauhauses“ und des „Internationalen Stils“, da diese in den Lehrenden und Schülern des „Bauhauses“ weiterlebte. WALTER GROPIUS und LUDWIG MIES VAN DER ROHE wurde dennoch von den politischen Führern Deutschlands vorgeworfen, eine anarchische und fremde Architektur in Deutschland durchsetzen zu wollen. (vgl. [24])

WALTER GROPIUS emigrierte 1934 nach London und zog später nach Amerika, wo er 1936 zum Direktor der Architekturabteilung an der Harvard University Graduate School of Design in Cambridge ernannt wurde. 1938 wurde L. MIES VAN DER ROHE Dekan am Armour Institute of Chicago. Somit konnten die Ideale des „Bauhauses“ an jüngere Generationen weitergegeben werden, der „Internationale Stil“ in Amerika Wurzeln schlagen und vor allem nach dem Zweiten Weltkrieg auf der ganzen Welt verbreitet werden. (vgl. [24])

2-5.9 LUDWIG MIES VAN DER ROHE

Von 1908 bis 1911 arbeitete L. MIES VAN DER ROHE im Büro von PETER BEHRENS, wo er die klassischen Ideale und die Ideen der Baukunst K. F. SCHINKELs kennenlernte. (vgl. [11])

Nach dem Ersten Weltkrieg hatten vor allem die aus Stahl errichteten und mit Glas umhüllten Wolkenkratzer eine große Bedeutung in L. MIES VAN DER ROHEs Entwürfen. Die Transparenz und die Lichtreflektionen spielten dabei eine große Rolle. Ab 1922 änderte sich die Form seiner Entwürfe. Diese sollte nun die Funktion und die Konstruktion des Bauwerks widerspiegeln. (vgl. [17])

Im Jahre 1923 wurde L. MIES VAN DER ROHE Mitbegründer der „Gruppe G“ in Berlin und veröffentlichte mit HANS RICHTER, WERNER GRAEFF und EL LISSITZKY die erste Ausgabe der „Zeitschrift G“. Darin wurde ein siebengeschossiges Gebäude aus Stahlbeton publiziert. Er erklärte, das Bürohaus sei ein Haus der Arbeit und solle geräumig, übersichtlich und auf die darin Wirkenden abgestimmt sein. Zudem solle es mit minimalsten Mitteln (Glas, Beton, Eisen) die größte Wirkung erreichen. (vgl. [17])

Der Entwurf des Landhauses in Backstein im Jahre 1924 zeigte ein geometrisches, minimalistisches Gebäude, in dem sich die Glasflächen über die ganzen Fassaden erstreckten. Die Räume waren in sich verschmolzen und die Wände dienten eher der Ästhetik als der Raumtrennung. Jedoch war zu dieser Zeit noch niemand bereit, in so einem Haus zu wohnen. 1929 errichtete er seinen Pavillon für die Weltausstellung in Barcelona, der zu einem seiner wichtigsten Werke werden sollte. Dieses offene Gebäude war jedoch nicht zum Wohnen konzipiert. (vgl. [16])

Als L. MIES VAN DER ROHE versuchte, dieses Konzept in einem Privathaus umzusetzen, entfachten sich große Diskussionen. Das Haus Tugendhat in Brünn (Abs. 3-9.2) war für viele nicht zum Wohnen geeignet. Es sei zu offen und strikt, da jedes einzelne Element an seiner Stelle bleiben musste. Es war ein gewagtes Projekt, das die Bewohner der Familie Tugendhat jedoch willkommen hießen. (vgl. [16])

Nach seiner Zeit als Direktor des „Bauhauses“ und seiner Auswanderung in die Vereinigten Staaten, wurde L. MIES VAN DER ROHE im Jahre 1938 Direktor der Architekturabteilung am Armour Institute of Chicago und startete seine neue, erfolgreiche Karriere, indem er den Campus des späteren Illinois Institute of Technology (IIT) entwarf. (vgl. [24])

2-5.10 LE CORBUSIER

CHARLES-EDOUARD JEANNERET wurde 1887 in La Chaux-de-Fonds in der Schweiz geboren. Dort schloss er die Lehre als Graveur und Ziseleur an der Kunstgewerbeschule bei CHARLES L' EPLATTENIER ab. Wegen seiner Begeisterung zur Wiener Architektur schickte Letzterer C.-E. JEANNERET 1907 nach Wien zu JOSEF HOFFMANN. Jedoch lehnte C.-E. JEANNERET die Lehre und den klassizistisch gewordenen „Jugendstil“ (Abs. 1-3) ab. Als C.-E. JEANNERET 1908 vorübergehend in Paris bei AUGUSTE PERRET arbeitete, kam er durch Letzteren zu der Auffassung, dass

der Stahlbeton die Zukunft der Architektur sei und kam zudem mit der klassischen Kultur Frankreichs in Verbindung. 1910 zog C.-E. JEANNERET nach Deutschland, um die Stahlbetontechnik und das Kunstgewerbe für die Kunstschule in seiner Heimatstadt zu erforschen. Dabei kam er mit dem „Werkbund“ in Kontakt, vor allem mit HEINRICH TESSENOW und PETER BEHRENS, bei dem er ebenfalls fünf Monate arbeitete. Unter PETER BEHRENS wurde er für die Notwendigkeit von standardisierten Produkten und der Verbindung von Kunst und Technik sensibilisiert. (vgl. [11])

1911 unternahm er eine Reise nach Italien, Griechenland und Kleinasien, um dessen Kultur und Tradition zu erforschen. Er ließ sich von vielen Faktoren unterschiedlicher Stile, Kulturen und Epochen beeinflussen und versuchte daraus einheitliche, harmonische Formen der Gegenwart zu kreieren. (vgl. [17])

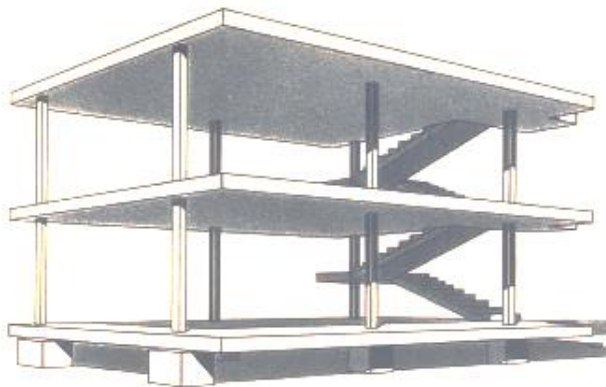


Abbildung 2-5-3: „Dom-Ino“-Bauweise [33]

Als C.-E. JEANNERET 1908 vorübergehend in Paris bei AUGUSTE PERRET arbeitete, kam er durch Letzteren zu der Auffassung, dass der Stahlbeton die Zukunft der Architektur sei und kam zudem mit der klassischen Kultur Frankreichs in Verbindung. Zudem plante er die „Villes Pilotis“ mit dem Konzept der Stadt auf Pfeilern. In der Villa Schwob 1916 waren alle seine bisherigen Erfahrungen gesammelt und konnte die HENNEBIQUE-Skelettkonstruktion mit stilistischen Elementen verbinden. 1917 zog er nach Paris, wo er durch AUGUSTE PERRET den Maler AMÉDÉE OZENFANT traf und sie ein Büro eröffneten. Gemeinsam entwickelten sie die Maschinenästhetik des „Purismus“ (Abs.1-3) und beschrieben diese, zusammen mit dem Dichter

PAUL DERMÉE, in der Zeitschrift „L' Esprit Nouveau“. (vgl. [11])

Erst zu dieser Zeit wurde aus C.-E. JEANNERET das Pseudonym LE CORBUSIER. (vgl. [17])

1922 eröffnete LE CORBUSIER ein Büro mit seinem Vetter PIERRE JEANNERET. Dort führten sie die Ideen bzw. das Konzept des „Dom-Ino“ Hauses fort. LE CORBUSIER sah diese Systeme als Standardhäuser oder „objet-type“ (Abs. 1-3). (vgl. [11])

Das Maison Citrohan (Abs. 3-5.1), als Weiterentwicklung des „Dom-Ino“-Hauses, war als Prototyp einer Massenproduktion, die der Wohnungs- und Wirtschaftsnot der Nachkriegszeit entgegen wirken sollte, gedacht. Es handelte sich um einen weißen Kasten auf Stelzen, welcher mit einem Flachdach abgeschlossen wurde. Darüber hinaus waren Terrassen und zwei stockwerkhohe und weite Wohnräume geplant, die durch eine Stahlbetonkonstruktion ermöglicht wurde. Ein Haus auf diesen Prinzipien aufgebaut war das Maison La Roche/Jeanneret (Abs. 3-5.2). Als Zeichen seines Stils ist das Maison Cook in Paris (Abs. 3-5.3) besonders signifikant. LE CORBUSIERs 1926 veröffentlichte „cinq points d' une architecture nouvelle“ beinhalteten:

- Die „pilotis“ (franz. für Stützen, siehe Abs. 1-3), die eine zentrale Rolle im Bauwerk spielten, das Bauwerk vom Boden emporhoben und den entstehenden Raum den Autos widmeten.
- Der Dachgarten, der eine „Naturalisierung“ der Stadt bewirken und damit die vom Haus beanspruchte Fläche zurückgeben sollte.
- Der freie Grundriss, welcher durch die tragenden Stützen und Außenwände, eine freie/flexible Gestaltung des Innenraums ermöglichte.
- Die freie Fassade als Gegenstück zum Grundriss.
- Die langen horizontalen Fensterbänder, die für optimales Licht und Transparenz sorgten.

Diese auf das „Dom-Ino“-Haus und die Stahlbetonkonstruktionen bezogenen Punkte wurden seine wichtigsten Entwurfselemente in seiner gesamten Laufbahn als Architekt. Diese Standardelemente waren in vielen Variationen möglich und in der modernen Industriegesellschaft ideal anwendbar. In den 30ern

wandte er sich wieder der Natur, der Landschaft und den traditionellen Werken der Antike zu und somit vom Stahlbeton ab. (vgl. [17])

Zu den bürgerlichen Villen aus Stahlbeton, die auf Basis der „*cinq points*“ gebaut wurden, sind vor allem 1926 das Maison Cook, 1927 die Villa Stein in Garches und 1930 die Villa Savoye in Poissy erwähnenswert. (vgl. [11])

2-5.11 DIE CIAM

Die CIAM (Congrès Internationaux d' Architecture Moderne) wurde durch die Unterzeichnung der Erklärung in La Sarraz 1928 auf Initiative von LE CORBUSIER gegründet. Dazu gehörten achtundzwanzig Architekten und Künstler, darunter WALTER GROPIUS, HANNES MEYER, KARL MOSER, HENDRIK BERLAGE, HUGO HÄRING u. a. Dabei ging es den Architekten um das Bauen als Tätigkeit, die zur schöpferischen Erweiterung des Lebens zählte. Um das Bauen der industriellen Entwicklung anzupassen, wurden Standardisierung und ökonomische Produktion für das Existenzminimum als Ziel gesetzt. Somit entfernte sich CIAM von der Ästhetik des Bauens und des Handwerks und ging in Richtung Rationalisierung und Effizienz. (vgl. [11]) Zudem war diese Vereinigung bemüht, durch den Austausch von Ideen und Erfahrungen eine zeitgemäße Formensprache zu finden, die Welt auf die Notwendigkeit einer neuen Architektur in Hinblick auf Wohnungen und Städte vorzubereiten und damit beim Volk Anklang zu finden. (vgl. [7])

Die Gruppe CIAM kann in drei Phasen unterteilt werden. Die erste Phase dauerte bis 1933. In dieser Zeit wurden der Kongress von Frankfurt (CIAM II, 1929) mit dem Thema „Die Wohnung für das Existenzminimum“ und der Kongress von Brüssel (CIAM III, 1930) mit dem Thema „Rationelle Bebauungsweisen“ mit dem Ziel der optimalen Material- und Bauflächenausnutzung, abgehalten. In dieser Phase war die „Neue Sachlichkeit“ (Abs. 1-3) das bestimmende Organ von der CIAM. (vgl. [11])

Die zweite Phase verlief zwischen 1933 und 1947 und wurde stark von LE CORBUSIER geprägt. „Die funktionale Stadt“ war das Thema der CIAM IV, abgehalten auf einem Kreuzfahrtschiff während der Überfahrt von Athen nach Marseille. Auf diesem Kongress wurde die „*Charta von Athen*“ zusammengestellt. Die darin enthaltenen 111 Artikel befassten sich mit den Themen Wohnen, Erholung, Arbeit, Verkehr und historische Bauten, die aus dem Vergleich von vierunddreißig europäischen Städten entstanden. CIAM V wurde in Paris mit dem Thema „Wohnen und Freizeit“ eröffnet. (vgl. [11])

Die dritte Epoche begann mit der CIAM VI in Bridgewater, England, im Jahre 1947. Hier ging es darum, für den Menschen eine Umgebung zu schaffen, die dessen materiellen und emotionellen Bedürfnissen entspricht. Bei der CIAM VIII im Jahre 1951 in Hoddesdon wurde dieses Thema weitergeführt und von der englischen Gruppe MARS mit dem Namen „Der Stadtkern“ vorbereitet. Bei dieser Konferenz kam es zu einer Trennung der Ideale zwischen den unterschiedlichen Generationen. Dabei kritisierten die Jüngeren den „Rationalismus“ und „Idealismus“ der „funktionellen Stadt“. Eine tatsächliche Spaltung folgte 1953 beim Kongress CIAM IX in Aix-en-Provence, wo die junge Generation, angeführt von PETER SMITHSON und ALDO VAN EYCK, die „*Charta von Athen*“ in Frage stellte. In 1956 wurde in Dubrovnik die CIAM X, das letzte Treffen der CIAM, organisiert. LE CORBUSIER meldete sich mit einem Brief zu Wort. Darin meinte er, die Jungen wären die einzigen, die sich mit den aktuellen Problemen befassen könnten. Damit war die CIAM offiziell aufgelöst. Jedoch wurden dessen Arbeiten von Team X fortgeführt, bestehend aus der jungen Architektengeneration. (vgl. [11])

Obwohl Team X weg von der „funktionellen Stadt“ wollte, hatten ihre Entwürfe stets rationalistische Züge. Auch in dieser Gruppe gab es verschiedene Sichtweisen. ALDO VAN EYCK war der Meinung, dass die aktuelle Architektur sich nicht nur mit den neuen, sondern auch mit den alten Werten der Architektur befassen sollte, damit diese vollständig sei. Bis 1963 hatte Team X ihr Ziel der Kritik und Änderung der durch die CIAM veröffentlichten Prinzipien erreicht. Darüber hinaus mangelte es zu diesem Zeitpunkt auch an Zusammenarbeit und Produktivität innerhalb der Gruppe. Die Auflösung des Team X kam im Jahre 1981 (vgl. [11])

2-6 DIE ZEIT NACH DEM ZWEITEN WELTKRIEG

Nach dem Krieg bestand zunächst die Aufgabe, die Schäden zu beseitigen und die Flüchtlinge unterzubringen. Diese neue Epoche wurde durch die Fertigstellung des Wohnungshochhauses „Unité d' Habitation“ von LE CORBUSIER und LUDWIG MIES VAN DER ROHEs Bauten in Chicago ab 1949 eingeleitet. (vgl. [15])

Sie waren die Architekten, die allen anderen zu dieser Zeit in den Schatten stellten. L. MIES VAN DER ROHEs Entwürfe und Bauten waren ab dieser Zeit zumeist Hochbauten und Verwaltungsgebäude. Das beste Beispiel ist das Seagram Building (1954-1958) in New York. (vgl. [16])

LE CORBUSIER brauchte lange, um von seinen Idealen der 20er Jahren wegzukommen. Nach dem Zweiten Weltkrieg hatten sich seine Ideen fast umgekehrt. Sein Motto war das Besondere, das Einzigartige zu schaffen und dem Ort anzupassen. Vor allem Stahlbeton wurde wieder zum hauptsächlichen Gestaltungselement LE CORBUSIERs. (vgl. [16])



Abbildung 2-6-1: Kapelle von Ronchamp [22]

hohe „Unité d' Habitation“, die zwischen 1947-1952 in Marseille errichtet wurde. Besonders erwähnenswert waren die dabei benutzten Holzschalungen zum Gießen der riesigen Betonstruktur. Die dünnen Bretter sowie die schlechte Ausführung gaben der Struktur laut LE CORBUSIER eine menschliche Seite und zeigten die Möglichkeiten der Ausführungen von Sichtbeton. (vgl. [11])

Erwähnenswert ist zudem noch die Verwaltungsstadt Chandigarh in Punjab, Indien, entworfen im Jahre 1951. Die Monumente waren nach einem proportionalen Raster angelegt. In jedem Gebäude wurden seine Schalenformen aus Stahlbeton von der indischen Tradition, Landschaft und Tierwelt inspiriert und auf die jeweilige Gebäudeart abgestimmt. (vgl. [11])

Mit dieser neuen Epoche kam auch eine neue Generation von Architekten wie GORDON BUNSHAFT, ERNESTO ROGERS, MATTHEW NOWICKY und im Besonderen EERO SAARINEN hervor. Man versuchte zwingend Neues zu schaffen, was in vielen Fällen jedoch wieder zu Rückstößen zu alten Ideen und Formen führte. Ab 1958 breitete sich eine neue Richtung aus, die die nächsten Jahre charakterisieren sollte. Sie wird als „Brutalismus“ (Abs.1-3) bezeichnet und besteht noch in der heutigen Zeit. Diese internationale Strömung zielte auf eine Rauheit und Ursprünglichkeit, im Gegensatz zu LUDWIG MIES VAN DER ROHEs Perfektion, ab. (vgl. [15])

In den 50er Jahren waren vor allem zwei Werke für LE CORBUSIER maßgebend: Der Kloster La Tourette bei Lyon (1956-1960) und die Kapelle von Ronchamp bei Belfort (1950-1955) (vgl. [11]). Die konvexen und konkaven Formen aus Stahlbeton, vor allem das gewellte Schalendach und die unregelmäßigen Öffnungen bestimmen dieses Bauwerk. Obwohl es viel Kritik anzog, verteidigte sich LE CORBUSIER, indem er die Bedeutung der Kapelle als geistigen und religiösen Meditationsort, durch das Zusammenspiel von Struktur und Form, Raum und Licht, hervorhob. (vgl. [17])

Von „brutalistischen“ Baumethoden gekennzeichnet war auch die auf Stahlbetonstützen gelegene, 18 Geschosse

2-7 AUSBLICK

Ob die Revolution in der „modernen Architektur“, vor allem nach der Jahrhundertwende, als neue Richtung oder als Übergangsphase zur Gegenwart aufgefasst werden kann, steht zur Diskussion. Jedoch bilden die starken und vielen aussagekräftigen Schöpfungen, besonders in der Zeit nach dem Ersten Weltkrieg, eine wichtige Phase der modernen Architekturgeschichte, wie sie selten in dieser vorkommt. Vor allem durch LE CORBUSIER und LUDWIG MIES VAN DER ROHE, die die Ideen der vorherigen Generation um AUGUSTE PERRET und PETER BEHRENS weiterführten, waren die Ziele und die Erfolge für diese Architekturrevolution beträchtlich. Kaum jemand wie LE CORBUSIER und MIES VAN DER ROHE wusste die Industrie und dessen Fortschritt in der Architektur so gut einzubeziehen, um damit die Gesellschaft im sozialen und wirtschaftlichen Sinne zu beeinflussen. Beide versuchten, jeder auf seiner Art und Weise, die Lehren der Vergangenheit aufzunehmen, die Möglichkeiten des Stahls und Betons auszuschöpfen und somit eine internationale, universelle Stilform für die Architektur zu entwickeln. Ihre Generation diente als Vorbild für die jüngere Generation an Architekten, die ihre Lehren aufnahmen und diese mit ihren eigenen Ideen weiterführten. Bis in die Gegenwart sind bei Bauten auf der ganzen Welt die Nachwirkungen und die Einflüsse dieser Generation zu sehen. (vgl. [17])

KAPITEL 3: AUSGEWÄHLTE BAUWERKE AUS STAHLBETON

In diesem Kapitel werden ausgewählte Gebäude in Stahlbetonbauweise zusammengefasst. Der Fokus liegt dabei auf den in der Einleitung erwähnten Zeitraum sowie dessen Architekten und Stile. Die Auflistung der Bauwerke erfolgt in chronologischer Reihenfolge (Ausnahme: Bei mehreren Bauwerken eines einzelnen Architekten).

Im Zuge der Recherche stellten sich die Internetadressen iconichouses.org [25], greatbuildings.com [26] sowie wikiarquitectura.com [27] als sehr hilfreich dar. Auf diesen Seiten sind zu jedem Objekt weiterführende Informationen bzw. Quellen angegeben. Zudem werden auf iconichouses.org [25] architektonische Ikonen übersichtlich auf einer Weltkarte bzw. auf greatbuildings.com [26] in einer umfassenden Zeitachse dargestellt.

3-1 AUGUSTE PERRET

3-1.1 WOHNHAUS - 25BIS, RUE FRANKLIN IN PARIS

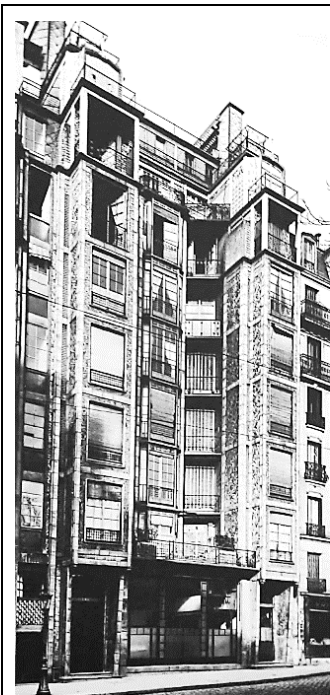


Abbildung 3-1-1: Fassade des Wohnhauses 25bis, rue Franklin [28]

Objekt: Wohnhaus 25bis, rue Franklin

Lage: 25bis, rue Franklin, Paris

Architekt: Auguste Perret

Baujahr: 1903

Baustil/Richtung: Vorstufe des „Internationalen Stils“, teilweise „Art Nouveau“

Konstruktion: Stahlbeton

Besonderheiten:

- Vorstufe von LE CORBUSIERs offenen Grundrissgestaltung im Erdgeschoss
- ideale Lichtverhältnisse durch die U-Form an der Südseite

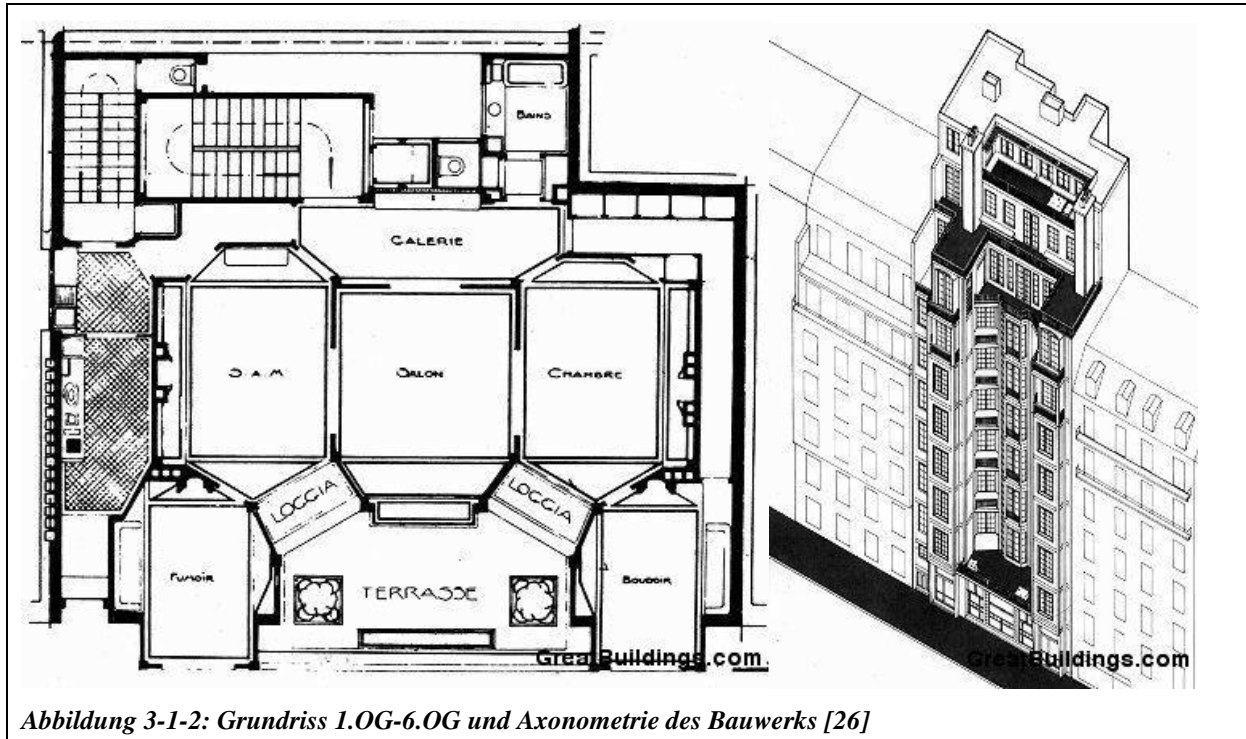


Abbildung 3-1-2: Grundriss 1.OG-6.OG und Axonometrie des Bauwerks [26]

AUGUSTE PERRET plante dieses Gebäude gemeinsam mit seinem Bruder GUSTAVE PERRET und wurde von ihnen als Wohnung sowie als Büro für ihre Firma genutzt. Das als offener Raum konzipierte Erdgeschoss kann als eine Vorstufe des von LE CORBUSIERS oft benutzten „offenen Grundrisses“ betrachtet werden. (vgl. [22])

Durch das Einsetzen von Stahlbeton gelang es AUGUSTE PERRET ein neugeschossiges Wohnhaus mit ausreichender Nutzfläche zu errichten. Im Erdgeschoss befand sich AUGUSTE PERRETs Büro und in den darüber liegenden sieben Geschosse jeweils eine Wohnung pro Etage. Um die Platzverhältnisse und die Lichteinstrahlung optimal zu nutzen, wurden diese Richtung Straße (Süden) in einer U-Form mit Fenstern und einen Balkon an beiden Seiten angeordnet. Das neunte Geschoss war für AUGUSTE PERRET, mit einem eigenen Zugang zur Dachterrasse, gedacht. Stahlbeton war zu dieser Zeit noch in einer experimentellen Phase und wurde von vielen als gefährliches Material angesehen. Dies war unter anderem auch ein Grund, wieso die Stahlbetonkonstruktion durch Keramikplatten kaschiert wurde. Die Keramikplatten wiesen noch Spuren des „Art Nouveau“-Stils auf. Weiters wurden Ornamente in den Metallelementen wie Türen oder Geländer eingesetzt. Dieses Gebäude wird als eines der ersten Bauwerke aus Stahlbeton angesehen, dass die Struktur zum Teil offen zeigt, sich vom „Art Nouveau“ entfernt und die Richtung hin zur „modernen Architektur“ einschlägt. Durch den Stahlbetonrahmen konnte auf tragende Wände verzichtet werden. Dies bedeutete einen großen Schritt in Richtung einer offenen Grundriss- und Raumgestaltung. (vgl. [28])

3-2 JOSEF HOFFMANN

3-2.1 SANATORIUM

 <p><i>Abbildung 3-2-1: Sanatorium [29]</i></p>	<p>Objekt: Sanatorium Lage: Purkersdorf Architekt: Josef Hoffmann Baujahr: 1905 Baustil/Richtung: Wiener Secession (Jugendstil) Konstruktion: Stahlbeton Besonderheiten:</p> <ul style="list-style-type: none">• einige Merkmale der modernen Gebäude der 1920er Jahre
--	--

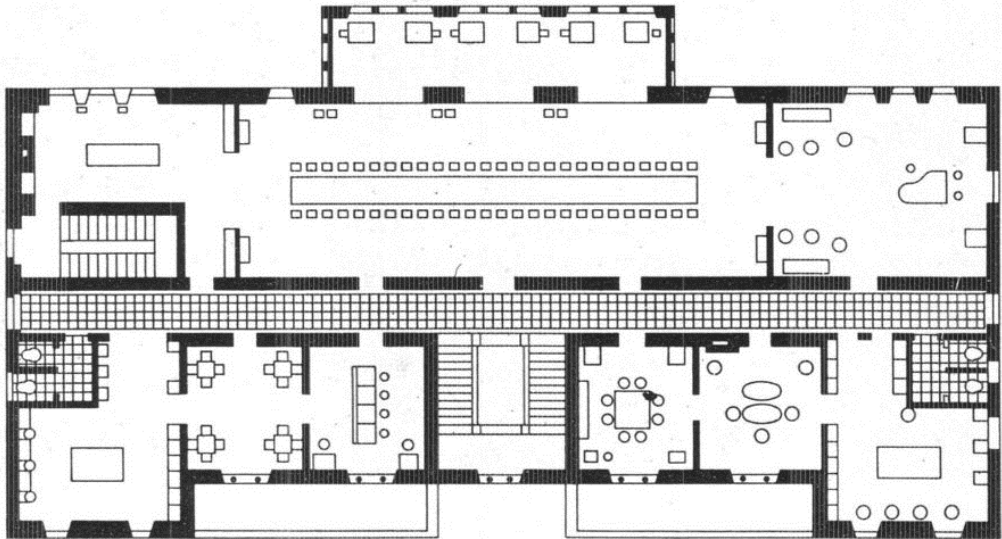


Abbildung 3-2-2: Grundriss des Sanatoriums am Beispiel des Erdgeschosses [27]

Das Sanatorium wurde zwischen 1904 und 1905 in Purkersdorf als dreigeschossiges Flachdachgebäude errichtet, obwohl es zu Beginn als zweigeschossiges Walmdachgebäude geplant war. Als tragende Konstruktion wurde Stahlbeton gewählt, welche zum Teil sichtbar blieb. Obwohl JOSEF HOFFMANN vom „Jugendstil“ und von verzierten Gesimsen angetan war, sah er beim Entwurf des Sanatoriums davon ab. Die kubische Form und die Sachlichkeit des Bauwerks nahmen den modernen Gebäuden der 20er Jahre bereits einiges vorweg.

Nach einem Konflikt mit dem Bauherrn wurde für die weiteren Bauarbeiten auf dem Sanatoriumsgelände der Architekt LEOPOLD BAUER herangezogen. Dieser stockte 1926 gegen JOSEF HOFFMANNs Willen das Sanatorium auf. Nach den Umbauten durch die Nationalsozialisten und dem späteren Leerstand wurde es 1995 restauriert bzw. in den ursprünglichen Zustand rückgebaut. Seit 2003 wird das Sanatorium als Seniorenresidenz genutzt. (vgl. [30], [31])

3-3 ADOLF LOOS

3-3.1 HAUS STEINER



Abbildung 3-3-1: Haus Steiner: Straßenansicht [29]

Objekt: Haus Steiner

Lage: Wien

Architekt: Adolf Loos

Baujahr: 1910

Baustil/Richtung: Vorläufer des „Internationalen Stils“

Konstruktion: Stahlbeton

Besonderheiten:

- eines der ersten Privathäuser aus Stahlbeton
- durch das abgerundete Dach wurde das Haus straßenseitig als eingeschossig angesehen

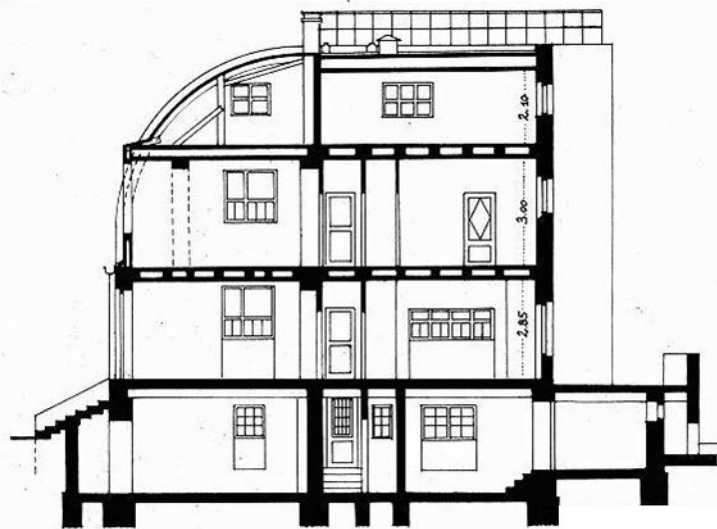
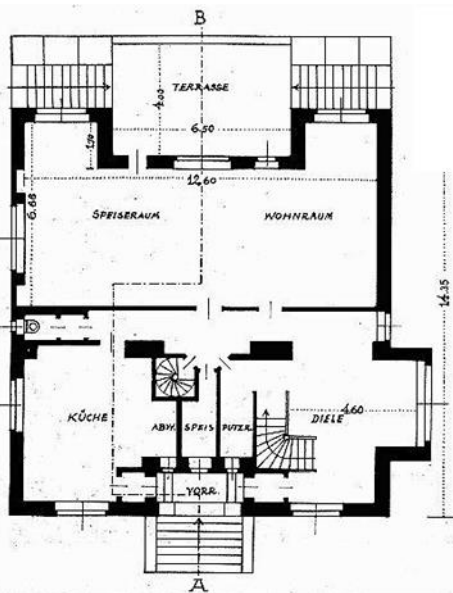


Abbildung 3-3-2: Grundriss des EG (links) und Schnitt A-B (rechts) [26]

Das Haus wurde 1910 für die Bauherrin Lily Steiner in Wien errichtet und wird aufgrund der ornamentlosen Fassade als eine Ikone der „modernen Architektur“ des 20. Jahrhunderts gesehen. Zudem fällt es durch die straßenseitig abgerundete Dachform auf. Diese wurde so ausgeführt, um damalige Baurichtlinien, die keine zweigeschossigen Bauten in „Straßenrichtung“ erlaubten, zu umgehen. Gartenseitig erstreckt sich das Gebäude jedoch über drei Geschosse. Beim Haus Steiner handelt es sich um eines der ersten Privathäuser in Stahlbetonbauweise. (vgl. [29], [32])

Mit dem Haus Steiner war das erste aus einer Serie von Bauwerken, bei dem ADOLF LOOS das Hauptaugenmerk auf die Raumplanung setzte. Dabei stützte er sich auf H. MUTHESIUS' Schriften über die Entwicklung des Raumes. Die flache Fassade mit den rechteckigen Öffnungen wiesen zudem bereits einige Merkmale des „Internationalen Stils“ auf. Weitere erwähnenswerte Werke von ADOLF LOOS sind das Looshaus am Michaelerplatz, das Haus Scheu (als erstes Terrassenwohnhaus Mitteleuropas), das Haus Moller in Wien und das Haus Müller in Prag. (vgl. [33], [34])

3-4 OTTO WAGNER

3-4.1 VILLA WAGNER II IN WIEN



Objekt: Villa Wagner II

Lage: Hüttelbergstraße 28, Wien

Architekt: Otto Wagner

Baujahr: 1912

Baustil/Richtung: Wiener Secession (Jugendstil)

Konstruktion: Stahlbeton

Besonderheiten:

- Glasmosaik am Eingangsportal
- begehbare Flachdach

Abbildung 3-4-1: Villa Wagner II in Wien [35]

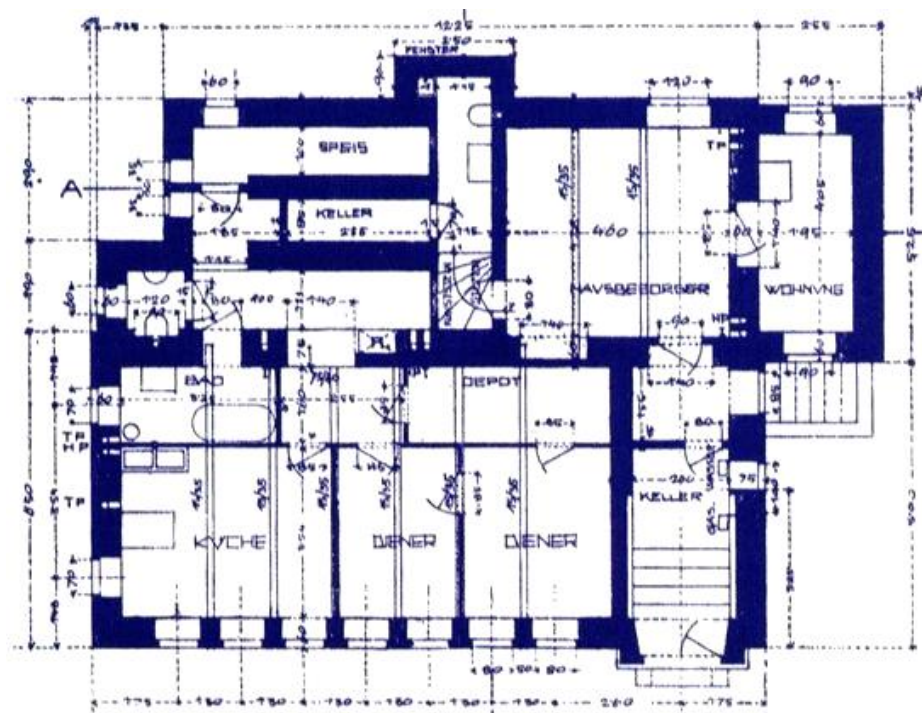


Abbildung 3-4-2: Grundriss am Beispiel des Kellergeschosses [27]

Nach dem Verkauf seiner ersten Villa in Wien entwarf OTTO WAGNER seine Zweite und ließ diese auf dem Nachbargrundstück bauen. Im Gegensatz zur Villa I ist die Villa II kleiner und besitzt zusätzlich ein begehbare Flachdach. Für OTTO WAGNER war es bei diesem Projekt wichtig, Materialien der modernen Industrie zu benutzen wie Beton, Glas und Aluminium. Ornamente sind auf das Glasmosaik am Haupteingang beschränkt. Ein weiteres gestalterisches Element stellt das auskragende Gesims des Flachdaches dar. Die Grundrisse sollten je nach Lichtbedarf des jeweiligen Raumes zweckmäßig und einfach entworfen werden. Einige Möbel wurden zudem von OTTO WAGNER selbst entworfen, diese sind jedoch nicht erhalten geblieben. Im Gegensatz zur ersten Villa ist diese puristisch und sachlich ausgestattet und zeigt den Versuch OTTO WAGNERs, mit einfachen Mitteln eine fortschrittliche, der „Moderne“ angepasste Architektur zu ermöglichen. (vgl. [35])

3-5 LE CORBUSIER

Seine bekanntesten Villen entstanden in den zwanziger Jahren. Beginnend mit dem Haus Citrohan entwickelte sich LE CORBUSIERs Bauweise weiter und fand 1930 mit der Villa Savoye ihren Höhepunkt. Diese Entwicklung wird auszugsweise in diesem Kapitel dargestellt.

3-5.1 HAUS CITRÖHAN



Abbildung 3-5-1: Haus Citrohan, Weißenhofsiedlung [34]

Objekt: Haus Citrohan

Lage: Weißenhofsiedlung, Stuttgart

Architekt: Le Corbusier

Baujahr: (1920*-)1927

Baustil/Richtung: Purismus/Internationaler Stil

Konstruktion: Stahlbeton

Besonderheiten:

- auf den „cinq points“ aufgebaut
- Wohnraum erstreckt sich über zwei Geschosse

* Die „Reihe“ der Wohnmaschine wurde aus der „Dom-ino“-Bauweise 1920 entwickelt und fand 1927 in der Weißenhofsiedlung ihren Höhepunkt

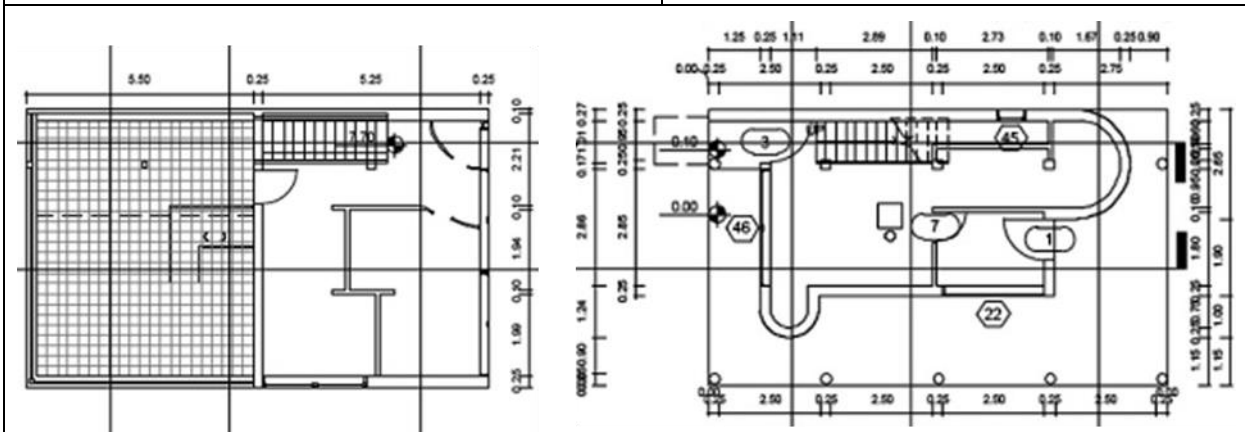


Abbildung 3-5-2: Grundriss des EG (links) und des 3. OG (Terrasse, rechts) [27]

Die Wohnmaschine Haus Citrohan wurde von LE CORBUSIER als Analogie des Citroën-Wagens in der Architektur und als industrielles Produkt gesehen. Davon leitete er auch dessen Name ab. Das Maison Citrohan war die Weiterentwicklung des „Dom-ino“-Hauses. Es bestand aus zwei tragenden Wänden, die einen Kubus (Außenhaut) bildeten. Die übrigen Wände besaßen in der Regel große Öffnungen und Fenster. Der Zugang zum Wohnbereich erfolgte über ein externes Stiegenhaus. Bei dem Haus handelte es sich um ein zwei Stockwerke hohes Gebäude. Der Wohnbereich erstreckte sich auf einer Hälfte (Grundriss) des Gebäudes über zwei Geschosse. Die andere Hälfte war durch eine Decke getrennt. Im unteren Bereich befand sich die Küche mit dem Essbereich und im oberen die Schlafzimmer. Im Dachgeschoß befanden sich zusätzlich ein Garten und ein abgetrenntes Gästezimmer. Dieses Konzept wurde später bei der Ville Contemporaine übernommen, da sich eine Würfelform ideal für das Aufeinanderstapeln bei Apartmentkomplexen eignete. (vgl. [33], [36])

Das letzte in der Reihe der Citrohan-Häuser (siehe Abbildung 3-5-1) wurde 1927 in der Weißenhofsiedlung fertiggestellt. Dabei handelte es sich um ein einzelnes, quaderförmiges Gebäude, welches ursprünglich als Reihenhaus konzipiert wurde. Die Fenster erstreckten sich von Stütze zu Stütze und wurden in der Fassade so weit wie möglich nach außen gesetzt, um die Illusion dünner Wände zu kreieren. Durch die seitlich angeordneten Stahlbetonstützen konnte die Größe der Fenster in der Ausführung frei gewählt werden. Der Inhalt von LE CORBUSIERS Manifests „*cinq points*“ basierte unter anderem auf diesem Gebäude. (vgl. [34])

3-5.2 MAISON LA ROCHE–JEANNERET IN PARIS



Abbildung 3-5-3: *Maison La Roche/Jeanneret* [37]

Objekt: Maison La Roche-Jeanneret

Lage: Paris

Architekt: Le Corbusier

Baujahr: 1923

Baustil/Richtung: Purismus

Konstruktion: Stahlbeton

Besonderheiten:

- erstes Gebäude Le Corbusiers, wo die „*cinq points*“ enthalten sind
- Wohnraum erstreckt sich über zwei Geschosse und ist über Brücken und Treppen zugänglich

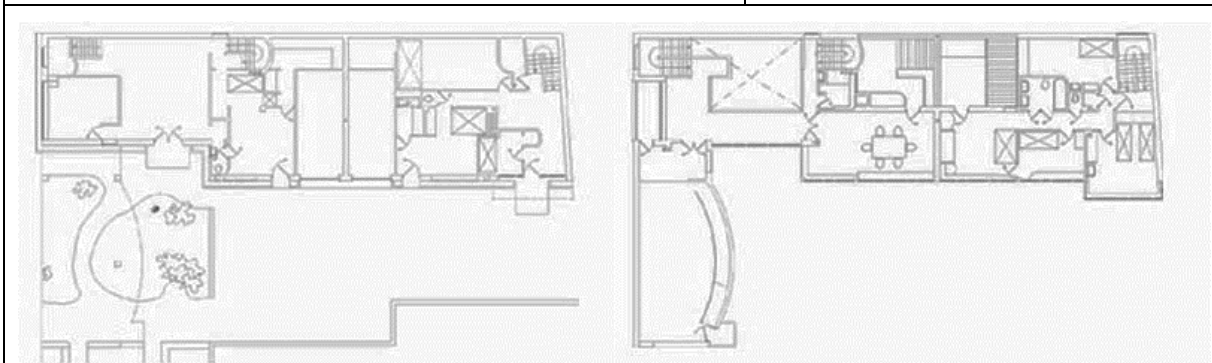


Abbildung 3-5-4: *Grundriss des EG (links) und 1.OG (rechts)* [27]

Dieses Doppelhaus wurde in 1923 für Raoul La Roche und Albert Jeanneret entworfen bzw. errichtet. LE CORBUSIER setzte zum ersten Mal Pfeiler ein, um das Gebäude teilweise vom Boden abzuheben. Wie bei den ersten Entwürfen des Hauses Citrohan, wurden hier ein und zwei Stockwerk hohe Räume konzipiert, die durch Treppen oder Brücken miteinander verbunden waren. Die Villa besitzt einen L-förmigen Grundriss und besteht aus zwei Teilen. Der längliche Teil enthält Wohnflächen und der geschwungene, auf Stützen gelagerte Teil enthält ein Studio. Die Wohnflächen und das Studio sind durch einen gemeinsamen Eingangsbereich verbunden. (vgl. [33], [36])

Obwohl das Manifest „*cinq points*“ erst 1927 veröffentlicht wurde, wird dieses Gebäude als das erste angesehen, an dem alle fünf Punkte berücksichtigt sind. (vgl. [37])

3-5.3 VILLA COOK IN PARIS

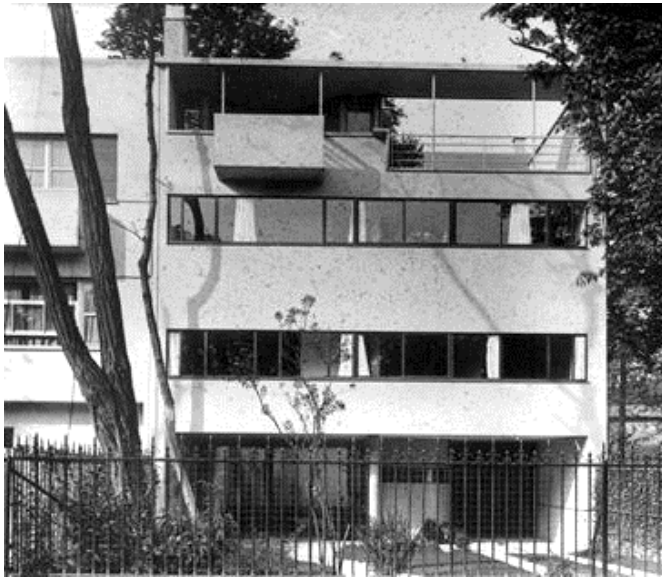


Abbildung 3-5-5: Villa Cook [38]

Objekt: Villa Cook

Lage: Boulogne-sur-Seine bei Paris

Architekt: Le Corbusier

Baujahr: 1926

Baustil/Richtung: Purismus

Konstruktion: Stahlbeton

Besonderheiten:

- auf den „cinq points“ aufgebaut
- Wohnräume erstrecken sich über zwei Geschosse
- Stützenraster 4,65 x 4,65m

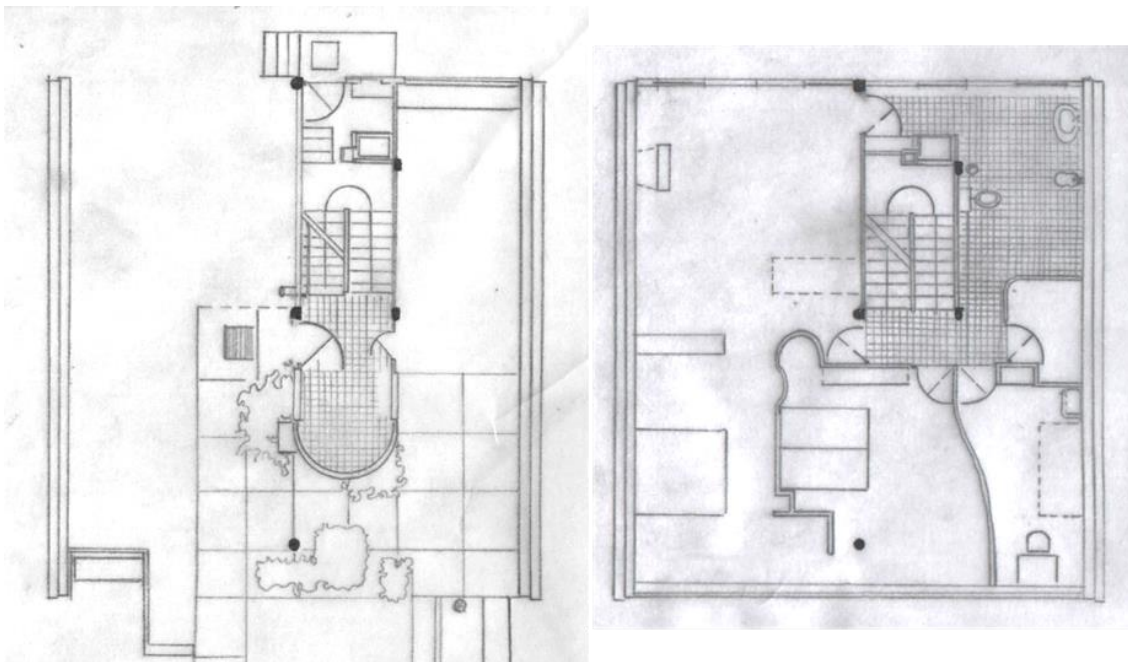


Abbildung 3-5-6: Grundriss im EG (links) und im 2.OG (rechts) [27]

Die Villa Cook war LE CORBUSIERS Prototyp eines Einfamilienhauses, das 1926 in Boulogne-sur-Seine gebaut wurde. Sie basiert auf einem Würfel als Grundform. Dessen Breite beträgt rund acht Meter und erstreckt sich über vier Geschosse. Das Stützenraster der punktgestützten Decke beträgt 4,65 x 4,65 m. Für die Decken wurden vorgefertigte Doppel-T-Träger eingesetzt, welche vor Ort vergossen wurden. Die Trennwände bzw. Zwischenwände wurden in jedem Stockwerk unterschiedlich versetzt, um dessen Unabhängigkeit vom Stützenraster bzw. vom Tragsystem zu unterstreichen. Das Erdgeschoss konnte dadurch offen gestaltet werden und enthielt lediglich einen Parkplatz, eine Terrasse und das Treppenhaus. Die übrigen Geschosse enthielten im ersten Stock Schlafräume und darüber Wohnräume, die sich über beide Stockwerke erstreckten. Die Trennwände wurden in jedem Stockwerk unterschiedlich verlegt, um dessen Unabhängigkeit vom Stützenraster bzw. vom Tragsystem zu unterstreichen. Das Dach konnte teilweise als Garten genutzt werden. (vgl. [36], [39])

3-5.4 VILLA STEIN / DE MONZIE IN GARCHES



Abbildung 3-5-7: Villa Stein / de Monzie in Garches [33]

Objekt: Villa Stein / de Monzie

Lage: Garches bei Paris

Architekt: Le Corbusier

Baujahr: 1927

Baustil/Richtung: Purismus/Internationaler Stil

Konstruktion: Stahlbeton

Besonderheiten:

- auf den „cinq points“ aufgebaut
- Wohnraum erstreckt sich über zwei Geschosse im Gegensatz zur Küche und den Schlafzimmern
- keine seitlichen Öffnungen, da als Reihenhaus konzipiert

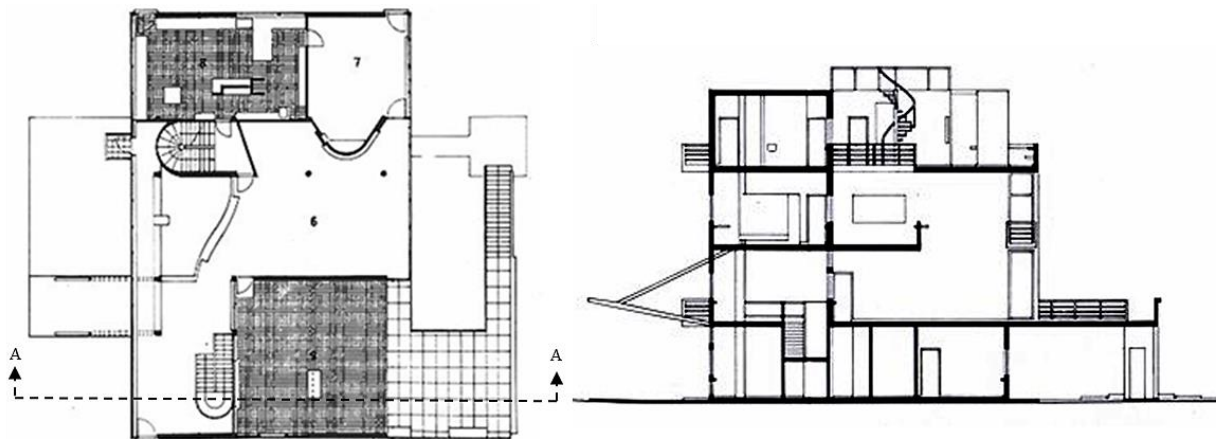


Abbildung 3-5-8: Grundriss des 1.OG (links) und Schnitt A-A (rechts) [27]

Diese Villa wurde 1927 in Garches gebaut und wurde, ähnlich wie die zuvor erwähnte Villa Cook, mit auf Stützen aufliegenden Geschossdecken entworfen, welche als Hohlziegeldecken ausgeführt wurden. Das Grundsystem der Villa besteht aus einem 2,5 x 5 m bzw. einem 5 x 5 m Raster. Der zweistöckige, offene Wohnraum und die frei legbaren Trennwände entsprechen dem Konzept der Villa Cook. Bei der Villa Stein passte LE CORBUSIER die Proportionen des Bauwerks und der Fassade jedoch an den Goldenen Schnitt an. Die seitlichen Fassaden enthielten keine Fenster, da es als Teil von Reihenwohnungen geplant war. (vgl. [36], [39])

3-5.5 DIE VILLA SAVOYE IN POISSY



Abbildung 3-5-9: Villa Savoye [33]

Objekt: Villa Savoye

Lage: Poissy, außerhalb von Paris

Architekten: Le Corbusier, Pierre Jeanneret

Baujahr: 1930

Baustil/Richtung: Purismus/Internationaler Stil

Konstruktion: Stahlbeton

Besonderheiten:

- auf den „cinq points“ aufgebaut
- gekurvte Mauer auf dem Dachgeschoss soll der kubischen Konstruktion entgegenwirken
- die Obergeschosse sind durch Rampen und Wendeltreppen erreichbar

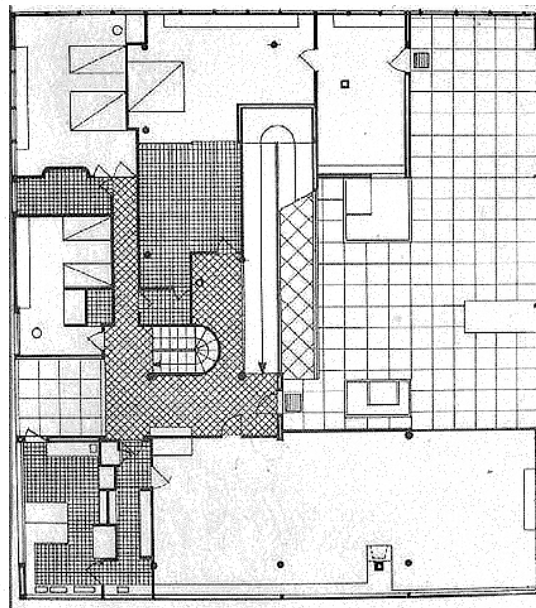
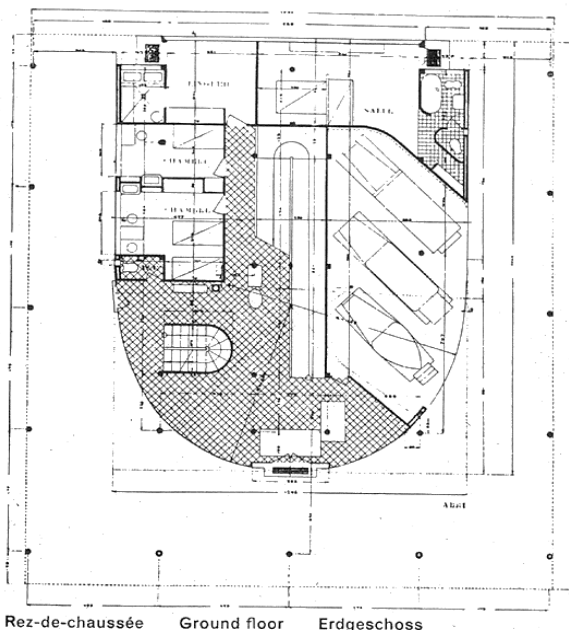


Abbildung 3-5-10: Grundrisse des EG (links) und OG (rechts) [27]

Die Villa Savoye liegt rund 30 Kilometer von Paris entfernt. Diese Villa diente Madame Savoye als Sommerhaus und als Erholungsort, um sich in die Natur zurückziehen zu können. Das Obergeschoss krägt auf drei Seiten aus und wird durch Stützen an den Rändern zusätzlich gelagert. Auf der Hinterseite des Daches sind zudem kurvige Wände/Elemente angeordnet, die die einfache Kastenform des Hauses kaschieren sollen. Die glatte Fassade mit den langen, horizontalen Fensteröffnungen sorgt für eine optimale Lichteinstrahlung. Der Entwurf wurde durch die Themen Licht, frische Luft und Gesundheit geleitet. Dafür sollte Harmonie zwischen den einfachen geometrischen Formen, den Glas- und den weißen Wandflächen herrschen.

Die Dachterrasse bzw. die Fensterreihe sorgen dafür, dass die umgebende Natur und die Aussicht im Haus zur Geltung kommen sowie im wechselnden Spiel mit dem Sonnenlicht stehen. Diese Villa wird als Höhepunkt von LE CORBUSIER in den 20er Jahren gesehen. In diesem Haus konnte man seine Entwicklung, seine Ideen und Entwürfe sehen, die er in seinem Manuskript „*cinq points*“ und seiner Schrift „*Vers une architecture*“ zusammenfasste.

Die Stockwerke werden nach Zweck unterteilt: Im Erdgeschoss befinden sich Eingang, Abstellplätze sowie Wirtschaftsräume. Im Obergeschoss sind Aufenthaltsräume sowie eine Terrasse situiert. Auf dem begehbaren Dachgeschoss befindet sich ein Dachgarten mit einer Aussichtsplattform. Die Geschosse sind durch Rampen oder durch eine schmale Wendeltreppe im Inneren zu erreichen. (vgl. [17], [19])

Die Geschossdecken wurden mittels Hohlziegel, die vor Ort mit Beton vergossen wurden, realisiert. Der Konstruktionsstützenraster beträgt 4,75 m x 4,75 m. Die Stützen sind jedoch nicht immer exakt dem Raster angepasst, sondern teilweise versetzt oder auf zwei Stützen aufgeteilt. Durch das tragende Stützenraster kann die Lage der dünnen Zwischenwände frei gewählt werden. Dies ermöglicht eine freie Gestaltung des Innenraumes und führt dazu, dass die Wände nicht zwingend übereinander liegen müssen. (vgl. [39], [40])

Die Villa Savoye kann als Endprodukt von LE CORBUSIERs puristischem Denken gesehen werden. Sie kombiniert die Vorteile aller bis dahin entworfenen Villen bzw. drei Typen der Wohnmaschine (siehe Abbildung 3-5-11). Das Maison La Roche-Jeanneret wurde dabei als Typ 1, die Villa Stein in Garches als Typ 2 sowie die Villa in Tunis als Typ 3 definiert. Die Villa Savoye wurde von LE CORBUSIER als vierter Typus bzw. als Summe der drei vorherigen gesehen. (vgl. [41])

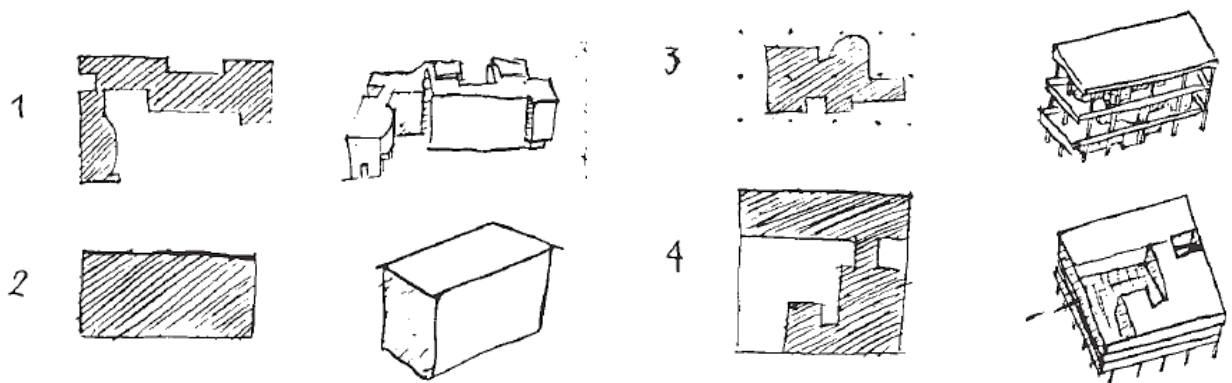


Abbildung 3-5-11: Vier Typen der Wohnmaschine von Le Corbusier [34]

3-6 ERICH MENDELSON

3-6.1 DER EINSTEINTURM IN POTSDAM



Abbildung 3-6-1: Der Einsteinturm nach Fertigstellung [42]

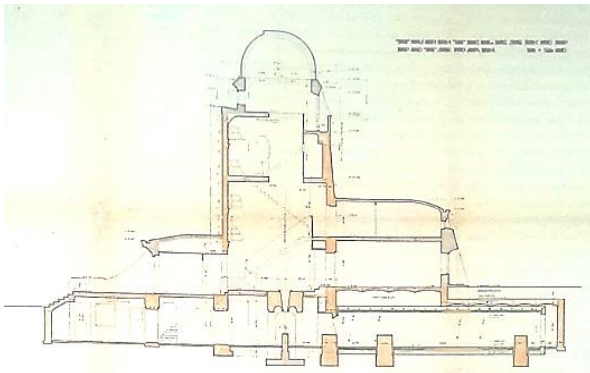


Abbildung 3-6-2: Einsteinturm, Schraffuren im Schnitt: Beton (grau) und Ziegel (orange) [42]

Objekt: Einsteinturm

Lage: Potsdam

Architekt: Erich Mendelsohn

Baujahr: 1924

Baustil/Richtung: Expressionismus

Konstruktion: Backsteinmauerwerk/Stahlbeton

Besonderheiten:

- Observatorium zur Überprüfung von Einsteins Relativitätstheorie
- wichtigstes expressionistisches Werk in Deutschland
- zunächst als Stahlbetonkonstruktion geplant; wurde diese aus ökonomischen und baulichen Gründen teilweise aus Backstein gebaut

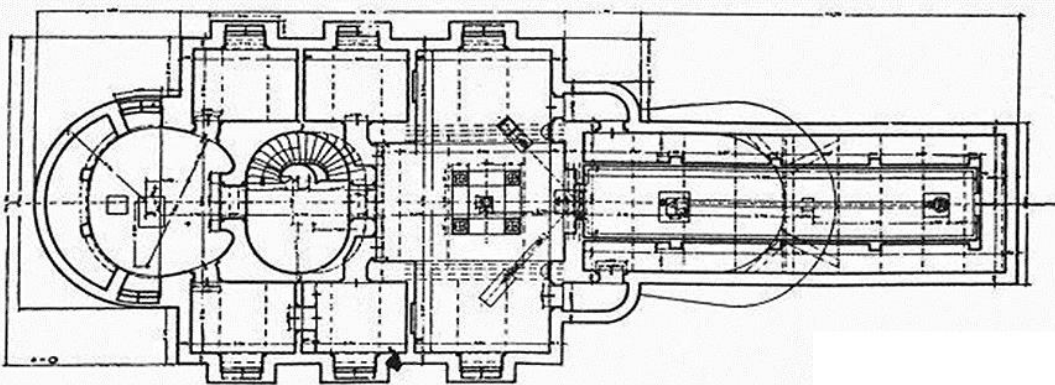


Abbildung 3-6-3: Grundriss des Kellergeschosses [26]

Durch den Astrophysiker Erwin Finlay-Freundlich kam ERICH MENDELSON in Kontakt mit Einsteins Relativitätstheorie und dessen Beziehung von Masse und Energie. Er begann bereits vor dem Ersten Weltkrieg, auf Freundlichs Wunsch, ein Observatorium zur Überprüfung dieser Theorie zu entwerfen. ERICH MENDELSONs Ziel war es, durch das Einsetzen neuer Materialien sowohl Funktion als auch Ästhetik harmonisch zu kombinieren. Es handelte sich dabei um sein erstes öffentliches Bauwerk und wie sich später herausstellte auch sein Wichtigstes, das seine ganze Karriere bestimmten würde.

ERICH MENDELSONS Idee war es, den Einsteinturm gänzlich aus Stahlbeton auszuführen. 1920 wurde mit den Bauarbeiten angefangen. Aufgrund mehrerer Probleme mit den Baubehörden, durch die Knappheit an ökonomischen Mitteln und die Schwierigkeit der Ausführung war ERICH MENDELSON gezwungen, auf eine Gesamtkonstruktion aus Stahlbeton zu verzichten. Dabei wurde das Tragwerk zum größten Teil aus Backsteinmauerwerk ausgeführt. Das Eingangsportal und der oberste Turmring wurden trotz allem aus Stahlbeton erstellt. Zur Fertigstellung kam es erst 1924, obwohl die Außenhülle bereits 1921 aufgestellt war. Der Turm besitzt eine vertikale Tragstruktur, die Lichtstrahlen ins Labor im horizontalen Untergeschoss leitet. Dieses liegt auf einem erschütterungsdämpfenden Betonsockel. Später wurde der Einsteinturm als wichtigstes Symbol für expressionistisches Bauen in Deutschland deklariert. (vgl. [22], [42])

3-7 WALTER GROPIUS

3-7.1 DAS BAUHAUS IN DESSAU



*Abbildung 3-7-1: Das Bauhaus:
Vogelperspektive [43]*

Objekt: Das Bauhaus

Lage: Dessau

Architekt: Walter Gropius

Baujahr: 1926

Baustil/Richtung: Neue Sachlichkeit/ Funktionalismus

Konstruktion: Stahlbeton, teilweise Ziegelmauerwerk

Besonderheiten:

- drei L-förmigen Trakte, die nach Funktion aufgeteilt sind
- Vogelperspektive als neuer und wichtigster Betrachtungswinkel
- Vorhangfassade („curtain wall“) wird von innenliegenden Stützen getragen
- ein scheinbares Schweben des Gebäudes wird durch die zurückversetzten Sockel erreicht

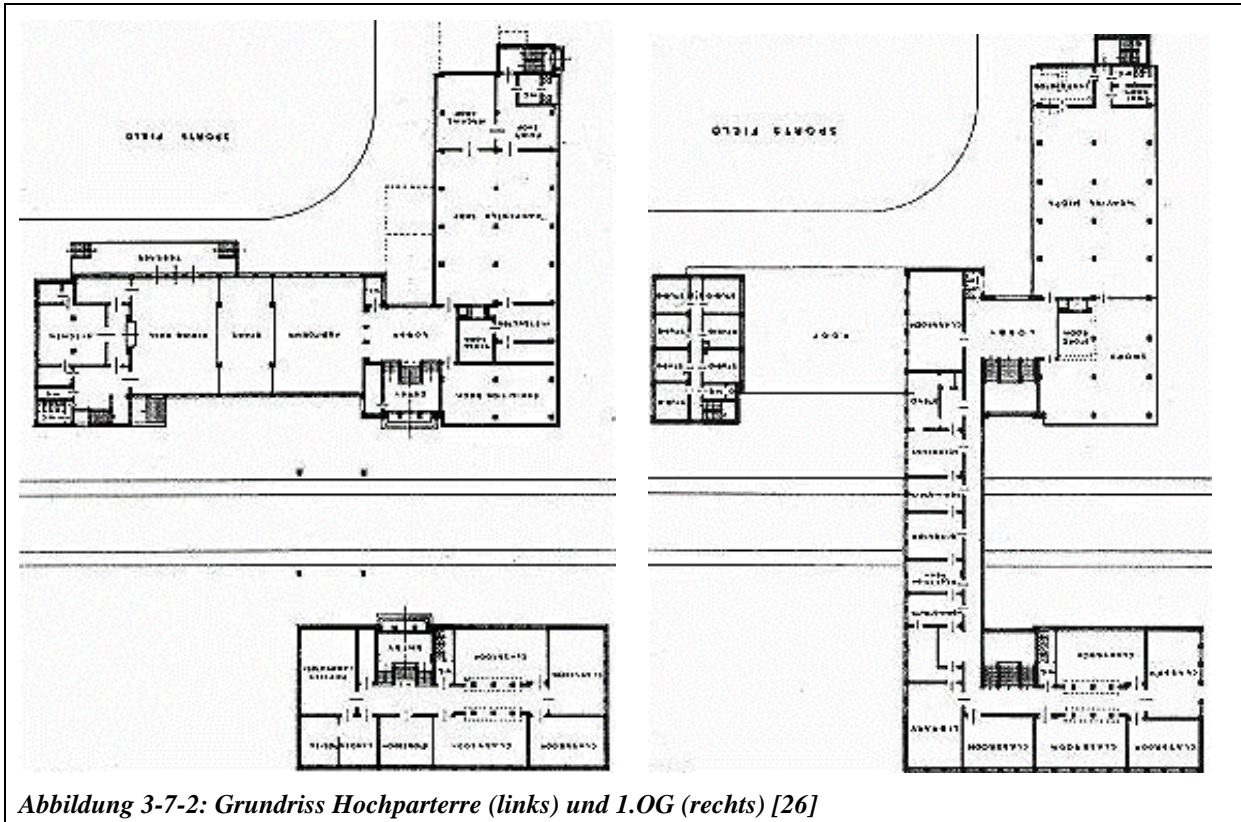


Abbildung 3-7-2: Grundriss Hochparterre (links) und 1.OG (rechts) [26]

Das Bauhaus wird als Höhepunkt des funktionalistischen Denkens gesehen. Es wurde 1926 in Dessau, nach dem Umzug dieser Institution aus Weimar, errichtet. Durch die Luftperspektive ist erst die wahre Form dieses Meisterwerkes ersichtlich: Drei L-förmige Trakte, welche die verschiedenen Funktionsbereiche trennen und an eine moderne Fabrik erinnern. Dieses Bauwerk sollte als Labor und Ausbildungsstätte genutzt werden um Kunst, Industrie und Handwerk zusammenzuführen. Als einziges vertikales Element sticht das Studentenheim auf der Rückseite des Komplexes hervor. (vgl. [22])

Die drei Trakte beinhalteten das Schulgebäude, die Werkstätte und das Studentenheim. Das Bauhaus und dessen kubischen Gebäudeteile sind frei und asymmetrisch angeordnet. Von den Obergeschossen des Schulgebäudes führt eine zweistöckige Brücke, die auf vier Pfeilern auflagert, in das Werkstättegebäude. Die Brücke enthielt die Architekturabteilung und die Bauhausverwaltung. Das Studentenhaus bildete den letzten Teil des Gebäudes. Das scheinbare „Schweben“ der Gebäude wird durch die dunklen, zurückversetzten Sockel im Kontrast zur weißen Fassade erreicht.

