Vorwort

Der vorliegende Einführungskurs in die Thematik des Tragwerksentwurfs wurde für das dritte und vierte Semester des Architekturstudiums entwickelt. Er basiert auf dem Grundkurs der ersten beiden Semester, welcher auf dem Buch *L'Art des Structures* von Prof. Dr. Aurelio Muttoni basiert und in den Bänden *Tragwerksentwurf I* und *II* niedergeschrieben ist. Hierbei handelt es sich um eine vom Üblichen abweichende Methode, welche als Hauptwerkzeug die graphische Statik einsetzt. Das Vorgehen ermöglicht es, auf elegante Art und Weise die inneren Kräfte zu visualisieren, und fördert das Gefühl für die Zusammenhänge zwischen der zweckmässigen Form eines Tragwerkes und den wirkenden inneren Kräften.

Im ersten Teil des Kurses (3. Semester), welcher als Fortsetzung des Grundkurses zu verstehen ist, werden Tragwerke aus Stahlbeton, Spannbeton, Stahl, Holz und Mauerwerk detailliert behandelt. Wie im Grundkurs liegt der Schwerpunkt stärker auf dem Tragwerksentwurf als auf der Tragwerksanalyse. Um das Erreichen dieser Ziele zu erleichtern, wird vorwiegend ein intuitives Vorgehen befolgt. Die für das Konstruieren wesentlichen Materialeigenschaften werden kurz behandelt, und das Tragverhalten sowie der gezielter Einsatz der Tragelemente im architektonischen Entwurf werden anhand von ausgeführten Bauwerken exemplarisch dargestellt und diskutiert.

Im zweiten Teil (4. Semster) verlagert sich der Schwerpunt vom Technischen ins Gestalterische, so dass der Kurs seiner Bezeichnung Tragwerksentwurf gerecht wird. Anhand von Themen wie kombinatorischer Variation, Raumbildung, Transformation, Formfindung und Formentwicklung wird an Referenzbauwerken exemplarisch aufgezeigt, wie das Tragwerk gezielt beim architektonischen Entwerfen eingesetzt werden kann und so Mittel zum Zweck wird. Tragwerksentwurf wird dabei als Schnittstelle zwischen der Tektonik des Lastens, der Tektonik des Fügens und dem architektonischen Entwurf verstanden.

Der Kurs verfolgt somit das Ziel, eine wahre Tragwerkslehre für Architekten zu sein und nicht eine Vereinfachung der Statik der Bauingenieure. Möge er allen Interessierten den Einstieg in die interessante Welt der Tragwerke erleichtern, den Dialog zwischen Architekten und Bauingenieuren fördern, und so zur Entwicklung von architektonischen Entwürfen beitragen, bei denen die statischen und die gestalterischen Belange ineinander übergehen.

Bei der Konzeptfindung und Ausarbeitung des vorliegenden Kurses wurde ich tatkräftig von meinem Oberassistenten Dr. Toni Kotnik sowie von meinem Assistenten Maximilian Schrems unterstützt. Frau Ursula Jaray hat mit grosser Sorgfalt die Bearbeitung des Manuskriptes geleitet. An der Bearbeitung des Textes und der Bilder haben sich meine Assistierenden Ting Cao, Juanjo Castellon, Pierluigi D'Acunto, Lluis Enrique, Juliana Felkner, Lukas Ingold, Ole Ohlbrock und unsere Hilfsassistierenden Lars Aebersold und Laura Favre-Bully beteiligt. Ihnen allen sei an dieser Stelle für ihre Unterstützung bestens gedankt.

Zürich, im Juni 2014
Prof. Dr. Joseph Schwartz

Inhalt

I Konstruieren in Stahlbeton 1

II Konstruieren in Stahl 27

III Konstruieren in 43

IV Konstruieren in Mauerwerk 57

V Kombinatorische Variation 67

VI Raumbildung in Stahlbeton 79

VII Raumbildung in Stahl 95

VIII Transformation 105

IX Geometrische Formfindung 115

X Experimentelle Formentwicklung 127

Materialanhänge:

Beton 139

Baustahl 155

Holz 167

Mauerwerk 185

I Konstruieren in Stahlbeton

I.1 Entwurfskonzept Studio von Livio Vacchini in Locarno

„Es gibt keine natürliche Form. Wie jedes Produkt der Kultur ist die Form das Resultat einer logischen Operation die von der Anwendung von Prinzipien und Regeln abhängt."[i] Dieser Grundsatz des Tessiner Architekten Livio Vacchini (1933 – 2007) ist Ausgangspunkt seiner entwerferischen Tätigkeit, einem kontinuierlichen Prozess der Suche nach Ordnung mit den Mitteln des Bauens. Für Vacchini ist das Gebaute vor allem Ausdruck dieses Strebens nach Ordnung; Architektur ist das sichtbare Resultat einer geistigen Anstrengung und eröffnet die Möglichkeit „to add to nature's gifts the benefit of the work of an ordering spirit".[ii]

Vacchinis Bauten sind daher keine Versuche der Integration in das natürliche oder städtische Umfeld, sondern treten in der Regel aus diesem gegeben Kontext heraus und entfalten eine eigenständige Identität, sind präsent durch sich selbst. Diese Präsenz ergibt sich hierbei aber nicht aus einer sich aufdrängenden Andersartigkeit der architektonischen Sprache, sondern aus einer in sich ruhenden Gestalt, welche das Resultat ist einer kohärenten und verständlichen Geometrie voller rhythmischer Verfeinerung, einer stillen und harmonischen Gesamtheit. Es ist in dieser organisierten Stille in der sich die Architektur entfaltet als „a limit which defines the centre of the habitat; a gate through which one enters a different world; a place of well-being".[iii]

Bild 1: Studio von Livio Vacchini in Locarno, 1985, Ansicht

Widerspruch und Komplementarität

Dies trifft ganz besonders zu auf Livio Vacchinis eigenes Architekturbüro, einem Solitär in einem südlich vom Stadtzentrum gelegenen städtischen Quartier von Locarno. Inmitten einer als Parkplatz genutzten Fläche in unmittelbarer Nähe eines zentralen Verkehrsknotenpunktes, umgeben von anonymen Wohnanlagen, steht das 1985 fertiggestellte Gebäude aus Stahlbeton und Travertin. Das dreistöckige Volumen mit einer rechteckigen Grundfläche von 28 m Länge und 7.2 m Breite ist quer zum Strassenverlauf orientiert. Die Privatheit dieser Geste betonend sind die beiden kurzen Stirnseiten geschlossen (Bild 1). Die Eingangsfassade wird so zu einer mauerartigen Markierung der Grenze zwischen städtischem Bereich und Studio, „a limit which defines the centre of the habitat". Die länglichen Seitenfassaden hingegen weisen ein differenziertes Öffnungsverhalten auf und machen die unterschiedliche Nutzung der drei Ebenen des Gebäudes ablesbar (Bild 2): das offene Erdgeschoss als Abstellfäche für Autos, die geschosshohe Fensterfassade im ersten Obergeschoss als Büro und die Geschlossenheit im zweiten Obergeschoss als Archiv (Bild 3).

Die Innenräume, Büro und Archiv, sind somit vom Boden abgehoben über dem Aussenraum, dem Parkplatz, angeordnet. Durch die Nutzung dieser Räume wird eine Sequenz impliziert bei der der Nutzer bei Ankunft zunächst den Aussenraum durchschreitet bevor die Innenräume betreten werden können. Der Aussenraum wird so zum Transitraum, zum Tor, „a gate through which one enters a different world". Der Aussenraum als Grenzschicht ist daher klar abgetrennt vom Innenraum und diese Andersartigkeit wird nicht nur in der vertikalen Schichtung, der Differenz von Unten und Oben, sichtbar, sondern auch in der Differenz von sonniger und verschatteter Fassade. Dieses klare Trennen von Aussen und Innen ist bereits in der Eingangsfassade angedeutet: Lediglich die obenliegenden Innenräume sind durch Travertin verkleidet während der untenliegende Aussenraum in Sichtbeton ausgeführt ist (Bild 1).

Bild 2: Seitenansicht

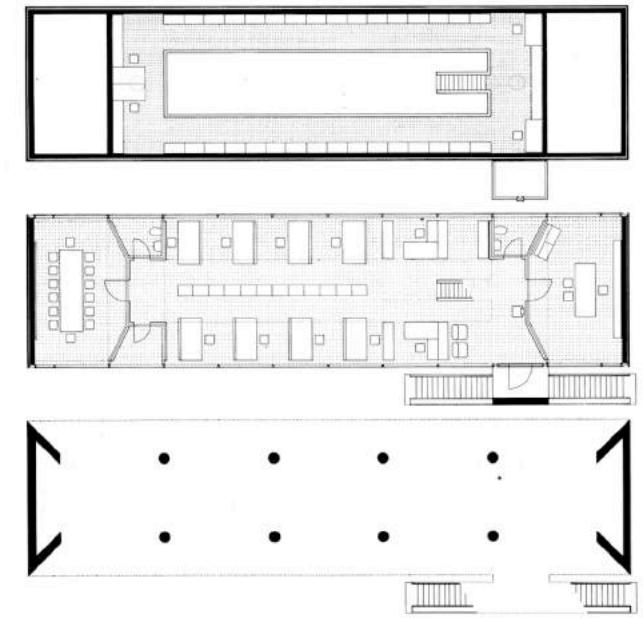


Bild 3: Grundrisse

Durch die Ähnlichkeit des Fugenbildes der Steinverkleidung und des Schalungsbildes im Beton wird diese Trennung jedoch wieder abgemildert. Es entsteht so bereits in der Eingangsfassade ein Spiel von Differenzierung und Auflösung der Differenzierung. Ein Spiel, welches auch im Innenraum fortgesetzt wird wo die in der Längsfassade ausgedrückte klare Trennung von Büroraum und Archiv durch eine galerieartige Ausführung des Archivs und der über beide Geschosse reichenden Raumhöhe der Besprechungsräume aufgeweicht wird (Bild 4). In der Gleichzeitigkeit von Andersartigkeit und Ähnlichkeit, von „der Widerspruch und die Komplementarität“[iv] zeigt sich so eines der Grundthemen von Livio Vacchinis Denken.

Differenziertes Tragwerk

Ein Grundthema, welches nicht nur in der Fassadengestaltung oder der räumlichen Ordnung sichtbar wird, sondern auch im Tragwerk. Denn „die Idee eines Gebäudes kann nie separat von der Idee seiner Konstruktion verstanden werden. Es ist unmöglich, Form zu gestalten, wenn nicht durch die Technik. Es besteht also ein Zusammenhang zwischen der Form und der Art der Konstruktion.“[v]

Entsprechend der Differenzierung von Innen und Aussen, von Oben und Unten, besteht das Gesamttragwerk des Gebäudes nicht aus einem über alle Geschosse reichenden einheitlichen Tragwerk, sondern aus zwei Teiltragwerken (Bild 5). Beide sind entlang der Längsachse des Gebäudes orientiert und wirken als räumlich strukturierende Elemente zwischen den beiden die Grenzen des Raumes markierenden Stirnwänden. Der Innenraum wird durch die über die gesamte Länge ausgebildeten, geschosshohen Wandscheiben des Archivs definiert. Diese sind als Balken wirkend mit den zweigeschossigen Stirnwänden verbunden, wodurch ein stützenfreier Büroraum unterhalb des Archivgeschosses aufgespannt wird. Das obere Tragwerk ist auf der Deckenplatte des Parkgeschosses abgestellt, welche zugleich die Bodenplatte des Büroraums bildet. Die Platte wird

Bild 4: Innenansicht

getragen von zwei Stützenreihen und zwei Wandscheiben. Zusammen bilden diese Elemente das untere Teiltragwerk und rhythmisieren den Aussenraum. Eine umlaufende Leiste in der Fassade markiert den Übergang zwischen oberem und unterem Teiltragwerk und macht dadurch die Trennung zwischen den beiden Gebäudeteilen zusätzlich sichtbar. Im Tragwerk spiegelt so die architektonische Ordnung wider und es entsteht hierdurch eine Wechselbeziehung zwischen Tragstruktur und Raum.

Für Vacchini erlauben es die technischen Entwicklungen gedanklich den Standpunkt zu verändern und dadurch die Probleme der Architektur in immer neuer Weise zu betrachten.[vi] „Für uns ist es ein Glück, dass Bauweisen und Techniken sich im Laufe der Geschichte mit dem wissenschaftlichen Fortschritt wandeln. Mit ihnen verändert sich auch die Erscheinungsform der Gebäude, sodass die Entwicklung der Konstruktionsmethode die Evolution der Architektur nach sich zieht.“[vii] Bei einer solchen Evolution geht es um die Anpassung der archetypischen Fragestellungen der Architektur an die Gegebenheiten der Zeit. Modern zu sein bedeutet für Vacchini daher nicht das Überwinden und Aufgeben der Vergangenheit, sondern im Gegenteil ein Akt des Aufbauens und Weiterführens auf der Geschichte mit dem Ziel des kontinuierlichen Annäherns an das Wesentliche.[viii] „Klassische Tradition ist der Begriff, der am häufigsten wiederkehrt, wenn man von meiner Arbeit sprechen will. Ja, ich höre ihn immer wieder gerne, denn ich gehöre zu denen, die glauben, dass wir einen universellen ästhetischen Wert in uns tragen, unabhängig von Geschichte, Ideologien oder Inhalten. ... Der menschliche Geist sucht ein abstraktes Vorbild zu erreichen, das in seinem Inneren lebt, und ein Werk ist in dem Masse gültig, wie es an dieses absolute, vollkommene Bild erinnert.“[ix]

Ein solches Verständnis von Evolution spiegelt sich auch in der Andersartigkeit der beiden Teiltragwerke wider. Sowohl das obere wie auch das untere Tragwerk sind das Resultat einer gedanklichen Auseinandersetzung mit dem architektonischen Grundthema der Beziehung von Stütze und

Bild 5: Diagramm des Tragwerks

Balken, zwischen Vertikalität und Horizontalität, und dessen verschiedenartiger Möglichkeit zur Ausformulierung beim Übergang vom Baumaterial Naturstein zu Stahlbeton.[x] Die beiden Teiltragwerke des Gebäudes können aus diesem Grund verstanden werden als mögliche Entwicklungslinien aus einer gemeinsamen Wurzel heraus: dem Architrav, einem auf einer Stützenreihe ruhender Horizontalbalken (ital. *architrave*, aus griech. *archi-*, Ober-, Haupt- und lat. *trabs*, Balken). In der Andersartigkeit von oberem und unterem Tragwerk zeigt sich so eine die Differenz hinterfragende Gemeinsamkeit welche basierend auf der unterschiedlichen Ausformung einer Grundthematik diese Andersartigkeit der Tragwerke als komplementäre Variationen erscheinen lässt.

Stütze & Balken: Naturstein

Als die Menschen sesshaft wurden, begannen sie damit, Mauern aufzuschichten. Schon frühzeitig wurde hierzu als Baumaterial nicht nur Naturstein verwendet, sondern vor allem 'künstliche Steine' aus Lehm. Durch die Kenntnis des Haltbarmachens von Lehmziegeln durch Brennen wurde deren Anwendbarkeit deutlich verbessert. Die Entwicklung von Lehmziegeln gehört zu einer der wichtigsten kulturellen Leistungen und war eine der Grundlagen für die Entstehung von Hochkulturen. Gefügtes Mauerwerk aus gebrannten und ungebrannten Ziegeln war das Baumaterial für den Grossteil der Bauaufgaben. Lediglich bei Repräsentationsbauten wurde in Hochkulturen wie etwa dem antiken Griechenland überwiegend Naturstein verwendet. Neben der Dauerhaftigkeit des Materials hat dies vor allem mit der Möglichkeit zur künstlerischen Verfeinerung zu tun: Gebäude konnten so zu raumbildenden Skulpturen werden.

Die Möglichkeit zur Raumbildung ist hierbei verknüpft mit dem Zusammenwirken von Stütze und Balken als einem der elementarsten Methoden des Überspannens von Zwischenraum. Dabei liegt der Balken ohne zusätzliche Verbindung lediglich auf den Stützen auf. Bei Verwendung von Naturstein können beide Elemente nur auf Druck

Bild 6: Architrav und Teile des Fries, Tempel E, Selinunt, Italien, ca 460 – 450 v. Chr.

belastet werden. Der sich im Balken ausbildende Druckbogen führt zu schräg angreifenden Auflagerkräften an den Stützen, welche durch die Eigenlast dieser umgelenkt und in den Grund abgetragen werden (Bild 7a). Bei der Ausbildung des Architravs als eine Folge von Stütze-Balken Konstruktionen kann grundsätzlich zwischen zwei Situationen unterschieden werden: Der Stütze in einem innenliegenden Feld und der Stütze in einem Randfeld. Bei einer innen positionierten Stütze kompensieren sich die horizontal wirkenden Komponenten der Auflagerkräfte der anliegenden Balken und die Stütze wird lediglich durch die vertikal wirkenden Komponenten belastet. Eine aussen positionierten Stütze hingegen muss auch die Horizontalkomponente der Auflagerkraft aufnehmen, mittels der Eigenlast der Stütze diese umlenken und innerhalb des Materials in den Grund führen. Ein solches Tragverhalten durch Umlenkung reagiert sensitiv auf Veränderung der Schlankheit der Stütze oder auf Veränderung der Spannweite. In beiden Fällen wird die relative Lage der Drucklinie innerhalb der Stütze verändert (Bild 7b und 7c) so, dass diese nicht mehr innerhalb des Stützenmaterials in den Grund geführt werden.

Bei einer klassischen Stützen-Balken Konstruktion sind die Geometrien der Stützen und Balken somit abhängig voneinander und können nicht einzeln betrachtet werden. Implizit wurde diese statische Abhängigkeit bei der Kanonisierung des antiken Tempelbaus durch die Definition proportionaler Verhältnisse berücksichtigt. Denn durch die Dimensionierung der Bauteile in Abhängigkeit vom Durchmesser der Säule wurde nicht nur ein in sich geschlossenes harmonisches Erscheinungsbild garantiert, sondern zugleich auch die Baubarkeit auf Basis früherer Erfahrungen gewährleistet. Durch das Austarieren der Abmessungen von Säule, Architrav und Gebälk im dorischen, ionischen oder korinthische Stil wurden unterschiedliche stabile Gleichgewichte im Zusammenspiel von Stütze und Balken definiert, Gleichgewichte im visuellen wie auch im statischen Sinne.

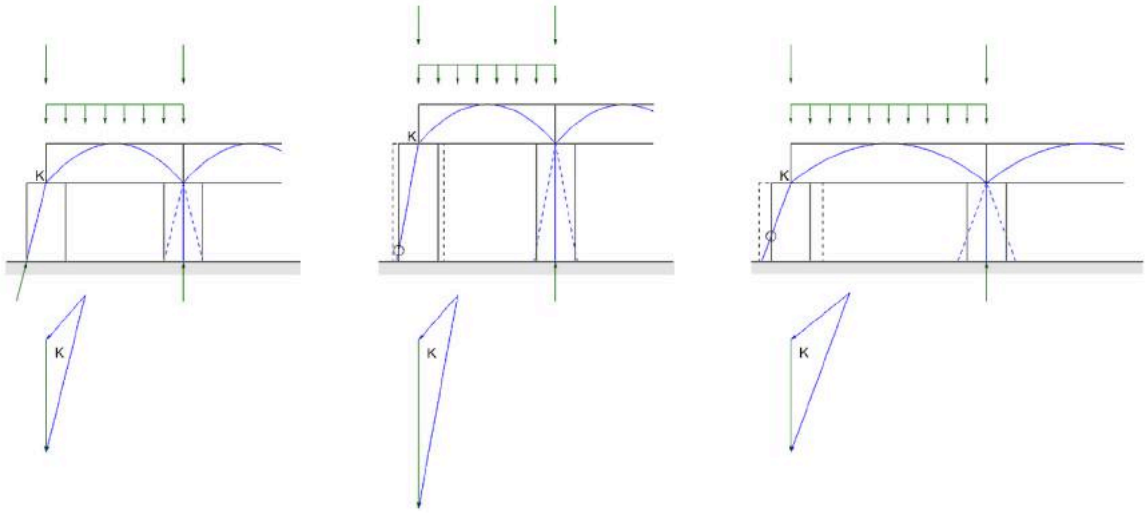


Bild 7: Kräftefluss in Stütze und Balken aus Naturstein und Beeinflussung des Flusses durch Veränderung der Stützen- respektive Balkengeometrie.

Stütze & Balken: Stahlbeton

Diese gegenseitige Abhängigkeit von Stützen und Balken, von Vertikalität und Horizontalität, bei Verwendung von Naturstein als Baumaterial verändert sich deutlich bei Verwendung von Stahlbeton. Unter dem Begriff Beton wird ein künstliches, im Ausgangszustand flüssiges Gestein verstanden, dessen Hauptbestandteile Zement, ein Gemisch aus Kies und Sand, die sogenannte Gesteinskörnung, und Wasser sind. Der Zement wirkt dabei als hydraulisches Bindemittel und erstarrt zusammen mit dem Wasser zum Zementstein, welcher die Gesteinskörnung zusammenbindet. Obschon der Zement erst im 19. Jahrhundert erfunden wurde, kam der Baustoff Beton bereits viel früher zur Anwendung. Die älteste bekannte Anwendung als Baumaterial geht auf Funde in der Osttürkei aus der Zeit um 12'000 v. Chr. zurück. Als Bindemittel wurden dabei allerdings wesentlich weniger reaktive Zusätze auf Kalkbasis verwendet. Der Eisenbeton respektive Stahlbeton ist eine Entwicklung des 19. Jahrhunderts, welche parallel an verschiedenen Orten gleichzeitig stattfand. Allen diesbezüglichen Bestrebungen lag der Gedanke zugrunde, die vergleichsweise geringe Zugfestigkeit des Betons mithilfe von Stahleinlagen zu kompensieren. Stahlbeton kann daher als ein Kompositbaustoff verstanden werden, der durch seine künstliche Zusammensetzung über deutlich bessere Eigenschaften verfügt als seine Einzelkomponenten.

Bei einem Balken aus Naturstein kann sich wegen der geringen Zugfestigkeit unter Last nur ein Druckbogen innerhalb des Materials ausbilden (Bild 7). Bei einem Balken aus Stahlbeton kann sich dagegen durch gezieltes Einbringen von Stahl im unteren Bereich des Balkens im Inneren ein einfaches Bogen-Seil-System ausbilden (Bild 8). In einem Tragwerk aus Stützen und Balken bedeutet dies, dass in den Auflagerpunkten des Balkens lediglich vertikale Kräfte an die Stütze weitergegeben werden. Innerhalb der Stütze müssen daher keine horizontal wirkenden Kräfte umgeleitet werden. Die Stütze kann dadurch wesentlich schlanker ausgeführt werden. Im Vergleich zum Naturstein kommt es bei der

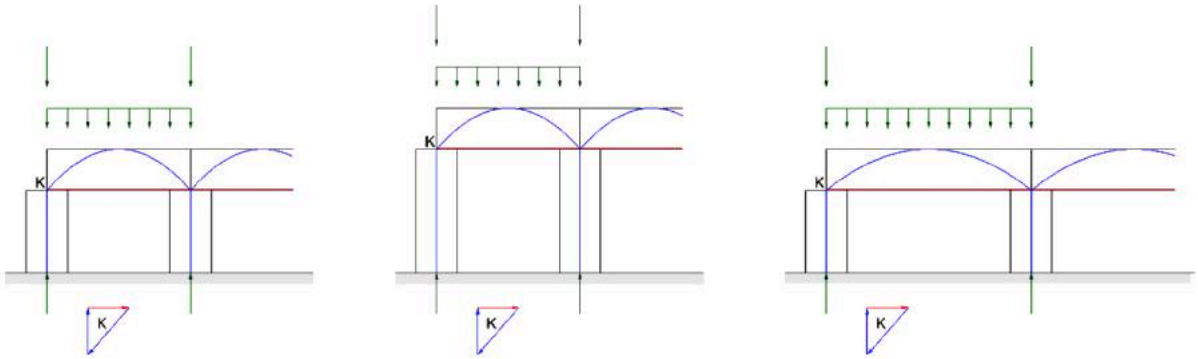


Bild 8: Kräftefluss in Stütze und Balken aus Stahlbeton und Stabilität des Flusses bei Veränderung der Stützen- respektive Balkengeometrie.

Verwendung von Stahlbeton somit zu einer klaren Trennung zwischen horizontal und vertikal wirkenden Tragelementen. Stütze und Balken können bei einer Ausführung in Stahlbeton folglich als unabhängige Bauelemente betrachtet werden, deren Dimensionierung nicht mehr gegenseitig gekoppelt ist.

Diese Unabhängigkeit im Zusammenspiel von Stütze und Balken, die Möglichkeit zur betonten Artikulation von Horizontalität und Vertikalität, wird von Vacchini bei der Ausformulierung des oberen Tragwerks ausgenutzt. Sowohl die Stütze wie auch der Balken sind dabei als 20 cm dicke Wandscheiben ausformuliert. Im Gegensatz zur klassischen Konstruktion liegt der Balken aber nicht auf der Stütze auf, sondern lehnt sich lediglich an der Seite der Stützscheibe an (Bild 9). Stütze und Balken zeigen sich so nicht mehr als ein zusammengehöriges Tragsystem, sondern als individuelle Elemente in einer Gesamtkomposition. Diese Art der Ausführung der Gebäudeecke wird durch den Anschlag der Fensterfront des Bürogeschosses an die beiden Scheiben noch betont: während die Fenster von unten an die Balkenscheibe angeschlagen sind, sind diese an der Stützenscheibe nicht an der Rauminnenseite sondern seitlich befestigt. Eine vergleichbare Differenzierung von Horizontalität und Vertikalität hat Vacchini später bei der Sporthalle in Losone verwendet. Während sie dort allerdings deutlich sichtbar ausgeführt ist und zu einem wesentlichen gestalterischen Element wird, wird diese Unterscheidung bei seinem eigenen Architekturstudio verkleidet und zugunsten einer Betonung der Gesamtheit des Volumens durch die einhüllende Travertinfassade unterdrückt. Die den Entwurf durchziehende Thematik der Differenzierung von Gegensatzpaaren und deren gleichzeitige Aufhebung zeigt sich somit auch im präzisen Trennen und nachfolgendem Zusammenführen von Stütze und Balken innerhalb des oberen Teiltragwerks.

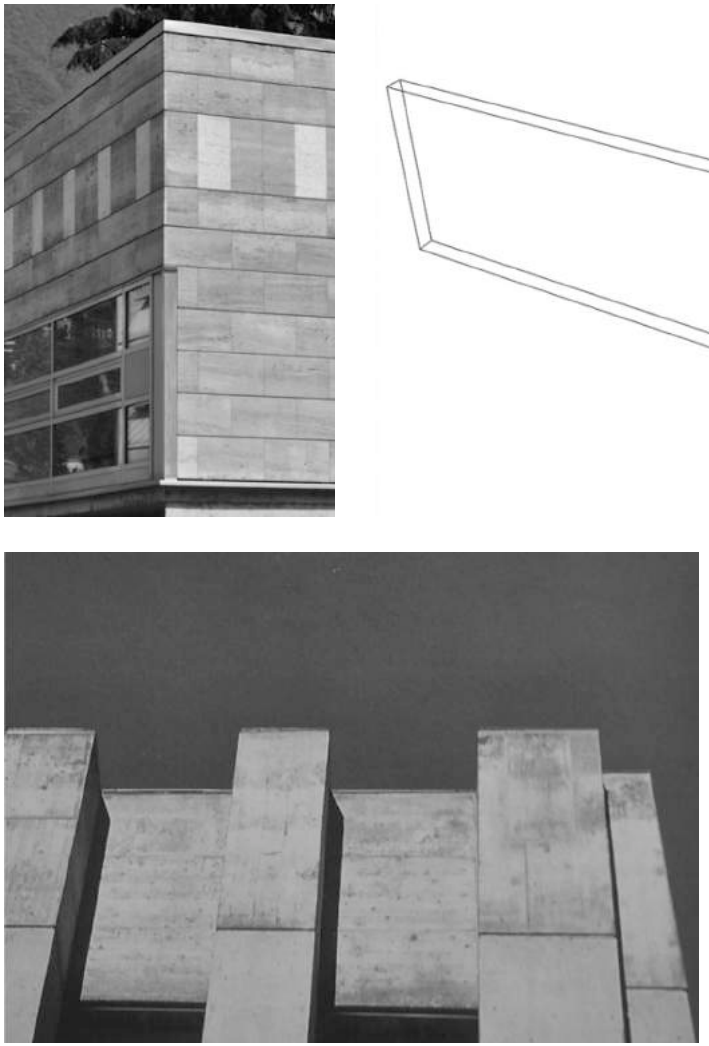


Bild 9: Artikulation von Stütze und Balken im Eckendetail (oben) und Sporthalle in Losone (unten)

Bemessung des Balkens

Am Beispiel der Stütze und des Balkens wird deutlich, welcher Art der technologische Fortschritt Vacchini ermöglicht, die grundlegenden Probleme der Architektur auf immer neue Weise in schöpferischer Kontinuität zu behandeln. [xi] Die angestrebte Konqruenz von architektonischem Denken und konstruktiver Logik basiert dabei auf einem tiefgehenden Verständnis der Möglichkeiten des Materials.

Im Fokus steht für Vacchini dabei die grundsätzliche Möglichkeit, welche das Materials erlaubt und nicht notwendig die maximale Ausnutzung des Möglichen. Dies wird unter anderem auch an den Dimensionen des Archivgeschosses deutlich. Da das Geschoss fensterlos ist, kann die gesamte Wandhöhe von 2.6 m als wirksame Höhe aktiviert werden. Die als Balken tragende Wandscheibe weist somit eine Schlankheit von 11 auf. Balken aus Stahlbeton mit einer Schlankheit von 18 sind heute wirtschaftlich realisierbar. Die Spannweite des Balkens hätte bei gleicher Trägerhöhe daher fast doppelt so gross gewählt werden können.

Wie zuvor bereits dargelegt bildet sich unter Last innerhalb eines Balkens aus Stahlbeton ein Bogen-Seil-Tragwerk aus. Der Druck im Bogen wird dabei vom Beton aufgenommen, der Zug im Seil durch Einlagen von Stahl, zum Beispiel eines Spannkabels. Grundsätzlich verformt sich jedes Bauteil unter Last, sei es Eigenlast oder Nutzlast. Wird das eingelegte Kabel vorgespannt, so kann damit die vertikale Verformung des Balkens unter Eigenlast vermieden werden. Zur Bemessung des notwendigen Vorspannkabels ist es sinnvoll in einem ersten Schritt die *Eigenlasten im Gebrauchszustand*, d.h. ohne Lastbeiwerte γ_m abzuschätzen. Zusätzlich zu den rohen Betonmassen werden hierzu die Auflasten berücksichtigt, nämlich ein Unterlagsboden (8 cm) im Archivraum, ein Kiesklebedach (8 cm) auf dem Dach und eine Steinplattenverkleidung (3 cm) an den Aussenwänden. Gemäss Bild 10a resultiert für eine Querschnitthälfte:

g = [7.2/2 · (0.24+0.08) + 2.6 · (0.30+0.03) + 2.0 · (0.20+0.08) + 1.0 · 0.15] · 25 ≅ 70.0 kN/m

Die Geometrie und die Intensität der Vorspannung werden so gewählt, dass die Umlenkkräfte des gekrümmten Spannseiles die ermittelten Eigenlasten vollständig kompensieren. Das im Steg des Trägers eingelegte Spannkabel bildet zusammen mit der in Längsrichtung zentrisch verlaufenden Betondruckkraft ein Bogen-Seil-Tragwerk (Bild 10b). Auf diese Art und Weise wird sichergestellt, dass unter Eigenlasten im Träger praktisch keine vertikalen Verformungen auftreten. Dies betrifft sowohl die elastischen Kurzzeitverformungen als auch die durch das Kriechen des Betons verursachte Langzeitverformungen. Die Eigenlasten werden in der Tat vom Spannseil getragen, und der Beton wird zentrisch überdrückt, so dass dieser sich lediglich leicht in Längsrichtung verkürzt. Gemäss dem Kräfteplan beträgt die erforderliche Spannkraft 5850 kN pro Steg. Die Kabel dürfen aus Gründen der Tragsicherheit bis maximal 70% ihrer Fliessgrenze gespannt werden. Die maximale Spannung liegt somit für einen Spannstahl Y1520 bei

$f_y = f_{yd} \cdot \gamma_s = 1320 \cdot 1.15 = 1520$ N/mm².

Es resultiert eine erforderliche Querschnittfläche des Spannstahls

$A_{p,erf} = 5'850'000 / (0.7.1520) = 5'500$ mm²

Es werden demzufolge ca. 36 Litzen à 0.6" mit je einer Querschnittfläche von 150 mm² benötigt. Diese werden auf drei Kabel à 12 Litzen verteilt, welche so eingelegt werden, dass ihre resultierende Zugkraft statisch äquivalent zur resultierenden Zugkraft des Bogenseiltragwerkes ist (Bild 10c). Zur Aufnahme der vollständigen Belastung auf Bemessungsniveau kann das Bogen-Seiltragwerk einfach angepasst werden. Die Einwirkungen

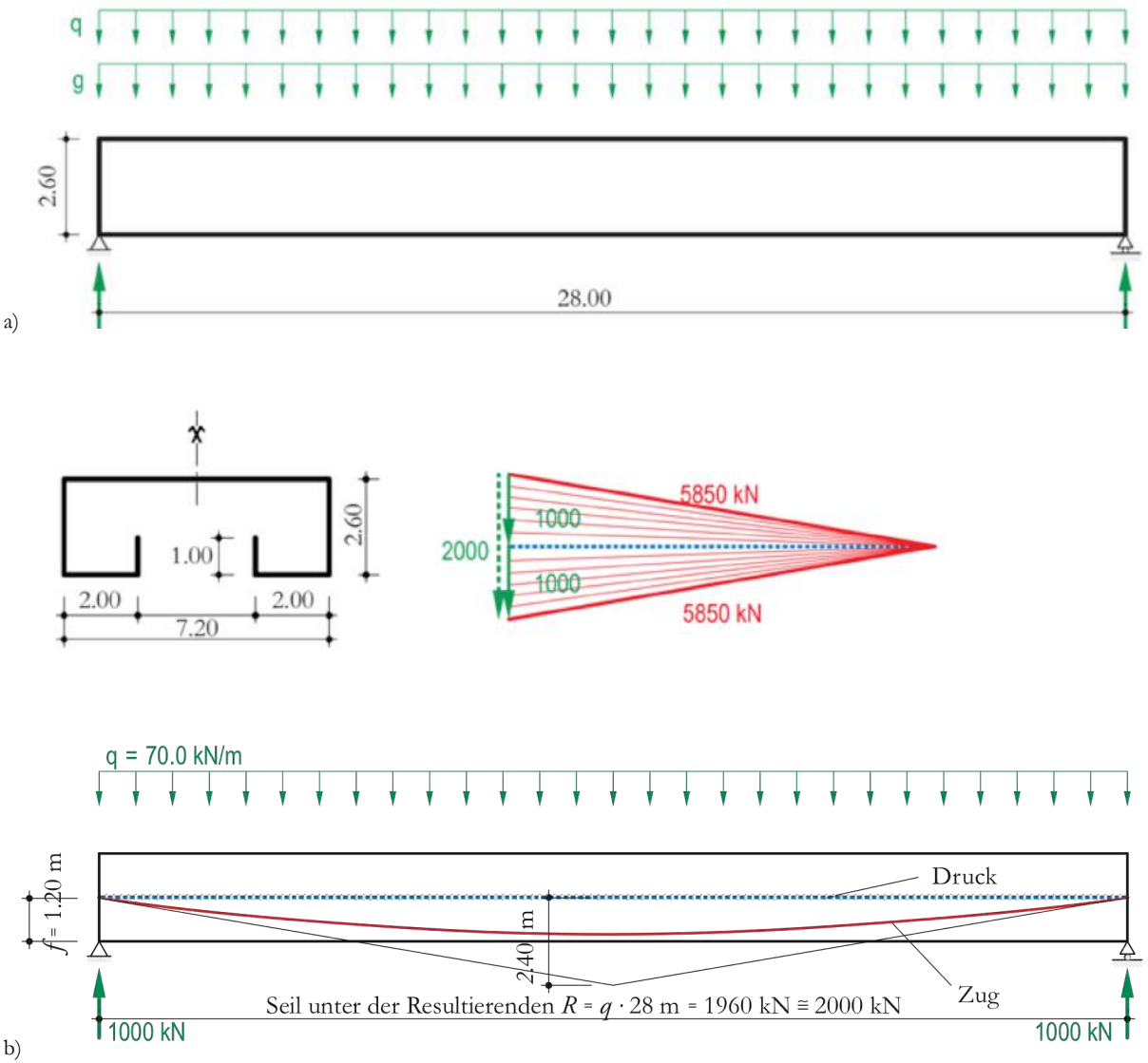


Bild 10: Einfaches Bogen-Seil-Tragwerk im Balkenträger

$$q_{d,tot} = 1.35 \cdot g + 1.5 \cdot q_{Nutzlast} + 1.5 \cdot q_{Schnee}$$
$$= 1.35 \cdot 70 + 1.5 \cdot 2.0 \cdot 5.0 + 1.5 \cdot 7.2 / 2 \cdot 1.1$$
$$= 115 \text{ kN/m}$$

können elegant mit einem Bogen-Seiltragwerk aufgenommen werden, bei welchem das Druckelement bogenartig gekrümmt ist und die zusätzlich zu den Eigenlasten (70 kN/m) vorhandenen Lasten auf Bemessungsniveau (45 kN/m) trägt (Bild 10d). Die erforderliche Pfeilhöhe des Bogens beträgt somit (45/70) · 1.2 ≅ 0.8 m. Es ist zu bemerken, dass unter dem ideellen Zustand des Bemessungsniveaus, d.h. unter um die Lastfaktoren γ_G und γ_Q erhöhte Volllast, die Druckzone sich dem oberen Querschnittrand nähert. Die Drucklinie muss jedoch innerhalb des Materials bleiben; sind die Nutzlasten so gross, dass dies nicht mehr der Fall ist, so kann die Druckkraft mittels Bügel- und Längsbewehrung innerhalb des Materials gehalten werden. Im vorliegenden Fall ist dies allerdings nicht erforderlich und somit für die Tragwirkung in Längsrichtung zusätzlich zur Spannbewehrung lediglich eine schwache Minimalbewehrung erforderlich.