Die Fundamente wurden aus Stampfbeton gefertigt. Die Tragkonstruktion besteht aus Stahlbetonstützen und Steineisendecken, welche an wenigen Stellen von Ziegelwänden ergänzt werden. Die Decken liegen zudem auf Betonunterzügen. Der Werkstattbau im Keller besteht aus einer Pilzdecke. In diesem Teil des Bauwerks übernehmen die innenliegenden Stützen die gesamte Last und die leicht auskragenden Decken tragen zusätzlich die Vorhangfassade aus Glas. (vgl. [44], [43])

3-8 PAUL ENGELMANN, LUDWIG WITTGENSTEIN

3-8.1 HAUS WITTGENSTEIN

	<p>Objekt: Haus Wittgenstein Lage: Wien Architekten: Paul Engelmann, Ludwig Wittgenstein Baujahr: 1928 Baustil/Richtung: Internationaler Stil Konstruktion: Stahlbeton, Ziegelmauerwerk Besonderheiten:</p> <ul style="list-style-type: none">• kubisches, asymmetrisches Bauwerk
---	---

Abbildung 3-8-1: Haus Wittgenstein [45]

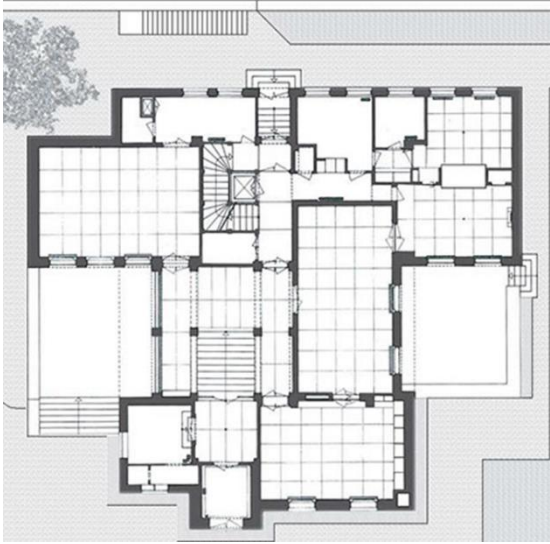
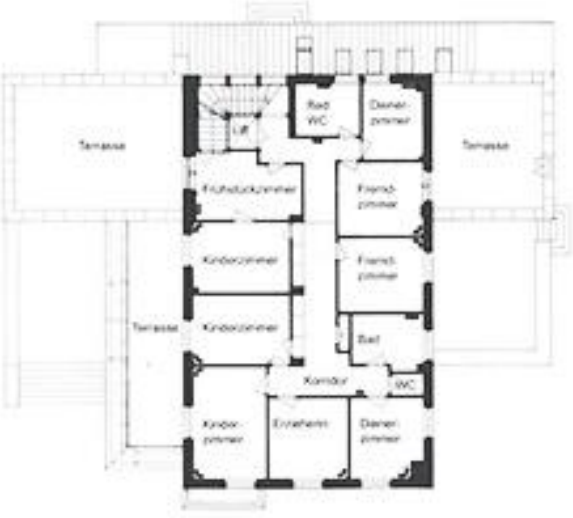
	
--	---

Abbildung 3-8-2: Grundrisse des EG (links) und 2.OG (rechts) [46]

Das Haus Wittgenstein wurde für Margarethe Stonborough-Wittgenstein im Zeitraum von 1926 bis 1928 in Wien gebaut. Das äußere Erscheinungsbild erinnert durch die kubischen Formen an die Bauten von ADOLF LOOS. Im Inneren ist jedes kleine Detail auf den Raum und dessen Verwendung abgestimmt. Das dreigeschossige Haus liegt rund sechs Metern über dem Straßenniveau. Das Tragsystem besteht aus Mauerwerk, Stahlbetonstützen und -unterzüge sowie Betonrippendecken. (vgl. [45], [47])

3-9 LUDWIG MIES VAN DER ROHE

3-9.1 DER DEUTSCHE PAVILLON IN BARCELONA



Abbildung 3-9-1: Deutscher Pavillon [33]

Objekt: Deutscher Pavillon

Lage: Barcelona (aktuell: Montjuic Park)

Architekt: Ludwig Mies van der Rohe

Baujahr: 1929

Baustil/Richtung: Internationaler Stil

Konstruktion: Stahlstützen, Wände aus Glas oder Marmor, Stahlbetondach

Besonderheiten:

- offener Grundriss
- Mischung aus vielen edlen Materialien
- hohe Transparenz

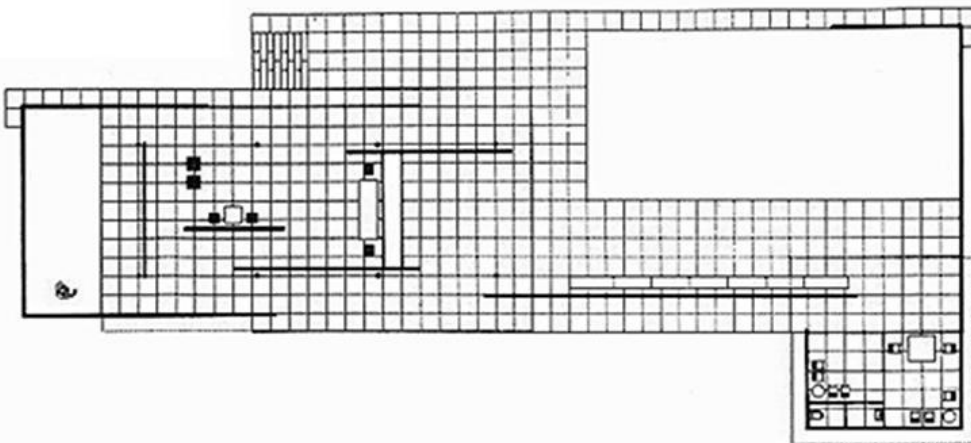


Abbildung 3-9-2: Grundriss vom Parterre [26]

Der Deutsche Pavillon zeichnet sich durch eine einfache Raumgestaltung aus, die durch die flache Überdachung aus Stahlbeton in zwei Ebenen unterteilt ist. Das Dach wird von Stahlstützen getragen. Die Mischung aus neuen Materialien wie Glas mit verchromten Rand und dem antiken Marmor erzeugen eine harmonische Wirkung. Die gesamte Konstruktion liegt auf einem Podest, der durch zwei Wasserbecken ergänzt wird und zur Reflektion der Konstruktion dient. Die wenigen, schmalen Wände ziehen sich unregelmäßig und unabhängig vom Stützenraster des Pavillons durch die Konstruktion. Die tragenden Wände sind aus Marmor gefertigt. Die Ideen und Elemente des Pavillons wurden im Späteren auf Wohnhäuser, wie das Haus Tugendhat, übertragen. (vgl. [17], [19])

Der Pavillon wurde kurz nach der Ausstellung wieder abgebaut. Ein Nachbau von Cristian Cirici aus den 80er Jahren befindet sich im Montjuic Park in Barcelona. (vgl. [21])

3-9.2 HAUS TUGENDHAT IN BRÜNN

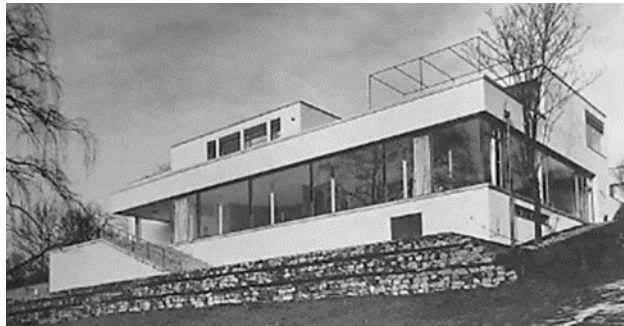


Abbildung 3-9-3: Villa Tugendhat, Gartenansicht [34]

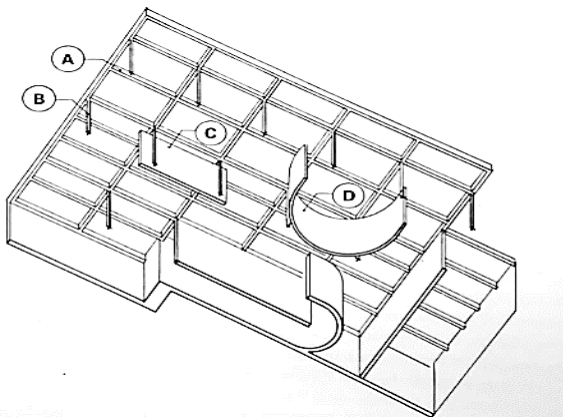


Abbildung 3-9-4: Villa Tugendhat, Strukturschema:
Stahlträger (A), Stahlstützen (B), Onyxwand (C) und
Ebenholzwand (D) [39]

Objekt: Haus Tugendhat

Lage: Brunn

Architekt: Ludwig Mies van der Rohe

Baujahr: 1930

Baustil/Richtung:

Funktionalismus/Internationaler Stil

Konstruktion: Stahlskelett, Ziegelmauerwerk,
Stahlbetondecken

Besonderheiten:

- offener Grundriss
- Übertragung des Prinzips des Deutschen Pavillons (fließender Raum) in einem Wohngebäude
- Trennung des großen Wohnbereichs durch eine Onyx- und eine Ebenholzwand (beide verschiebbar)
- hohe Transparenz

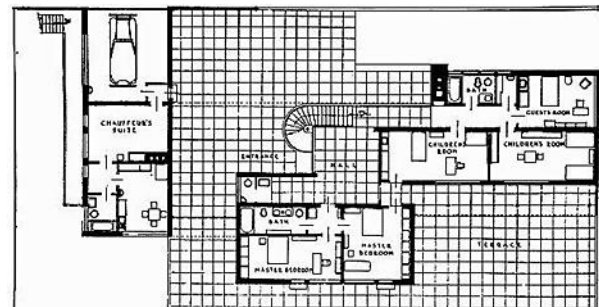
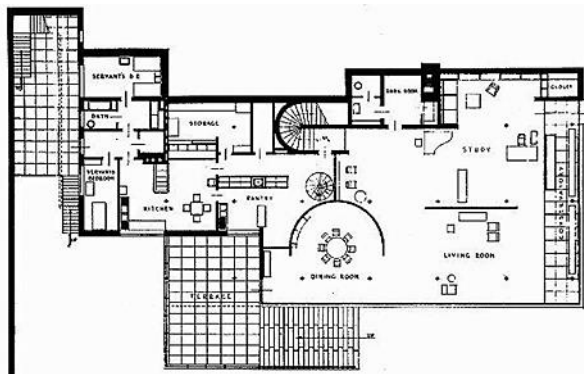


Abbildung 3-9-5: Grundrisse des EG (links) und des OG (Straßenniveau, rechts) [26]


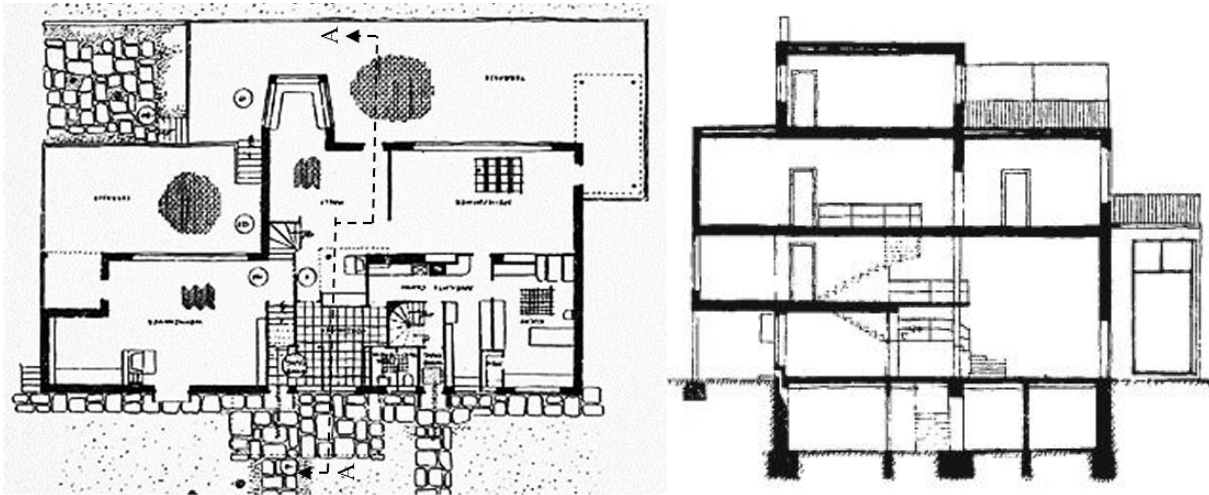
Das Haus Tugendhat wurde 1930 in Brunn, Tschechien errichtet und L. MIES VAN DER ROHE musste dafür viel Kritik einstecken. Das lag daran, dass für viele L. MIES VAN DER ROHEs fließender Raum als nicht geeignet zum Wohnen empfunden wurde. Dessen Form hatte er bereits beim Deutschen Pavillon in Barcelona auf der Weltausstellung gezeigt. (vgl. [22])

Die nach Südwesten gerichtete Villa besteht aus drei Stockwerken und liegt an einem Hang außerhalb der Stadt Brunn. Im Kellergeschoss sind die Versorgungseinrichtungen enthalten. Auf der zweiten Ebene liegt das Erdgeschoss, das aus einem Wohn- und Küchenbereich besteht. Zudem sind in dieser Ebene eine Terrasse und ein Wintergarten situiert. Der Haupteingang liegt straßenseitig auf der dritten Ebene und enthält einen Durchgang zur Terrasse und dem Schlafzimmer.

Die Struktur an sich besteht aus einem Stahlskelett und einem Ziegelmauerwerk. Die Decken wurden aus Stahlbeton gefertigt. Die kreuzförmigen, tragenden Eisenstützen ragen in einem Abstand von rund fünf Metern durch alle Etagen und lagern auf einzelnen Betonfundamenten auf. Auf Wunsch des Bauherrn wurden die meisten Stützen in den Wänden versteckt. Der Wohn- und Sozialbereich enthält zudem eine geschwungene Mauer aus edlem Holz und einer Onyxwand, die die gesamte Ebene in einzelne Bereiche unterteilt. Die Außenwände bestehen aus einem zweischaligen Ziegelmauerwerk und einer dazwischen liegenden Dämmung. (vgl. [39], [48])

3-10 JOSEF FRANK, OSKAR WLACH

3-10.1 HAUS BEER

	<p>Objekt: Haus Beer Lage: Wien Architekten: Josef Frank, Oskar Wlach Baujahr: 1931 Baustil/Richtung: Internationaler Stil Konstruktion: Stahlbeton Besonderheiten:</p> <ul style="list-style-type: none"> • wenig Fenster in der Straßenfassade; zur Gartenfassade viel offener • Weiterentwicklung von ADOLF LOOS' Raumplanung
<p><i>Abbildung 3-10-1: Haus Beer: Straßenfassade [29]</i></p>  <p><i>Abbildung 3-10-2: Grundriss des EG (links) und Schnitt A-A (rechts) [29]</i></p>	

In Österreich bestehen auch heute noch einige Meisterwerke der „modernen Architektur“. Dazu zählt auch das Haus Beer. Hier muss angemerkt werden, dass einige dieser Bauwerke heutzutage leer stehen oder sich in einem sehr schlechten Zustand befinden. Bauwerke des letzten Jahrhunderts, die in einer damals neuen Bauweise (Stahlbeton) errichtet wurden, stehen im Vergleich zu Bauten des „Klassizismus“ und „Historismus“ eher dem Verfall sowie der Gefahr des Abrisses gegenüber. (vgl. [47])

Das Haus Beer wurde 1929-1931 in der Wenzgasse 12, Wien, gebaut und repräsentierte die „Wiener Moderne“ zu Beginn der 30er Jahre. Im Mittelpunkt des Entwurfes stand vor allem die Raumplanung, die jedem Bereich eine bestimmte Atmosphäre verlieh. Die Raumplanung basierte dabei auf ADOLF LOOS‘ Raumkonzept. Die geschlossene Straßenseite steht als Kontrast zur offenen Gartenfassade mit Fenstern und Balkonen gegenüber. (vgl. [30])

3-11 ERNST ANTON PLISCHKE

3-11.1 ARBEITSAMT LIESING



Abbildung 3-11-1: Arbeitsamt [29]

Objekt: Arbeitsamt

Lage: Liesing bei Wien

Architekt: Ernst Anton Plischke

Baujahr: 1932

Baustil/Richtung: Internationaler Stil

Konstruktion: Stahlbeton

Besonderheiten:

- geschlossene Gartenfassade; offene Straßenseite
- transparentes Treppenhaus steht im Mittelpunkt

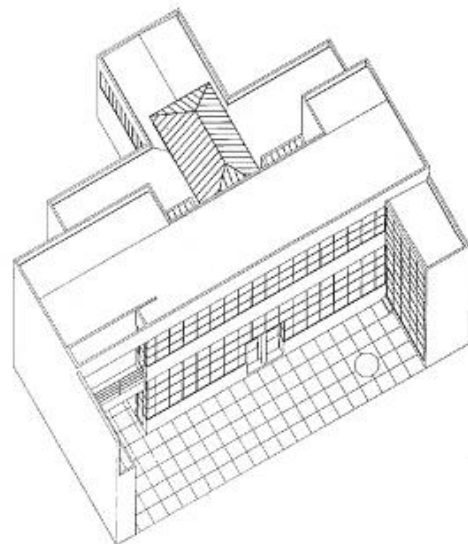
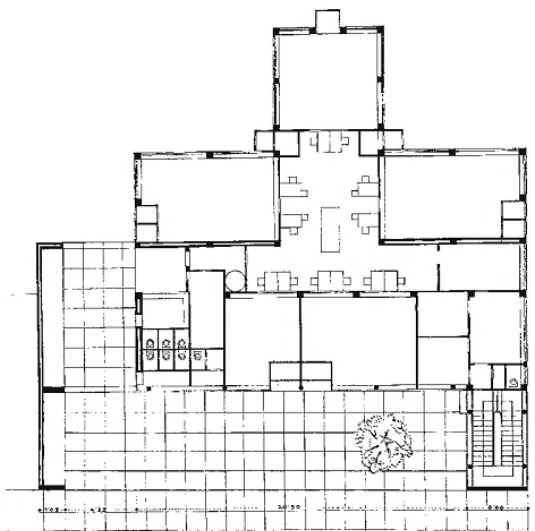


Abbildung 3-11-2: Grundriss des EG (links) sowie 3D-Modell (links) [29]

Das von 1930 bis 1932 gebaute Arbeitsamt konnte vor allem durch die transparente Straßenseite und das Treppenhaus international auf sich aufmerksam machen. Dieser Bau wurde von E. A. PLISCHKE nach seinem Aufenthalt in Amerika entworfen und beinhaltet seine dort gesammelten Erfahrungen. Die Gartenseite ist im Gegensatz zur Straßenseite geschlossen. Die tragende Struktur besteht aus einem Stahlbetonskelett. Mit diesem Bauwerk und dem Haus Gamerith gewann E. A. PLISCHKE im Jahre 1935 den Großen Österreichischen Staatspreis für bildende Kunst. Das Arbeitsamt zählt als eines der wichtigsten Bauwerke des „Internationalen Stils“ in Österreich. (vgl. [49])

3-12 HERBERT EICHHOLZER

3-12.1 HAUS LIND

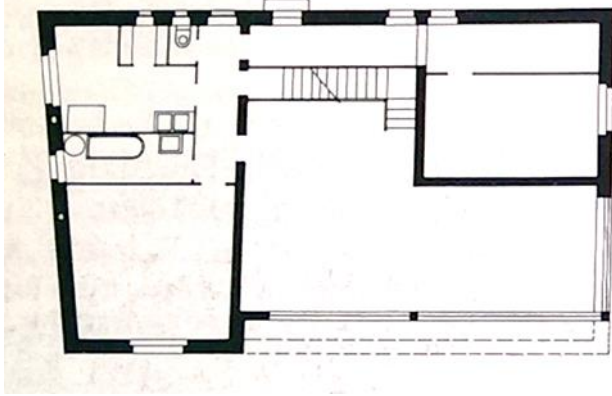


Abbildung 3-12-1: Haus Lind (oben), Grundriss im EG (unten) [50]

Objekt: Haus Lind

Lage: Graz

Architekten: Herbert Eichholzer, Viktor Badl

Baujahr: 1935

Baustil/Richtung: Internationaler Stil

Konstruktion: Stahlbeton

Besonderheiten:

- starke Ähnlichkeit mit LE CORBUSIERs Werken
- Höhepunkt von Eichholzer im „Internationalen Stil“

HERBERT EICHHOLZER wird als einer der bedeutendsten Vertreter der „Moderne“ in Graz angesehen. Das Haus Lind wurde 1935 in der Rosenbergasse in Graz erbaut und zeigte starke Ähnlichkeiten mit LE CORBUSIERs Werken. Die horizontalen Öffnungen, die Stützen, die kubische weiße Form bzw. der Stahlbetonrahmen als Tragstruktur konnten diese Annäherung an LE CORBUSIER verdeutlichen. Dieses Haus kann als Höhepunkt von H. EICHHOLZER im „Internationalen Stil“ gesehen werden. Es wurde jedoch mittlerweile umgebaut. (vgl. [50])

3-12.2 HAUS ALBRECHER-LESKOSCHEK



Abbildung 3-12-2: Haus Albrecher-Leskoschek [50]

Objekt: Haus Albrecher-Leskoschek

Lage: Graz

Architekt: Herbert Eichholzer

Baujahr: 1938

Baustil/Richtung: Internationaler Stil

Konstruktion: Stahlbeton

Besonderheiten:

- schwebender Eindruck durch Betonpfeiler
- Ähnlichkeiten mit dem Haus Tugendhat und der Villa Savoye
- wurde von den NS-Gegnern als Treffpunkt benutzt

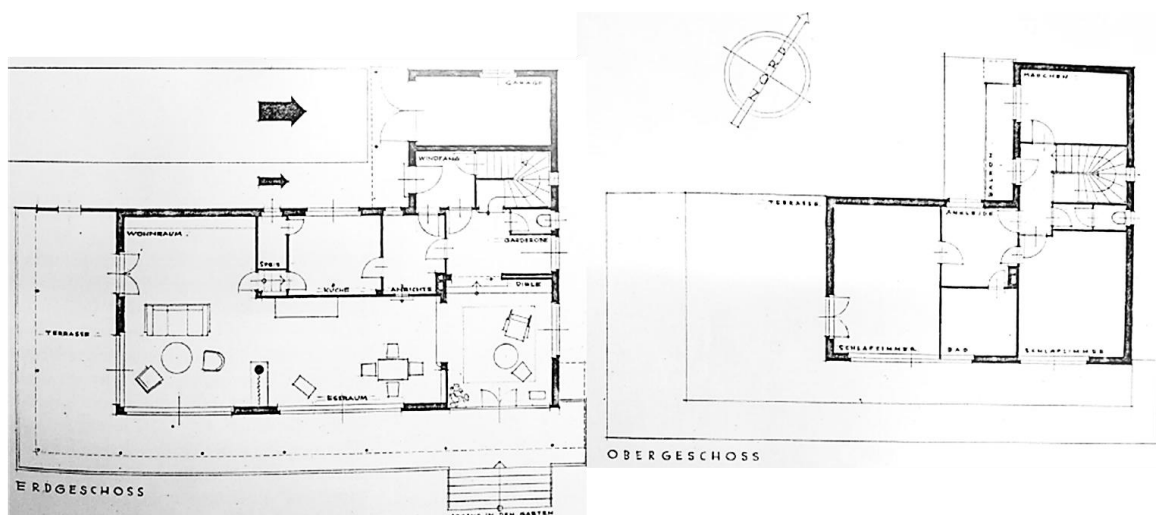


Abbildung 3-12-3: Grundrisse des EG (links) und OG (rechts) [50]

(vgl. [51])

Die 1938 fertiggestellte Villa in der Hilmteichstraße 24 in Graz ist heutzutage, sowohl im Inneren als auch im Äußeren, kaum mehr erkennbar. Dies ist durch die vielen Umbauten ab 1960, wegen der damals noch nicht ausgereiften Flachdachkonstruktion (Wassereintritt), bedingt. Aufgrund dieser Mängel wird auch kein Denkmalschutz für das Gebäude ausgesprochen und wird durch die Ausweitung des Landeskrankenhauses wahrscheinlich demnächst abgerissen.

Die Villa folgt dem Stil von L. MIES VAN DER ROHEs Haus Tugendhat und LE CORBUSIERs Villa Savoye. Das weiße, asymmetrische Bauwerk besitzt eine Kastenform und ist durch kleine Stützen vom Boden abgehoben, wodurch ein schwebender Eindruck entsteht. Die Stahlbetonkonstruktion auf Betonpfeilern wurde aufgrund des sumpfigen Bodens um das Haus herum gewählt. Es wurden somit LE CORBUSIERs „cinq points“ in dieser Villa umgesetzt. Dieser Einfluss von LE CORBUSIER bzw. P. JEANNERET auf H. EICHHOLZER kann auf ein dreimonatiges Praktikum in deren Atelier in Paris zurückgeführt werden. Die Überdachung der unteren Ebene wird durch Stahlstützen getragen.

Kurz nach der Fertigstellung dieser Villa musste H. EICHHOLZER ins Ausland fliehen. 1940 kehrte er nach Graz zurück und baute eine Anti-NS-Gruppe auf. Das Haus wurde bis zu seiner Hinrichtung im Jahre 1943 als Treffpunkt genutzt.

3-13 GIUSEPPE TERRAGNI

3-13.1 CASA DEL FASCIO IN COMO



Abbildung 3-13-1: Casa del Fascio, Ansicht und Grundriss [33]

Objekt: Casa del Fascio

Lage: Como

Architekt: Giuseppe Terragni

Baujahr: 1936

Baustil/Richtung: Rationalismus

Konstruktion: Stahlbeton

Besonderheiten:

- auf den Goldenen Schnitt aufgebaute Fassade
- Verwaltungsbau und propagandistisches Werk für die faschistische Partei
- Ähnlichkeiten mit LE CORBUSIERs Villen

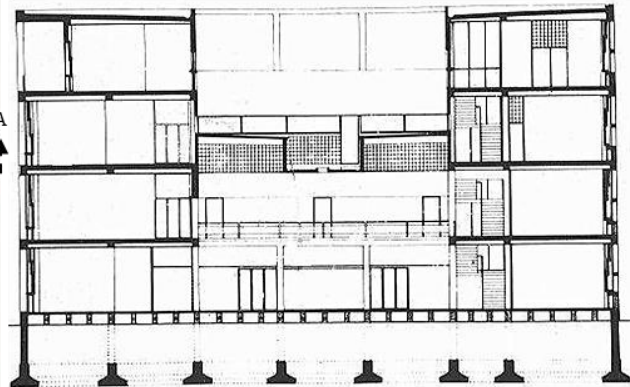
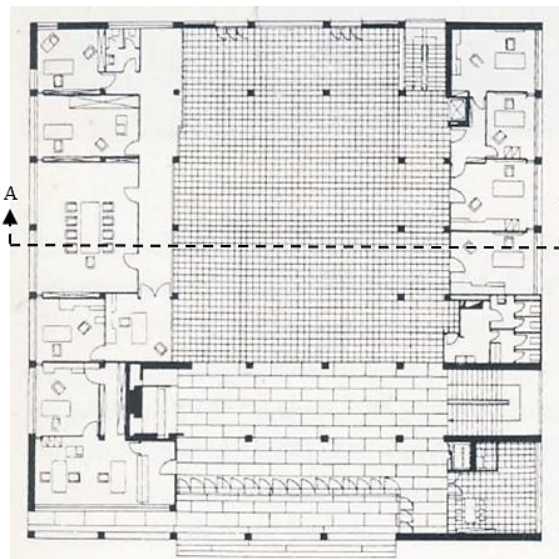


Abbildung 3-13-2: Grundriss des EG (links) und Schnitt A-A (rechts) [26]

Die Casa del Fascio in Como wurde 1936 fertiggestellt und ist eines der bedeutendsten Häuser des „Rationalismus“ in Italien. Das Bauwerk war als Verwaltungsbau für die faschistische Partei angedacht. Das quaderförmige Gebäude besitzt einen innenliegenden, mit Glas überdeckten Innenhof. Die Höhe des Gebäudes bemisst genau die Hälfte dessen Breite und die vier Fassaden wurden nach dem Goldenen Schnitt aufgeteilt. Dieser faschistische Bau verkörpert „Klassik“, „Moderne“, sowie die Werte Mussolinis und seiner Partei und diente mit allen Einzelheiten der Propaganda der Faschisten. Dieses Bauwerk wurde jedoch von GIUSEPPE TERRAGNIs Kollegen als Kopie deutscher und tschechischer Architektur angeklagt. (vgl. [22])

Dieses Gebäude ist in vielen Elementen den Villen von LE CORBUSIER ähnlich, da G. TERRAGNI stark von seinen Entwürfen beeinflusst wurde. Die Öffnungen in der Fassade sind proportional zu den Gesamtabmessungen von 32,2 m Breite und 16,6 m Höhe. Die Träger der Hohlziegeldecken wurden als Unterzüge ausgeführt, was einem offenen Grundriss und einer freien Raumunterteilung entgegenwirkt. (vgl. [39])

KAPITEL 4: ZEITACHSE ALS ZUSAMMENFASSUNG DER KAPITEL 2 UND 3

4-1 RAHMENBEDINGUNGEN

In der Zeitachse werden für eine bessere Übersicht die wichtigsten Gruppen und Architekten, dessen Gebäude (auch anhand von Fotos) sowie ihre Errungenschaften aufgezeigt.

Die Einteilung erfolgt auf Basis der Herkunft der Architekten. Obwohl LE CORBUSIER ein gebürtiger Schweizer war, wird er der französischen Zeile zugeordnet, da seine größten Projekte in Frankreich gebaut wurden und er die meiste Zeit seines Lebens dort verbracht hat.

Zudem wird durch eine farbliche Kennzeichnung die Stilrichtung der Architekten veranschaulicht. Da einige Architekten während ihrer Laufbahn ihren Stil geändert haben, wird in der Zeitachse lediglich der maßgebende angegeben.

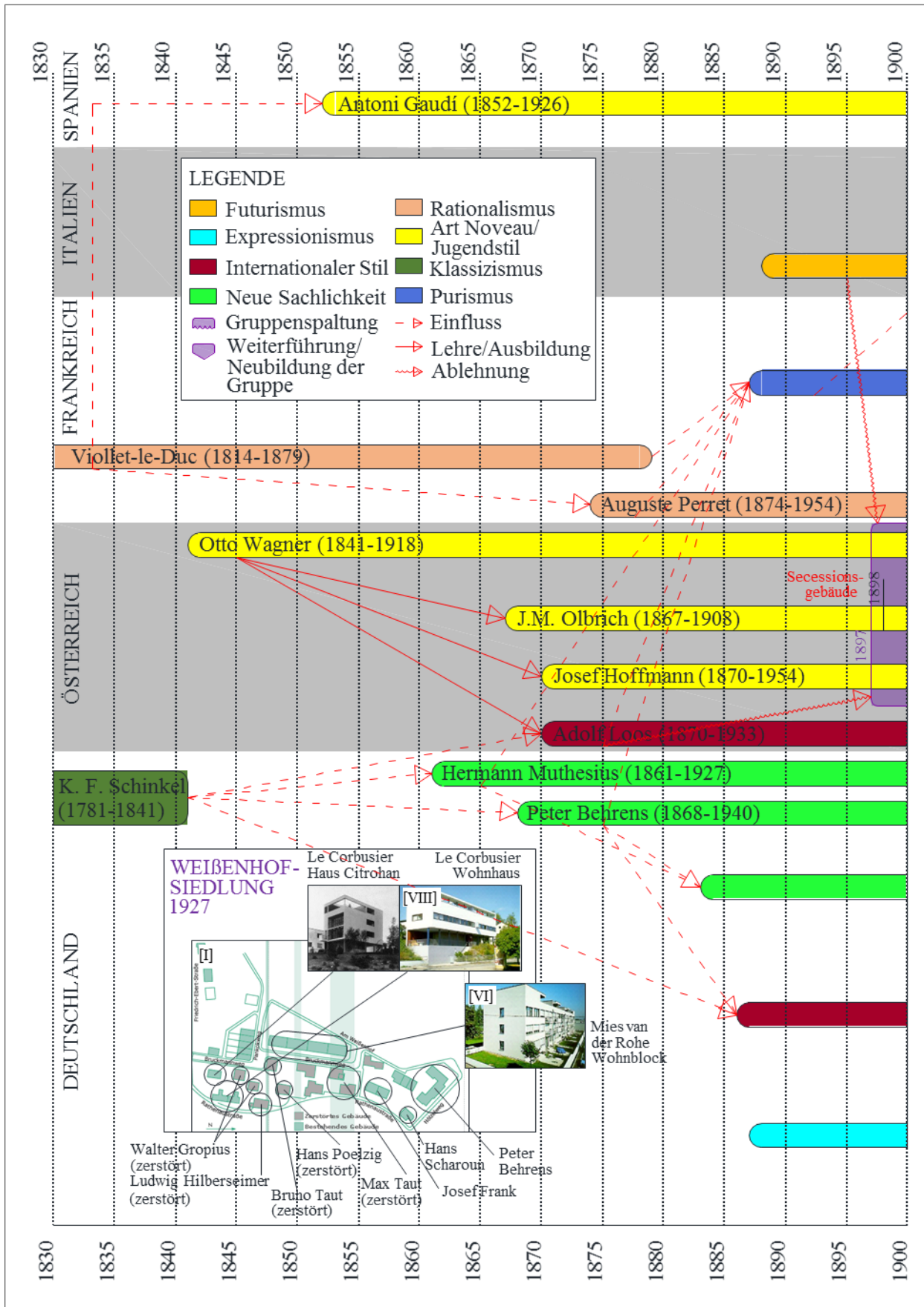
Architekten, die großen Einfluss auf die Pioniere der „Moderne“ genommen haben, werden aufgrund der Platzverhältnisse gar nicht oder nicht in ihrer ganzen Lebensspanne abgebildet. Die Dokumentation geht dabei bis 1830 zurück. Die Einflüsse der Architekten aufeinander werden anhand roter Pfeile gekennzeichnet.

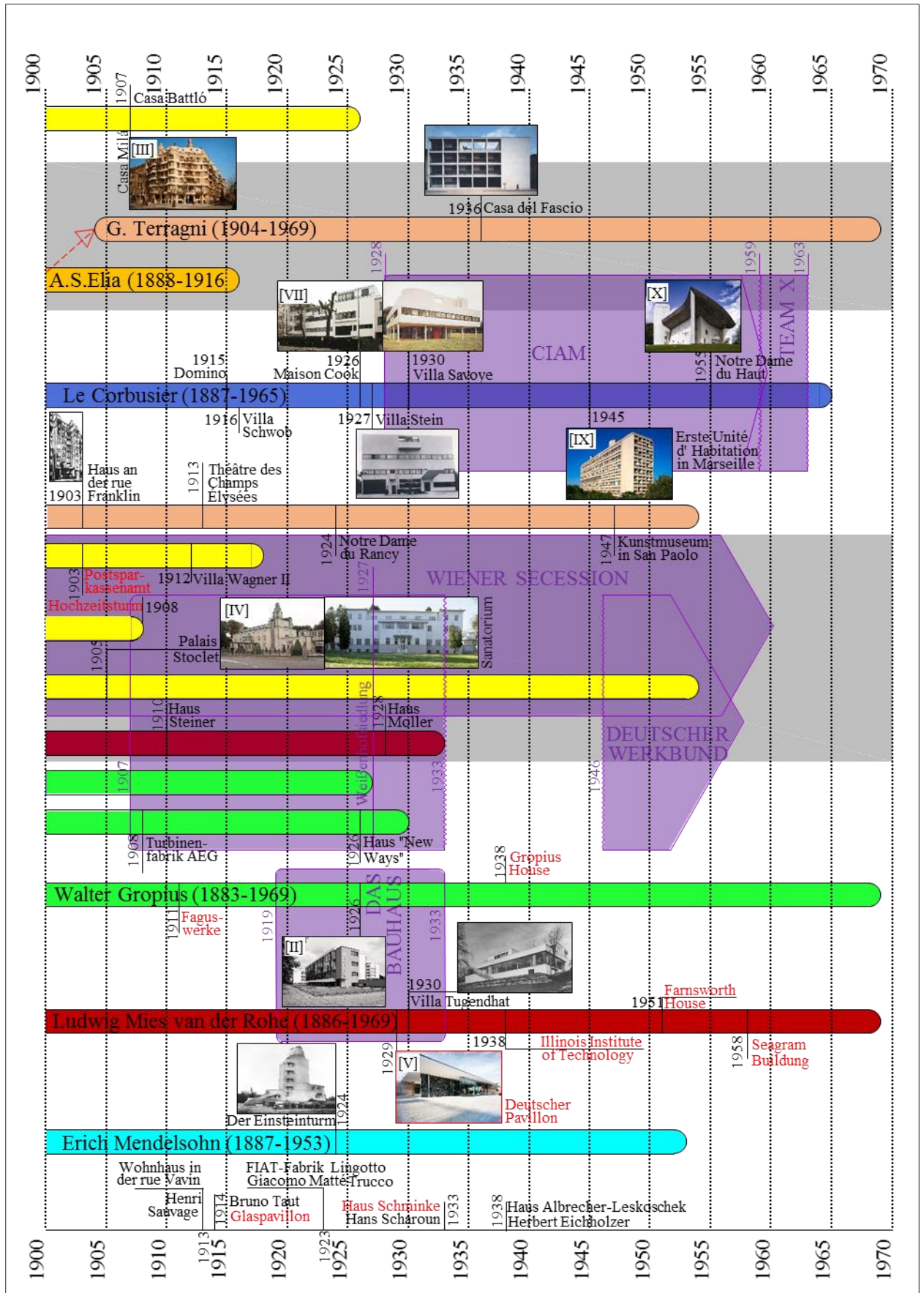
Die Einteilung der Gebäude in die Zeitachse erfolgt anhand des Jahres ihrer Fertigstellung.

Waren die Architekten in verschiedenen Gruppen vertreten, werden sich Letztere in der Zeitspanne überkreuzen. Die Stilrichtung der Gruppen kann durch deren mitwirkenden Architekten erfasst werden.

Zum Großteil werden Bauwerke aus Stahlbeton dokumentiert. Gebäude anderer Bauweisen werden lediglich aufgrund besonderer architektonischer Bedeutung abgebildet, wobei diese rot gekennzeichnet werden. Erwähnenswerte Gebäude, dessen Architekten nicht Bestandteil der vorliegenden Zeitachse sind, werden an der Unterseite der Zeitachse illustriert. In Bezug auf die Weißenhofsiedlung werden aus Übersichtsgründen lediglich LE CORBUSIERS und L. MIES VAN DER ROHEs Gebäude abgebildet.

Weitere Angaben können der angefügten Legende entnommen werden.





KAPITEL 5: ALLGEMEINES ZUR BEMESSUNG

5-1 BEMESSUNGSGRUNDLAGEN

Der Schwerpunkt liegt auf der Bemessung der BSP- Elemente nach dem draft EN 1995-1-1 [1]. Diese Norm befindet sich momentan noch in der Entwurfsphase und wird in Zukunft als Bemessungsnorm für BSP- Elemente dienen. Für die Berechnung des Modells wird das Finite-Elemente-Programm Dlubal RFEM 5 verwendet. Von dem Programm werden die Schnittkräfte sowie die Verformungen ausgegeben und damit auch die Nachweise für BSH laut ÖNORM B 1995-1-1 [52] geführt.

Die für die Bemessung des Modells relevanten Normen und Nachschlagwerke werden an dieser Stelle zusammengefasst:

- ÖNORM EN 1990: 2013 [53]
- ÖNORM B 1990-1: 2013 [54]
- ÖNORM EN 1991-1: 2011 [55]
- ÖNORM B 1995-1-1: 2015 [52]
- ÖNORM EN 1995-1-2: 2011 [56]
- draft EN 1995-1-1: Arbeitstand Jänner 2018 [1]
- ÖNORM EN 1998-1: 2013 [57]
- ÖNORM B 1998-1: 2011 [58]
- ÖNORM EN 14080: 2013 [59]
- BSPhandbuch (Version 2012) [60]

Die Einheiten werden programmbezogen in der Tabelle 5-1 angegeben.

Tabelle 5-1: Einheiten für die Bemessung

Kennwert	Einheiten	Programm, Beschreibung
Längeneinheiten	m	AutoCAD, RFEM
Belastungen, Schnittgrößen	kN und m	AutoCAD, RFEM
Steifigkeitsmatrix	kN und cm	Gegeben laut Institut für Holzbau und Holztechnologie
Baustoffkennwerte	N und mm	Standardeinheiten für Baustoffkennwerte
	kg/m ³	Rohdichte

Für die Bemessung wird allgemein von einer Festigkeitsklasse von GL24h für Brettschichtholz (Stützen und Unterzüge) und CL24h für Brettsperrholz ausgegangen. Dabei handelt es sich um eine Festigkeitsklasse, die im aktuellen Entwurf der EN 1995-1-1 [1] definiert ist. Da die Bauteile vor Witterung geschützt bzw. durch die allseitige Dämmung der BSP-Elemente als beheizt angenommen werden können, ergibt sich die Nutzungsklasse 1. Für die außenliegenden bzw. bewetterten Stützen aus BSH ist eine Holzverkleidung vorgesehen. Diese sind jedoch nicht gedämmt, wodurch sich die Nutzungsklasse 2 ergibt.

Die Baustoffkennwerte der BSH-Bauteile sind in der ÖNORM EN 14080 [59] zu finden. Weitere Beiwerte werden, falls nicht im draft EN 1995-1-1 [1] enthalten, der ÖNORM EN 1991-1 [55] entnommen. Diese sind im Anhang B-1 ersichtlich. An dieser Stelle werden lediglich die mechanischen Kennwerte von Brettsperrholz der Festigkeitsklasse CL24h laut [1] in der Tabelle 5-2 zusammengefasst. Des Weiteren ist der materialseitige Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{M,BSP}$ mit 1,25 festgelegt.

Tabelle 5-2: Charakteristische Baustoffkennwerte Brettsper Holz CL24h (aus Nadelholz C24)

	Beanspruchung	Kennwerte CL24h	Einheit
Festigkeit	Biegung	$f_{m,x,k}$	24,0
		$f_{m,y,k}$	
	Zug	$f_{t,x,k}$	16,0
		$f_{t,y,k}$	
	Querzug	$f_{t,z,k}$	0,5
	Druck	$f_{c,x,k}$	24,0
		$f_{c,y,k}$	
	Querdruck	$f_{c,z,k}$	3,0
	Schub	$f_{v,k}$	3,5
	Rollschub	$f_{r,k}$	1,4
Schub in der Ebene	$f_{v,xy,k}$	5,5	
	$f_{v,yx,k}$		
Torsion	$f_{tor,k}$	2,5	
Steifigkeit	E-Modul	$E_{x,mean}$	11600
		$E_{y,mean}$	
		$E_{z,mean}$	450
		$E_{0,05}$	9667
	Schubmodul aus der Ebene	$G_{l,mean}$	650
	Schubmodul in der Ebene	$G_{xy,mean}$	450
Rollschubmodul	$G_{r,mean}$	100	
Rohdichte		ρ_k	385
		ρ_{mean}	420

Der Schubmodul in der Ebene ist für die Scheibennachweise erforderlich und errechnet sich für die angenommene Brett lamellenbreite ($b = 150 \text{ mm}$) sowie die maximale Schichtdicke ($t = 20 \text{ mm}$) aus

$$G_{xy,mean} = \min \left\{ \frac{650}{1 + 2,6 \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^{1,2}}, 450 \right\} = \min \left\{ \frac{527,73}{450}, 450 \right\} = 450 \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad (5.1)$$

Die Rollschubfestigkeit $f_{r,k}$ beträgt für die angenommene Brett lamellenbreite ($b = 150 \text{ mm}$) sowie die Höhe der Querlagen ($t = 20 \text{ mm}$)

$$f_{r,k} = \min \left\{ 0,2 + 0,3 \cdot \left(\frac{b}{t}\right), 1,4 \right\} = \min \left\{ 2,45, 1,4 \right\} = 1,4 \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad (5.2)$$

Der dazugehörige Rollschubmodul beträgt

$$G_{r,mean} = \min \left\{ 30 + 17,5 \cdot \left(\frac{b}{t}\right), 100 \right\} = \min \left\{ 161,25, 100 \right\} = 100 \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad (5.3)$$

5-2 ULS-BEMESSUNG

Im folgenden Kapitel werden auszugsweise die Nachweiskonzepte dargestellt. Die BSH Bauteile werden nach dem EN 1995-1-1 [61] bemessen. Für die Elemente aus BSP wird der aktuelle Entwurf der EN 1995-1-1 [1] herangezogen. Da der Fokus der Bemessung auf den BSP-Elementen liegt, werden aus Übersichtsgründen in diesem Abschnitt lediglich die Nachweise dieser behandelt. Die Bemessung der BSH-Bauteile kann im Anhang C-1 eingesehen werden.

5-2.1 BRETTSPERRHOLZ BSP

Die BSP-Elemente werden nach dem draft EN 1995-1-1 [1] bemessen. Falls in dem vorliegenden Entwurf Nachweise nicht definiert sind, wird auf den nationalen Anhang der ÖNORM B 1995-1-1 [52] zurückgegriffen.

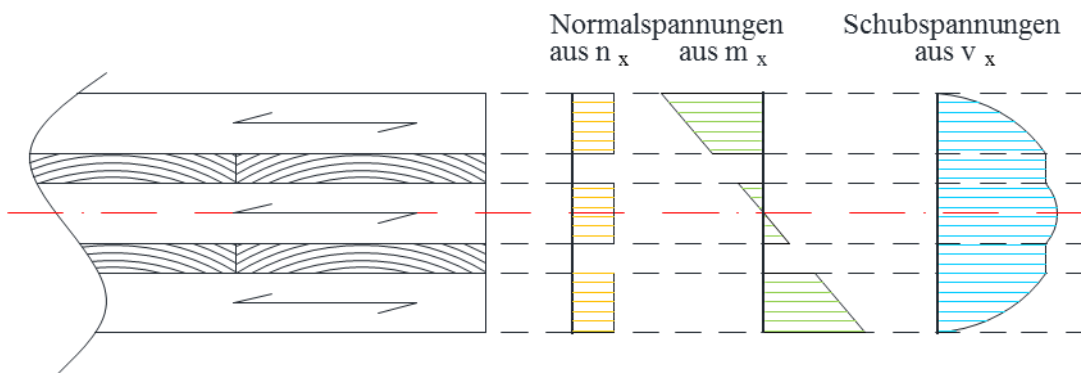


Abbildung 5-2-1: Allgemeine Spannungsverläufe in Haupttragrichtung für eine 5-schichtige BSP-Platte

Wie die Spannungsverläufe in Abbildung 5-2-1 zeigen, liegt die maximale Normalspannung am Rand des Querschnitts für die Haupttragrichtung. Die Normalspannungsnachweise für die BSP-Elemente werden an diesem Punkt geführt. Die maximale Schubspannung tritt in der Schwerachse des Querschnitts auf. Obwohl die Schubspannung in den Querlagen (Rollschub) geringer als die maximale Schubspannung in der Haupttragrichtung ausfällt, ist der Rollschubnachweis durch die geringere Rollschubfestigkeit des Materials stets als maßgebender Schubnachweis anzusehen. Für die Nebentragrichtung sind die Spannungsverläufe in Abbildung 5-2-2 angezeigt.

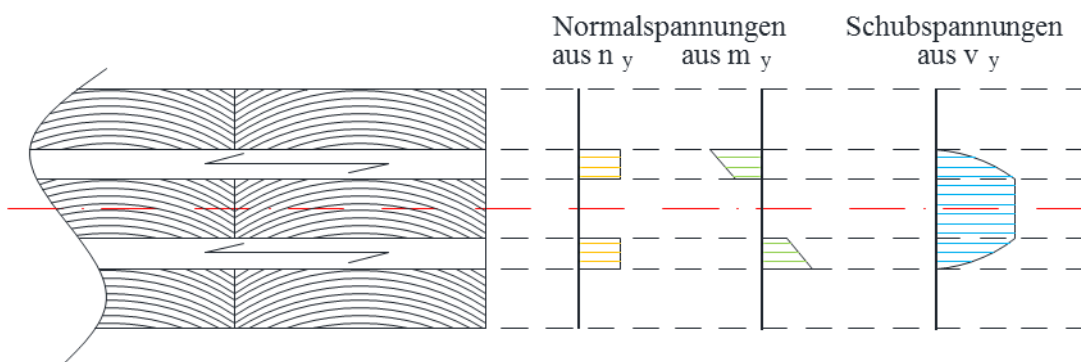


Abbildung 5-2-2: Allgemeine Spannungsverläufe in Nebentragrichtung für eine 5-schichtige BSP-Platte

5-2.1.1 Normalspannung bei Beanspruchung in der Ebene für Platten

Die Platten werden durch die Momenten- sowie die Normalkraftbelastung in lokaler x- und y-Richtung beansprucht. Dadurch müssen für beide Richtungen die Normalspannungsnachweise geführt werden. Für BSP besteht dieser aus der Kombination der Zug-/Druck- und Biegebeanspruchung in der jeweiligen Richtung.

Normalspannung in Haupttragrichtung x

$$\frac{\frac{n_x}{A_{x,eff}} + \frac{m_x}{I_{x,eff}} \cdot z}{f_{c/t,d} + f_{m,d}} \leq 1 \quad (5.4)$$

- n_x Plattennormalkraft in Haupttragrichtung [N/m]
- $A_{x,eff}$ Beanspruchte Fläche in Haupttragrichtung [mm²/m]
- $f_{c/t,d}$ Bemessungswert der Druck-/Zugfestigkeit [N/mm²]
- m_x Plattenmoment in Haupttragrichtung [Nm/m]
- $I_{x,eff}$ effektives Trägheitsmoment in Haupttragrichtung [mm⁴/m]
- z Abstand von der Schwerlinie der Platte zur äußersten Lage in Haupttragrichtung laut Abbildung 6-4-4 [mm]
- $f_{m,d}$ Bemessungswert der Biegefestigkeit [N/mm²]

Normalspannung in Nebentragrichtung y

$$\frac{\frac{n_y}{A_{y,eff}} + \frac{m_y}{I_{y,eff}} \cdot z}{f_{c/t,d} + f_{m,d}} \leq 1 \quad (5.5)$$

- n_y Plattennormalkraft in Nebentragrichtung [N/m]
- $A_{y,eff}$ Beanspruchte Fläche in Nebentragrichtung [mm²/m]
- m_y Plattenmoment in Nebentragrichtung [Nm/m]
- $I_{y,eff}$ Trägheitsmoment in Nebentragrichtung [mm⁴/m]
- z Abstand von der Schwerlinie der Platte für die äußerste Scheibe in Nebentragrichtung laut Abbildung 6-4-4 [mm]

5-2.1.2 Schubspannung bei Beanspruchung aus der Ebene

Für den Nachweis der Schubspannungen bei BSP müssen zwei Versagensmechanismen betrachtet werden: Schub in Faserrichtung und Rollschub quer zur Faser.

Berechnung der Schubspannung

Die allgemeine Gleichung zur Ermittlung der Schubspannung lautet

$$\tau_{v,d} = \frac{v_{\max,x/y,d} \cdot \Sigma(S_{0,i} \cdot E_i)}{(E_i \cdot I_{x/y,eff}) \cdot b} \quad (5.6)$$

mit

- $v_{\max,x/y,d}$ maximale Schubbelastung [N/m]
- $\Sigma(S_{0,i} \cdot E_i)$ Summe der statischen Momente laut Gleichung (6.15) und E-Moduln der einzelnen belasteten Schichten [Nmm]
- $E_i \cdot I_{x/y,eff}$ Biegesteifigkeit des Querschnittes in Haupt- und Nebentragrichtung [Nmm²/m]
- b Breite des Querschnittes mit $b = 1,0$ [m]

Nachweis der Schubspannung in Faserrichtung

Der Nachweis der Schubspannung in Haupttragrichtung erfolgt durch die Gleichung

$$\frac{\tau_{v,x,d}}{f_{v,d}} = \frac{v_{\max,x,d} \cdot \Sigma(S_{0,i} \cdot E_i)}{(E_i \cdot I_{x,eff}) \cdot b} \leq 1 \quad (5.7)$$

und in Nebentragrichtung durch die Gleichung

$$\frac{\tau_{v,y,d}}{f_{v,d}} = \frac{v_{\max,y,d} \cdot \Sigma(S_{0,i} \cdot E_i)}{(E_i \cdot I_{y,eff}) \cdot b} \leq 1 \quad (5.8)$$

mit

$f_{v,d}$ Bemessungswert der Schubfestigkeit [N/mm²]

Nachweis der Rollschubspannung quer zur Faserrichtung

Der Nachweis für die Beanspruchung in Haupttragrichtung ergibt sich somit aus

$$\frac{\tau_{r,x,d}}{f_{r,d}} = \frac{v_{\max,x,d} \cdot \Sigma(S_{0,i} \cdot E_i)}{(E_i \cdot I_{x,eff}) \cdot b} \leq 1 \quad (5.9)$$

und in Nebentragrichtung aus

$$\frac{\tau_{r,y,d}}{f_{r,d}} = \frac{v_{\max,y,d} \cdot \Sigma(S_{0,i} \cdot E_i)}{(E_i \cdot I_{y,eff}) \cdot b} \leq 1 \quad (5.10)$$

$f_{r,d}$ Bemessungswert der Rollschubfestigkeit [N/mm²]

Bei punktueller Beanspruchung der Platte (beispielsweise durch Stützen) kann der Bemessungswert der Rollschubfestigkeit um den Beiwert $k_{r,pu}$ erhöht werden. Dieser Beiwert berücksichtigt das nichtlineare Verhalten des Rollschubwiderstandes bei konzentrierten Lasten. Für BSP-Bauteile aus reinen Holzschichten kann dieser mit $k_{r,pu} = 1,6$ [-] angenommen werden. Zudem kann die Rollschubbeanspruchung der in Abbildung 5-2-3 als roten Punkt markierten Stelle entnommen werden.

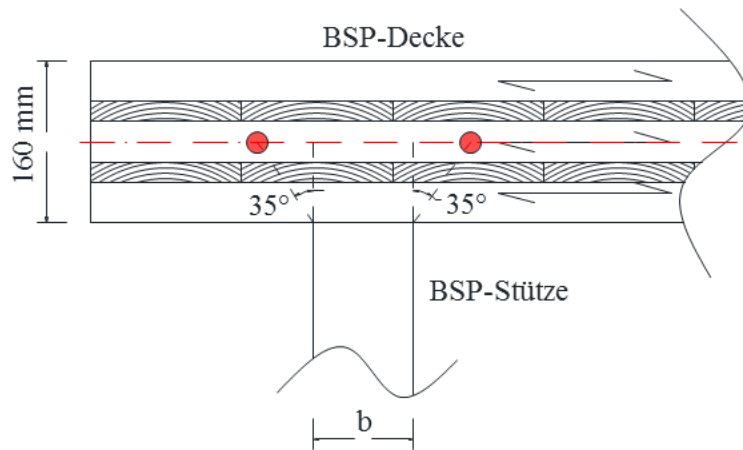


Abbildung 5-2-3: Lage zur Ermittlung der Rollschubbeanspruchung bei konzentrierter Last

5-2.1.3 Normalspannung bei Beanspruchung in der Ebene für Wandscheiben

Für die Wandscheiben in Haupttragrichtung muss für $A_{x,eff}$ der Gleichung (5.4) eine effektive Breite ermittelt werden. In Abbildung 5-2-4 werden zusammenfassend die verschiedenen Möglichkeiten der Lastverteilung bei Scheiben (ohne Öffnungen) angezeigt.

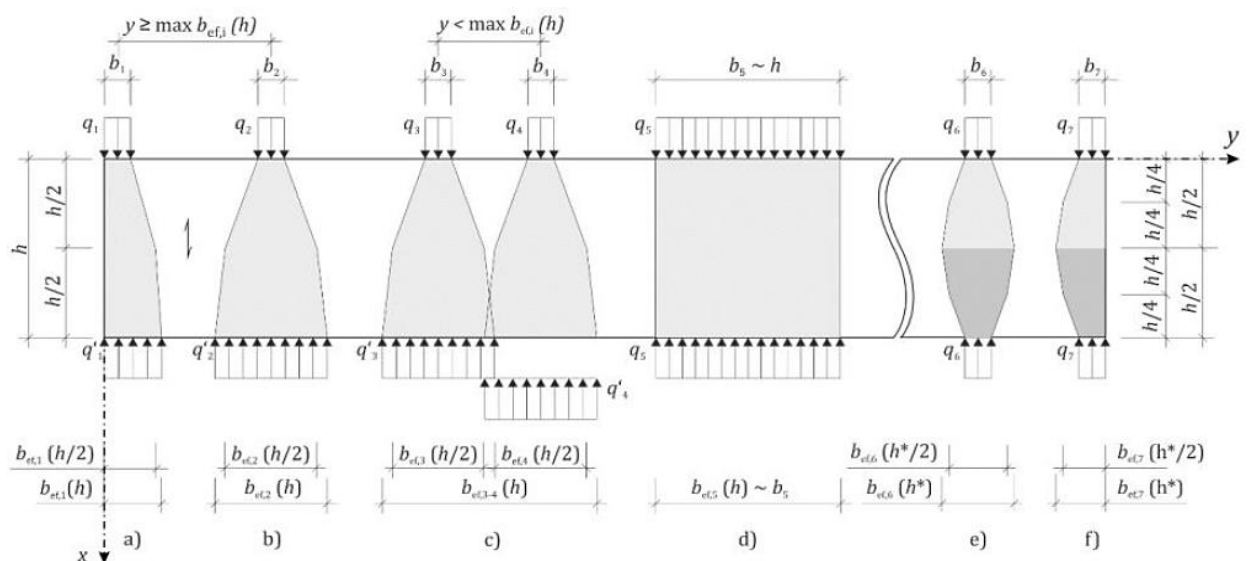


Abbildung 5-2-4: Lastverteilung der Scheiben laut draft EN 1995-1-1 [1]

Laut draft EN 1995-1-1 [1] kann die effektive Breite der Scheibe bei konstanter Last als Gesamtbreite der Scheibe angenommen werden. Bei konzentrierter Last (beispielsweise bei darauf liegenden Balken) mit einer Breite b kleiner als die Höhe h muss die effektive Breite b_{ef} der Scheibe bei der halben Scheibenhöhe ermittelt werden.

Bei Randbeanspruchung ergibt sich die effektive Breite b_{ef} in Scheibenmitte aus

$$b_{ef} = 0,9 \cdot b_{ef}^* \quad (5.11)$$

sowie bei mittiger Beanspruchung aus

$$b_{ef} = 0,9 \cdot \zeta^{0,25} \cdot b_{ef}^* \quad (5.12)$$

Die effektive Breite b_{ef} an der Unterkante der Scheibe errechnet sich bei Randbeanspruchung aus

$$b_{ef} = \min \left\{ \begin{array}{l} (0,5 \cdot \zeta^2 - 0,9 \cdot \zeta + 1,3) \cdot b_{ef}^* \\ 0,9 \cdot b_{ef}^* \end{array} \right. \quad (5.13)$$

sowie bei Beanspruchung inmitten der Scheibe aus

$$b_{ef} = \min \left\{ \begin{array}{l} (-0,45 \cdot \zeta^2 + 0,85 \cdot \zeta + 0,5) \cdot b_{ef}^* \\ 0,9 \cdot \zeta^{0,25} \cdot b_{ef}^* \end{array} \right. \quad (5.14)$$

Die Gleichungen (5.13) und (5.14) dienen der Bemessung einer evtl. darunter liegenden BSP-Platte belastet auf Querdruck. Dabei bedeuten

$$b_{ef}^* = \frac{\frac{b}{2} \cdot \pi \cdot (\lambda_1 - \lambda_2)}{\lambda_1 \cdot \arctan\left(\frac{b}{\lambda_2 \cdot h}\right) - \lambda_2 \cdot \arctan\left(\frac{b}{\lambda_1 \cdot h}\right)} \quad (5.15)$$

b Breite bei der Lasteinleitung [mm]. Bei der Lasteinleitung durch eine darüber liegende Scheibe wird die Breite b laut Tabelle 5-3 angenommen.

h Höhe der Scheibe [mm]

$\lambda_{1,2}, p, q$.. Faktoren [-]. Bei Belastung in lokaler y - Richtung (senkrecht zur äußeren Schichten-Längsrichtung) müssen t_x sowie t_y vertauscht werden.

$$\lambda_{1,2} = \sqrt{p^2 \pm \sqrt{p^4 - q^4}} \quad (5.16)$$

$$p = \sqrt{\frac{1}{2} \cdot \frac{E_{x,mean}}{G_{xy,mean}} \cdot \frac{t_x}{t_{CL}}} \quad (5.17)$$

$$q = \sqrt[4]{\frac{t_x}{t_y}} \quad (5.18)$$

mit

$E_{x,mean}$ Elastizitätsmodul von BSP in Haupttragrichtung [N/mm²]

$G_{xy,mean}$ Schubmodul von BSP für Belastung in der Ebene [N/mm²]

t_x, t_y Summe der Schichtdicken in Haupt- und Nebentragrichtung [mm]

t_{CL} Gesamtdicke der Scheibe [mm]

$$\zeta = \frac{b}{h} \quad (5.19)$$

Für die Fälle e) und f) muss die Höhe h laut Abbildung 5-2-4 in den Gleichungen (5.11) bis (5.19) durch $h/2$ ersetzt werden.

Bei einem Verhältnis von $t_x / t_{CL} \geq 0,6$ sowie $b / h \leq 0,1$ kann jedoch die effektive Breite vereinfacht mit

$$b_{ef,h/2} = b_{ef,h} = b + 0,7 \cdot h \quad (5.20)$$

ermittelt werden. Bei Öffnungen wird die effektive Breite laut Abbildung 5-2-5 geregelt.

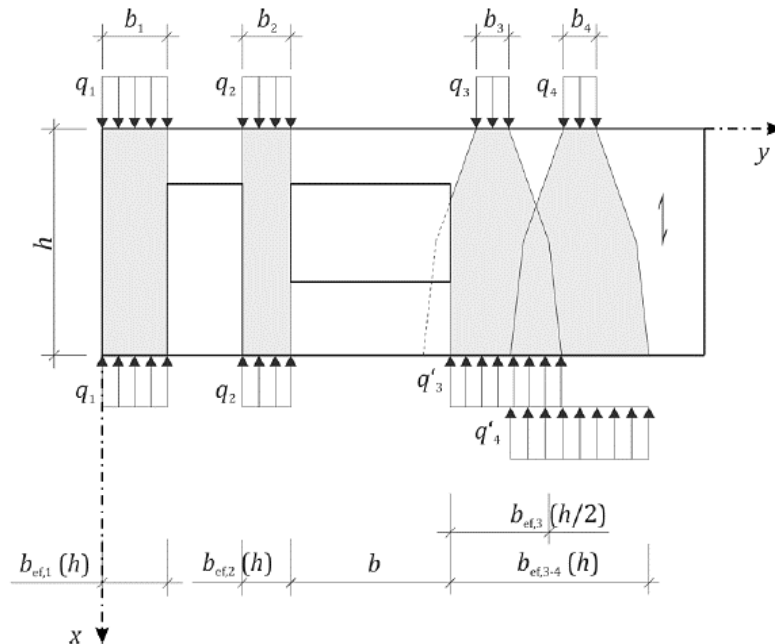


Abbildung 5-2-5: Lastverteilung der Scheiben laut draft EN 1995-1-1 [1] bei Öffnungen

5-2.1.4 Knicken von BSP-Scheiben

Der Stabilitätsnachweis nach dem Ersatzstabverfahren einer BSP-Scheibe infolge von Druck für die Haupttragrichtung ergibt sich aus

$$\frac{\frac{m_{x,d}}{I_x} \cdot z}{f_{m,d}} + \frac{\frac{n_{x,d}}{A_x}}{k_c \cdot f_{c,d}} \leq 1 \quad (5.21)$$

mit

- $n_{x,d}$ Plattennormalkraft in Haupttragrichtung in Scheibenmitte [N/m]
- A_x wirksame Fläche in Haupttragrichtung für einen Meter Breite [mm²/m]
- k_c Knickbeiwert der Scheibe [-]
- $f_{c,d}$ Bemessungswert der Druckfestigkeit [N/mm²]
- $m_{x,d}$ Plattenmoment in Haupttragrichtung [Nm/m]
- I_x Trägheitsmoment in Haupttragrichtung [mm⁴/m]
- z Abstand von der Schwerlinie der Platte zum Plattenrand laut Abbildung 6-4-5 [mm]
- $f_{m,d}$ Bemessungswert der Biegefestigkeit [N/mm²]

Da die Wandscheiben seitlich von weiteren Wandscheiben gehalten werden, wird als wirksame Breite konservativ $b = 1,0$ m gewählt. Der Nachweis wird zudem in Wandmitte geführt. Für den Knicknachweis nach dem Ersatzstabverfahren ist die Ermittlung des Knickbeiwertes k_c erforderlich.

$$k_c = \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \lambda_{rel}^2}} \leq 1 \quad (5.22)$$

Die Beiwerte k und λ_{rel} ergeben sich aus

$$k = 0,5 \cdot [1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel} - 0,3) + \lambda_{rel}^2] \quad (5.23)$$

$$\lambda_{rel} = \frac{\lambda}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}}, \text{ mit } \lambda = \frac{l_k}{i}, i = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad (5.24)$$

mit

- β_cmaterialabhängiger Imperfektionsbeiwert laut draft EN 1995-1-1 [1] (0,1 für BSH/BSP) [-]
- λ_{rel}relative Schlankheit [-]
- λgeometrische Schlankheit [-]
- $f_{c,0,k}$charakteristischer Bemessungswert für Druck in Faserrichtung [N/mm²]
- $E_{0,05}$5%-Fraktile des E-Moduls in Faserrichtung [N/mm²]
- $l_k = l$Knicklänge nach Euler [62] für Pendelstäbe [mm]
- iTrägheitsradius [mm]
- AQuerschnittsfläche des druckbeanspruchten Stabes [mm²]
- ITrägheitsmoment des Druckstabes [mm⁴]
 für rechteckige Querschnitte:

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} \quad (5.25)$$

5-2.1.5 Querdruck auf die Platte

Der Nachweis für die Querdruckspannung errechnet sich für punktbelastende Bauteile (Stützen) aus

$$\frac{\frac{F_d}{A_{ef}}}{k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}} \leq 1 \quad (5.26)$$

mit

- F_dAuflagerbelastung zur Platte [N]
- $f_{c,90,d}$Bemessungswert der Querdruckfestigkeit [N/mm²]
- $k_{c,90}$Querdruckbeiwert [-] laut draft EN 1995-1-1 [1] und Gleichung (5.29)
- A_{ef}Effektive Aufstandsfläche [mm²]

sowie für linienbelastende Bauteile (Scheiben, Unterzüge) aus

$$\frac{\frac{n_{x,d}}{A_{ef}}}{k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}} \leq 1 \quad (5.27)$$

mit

- $n_{x,d}$Linienbelastung der Platte [N/m]
- A_{ef}Effektive Aufstandsfläche [mm²/m]

Bei einem Verhältnis der Schichtdicken von $0,5 \leq t_{i,max} / t_{i,min} \leq 2$ kann man von einer Lastausbreitung von 35° ausgehen. Durch das Verhältnis von

$$\frac{t_{i,max}}{t_{i,min}} = \frac{40}{20} = 2,0 [-] \quad (5.28)$$

wird dies eingehalten. Die Tabelle 5-3 zeigt die Lastverteilung bzw. die effektive Aufstandsfläche der Platte. Damit ergibt sich ein Querdruckbeiwert von

$$k_{c,90,CL} = \sqrt{\frac{b_{dis} \cdot l_{dis}}{b \cdot l}} \leq 4 \quad (5.29)$$

mit

$$b_{dis} = b + k_{ls} \cdot k_w \cdot 0,7 \cdot t_{CL} \quad (5.30)$$

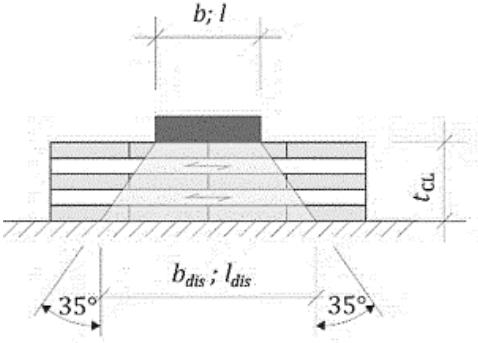
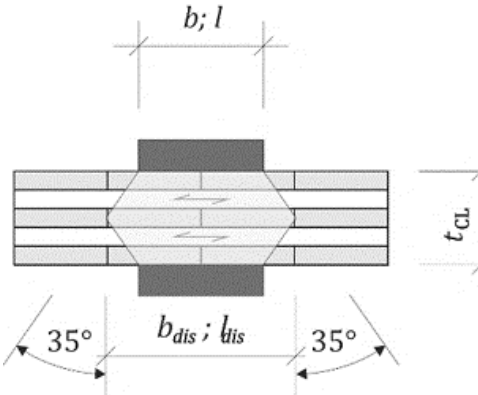
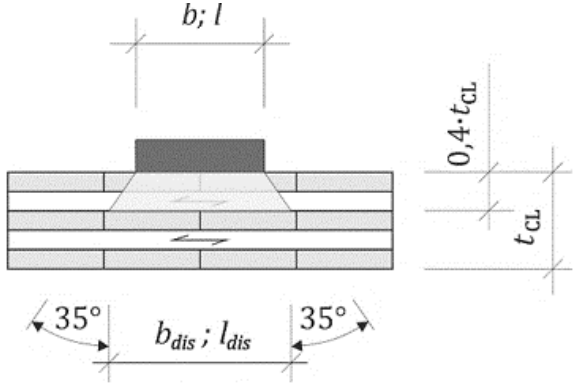
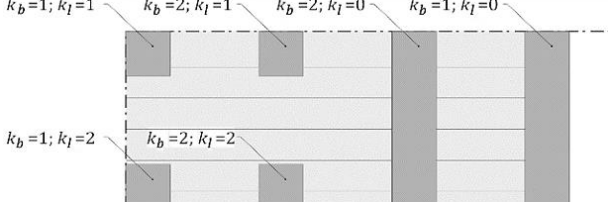


$$l_{dis} = l + k_{ls} \cdot k_l \cdot 0,7 \cdot t_{CL} \quad (5.31)$$

wobei

- b_{dis} Breite der Lastverteilung [mm]
- b Breite der Kontaktfläche [mm]
- k_{ls} Beiwert zur Berücksichtigung der Lastweiterleitung [-]
- k_w Beiwert zur Berücksichtigung der Lastverteilung in Breitenrichtung in Abhängigkeit der Haupttragrichtung [-]
- t_{CL} Gesamtdicke des unter Druck beanspruchten BSP-Bauteils [mm]
- l_{dis} Länge der Lastverteilung [mm]
- l Länge der Kontaktfläche [mm]
- k_l Beiwert zur Berücksichtigung der Lastverteilung in Längenrichtung in Abhängigkeit der Haupttragrichtung [-]

bedeuten.

Tabelle 5-3: Beiwerte k_{ls} zur Berücksichtigung der Lastableitung und k_w, k_l für die Lastverteilung [1]

Beiwert [-]	Wert	Anwendung	Darstellung
k_{ls}	1,0	bei einer kontinuierlichen Lagerung	
	0,5	bei einer direkten Lastdurchleitung zweier übereinanderliegenden Bauteile	
	0,4	bei einer Belastung ohne direkter Kraftableitung bzw. ohne Lagerung	
k_w, k_l	2,0	mögliche Kraftverteilung in beiden Richtungen	
	1,0	mögliche Kraftverteilung in einer Richtung	
	0,0	keine Kraftverteilung	

5-2.1.6 Schub bei Beanspruchung in Plattenebene

Für die Bruttofläche

Für die Bruttofläche wird der Schubnachweis wie folgt geführt:

$$\frac{\tau_{xy,gross}}{f_{v,d}} = \frac{n_{xy}}{A_{gross}} \leq 1,0 \quad (5.32)$$

mit

- $\tau_{xy,gross}$ Schub für die Bruttofläche [N/mm²]
- n_{xy} Schubbeanspruchung in Plattenebene [N/m]
- A_{gross} Bruttoquerschnittsfläche [mm²/m]
- $f_{v,d}$ Bemessungswert der Schubfestigkeit aus der Ebene [N/mm²]

Für die Nettofläche

Der Schubnachweis für die Nettofläche wird mit

$$\frac{\tau_{v,xy,d}}{f_{v,xy,d}} = \frac{n_{xy}}{\min\{A_{x,eff}, A_{y,eff}\}} \leq 1,0 \quad (5.33)$$

errechnet, wobei

- $\tau_{xy,eff}$ Schub für die Nettofläche [N/mm²]
- $A_{i,eff}$ Nettoquerschnittsfläche in Haupt-/ Nebentragrichtung [mm²/m]
- $f_{v,xy,d}$ Bemessungswert der Schubfestigkeit in der Ebene [N/mm²]

Für die Ermittlung der Nettoquerschnittsfläche muss die Dicke der äußersten Schichten um 20 % vermindert werden.

Torsionsschubspannung

Bei einem Verhältnis der Brettlamellenbreite a zur maximalen Brettlamellendicke t_{max} $a/t_{max} \leq 4$ muss ein Torsionsnachweis geführt werden. Der Nachweis wird für die Klebeflächen zwischen den einzelnen, senkrecht aufeinanderliegenden Brettlamellen geführt.

$$\tau_{tor,node,d} = \frac{3}{2} \cdot \tau_{v,xy,d} \leq f_{tor,node,d} \quad (5.34)$$

mit

- $\tau_{tor,node,d}$ Torsionsbeanspruchung bei Schub in der Ebene [N/mm²]
- $\tau_{v,xy,d}$ Schubbeanspruchung in der Ebene [N/mm²]
- $f_{tor,node,d}$ Bemessungswert der Torsionsfestigkeit [N/mm²]

Bei einem Verhältnis von $2 \leq a/t_{max} \leq 4$ kann $\tau_{tor,node,d}$ mit dem Faktor

$$k = \frac{2}{a/t_{max}} \quad (5.35)$$

abgemindert werden.

5-3 SLS-BEMESSUNG

5-3.1 VERFORMUNGEN

Für die Nachweise der Gebrauchstauglichkeit in Bezug auf die zulässigen Verformungen werden in der ÖNORM B 1995-1-1 [52] die folgenden Grenzwerte festgelegt.

Tabelle 5-4: Nachweiskombinationen und Grenzwerte für die Gebrauchstauglichkeit

Lastfallkombination		Verformung	Grenzwert
Charakteristisch	$t = 0$	w_{inst}	$l / 300$
Quasi-ständig	$t = \infty$	$w_{net,fin}$	$l / 250$

Dabei bedeuten

w_{inst}elastische Anfangsdurchbiegung des Bauteils ohne Langzeiteinflüsse [mm]

$$w_{inst} = \sum w_{inst,G,j} + w_{inst,Q,1} + \sum_{i>2} \psi_{0,i} \cdot w_{inst,Q,i} \quad (5.36)$$

mit

$w_{inst,G,j}$Durchbiegung aus der Eigengewichtsbelastung [mm]

$w_{inst,Q,1}$ Durchbiegung aus der führenden veränderlichen Belastung [mm]

$\psi_{0,i}$ Kombinationsbeiwert für den charakteristischen Wert der veränderlichen Einwirkungen [-]

$w_{inst,Q,i}$nicht-führende veränderliche Belastungen [mm]

sowie

w_{fin} Enddurchbiegung: Durchbiegung eines Bauteils aus der Anfangsdurchbiegung und der Durchbiegung durch Langzeiteinflüsse (Kriechen) [mm]

$$w_{fin} = \left(\sum w_{inst,G,j} + \sum \psi_{2,i} \cdot w_{inst,Q,i} \right) \cdot (1 + k_{def}) \quad (5.37)$$

$\psi_{2,i}$ Kombinationsbeiwert für den quasi-ständigen Wert der veränderlichen Einwirkungen [-]

k_{def} Verformungsbeiwert laut Tabelle 5-5 [-]. Dieser berücksichtigt den Kriecheinfluss und ist abhängig von der Nutzungsklasse, das heißt von den Umgebungsbedingungen des Materials

Tabelle 5-5: Verformungsbeiwerte k_{def}

Holzprodukt	Nutzungsklasse (NKL)			Bemessung
	1	2	3	
Vollholz, Brettschichtholz	0,60	0,80	2,00	laut ÖNORM B 1995-1-1 [52]
Brettspertholz	0,80	1,00	-	laut draft EN 1995-1-1 [1]

$w_{net,fin}$ Gesamte Enddurchbiegung: Enddurchbiegung abzüglich der Überhöhung w_c [mm]

In der Regel werden BSP-Platten nicht überhöht hergestellt. Draus ergibt sich $w_{fin} = w_{net,fin}$.

Der Grenzwert der Verformung von Scheiben bzw. die seitlichen Verschiebungen von Hochbauten werden laut ÖNORM B 1990-1 [54] für die charakteristische Einwirkung abhängig von der Geschosshöhe bestimmt und lauten für mehrgeschossige Gebäude

$$u_{max} = \frac{H_i}{300} \quad (5.38)$$

H_i Stockwerkhöhe [mm]

5-3.2 SCHWINGUNGEN

Die erforderlichen Werte für Eigenfrequenz, Steifigkeit und Beschleunigung laut draft EN 1995-1-1 [1] werden in der Tabelle 5-6 zusammengefasst:

Tabelle 5-6: Erforderliche Werte für Eigenfrequenz, Steifigkeit und Beschleunigung

Kriterien		Deckenklasse I	Deckenklasse II
Frequenz	mit a) wobei mind. b)	$f_1 \geq 8 \text{ Hz}$ $4,5 \text{ Hz} \leq f_1 \leq 8 \text{ Hz}$	$f_1 \geq 6 \text{ Hz}$ $4,5 \text{ Hz} \leq f_1 \leq 6 \text{ Hz}$
Steifigkeit		$w_{1kN} \leq 0,25 \text{ mm}$	$w_{1kN} \leq 0,5 \text{ mm}$
Beschleunigung (nur bei b))		$a_{rms} \leq 0,05 \text{ m/s}^2$	$a_{rms} \leq 0,10 \text{ m/s}^2$

Für die Ermittlung des Frequenzkriteriums muss zunächst die Eigenfrequenz der BSP-Platte ermittelt werden. Bei einem Steifigkeitsverhältnis zwischen Neben- und Haupttragrichtung von

$$\frac{E \cdot I_y}{E \cdot I_x} \geq 0,05 \quad (5.39)$$

kann man laut ÖNORM B 1995-1-1 [52] eine querverteilende Wirkung in der Platte berücksichtigen. Damit errechnet sich die Eigenfrequenz für den Einfeldträger laut draft EN 1995-1-1 [1] aus

$$f_1 = \frac{\pi}{2 \cdot l^2} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot I_x}{m}} \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{l}{b}\right)^4 \cdot \frac{E \cdot I_y}{E \cdot I_x}} \quad (5.40)$$

mit

- f_1 Eigenfrequenz des Bauteils [Hz]
- l Spannweite (maximale Feldlänge bei Zweifeldträger) [m]
- $E I_x$ Biegesteifigkeit in Haupttragrichtung (Spannrichtung) [Nm²/m]
- m Flächenmasse des Bauteils aus ΣG_k [kg/m²]
- b Breite des Bauteils [m]
- $E I_y$ Biegesteifigkeit in Nebentragrichtung [Nm²/m]

Aus der Gleichung (5.40) ist ersichtlich, dass die maßgebende Eigenfrequenz beim maximalen Eigengewicht und Spannweite l sowie beim minimalen l/b -Verhältnis auftritt. Für Zweifeldträger kann die Eigenfrequenz f_1 mit dem Faktor $k_{e,1}$ [-] erhöht werden. Dieser ist vom Verhältnis beider Stützweiten abhängig.

Falls der Grenzwert der Eigenfrequenz unterschritten wird (wobei mindestens $f_1 = 4,5 \text{ Hz}$ eingehalten werden muss), muss zusätzlich die Beschleunigung, die von einem Menschen hervorgerufen wird, die Werte der Tabelle 5-6 einhalten. Für einen Einfeldträger errechnet sich diese aus

$$a_{rms} = \frac{0,4 \cdot \alpha \cdot F_0}{2 \cdot \zeta \cdot M^*} \quad (5.41)$$

mit

- a_{rms} Beschleunigung [m/s²]
- α Fourier-Koeffizient abhängig von der Eigenfrequenz [-], mit $\alpha = e^{-0,4 \cdot f_1}$
- F_0 Gewicht eines Menschen angenommen bei $F_0 = 700 \text{ [N]}$
- ζ modales Dämpfungsmaß laut Tabelle 5-7 [-]

Tabelle 5-7: Modales Dämpfungsmaß ξ

Material und Aufbau	Dämpfungsmaß ξ [-]
BSP-Decken mit schwimmendem Estrich und schwere Schüttung ($> 60 \text{ kg/m}^2$)	0,04
BSP-Decken mit schwimmendem Estrich und leichte Schüttung ($\leq 60 \text{ kg/m}^2$)	0,025
BSP-Decken mit oder ohne leichte Schüttung ($\leq 60 \text{ kg/m}^2$)	0,025
Holzbalkendecke und mechanisch verbundene Holzstapeldecken mit schwimmendem Estrich	0,03
Alle anderen Decken mit schwimmendem Estrich	0,02
Alle anderen Decken	0,01

M^* modale Masse [kg]

$$M^* = m \cdot \frac{l}{2} \cdot b_{ef,B} \quad (5.42)$$

m Flächenmasse des Bauteils aus ΣG_k [kg/m²]

l Spannweite (maximale Feldlänge bei Zweifeldträger) [m]

$$b_{ef,B} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{l}{1,1} \cdot \sqrt[4]{\frac{E \cdot I_y}{E \cdot I_x}} \\ \frac{b}{2} \end{array} \right. \quad (5.43)$$

Nach der Ermittlung der Eigenfrequenz folgt die Überprüfung des Steifigkeitskriteriums. Dabei wird die Durchbiegung am vereinfachten System (Einfeldträger) durch die an der ungünstigsten Stelle gesetzten statischen Einzellast $F = 1,0 \text{ kN}$ mit der folgenden Gleichung berechnet

$$w_{1kN} = \frac{F \cdot l^3 \cdot 10^3}{48 \cdot E \cdot I_x \cdot b_{ef}} \quad (5.44)$$

wobei

w_{1kN} Maximale Verformung durch eine vertikale Einzellast F [mm]

F Statische Einzellast an der ungünstigsten Stelle mit $F = 1000 \text{ [N]}$

l Spannweite des Einfeldträgers (maximale Feldlänge des Zweifeldträgers) [m]

EI_x Biegesteifigkeit in Haupttragrichtung (Spannrichtung) [Nm²/m]

b_{ef} Effektive Breite des Bauteils [m]

$$b_{ef} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{l}{1,1} \cdot \sqrt[4]{\frac{E \cdot I_y}{E \cdot I_x}} \\ b \end{array} \right. \quad (5.45)$$

EI_y Biegesteifigkeit in Nebentragrichtung [Nm²/m]

b Breite des Bauteils [m]

bedeuten.

5-4 AUßERGEWÖHNLICHE EINWIRKUNG: BRAND

Die Teilsicherheitsbeiwerte sowie die Modifikationsbeiwerte werden für die Brandeinwirkung mit $\gamma_{M,fi} = k_{mod,fi} = 1,0$ [-] angegeben. Die Bemessung wird laut EN 1995-1-2 [56] samt nationalem Anhang und mit Hilfe des BSPhandbuchs [60] geführt.