Neben der Verwendung von Spannkabeln zur Aufnahme von Zugkräften in Bauteilen aus Stahlbeton besteht für die Ausführung auch die Möglichkeiten zur Verwendung einer schlaffen Bewehrung. Diese vertikale Verformung ist bei der vorgespannten Variante extrem gering, bei der schlaff bewehrten Variante aber nicht mehr zu vernachlässigen. Denn während durch Vorspannkabel aktiv Kräfte in das Bauteil eingebracht werden um auftretende Zugkräfte zu kompensieren, sind schlaffe Bewehrungen ein passives System, welches durch entstehende Zugkräfte erst bei Durchbiegung aktiviert wird. Nach den gültigen Normen sind bei einer schlaffen Bewehrung Verformungswerte von ca. 1/300 der Spannweite zulässig. Beim vorliegenden Balken würde dies einer Verformung von ca. 100 mm entsprechen. Eine solche Verformung würde bei einer direkt am Balken angeschlagenen Verglasung zu Schäden führen. Die zu erwartende Verformung müsste daher bei schlaffer Bewehrung durch eine zusätzliche konstruktive Massnahme, etwa der Ausbildung einer Fuge, aufgefangen werden. Eine

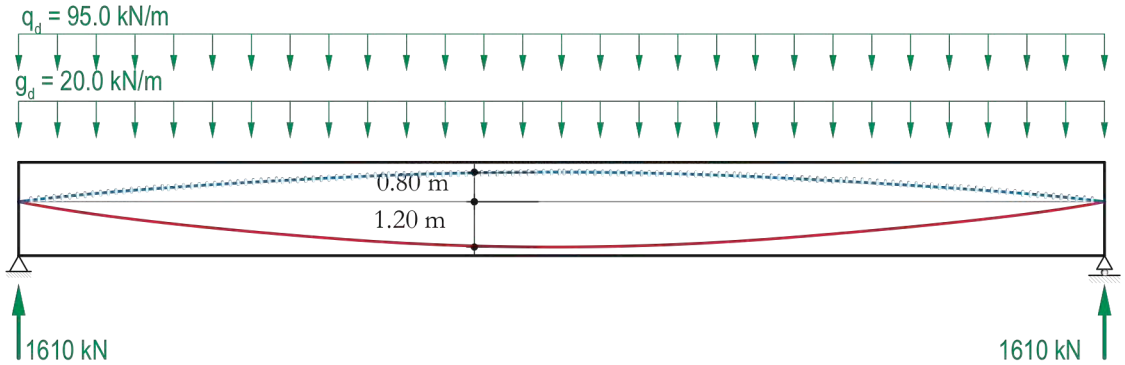


Bild 10c: Einfaches Bogen-Seil-Tragwerk im Balkenträger

solche Massnahme könnte in dem angestrebten reduzierten Erscheinungsbild nicht verborgen werden und würde zudem Vacchinis Überzeugung der Kongruenz von architektonischem Denken und konstruktiver Logik widersprechen.
Aus diesem Grund war es notwendig, die beiden als einfache Balken wirkenden Scheiben des Archivgeschosses vorzuspannen. Insbesondere bei Verwendung einer schlaffen Bewehrung wird jedoch deutlich, dass das gesamte Archivgeschoss, nicht nur die Wandscheiben selbst, als einfacher Balken mit einem komplexen Querschnitt verstanden werden kann. Denn wird ein Fachwerk als eine mögliche Lösung für die Platzierung der schlaffen Bewehrung in die Wandscheibe eingeschrieben, so bildet sich entlang dem Obergurt eine Druckzone aus. Durch die monolithische Verbindung im Stahlbeton wirkt die Decke des Archivs als Flansch, d.h. die Druckkraft entlang der Oberkante der Wandscheiben kann sich in die Decke ausbreiten, was allerdings zusätzliche Bewehrungen in diesem Bereich erforderlich macht. Im Bild 11 sind eine Bewehrungsskizze sowie die Ausbreitung der Druckkraft im Flansch schematisch dargestellt. In der Feldmitte kann der Flansch auf seiner gesamten Breite aktiviert werden. Die Druckspannung beträgt dabei:

$-\sigma_{cd} = 4'700'000 / (240 \cdot 3'600) \cong 5 N/mm^2 < f_{cd}$
$= 16.5 N/mm^2$

für Beton C25/30. Wie an der Skizze deutlich wird, werden umgekehrt Deckenlasten durch den Flansch in Richtung der vertikalen Stege übertragen. Vergleichbares gilt für die unteren Platten, welche ebenfalls in Querrichtung tragen und als Konsolen beansprucht sind. Es entsteht somit in Querrichtung eine Rahmentragwirkung, die schematisch mittels eines Bogen-Seiltragwerkes im Bild 11 dargestellt ist. Die dabei zusätzlich auftretenden Zugkräfte müssen ebenfalls durch Bewehrungen abgedeckt werden.

Die monolithische Bauweise des Stahlbetons führt somit zu einer Tragwirkung, bei der alle Bauteile zusammenwirken, was

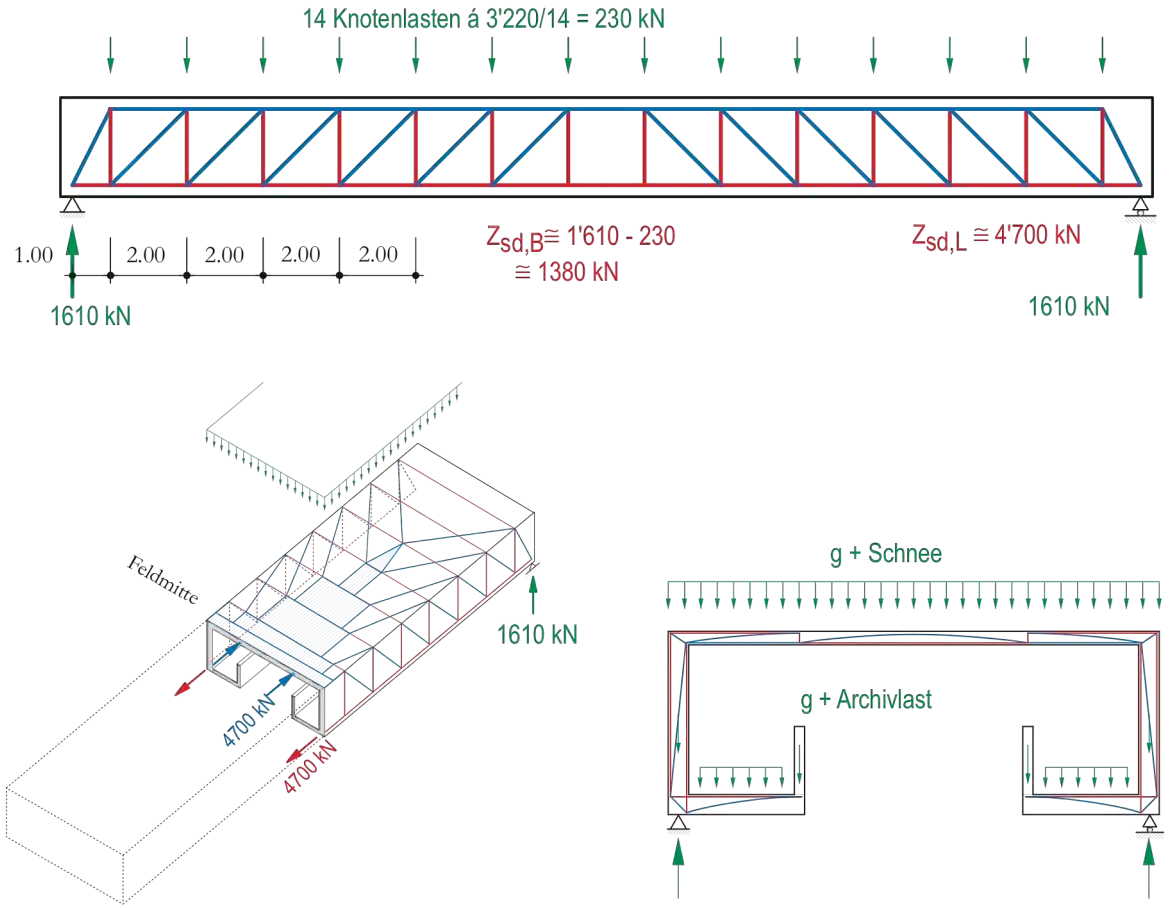


Bild 11: schlaff bewehrter Balkenträger

eine komplexe Ausbreitung der inneren Kräfte im Raum zur Folge hat. Die Unabhängigkeit von Stütze und Balken bei Verwendung von Stahlbeton ist daher vor allem konzeptionell zu verstehen und ist von Relevanz sowohl beim Entwurfsprozess wie auch bei der Bemessung von Bauteilen. Auf materieller Ebene sind Stütze und Balken verbunden und bilden zusammen eine Rahmentragwirkung aus, welche abhängig von den Dimensionen der Bauelemente und der eingelegten Bewehrung mehr oder weniger stark wirksam werden kann. Bei der Behandlung von Stütze und Balken als unabhängige Elemente wird die sich einstellende reale Tragwirkung damit bewusst unterschätzt.

Vom Balken zur Platte

Erst die Einführung des Stahlbetons als Baumaterial hat es möglich gemacht, das wohl am häufigsten in der Architektur angewendete Tragwerkselement zu entwickeln, die Platte. Als ein kontinuierliches Tragwerk ist eine Platte unendlichfach statisch unbestimmt. Daher können für eine Platte unzählige verschiedene Tragwirkungen angenommen werden. Die Lösung der Bewehrungsführung ist somit nicht eindeutig, wie bereits das obige Beispiel des Balkens gezeigt hat. Diese Erkenntnis führt zu einer gewissen Freiheit beim Tragwerksentwurf.

Eine physikalische Erklärung für diese Tatsache liegt darin, dass sich duktiles Material so lange wie möglich wehrt, bis der Bruch eintritt. Wird eine bestimmte Tragwirkung angenommen und die zugehörigen Tragelemente korrekt bemessen, so wird die Platte diese Tragwirkung zeigen, falls sich keine effizientere Tragwirkung einstellt. Das Vorgehen ist somit immer auf der sicheren Seite. Die zuvor erwähnte Situation bei Stütze und Balken und der damit verbundenen Rahmenwirkung ist also kein Spezialfall, sondern ein generelles Phänomen bei der Anwendung von Stahlbeton. Die theoretische Begründung für diese Betrachtungsweise beruht auf den statischen Grenzwertsätzen der Plastizitätstheorie, deren genaue Beschreibung den Rahmen

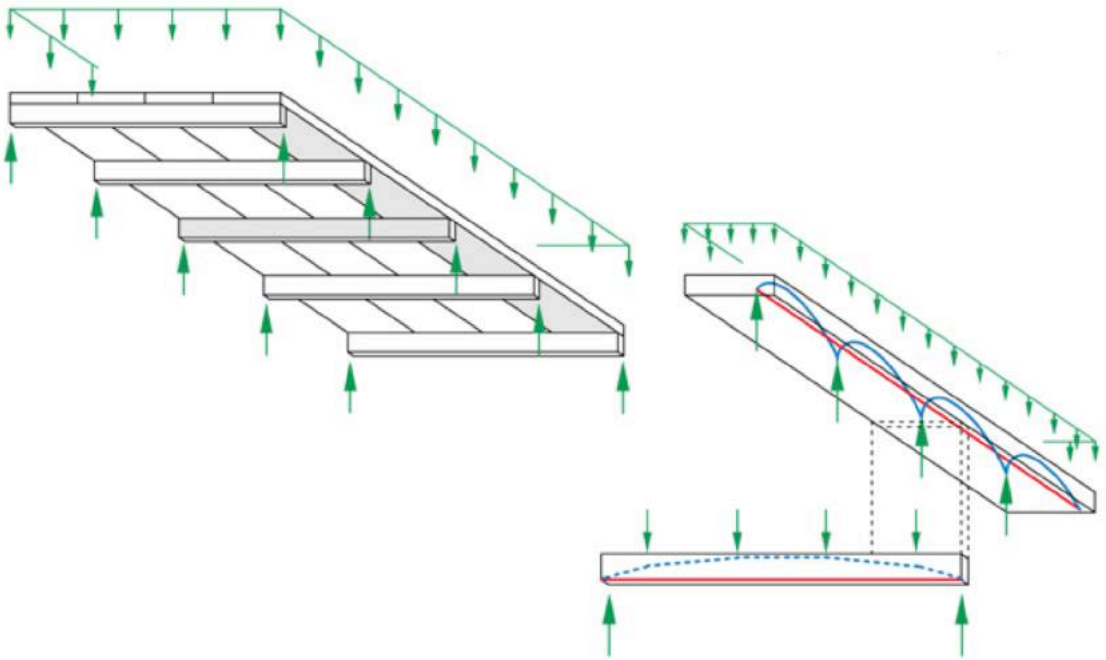


Bild 12: Platte als Konstruktion aus primären und sekundären Balken

dieser Einführung übersteigen würde. Für die Anwendung entscheidend ist, dass die Bewehrung konsequent entsprechend der angenommenen Tragwirkung bemessen und ausgebildet wird. Nur dann ist sichergestellt, dass bei genügender Duktilität die Platte auf das angenommene Tragmodell zurückgreift, bevor es zum Versagen kommt.

Motiviert durch die Konstruktion klassischer Holzdecken kann man sich die Platte daher vorstellen als ein Tragelement bestehend aus Balken als primäre und Brettern als sekundäre Träger (Bild 12). Die Tragwirkung einer Platte kann somit mit Hilfe von im Inneren der Platte angeordneten Balken modelliert werden. Durch ein solches System von eingeschriebenen Balken werden die äusseren Lasten aufgenommen und zu den Auflagern abgeleitet.

Für die Beschreibung der Tragwirkung der Platte im unteren Teiltragwerk von Vacchinis Büro ergeben sich somit eine Vielzahl an Möglichkeiten (Bild 13). Bei den Lösungen gemäss Bild 13a und 13b sind ‚versteckte Unterzüge' vorhanden, im ersten Fall in Querrichtung, im zweiten Fall in beide Richtungen. Diese letzte Lösung ist vor allem zweckmässig bei quasi quadratischen Deckenfeldern. Werden die Unterzüge dagegen zur Erhöhung der wirksamen Trägerhöhe (und damit zur Reduktion der Schlankheit) diskret ausgebildet, so resultiert eine Rippen- oder Kassettendecke (Bilder 13c und 13d). Die Druckzone kann sich dann in Querrichtung in die an den Unterzug angrenzenden Plattenbereiche ausbreiten und man redet von der Tragwirkung eines Plattenbalkens. Anstatt von Unterzügen können auch Überzüge angeordnet werden (Bild 13e).

Bemessung der Platte

Eine mögliche Tragwirkung für die 22 cm starke Flachdecke über dem Parkgeschoss besteht darin, „versteckte Unterzüge" in Längsrichtung über den Stützen anzuordnen (Bild 14). D.h. es wird ein Balkenrost in die Platte eingelegt, mit Balken in

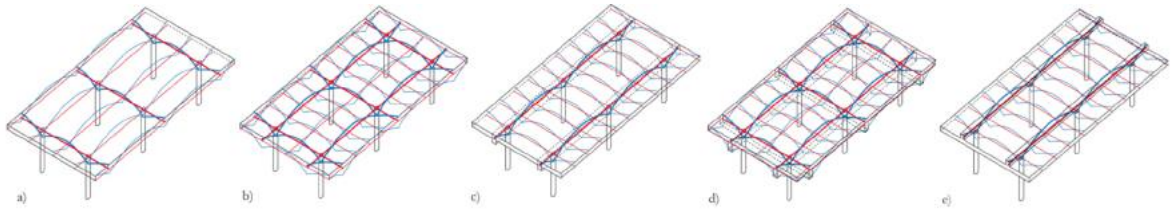


Bild 13: mögliche Tragwirkungen für die Platte im unteren Tragwerk

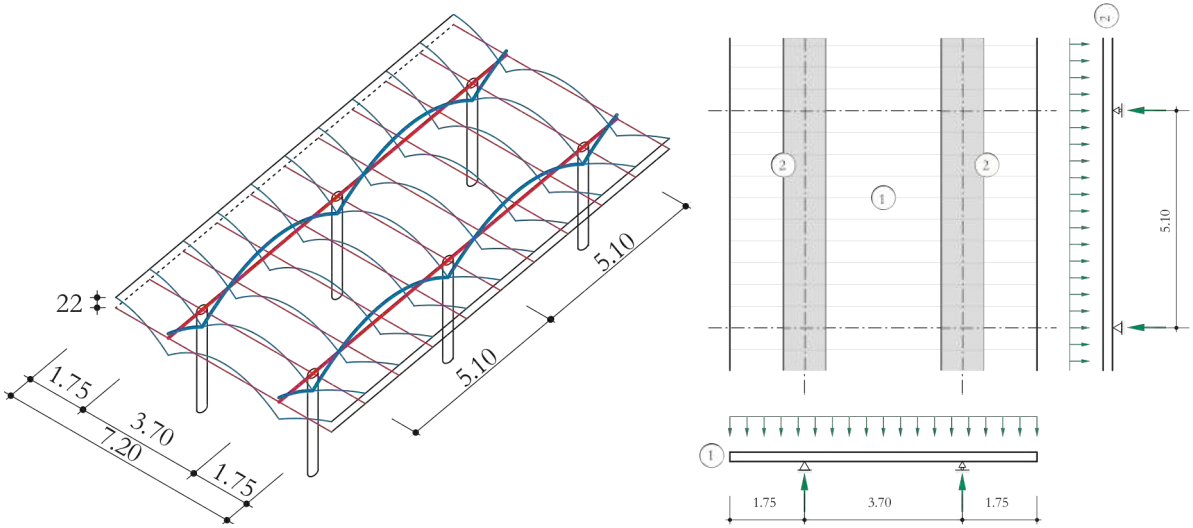


Bild 14: eingeschriebenes Tragwerk in Platte über Parkgeschoss.

Längsrichtung über den Stützen, welche die primäre Tragfunktion übernehmen (Streifen 2). Darüber werden in Querrichtung aneinandergereihte Balken mit einer Breite von 1m in einem Abstand von ebenfalls 1m angenommen (Streifen 1). Diese Balken tragen zwischen den Primärträgern als einfache Balken mit einer Spannweite von 3.7 m und ausserhalb der Stützen als 1.75 m lange Konsolen. Aus Tragwerkssicht unterscheidet sich somit die tischartige Konstruktion des unteren Tragwerks nicht wesentlich von einem durchlaufenden Balken über einer Reihe von Stützen. Die Platte kann daher als ein in die Fläche ausgebreiteter klassischer Architrav verstanden werden, ein räumlich ausgedehnter Balken, welcher durch die Verwendung von Stahlbeton als Baumaterial möglich wird.

Im Folgenden sollen die wirkenden Kräfte in der Platte untersucht werden. In einem ersten Schritt werden hierzu die Balken in Querrichtung genauer betrachtet (Streifen 1). Die Einwirkungen betragen auf dem Bemessungsniveau:

Eigenlasten: $g_d = 1.35 \cdot (0.22+0.08) \cdot 25 \cong 10.0$ kN/m²
Nutzlasten: $q_d = 1.5 \cdot 3.0 \cong 4.5$ kN/m²
Totale Last: $q_{db\,tot} \cong 14.5$ kN/m²

Bei den Eigenlasten wird zusätzlich zur rohen Stahlbetondecke (22 cm) der Unterlagsboden inkl. Bodenbelag (total 8 cm) als sogenannte Auflast berücksichtigt. Im Bild 15 sind die inneren Kräfte im Plattenstreifen 1 mit Hilfe eines Bogen-Seiltragwerkes dargestellt und ermittelt worden. Die maximalen Gurtkräfte sind dort vorhanden, wo der Abstand des Bogens vom Seil am grössten ist, d.h. über den fiktiven Auflagern des Streifens 1 auf dem Streifen 2. Die maximalen Druck- und Zugkräfte betragen:

$-D_{cd} \cong Z_{sd} \cong 145$ kN/m

Die sich ausbildende Druckzone in der Platte muss also in der Lage sein, die Kraft des Druckbogens aufzunehmen. Es wurde eine Pfeilhöhe des Bogens von 160 mm angenommen, obschon die Plattenstärke 220 mm beträgt. Diese Reduktion

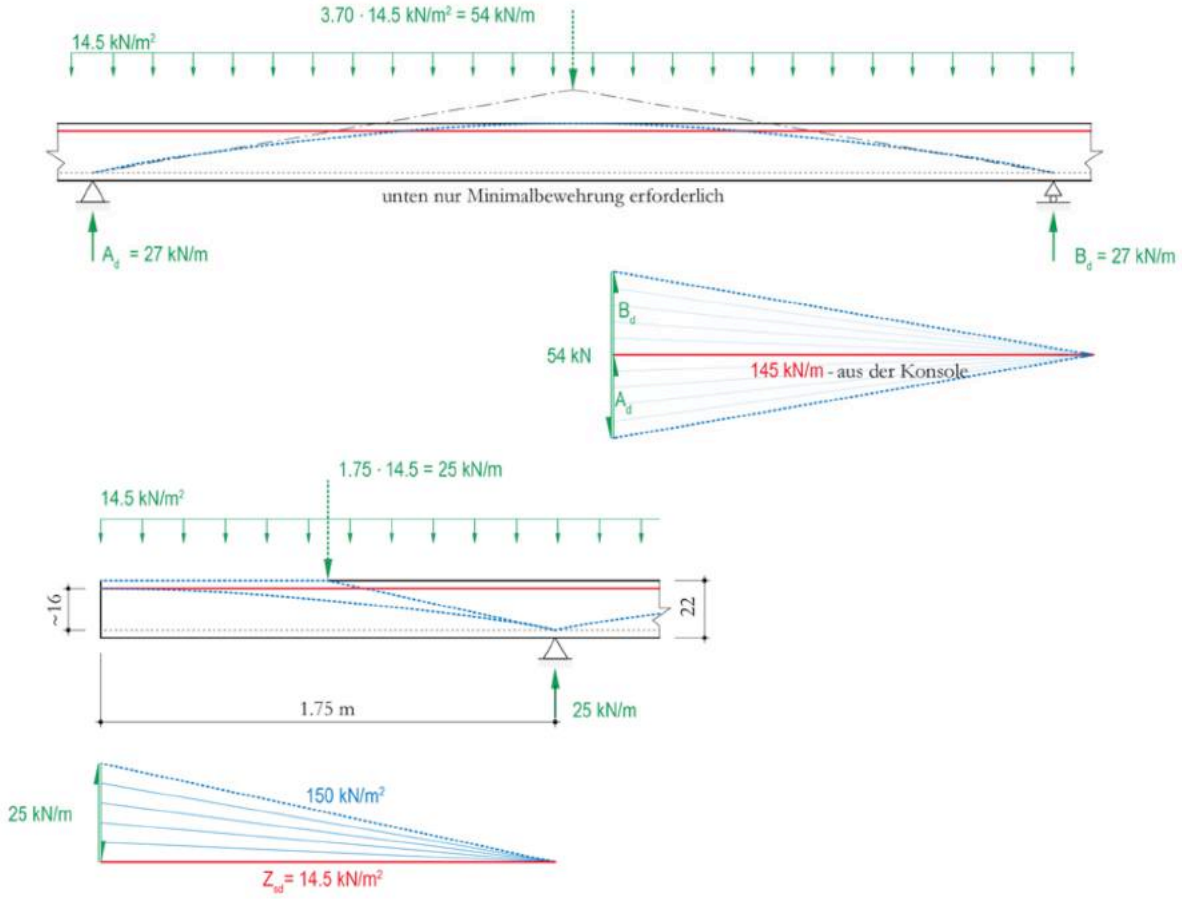


Bild 15: Innere Kräfte im Querbalken
.

ist einerseits durch die Betonüberdeckung der Bewehrung, und andererseits durch die Ausdehnung der Druckzone selbst bedingt, die resultierende Bogenkraft liegt jedoch unter der Annahme einer gleichmässigen Spannungsverteilung im Schwerpunkt der Druckzone. Bei einer Betonüberdeckung von 30 mm beträgt die Druckzonenhöhe somit ca. 40 mm. Daraus kann die Spannung in der Druckzone ermittelt werden:

$-\sigma_{cd} = 145'000 / (40 \cdot 1000) \cong 4\ N/mm^2 \leq f_{cd} = 16.5\ N/mm^2$

für Beton C25/30. Die Spannung in der Druckzone ist also deutlich geringer als die maximal zulässige, d.h. grössere Spannweiten sowohl für die Konsole wie auch den Balken wären bei gleichbleibender Plattenstärke möglich. Die Position der Auflagerpunkte und damit der Stützen in Querrichtung ist somit nicht durch die Möglichkeiten des Materials definiert, sondern basiert auf einer gestalterischen Entscheidung.

In einem zweiten Schritt werden die Streifen 2 in Plattenlängsrichtung untersucht. Im Bild 16 sind die inneren Kräfte im Plattenstreifen 2 mit Hilfe eines Bogen-Seiltragwerkes dargestellt und ermittelt worden. Als Belastung dieses Streifens wirkt die Summe der Auflagerkräfte des Konsolen- und des Feldbereiches des Streifens 1 in Querrichtung:

$q_{d,Streifen\ 2} = A_{d,Streifen\ 1} = 25 + 54 / 2 = 52\ kN/m$

Die maximalen Gurtkräfte sind dort vorhanden, wo der Abstand des Bogens vom Seil am grössten ist, d.h. sowohl in Feldmitte als auch über den Stützen. Die maximalen Druck- und Zugkräfte betragen dabei:

$-D_{cd} \cong Z_{sd} \cong 530\ kN$

Daraus ergibt sich für die Spannung in der Druckzone:

$-\sigma_{cd}=530'000 / (40 \cdot 1000) \cong 13\ N/mm^2 \leq f_{cd} = 16.5\ N/mm^2$

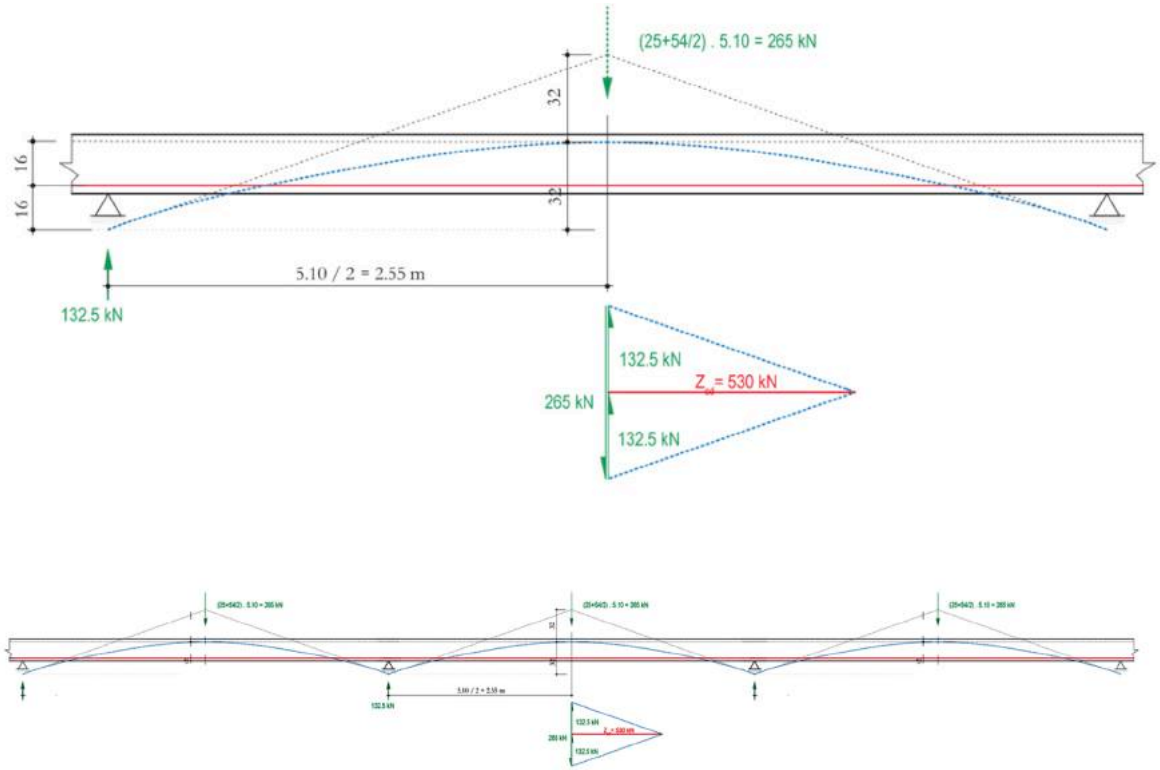


Bild 16: Innere Kräfte im Längsbalken

für Beton C25/30. Die Bestimmung der maximalen Spannung in der Druckzone zeigt, dass der Stützenabstand in Längsrichtung (Streifen 2) nur noch geringfügig ausgedehnt werden kann ohne die Plattenstärke zu erhöhen. Dies lässt vermuten, dass die Plattenstärke dieser maximalen Spannung und damit dem maximalen Stützenabstand angepasst wurde. Diese einfachen Überlegungen machen deutlich, dass die Position der Stützen nicht durch die Statik bestimmt wurde, sondern auf Grundlage einer gestalterischen Entscheidung. Das Gleiche gilt für die Dimension der Stützen, wie im folgenden Abschnitt gezeigt wird.

Bemessung der Stützen

Die Belastung der Stützen des Ateliers von Livio Vacchini entspricht der Auflagerkraft des Plattenstreifens 2 (Bild 16). Da es sich um einen über mehrere Felder durchlaufenden Streifen handelt, beträgt die Stützenbelastung

$-D_d = 2 \cdot 132.5 \text{ kN} = 265 \text{ kN}$

Bei Stützen kann bekanntlich neben dem Materialversagen auch das *Stabilitätsversagen* massgebend werden. Die sogenannte kritische Last, welche auch als Knicklast bezeichnet wird, ist nebst der Biegesteifigkeit und der Form des Querschnittes vor allem auch von der Schlankheit der Stütze abhängig. Im Bild 17 sind Knickdiagramme für Stahlbetonstützen mit runden und rechteckigen Querschnitten dargestellt, mit Berücksichtigung des Kriechens des Betons (Langzeit) und ohne Berücksichtigung des Kriechens des Betons (Kurzzeit). Da bei Stahlbetonstützen beim Erreichen des Tragwiderstandes davon auszugehen ist, dass die Betonüberdeckung abplatzt, wird der Widerstand am Nettoquerschnitt, d.h. ohne Berücksichtigung der Betonüberdeckung ermittelt. Dieser Effekt ist in den Diagrammen bereits berücksichtigt.

Zur Abschätzung des Tragwiderstandes der Stützen ist es erforderlich, die Geometrie sowie die statischen

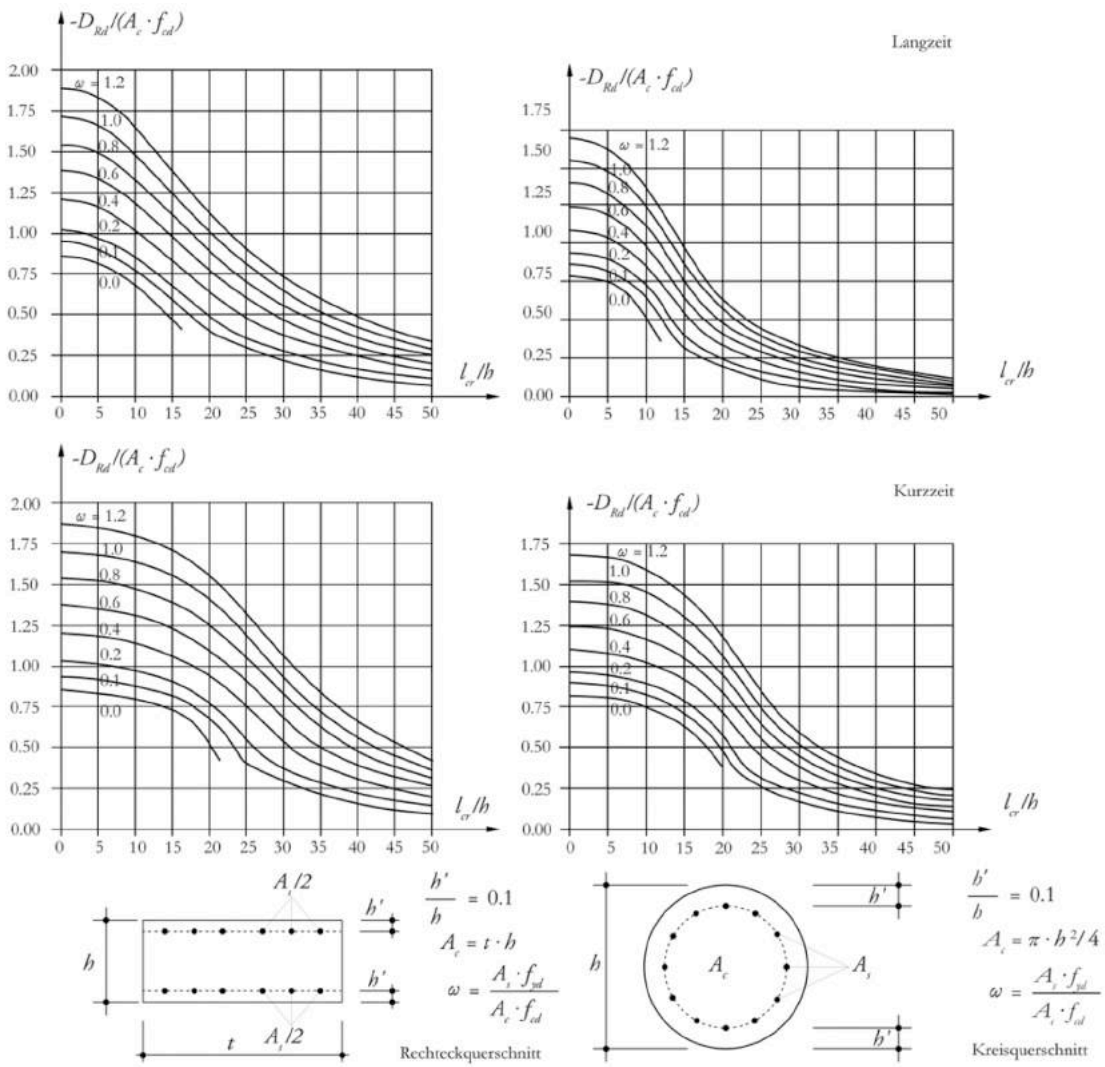


Bild 17: Knickkurven

Randbedingungen, d.h. die Auflagebedingungen zu berücksichtigen (Bild 18). Die Stützen sind an ihrem oberen Ende monolithisch mit der relativ dünnen Decke (22 cm) verbunden, so dass hier mit guter Annäherung von einer gelenkigen Lagerung ausgegangen werden kann. Falls die Stützen an ihrem unteren Ende im Fels eingespannt sind oder aber auf sehr massiven Einzelfundamenten aufgelagert sind, kann unten von einer Einspannung ausgegangen werden, bei kleinen Fundamenten wäre dagegen ein Gelenk anzunehmen. Die statischen Randbedingungen der Stütze bewegen sich somit je nach konstruktiver Ausbildung zwischen den Fällen b) und c) gemäss Bild 18. Die kritische Länge der Stütze l_{cr} liegt somit zwischen 70 und 100% der tatsächlichen lichten Stützenlänge l. Wird vom ungünstigsten Fall ausgegangen (gelenkige Lagerung, $lr = l$), so beträgt die kritische Länge 2.6 m.

Bei der Bestimmung des minimalen Stützendurchmessers wird diese in einem ersten Schritt so bemessen, dass der Beton ausgenützt ist. Ein Stabilitätsversagen wird vorläufig nicht berücksichtigt. Erst in einem zweiten Schritt wird die erforderliche Druckbewehrung ermittelt, so dass die Tragsicherheit auch unter Berücksichtigung des Stabilitätsversagens erfüllt ist. Als erforderlicher Stützenquerschnitt ohne Betonüberdeckung resultiert

$$A_{c,netto,\,erf} \cong - D_d / f_{cd} \cong 265'000 / 16.5 \cong 16'000 \text{ mm}^2$$

was einer Stütze mit rundem Querschnitt einem Durchmesser von ca. 140 mm entspricht. Wird zusätzlich eine Betonüberdeckung von 30 mm berücksichtigt, so ergibt sich ein minimal erforderlicher Stützendurchmesser von 200 mm. Die entsprechende Stütze weist somit eine Schlankheit (ℓ_{cr}/h) von 13 auf und der normierte Tragwiderstand gemäss Diagramm im Bild 17 beträgt

$$- D_{Rd} / A_c \cdot f_{cd} = 265'000 / 31'000 \cdot 16.5 = 0.51$$

Die Knickkurve, welche durch den entsprechenden Punkt verläuft, weist für den normierten Stützenbewehrungsgehalt

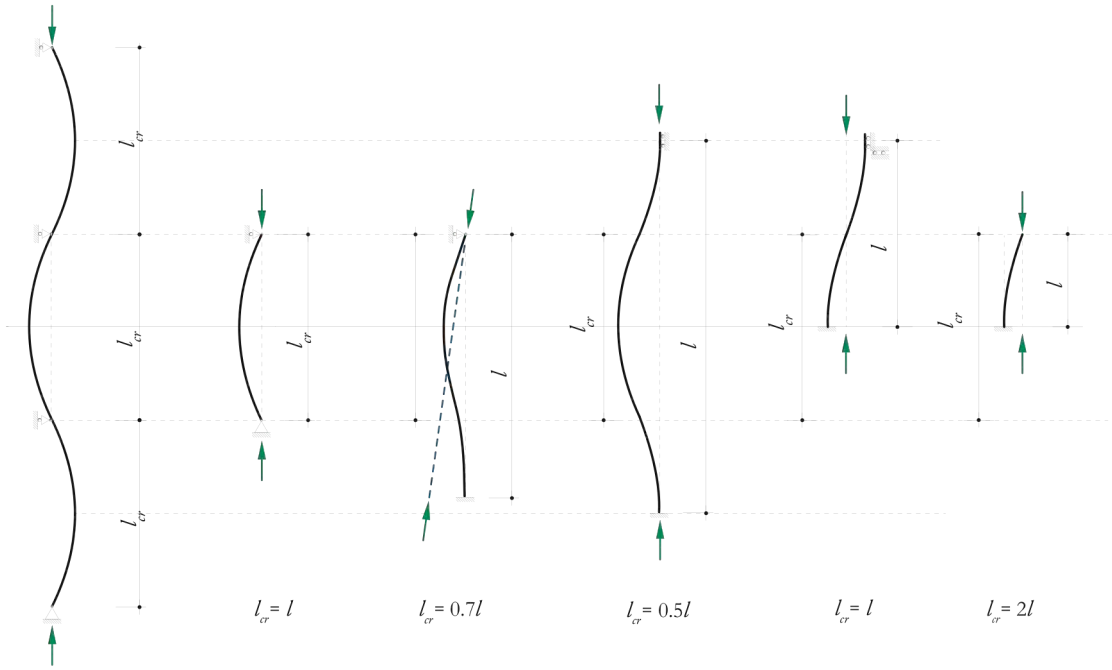


Bild 18: kritische Länge

den Wert $\omega \cong 0.3$ auf. Aus der Definition des Wertes ω wird die erforderliche Stützenbewehrung ermittelt:

$$A_s = \omega \cdot A_c \cdot f_{cd} / f_{yd} = 0.3 \cdot 31'000 \cdot 16.5 / 435 = 360 mm^2$$

i.e 8 Eisen Ø 8 mm. Ein Stützendurchmesser von 200 mm wäre somit völlig ausreichend, um die notwendige Druckbewehrung in die Stütze zu integrieren. Das Beispiel zeigt anschaulich, dass bei Schlankheiten unter ca. 20 die Stütze ohne Berücksichtigung des Stabilitätsversagens vorbemessen werden kann in dem vereinfachend nur der Netto-Betonquerschnitt ohne Überdeckung berücksichtigt wird. Dank der Druckbewehrung kann das Stabilitätsversagen ausgeschlossen werden. Der wirkliche Stützendurchmesser von 400 mm ist somit aus gestalterischen und nicht aus tragwerkstechnischen Überlegungen festgelegt worden (Bild 19). Dieses durchaus legitime Vorgehen führt nur zu einer marginalen Zunahme der Baukosten, ist doch die zusätzlich erforderliche Betonmasse verschwindend klein verglichen mit der gesamten verbauten Betonmasse.

Es ist zu bemerken, dass die Diagonalen- und Pfostenkräfte bei punktförmig gelagerten Stahlbetonplatten, insbesondere in unmittelbarer Nähe der Stützen, gross werden können. Bei Flachdecken ist über den Stützen deshalb stets ein so genannter Durchstanznachweis zu führen. Die detaillierte Behandlung des entsprechenden singulären Problems, welches phänomenologisch äusserst anspruchsvoll ist, sprengt den Rahmen dieses Kurses. Falls es nicht möglich ist, die Zugkräfte der Diagonalen mit dem Beton allein aufzunehmen, kann entweder die Plattenstärke lokal vergrössert werden, oder es kann eine sogenannte Durchstanzbewehrung zur Sicherstellung der Tragsicherheit angeordnet werden (Bild 20). Es ist zu bemerken, dass eine Durchstanzbewehrung zu einer beträchtlichen Verbesserung der Duktilität dieser sehr spröden und somit gefürchteten Versagensart führt. Im vorliegenden Beispiel ist dank des grossen Stützendurchmessers allerdings keine Durchstanzbewehrung erforderlich.