Die Bemessungswerte des Materials errechnen sich aus

$$f_{d,fi} = \frac{f_{20} \cdot k_{mod,fi}}{\gamma_{M,fi}} \quad (5.46)$$

mit

f_{20} 20%-Fraktilwert der Festigkeit bei Normaltemperatur [N/mm²]

$$f_{20} = k_{fi} \cdot f_k \quad (5.47)$$

k_{fi} 1,15 [-] für BSH und BSP

f_k Charakteristischer Beiwert der Festigkeit [N/mm²]

$k_{mod,fi}$ Modifikationsbeiwert für den Brandfall $k_{mod,fi} = 1,0$ [-]

$f_{d,fi}$ Bemessungswert der Festigkeit im Brandfall [N/mm²]

$\gamma_{M,fi}$ Teilsicherheitsbeiwert für den Brandfall $\gamma_{M,fi} = 1,0$ [-]

Als konservative Annahme können laut ÖNORM EN 1995-1-2 [56] die Schnittgrößen der gewöhnlichen ULS-Nachweise mit dem Beiwert $\eta_{fi} = 0,6$ [-] multipliziert werden. Dieser Wert deckt die Annahme, dass im Brandfall nicht die gesamten charakteristischen Belastungen wirken, ab. Die Bemessung wird für die maximalen vertikalen und horizontalen Belastungen aus $\eta_{fi} \cdot EK1$ in RFEM 5 durchgeführt.

Zur Ermittlung des idealen Querschnittes wird die effektive Abbrandtiefe d_{ef} [mm], mit der Annahme von ungeschützten Flächen während der gesamten Branddauer, ermittelt:

$$d_{ef} = d_{char,0} + k_0 \cdot d_0 \quad (5.48)$$

$$d_{ef,n} = d_{char,n} + k_0 \cdot d_0 \quad (5.49)$$

mit

d_{ef} Effektive Abbrandtiefe [mm]

$d_{char,0}$ Bemessungswert der Abbrandtiefe bei eindimensionalem Abbrand [mm]

$$d_{char,0} = \beta_0 \cdot t \quad (5.50)$$

β_0 Bemessungswert der eindimensionalen Abbrandrate bei Normbrandbeanspruchung bei BSH sowie bei Fugen bis 2 mm bei BSP [mm/min]

t Brandbeanspruchungsdauer [min], bei REI30 $t = 30$ min

$d_{char,n}$ Bemessungswert der ideellen Abbrandtiefe [mm]

$$d_{char,n} = \beta_n \cdot t \quad (5.51)$$

β_n Bemessungswert der ideellen Abbrandrate bei Normbrandbeanspruchung mit Effekten aus Eckausrundungen und Risse bei BSH sowie bei Fugen bis 6 mm bei BSP [mm/min]

$k_0 \cdot d_0$ Berücksichtigt die Temperatureinwirkung auf die Materialeigenschaften. Für eine Branddauer von $t \geq 20$ min ergeben diese: $d_0 = 7$ [mm], $k_0 = 1$ [-]

5-5 AUßERGEWÖHNLICHE EINWIRKUNG: ERDBEBEN

Die Einwirkungskombination für die außergewöhnliche Bemessungssituation „Erdbeben“ errechnet sich laut ÖNORM EN 1990 [53] aus

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (5.52)$$

mit

- E_d Bemessungswert der Einwirkung [N/mm²]
- $G_{k,j}$ Charakteristischer Wert der ständigen Einwirkung [N/mm²]
- A_{Ed} Bemessungswert für die Erdbebeneinwirkung [N/mm²]

$$A_{Ed} = \gamma_1 \cdot A_{Ek} \quad (5.53)$$

- γ_1 Bedeutungsbeiwert zur Berücksichtigung der Bodenklasse und Bedeutungsklasse des Gebäudes mit $\gamma_1 = 1,0$ [-], siehe Abschnitt 7-5
- A_{Ek} Charakteristischer Wert der Erdbebeneinwirkung laut ÖNORM EN 1998-1 [57] [N/mm²]
- $\psi_{2,i}$ Kombinationsbeiwert für quasi-ständige Belastung laut Tab. Anhang B-4 [-]
- $Q_{k,i}$ Charakteristischer Wert der veränderlichen Einwirkung [N/mm²]

Die Lastfallkombination zur Ermittlung der mitschwingenden Masse ergibt sich laut ÖNORM EN 1998-1 [57] aus

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} \quad (5.54)$$

- $\psi_{E,i}$ Kombinationsbeiwert zur Berücksichtigung der Wahrscheinlichkeit, dass die Belastung aus veränderlicher Einwirkung $\psi_2 \cdot Q_{k,i}$ während des Erdbebens nicht im gesamten Bauwerk vorhanden ist [-]

$$\psi_{E,i} = \psi_{2,i} \cdot \varphi \quad (5.55)$$

- φ Beiwert abhängig vom Geschoss und Gebäudekategorie, $\varphi = 1,0$ [-] laut ÖNORM B 1998-1 [58]

Die Ermittlung der Festigkeitskennwerte erfolgt für BSP und eine “sehr kurze” Lasteinwirkungsdauer sowie Nutzungsklasse 1 mit einem $k_{mod} = 1,1$ [-] sowie $\gamma_M = 1,0$ [-] laut Tabellen im Anhang B-1.

5-5.1 ALLGEMEINE ANNAHMEN

Laut ÖNORM EN 1998-1 [57] muss zunächst die Stärke der Seismizität festgestellt werden. Dies wird durch die folgende Formel beschrieben:

$$a_g \cdot S = \gamma_1 \cdot a_{gR} \cdot S \quad (5.56)$$

mit

- γ_1 Der Bedeutungsbeiwert beinhaltet die Wichtigkeit des Gebäudes in Bezug auf die öffentliche Sicherheit [-]
- a_{gR} Der Referenz-Spitzenbeschleunigungswert beschreibt die Erdbebeneinwirkung und wird in Österreich in der Zonenkarte beschrieben [m/s²]
- S Spezifischer Bodenparameter, wird in Baugrundklassen eingeteilt [-]

Überschreitet die Seismizitätstärke einen Wert von 0,49 m/s², darf die Erdbebenbemessung nicht vernachlässigt werden bzw. es wird angenommen, dass die horizontale Einwirkung durch Erdbeben größere Belastungen als die Windeinwirkung hervorrufen kann. Für die „geringe Seismizität“ kann ein vereinfachtes Bemessungsverfahren (Antwortspektrumverfahren) angewendet werden, jedoch müssen dafür zunächst die Kriterien für Regelmäßigkeit im Grundriss und Aufriss erfüllt werden.

5-5.2 TORSIONSBEANSPRUCHUNG DURCH EXZENTRIZITÄT DER ERDBEBENEINWIRKUNG

Laut ÖNORM B 1998-1 [58], Anhang B errechnet sich die Exzentrizität der Erdbebeneinwirkung aus

$$e_{\max,i} = e_{0,i} + e_{1,i} + e_{2,i} \quad (5.57)$$

$$e_{\min,i} = e_{0,i} - e_{2,i} \quad (5.58)$$

mit

$e_{0,i}$ Differenz zwischen Massen- (x/y_{MP}) und Schubschwerpunkt (x/y_{SMP}) $x/y_{MP} - x/y_{SMP}$ in beiden Beanspruchungsrichtungen [m]

$e_{1,i}$ Zusatzexzentrizität abhängig von den äußeren Deckenabmessungen und zur Berücksichtigung des vereinfachten Rechenmodells laut Anhang B [m]

$$e_{1,i} = \min \begin{cases} 0,1 \cdot (l+b) \cdot \sqrt{\left(10 \cdot \frac{e_{0,i}}{l}\right)} \\ 0,1 \cdot (l+b) \end{cases} \quad (5.59)$$

l Gesamte Gebäudelänge senkrecht zur Beanspruchungsrichtung [m]

b Gesamte Gebäudebreite in Beanspruchungsrichtung [m]

$e_{2,i}$ Anzusetzende „zufällige“ Ausmitte laut ÖNORM EN 1998-1 [57] [m]

$$e_{2,i} = 0,05 \cdot l \quad (5.60)$$

Zusätzlich müssen $e_{2,i}$ und $e_{1,i}$ das gleiche Vorzeichen wie $e_{0,i}$ aufweisen. Das Koordinatensystem wird der Abbildung 7-5-3 entnommen. Die Exzentrizitäten werden in Tabelle 7-18, Abschnitt 7-5.2 zusammengefasst.

Die Gesamterdbebenkraft in horizontaler Richtung errechnet sich aus

$$F_{b,i} = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda \quad (5.61)$$

$S_d(T_1)$ Ordinate des Bemessungsspektrums [m/s²] bei der Eigenperiode T_1 [s]. Die genaue Bemessung von S_d ist von der Grundperiode T_1 abhängig und wird im Abschnitt 7-5.2 ausgeführt.

m Gesamtmasse des Bauwerks [t]

λ Korrekturbeiwert; da das Bauwerk als zweistöckig angenommen werden kann (zwei Decken), wird $\lambda = 1,0$ [-] angenommen.

Um die Gesamterdbebenkraft auf die jeweilige Geschossdecke aufzuteilen, wird eine linear zunehmende Horizontalverschiebung über die Höhe angenommen. Damit errechnet sich die Kraft je Geschoss laut ÖNORM EN 1998-1 [57], Abschnitt 4.3.3.2.3(3) zu

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_i \cdot m_i} \quad (5.62)$$

mit

- z_i Abstand zwischen Krafteinleitungspunkt (Deckenschwerlinie) der Kraft je Geschoss und der Bodenoberkante (Nullkote bei $\pm 0,00$ m) [m]
- m_i Masse bis zum Krafteinleitungspunkt (Deckenbelastungen mit einbegriffen) [t]

Die Summe der einzelnen Kräfte F_i muss somit wieder F_b ergeben.

Die Torsionsbeanspruchungen für die einzelnen Bauteile (Scheiben) ergeben sich damit für die ÖNORM B 1998-1 [58], Anhang B, Berechnungsmodell 3 für Erdbeben in y-Richtung aus:

- Wand in y-Richtung

$$F_{yy,i} = F_{i,y} \cdot \frac{I_{x,i}}{\sum I_{x,i}} + F_{i,y} \cdot \frac{e_{\max,x} (\text{bzw. } e_{\min,x}) \cdot I_{x,i} \cdot x'_i}{\sum (I_{x,i} \cdot x_i'^2) + \sum (I_{y,i} \cdot y_i'^2)} \quad (5.63)$$

- Wand in x-Richtung

$$F_{yx,i} = -F_{i,y} \cdot \frac{e_{\max,x} (\text{bzw. } e_{\min,x}) \cdot I_{y,i} \cdot y'_i}{\sum (I_{x,i} \cdot x_i'^2) + \sum (I_{y,i} \cdot y_i'^2)} \quad (5.64)$$

sowie für Erdbeben in x-Richtung aus:

- Wand in x-Richtung

$$F_{xx,i} = F_{i,x} \cdot \frac{I_{y,i}}{\sum I_{y,i}} + F_{i,x} \cdot \frac{e_{\max,y} (\text{bzw. } e_{\min,y}) \cdot I_{y,i} \cdot y'_i}{\sum (I_{x,i} \cdot x_i'^2) + \sum (I_{y,i} \cdot y_i'^2)} \quad (5.65)$$

- Wand in y-Richtung

$$F_{xy,i} = -F_{i,x} \cdot \frac{e_{\max,y} (\text{bzw. } e_{\min,y}) \cdot I_{x,i} \cdot x'_i}{\sum (I_{x,i} \cdot x_i'^2) + \sum (I_{y,i} \cdot y_i'^2)} \quad (5.66)$$

mit

- $I_{x,i}$ Trägheitsmoment der Scheibe um die y-Achse [m⁴]
- x'_i Abstand des Wandschwerpunktes zum Schubmittelpunkt $x_{\text{SMP}-x_i}$ [m]
- $I_{y,i}$ Trägheitsmoment der Scheibe um die x-Achse [m⁴]
- y'_i Abstand des Wandschwerpunktes zum Schubmittelpunkt $y_{\text{SMP}-y_i}$ [m]

KAPITEL 6: VILLA SAVOYE: BEMESSUNG IN BSP

6-1 BETRACHTUNG DES GEWÄHLTEN BAUWERKES



Abbildung 6-1-1: Westansicht der Villa Savoye (Holzkonstruktion), Rendering mit ArchiCAD

Die Villa Savoye wird als eine der Ikonen in der „modernen Architektur“ angesehen. Der Architekt des Bauwerkes LE CORBUSIER gehört zudem, gemeinsam mit LUDWIG MIES VAN DER ROHE und WALTER GROPIUS, zu den größten Architekten des letzten Jahrhunderts. Dieses Meisterwerk stellt einen der Höhepunkte sei es des „Internationalen Stils“ als auch von LE CORBUSIERS „cinq points“ dar. Die Konstruktion wurde, im Gegensatz zu den anderen Meisterwerken dieses Stils wie der Deutsche Pavillon oder das Haus Tugendhat, gänzlich in Stahlbeton ausgeführt. Die Kombination aus Stützen, Unterzüge, dünnen Wänden sowie größere Deckenspannweiten stellen eine Herausforderung in der Auslegung bzw. der Bemessung des Bauwerkes als Holzkonstruktion dar.

Obwohl versucht wird, die Abweichungen vom Originalplan im Laufe der Bemessung so gering wie möglich zu halten, sind diese aufgrund der unterschiedlichen Materialeigenschaften, Lastverteilungen und Verbindungen unumgänglich. Ein direkter Vergleich der beiden Bauweisen für das gegebene Modell kann sich zudem durch die unterschiedliche Entwicklung sowie den gegebenen Forschungsmöglichkeiten, sei es bei den Materialien als auch in der Normung, als schwierig erweisen. Um einen Vergleich aufstellen zu können wäre somit eine Bemessung des Bauwerkes in Stahlbetonbauweise mit der aktuellen Norm notwendig.

Für die Bemessung des Bauwerkes bzw. zur Ermittlung wichtiger Bemessungsfaktoren wird der Standort Graz gewählt. Der Schwerpunkt liegt in der Bemessung sowie Betrachtung der BSP-Elemente.

6-2 PLÄNE

Da es sich als schwierig herausstellte, die genauen Abmessungen des Gebäudes zu ermitteln, wurde zunächst von einem Stützenraster von 4,75 x 4,75 m (vgl. Ford [39]) ausgegangen. Mit diesen Randbedingungen wurde anhand verschiedener Bilder sowie Plänen verschiedenster Quellen dieses Raster abgebildet. Durch ein 3D-Modell [63], 2D-Pläne sowie Schnitte in [64] wurden mit dem oben genannten Stützenraster die Maße übernommen und als Grundlage für die Erstellung der Pläne herangezogen.

Die Beschriftung der Stützen wird mit dem Buchstaben *S*, der Unterzüge mit *UZ*, der BSP-Deckenplatten mit *P*, der Wandscheiben mit *W* und der Rampen mit *R* durchgeführt. Dabei bedeutet die erste Zahl der Nummerierung das Geschoss, die zweite die Bauteilnummer. Beschriftet wird jeweils von Westen nach Osten. Die Kopfbänder werden nicht beschriftet, sondern erhalten bei der Bemessung die Bezeichnung der zugehörigen Stütze. Die Stützen im Erdgeschoss, die in dem Obergeschoss weitergeführt werden, erhalten die gleiche Endzahl. Neue Stützen, die im Originalplan nicht vorhanden sind, werden mit einem Buchstaben als Endung versehen. Für die Rampen und die Deckenplatten wird, insofern auf dem Obergeschoss die gleichen Platten wie im Erdgeschoss vorhanden sind, die Nummerierung ident gehalten. Die Bauteilbezeichnungen sind den Plänen in den Abschnitten 6-3.1 sowie 6-3.2 enthalten.

Die Originalpläne können dem Anhang B-3 entnommen werden und dienen als Vergleich zu den Plänen der Villa in Holzbauweise.

6-3 TRAGWERKSPLANUNG

6-3.1 PLATTEN, UNTERZÜGE UND STÜTZEN

Damit die nächsten Schritte in der Bemessung überschaubar bleiben, werden zunächst die Pläne mit den verschiedenen Nummerierungen der Bauteile von der Abbildung 6-3-1 bis zur Abbildung 6-3-3 dargestellt. Die nichttragenden Bauteile werden in der Bemessung und in den Plänen vernachlässigt.

Die Querschnitte der dazugehörigen Stützen und Unterzüge werden aus Übersichtsgründen nicht in den Plänen eingetragen und können im Anhang B-4 nachgeschlagen werden.

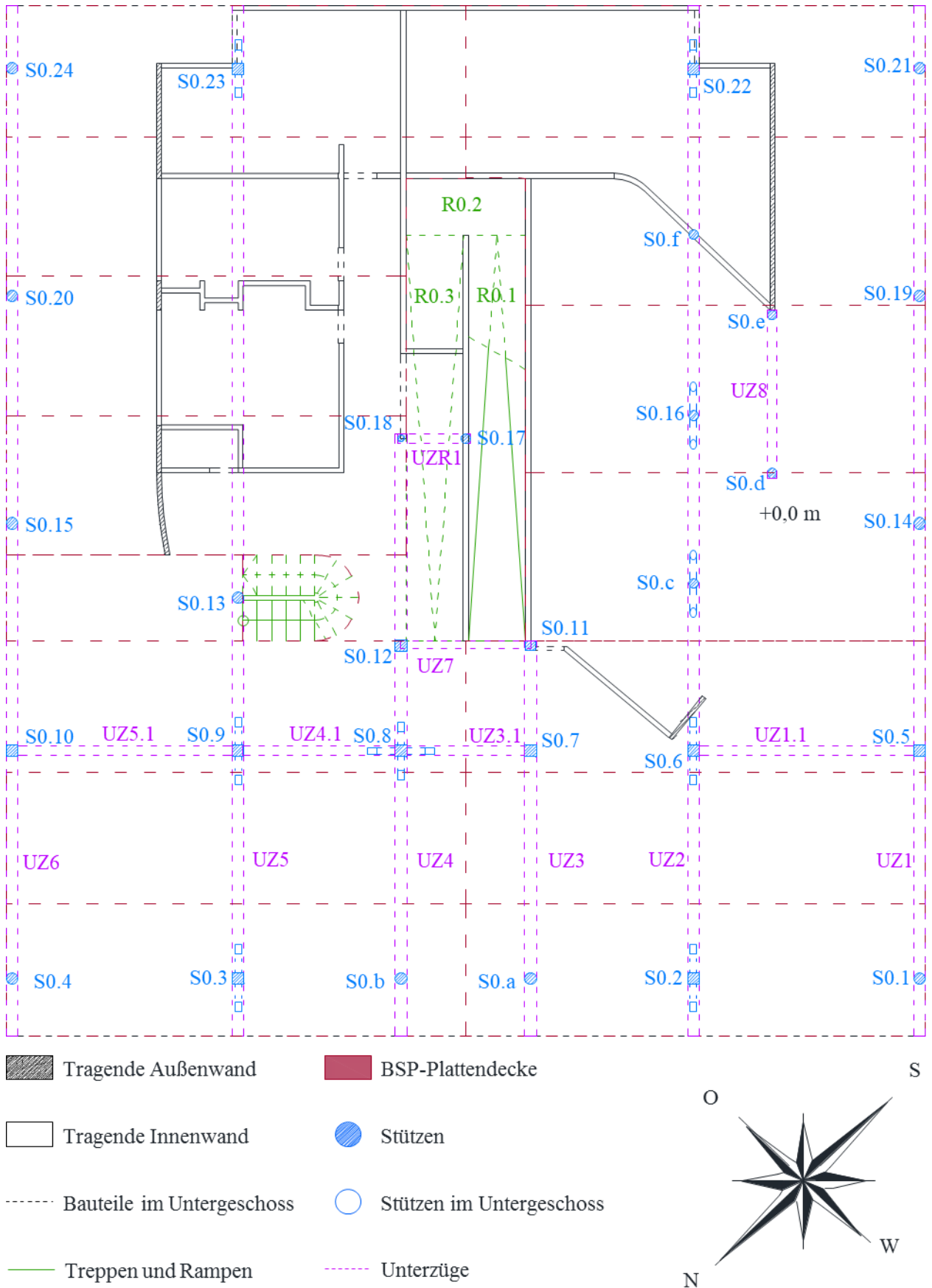
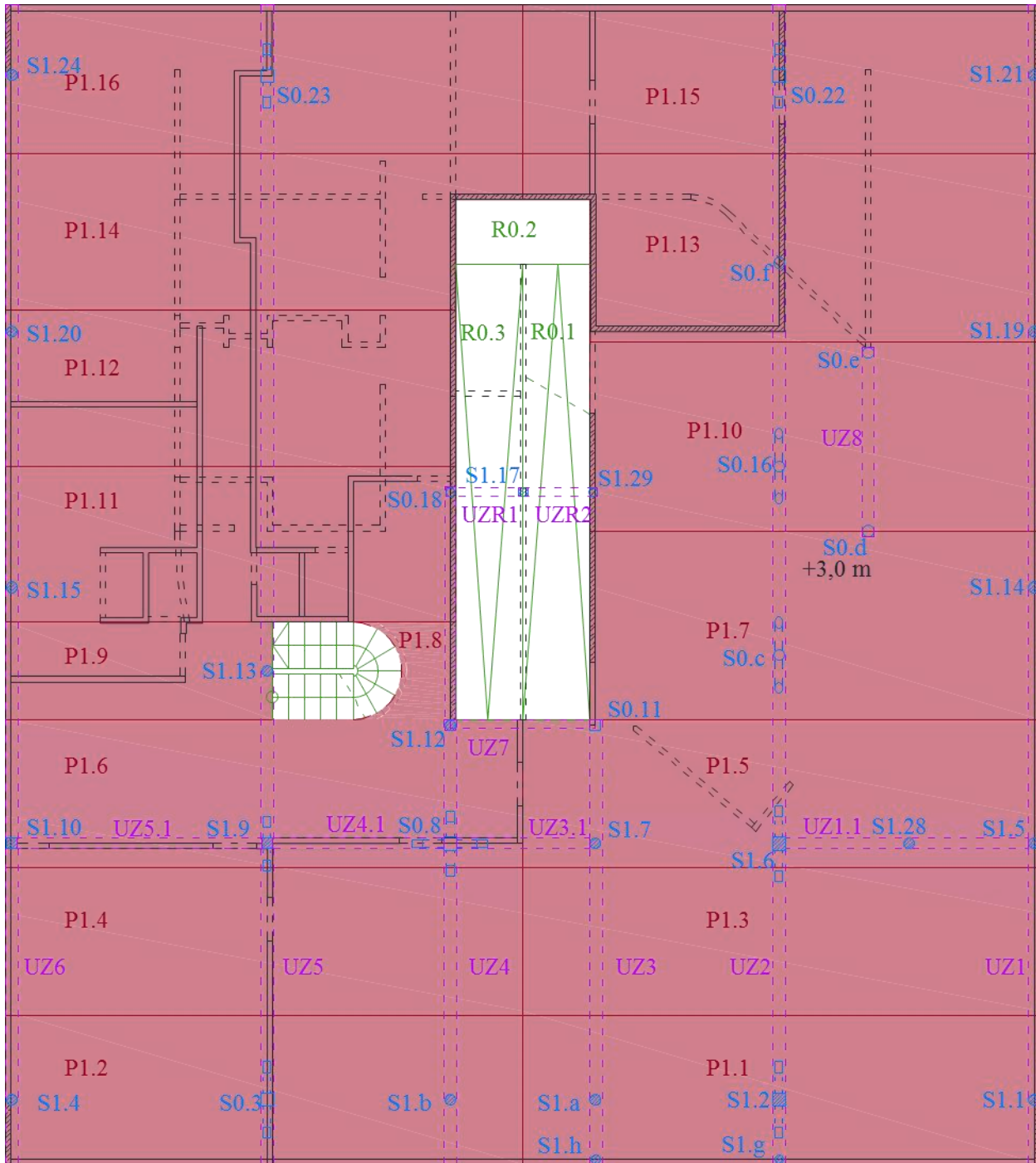










Abbildung 6-3-1: Platten-, Unterzug- und Stützenbeschriftung für das Erdgeschoss EG



- | | | | |
|---|---------------------------|---|--------------------------|
|  | Tragende Außenwand |  | BSP-Plattendecke |
|  | Tragende Innenwand |  | Stützen |
|  | Bauteile im Untergeschoss |  | Stützen im Untergeschoss |
|  | Treppen und Rampen |  | Unterzüge |

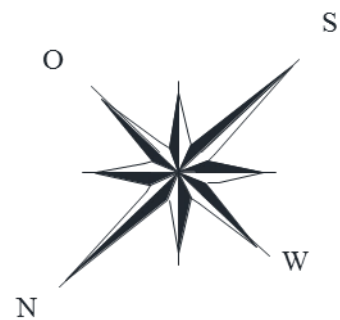
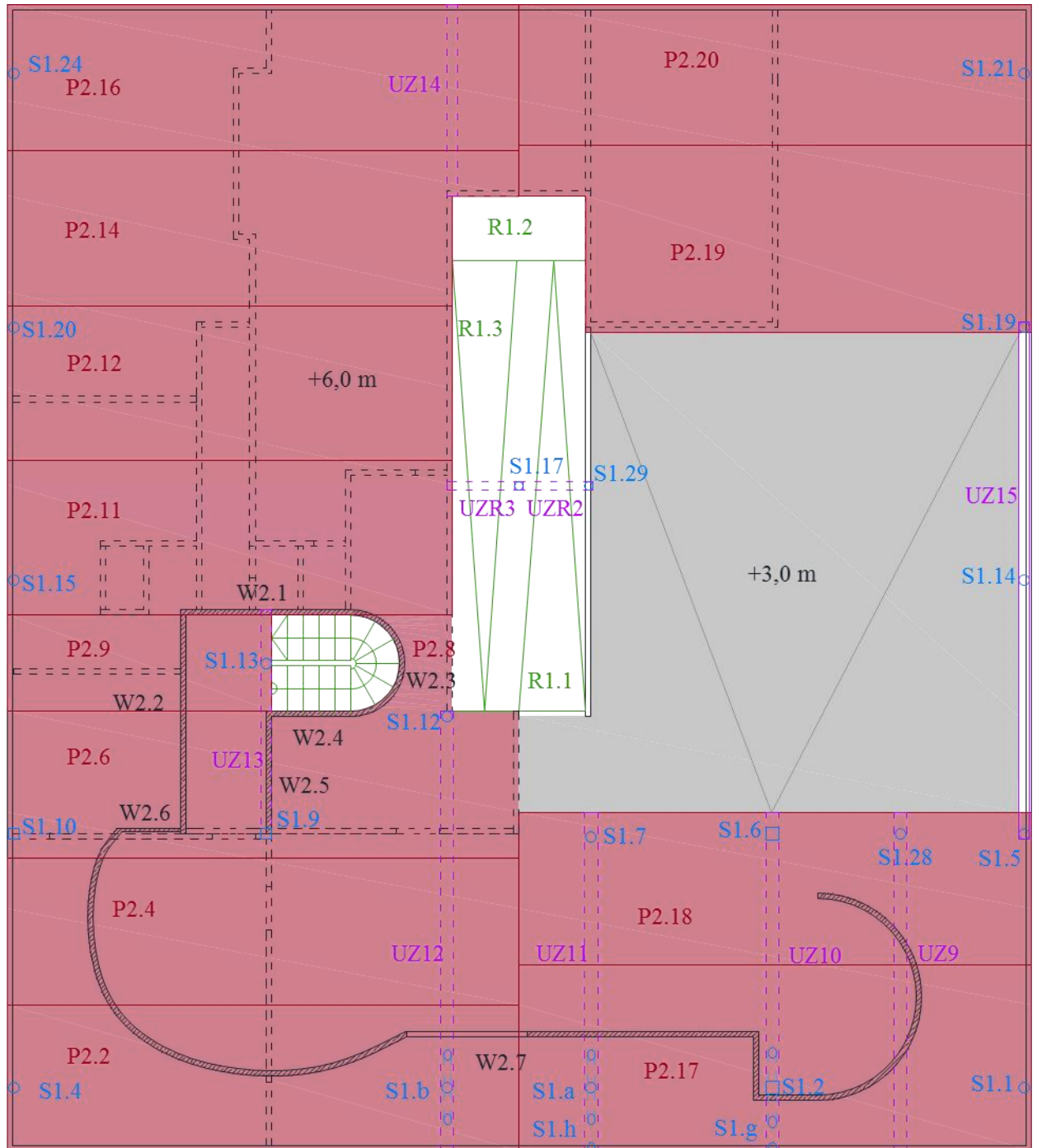










Abbildung 6-3-2: Platten-, Unterzug- und Stützenbeschriftung für das Obergeschoss OG



- | | |
|---|--|
|  Tragende Außenwand |  BSP-Plattendecke |
|  Tragende Innenwand |  Stützen |
|  Bauteile im Untergeschoss |  Stützen im Untergeschoss |
|  Treppen und Rampen |  Unterzüge |

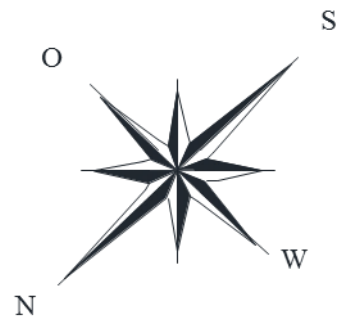


Abbildung 6-3-3: Platten-, Unterzug-, Stützen- und Wandbeschriftung für das Dachgeschoss DG

Die gestrichelten Linien zeigen die Bauteile im Untergeschoss an. Im Erdgeschoss werden die Unterzüge und die Platten oberhalb des Grundrisschnittes (bei 1,0 m) gestrichelt angegeben.

Da die BSP-Platten an den Rändern aufliegen müssen, sind an einigen Stellen Unterzüge unumgänglich. Die Unterzüge werden in den Plänen mit violetter Farbe gekennzeichnet. Die Unterzüge UZ3 und UZ4 im EG sowie UZ11 und UZ12 im OG werden angeordnet, um die hohen Lasten des darüber liegenden Geschosses besser abtragen zu können.

Die Unterzüge UZ1 und UZ6 dienen zum Abfangen der punktuellen Belastung durch die Randstützen. Damit können die über den Stützen entstehenden Spannungsspitzen abgemindert und verteilt werden. Zudem werden die Unterzüge UZ1.1, UZ3.1, UZ4.1 und UZ5.1 als Unterstützung der Wände und Stützen im Obergeschoss angeordnet.

Der UZ7 dient als Auflager für die Rampen R0.3 und R1.1. An den punktuell belasteten Rampenmitten werden zudem die Unterzüge UZR1 bei R0.3, UZR2 bei R1.1 und UZR3 bei R1.3 angeordnet, um eine bessere Lagerung der Rampen zu erreichen.

Für die optimale Wahl der Abmessungen der BSP-Platten werden verschiedene Hersteller verglichen, darunter Binderholz Bausysteme, KLH Massivholz und Mayr-Melnhof Holz. Das Ziel ist eine kleinstmögliche Anzahl an Platten mit den größtmöglichen Abmessungen zu erreichen. Um eine noch höhere Wirtschaftlichkeit zu gewährleisten, sollten die Platten möglichst den Standardabmessungen des Herstellers entsprechen. Aufgrund der sich ergebenden Breiten ist die Wahl auf den Hersteller Mayr-Melnhof Holz [65] gefallen, da dieser auch Breiten über 3,0 m herstellen kann. Da die Platten eine Breite bis zu 3,5 m aufweisen, muss laut der Technischen Zulassung [65] Poly-Urethan (PU) als Klebstoff verwendet werden. Im Anhang B-4 ist eine Plattenliste mit deren Abmessungen und Lage enthalten.

6-3.2 WÄNDE

Im Gegensatz zur originalen Tragkonstruktion werden die Wände, hauptsächlich für die Gebäudeaussteifung, als tragend ausgeführt. Dadurch sind Stützen, welche im Originalplan in Wänden liegen, nicht erforderlich. Die Wandbezeichnungen werden in der Abbildung 6-3-4 und Abbildung 6-3-5 veranschaulicht. Die Wände auf dem Dachgeschoss wurden bereits in der Abbildung 6-3-3 beschriftet.

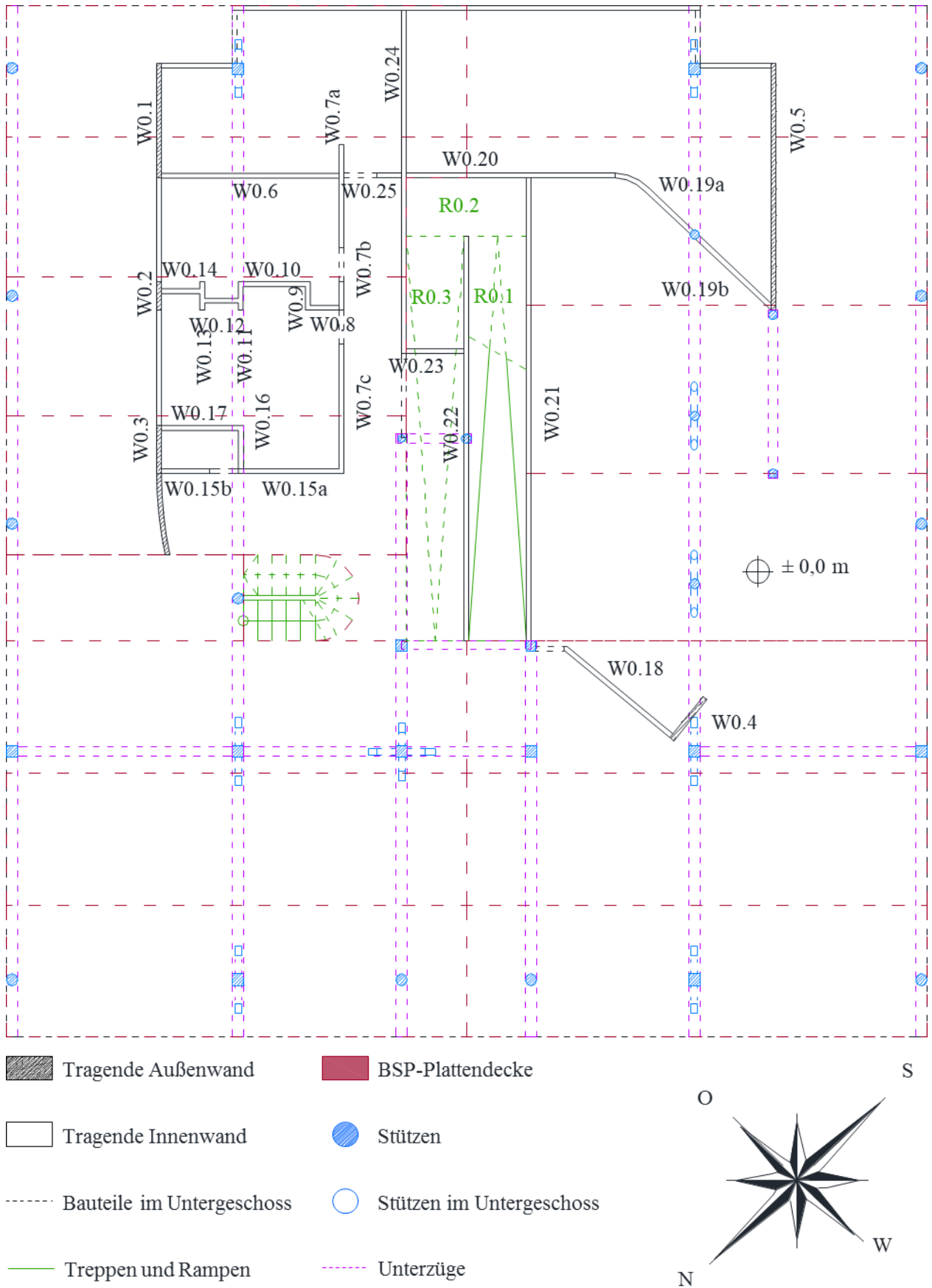
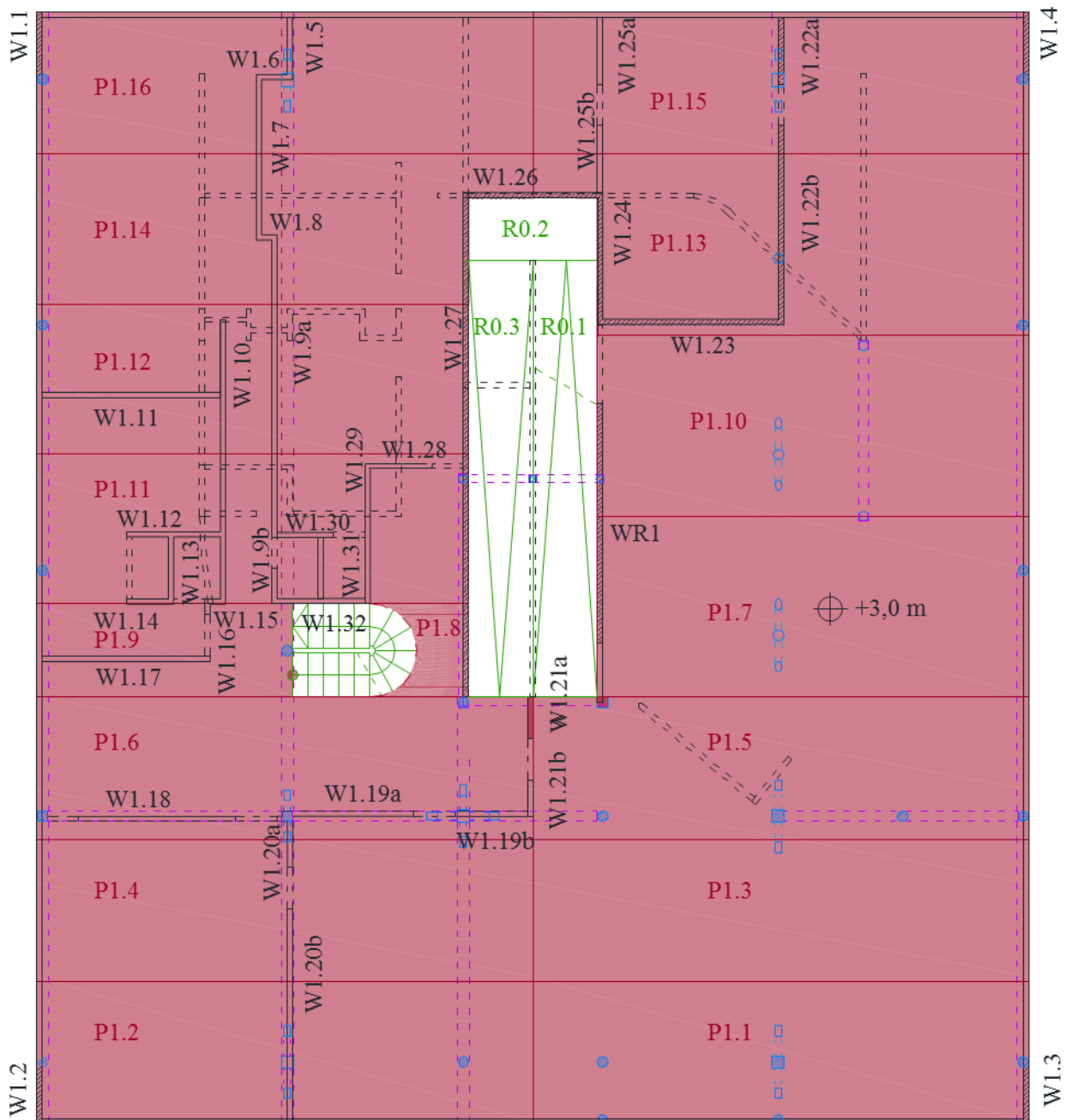










Abbildung 6-3-4: Platten- und Wandbezeichnungen im EG



- | | | | |
|---|---------------------------|---|--------------------------|
|  | Tragende Außenwand |  | BSP-Plattendecke |
|  | Tragende Innenwand |  | Stützen |
|  | Bauteile im Untergeschoss |  | Stützen im Untergeschoss |
|  | Treppen und Rampen |  | Unterzüge |

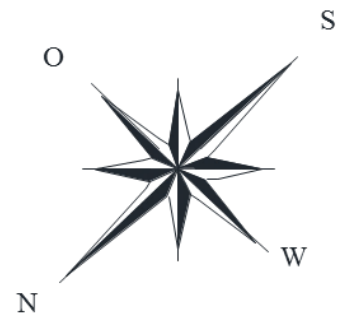


Abbildung 6-3-5: Platten- und Wandbezeichnungen im OG

6-4 MODELLIERUNG IN RFEM 5

Das Gebäude wird als 3D-Modell, bestehend aus 1-D- (Stützen, Balken) und 2-D-Elementen (BSP-Elemente), in RFEM 5.07 erstellt. Das Modell wird zum besseren Verständnis weiterer Annahmen samt globalem Achsensystem in der Abbildung 6-4-1 veranschaulicht.

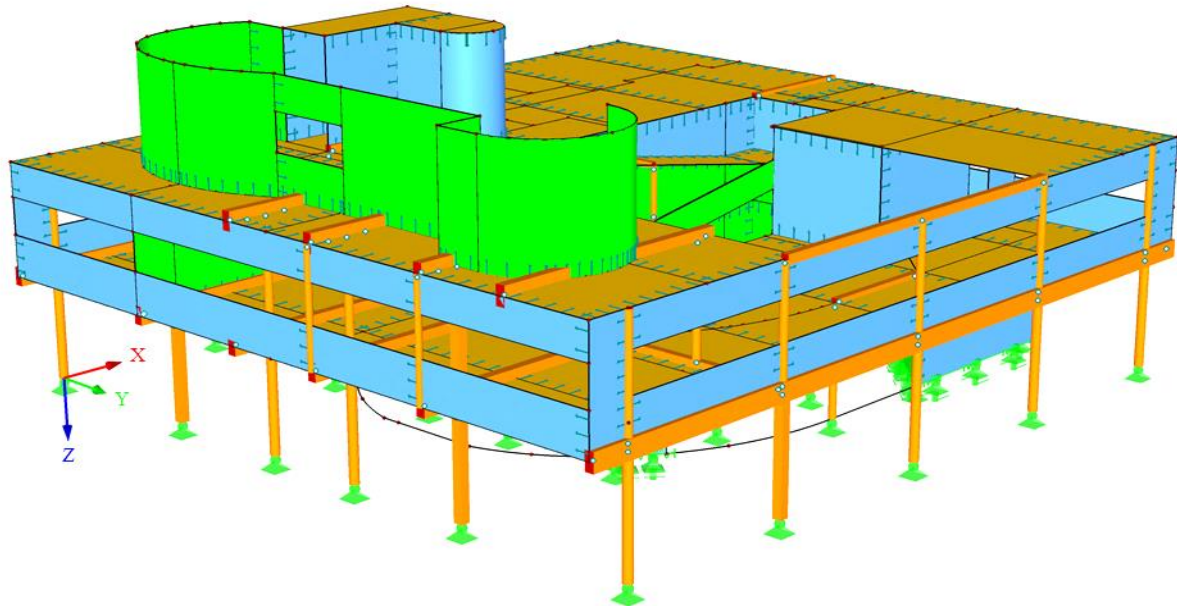


Abbildung 6-4-1: Ansicht des Gesamtmodells in RFEM 5.07

Für die Bemessung in RFEM werden zunächst die gleichen Grundriss-, Stützen- und Balkenabmessungen wie in dem Originalplan angenommen und im Verlauf der Bemessung entsprechen adaptiert. Ziel ist es, die Träger so niedrig wie möglich zu halten, um die lichte Höhe sowie die Optik des schlanken Bauwerkes zu erhalten. Die Stützen werden als Pendelstäbe modelliert. Die BSP-Scheiben (Wände) übernehmen die Aussteifung des Bauwerks.

6-4.1 MODELLIERUNG DER BSP-ELEMENTE

Für die erste Bemessung in RFEM werden alle vertikalen BSP-Elemente (Wände) mit einer Dicke von 10 cm; die Decken, Rampen und Treppen jeweils mit einer Dicke von 16 cm angenommen. Der Tabelle 6-1 können die Querschnittsabmessungen entnommen werden. Die Wände sowie die Decken werden als 5-schichtige Bauteile ausgeführt, da im Falle eines Brandes und dem damit einhergehenden Ausfallen einer Schicht stets noch zwei Schichten in Haupttragrichtung bzw. in Nebentragrichtung tragfähig sind.

Tabelle 6-1: Schichtenaufbau der BSP-Decken und Wände laut Hersteller

Schichtenfolge Haupttragrichtung Decke			Schichtenfolge Haupttragrichtung Wand		
#	t_i	Orientierung	#	t_i	Orientierung
n_i	[mm]	x...längs/0°, y...quer/90°	n_i	[mm]	x...längs/0°, y...quer/90°
5	40	x	5	20	x
4	20	y	4	20	y
3	40	x	3	20	x
2	20	y	2	20	y
1	40	x	1	20	x
Summe:	160	5 Schichten	Summe:	100	5 Schichten

Für die Berechnung der Querschnittswerte bzw. Spannungen werden die Querlagen mit einem E-Modul $E_{90,mean} = 0,00 \text{ N/mm}^2$ berücksichtigt. Dies kann durch die Fugen zwischen den Brettlamellen bzw. der auftretenden Risse trotz Schmalseitenverklebung sowie dem großen E-Modul Verhältnis E_0/E_{90} gerechtfertigt werden. (vgl. [60]) Die lokalen Achsenrichtungen der Flächenelemente werden so gewählt, dass die lokale x-Achse der Fläche stets der Haupttragrichtung des BSP-Elements entspricht.

Tabelle 6-2: Materialeigenschaften BSP nach dem draft EN 1995-1-1 [1]

Materialeigenschaften		
E_0 :	11600	N/mm ²
E_{90} :	450	N/mm ²
$G_{0,mean}$:	650	N/mm ²
$G_{90,mean}$:	100	N/mm ²

Die BSP-Elemente werden mittels orthotrope schubnachgiebigen Flächen (Reissner-Mindlin Plattentheorie) in RFEM modelliert. Die maximale FE-Netzgröße wird mit 10 cm gewählt. Dies entspricht der Abmessung des dünnsten BSP-Bauteils (BSP-Wandscheibe).

Die BSP-Deckenplatten werden in RFEM einzeln eingegeben. Die Verbindung untereinander in Nebentragrichtung wird als Stufenfalzverbindung (siehe Abbildung 6-4-6, rechts oben) ausgeführt. In Haupttragrichtung werden die Platten stumpf gestoßen und mittels Schraubenkreuze verbunden (siehe Abbildung 6-4-6, rechts unten). Beide Verbindungen können keine Momente aufnehmen und werden demnach gelenkig modelliert. In RFEM kann dies mithilfe von Liniengelenken erreicht werden. Dabei wird lediglich die Verdrehung in lokaler x-Richtung der Plattenrandlinie freigelegt. Die BSP-Wandscheiben werden ident (gelenkige Lagerung) ausgeführt.

In der Abbildung 6-4-2 werden diese Verbindungen im Grundriss samt Deckenhaupttragrichtung und lokalem Achsensystem angezeigt. Dabei beschreibt die x-Achse die Hauptspannrichtung und die y-Achse die Nebentragrichtung der Platten.

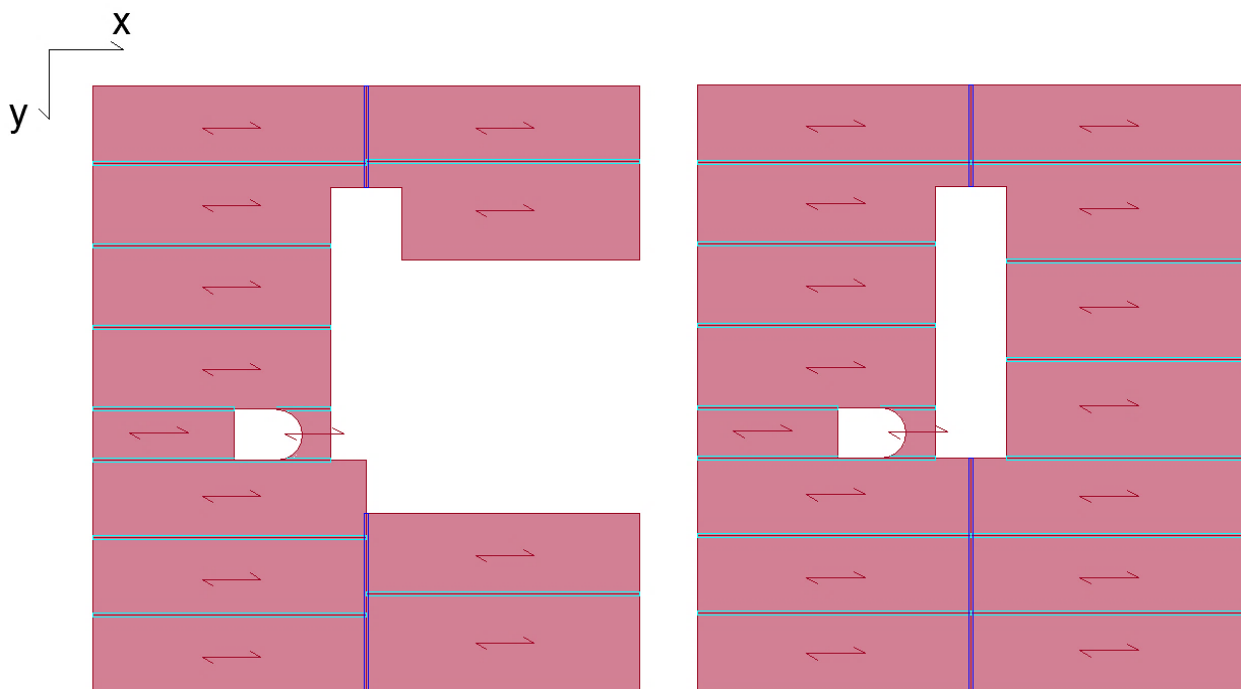


Abbildung 6-4-2: Gelenkige Verbindung zwischen den Platten (Stufenfalz: Hellblau, Stumpfstoß: Blau)

Biegung und Torsion:

$$D_{11} = E_0 \cdot I_{x,eff} \quad (6.2)$$

$$D_{22} = E_0 \cdot I_{y,eff} \quad (6.3)$$

$$D_{12} = D_{13} = D_{23} = 0 \quad (6.4)$$

$$D_{33} = \frac{G_{0,mean} \cdot t_{CLT}^3}{12 \left(1 + 6 \cdot p_D \cdot \left(\frac{t_{max}}{a} \right)^{q_D} \right)} \quad (6.5)$$

Schub:

$$D_{44} = \frac{(G_{0,mean} \cdot \Sigma t_{x,i} + G_{90,mean} \cdot \Sigma t_{y,i})}{\kappa_x} \quad (6.6)$$

$$D_{45} = 0 \quad (6.7)$$

$$D_{55} = \frac{(G_{90,mean} \cdot \Sigma t_{x,i} + G_{0,mean} \cdot \Sigma t_{y,i})}{\kappa_y} \quad (6.8)$$

Membran:

$$D_{66} = E_0 \cdot \Sigma t_{x,i} \quad (6.9)$$

$$D_{77} = E_0 \cdot \Sigma t_{y,i} \quad (6.10)$$

$$D_{88} = \frac{G_{0,mean} \cdot t_{CLT}}{1 + 6 \cdot p_s \cdot \left(\frac{t_{max}}{a} \right)^{q_s}} \quad (6.11)$$

$$D_{67} = D_{68} = D_{78} = 0 \quad (6.12)$$

Exzentrizitätseinwirkung:

$$D_{16} = D_{17} = D_{18} = D_{27} = D_{28} = D_{38} = 0 \quad (6.13)$$

mit

- E_0 Elastizitätsmodul des Elementes in Haupttragrichtung laut Tabelle 6-2 [kN/cm²]
- $G_{0,mean}$Schubmodul des Elements in Haupttragrichtung laut Tabelle 6-2 [kN/cm²]
- $G_{90,mean}$ Schubmodul des Elements in Nebentragrichtung laut Tabelle 6-2 [kN/cm²]
- $I_{x,eff}, I_{y,eff}$Trägheitsmomente in die Haupt- und Nebentragrichtungen [cm⁴]
- t_{CLT}Gesamtdicke der Platte [cm]
- t_x Gesamtdicke der Brettlagen in Haupttragrichtung [cm]
- t_y Gesamtdicke der Brettlagen in Nebentragrichtung [cm]
- t_{max} maximale Brettlagendicke [cm]
- a Angenommene Breite der Brettlamellen mit $a = 15$ [cm]
- p_i, q_iParameter laut ÖNORM B 1995-1-1 [52], Anhang K zur Berücksichtigung der Fugen auf die Steifigkeit der Platte lt. Tabelle 6-3

Tabelle 6-3: Parameter für fugenlose Scheiben

Parameter	3-schichtig	5-schichtig
p_D	0,53	0,43
q_D	1,21	1,21
p_S	0,89	0,67
q_S	1,33	1,26

κ_x, κ_y Schubkorrekturfaktoren (Querschubzahl) abhängig von der Schichtenanzahl und Tragrichtung unter Berücksichtigung der Elastizitäts- und Schubmoduln [-]

Im allgemeinen Fall errechnet sich der Schubkorrekturfaktor κ für rechteckige Querschnitte aus

$$\kappa_i = \frac{\sum (G_i \cdot A_i)}{(E_0 \cdot I_{i,eff})^2} \cdot \int \frac{[E_i(z) \cdot S_{0,i}(z)]^2}{G_i(z) \cdot b} dz \quad (6.14)$$

mit

- A_i Fläche der einzelnen Schichten [cm²]
- I_i Trägheitsmoment der einzelnen Schichten [cm⁴]
- b Breite des Querschnitts $b = 100$ [cm]
- $S_{0,i}$ statisches Moment [cm³]

$$S_{0,i} = \int z_i dA = t_i \cdot z_i \cdot b \quad (6.15)$$

- t_i Dicke der einzelnen Schicht [cm]
- z_i Abstand des Schwerpunktes der einzelnen Schicht zum Gesamtschwerpunkt [cm]

Die Einträge der Steifigkeitsmatrix für Platten bzw. Scheiben wird in der Regel auf eine Breite von $b = 1$ m bezogen.

6-4.1.1 Deckenelemente

Der Aufbau der BSP-Decken ist in der Abbildung 6-4-4 ersichtlich.

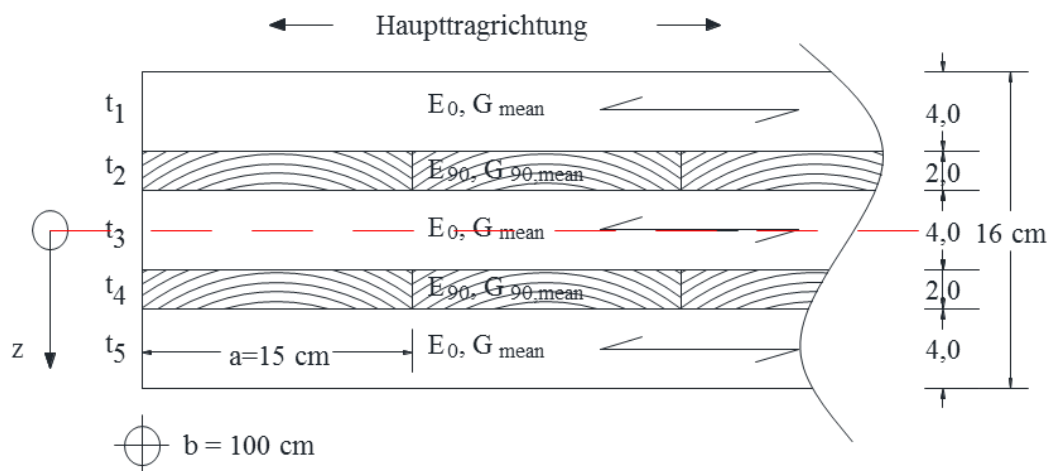


Abbildung 6-4-4: Parameter der Decke für die Bemessung in Haupttragrichtung

Die Biegesteifigkeit sowie der Schubkorrekturfaktor für die Deckenelemente in Haupt- und Nebentragsrichtung ergeben sich zu:

Haupttragsrichtung x:

- $E_0 \cdot I_{x,eff} = 3526,400 \text{ kNm}^2$
- $\kappa_x = 2,642 [-]$

Nebentragsrichtung y:

- $E_0 \cdot I_{y,eff} = 433,067 \text{ kNm}^2$
- $\kappa_y = 4,163 [-]$

Die Steifigkeitsmatrix der Decken für die gewählten Querschnitte wird in der Gleichung (6.16) zusammengefasst. Die Faktoren werden laut Gleichungen (6.2) bis (6.11) ermittelt. Die Einheiten sind dabei mit [kN] bzw. [m] für die korrekte Implementierung in RFEM festgelegt.

$$\begin{bmatrix} 3526,400 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & 433,067 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & 126,044 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & & 31038,360 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & & & 9127,709 & 0 & 0 & 0 \\ & & & & & 1392000,000 & 0 & 0 \\ & & & & & & 464000,000 & 0 \\ & & & & & & & 68365,058 \end{bmatrix}$$

(6.16)

6-4.1.2 Wandelemente (Scheiben)

Die Parameter und Geometrie der Wände werden in Abbildung 6-4-5 abgebildet.

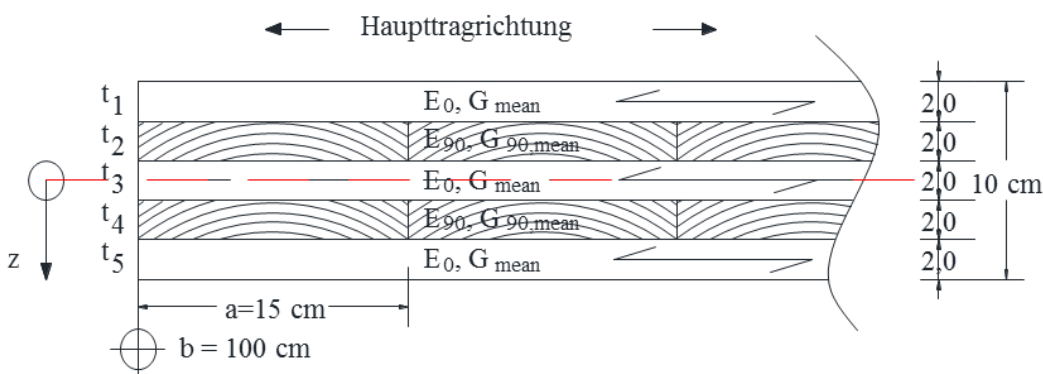


Abbildung 6-4-5: Parameter für die Wand in Haupttragsrichtung

Die Ermittlung der Steifigkeitsmatrix der Wände erfolgt analog zu der Steifigkeitsmatrix der Decken. Damit werden an dieser Stelle lediglich die wichtigsten Parameter angeführt. Die Biegesteifigkeit sowie der Schubkorrekturfaktor für die Wandelemente in Haupt- und Nebentragsrichtung ergeben sich zu:

Haupttragsrichtung x:

- $E_0 \cdot I_{x,eff} = 765,600 \text{ kNm}^2$
- $\kappa_x = 2,885 [-]$

Nebentragsrichtung y:

- $E_0 \cdot I_{y,eff} = 201,067 \text{ kNm}^2$
- $\kappa_y = 3,854 [-]$

Die Gleichung (6.17) zeigt die berechnete Steifigkeitsmatrix der Wandelemente. Die Einheiten sind in [kN] bzw. [m] festgelegt.

$$\begin{bmatrix} 756,600 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & 201,067 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & 41,115 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & & 14906,289 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & & & 8303,099 & 0 & 0 & 0 \\ & & & & & 696000,000 & 0 & 0 \\ & & & & & & 464000,000 & 0 \\ & & & & & & & 53047,461 \end{bmatrix}$$

(6.17)

6-4.1.3 Verbindungssteifigkeiten

Da die Verbindung zwischen den BSP-Elementen nicht schubstarr ist, wird zu Beginn für die jeweilige Verbindung eine Federsteifigkeit entlang des Liniengelenkes (Linien-x-Richtung) angenommen. Die Steifigkeiten der Verbindungen K_{ULS} [kN/mm] werden näherungsweise von Flatscher [67] entnommen und sind pro Verbindungsmittel angegeben. Diese werden nur für den ersten Berechnungsdurchlauf herangezogen. Nach der statischen Auslegung der Verbindungen wird das Modell mit den tatsächlichen Verbindungssteifigkeiten erneut berechnet (iterativer Prozess). Die Bemessung der Verbindungen ist im Abschnitt 8-3 angeführt.

Die angenommenen Verbindungen werden in der Tabelle 6-4 samt Verbindungsmittel und Steifigkeit zusammengefasst sowie symbolisch in der Abbildung 6-4-6 angezeigt.

Tabelle 6-4: Verbindungen zwischen BSP-Elementen

Verbindung	Verbindungsmittel VM	Schraubwinkel zur Faser	Drehfeder um die Linien-x-Achse [kNm/rad/m]	Wegfeder in Linien-x-Richtung K_{ULS} [kN/mm]	Anzahl pro Meter	K_{ULS} für RFEM [kN/m ²]
Wand-Decke an der Scheibenunterkante	Winkel AE116	-	0,00	2,987	2	11948
Wand-Decke am Rand sowie Scheibenoberkante	Vollgewindeschraube Ø8 x 280 mm	90° Decke, 0° Wand	0,00	0,593	6	3558
Wand-Wand längs	Vollgewindeschraube Ø6 x 80 mm	90°	0,00	0,567	6	3402
Decke-Decke längs	Vollgewindeschraube Ø6 x 140 mm	90°	0,00	0,567	6	3402
Decke-Decke quer	Vollgewindeschraube Ø6 x 180 mm	45°	0,00			

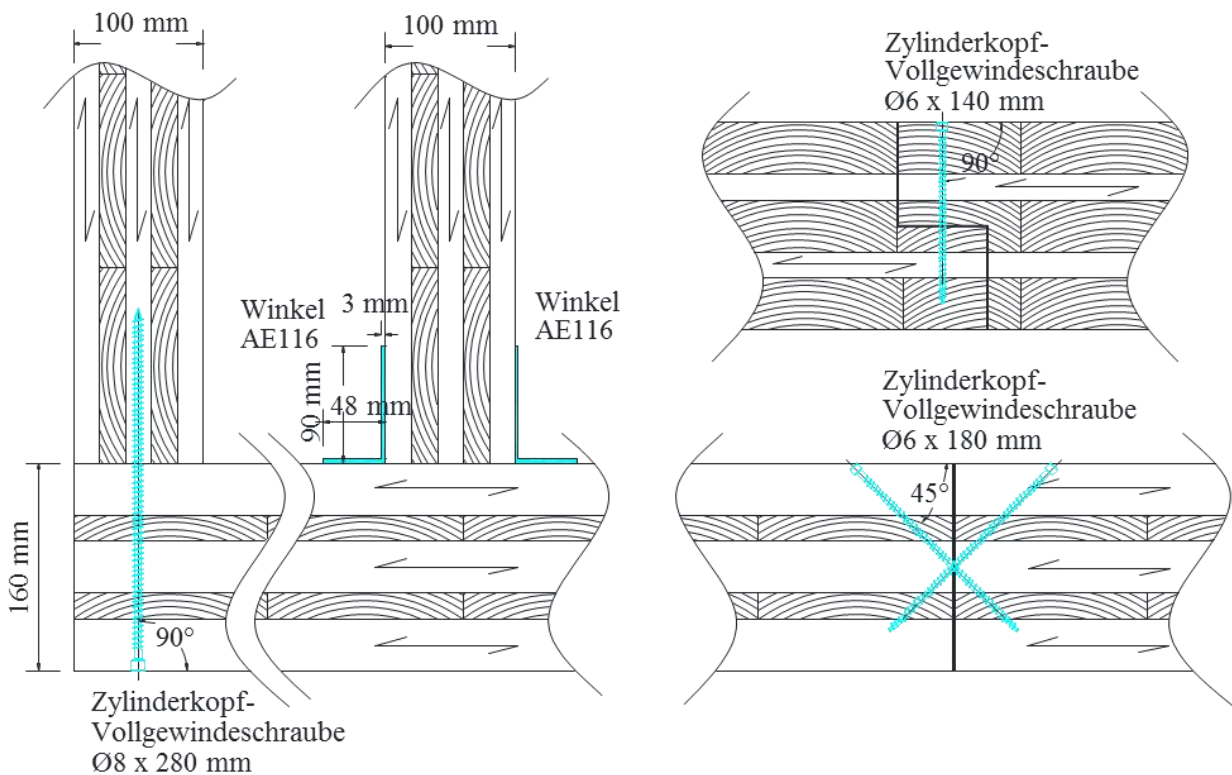


Abbildung 6-4-6: Verbindungen zwischen BSP-Elementen: Decken-Wandverbindung am Rand und innen (links), Plattenverbindung längs (rechts oben) und Plattenverbindung quer zur Haupttragrichtung (rechts unten)

6-4.2 MODELLIERUNG DER UNTERZÜGE

Die Balken stellen Unterzüge/Auflager dar und müssen demnach eine schubweiche Verbindung zur Decke aufweisen. Da sich die Modellierung dieser Verbindung in RFEM zwischen Balken und Platte als problematisch erweist, wird diese an dieser Stelle näher untersucht. Dazu werden verschiedene Modelle erstellt und im Anschluss auf ihre Plausibilität geprüft.

Zum besseren Verständnis und zu einem besseren Ausloten der Modellierungsmöglichkeiten der Deckenlagerung auf dem Unterzug wird folgendes System herangezogen. Die Spannweiten des Zweifeldträgers betragen jeweils 4,75 m und die Länge des Balkens 6,35 m. Dabei werden die Auflager des Balkens als starr angenommen. Lediglich die Verdrehung um die y-Balkenachse sowie einseitig die Verschiebung in Balken-Längsrichtung wird freigegeben. Es werden drei BSP-Platten modelliert, um zusätzlich die Definition der Liniengelenke (Momentengelenk) überprüfen zu können. Der Unterzug wird mit einem BSH-Querschnitt von 200 mm x 400 mm angenommen. Als Belastung wird eine Last mit 2 kN/m² gewählt. Die Achsen sowie das System sind in der Abbildung 6-4-7 ersichtlich. Die maximale FE-Netzgröße wird mit 10 cm gewählt.

Für die Ergebnisse der Plattenmomente werden zwei Schnitte angelegt; einer durch die mittlere Fläche entlang der Plattenhaupttragrichtung (x-Richtung, Schnitt 12) und einer entlang des Unterzuges (Schnitt 11). Schnitt 11 wird dabei um 10 cm in x-Richtung versetzt. Die Schnitte sind in der Abbildung 6-4-7 durch die strichpunktierten Linien am Beispiel der Variante 1 gekennzeichnet.

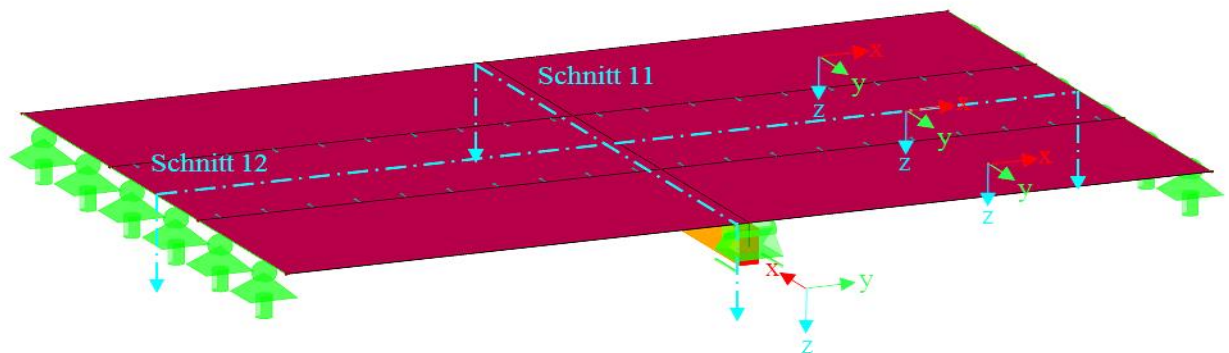


Abbildung 6-4-7: Vereinfachtes Berechnungsmodell mit exzentrischem Balken

Die Platten- sowie Balkenmomente folgender Varianten werden im Abschnitt 6-4.2.7 in einem Diagramm zusammengefasst und miteinander verglichen.

6-4.2.1 Variante 1

Die Variante 1 zeigt die zunächst angenommene Verbindung zwischen den BSP-Plattendecken und dem Unterzug. Dabei wird in RFEM der Balken exzentrisch an die Unterkante der Decke gelegt. Dies würde der tatsächlichen Lage des Unterzuges im Bauwerk entsprechen.

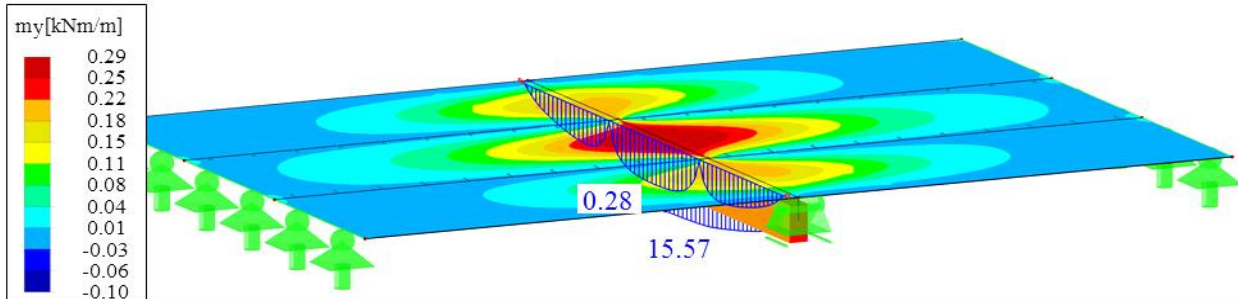


Abbildung 6-4-8: Variante 1: m_y -Plattenmoment und M_y -Balkenmoment

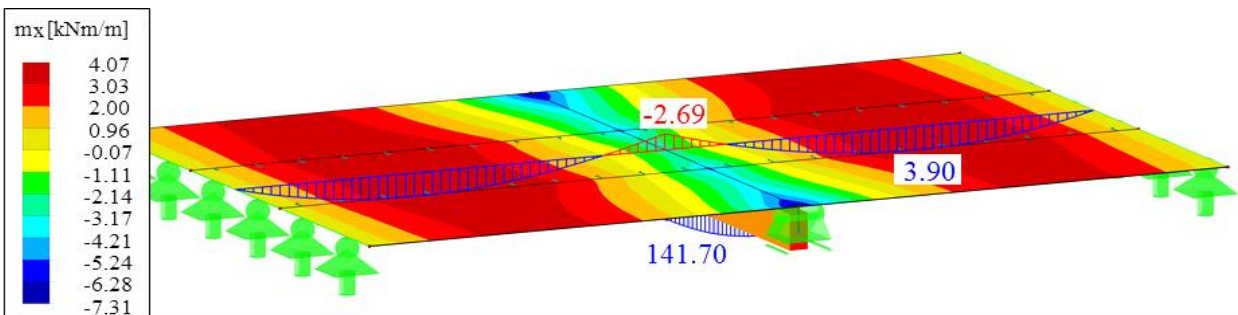


Abbildung 6-4-9: Variante 1: Normalkraft im Balken und m_x -Plattenmoment

Die Abbildung 6-4-8 zeigt das Plattenmoment m_y in Nebentragsrichtung und das Biegemoment des Balkens. Durch den starren Verbund zwischen dem Balken und den BSP-Elementen werden Normalkräfte in den Unterzug eingeleitet (siehe Abbildung 6-4-9). Diese Modellierung als „Rippenquerschnitt“ entspricht nicht dem gewünschten Tragverhalten. Der Unterzug soll lediglich als Auflager für die Platte dienen. Um den starren Schubverbund in RFEM nachgiebig abzubilden ist eine Linienfreigabe in Balken-Richtung notwendig.

6-4.2.2 Variante 2

Variante 2 ist eine Erweiterung der Variante 1. Dabei wird der starre Schubverbund durch eine Linienfreigabe u_x entlang des Unterzuges aufgehoben und eine nachgiebige Schubverbindung bzw. eine Entkopplung zwischen Balken und Platte erreicht. Dies kann in RFEM laut Abbildung 6-4-10 erreicht werden.



Abbildung 6-4-10: Linienfreigabe in lokaler Linien-x-Richtung

Durch die Linienfreigabe und den somit fehlenden Schubverbund werden die Plattenmomente m_y in Querrichtung und das Moment M_y in dem Balken größer ausgebildet als bei Variante 1 (siehe Abbildung 6-4-11). Im Unterzug tritt keine Normalkraft mehr auf und dieser dient lediglich als Mittelaufleger für die BSP-Platte.

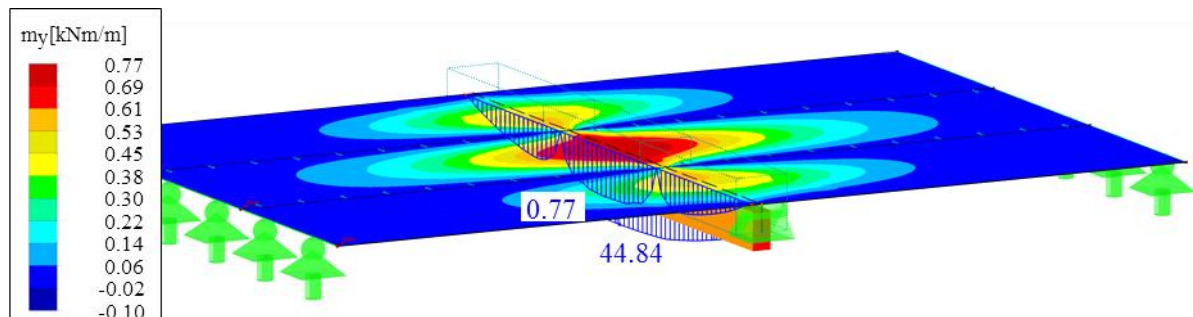


Abbildung 6-4-11: Variante 2: Plattenmoment m_y und Balkenmoment M_y

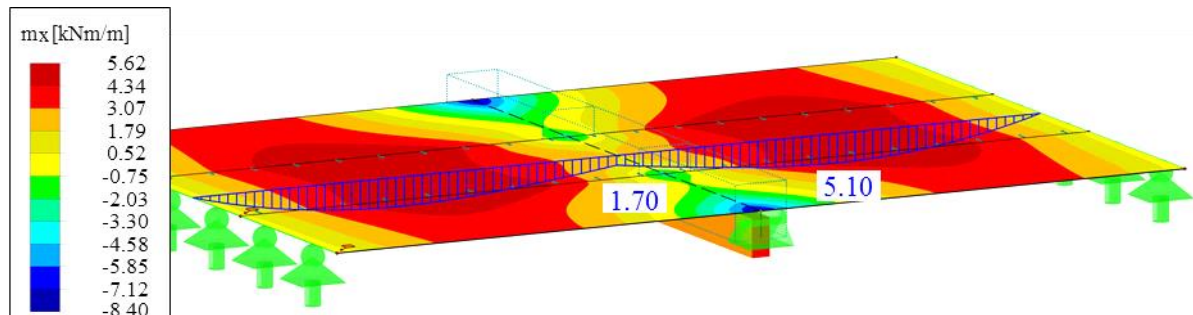


Abbildung 6-4-12: Variante 2: Plattenmoment m_x und Normalkraft N im Balken

6-4.2.3 Variante 3

Bei der Variante 3 wird der Balken in die Plattenebene gelegt, um zu überprüfen, ob das erwünschte Tragverhalten mit einem geringeren Modellierungsaufwand erzielt werden kann.

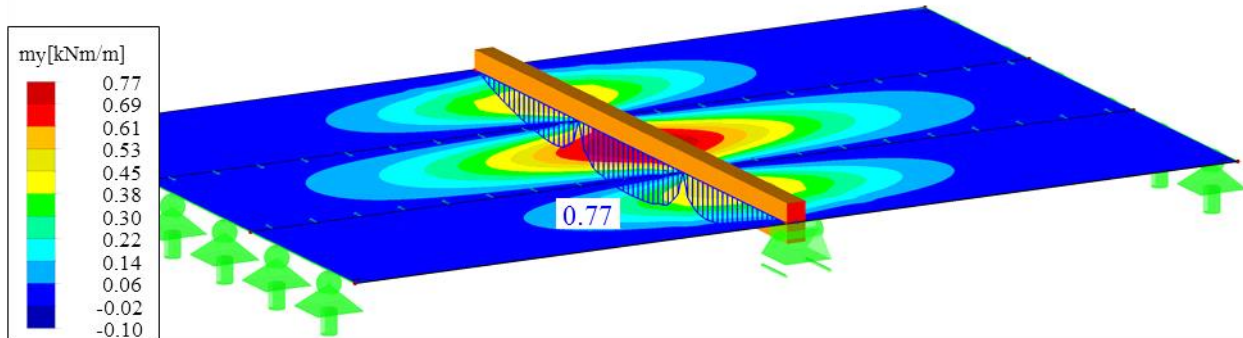


Abbildung 6-4-13: Variante 3: Plattenmoment m_y und Normalkraft N im Balken

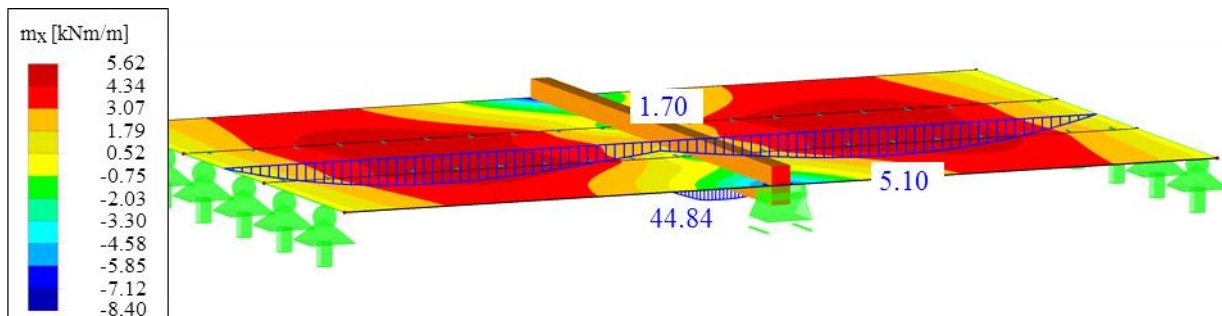


Abbildung 6-4-14: Variante 3: Plattenmoment m_x und Moment M_y im Balken

Wie in der Abbildung 6-4-13 und in der Abbildung 6-4-14 erkennbar, sind die Momente m_x und m_y der Platte sowie das Moment M_y des Balkens ident mit jenen der Variante 2. Somit müssen die Unterzüge nicht exzentrisch zur Decke angelegt und die entsprechende Linienfreigabe in Längsrichtung erzeugt werden, um das gewünschte Tragverhalten zu gewährleisten.