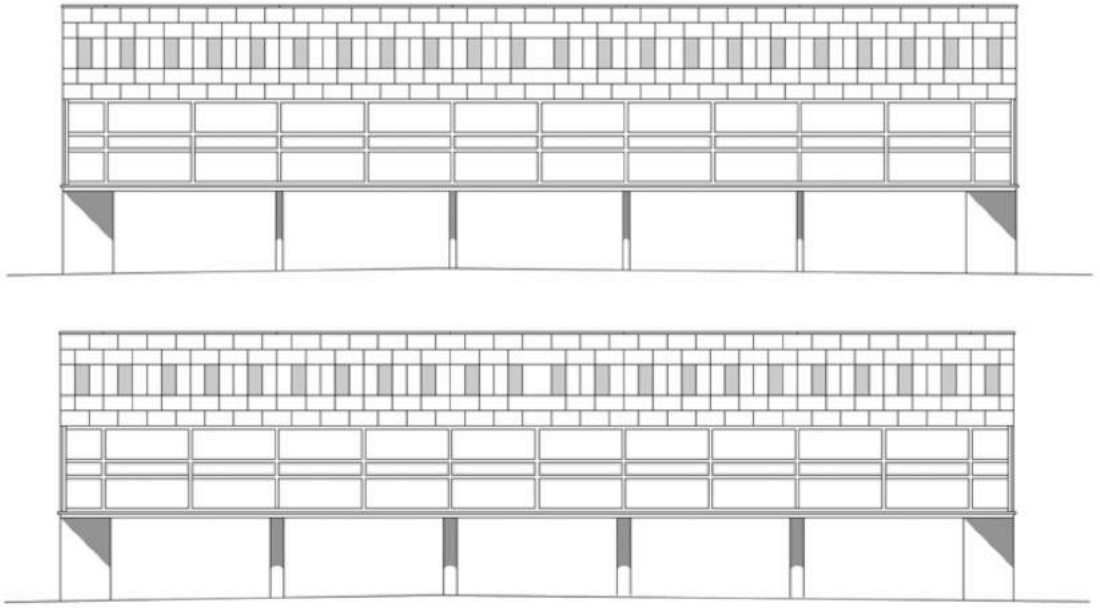


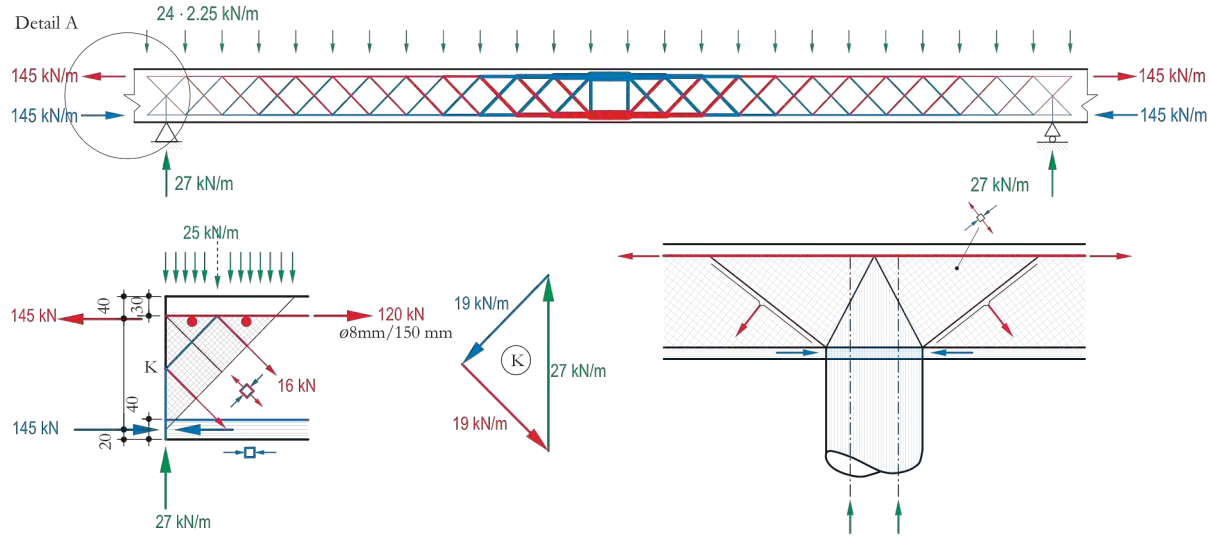
Bild 19: Vergleich minimaler (oben) und gebauter Stütze (unten)

Insgesamt zeigen die obigen Betrachtungen, dass weder das Material noch die Konstruktion dem Entwurf Limiten gesetzt haben. Vielmehr hat die tragwerkstechnische Betrachtung zur Klarheit des architektonischen Gedankens beigetragen und diesen präzisiert. Durch die Verwendung der Eigenschaften des Stahlbeton wurde die klassische Bindung von Stütze und Balken gelöst und die sich daraus ergebende gestalterische Freiheit durch Vacchini aufgegriffen und in den beiden Teiltragwerken ausgespielt. Während im oberen Tragwerk dies zu einer Überformung des Balkens geführt hat, wurde im unteren Tragwerk die Stütze zum zentralen Thema. In Vacchinis Vorgehen zeigt sich so exemplarisch die Idee des Tragwerksentwurfs als Zusammenspiel von architektonischer Intention und tragwerkstechnischer Realisation.

Horizontale Einwirkungen

Diese tragwerkstechnische Realisation muss aber nicht nur vertikal wirkende Lasten sicher in den Grund führen, sondern auch horizontalen Einwirkungen widerstehen können. Durch die monolithische Bauweise in Stahlbeton weisen sowohl das obere wie auch das untere Tragwerk eine Rahmentragwirkung auf, eine Tragwirkung welche im Gegensatz zu einer Konstruktion aus Stützen und Balken wegen der steifen Ausgestaltung der Ecken grundsätzlich für die Abtragung von horizontalen Einwirkungen geeignet ist. Aus Gründen der konzeptionellen Klarheit, der Konzentration auf Vertikalität und Horizontalität, sind bei Vacchini diese Rahmen jedoch nicht ausreichend dimensioniert. Neben Stütze und Balken sind somit zusätzliche Elemente im Entwurf notwendig welche ausserhalb dieser gestalterischen Logik stehen und die Umlenkung von horizontalen Einwirkungen in vertikale Richtung erlauben.

Bei horizontalen Einwirkungen handelt es sich im Wesentlichen um Einwirkungen, verursacht durch Wind und Erdbeben. Um die typischen Einwirkungen durch Wind abschätzen zu können, wird in der SIA-Norm 261 die Schweiz in sieben Referenzzonen mit unterschiedlichem



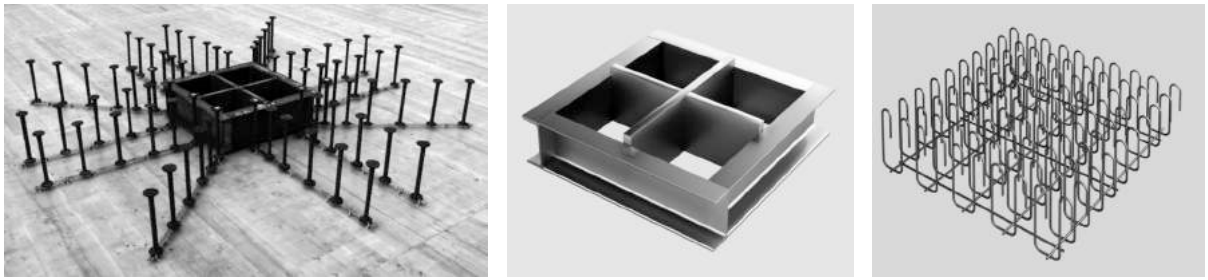


Bild 20: Innere Kräftefluss bei Stütze und Durchstanzbewehrungen

Taudruck zwischen 0.9 kN/m² und 3.3 kN/m² gegliedert. Dieser Wert bildet die Grundlage für die Bestimmung der durch Wind verursachten Flächenlast auf Fassaden. Bei Vacchinis Studio wird durch die Längsfassade die grösste Angriffsfläche für den Wind gegeben. Die Fläche beträgt dabei ca 28 · 5.5 ≅ 160 m². Bei einem Taudruck für Locarno von 1.0 kN/m² ergibt sich so eine resultierende Windeinwirkung von 160 kN auf das Gebäude.

Für die Abschätzung der Einwirkung durch Erdbeben werden die Beschleunigungskräfte als statische Ersatzkraft erfasst. Diese Beschleunigungskräfte sind sie wie die Gravitationskräfte linear abhängig von der Masse der Bauteile. Entsprechend der Erdbebenzone, dargestellt in der Erdbebenzonenkarte der SIA-Norm 160, kann für die Beschleunigung in der Schweiz zwischen 1 m/s² und 2 m/s² angenommen werden, also zwischen 10 und 20% der Erdbeschleunigung. Somit kann die in horizontaler Richtung wirkende resultierende Erdbebenersatzkraft als 10% bis 20% der Summe der Eigen- und Nutzlasten abgeschätzt werden.

Nach SIA-Norm können für den Erdbebenlastfall die Lastfaktoren 1.0 angenommen werde. Dies bedeutet, dass sowohl die Eigen- wie auch die Nutzlasten auf Bemessungsniveau nicht zu erhöhen sind. Alle zuvor bestimmten Einwirkungen können daher vereinfachend um den Faktor $(\gamma_G + \gamma_Q) / 2 \cong 1.4$ reduziert werden. Für die wesentlichen vertikalen Einwirkungen ergibt sich so (Bild 21):

$N_{1d} = 2 \cdot 1610 / 1.4 \cong 2'300$ kN
$N_{3d} = 2 \cdot 265 / 1.4 \cong 380$ kN
$N_{2d} = N3d / 2 \cong 190$ kN

Werden für die zugehörige statische Ersatzkraft etwa 15% der vertikalen Einwirkungen angenommen, so folgt damit eine resultierende Erdbebeneinwirkung von 430 kN. Im Vergleich zur Windeinwirkung von 160 kN ist bei konventionellen Bauwerken aus Stahlbeton somit infolge der grossen Massen die Erdbebeneinwirkung massgebend. Auf den Nachweis der Tragsicherheit unter Windeinwirkung kann demzufolge bei

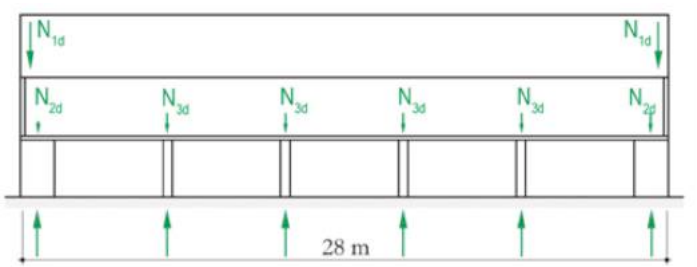


Bild 21: wesentliche vertikale Einwirkungen

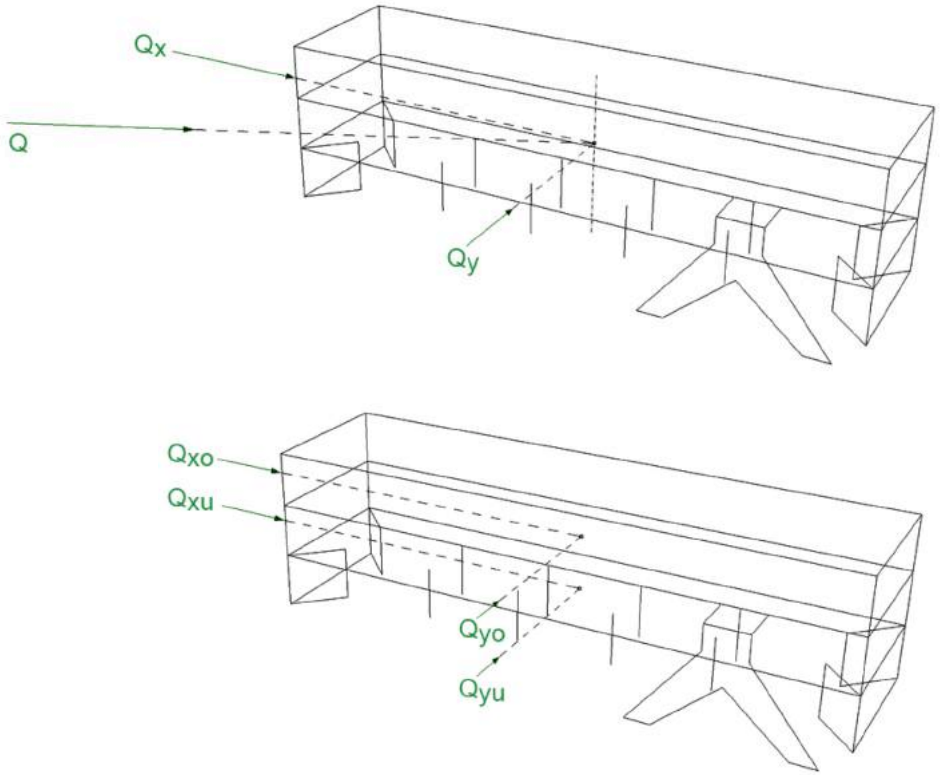


Bild 22: Zerlegung der horizontalen Einwirkung

massiven Stahlbetonbauten in der Regel verzichtet werden. Ausnahmen von dieser Regel bilden allenfalls Hochhäuser.

Die Erdbebeneinwirkung greift im Masseschwerpunkt des Gebäudes an und kann grundsätzlich in eine beliebige Richtung wirken (Bild 22). Für eine detaillierte Betrachtung des Transfers der horizontalen Einwirkung Q in den Grund wird diese in an den Gebäudeachsen orientierte Einwirkungen Q_x und Q_y zerlegt. Der Masseschwerpunkt liegt wegen der Symmetrie des Entwurfs auf einer zentralen Achse auf Höhe des Bürogeschosses. Die Einwirkungen Q_x und Q_y können daher weiter in jeweils zwei parallele Einwirkungen zerlegt werden welche innerhalb der zwei Geschossplatten des Gebäudes wirken, also in eine im oberen respektive unteren Teiltragwerk wirkende Kraft.

Die Einwirkung Q_y in Querrichtung des Gebäudes wird in beiden Teiltragwerken jeweils durch die Geschossplatte in die vertikalen Aussenwände geleitet und dort durch Scheibenwirkung in den Grund weitergeführt (Bild 23a & 23c). In Querrichtung bieten somit die Scheiben genügend Widerstand zur Stabilisierung des Gebäudes. In Längsrichtung hingegen können die Scheiben nicht aktiviert werden. Die Einwirkung Q_x wird im unteren Teiltragwerk aus diesem Grund durch die zusätzlich an den Kopfenden des Gebäudes angebrachten diagonalen Wandsegemente aufgenommen (Bild 23d). Im oberen Tragwerk hingegen wird durch Scheibenwirkung die Kraft Q_x zunächst in Richtung der Treppe umgelenkt und dort in die Treppenwand eingeleitet (Bild 23b)

Sowohl die Wandsegmente wie auch die Treppe treten durch Orientierung und Ausformung somit aus der klaren Ordnung des Bauvolumens hervor. Durch die diagonale Platzierung werden die Wandsegmente nicht nur zu horizontal wirksamen Tragelementen, sondern zugleich auch zu architektonischen Elementen des Übergangs zwischen dem umgebenden städtischen Raum und dem Aussenraum des Gebäudes und bilden damit die Grenzschicht, die die erwähnte Funktion des Gebäudes als „a limit which defines the centre of the

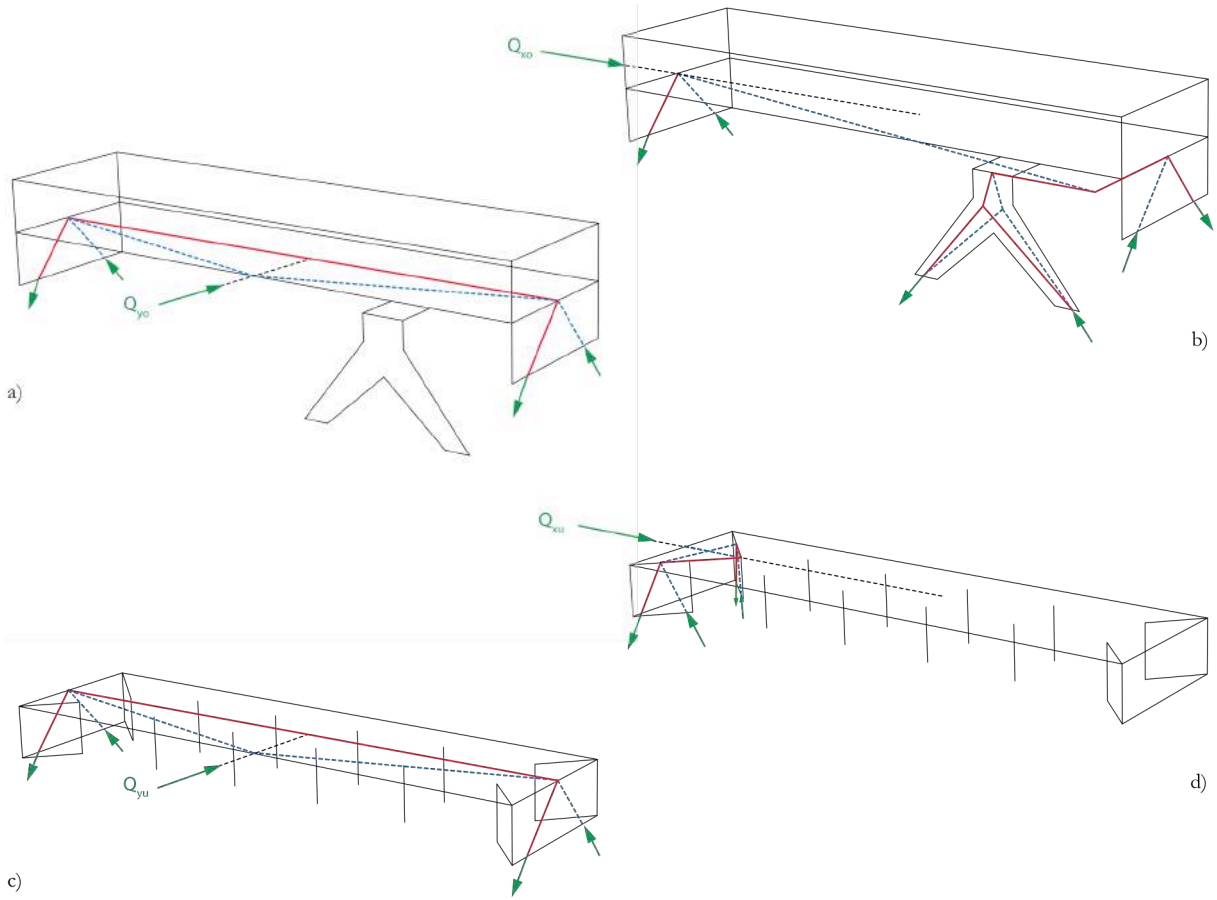


Bild 23: Horizontale Einwirkung im oberen und unteren Tragwerk

habitat“[xii] aufweicht (Bild 24a). In den Wandsegmenten wird somit das entwerferische Grundthema des Widerspruchs und der Komplementarität wieder sichtbar.

Vergleichbares gilt auch für die Treppe. Auch diese markiert eine Grenzschicht, den Übergang von Aussen nach Innen, von Unten nach Oben. Bei Vacchini wird die Treppe „a gate through which one enters a different world“ [xiii], eine entwerferische Idee, die sichtbar wird in der torartigen Verbindung von Vordach und Scheibe des Treppenaufgangs ebenso wie in dem Aufliegen und Überspannen des Treppenpodestes (Bild 24b & Bild 24c). Wie zuvor ist auch dieses architektonische Element des Übergangs diagonal artikuliert, nicht nur durch den funktional bedingten Treppenlauf, sondern auch durch die Aussparung an der Unterkante der Scheibe des Treppenaufgangs, welche dem diagonalen Verlauf der Kräfte folgt (Bild 24d).

Der vertikale Transfer der horizontalen Einwirkung in den Grund, dieses diagonale Verschieben der Kräfte im Raum im Übergang von Horizontalität zu Vertikalität, spiegelt sich somit in den architektonischen Elementen des Übergangs wider. Tragwirkung und Raumwirkung werden so zu sich gegenseitig ergänzenden Elementen der Architektur. Dieses Zusammendenken von physikalischer Notwendigkeit und gestalterischer Freiheit durchzieht Vacchinis gesamten Entwurf. In der differenzierten Ausformulierung des unteren und oberen Teiltragwerks und der Auseinandersetzung mit der Stütze und dem Balken und dem damit verbundenen Thema von Horizontalität und Vertikalität zeigt sich auf diese Art und Weise exemplarisch die Grundidee von Tragwerksentwurf als ein architektonisches Entwerfen mit den Mitteln des Tragwerks.

a)

b)

c)

d)

Bild 24: Diagonale Aussteifung und Treppe

Dieser Text ist eine erweiterte Version eines Vortrags „Livio Vacchini: Forms Of Dialogue“ von Dr. Toni Kotnik im Rahmen des Symposiums „form finding, form shaping, designing architecture: experimental, aesthetical and ethical approaches to form in recent and postwar architecture“ an der accademia di architettura Mendrisio, Oktober 10-11, 2013.
Alle Rechte zur Veröffentlichung liegen beim Autor.

[i] Livio Vacchini: *Aphorismen und andere Texte*, p.7
Aus Werner Blaser: *Transformation – Livio Vacchini*, Birkhäuser, Basel, 1994
[ii] Christian Norberg-Schulz: *Livio Vacchini's Quest for Order*, p.6
Aus Xavier Güell (ed): *Livio Vacchini*, Editorial Gustavo Gili, Barcelona, 1987
[iii] Christian Norberg-Schulz: *Livio Vacchini's Quest for Order*, p.6
[iv] Livio Vacchini: *Aphorismen und andere Texte*, p.7
[v] Livio Vacchini: *Aphorismen und andere Texte*, p.7
[vi] Livio Vacchini: *Aphorismen und andere Texte*, p.7
[vii] Livio Vacchini zitiert in Till Lensing: *Livio Vacchini und „Der Gebrauch der Technik“*, p.163
[viii] Roberto Masiero: *Before and After the Classical. On the Architecture of Livio Vacchini*, p.9
Aus Roberto Masiero: *Livio Vacchini*, Editorial Gustavo Gili, Barcelona, 1999
[ix] Ausstelllungskatalog zu Livio Vacchini, p.11
[x] Jacques Lucan: *Die Notwendigkeit von Regeln: Livio Vacchinis Streben nach Zeitlosigkeit*, p.23
[xi] Till Lensing: *Livio Vacchini und „Der Gebrauch der Technik“*, p.167
[xii] Christian Norberg-Schulz: *Livio Vacchini's Quest for Order*, p.6
[xiii] ibid

II Konstruieren in Stahl

II.1 Entwurfskonzept Haus R128 von Werner Sobek in Stuttgart

Das im Jahr 2001 fertiggestellte viergeschossige Haus Sobek liegt auf einem Hügel oberhalb Stuttgarts in die Natur eingebettet und bietet eine ungestörte Aussicht auf die Stadt. Die unmittelbare Intimität des Ortes und die Unnahbarkeit des Stadtkörpers lassen eine aussergewöhnliche Offenheit und Transparenz zu. Das als Glaskubus ausgebildete Volumen ist ein Manifest eines ganz persönlichen Lebensstils: des Drangs, bis an die Grenzen des Grenzenlosen und Technisch-Machbaren zu gehen.

Betreten wird das Haus über eine Passerelle im obersten Geschoss. Parallel dazu wird eine Ver- und Entsorgungstrasse geführt (Bild 2). Auf dem obersten Niveau befinden sich Küche und Esszimmer. Darunter liegen der Wohnraum und das Schlafzimmer. Das Kinderzimmer, sowie einige Technikeinrichtungen befinden sich auf dem untersten Niveau. Diese vier Geschosse sind mit einem Minimum an ausgesuchter Einrichtung ausgestattet. Dies unterstützt das Konzept von maximaler Transparenz innerhalb des Gebäudes.

Der Gedanke der Nachhaltigkeit wurde hier maximal ausgereizt. Das Haus wurde als völlig rezyklierbares, emissionsfreies Gebäude mit selbsterzeugender Energie entworfen. Gewählt wurden keine Verbundwerkstoffe, sondern Stahl, Holz und Glas. Das Haus ist voll verglast und das Volumen wird nur horizontal durch die Stockwerksebenen unterteilt. Vertikale Unterteilungen durch Wände gibt es nicht, was die Idee der Transparenz unterstützt (Bild 3). Das Tragwerk besteht ausschließlich aus geschraubten und gesteckten Stahlprofilen und Rohren. Das Entwurfssystem ist modular; das Gebäude ist daher schnell errichtet, aber auch leicht zu demontieren und zu steuern.

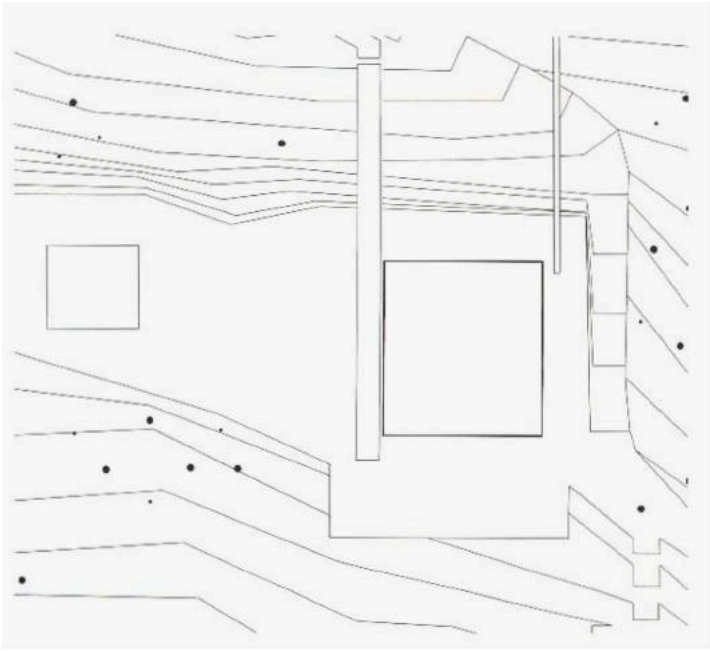


Bild 1: Situation

Bild 2: Haus R127 von Werner Sobek

Die Gesamthöhe des Gebäudes beträgt 11.2 m. Zwölf Stützen sind auf einem Raster von 3.85 x 2.90 Metern angeordnet und unterstützen Träger in zwei Richtungen; in diesen Knotenpunkten werden die quadratischen Stützenprofile durch massive Stahlknoten ersetzt. Das Tragwerk wird an drei Seiten durch gekreuzte, diagonal verlaufende Zugstäbe vertikal, ebenso wie die Decken horizontal ausgesteift (Bild 4). Die Decken bestehen aus vorfabrizierten, laminierten Holzpaneelen, welche zwischen die Deckenträger gelegt wurden. Das viergeschossige Tragwerk, das auch im vollendeten Gebäude sichtbar bleibt, wurde in vier Arbeitstagen komplett montiert.

Das Tragwerk ist an allen Seiten in einem Abstand von ca. 40 cm mit einer Glasfassade umhüllt. Jedes Glaspaneel mit Dreifachverglasung wurde einzeln montiert und mittels Zugstäben abgehängt. Somit werden alle Lasten der Fassade vom Dach des Hauses aufgenommen und über die Abhängungen in das Tragwerk eingeleitet. Mit Ausnahme der wenigen öffenbaren Fenster ist die verglaste Fläche rahmenlos. Auf der Dachkonstruktion liegen die rahmenlosen, horizontal und bündig verlegten Solarpaneele.

Mit seinem Haus ist es Werner Sobek gelungen, das Bild des Null-Energiehauses radikal zu erneuern. Die weitgehend energieautarke Wohnmaschine bietet alle erdenklichen technischen und elektronischen Innovationen bei maximalem Bedienungskomfort – unsichtbar und lautlos. Die Räume strahlen die Poesie der Schlichtheit aus. Das Gefühl, unmittelbar in der Natur zu leben, ist in jeder Jahreszeit vorhanden.

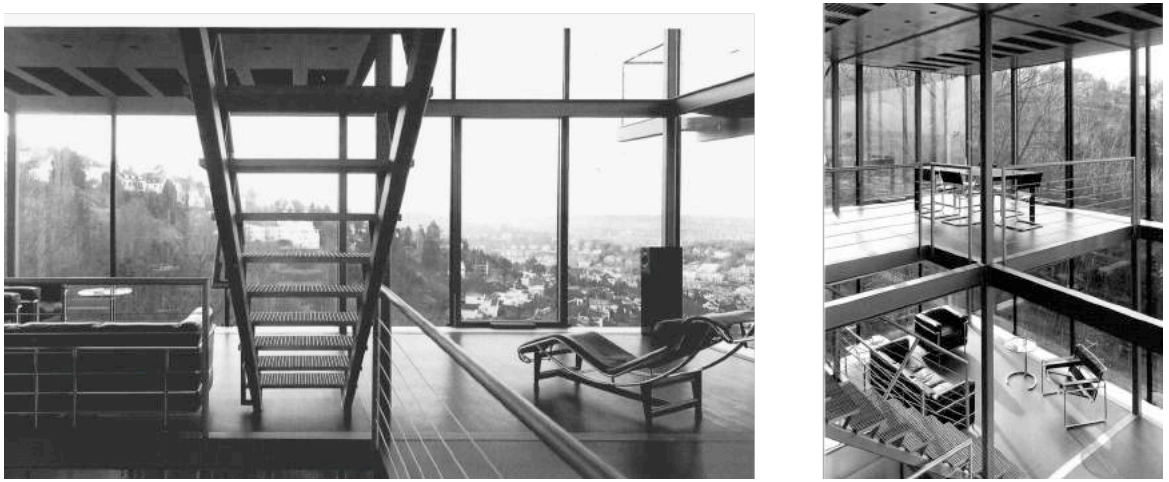


Bild 3: Innenaufnahmen

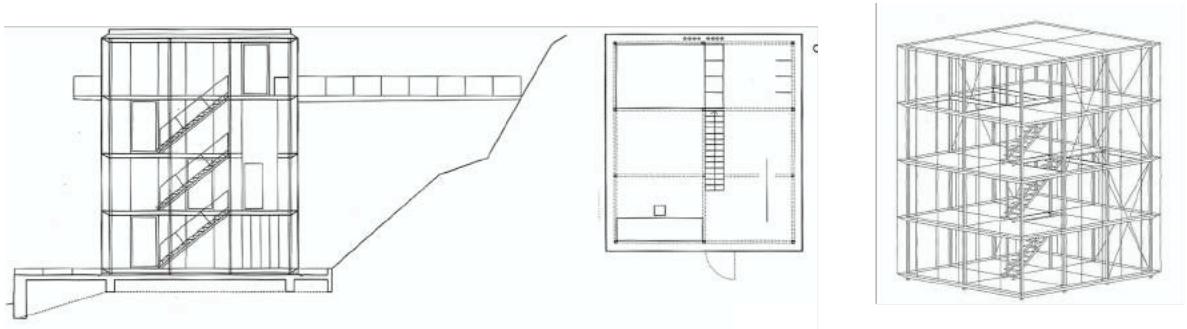


Bild 4: Längsschnitt, Grundriss und Axonometrie des Tragwerks

II.2 Die Decken

Die Decken bestehen aus Balkenrosten von Stahlprofilen, welche 3 Deckenfelder in Gebäudelängsrichtung und 2 Deckenfelder in Gebäudequerrichtung aufspannen (Bild 5). Die Lasten werden von den Holzpaneelen auf die Stahlträger übertragen. Die Holzpaneele bestehen aus 60 mm starken Brettschichtplatten, deren stehend verleimte Bretter in Richtung der kleineren Spannweite von 3 m ausgerichtet sind.

Aus Gründen der Anisotropie der Holzeigenschaften ist die Tragwirkung der Massivholzdeckenelemente relativ komplex. Schon aus geometrischen Gründen tragen die Holzplattenelemente den grösseren Teil der Lasten in Richtung der kürzeren Spannweite ab. Dieser Effekt wird durch die geringere Steifigkeit des Holzes quer zur Faser noch verstärkt. Da auch die Kriechverformungen des Holzes in Faserquerrichtung wesentlich grösser ist als in Faserlängsrichtung, entzieht sich die Platte unter Langzeiteinwirkungen der Tragwirkung quer zur Faserrichtung, d.h. in Richtung der grösseren Spannweite von 4 m, weitgehend. Es wird deshalb hier vereinfachend angenommen, dass die Plattenelemente nur in Richtung ihrer kleineren Spannweite von 3 m tragen.

Das im Bild 5 herausgegriffene Feld weist Stahlträger mit maximaler Beanspruchung auf, weil diese im Gegensatz zu denjenigen der Randfelder die Lasten von zwei Feldern tragen. Die Belastung der in Gebäudequerrichtung verlaufenden Stahlträger mit 4 m Spannweite ist im Bild 7 dargestellt. Die Einwirkungen betragen auf dem Bemessungsniveau, unter Annahme eines spezifischen Gewichtes des Holzes von 8.0 kN/m³ und Eigenlasten der abgehängten Decken von 0.15 kN/m²:

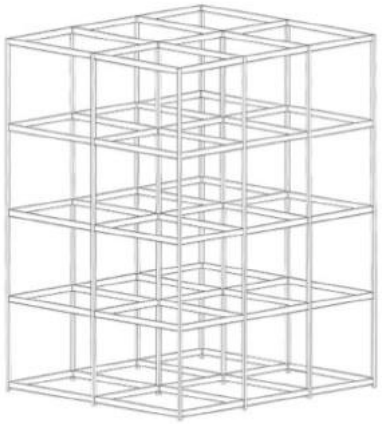
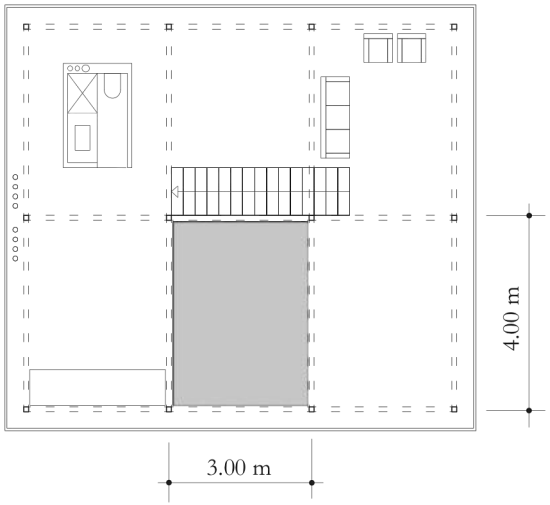


Bild 5: Deckentragwerk



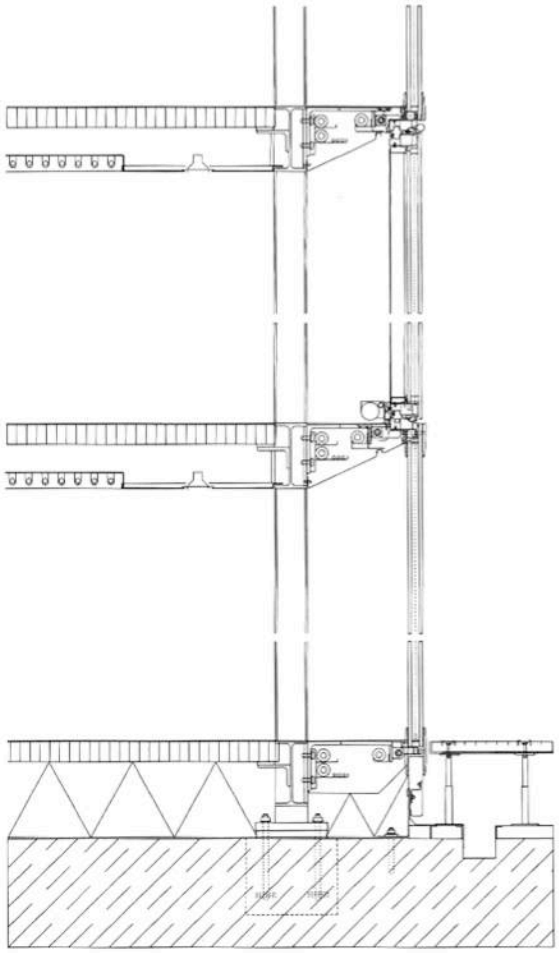


Bild 6 : Deckenfelder (links) und Fassadenschnitt (rechts)

Eigenlasten (Holzplatte + abgehängte Decke):

$g_d = 1.35 \cdot (0.06 \cdot 8.0 + 0.15) \approx 0.8 \text{ kN/m}^2$

Nutzlasten:

$q_d = 1.5 \cdot 2.0 \approx 3.0 \text{ kN/m}^2$

Totale Last:

$q_{d,tot} \approx 3.8 \text{ kN/m}^2$

Im Folgenden werden die Stahlträger untersucht. Aus formalen Gründen wurden alle Träger, unabhängig von ihrer Beanspruchung, mit gleichem Querschnitt ausgebildet. Die massgebenden, 4 m weit gespannten Träger sind mit den Stützen verschraubt und werden hier vereinfachend als einfache Balken betrachtet. Eine Diskussion dieses Sachverhaltes folgt im Abschnitt 5. Mit dem maximalen Wert für die Schlankheit ℓ/h eines Stahlträgers von 20 (aus Skript TWE II, Tabelle 14.1) resultiert bei 4 m Spannweite eine Trägerhöhe von mindestens 200 mm. Für die Stahlträger wurde beim Haus Sobek tatsächlich ein Profil IPE 200 mit einer Höhe von 200 mm gewählt.

Im Bild 7 sind die inneren Kräfte des Stahlträgers dargestellt. Zusätzlich zu den im Bild angegebenen Lasten sind noch die Eigenlasten des Stahlträgers von 1.35 · 0.22 ≈ 0.3 kN/m addiert worden. Die Belastung des Stahlträgers beträgt somit auf Bemessungsniveau 2 · 5.7 + 0.3 ≈ 11.7 kN/m. Aus dem Kräfteplan ist ersichtlich, dass die maximalen Druck- und Zugkräfte in den Flanschen 124 kN betragen. Das Profil IPE 200 weist eine Flanschfläche von 100 · 8.5 = 850 mm² auf. Es resultierten somit in den Flanschen in Feldmitte maximale Spannungen von 124‘000/850 = 145 N/mm², welche kleiner sind als der Bemessungswert der Fliesgrenze f_{yd} = 235/1.05 = 224 N/mm² des Baustahls S235.

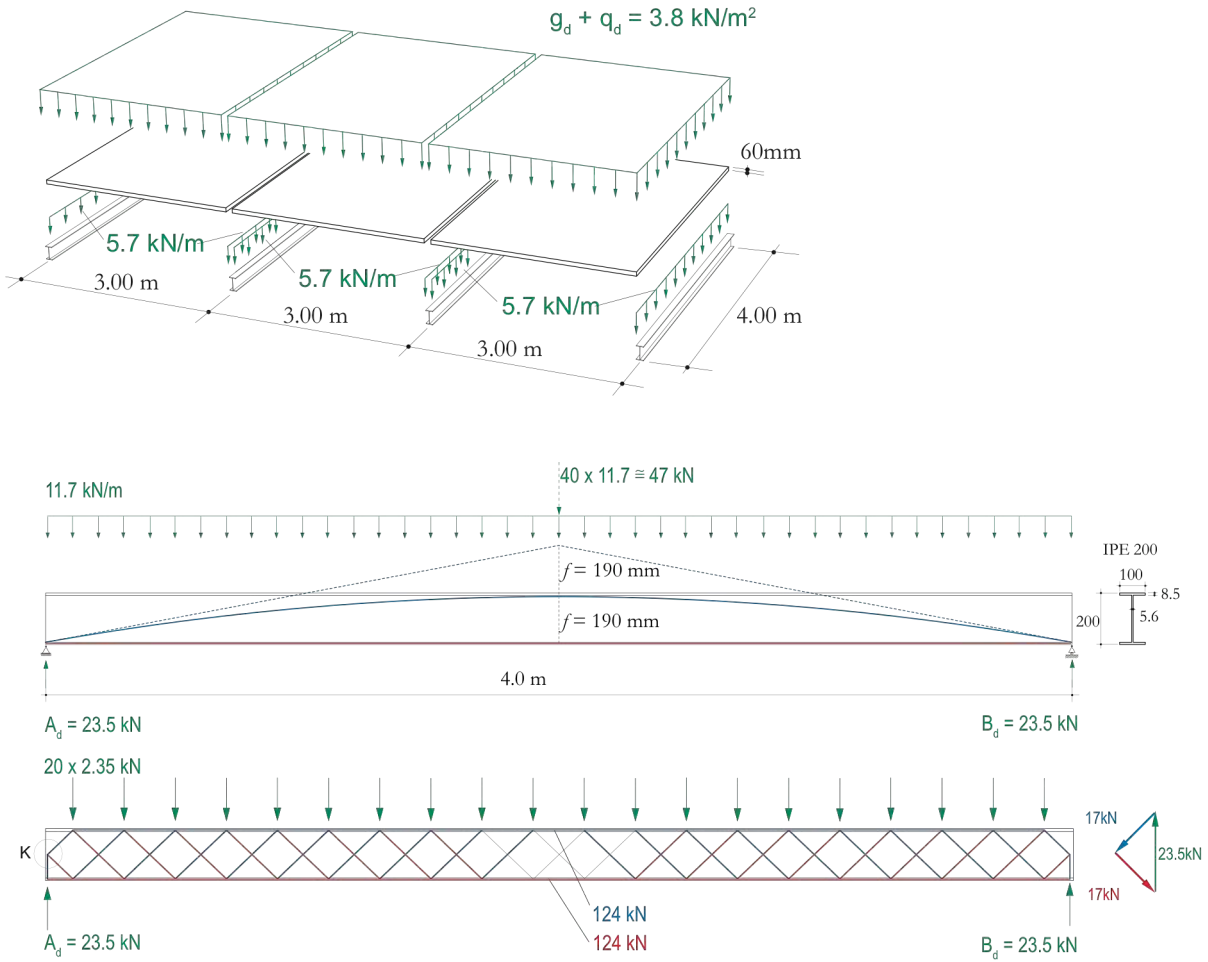


Bild 7: Beanspruchung der Stahlträger und deren inneren Kräfte

Der Stahlträger ist somit betreffend Tragsicherheit nur zu ca. zu zwei Dritteln ausgenutzt. Bezüglich der Tragsicherheit sind die Träger damit überdimensioniert. Bei Stahlbauten ist allerdings das Verhältnis von Eigenlast zu Nutzlast deutlich geringer als bei Stahlbetonbauten. Grundsätzlich reagiert das Tragwerk in seinem Verhalten daher direkter auf die Nutzlasten, etwa durch unangenehme Schwingungen oder zu grosse Durchbiegungen. Bei voller Ausnutzung der Tragsicherheit können so häufig Probleme mit der Gebrauchstauglichkeit auftreten. Durch die grosszügige Dimensionierung der Stahlträger werden Schwingungen bzw. Durchbiegungen reduziert und hierdurch die Gebrauchstauglichkeit gewährleistet.

Das Verhalten unter Gebrauchslasten kann einfach mit den Überlegungen gemäss Kapitel 14 des 1. Jahreskurses abgeschätzt werden. Im Gebrauchszustand betragen die Lasten

$q_d / \gamma_q \approx 11.7 / 1.5 \approx 8$ kN/m

Die Biegesteifigkeit B des Stahlprofils IPE 200 beträgt

$B = (E \cdot b \cdot t_f \cdot h^2) / 2 = 3.6 \cdot 10^{12}$ Nmm²

womit eine Durchbiegung von

$$w = 5 \cdot q \cdot \ell^4 / 384 \cdot B$$
$$= 5 \cdot 8.0 \cdot 4000^4 / 384 \cdot 3.6 \cdot 10^{12} = 7.5\text{mm}$$

resultiert. Die Verformung des Trägers beträgt somit ca. 2‰ der Spannweite bzw. $\ell/533$. Dieser Wert ist deutlich geringer als der Grenzwert der Gebrauchstauglichkeit $\ell/300$. Es ist somit ein ausgezeichnetes Verhalten der Decken im Gebrauchszustand zu erwarten. Es ist allerdings zu bemerken, dass die gesamte Deckendurchbiegung im Zentrum des Deckenfeldes grösser ist, weil die Durchbiegung des Holzpaneels noch addiert werden muss.

Im Weiteren wird das Schubtragverhalten des Stahlträgers überprüft, d.h. der Tragwiderstand der Diagonalen im Steg. Im Bild 9 ist der Auflagerbereich mit den maximal bean-

Bild 8 Das Deckentragwerk

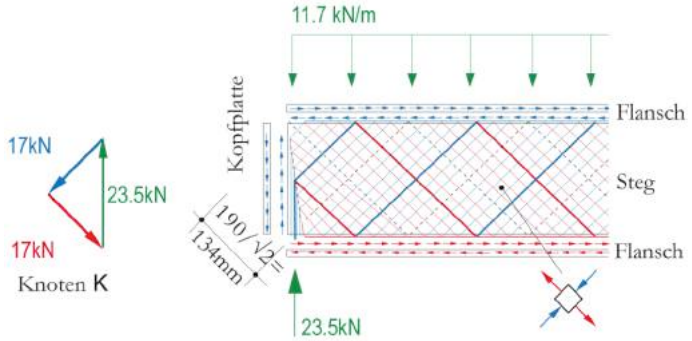


Bild 9: Die Diagonalen im Steg im Auflagerbereich

spruchten Diagonalen detailliert dargestellt. Aus dem Kräfteplan des Knotens K ist ersichtlich, dass die maximalen Diagonalenkräfte 17 kN betragen. Die Druck- und die Zugdiagonalen kreuzen sich jeweils, was auch im Spannungsfeld zu zwei sich unter 90° kreuzenden geneigten ausgebreiteten Zug und Druckstreben führt. Gemäss Bild 9 beträgt die Breite dieser Streben $190/\sqrt{2} = 134$ mm, was bei einer Stegstärke des Profils IPE 200 von 5.6 mm zu einer Fläche von $134 \cdot 5.6 \approx 750$ mm² führt.

Im zweiachsigen Spannungszustand (σ_{1d}, σ_{2d}) des Steges betragen somit die Spannungen:

$\sigma_{1d} = 17'000 / 750 \approx 23$ N/mm² und $\sigma_{2d} \approx -23$ N/mm²

Diese Spannungen sind wesentlich kleiner als die zweiachsigen Fliessspannungen nach Tresca und betragen gemäss Bild 9.

$f_{yd} / 2 = 224 / 2 = 112$ N/mm²

Aus diesen Betrachtungen wird ersichtlich, dass bei Stahlträgern die Spannungen in den Diagonalen im Gegensatz zu denjenigen in den Gurten oft nicht massgebend werden.

In diesem Zusammenhang sei noch darauf hingewiesen, dass sich die Kräfte in den Gurtflanschen ähnlich ausbreiten wie im Kapitel I bereits für Stahlbetonträger dargestellt. Im Bild 10 sind die entsprechenden inneren Kräfte schematisch dargestellt. Es ist somit zulässig, wie im Nachweis nach Bild 7 bereits stillschweigend erfolgt, am Ort der maximalen Gurtbeanspruchung eine konstante Spannung über die gesamte Flanschbreite anzunehmen.

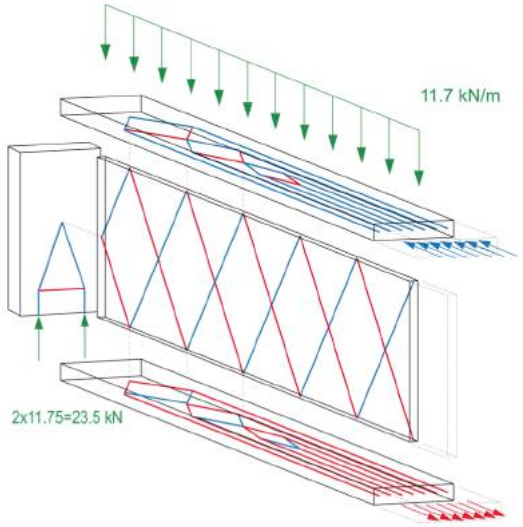


Bild 10: Kraftausbreitung in den Flanschen

II.3 Die Stützen

Aus den Bildern 6 und 14 ist ersichtlich, dass beim Zusammentreffen der Träger mit den Stützen Knoten ausgebildet sind, in welchen je nach Situation 2, 3 oder 4 Träger zusammenlaufen. Die maximale Stützenkraft wird gemäss Bild 11 bei den beiden Mittelstützen eingeleitet, und zwar in Bereichen, in welchen keine grösseren Deckenaussparungen vorhanden sind. Die Mittelstützen werden demzufolge pro Stockwerk mit einer über 3 x 4 m angreifenden Last von

$$Q_d = (3 \cdot 4) \cdot 3.8 + (3 + 4) \cdot 0.3 = 48\text{kN}$$

beansprucht. Die maximale Stützenbeanspruchung ist im untersten der vier Stockwerke vorhanden und beträgt

$$Q_{d,max} = 4 \cdot Q_d \approx 192\text{kN}.$$

Wie im Kapitel 15 des ersten Jahreskurses sowie im Kapitel I gezeigt, kann bei schlanken Stützen der Materialwiderstand nicht voll ausgenützt werden, weil die Stützen bereits unter geringeren Lasten ausknicken, d.h. instabil werden. Im Bild 12 ist die Traglast von Stützen in Abhängigkeit ihrer Schlankheit dargestellt.

Die Stützen des Hauses Sobek sind mit Quadrathohlprofilen mit Querschnitt 100 x 100 x 4 mm ausgeführt worden. Deren Querschnittsfläche A beträgt ca. 100mm · 4mm · 4 = 1600 mm². Dies führt bei einer Stützenlänge von ℓ=2.5m unter der konservativen Annahme beidseitiger gelenkiger Lagerung ($\ell_{cr}=\ell$, vgl. Bild 11) zu einer Schlankheit von

$$\ell_{cr} / \sqrt{A} = 2500\text{mm} / \sqrt{1600\text{mm}^2} = 62.5.$$

Aus dem Diagramm kann die Abminderung des Stützenwiderstandes infolge Instabilität herausgelesen werden. In der Tat kann die Stütze unter den vorliegenden Bedingungen ca. 85% ihres Fliesswiderstandes erreichen. Der Tragwiderstand der Stütze beträgt somit

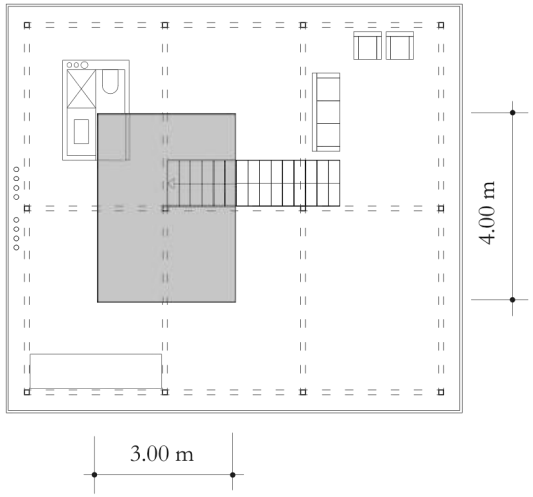


Bild 11: Belastung der Mittelstütze

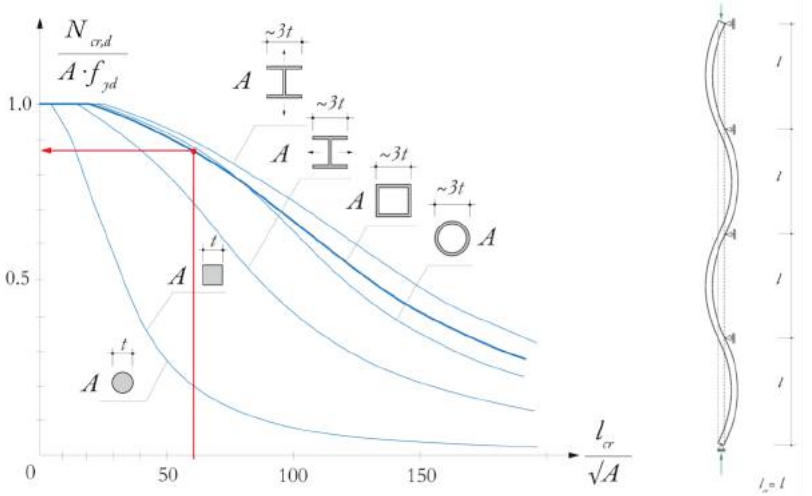


Bild 12: Knickkurven von Stahlstützen

$Q_{Rd} \approx 0.85 \cdot A \cdot f_{yd} = 0.85 \cdot 1600 \cdot 235 \,/\, 1.05 \cdot 10^{-3} = \; 304\text{kN}$

und liegt somit über 50% höher als die Beanspruchung $Q_{d,max} \approx 192$ kN.

Die Stützen sind somit nicht knickgefährdet. Aus dem Diagramm wird ersichtlich, dass bei der Wahl geeigneter Stützenquerschnitte (oberste drei Kurven im Knickdiagramm) bei einer Schlankheit von 100 mehr als 50% des Fliesswiderstandes der Stütze aufgenommen werden kann. In einem ersten Schritt kann somit im Tragwerksentwurf darauf geachtet werden, dass die Stützenschlankheit den Wert 100 nicht überschreitet, und anschliessend mit der Hälfte des Fliesswiderstandes der Stütze gerechnet werden sollte.

II.4 Die Schraubverbindungen

Die Deckenträger sind mit den Stützen verschraubt worden. Im Folgenden wird die Kraftübertragung in geschraubten Stahlbauverbindungen untersucht. Generell ist zu sagen, dass die Duktilität der Tragwerke wesentlich von der Ausführung der Verbindungen ihrer Tragelemente abhängt. Dies kann einfach am Beispiel eines auf Zug beanspruchten, verschraubten Stahlträgers gemäss Bild 13 gezeigt werden.

Wird der Zugwiderstand der Schraubverbindung grösser ausgelegt als derjenige des Querschnitts des Stahlträgers, so kommt der Stahlträger ins Fliessen, d.h. seine Last-Verformungskurve (1) entspricht qualitativ derjenigen des Spannungs-Dehnungsdiagrammes des Stahles. Das Versagen erfolgt durch Reissen des Stahlträgers.

Wird der Zugwiderstand der Schraubverbindung dagegen (leicht) kleiner ausgelegt als derjenige des Querschnitts des Stahlträgers, so fliessen beim Erreichen des Tragwiderstandes die Schrauben; die freie Länge der Schrauben ist jedoch um Grössenordnungen kleiner als diejenige des Trägers, und die Schrauben sind je nach Festigkeit spröder als der Baustahl S235 (vgl. Bild 16). Da das Versagen des Tragwerks in diesem

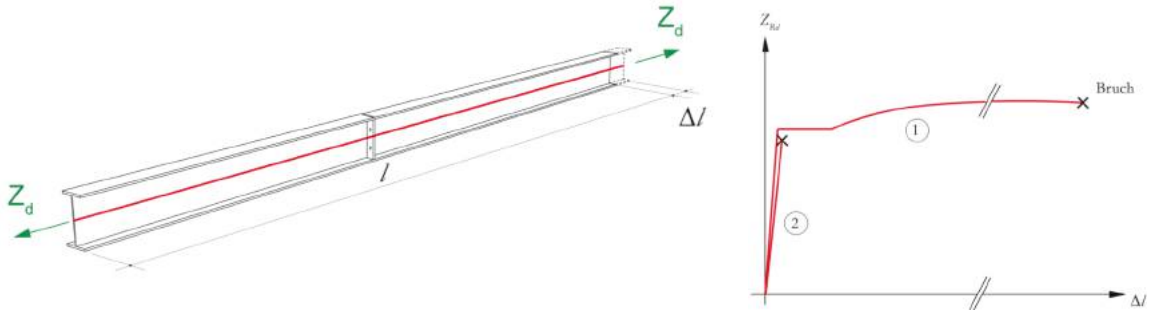


Bild 13: Verhalten eines geschraubten Stahlträgers

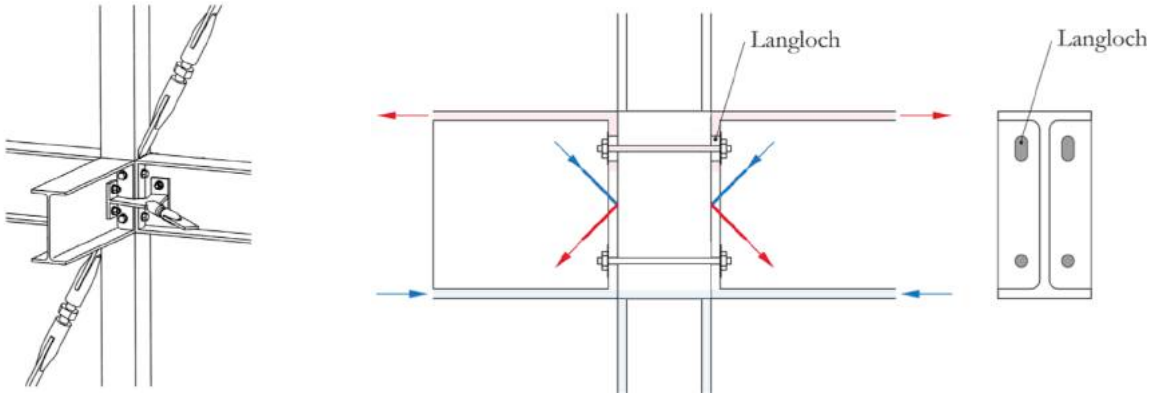


Bild 14: Schraubverbindung Träger-Stütze

Fall infolge Reissens der Schrauben erfolgt, erleiden lediglich die Schrauben eine Fliessdehnung. Die Last-Verformungskurve (2) des Trägers zeigt, dass in diesem Fall die Bruchverformung 50 bis 100 mal kleiner ist als diejenige des Trägers mit leicht überdimensionierten Schrauben. Daraus folgt, dass aus Duktilitätsgründen stets die Fliesskraft des Stahlprofils, und nicht die rechnerische Kraft im Profil, mit Verbindungsmitteln wie Schrauben oder Schweissnähten (vgl. Absatz 5) angeschlossen werden sollte.

Im Folgenden wird auf die Kraftübertragung der Schrauben des Hauses Sobek eingegangen. Der entsprechende Stoss ist im Bild 14 dargestellt. Die Träger sind mit Kopfplatten versehen, welche jeweils mit vier Schrauben mit den Stützen verbunden sind. Im Abschnitt 2 wurde vereinfachend angenommen, dass die Träger gelenkig gelagert sind. Wird das erläuterte Prinzip des duktilen Verhaltens eingehalten, so sind sowohl die oberen beiden als auch die unteren beiden Schrauben so zu bemessen, dass sie mindestens die Fliesskraft des Flansches des Profils IPE200 aufnehmen können. Unter der Voraussetzung, dass die Schrauben bei der Montage fest angezogen werden, wirkt der Träger dann bei den Mittelstützen wie ein Durchlaufträger, und nicht wie ein einfacher Balken. Betreffend Biegung führt dies beim Träger zu zusätzlichen Tragreserven, betreffend Schub (Diagonalenkräfte) jedoch nicht. Werden die Schrauben dagegen so ausgelegt, dass sie nur die Auflagerkräfte der Stahlträger an die Stützen weiterleiten können, so nähert sich infolge der weicheren Schrauben das Tragverhalten des Trägers demjenigen eines einfachen Balkens an.

Im Bild 14 ist die Kraftübertragung des Stosses für den Fall der Durchlaufwirkung dargestellt. Das Bild veranschaulicht aber auch, wie stark der natürliche Kraftfluss durch die Schraubverbindung gestört wird. Folgende Effekte sind ersichtlich: die Zugkraft des oberen Flansches wird über die Kopfplatten der Träger (Plattenbiegung) in die oberen beiden Schrauben eingeleitet, welche gemäss Bild 15a reine Zugbeanspruchungen erleiden. Zur Aufnahme von Montagetoleranzen einerseits aber auch zur Sicherstellung, dass die oberen Schrauben keine zusätzlichen Dübelkräfte erleiden, werden

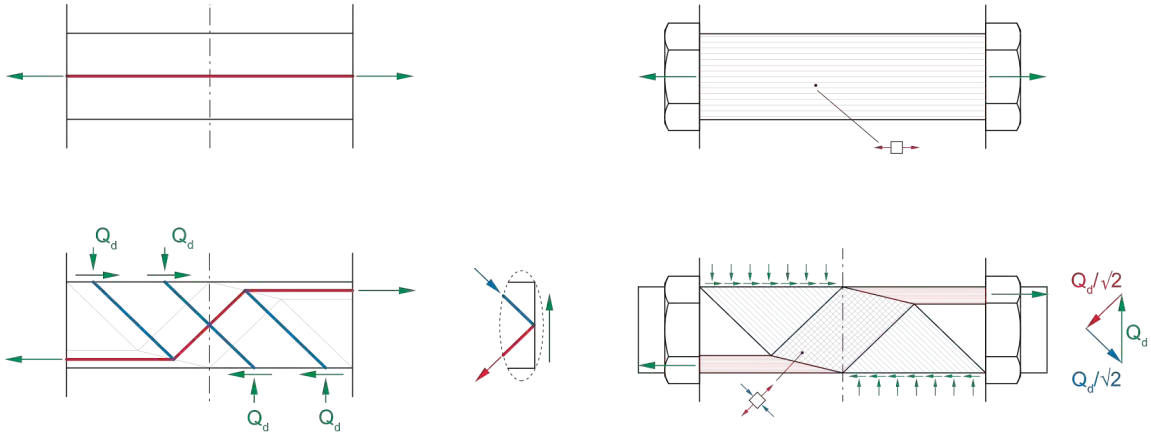


Bild 15: Innere Kräfte in den Schrauben

die oberen Löcher in den Kopfplatten (oder in den Stützen) mit Vorteil als Langlöcher ausgebildet. Die Schrauben können ausgehend von den Festigkeitswerten gemäss Bild 16 wie einfache Zugelemente bemessen werden, wobei 60% der Zugfestigkeit f_{td} , bzw. sogar 80% der Zugfestigkeit f_{td} bei Schrauben der Festigkeitsklasse 10.9, welche vorgespannt werden müssen, nicht überschritten werden dürfen.

Die Druckkraft im unteren Flansch kann direkt über Kontakt in die Stütze eingeleitet werden und ins Gleichgewicht mit der gegenüberliegenden Flanschkraft gebracht werden. Bei grossen Beanspruchungen und schwachen Stützenprofilen ist die Stütze im Bereich der horizontalen Drucklinie mit einer Platte, welche als Rippe bezeichnet wird, zu verstärken. So kann das Beulen der Stützenwandung ausgeschlossen werden.

Die Beanspruchung sowie die inneren Kräfte der unteren Schrauben sind im Bild 15b dargestellt. Da die Wirkungslinien der vertikalen Kräfte in den Verbindungsplatten nicht auf derselben Wirkungslinie liegen, sind aus Gleichgewichtsgründen horizontale Kräfte erforderlich. Diese können entweder als Reibungskräfte an den Krafteinleitungsflächen zwischen Schrauben und Kopfplatten des Trägers oder als Zugkräfte durch die Schraubenränder bis zu den Schraubenköpfen weitergeleitet und dort in die Kopfplatten des Trägers abgegeben werden. Entscheidend für den Tragwiderstand der Schrauben ist der mittlere Schraubenbereich, welcher ähnlich wie der Steg des Trägers (vgl. Bild 9) mit einem zweiachsigen, Spannungszustand mit 45° zur Schraubenachse geneigten Zug- und Druckspannungen beansprucht ist. Diese Tragwirkung wird bei den Verbindungsmitteln als Abscheren bezeichnet.

Die resultierenden Kräfte dieser geneigten Spannungen betragen gemäss Bild 15 ca. $Q_d/\sqrt{2}$. Sie können sich über eine Querschnittsfläche $(A/2)\cdot\sqrt{2} = A/\sqrt{2}$ ausbreiten, wobei A die Querschnittsfläche des Schraubenschaftes bezeichnet. Demzufolge betragen die beiden geneigten Hauptspannungen

$$-\sigma_{1d} = \sigma_{2d} = (Q_d / \sqrt{2}) / (A / \sqrt{2}) = Q_d / A$$

		Festigkeitsklasse			
		4.6	5.6	8.8	10.9
Fliessgrenze	f_{yd} [N/mm²]	192	240	512	720
Zugfestigkeit	f_{td} [N/mm²]	320	400	640	800
min. Bruchdehnung	ε_u [%]	22	20	12	9

Bild 16: Materialkennwerte von Schrauben

Damit die zweiachsige Fliessbedingung nach Tresca erfüllt ist, müssen die beiden Hauptspannungen σ_{1d} und σ_{2d} im Absolutbetrag kleiner als die Hälfte der Zugfestigkeit f_{td} des Schraubenmaterials sein.

Weiter ist darauf zu achten, dass die Fliessgrenze am Übergang Schraube-Kopfplatte im Trägermaterial nicht überschritten wird. Ist dies nicht der Fall, so besteht die Gefahr, dass die Anschlussbleche durch die Schrauben aufgeschlitzt werden. Das entsprechende Versagen wird als Lochleibung bezeichnet.

II.5 Die Schweissverbindungen

Einleitend ist zu sagen, dass die Festigkeit der modernen Schweissnähte stets grösser ist als diejenige des Materials der zu verbindenden Stahlteile aus konventionellem Baustahl, dem sogenannten Grundmaterial. Das bedeutet, dass sogenannte durchgeschweisste Schweissverbindungen, welche den gesamten Profilquerschnitt erfassen, nicht massgebend werden. Ausnahmen können allerdings bei ermüdungsbeanspruchten Verbindungen auftreten. Häufig lohnt sich ein volles Durchschweissen jedoch aus wirtschaftlichen Gründen nicht, weil die zu übertragende Kraft wesentlich kleiner ist als der Tragwiderstand des zu verbindenden Bauteiles. Gängige Schweissnahtarten sind im Bild 17 dargestellt. Es sei aber auch hier darauf hingewiesen, dass ein extrem sprödes Bruchverhalten resultiert, wenn die Schweissverbindung schwächer als die zu verbindenden Teile ist, erfolgt doch dann die plastische Verformung nur im Bereich der ohnehin spröderen Schweissnaht.

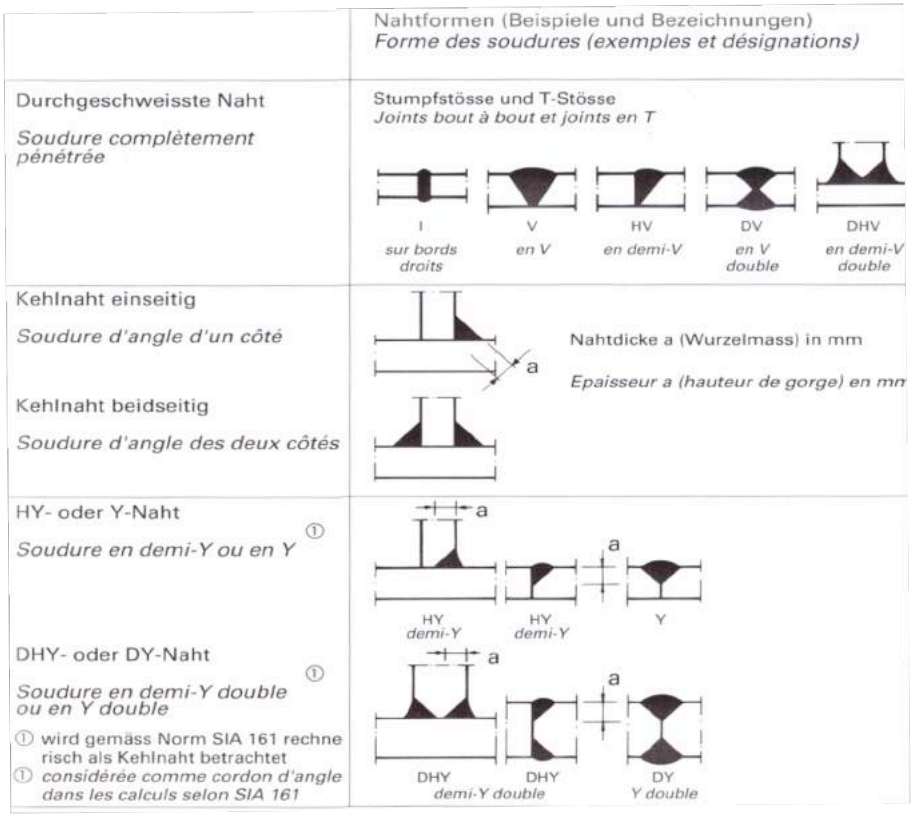


Bild 17: Schweissnahtarten

Grundsätzlich wird auch bei Schweissnähten, ähnlich wie bei den Schraubverbindungen, der natürliche Kräfteverlauf nicht unwesentlich gestört. Dies ist insbesondere beim Fügen von Standardprofilen mittels wirtschaftlicher Knotenausbildungen der Fall. Im Bild 21 ist der Kraftverlauf in den Schweissverbindungen der äusseren Stahlkonstruktion mit Hilfe von Spannungsfeldern dargestellt.

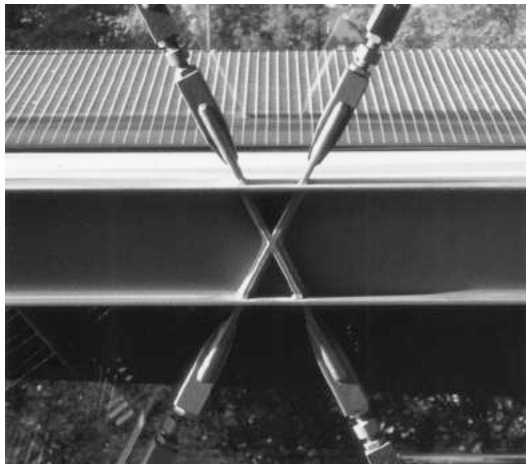


Bild 18: Schweissverbindung im Stahlträger

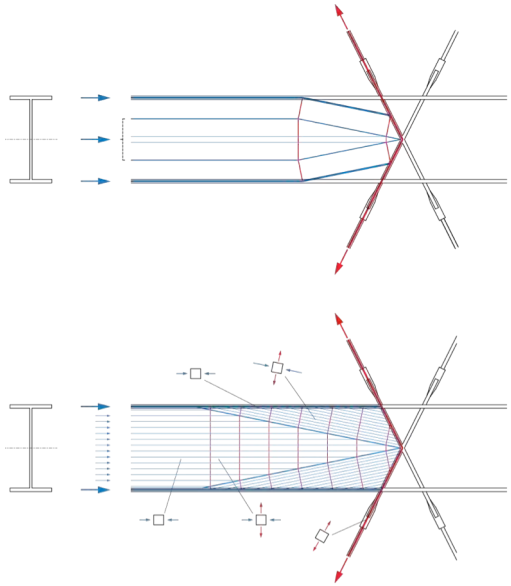


Bild 19: Spannungsfeld in Schweissnaht

II.6 Das Gebäude unter horizontalen Einwirkungen

Wie in den Abschnitten 2 und 3 bereits dargelegt wurde, müssen Bauwerke nicht nur den weiter oben behandelten vertikalen Lasten, sondern ebenfalls allfälligen horizontalen Einwirkungen standhalten. Dies sind insbesondere die Erdbeben- und die Windeinwirkungen. Bei Leichtbauwerken mit grosser Windangriffsfläche wie beispielsweise dem Haus Sobek sind nach den aktuellen Normen infolge der kleinen Massen häufig nicht die Erdbebeneinwirkungen, sondern die Windeinwirkungen massgebend.

Als Windeinwirkung wird vereinfachend 1.0 kN/m² angenommen. Exemplarisch wird hier nur die Beanspruchung in Gebäudequerrichtung untersucht. Bei einer Gebäudebreite von rund 9 m und einer Höhe von 10 m beträgt die resultierende auf die Fassade wirkende Windkraft:

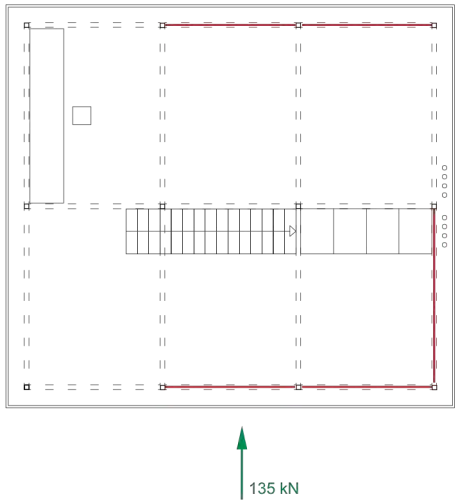
$W_d = 1.5 \cdot 1.0 \cdot 9.0 \cdot 10.0 = 135\text{kN}.$

Die Windbelastung kann vom Gebäude aufgenommen werden, da in drei Ebenen, welche sich nicht in einer Geraden schneiden, Verbände vorhanden sind. Die Beanspruchungen der drei Verbände sind im Bild 21 dargestellt.

Die Verbände sind als filigrane Zugelemente aus Flachstahl ausgebildet, welche infolge ihrere grossen Schlankheit keine Druckkräfte aufnehmen können. Die Tragwirkung des Verbandes in Gebäudequerrichtung ist im Bild 22a dargestellt. Die maximale Verbandkraft beträgt 216 kN, was einen Querschnitt von

$A = 216'000 / (235 / 1.05) = 965\text{mm}$

erforderlich macht. Das bedeutet, dass ein Querschnitt von 20 x 50 mm für die Verbände ausreichend ist (vgl. Bild 14).



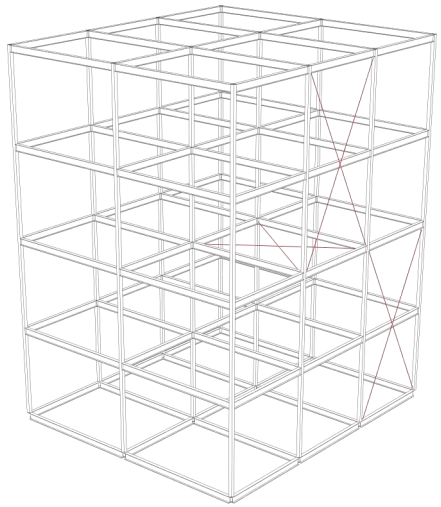


Bild 20 Windeinwirkung in Gebäudequerrichtung

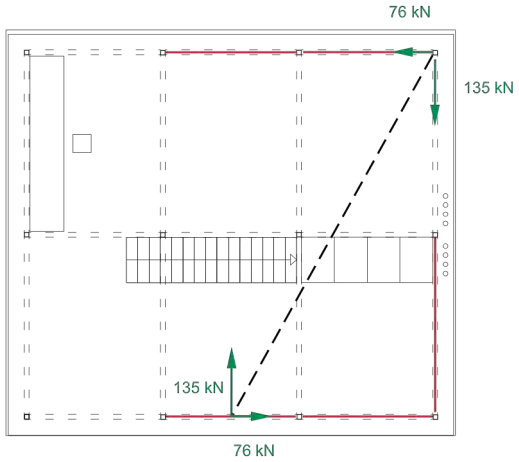


Bild 21: Beanspruchung der Verbände

Aus dem Bild 22 ist ersichtlich, dass die Aktivierung der Verbände stets mit einer Veränderung der inneren Kräfte in den Stützen und Riegeln verbunden ist. Da alle Stützen und Träger mit gleichen Querschnitten ausgelegt sind, diejenigen in den Fassadeneben aber generell kleinere innere Kräfte aufweisen, sind die erforderlichen Reserven in diesen Tragelementen vorhanden.

Durch Vorspannung gemäss Bild 22b kann die Steifigkeit der Verbände um den Faktor 2 erhöht werden, d.h. unter maximalen Windlasten werden einerseits die seitlichen Auslenkungen geringer, und zweitens werden die „auf Druck beanspruchten" Verbände nicht infolge Knickens seitlich ausgelenkt. Der Tragwiderstand wird jedoch durch die Vorspannung nicht vergrössert: beim Erreichen der maximalen Windkraft weisen die beiden unteren Diagonalen die gleichen Kräfte auf wie im Fall ohne Vorspannung. Im Bild 14 sind die Spannschlösser zur Aufbringung der Vorspannkräfte beim Haus Sobek schön ersichtlich.

Die beiden Verbände in Gebäudelängsrichtung erleiden geringere innere Kräfte. Bei Windlasten in Gebäudequerrichtung sind die Kräfte in diesen Verbänden gemäss Bild 21 wesentlich kleiner, und bei Windlasten in Gebäudelängsrichtung wird die Beanspruchung auf die beiden Verbandebenen in den Längsfassaden verteilt.

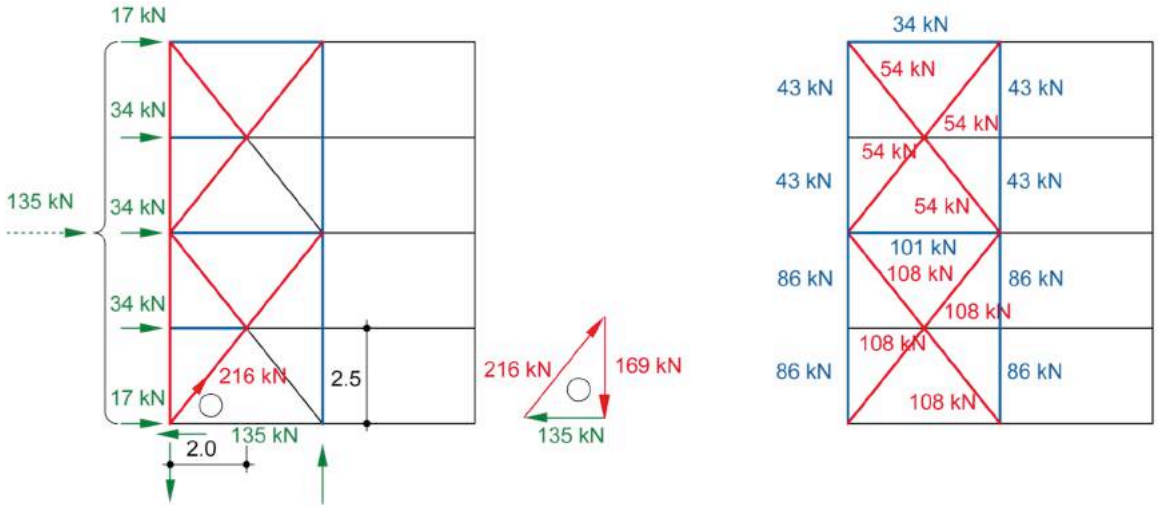


Bild 22: Innere Kräfte im Querverband unter Windlasten in Gebäudequerrichtung

Literatur:
03/04 steeldoc, Baudokumentation des Stahlbau Zentrums Schweiz, S. 8 - 13

III Konstruieren in Holz

III.1 Entwurfskonzept Wohnüberbauung Ziegelwies, Altendorf, Sumi Burkhalter Architekten

Direkt am Ufer des Zürichsees liegt die Wohnüberbauung Ziegelwies. Zwei grosse und ein kleines Einfamilienhaus, ein vertikal unterteiltes Doppelhaus und ein Dreifamilienhaus mit jeweils einer Etagen- und zwei Maisonette-Wohnungen sind mit grosser Nähe, jedoch respektvoll im länglichen, tiefen Grundstück angeordnet. So entstanden einerseits Wohneinheiten für die vier Besitzerinnen des Grundstückes, andererseits verkäufliche Einheiten für ein weiteres Zielpublikum.