6-4.2.5 Variante 5

Als Referenz für den Vergleich der Schnittkräfte wird die Variante 5 erstellt. Dabei werden der Balken und die Platte getrennt modelliert und mittels Starrstäben gekoppelt. Die Kopplungsstäbe werden mit einem Abstand von 10 cm eingefügt und können lediglich die Normalkräfte aufnehmen (Gelenksdefinition siehe Abbildung 6-4-17) bzw. in den Balken weiterleiten.

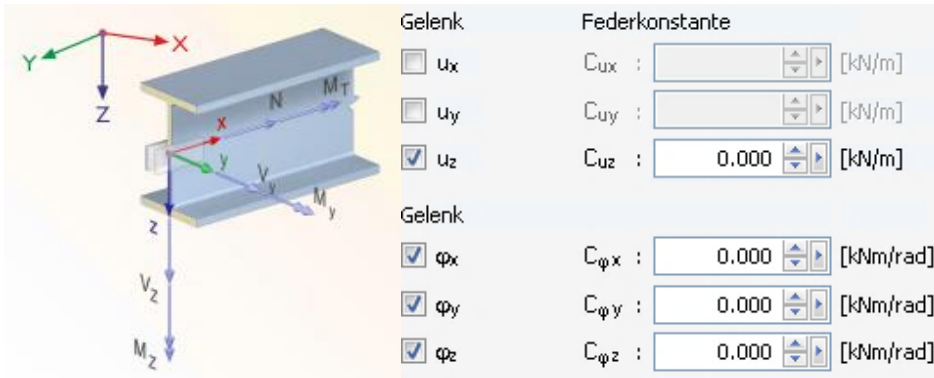


Abbildung 6-4-17: Starrstäbe: Kopplung zwischen Platte und Balken (Freigaben rechts)

Die Ergebnisse können in der Abbildung 6-4-18 sowie Abbildung 6-4-19 eingesehen werden. Diese zeigen, dass Variante 5 kaum Änderungen der Schnittgrößen im Gegensatz zu Variante 2 und Variante 3 aufweist.

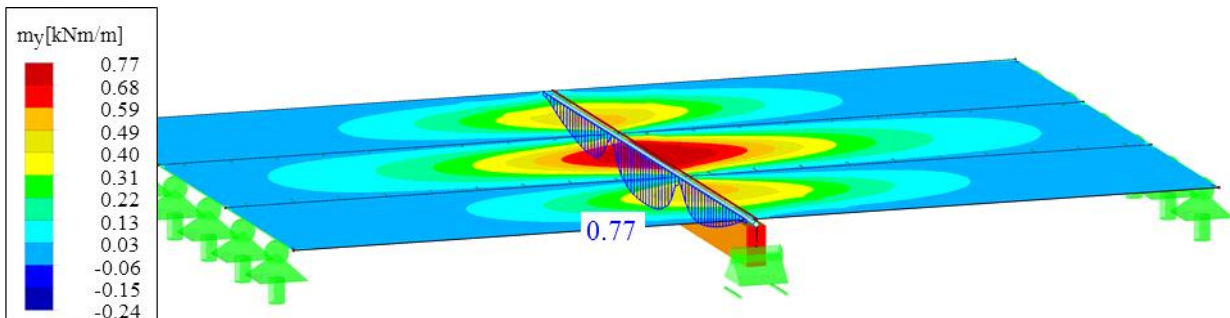


Abbildung 6-4-18: Variante 5: Plattenmoment m_y und Normalkraft N im Balken

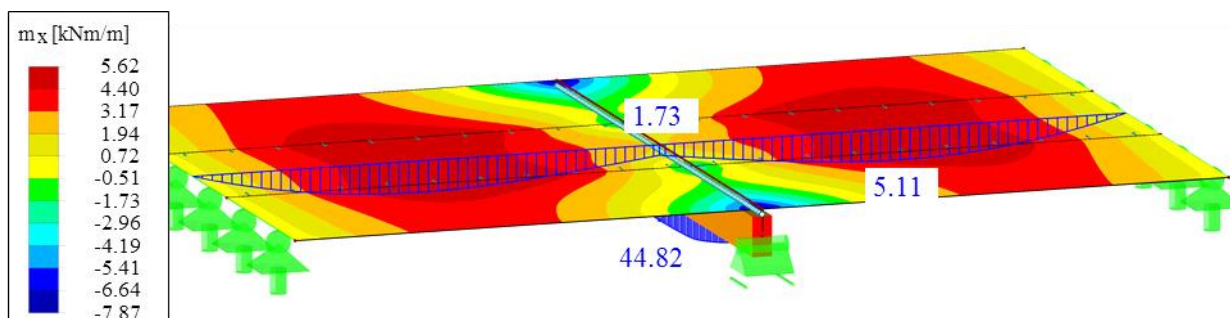


Abbildung 6-4-19: Variante 5: Plattenmoment m_x , Balkenmoment M_y

6-4.2.6 Variante 6

Bei der Variante 6 werden die Steifigkeiten der Platten bzw. des Trägers so modifiziert, dass diese die Ansätze, wie sie bei der händischen Berechnung zur Anwendung kommen würden, erfüllen. Die Decke kann statisch als Zweifeldträger mit drei starren Auflagern gesehen werden.

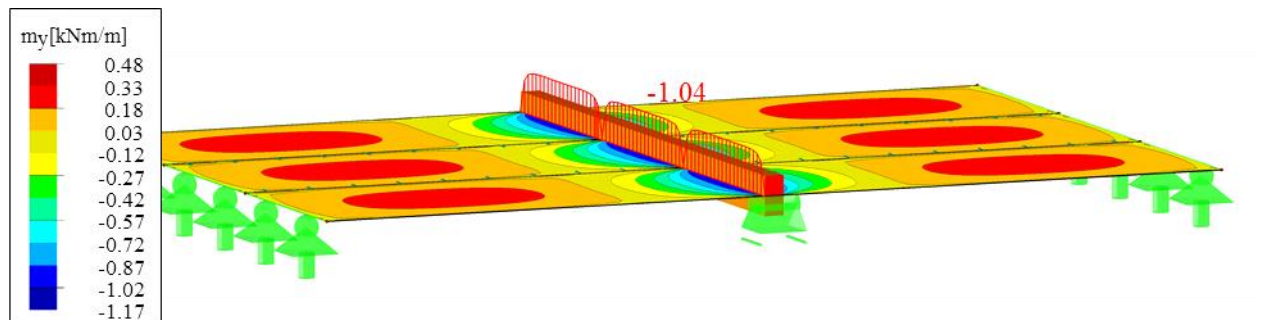


Abbildung 6-4-20: Variante 6: Plattenmoment m_y , Normalkraft N im Balken

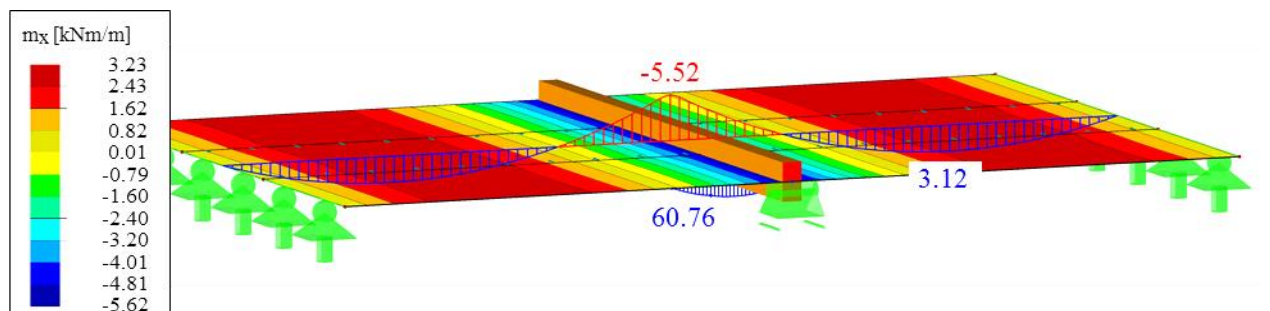


Abbildung 6-4-21: Variante 6: Plattenmoment m_x , Balkenmoment M_y

Vergleicht man die Schnittgrößen der Abbildung 6-4-20 und Abbildung 6-4-21 mit denen der Varianten 1- 5 kann festgestellt werden, dass ein hohes negatives Stützmoment m_x und ein geringeres Feldmoment auftreten. Die Plattenmomente m_y weisen in jeder einzelnen Platte die gleichen Schnittgrößen auf. Zudem sind diese im Schnitt 11 im Gegensatz zu den anderen Varianten negativ. Das Moment im Balken ist mit 60,76 kNm um rund 36 % höher als in den realitätsnäheren Modellen (Varianten 2, 3 und 5).

6-4.2.7 Fazit und Variantenwahl

In der Tabelle 6-5 werden der maximale Balkenmoment M_y sowie die Plattenmomente in x- und y-Richtung der Varianten in Feldmitte (Schnittpunkt zwischen Schnitt 11 und Schnitt 12) verglichen. Als Referenzwert wird der Moment der Variante 5 gewählt, da dieser den „realen“ Bedingungen am besten entspricht.

Tabelle 6-5: Vergleich der Balkenmomente M_y sowie der Plattenmomente m_x und m_y

Variante	M_y [kNm]	Verhältnis [%]	m_y [kNm/m]	Verhältnis [%]	m_x [kNm/m]	Verhältnis [%]
Variante 1	15,57	35%	0,28	36%	-2,69	-156%
Variante 2	44,84	100%	0,77	100%	1,68	98%
Variante 3	44,84	100%	0,77	100%	1,68	98%
Variante 4	45,21	101%	0,77	100%	1,70	99%
Variante 5	44,82	100%	0,77	100%	1,72	100%
Variante 6	60,76	136%	-1,04	-135%	-5,52	-321%
						Referenzwerte

Die Werte aller Varianten werden in der Abbildung 6-4-22 veranschaulicht und verglichen. Die Momentenverläufe der Varianten 2 bis 5 sind dabei für alle Diagramme nahezu ident. Die größte Abweichung des Stützmomentes (m_x) tritt bei der Variante 6 mit -321 % (inkl. Vorzeichenwechsel) auf. Dies kann darauf zurückgeführt werden, dass bei der Variante 6 die Steifigkeit des Trägers nicht berücksichtigt wird und die auftretenden Kräfte in der Platte bzw. dem Träger vom Steifigkeitsverhältnis bzw. der Spannweiten von dieser abhängig sind.

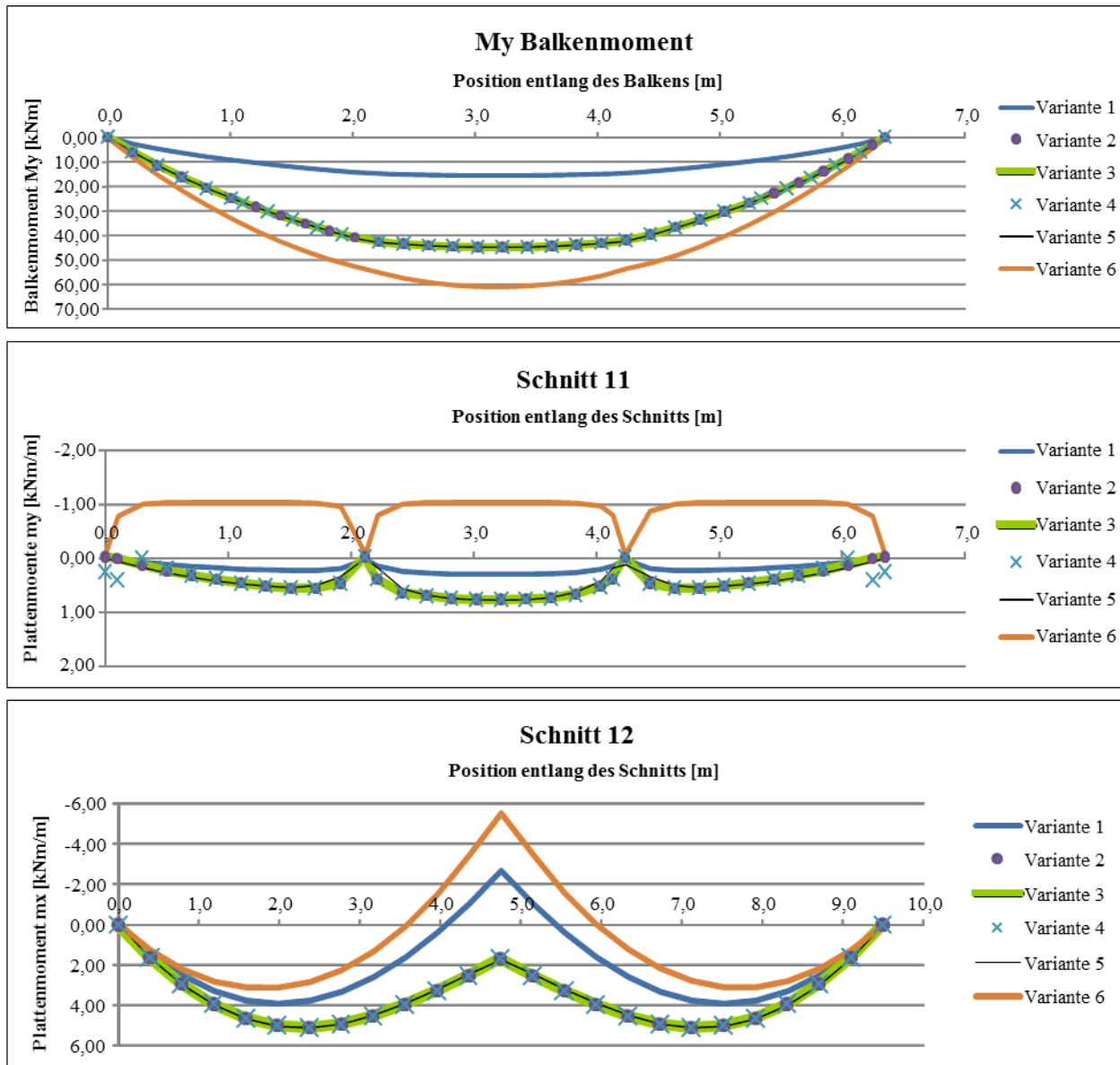


Abbildung 6-4-22: Balkenmomente M_y (oben), Plattenmomente m_y (mittig) und m_x (unten)

In der Abbildung 6-4-22 sind die Schnittkraftverläufe der unterschiedlichen Modellierungsvarianten enthalten. Da die Varianten 2, 3 und 5 nahezu deckungsgleich mit den Ergebnissen der Referenzlösung sind, wird aufgrund der „einfacheren“ Modellierung die Variante 3 für die weiteren Berechnungen herangezogen.

6-5 LASTAUFSTELLUNG

Die Lastfälle und deren Kombinationen werden laut ÖNORM EN 1990 [53] bzw. dem zugehörigen nationalen Anhang [54] ermittelt.

Zur Berechnung der Eigenbelastungen werden Standardaufbauten gewählt. Diese werden laut OIB Richtlinie 6 [68] in Bezug auf den erforderlichen U-Wert angepasst. Die Wärmeübergangswiderstände werden der ÖNORM EN ISO 6946 [69] entnommen. Die Wichten sowie die Wärmeleitfähigkeiten der Baustoffe entstammen der Datenbank auf ifea.tugraz.at [70], falls diese nicht in den Handbüchern bzw. Produktdatenblätter der Hersteller [71] bereits enthalten sind.

Folgende Annahmen werden zur Lastaufstellung herangezogen:

- Zur Bemessung wird der Standort Graz gewählt
- Die Bemessung erfolgt laut ÖNORM EN 1990 [53] für die Grundlagen der Tragwerksplanung und ÖNORM EN 1991/1 [55] für die verschiedenen Belastungen laut Tabelle 6-6
- Für die Windbelastung wird Geländekategorie 3 gewählt, da sich das Haus in Poissy am Stadtrand befindet
- Die Fußbodenaufbauten sowie die einzelnen Materialwichten werden dem Massivholzhandbuch [71] entnommen

Die verschiedenen Wand- und Bodenaufbauten bzw. deren U-Wert sind im Anhang B-2 nachschlagbar.

Die Nutzlast auf dem begehbaren Dach kann laut Tabelle 3 in der ÖNORM EN 1991-1 [55] wie die Nutzlast auf Wohnflächen angenommen werden. Für Loggien und Treppen ist ein Zuschlag von 1,0 kN/m² erforderlich.

Die Belastungen werden in der Tabelle 6-6 zusammengefasst. Das Eigengewicht der Konstruktion wird automatisch durch das Programm RFEM berücksichtigt und wird aus diesem Grund in folgender Tabelle sowie in der Lastermittlung der Aufbauten im Anhang B-2 vernachlässigt.

Tabelle 6-6: Zusammenfassung der charakteristischen Aufbaulasten (exkl. Konstruktion)

Lastfall	Lage	Kategorie	Belastungsart	Definition	Belastung [kN/m ²]
Eigengewicht	Dach (außen)			$g_{k,a}$	0,857
	Decke innen			$g_{k,i}$	1,563
	Decke außen, abgehängt			$g_{k,a,a}$	1,059
	Decke innen, abgehängt			$g_{k,i,a}$	2,021
	Wand außen			$g_{k,w}$	0,700
Nutzlasten	Loggia, Treppen	A1		$q_{k,L}$	3,00
	Decke, Dach	A1		$q_{k,D}$	2,00
	Trennwandzuschlag innen			$q_{k,T}$	0,50
	Treppenhausüberdachung	H	nur für Decke EG:	$q_{k,D} + q_{k,T}$	2,50
Schneelasten	Dach, Loggia			s	1,30
Windlasten	Dach, Loggia		Druck	$w_{k,D,D}$	0,228
			Sog	$w_{k,D,S}$	-0,683
	Wände		Druck	$w_{k,W,D}$	0,501
			Sog	$w_{k,W,S}$	-0,637

Laut ÖNORM EN 1991-1 [55] kann die Kombination der Nutzlast mit Schnee- und/oder Windlast auf Dächern vernachlässigt werden. Da in diesem Fall die Nutzlast stets größer als die Kombination der Schnee- und Windlasten ist, kann die Nutzlast als maßgebende vertikale Einwirkung auf dem Dach angesehen werden. Trotzdem werden die Lastfälle Wind und/oder Schnee als Kombination angesetzt um sicherzustellen, dass die maximalen Wand- bzw. Deckenbeanspruchungen in der Berechnung abgedeckt sind. Auf der Überdachung des Treppenhauses im Dachgeschoss wird eine nicht begehbare Nutzlast der Kategorie H angesetzt.

Das Eigengewicht der Treppe wird im OG und EG als Linienlast angesetzt. Dazu wird die horizontale Gesamtlänge des Treppenlaufes halbiert und deren Gewicht am jeweiligen Treppenende aufgebracht. An der Windschutzwand W2.7 auf dem Dach wird keine zusätzliche Aufbaulast angesetzt, da diese für den Wärme- und Schallschutz des Gebäudes nicht relevant ist.

Die genauen Lastfallkombinationen werden in den dazugehörigen Abschnitten 6-5.1 und 6-5.2 ausführlich behandelt. Die Belastungsaufteilung im Grundriss wird in der Abbildung 6-5-1 veranschaulicht.

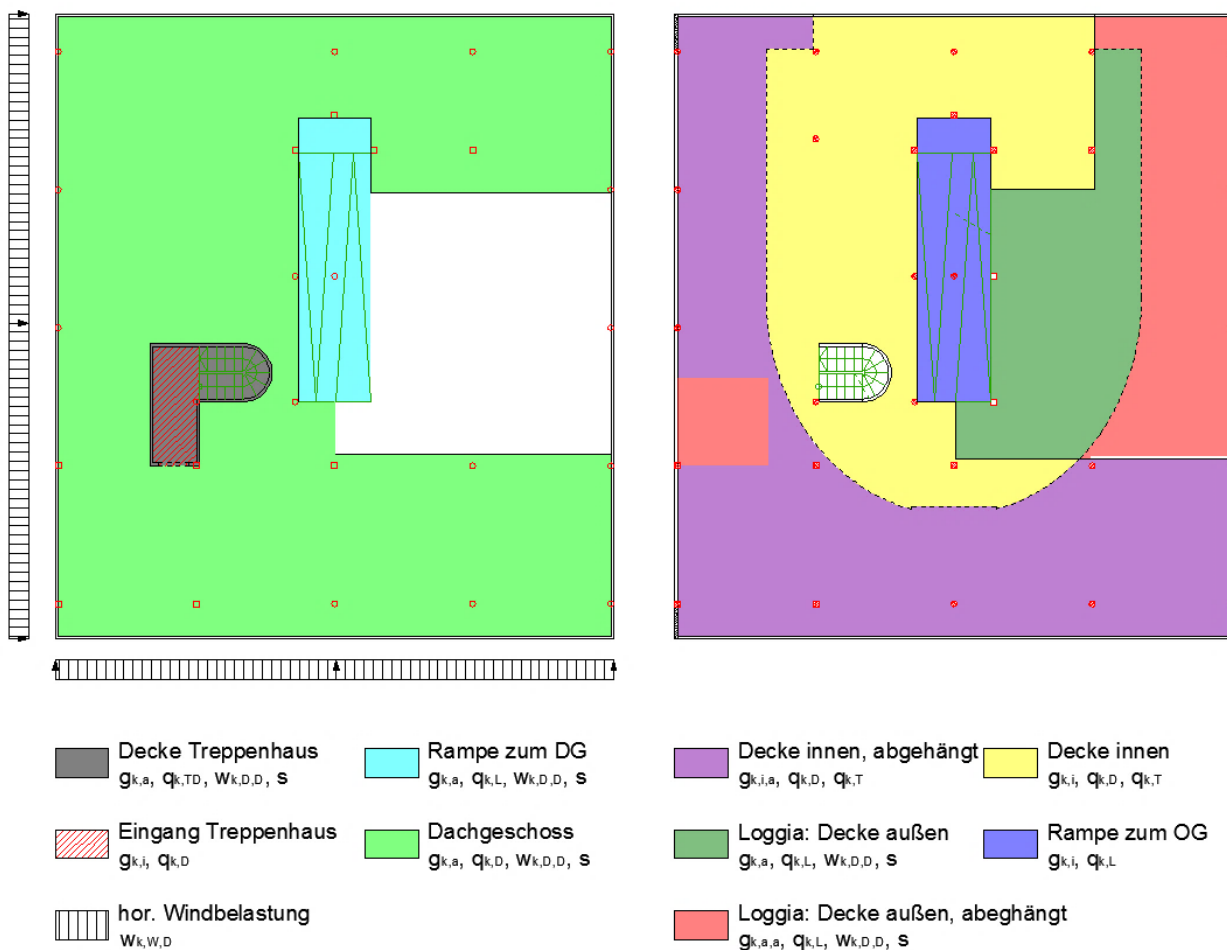


Abbildung 6-5-1: Unterteilung der Belastungen im Grundriss: Dachgeschoss (links) und Obergeschoss (rechts)

6-5.1 GRENZZUSTAND DER TRAGFÄHIGKEIT ULS

An dieser Stelle wird der Nachweis gegen Abheben der Konstruktion geführt, um diesen von der Bemessung ausschließen zu können bzw. die Anzahl der möglichen Lastfallkombinationen zu reduzieren. Der Nachweis auf Sog lautet für das günstig wirkende minimale Eigengewicht

$$w_{d,D,S} = \gamma_Q \cdot w_{k,D,S} \leq g_{d,g} = \gamma_G \cdot (g_{k,a} + \gamma_{BSP} \cdot d_{BSP,D}) \quad (6.18)$$

$$w_{d,D,S} = 1,5 \cdot 0,683 = 1,02 \leq 1,53 = 1,0 \cdot (0,857 + 4,2 \cdot 0,16) = g_{d,g}$$

mit

- γ_Q Teilsicherheitsbeiwert für die veränderliche Belastung [-]
- γ_G Teilsicherheitsbeiwert für die ständige Belastung [-]
- γ_{BSP} Rohdichte des Brettspertholzes [kN/m³] laut draft EN 1995-1-1 [1]
- $d_{BSP,d}$ Dicke der BSP-Platte [m]

und ist somit erfüllt.

Die Definition der Lastfälle in RFEM wird in Tabelle 6-7 angezeigt.

Tabelle 6-7: Lastfälle in RFEM

Einwirkungskategorie	Lastfallnummer	Bezeichnung
Eigengewicht	LF1	Fußbodenaufbau außen
	LF2	Fußbodenaufbau innen
	LF3	Fußbodenaufbau außen-abgehängt
	LF4	Fußbodenaufbau innen-abgehängt
	LF5	Wandaufbau außen
Nutzlasten	LF6	Nutzlast Dach
	LF7	Nutzlast Treppen, Loggia, Rampe
	LF8	Nutzlast innen
	LF9	Nutzlast nicht begehbare Fläche
Windlast	LF10	Wind horizontal in Y
	LF11	Wind horizontal in X
	LF12	Wind vertikal
Schneelast	LF13	Schneelast

Die Lastfallkombinationen werden laut ÖNORM EN 1990 [53] erstellt. Die begleitende Belastung wird dabei mit dem entsprechenden Kombinationsbeiwert ψ_0 [-] vermindert. Dieser ist für jeden Lastfall im Anhang B-1 nachschlagbar.

Die Nutzlast der Kategorie H (Nutzlast auf Dächern) wird als Nutzlast der Kategorie A1 für die Bemessung angenommen, da diese lediglich auf die kleine Überdachung des Treppenhauses wirkt. Dies hat nur marginale Auswirkungen auf das Modell und führt zu einer erheblichen Reduktion der zu berücksichtigenden Lastfallkombinationen.

Die gewählten Kombinationen werden in der Tabelle 6-8 aufgelistet und im Anschluss kurz beschrieben.

Tabelle 6-8: ULS-Lastfallkombinationen

LK#	Zusammenstellung	Beschreibung
LK1	$1,35 \cdot (LF1+LF2+LF3+LF4+LF5)$	nur Eigengewicht
LK2	$1,35 \cdot (LF1+LF2+LF3+LF4+LF5) + 1,5 \cdot (LF6+LF7+LF8+LF9)$	Nutzlasten
LK3	$1,35 \cdot (LF1+LF2+LF3+LF4+LF5) + 1,5 \cdot (LF6+LF7+LF8+LF9+0,6 \cdot LF10)$	Nutzlasten führend mit Wind in Y
LK4	$1,35 \cdot (LF1+LF2+LF3+LF4+LF5) + 1,5 \cdot (LF6+LF7+LF8+LF9+0,6 \cdot LF11)$	Nutzlasten führend mit Wind in X
LK5	$1,35 \cdot (LF1+LF2+LF3+LF4+LF5) + 1,5 \cdot (LF10+LF12+0,5 \cdot LF13+0,7 \cdot LF8)$	Wind (vertikal + in Y) führend mit Schnee + Nutzlast innen
LK6	$1,35 \cdot (LF1+LF2+LF3+LF4+LF5) + 1,5 \cdot (LF11+LF12+0,5 \cdot LF13+0,7 \cdot LF8)$	Wind (vertikal + in X) führend mit Schnee + Nutzlast innen
LK7	$1,35 \cdot (LF1+LF2+LF3+LF4+LF5) + 1,5 \cdot (LF10+LF12+0,5 \cdot LF13)$	Wind (vertikal + in Y) führend mit Schnee
LK8	$1,35 \cdot (LF1+LF2+LF3+LF4+LF5) + 1,5 \cdot (LF11+LF12+0,5 \cdot LF13)$	Wind (vertikal + in X) führend mit Schnee
LK9	$1,35 \cdot (LF1+LF2+LF3+LF4+LF5) + 1,5 \cdot (LF10+LF12)$	Wind (vertikal + in Y)
LK10	$1,35 \cdot (LF1+LF2+LF3+LF4+LF5) + 1,5 \cdot (LF11+LF12)$	Wind (vertikal + in X)

LK1: Lastfallkombination für ständige Lasten (Eigengewicht) $\rightarrow k_{mod} = 0,6$

LK2: Lastfallkombination Eigengewicht + Nutzlast $\rightarrow k_{mod} = 0,8$

Die horizontalen Windlasten wirken stets alternativ, da davon ausgegangen werden kann, dass die maximale Windbelastung in X- bzw. Y- Richtung nie gleichzeitig wirken kann. Wie bereits erwähnt, kann die Kombination aus Nutzlasten und Windlasten vernachlässigt werden. In diesem Fall wird dies nur für die vertikalen Windlasten angenommen. Bei maximaler Belastung durch Nutzlasten wird dennoch eine begleitende horizontale Windlast angesetzt.

LK3+LK4: Lastfallkombinationen Eigengewicht + Nutzlast (führend) + Wind horizontal (begleitend) $\rightarrow k_{mod} = 0,9$

LK5+LK6: Lastfallkombinationen Eigengewicht + Wind (führend) + Schneelast (begleitend) + Nutzlast innen (begleitend) $\rightarrow k_{mod} = 0,9$

LK7+LK8: Lastfallkombinationen Eigengewicht + Wind (führend) + Schneelast (begleitend) $\rightarrow k_{mod} = 0,9$

LK9+LK10: Lastfallkombinationen Eigengewicht + Wind (führend) $\rightarrow k_{mod} = 0,9$

Für die maximale Belastung auf dem Gesamtmodell werden somit die LK1 für ständige Belastung ($k_{mod} = 0,6$ [-]), die LK2 für die Belastung aus Nutzlast ($k_{mod} = 0,8$ [-]) und eine Ergebniskombination EK1 aus allen veränderlichen Einwirkungen inkl. Windlasten ($k_{mod} = 0,9$ [-]) erstellt. Diese setzt sich aus den Lastfallkombinationen LK3 bis LK10 zusammen und bildet eine Umhüllende aller Schnittkräfte.

6-5.2 GRENZZUSTAND DER GEBRAUCHSTAUGLICHKEIT SLS

Für die Nachweise der Gebrauchstauglichkeit werden die Lastfallkombinationen laut ÖNORM B 1990-1 [54] ermittelt. Es werden zwei Ergebniskombinationen (zwei Verformungsumhüllende) aus den oben genannten Lastfallkombinationen für den charakteristischen (EK2) und den quasi-ständigen (EK3) Lastfall erstellt. Dabei spielen auch die horizontalen Belastungen eine Rolle. Für die SLS-Nachweise betragen die Teilsicherheitsbeiwerte $\gamma_{Q/G} = 1,0$ [-]. Die dazugehörigen Lastfallkombinationen werden in der Tabelle 6-9 zusammengefasst.

Tabelle 6-9: SLS-Lastfallkombinationen

Kombination	LK#	Zusammenstellung	Beschreibung
Charakteristisch	LK11	$1,00 \cdot (LF1+LF2+LF3+LF4+LF5)$	nur Eigengewicht (einzige ständige LK)
	LK12	$1,00 \cdot (LF1+LF2+LF3+LF4+LF5) + 1,00 \cdot (LF6+LF7+LF8+LF9)$	Nutzlasten
	LK13	$1,00 \cdot (LF1+LF2+LF3+LF4+LF5) + 1,00 \cdot (LF6+LF7+LF8+LF9+0,6 \cdot LF10)$	Nutzlasten führend mit Wind in Y
	LK14	$1,00 \cdot (LF1+LF2+LF3+LF4+LF5) + 1,00 \cdot (LF6+LF7+LF8+LF9+0,6 \cdot LF11)$	Nutzlasten führend mit Wind in X
	LK15	$1,00 \cdot (LF1+LF2+LF3+LF4+LF5) + 1,00 \cdot (LF10+LF12+0,5 \cdot LF13+0,7 \cdot LF8)$	Wind (vertikal + in Y) führend mit Schnee + Nutzlast innen
	LK16	$1,00 \cdot (LF1+LF2+LF3+LF4+LF5) + 1,00 \cdot (LF11+LF12+0,5 \cdot LF13+0,7 \cdot LF8)$	Wind (vertikal + in X) führend mit Schnee + Nutzlast innen
	LK17	$1,00 \cdot (LF1+LF2+LF3+LF4+LF5) + 1,00 \cdot (LF10+LF12+0,5 \cdot LF13)$	Wind (vertikal + in Y) führend mit Schnee
	LK18	$1,00 \cdot (LF1+LF2+LF3+LF4+LF5) + 1,00 \cdot (LF11+LF12+0,5 \cdot LF13)$	Wind (vertikal + in X) führend mit Schnee
	LK19	$1,00 \cdot (LF1+LF2+LF3+LF4+LF5) + 1,00 \cdot (LF10+LF12)$	Wind (vertikal + in Y)
	LK20	$1,00 \cdot (LF1+LF2+LF3+LF4+LF5) + 1,00 \cdot (LF11+LF12)$	Wind (vertikal + in X)
Quasi-ständig	LK21	$1,00 \cdot (LF1+LF2+LF3+LF4+LF5)$	nur Eigengewicht (einzige ständige LK)
	LK22	$1,00 \cdot (LF1+LF2+LF3+LF4+LF5) + 1,00 \cdot 0,3 \cdot (LF6+LF7+LF8+LF9)$	Nutzlasten

6-5.3 WEITERE LASTFALLKOMBINATIONEN

Die Lastfallkombinationen für den Brandfall sowie für die außergewöhnliche Einwirkung aus Erdbeben werden in den jeweiligen Abschnitten 7-4 sowie 7-5 behandelt.

KAPITEL 7: BEMESSUNG UND ERGEBNISSE

7-1 ALLGEMEINES

Die Nachweise der BSH-Elemente werden „gruppiert“ für die maximale Belastung der jeweiligen Querschnittsgeometrie geführt. Bei den BSP-Elementen werden die Nachweise jeweils für die maßgebenden Schnittkräfte pro Tragrichtung geführt.

Da es an einigen punktbelasteten Stellen zu Singularitäten kommt, werden hier Bereiche geglättet, um den Einfluss der Netzgröße auf die Singularitäten zu minimieren.

Bei den Deckenelementen treten im Bereich der Unterzüge/Auflagerbereiche Singularitäten aufgrund der Modellierung der Träger als 1-D Element auf. Um die tatsächliche Auflagersituation (Platte liegt über die gesamte Breite des Unterzuges auf) besser abzubilden, wurden Glättungsbereiche über der Breite des Auflagers angeordnet.

In den Eckbereichen der Wandelemente treten aufgrund der Verschneidung mehrerer Bauteile (Stütze, Decke, Unterzug und Wand) Singularitäten auf. Als Beispiel wird die maximale Spannungsspitze n_{xy} an der Wand W2.5, am Verbindungspunkt mit der Platte P2.6, dem Unterzug UZ13 sowie der Stütze S1.9 (siehe Abbildung 7-1-1), herangezogen. Es kann angenommen werden, dass diese Spannungsspitze durch die Punktbelastung der Stütze S1.9 hervorgerufen wird. Da diese jedoch unterhalb der Decke und des UZ13 bzw. nicht direkt mit der Wandscheibe verbunden ist, werden die Schnittgrößen geglättet.

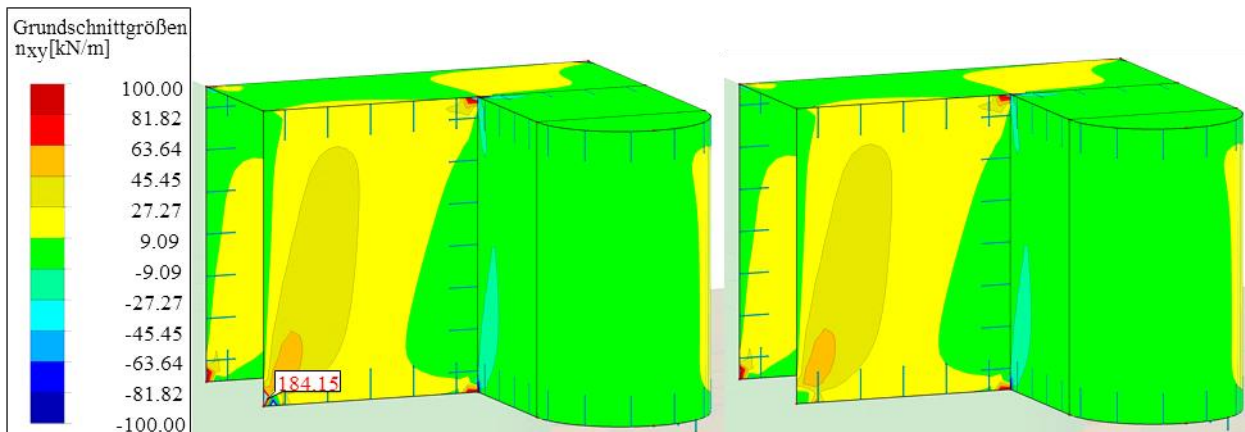


Abbildung 7-1-1: Lokale Spannungsspitze am Beispiel von $n_{xy,max}$ (links), geglättete Spannungsspitze (rechts)

Durch lokale Maxima kann es vorkommen, dass durch deren Höhe in den Abbildungen kaum Schnittgrößenverläufe zu sehen sind, da sich diese großteils sehr nahe am Nullpunkt befinden. Dies wird anhand des Beispiels der Normalkraft n_x im OG bei der LK2 in der Abbildung 7-1-2 gezeigt.

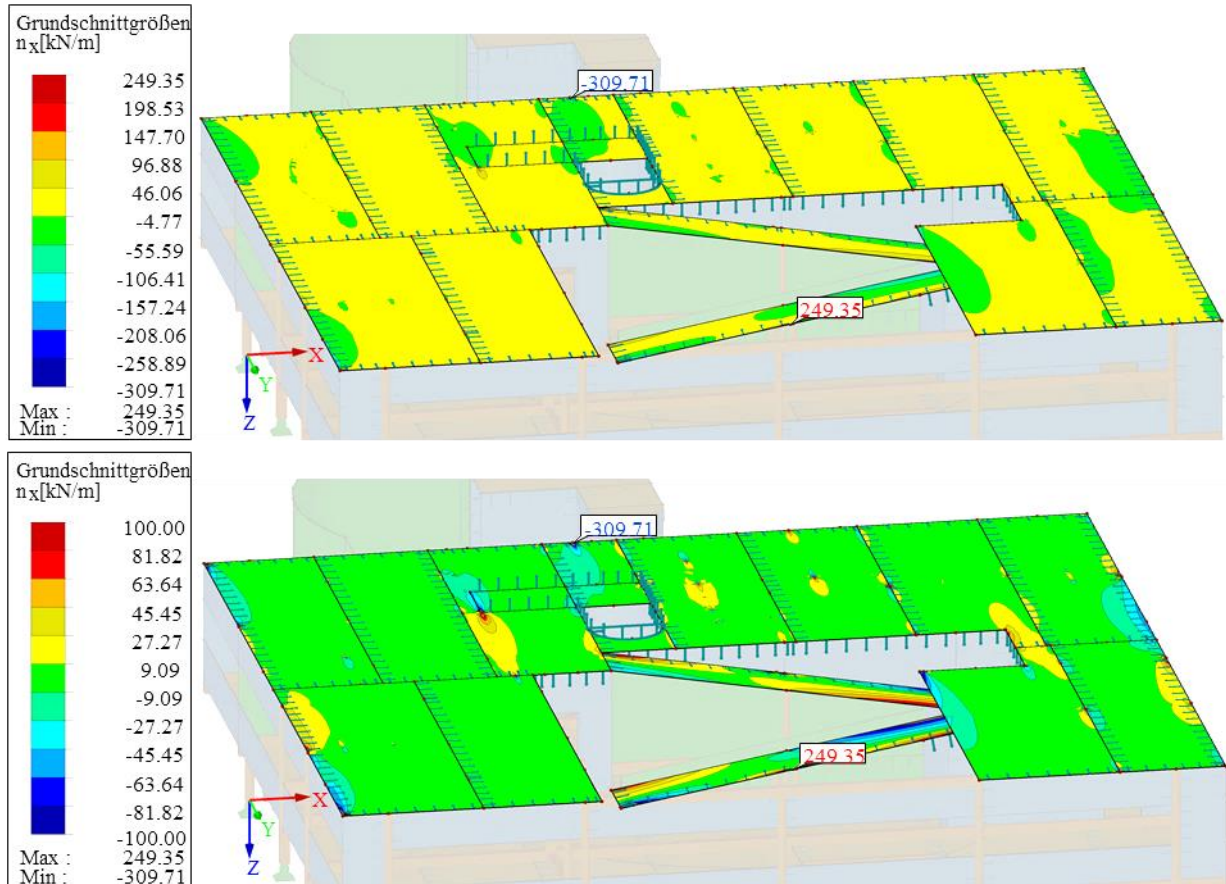


Abbildung 7-1-2: Spannungsspitzen im OG bei der maximalen Plattennormalkraft n_x für die LK2

Wie in der Abbildung erkennbar, beträgt der Wert des lokalen Maximums ein Vielfaches der meisten Normalkräfte im gesamten OG. In solch einem Fall wird die Skala (links im Bild) angepasst, um eine bessere Übersicht der Kraftverteilung zu erhalten.

Aus Übersichtsgründen wird für die BSH- und Wandelemente lediglich das Geschoss mit der maximalen Schnittgröße pro Querschnitt angezeigt. Falls dies jedoch möglich ist, werden die Bauteile beider Geschosse abgebildet. Für die BSP-Deckenelemente werden stets beide Geschosse abgebildet. Die Abbildungen werden symbolisch nur für die LK2 angeführt, da diese in den meisten Fällen für die maßgebenden Nachweise verantwortlich ist.

In diesem Kapitel sind bereits die Verbindungssteifigkeiten der tatsächlich erforderlichen Verbindungen bei der Ermittlung der Schnittkräfte (iterativer Prozess) berücksichtigt. Die Nachweise bzw. die Schnittgrößen beziehen sich dabei auf die in Abschnitt 8-3 angenommenen Verbindungen.

7-2 ULS-NACHWEISE

Die Nachweise werden je nach Querschnittsdimension und Querschnittsform geführt. Dabei werden stets die Schnittgrößen in der dazugehörigen Abbildung angezeigt. Zu jedem Abschnitt werden die Nachweise tabellarisch zusammengefasst. Da der Fokus auf der Bemessung der BSP-Elemente liegt, werden an dieser Stelle lediglich die Nachweise dieser behandelt. Die Nachweise der BSH-Elemente sind im Anhang C-1 beigefügt.

7-2.1 BSP-DECKEN

Die Nachweise für die Deckenplatten ($t = 160 \text{ mm}$) sind nach den auftretenden Spannungen gegliedert.

7-2.1.1 Normalspannungsnachweise

In der Abbildung 7-2-1 wird das maximale Plattenmoment m_x in x-Richtung (Haupttragrichtung) sowie in Abbildung 7-2-2 das maximale Plattenmoment m_y in lokaler Platten-y-Richtung angezeigt. Die dazugehörige Normalkraft wird beim Nachweis in der Tabelle 7-1 angegeben.

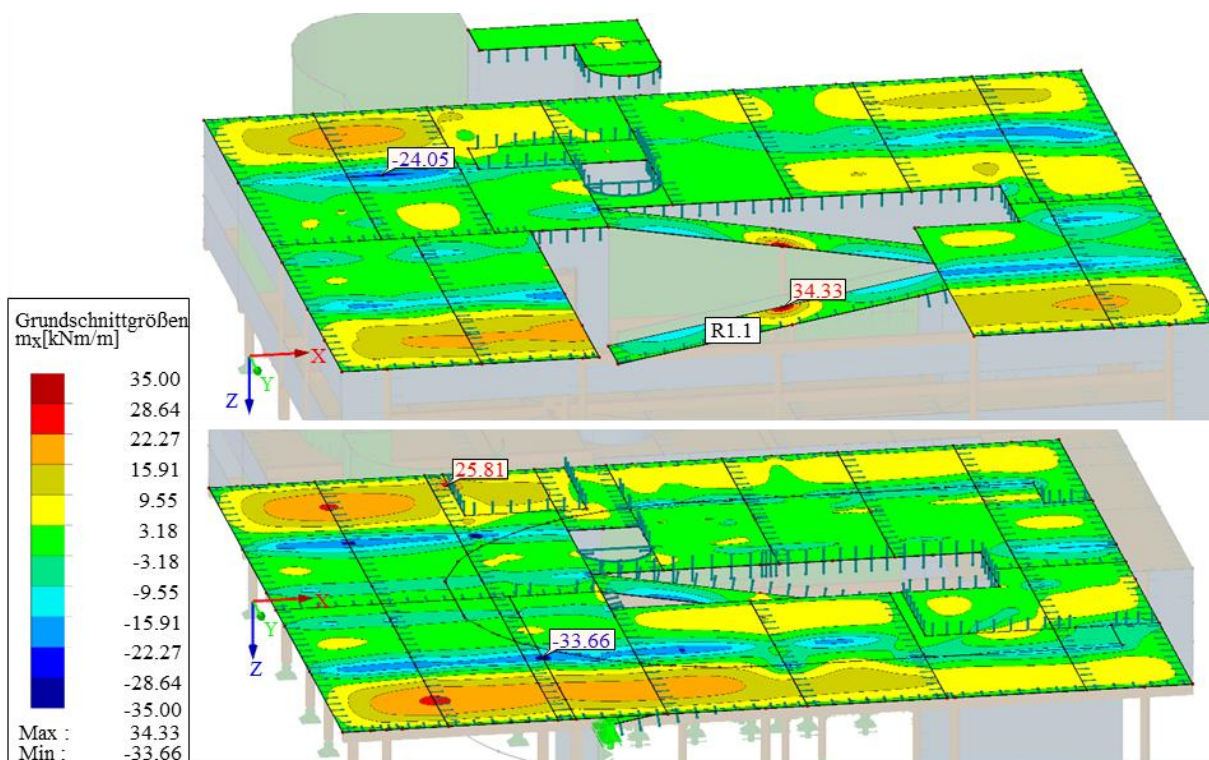


Abbildung 7-2-1: maximales Moment m_x an der Decke für LK2 (West-Ansicht)

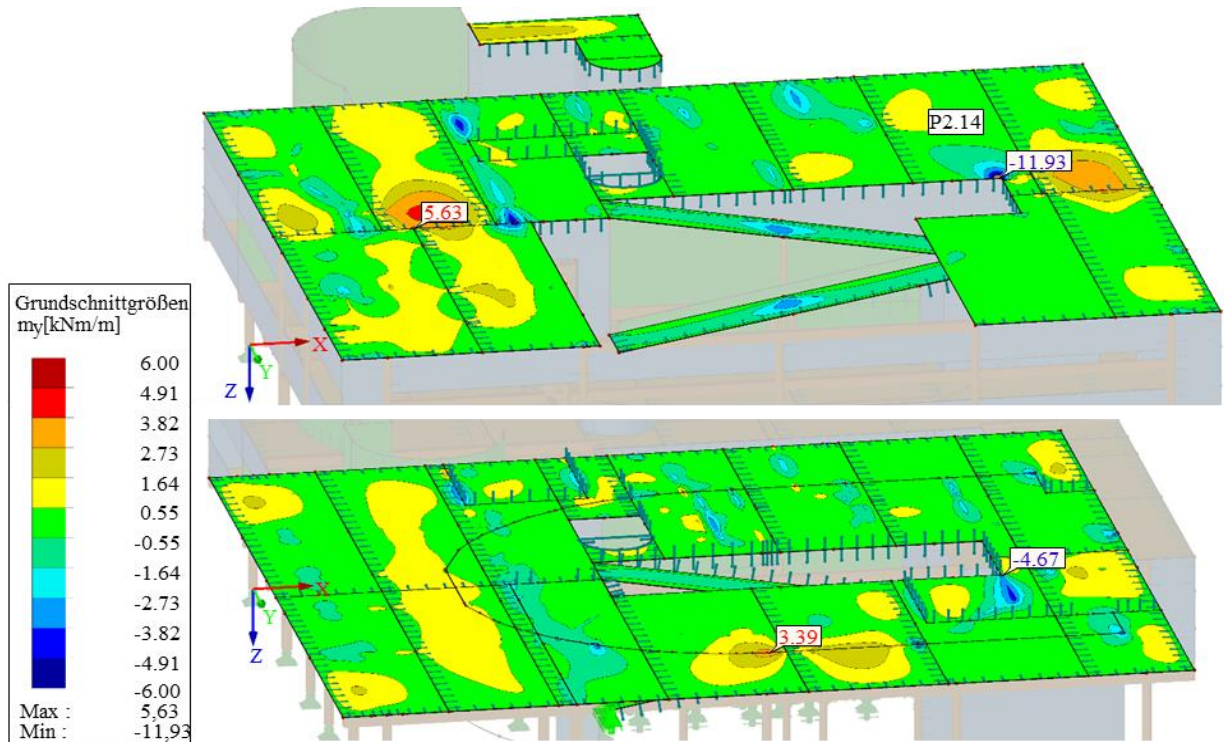


Abbildung 7-2-2: Maximales Moment m_y an der Decke für LK2 (West-Ansicht)

Die Abbildung 7-2-3 zeigt die maximalen Plattennormalkräfte n_x sowie Abbildung 7-2-4 die maximalen Plattennormalkräfte n_y . Die Nachweise in der Tabelle 7-1 werden mit den dazugehörigen Momenten geführt. Dadurch, dass die betragsmäßig kleinere Normalkraft n_x eine Zugkraft ist, ist diese dennoch durch die niedrigere Zugfestigkeit von BSP im Gegensatz zur Druckfestigkeit in Faserrichtung für den Nachweis maßgebend.

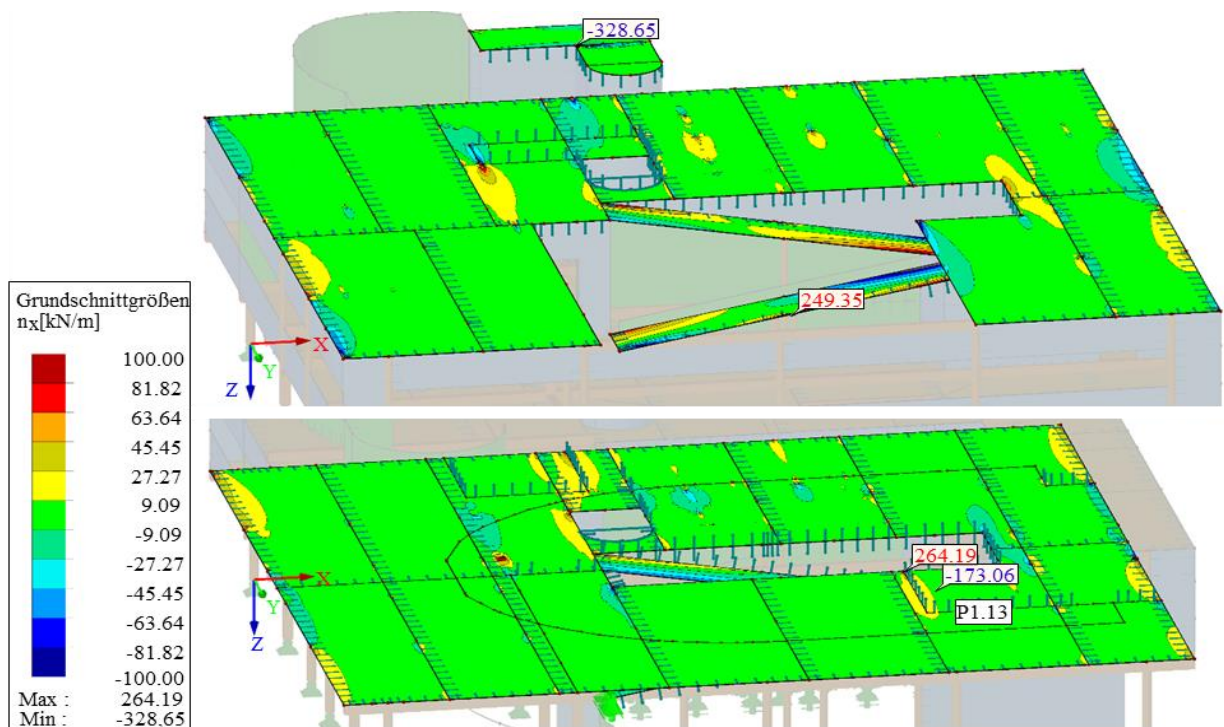


Abbildung 7-2-3: Maximale Normalkraft n_x an der Decke für LK2 (West-Ansicht)

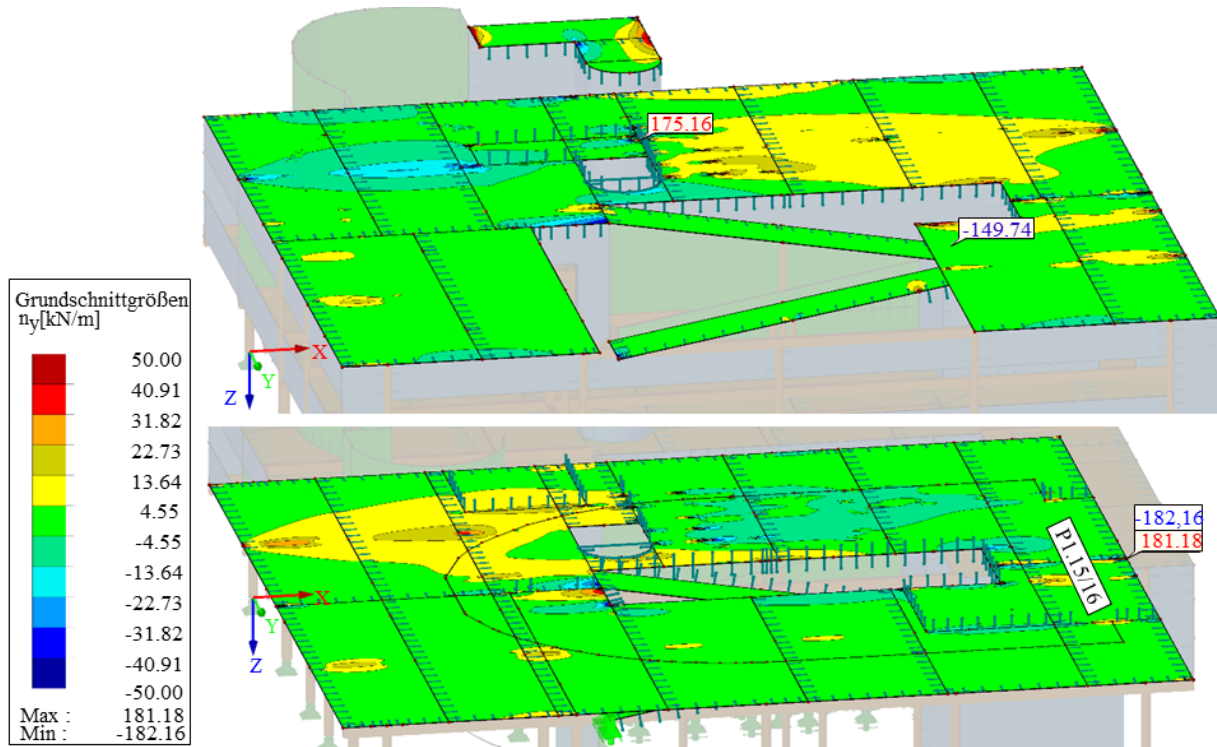


Abbildung 7-2-4: Maximale Normalkraft n_y an der Decke für LK2 (West-Ansicht)

In der Tabelle 7-1 werden die Nachweise für die maßgebenden Normalspannungen geführt.

Tabelle 7-1: Normalspannungsnachweise der BSP-Decken

Art der Belastung	lokale Richtung/ Lage	Lastfall	Belastung		Platte	Nachweise $\eta_{\text{Normal}} [-]$
			$m_{x/y,d}$ [kNm/m]	$n_{x/y,d}$ [kN/m]		
max. $m + n$	x	LK1	23,04	1,05	P1.5 (S0.6)	0,53
		LK2	34,33	26,46	R1.1 (S1.17)	0,60
		EK1 (LK4)	34,39	25,05	R1.1 (S1.17)	0,54
max. $m + n$	y	LK1	8,09	54,12	P2.14 (W1.27)	0,93
		LK2	11,93	66,32	P2.14 (W1.27)	0,99
		EK1 (LK3)	11,99	62,68	P2.14 (W1.27)	0,88
max. $n + m$	x	LK1	0,19	187,96	P1.13 (W1.23/24)	0,21
		LK2	0,26	264,19	P1.13 (W1.23/24)	0,22
		EK1 (LK4)	0,26	257,80	P1.13 (W1.23/24)	0,19
max. $n + m$	y	LK1	0,29	129,90	P1.15/16 (AW)	0,45
		LK2	0,38	181,18	P1.15/16 (AW)	0,47
		EK1 (LK3)	0,38	194,68	P1.15/16 (AW)	0,45
Nachweis:						erfüllt
						nicht erfüllt

7-2.1.2 Schub- und Rollschubnachweise aus der Plattenebene

Zur Ermittlung des statischen Momentes sowie der Schubspannung für den gegebenen Querschnitt werden die Abstände der Abbildung 7-2-5 entnommen.

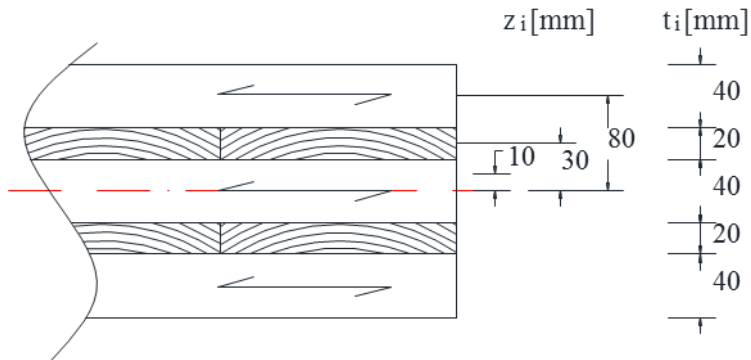


Abbildung 7-2-5: Daten zur Ermittlung des statischen Momentes (Querschnitt für Haupttragrichtung)

Die maximale Schubchnittgröße v_x befindet sich laut Abbildung 7-2-6 an der Rampe R1.3.

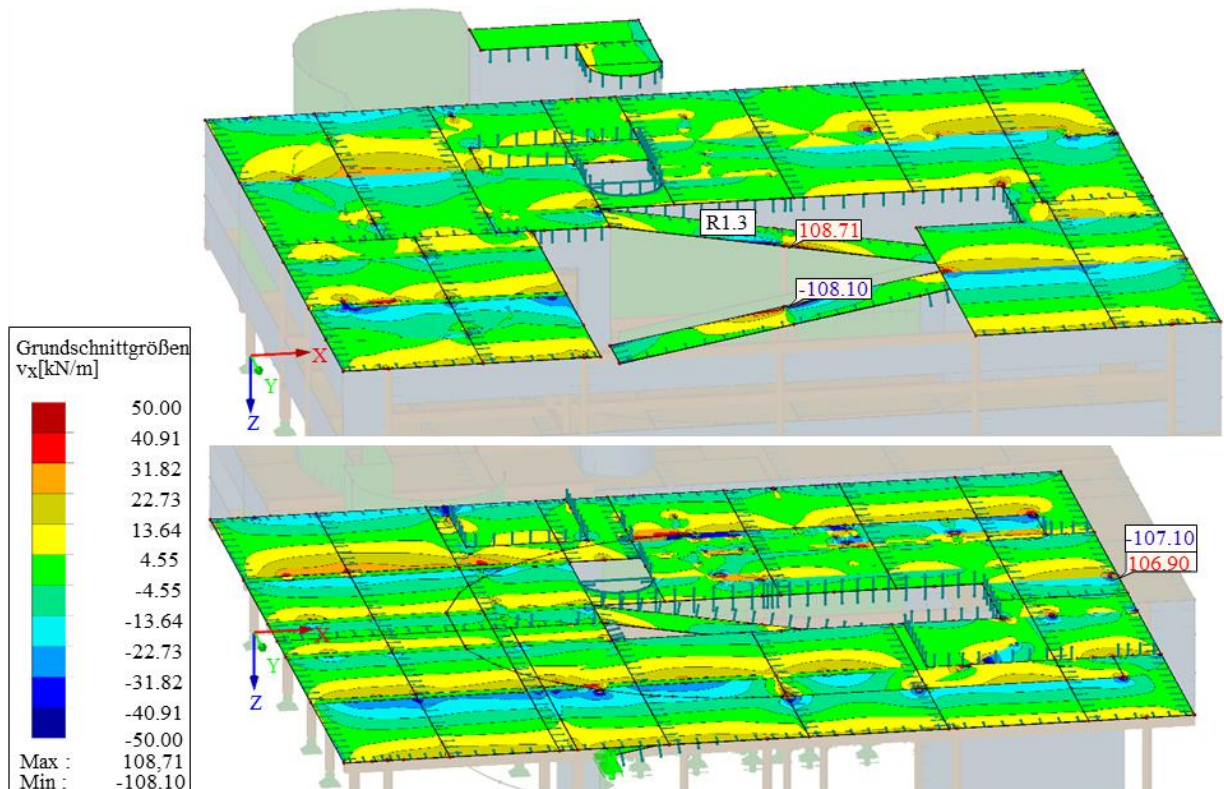


Abbildung 7-2-6: Maximale Schubchnittgröße v_x an der Decke für LK2 (West-Ansicht)

Die Abbildung 7-2-7 zeigt die maximale Schubkraft v_y an der Platte P1.11.

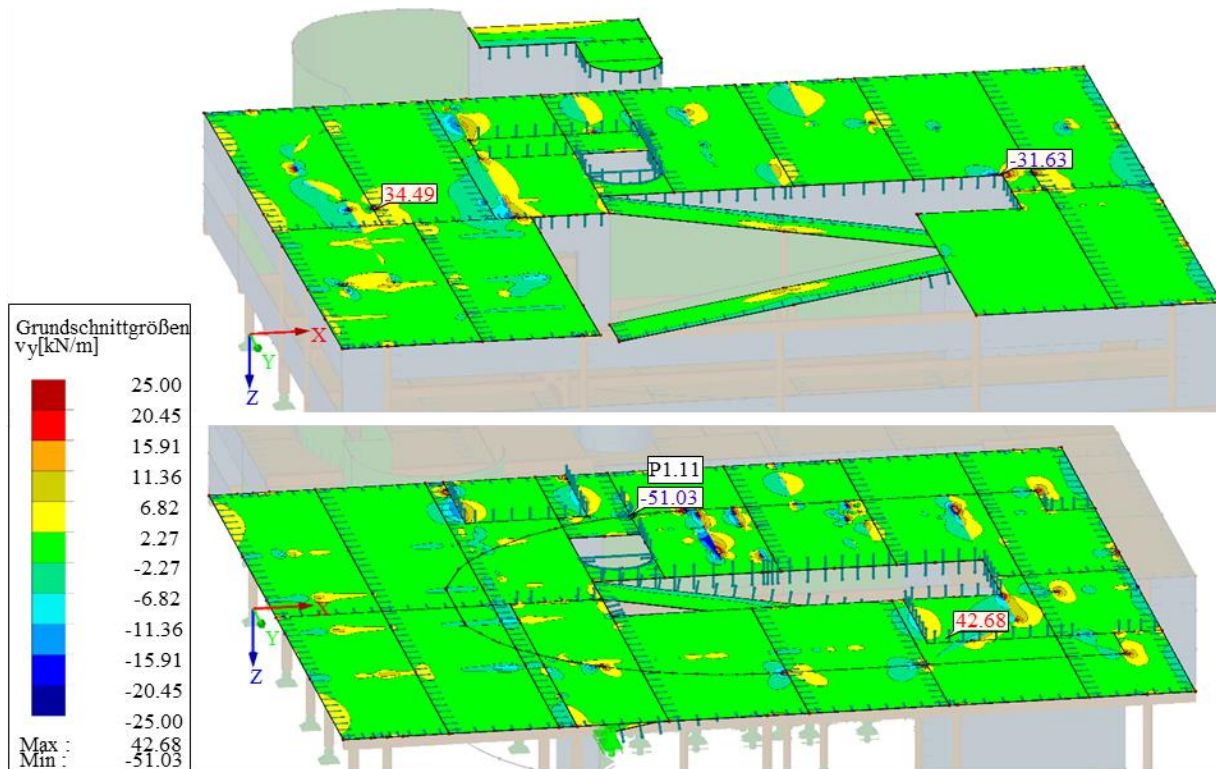


Abbildung 7-2-7: Maximale Schubschnittgröße v_y an der Decke für LK2 (West-Ansicht)

In der Tabelle 7-2 werden die maßgebenden Schnittgrößen zusammengefasst und nachgewiesen.

Tabelle 7-2: (Roll-) Schubnachweise der BSP-Decken

Art der Belastung	lokale Richtung/ Lage	Lastfall	Belastung $v_{x/y,d}$ [kN/m]	Platte	Nachweise η_{Schub} [-]
Schub	x	LK1	83,78	P1.11 (W1.29)	0,43
		LK2	108,71	R1.3 (S1.17)	0,42
		EK1 (LK4)	109,24	P1.11 (W1.29)	0,37
	y	LK1	39,42	P1.11 (W1.15)	0,38
		LK2	51,03	P1.11 (W1.15)	0,37
		EK1 (LK4)	51,35	P1.11 (W1.15)	0,33
Rollschub	x	LK1	83,78	P1.11 (W1.29)	0,98
		LK2	108,71	R1.3 (S1.17)	0,96
		EK1 (LK4)	109,24	P1.11 (W1.29)	0,86
	y	LK1	39,42	P1.11 (W1.15)	0,94
		LK2	51,03	P1.11 (W1.15)	0,92
		EK1 (LK4)	51,35	P1.11 (W1.15)	0,82
Nachweis:					erfüllt
					nicht erfüllt

7-2.1.3 Schubnachweise in Plattenebene

Da das Verhältnis der Brettlamellenbreite a zur maximalen Brettlamellendicke t_{\max} für die BSP-Decke $a/t_{\max} = 150 \text{ mm}/40 \text{ mm} = 3,75 < 4$ gegeben ist, muss der Torsionsnachweis geführt werden.

Für die gewählte Decke laut Abbildung 6-4-4 kann die auftretende Torsionsspannung im Brettknoten mit dem Faktor $k = 0,53 [-]$ abgemindert werden. Die Abmessungen der Brettlamellen können im Abschnitt 6-4.1.2 eingesehen werden. In der Abbildung 7-2-8 werden die maßgebenden Schnittgrößen angezeigt.

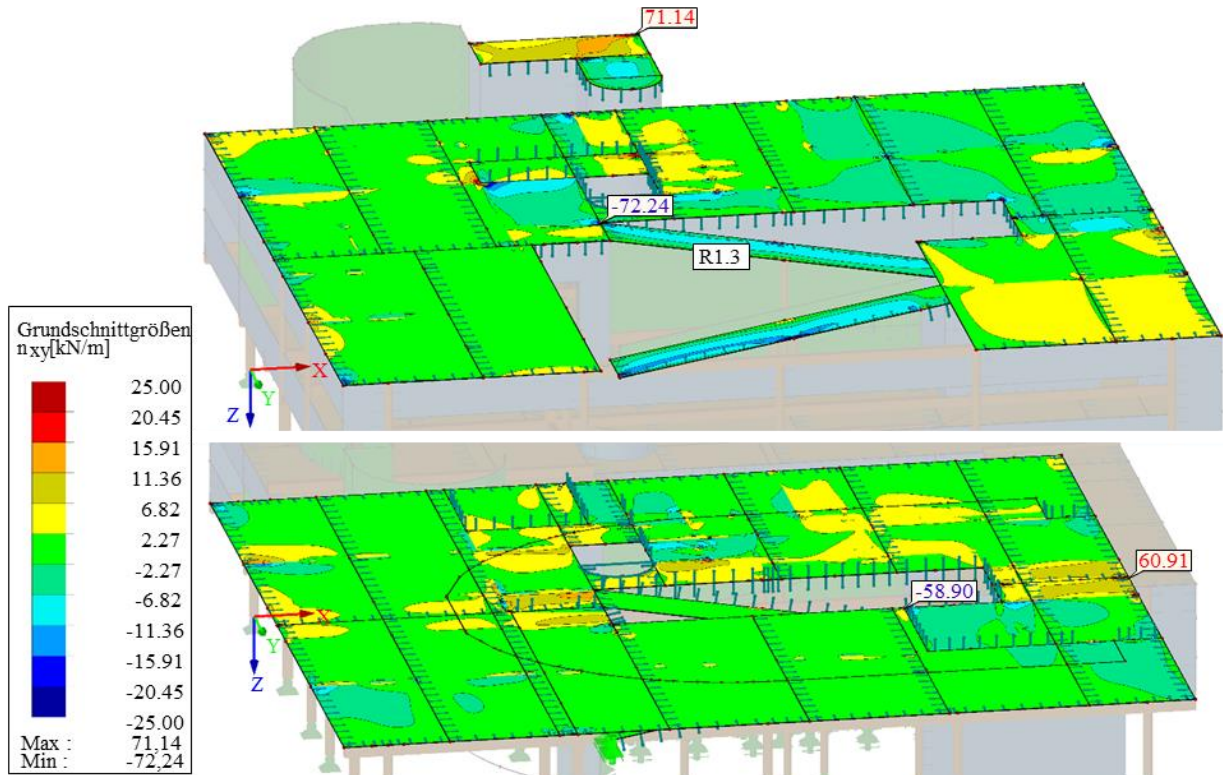


Abbildung 7-2-8: Maximale Schubkraft n_{xy} in der Plattenebene für LK2 (West-Ansicht)

Die Tabelle 7-3 fasst die Nachweise für Schub in der Ebene zusammen.

Tabelle 7-3: Schubnachweise in der Ebene für BSP-Decken

Art der Belastung	lokale Richtung/ Lage	Lastfall	Belastung $n_{xy,d}$ [kN/m]	Platte	Beiwerte k [-]	Nachweise η_{Schub} [-]
Schub in der Ebene - Bruttofläche	xy	LK1	58,84	Treppenhaus		0,22
		LK2	72,24	R1.3 (P2.6)		0,20
		EK1 (LK3)	72,09	R1.3 (P2.6)		0,18
Schub in der Ebene - Nettofläche	xy	LK1	58,84	Treppenhaus		0,56
		LK2	72,24	R1.3 (P2.6)		0,51
		EK1 (LK3)	72,09	R1.3 (P2.6)		0,46
Torsion	xy	LK1	58,84	Treppenhaus	0,53	0,98
		LK2	72,24	R1.3 (P2.6)	0,53	0,90
		EK1 (LK3)	72,09	R1.3 (P2.6)	0,53	0,80

Nachweis: **erfüllt**
nicht erfüllt

7-2.1.4 Querdrucknachweise

Die maximale Querdruckbelastung wird in Linienbelastungen sowie Punktbelastungen aufgeteilt, jeweils im Platteninneren sowie am Rand. Für die Linienbelastung wird die maximale Last n_x der Wände an der Scheibenunterkante angenommen. Für den Fall der Querdruckbelastung durch die unter den Platten liegenden Unterzüge, wird als konservative Annahme die maximale Normalkraft der darunter liegenden Stütze gewählt. Der dazugehörige Einflussbereich ergibt sich dabei aus der Stützenbreite bei einem Ausbreitungswinkel von 35° laut Tabelle 5-3. Die effektive Breite wird am Verbindungspunkt zwischen Träger und Platte ermittelt.

Die maximale Querdruckbelastung aus punktuell einwirkenden Bauteilen entsteht am Plattenrand durch die Stütze S1.10 und an der Innenseite durch die Stütze S1.2. Dies wird in der Abbildung 7-2-9 veranschaulicht. Die effektive Einflussbreite wird laut Tabelle 5-3, Abschnitt 5-2.1.5 ermittelt.

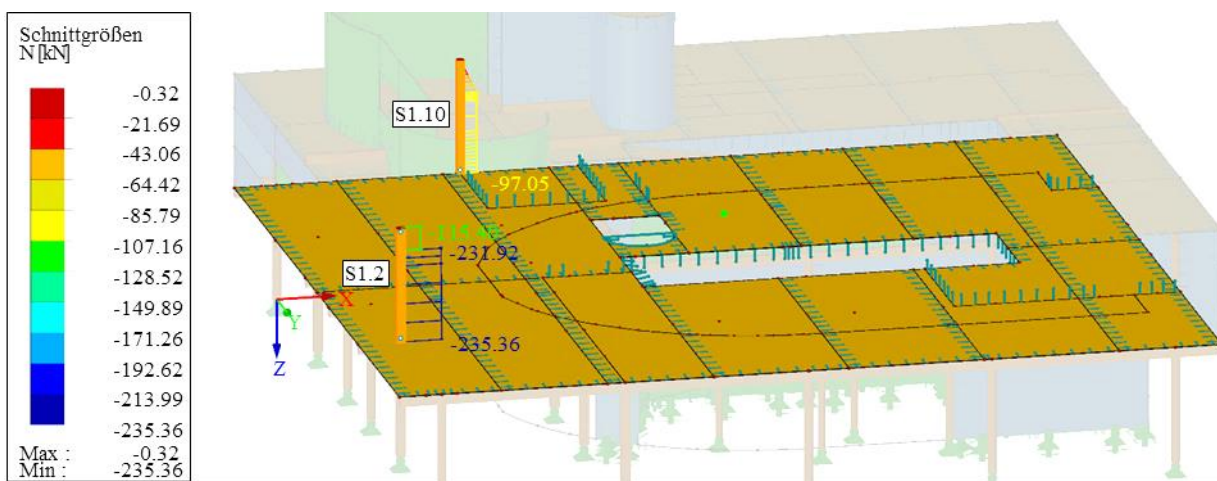


Abbildung 7-2-9: Maximale Querdruckbelastung aus punktueller Einwirkung, Decke EG bei LK2 (West-Ansicht)

Für die innen liegenden Wände wird die Wand W1.20b aufgrund der größten Normalkraft an der Scheibenunterkante untersucht. Für W1.20b wird die Normalkraft, durch die Weiterleitung auf dem UZ5, auf einer Breite von 1,0 m geglättet und bemessen. Als Wand am Plattenrand wird W1.24 für die Bemessung herangezogen. Für beide Wandscheiben wird $k_{fs} = 0,5 [-]$ laut Tabelle 5-3 angenommen. In der Abbildung 7-2-10 werden diese Schnittgrößen dargestellt. Der dazugehörige Schnitt zeigt die Glättung der Beanspruchung bezogen auf der bereits erwähnten Einflussbreite.

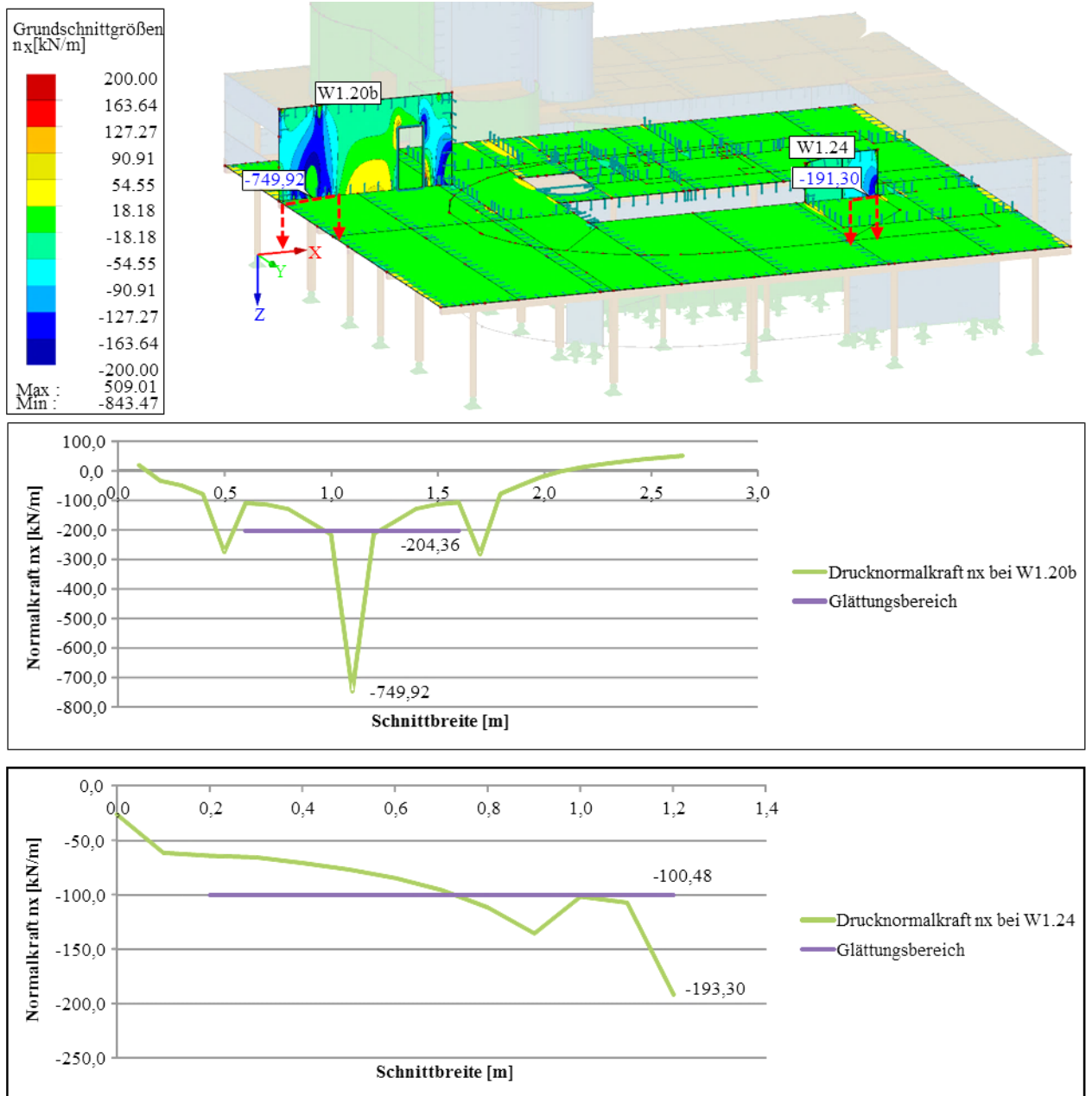


Abbildung 7-2-10: Maximale Querdruckkraft n_x auf BSP-Platten, Decke EG für LK2 (West-Ansicht)

Für die maximale Linienbelastung aufgrund von Unterzügen werden die Ergebnisse bzw. die Normalkraft in den maßgebenden Stützen lediglich in der Tabelle 7-4 eingetragen. Die Werte der maximalen Stützenbelastungen können den Abbildungen im Anhang C-1 entnommen werden.