Neben der schönen Aussicht auf den See bietet die Gemeinde Altendorf auch einen tiefen Steuerfuss. Die baulichen Folgen der daraus entstandenen Entwicklung vom Dorf zur Agglomerationsgemeinde haben die Landschaft hart in Mitleidenschaft gezogen. Die sensible Eingliederung in diese Umgebung und der Wunsch, auch den in der dritten Reihe stehenden Einheiten eine schöne Aussicht zu bieten, stellten eine grosse Herausforderung dar. Zwischen den fünf Häusern unterschiedlichster Höhe, deren Grundriss jeweils auf einem Quadrat von zwölf Metern Seitenlänge basiert, eröffnen sich heute immer wieder unerwartete Durchblicke auf den See. Trotz ihrer zum Teil beachtlichen Grösse wirken die Bauten nicht wuchtig. Im Gegenteil, die grün gestrichenen Holzfassaden mit den raumhohen, in rötlichen Rahmen gefassten Fenstern und die rund um die Häuser verlaufenden, holzbeplankten Terrassen lassen eher an zierliche Boots- oder Strandhäuser denken. Erschlossen sind die Häuser mit chaussierten, von Hecken gefassten Einbuchtungen. Die Carports liegen direkt an den beiden Stichstrassen.
Trotz verschiedener Wohnnutzungen unterscheiden sich die Häuser äusserlich und in ihrer Konstruktion nur wenig. Die Architekten haben die Flexibilität der Holzrahmenbauweise und der Balkenlagen in konstruktiver und gestalterischer

Bild 1: Wohnüberbauung Ziegelwies, Altendorf, 2003, Arch. Marianne Burkhalter und Christian Sumi

Weise zu nutzen gewusst und die gewünschte funktionale Vielfalt mit einem übergreifenden, anpassungsfähigen Gestaltungskonzept vereinbart.

III.2 Die Decken

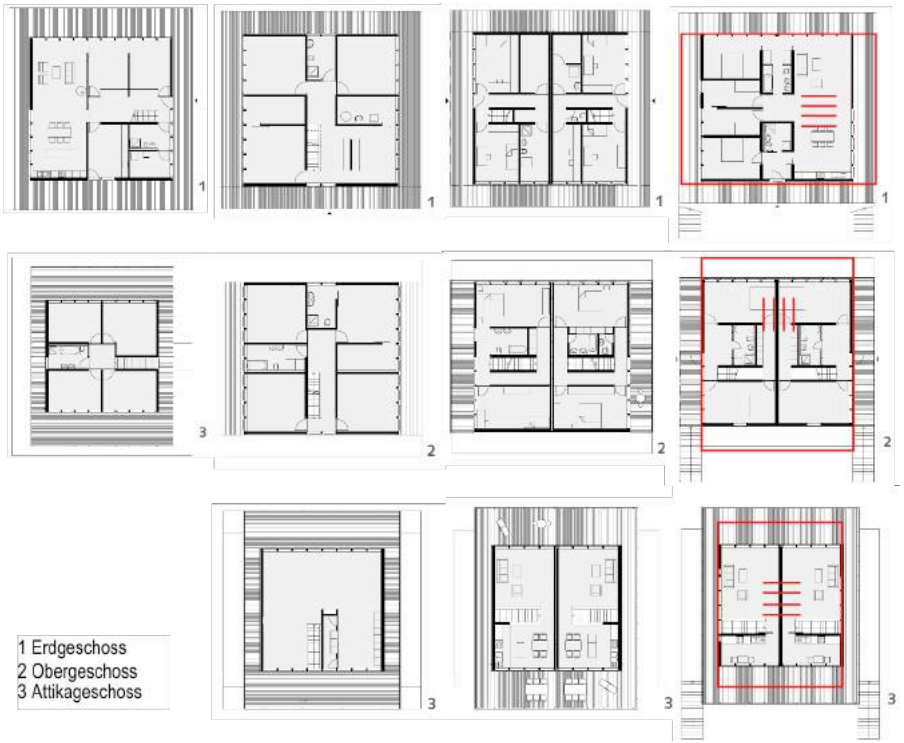
Die 5 Häuser wurden als standardisierter Holzbau realisiert. Die Balkenlagen der Decken sind jeweils geschossweise um 90 Grad gedreht. Dabei entlasten die Balkonauskragungen die Balkentragwerke der Decken im Gebäudeinneren. Im Bild 2 sind die Grundrisse der einzelnen Häuser dargestellt.

Im Folgenden wird das Dreifamilienhaus genauer untersucht (Bild 2d). Im Erdgeschoss befindet sich eine Wohnung mit einer Grundrissfläche von 12 x 12 = 144 m², im ersten Obergeschoss sowie im Attikageschoss spaltet sich der Grundriss symmetrisch in Gebäudelängsrichtung auf, so dass zwei Maisonettewohnungen entstehen. Im Bild 3 ist die Typologie des Hauses klar zu erkennen. Die beiden Maisonettewohnungen werden seitlich mit Hilfe von leichten Treppen über auskragende Balkonplatten erschlossen.

Die Wohnungs-Deckenplatten sind als Rippen- bzw. Hohlkastendecken ausgebildet. Wie im Bild 4 ersichtlich ist, besteht die Tragkonstruktion der Decke aus einer unteren 27 mm starken Dreischichtplatte, aus stehenden Kanthölzern (Rippen) mit einer Höhe von 240 mm und einer Stärke von 60 mm, welche in einem Anstand von ca. 600 mm (halber Fensterraster) angeordnet sind.

Die Lasten werden mit Hilfe des Unterlagsbodens bzw. der oberen Dreischichtplatten auf die Rippen übertragen, welche zusammen mit den oberen und unteren Dreischichtplatten als Doppel-T-Träger wirken und so die Lasten einachsig in Rippenlängsrichtung zu den Auflagerwänden abtragen.

Die Einwirkungen betragen auf dem Bemessungsniveau, unter Annahme eines spezifischen Gewichtes des Holzes von 4 kN/m³ und eines mittleren spezifischen Gewichtes des



a) Einfamilienhaus 1 b) Einfamilienhaus 2 c) Zweifamilienhaus d) Dreifamilienhaus

Bild 2: Grundrisse der verschiedenen Einheiten

Bild 3: Ansicht Dreifamilienhaus

Bodenaufbaus (Unterlagsboden inkl. Belag und Trittschalldämmung) von 22 kN/m³:

Eigenlasten Bodenaufbau:
$g_{d,1} = 1.35 \cdot 0.10 \cdot 22.0 \approx 3.0$ kN/m²
Eigenlasten 2 Dreischichtplatten:
$g_{d,2} = 1.35 \cdot 0.054 \cdot 4.0 \approx 0.3$ kN/m²
Eigenlasten Rippen (a = 0.6 m)
$g_{d,3} = 1.35 \cdot 0.060 \cdot 0.24 \cdot (1 / 0.6) \cdot 4.0 \approx 0.1$ kN/m²
Nutzlasten:
$q_d = 1.5 \cdot 2.0 \approx 3.0$ kN/m²

Totale Last:
$q_{d,tot} \approx 6.4$ kN/m²

Die vergleichsweise kleinen Eigenlasten des zwischen den Rippen angeordneten Dämmmaterials wurden vernachlässigt, und weiter wurden vereinfachend für die Innendecke und für die Balkonplatte die gleichen Lasten angenommen.

Im Folgenden werden die Rippenträger untersucht. Das System Doppel-T-Träger (Rippen + Dreischichtplatten) weist eine Gesamtstärke von 240 + 2 · 27 = 294 mm auf, was bei 4.8 m Spannweite einer Schlankheit von 4800/294 ≈ 16.5 entspricht. Dieser Wert liegt zwischen den in der Tabelle 14.1 des ersten Jahreskurses empfohlenen Schlankheitswerten von 15 und 20, so dass ein vernünftiges Verhalten der Decke erwartet werden kann.

Im Bild 5 sind die inneren Kräfte des Deckensystems dargestellt. Betrachtet wird der Einfachheit halber ein Deckenstreifen von 0.6 m. Die Belastung des Deckenelementes beträgt somit auf Bemessungsniveau 0.6 · 6.4 ≈ 3.8 kN/m.

Aus dem Kräfteplan ist ersichtlich, dass die maximalen Druck- und Zugkräfte in den Flanschen 29 kN betragen.
Das System weist eine Flanschfläche von 600 · 27 = 16‘200 mm² auf. Es resultieren somit in den Flanschen in Feldmitte maximale Spannungen von 29‘000/16‘200 ≈ 2 N/mm²,

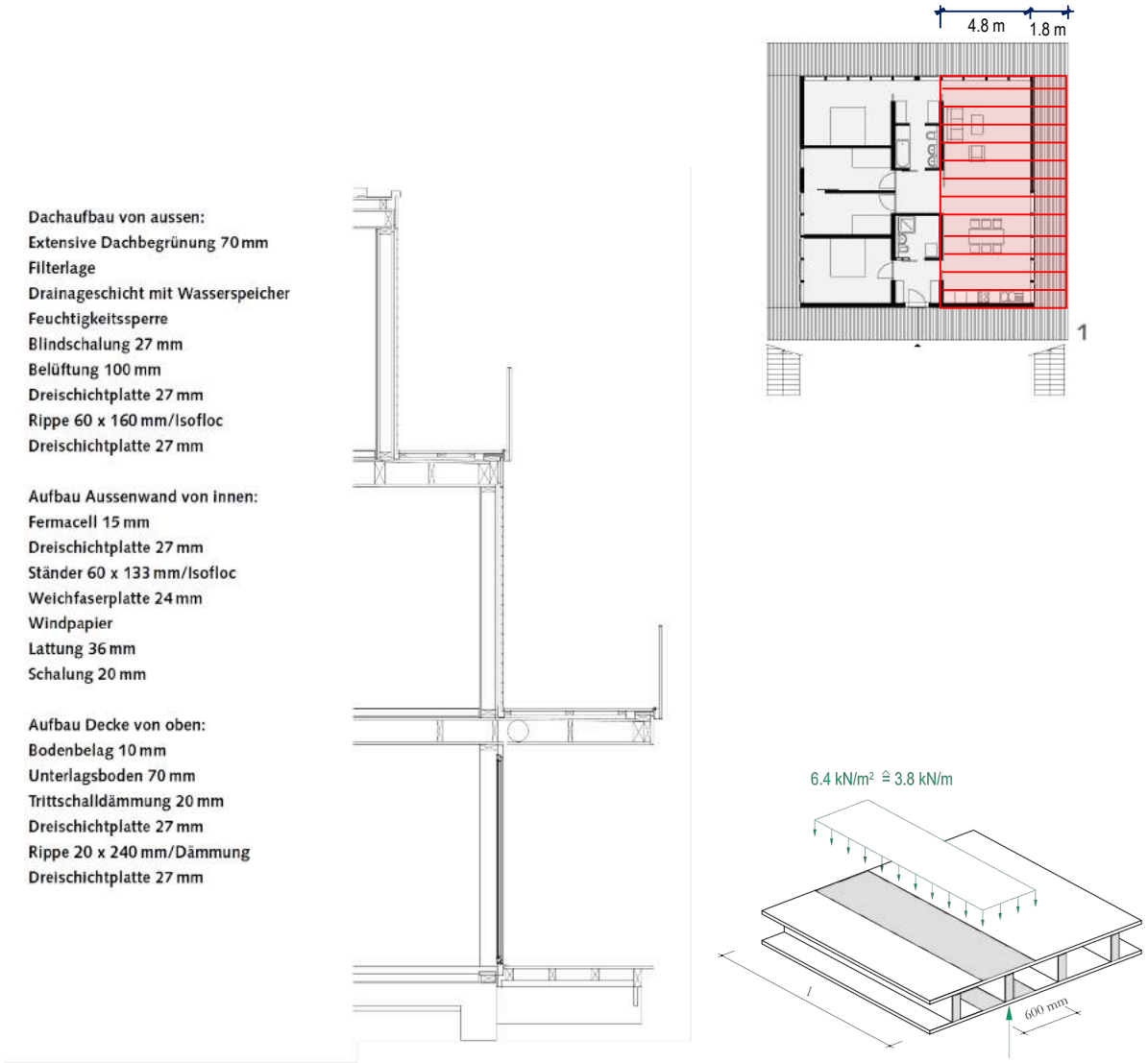


Bild 4: Schematischer Schnitt, Grundriss Decke über EG mit Beanspruchung der Rippendecke

welche kleiner sind als der Bemessungswert der Festigkeit des Holzes $f_{t,0,d}$ = 8 N/mm² (siehe Anhang. Annahme Vollholz, Festigkeitsklasse C24, keine Festigkeitsabminderung infolge Feuchtigkeit, Feuchtigkeitsklasse 1).

Der Doppel-T-Querschnitt ist somit betreffend Tragsicherheit nur zu ca. einem Viertel ausgenützt. Bezüglich der Tragsicherheit sind die Träger damit überdimensioniert. Bei Holzbauten ist allerdings das Verhältnis von Eigenlast zu Nutzlast deutlich geringer als bei Stahlbetonbauten. Grundsätzlich reagiert das Tragwerk in seinem Verhalten daher direkter auf die Nutzlasten, etwa durch unangenehme Schwingungen oder zu grosse Durchbiegungen. Bei voller Ausnutzung der Tragsicherheit können Probleme mit der Gebrauchstauglichkeit auftreten. Durch die grosszügige Dimensionierung der Deckenträger werden Schwingungen bzw. Durchbiegungen reduziert und hierdurch die Gebrauchstauglichkeit gewährleistet.

Das Verhalten unter Gebrauchslasten kann einfach mit den Überlegungen gemäss Kapitel 14 des 1. Jahreskurses abgeschätzt werden. Im Gebrauchszustand betragen die Lasten ca.

$q_d / \gamma_{mittel} \approx 3.8 / 1.4 \approx 2.7$ kN/m

Die Beigesteifigkeit B des Deckenprofils beträgt

$(E \cdot b \cdot t_f \cdot h^2)/2 = (11'000 \cdot 600 \cdot 27 \cdot 270^2)/2 = 6.5 \cdot 10^{12}$ Nmm²

womit unter der Annahme des Verhaltens eines einfachen Balkens eine Kurzzeit-Durchbiegung von

$$w = 5 \cdot q \cdot \ell^4 / 384 \cdot B$$
$$= 5 \cdot 2.7 \cdot 4800^4 / 384 \cdot 6.5 \cdot 10^{12} = 3 \text{ mm}$$

resultiert. Wegen des Kriechens ist die Langzeitverformung ca. 2 bis 3-mal grösser (siehe Anhang) und beträgt somit ca. 8 mm. Dies entspricht knapp 2‰ der Spannweite bzw. ℓ/600. Dieser Wert ist deutlich geringer als die Grenze der

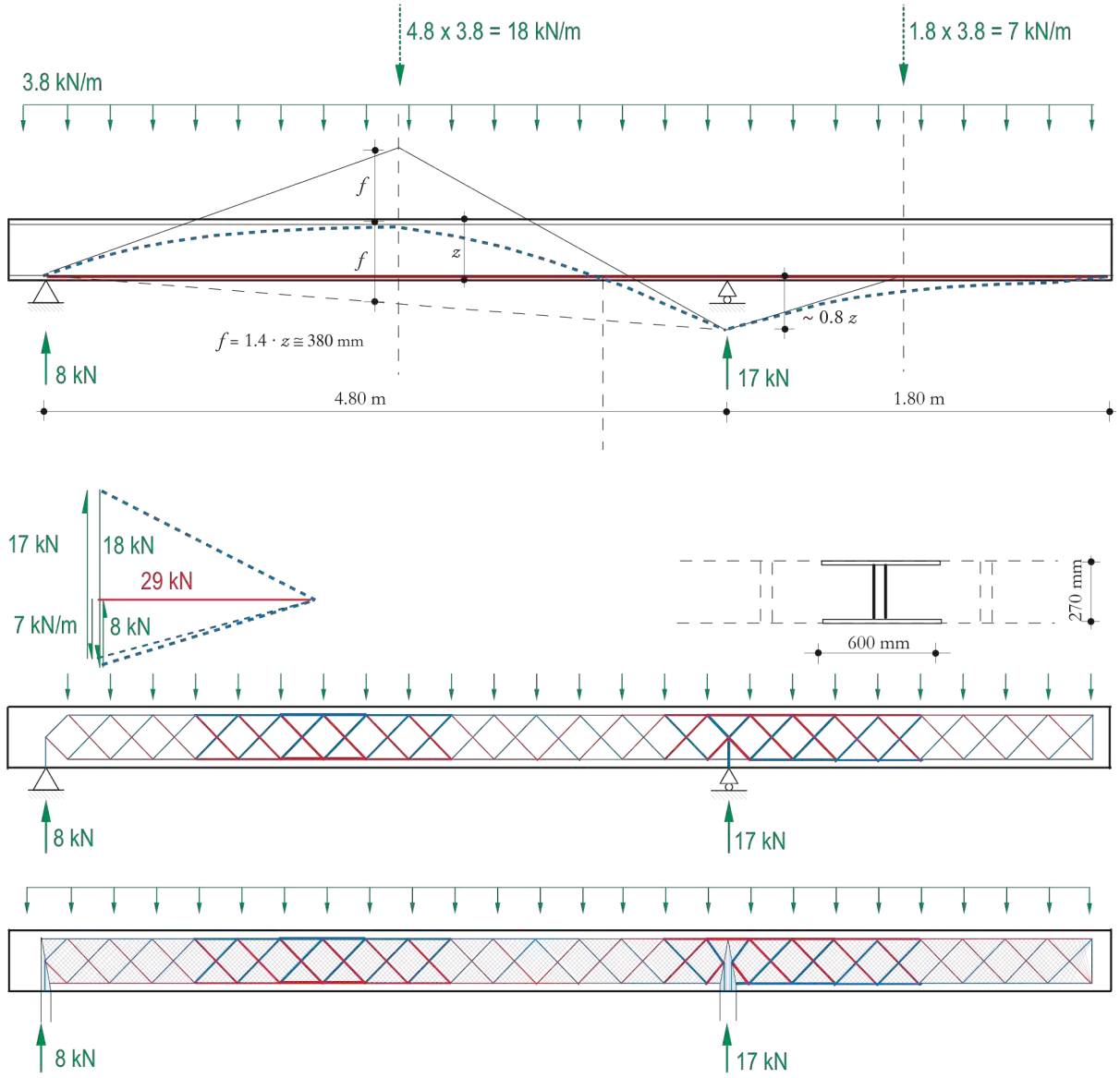


Bild 5: innere Kräfte in der Rippendecke

Gebrauchstauglichkeit ℓ/300. Es ist somit ein ausgezeichnetes Verhalten der Decken im Gebrauchszustand zu erwarten. Es ist allerdings zu bemerken, dass einerseits zur Berechnung der Langzeitverformung streng genommen nicht die gesamte Nutzlast zu berücksichtigen ist und dass die Deckendurchbiegung durch den günstigen Einfluss der Konsolwirkung der Balkonplatten weiter reduziert wird, andererseits aber ein vollständiger Verbund zwischen den Flanschen und dem Steg, d.h. den Dreischichtplatten und den Rippen vorausgesetzt wurde. Fehlt dieser, wie z. Bsp. beim Vernageln anstatt Verleimen des Systems, werden sowohl der Tragwiderstand als auch die Biegesteifigkeit reduziert. Als unterer Grenzwert könnte das Verhalten der Decke unter Vernachlässigung der Flansche, d.h. lediglich unter Berücksichtigung der Rippen untersucht werden. Dies würde dem Verhalten einer klassischen Balkendecke entsprechen.

Im Weiteren wird das Schubtragverhalten des Deckensystems überprüft, d.h. der Tragwiderstand der Diagonalen in den Rippen. Im Bild 7 ist der Auflagerbereich mit den maximal beanspruchten Diagonalen detailliert dargestellt. Massgebend ist der innenseitige Bereich über der Aussenwand.

Aus dem Kräfteplan des Knotens K_1 ist ersichtlich, dass die maximalen Diagonalenkräfte 7 kN betragen. Die Druck- und die Zugdiagonalen kreuzen sich jeweils, was auch im Spannungsfeld zu zwei sich unter 90° kreuzenden geneigten ausgebreiteten Zug und Druckstreben führt. Gemäss Bild 7 beträgt die Breite dieser Streben $270/\sqrt{2} = 191$ mm, was bei einer Stärke der Rippe von 60 mm zu einer Fläche von $191 \cdot 60 \approx 11'500$ mm² führt. Im zweiachsigen Spannungszustand (σ_{1d}, σ_{2d}) des Steges betragen somit die Spannungen:

$\sigma_{1d} = 7'000 / 11'500 \approx 0.6$ N/mm² und $\sigma_{2d} \approx -0.6$ N/mm²

Diese Spannungen sind kleiner als die zweiachsigen Festigkeitsgrössen, welche gemäss Tabelle $f_{t,45,d} = f_{c,45,d} = 1.5$ N/mm² (siehe Anhang. Annahme Vollholz, Festigkeitsklasse C24, keine Festigkeitsabminderung infolge Feuchtigkeit, Feuchtig-keitsklasse 1) betragen. Die Rippe selbst weist somit

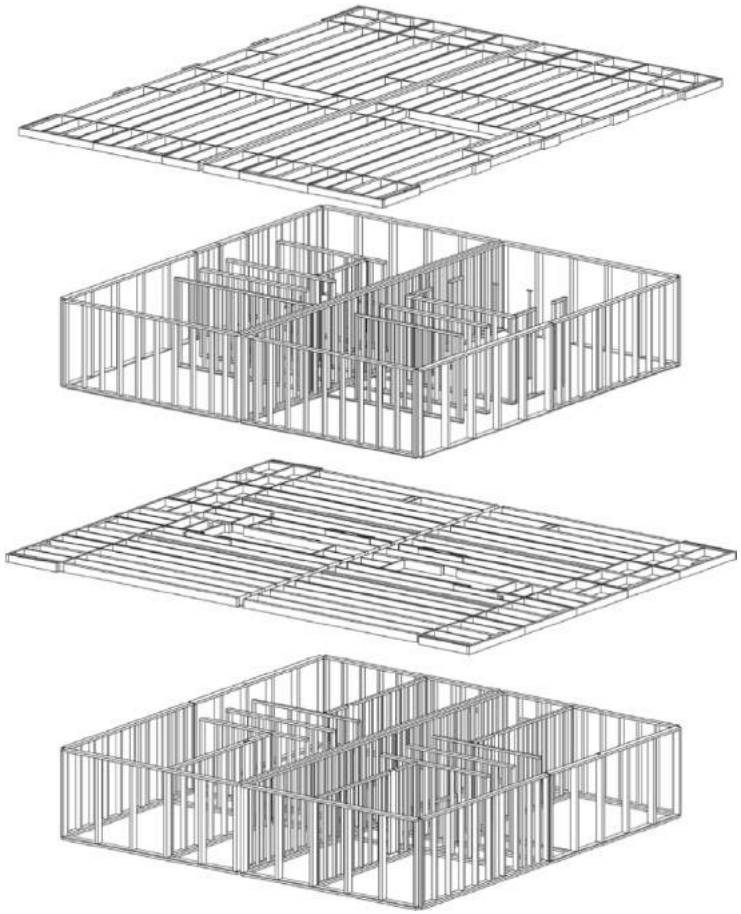


Bild 6: Decken mit auskragenden Balkonen

betreffend Aufnahme der Diagonalenkräfte gewisse Reserven auf.

Es ist allerdings zu bemerken, dass diese Diagonalenkräfte gemäss Bild 7 in die Dreischichtplatten eingeleitet werden müssen. Die maximal aufzunehmende Kraft im Knoten K_2 beträgt $\Delta Z_d \approx 9$ kN. Diese Kraft muss ähnlich wie bei den Schraub- bzw. Schweissverbindungen in einer Stahlkonstruktion auf einer Länge von 270 mm von der Rippe in die Dreischichtplatten eingeleitet werden, sowohl am oberen als auch am unteren Rand der Rippe.

In Analogie zur Schweissverbindung im Stahlbau kann die Verbindung im Holzbau durch Verleimung erfolgen. Die Qualität einer Leimverbindung ist vorwiegend abhängig von der Eignung des Leims, den Eigenschaften der zu fügenden Teile und der sachgemässen Durchführung des Verarbeitungsprozesses. Grundsätzlich kann die Verbindung selbst oder das Grundmaterial für den Bruch verantwortlich sein. Allgemeine Angaben zu den Festigkeiten von Leimverbindungen können nicht angegeben werden. Vielmehr ist auf die Richtlinien der Leimhersteller abzustützen, welche die Eignung der Leimverbindung in der Regel auf Grund von anerkannten Normprüfungen festlegen. Im Rahmen derartiger Prüfungen müssen u.a. die Festigkeitseigenschaften der Leimverbindungen in Abhängigkeit der verschiedenen Beanspruchungsarten sowie das Verhalten unter Feuchteänderungen, Schwinden und Quellen sowie Temperatureinwirkungen erfasst werden.

Alternativ kann die Verbindung zwischen Steg (Rippe) und Flansch (Dreischichtplatte) auch mittels Vernagelung oder Verschraubung erfolgen.
Der Kraftübertragungsmechanismus ist dann ähnlich wie bei den Schraubverbindungen im Stahlbau, welche auf Abscheren beansprucht werden (siehe Kapitel II.4). Es kann entweder ein Versagen des Nagels bzw. der Schraube oder aber Materialversagen des Holzes, d.h. Lochleibungsversagen massgebend werden. Dieses wird durch die Wahl ausreichender Holzstärken ausgeschlossen. Im Bild 8 sind

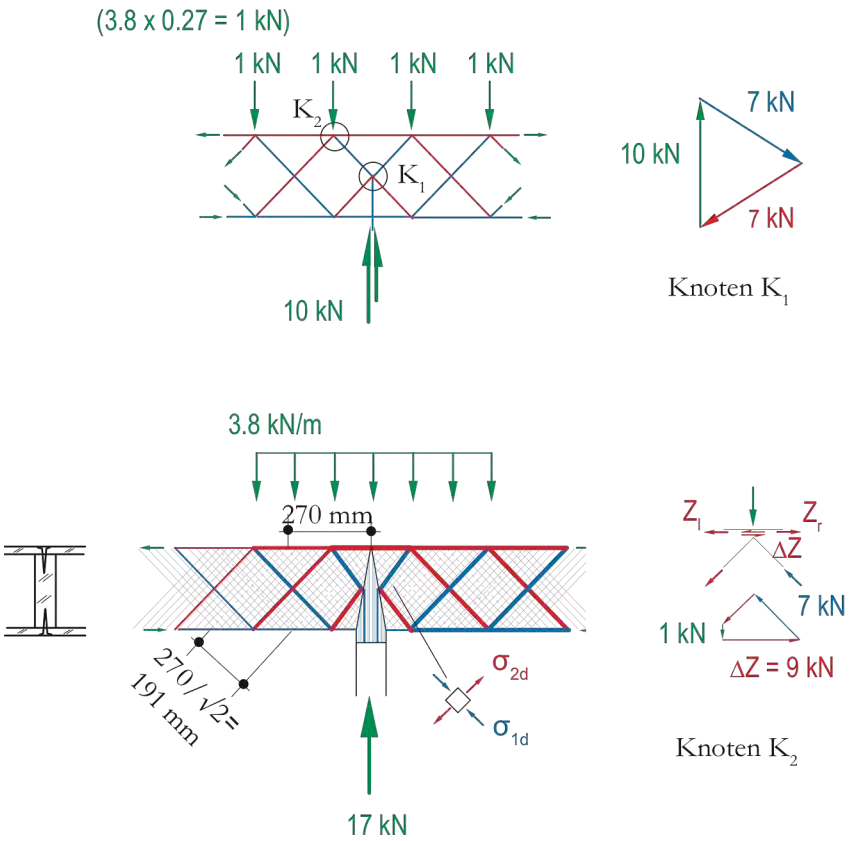


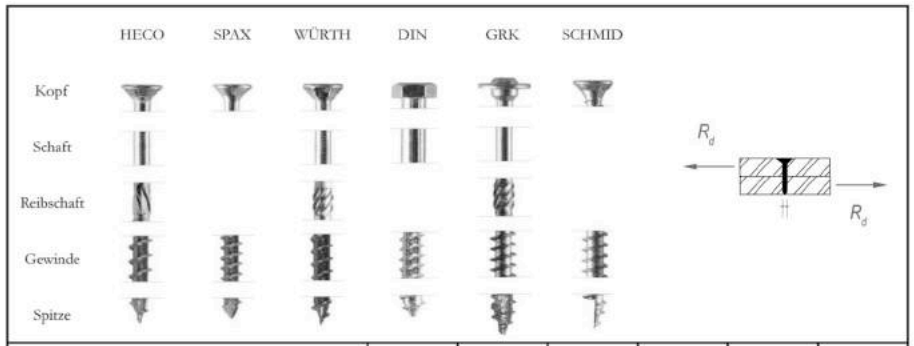
Bild 7: Die Diagonalen im Steg im Bereich des Zwischenauflagers

Näherungswerte des Abscherwiderstandes R_d von Nägeln und Schrauben angegeben.

Zur Einleitung der Kraft $\Delta Z_d \approx 9$ kN von der Rippe in den Steg sind somit 9.0/3.4 = 2.65 Schrauben mit einem Durchmesser von 8 mm über eine Länge von 270 mm erforderlich, was einem Schraubenabstand in Rippenlängsrichtung von 10 cm gleichkommt. Dieser Abstand kann gegen die Feldmitte infolge abnehmender Kraft ΔZ_d reduziert werden.

Bei einer Kombination verschiedener Verbindungsmittel, wie z. Bsp. Verleimung und Vernagelung, dürfen die Widerstände der beiden Verbindungsmittel nicht addiert werden, da diese unter stark unterschiedlichen Verformungen erreicht werden. Bis zum Erreichen des vollen Widerstandes einer Vernagelung ist z. Bsp. die vergleichsweise wesentlich sprödere Leimverbindung längst gebrochen. Die Vernagelung oder Verschraubung kann allerdings als Montagehilfe bis zur Aushärtung der Verleimung wertvolle Dienste leisten.

Es sei noch darauf hingewiesen, dass sich die Kräfte in den Brettschichtholzplatten ähnlich ausbreiten wie im Kapitel I für Stahlbetonträger (I - Bild 5) und im Kapitel II für Stahlträger (II - Bild 3) dargestellt. Im Bild 9 sind die entsprechenden inneren Kräfte schematisch dargestellt. Es ist somit zulässig, wie im Nachweis nach Bild 5 stillschweigend erfolgt, am Ort der maximalen Gurtbeanspruchung eine konstante Spannung über die gesamte Flanschbreite anzunehmen.



Durchmesser d [mm]	3	4	5	6	7	8
Tragwiderstand R_d [kN]	0.6	1.0	1.5	2.1	2.7	3.4

Bild 8: Tragwiderstand von Nägeln und Schrauben bei Beanspruchung senkrecht zur Schaftachse (Abscheren)

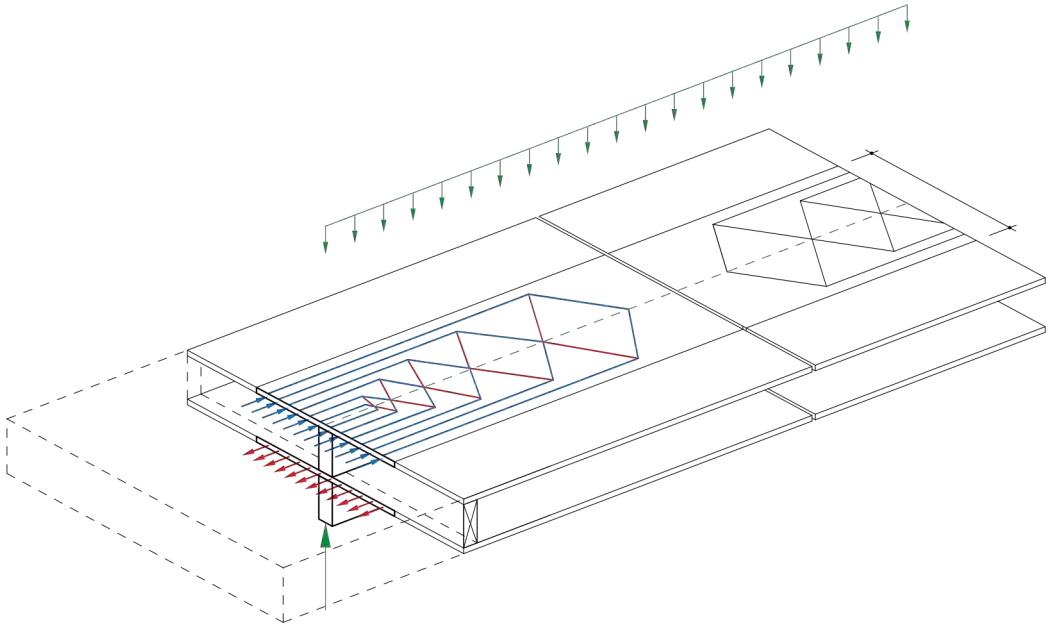


Bild 9: Kraftausbreitung in den Flanschen

III.3 Wände und Stützen

Die Häuser sind in standardisierter Holzbauweise erstellt worden. Sowohl die Decken als auch die Wände wurden zum grössten Teil vorfabriziert, was einen schnellen Baufortschritt bei hoher Qualitätssicherung ermöglichte. Im Bild 10 ist der Montagevorgang dargestellt.
Im Bild 11 ist der Aufbau der Wände gezeigt. Die in Ständerbauweise vorfabrizierten Elemente weisen Standardpfosten aus Kanthölzern 60 x 160 mm in einem Abstand von ca. 600 mm auf. Die Wände haben betreffend Tragwerk drei verschiedene Funktionen: Nebst der Abtragung der vertikalen Lasten sind sie für die Aufnahme der Windlasten und für die Aussteifung der Gebäude unter horizontalen Einwirkungen verantwortlich. Was die Abtragung der vertikalen Lasten betrifft, sind nicht die geschlossenen Wandelemente, sondern die offenen Wandelemente im Bereich der Fenster massgebend (Bild 12).

Bild 10: Montage der Holzbauteile

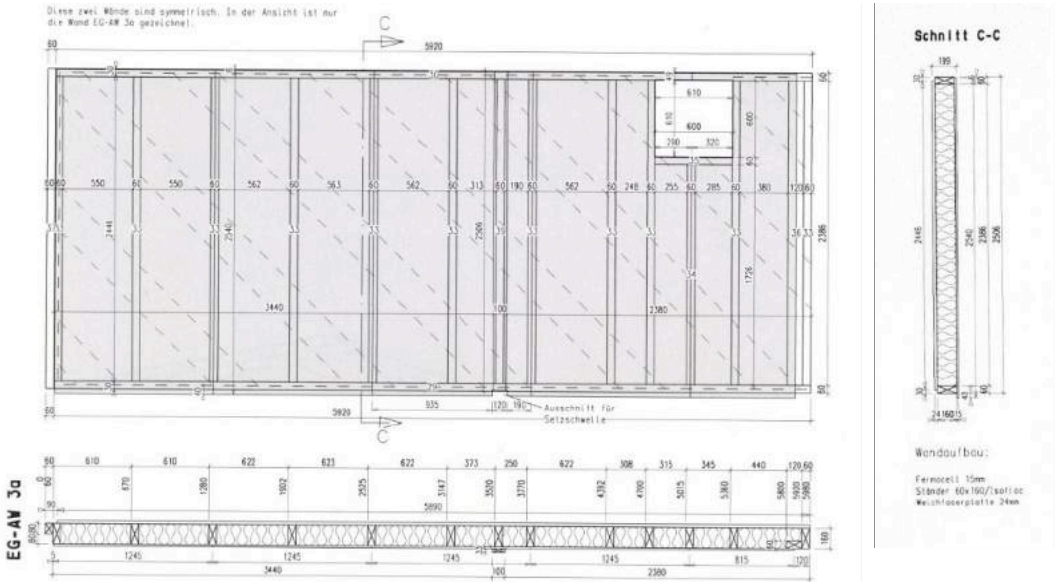


Bild 11: Aufbau der geschlossenen Wandelemente

Zur Erzielung der notwendigen Fensterbreite wurde der Abstand der Ständerelemente auf ca. 1200 mm vergrössert, so dass nur jede zweite Balkenrippe auf einer Stütze aufliegt. Die Auflagerkräfte der dazwischenliegenden Rippen werden mit Hilfe von quer zu den Rippen verlaufenden Kanthölzern (Auswechslung) auf die Stützen übertragen.

Pro Geschoss werden somit in denjenigen Bereichen, in denen Balkonplatten oberhalb der Stützen angeordnet sind, Kräfte $D_d \approx 2 \cdot 17 = 34$ kN in die Stützen eingeleitet. Unter der vereinfachenden Annahme, dass alle Decken gleich ausgebildet sind, resultieren Stützen Kräfte von $D_{d,max} \approx 3 \cdot 34 = 102$ kN. Diese Annahme ist in der Tat sehr konservativ, einerseits weil die Balkenlagen der Decken, und damit auch deren Lastabtragungsrichtung, geschossweise um 90 Grad gedreht sind, andererseits weil nicht auf allen Geschossen Balkone angeordnet sind.

Die schlanken Stützen müssen so bemessen werden, dass sie nicht infolge der Druckkräfte seitlich ausknicken können. Aus diesem Grund kann der Materialwiderstand nicht voll ausgenutzt werden. Bild 13 zeigt Knickdiagramme für Holz-Rechteckquerschnitte, die zur Bemessung von schlanken Stützen herangezogen werden können.

Die Stützen sind gemäss Bild 12 mit rechteckigen Kanthölzern mit Abmessungen 100 x 200 mm ausgeführt worden. Deren Querschnittsfläche A beträgt ca. $100 \cdot 200 = 20'000$ mm^2. Als Querschnittshöhe ist die kleinste Abmessung des Rechteckquerschnittes anzunehmen, weil diese der schwachen Knickrichtung der Stütze entspricht. Mit einer Querschnitthöhe h = 100 mm und einer kritischen Stützenlänge $\ell_{cr} \approx 2400$ mm resultiert eine Schlankheit von $\ell_{cr}/h = 24$.