Tabelle 7-4: Querdrucknachweise der BSP-Decken

Art der Belastung	lokale Richtung/ Lage	Lastfall	Belastung $F_{i,d}$	Platte	Beiwerte $k_{c,90}$ [-]	Nachweise $\eta_{\text{Querdruck}}$ [-]	
Querdruck Punktlast	Außen, Stütze		$F_{c,90}$ [kN]				
		LK1	75,05	S1.10 (P1.6)	1,41	0,92	
		LK2	97,05	S1.10 (P1.6)	1,41	0,89	
	Innen, Stütze	EK1 (LK4)	97,87	S1.10 (P1.6)	1,41	0,80	
		LK1	186,96	S1.2 (P1.1)	1,47	1,54	
		LK2	235,36	S1.2 (P1.1)	1,47	1,45	
		EK1 (LK3)	234,98	S1.2 (P1.1)	1,47	1,29	
Querdruck Linienlast	Außen, Scheibe		$n_{x,90}$ [kN/m]				
		LK1	72,84	W1.24	1,25	0,40	
		LK2	100,48	W1.24	1,25	0,42	
	Innen, Scheibe	EK1 (LK3)	102,33	W1.24	1,25	0,38	
		LK1	157,96	W1.20b	1,46	0,75	
		LK2	204,36	W1.20b	1,46	0,73	
		EK1 (LK3)	205,25	W1.20b	1,46	0,65	
	Außen, BSH-Träger			$F_{c,90}$ [kN]			
		LK1	214,06	S0.10	1,11	0,64	
		LK2	279,93	S0.10	1,11	0,63	
EK1 (LK4)		281,11	S0.10	1,11	0,56		
Innen, BSH-Träger		LK1	288,88	S0.9	1,17	0,78	
		LK2	383,47	S0.9	1,17	0,78	
	EK1 (LK4)	384,71	S0.9	1,17	0,69		
Nachweis:						erfüllt	
						nicht erfüllt	

Im Falle von punktblasteten Platten durch Stützen im Obergeschoss kann die maximale Ausnutzung an mehreren Stellen nicht eingehalten werden. Es wird jedoch angenommen, dass durch das Einsetzen eines Anschlussblechs eine direkte Kraftdurchleitung in die darunterliegende Stütze hergestellt wird. Dadurch muss die Deckenplatte die Last nicht aufnehmen und folglich ist keine Querdruckverstärkung erforderlich.

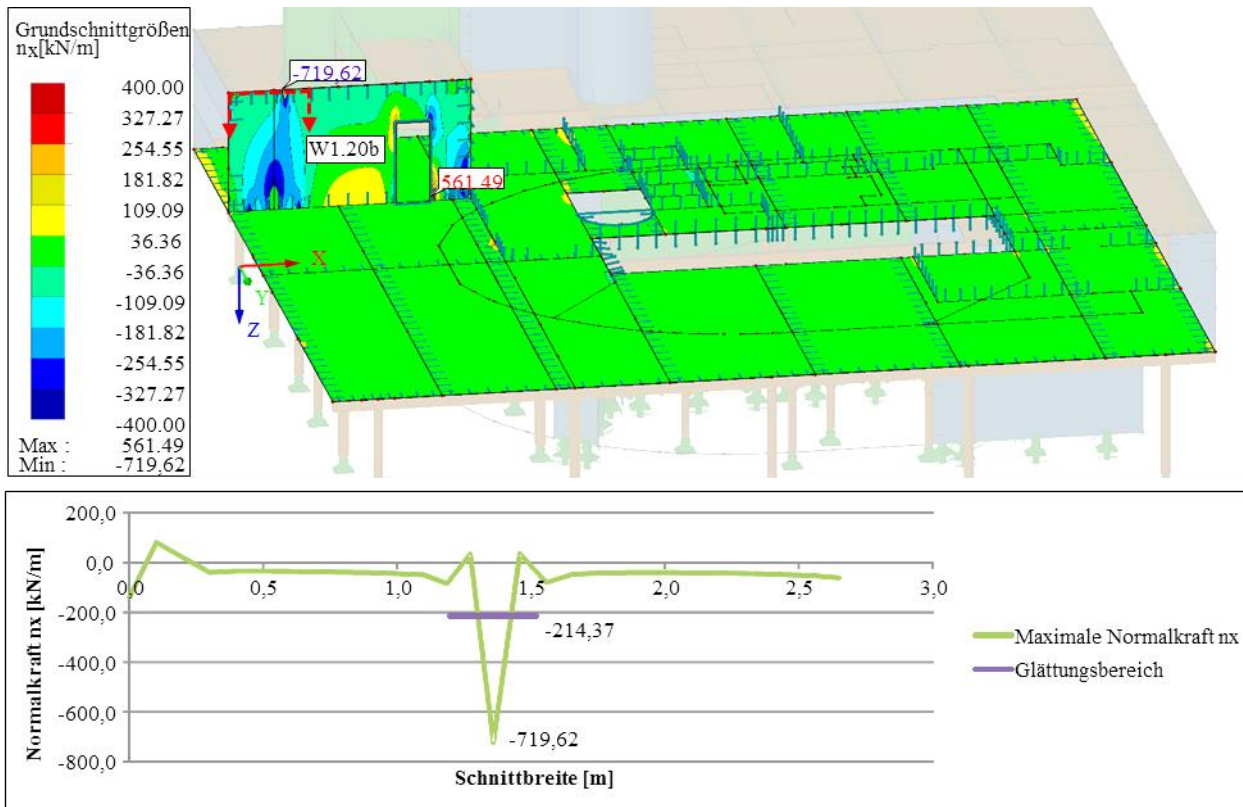


Abbildung 7-2-13: Maximale Normalkraft n_x für den Normalspannungsnachweis und LK2 (West-Ansicht)

Die maximale Schnittgröße n_y ist an der Wand W1.18 gegeben und in Abbildung 7-2-14 ersichtlich.

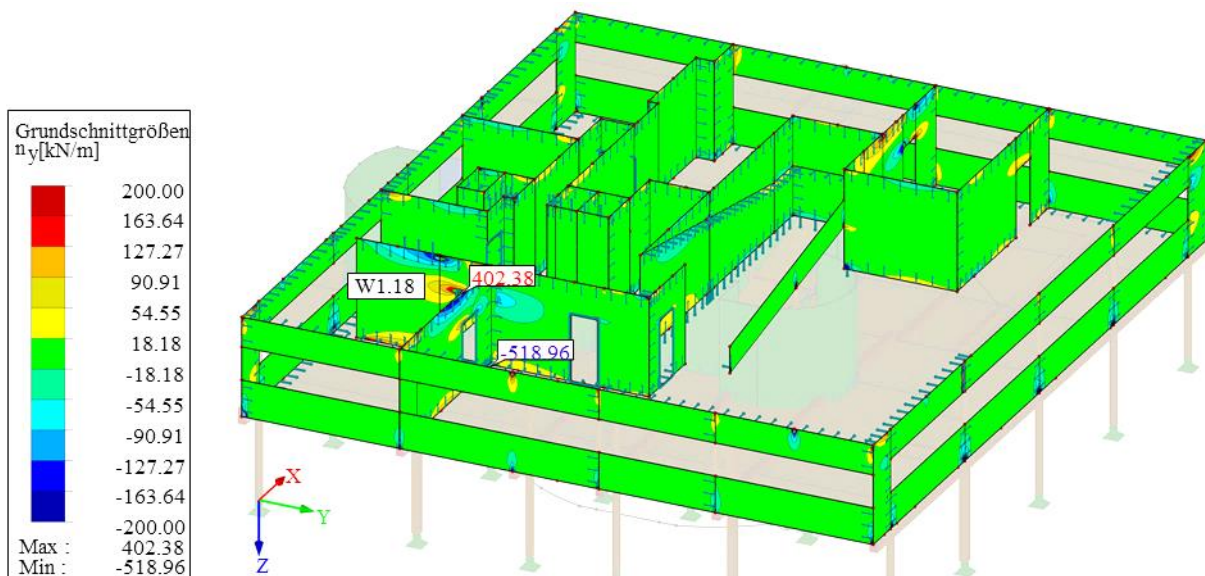


Abbildung 7-2-14: Maßgebende Normalkraft n_y im OG bei LK2 (West-Ansicht)

Die Nachweise der Normalspannungen in der Scheibe werden in der Tabelle 7-5 geführt.

Tabelle 7-5: Normalspannungsnachweise für BSP-Wandscheiben

Art der Belastung	lokale Richtung/ Lage	Lastfall	Belastung		Scheibe	Nachweise $\eta_{\text{Normal}} [-]$
			$m_{x/y,d}$ [kNm/m]	$n_{x/y,d}$ [kN/m]		
max. $m + n$	x	LK1	4,34	92,34	W1.17	0,49
		LK2	5,86	138,14	W1.17	0,51
		EK1 (LK4)	5,97	138,28	W1.17	0,46
	y	LK1	2,54	188,03	W2.6	0,99
		LK2	3,24	229,20	W2.6	0,92
		EK1 (LK4)	3,31	235,26	W2.6	0,84
max. $n + m$	x	LK1	0,00	169,83	W1.20b	0,35
		LK2	0,00	214,37	W1.20b	0,33
		EK1 (LK3)	0,00	219,94	W1.20b	0,30
	y	LK1	0,03	305,00	W1.17	1,00
		LK2	0,03	402,38	W1.17	0,99
		EK1 (LK3)	0,02	417,72	W1.17	0,91
Nachweis:						erfüllt
						nicht erfüllt

Für die Stabilitätsnachweise der Wände wird die maßgebende Normalkraft in Wandscheibenmitte ermittelt. Die maßgebende Kraft tritt im Modell in der Wand W1.19b auf.

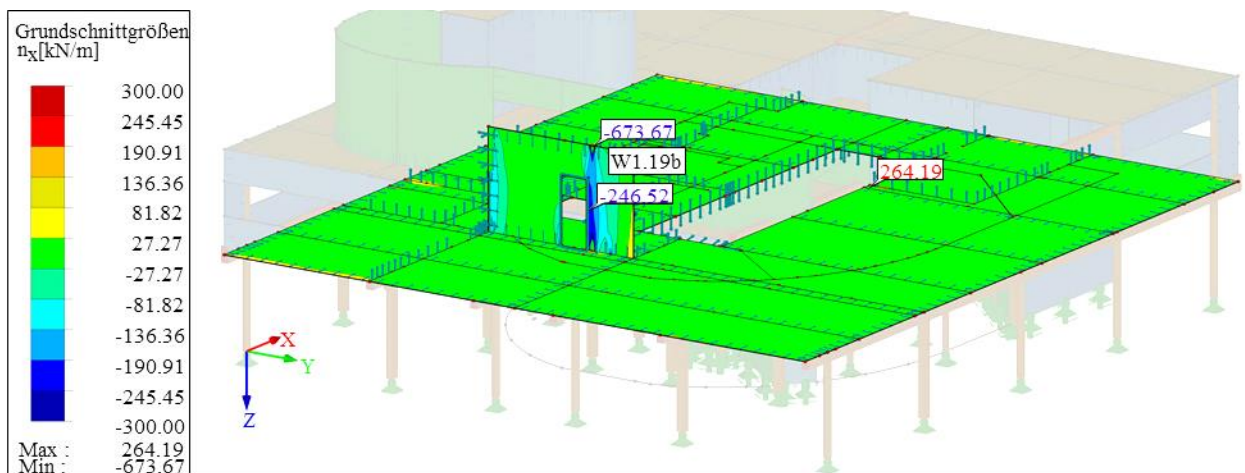


Abbildung 7-2-15: Maximale Normalkraft n_x in Scheibenmitte für den Knicknachweis bei LK2 (West-Ansicht)

Die Stabilitätsnachweise für Knicken sind in der Tabelle 7-6 enthalten.

Tabelle 7-6: Knicknachweis für BSP-Wandscheiben

Art der Belastung	lokale Richtung/ Lage	Lastfall	Belastung		Scheibe	Beiwerte k_c [-]	Nachweise η_{Normal} [-]
			$m_{x/y,d}$ [kNm/m]	$n_{x/y,d}$ [kN/m]			
max. n (Knicken) + m	x	LK1	0,11	180,94	W1.19b	0,49	0,83
		LK2	0,17	246,52	W1.19b	0,49	0,85
		EK1 (LK4)	0,17	250,41	W1.19b	0,49	0,77
Nachweis:							erfüllt
							nicht erfüllt

7-2.2.2 Schub- und Rollschubnachweise aus der Plattenebene

Die Ermittlung des statischen Momentes sowie der Schubspannung erfolgt für den gegebenen Querschnitt mit den Abständen laut Abbildung 7-2-16.

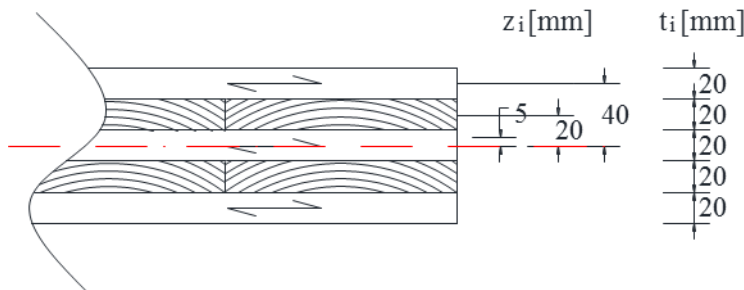


Abbildung 7-2-16: Daten zur Ermittlung des statischen Momentes (Querschnitt für Haupttragrichtung)

Die maximale Schub- und Rollschubbeanspruchung in lokaler x-Richtung ergibt sich an dem Eckpunkt der Wand W1.26 und der Wand W1.25 sowie der Platte P1.13 (siehe Abbildung 7-2-17). Die Ansicht der Abbildung erfolgt von der Ostseite.

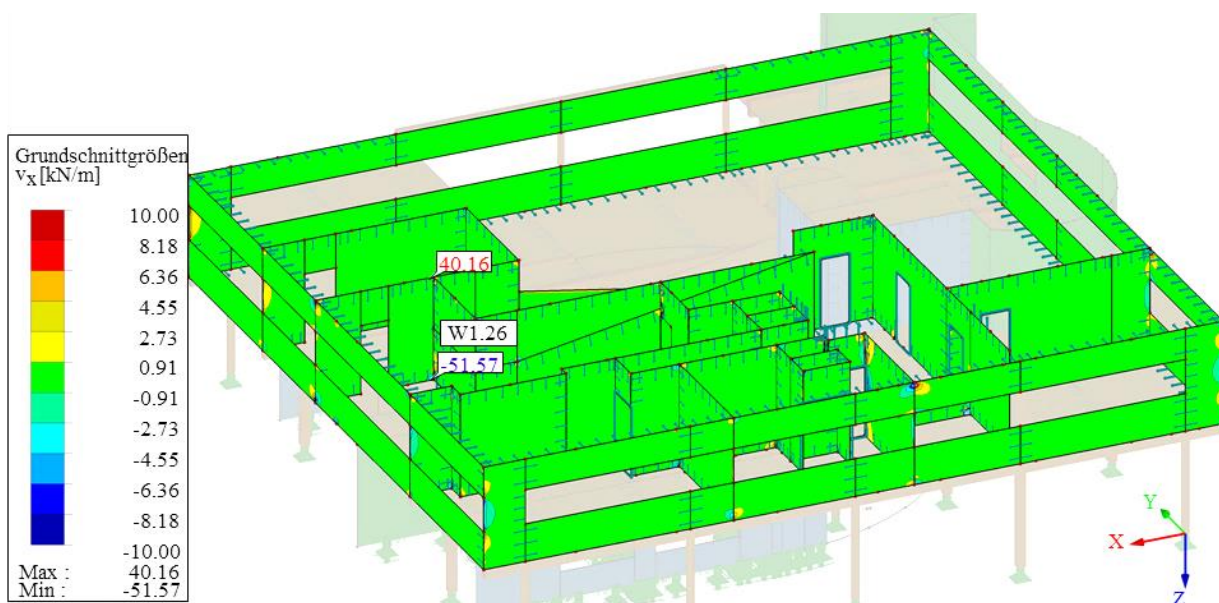


Abbildung 7-2-17: Beanspruchung v_x für Schub- und Rollschubnachweise im OG und LK2 (Ost-Ansicht)

Für die EK1 befindet sich die maximale Schubkraft v_y an der Scheibe WR1. Für die LK1 sowie LK2 befindet sich diese an der Wand W1.17, wie in Abbildung 7-2-18 angezeigt.

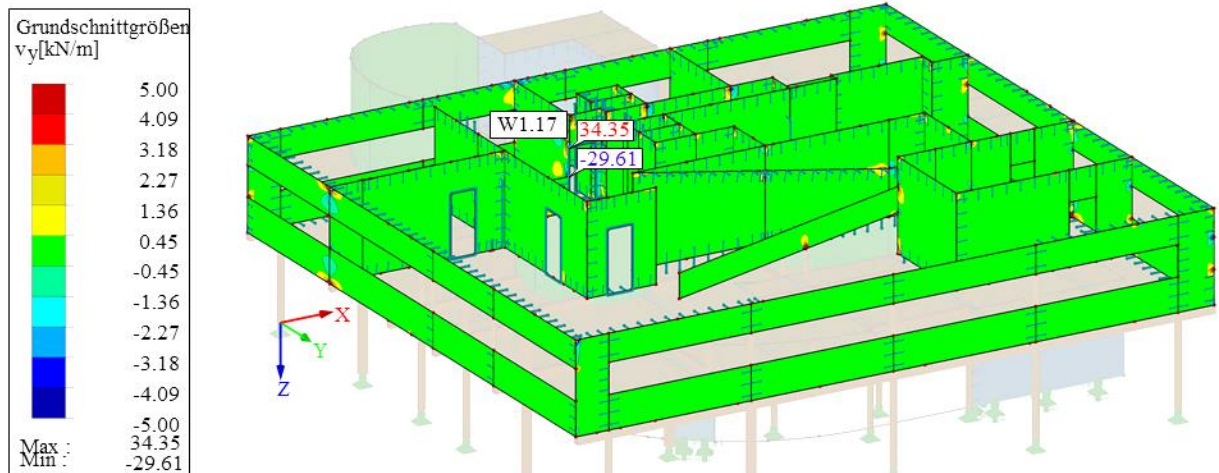


Abbildung 7-2-18: Beanspruchung v_y für die Schub- und Rollschubnachweise im OG für LK2 (West-Ansicht)

Die Nachweise auf Schub und Rollschub sind in der Tabelle 7-7 zusammengefasst.

Tabelle 7-7: (Roll-) Schubnachweise der BSP-Wandscheiben

Art der Belastung	lokale Richtung/ Lage	Lastfall	Belastung $v_{x/y,d}$ [kN/m]	Scheibe	Nachweise η_{Schub} [-]
Schub	x	LK1	36,16	W1.26 (P1.13)	0,28
		LK2	51,57	W1.26 (P1.13)	0,30
		EK1 (LK3)	50,74	W1.26 (P1.13)	0,26
	y	LK1	25,37	W1.17	0,35
		LK2	34,35	W1.17	0,35
Rollschub	x	EK1 (LK9)	42,05	WR1	0,39
		LK1	36,16	W1.26 (P1.13)	0,65
		LK2	51,57	W1.26 (P1.13)	0,70
	y	EK1 (LK3)	50,74	W1.26 (P1.13)	0,61
		LK1	25,37	W1.17	0,87
		LK2	34,35	W1.17	0,88
		EK1 (LK9)	42,05	WR1	0,96
Nachweis:					erfüllt
					nicht erfüllt

7-2.2.3 Schubnachweise in der Ebene

Da das Verhältnis der Brettlamellenbreite a zur maximalen Brettlamellendicke t_{max} für die BSP-Wand $a/t_{max} = 150 \text{ mm}/20 \text{ mm} = 7,5 > 4$ gegeben ist, muss kein Torsionsnachweis geführt werden.

Die maximalen Schubkräfte in der Ebene n_{xy} treten meist als lokale Spannungsspitzen auf. Wie in Abbildung 7-2-19 durch die Nordansicht ersichtlich ist, tritt die maßgebende Schnittgröße an der Scheibe W1.18 über der Türöffnung auf.

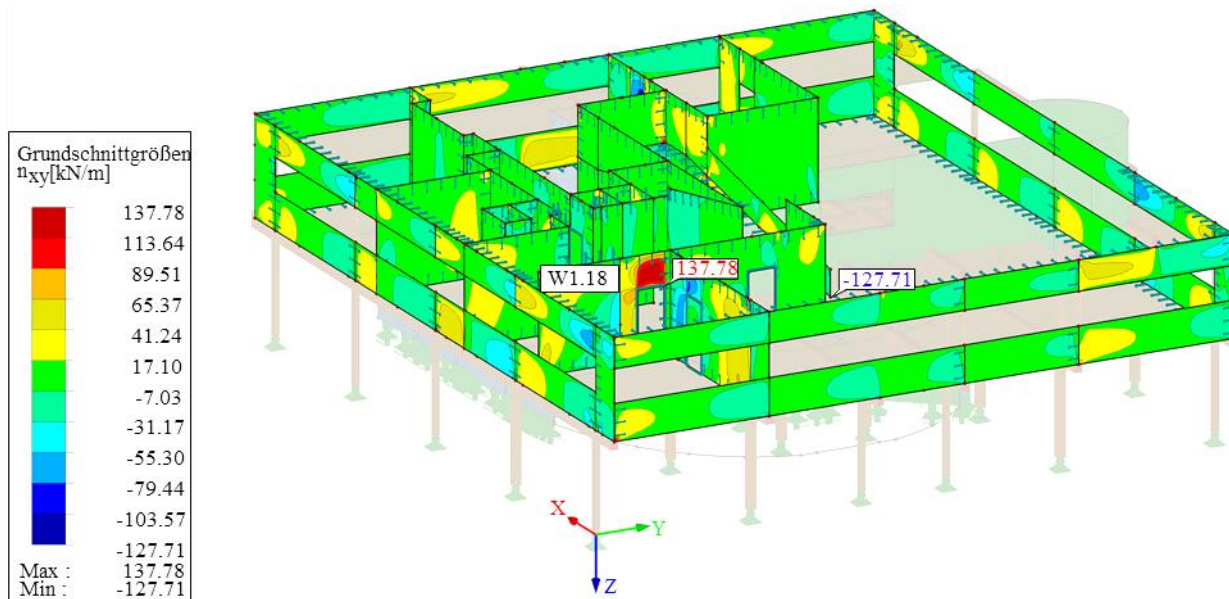


Abbildung 7-2-19: Maximale Schubkraft in der Ebene n_{xy} im OG für LK2 (Nord-Ansicht)

Die Nachweise der maßgebenden Schnittgrößen werden in der Tabelle 7-8 zusammengefasst.

Tabelle 7-8: Schubnachweise der BSP-Wandscheiben in der Ebene

Art der Belastung	lokale Richtung/ Lage	Lastfall	Belastung $n_{xy,d}$ [kN/m]	Scheibe	Nachweise η_{Schub} [-]
Schub in der Ebene - Bruttofläche	xy	LK1	104,81	W1.18	0,62
		LK2	137,78	W1.18	0,62
		EK1 (LK3)	141,53	W1.18	0,56
Schub in der Ebene - Nettofläche	xy	LK1	104,81	W1.18	0,99
		LK2	137,78	W1.18	0,98
		EK1 (LK3)	141,53	W1.18	0,89
Nachweis:					erfüllt nicht erfüllt

7-3 SLS-NACHWEISE

7-3.1 VERFORMUNGEN

Für die maximale Verformung werden die Ergebniskombinationen, also die Umhüllenden für den charakteristischen (EK2) und quasi-ständigen (EK3) Lastfall, in RFEM ermittelt. Die Verformungsnachweise der Unterzüge sind im Anhang C-2 enthalten.

7-3.1.1 Deckenplatten

Die maximale Verformung der Platten entsteht an der Decke des Erdgeschosses zwischen P1.1 und P1.3 in Feldmitte. Dies wird in der Abbildung 7-3-1 gezeigt. Die Verformung aus quasi-ständiger Einwirkung wird lediglich in Tabelle 7-9 eingetragen, da das Verformungsbild mit der Abbildung 7-3-1 nahezu ident ist. Als Spannweite wird dabei die zwischen UZ1 und UZ2 gewählt. Der Verformungsbeiwert für NKL 1 beträgt laut draft EN 1995-1-1 [1] $k_{def} = 0,8 [-]$.

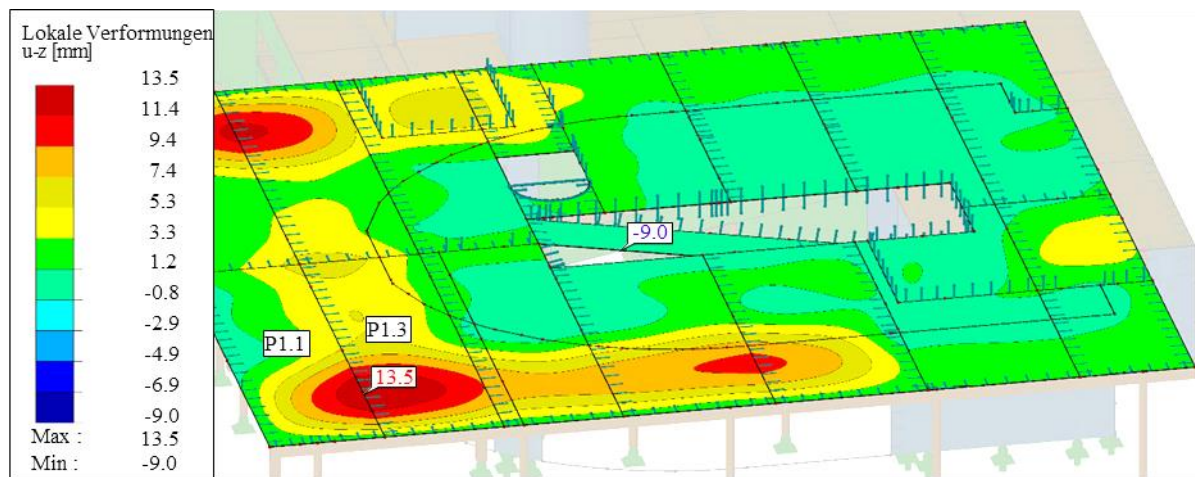


Abbildung 7-3-1: Maximale Verformung der Platten aus charakteristischer Einwirkung an der Decke EG bei EK2 (West-Ansicht)

7-3.1.2 Wandscheiben

Für die vertikalen Bauteile wird die Wand mit der maximalen horizontalen Verformung (siehe Abbildung 7-3-2) betrachtet.

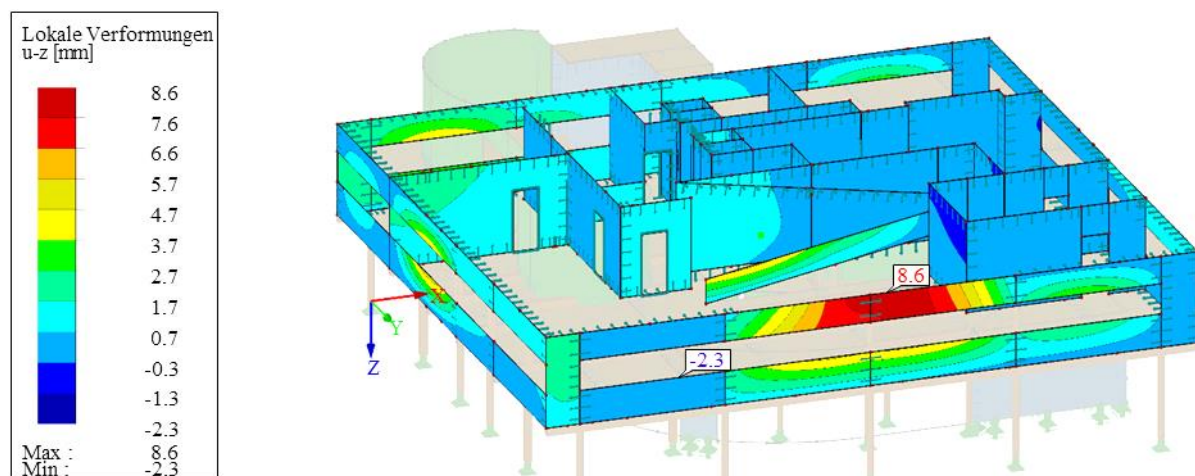


Abbildung 7-3-2: Maximale horizontale Verformung an der Außenwand im OG bei EK2 (West-Ansicht)

Die Nachweise der BSP-Elemente für den SLS werden in der Tabelle 7-9 zusammengefasst.

Tabelle 7-9: Nachweise der maximalen Verformungen für den SLS

Bauteil	Bezeichnung	Lastfallkombinationen		Spannweite		Grenzwert		Ausnutzung
		w_i [mm], k_{def} [-]		l, H [mm]		w_{max} [mm]	η [-]	
Platten	P1.1, P1.3	Char	$w_{inst} = w_{selten}$	13,5	4750	$l / 300 =$	15,8	0,85
		Qu-st	w_{qu-st}	10,5				
			k_{def}	0,8				
			w_{fin}	18,9		$l / 250 =$	19,0	0,99
Scheiben	Windschutz Dach	Char	$w_{inst} = w_{selten}$	60	3000	$H / 300 =$	10,0	6,00
	Außenwand unter UZ15	Char	$w_{inst} = w_{selten}$	8,6	3000	$H / 300 =$	10,0	0,86
Nachweis:								erfüllt
								nicht erfüllt

Die Windschutzwand auf dem Dach wird von der SLS-Bemessung ausgenommen, da diese lediglich dem Windschutz dient und keinen maßgebenden Einfluss auf die Tragfähigkeit des Bauwerks hat. Dennoch wird der Nachweis zur Veranschaulichung in der Tabelle 7-9 geführt.

7-3.2 SCHWINGUNGEN

Da nahezu alle Platten als Durchlaufträger ausgebildet sind und die maximale Spannweite meist 4,75 m beträgt, wird die Eigenfrequenz der Platten P1.16, P1.14* ($l/b_{min}, \Sigma G_{k,max}$) und P1.2, P1.4, P1.6* ($\Sigma G_{k,max}, l_{max}$ und b_{max}) auf Schwingungen berechnet und in der Tabelle 7-10 nachgewiesen. Durch die schwere Schüttung ($> 60 \text{ kg/m}^2$) wird die Decke unter die Deckenklasse II laut draft EN 1995-1-1 [1] eingestuft. Dabei kann eine Frequenz von 6,0 Hz laut Tabelle 5-6 nicht unterschritten werden. Da die Plattendecken verbunden sind, wird als Breite b nicht die einzelne Plattenbreite, sondern die Breite des Deckenfeldes zwischen den auflagernden Bauteilen gewählt.

Tabelle 7-10: Eigenfrequenzen für die maßgebenden Platten P2.9 und P2.20

Platte	I_y [mm ⁴]	EI_x [Nm ²]	EI_y [Nm ²]	m [kg/m ²]	l_{max} [m]	l_{min} [m]	$k_{e,1}$ [-]	b [m]	f_1 [Hz]
P1.14*, P1.16	3,73E+07	3,53E+06	4,33E+05	269,3	4,55	3,7	1,15	3,5	11,60
P1.2, P1.4, P1.6*				269,3	4,8	4,7	1,02	5,85	8,18
*...nicht gesamte Plattenbreite								Wert:	< 6,00
									≥ 6,00

Die Ergebnisse der Durchbiegung für das Steifigkeitskriterium der gewählten Decken laut Gleichung (5.44) sind in der Tabelle 7-11 enthalten.

Tabelle 7-11: Durchbiegungen aus statischer Einzellast $F = 1 \text{ kN}$

Platten	EI_y [Nm ²]	F [N]	l_{max} [m]	b [m]	b_{ef} [m]	w_{1kN} [mm]
P1.14*, P1.16	4,33E+05	1000	4,55	3,5	2,45	0,23
P1.2, P1.4, P1.6*			4,8	5,85	2,58	0,25
Wert:						> 0,50
						≤ 0,50

7-4 NACHWEISE FÜR DEN AUßERGEWÖHNLICHEN LASTFALL BRAND

Die Villa Savoye gehört laut OIB-Richtlinie 2 [72] bei ausschließlicher Wohnnutzung, einem Fluchtniveau von maximal 7,0 m und einer Bruttogrundrissfläche kleiner als 800 m² zur Gebäudekategorie 2. Das bedeutet, für die oberirdischen Geschosse (Dachgeschoss ausgeschlossen) wird für die tragenden Bauteile ein Feuerwiderstand von REI 30 definiert. Die Bemessung erfolgt zudem laut BSPhandbuch [60].

Durch die Plattenbreiten > 3 m (siehe Abschnitt 6-3.1 bzw. Anhang B-4) wird PUR als Klebstoff bei BSP verwendet. Dieser weist ein nicht temperaturbeständiges Verhalten auf. Bei der Verwendung eines nicht temperaturbeständigen Klebstoffes können einzelne Schichten abfallen. In weiterer Folge muss für die darunter liegende Schicht eine erhöhte Abbrandrate angesetzt werden. Die BSP-Bauteile werden für Fugen mit maximal 2 mm bemessen. In der Tabelle 7-12 können die Abbrandwerte eingesehen werden.

Tabelle 7-12: Beiwerte zur Ermittlung der effektiven Abbrandtiefe d_{ef} für BSH und BSP

Material	β_0 [mm/min]	β_n [mm/min]	t [min]	$d_{char,0}$ [mm]	$d_{char,n}$ [mm]	k_0 [-]	d_0 [mm]	d_{ef} [mm]
Brettschichtholz	0,65	0,7	30	-	21	1,0	7,0	28
Brettsperrholz	0,65	0,8		19,5	-			26,5

Da $d_{char,0}$ für alle BSP-Bauteile kleiner als die erste Schicht ausfällt, sind an dieser Stelle keine weiteren Annahmen erforderlich. Die oberen Annahmen und Abmessungen des Abbrandes sowie der Restquerschnitte werden in der Abbildung 7-4-1 zusammengefasst, sei es für die BSP-Elemente als auch für einen allgemeinen BSH-Träger.

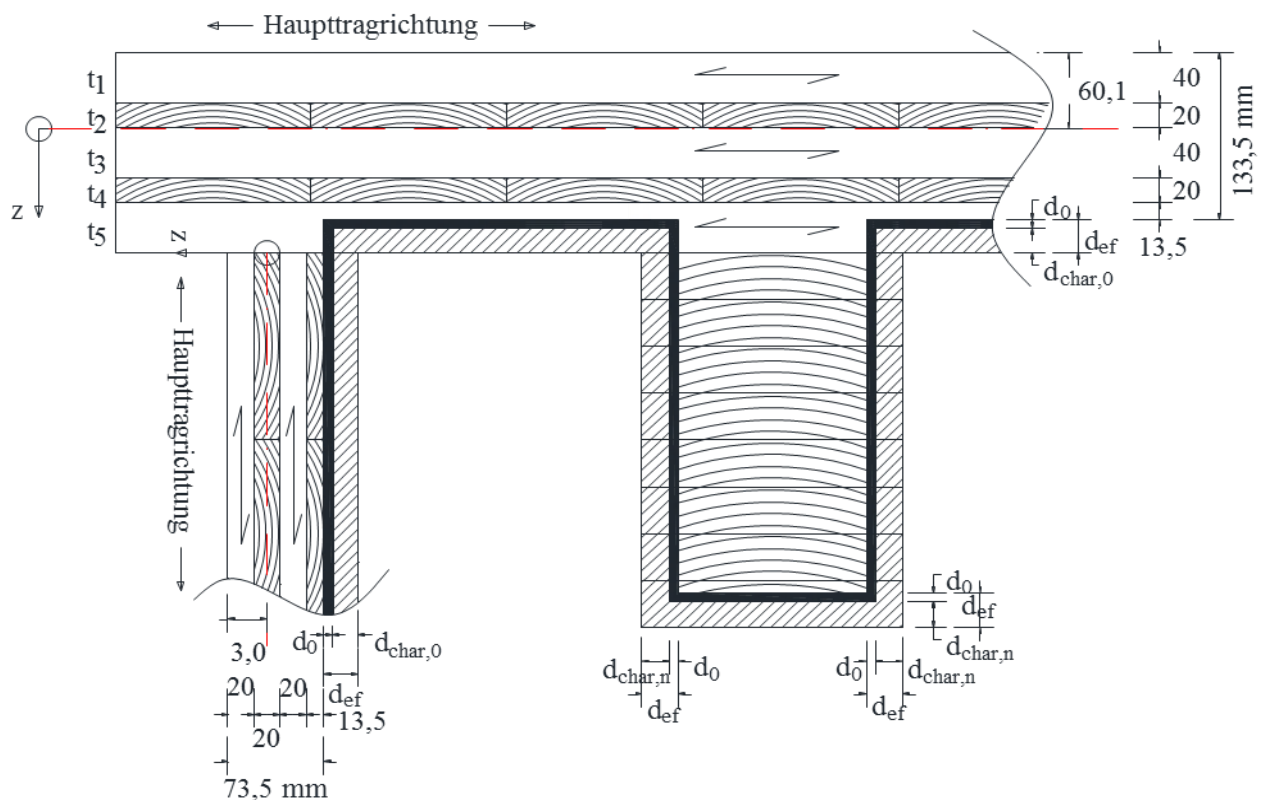


Abbildung 7-4-1: Bemessungswerte des Abbrandes und Restquerschnitte

Die durch den Abbrand abgeminderten Trägheitsmomente der BSP-Elemente werden für die effektiven Querschnittsabmessungen ermittelt.

Die statischen Momente werden ebenso für den abgebrannten Querschnitt ermittelt. Da für den Brandfall die Bemessungsschnittgrößen aus den ULS-Nachweisen (Abschnitt 7-2) mit dem Beiwert $\eta_{fi} = 0,6$ [-] multipliziert werden, werden die Nachweise in der jeweiligen Tabelle, ohne dazugehörige Abbildung der Schnittkräfte, zusammengefasst.

Dadurch, dass die Nachweisführung für den Brandfall ident der für ULS ist, werden die Bemessungstabellen dem Anhang C-3 beigelegt. Lediglich die abgebrannten Querschnitte mit den dazugehörigen Kenngrößen werden im jeweiligen Abschnitt angegeben. Sämtliche Nachweise für den außergewöhnlichen Lastfall Brand sind erfüllt.

7-4.1 STÜTZEN

Die Stützenquerschnitte im Brandfall samt Querschnittskennwerte sind in der Tabelle 7-13 ersichtlich.

Tabelle 7-13: Stützenquerschnitte im Brandfall

Querschnitt	Brandquerschnitt	Anfangsquerschnitt
	b, d [mm]	b, d [mm]
Kreis	84	140
	104	160
	144	200
	184	240
Rechteck	84	140
	104	160
	144	200
	184	240

7-4.2 BALKEN

Die Brandnachweise für die Balkenquerschnitte werden mit den Querschnittskenngrößen laut Tabelle 7-14 geführt.

Tabelle 7-14: Balkenquerschnitte im Brandfall

Querschnitt		Anfangsquerschnitt
b [mm]	h [mm]	b/h
104	132	160/160
144	172	200/200
144	212	200/240
184	352	240/380
184	452	240/480

7-4.3 DECKENPLATTEN

Durch den Abbrand der BSP-Bauteile kommt es zu einer Asymmetrie des Querschnitts. Für die Bemessung der Platten im Brandfall werden somit die wichtigsten Querschnittskennwerte ermittelt und in der Tabelle 7-15 zusammengefasst. Der Querschnitt kann in der Abbildung 7-4-1 eingesehen werden.

Tabelle 7-15: Querschnittskenngrößen der Platten im Brandfall

Schicht #	lokale Richtung	Abmessungen			Trägheitsmoment		Schichtenrandabstand		Statisches Moment	
		b [mm]	t_x [mm]	t_y [mm]	I_x [mm ⁴]	I_y [mm ⁴]	z_x [mm]	z_y [mm]	$S_{0,x}$ [mm ³]	$S_{0,y}$ [mm ³]
1	x		40				61,08	80		
2	y			20	1,51E+08	3,73E+07	21,08	40	1643200	400000
3	x	1000	40				1,08	20		
4	y			20			-38,92	-20	145,8	
5	x		14				-58,92	-40		

7-4.4 WANDSCHEIBEN

Für die Bemessung der Scheiben im Brandfall werden, wie bei den Platten, die wichtigsten Querschnittskennwerte ermittelt. Diese werden in der Tabelle 7-16 zusammengefasst. Die Querschnittswerte sind in der Abbildung 7-4-1 angeführt.

Tabelle 7-16: Querschnittskenngrößen der Scheiben im Brandfall

Schicht #	lokale Richtung	Abmessungen			Trägheitsmoment		Schichtenrandabstand		Statisches Moment	
		b [mm]	t_x [mm]	t_y [mm]	I_x [mm ⁴]	I_y [mm ⁴]	z_x [mm]	z_y [mm]	$S_{0,x}$ [mm ³]	$S_{0,y}$ [mm ³]
1	x		20				30,0	44,81		
2	y			20	1,73E+07	1,18E+07	10,0	24,81	400000	
3	x	1000	20				-10,0	4,81		296200
4	y			14			-30,0	-15,19		
5	x						-43,5	-28,69		

7-5 NACHWEISE FÜR DIE AUßERGEWÖHNLICHE EINWIRKUNG ERDBEBEN

Laut ÖNORM B 1998-1 [58], Tabelle A.1 liegt Graz in der Erdbebenzone 1 mit einer Referenzbodenbeschleunigung von $a_{gR} = 0,47 \text{ m/s}^2$. Die Vertikalkomponente $a_{v,gR}$ ($2/3 \cdot a_{gR}$) ist dabei in Österreich nicht relevant, da $a_{v,gR}$ stets kleiner als $0,25 \cdot g = 2,45 \text{ [m/s}^2\text{]}$ (g = Erdbeschleunigung) ausfällt. Als Wohnbau kann das Gebäude der Bedeutungskategorie II zugeordnet werden. Für die Erdbebenzone 1 und die Bedeutungskategorie II wird der Bedeutungswert mit $\gamma_1 = 1,0$ [-] angegeben.

Die Bemessungs-Bodenbeschleunigung a_g ergibt sich somit zu

$$a_g = \gamma_1 \cdot a_{gR} = 1,0 \cdot 0,47 = 0,47 \text{ m/s}^2 \quad (7.1)$$

Laut Ringhofer [73] kann für Graz eine Baugrundklasse B gewählt werden. Die ÖNORM B 1998-1 [58] gibt dabei die Spektralform vom Typ 1 für Österreich vor. Diese berücksichtigt den Einfluss des geologischen Untergrundes. Der Bodenparameter für das Antwortspektrum vom Typ 1 ergibt sich zu $S = 1,2$ [-].

Mit der Seismizitätstärke von

$$\gamma_1 \cdot a_{gR} \cdot S = 1,0 \cdot 0,47 \cdot 1,2 = 0,564 \text{ m/s}^2 \quad (7.2)$$

liegt die Beschleunigung im Bereich von

$$0,05 \cdot g = 0,49 \text{ m/s}^2 \leq 0,564 \text{ m/s}^2 \leq 0,1 \cdot g = 0,98 \text{ m/s}^2 \quad (7.3)$$

und wird damit als „geringe Seismizität“ angenommen.

In RFEM werden zwei Ergebniskombinationen für die Erdbebeneinwirkung erstellt und der Nachweis für die maximale Belastung pro Bauteil geführt. Die erste Ergebniskombination (EK4) für die außergewöhnliche Einwirkung „Erdbeben“ laut Gleichung (5.52) setzt sich aus den ständigen und veränderlichen Einwirkungen sowie den dynamischen Lastfallkombinationen aus RF-DYNAM Pro mit der 100% zu 30%-Regel laut ÖNORM EN 1998-1 [57], Abschnitt 4.3.3.5.1 zusammen. Diese besagt, dass bei der maximalen Erdbebeneinwirkung in Hauptrichtung (100%) eine 30%-ige Einwirkung senkrecht zur Hauptrichtung angesetzt werden muss.

Die zweite Ergebniskombination (EK11) setzt sich aus der ersten Ergebniskombination EK4 sowie den Torsionsanteilen aus der zufälligen Exzentrizität (siehe Abschnitt 7-5.2) zusammen. Diese werden jeweils für die negative sowie positive Belastungsrichtung mit der 100%- 30%- Regel angesetzt.

Da durch die EK11 stets größere Schnittkräfte als bei der EK4 entstehen, werden die Ergebnisse lediglich für die EK11 ausgeführt. Da es sich um eine Ergebniskombination handelt, werden nur Schnittkraftumhüllenden im Programm ausgegeben. Die EK11 setzt sich jedoch aus weiteren Ergebniskombinationen zusammen und es ist damit, für den Fall zusammenwirkender Kräfte (beispielsweise bei Normalspannungen mit Normalkraft und Moment), schwierig, auf die einzelne Lastfallkombination mit den maßgebenden Kräften zu schließen. Als Vereinfachung und als konservative Annahme werden die maximalen Schnittgrößen an der betrachteten Stelle, unabhängig von der Lastfallkombination, als zusammenwirkend angenommen und nachgewiesen.

Da die Grundrisse nicht in zwei senkrecht zueinander stehenden Richtungen symmetrisch sind, werden die Kriterien für die Regelmäßigkeit im Grundriss nicht erfüllt. Zudem stehen Steifigkeits- und Massenmittelpunkte der Grundrisse nicht auf einer vertikalen Linie (vgl. Abbildung 7-5-3, Abbildung 7-5-4). Aufgrund des Vorsprunges des Obergeschosses sowie der teilweise indirekten Kraftableitung der tragenden Bauteile ins Fundament, werden die Kriterien für die Regelmäßigkeit im Aufriss ebenfalls nicht erfüllt. Damit ist laut EN 1998-1 [57], Tabelle 4.1 ein räumliches Modell mit modaler Berechnung erforderlich.

Laut Flatscher et al. [74] kann für eine Konstruktion aus tragenden BSP-Elementen, wenn keine genaueren Angaben bekannt sind, konservativ ein Verhaltensbeiwert von $q = 2,0$ [-] (zur Berücksichtigung des nicht-linearen Verhaltens des Tragwerks in der linearen Berechnung) angenommen werden. Dadurch, dass die Regelmäßigkeit im Aufriss nicht eingehalten wird, muss q zudem mit 20 % abgemindert werden.

Die Bemessung der Erdbebeneinwirkung für das multimodale Antwortspektrum erfolgt mit dem Zusatzmodul RF-DYNAM Pro im Berechnungsprogramm RFEM 5.

Die im Abschnitt 5-5 ermittelten Werte sowie die Grenzwerte laut ÖNORM B 1998-1 [58] für die weitere Bemessung werden in der Tabelle 7-17 zusammengefasst.

Tabelle 7-17: Parameter für die Erdbebeneinwirkung

Parameter für die Erdbebenbemessung		Zeichen	Wert	Einheit
Erdbebeneinwirkung	Referenz-Spitzenbodenbeschleunigung	a_{gR}	0,47	m/s ²
	Bedeutungskategorie		II	
	Zonengruppe		1	
	Bedeutungsbeiwert	γ_I	1,00	-
	Bemessungs-Bodenbeschleunigung	a_g	0,47	m/s ²
Parameter zum Beschreiben des empfohlenen elastischen Antwortspektrums vom Typ 1	Baugrundklasse		B	
	Bodenparameter	S	1,20	-
	Untere Grenze des Bereichs konstanter Spektralbeschleunigung	T_B	0,15	s
	Obere Grenze des Bereichs konstanter Spektralbeschleunigung	T_C	0,5	s
	Wert zur Definition des Beginnes des Bereichs konstanter Verschiebungen des Spektrums	T_D	2	s
Beiwerte	Verhaltensbeiwert	q	1,6	-
	Grenzwert für das horizontale Bemessungsspektrum	β	0,2	-

Für die Parameter laut Tabelle 7-17 ergibt sich das Antwortspektrum laut Abbildung 7-5-1.

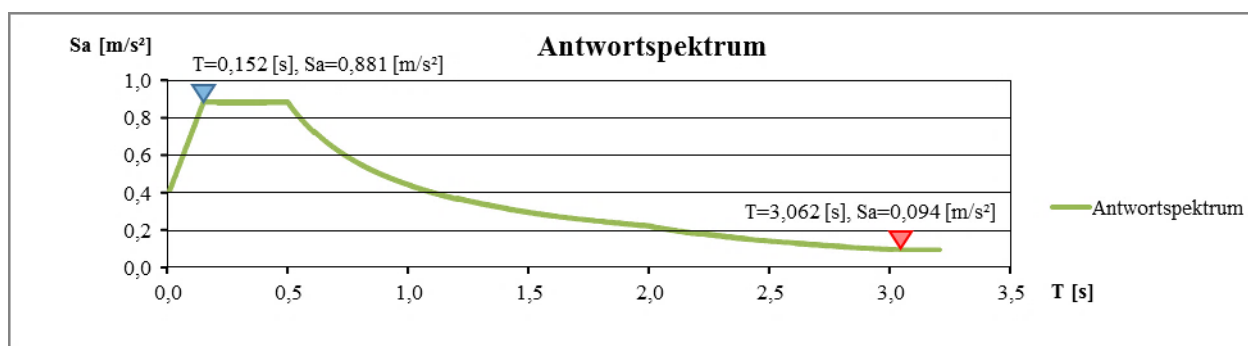


Abbildung 7-5-1: Antwortspektrum laut RF DYNAM-Pro

Der Eigenschwingungsfall mit der maximal aktivierten Masse in x-Richtung (globale Y-Achse, ungefähr 43% der Masse aktiviert) und der kleinsten Eigenfrequenz in x-Richtung wird in der Abbildung 7-5-2 beispielhaft angezeigt.

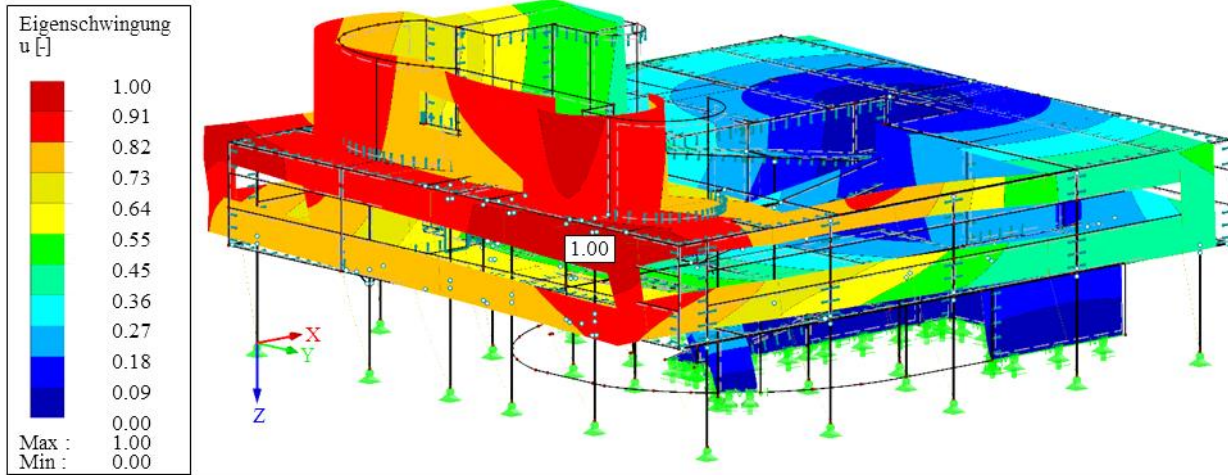


Abbildung 7-5-2: Eigenschwingungsform für die maximal aktivierte Masse in Y-Richtung

7-5.1 SCHUBMITTELPUNKT UND AUSSTEIFUNG

In der Abbildung 7-5-3 und Abbildung 7-5-4 werden die Massenmittelpunkte sowie Schubmittelpunkte im jeweiligen Geschoss dargestellt. Die Lage der Mittelpunkte sowie der Exzentrizitäten ist für die Erdbebenbemessung im Abschnitt 7-5.2 erforderlich. Hier erfolgt zudem die Beschriftung der Scheiben, wobei die Wahl der aussteifenden Elemente in der Beschreibung folgt.

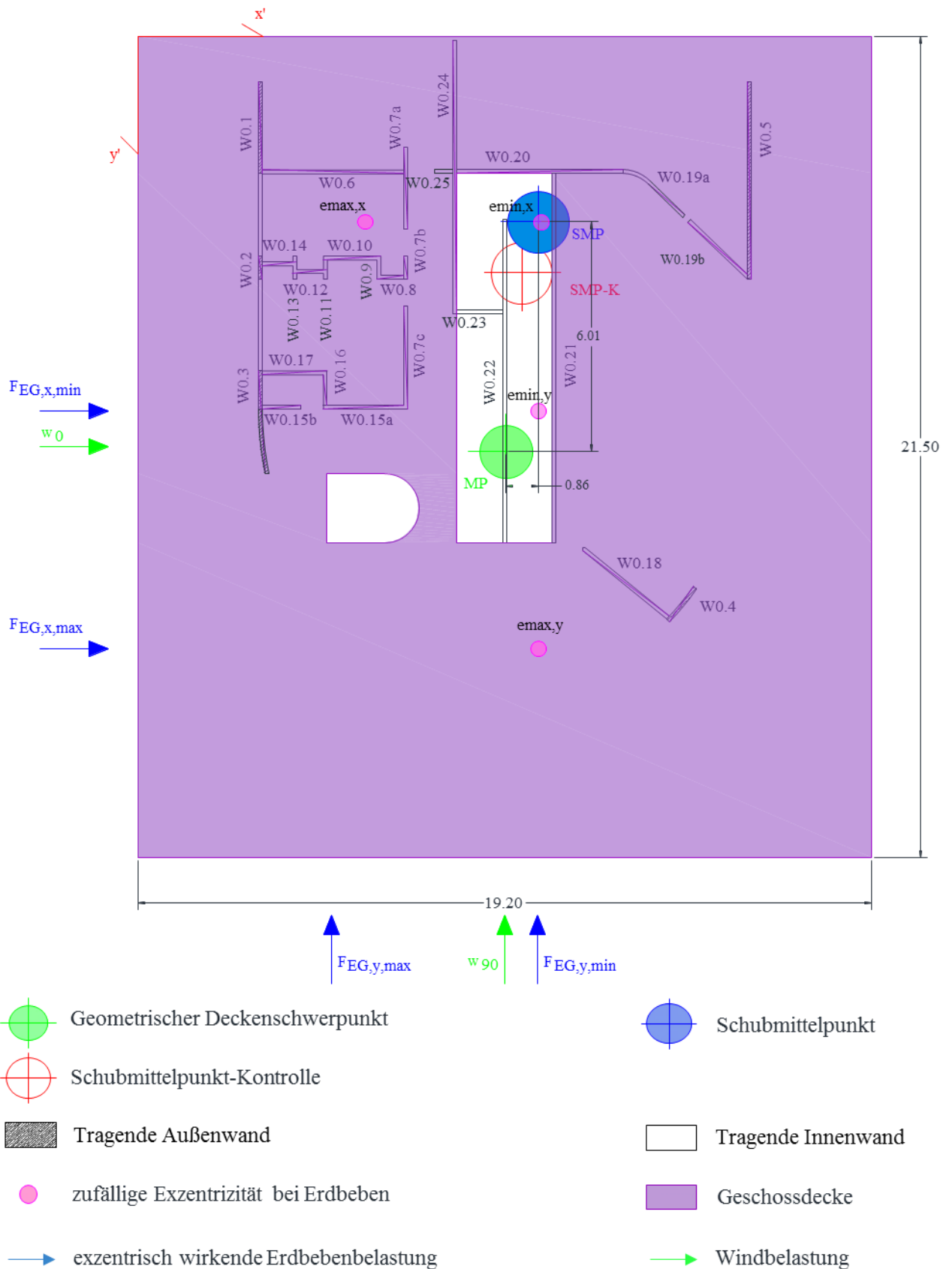


Abbildung 7-5-3: Schubmittelpunkt und Massenschwerpunkt für die aussteifenden Scheiben im EG

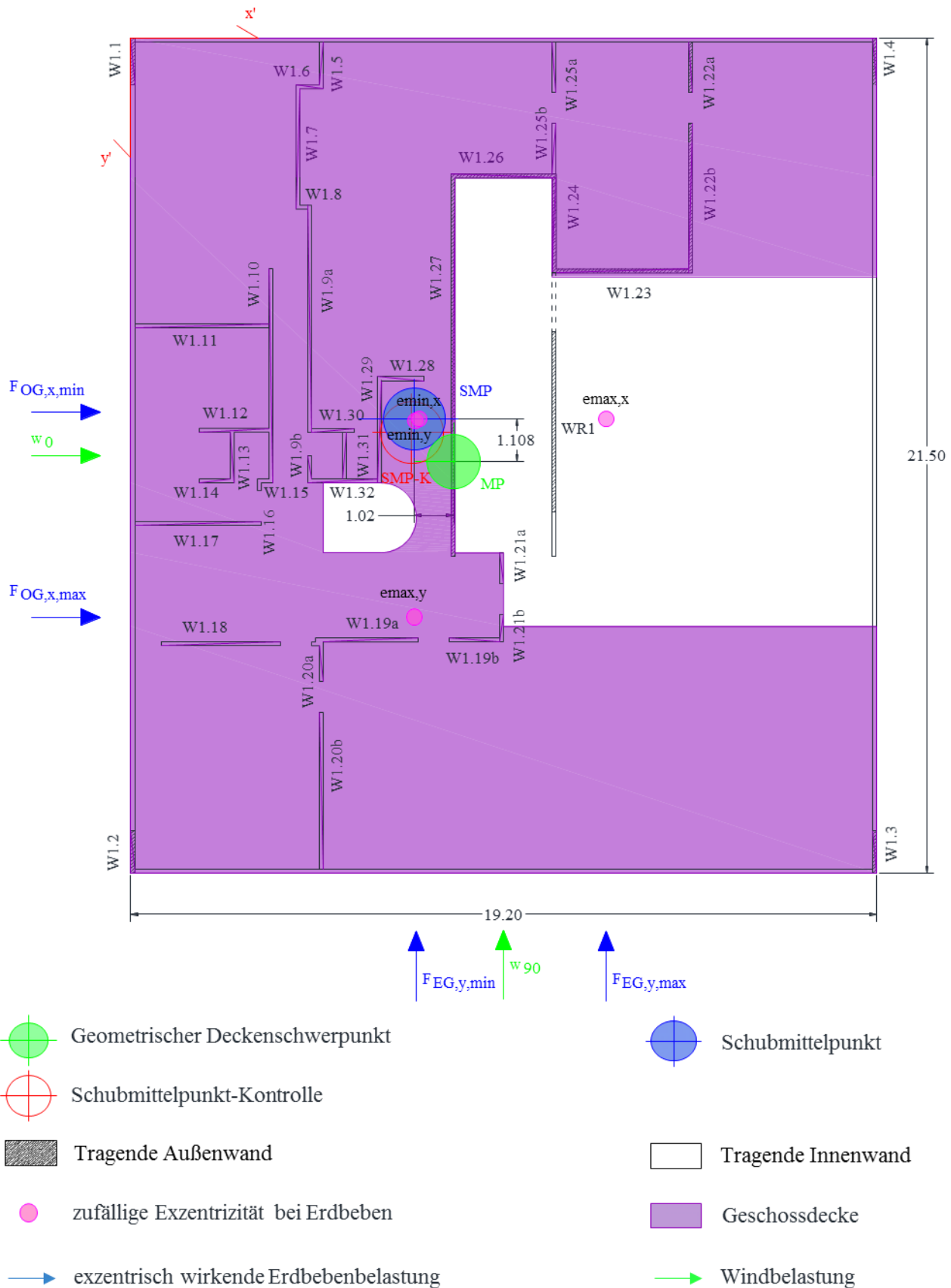


Abbildung 7-5-4: Schubmittelpunkt und Massenschwerpunkt für die aussteifenden Scheiben im OG

Laut draft EN 1995-1-1 [1] darf eine aussteifende Wand ein Höhen zu Längenverhältnis von maximal 4 aufweisen. Das heißt, bei einer Höhe $h = 2,84$ m (Abzug der BSP-Decke), muss eine Mindestlänge von $l = 0,71$ m gegeben sein. Die gewählten aussteifenden Scheiben samt deren Beanspruchung werden dem Anhang B-5 beigefügt.

Der Index der Windbelastungen w_i zeigt die Richtung dieser an. Dabei zeigt der Index „0“ in die globale Y-Achse und „90“ in die globale X-Achse laut Abbildung 6-4-1. Das lokale Koordinatensystem x' und y' wird zur Ermittlung der Schwerpunkte sowie als maßgebendes Koordinatensystem für die Erdbebenbemessung im Anhang C-4 angesetzt. Die Kräfte F_{EG} und F_{OG} werden im Abschnitt 5-5.2 beschrieben und sind in den Abbildungen an den im Abschnitt 7-5.2 ermittelten zufälligen Exzentrizitäten angesetzt. Die Bemaßung zeigt zudem den Abstand vom Schubmittelpunkt zum Massenschwerpunkt. Der Massenschwerpunkt wird dabei aus dem geometrischen Schwerpunkt der Decke über dem jeweiligen Geschoss ermittelt.

Der Schubmittelpunkt wird mit den Wandsteifigkeiten $b \cdot h^3/12$ ermittelt, die Wandbreite beträgt dabei stets $b = 0,1$ m. Die Trägheitsmomente, die einen Wert von $0,005$ m^4 unterschreiten, werden zu Null gesetzt, da diese kaum zur Gebäudesteifigkeit beitragen. Falls die Wand durch Öffnungen geteilt ist, werden diese Abschnitte einzeln betrachtet.

Als Kontrolle werden die Steifigkeiten der BSP-Wände für die Ermittlung des Schubmittelpunktes nach der Dissertation von G. Flatscher [67] (S.219) proportional zur Länge mit $l^{1,5}$ angenommen. Diese Methode berücksichtigt dabei die Verbindungen zwischen den BSP-Elementen. Obwohl diese als vorrangig gewählt werden sollte, wird die Methode mit den Trägheitsmomenten für die Ermittlung der Steifigkeiten herangezogen, da diese laut ÖNORM B 1998-1 [58] zur Ermittlung des Schubmittelpunktes sowie der Torsionsbeanspruchungen laut Abschnitt 5-5.2 angegeben wird.

Für die zum x' - y' -Koordinatensystem schief liegenden Wände werden die jeweils zu den Achsen projizierten Längen als Wandlänge angenommen.

Durch den großen Abstand des Schubmittelpunktes zum Massenschwerpunkt im Erdgeschoss kann davon ausgegangen werden, dass im Falle von horizontalen Belastungen (Wind, Erdbeben) hohe Torsionsbeanspruchungen auftreten.

7-5.2 TORSIONSEINWIRKUNG

Die Tabelle 7-18 fasst zunächst die in Abschnitt 5-5.2 berechneten Exzentrizitäten zusammen.

Tabelle 7-18: Exzentrizitäten je Decke und Richtung

Geschossdecke	Richtung	l [m]	b [m]	Exzentrizität				
				e_0 [m]	e_1 [m]	e_2 [m]	e_{max} [m]	e_{min} [m]
EG	x	19,2	21,5	-0,857	-2,720	-0,960	-4,537	0,103
	y	21,5	19,2	6,016	4,070	1,075	11,161	4,941
OG	x	19,2	21,5	1,019	2,964	0,960	4,943	0,059
	y	21,5	19,2	1,108	2,921	1,075	5,104	0,033

Mit Hilfe des Zusatzmoduls RF-DYNAM Pro werden zunächst die Grundperioden in beiden horizontalen Richtungen ermittelt. Diese betragen für das Koordinatensystem laut Abbildung 7-5-3 $T_{1,x} = 0,409$ s und $T_{1,y} = 0,212$ s.

Da sich die Grundperioden $T_{1,i}$ im Bereich

$$T_B = 0,15 \text{ s} \leq T_{1,x} = 0,409 \text{ s}, T_{1,y} = 0,212 \text{ s}, \leq T_c = 0,5 \text{ s} \quad (7.4)$$

befinden, errechnet sich $S_d(T_1)$ laut ÖNORM EN 1998-1 [57] zu

$$S_d(T_1) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} = 0,47 \cdot 1,2 \cdot \frac{2,5}{1,6} = 0,8813 \text{ m/s}^2 \quad (7.5)$$

Nach der Gleichung (5.54) ergibt sich für die Berechnung in RF-DYNAM Pro die Massenkombination MK1 aus allen ständigen (LF1-LF5, Eigengewicht der Konstruktion) und veränderlichen Belastungen (LF6-LF9) laut Abschnitt 6-5. Die Massen werden in der Tabelle 7-19 angeführt.

Tabelle 7-19: Massen je Geschoss

Geschoss	Eigengewicht aus Konstruktion	Eigengewicht aus Lastfällen		Gewicht aus Nutzlast	
		LF	Masse m [kg]	LF	Masse m [kg]
EG	43467,12	1	4655,06	7	43665,92
		2	20639,17	8	65133,46
		3	6836,64		
		4	29977,71		
		5	3086,38		
Summe	43467,12		65194,96		108799,38
OG	47502,55	1	28137,74	6+8	59753
		2	993,29	7	8003,27
		5	19465,98	9	1050,5
Summe	47502,55		48597,01		68806,77
Gesamt	90969,67		113791,97		177606,15
Kombination:					258,04 [t]

Damit ergibt sich eine Gesamterdbebenkraft für die x- und y-Richtung laut Gleichung (5.61) von

$$F_{b,x} = F_{b,y} = 0,8813 \cdot 258,04 \cdot 1,0 = 227,4 \text{ kN} \quad (7.6)$$

Die Gesamterdbebenkräfte F_i nach der Gleichung (5.62) ergeben sich somit je Geschoss und Richtung aus

$$F_{EG} = 227,4 \cdot \frac{3,0 \cdot (43,47 + 65,19 + 108,80 \cdot 0,3)}{3,0 \cdot (43,47 + 65,19 + 108,80 \cdot 0,3) + 6,0 \cdot (47,50 + 48,60 + 68,81 \cdot 0,3)} = 85,70 \text{ kN} \quad (7.7)$$

$$F_{OG} = 227,4 \cdot \frac{6,0 \cdot (47,50 + 48,60 + 68,81 \cdot 0,3)}{3,0 \cdot (43,47 + 65,19 + 108,80 \cdot 0,3) + 6,0 \cdot (47,50 + 48,60 + 68,81 \cdot 0,3)} = 141,70 \text{ kN} \quad (7.8)$$

Bei den gegebenen 55 aussteifenden Wänden sowie den pro Wand zu ermittelnden Torsionskräften sind insgesamt 440 Gleichungen notwendig. Dabei müssen beispielsweise für eine Wand in x-Richtung die Kräfte nach den Gleichungen (5.64) und (5.65) ermittelt werden. Diese müssen wiederum mit der minimalen sowie maximalen Exzentrizität im jeweiligen Geschoss und in der jeweiligen Richtung laut Tabelle 7-18 multipliziert werden. Dafür wird eine Bemessungstabelle mit den Schubmittelpunkten x/y_{SMP} sowie den einzelnen Torsionsbeanspruchungen je Geschoss und Wandscheibe in Excel erstellt und im Anhang B-5 angefügt. Die Torsionskräfte je Scheibe werden im Anhang bereits auf die Länge der Wand abgestimmt (Kraft pro Meter). Die maßgebenden Kräfte je Richtung werden auf der dazugehörigen Wand als horizontale Linienlast in RFEM angesetzt.

In der Abbildung 7-5-5 wird am Beispiel der Schnittgrößen n_{xy} im EG ein Vergleich zwischen dem Modell mit und ohne Torsionsbeanspruchung durch zufällige Exzentrizität angezeigt.

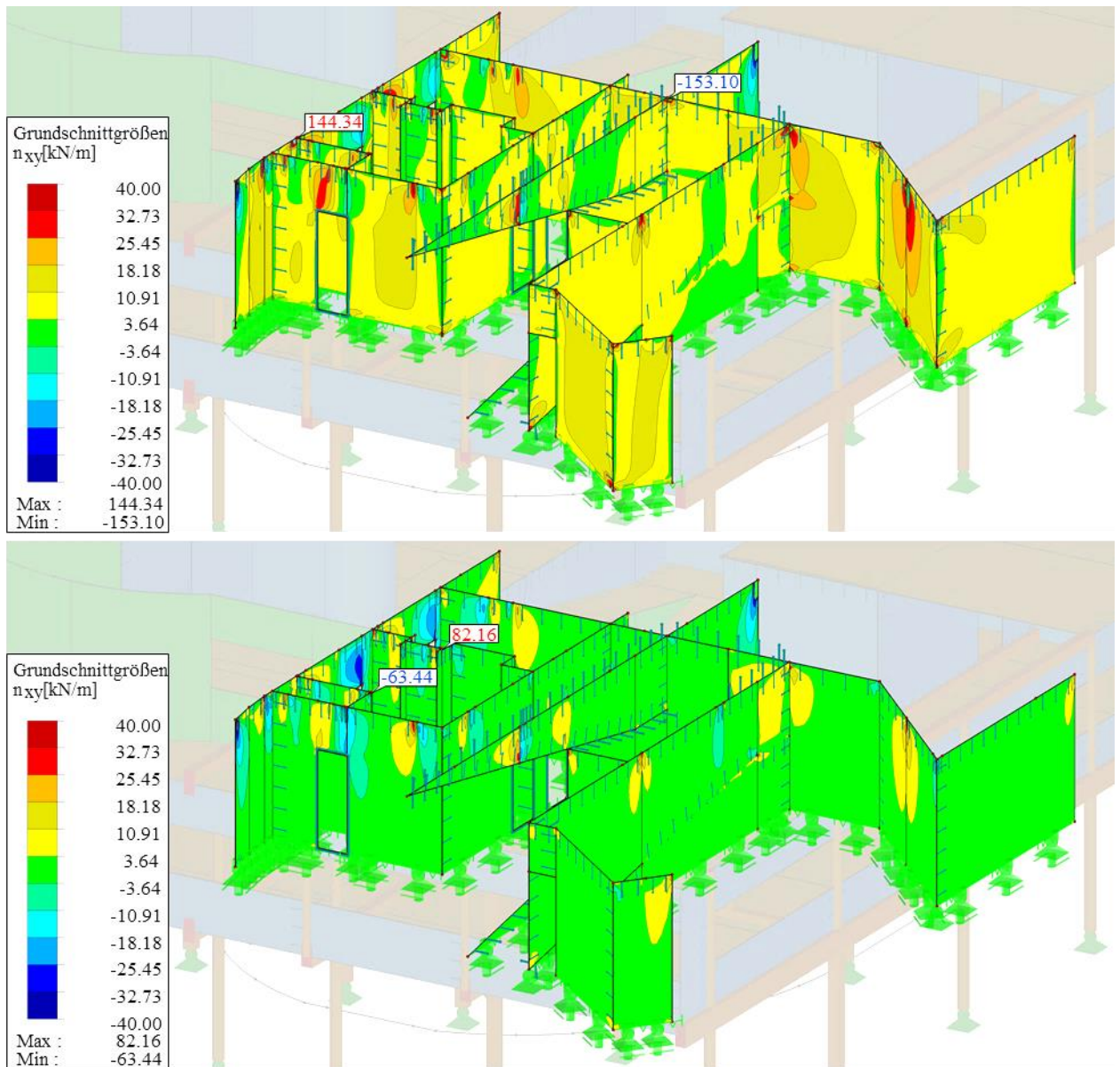


Abbildung 7-5-5: Schub in Scheibenebene n_{xy} mit (oben, EK11) und ohne Torsionsbeanspruchung (unten, EK4) im EG

An den Schnittgrößenverläufen sowie an den Maximalwerten wird der Zuwachs der Schnittkräfte in Scheibenebene durch die Torsionsbeanspruchung verdeutlicht.

Für die außergewöhnliche Einwirkung Erdbeben werden die Nachweise für die maßgebenden Schnittgrößen je Element lediglich tabellarisch zusammengefasst und bemessen. Die Nachweise und Bemessungstabellen sind im Anhang C-4 enthalten.

KAPITEL 8: VERBINDUNGEN UND DETAILS

Da in der Bemessung der Schwerpunkt auf die BSP-Elemente gesetzt wird, werden die Anschlüsse der Stützen und Unterzüge nicht im Detail bemessen. Lediglich die erforderlichen Querdruckverstärkungen für die nicht erfüllten ULS-Nachweise (siehe Anhang C-1) werden in diesem Kapitel angeführt.

8-1 QUERDRUCKVERSTÄRKUNG DER BSH-TRÄGER

8-1.1 ALLGEMEINE BEMESSUNG

Da für verschiedene Balkenquerschnitte bzw. Stützenbelastungen der Querdrucknachweis nicht erfüllt ist, müssen Verstärkungsmaßnahmen gesetzt werden. Dabei kommen Würth Schrauben (ASSY plus VG) nach der ETA-11/0190 [75] mit selbstbohrenden Vollgewindeschrauben zum Einsatz. Die Querschnittswerte sowie die Mindestabstände für die folgenden Gleichungen sind in der Abbildung 8-1-1 ersichtlich.

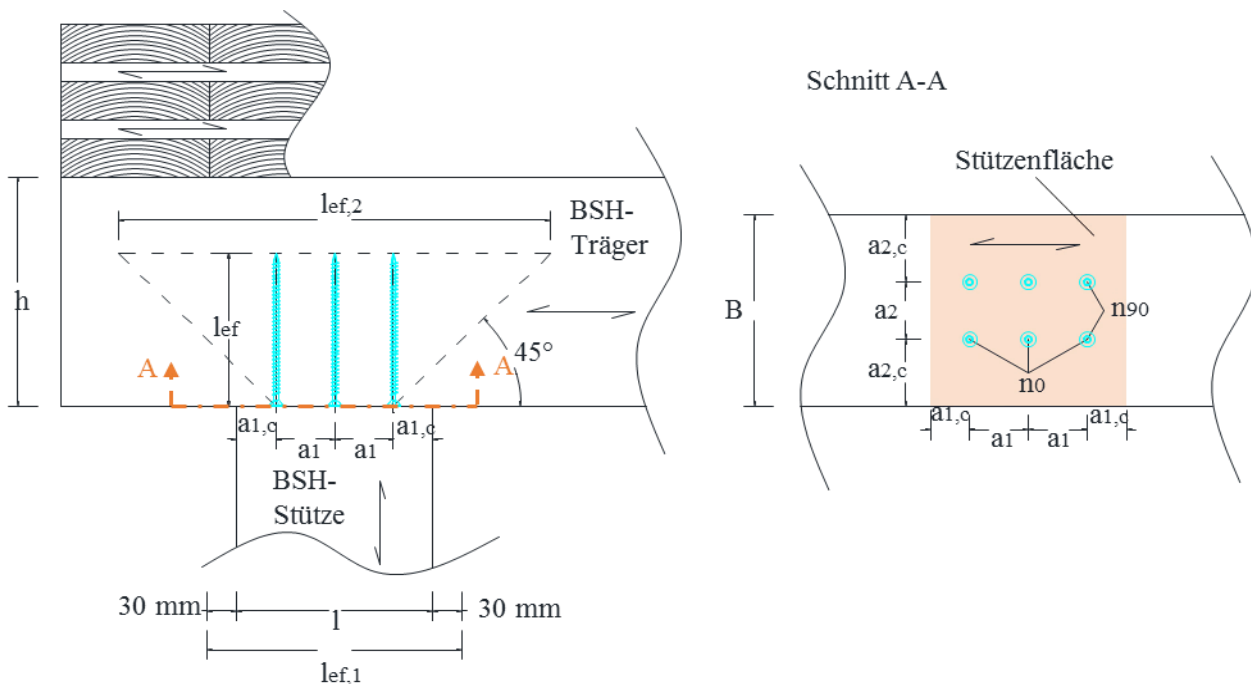


Abbildung 8-1-1: Verstärktes Zwischenauflager

Es sind folgende Mindestabstände einzuhalten:

Tabelle 8-1: Mindestabstände für ASSY plus VG

a_1	=	$5 \cdot d$
a_2	=	$2,5 \cdot d$
$a_{1,c}$	=	$5 \cdot d$
$a_{2,c}$	=	$3 \cdot d$
$a_1 \cdot a_2$	=	$25 \cdot d^2$

8-1.2 NACHWEISE UND ERGEBNISSE

Nach den Bemessungsergebnissen laut Abschnitt 7-2 bzw. Anhang C-1 kann angenommen werden, dass die Schnittgrößen der LK2 maßgebend sind. Darum werden in der Tabelle 8-2 diese Werte für die Querdruckverstärkungen herangezogen.

Tabelle 8-2: Ermittlung der Bemessungswerte $R_{90,d}$ mit Verstärkung

Stützen- querschnitt Form	max. Querdruck -belastung b, d [m]	max. Querdruck -belastung N [kN]	Stütze	Bemessungs	Effektive	gewählte Schrauben			Bemessungs-
				-wert ohne Verstärkung $R_{90,d}$ [kN]	Aufstands- länge $l_{ef,1}$ [mm]	laut Zulassung			swert mit Verstärkung $R_{90,d}$ [kN]
						d [mm]	l_{ef} [mm]	Anzahl n [-]	
Kreis	240	266,75	S0.10 (UZ6)	158,34	300	10	320	6	276,48
	200	105,67	S0.17 (UZR1)	57,81	230	8	140	4	110,93
	200	60,85	S1.5 (UZ15)	57,81	230	8	140	4	110,93
Recht- eck	240	385,79	S0.9 (UZ5)	201,60	300	12	460	9	399,36
	200	118,69	S1.9 (UZ13)	73,60	230	8	160	4	123,73
				$R_{90,d} > N$					$R_{90,d} > N$
				$R_{90,d} < N$					$R_{90,d} < N$

Die Mindestabstände für die gewählten Schrauben werden in der Tabelle 8-3 angeführt.