Aus dem Diagramm kann die Abminderung des Stützenwiderstandes infolge Instabilität herausgelesen werden. In der Tat kann die Stütze unter den vorliegenden Bedingungen ca. 45% ihrer Materialfestigkeit erreichen. Der Tragwiderstand der Stütze beträgt somit

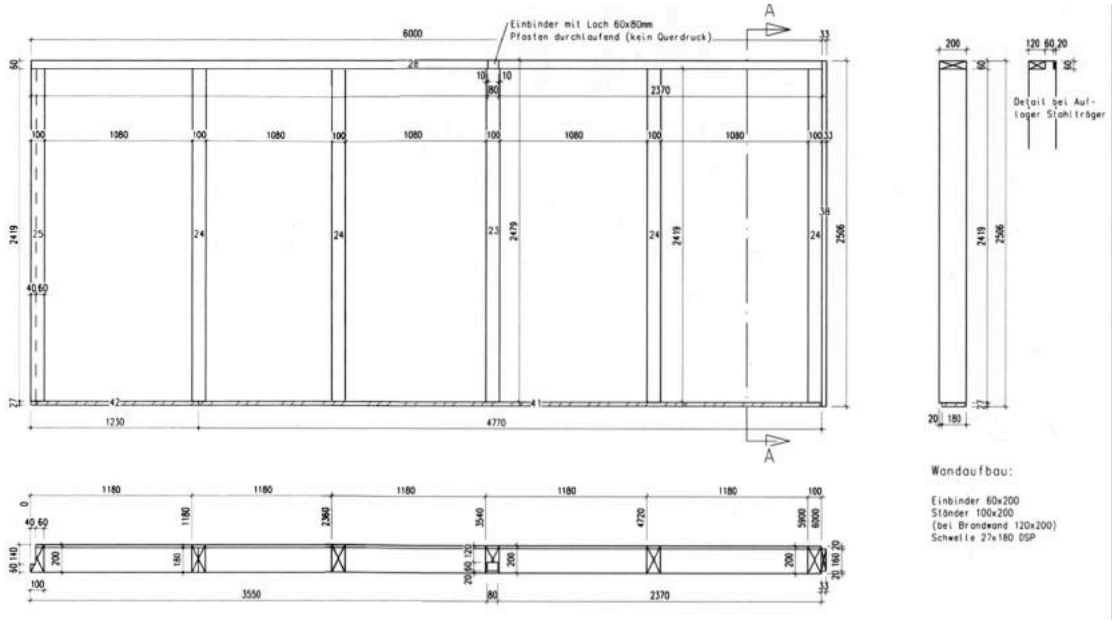


Bild 12: Aufbau der offenen Wände mit Stützen im Fensterbereich

$D_{Rd} \approx 0.45 \cdot A \cdot f_{c,0,d} = 0.45 \cdot 20'000 \cdot 12 \cdot 10^{-3} = 108$ kN

und liegt somit knapp höher als die Beanspruchung $D_{d,max} \approx 102$ kN (Annahme Vollholz, Festigkeitsklasse C24, keine Festigkeitsabminderung infolge Feuchtigkeit, Feuchtigkeitsklasse 1). Die Stützen sind somit nicht knickgefährdet.

III.4 Horizontale Einwirkungen

Im Folgenden wird das Verhalten des Gebäudes unter horizontalen Einwirkungen, d.h. Wind- oder Erdbeben, untersucht. Wie im Bild 14 nochmals dargestellt, weist das Gebäude einen unregelmässigen Aufbau auf. Die Wände liegen zum Teil nicht übereinander bzw. verlaufen nicht über die gesamte Gebäudehöhe.

Zur Aufnahme der vertikalen Lasten wurden bei diesen Unregelmässigkeiten die Kräfte mit versteckten Unterzügen, d.h. mit kräftigen Rippen innerhalb des Deckenaufbaus aufgenommen. Die Aufnahme der horizontalen Einwirkungen erfolgt dagegen am wirkungsvollsten durch Aktivierung der dreidimensionalen Tragwirkung. Im Bild 15 ist das Verhalten des Gebäudes unter einer Windeinwirkung in ‚Gebäudelängsrichtung' exemplarisch dargestellt.

In einem ersten Schritt werden die auf die Fassade wirkenden Windkräfte über die Fassaden- und Deckenelemente zu den steifen Wänden, welche in Richtung der Einwirkung angeordnet und nicht zu kurz sind, abgetragen. Diese übernehmen dann geschossweise die Kräfte und leiten sie konsolenartig zum Erdreich ab.

Die Tragwirkung der Längsscheibe entspricht im Attikageschoss tatsächlich derjenigen einer Konsole.
Im Bild 15 ist die Tragwirkung lediglich mittels eines globalen Fachwerkes im Sinne des Bogen-Seiltragwerkes dargestellt. Sie kann mit einem verfeinerten Fachwerk material- und

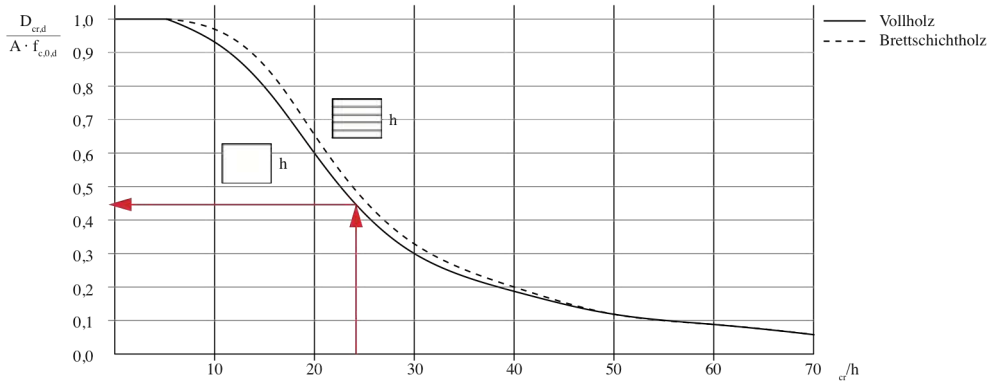


Bild 13: Knickkurven von Holzstützen

Bild 14: Aufbau des Dreifamilienhauses

konstruktionsgerecht dargestellt werden. Im Bild 16 sind ein entsprechendes Fachwerk sowie das zugehörige Spannungsfeld dargestellt. Die Tragwirkung ist verwandt mit derjenigen des Stahlbetons. An die Stelle der Bügel treten die Pfosten, welche als Ständerkanthölzer auf Druck beansprucht sind. Das geneigte Zugfeld bildet sich innerhalb der Beplankung aus, welche demzufolge bei den zur Aussteifung herangezogenen Wänden zweckmässigerweise aus einem zugfesten Holzwerkstoff, wie beispielsweise Sperrholz ausgebildet wird. Dabei ist darauf zu achten, dass die Zugkräfte mittels Verleimung oder Verschraubung sauber in die Kanthölzer eingeleitet werden können. Die Berechnung und Bemessung kann elegant mit der graphischen Statik durchgeführt werden.

Die Attikawand gibt ihre Auflagerkräfte an die darunterliegende Wand im Obergeschoss weiter, wobei darauf zu achten ist, dass die Attikawand kürzer ist als die OG-Wand. Die entsprechende Beeinflussung des Fachwerks ist im Bild 15 illustriert. Sowohl die Gurtkräfte (vertikale Auflagerkräfte) als auch die Diagonalenkräfte (horizontale Auflagerkräfte) können von der Attikawand direkt in die OG-Wand übertragen werden.

Die Verhältnisse liegen anders beim Übergang Obergeschoss-Erdgeschoss. Die OG-Wand liegt nicht auf einer achsengleichen Wand auf. Die beiden Wände im Erdgeschoss, auf welchen die OG-Wand aufliegt, verlaufen vielmehr im Grundriss rechtwinklig zu dieser, wobei die fensterseitige Wand sogar in eine Stütze übergeht. Daraus folgt, dass diese beiden Auflagerwände lediglich die Gurtkräfte der OG-Wand aufnehmen und in das betonierte Untergeschoss weiterleiten können. Die horizontalen Auflagerkräfte der OG-Wand müssen dagegen in die Decken eingeleitet und in diejenigen Wände abgeleitet werden, welche eine genügende Steifigkeit aufweisen.

Die entsprechende Tragwirkung ist im Bild 15 dargestellt. Die Decke über EG wird zusätzlich als Scheibe beansprucht. Die Kräfte der Druck- und Zugstreben können einfach mit der graphischen Statik ermittelt werden. Dort, wo grosse

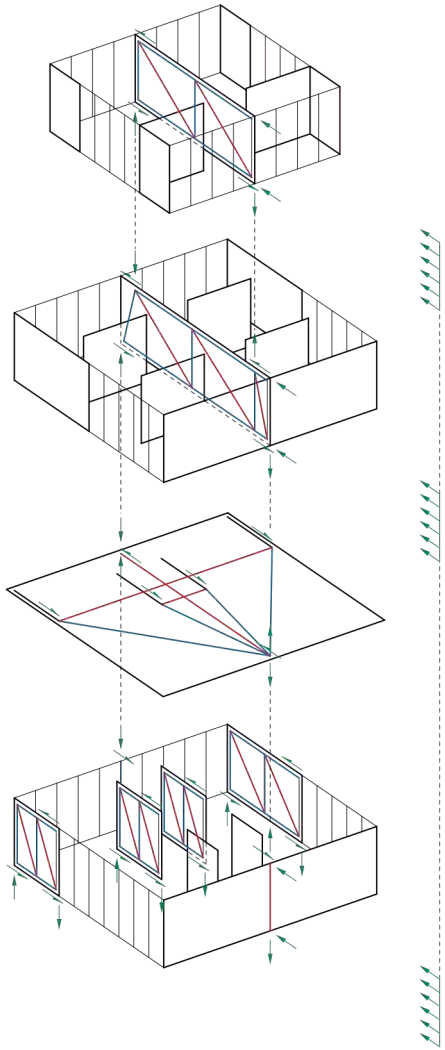


Bild 15: Verhalten des Gebäudes unter horizontalen Einwirkungen

Zugkräfte auftreten, d.h. bei den die vier Wände in Gebäudequerrichtung verbindenden Zugelementen, kann es notwendig werden, Stahlstangen in der Deckenebene einzubauen. Dies ermöglicht einerseits die Aufnahme grösserer Zugkräfte, vor allem aber eine wesentlich einfachere Krafteinleitung.

Dieses Beispiel zeigt exemplarisch, dass eine Wandscheibe, welche punktuell aufgelagert ist, zur Abtragung horizontaler Einwirkung herangezogen werden kann, unter der ersten Bedingung, dass die vertikalen Auflagerkräfte (Gurtkräfte) der Scheibe von den punktuellen Auflagern aufgenommen werden können, und unter der zweiten Bedingung, dass die horizontalen Auflagerkräfte (horizontale Komponenten der Diagonalenkräfte) über die Decken zu genügend steifen und widerstandsfähigen Wänden weitergeleitet werden können. Diese an und für sich elegante Tragwirkung kann unter Berücksichtigung der Wirtschaftlichkeit allerdings nur bei vergleichsweise kleinen Gebäuden angewendet werden.

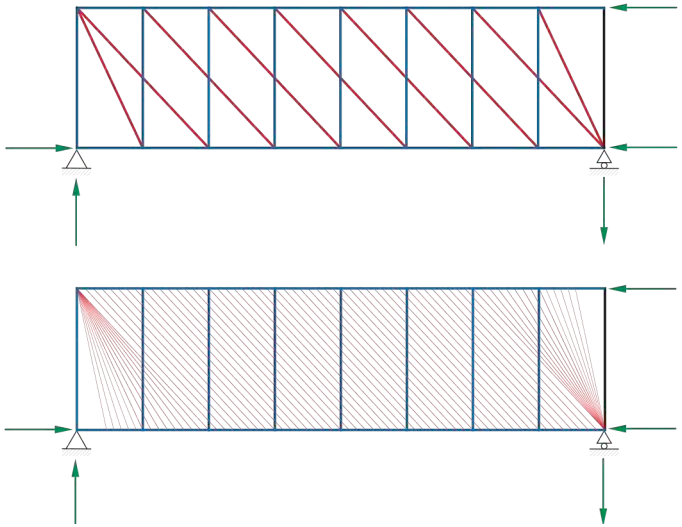


Bild 16: detaillierter Kraftverlauf in der Attikawand; Fachwerk und zugehöriges Spannungsfeld

Literatur:
Lignum Holzbulletin, 68 / 2003, Gemeinschaftliches Wohnen, Wohnüberbauung Ziegelwies, Altendorf, Schweiz

IV Konstruieren in Mauerwerk

IV.1 Entwurfskonzept des Turmes von Isny

Die Stadt Isny im Allgäu, ein heilklimatischer Kurort im württembergischen Allgäu in Baden-Württemberg, erteilte den Auftrag an den Architekten Peter Zumthor, ein neues Stadttor zu entwerfen. Die ehemalige freie Reichsstadt liegt an der Hauptroute der Oberschwäbischen Barockstrasse, und der in der zweiten Hälfte des 20. Jahrhunderts stark zunehmende Autoverkehr hatte die Verbreiterung der Strasse erforderlich gemacht. Im Rahmen derselben Ausbauarbeiten der Strasse fielen auch zwei Tore der mittelalterlichen Ringmauer dem Strassenverkehr zum Opfer. Als 2009 die neue Ortsumfahrungsstrasse eröffnet wurde, war der Anreiz gross, die Wunden in der Stadtmauer mittels neuer Bauwerke zu heilen.

Anknüpfend an die ausgeprägte altertümliche Turmlandschaft der Stadt Isny schlug Peter Zumthor vor, nicht etwa das alte Stadttor zu ersetzen, sondern in die klaffende Ringmauerlücke einen freistehenden Turm zu setzen (Bild 1). In Bezug auf Materialisierung sollte dieser Turm nicht etwa aus Natursteinmauerwerk errichtet werden, sondern aus einem neuartigen Verbandmauerwerk aus Vollglassteinen (Bild 2).

Bild 1: Modellfoto des Stadtbereiches mit dem projektierten Turm

Bild 2: Turm aus Glasbausteinen

Das neue Stadttor Isny sollte somit ein Alleinstellungsmerkmal werden, und mit seiner einzigartigen Architektur Besucher nach Isny bringen. Es sollte die Baukultur der Stadt fortzuschreiben und in Kombination mit den historischen Gebäuden zu einem modernen Wahrzeichen der Stadt Isny werden. So hätte eine Lücke in der Stadtmauer geschlossen und das Leitbild „Türme, Tore, Mauern, Stadtgraben“ gestärkt werden können. Leider wurde das Projekt in einer Volksabstimmung abgelehnt, so dass es nicht realisiert werden konnte.

Der Turm entwickelt sich mit drei hosenartigen Beinen über eine Höhe von 30 m. Die drei Hohlstützen laufen im oberen Bereich in einen runden Baukörper zusammen (Bilder 3 und 4). Die Stützen dienen der Erschliessung und nehmen Lift, Treppe und technische Installationsleitungen auf.

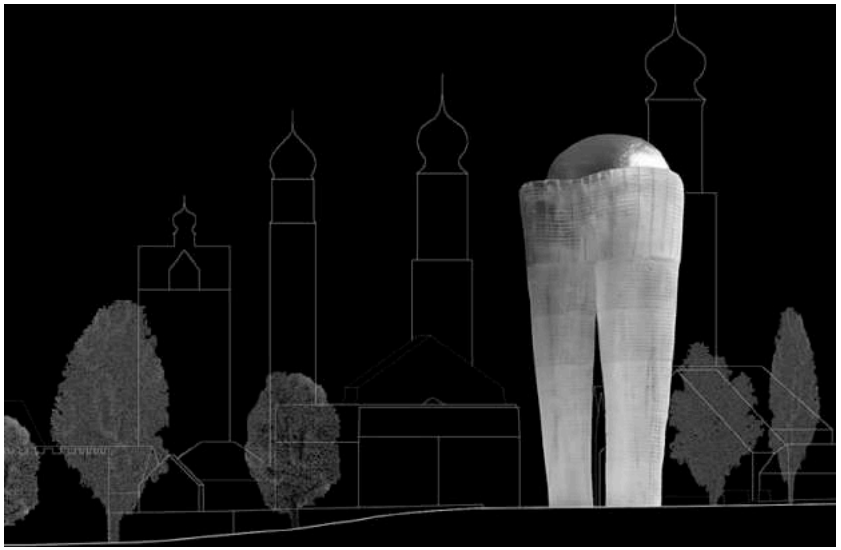


Bild 3: Modelldarstellung des Turmes

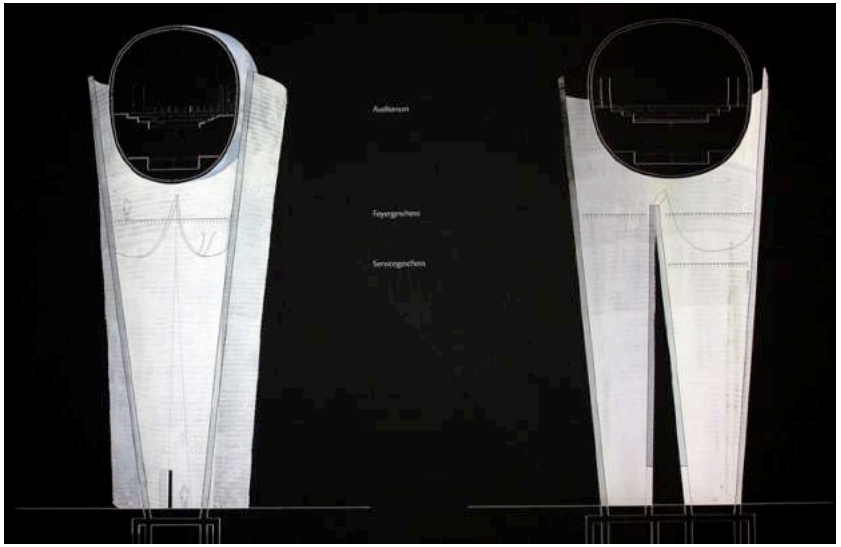


Bild 4: Schnitte durch den Glasturm

Der obere Abschluss bildet ein in Stahl oder in Holz auszubildender kugelförmiger Körper, der oberhalb des Foyers schwebt. In dieser Kugel war die Ausbildung eines kleinen Stadttheaters vorgesehen (Bild 5).

Die Konstruktion des Turmes ist schematisch im Modellaufbau (Bild 6) angedeutet: Die Kugel liegt mit radial verlaufenden konsolartigen Auslegern auf der der Mauerwerkskrone auf. Hier ist eine kräftige ringartige Verstärkung aus Stahlprofilen vorgesehen, die einerseits die Auflagerkräfte der Ausleger gleichmässig auf die Mauerkrone verteilt, und andererseits als Verankerung vertikaler Spannglieder dient, mit welchen der Turm zusätzlich in vertikaler Richtung überdrückt wird.

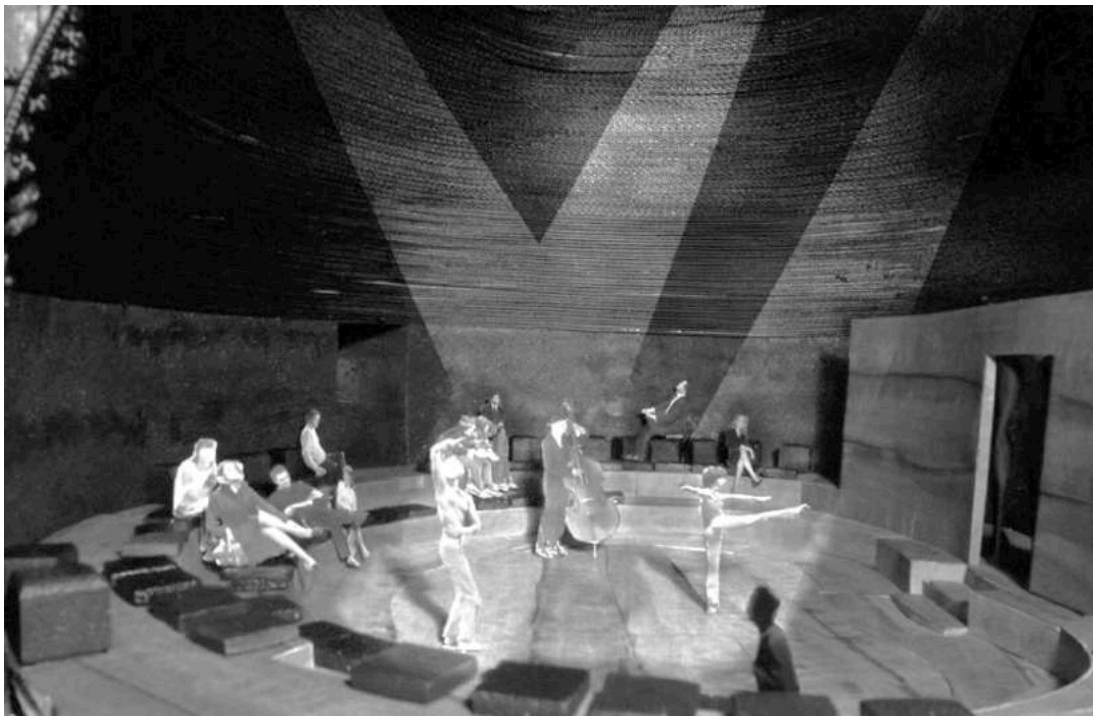


Bild 5: Theater

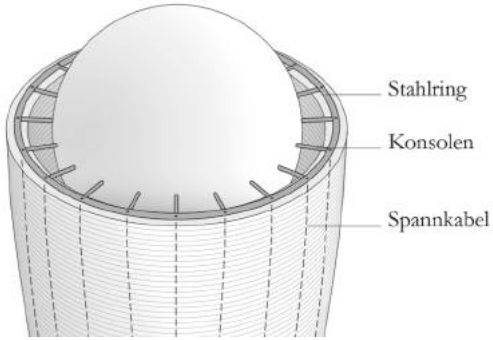


Bild 6: Schematischer Konstruktionsaufbau und konstruktive Umsetzung

IV.2 Glassteinmauerwerk

Mauerwerk, bestehend aus Stein und Mörtel, ist ein inhomogenes Baumaterial. Bedingt durch die geometrische Ausrichtung der Steine sowie deren Vermauerung ist das Tragverhalten weitgehend anisotrop. Zudem ist infolge des spröden Verhaltens der Steine in vielen Fällen mit einem nicht duktilen Verhalten des Mauerwerks auszugehen. Für die Berechnung wird von Werten des materialkennwerten des Mauerwerks, und nicht von denjenigen des Mauersteines und des Mauermörtels ausgegangen.

Beim vorliegenden Glassteinmauerwerk handelt es sich um eine Neuentwicklung. Die Glasvollsteine werden mit Abmessungen von ca. 25 x 15 x 12 cm gegossen. Die Vermauerung erfolgt mit konventionellem Zementmörtel im Verband (Bild 7), so dass die Wandstärke zwischen 100 beim Fundamentübergang und 50 cm an der Krone variieren kann. Vorversuche haben ergeben, dass die Lichtverhältnisse sehr interessant sind. Die Transluzenz des Mauerwerks kann weitgehend durch die Wandstärke sowie durch den Füllungsgrad der vertikalen Fugen, vor allem derjenigen in der Wandebene, gesteuert werden. Vielversprechend waren auch Messresultate, die ein gutes Wärmedämmverhalten dank Licht- und Wärmereflexionen an den Steinoberflächen quer zur Wandebene voraussagten (Bild 8).

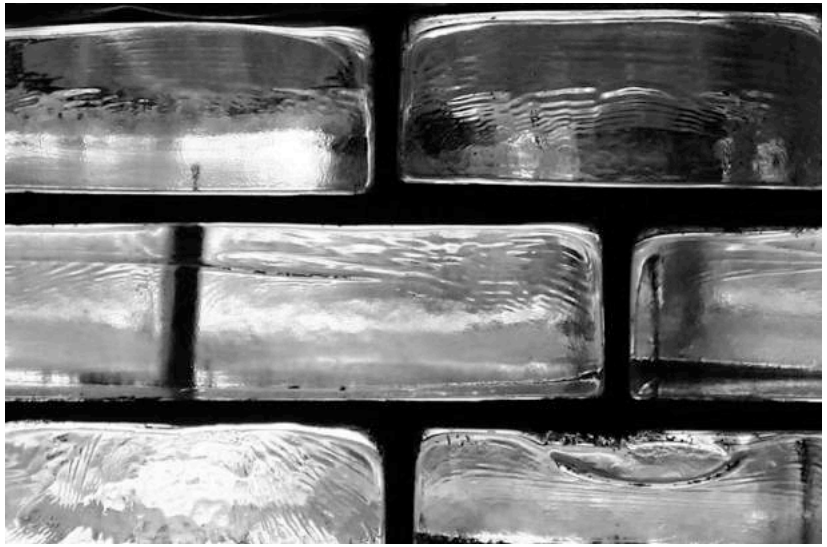


Bild 7: Das Glassteinmauerwerk

Bild 8: Transluzenz des Mauerwerks

Die Festigkeit des Mauerwerks senkrecht zu den Lagerfugen f_x wird durch ein Versagen der Steine in Querrichtung begrenzt (Bild 9). Da der Mörtel bei einer Zusammendrückung sich stärker in Querrichtung ausdehnen möchte als die Steine, werden diese in Querrichtung entfestigt, was je nach Steinmaterial und Geometrie zu einem progressiven bis sehr spröden Versagen des Mauerwerks führt.

Die Festigkeit parallel zu den Lagerfugen f_y ist um einiges kleiner als die Festigkeit senkrecht zu den Lagerfugen. Dies ist einerseits bedingt durch den Aufbau der Steine, andererseits durch die Ausbildung der Stossfugen, welche den Wert f_y direkt beeinflusst. Die Zugfestigkeit des Mauerwerks ist sehr unzuverlässig und darf wie beim unbewehrten Beton rechnerisch nicht berücksichtigt werden.

IV.3 Eigenlasten, Wind und Erdbeben

Unter vertikalen Eigenlasten wird das Mauerwerk homogen überdrückt und es ist darauf zu achten, dass unter Berücksichtigung der Sicherheitsfaktoren die Druckfestigkeit des Mauerwerks senkrecht zu den Lagerfugen nirgends überschritten wird. Infolge der gekrümmten Mantellinie des Baukörpers können Ringzug- oder Ringdruckkräfte in horizontaler Richtung auftreten (Bild 10). Bei Ringdruckkräften darf die Festigkeit des Mauerwerks parallel zu den Lagerfugen nicht überschritten werden. Ringzugkräfte können mit einer im Mörtel eingebetteten Bewehrung innerhalb des Mauerwerks aufgenommen werden. Infolge der massiven Wandstärke einerseits, und dank der Krümmung im Grundriss, sind die Wände weitgehend vom Stabilitätsversagen infolge Knicken oder Beulen verschont. Bei schlanken Wänden ist ein entsprechender Nachweis zu führen (siehe Materialanhang Mauerwerk).

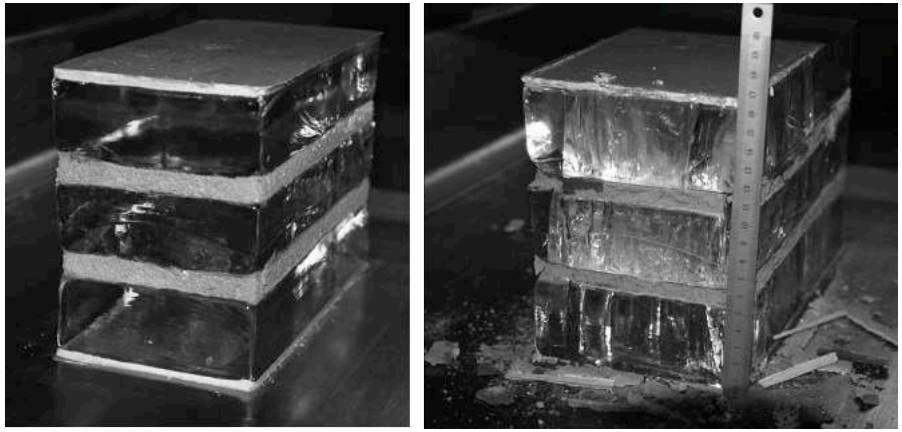


Bild 9: Druckversuche am Mauerwerk

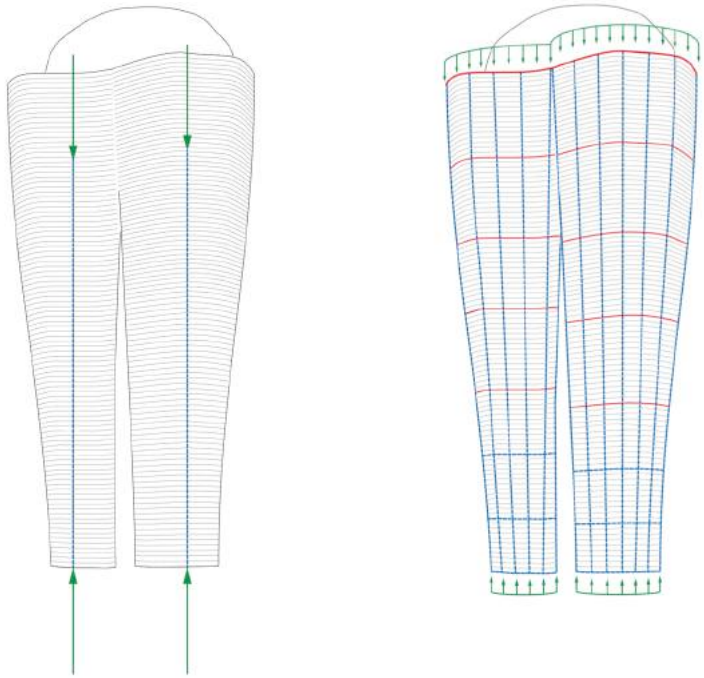


Bild 10: Turm unter vertikalen Lasten: resultierende und ausgebreitete innere Kräfte

Auch horizontalen Wind- bzw. Erdbebeneinwirkungen können in Kombination mit den Eigenlasten primär mit Druckkräften abgetragen werden. Wird eine innere Kraft im Sinne einer Diagonalen schrägt durch die Mauerwerkswand abgetragen, so ist die Ermittlung der Festigkeit in Abhängigkeit der Neigung der Diagonalen schwierig zu ermitteln, da sie unter anderem von einer allfällig überlagerten Kraft abhängig ist. Im Bild 12 ist die Festigkeit $f_{\alpha d}$ in Abhängigkeit der Neigung der Diagonalen dargestellt.

Die vereinfachte Annahme besagt, dass die Festigkeit $f_{\alpha d}$ definitionsgemäss f_{xd} bei vertikaler Krafteinwirkung beträgt, um bei geneigter Krafteinwirkung abrupt auf f_{yd} abzufallen. Beim Erreichen des Winkels der inneren Reibung der Lagerfuge φ fällt die Festigkeit $f_{\alpha d}$ weiter abrupt auf null ab, um bei 90° wieder definitionsgemäss den Wert f_{yd} anzunehmen. Der Abfall auf null ist durch den Versagensmechanismus ‚Gleiten in der der Lagerfuge' bedingt, stellt doch die Lagerfuge eine gerichtete Schwächung des Materials dar. Dies bedeutet physikalisch, dass die Neigung der inneren Kräfte in der Mauerwerksebene auf den Wert $(\tan\varphi)d = 0.6$ begrenzt werden muss. (siehe Bild 12). Dieser Grenzwert ergibt sich physikalisch aus der Gleitbedingung nach Coulomb.

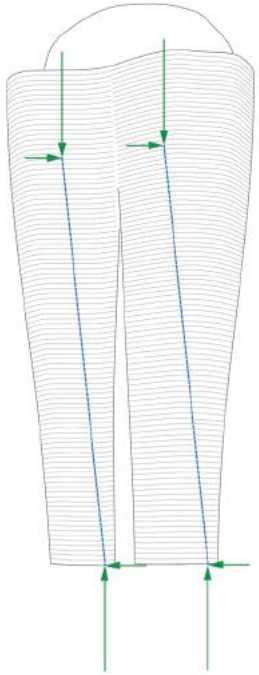


Bild 11: Turm unter vertikalen und horizontalen Einwirkungen

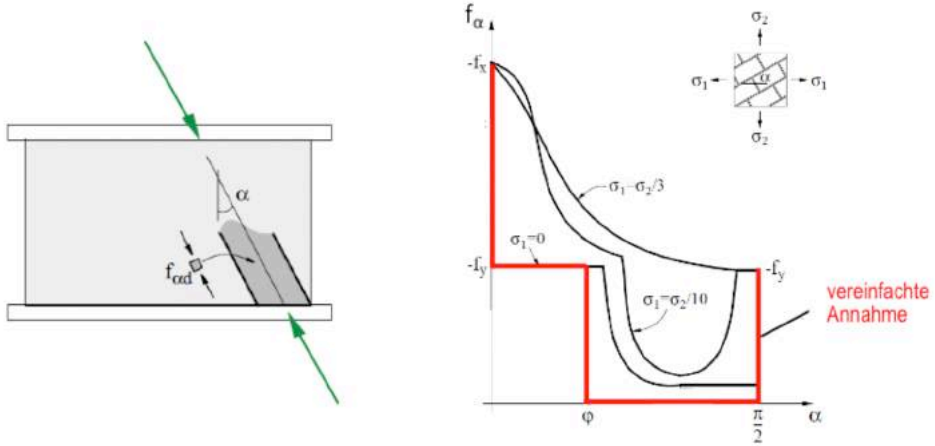


Bild 12: Festigkeit in Abhängigkeit der Neigung der inneren Druckkraft

IV.4 Fundation des Turmes

Da der Baugrund zu weich war für eine Flachfundation des Turmes, wurde eine Pfahlfundation vorgesehen. Die Lasten werden mit Hilfe von Grossbohrpfählen aus bewehrtem Beton über Mantelreibung und über den Spitzenwiderstand der Pfähle in den Baugrund eingeleitet, wobei die Grösse und die Verteilung der Kräfte von der Länge und dem Durchmesser der Pfähle sowie von den Baugrund-eigenschaften abhängt, welche durchaus stark mit der Baugrundtiefe variieren können. So wird beispielsweise bei langen Pfählen und vergleichsweise schlechtem Baugrund über die gesamte Pfahllänge vor allem die Mantelreibung aktiviert, wogegen bei an ihrem unteren Ende in den Fels eingebundenen Pfählen vor allem der Spitzenwiderstand aktiviert wird.

Die Kräfte werden über ein Pfahlbankett vom Turm in die Pfähle verteilt. Bei vertikalen Einwirkungen resultiert im Gegensatz zu horizontalen Einwirkungen ein symmetrischer Beanspruchungszustand, und die Pfähle werden mehr oder weniger gleich stark beansprucht. Falls unter horizontalem Einwirkungen im Gegensatz zu Bild 11 die resultierenden Druckkräfte am Fusse des Turmes ausserhalb des Materials der Aufstandsfläche fallen, kann mit Hilfe einer vertikalen Bewehrung, oder wie beim Turm von Isny vorgesehen, mit einer vertikalen Vorspannung eine konsolartige Tragwirkung des gesamten Tragwerkes erzielt werden, mit einer geneigten Druckstrebe im Mauerwerk und einer vertikalen Zugstrebe welche sich als Resultierende der Kräfte in den vertikalen Spannkabeln ausbilden kann (Bild 13). In diesem Fall sind die Pfähle stark unterschiedlich beansprucht, und bei schmalen Pfahlbanketten können jeweils Zugkräfte in den äusseren Pfählen entstehen, welche über sogenannte negative Mantelreibung in den Baugrund eingeleitet werden können. Die horizontalen Auflagerkräfte können über Reibung am unteren Plattenrand (Bild 13) und/oder über Biegung der Pfähle aufgenommen werden.

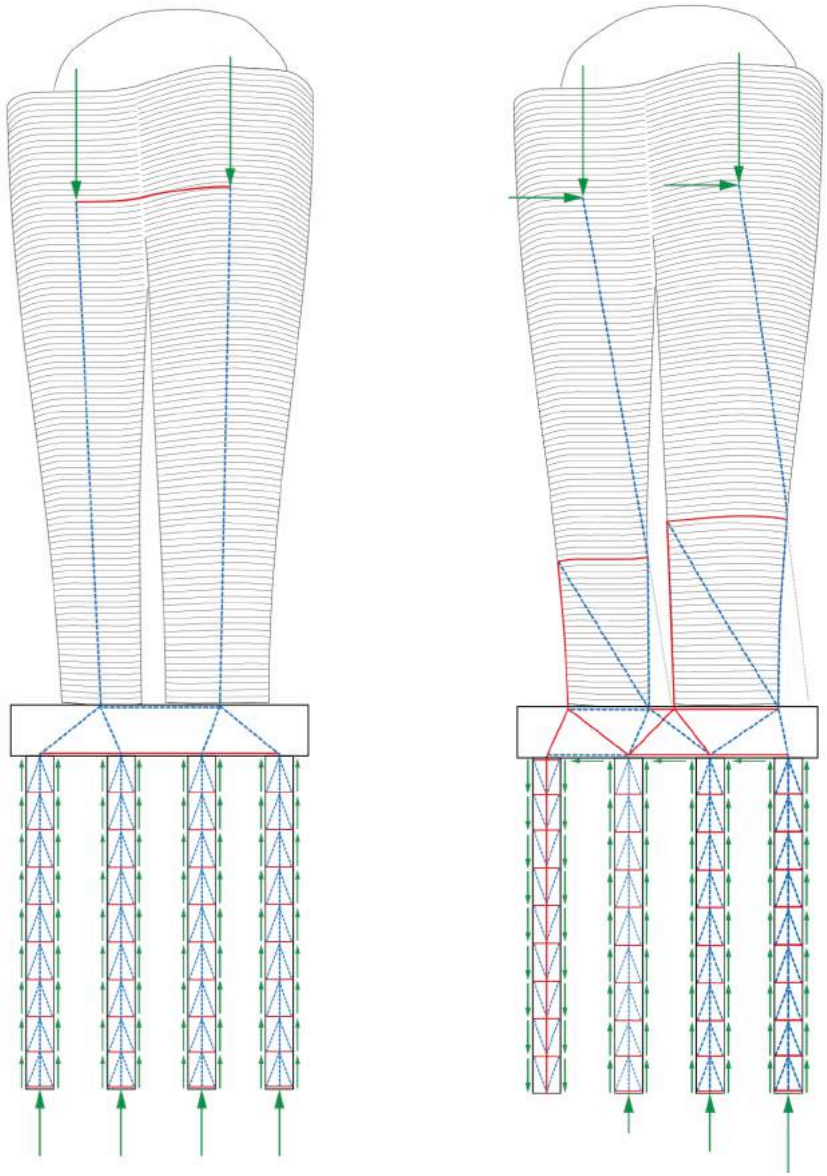


Bild 13: Turm unter vertikalen und horizontalen Einwirkungen: innere Kräfte und Beanspruchung der Pfähle

Im weiteren wird angenommen, der Baugrund sei sehr widerstandsfähig und bestehe beispielsweise aus Moräne oder sogar aus Fels, so dass eine Flachfundation vorgenommen werden kann. In diesem Fall übernimmt eine kräftige Fundamentplatte die Rolle des Pfahlbankettes, und die Kräfte werden am unteren Rand dieser Platte direkt in den Baugrund eingeleitet (Bild 14). Unter vertikalen Einwirkungen bleibt die Tragwirkung qualitativ gleich wie bei der Pfahlfundation; im Bild 14 sind die Resultierenden der Auflagerkräfte dargestellt, welche selbstverständlich gleichmässig verteilt am unteren Plattenrand angreifen.

Unter horizontalen Einwirkungen verändert sich die Situation insofern, dass im Gegensatz zur Pfahlfundation keine Zugkräfte von der Fundamentplatte in den Baugrund eingeleitet werden können. Dies führt generell zu einer breiteren Fundamentplatte. Im Bild 14 ist der zugehörige Verlauf der resultierenden Kräfte dargestellt. Auch hier greifen die Auflagerkräfte am unteren Rand der Platte verteilt an, nehmen aber von rechts nach links linear ab, und verschwinden im linken Bereich der Fundamentplatte gänzlich, was zu einem Riss zwischen Platte und Baugrund, das heisst zu einem leichten Abheben der Fundamentplatte und bei zu schmaler Platte zu Rissen im Bodenbelag führen kann.

Die horizontalen Auflagerkräfte müssen über Reibung am unteren Plattenrand (Bild 14) aufgenommen werden. Zur Erhöhung des Gleitwiderstandes kann der untere Plattenrand mit einer Verzahnung versehen werden.

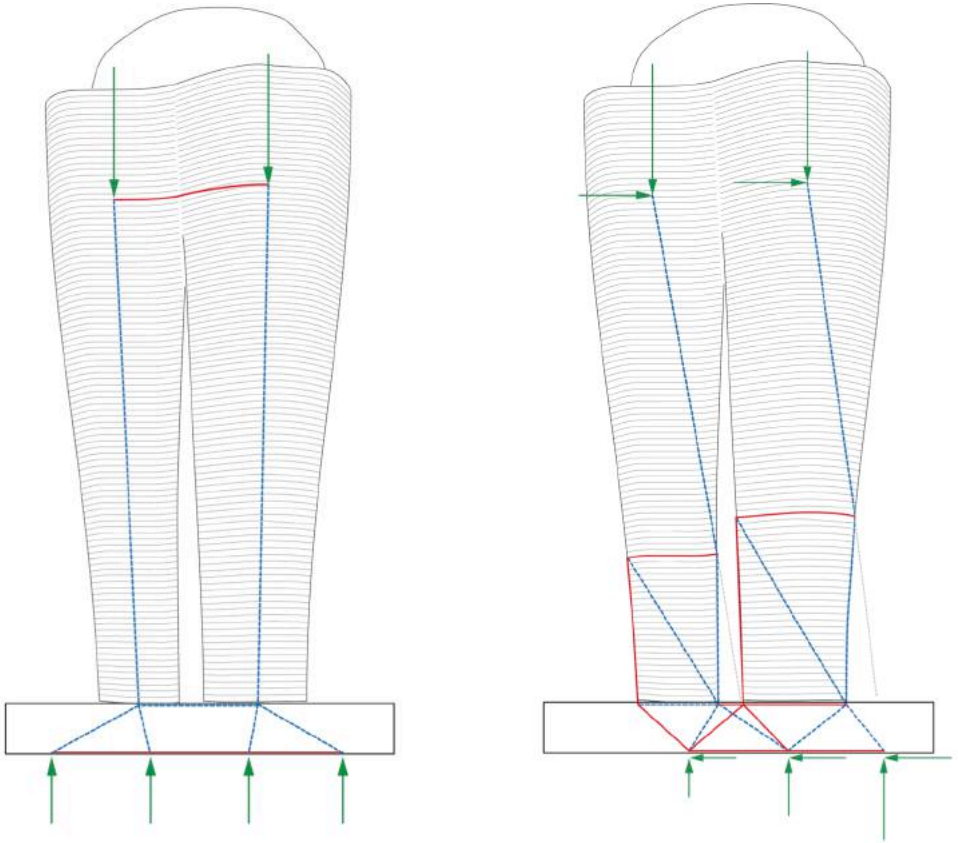


Bild 14: Turm unter vertikalen und horizontalen Einwirkungen: innere Kräfte und Beanspruchung bei Flachfundation

Literaturhinweise:
Thomas Durisch (Hg.), Peter Zumthor: Peter Zumthor 1985-2013: Bauten und Projekte, Scheidegger & Spiess, 2014

Bildnachweise:
[1-9] Peter Zumthor
[6, 10-14] Professur für Tragwerksentwurf, ETH Zürich

V Kombinatorische Variation

Im Bereich der Form- (Geometrischen) Operationen bzw. der Raumbildung bietet die sogenannte Kombinatorische Variation ein beliebtes Vorgehen, um expressive Tragwerke zu entwerfen. Das Ziel dieser Herangehensweise ist es, vom „üblichen“ Weg der Repetition und Addition abzuweichen und die Welt mit Hilfe von Kombinationen und Variationen bekannter Elemente, „auf den Kopf“ zu stellen. Die Tragwerke, die diesem entwerferischen Leitgedanken folgen, erzeugen in aller Regel spannende, wenn nicht gar irritierende Tragwerke. Die im Folgenden vorgestellten beiden Projekte im Bereich des Möbeldesigns und der Architektur geben diese spielerische Art des Tragwerksentwurfs wieder und unterstreichen die maßstabsunabhängige Anwendbarkeit dieser Herangehensweise, deren Kombinatorische Variation sich sowohl auf formal-geometrische als auch auf tragstrukturelle Prinzipien bezieht.

V.1 Counterpoise, Zürich

Als erstes Beispiel dient der Tisch "Counterpoise" an der Professur für Tragwerksentwurf. Der Entwurf dieses Besprechungstischs entstand während eines lehrstuhlinternen Wettbewerbs, aus dem Dr. Toni Kotnik als Gewinner hervor gegangen ist. Die geometrischen Randbedingungen waren mit dem relativ schmalen Raum im Grundriss klar umrissen. Die Intention des Entwurfs basiert auf der Idee, die Horizontalität zu betonen, um dem Tisch den Ausdruck des „Schwebens“ zu verleihen. Dafür wurden zunächst die Typologie und die Tragweise von klassischen Tischformen analysiert.

Bild 1: Counterpoise, Professur für Tragwerksentwurf ETH Zürich

Dabei wurden zwei Hauptfamilien identifiziert. Nahezu alle Tische lassen sich entweder in die klassische Rahmen-Bauweise, bei dem die Beine / Scheiben am Rand stehen oder in eine konsolenartige Konstruktion, bei dem die Tischplatte auf einem mittig angeordneten Bein zum Liegen kommt, einordnen.

Einhergehend mit der Typologie-Differenzierung variiert auch das typische Tragverhalten der beiden Tischfamilien. So lässt sich das Tragverhalten Rahmenartiger Tische mit 2 Scheiben bzw. Füßen am Rand mit einem Bogen-Seil-Tragwerk beschreiben, wohingegen das Tragverhalten der Tischtypologie mit zentrischer Lagerung, wie der Namen bereits erahnen lässt, eher einer Konsole entspricht. Insbesondere bei der Betrachtung von asymmetrischen Belastungen wird deutlich, dass bei konsolenartiger Tischkonstruktion Biegung im Tischbein auftritt und somit auch Zugkräfte am Auflager hervorrufen werden. Diesem kippartigen Verhalten ist mit einer sorgfältigen Gestaltung des Tischfuss entgegen zu wirken. Diesem Nachteil steht der stützenfreie Fußraum als Vorteil entgegen.

Das Prinzip der Kombinatorische Variation, welches auch als Hinterfragen von Gewohnheiten gesehen werden kann, führte in diesem Fall also zur Kombination und Variation der beiden klassischen Tischtypologien. Dabei hat man versucht, insbesondere für asymmetrische Belastungen keine Biegung im Fuß hervorzurufen und den Fußraum trotzdem stützenfrei zu gestalten. Kombiniert man zunächst die konsolenartige mit der Rahmenbauweise, so entsteht in der Ansicht eine Platte, die auf drei Punkten (statisch unbestimmt) vertikal gelagert ist. Nutzt man zusätzlich das Prinzip der Vorspannung, so kann man das Tragverhalten sehr gut steuern und weiter vom Standardfall abrücken. Wenn die beiden äußeren Beine in Form von Seilen ausgeführt und vorgespannt werden, stellt sich der in Bild 6 dargestellte Vor- bzw. Eigenspannungszustand des Tischs ein, bei dem die vertikalen Elemente biegungsfrei, nur auf Druck oder Zug belastet sind.

Bild 2: Rahmenartige Tische

Bild 3: Typisches Tragverhalten von Rahmenartigen Tische für symmetrische und asymmetrische Einwirkungen

Bild 4: Konsolenartige Tische

Bild 5: Typisches Tragverhalten von Konsolenartigen Tische für symmetrische und asymmetrische Einwirkungen

Man könnte dann auch von einem auf dem Kopf stehenden Bogen-Seil Tragwerk sprechen. Der Vorteil dieses Entwurfs wird insbesondere bei Betrachtung von asymmetrischen Lastfällen klar. Eine zusätzliche, asymmetrisch aufgebrachte, Einzellast sorgt im Seil auf der lastzugewandten Seite in der Regel für eine teilweise Entlastung des Seils. Das heißt, die aktuell im Seil vorhandene Zugkraft ergibt sich aus der Differenz von Vorspannkraft und der Druckkraft die im linken Seil auftreten möchte. Das Maß der Druckkraft hängt im statisch unbestimmten System, wie es hier vorliegt, von den Steifigkeitsverteilungen der Elemente ab. Ist das Seil ganz schlaff vorgespannt und ziemlich weich, wird die vertikale Last, eher wie bei einer Konsole in Richtung des mittig angeordneten Beins und des lastentfernten Seils transportiert. (siehe Bild 7, links) Ist das lastzugewandte Seil ganz steif, d.h. stärker vorgespannt als das lastentfernte, so wird die Last im Extremfall ziemlich direkt, wie bei einer Stütze, in das naheliegende Seil abgeführt. (siehe Bild 7, rechts) Der Eigenspannungszustand d.h. die Vorspannungskraft in den Seilen wird neben den gewünschten Steifigkeitsverteilungen so bemessen, dass das alle Seile zu jedem Zeitpunkt im unteren Grenzfall immer unter Zug stehen.

Auf der lastentfernten Seite des Tisches führt dieser Lastfall zu einer Erhöhung der Zugkraft. Der Zugkraft aus dem Vorspannungszustand wird die zusätzliche aus dem asymmetrischen Lastfall auftretende innere Kraft aufaddiert. Für diesen oberen Grenzfall wird das Seil so bemessen, dass die resultierende innere Zugkraft vom Seil aufgenommen werden kann und nicht reißt.

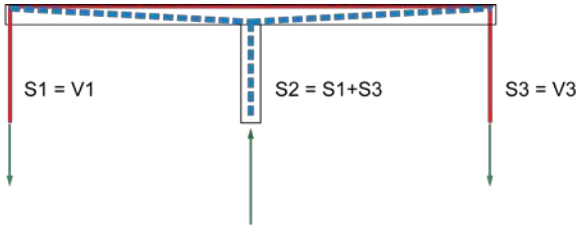


Bild 6: Kombination der beiden Tischfamilien mit vorgespannten Seilen

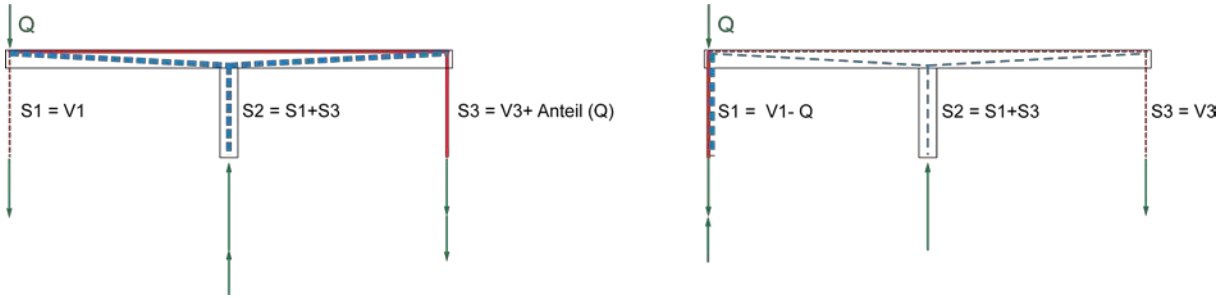


Bild 7: Einfluss der Vorspannung bzw. der Steifigkeitsverteilung auf den inneren Kräftefluss für asymmetrische Einwirkungen

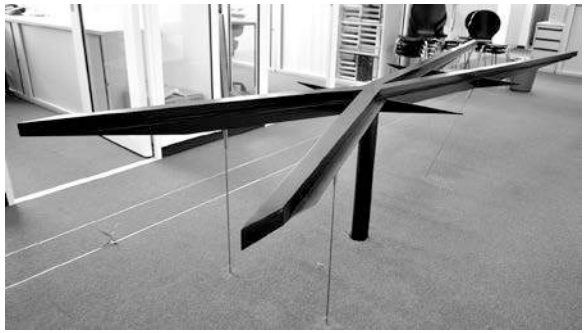
Der schwebende Tisch

Um dem Wunsch des „Schwebens“ gerecht zu werden, hat man sich dazu entschlossen, sowohl das Druckbein als auch die Seile entlang der Ansicht in Richtung Raum-Ende unter den Tisch zu verschieben. Das Ergebnis dieses Entwurfs ist ein sehr ausdrucksstarker und äußerst filigraner Tisch, bei dem der Betrachter (vom Raummittelpunkt) weder den Fuß noch sonstige Lastabtragungselement zu Gesicht bekommt. Erst bei genauerer Betrachtung bzw. dem Blick unter den Tisch wird ersichtlich, wie das Tragwerk des Tisches funktioniert.

Ausführung

Die ausgeführten Tische, die in Bild 8 und 9 zu sehen sind, bestehen jeweils aus einem Stahlrahmen, worauf die vier Plattenteile befestigt werden und zwei Seilpaaren, von denen die beiden vorderen aus Aussteifungsgründen überkreuz angeordnet sind. Der Stahlrahmen wurde überhöht gefertigt, um während der Aufstellung die gewünschte Vorspannkraft einbringen und die gewünschte Geometrie der Tischplatte gewährleisten zu können. Als weitere Variationsdimension lässt sich die Materialwahl der Tischplatten festhalten. So wurden die Tischplatten sowohl in Holz als auch in weißem Beton ausgeführt.

Bild 8: Counterpoise



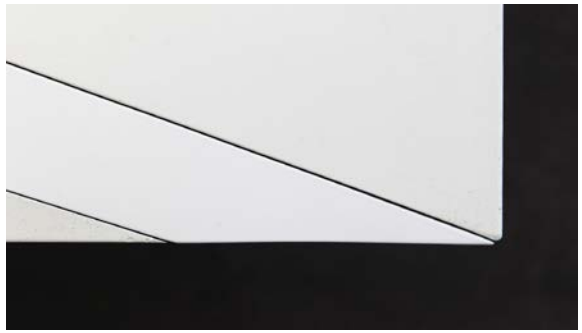


Bild 9: Materialwahl und Details

V.2 Maison á Floirac, Bordeaux

Als zweites Beispiel für die Anwendung der Kombinatorischen Variation als Entwurfskonzeption soll das Maison á Floirac in der Nähe von Bordeaux dienen. Der Entwurf entstammt einer Kollaboration von Rem Koolhaas und Cecil Balmond. Der Bauherr, der seit einem Autounfall auf einen Rollstuhl angewiesen ist, wollte ein ungewöhnliches Haus, welches den komplexen Bedürfnissen seines Alltags in vollem Umfang gerecht wird.

"I want a complex house because the house will define my world."

Um diesem Wunsch gerecht zu werden, kaufte er sich zunächst ein wunderbares Hanggrundstück mit Blick über Bordeaux. Koolhaas schlug ihm und seiner vierköpfigen Familie in der Folge einen Entwurf von drei übereinander gestapelten Häusern vor. Für den intimsten Bereich des Familienlebens und den Weinkeller wurde im Untergeschoss ein höhlenartiges Haus geplant. Das oberste Haus ist unterteilt in ein separates Haus für die Eltern und in ein Haus für die Kinder. Das wichtigste Haus ist das Wohnhaus, welches durch die weit öffenbare Glasfassade nahezu unsichtbar zwischen die zuvor beschriebenen Häuser eingebettet ist. Der Bauherr bekam zusätzlich seinen eigenen Raum, oder vielmehr eine eigene autarke Station; eine bewegliche, 3,5 mal 3,5 Meter grosse Plattform, die alle drei Häuser aufzugartig verbindet und je nach Stellung den Grundriss und den Raumeindruck verändert. Die im Rücken der Plattform angeordnete Wand verbindet alle drei Häuser und enthält zudem alle für den Bauherren lebensnotwendigen Dinge

"…books, artwork and in the cellar, wine…."

Koolhaas wandte sich mit diesem Raum-Konzept an Cecil Balmond, um mit dessen Hilfe eine angemessenes Tragwerk zu entwickeln. Balmond beschreibt den ersten Anruf von Rem Koolhaas wie folgt:

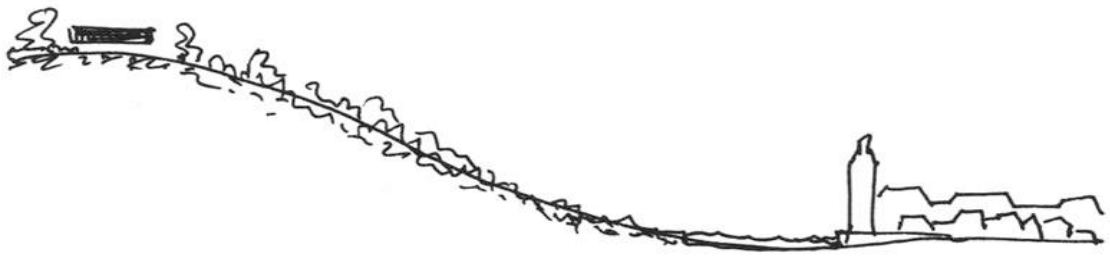


Bild 10: Idee der „flying" Villa

Bild 11: Das Konzept der drei Häuser

„Rem Koolhaas phones me. As usual the voice is urgent, full of convictions and ambitions, the language poised beautifully on extreme polarities. He has an unusual request, to make a villa in Bordeaux 'fly'. The project is on a fantastic site with panoramic views over the rich, wine-laden city stretching along the river."

Um der Hauptidee der „fliegenden Villa" zu entsprechen, versuchte Balmond zu erforschen, wie man den formalen Ausdruck von schwebenden Baukörpern erzeugen kann. Bei seinen Untersuchungen kam Balmond unweigerlich zum naheliegenden Schluss, dass sich dieser Effekt am „leichtesten" mit dem Hochstützen des Baukörpers (mittels unterschiedlicher Elemente) bewerkstelligen lässt. Dies assoziiert der Betrachter in der Regel allerdings mit der klassisch-symmetrischen Tischtypologie.

„No matter how the columns were placed beneath the load the generic concept of table came back, and with it the imprint of an ‚anchor' killing off the ambition."

Die Lösung des reinen „Hochstützens" war für Balmond und Koolhaas zu trivial und nicht zufrieden stellend. Dem Problem der Tischassoziation begegnete Balmond mit Hilfe der Kombinatorischen Variation. Er versuchte einerseits durch das Aufbrechen der Symmetrie, andererseits durch das Einführung von „hängenden" Bauteilen vom klassischen Tischkonzept abzuweichen.

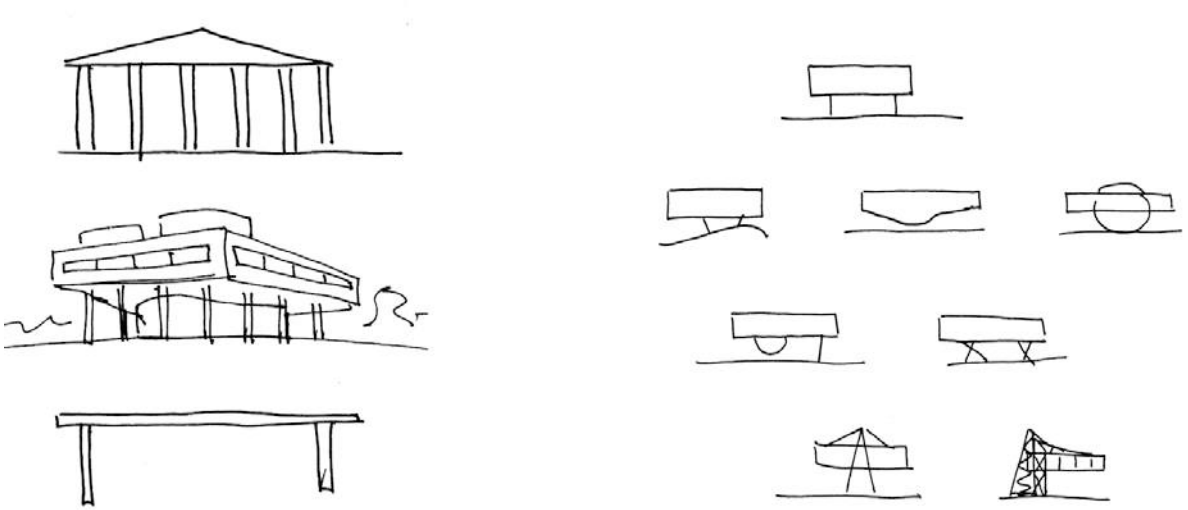


Bild 12: Tragwerkskonzepte zur „flying" Villa

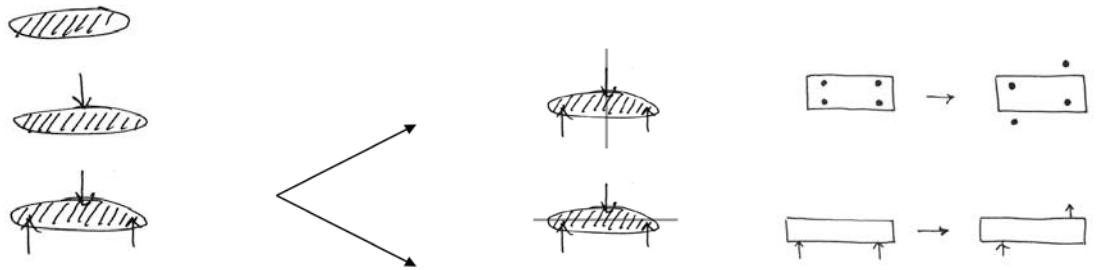


Bild 13: Kombinatorische Variation als Konzept

Evolution des Tragwerkkonzepts

Mit Hilfe der Bilder 14 und 15 lässt sich eine mögliche Entwurfs-Evolution im Rahmen der Kombinatorischen Variation erklären. In Bild 14 links erkennt man einen fiktiven Startpunkt, bei dem die „fliegende“ Villa zunächst tischartig auf den zwei an den Längsenden befindlichen Rahmentragwerken aufliegt.

In Schritt 2 variiert man die Lage des Rahmens, sowohl in Längs- als auch in Querrichtung. Daraus resultieren für den gestützten Baukörper Auskragungen und konsolenartige Lastabtragungsmechanismen, anstatt der davor vorherrschenden „reinen“ Bogen-Seil-Tragwirkung.

Die nächste Variation hat maßgeblichen Einfluss um den tischartigen Charakter des Gebäudes aufzuheben. Der unterstützende Rahmen wird in einen übergeordneten Rahmen, an dem die fliegenden Villa anhängt, transformiert (überführt). (siehe Bild 15)

Im letzten Schritt wird dieser Rahmen durch die Verschiebung des einen Stiels in Rahmenlängsrichtung in eine Konsole überführt. Das führt dazu, dass der andere (außen liegende) Stiel als vorgespanntes Seil ausgeführt werden kann.

Als Resultat dieser Kombinatorischen Variation entsteht ein Gebäude, dessen Erscheinung nicht mehr mit der typischen Tischkonstruktion in Verbindung gebracht wird und dem durchaus das visuelle Potential zum Schweben attestiert werden kann.

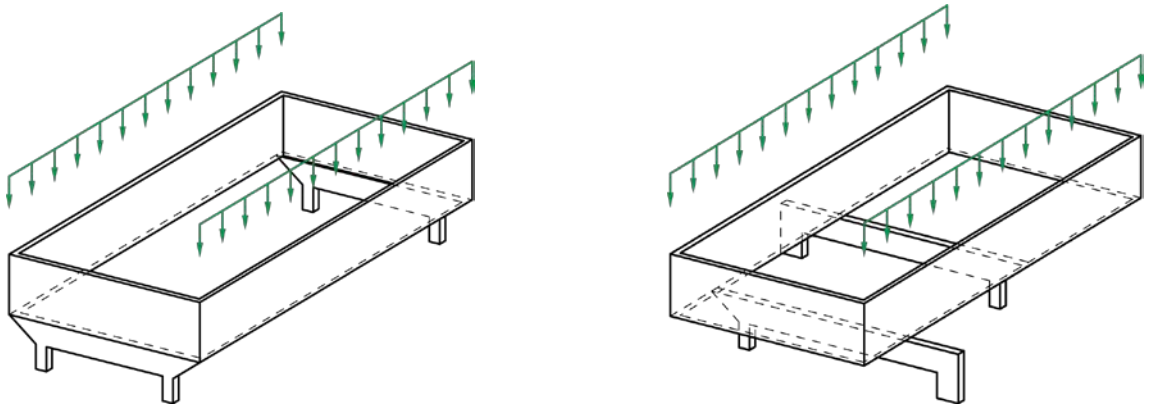


Bild 14: Aufbrechen der Symmetrie in Längsrichtung und Querrichtung

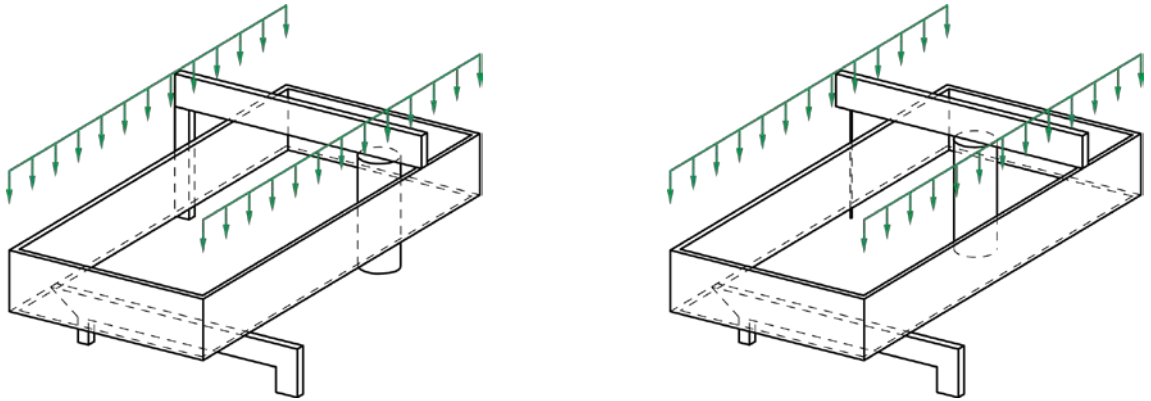


Bild 15: Elemente abhängen, statt sie zu stützen

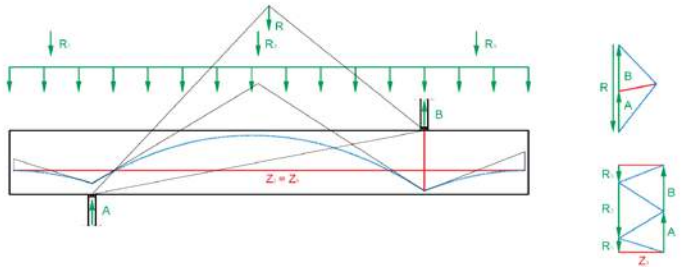


Bild 16: Kräftefluss in den „schwebenden“ Seitenwänden

Ausführung

Die Konstruktion der fliegenden Villa ist auf ein Minimum reduziert und zugleich maximal differenziert. Die 25m x 11m große schwebende Betonbox wird von nur vier Strukturelementen getragen, die sich in Form, Funktion und Platzierung durch die Kombinatorische Variation bewusst voneinander unterscheiden. Im Osten liegt die Box auf einem Hohlkastenträger auf, während sie im Westen an einem hohen Doppel-T Träger aus Stahl aufgehängt ist. Dieser wird wiederum von einem Betonzylinder sowie einem Zugseil aus hochfestem Stahl getragen. Durch die asymmetrische Anordnung dieser Tragelemente in Grundriss und Schnitt ist die Konstruktion dynamisiert. Diese Destabilisierung wird zudem visuell unterstrichen. Der Betonzylinder, den der Betrachter normalerweise mit Lastabtragung in Verbindung bringt, wird durch eine spiegelnde Verkleidung virtuell zum Verschwinden gebracht. Durch die Differenzierung und Dynamisierung der Konstruktion nimmt der Baukörper Bezug zur Topographie auf. Im Innenraum werden Blickbeziehungen und Ruhepunkte formuliert und auch funktionale Anforderungen wie Leitungsführungen oder Zirkulation in die Konstruktion integriert.

Die Lage kreisrunden Öffnungen in der Seitenwand im schwebenden Obergeschoß wurde hauptsächlich unter zwei Gesichtspunkten ermittelt. Primäres Ziel war, die intimen Bereiche so zu öffnen, dass sowohl die Kinder, der auf den Rollstuhl angewiesene Bauherr, als auch die Ehefrau den Ausblick durch die sog. Portholes genießen können. Neben diesen Anforderungen wurden die inneren Kräfteflüsse (siehe auch Bild 16) analysiert um sicher zu stellen, dass die Wand durch die Öffnungen nicht an den wichtigsten Punkten geschwächt wird. Anhand dieser beiden Rahmenbedingungen ergaben sich mögliche Öffnungsmuster, aus denen Koolhaas sich für eines entscheiden konnte.

Bild 17: Maison á Floirac S.79

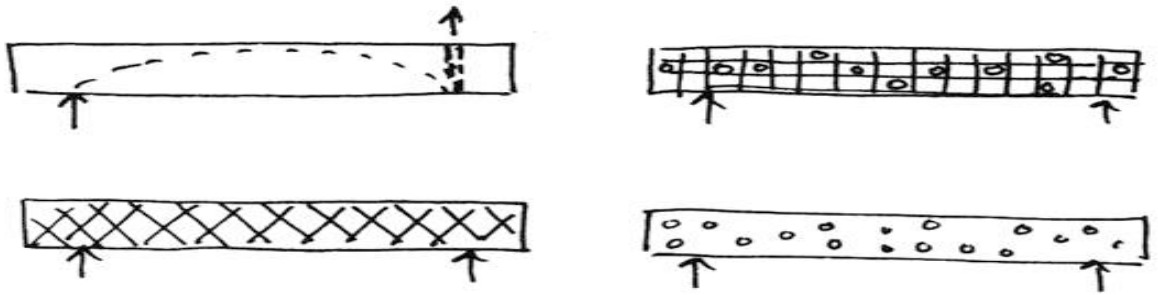


Bild V.18: Öffnungsmuster

Der vertikale Raum der Plattform durchdringt alle drei Etagen und verschmilzt mit ihnen. Durch die Bewegungsmöglichkeit entsteht ein dynamisches dreidimensionales Raumgeflecht. Je nach Position verändern sich die Raumformen, die Belichtungsverhältnisse, sowie die Zirkulation in den einzelnen Etagen. So sind der Weinkeller und die Bibliothek nur von der Plattform aus erreichbar, im Obergeschoß entsteht durch die Plattform eine zusätzliche Verbindung zwischen den beiden Räumen der Eltern. Mit der Variation der Plattformposition geht auch eine Veränderung des Raums einher. Befindet sich die Plattform im Untergeschoß, so bildet sich ein turmartiger Raum von über 8 m Höhe, ausgebildet als Bibliothekszimmer des Hauses. Die Rückwand wird von einem dreigeschossigen, transluzenten Bücherregal gebildet. In der obersten Position erzeugt die Plattform ein privates Arbeitszimmer, wohin sich der Hausherr gegebenenfalls zurückziehen kann. Befindet sich die Plattform auf der Höhe der Wohnetage so wird sie zur Bühne. In der Mitte des Raumes liegend, ist sie von allen Seiten einsehbar und erinnert an das Bild der Hebebühne von Radio City Music Hall aus Delirious New York. Die Mechanik gewinnt hier eine theatralische Qualität, mit Hilfe derer ein Bühnenraum für die Ereignisse des Alltagslebens geschaffen wird.

Kombinatorische Variation kann demnach als das Hinterfragen des Gewohnten und als Quelle von ungenutzten Entwurfsmöglichkeiten aufgefasst werden. Im Bereich des Tragwerksentwurfs kann dies zum Beispiel als spielerischer Umgang mit Tragkonzepten wie „Stützen“, „Spannen“ und/ oder „Hängen“ interpretiert werden. Ein weiteres beliebtes Stilmittel innerhalb dieser Herangehensweise ist das Aufbrechen von Symmetrien und das Verschieben von Elementen entlang von oder rechtwinklig zu Systemachsen.

Bild 19: Die bewegliche Plattform

Bildnachweise:

Bild 1: Counterpoise, Professur für Tragwerksentwurf ETH Zürich, Quelle: eigene Sammlung
Bild 2: Rahmenartige Tische, Quelle: eigene Darstellung
Bild 3: Typisches Tragverhalten von Rahmenartigen Tische für symmetrische und asymmetrische Einwirkungen, Quelle: eigene Darstellung
Bild 4: Konsolenartige Tische, Quelle: eigene Darstellung
Bild 5: Typisches Tragverhalten von Konsolenartigen Tische für symmetrische und asymmetrische Einwirkungen, Quelle: eigene Darstellung
Bild 6: Kombination der beiden Tischfamilien mit vorgespannten Seilen , Quelle: eigene Darstellung
Bild 7: Einfluss der Vorspannung bzw. der Steifigkeitsverteilung auf den inneren Kräftefluss für asymmetrische Einwirkungen, Quelle: eigene Darstellung
Bild 8: Counterpoise, Quelle: eigene Sammlung
Bild 9: Materialwahl und Details, Quelle: eigene Sammlung
Bild 10: Idee der „flying" Villa, Quelle: Informal, Cecil Balmond, Seite 21
Bild 11: Das Konzept der drei Häuser, Quelle: OMA, El Croquis 131/132, Seite 74/75
Bild 12: Tragwerkskonzepte zur „flying" Villa, Quelle: Informal, Cecil Balmond, Seite 24,25
Bild 13: Kombinatorische Variation als Konzept, Quelle: Informal, Cecil Balmond, Seite 23,26,27
Bild 14: Aufbrechen der Symmetrie in Längsrichtung und Querrichtung, Quelle: eigene Darstellung
Bild 15: Elemente abhängen, statt sie zu stützen, Quelle: eigene Darstellung
Bild 16: Kräftefluss in den „schwebenden" Seitenwänden, Quelle: eigene Darstellung
Bild 17: Maison á Floirac, Quelle: OMA, El Croquis 131/132, Seite 79
Bild 18: Öffnungsmuster, Quelle: Informal, Cecil Balmond, Seite 36
Bild 19: Die bewegliche Plattform, Quelle: OMA, El Croquis 131/132, Seite 83 links und 85 rechts

Literaturquellen:

OMA, El Croquis 131/132, 2006, ISBN-10: 8488386397
Informal – Cecil Balmond, Prestel Verlag, 2002, ISBN : 3791324004
Oswalt, erschienen in Werk,Bauen + Wohnen, Nummer 3, 1999, abrufbar: http://www.oswalt.de/de/text/txt/floriac_p.html

VI Raumbildung in Stahlbeton

VI.1 Das Wohnhaus an der Forsterstrasse

Die Hänge des Zürichbergs zählen zu den bevorzugtesten Wohnlagen Zürichs. Ende des 19. Jahrhundert begann die lockere Bebauung der einstigen Weinberge, die sich im 20. Jahrhundert kontinuierlich fortsetzte. Die hohen Grundstückspreise haben in den vergangenen Jahrzehnten zu einer exzessiven Nachverdichtung geführt, durch welche der frühere parkartige Charakter grösstenteils eliminiert wurde. Lediglich ein grosses Privatgrundstück oberhalb des Toblerplatzes, im Norden von der Forster-, im Süden von der Krähbühlstrasse begrenzt, blieb von der Bebauungswut der Sechziger- bis Neunzigerjahre verschont und wirkt mit seinen die Umfriedung begleitenden dichten Baumreihen wie ein hortus conclusus. Nur im Winter, wenn die Blätter gefallen sind, lässt sich auf dem Areal eine grosszügige Villa aus den Dreissigerjahren des vergangenen Jahrhunderts ausmachen. Oberhalb des verwunschenen Geländes mit seinem historischen Baumbestand ist nun an der Forsterstrasse ein Mehrfamilienhaus von Christian Kerez entstanden. Es könnte auf den ersten Blick auch eine Villa sein. Alles, was man sieht, sind Geschossplatten aus Beton als horizontale Gliederungselemente, einige wenige Trennwände, deren Stirnen das Volumen vertikal rhythmisieren, und viel Glas.

Der Architekt hat das Bauvolumen nicht an die Strasse gerückt, sondern nach Norden versetzt, ungefähr in die Mitte des ansteigenden Grundstücks. Einerseits ist durch diese Position des Gebäudes der direkte Einblick in das Erdgeschoss verwehrt, andererseits entsteht eine Abstandszone, welche es ermöglicht, den hier noch erkennbaren parkartigen Charakter des Zürichberghangs zu bewahren: Nicht mit den Bauten der Umgebung, sondern mit der Landschaft sucht der Architekt den Dialog. Demgemäss sind die Gartenflächen nicht als erweiterte Wohnzimmer konzipiert, sondern als zurückhaltend gestaltete Natur, als

Bild 1: Strassenansicht

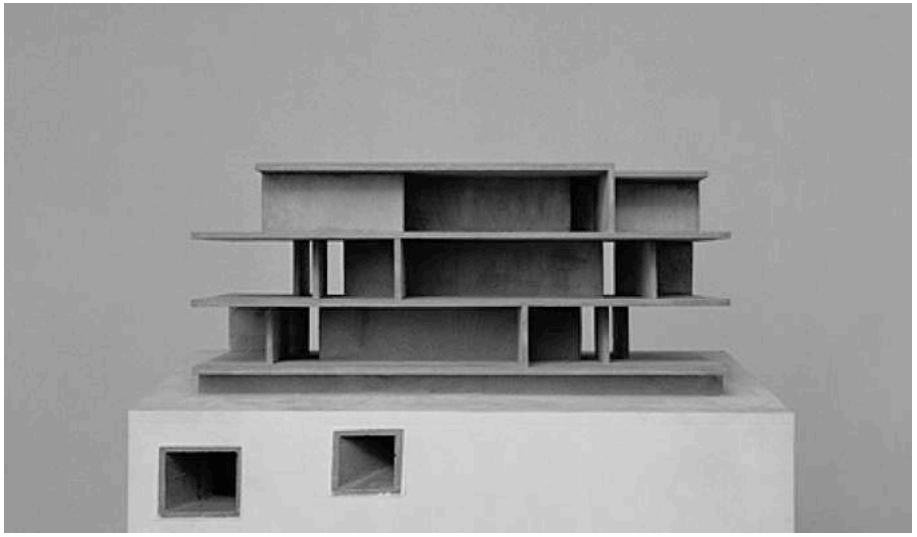


Bild 2: Strukturmodell

zivilisierter Dschungel. Die Gartenbereiche bilden das Gegenüber des Hauses, werden nicht als Nutzflächen verstanden und nicht durch Treppen vom Erdgeschoss aus erschlossen.
Die Distanzierung des Hauses von der Strasse, der Gedanke einer grünen Sperrzone wird durch die Art der Erschliessung noch verstärkt. Anstatt den Garten auf dem Weg zur Eingangstür zu durchqueren, betritt man das Gebäude unterirdisch: Von dem Einschnitt an der Strasse aus führt ein Tunnel in die beiden Untergeschosse des Hauses. Mit dem Auto fährt man direkt in die auf Strassenniveau angeordnete Garagenebene, zu Fuss gelangt man vermittels einer Treppe in das darüber befindliche Kellergeschoss. Verschiedene Abstellräume für die einzelnen Wohnungen und weitere Abstellräume umgeben eine grosszügige Halle, von der aus Lift und Treppe in die Wohngeschosse führen.