Tabelle 8-3: Mindestabstände für die berechneten Querdruckverstärkungen

Mindestabstände		Soll für $d = 8\text{mm}$	Ist für Stütze $b=d=200\text{mm}$	Soll für $d=10\text{mm}$	Ist für Stütze $d=240\text{mm}$	Soll für $d=12\text{mm}$	Ist für Stütze $b=240\text{mm}$
a_1	= $5 \cdot d$	40	67	50	80	60	60
a_2	= $2,5 \cdot d$	20,4	67	25,5	60	30,6	60
$a_{1,c}$	= $5 \cdot d$	40	67	50	80	60	60
$a_{2,c}$	= $3 \cdot d$	24	67	30	60	36	60
$a_1 \cdot a_2$	= $25 \cdot d^2$	1600	4444	2500	4800	3600	3600

8-2 BALKENSCHUHE/BALKENTRÄGER

Für die Unterzüge (Nebenträger) UZ1.1, UZ3.1, UZ4.1 und UZ5.1 werden zur Verbindung mit den Hauptträgern Balkenschuhe angeordnet. Diese werden der ETA 07/0245 [76] entnommen. Gewählt wird für die Nebenträger der Balkenträger des Typs BT4-200. Die Abmessungen können dem Produktblatt [77] entnommen werden.

Die charakteristischen Tragfähigkeiten sind für die gewählten Verbindungsmittel in der Tabelle 8-4 erfasst. Da die Werte jeweils nur für eine gewisse Nagelanzahl in der Zulassung gegeben sind, werden die Werte mittels Interpolation ermittelt. Für den Fall, dass die Belastung durch F_3 zu groß ausfällt werden Schrauben mit $d = 6$ mm laut Abbildung 8-2-1 (rechts) als Verstärkung (Querzugverstärkung) angeordnet. Die Anzahl der Schrauben muss zudem der Anzahl der Stabdübel entsprechen.

Tabelle 8-4: Charakteristische Tragfähigkeit des Balkenträgers

Verbindungsmittel	Träger	Durchmesser d [mm]	Länge l [mm]	Anzahl n [-]	char. Wert der Tragfähigkeit [kN]		
					$R_{1,k}$	$R_{3,k}$	$R_{3,k+S}$
Nägel	Hauptträger	4	60	36	60,0	9,5	22,0
Stabdübel	Nebenträger	12	140	5			

Die Indizes der Tragfähigkeiten sind auf die Kräfte laut Abbildung 8-2-1 abgestimmt. $R_{3,k+S}$ bezieht sich auf die oben erwähnte Verstärkung durch Schrauben.

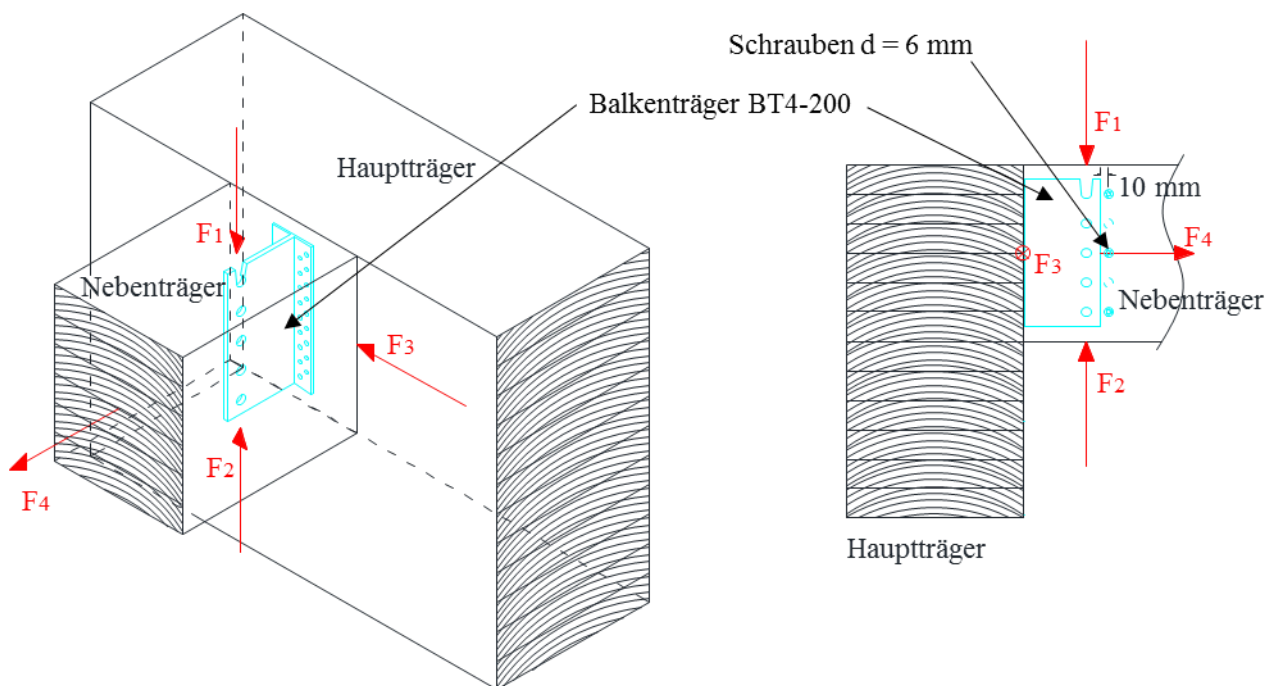


Abbildung 8-2-1: Systematische Abbildung des gewählten Balkenträgers BT4-200

Da keine abhebenden Kräfte F_2 wirken und durch die darauf liegende Decke kein Abheben möglich ist, wird dieser Nachweis nicht geführt. Da die Nebenträger zudem lediglich an den Enden mit den Hauptträgern verbunden sind, treten auch keine Normalkräfte F_4 auf.

Tritt eine kombinierte Beanspruchung auf, sind die Nachweise mit

$$\sum \left(\frac{F_{i,d}}{R_{i,d}} \right)^2 \leq 1 \quad (8.1)$$

zu führen. Die Nachweise der Nebenträger sind in der Tabelle 8-5 für die maßgebende Lastfallkombination (LK2) zusammengefasst.

Tabelle 8-5: Nachweise der Nebenträger mit dem Balkenträger BT4-200

Unterzug	Belastung [kN]		Abmessungen [mm]		char. Wert der Tragfähigkeit [kN]		Ausnutzung η_i [-]		Kombination η [-]
	$F_1=V_z$	$F_3=V_y$	b	h	$R_{1,k}$	$R_{3,k}$	η_1	η_3	η
UZ1.1	28,32	4,61	200	360	60	22	0,74	0,33	0,65
UZ3.1	31,36	0,25	200	240	60	9,5	0,82	0,04	0,67
UZ4.1	29,25	0,85	200	240	60	9,5	0,76	0,14	0,60
UZ5.1	28,37	0,95	200	240	60	9,5	0,74	0,16	0,57

Nachweis: erfüllt
nicht erfüllt

8-3 ALLGEMEINE BEMESSUNG DER VERBINDUNGSMITTEL

Beim Einbau der BSP-Elemente spielt die Verbindungstechnik eine wichtige Rolle. Im Abschnitt 6-4.1 wurde bereits auf die Verbindungen zwischen den jeweiligen Elementen eingegangen, um diese näherungsweise zu erfassen und in RFEM implementieren zu können. In diesem Abschnitt wird auf die Kontaktfugen „Decke-Decke“, „Wand-Wand“, „Decke-Wand“ (bei Oberkante Decke) und „Wand-Decke“ (bei Unterkante Decke) detaillierter eingegangen und diese bemessen. In der Abbildung 8-3-1 werden die Kontaktfugen symbolisch dargestellt. Da die Wände als durchgängige Elemente ausgeführt werden, tritt die Wand-Wand-Verbindung nur in den Eckbereichen auf.

Eine Neuberechnung der Schnittgrößen im Kapitel 7 mit angepassten Verschiebungsmoduln K_{ULS} in RFEM wird in weiterer Folge (iterativer Prozess) durchgeführt.

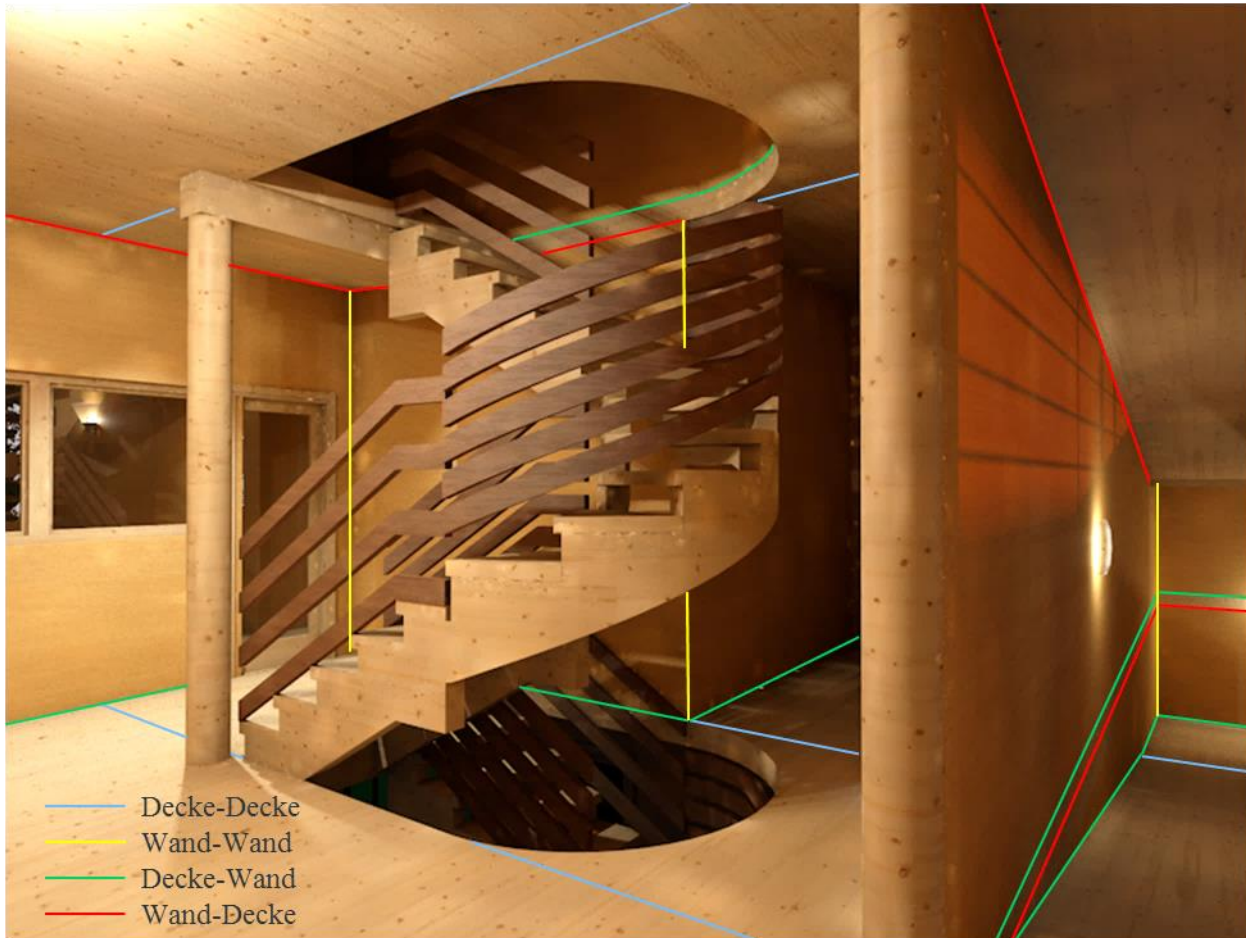


Abbildung 8-3-1: Kontaktfugen am Beispiel des OG und der Rampe zum EG

8-3.1 SCHRAUBENVERBINDUNGEN

Zur Bemessung werden selbstbohrende Vollgewindeschrauben mit Senkkopf der Würth aus Kohlenstoffstahl nach der ETA-11/0190 [75] eingesetzt. Falls erforderlich, werden weitere Berechnungsgrundlagen der ÖNORM B 1995-1-1 [52], Anhang K sowie der ÖNORM EN 1995-1-1 [61] entnommen.

8-3.1.1 Mindest- und Maximalwerte der Schrauben

Bei axial beanspruchten Schrauben in den Schmalflächen soll ein Nenndurchmesser von 8 mm nicht unterschritten werden. Bei Verbindungen von zueinander geneigten BSP-Elementen (z. B. Eckverbindungen) soll die Länge der Schrauben mindestens das 1,5-fache der Bauteildicke auf der Seite des Schraubenkopfs betragen. Diese beträgt somit für die Deckenplatten $1,5 \cdot 160 \text{ mm} = 240 \text{ mm}$ sowie für Wandscheiben $1,5 \cdot 100 \text{ mm} = 150 \text{ mm}$.

Bei Stufenfalzverbindungen soll die Schraube eine Länge von 0,8-Mal der Bauteildicke, das heißt $0,8 \cdot 160 \text{ mm} = 128 \text{ mm}$ aufweisen.

Bei tragenden Schraubenverbindungen, BSP-Verbindungen in einer Ebene sowie bei axialer Schraubenbeanspruchung in den Seitenflächen ist ein Mindestdurchmesser der Schrauben von 6 mm zu wählen.

In der Tabelle 8-6 bzw. in der Abbildung 8-3-2 werden die belastungsabhängigen Mindestabstände laut [75] sowie in Tabelle 8-7 die Maximalabstände laut ÖNORM B 1995-1-1 [52] angegeben.

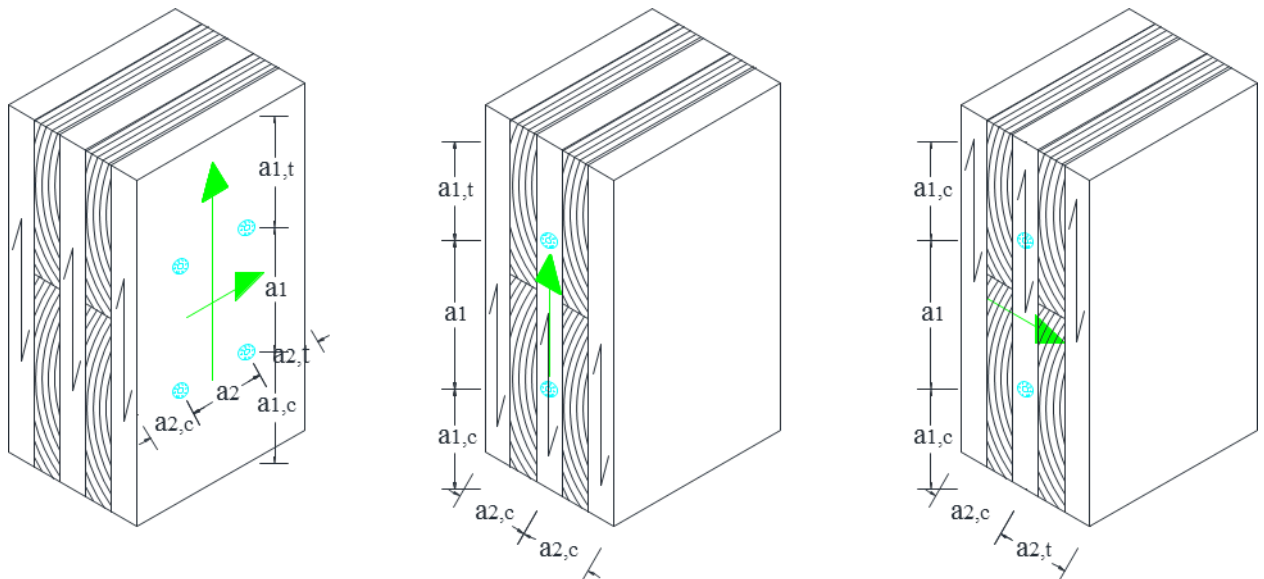


Abbildung 8-3-2: Mindestabstände für Schrauben in BSP laut [75]

Tabelle 8-6: Mindestabstände für Schrauben bei BSP

Lage der Schraube	a_1	a_2	$a_{1,t}$	$a_{1,c}$	$a_{2,t}$	$a_{2,c}$
Seitenfläche	$4 d$	$2,5 d$	$6 d$	$6 d$	$6 d$	$2,5 d$
Schmalfläche	$10 d$	$4 d$	$12 d$	$7 d$	$6 d$	$3 d$

Tabelle 8-7: Maximalabstände bei Verbindungen von BSP mit BSP sowie anderen Elementen

Verbindung von BSP mit	Verbindungsmittel	e_{\max} [mm]
BSP	Schrauben	500
BSH	Schrauben	500
Stahlträger	Schrauben	750
massive Bauteile	Winkelverbinder	1000

Zuletzt werden in der Tabelle 8-8 die Mindestabmessungen von BSP sowie die Mindesteinbindetiefe in die Schmalfläche, abhängig vom Gewindedurchmesser der Schraube, angeführt.

Tabelle 8-8: Mindestbauteilabmessungen und -einbindetiefen

Mindestdicke des BSP t_{CLT} [mm]			Mindestbreite des BSP t_{CLT} [mm]				Mindesteinbindetiefe in die Schmalfläche $l_{ef,2}$ [mm]				
d [mm]			Allgemein				Allgemein				
Allgemein	8	10	12	8	10	12	Allgemein	8	10	12	
$10 d$	80	100	120	max (8 d ; 60 mm)	64	80	96	$10 d$	80	100	120

8-3.1.2 Beanspruchung auf Abscheren (90° zur Schraubenachse)

Für einschneittige Holz-Holz-Verbindungen wird die charakteristische Tragfähigkeit pro Scherfuge und Verbindungsmittel aus dem minimalen Wert der folgenden Gleichung ermittelt:

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d}{1+\beta} \cdot \left[\sqrt{\beta + 2 \cdot \beta^2 \cdot \left[1 + \frac{t_2}{t_1} + \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2 \right]} + \beta^3 \cdot \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2 - \beta \cdot \left(1 + \frac{t_2}{t_1} \right) \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ \frac{f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d}{2+\beta} \cdot \left[\sqrt{2 \cdot \beta \cdot (1+\beta) + \frac{4 \cdot \beta \cdot (2+\beta) \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot t_1^2 \cdot d}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ \frac{f_{h,1,k} \cdot t_2 \cdot d}{1+2 \cdot \beta} \cdot \left[\sqrt{2 \cdot \beta^2 \cdot (1+\beta) + \frac{4 \cdot \beta \cdot (1+2 \cdot \beta) \cdot M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot t_2^2 \cdot d}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ 1,15 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot \beta}{1+\beta}} \cdot \sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,1,k} \cdot d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \end{array} \right. \quad (8.2)$$

mit

$f_{h,1,k}$ charakteristische Lochleibungsfestigkeit der Schraube bei BSH bzw. in der Seitenfläche für BSP [N/mm²]

$$f_{h,1,k} = \frac{0,082 \cdot \rho_k \cdot d^{-0,3}}{2,5 \cdot \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha} \quad (8.3)$$

ρ_k charakteristische Rohdichte des Holzbauteils mit $\rho_k = 385$ [kg/m³]

α Winkel zwischen Faserrichtung und Schraubenachse mit $\alpha = 90^\circ$

t_1 Dicke des Holzteils auf der Schraubenkopfseite [mm]

d Gewindeaußendurchmesser der Schraube [mm]

$f_{h,2,k}$ charakteristische Lochleibungsfestigkeit der Schraube in der Schmalfläche für Lagen aus Nadelholz [N/mm²]; für BSH Ermittlung laut Gleichung (8.3)

$$f_{h,2,k} = \frac{20}{\sqrt{d}} \quad (8.4)$$

t_2 Dicke des Holzteils bzw. Einbindtiefe auf der Schraubenspitzenseite [mm]

β Verhältnis der Lochleibungsfestigkeiten beider Bauteile [-]

$$\beta = \frac{f_{h,2,k}}{f_{h,1,k}} \quad (8.5)$$

$F_{ax,Rk}$ charakteristischer Widerstand des Verbindungsmittels auf Herausziehen [N]; ist dieser Wert nicht bekannt kann es vernachlässigt werden.

Die Ermittlung kann in Abschnitt 8-3.1.3 eingesehen werden.

$M_{y,Rk}$ charakteristisches Fließmoment des Verbindungsmittels laut ETA-11/0190 [75] [Nmm]

Der Bemessungswert der Tragfähigkeit errechnet sich aus dem minimalen Wert der Gleichung (8.2) aus

$$F_{v,Rd} = \frac{F_{v,Rk} \cdot k_{mod}}{\gamma_M} \quad (8.6)$$

k_{mod} Modifikationsbeiwert [-], für die gewählte (mittlere) Lasteinwirkungsdauer $k_{mod} = 0,8$ [-]
 γ_M Teilsicherheitsbeiwert für Verbindungen laut ÖNORM B 1995-1-1 [52], Tabelle 2.3, $\gamma_M = 1,3$ [-]

Für Winkel $45^\circ \leq \alpha < 90^\circ$ zwischen Schraubenachse und Faserrichtung der äußeren Lage wird zudem $F_{v,Rk}$ laut Gleichung (8.2) mit $2/3$ multipliziert.

Der Nachweis für die Beanspruchung auf Abscheren beträgt dabei

$$\eta_{Abscheren} = \frac{F_{v,Ed}}{n_{ef} \cdot F_{v,Rd}} \quad (8.7)$$

$F_{v,Ed}$ Bemessungswert der Einwirkung auf Abscheren [N/m]
 n_{ef} effektive Schraubenanzahl pro Meter [1/m].
Laut ÖNORM B 1995-1-1 [61], Abschnitt 8.7: $n_{ef} = n$ bei Kräfte rechtwinklig zur Faserrichtung;
bei Kräfte parallel zur Faserrichtung

$$n_{ef} = \min \left\{ \begin{array}{l} n \\ n^{0,9} \cdot \sqrt[4]{\frac{a_1}{13 \cdot d}} \end{array} \right. \quad (8.8)$$

a_1 Abstand der Schrauben in Faserrichtung [mm]

Bei Winkeln zwischen 0° und 90° erfolgt eine lineare Interpolation der Gleichungen (8.7) und (8.8).

8-3.1.3 Beanspruchung auf Herausziehen (in Schraubenrichtung)

Die Einschraubtiefe muss laut Norm einen Wert von mindestens $4 \cdot d$ erreichen. Die Mindestdicken des Brettspertholzes bei Beanspruchung auf Herausziehen sind in der Tabelle 8-8 angegeben. Dabei werden die minimalen, im Modell vorhandenen Abmessungen mit den Erforderlichen laut Norm verglichen.

Der charakteristische Wert der Tragfähigkeit auf Herausziehen kann je Schraube für Brettschichtholz und Brettspertholz nach der Gleichung

$$F_{ax,\alpha,Rk} = k_{ax} \cdot f_{ax,k} \cdot d \cdot l_{ef} \cdot \left(\frac{\rho_k}{350} \right)^{0,8} \quad (8.9)$$

mit

$F_{ax,\alpha,Rk}$ char. Wert des Auszieh Widerstandes in einem Winkel zur Faserrichtung [N]
 k_{ax} Faktor zur Berücksichtigung des Winkels α zwischen Schraubenachse und Faserrichtung [-]

$$\begin{array}{ll} k_{ax} = 1 & \text{bei } 45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ \\ k_{ax} = 0,3 + \frac{0,7 \cdot \alpha}{45^\circ} & \text{bei } 45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ \end{array} \quad (8.10)$$

$f_{ax,k}$ char. Wert der Ausziehfestigkeit senkrecht zur Faserrichtung [N/mm²]
mit $f_{ax,k} = 11,0$ N/mm² bei $d = 8$ mm und $f_{ax,k} = 10,0$ N/mm² bei $d \geq 10$ mm
 ρ_k charakteristische Rohdichte des Holzbauteils mit $\rho_k = 385$ [kg/m³]

ermittelt werden.

Damit kann das Versagen des Schraubenstahls mit der Gleichung

$$\frac{F_{ax,\alpha,Rd}}{f_{tens,d}} = \frac{F_{ax,\alpha,Rk} \cdot k_{mod}}{\frac{\gamma_{M,S}}{f_{tens,k}} \cdot \gamma_M} \leq 1 \quad (8.11)$$

- k_{mod}Modifikationsbeiwert [-], für mittlere Lasteinwirkungsdauer $k_{mod} = 0,8$ [-]
- $\gamma_{M,S}$Teilsicherheitsbeiwert für Verbindungen laut ÖNORM B 1995-1-1 [52], Tabelle 2.3, $\gamma_{M,S} = 1,3$ [-]
- $f_{tens,k}$Bemessungswert der Zugtragfähigkeit der Schraube [N]
- γ_MTeilsicherheitsbeiwert des Holzbauteiles laut ÖNORM B 1995-1-1 [52], $\gamma_M = 1,25$ [-]

kontrolliert werden.

Der Nachweis auf Herausziehen pro Meter ergibt sich für die einwirkende Belastung aus

$$\frac{F_{ax,\alpha,Ed}}{n_{ef} \cdot F_{ax,\alpha,Rd}} \leq 1 \quad (8.12)$$

mit

- $F_{ax,\alpha,Ed}$Belastung in Richtung der Schraubenachse [N/m]
- n_{ef}effektive Schraubenanzahl pro Meter [1/m] nach ÖNORM EN 1995-1-1 [61],
Abschnitt 8.7.2: $n_{ef} = n^{0,9}$ bei Schrauben als Verbindungsmittelgruppe.
Bei einem Winkel $30^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$ errechnet sich n_{ef} aus:

$$n_{ef} = \max \left\{ \begin{array}{l} n^{0,9} \\ 0,9 \cdot n \end{array} \right. \quad (8.13)$$

8-3.1.4 Kombinierte Beanspruchung

Laut ÖNORM B 1995-1-1 [52] muss bei gleichzeitiger Beanspruchung der Schraube in und senkrecht zur Achsenrichtung die folgende Kombination eingehalten werden:

$$\left(\frac{F_{ax,\alpha,Ed}}{F_{ax,\alpha,Rd}} \right)^2 + \left(\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} \right)^2 \leq 1 \quad (8.14)$$

8-3.2 WINKELVERBINDER UND ZUGANKER

Für die Bemessung der Winkelverbinder sowie der Zuganker bei dem Anschluss mit der Platte (Scheibenunterkante), sei es aus Beton für das Fundament als auch für die BSP-Decken, werden die Zulassungen der Simpson Strong-Tie-Holzverbindungen gewählt. Dabei handelt es sich bei den Winkelverbindern um die ETA-06/0106 [78] und bei den Zugankern um die ETA-07/0285 [79].

8-3.2.1 Winkelverbinder auf Schub

Zum Einsatz kommen Winkelverbinder des Typs AG922. Dieser ist für Decken-Wand-Verbindungen, sei es für Holzwerkstoffe als auch für Beton als Auflager, zugelassen. Dabei gelten die Tragfähigkeitswerte laut Tabelle 8-9. Diese Werte beziehen sich auf beidseitig angelegte Winkel.

Tabelle 8-9: Winkelverbinder

Wand-Auflager	maximale Anzahl Befestigungsmittel		Charakteristische Tragfähigkeit	
	Schenkel A	Schenkel B	Zug [kN]	Schub [kN]
Holz-Holz	16 Nägel	13 Nägel	18,5	29,5
Holz-Beton	16 Nägel	2 Bolzen M12	30,6	48,2

Für die Nägel ist ein Durchmesser $d = 4$ mm sowie eine Länge $l = 50$ mm vorgegeben. Die Verbindung kann in der Abbildung 8-4-5 eingesehen werden.

8-3.2.2 Zuganker auf Zug

Für die Aufnahme der Zugkraft in den Wänden wird der Zuganker HTT22 laut [79] gewählt. Der char. Wert der Zugfestigkeit wird dabei aus dem Produktblatt [80] entnommen und beträgt 24,7 kN. Im Bedarfsfall werden diese auf beiden Wandseiten angebracht. Die Zuganker werden nur punktuell zum Abtragen hoher lokaler Zugkräfte an der Wandunterkante eingesetzt. Geringere Zugkräfte werden von den Winkelverbindern aufgenommen. Der gewählte Zuganker wird in der Abbildung 8-4-5 dargestellt.

8-3.3 ERMITTLUNG DER VERSCHIEBUNGSMODULN K_{SER} UND K_{ULS}

Die Ermittlung der Verschiebungsmoduln K_{ser} für den SLS sowie K_{ULS} für den ULS wird anhand der ÖNORM B 1995-1-1 [52] durchgeführt. Diese sind jeweils pro Verbindung und Verbindungsmittel angegeben. Für Bolzen und Schrauben ergibt sich dabei ein K_{ser} von

$$K_{ser,B,S} = \frac{\rho_m^{1,5} \cdot d}{23} \quad (8.15)$$

sowie für nicht vorgebohrte Nägel von

$$K_{ser,N} = \frac{\rho_m^{1,5} \cdot d^{0,8}}{30} \quad (8.16)$$

Da die Zuganker sowie die Winkelverbinder jeweils an der Wandscheibe sowie an der Deckenplatte befestigt werden, ergibt sich der tatsächliche Verschiebungsmodul (serielle Federn) laut [81] zu:

$$K_{ser} = \frac{1}{\frac{1}{K_{ser,Wand}} + \frac{1}{K_{ser,Decke}}} \quad (8.17)$$

Für den ULS kann der Verschiebungsmodul K_{ULS} laut ÖNORM B 1995-1-1 [52] mit $2/3 \cdot K_{ser}$ angenommen werden.

8-4 AUSLEGUNG UND BEMESSUNG DER VERBINDUNGSMITTEL

Die Nachweise werden für die LK2 im ULS bzw. für den außergewöhnlichen Lastfall Erdbeben (EK11) geführt. Es werden die Verbindungen (Steifigkeiten) im RFEM-Modell implementiert und die Schnittkräfte neu berechnet. Diese Schritte werden so lange wiederholt (Iteration), bis die Nachweise im Kapitel 7 sowie in diesem Abschnitt erfüllt sind.

Die Durchmesser aller Schraubenverbindungen werden mit mindestens 8 mm gewählt. Bei der Positionierung der Schrauben in den Schmalseiten (Einschraubwinkel 90°) der BSP-Elemente ist darauf zu achten, dass diese in der entsprechenden Lage (Schrauben-Faser-Winkel 90°) eingedreht werden. Falls die Schrauben auf Abscheren in mehreren Richtungen beansprucht werden, wird der Nachweis der Verbindung mit der resultierenden Kraft geführt.

Zur Ermittlung der maßgebenden Schnittgrößen der jeweiligen Verbindungen werden die meist beanspruchten Bauteile am Anschlusspunkt untersucht und verglichen. Dabei werden die Bauteile mit der maximalen Schnittgröße je gewähltem Einflussbereich für die Bemessung herangezogen.

Für die Schraubenverbindungen werden die Schnittgrößen auf 1 m Einfluslänge, für die Wand-Wand-Verbindungen auf die gesamte Wandscheibenhöhe geglättet (Mittelwert). Dieser Wert wird anschließend für die Nachweisführung herangezogen. Die Anzahl der Schrauben wird zudem pro Meter angegeben.

Der Abstand bzw. die Einfluslänge der Winkelverbinder bzw. Zuganker zueinander wird mit 500 mm angenommen. In dem Bemessungsprogramm RFEM werden die Schnittgrößen somit auf dieser Abmessung geglättet. Falls mehrere Winkel bzw. Zuganker erforderlich sind, sollte eine Einflussbreite von 250 mm nicht unterschritten werden.

8-4.1 VERBINDUNGEN ZWISCHEN BSP-ELEMENTEN

In den folgenden Abschnitten werden die Nachweise für die Schraubenverbindungen, die Winkelverbinder, die Zuganker sowie die Mindestabstände und Mindestlängen zusammengefasst. Falls die Nachweise auf Herausziehen bei den Winkelverbindern nicht erfüllt werden, wird die Belastung in den Tabellen blau gekennzeichnet und die zugehörigen erforderlichen Zuganker ermittelt und bemessen.

Die Maximalabstände der Schrauben sind mit 500 mm sowie der Winkelverbinder mit 1000 mm laut Tabelle 8-7 eingehalten und werden in den folgenden Abschnitten nicht explizit ausgewiesen.

8-4.1.1 Wand-Wand

Für die Wand-Wand-Verbindungen sind jeweils die Nachweise auf Abscheren und Herausziehen zu führen. Dabei wird die maßgebende Schnittgröße n_y über der gesamten Wandscheibenhöhe geglättet (Mittelwert). Da die Tragfähigkeit auf Abscheren geringer ist als jene auf Herausziehen, wird die größere der beiden Schnittkräfte $n_{y,1/2}$ als abscherende Beanspruchung angesetzt und der kombinierte Nachweis geführt. Die Abbildung 8-4-1 zeigt die entsprechende Wand-Wand-Eckverbindung. Die Wand-T-Stöße werden ident ausgeführt.

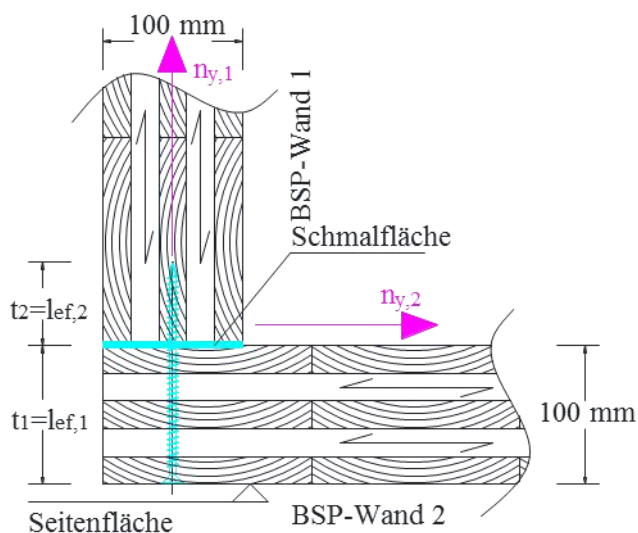


Abbildung 8-4-1: Wand-Wand-Verbindung

Die Tabelle 8-10 zeigt die Verbindungsnachweise sowie Tabelle 8-11 die Nachweise der Mindestabstände.

Tabelle 8-10: Schraubennachweise für Wand-Wand-Verbindungen

Bemessungssituation	Belastung [kN/m]		Bauteile	Anzahl n [1/m]	Nachweise η_i [-]				
	Abscheren	Herausziehen			Abs.	Her.	Komb.		
ULS	$n_{y,max}$ 16,92	-	$n_{y,min}$ 9,20	-	W1.25b/ W1.26	8	0,84	0,29	0,78
Erdbeben	$n_{y,max}$ 20,09	-	$n_{y,min}$ 19,20	-	W0,20/ W0,25	6	0,77	0,46	0,80

Nachweis: erfüllt
nicht erfüllt

Tabelle 8-11: Mindestabstände der Schrauben für Wand-Wand-Verbindungen

gewählte Schrauben laut Zulassung				Anzahl n pro m [1/m]	l_{min} [mm]	$l_{ef,2,min}$ [mm]	a_1 [mm]	
l [mm]	d [mm]	$l_{ef,1}$ [mm]	$l_{ef,2}$ [mm]				soll	ist
180	8	100	80	8	150	80	80	125

Nachweis: erfüllt
nicht erfüllt

8-4.1.2 Decke(Rand)-Wand parallel zur Haupttragrichtung

Die Platten P1.1, P1.2, P1.15, P1.16, P2.17, P2.2, P2.20, P2.16 werden an den Plattenrändern parallel zur Haupttragrichtung an den Außenwänden nach oben „gehängt“. Es werden sowohl die Nachweise auf Abscheren mit den Wandschnittgrößen n_{xy} und v_y als auch auf Herausziehen mit n_y geführt. Die Verbindung ist in Abbildung 8-4-2 ersichtlich.

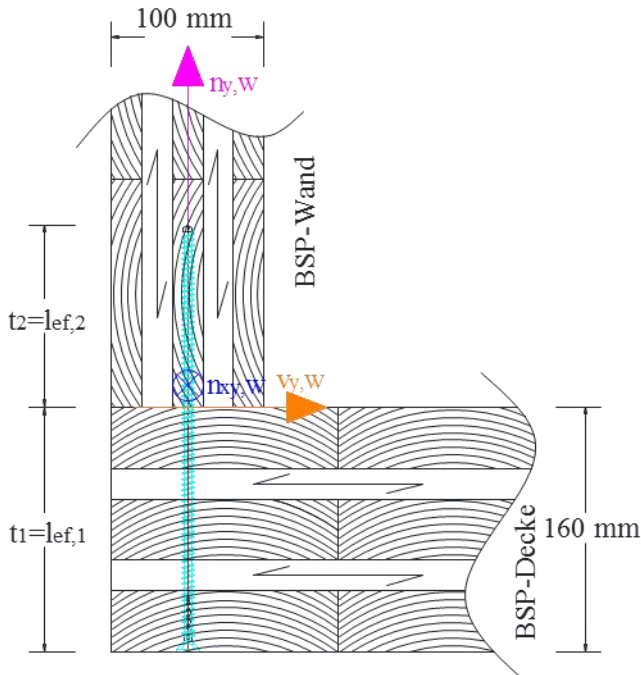


Abbildung 8-4-2: Deckenrand-Wand-Verbindung parallel zur Haupttragrichtung

Die Nachweise des Anschlusses sind in der Tabelle 8-12, die Mindestabstände in der Tabelle 8-13 enthalten.

Tabelle 8-12: Schraubennachweise für Decken(Rand)-Wand-Verbindungen parallel zur HTR

Bemessungssituation	Belastung [kN/m]				Bauteile	Anzahl n [1/m]	Nachweise η_i [-]		
	Abscheren		Herausziehen				Abs.	Her.	Komb.
ULS	$n_{xy,W}$	$v_{y,W}$	$n_{y,W}$	-	AW (P1.15/16)	6	0,72	0,08	0,52
Erdbeben	$n_{xy,W}$	$v_{y,W}$	$n_{y,W}$	-	AW (P1.15/16)	4	0,77	0,52	0,86

Nachweis: erfüllt
nicht erfüllt

Tabelle 8-13: Mindestabstände der Schrauben für Decken(Rand)-Wand-Verbindungen parallel zur HTR

gewählte Schrauben laut Zulassung				Anzahl n pro m [1/m]	l_{min} [mm]	$l_{ef,2,min}$ [mm]	a_1 [mm]	
l [mm]	d [mm]	$l_{ef,1}$ [mm]	$l_{ef,2}$ [mm]				soll	ist
320	8	160	160	6	240	100	100	167

Nachweis: erfüllt
nicht erfüllt

8-4.1.3 Decke-Wand am Rand parallel zur Nebentragrichtung

Die Bemessung der Verbindung Decke-Wand an den Plattenrändern parallel zur Nebentragrichtung kann aufgrund der darunter liegenden BSH-Balken bzw. BSP-Scheiben nicht wie im Abschnitt 8-4.1.2 erfolgen. Für diese Verbindungen werden Winkelverbinder und ggf. Zuganker anstatt Schrauben als Verbindungsmittel gewählt. Diese können nur einseitig angeschlossen werden. Die Schnittgrößen n_x bzw. n_y (je nach Orientierung der Wandscheibe in RFEM) in den darüber liegenden Wandscheiben werden für den Nachweis auf Herausziehen, n_{xy} und v_x bzw. v_y auf Abscheren herangezogen. (siehe Abbildung 8-4-3).

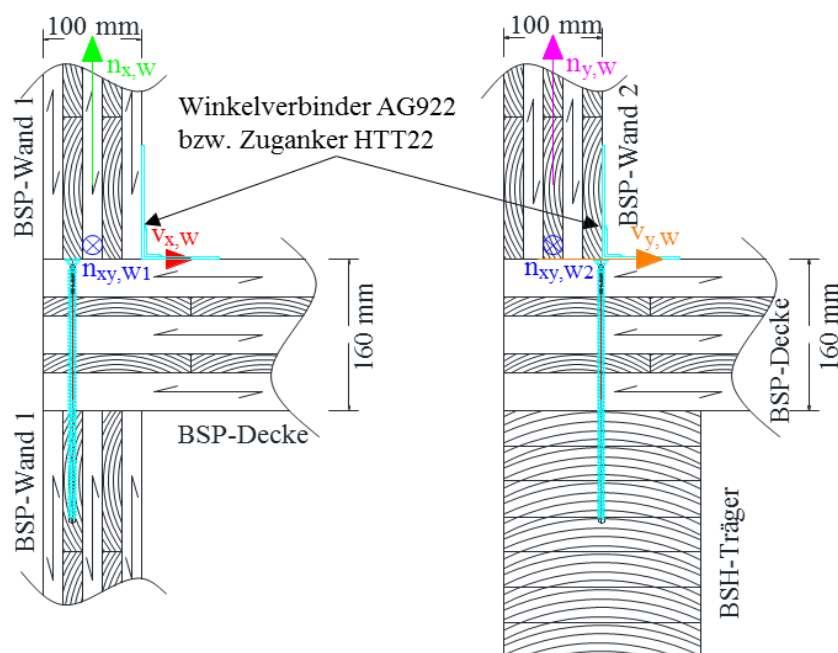


Abbildung 8-4-3: Mögliche Decken-Wand-Verbindungen am Rand in Decken-Nebentragrichtung

Die Tabelle 8-14 fasst die Nachweise für einseitig angelegte Winkelverbinder zusammen. In der Tabelle 8-15 werden die lokal erforderlichen Zuganker nachgewiesen.

Tabelle 8-14: Nachweise der Winkelverbinder für Decken(Rand)-Wand-Verbindungen parallel zur NTR

Bemessungssituation	Verbindung	Abscheren [kN/m]		Herausziehen [kN/m]	Bauteile	Anzahl Winkel n [1/m]	Ausnutzung	
		$n_{xy,w1}$	$v_{x,w}$	$n_{x,w}$			η_{Schub} [-]	η_{Zug} [-]
ULS	Decke-Wand 1 Rand	$n_{xy,w1}$ 25,95	$v_{x,w}$ 0,17	$n_{x,w}$ 18,18	W1.4	4	0,69	0,77
	Decke-Wand 2 Rand	$n_{xy,w2}$ 36,31	$v_{y,w}$ 0,08	$n_{y,w}$ 6,85	AW (P1.12)	4	0,96	0,29
	Rampe-Wand 1 Rand	$n_{xy,w1}$ 16,42	$v_{x,w}$ 0,30	$n_{x,w}$ 16,58	R1.1 (W1.24)	4	0,43	0,70
Erdbeben	Decke-Wand 1 Rand	$n_{xy,w1}$ 32,95	$v_{x,w}$ 3,38	$n_{x,w}$ 28,31	W1.26 (P1.13/14)	4	0,51	0,70
	Decke-Wand 2 Rand	$n_{xy,w2}$ 47,01	$v_{y,w}$ 0,23	$n_{y,w}$ 37,52	AW (P1.6/9)	4	0,72	0,92
	Rampe-Wand 1 Rand	$n_{xy,w1}$ 58,11	$v_{x,w}$ 0,79	$n_{x,w}$ 58,11	R1.2 (W1.26)	4	0,90	1,43

Legende:

Zuganker erf.

Nachweis:

erfüllt
nicht erfüllt

Tabelle 8-15: Nachweise der laut Tabelle 8-14 erforderlichen Zugverbinder

Bemessungssituation	Verbindung	Einwirkung n_x [kN/m]	Bauteile	Einflussbreite b [m]	Anzahl Zuganker n [-]	Ausnutzung η_{Zug} [-]
Erdbeben	Rampe-Wand 1 Rand	58,11	R1.2 (W1.26)	0,5	2	0,53
Nachweis:						erfüllt
						nicht erfüllt

8-4.1.4 Wand-Decke

Die Wand-Decken-Anschlüsse werden, zusammen mit den dazugehörigen Schnittgrößen, in der Abbildung 8-4-4 dargestellt. Die Wand 1-Decken-Verbindung (links) beschreibt dabei die allgemeine Verbindung zwischen Innenwand und Decke. Dieser Anschluss wird lediglich für die Wand parallel zur Decken-Nebentragrichtung angezeigt. Hier können die Schrauben nicht in der mittleren Schicht der BSP-Wand eingeschraubt werden, da es in diesem Fall zu einer faserparallelen Verschraubung kommen würde. Für den Anschluss der BSP-Wand 1 und der Decke parallel zur Haupttragrichtung ändert sich die Schnittgröße $n_{x,D}$ zu $n_{y,D}$.

Der Anschluss zwischen Außenwände (BSP-Wand 2) und der Decke wird mittig in der Abbildung 8-4-4 dargestellt. Dieser Anschluss wird lediglich für die Wand parallel zur Decken-Nebentragrichtung angezeigt. Der Nachweis für die Wand parallel zur Decken-HTR wird mit $n_{y,D}$ statt $n_{x,D}$ geführt. Für die Rampe müssen die Verbindungsmittel laut Abbildung 8-4-4 (rechts) für die Wand parallel zur Platten-Haupttragrichtung bemessen werden.

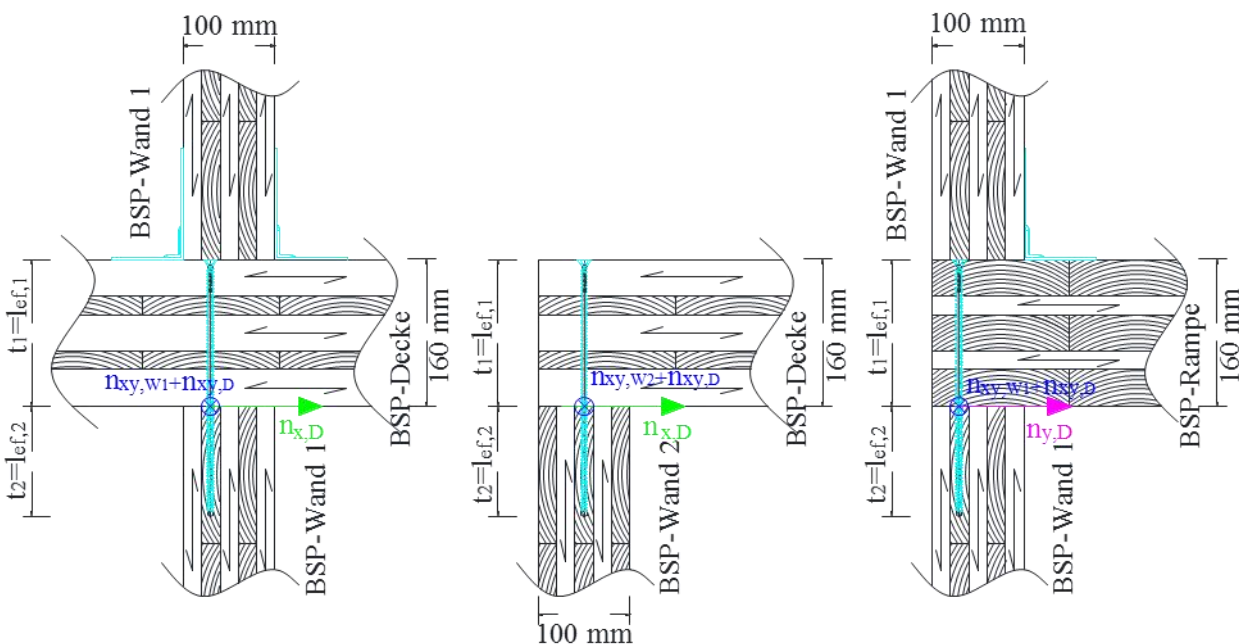


Abbildung 8-4-4: Mögliche Wand-Deckenverbindungen

In den nachfolgenden Tabellen werden die Schraubenverbindungen des Wand-Decken-Anschlusses nachgewiesen.

Tabelle 8-16: Schraubennachweise für Wand 1-Decken-Verbindungen

Bemessungs-situation	Belastung [kN/m]				Bauteile	Anzahl n [1/m]	Nachweise $\eta_{\text{Abscheren}} [-]$
	Abscheren		Herausziehen				
ULS	$n_{xy,W1}+n_{xy,D}$ 11,02	$n_{x,D}$ 19,28	-	-	Treppenhaus	6	0,94
Erdbeben	$n_{xy,W1}+n_{xy,D}$ 10,77	$n_{x,D}$ 36,83	-	-	W1.25b (P2.19/20)	6	0,94

Nachweis: erfüllt
nicht erfüllt

Tabelle 8-17: Schraubennachweise für Wand 2-Decken-Verbindungen

Bemessungs-situation	Belastung [kN/m]				Bauteile	Anzahl n [1/m]	Nachweise $\eta_{\text{Abscheren}} [-]$
	Abscheren		Herausziehen				
ULS	$n_{xy,W2}+n_{xy,D}$ 9,54	$n_{y,D}$ 11,33	-	-	AW (P1.15)	4	0,85
Erdbeben	$n_{xy,W2}+n_{xy,D}$ 15,68	$n_{y,D}$ 10,45	-	-	AW (P1.16)	3	0,84

Nachweis: erfüllt
nicht erfüllt

Tabelle 8-18: Schraubennachweise für Wand 1-Rampen-Verbindungen

Bemessungs-situation	Belastung [kN/m]				Bauteile	Anzahl n [1/m]	Nachweise $\eta_{\text{Abscheren}} [-]$
	Abscheren		Herausziehen				
ULS	$n_{xy,W2}+n_{xy,D}$ 25,39	$n_{y,D}$ 5,93	-	-	W1.24 (R1.1)	6	1,00
Erdbeben	$n_{xy,W2}+n_{xy,D}$ 20,87	$n_{y,D}$ 34,66	-	-	R1.2	6	0,90

Nachweis: erfüllt
nicht erfüllt

Tabelle 8-19: Mindestabstände der Schrauben für Wand-Decken-Verbindungen

Verbindung	gewählte Schrauben laut Zulassung				Anzahl n [1/m]	l_{min} [mm]	$l_{\text{ef},2,\text{min}}$ [mm]	a_1 [mm]	
	l [mm]	d [mm]	$l_{\text{ef},1}$ [mm]	$l_{\text{ef},2}$ [mm]				soll	ist
Wand 1 - Decke	280	10	160	120	6	240	100	100	167
Wand 2 - Decke	280	10	160	120	4	240	100	100	250
Wand 1 - Rampe	280	10	160	120	6	240	100	100	167

Nachweis: erfüllt
nicht erfüllt

8-4.1.5 Decke-Innenwand

Der Nachweis für die Winkel- und Zugankerverbindungen an der Wandscheibenunterkante wird jeweils für die maximalen Zugbelastungen n_x auf Herausziehen sowie die Anteile der Schubbelastungen n_{xy} und v_x auf Abscheren geführt. Es wird versucht, die Zugbelastungen durch den gewählten Winkelverbinder aufzunehmen. Zuganker werden nur lokal zum Aufnehmen höherer Zugkräfte angeordnet. Die Winkelverbinder sowie die Zuganker werden in diesem Fall an der Wandscheibe beidseitig angeschlossen.

Die Abbildung 8-4-5 zeigt exemplarisch eine Wand-Decken-Verbindung mit den gewählten Winkelverbindern und Zugankern.

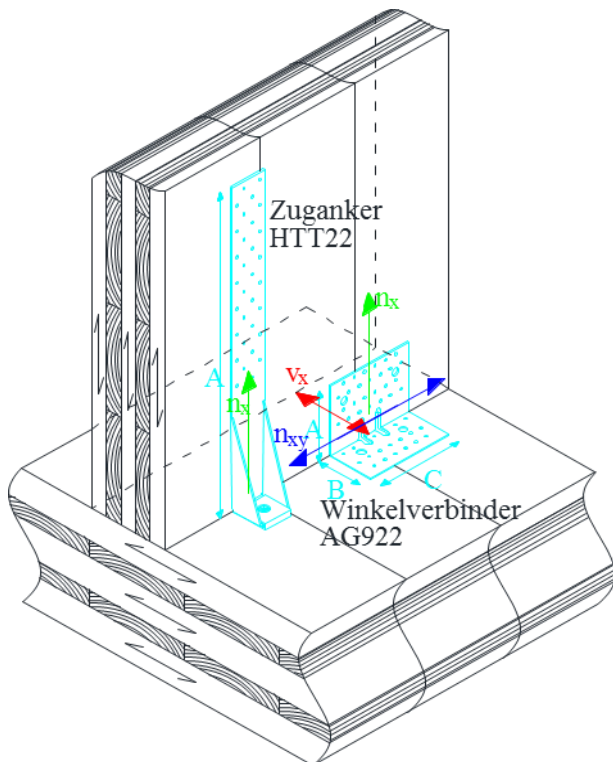


Abbildung 8-4-5: Winkelverbinder und Zuganker zwischen BSP-Wand und BSP-Decke

Tabelle 8-20: Nachweise der Winkelverbinder für Decken-Wand-Verbindungen (beidseitig)

Bemessungssituation	Verbindung	Abscheren [kN/m]		Herausziehen [kN/m]	Bauteile	Anzahl Winkel n [1/m]	Ausnutzung	
		$n_{xy,W}$	$v_{x,W}$	$n_{x,W}$			$\eta_{i, Schub}$ [-]	$\eta_{i, Zug}$ [-]
ULS	Decke-	37,64	0,86	37,26	W1.29	4	0,50	0,79
	Wand innen	24,47	0,13	68,49	W1.25b	4	0,32	1,45
		23,66	0,1	61,54	W1.20b	4	0,31	1,30
	Fundament-Wand	9,88	0,87	4,34	W0.18	1	0,32	0,22
Erdbeben	Decke-Wand innen	36,46	3,59	53,27	W1.23	4	0,28	0,65
	Fundament-Wand	29,65	1,57	43,64	W0.18	2	0,28	0,65

Legende: Zuganker erf.

Nachweis: erfüllt
nicht erfüllt

Tabelle 8-21: Nachweise der laut Tabelle 8-20 erforderlichen Zuganker

Bemessungs-situation	Verbindung	Einwirkung		Bauteile	Einflussbreite b [m]	Anzahl Zuganker n [-]	Ausnutzung
		n_x [kN/m]					$\eta_{i,Zug}$ [-]
ULS	Decke-Wand innen	68,49		W1.25b	0,5	2	0,54
		61,54		W1.20b	0,5	1	0,97
Nachweis:							erfüllt
							nicht erfüllt

8-4.1.6 BSH-Träger-Decke

Für die Verbindung der BSH-Träger mit der BSP-Decke werden die Nachweise auf Abscheren mit den Schnittgrößen n_{xy} (Decke und ggf. darüber liegende Wand) und n_x der Decke geführt. Diese Verbindung wird in Abbildung 8-4-6 dargestellt.

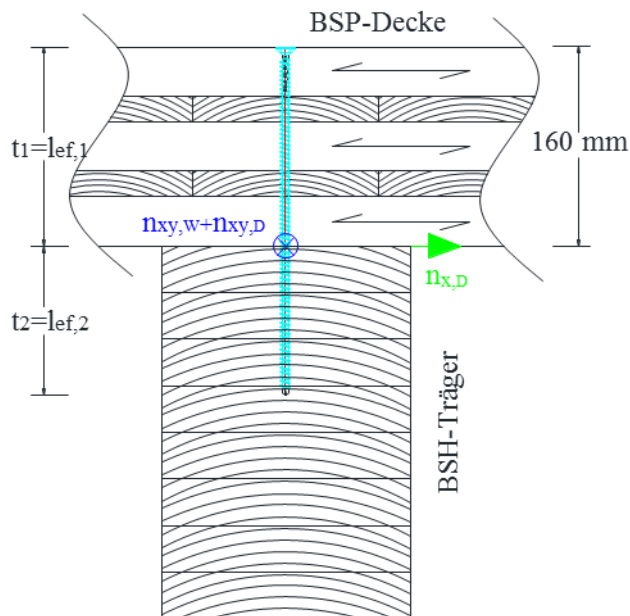


Abbildung 8-4-6: Mögliche BSH-Träger-Decken-Verbindung

Tabelle 8-22: Schraubennachweise für BSH-Träger-Decken-Verbindungen

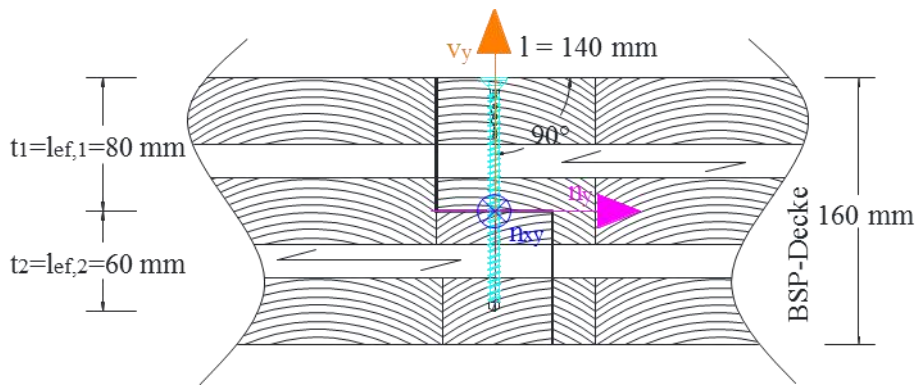
Bemessungs-situation	Belastung [kN/m]			Bauteile	Anzahl n [1/m]	Nachweise	
	Abscheren	Herausziehen				$\eta_{Abscheren}$ [-]	
ULS	$n_{xy,W1/2+n_{xy,D}}$	$n_{x,D}$	-	-	UZ4/P1.6	6	0,81
	2,5	25,43					
Erdbeben	$n_{xy,W1/2+n_{xy,D}}$	$n_{x,D}$	-	-	UZ4/P1.6	4	0,98
	23,72	19,73					
Nachweis:							erfüllt
							nicht erfüllt

Tabelle 8-23: Mindestabstände der Schrauben für BSH-Träger-Decken-Verbindungen

gewählte Schrauben laut Zulassung				Anzahl n pro m [1/m]	l_{\min} [mm]	$l_{\text{ef},2,\min}$ [mm]	a_1 [mm]		
l [mm]	d [mm]	$l_{\text{ef},1}$ [mm]	$l_{\text{ef},2}$ [mm]				soll	ist	
320	10	160	160	6	240	100	100	167	
							Nachweis:		erfüllt
									nicht erfüllt

8-4.1.7 Deckenplatten in Haupttragrichtung

Die Deckenverbindung parallel zur Haupttragrichtung wird, wie bereits im Abschnitt 6-4.1 erwähnt, als Stufenfalzverbindung ausgeführt. Die Schnittgrößen n_{xy} und n_y werden für die Nachweise auf Abscheren bzw. v_y auf Herausziehen herangezogen. Die Verbindung samt Schnittgrößen wird in Abbildung 8-4-7 dargestellt.


Abbildung 8-4-7: Deckenplatten-Verbindung in Haupttragrichtung (Stufenfalz)
Tabelle 8-24: Schraubennachweise für Decken-Decken-Verbindungen parallel zur HTR

Bemessungssituation	Belastung [kN/m]				Bauteile	Anzahl n [1/m]	Nachweise η_i [-]		
	Abscheren		Herausziehen				Abs.	Her.	Komb.
ULS	n_{xy} 0,04	n_y 16,61	v_y 0,85	-	P1.6/P1.9	8	0,78	0,03	0,61
Erdbeben	n_{xy} 6,52	n_y 24,88	v_y 2,08	-	P1.5/P1.7	6	0,94	0,05	0,88
							Nachweis:		erfüllt
									nicht erfüllt

Tabelle 8-25: Mindestabstände der Schrauben für Decken-Decken-Verbindungen parallel zur HTR

gewählte Schrauben laut Zulassung				Anzahl n pro m [1/m]	l_{\min} [mm]	a_1 [mm]			
l [mm]	d [mm]	$l_{\text{ef},1}$ [mm]	$l_{\text{ef},2}$ [mm]			soll	ist		
140	12	80	60	8	128	120	125		
							Nachweis:		erfüllt
									nicht erfüllt

8-4.1.8 Deckenplatten parallel zur Nebentragsrichtung

Hierbei werden die Schrauben in einem 45°-Winkel an beiden Seiten in die BSP-Decke eingeschraubt (siehe Abbildung 8-4-8). Mit den Schnittgrößen n_x und v_x werden die Nachweise auf Herausziehen und mit der Schnittgröße n_{xy} auf Abscheren geführt.

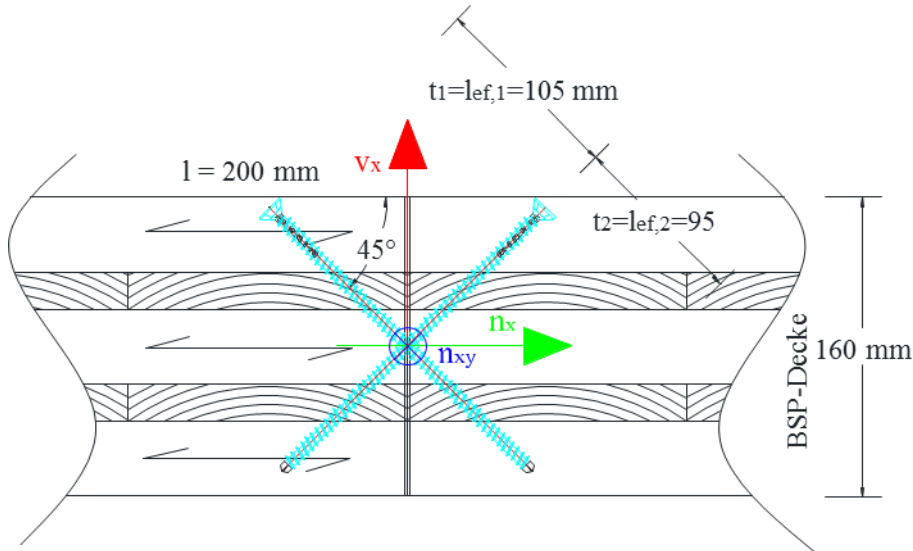


Abbildung 8-4-8: Deckenplatten-Verbindung in Nebentragsrichtung (Stumpfstoß)

Tabelle 8-26: Schraubennachweise für Decken-Decken-Verbindungen parallel zur NTR

Bemessungs-situation	Belastung [kN/m]				Bauteile	Anzahl n [1/m]	Nachweise η_i [-]		
	Abscheren		Herausziehen				Abs.	Her.	Komb.
ULS	n_{xy}	-	n_x	v_x	P2.19/P2.14	4	0,42	0,75	0,74
Erdbeben	n_{xy}	-	n_x	v_x	P2.19/P2.14	4	0,33	0,72	0,62

Nachweis: erfüllt
nicht erfüllt

Tabelle 8-27: Mindestabstände der Schrauben für Decken-Decken-Verbindungen parallel zur NTR

gewählte Schrauben laut Zulassung				Anzahl n m [1/m]	l_{min} [mm]	$l_{ef,2,min}$ [mm]	a_1 [mm]	
l [mm]	d [mm]	$l_{ef,1}$ [mm]	$l_{ef,2}$ [mm]				soll	ist
200	8	105	95	4	158	80	80	250

Nachweis: erfüllt
nicht erfüllt

8-4.2 VERSCHIEBUNGSMODULN K_{SER} UND K_{ULS}

Da die Zuganker lediglich an einzelnen Stellen angebracht werden müssen und angenommen wird, dass die Winkelverbinder großteils für die Schubnachgiebigkeit an der Wandscheibenunterkante maßgebend sind, werden diese für die Ermittlung der Verschiebungsmoduln herangezogen. Die folgende Tabelle 8-28 zeigt die ermittelten Verschiebungsmoduln in Abhängigkeit von der Einwirkungsrichtung.

Tabelle 8-28: Verschiebungsmoduln der Verbindungsmittel für das RFEM-Modell

VM	Verbindung	Durchmesser d [mm]	Anzahl pro VM [-]	Anzahl n pro m [1/m]	Lastfall	$K_{ser,i}$ [kN/m]	K_{ser} [kN/m ²]	K_{ULS} [kN/m ²]	
								einseitig	beidseitig
Schrauben	Wand-Wand	8	1	8	LK2		23951	15967	
	Decke(Rand)-Wand in HTR	10	1	6	LK2		22454	14969	
	Wand 1 - Decke	10	1	6	LK2, EK11		22454	14969	
	Wand 2 - Decke	10	1	4	LK2		14969	9980	
	Wand 1 - Rampe	10	1	6	LK2, EK11		22454	14969	
	Decke-Decke längs	12	1	8	LK2		35927	23951	
	Decke-decke quer	8	2	4	LK2, EK11		23951	15967	
Winkelverbinder	Decke-Wand 1 Rand	4	16	4	LK2, EK11	55665	24953	16635	
	Decke-Wand 2 Rand	4	16	4	LK2, EK11	45228	24953	16635	
	Rampe-Wand 1 Rand	4	16	4	LK2, EK11	55665	24953	16635	
	Decke-Wand innen	4	16	4	LK2, EK11	45228	24953	33271	
	Fundament-Wand	4	16	2	EK11	27832	10917	14556	
		12	2	2		17963			
Zuganker	Decke-Wand innen	4	15	4	LK2	52186	16417	21889	
		16	1	4		23951			
	Rampe-Wand 1 Rand	4	15	4	EK11	52186	16417	10944	
	16	1	4		23951				

KAPITEL 9: RESÜMEE

DIE VILLA SAVOYE

Im Vergleich zum Originalbauwerk aus Stahlbeton können vor allem die dünnen tragenden und aussteifenden Wandscheiben sowie die Deckenplatten hervorgehoben werden. Durch die tragende Eigenschaft der Wandscheiben im BSP-Modell können mehrere Stützen aus dem Originalmodell entfernt werden. Dadurch müssen jedoch einige Stützenquerschnitte, aufgrund der hohen Normalkraftbeanspruchung, bis auf 240 mm erhöht werden. Die Wände im Originalplan, die mit 100 mm Dicke angegeben sind, werden laut [40] als nichttragend angenommen. Damit erfolgt die Aussteifung mit hoher Wahrscheinlichkeit durch eingespannte Stützen. Es stellt sich jedoch die Frage, ob das Originalbauwerk mit den nicht immer in einem Raster verteilten Stützen, der punktblasteten Decke (mit einer Breite bzw. einem Durchmesser von 200 mm) sowie Unterzügen (mit Querschnittsabmessungen von 200 mm) die Nachweise nach den aktuellen Stahlbeton-Normen erfüllen können. Die erste einheitliche Stahlbetonnorm wurde erst rund ein Jahrzehnt nach dem Errichten der Villa Savoye (vgl. [82]) veröffentlicht. Nachweise für Durchstanzen wurden erst in der zweiten Hälfte des 20. Jahrhunderts ausführlicher behandelt (vgl. [83]), diese spielen bei punktblasteten Stahlbetondecken eine große Rolle.

Zusammenfassend ist festzustellen, dass ein Vergleich zwischen Holzbauweise und Stahlbetonbauweise im Rahmen dieser Masterarbeit, ohne eine Bemessung der Villa Savoye nach den aktuellen Stahlbeton-Bemessungsnormen, kaum möglich ist. Hierbei ist jedoch anzumerken, dass die Villa im Jahre 1929 erbaut wurde und bis zum heutigen Tag ihre „Standhaftigkeit“ unter Beweis gestellt hat.

FE-MODELLIERUNG

Während der Bemessung und Optimierung des RFEM-Modells sind einige Problemstellen aufgetreten.

An den Stellen, an denen mehrere Elemente übereinanderliegen, beispielsweise bei der Verbindung Stütze-Unterzug-Decke-Wand, treffen an einem Punkt vier Elemente zusammen. Dabei weisen Unterzug und Wand die gleiche Verbindungslinie mit der Decke auf. Da die Stütze zudem direkt an der Decke angeschlossen ist, treten an dieser Stelle hohe Schubspannungen auf. Ein weiterer Grund dafür ist die Ausführung der Balken und Stützen als 1D- sowie der Wandscheiben als 2D-Elemente. Dadurch erfolgt die Lastweiterleitung bzw. die Beanspruchung an einem Punkt bzw. an einer Linie und kann somit nicht auf die Bauteilbreite verteilt werden, was vermutlich zu überschätzten Schnittgrößen führt. Deshalb wird in diesen Bereichen eine Glättung der Spannungen durchgeführt. Die Modellierung der erforderlichen Unterzüge und den darauf liegenden Decken bzw. die Modellierung der Verbindung beider Bauteile war zu Beginn der Berechnungen, aufgrund der auftretenden Schnittgrößen (wie die Normalkräfte im Unterzug), unklar. Diese Verbindung wird im Abschnitt 6-4.2 untersucht und setzt eine schubnachgiebige Verbindung des Unterzuges mit der Decke voraus, damit lediglich Auflagerkräfte der Decke in den Unterzug eingeleitet werden.

Dies führt zu einer weiteren Problemstelle. Die Breite bzw. der Bereich der Glättung ist, sei es bei den Auflagern (Spannungsspitzen) als auch bei den Schnittgrößen auf größeren Bereichen (Normalkräfte in der Wand, Schub in der Ebene), fragwürdig. Im Allgemeinen erweist sich die Validierung der flächigen Schnittgrößen wie n_x , n_y , n_{xy} als schwierig. Als mögliche Vorgehensweise wird bei Auflagern ein konstanter Glättungsbereich auf die Breite des aufliegenden Bauteils angesetzt.

Ein weiteres Problem zeigt sich bei den Einstellungen des FE-Netzes. Bei einer Änderung der Netzgröße kommt es zu keiner relevanten Änderung der Bauteilverformungen sowie der Schnittgrößen in den BSH-Elementen. Die maximalen Werte bzw. Spannungsspitzen in den BSP-Elementen zeigen jedoch bei

Änderungen der Netzgröße bedeutende Unterschiede. Zudem können in der Literatur kaum Angaben zur „richtigen“ Wahl einer passenden FE-Netzgröße gefunden werden. Da jedoch, durch die oben genannten Glättungen, die Schnittkräfte bei verschiedenen FE-Netzgrößen nur geringfügige Unterschiede aufweisen, ist die Größe des FE-Netzes mit der minimal auftretenden Bauteildicke (Wandscheibe $t_{CLT} = 100$ mm) festgelegt worden.

VERBINDUNGEN UND VERBINDUNGSSTEIFIGKEIT

Wie bereits aus der Literatur bekannt ist, beeinflussen die angesetzten Verbindungsmittelsteifigkeiten die ermittelten Schnittgrößen. Um diesen Einfluss erneut zu belegen wird an dieser Stelle exemplarisch die Schnittgröße Schub in der Ebene n_{xy} vor und nach der Anpassung der Verbindungen verglichen.

Dabei werden die Liniengelenke im RFEM-Modell mit den folgenden Steifigkeiten modelliert:

- a) als steife Verbindung (siehe Abbildung 8-4-1, oben)
- b) mit den zu Beginn angenommenen Steifigkeiten laut Abschnitt 6-4.1 (Abbildung 8-4-1, mittig)
- c) mit den tatsächlichen Steifigkeiten (Iteration) laut Abschnitt 8-4.2 (Abbildung 8-4-1, unten)

Da die auftretenden Kräfte in den Verbindungsmitteln zwischen den BSP-Elementen bzw. in den Wandscheiben an sich vor allem durch horizontale Lasten hervorgerufen werden, wird für den Vergleich der Schnittgrößen die Erdbeneinwirkung EK11 herangezogen. Es werden lediglich das EG und OG zur besseren Übersicht angezeigt.

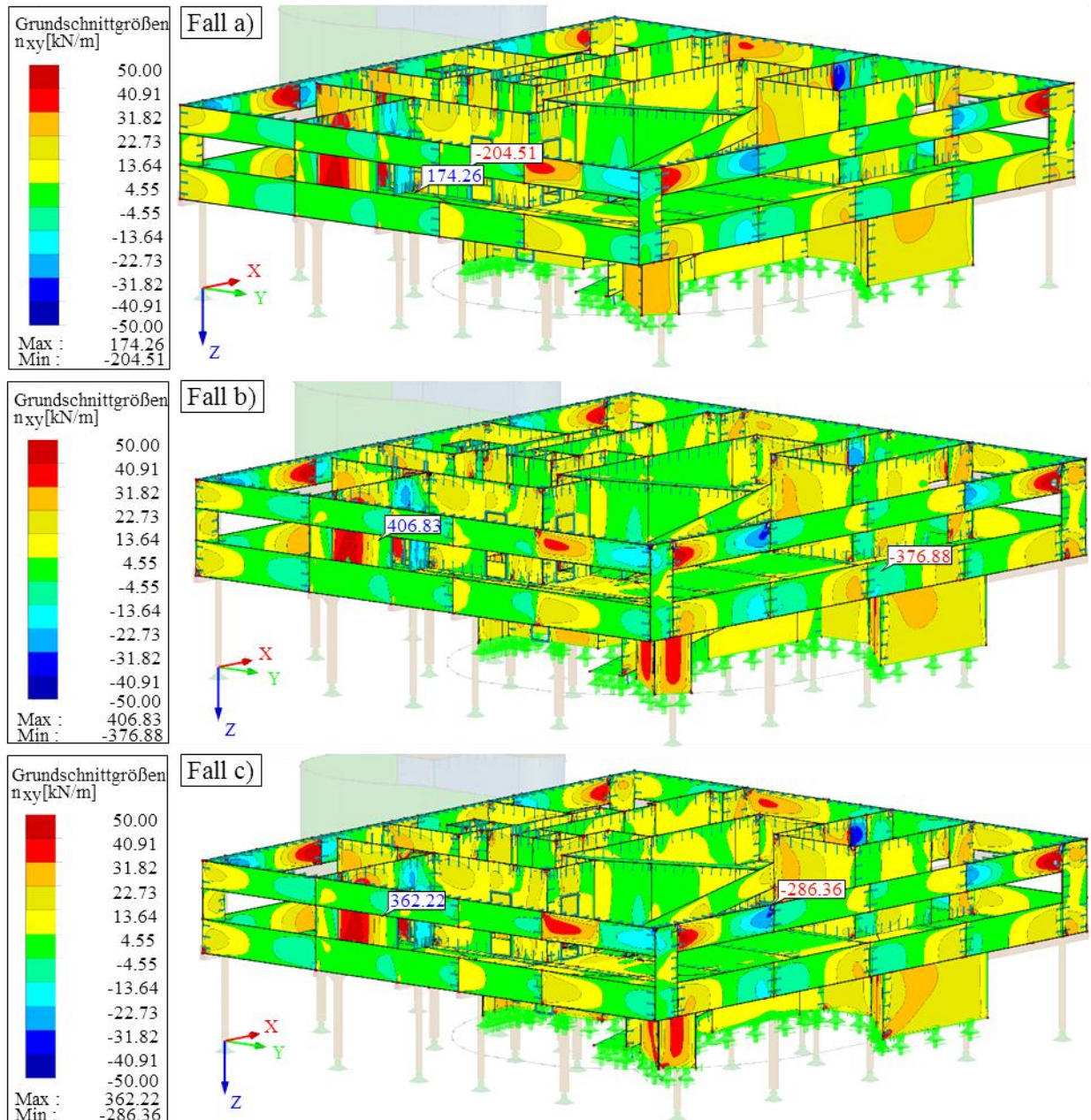


Abbildung 8-4-1: Vergleich der Schubnachgiebigkeit der Verbindungen Schub in der Ebene n_{xy}

Wie aus der Abbildung 8-4-1 ersichtlich treten in der oberen Ansicht, für den Fall eines steifen Schubverbundes in Linien-x-Richtung (Fall a), die kleinsten Schnittgrößen auf. Durch das Einsetzen einer Federfestigkeit laut Vorbemessung (Fall b), siehe Abschnitt 6-4.1) kann bereits eine Erhöhung der maximalen Schnittgrößen um rund das Doppelte sowie eine unterschiedliche Lastverteilung erkannt werden. Durch die Berechnung der tatsächlichen Steifigkeiten und einer Neuberechnung der Schnittkräfte (Fall c) kommt es wiederum zu einer Reduzierung der auftretenden Schnittgrößen, da die Verbindungen steifer sind als jene des Falls b). Zudem kann erneut eine Änderung der Lastverteilung, sei es durch die farbliche Abbildung als auch durch die Lage der maximalen Schnittgrößen, festgestellt werden. Vor allem im Erdgeschoss ist eine Änderung der Lastverteilung durch das Einsetzen einer Schubsteifigkeit der Verbindungen an den Auflagern der Wandscheibe zu sehen.

Wird keine detaillierte Betrachtung der Verbindungen zwischen BSP-Elementen geführt, kann dies zu einer maßgebenden Unterschätzung der Schnittgrößen führen.

Zusätzlich kann durch die realistische Erfassung der Schubnachgiebigkeit zwischen den BSP-Elementen eine Abminderung der Schnittgrößen an den meisten BSH-Elementen verzeichnet werden.

Verbindungen spielen eine große Rolle für die Tragfähigkeit sowie die Lastableitung bei horizontalen Einwirkungen wie Erdbeben. Dennoch fehlen derzeit noch bessere Bemessungsgrundlagen sowie eine einheitliche Normung für Verbindungen von BSP. Dies bezieht sich vor allem auf Winkelverbinder und Zuganker, deren Kennwerte meist aus anderen Anschlusskonfigurationen (z. B. Holzwerkstoff-Beton) herangezogen werden. Derzeit gibt es jedoch einige Projekte, die sich mit der Entwicklung von Systemverbindern für Brettsperrholz befassen.

NACHWEISE DER BSP-BAUTEILE

Für die BSP- und BSH-Elemente werden im Laufe der Bemessung und Modellierung, vor allem in Bezug auf Querdruckbeanspruchung der Platte, vertikalen Verformungen sowie Schubspannungen die Grenzen erkennbar. Oft erweist sich der Rollschubwiderstand der Deckenelemente als maßgebend. Ein Grund liegt dabei in der indirekten Lastverteilung bzw. in der versetzten Lage der Wandscheiben in den unterschiedlichen Geschossen. Als Maßnahme mussten Haupt- und Nebenträger mit entsprechenden Querschnitten eingesetzt werden, um diese Lasten nicht direkt in die Decke einleiten zu müssen sowie um die vertikale Verformung der BSP-Elemente einzuschränken. Beispielsweise war es notwendig, alleine durch die Belastung der Windschutzwand am Dach, die auftretenden Lasten durch das Einplanen mehrerer Stützen und Unterzüge abzufangen, um Verformungen der Decke entgegenzuwirken. Hier wäre eine Ausführung der Decke als Rippenplatte eine denkbare Alternative.

Im Abschnitt 6-4.2 wurden BSP-Decken mit einem Unterzug als Mittelaufleger modelliert. Vergleicht man dabei die Schnittgrößen für den betrachteten Fall unter Berücksichtigung der Steifigkeiten der Bauteile (Varianten 1 bis 5) mit der vereinfachten Handbemessung als 1-D-Balken mit starrem Mittelaufleger (Variante 6), ist ein großer Unterschied in den Schnittkräften festzustellen. Eine steifigkeitsabhängige 3D-Modellierung unter Berücksichtigung der Steifigkeiten des Unterzuges liefert geringere Plattenschnittkräfte und ermöglicht unter Umständen eine wirtschaftlichere Bemessung der BSP-Bauteile.

Obwohl in dieser Arbeit gezeigt wird, dass die Tragfähigkeit des Bauwerks bei Ausführung in Holz-Massivbauweise sichergestellt wird, gibt es noch einen weiteren wichtigen Aspekt bei der Planung. Dazu zählen unter anderem die bauphysikalische Betrachtung und die Gebäudetechnik. Letztere sollte auf keinen Fall aus anderen Bauweisen, wie dem Stahlbetonbau, ohne Überlegungen übernommen werden. Dies kann zu Schadensfällen und zu aufwendigen Sanierungsarbeiten bis hin zu irreparablen Schäden an der Tragstruktur führen. Eine Weiterführung des betrachteten Objektes in diesem Hinblick wäre mit Sicherheit interessant.

“HÖLZERNE“ MODERNE

Hätte Brettsperrholz eine wichtige Rolle in der Architektur der „Moderne“ spielen können, wäre dessen Fortschritt affin zu jenem des Stahlbetons verlaufen (also um ein Jahrhundert früher)? Befindet sich Brettsperrholz zur heutigen Zeit in derselben Phase wie Stahlbeton vor 100 Jahren? Ja, es wäre möglich, Bauwerke der „Moderne“ in Brettsperrholz auszuführen. Es herrscht derzeit ein enormer Aufschwung und ein allgemeines Interesse an der nachhaltigen Massivbauweise in Brettsperrholz, ähnlich wie es vor einem Jahrhundert beim Stahlbetonbau zu verzeichnen war.

Mit welchen Problemen hatte der Stahlbetonbau zu kämpfen, können hier Parallelen gezogen werden oder müssen dieselben Fehler begangen werden?

Unter anderem schrieb die Bauherrin Madame Savoye an LE CORBUSIER:

"Es regnet in den Flur, es regnet auf die Treppe, und die Garagenwand ist pitschnass. Schlimmer ist, dass es immer noch in mein Bad regnet. Bei schlechtem Wetter wird es geradezu überschwemmt, da das Wasser selbst durch das Oberlicht hereinströmt ... Nach unzähligen Beschwerden meinerseits werden Sie sich endlich damit abfinden müssen, dass dieses Haus einfach unbewohnbar ist." [84]

Kritisiert werden hier bauphysikalische Probleme, sowie mangelhaft ausgeführte Abdichtungen der, aus Stahlbeton errichteten, Villa Savoye, vor knapp einem Jahrhundert. Dies macht eine umfassende Betrachtung und kritische Hinterfragung von Flachdächern sowie „Abdichtungssystemen“ in Bezug auf die Holz-Massivbauweise, unumgänglich.

Ob wir uns derzeit in der „hölzernen“ Moderne befinden, wie sich BSP und dessen Anwendung in der Architektur bzw. dem Bau weiterentwickeln werden, wird sich in der Zukunft zeigen.

ANHANG A VERZEICHNISSE

A-1 Literaturverzeichnis

- [1] E. K. f. N. (CEN), *draft EN 1995-1-1: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten*, 2018.
- [2] „www.goruma.de,“ [Online]. Available: <http://www.goruma.de/Wissen/KunstundKultur/BauKunststile/klassizismus.html>. [Zugriff am 03 05 2017].
- [3] F. Hintze, „www.houzz.de,“ 21 09 2014. [Online]. Available: <https://www.houzz.de/ideabooks/29381098/list/der-jugendstil-oder-art-nouveau-die-neue-kunst>. [Zugriff am 03 05 2017].
- [4] „www.goruma.de,“ [Online]. Available: <http://www.goruma.de/Wissen/KunstundKultur/BauKunststile/jugendstil.html>. [Zugriff am 03 05 2017].
- [5] „www.goruma.de,“ [Online]. Available: <http://www.goruma.de/Wissen/KunstundKultur/BauKunststile/historismus.html>. [Zugriff am 03 05 2017].
- [6] P. Wilkinson, „50 Schlüsselideen Architektur,“ Springer Verlag, Berlin, 2013.
- [7] K. Richter, *Architektur des 20. Jahrhunderts: Architekten und Baustile von 1900 bis heute*, München [u.a.]: Prestel, 2000.
- [8] „www.architekt.de,“ [Online]. Available: http://www.architekt.de/Architekturstil/neue_sachlichkeit.php. [Zugriff am 03 05 2017].
- [9] A. Metcalf, „www.formandwords.com,“ 28 02 2011. [Online]. Available: <https://formandwords.com/2011/02/28/le-corbusier-the-objet-type-idea/>. [Zugriff am 03 05 2017].
- [10] „www.kafka-prag.de,“ [Online]. Available: <http://www.kafka-prag.de/prag/prager-architektur/kubismus-in-prag/einfuehrung-in-den-kubismus.html>. [Zugriff am 03 05 2017].
- [11] K. Frampton, *Die Architektur der Moderne: Eine kritische Baugeschichte*, Stuttgart: Deutsche Verlags-Anstalt, 1995.
- [12] „www.wikipedia.org,“ 07 10 2015. [Online]. Available: <https://de.wikipedia.org/wiki/Pilotis>. [Zugriff am 03 05 2017].
- [13] „www.uschoch.de,“ [Online]. Available: <http://www.uschoch.de/purismus.html>. [Zugriff am 03 05 2017].
- [14] „www.partners.academic.ru,“ [Online]. Available: <http://partners.academic.ru/dic.nsf/dewiki/385564>. [Zugriff am 03 05 2017].

- [15] J. Joedicke, *Moderne Architektur: Strömungen und Tendenzen*, Stuttgart/Bern: Karl Krämer Verlag, 1969.
- [16] N. Huse, *Geschichte der Architektur im 20. Jahrhundert*, München: Beck C. H., 2008.
- [17] W. J. R. Curtis, *Architektur im 20. Jahrhundert*, Stuttgart: Deutsche Verlags-Anstalt, 1989.
- [18] J. Tietz und W. Hoffmann, *Geschichte der Architektur des 20. Jahrhunderts*, Köln: Könemann Verlagsgesellschaft, 1998.
- [19] R. Banham, *Die Revolution der Architektur: Theorie und Gestaltung im Ersten Maschinenzeitalter (German Edition)*, Braunschweig [u.a.]: Vieweg+Teubner Verlag, 1990.
- [20] R. Zey, „www.designlexikon.net,“ Königsdorfer Medienhaus, [Online]. Available: <http://www.designlexikon.net/Designer/W/wienersecession.html>. [Zugriff am 10 05 2017].
- [21] D. Sudjic, *Fifty modern buildings that changed the world*, London: Octopus Publishing Ltd., 2015.
- [22] S. Thiel-Siling, *Architektur! Das 20. Jahrhundert*, München [u.a.]: Prestel, 1998.
- [23] S. Giedon, *Walter Gropius. Mensch und Werk*, Stuttgart: Hatje, 1954, p. 20 f..
- [24] B. Nicolai und C. Benton, *Architektur und Exil: Kulturtransfer und architektonische Emigration 1930 bis 1950*, B. Nicolai, Hrsg., Trier: Porta-Alba-Verlag, 2003.
- [25] „iconichouses.org,“ [Online]. Available: iconichouses.org. [Zugriff am 16 05 2017].
- [26] ArchitectureWeek, „www.greatbuildings.com,“ Artifice, Inc, 2011. [Online]. Available: www.greatbuildings.com. [Zugriff am 22 03 2018].
- [27] „wikiarquitectura.com,“ WikiArquitectura, [Online]. Available: <https://en.wikiarquitectura.com/>. [Zugriff am 22 03 2018].
- [28] K. Britton, *Auguste Perret*, London: Phaidon, 2001.
- [29] A. Sarnitz, *Architektur Wien 700 Bauten*, Wien, New York: Springer, 2008.
- [30] M. P. e. a. Gabriele Kaiser, *Architektur in Österreich im 20. und 21. Jahrhundert*, Architekturzentrum Wien, Hrsg., Basel [u.a.]: Birkhäuser, 2006.
- [31] „www.purkersdorf-online.at,“ 07 10 2004. [Online]. Available: <http://www.purkersdorf-online.at/kultur/sanatorium.php3>. [Zugriff am 21 03 2018].
- [32] „https://www.pamono.at,“ 2017. [Online]. Available: <https://www.pamono.at/designers/adolf-loos>. [Zugriff am 13 06 2017].
- [33] H.-U. Khan, *International Style*, Köln [u.a.]: Taschen, 2001.
- [34] A. Colquhoun, *Modern Architecture*, Oxford: Oxford University Press, 2002.

- [35] P. Asenbaum, P. Haiko, H. Lachmayer und R. Zettl, Otto Wagner: Möbel und Innenräume (German Edition), Salzburg: Residenz Verlag, 1984.
- [36] P. Blake, Drei Meister-Architekten: Le Corbusier, Mies Van Der Rohe, Frank Lloyd Wright, München: Piper & Co, 1962.
- [37] „<http://www.fondationlecorbusier.fr>,“ [Online]. Available: http://www.fondationlecorbusier.fr/CorbuCache/2049_4186.pdf. [Zugriff am 29 06 2017].
- [38] „<http://www.fondationlecorbusier.fr>,“ [Online]. Available: <http://www.fondationlecorbusier.fr/corbuweb/morpheus.aspx?sysId=13&IrisObjectId=4876&sysLanguage=en-en&itemPos=24&itemCount=78&sysParentId=64&sysParentName=>. [Zugriff am 29 06 2017].
- [39] E. R. Ford, Das Detail in der Architektur der Moderne: Zur Logik der Konstruktion bei Edwin Lutyens, Frank Lloyd Wright, Otto Wagner, Adolf Loos, Le Corbusier, ... Schindler, Walter Gropius, Marcel Breuer, Basel: Birkhäuser, 1994.
- [40] E. Liebing, „www.homify.de,“ 7 10 2014. [Online]. Available: <https://www.homify.de/ideenbuecher/8189/le-corbusier>. [Zugriff am 17 03 2018].
- [41] J. Sbriglio und L. Corbusier, Le Corbusier: la Villa Savoye - the Villa Savoye, Basel [u.a.]: Birkhäuser, 1999.
- [42] E. Mendelsohn, R. Stephan und C. Benton, Erich Mendelsohn - gebaute Welten: Architekt 1887 - 1953; Arbeiten für Europa, Palästina und Amerika, R. Stephan, Hrsg., Ostfildern-Ruit: Hatje, 1998.
- [43] W. Gropius, Bauhausbauten Dessau (Neue Bauhausbücher), Mainz: Kupferberg, 1974.
- [44] D. Eimert, Kunst und Architektur des 20. Jahrhunderts, New York: Parkstone International, 2010.
- [45] B. Leitner, Die Rettung des Wittgenstein Hauses in Wien vor dem Abbruch: Eine Dokumentation, Wien: Ambra |V, 2013.
- [46] M. W. D. J. P. W. J. M. T. L. Ariane Schneider, „www.haus-wittgenstein.at,“ Bulgarisches Kulturinstitut Haus Wittgenstein, 21 11 2005. [Online]. Available: <http://www.haus-wittgenstein.at/das-haus.html>. [Zugriff am 22 03 2018].
- [47] B. Leitner, „www.zeit.de,“ Zeit Online, 21 11 2012. [Online]. Available: <http://www.zeit.de/1970/08/der-philosoph-als-architekt>. [Zugriff am 22 03 2018].
- [48] „www.tugendhat.eu,“ [Online]. Available: <http://www.tugendhat.eu/en/the-building/the-structure.html>. [Zugriff am 10 05 2017].
- [49] E. A. Plischke, Ein Leben mit Architektur, Wien: Löcker Verlag, 1989.
- [50] F. Achleitner, Österreichische Architektur im 20. Jahrhundert: Ein Führer in drei Bänden, Bde. %1 von %2II: Kärnten, Steiermark, Burgenland, M. M. K. Wien, Hrsg., Salzburg und Wien: Residenz Verlag, 1983.
- [51] E. K. A. S. d. G. Heimo Halbreiner, Hilmteichstraße 24: Haus Albrecher-Leskoscsek von Herbert Eichholzer, Graz: CLIO, 2016.

- [52] Ö. Normungsinstitut, *ÖNORM B 1995-1-1: 2015*, Wien: Austrian Standards plus GmbH, 2015.
- [53] Ö. Normungsinstitut, *ÖNORM EN 1990: 2013*, Wien: Austrian Standards plus GmbH, 2013.
- [54] Ö. Normungsinstitut, *ÖNORM B 1990-1:2013*, Wien: Austrian Standards plus GmbH, 2013.
- [55] Ö. Normungsinstitut, *ÖNORM EN 1991-1: 2011*, Wien: Austrian Standards plus GmbH, 2011.
- [56] Ö. Normungsinstitut, *ÖNORM EN 1995-1-2: 2011*, Wien: Austrian Standards plus GmbH, 2011.
- [57] Ö. Normungsinstitut, *ÖNORM EN 1998-1: 2013*, Wien: Austrian Standards plus GmbH, 2013.
- [58] Ö. Normungsinstitut, *ÖNORM B 1998-1: 2011*, Wien: Austrian Standards plus GmbH, 2011.
- [59] Ö. Normungsinstitut, *ÖNORM EN 14080: 2013*, Wien: Austrian Standards plus GmbH, 2013.
- [60] G. Schickhofer, T. Bogensperger und T. Moosbrugger, *BSPhandbuch: Holz-Massivbauweise in Brettsperrholz*, Graz: Verlag der Technischen Universität Graz, 2010.
- [61] Ö. Normungsinstitut, *ÖNORM EN 1995-1-1: 2015*, Wien: Austrian Standards plus GmbH, 2015.
- [62] G. Schickhofer, *HOLZBAU: Nachweisführungen für Konstruktionen aus Holz*, Graz: Fachbereich Ingenieurbaukunst (IBK) an der TU Graz, 2009.
- [63] G. G. Salas, „<https://www.bibliocad.com>,“ [Online]. Available: https://www.bibliocad.com/library/villa-savoye-3d_77050?1509107967. [Zugriff am 27 10 2017].
- [64] „<http://www.ceco.net>,“ [Online]. Available: <http://www.ceco.net/free-autocad-blocks/architecture.html>. [Zugriff am 27 10 2017].
- [65] M.-M. Holz, „<http://www.mm-holz.com>,“ 04 2016. [Online]. Available: <http://www.mm-holz.com/downloads/mm-broschueren/>. [Zugriff am 09 10 2017].
- [66] J. K. K. P. Markus Wallner-Novak, *Brettsperrholz Bemessung: Grundlagen für Statik und Konstruktion nach Eurocode*, Wien: proHolz Austria, 2013.
- [67] G. Flatscher, „Evaluation and approximation of timber connection properties for displacement-based analysis of CLT wall systems (nicht veröffentlicht),“ Tu Graz, Graz, 2017.
- [68] Ö. I. f. Bautechnik, „www.oib.or.at,“ 03 2015. [Online]. Available: https://www.oib.or.at/sites/default/files/richtlinie_6_26.03.15.pdf. [Zugriff am 26 07 2017].
- [69] „www.lev.at,“ 07 2000. [Online]. Available: <http://www.lev.at/download/eniso6946.pdf>. [Zugriff am 26 07 2017].
- [70] „www.ifea.tugraz.at,“ [Online]. Available: http://www.ifea.tugraz.at/hp_old/heizlast/wlf.htm. [Zugriff am 26 07 2017].
- [71] „www.massivholzhandbuch.com,“ 14 12 2010. [Online]. Available: www.massivholzhandbuch.com. [Zugriff am 26 07 2017].

- [72] Ö. I. f. Bautechnik, „www.oib.or.at,“ 03 2015. [Online]. Available: https://www.oib.or.at/sites/default/files/richtlinie_2_26.03.15.pdf. [Zugriff am 1 12 2017].
- [73] A. Ringhofer, *Erdbebennormung in Europa und deren Anwendung auf Wohnbauten in Holz-Massivbauweise*, Graz: Institut für Holzbau und Holztechnologie, 2010.
- [74] G. S. Georg Flatscher, *Shaking-table test of a cross-laminated timber structure*, ICE publishing, 2015.
- [75] A. W. G. & C. KG, *ETA-11/0190 - Würth Schrauben*, Künzelsau: Deutsches Institut für Bautechnik, 2013.
- [76] S. S.-T. A/S, *ETA-07/0245*, Odder: SIMPSON STRONG-TIE A/S, 2016.
- [77] S. S.-T. GmbH, „www.strongtie.de,“ 09 02 2018. [Online]. Available: <http://www.strongtie.de/products/detail/balkentrager/886>. [Zugriff am 26 02 2018].
- [78] S. S.-T. A/S, *ETA-06/0106*, Odder: Simpson Strong-Tie A/S, 2016.
- [79] S. S.-T. A/S, *ETA-07/0285*, Odder: Simpson Strong-Tie A/S, 2015.
- [80] S. S.-T. GmbH, „www.strongtie.de,“ 09 02 2018. [Online]. Available: <http://www.strongtie.de/products/detail/zuganker/81>. [Zugriff am 23 02 2018].
- [81] A. R. Gerhard Schickhofer, *Das Erdbebenverhalten von Hochbauten in Holz-Massivbauweise: Eine vergleichende Betrachtung mit anderen Massivbauweisen*, Graz: Institut für Holzbau und Holztechnologie, 2011.
- [82] U. Hassler, A. Kierdorf, H. K. hilsdorf, H. Schmidt, H. S. Müller und M. Günter, *Was der Architekt vom Stahlbeton wissen sollte: Ein Leitfaden für Denkmalpfleger und Architekten*, Zürich: gta Verlag, 2010.
- [83] H. Vocke, *Zum Durchstanzen von Flachdecken im Bereich von Rand- und Eckstützen*, Stuttgart: Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart, 2002.
- [84] A. Posener, „www.welt.de,“ 23 06 2009. [Online]. Available: <https://www.welt.de/kultur/article3979811/Le-Corbusiers-Haeuser-schoen-aber-unbewohnbar.html#top>. [Zugriff am 17 03 2018].
- [85] J. Lasserre, „www.panoramio.com,“ 10 11 2014. [Online]. Available: <http://www.panoramio.com/photo/113733444>. [Zugriff am 29 06 2017].

A-2 Literaturverzeichnis der Abbildungen im Kapitel 4

- Abbildung [I] http://weissenhof.com.de/02_gebaeude/pics/gebaeude_karte.gif [Zugriff am 27 04 2017]
- Abbildung [II] http://www.architektur-ausstellungen.de/sites/default/files/exhibitions/IMG_20080715_111436_2393.jpg [Zugriff am 27 04 2017]
- Abbildung [III] <http://www.redvoice.gr/wp-content/uploads/2013/04/casa-battlo.jpg> [Zugriff am 27 04 2017]
- Abbildung [IV] http://insideinside.org/wp-content/uploads/2015/03/db_099_-_Palais_Stoclet__Joseph_Hoffmann__1905-11_4.jpg [Zugriff am 27 04 2017]
- Abbildung [V] https://www.mimoo.eu/images/43132_1.jpg [Zugriff am 27 04 2017]
- Abbildung [VI] http://weissenhof.com.de/02_gebaeude/bild.php?id=498 [Zugriff am 27 04 2017]
- Abbildung [VII] <https://s-media-cache-ak0.pinimg.com/originals/87/45/1f/87451f27ecbb3dbfc4fd68ef9a732574.jpg> [Zugriff am 27 04 2017]
- Abbildung [VIII] http://www.weissenhof.com.de/02_gebaeude/bild.php?id=460 [Zugriff am 27 04 2017]
- Abbildung [IX] http://www.fondationlecorbusier.fr/CorbuCache/410x480_2049_791.jpg?r=0 [Zugriff am 27 04 2017]
- Abbildung [X] http://www.fondationlecorbusier.fr/CorbuCache/900x720_2049_704.jpg?r=0 [Zugriff am 27 04 2017]

ANHANG B VERSCHIEDENE ANHÄNGE

Der ANHANG B wird in folgende Abschnitte unterteilt:

- Anhang B-1: Verschiedene Beiwerte und Baustoffkennwerte für die allgemeine Bemessung in Holzbauweise
- Anhang B-2: Ermittlung der Fußboden- und Wandaufbauten, der Wind- und Schneelasten laut [53], [54], [55]
- Anhang B-3: Originalpläne der Villa Savoye in Stahlbetonbauweise
- Anhang B-4: Liste der BSH-Stützen, BSH-Balken sowie BSP-Deckenplatten
- Anhang B-5: Ermittlung des Schubmittelpunktes sowie der Torsionslasten pro aussteifende Wandscheibe aufgrund der Erdbebenbeanspruchung im jeweiligen Geschoss

B-1 Beiwerte und Baustoffkennwerte

Tab. Anhang B-1: Teilsicherheitsbeiwerte γ_M

Element	Teilsicherheitsbeiwerte	
Holzprodukt		
Rundholz, Vollholz, Vollholz mit besonderen Eigenschaften, Balkenschichtholz	γ_M	1,30
Brettschichtholz, Brettsperrholz, Furnierschichtholz, Furniersperrholz, Spansperrholz	γ_M	1,25
Stahl in Verbindungen		
Auf Biegung beanspruchte, stiftförmige Verbindungsmittel	$\gamma_{M,1}$	1,10
Auf Zug oder Scheren beanspruchte Teile; Tragfähigkeitsnachweis von Nagelplatten	$\gamma_{M,2}$	1,25
Brand	$\gamma_{M,fi}$	1,00
Ermüdung	$\gamma_{M,fat}$	1,00
Außergewöhnliche Kombinationen	γ_M	1,00

Die Teilsicherheitsbeiwerte γ_M werden beim Spannungsnachweis auf der Widerstandsseite angesetzt und enthalten die Streuung und die Ungenauigkeiten des Materials. Für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) beträgt $\gamma_M = 1,0$ [-].

Tab. Anhang B-2: Modifikationsbeiwerte k_{mod}

Einwirkung	KLED	Nutzungsklasse (NKL)		
		1	2	3
Eigengewicht	ständig	0,60	0,60	0,50
Vertikale Nutzlasten bei Wohnflächen	mittel	0,80	0,80	0,65
Statische Windkräfte				
Horizontale Nutzlasten Veranstaltungsflächen, Dächer, Terrassen	kurz	0,90	0,90	0,70
Außergewöhnliche Einwirkungen				
Erdbeben	sehr kurz	1,10	1,10	0,90
Horizontalstöße von Fahrzeugen				

mit

- NKL1** Geschlossene Bauteile, die vom Außenklima geschützt sind
NKL2 Offene überdachte Bauteile, die vor Witterung geschützt sind
NKL3 Bauteile, die der Witterung frei ausgesetzt sind
KLED Klassen der Lasteinwirkungsdauer

Der Modifikationsbeiwert k_{mod} [-] wird im ULS mit dem Widerstand multipliziert und berücksichtigt die Umgebungsbedingungen sowie die Dauer der Belastung. Bei der Kombination von Einwirkungen mit verschiedener **KLED** ist das k_{mod} der Einwirkung mit der kürzesten Lasteinwirkungsdauer maßgebend.

Tab. Anhang B-3: Verformungsbeiwerte k_{def}

Holzprodukt	Nutzungsstufe (NKL)			Eigenschaften
	1	2	3	
Vollholz, Brettschichtholz	0,60	0,80	2,00	laut ÖNORM B 1995-1-1 [52]
Furniersperrholz	0,80	1,00	2,50	
Brettsperrholz	0,80	1,00	-	draft EN 1995-1-1 [1]

Der Verformungsbeiwert k_{def} [-] berücksichtigt den Kriecheinfluss im SLS und ist abhängig von der Nutzungsstufe, das heißt von den Umgebungsbedingungen des Materials.

Tab. Anhang B-4: Kombinationsbeiwerte ψ_i

Einwirkung	Kategorie	Kombinationsbeiwerte ψ_i		
		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Nutzlasten im Hochbau				
Wohngebäude	A1	0,7	0,5	0,3
nicht begehbare Dach	H	0	0	0
Schneelasten	< 1000 m	0,5	0,2	0
Windlasten im Hochbau		0,6	0,2	0

Die Kombinationsbeiwerte ψ_i [-] dienen dem Reduzieren der veränderlichen (begleitenden) Einwirkungen und sind vom Lasttyp abhängig. Im SLS wird ψ_0 für die charakteristische, ψ_1 für die häufige und ψ_2 für die quasi-ständige Bemessungssituation angewendet und dienen der Vermeidung von Schäden bzw. der Erhaltung des Erscheinungsbildes.

B-2 Berechnung der Lasten

SCHNEELASTEN

Lage:	Graz	
Seehöhe A	369	[m]
Lastzone	2	[-]
Z =	2,0	[-]

$$s_k = (0,642 \cdot Z + 0,009) \cdot \left[1 + \left(\frac{A}{728} \right)^2 \right] \quad (\text{B.1})$$

$s_k =$	1,625	[kN/m ²]	
$\mu =$	0,80	[-]	(für Flachdächer ($0 \leq \alpha \leq 30^\circ$))
$C_e =$	1,00	[-]	Umgebungskoeffizient
$C_t =$	1,00	[-]	Temperaturkoeffizient

$$s = s_k \cdot \mu \cdot C_e \cdot C_t \quad (\text{B.2})$$

$s =$ **1,300** [kN/m²]

WINDLASTEN

Geländekategorie:	3		
$q_b = q_{b,0} =$	0,26	[kN/m ²]	Bezugsgeschwindigkeitsdruck
Z =	9,00	[m]	Gebäudehöhe
$Z_{\min} =$	10,00	[m]	

$$\frac{q_p}{q_{b,0}} = 1,75 \cdot \left(\frac{Z}{10} \right)^{0,29} \quad (\text{B.3})$$

$q_p =$ 0,46 [kN/m²] Spitzengeschwindigkeitsdruck

Die flächenhafte Aufteilung des Daches bei Windbelastung parallel zur Dachfläche wird in Abb. Anhang B-1 angezeigt, die dazugehörigen Abmessungen in Tab. Anhang B-5.

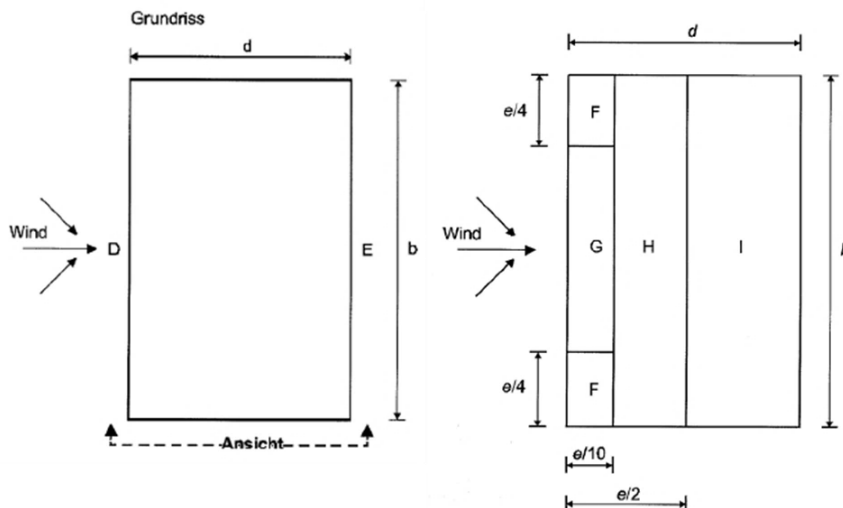


Abb. Anhang B-1: Flächenaufteilung bei Windbelastung parallel zur Dachebene

Die Abmessung e errechnet sich aus

$$e = \min \begin{cases} b \\ 2 \cdot h \end{cases} \quad (\text{B.4})$$

Tab. Anhang B-5: Abmessungen für Abb. Anhang B-1

Abmessung [m]	Windrichtung 0°	Windrichtung 90°
h	9,00	9,00
d	19,20	21,50
b	21,50	19,20
e	18,00	18,00
h/b	0,419	0,469

Für $e < d$ lautet die flächenhafte Belastungsaufteilung der Wandscheiben parallel zur Windrichtung:

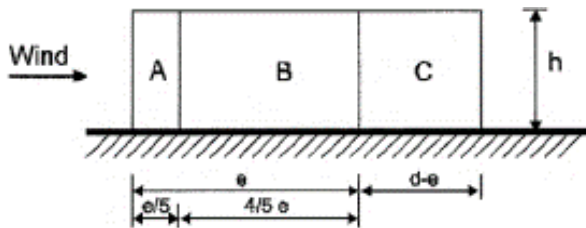


Abb. Anhang B-2: Flächenaufteilung bei Windbelastung parallel zur Wandebene

Anmerkungen:

- Da $h < b$: Belastung ist über die ganze Höhe konstant
- Gebäude wird vereinfacht als Kastenquerschnitt für die Bemessung angenommen
- Für die Dachbelastung wird die Last bei der Fläche G (größte Belastung auf großer Fläche) verwendet

Lasteinflussfläche A für Fläche G = $e/10 \cdot e/2 = 16,2 \text{ m}^2 < 10 \text{ m}^2 = c_{pe,10}$

Die Außendruckbeiwerte werden in der Abb. Anhang B-3 dargestellt. Die für das Modell maßgebenden Beiwerte $c_{pe,10}$ werden in rot markiert.

	Allgemein				Lokal			
	$c_{pe,10}$				$c_{pe,1}$			
h/b	A	B, C	D	E	A	B, C	D	E
$h/b \leq 2$	-1,20	-0,9	0,8	-0,45	-1,5	-1,0	1,0	-0,7
$2 < h/b \leq 5$	-1,45	-1,1	0,8	-0,75	-1,8	-1,4	1,0	-0,95

	Allgemein		Lokal		
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,1}$		
	H, I	G, F	H, I	G	F
	-0,7	-1,3	-1,2	-2,0	-2,5
	0,2	-	0,2	-	-

Abb. Anhang B-3: Außendruckbeiwerte $C_{pe,i}$ für $h/b < 2$

Die Windlast errechnet sich aus

$$w_i = c_{pe,10,i} \cdot q_p \quad (\text{B.5})$$

Wand:	Druck:	0,501 [kN/m ²]
	Sog:	-0,637 [kN/m ²]
Dach:	Druck:	0,228 [kN/m ²]
	Sog:	-0,683 [kN/m ²]

FUßBODENAUFBAUTEN

Das Eigengewicht der BSP-Elemente wird vernachlässigt, da dieses bereits in RFEM automatisch angesetzt wird.

a) Konventionelle begehbare Warmdachkonstruktion

Tab. Anhang B-6: Fußbodenaufbau für die Decken im Außenbereich (Dach, Loggia)

Material	Dicke [m]	Wichte [kN/m ³]	Belastung [kN/m ²]	λ [W/(m·K)]	R [m ² K/W]
Fliesen	0,015	20,00	0,300	1,000	0,015
Kunststoffabdichtung	0,003	6,80	0,017		
EPS-Gefälledämmung	0,160	0,30	0,048	0,032	
EPS-Dämmung	0,100	0,30	0,030	0,038	2,632
Abdichtungsbahn					
Brettsper Holz (5-lagig)	0,160	4,20		0,130	1,231
Holz Lattung (50/50; e=625mm)	0,050	5,00	0,020	0,130	0,948
Holz faserplatte		2,00	0,092	0,046	
Gips faserplatte	0,013	12,00	0,150	0,350	0,036
Innenputz	0,010	20,00	0,200	1,000	0,010
Summe	0,5100		0,857	R _{si} :	0,100
ab BSP	0,2775			R _{se} :	0,040
				Summe R:	5,011
			u-Wert [W/m ² K]:	vorhanden:	0,200
				maximal:	0,200

Anmerkungen:

- Für das Eigengewicht wird im Falle der EPS-Dämmung die maximale Dicke, für die u -Wert-Berechnung die minimale Dicke angenommen.
- Im Falle der Schicht mit der Lattung und Holz faserplatte werden die Belastung und die resultierende Wärmeleitfähigkeit auf dem Prozentsatz p abgestimmt.
- Die Gefälledämmung läuft von innen nach außen mit einer Mindestneigung von 2%.

Ermittlung der resultierenden Wärmeleitfähigkeit beim inhomogenen Aufbau Holz lattung + Holz faserplatte:

$$e = 0,625 \quad [\text{m}]$$

$$\text{Holzanteil } p: 100 \% \cdot 0,05 / 0,625 = 8,00 \quad [\%]$$

$$\lambda_{res} = p \cdot \frac{\lambda_{LAT}}{100} + (100 - p) \cdot \frac{\lambda_{HFP}}{100} = 0,053 \frac{W}{m \cdot K} \quad (\text{B.6})$$

b) Abgehängte Decke im EG-Außenbereich kombiniert mit dem Fußbodenaufbau der Warmdachkonstruktion

Tab. Anhang B-7: Abgehängte Decke im EG unterhalb des Fußbodenaufbaus laut Tab. Anhang B-6

Material	Dicke [m]	Wichte [kN/m ³]	Belastung [kN/m ²]	λ [W/(m·K)]	R [m ² K/W]
Fliesen	0,015	20,00	0,300	1,000	0,015
Kunststoffabdichtung	0,003	6,80	0,017		
EPS-Gefälledämmung	0,160	0,30	0,048	0,032	
EPS-Dämmung	0,120	0,30	0,036	0,038	3,158
Abdichtungsbahn					
Brettsperrholz (5-lagig)	0,160	4,20		0,130	1,231
Holz Lattung (50/160; e=625mm)	0,160	5,00	0,064	0,130	3,035
Holzfasерplatte		2,00	0,294	0,046	
Außenputz	0,015	20,00	0,300	1,000	0,015
Summe	0,6325		1,059	R _{si} :	0,100
ab BSP	0,2975			R _{se} :	0,040
				Summe:	7,594
			u-Wert	vorhanden:	0,132
			[W/m ² K]:	maximal:	0,200

$$\lambda_{res} = 8 \cdot \frac{0,130}{100} + (100 - 8) \cdot \frac{0,046}{100} = 0,053 \frac{W}{m \cdot K} \quad (B.7)$$

c) Fußbodenaufbau der Decke im Gebäudeinneren

Tab. Anhang B-8: Fußbodenaufbau für die Decken im Innenbereich

Material	Dicke [m]	Wichte [kN/m ³]	Belastung [kN/m ²]	λ [W/(m·K)]	R [m ² K/W]
Holzparkett	0,015	8,00	0,120	1,000	0,015
Zementestrich	0,025	12,00	0,300	0,350	0,071
Trittschalldämmung	0,025	1,60	0,040	0,040	0,625
Schüttung	0,060	15,00	0,900	0,700	0,086
PE-Folie	0,0004	6,36	0,003	0,200	0,002
Brettsperrholz (5-lagig)	0,160	4,20		0,130	1,231
Innenputz	0,010	20,00	0,200	1,000	0,010
Summe	0,295		1,563	R _{si} :	0,100
ab BSP	0,1254			R _{se} :	0,040
				Summe:	2,180
			u-Wert	vorhanden:	0,459
			[W/m ² K]:	maximal:	-

d) Abgehängte Decke im EG-Außenbereich kombiniert mit dem Fußbodenaufbau im Innenbereich

Tab. Anhang B-9: Abgehängte Decke im EG unterhalb des Fußbodenaufbaus laut Tab. Anhang B-8

Material	Dicke [m]	Wichte [kN/m ³]	Belastung [kN/m ²]	λ [W/(m·K)]	R [m ² K/W]
Holzparkett	0,015	8,00	0,120	1,000	0,015
Zementestrich	0,025	12,00	0,300	0,350	0,071
Trittschalldämmung	0,025	1,60	0,040	0,040	0,625
Schüttung	0,060	15,00	0,900	0,700	0,086
PE-Folie	0,0004	6,36	0,003	0,200	0,002
Brettsperrholz (5-lagig)	0,160	4,20		0,130	1,231
Holz Lattung (50/160; e=625mm)	0,160	5,00	0,064	0,130	3,035
Holzfaserplatte		2,00	0,294	0,046	
Außenputz	0,015	20,00	0,300	1,000	0,015
Summe	0,4604		2,021	R _{si} :	0,100
ab BSP	0,1254			R _{se} :	0,040
				Summe:	5,220
			u-Wert [W/m ² K]:	vorhanden:	0,192
				maximal:	0,200

$$\lambda_{res} = 8 \cdot \frac{0,130}{100} + (100 - 8) \cdot \frac{0,046}{100} = 0,053 \frac{W}{m \cdot K} \quad (B.8)$$

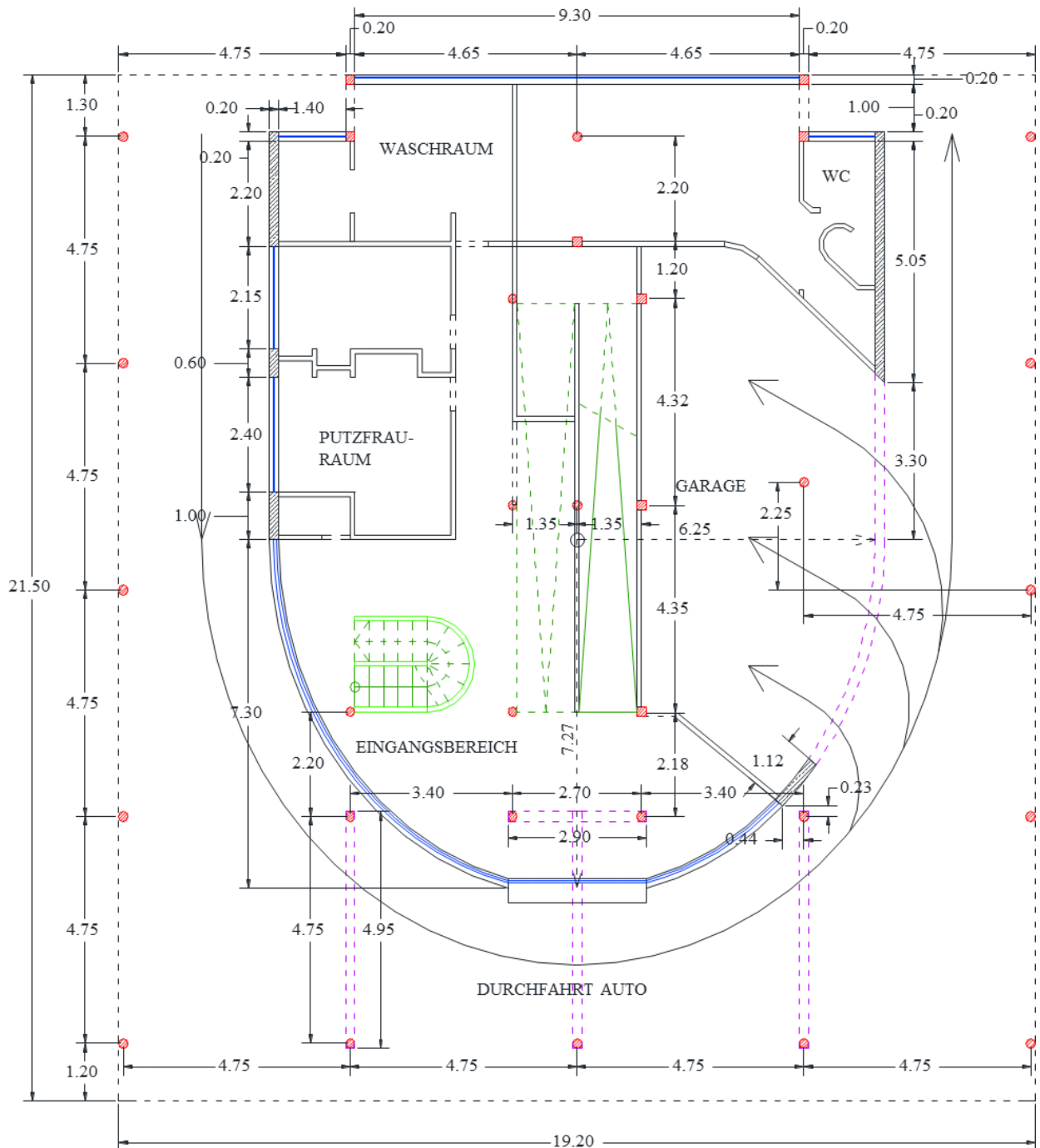
e) Außenwand

Tab. Anhang B-10: Aufbau der Wände im Außenbereich

Material	Dicke [m]	Wichte [kN/m ³]	Belastung [kN/m ²]	λ [W/(m·K)]	R [m ² K/W]
Außenputz	0,015	20,00	0,300	1,000	0,015
Holzfaserdämmplatte	0,100	2,00	0,200	0,046	2,174
Brettsperrholz (5-lagig)	0,100	4,20		0,130	0,769
Innenputz	0,010	20,00	0,200	1,000	0,010
Summe	0,225		0,700	R _{si} :	0,130
ab BSP	0,1150			R _{se} :	0,040
				Summe:	3,138
			u-Wert [W/m ² K]:	vorhanden:	0,319
				maximal:	0,350

B-3 Originalplan

Die folgenden Abbildungen zeigen die Originalpläne der Villa Savoye. Diese können mit den Plänen für die Bemessung in Holzbauweise laut Abschnitt 6-3 bzw. Abschnitt 7-5.1 verglichen werden.



Tragende Wand

Unterzug

Geländer

Nichttragende Wand

Stützen

Treppen und Rampen

Fenster



Abb. Anhang B-4: Erdgeschoss

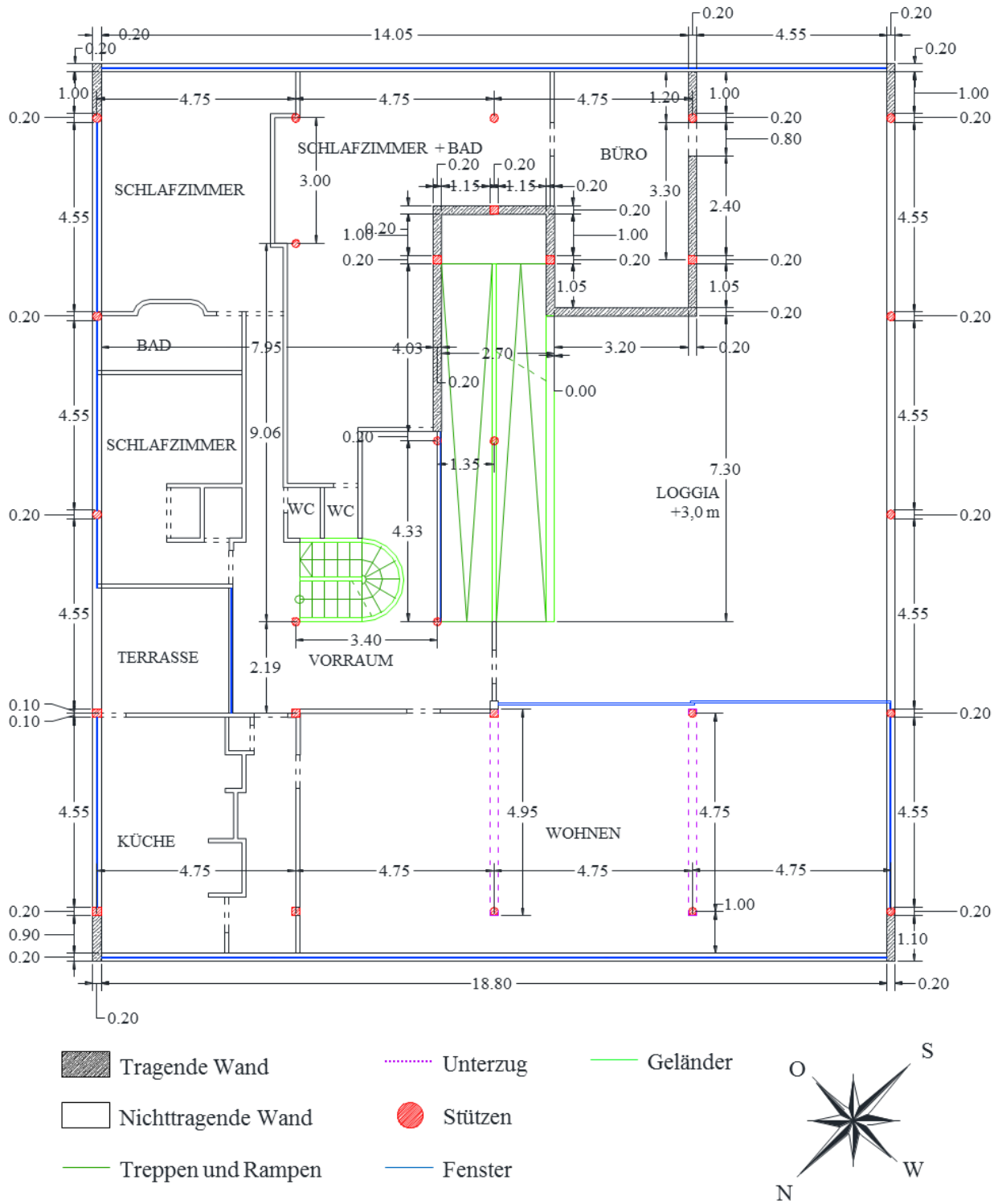
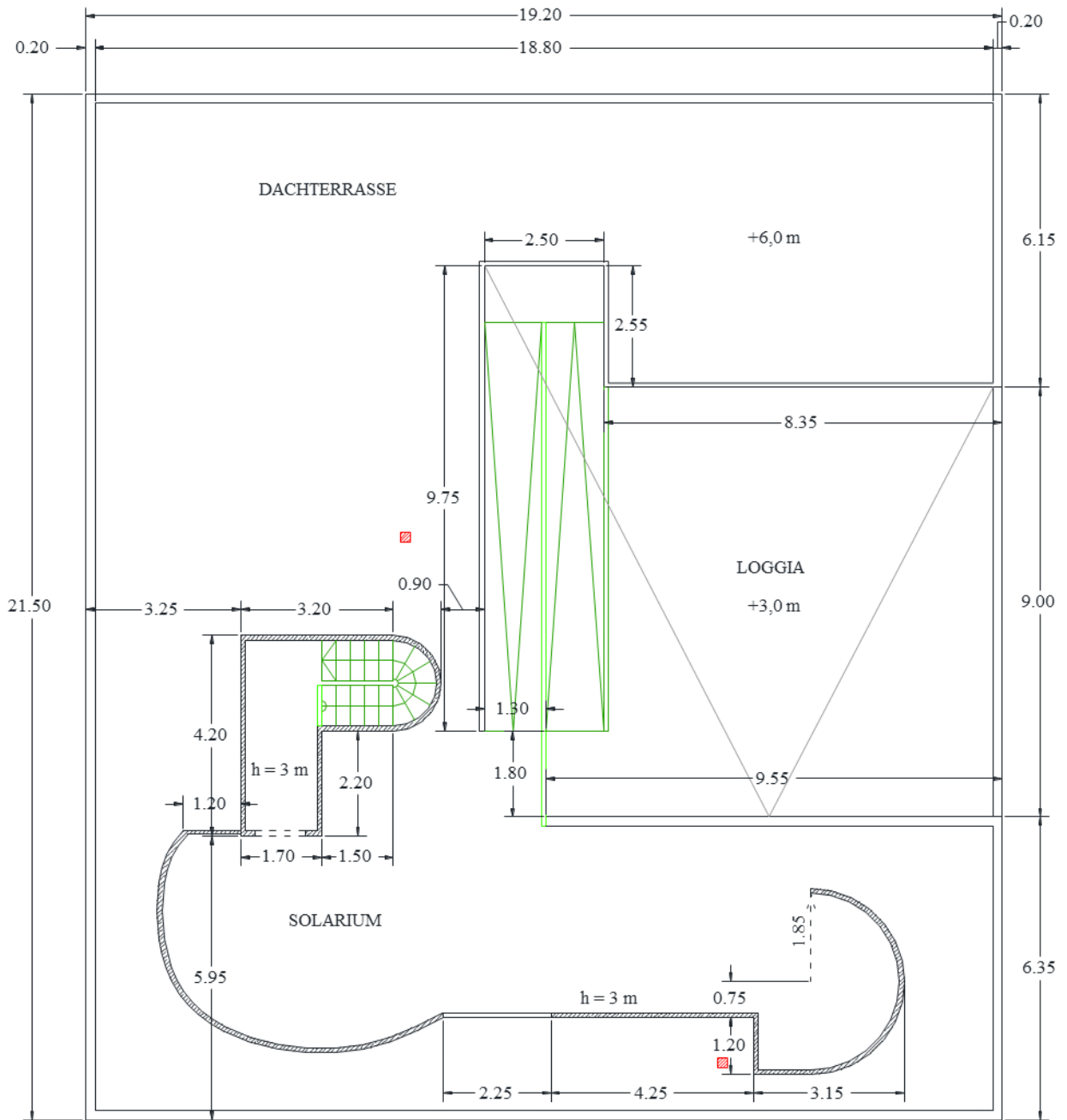


Abb. Anhang B-5: Obergeschoss



Tragende Wand

Unterzug

Geländer

Nichttragende Wand

Stützen

Treppen und Rampen

Fenster



Abb. Anhang B-6: Dachgeschoss

B-4 BSH- und Deckenelemente

In der Tab. Anhang B-11 werden alle BSH-Elemente samt Beschriftung sowie Abmessungen aufgelistet, da aus Übersichtsgründen in den Plänen im Abschnitt 6-3.1 keine Bemaßung angegeben wurde.

Tab. Anhang B-11: Liste der BSH- Stützen und -Träger

Element	QS-form	Querschnitt	Bezeichnung	Anzahl	Eigenschaften
BSH-Stütze	Kreis	d [mm]			Kopfbänder werden nicht beschriftet. Deren Lage wird durch die Stützenbezeichnung beschrieben
		140	S0.c, S0.16, S1.2, S1.a, S1.b	5 x 2	
		160	S1.17, S1.29, S1.g, S1.h	4	
		200	S0.c, S0.d, S0.16, S0.17, S0.18, S0.e, S0.f, S1.1, S1.a, S1.b, S1.4, S1.5, S1.28, S1.7, S1.12, S1.13, S1.14, S1.15, S1.19, S1.20, S1.21, S1.24	22	
	240	S0.1, S0.a, S0.b, S0.4, S0.14, S0.15, S0.19, S0.20, S0.21, S0.24	10		
	Rechteck	b [mm]			
140		S0.2, S0.3, S0.6, S0.8*, S0.9, S0.22, S0.23	6 x 2, 1 x 4		
200		S0.11, S1.9, S1.10	3		
		240	S0.2, S0.3, S0.5, S0.6, S0.7, S0.8, S0.9, S0.10, S0.12, S0.23, S0.24, S1.2, S1.6	13	
BSH-Träger	b/h [mm/mm]	160/160	UZR2, UZR3	2	
		200/200	UZR1, UZ7, UZ14	3	
		200/240	UZ3.1, UZ4.1, UZ5.1, UZ8, UZ15,	5	
		200/360	UZ1.1, UZ13	2	
		240/480	UZ1, UZ2, UZ3, UZ4, UZ5, UZ6, UZ9, UZ10, UZ11, UZ12	10	

In der Tab. Anhang B-12 werden die gewählten Plattenmaße je Geschoss erfasst. Eine Plattenliste nach der Breite geordnet wird in Tab. Anhang B-13 zusammengefasst. Die farblich gekennzeichneten Felder zeigen dabei Platten, die keine Standardbreite laut Hersteller [65] aufweisen.

Tab. Anhang B-12: Platten je Geschoss

Geschoss	Platten-Nr.	Anzahl	b [m]	l [m]	Eigenschaften
Erdgeschoss	P1.1-P1.6, P1.15, P1.16	8	2,75	9,60	
	P1.7, P1.10	2	3,50	8,35	
	P1.8	1	1,80	1,90	Halbkreis-Öffnung durch Treppenhaus
	P1.9	1	1,80	4,95	
	P1.11, P1.12	2	2,90	8,35	
	P1.13	1	3,50	9,60	Öffnung bei Rampe b=1,25m, l=2,65m
	P1.14	1	2,90	9,60	Öffnung bei Rampe b=1,25m, l=2,05m
Obergeschoss	P2.17	1	3,50	9,60	
	P2.2, P2.4, P2.6, P2.16	4	2,75	9,60	
	P2.18	1	2,85	9,60	Halbkreis-Öffnung durch Treppenhaus
	P2.8	1	1,80	1,90	
	P2.9	1	1,80	4,95	
	P2.11, P2.12	2	2,90	8,35	
	P2.19	1	3,50	9,60	Öffnung bei Rampe b=1,25m, l=2,55m
	P2.14	1	2,90	9,60	Öffnung bei Rampe b=1,25m, l=2,05m
P2.20	1	2,65	9,60		
Summe		29			keine Standardbreite laut Hersteller

Tab. Anhang B-13: Anzahl der BSP-Platten samt Abmessungen

Platten	b [m]	l [m]	Anzahl
P1,8*, P2.8*	1,8	1,9	2
P1.9, P2.9	1,8	4,95	2
P2.20	2,65	9,6	1
P1.1-P1.6, P1.15, P1.16, P2.2, P2.4, P2.6, P2.16	2,75	9,6	12
P2.18	2,85	9,6	1
P1.11, P1.12, P2.11, P2.12	2,9	8,35	4
P1.14*, P2.14*	2,9	9,6	2
P1.7, P1.10	3,5	8,35	2
P2.17, P1.13*, P2.19*	3,5	9,6	3
*...Öffnungen	keine Standardbreite laut Hersteller	Summe	29

B-5 Schubmittelpunkt und Torsionskräfte

Tab. Anhang B-14: Schubmittelpunkt des Erdgeschosses und Erdbebeneinwirkung im EG

Schubmittelpunkt EG	Wand	l_x [m]	l_y [m]	$I_{x,i}$ [m ⁴]	$I_{y,i}$ [m ⁴]	x_i^* [m]	y_i^* [m]	$I_{x,i} * x_i^*$ [m ⁵]	$I_{y,i} * y_i^*$ [m ⁵]
	W0.1	0,1	2,4	0,115	0	3,2	2,4	0,369	0
	W0.3	0,1	2,7	0,164	0	3,23	10,1	0,530	0
	W0.4y	0,1	0,862	0,005	0	14,224	14,857	0,076	0
	W0.5	0,1	5,155	1,142	0	16	3,78	18,265	0
	W0.6	3,7	0,1	0	0,422	5,1	3,55	0	1,498
	W0.7a	0,1	2,15	0,083	0	7	3,975	0,580	0
	W0.7c	0,1	2,7	0,164	0	7	8,4	1,148	0
	W0.10	1,5	0,1	0	0,028	5,6	5,8	0	0,163
	W0.12	0,9	0,1	0	0,006	4,5	6,15	0	0,037
	W0.14	0,9	0,1	0	0,006	3,7	5,95	0	0,036
	W0.15a	2,1	0,1	0	0,077	5,9	9,7	0	0,749
	W0.15b	1,0	0,1	0	0,008	3,75	9,7	0	0,081
	W0.16	0,1	0,8	0	0	4,9	9,25	0	0
	W0.17	1,7	0,1	0	0,041	4,1	8,8	0	0,360
	W0.18x	2,185	0,1	0	0,087	12,78	14,32	0	1,245
	W0.18y	0,1	1,8	0,049	0	12,78	14,32	0,621	0
	W0.19ax	0,913	0,1	0	0,006	13,833	4,27	0	0,027
	W0.19ay	0,1	0,868	0,005	0	13,833	4,27	0,075	0
	W0.19bx	1,564	0,1	0	0,032	15,168	5,543	0	0,177
	W0.19by	0,1	1,486	0,027	0	15,168	5,543	0,415	0
	W0.20	4,35	0,1	0	0,686	10,525	3,55	0	2,435
W0.21	0,1	9,65	7,489	0	10,9	8,425	81,626	0	
W0.24	0,1	7,16	3,059	0	8,3	3,68	25,388	0	
Summe				12,302	1,400			129,093	6,809

$$X_{SMP} = 10,494 \text{ [m]} \quad e_{\max,x} = -4,537 \text{ [m]}$$

$$Y_{SMP} = 4,864 \text{ [m]} \quad e_{\min,x} = 0,103 \text{ [m]}$$

$$X_{MP} = 9,637 \text{ [m]} \quad e_{\max,y} = 11,161 \text{ [m]}$$

$$Y_{MP} = 10,879 \text{ [m]} \quad e_{\min,y} = 4,941 \text{ [m]}$$

$$X_{MP} - X_{SMP} = -0,857 \text{ [m]} \quad F_{EG} = 85,7 \text{ [kN]}$$

$$Y_{MP} - Y_{SMP} = 6,016 \text{ [m]}$$

Tab. Anhang B-15: Schubmittelpunkt des Erdgeschosses und Erdbebeneinwirkung im OG

Schubmittelpunkt	Wand	l_x [m]	l_y [m]	$I_{x,i}$ [m ⁴]	$I_{y,i}$ [m ⁴]	x_i^* [m]	y_i^* [m]	$I_{x,i} * x_i^*$ [m ⁵]	$I_{y,i} * y_i^*$ [m ⁵]
	W1.1	0,1	1,2	0,014	0	0,05	0,6	0,001	0
	W1.2	0,1	1,2	0,014	0	0,05	20,95	0,001	0
	W1.3	0,1	1,2	0,014	0	19,15	20,95	0,276	0
	W1.4	0,1	1,2	0,014	0	19,15	0,6	0,276	0
	W1.5	0,1	1,1	0,011	0	4,9	0,65	0,054	0
	W1.7	0,1	3,1	0,248	0	4,3	2,85	1,068	0
	W1.9a	0,1	5,85	1,668	0	4,6	7,225	7,674	0
	W1.10	0,1	5,5	1,386	0	3,6	8,7	4,991	0
	W1.11	3,45	0,1	0	0,342	1,825	7,4	0	2,532
	W1.12	1,8	0,1	0	0,049	2,65	10,1	0	0,491
	W1.13	0,1	1,3	0,018	0	2,6	10,8	0,048	0
	W1.14	0,8	0,1	0	0	2,15	11,4	0	0
	W1.17	3,25	0,1	0	0,286	1,725	12,5	0	3,576
	W1.18	3,05	0,1	0	0,236	2,325	15,6	0	3,688
	W1.19a	2,55	0,1	0	0,138	6,225	15,5	0	2,142
	W1.19b	1,2	0,1	0	0,014	8,9	15,5	0	0,223
	W1.20a	0,1	0,9	0,006	0	4,9	16,1	0,030	0
	W1.20b	0,1	4,05	0,554	0	4,9	19,375	2,713	0
	W1.21a	0,1	0,8	0	0	9,55	13,65	0,000	0
	W1.22a	0,1	1,3	0,018	0	14,4	0,75	0,264	0
	W1.22b	0,1	3,85	0,476	0	14,4	4,125	6,848	0
	W1.23	3,4	0,1	0	0,328	12,65	6	0	1,965
	W1.24	0,1	2,45	0,123	0	10,9	4,825	1,336	0
W1.25a	0,1	1,3	0,018	0	10,9	0,75	0,200	0	
W1.25b	0,1	1,3	0,018	0	10,9	2,85	0,200	0	
W1.26	2,7	0,1	0	0,164	9,6	3,55	0	0,582	
W1.27	0,1	9,75	7,724	0	8,3	8,475	64,108	0	
W1.28	1,2	0,1	0	0,014	6,95	8,78	0	0,126	
W1.29	0,1	2,62	0,150	0	6,4	10,14	0,959	0	
W1.30	1,1	0,1	0	0,011	5,2	10,1	0	0,112	
W1.31	0,1	1,2	0,014	0	5,5	10,75	0,079	0	
W1.32	1,8	0,1	0	0,049	5,45	11,4	0	0,554	
Summe				12,491	1,632			91,123	15,992

$x_{SMP} = 7,295$ [m] $e_{max,x} = 4,943$ [m]
 $y_{SMP} = 9,802$ [m] $e_{min,x} = 0,059$ [m]

$x_{MP} = 8,314$ [m] $e_{max,y} = 5,104$ [m]
 $y_{MP} = 10,910$ [m] $e_{min,y} = 0,033$ [m]

$x_{MP} - x_{SMP} = 1,019$ [m] $F_{OG} = 141,7$ [kN]
 $y_{MP} - y_{SMP} = 1,108$ [m]

Tab. Anhang B-16: Ermittlung der Linienbeanspruchung pro Wand und Meter im Erdgeschoss je Beanspruchungsrichtung

Wand	Erdbebenkraft pro Wand im EG										Erdbeben in y (-X)-Richtung						Erdbeben in x (Y)-Richtung					
	l_x [m]	l_y [m]	$I_{x,i}$ [m ⁴]	$I_{y,i}$ [m ⁴]	x_i [m]	y_i [m]	$l_{x,i} * x_i$ [m ²]	$l_{y,i} * y_i$ [m ²]	$l_{x,i} * x_i^2$ [m ³]	$l_{y,i} * y_i^2$ [m ³]	$F_{y,x,max}$ [kN/m]	$F_{y,x,min}$ [kN/m]	$F_{x,x,max}$ [kN/m]	$F_{x,x,min}$ [kN/m]	$F_{y,y,max}$ [kN/m]	$F_{y,y,min}$ [kN/m]	$F_{x,y,max}$ [kN/m]	$F_{x,y,min}$ [kN/m]				
W0.1	0,1	2,4	0,115	0,000	7,294	2,464	0,840	0,000	6,129	0,000	-1,332	0,372	0,000	0,000	0,000	0,000	-4,099	0,000	-1,815			
W0.3	0,1	2,7	0,164	0,000	7,264	-5,236	1,191	0,000	8,654	0,000	-1,677	0,471	0,000	0,000	0,000	0,000	-5,166	0,000	-2,287			
W0.4y	0,1	0,862	0,005	0,000	-3,730	-9,993	-0,020	0,000	0,074	0,000	0,153	0,041	0,000	0,000	0,000	0,000	0,270	0,000	0,120			
W0.5	0,1	5,155	1,142	0,000	-5,506	1,084	-6,286	0,000	34,611	0,000	7,347	1,412	0,000	0,000	0,000	0,000	14,276	0,000	6,320			
W0.6	3,7	0,1	0,000	0,422	5,394	1,314	0,000	0,554	0,000	0,728	0,000	0,000	0,000	0,713	-0,016	0,000	0,000	0,000	0,000			
W0.7a	0,1	2,15	0,083	0,000	3,494	0,889	0,289	0,000	1,011	0,000	-0,372	0,283	0,000	0,000	0,000	0,000	-1,576	0,000	-0,698			
W0.7c	0,1	2,7	0,164	0,000	3,494	-3,536	0,573	0,000	2,002	0,000	-0,587	0,446	0,000	0,000	0,000	0,000	-2,485	0,000	-1,100			
W0.10	1,5	0,1	0,000	0,028	4,894	-0,936	0,000	-0,026	0,000	0,025	0,000	0,000	0,000	-0,084	0,002	0,000	0,943	1,057	0,000			
W0.12	0,9	0,1	0,000	0,006	5,994	-1,286	0,000	-0,008	0,000	0,010	0,000	0,000	0,000	-0,041	0,001	0,000	0,312	0,368	0,000			
W0.14	0,9	0,1	0,000	0,006	6,794	-1,086	0,000	-0,007	0,000	0,007	0,000	0,000	0,000	-0,035	0,001	0,000	0,328	0,375	0,000			
W0.15a	2,1	0,1	0,000	0,077	4,594	-4,836	0,000	-0,373	0,000	1,805	0,000	0,000	0,000	-0,846	0,019	0,000	0,170	1,329	0,000			
W0.15b	1	0,1	0,000	0,008	6,744	-4,836	0,000	-0,040	0,000	0,195	0,000	0,000	0,000	-0,192	0,004	0,000	0,038	0,301	0,000			
W0.16	0,1	0,8	0,000	0,000	5,594	-4,386	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000			
W0.17	1,7	0,1	0,000	0,041	6,394	-3,936	0,000	-0,161	0,000	0,634	0,000	0,000	0,000	-0,451	0,010	0,000	0,365	0,984	0,000			
W0.18x	2,185	0,1	0,000	0,087	-2,286	-9,456	0,000	-0,822	0,000	7,774	0,000	0,000	0,000	-1,791	0,041	0,000	-1,968	0,487	0,000			
W0.18y	0,1	1,8	0,049	0,000	-2,286	-9,456	-0,111	0,000	0,254	0,000	0,482	0,182	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,320			
W0.19ax	0,913	0,1	0,000	0,006	-3,339	0,594	0,000	0,004	0,000	0,002	0,000	0,000	0,000	0,020	0,000	0,000	0,474	0,447	0,000			
W0.19ay	0,1	0,868	0,005	0,000	-3,339	0,594	-0,018	0,000	0,061	0,000	0,144	0,041	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,109			
W0.19bx	1,564	0,1	0,000	0,032	-4,674	-0,679	0,000	-0,022	0,000	0,015	0,000	0,000	0,000	-0,066	0,001	0,000	1,086	1,177	0,000			
W0.19by	0,1	1,486	0,027	0,000	-4,674	-0,679	-0,128	0,000	0,597	0,000	0,538	0,119	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,446			
W0.20	4,35	0,1	0,000	0,686	-0,031	1,314	0,000	0,901	0,000	1,183	0,000	0,000	0,000	0,986	-0,022	0,000	12,082	10,731	0,000			
W0.21	0,1	9,65	7,489	0,000	-0,406	-3,561	-3,042	0,000	1,236	0,000	6,909	5,374	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	1,634			
W0.24	0,1	7,16	3,059	0,000	2,194	1,184	6,711	0,000	14,722	0,000	-1,483	3,078	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	-4,858			
Summe			12,302	1,400			0,000	0,000	69,350	12,379												

Tab. Anhang B-17: Ermittlung der Linienbeanspruchung pro Wand und Meter im Obergeschoss je Beanspruchungsrichtung

Wand	l_k [m]	l_y [m]	$I_{k,i}$ [m ⁴]	$I_{y,i}$ [m ⁴]	x_i^1 [m]	y_i^1 [m]	$k_{x,i} \cdot x_i^1$ [m ⁵]	$l_{y,i} \cdot y_i^1$ [m ⁵]	$k_{x,i} \cdot x_i^1 \cdot y_i^1$ [m ⁶]	Erdbeben in y (-X)-Richtung				Erdbeben in x (Y)-Richtung						
										$F_{yy,max}$ [kN/m]	$F_{yy,min}$ [kN/m]	$F_{yx,max}$ [kN/m]	$F_{yx,min}$ [kN/m]	$F_{xx,max}$ [kN/m]	$F_{xx,min}$ [kN/m]	$F_{xy,max}$ [kN/m]	$F_{xy,min}$ [kN/m]			
W1.1	0,1	1,2	0,014	0,000	7,245	9,202	0,104	0,000	0,756	0,000	0,712	0,143	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000		
W1.2	0,1	1,2	0,014	0,000	7,245	-11,148	0,104	0,000	0,756	0,000	0,712	0,143	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000		
W1.3	0,1	1,2	0,014	0,000	-11,855	-11,148	-0,171	0,000	2,024	0,000	-0,806	0,125	0,000	0,000	0,000	0,000	0,973	0,006		
W1.4	0,1	1,2	0,014	0,000	-11,855	9,202	-0,171	0,000	2,024	0,000	-0,806	0,125	0,000	0,000	0,000	0,000	0,973	0,006		
W1.5	0,1	1,1	0,011	0,000	2,395	9,152	0,027	0,000	0,064	0,000	0,274	0,116	0,000	0,000	0,000	0,000	-0,165	-0,001		
W1.7	0,1	3,1	0,248	0,000	2,995	6,952	0,744	0,000	2,227	0,000	2,497	0,927	0,000	0,000	0,000	0,000	-1,640	-0,010		
W1.9a	0,1	5,85	1,668	0,000	2,695	2,577	4,497	0,000	12,119	0,000	8,325	3,295	0,000	0,000	0,000	0,000	-5,257	-0,034		
W1.10	0,1	5,5	1,386	0,000	3,695	1,102	5,123	0,000	18,931	0,000	9,028	2,932	0,000	0,000	0,000	0,000	-6,370	-0,041		
W1.11	3,45	0,1	0,000	0,342	5,470	2,402	0,000	0,822	0,000	1,974	0,000	0,000	0,000	-1,578	0,000	10,242	0,000	0,000		
W1.12	1,8	0,1	0,000	0,049	4,645	-0,298	0,000	-0,014	0,000	0,004	0,000	0,000	0,000	0,053	0,001	2,289	0,000	0,000		
W1.13	0,1	1,3	0,018	0,000	4,695	-0,998	0,086	0,000	0,404	0,000	0,598	0,165	0,000	0,000	0,000	0,000	-0,452	-0,003		
W1.14	0,8	0,1	0,000	0,000	5,145	-1,598	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000		
W1.17	3,25	0,1	0,000	0,286	5,570	-2,698	0,000	-0,772	0,000	2,082	0,000	0,000	0,000	1,573	0,019	6,019	7,632	0,000	0,000	
W1.18	3,05	0,1	0,000	0,236	4,970	-5,798	0,000	-1,371	0,000	7,948	0,000	0,000	0,000	2,977	0,035	3,657	6,711	0,000	0,000	
W1.19a	2,55	0,1	0,000	0,138	1,070	-5,698	0,000	-0,787	0,000	4,486	0,000	0,000	0,000	2,045	0,024	2,594	4,692	0,000	0,000	
W1.19b	1,2	0,1	0,000	0,014	-1,605	-5,698	0,000	-0,082	0,000	0,468	0,000	0,000	0,000	0,453	0,005	0,574	1,039	0,000	0,000	
W1.20a	0,1	0,9	0,006	0,000	2,395	-6,298	0,015	0,000	0,035	0,000	0,184	0,078	0,000	0,000	0,000	0,000	-0,111	-0,001		
W1.20b	0,1	4,05	0,554	0,000	2,395	-9,573	1,326	0,000	3,176	0,000	3,719	1,576	0,000	0,000	0,000	0,000	-2,239	-0,014		
W1.21a	0,1	0,8	0,000	0,000	-2,255	-3,848	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	
W1.22a	0,1	1,3	0,018	0,000	-7,105	9,052	-0,130	0,000	0,924	0,000	-0,503	0,152	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	
W1.22b	0,1	3,85	0,476	0,000	-7,105	5,677	-3,379	0,000	24,005	0,000	-4,411	1,332	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	
W1.23	3,4	0,1	0,000	0,328	-5,355	3,802	0,000	1,245	0,000	4,735	0,000	0,000	0,000	-2,426	-0,029	10,869	8,381	0,000	0,000	
W1.24	0,1	2,45	0,123	0,000	-3,605	4,977	-0,442	0,000	1,593	0,000	-0,627	0,553	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	
W1.25a	0,1	1,3	0,018	0,000	-3,605	9,052	-0,066	0,000	0,238	0,000	-0,177	0,156	0,000	0,000	0,000	0,000	0,347	0,002	0,002	
W1.25b	0,1	1,3	0,018	0,000	-3,605	6,952	-0,066	0,000	0,238	0,000	-0,177	0,156	0,000	0,000	0,000	0,000	0,347	0,002	0,002	
W1.26	2,7	0,1	0,000	0,164	-2,305	6,252	0,000	1,025	0,000	6,411	0,000	0,000	0,000	-2,516	-0,030	7,872	5,292	0,000	0,000	
W1.27	0,1	9,75	7,724	0,000	-1,005	1,327	-7,761	0,000	7,798	0,000	3,713	8,922	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	
W1.28	1,2	0,1	0,000	0,014	0,345	1,022	0,000	0,015	0,000	0,015	0,000	0,000	0,000	-0,081	-0,001	1,126	1,042	0,000	0,000	
W1.29	0,1	2,62	0,150	0,000	0,895	-0,338	0,134	0,000	0,120	0,000	0,988	0,653	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	-0,350	-0,002	
W1.30	1,1	0,1	0,000	0,011	2,095	-0,298	0,000	-0,003	0,000	0,001	0,000	0,000	0,000	0,020	0,000	0,855	0,875	0,000	0,000	
W1.31	0,1	1,2	0,014	0,000	1,795	-0,948	0,026	0,000	0,046	0,000	0,279	0,138	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	-0,147	-0,001	
W1.32	1,8	0,1	0,000	0,049	1,845	-1,598	0,000	-0,078	0,000	0,124	0,000	0,000	0,000	0,286	0,003	2,049	2,343	0,000	0,000	
Summe			12,49	1,632			0,000	0,000	77,477	28,249										
			1																	

Erdbebenkraft pro Wand im OG

ANHANG C DIVERSE NACHWEISE

Der ANHANG C besteht aus folgenden Abschnitten:

- Anhang C-1: ULS-Nachweise für BSH-Bauteile
- Anhang C-2: SLS-Nachweise für die Unterzüge
- Anhang C-3: Nachweise für den außergewöhnlichen Lastfall Brand
- Anhang C-4: Nachweise für die außergewöhnliche Einwirkung Erdbeben

C-1 ULS-Nachweise für BSH-Bauteile

STÜTZEN

Im folgenden Abschnitt werden alle erforderlichen Nachweise für die Stützen geführt.

a) Runde und rechteckige Stützen ($d = b = 240 \text{ mm}$)

Bei den Stützen mit dem Durchmesser von $d = 240 \text{ mm}$ sind weder Kopfbänder noch Wandscheiben angeschlossen und demnach treten lediglich Normalkräfte auf.

Die nachfolgenden Nachweise in der Tab. Anhang C-1 decken die Stützen S0.1, S0.a, S0.b, S0.4, S0.13, S0.14, S0.15, S0.19, S0.20, S0.21, S0.24 mit $d = 240 \text{ mm}$ als runde Stützen sowie S0.2, S.3, S0.5, S0.6, S0.7, S0.8, S0.9, S0.10, S0.12, S0.22, S0.23, S1.2, S1.6 mit $b = 240 \text{ mm}$ als rechteckige Stützen ab.

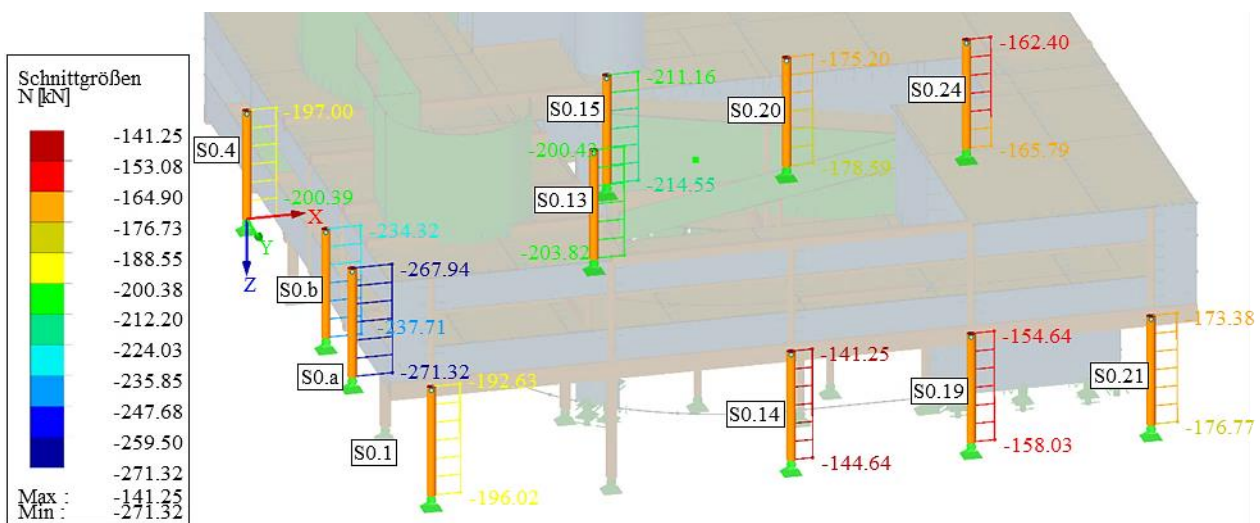


Abb. Anhang C-1: Maximale Normalkräfte N für $d=240\text{mm}$ und LK2 (West-Ansicht)

Die rechteckigen Stützen werden in der Abb. Anhang C-2 aus Übersichtsgründen von der Nordansicht angezeigt.

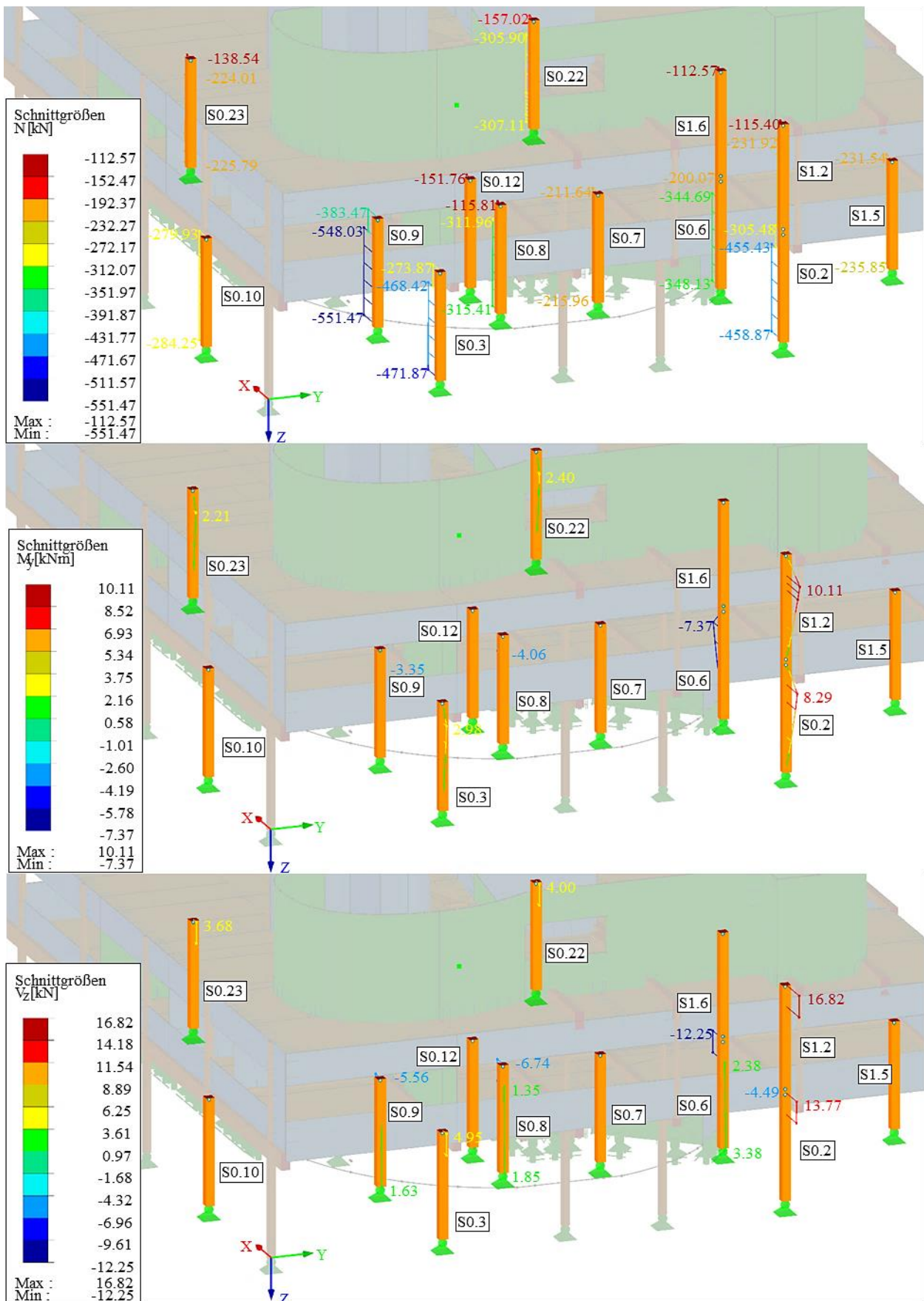


Abb. Anhang C-2: Maximale Schnittgrößen N , M_y , V_z für $b=240\text{mm}$ und LK2 (Nord-Ansicht)

Tab. Anhang C-1: Stützennachweise für $d=b=240\text{mm}$

Querschnitt	Belastung	Lastfall- kombination	Kraft N, Q [kN]	Biegemoment M_y [kNm]	Stütze	Knicklänge l_k [mm]	Nachweis	
							k_c [-]	η [-]
Kreis	max. $N + M$	LK1	208,54	0,00	S0.10	2360	0,95	0,42
		LK2	271,32	0,00	S0.10	2360	0,95	0,41
		EK1 (LK4)	272,82	0,00	S0.10	2360	0,95	0,37
Rechteck	max. $N + M$	LK1	411,67	2,57	S0.9	2360	0,97	0,74
		LK2	551,47	3,35	S0.9	2360	0,97	0,74
		EK1 (LK4)	553,40	3,53	S0.9	2360	0,97	0,66
	max. $M + N$	LK1	182,08	6,90	S1.2	2360	0,97	0,54
		LK2	231,92	10,11	S1.2	2360	0,97	0,56
		EK1 (LK4)	225,92	10,16	S1.2	2360	0,97	0,49
	Querkraft	LK1	11,48		S1.2			0,18
		LK2	16,82		S1.2			0,20
		EK1 (LK4)	16,92		S1.2			0,17

Nachweis: erfüllt
nicht erfüllt

b) Runde und rechteckige Stützen ($d = b = 200 \text{ mm}$)

Die Nachweise werden für die Stützen S0.c, S0.d, S0.16, S0.17, S0.18, S0.e, S0.f, S1.1, S1.a, S1.b, S1.28, S1.7, S1.12, S1.13, S1.14, S1.15, S1.19, S1.20, S1.21, S1.24 als runde sowie S0.11, S1.9, S1.10 als rechteckige Stützen geführt.

Aus Übersichtsgründen werden die runden Stützen mit $d = 200 \text{ mm}$ lediglich im OG von der Südansicht in der Abb. Anhang C-3 dargestellt. Die rechteckigen Stützen mit $b = 200 \text{ mm}$ werden in Abb. Anhang C-4 sowie die Nachweise in der Tab. Anhang C-2 angeführt.

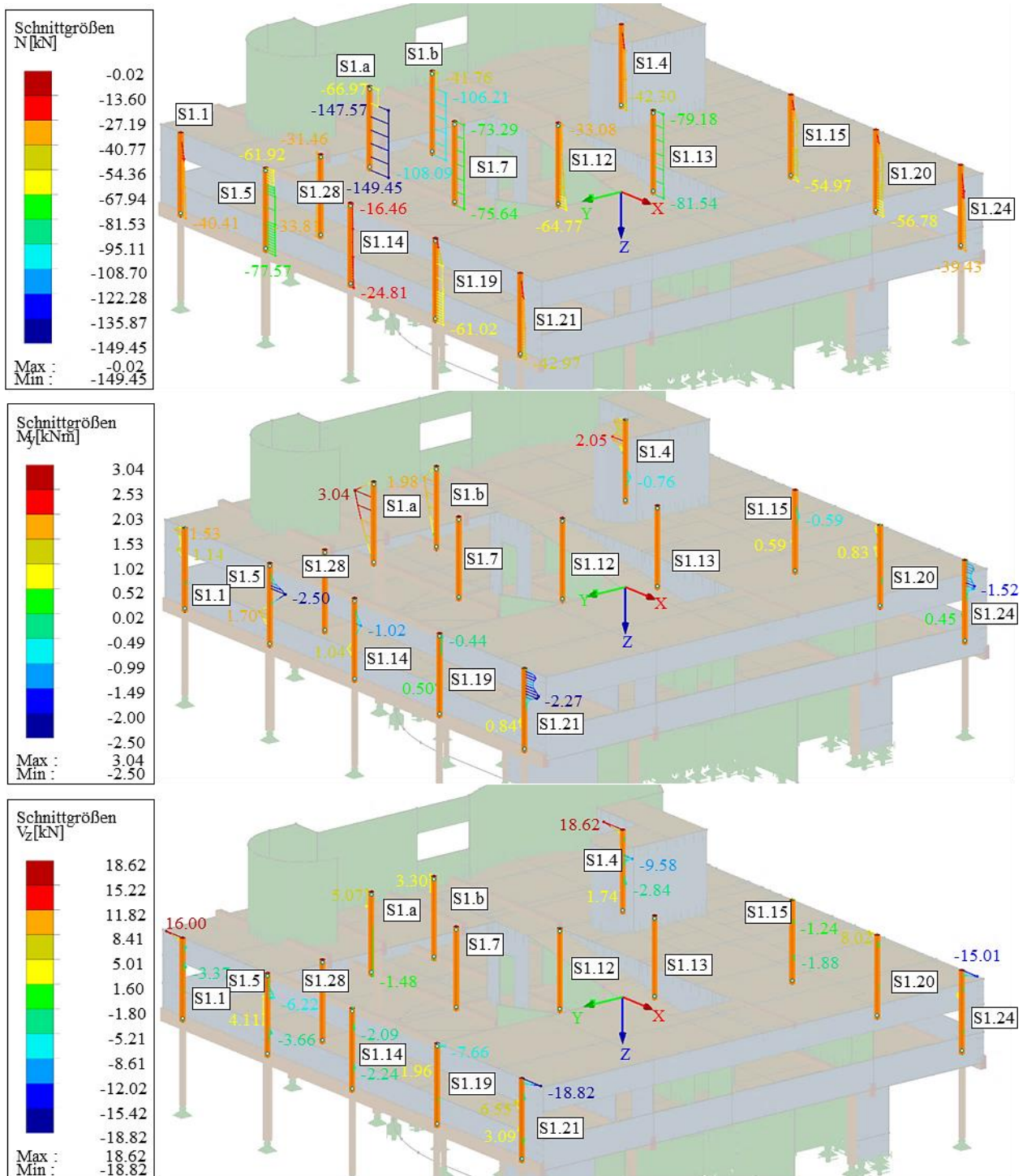


Abb. Anhang C-3: Maximale Schnittgrößen N , M_y , V_z für $d=200\text{mm}$ und LK2 im OG (West-Ansicht)

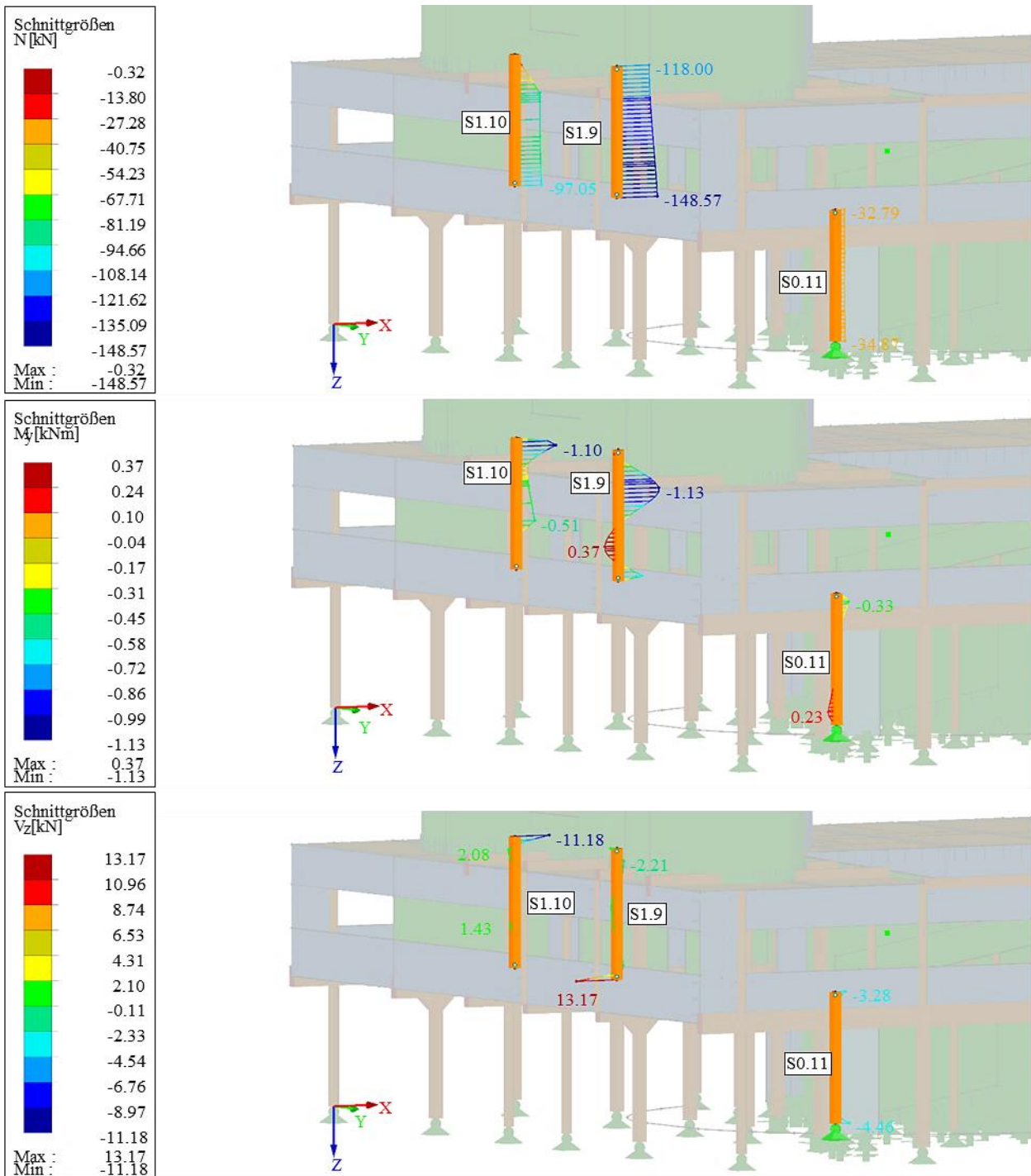


Abb. Anhang C-4: Maximale Schnittgrößen N, My, Vz für $b=200\text{mm}$ und LK2 (West-Ansicht)

Tab. Anhang C-2: Stützennachweise für $d=b=200\text{mm}$

Querschnitt	Belastung	Lastfall-kombination	Kraft N, Q [kN]	Biegemoment M_y [kNm]	Stütze	Knicklänge l_k [mm]	Nachweis	
							k_c [-]	η [-]
Kreis	max. $N + M$	LK1	115,06	2,09	S1.a	2360	0,91	0,58
		LK2	149,45	3,04	S1.a	2360	0,91	0,59
		EK1 (LK4)	152,51	3,10	S1.a	2360	0,91	0,54
	Querkraft	LK1	14,34		S1.21			0,36
		LK2	18,82		S1.21			0,36
		EK1 (LK4)	19,24		S1.21			0,32
Rechteck	max. $N + M$	LK1	115,41	0,77	S1.9	2480	0,94	0,32
		LK2	148,57	1,13	S1.9	2480	0,94	0,31
		EK1 (LK4)	150,54	1,17	S1.9	2480	0,94	0,28
	Querkraft	LK1	8,78		S1.10			0,20
		LK2	13,17		S1.9			0,22
		EK1 (LK4)	13,53		S1.9			0,20

Nachweis: erfüllt
nicht erfüllt

c) Runde Stützen ($d = 160\text{ mm}$)

Die Nachweise werden für die Stützen S1.g, S1.h, S1.29, S1.17 in der Tab. Anhang C-3 geführt.



Abb. Anhang C-5: Normalkräfte für die Stützen mit $d=160\text{mm}$ und LK2 (West-Ansicht)

Tab. Anhang C-3: Stützennachweise für $d=160\text{mm}$

Querschnitt	Belastung	Lastfall-kombination	Kraft N, Q [kN]	Biegemoment M_y [kNm]	Stütze	Knicklänge l_k [mm]	Nachweis	
							k_c [-]	η [-]
Kreis	max $N + M$	LK1	43,75	0,00	S1.17	2640	0,73	0,26
		LK2	75,78	0,00	S1.17	2640	0,73	0,34
		EK1 (LK4)	75,80	0,00	S1.17	2640	0,73	0,30
	Querkraft	LK1	0,00		S1.g			0,00
		LK2	0,00		S1.g			0,00
		EK1 (LK6)	0,65		S1.g			0,02

Nachweis: erfüllt
nicht erfüllt

d) Kopfbänder (d = b = 140 mm)

Die Zuordnung der Kopfbänder erfolgt über die jeweilige angeschlossene Stütze. Die auftretenden Kräfte werden dabei in Abb. Anhang C-6 gezeigt. Die Nachweise der Kopfbänder sind in der Tab. Anhang C-4 zusammengefasst.



Abb. Anhang C-6: Normalkräfte für d=140mm (oben), b=140mm (unten) und LK2 (West-Ansicht)

Tab. Anhang C-4: Kopfbändernachweise für d=b=140mm

Querschnitt	Belastung	Lastfall- kombination	Kraft N, Q [kN]	Biegemoment M _y [kNm]	Stütze	Knicklänge		Nachweis	
						l _k [mm]	k _c [-]	η [-]	η [-]
Kopfband- Kreis	max. N + M	LK1	77,22	0,00	S1.2	720	1,00	0,44	
		LK2	100,07	0,00	S1.2	720	1,00	0,42	
		EK1 (LK3)	100,22	0,00	S1.2	720	1,00	0,38	
Kopfband- Rechteck	max. N + M	LK1	106,21	0,00	S1.3	720	1,00	0,47	
		LK2	140,90	0,00	S1.3	720	1,00	0,47	
		EK1 (LK3)	141,68	0,00	S1.3	720	1,00	0,42	

Nachweis: erfüllt
nicht erfüllt

BALKEN

Im folgenden Abschnitt werden alle erforderlichen ULS-Nachweise für die Unterzüge geführt.

Der Querdrucknachweis kann mit einer effektiven Auflagerfläche laut ÖNORM B 1995-1-1 [52] geführt werden. In Trägerrichtung kann dabei die Länge l_{ef} wie in Abb. Anhang C-7 angenommen werden. Für $k_{c,90}$ und BSH kann durch die Einzelabstützung ein Wert von $k_{c,90} = 1,75$ [-] gewählt werden.

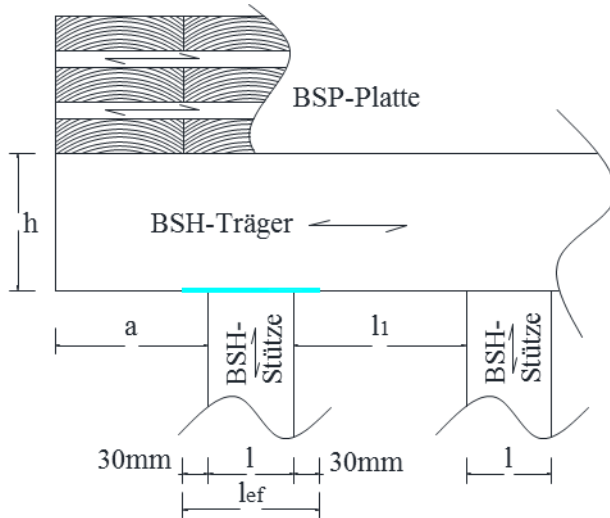


Abb. Anhang C-7: Effektive Auflagerfläche bei Querdruck

Für den Fall, dass Querdrucknachweise nicht erfüllt sind, werden Querdruckverstärkungen angeordnet. Die Nachweise werden im Abschnitt 8-1 geführt.

a) Unterzüge (b/h = 240/480)

Die folgenden Nachweise decken die Unterzüge UZ1, UZ2, UZ3, UZ4, UZ5, UZ6, UZ9, UZ10, UZ11 sowie UZ12 laut Abb. Anhang C-8 ab und werden in der Tab. Anhang C-5 geführt.

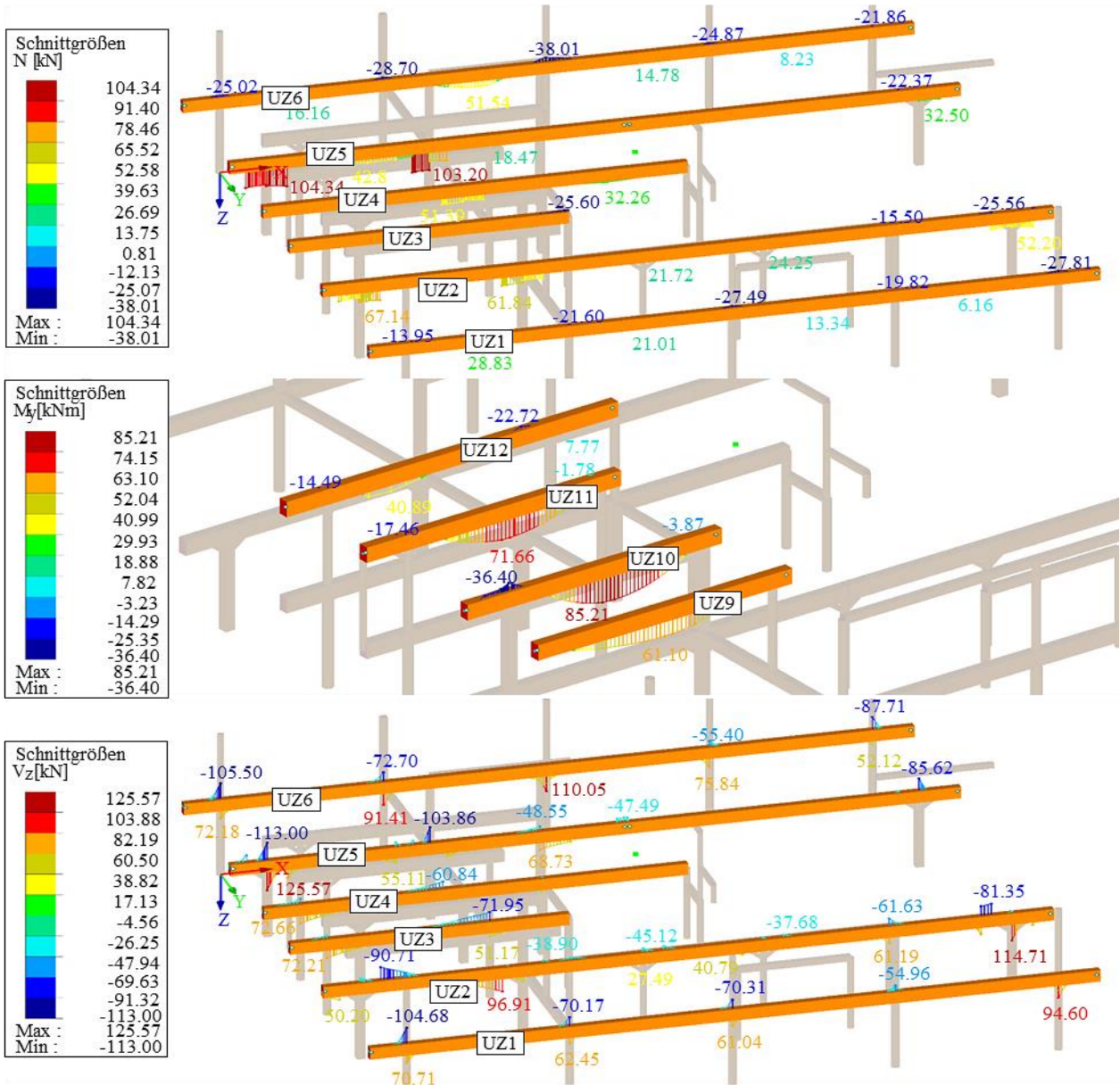


Abb. Anhang C-8: Maximale Schnittgrößen N (oben, EG), My (Mitte, OG) und Vz (unten, EG) für b/h=240/480 für LK2 (West-Ansicht)

Tab. Anhang C-5: Balkennachweise für $b/h=240/480$

Art der Belastung	Lastfall	Belastung $M_{y,d}$ [kNm]	F_i [kN]	Unterzug/Lage	Nachweise η_i [-]
			$F_{c,t}$		η_{Normal} [-]
max. $N + M$	LK1	8,46	76,72	UZ5	0,15
	LK2	10,55	104,34	UZ5	0,15
	EK1 (LK3)	10,57	104,93	UZ5	0,13
max. $M + N$	LK1	61,30	1,88	UZ10	0,58
	LK2	85,21	2,46	UZ10	0,60
	EK1 (LK4)	86,39	2,38	UZ10	0,54
			$F_{c,90}$		$\eta_{Querdruck}$ [-]
Querdruck	LK1		290,69	UZ5 (S0.9)	1,92
	LK2		385,79	UZ5 (S0.9)	1,91
	EK1 (LK4)		387,02	UZ5 (S0.9)	1,71
			V_z		η_{Schub} [-]
Schub	LK1		94,18	UZ5 (S0.3)	0,73
	LK2		125,57	UZ5 (S0.3)	0,73
	EK1 (LK3)		125,90	UZ5 (S0.3)	0,65
Nachweis:					erfüllt
					nicht erfüllt

Da der Nachweis für den Balken mit der maximalen Querdruckbelastung (Stützen mit dem Querschnitt $b, d = 240$ mm) nicht erfüllt sind, wird im Abschnitt 8-1 die erforderliche Querdruckverstärkung ermittelt.

b) Unterzüge ($b/h = 240/380$)

Für diesen Querschnitt werden die Unterzüge UZ3 und UZ4 an der Stelle des Einschnitts durch den UZ7 bemessen. Dabei wird die Verbindung mit dem UZ7 aus RFEM als Stabmodell herausgeschnitten für die bessere Betrachtung der Schnittgrößen (siehe Abb. Anhang C-10). Der Einschnitt sowie die Ausklinkung werden in Abb. Anhang C-9 veranschaulicht.

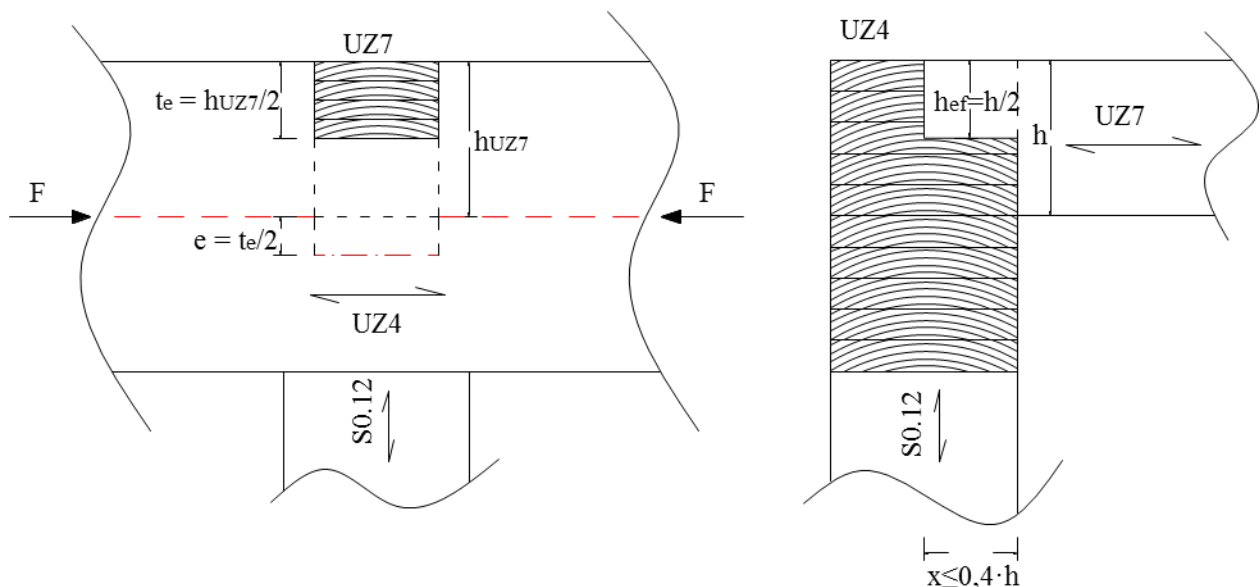


Abb. Anhang C-9: Einschnitt und Ausklinkung am Beispiel des UZ4 und UZ7

Für den Einschnitt werden die Spannungsnachweise am Nettoquerschnitt geführt. Durch den Einschnitt entsteht ein zusätzliches Moment $M_e = F \cdot e$ durch die Verschiebung der Schwerachse des Balkens. Dieser muss in der Bemessung mit einbezogen werden.

Zudem wird die Ausklinkung des UZ7 nachgewiesen. Bei Rechteckquerschnitte mit einer Ausklinkung am Auflager ist die wirksame Höhe h_{ef} laut ÖNORM B 1995-1-1 [52] anzunehmen.

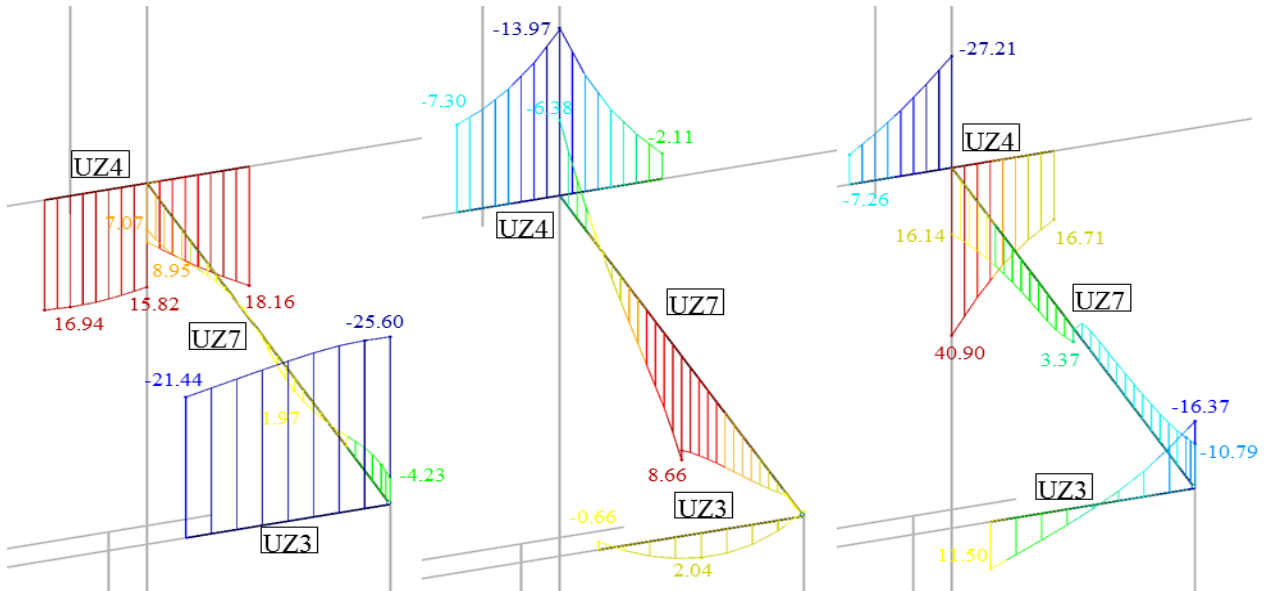


Abb. Anhang C-10: Maximale Schnittgrößen N (links), M_y (Mitte) und V_z (rechts) für Einschnitt und Ausklinkung bei LK2 (West-Ansicht)

In der Tab. Anhang C-6 werden die Nachweise am Einschnitt- bzw. Ausklinkungspunkt geführt.

Tab. Anhang C-6: Balkennachweise für $b/h=240/380$

Art der Belastung	Lastfall	Belastung $M_{y,d}$ [kNm]	F_i [kN]	Untersatz/ Lage	Nachweise η_i [-]	Querschnitt
Einschnitt		$M_{y,d} + M_e$	$F_{c/t}$		η_{Normal} [-]	b/h
	LK1	10,42	7,68	UZ4 (UZ7)	0,16	240/380
	LK2	14,37	15,82	UZ4 (UZ7)	0,17	
EK1 (LK4)	14,67	16,40	UZ4 (UZ7)	0,16		
Ausklinkung			V_z		η_{Schub} [-]	b/h
	LK1		10,52	UZ7 (UZ3)	0,86	200/100
	LK2		16,14	UZ7 (UZ3)	0,99	
EK1 (LK3)		15,93	UZ7 (UZ3)	0,87		
Querdruck			$F_{c,90}$		$\eta_{Querdruck}$ [-]	A_{ef}
	LK1		110,75	UZ4 (S0.12)	0,73	240/300
	LK2		151,44	UZ4 (S0.12)	0,75	
EK1 (LK3)		151,74	UZ4 (S0.12)	0,67		
Schub			V_z		η_{Schub} [-]	b/h
	LK1		30,52	UZ3 (UZ7)	0,30	240/380
	LK2		40,90	UZ3 (UZ7)	0,30	
EK1 (LK3)		41,20	UZ3 (UZ7)	0,27		

Nachweis: erfüllt
nicht erfüllt

c) Unterzüge (b/h = 200/360)

Die Nachweise werden für die Unterzüge UZ1.1 sowie UZ13 laut Abb. Anhang C-11 in der Tab. Anhang C-7 geführt. Da die Unterzüge in diesem Fall am Rand aufgelagert sind, wird für die Querdruckbemessung $k_{c,90} = 1,0$ [-] angenommen. Die effektive Fläche kann zudem nur einseitig aufgetragen werden.

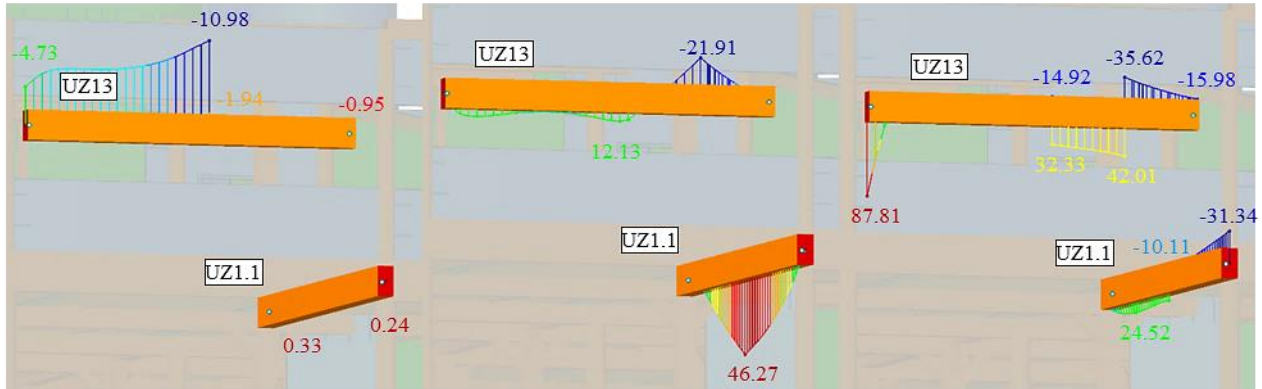


Abb. Anhang C-11: Maximale Schnittgrößen N (links), M_y (Mitte) und V_z (rechts) für $b/h=200/360$ und LK2 (West-Ansicht)

Tab. Anhang C-7: Balkennachweise für $b/h=200/360$

Art der Belastung	Lastfall	Belastung $M_{y,d}$ [kNm]	F_i [kN]	Unterzug/ Lage	Nachweise η_i [-]
max. $N + M$	LK1	10,58	$F_{c/t}$	UZ13	η_{Normal} [-]
	LK2	12,13	8,66	UZ13	0,22
	EK1 (LK4)	11,98	10,98	UZ13	0,19
max. $M + N$	LK1	33,00	9,03	UZ13	0,17
	LK2	46,27	0,20	UZ1.1	0,66
	EK1 (LK3)	47,06	0,10	UZ1.1	0,70
Querdruck	LK1		$F_{c,90}$	UZ13 (S1.9)	$\eta_{Querdruck}$ [-]
	LK2		92,53	UZ13 (S1.9)	1,68
	EK1 (LK3)		118,69	UZ13 (S1.9)	1,61
Schub	LK1		V_z	UZ13	η_{Schub} [-]
	LK2		71,57	UZ13	0,89
	EK1 (LK3)		87,81	UZ13	0,82
					erfüllt
					Nachweis: nicht erfüllt

Da der Querdrucknachweis für den UZ13 nicht erfüllt wird, werden Querdruckverstärkungen bei der Stütze S1.9 eingesetzt. Die Nachweise werden im Abschnitt 8-1 geführt.

d) Unterzüge (b/h = 200/240)

In diesem Abschnitt werden die Nachweise für die Unterzüge UZ3.1, UZ4.1, UZ5.1, UZ8 und UZ15 in der Tab. Anhang C-8 geführt. Die Schnittgrößen sind in der Abb. Anhang C-12 einsehbar.

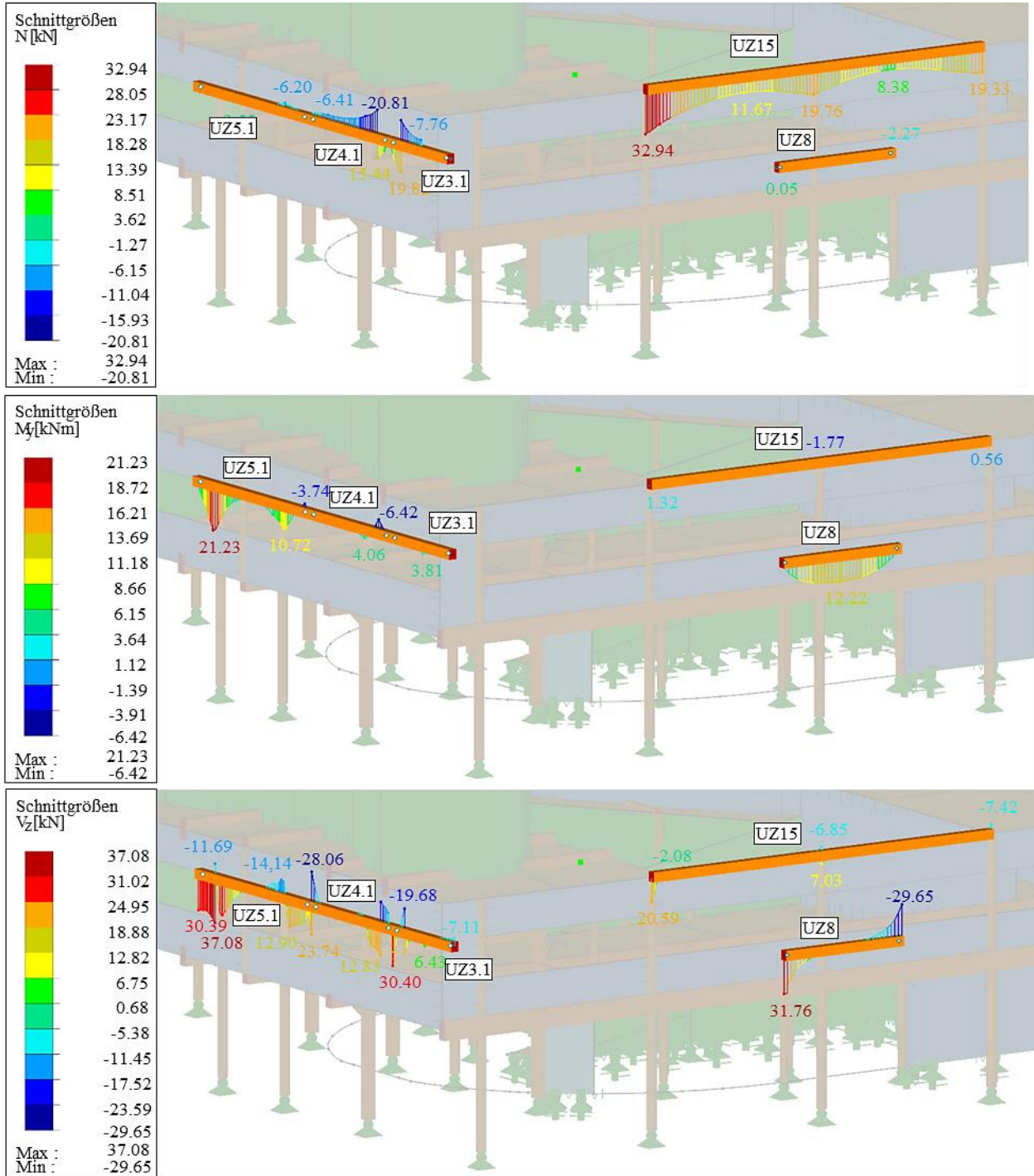


Abb. Anhang C-12: Maximale Schnittgrößen N, My, und Vz für b/h=200/240 für LK2 (West-Ansicht)

Tab. Anhang C-8: Balkennachweise für $b/h=200/240$

Art der Belastung	Lastfall	Belastung $M_{y,d}$ [kNm]	F_i [kN]	Unterzug/ Lage	Nachweise η_i [-]
max. $N + M$	LK1	1,16	25,67	UZ15	η_{Normal} [-] 0,11
	LK2	1,32	32,95	UZ15	0,10
	EK1 (LK3)	1,32	33,11	UZ15	0,09
max. $M + N$	LK1	16,03	0,53	UZ5.1	0,73
	LK2	21,23	0,79	UZ5.1	0,72
	EK1 (LK4)	21,30	0,79	UZ5.1	0,64
Querdruck	LK1		$F_{c,90}$ 47,42	UZ13 (S1.5)	$\eta_{Querdruck}$ [-] 1,09
	LK2		60,85	UZ13 (S1.5)	1,05
	EK1 (LK4)		61,68	UZ13 (S1.5)	0,95
Schub	LK1		V_z 28,42	UZ5.1	η_{Schub} [-] 0,53
	LK2		37,08	UZ5.1	0,52
	EK1 (LK4)		37,21	UZ5.1	0,46
Nachweis:					erfüllt nicht erfüllt

Da der Querdrucknachweis für den UZ15 nicht erfüllt wird, werden Querdruckverstärkungen bei der Stütze S1.5 eingesetzt. Diese werden im Abschnitt 8-1 behandelt.

e) Unterzüge ($b/h = 200/200$)

Die folgenden Nachweise werden für die Unterzüge UZR1, UZ7 sowie UZ14 laut Abb. Anhang C-13 in der Tab. Anhang C-9 geführt.

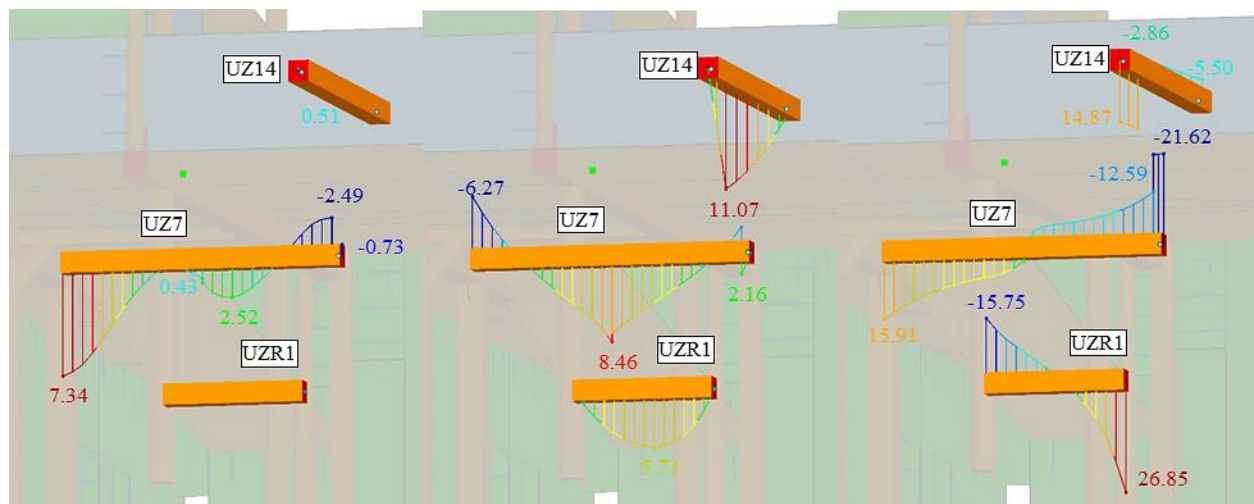


Abb. Anhang C-13: Maximale Schnittgrößen N (links), M_y (Mitte) und V_z (rechts) für $b/h=200/200$ und LK2 (West-Ansicht)

Tab. Anhang C-9: Balkennachweise für $b/h=200/200$

Art der Belastung	Lastfall	Belastung $M_{y,d}$ [kNm]	F_i [kN]	Unterkzug/ Lage	Nachweise η_i [-]
max. $N + M$	LK1	3,94	$F_{c/t}$ 4,90	UZ7	η_{Normal} [-] 0,27
	LK2	6,27	7,34	UZ7	0,32
	EK1 (LK3)	6,30	8,71	UZ7	0,29
max. $M + N$	LK1	7,24	0,90	UZ14	0,47
	LK2	11,07	0,51	UZ14	0,54
	EK1 (LK3)	11,08	0,39	UZ14	0,48
Querdruck	LK1		$F_{c,90}$ 72,74	UZR1 (S0.18)	$\eta_{Querdruck}$ [-] 1,68
	LK2		105,67	UZR1 (S0.17)	1,83
	EK1 (LK4)		105,72	UZR1 (S0.17)	1,63
Schub	LK1		V_z 16,37	UZR1	η_{Schub} [-] 0,37
	LK2		26,85	UZR1	0,45
	EK1 (LK3)		26,84	UZR1	0,40
Nachweis:					erfüllt nicht erfüllt

Da der Querdrucknachweis für den UZR1 nicht erfüllt wird, werden Querdruckverstärkungen eingesetzt. Diese werden im Abschnitt 8-1 behandelt.

f) Unterkzüge ($b/h = 160/160$)

Die Nachweise in der Tab. Anhang C-10 decken die Unterkzüge UZR2, UZR3 ab (siehe Abb. Anhang C-14).

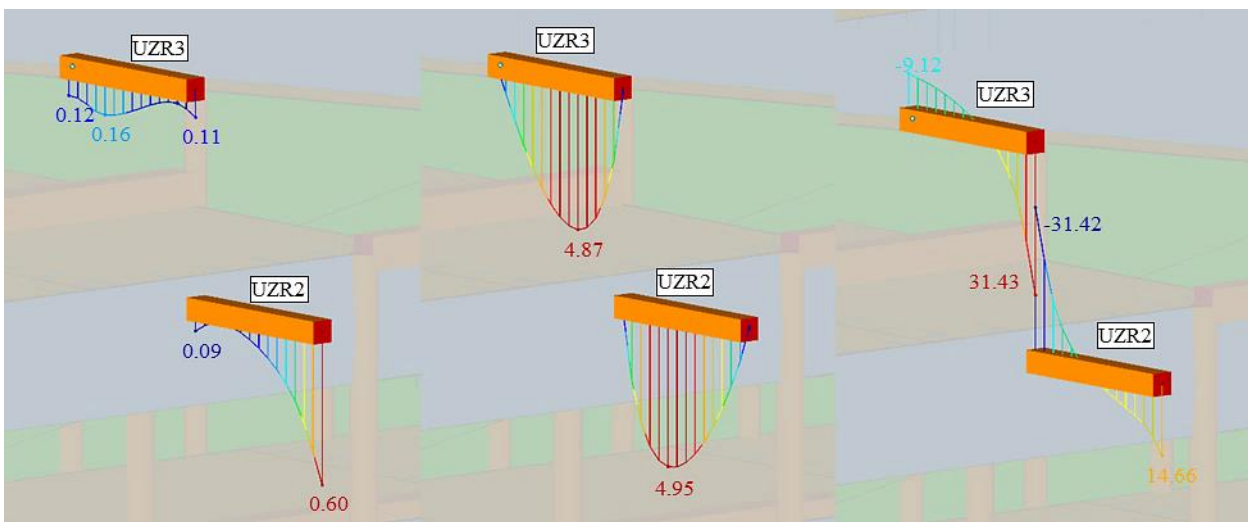


Abb. Anhang C-14: Maximale Schnittgrößen N (links), M_y (Mitte) und V_z (rechts) für $b/h=160/160$ und LK2 (West-Ansicht)

Tab. Anhang C-10: Balkennachweise für $b/h=160/160$

Art der Belastung	Lastfall	Belastung		Untersatz/Lage	Nachweise η_i [-]
		$M_{y,d}$ [kNm]	F_i [kN]		
			$F_{c,t}$		η_{Normal} [-]
max. $N + M$	LK1	0,00	0,32	UZR2	0,00
	LK2	0,00	0,60	UZR2	0,00
	EK1 (LK3)	0,00	1,96	UZR2	0,01
max. $M + N$	LK1	2,83	0,06	UZR2	0,36
	LK2	4,95	0,09	UZR2	0,47
	EK1 (LK4)	4,95	0,10	UZR2	0,42
			$F_{c,90}$		$\eta_{\text{Querdruck}}$ [-]
Querdruck	LK1		21,13	UZR3 (S1.17)	0,74
	LK2		37,14	UZR3 (S1.17)	0,97
	EK1 (LK4)		37,17	UZR3 (S1.17)	0,86
			V_z		η_{Schub} [-]
Schub	LK1		17,89	UZR3	0,62
	LK2		31,43	UZR3	0,82
	EK1 (LK4)		31,47	UZR3	0,73
Nachweis:					erfüllt
					nicht erfüllt

C-2 SLS-Nachweise für die Unterzüge

Die maximale Verformung der Unterzüge aus charakteristischer Einwirkung wird für jeden Querschnitt in Abb. Anhang C-15 für die maßgebenden Unterzüge je Querschnitt angezeigt. Die Verformung aus quasi-ständiger Einwirkung sowie die Verformungsnachweise der Balken sind in Tab. Anhang C-11 ersichtlich. Der Verformungsbeiwert für die NKL 1 wird laut Tab. Anhang B-3 mit $k_{def} = 0,6 [-]$ definiert.

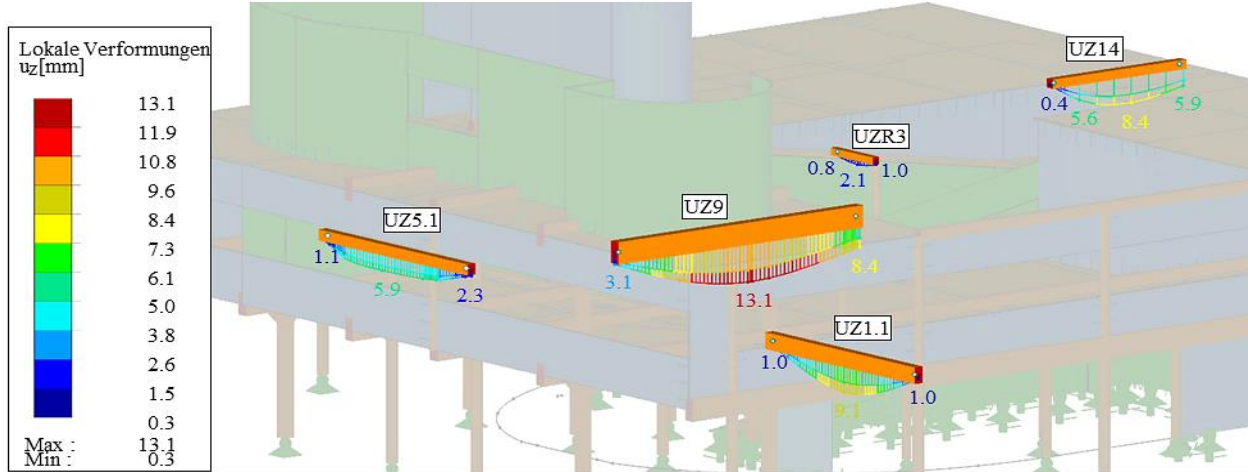


Abb. Anhang C-15: Maßgebende Verformungen der Unterzüge aus char. Einwirkung für EK2 (West-Ansicht)

Tab. Anhang C-11: Nachweise der Balkenverformung im SLS

Querschnitt b/h [mm/mm]	Lastfallkombinationen w_i [mm]	Spannweite l, H [mm]	Grenzwert w_{max} [mm]	Ausnutzung η [-]
160/160 (UZR3)	Char. $w_{inst} = w_{selten}$	2,1	$l / 300 = 4,5$	0,47
	Qu-st. w_{qu-st}	1,6		
	Qu-st. w_{fin}	2,6	$l / 250 = 5,4$	0,47
200/200 (UZ14)	Char. $w_{inst} = w_{selten}$	8,4	$l / 300 = 11,3$	0,74
	Qu-st. w_{qu-st}	6,8		
	Qu-st. w_{fin}	10,9	$l / 250 = 13,6$	0,80
200/240 (UZ5.1)	Char. $w_{inst} = w_{selten}$	5,9	$l / 300 = 15,8$	0,37
	Qu-st. w_{qu-st}	4,9		
	Qu-st. w_{fin}	7,8	$l / 250 = 19,0$	0,41
200/360 (UZ1.1)	Char. $w_{inst} = w_{selten}$	9,1	$l / 300 = 15,8$	0,57
	Qu-st. w_{qu-st}	7,2		
	Qu-st. w_{fin}	11,5	$l / 250 = 19,0$	0,61
240/480 (UZ9)	Char. $w_{inst} = w_{selten}$	13,1	$l / 300 = 15,8$	0,83
	Qu-st. w_{qu-st}	10,9		
	Qu-st. w_{fin}	17,4	$l / 250 = 19,0$	0,92

Nachweis: erfüllt
nicht erfüllt

C-3 Nachweise für den außergewöhnlichen Lastfall Brand

STÜTZEN

a) Runde und rechteckige Stützen (d = b = 184 mm; original:240 mm)

Tab. Anhang C-12: Stütznachweise für d=b=184mm

Querschnitt	Belastung	Kraft N, Q [kN]	Biegemoment M_y [kNm]	Stütze	Knicklänge l_k [mm]	k_c [-]	Nachweis η [-]
Kreis	max. $N+M$	163,69	0,00	S0.10	2360	0,89	0,25
	max. $N+M$	332,04	2,12	S0.9	2360	0,93	0,46
Rechteck	max. $M+N$	135,55	6,10	S1.2	2360	0,93	0,37
	Querkraft	10,15		S1.2			0,14
Nachweis:							erfüllt nicht erfüllt

b) Runde und rechteckige Stützen (d = b = 144 mm; original:200mm)

Tab. Anhang C-13: Stütznachweise für d=b=144mm

Querschnitt	Belastung	Kraft N, Q [kN]	Biegemoment M_y [kNm]	Stütze	Knicklänge l_k [mm]	k_c [-]	Nachweis η [-]
Kreis	max. $N+max. M$	91,51	1,86	S1.a	2360	0,73	0,51
	Querkraft	11,54		S1.21			0,23
Rechteck	max. $N+max. M$	90,32	0,70	S1.9	2480	0,81	0,25
	Querkraft	8,118	S1.9				0,19
Nachweis:							erfüllt nicht erfüllt

c) Runde Stützen (d = 104mm; original: 160 mm)

Tab. Anhang C-14: Stütznachweise für d=104mm

Querschnitt	Belastung	Kraft N, Q [kN]	Biegemoment M_y [kNm]	Stütze	Knicklänge l_k [mm]	k_c [-]	Nachweis η [-]
Kreis	max. $N+M$	45,50	0,00	S1.17	2640	0,36	0,55
	Querkraft	0,39		S1.g			0,02
Nachweis:							erfüllt nicht erfüllt

d) Kopfbänder (d = b = 84 mm; original: 140 mm)

Tab. Anhang C-15: Kopfbändernachweise für d=b=84mm

Querschnitt	Belastung	Kraft N, Q [kN]	Biegemoment M_y [kNm]	Stütze	Knicklänge l_k [mm]	k_c [-]	Nachweis η [-]
Kopfband Kreis	max. $N+M$	60,13	0,00	S1.2	720	0,97	0,41
Kopfband Rechteck	max. $N+M$	85,01	0,00	S1.3	720	0,99	0,44
Nachweis:							erfüllt nicht erfüllt

BALKEN

 a) Unterzüge (b/h = 184/452; original: 240/480)
Tab. Anhang C-16: Balkennachweise für b/h=184/452

Art der Belastung	Belastung		Unterzug	Nachweise	
	$M_{y,d}$ [kNm]	F_i [kN]		η_i [-]	
max. $N + M$	6,34	$F_{c/t}$	UZ5	$\eta_{\text{Normal}} [-]$	
max. $M + N$		62,96		0,07	
	51,83		UZ10	0,30	
Querdruck		$F_{c,90}$		$\eta_{\text{Querdruck}} [-]$	
		232,21	UZ5 (S0.9)	1,03	
Schub		V_z	UZ5 (S0.3)	$\eta_{\text{Schub}} [-]$	
		75,54		0,34	
				Nachweis:	erfüllt
					nicht erfüllt

Die Anordnung einer Querdruckverstärkung erfolgt bereits durch die maßgebende Belastung aus den ULS-Nachweisen (siehe Abschnitt 8-1.2): Dieser Nachweis kann somit als erfüllt betrachtet werden.

 b) Unterzüge (b/h = 184/352; original: 240/380)
Tab. Anhang C-17: Balkennachweise für b/h=184/352

Art der Belastung	Belastung		Unterzug	Nachweise		Querschnitt b/h [mm]
	$M_{y,d}$ [kNm]	F_i [kN]		η_i [-]		
Einschnitt	$M_{y,d} + M_e$	$F_{c/t}$	UZ4 (UZ7)	$\eta_{\text{Normal}} [-]$		b/h
		9,05		9,84	0,09	
Ausklinkung		V_z	UZ7 (UZ3)	$\eta_{\text{Normal}} [-]$		b/h_{ef}
		9,56		0,46		184/352
Querdruck		$F_{c,90}$	UZ4 (S0.12)	$\eta_{\text{Querdruck}} [-]$		A_{ef}
		91,04		0,48		184/244
Schub		V_z	UZ3 (UZ7)	$\eta_{\text{Schub}} [-]$		b/h
		24,72		0,14		184/452
				Nachweis:	erfüllt	
					nicht erfüllt	

 c) Unterzüge (b/h = 144/332; original: 200/360)
Tab. Anhang C-18: Balkennachweise für b/h=144/332

Art der Belastung	Belastung		Unterzug	Nachweise	
	$M_{y,d}$ [kNm]	F_i [kN]		η_i [-]	
max. $N + M$	7,19	$F_{c/t}$	UZ13	$\eta_{\text{Normal}} [-]$	
max. $M + N$		5,42		0,10	
	28,24		UZ1.1	0,39	
Querdruck		$F_{c,90}$		$\eta_{\text{Querdruck}} [-]$	
		71,15	UZ13 (S1.9)	0,61	
Schub		V_z	UZ13	$\eta_{\text{Schub}} [-]$	
		52,57		0,41	
				Nachweis:	erfüllt
					nicht erfüllt

d) Unterzüge (b/h = 144/212; original: 200/240)

Tab. Anhang C-19: Balkennachweise für b/h=144/212

Art der Belastung	Belastung		Unterzug	Nachweise η_i [-]
	$M_{y,d}$ [kNm]	F_i [kN]		
max. $N + M$	0,79	$F_{c/t}$ 19,87	UZ15	η_{Normal} [-] 0,06
max. $M + N$		0,47		UZ5.1
Querdruck		$F_{c,90}$ 37,01	UZ15 (S1.5)	$\eta_{\text{Querdruck}}$ [-] 0,51
Schub		V_z 22,33	UZ5.1	η_{Schub} [-] 0,27
Nachweis:				erfüllt
				nicht erfüllt

e) Unterzüge (b/h = 144/172; original: 200/200)

Tab. Anhang C-20: Balkennachweise für b/h=144/172

Art der Belastung	Belastung		Unterzug	Nachweise η_i [-]
	$M_{y,d}$ [kNm]	F_i [kN]		
max. $N + M$	3,78	$F_{c/t}$ 5,23	UZ7	η_{Normal} [-] 0,20
max. $M + N$		0,23		UZ14
Querdruck		$F_{c,90}$ 63,43	UZR1 (S0.17)	$\eta_{\text{Querdruck}}$ [-] 1,12
Schub		V_z 16,10	UZR1	η_{Schub} [-] 0,24
Nachweis:				erfüllt
				nicht erfüllt

Da der Nachweis auf Querdruck für den UZR1 aufgrund der Normalkraft in der Stütze S0.17 nicht erfüllt wird, wird im Abschnitt 8-1 eine Querdruckverstärkung angeordnet. Da im ULS eine höhere Ausnutzung auf Querdruck vorliegt, wird die Verstärkungsbemessung mit den Schnittgrößen laut Abschnitt C-1 geführt.

f) Unterzüge (b/h = 104/132; original: 160/160)

Tab. Anhang C-21: Balkennachweise für b/h=104/132

Art der Belastung	Belastung		Unterzug	Nachweise η_i [-]
	$M_{y,d}$ [kNm]	F_i [kN]		
max. $N + M$	0,00	$F_{c/t}$ 1,18	UZR2	η_{Normal} [-] 0,00
max. $M + N$		0,06		UZR2
Querdruck		$F_{c,90}$ 22,30	UZR3 (S1.17)	$\eta_{\text{Querdruck}}$ [-] 0,71
Schub		V_z 18,88	UZR3	η_{Schub} [-] 0,51
Nachweis:				erfüllt
				nicht erfüllt

BSP-DECKEN

 a) Normalspannungsnachweise
Tab. Anhang C-22: Normalspannungsnachweise der BSP-Deckenplatten im Brandfall

Art der Belastung	lokale Richtung/ Lage	$m_{x/y,d}$ [kNm/m]	$n_{x/y,d}$ [kN/m]	Platte	Nachweise η_{Normal} [-]
max. $m + n$	x	20,63	15,03	R1.1 (S1.17)	0,31
	y	7,19	37,61	P2.14 (W1.27)	0,33
max. $n + m$	x	0,16	154,68	P1.13 (W1.23/24)	0,09
	y	0,23	116,81	P1.15/16 (AW)	0,17
Nachweis:					erfüllt nicht erfüllt

 b) Schub- und Rollschubnachweise aus der Plattenebene
Tab. Anhang C-23: (Roll-) Schubnachweise der BSP-Deckenplatten im Brandfall

Art der Belastung	lokale Richtung/ Lage	Belastung $v_{x/y,d}$ [kN/m]	Platte	Nachweise η_{Schub} [-]
Schub	x	65,54	P1.11 (W1.29)	0,18
	y	30,81	P1.11 (W1.15)	0,08
Rollschub	x	65,54	P1.11 (W1.29)	0,18
	y	30,81	P1.11 (W1.15)	0,21
Nachweis:				erfüllt nicht erfüllt

 c) Schubnachweise in Plattenebene
Tab. Anhang C-24: Schubnachweise in der Ebene für BSP-Deckenplatten im Brandfall

Art der Belastung	lokale Richtung/ Lage	$n_{xy,d}$ [kN/m]	Platte	Beiwerte k [-]	Nachweise η_{Schub} [-]
Schub in der Ebene - Bruttofläche	xy	43,25	R1.3 (P2.6)		0,08
Schub in der Ebene - Nettofläche	xy	43,25	R1.3 (P2.6)		0,17
Torsion	xy	43,25	R1.3 (P2.6)	0,53	0,30
Nachweis:					erfüllt nicht erfüllt

 d) Querdrucknachweise
Tab. Anhang C-25: Querdrucknachweise der BSP-Deckenplatten im Brandfall

Art der Belastung	lokale Richtung/ Lage	Belastung $F_{i,d}$	Platte	Beiwerte $k_{c,90}$ [-]	Nachweise $\eta_{Querdruck}$ [-]
Querdruck Punktlast	Außen, Stütze	$F_{c,90}$ [kN] 58,72	S1.10 (P1.6)	1,48	0,56
	Innen, Stütze	140,99	S1.2 (P1.1)	1,51	0,80
Querdruck Linienlast	Außen, Scheibe	$n_{x,90}$ [kN/m] 61,40	W1.24	1,28	0,17
	Innen, Scheibe	123,15	W1.20b	1,50	0,52
	Außen, BSH-Träger	$F_{c,90}$ [kN] 168,67	S0.10	1,15	0,38
	Innen, BSH-Träger	230,83	S0.9	1,19	0,38
Nachweis:					erfüllt nicht erfüllt

BSP-WANDSCHEIBENa) Normalspannungsnachweise**Tab. Anhang C-26: Normalspannungsnachweise für BSP-Wandscheiben im Brandfall**

Art der Belastung	lokale Richtung/ Lage	$m_{x/y,d}$ [kNm/m]	$n_{x/y,d}$ [kN/m]	Platte	Nachweise η_{Normal} [-]
max. $m + n$	x	3,58	82,97	W1.17	0,49
	y	1,99	141,16	W2.6	0,38
max. $n + m$	x	0,00	131,96	W1.20b	0,12
	y	0,01	250,632	W1.17	0,31
Nachweis:					erfüllt nicht erfüllt

b) Stabilitätsnachweis Knicken**Tab. Anhang C-27: Stabilitätsnachweis (Knicken) für BSP-Wandscheiben im Brandfall**

Art der Belastung	lokale Richtung/ Lage	$m_{x/y,d}$ [kNm/m]	$n_{x/y,d}$ [kN/m]	Platte	Beiwerte k_c [-]	Nachweise η_{Normal} [-]
max. n (Knicken) + m	x	0,10	150,25	W1.19b	0,20	0,68
Nachweis:						erfüllt nicht erfüllt

c) Schub- und Rollschubnachweise aus der Plattenebene**Tab. Anhang C-28: (Roll-) Schubnachweise der BSP-Wandscheiben im Brandfall**

Art der Belastung	lokale Richtung/ Lage	$v_{x/y,d}$ [kN/m]	Platte	Nachweise η_{Schub} [-]
Schub	x	30,44	W1.26 (P1.13)	0,17
	y	25,23	W1.17	0,16
Rollschub	x	30,44	W1.26 (P1.13)	0,44
	y	25,23	WR1	0,39
Nachweis:				erfüllt nicht erfüllt

d) Schubnachweise in der Ebene**Tab. Anhang C-29: Schubnachweise der BSP-Wandscheiben in der Ebene im Brandfall**

Art der Belastung	lokale Richtung/ Lage	$n_{x,y,d}$ [kN/m]	Platte	Nachweise η_{Schub} [-]
Schub in der Ebene - Bruttofläche	xy	84,92	W1.18	0,29
Schub in der Ebene - Nettofläche	xy	84,92	W1.18	0,42
Nachweis:				erfüllt nicht erfüllt

C-4 Nachweise für die außergewöhnliche Einwirkung Erdbeben

STÜTZEN

a) Runde und rechteckige Stützen ($d = b = 240 \text{ mm}$)

Tab. Anhang C-30: Stützennachweise für $d=b=240\text{mm}$

Querschnitt	Belastung	Kraft N, Q [kN]	Biegemoment M_y [kNm]	Stütze	Knicklänge l_k [mm]	k_c [-]	Nachweis η [-]
Kreis	max. $N + M$	196,25	0,00	S0.a	2360	0,95	0,17
	max. $N + M$	426,35	4,43	S0.9	2360	0,97	0,36
Rechteck	max. $M + N$	171,06	8,38	S1.2	2360	0,97	0,25
	Querkraft	13,95		S1.2			0,08

Nachweis: erfüllt
nicht erfüllt

b) Runde und rechteckige Stützen ($d = b = 200 \text{ mm}$)

Tab. Anhang C-31: Stützennachweise für $d=b=200\text{mm}$

Querschnitt	Belastung	Kraft N, Q [kN]	Biegemoment M_y [kNm]	Stütze	Knicklänge l_k [mm]	k_c [-]	Nachweis η [-]
Kreis	max. $N + M$	115,06	1,93	S0.f	2360	0,91	0,24
	max. $M + N$	55,53	3,36	S1.5	2360	0,91	0,24
	Querkraft	35,32		S0.e			0,39
Rechteck	max. $N + M$	115,49	0,00	S1.9	2480	0,94	0,12
	max. $M + N$	64,37	3,04	S1.10	2480	0,94	0,15
	Querkraft	18,36		S0.11			0,16

Nachweis: erfüllt
nicht erfüllt

c) Runde Stützen ($d = 160 \text{ mm}$)

Tab. Anhang C-32: Stützennachweise für $d=160\text{mm}$

Querschnitt	Belastung	Kraft N, Q [kN]	Biegemoment M_y [kNm]	Stütze	Knicklänge l_k [mm]	k_c [-]	Nachweis η [-]
Kreis	max. $N + M$	54,30	0,00	S1.17	2640	0,73	0,14
	max. $M + N$	7,61	0,81	S1.h	2360	0,81	0,10
	Querkraft	0,60		S1.h			0,01

Nachweis: erfüllt
nicht erfüllt

d) Kopfbänder ($d = b = 140 \text{ mm}$)

Tab. Anhang C-33: Kopfbändernachweise für $d=b=140\text{mm}$

Querschnitt	Normalkraft N [kN]	Biegemoment M_y [kNm]	Stütze	Knicklänge l_k [mm]	k_c [-]	Nachweis η [-]
Kopfband Kreis	72,46	0,00	S1.2	720	1,00	0,18
Kopfband Rechteck	110,01	0,00	S0.3	720	1,00	0,21

Nachweis: erfüllt
nicht erfüllt

BALKENa) Unterzüge (b/h = 240/480)

Tab. Anhang C-34: Balkennachweise für b/h=240/480

Art der Belastung	Belastung		Unterzug	Nachweise η_i [-]
	$M_{y,d}$ [kNm]	F_i [kN]		
max. $M + N$	63,44	$F_{c/t}$ 2,05	UZ10	η_{Normal} [-] 0,26
max. $N + M$		82,83	UZ5 (S0.3)	0,07
Querdruck		$F_{c,90}$ 302,08	UZ5 (S0.9)	$\eta_{\text{Querdruck}}$ [-] 0,87
Schub		V_z 97,21	UZ5 (S1.3)	η_{Schub} [-] 0,33
Nachweis:				erfüllt nicht erfüllt

b) Unterzüge (b/h = 240/380)

Tab. Anhang C-35: Balkennachweise für b/h=240/380

Art der Belastung	Belastung		Unterzug/ Lage	Nachweise η_i [-]	Querschnitt
	$M_{y,d}$ [kNm]	F_i [kN]			
Einschnitt	$M_{y,d} + M_e$ 12,26	$F_{c/t}$ 44,72	UZ4 (UZ7)	η_{Normal} [-] 0,10	b/h 240/380
Ausklinkung		V_z 17,89	UZ7 (UZ3)	η_{Schub} [-] 0,64	b/h _{ef} 160/100
Querdruck		$F_{c,90}$ 137,40	UZ4 (S0.12)	$\eta_{\text{Querdruck}}$ [-] 0,46	A _{ef} 240/300
Schub		V_z 34,48	UZ4 (UZ7)	η_{Schub} [-] 0,15	b/h 240/380
Nachweis:				erfüllt nicht erfüllt	

c) Unterzüge (b/h = 200/360)

Tab. Anhang C-36: Balkennachweise für b/h=200/360

Art der Belastung	Belastung		Unterzug	Nachweise η_i [-]
	$M_{y,d}$ [kNm]	F_i [kN]		
max. $M + N$	34,12	$F_{c/t}$ 1,52	UZ13	η_{Normal} [-] 0,30
max. $N + M$		7,95	UZ13	0,08
Querdruck		$F_{c,90}$ 91,12	UZ14 / S1.9	$\eta_{\text{Querdruck}}$ [-] 0,72
Schub		V_z 67,90	UZ13	η_{Schub} [-] 0,37
Nachweis:				erfüllt nicht erfüllt

d) Unterzüge (b/h = 200/240)

Tab. Anhang C-37: Balkennachweise für b/h=200/240

Art der Belastung	Belastung		Unterzug	Nachweise
	$M_{y,d}$ [kNm]	F_i [kN]		η_i [-]
		$F_{c/t}$		η_{Normal} [-]
max. $M + N$	18,90	2,10	UZ5.1	0,37
max. $N + M$	0,00	35,58	UZ8	0,04
Querdruck		$F_{c,90}$		$\eta_{Querdruck}$ [-]
		46,63	UZ15 (S1.5)	0,47
Schub		V_z		η_{Schub} [-]
		33,92	UZ5.1	0,28
Nachweis:				erfüllt
				nicht erfüllt

 e) Unterzüge (b/h = 200/200)

Tab. Anhang C-38: Balkennachweise für b/h=200/200

Art der Belastung	Belastung		Unterzug	Nachweise
	$M_{y,d}$ [kNm]	F_i [kN]		η_i [-]
		$F_{c/t}$		η_{Normal} [-]
max. $M + N$	8,05	5,07	UZ14	0,23
max. $N + M$	0,00	16,85	UZ7	0,02
Querdruck		$F_{c,90}$		$\eta_{Querdruck}$ [-]
		75,92	UZR1 (S0.17)	0,76
Schub		V_z		η_{Schub} [-]
		19,45	UZR1	0,19
Nachweis:				erfüllt
				nicht erfüllt

 f) Unterzüge (b/h = 160/160)

Tab. Anhang C-39: Balkennachweise für b/h=160/160

Art der Belastung	Belastung		Unterzug	Nachweise
	$M_{y,d}$ [kNm]	F_i [kN]		η_i [-]
		$F_{c/t}$		η_{Normal} [-]
max. $M + N$	3,54	0,18	UZR3	0,20
max. $N + M$	3,48	0,62	UZR2	0,19
Querdruck		$F_{c,90}$		$\eta_{Querdruck}$ [-]
		53,75	S1.17 (UZR2)	0,82
Schub		V_z		η_{Schub} [-]
		22,54	UZR2	0,34
Nachweis:				erfüllt
				nicht erfüllt

BSP-DECKENa) Normalspannungsnachweise**Tab. Anhang C-40: Normalspannungsnachweise der BSP-Deckenplatten bei Erdbebeneinwirkung**

Art der Belastung	lokale Richtung/ Lage	$m_{x/y,d}$ [kNm/m]	$n_{x/y,d}$ [kN/m]	Platte	Nachweise η_{Normal} [-]
max. $m + n$	x	24,06	33,74	R1.3 (S1.17)	0,26
	y	8,42	115,59	P2.14 (W1.27)	0,51
max. $n + m$	x	0,37	299,26	R0.1 (R0.2)	0,15
	y	0,28	215,13	P1.15/16 (AW)	0,32
Nachweis:					erfüllt nicht erfüllt

b) Schub- und Rollschubnachweise aus der Plattenebene**Tab. Anhang C-41: (Roll-) Schubnachweise der BSP-Deckenplatten bei Erdbebeneinwirkung**

Art der Belastung	lokale Richtung/ Lage	$v_{x/y,d}$ [kN/m]	Platte	Nachweise η_{Schub} [-]
Schub	x	83,53	P1.11 (W1.29)	0,19
	y	35,70	P1.11 (W1.15)	0,15
Rollschub	x	130,75	P1.11 (W1.29)	0,67
	y	35,70	P1.11 (W1.15)	0,37
Nachweis:				erfüllt nicht erfüllt

c) Schubnachweise in der Plattenebene**Tab. Anhang C-42: Schubnachweise in der Ebene für BSP-Deckenplatten bei Erdbebeneinwirkung**

Art der Belastung	lokale Richtung/ Lage	$n_{xy,d}$ [kN/m]	Platte	Beiwerte k [-]	Nachweise η_{Schub} [-]
Schub in der Ebene - Bruttofläche	xy	68,85	R0.2		0,11
Schub in der Ebene - Nettofläche	xy	68,85	R0.2		0,28
Torsion	xy	68,85	R0.2	0,53	0,50
Nachweis:					erfüllt nicht erfüllt

d) Querdrucknachweise

Wie bei den ULS-Nachweisen (siehe Abschnitt 7-2.1.4) wird die Drucknormalkraft an der Wandunterkante bei W1.24 laut Abb. Anhang C-16 geglättet. Für die Wand W1.20b kann jedoch die lokale Normalkraft n_x ohne Glättung zur Bemessung herangezogen werden.

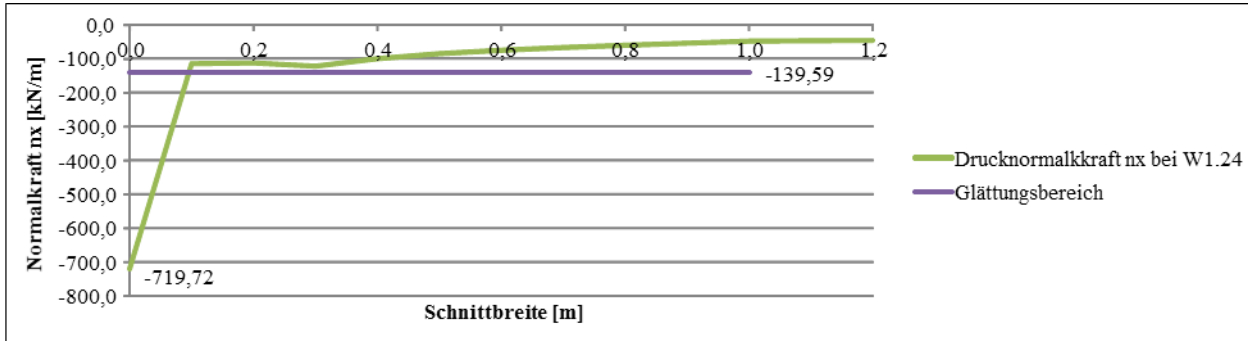


Abb. Anhang C-16: Schnitt und Glättung der Querdrucknormalkraft n_x bei W1.24

Tab. Anhang C-43: Querdrucknachweise der BSP-Deckenplatten bei Erdbeneinwirkung

Art der Belastung	lokale Richtung/ Lage	$F_{i,d}$	Platte	Beiwerte $k_{c,90}$ [-]	Nachweise $\eta_{\text{Querdruck}}$ [-]
Querdruck Punktlast	Außen, Stütze	$F_{c,90}$ [kN] 69,10	P1.6 (S1.10)	1,41	0,37
	Innen, Stütze	224,08	P1.1 (S1.2)	1,47	0,80
Querdruck Linienlast	Außen, Scheibe	$n_{x,90}$ [kN/m] 139,59	W1.24	1,25	0,34
	Innen, Scheibe	459,93	W1.20b	1,46	0,96
	Außen, BSH-Träger	$F_{c,90}$ [kN] 215,55	S0.10	1,11	0,28
	Innen, BSH-Träger	302,08	S0.9	1,17	0,36
Nachweis:					erfüllt nicht erfüllt

BSP-WANDSCHEIBEN

 a) Normalspannungsnachweise
Tab. Anhang C-44: Normalspannungsnachweise für BSP-Wandscheiben bei Erdbebeneinwirkung

Art der Belastung	lokale Richtung/ Lage	$m_{x/y,d}$ [kNm/m]	$n_{x/y,d}$ [kN/m]	Platte	Nachweise η_{Normal} [-]
max. $m + n$	x	4,89	117,04	W1.17 (W1.16)	0,25
	y	2,56	222,29	W2.6 (W2.2)	0,48
max. $n + m$	x	0,00	148,29	W1.20b	0,09
	y	0,13	525,90	W1.26	0,76
Nachweis:					erfüllt nicht erfüllt

 b) Stabilitätsnachweis Knicken
Tab. Anhang C-45: Stabilitätsnachweis (Knicken) für BSP-Wandscheiben bei Erdbebeneinwirkung

Art der Belastung	lokale Richtung/ Lage	$m_{x/y,d}$ [kNm/m]	$n_{x/y,d}$ [kN/m]	Platte	Beiwerte k_c [-]	Nachweise η_{Normal} [-]
max. n (Knicken) + m	x	0,02	196,96	W1.22a	0,49	0,26
Nachweis:					erfüllt nicht erfüllt	

 c) Schub- und Rollschubnachweise aus der Plattenebene
Tab. Anhang C-46: (Roll-) Schubnachweise für BSP-Wandscheiben bei Erdbebeneinwirkung

Art der Belastung	lokale Richtung/ Lage	$v_{x/y,d}$ [kN/m]	Platte	Nachweise η_{Schub} [-]
Schub	x	86,31	W1.28	0,29
	y	28,59	W1.17 (W1.16)	0,17
Rollschub	x	86,31	W1.28	0,42
	y	28,59	W1.17 (W1.16)	0,27
Nachweis:				erfüllt nicht erfüllt

 d) Schubnachweise in der Ebene
Tab. Anhang C-47: Schubnachweise der BSP-Wandscheiben in der Ebene bei Erdbebeneinwirkung

Art der Belastung	lokale Richtung/ Lage	$n_{xy,d}$ [kN/m]	Platte	Nachweise η_{Schub} [-]
Schub in der Ebene - Bruttofläche	xy	178,14	W1.26	0,46
Schub in der Ebene - Nettofläche	xy	178,14	W1.26	0,74
Nachweis:				erfüllt nicht erfüllt