VI.1.1 Grammatik des Tragwerks: Geschossplatten und Wandscheiben

Das Tragwerk ist basierend auf klar definierten Spielregeln entwickelt worden, ausgehend von der Tragwirkung räumlich angeordneter Scheiben. In Verbindung mit der Entwurfsidee des Raumflusses wurde dieses als kontrolliertes Spiel systematisch entworfen. Aus dem Gedanken tragender Wandscheiben, welche es erlauben, die Fassaden vollständig zu verglasen, entwickelte Christian Kerez in Zusammenarbeit mit dem Ingenieur Joseph Schwartz das konstruktive System des Gebäudes. In Verbindung mit den aufliegenden Geschossplatten entsteht ein in sich stabiles Gefüge, das nur wenige Punkte benötigt, um die Lasten in das sich darunter befindliche Geschoss abzuleiten. Aufgrund der festen Verbindung von Scheiben und Platten kann die vertikale Lastabtragung von Geschoss zu Geschoss an anderen Stellen organisiert werden, so dass sich ein Tragsystem entwickeln liess, das jede Repetition unnötig macht, und auf tragende Stützen vollständig verzichtet werden konnte. Die Konsequenz davon ist eine weitgehende Freiheit in der Raumgestaltung. Freiheit aber bedeutet nicht Beliebigkeit:

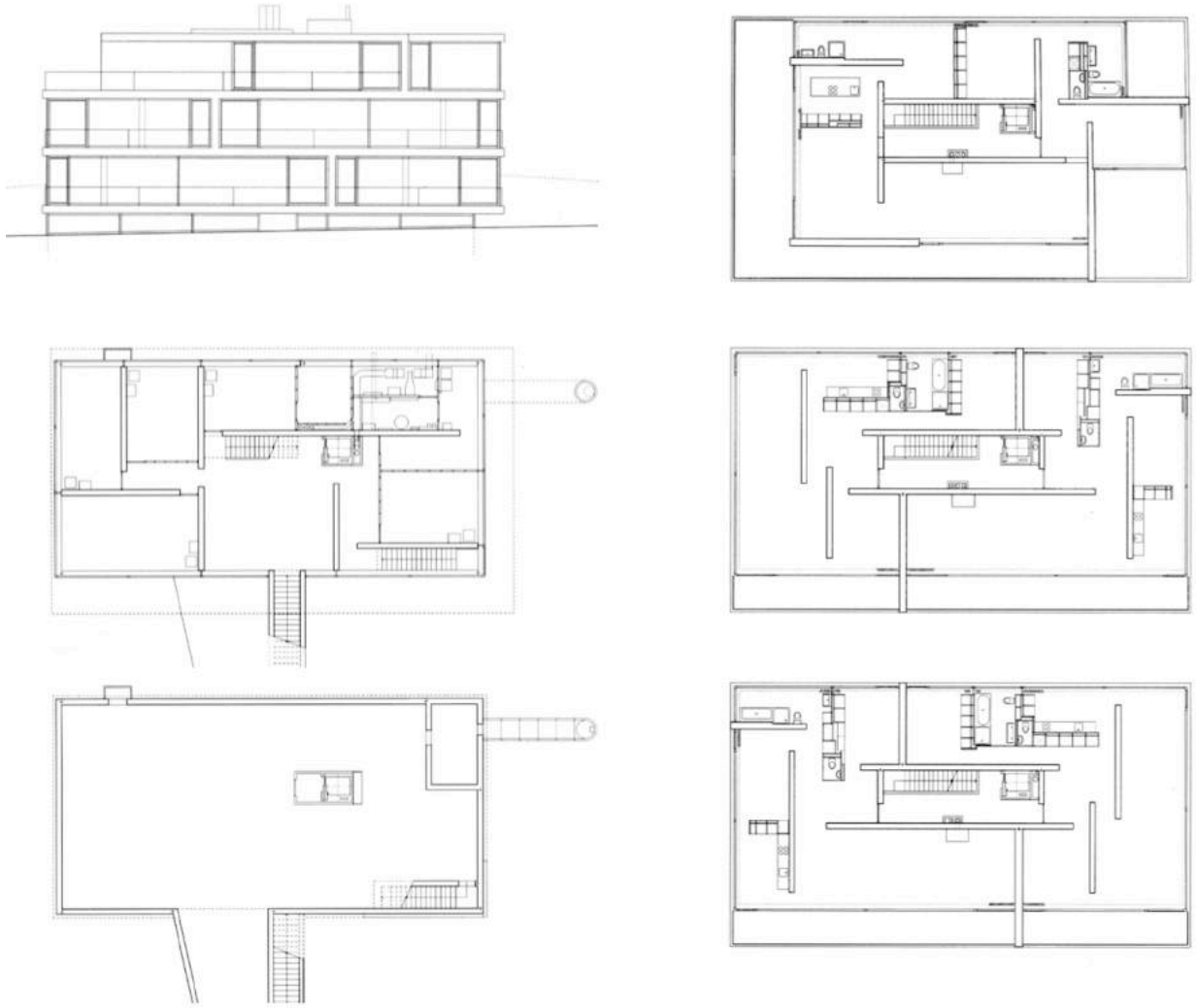


Bild 3: Grundrisse und Südfassade

anders als in Mies van der Rohes «Landhaus in Stahlbeton» ging es nicht darum, ein Wohngebäude in die Landschaft ausgreifen zu lassen und somit die starre Form des Bungalows aufzulösen, sondern ein durch die identische Grösse der Geschossplatten definiertes, dreigeschossiges, orthogonales Volumen räumlich zu differenzieren- und zwar dergestalt, dass Tragwerk und Innenausbau identisch werden.

Im Kellergeschoss, das durch schmale Oberlichter Tageslicht erhält, ereignet sich der Wechsel zweier für das gesamte Gebäude bestimmender konstruktiver Systeme. Während das unterste Geschoss, die Einstellhalle für Autos und Velos, als betonierte Box ausgeführt wurde, dienen die Aussenwände im eigentlichen Keller nur noch als Begrenzung gegenüber dem umliegenden Erdreich. Die Abtragung der Auflast geschieht durch sieben raumgliedernde Wandscheiben unterschiedlicher Länge, die zugleich als Trennwände zwischen den einzelnen Kellern genutzt werden. Das erste und das zweite Wohngeschoss sind im Vergleich zueinander spiegelsymmetrisch organisiert und bestehen jeweils aus zwei, mit gut 125 Quadratmetern nahezu identisch grossen Wohnungen. Gemeinsam ist den vier Wohneinheiten, dass sie von den Schmalseiten des im Kern des Gebäudes angeordneten Treppenhauses aus erschlossen werden, dass die intimeren Räume - Bad und Schlafzimmer - sich zur Nordseite hin orientieren und dass auf der gesamten Südfront eine Balkonterrasse dem Wohnbereich vorgelagert ist. Jeweils eine Querwand pro Geschoss an der Nord- und Südseite schliesst an die den Treppenkern begrenzende Wand an und ist bis an das Ende der Geschossplatte geführt, um die beiden Wohnungen voneinander zu trennen. Jeweils zwei weitere Wandscheiben stehen frei und gliedern das Raumkontinuum. Bei zwei Wohneinheiten nimmt er die gesamte Stirnseite ein und ist somit dreiseitig von Glasflächen umgeben, bei den beiden anderen orientiert er sich nach Süden hin, also zum Balkon. Das aus Gründen der Bauordnung als Attika ausgebildete dritte Obergeschoss besteht aus einer einzigen Wohnung. Der Balkon zum Süden wird hier durch eine Dachterrasse auf der Westseite ergänzt; zwei Flachdachbereiche an den Nord- sowie Südostecken sind nicht betretbar.

Bild 4: Strassenansicht

Bild 5: Introversion und Extroversion

VI.1.2 Einheit der Gegensätze

Es ist aufschlussreich, dass der Architekt nur zwei Wahrnehmungen des Hauses erlaubt: die distanzierte Wahrnehmung aus der Ferne, wenn das Haus sich inmitten des Grüns der Umgebung erhebt, und die absolute Nähe im Inneren der Wohnungen. Zwischenzonen existieren nicht: Man kann sich dem Haus nicht nähern, man kann es nicht umschreiten, man kann nicht aus ihm heraustreten. Der Zugangstunnel trennt somit exogene und indigene Perzeption. Sieht man von aussen ein Glashaus aus Beton, so steht man im Inneren inmitten von Betonwänden, welche den Raum nicht schliessen, sondern öffnen. Introversion und Extroversion sind in ein Gleichgewicht gebracht.

Eindrucksvoll ist die Reduktion der Materialien - und der Details. Zu den aus Sichtbeton bestehenden Wänden und Deckenuntersichten gesellt sich der geschliffene Terrazzo des Bodens. Dazu treten weisse Einbauten aus Holz: geschosshohe Behältnismöbel fungieren gerade im Bereich der rückwärtigen Wohnbereiche als Raumteiler. Mit geschosshohen Scheiben von bis zu sechs Metern Länge wurde eine filigrane Begrenzung der Raumhülle erreicht. Auch die Brüstungen von Balkons und Terrassen bestehen aus Glas. Keine Profilstege, keine Brüstungen beeinträchtigen das reine Material, das somit beim Blick hinaus kaum mehr in Erscheinung tritt. Kein Detail an diesem Haus ist überflüssig: Die Heizung befindet sich im Fussboden, die Installationen wurden in die Wände eingegossen. All diese Reduktion könnte bedrohlich wirken. Doch das Gegenteil ist der Fall: Mit der Öffnung zur Umgebung beginnt das Wohnhaus seinen Dialog mit der umgebenden Natur. Die neutrale Farbgebung und der Verzicht auf überflüssige Details lassen die Architektur wie eine zurückhaltende Kulisse wirken, auf der das Licht-, Schatten- und Farbspiel der Natur sich ereignet, je nach Jahreszeit. In dem Masse, wie Ordnung und Freiheit hinsichtlich der Konstruktion sich bedingen, wird hier aus Askese Sinnlichkeit, wiewohl in einer vergeistigten, fast japanisch anmutenden Form.

Bild 6: Wohnraum

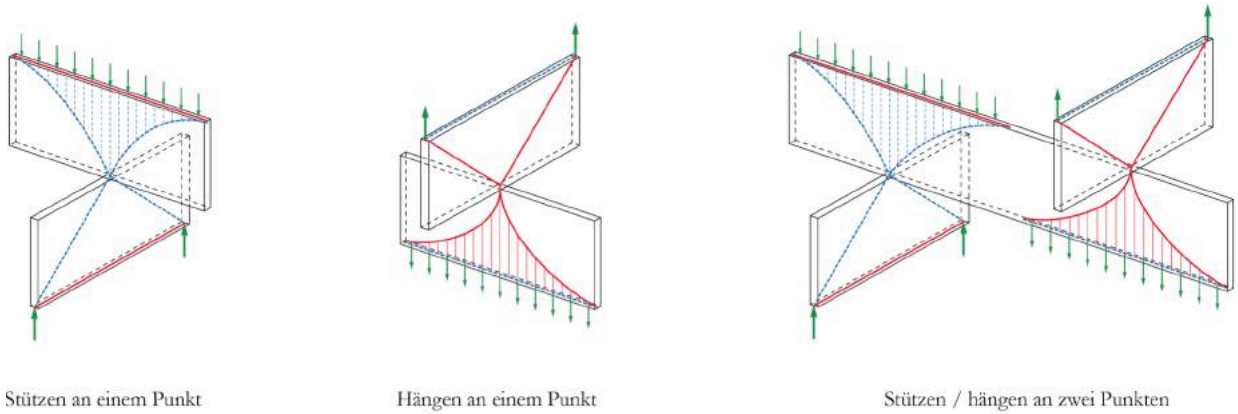


Bild 7: Schematischer Kräftefluss in gestützten und hängenden Scheiben, bei einem und mehreren Auflagepunkten

VI.1.3 Die konsolartige Scheibe

Die räumliche Definition eines Gebäudes durch Wände, welche frei stehen und sich nur zum Teil verbinden, wird zum statischen Prinzip und erlaubt grosse, stützenfreie Räume, die ungehinderte Ausblicke ermöglichen. Dabei spielt die konsolartige Scheibe eine zentrale Rolle; sie wirkt zusammen mit den angrenzenden Decken als Doppel-T-Profil, nimmt sowohl die darüber als auch die darunter liegenden Deckenlasten auf und gibt diese entweder an einem Punkt an die darunterliegende im Grundriss orthogonal angeordnete Wandscheibe, oder über ihre seitliche Kante an eine seitlich angeordnete Scheibe weiter. Aus Gleichgewichtsgründen entstehen Auflagerkräfte an den oberen und unteren Scheibenrändern, welche in die Decken eingeleitet und über weitere Wandscheiben ins Gleichgewicht gebracht werden müssen.

Alle Scheiben und Platten sind in Stahlbeton ausgeführt. Die meisten Scheiben sind in vertikaler Richtung nur in einem Punkt oder entlang eines vertikalen Scheibenrandes aufgelegt. Viele Scheiben sind im Grundriss von Geschoss zu Geschoss kreuzweise angeordnet, andere sind einseitig am Rand mit dem zentralen Kern verbunden. In einem Fall hängt sogar eine Wand an der oberhalb von ihr angeordneten Wand; die grosse, lokal im Kreuzungspunkt zu übertragende Zugbeanspruchung machte eine über zwei Stockwerke verlaufende vertikale Vorspannung erforderlich. Die Platten wirken wie Flansche, und tragen in Kombination mit den als Stege wirkenden Wandscheiben zu einer beträchtlichen Biege- und Schubsteifigkeit bei. Der zentrale Kern ist nur in den oberen vier Stockwerken angeordnet. In letzter Konsequenz bildet die Scheibenbauweise eine brückenartige Konstruktion über der offenen, stützenlosen Einstellhalle. Das bedeutet, dass die Kräfte des Kerns, an welchem alle auskragenden Wände direkt oder indirekt aufgelegt sind, mittels eines brückenartigen Tragwerks bestehend aus den Kellerwänden auf die Garagenwände abgegeben werden. Wegen ihrer grossen Beanspruchung wurden diese Wände vorgespannt.

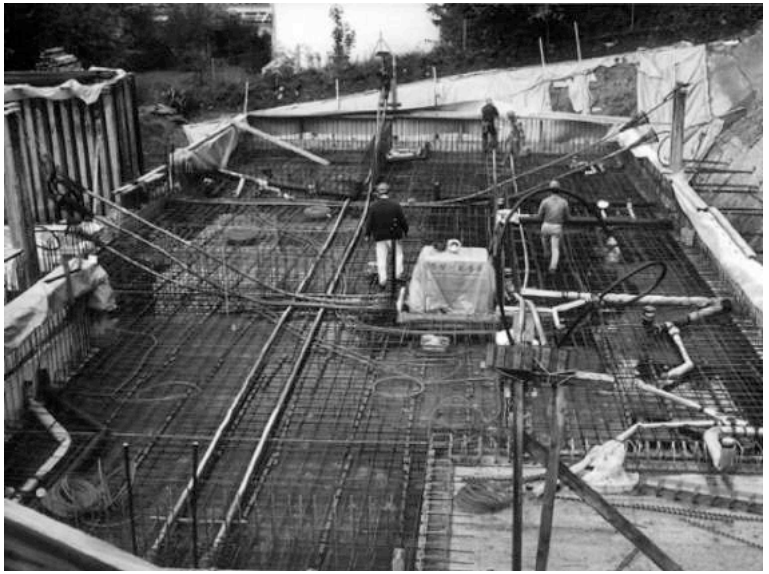


Bild 8: Kraftabtragung der konsolartigen Scheiben

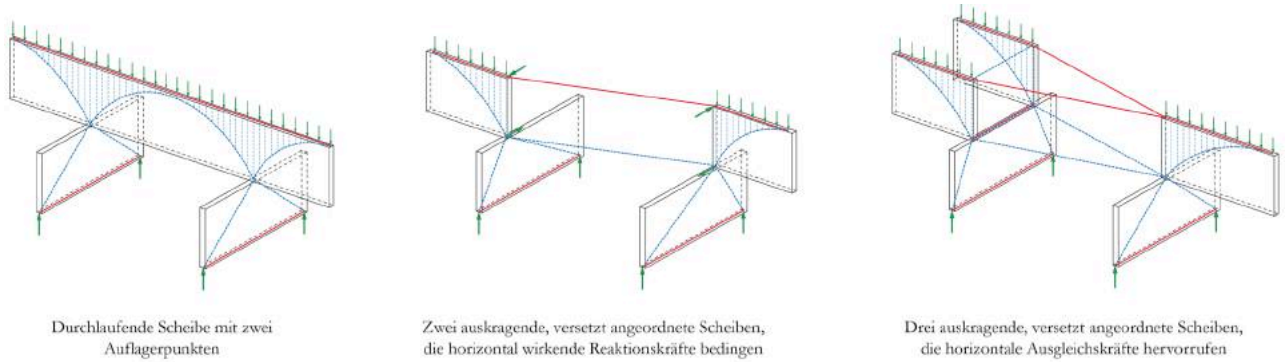


Bild 9: Schematischer Kräfteverlauf in einem durchlaufenden Balken, sowie bei der Unterteilung in auskragende Scheiben

VI.1.4 Die vorgespannten Decken

Dank der unregelmässigen Anordnung der Wände im Grundriss liegen die Platten, zum Teil konventionell auf den Wänden auf, und hängen zum Teil an den als Konsolen wirkenden Wandscheiben. Dadurch sind die effektiv vorhandenen Deckenspannweiten, und vor allem auch die Deckenauskragungen, geringer als sie im Inneren des Gebäudes wahrgenommen werden.

Da die besondere Herausforderung des Projektes darin bestand, die Deckenauskragungen zu maximieren, wurden ebenfalls alle Decken vorgespannt. Dadurch konnte sichergestellt werden, dass die stockwerkhohen, bis zu sieben Meter langen Fensterscheiben nicht infolge des Kriechens der Betondecken beschädigt werden. Die Vorspannung wurde mit grosser Sorgfalt so konzipiert, dass deren Anker- und Umlenkkräfte die ständigen Lasten vollständig kompensieren.

Die Konfliktpunkte zwischen Tragwerk und Bauphysik wurden konsequent so gelöst, dass die Wärmedämmung das Tragwerk stets auf dem kürzest möglichen Weg durchdringt. Die Kräfte werden mit klassischen Kragplattenanschlüssen übertragen, welche den Anforderungen entsprechend teilweise mit Chromstahlbewehrung verstärkt wurden.

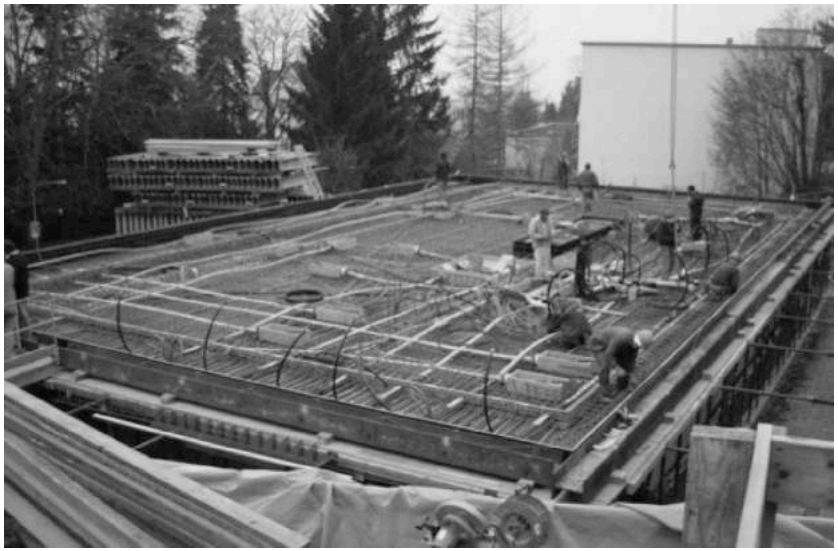


Bild 10: Spannkabel in den Decken

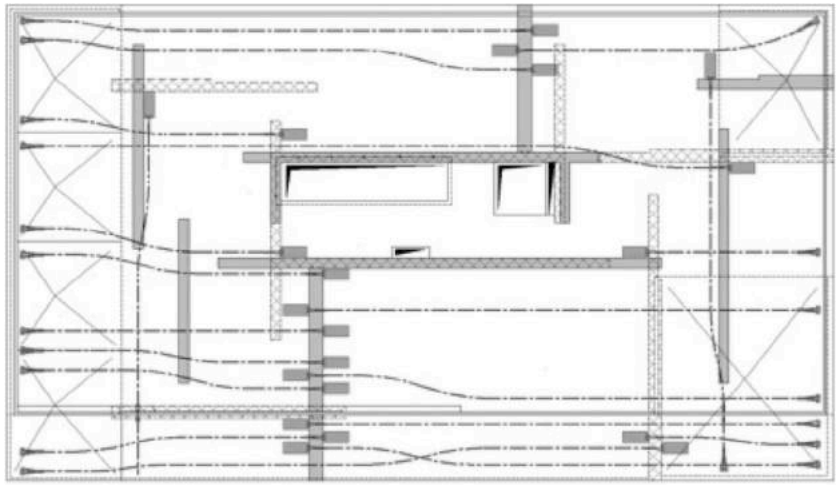


Bild 11: Die Ausbildung der Decken

VI.1.5 Rohbau in Vollendung

Die gestalterischen Anforderungen an den Sichtbeton waren extrem hoch. Um ein möglichst einheitliches und abstraktes Erscheinungsbild des Sichtbetons zu erzeugen, waren möglichst grosse Schalungselemente mit einer möglichst glatten Oberfläche erforderlich. Zur Anwendung kamen speziell angefertigte, bakelitbeschichtete Schalungselemente mit einer Oberfläche von drei mal acht Metern. Im Weiteren gelang es, alle Oberflächen ohne sichtbare Bindlöcher auszuführen. Dies wurde durch die ausserordentlich biegesteifen Schalungselemente ermöglicht, welche es zuliessen, nur zwei Bindlochreihen anzuordnen: eine untere im Bereich der später eingebauten Unterlagsböden, sowie eine zweite oberhalb der Wandkörper.

Da alle Betonoberflächen inklusiv Deckenstirnen in Sichtbeton ausgeführt wurden, und diese Oberflächen ein möglichst gleichmässiges Aussehen aufweisen sollten, war es nicht möglich, klassische Verankerungsnischen für die Deckenvorspannung auszubilden. Aus diesem Grund wurden die festen Verankerungen an den Plattenrändern und die beweglichen Verankerungen in Nischen an der Oberseite der Platten angeordnet, so dass der Beton im unteren Plattenbereich kontinuierlich eingebracht werden konnte. Nach dem Spannen und Injizieren wurden diese Nischen ausbetoniert.

Es wird somit offensichtlich, dass die radikale Reduktion des Entwurfes zur Folge hat, dass die konstruktive Gestaltung des Tragwerkes vollständig in den Hintergrund gedrängt wird. Der Zauber des Hauses ist wesentlich durch die Tatsache geprägt, dass das Tragwerk offensichtlich eine wesentliche Rolle im Entwurf spielt, andererseits seine Funktionsweise aber nicht auf den ersten Blick preis gibt. So hätte die Verschiebung einer Wand in einem Geschoss Auswirkungen auf die Grundrisse aller fünf Geschosse.

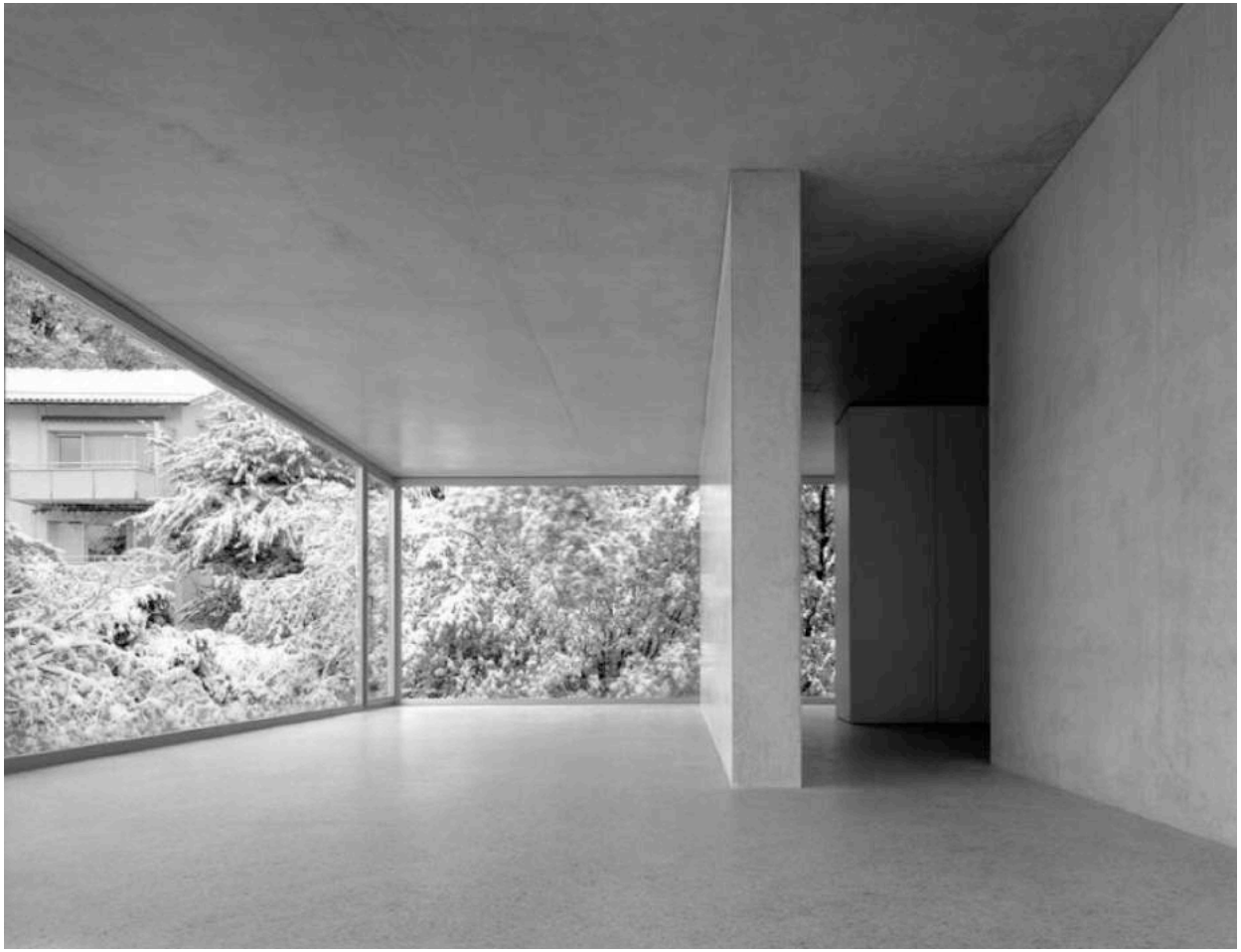


Bild 12: Rohbau in Vollendung

Die Tätigkeiten Kochen, Schlafen, Essen, Wohnen, Arbeiten und Spielen sowie der Aufenthalt im Freien werden im Wohnungsbau üblicherweise voneinander getrennt. Im Mehrfamilienhaus an der Forsterstrasse finden diese Tätigkeiten dagegen in Räumen statt, welche allesamt gleich konstruiert und materialisiert sind. Sie sind alle Ausprägung der gleichen architektonisch räumlichen Grundkonzeption und unterscheiden sich nur in ihren Proportionen, Grössenordnungen und räumlichen Zusammenhängen.

Durchblicke über die gesamte Wohnungsausdehnung zwischen diesen Wandscheiben hindurch sind immer wieder möglich. Es gibt keine dienenden und bedienten Räume. Es gibt keine Hierarchie oder Differenzierung von unterschiedlichen Bereichen der Wohnung. Dieselben Wandscheiben, welche die introvertierten Räume tief im Wohnungsinnern umfassen, führen auf der anderen Seite in vollkommen verglaste Wohnräume. Damit verbinden sich gegensätzliche Eigenschaften – Höhle und Pavillon, offen und geschlossen, schwer und leicht – zu einer unlösbaren Einheit.

Letzlich handelt es sich um ein Haus ohne Fassade. Das Gebäude ist orthogonal organisiert, klar in der Form, zeigt sich vielgestaltig und voller räumlicher Überraschung. Es ist, und darin besteht seine modellhafte Bedeutung, reine Struktur. Ein Rohbau, der ausgeschalt wurde und nur noch mit einer Glashülle zu versehen war. Ein Rohbau in Vollendung, der das mies'sche Motto umzukehren erlaubt: More would be less.

Bild 13: Die Wirkung der Scheiben wird durch die fugenlos geschalten Sichtbetonwände verstärkt

VI.2 Das Daus mit einer Wand

Die Bauherrschaft, die durch das am Hang des Zürichbergs gelegene Haus Forsterstrasse auf ihren Architekten aufmerksam geworden war, hatte ein schmales Grundstück an einer Hanglage in Zürich-Witikon erworben. Begrenzt von zwei den Hang hinabführenden Wegverbindungen, wendet es seine westliche Stirnseite dem Tal zu. Der mögliche Blick auf den See tief unten im Tal stellt die raison d'être für den Kauf einer derartigen Liegenschaft dar. Doch die optimale Aussicht eröffnet sich erst in der Höhe. Und so wäre es angesichts der schmalen Parzelle naheliegend gewesen, die gewünschten zwei Wohnungen so zu organisieren, dass die privilegierte Wohnung Seesicht, die untergeordnete hingegen keine aufgewiesen hätte; zum Beispiel durch die Unterteilung in eine obere und eine untere oder eine vordere und eine hintere Wohnung.

Doch die Auftraggeber wünschten sich mehr Parität, und beschritten mit Christian Kerez den ungewöhnlichsten Weg: Sie teilten das schmale Volumen weder in zwei übereinander positionierte Raumschichten, noch in der Querachse, sondern der Länge nach. Das Gebäude besitzt einen verzerrt waben-förmigen, sechseckigen Grundriss. Diese Form ist nicht beliebig gewählt: Im westlichen Teil, also auf der Talseite, resultiert die Grundrissfigur aus den Abstandslinien. Die drei Linien wurden dann punktsymmetrisch Richtung Osten gespiegelt.

VI.2.1 Die Mauer als Gestaltungselement

Die Entscheidung für die Trennung in der Längsachse stellt den entscheidenden Ausgangspunkt des Entwurfs dar. Eine Wand aus Sichtbeton trennt die Wohnungen auf allen Geschossen voneinander; nur im Keller ist sie an einer Stelle durchbrochen, sodass beide Parteien Zugang zum Technik-raum haben. Die Mauer ist folglich absolut; sie trennt die

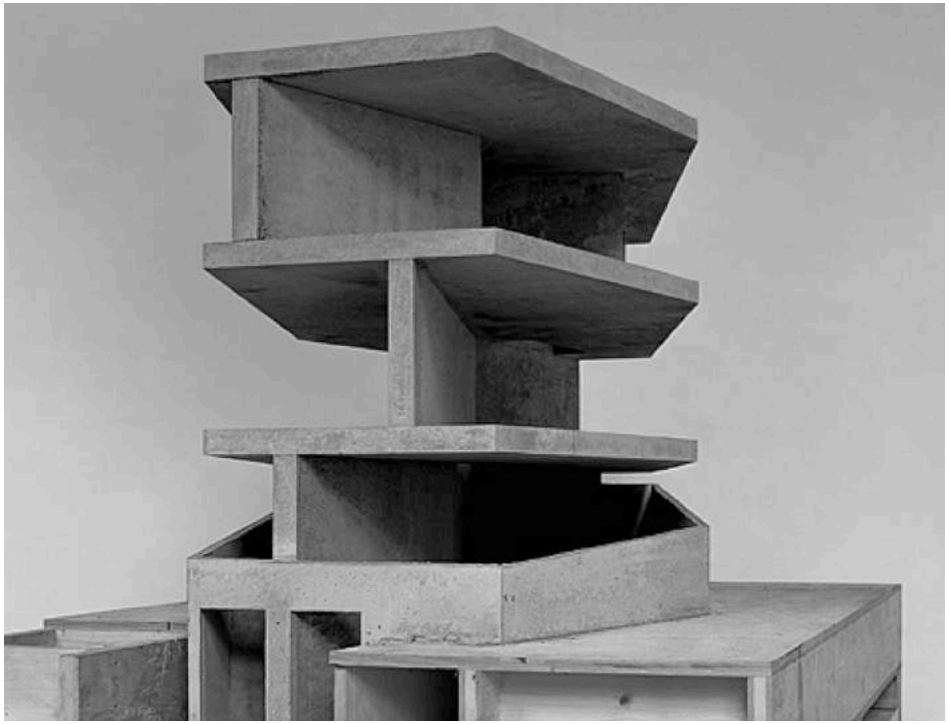


Bild 14: Konzeptmodell

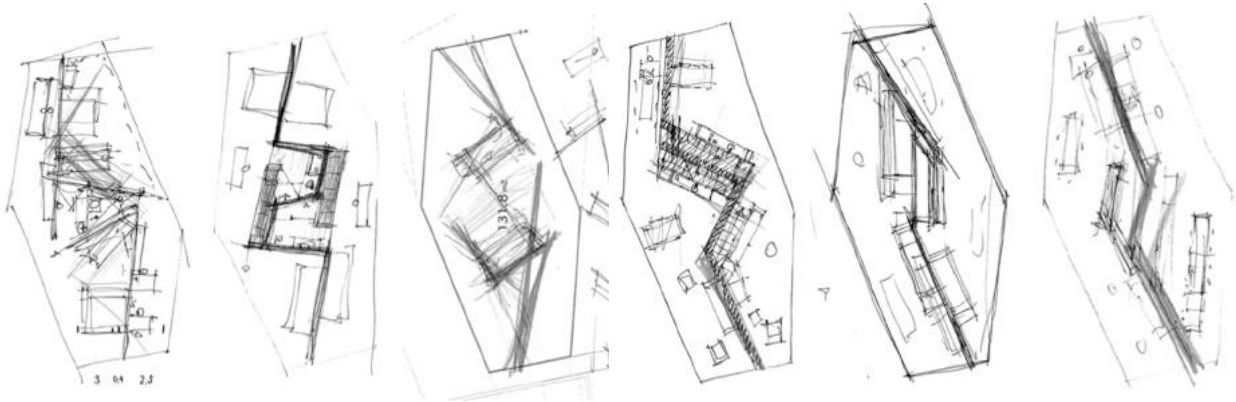


Bild 15: Konzeptskizzen Christian Kerez

Wohnungen so radikal, dass die jeweils andere nicht mehr wahrnehmbar ist, und die Trennung setzt sich sogar im Bereich der Umgebungsgestaltung fort. Die jeweiligen Nachbarn sind somit visuell nicht existent. Gleichwohl bleiben die beiden Haushälften durch die Wand virtuell aufeinander bezogen; Raum, welcher der einen Wohnung zugeschlagen ist, muss der anderen fehlen.

Die Mauer besitzt darüber hinaus eine Reihe weiterer Funktionen: Sie übernimmt die Führung der haustechnischen Installationen - und sie dient auf beiden Seiten als Widerlager für die filigranen Stahltreppen, welche die insgesamt vier Geschosse verbinden. Man betritt das Gebäude vom Vorplatz aus an der westlichen Schmalseite, passiert Keller- und Untergeschoss und gelangt dann - kontinuierlich weiter Richtung Osten emporsteigend - in das eigentliche Erd- sowie das Obergeschoss. Damit bewegt man sich jeweils entlang einer räumlichen Diagonalen durch das Haus.

Die Treppen, die sich optisch zu Kaskaden verbinden, sind zwar mit der Sichtbetonwand verbunden, ansonsten aber frei durch die Geschosse geführt. Überhaupt gibt es keine Einbauten oder Unterteilungen, also sekundäre Strukturen, weder auf der einen, noch auf der anderen Seite des Hauses: Die Wand trennt zwei über vier Geschosse miteinander verbundene Raumkontinuen. Jede Geschossebene bildet einen eigenen Raum, und alle Ebenen sind miteinander verbunden. Eine räumliche Differenzierung ergibt sich allein durch die Frage, wo man das Geschoss betritt - und durch die Ausbildung der trennenden Wand. Denn diese variiert von Geschoss zu Geschoss in ihrem Verlauf, und nur dort, wo Treppen die Geschosse miteinander verbinden, läuft die Wand durch. Das hat zum einen statische Gründe - Decken und Wand bilden ein sich selbst aussteifendes Gefüge, das es erlaubte, auf weitere vertikale Lastabtragungen zu verzichten. Zum anderen ist es Christian Kerez damit gelungen, räumliche Vielgestaltigkeit zu erzielen. Das Hauptgeschoss mit Küche und Wohnbereich befindet sich auf der dritten Ebene; hier verläuft die Wand relativ ruhig, ist nur einmal leicht geknickt und lässt auf diese Weise jeweils einen grossen ruhigen Raum entstehen. Im Geschoss darüber schlägt die

Bild 16: Die Trennwand mit den Treppen

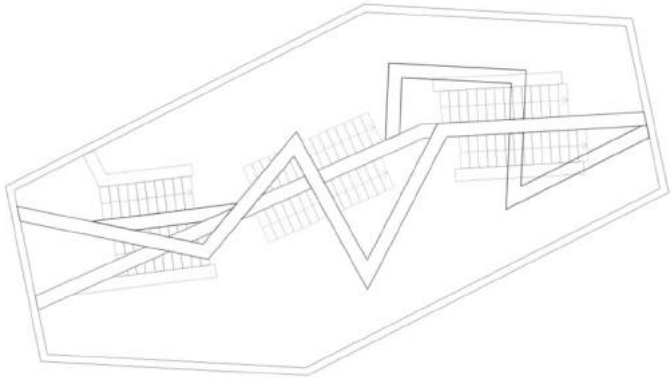


Bild 17: Überlagerung des Wandverlaufes

Wand hingegen Haken; sie stösst versetzt pfeilförmig in die jeweils andere Haushälfte vor, sodass sich dreieckige, durch Schiebewände abgetrennte Räume für die Badbereiche ergeben. Eine Ausstülpung der einen Wohnung bedeutet zugleich ein Einschnüren der anderen. Die vorspringenden Ecken unterteilen das Raumkontinuum und lenken die Blicke der Bewohner und ihrer Gäste.

Alles, was nicht Beton in diesem Haus ist, ist Glas. Die Fassade, von statischen Funktionen befreit, dient nur noch als Klimahülle und ist in geschosshohe und 350 Zentimeter breite Scheiben aufgelöst. Einige davon können aufgeschoben werden, sodass das Haus wie ein verglaster Pavillon erscheint. Die Sichtachsen werden dabei durch die unterschiedliche Führung der trennenden Wand verändert: Die Nordwohnung, die sich auf der obersten Ebene zur Stadt hin orientiert, ist im Geschoss darunter zum See hin ausgerichtet.

Bild 18: Raumeindrücke

VI.2.2 Radikalisierung des Tragwerks

Mit dem Haus an der Forsterstrasse hat Christian Kerez wenige Jahre zuvor vorgeführt, wie sich aus einem Gefüge von Betonscheiben eine raumbildende Struktur generieren lässt. In Witikon hat er - im kleineren Massstab - seinen Ansatz noch einmal radikalisiert. Das Betontragwerk ist ausgedünnt bis zum absolut notwendigen Minimum. Die trennende Wand wurde dabei im Grundriss von Stockwerk zu Stockwerk so variiert, dass sie dank Ihrer Faltung sowohl vertikale wie horizontale Kräfte abzutragen vermag. Ähnlich wie beim Haus an der Forsterstrasse trägt die Wand in ihren auskragenden Bereichen als Konsole. Auch die auskragenden Decken wurden sinngemäss wie beim Haus in der Forsterstrasse vorgespannt, was auch hier zu einem Haus ohne tragende Fassade geführt hat. Mit dem Ein-Wand-Haus am Hirtenweg hat Christian Kerez ein radikales Konzept realisiert, bei dem nahezu sämtliche Funktionen eines Hauses in eine Wand integriert wurden. Die Wand variiert das Raumgefüge, sie moduliert die Perspektiven, und sie bietet im wahrsten Sinne des Wortes - Rückhalt in einem Raumgefüge, das sich vollständig zur Umgebung hin entgrenzt. Stärker ausreizen lassen sich die Materialkontraste nicht: Beton versus Glas, Abgrenzung versus Öffnung, Monumentalität versus Filigranität.

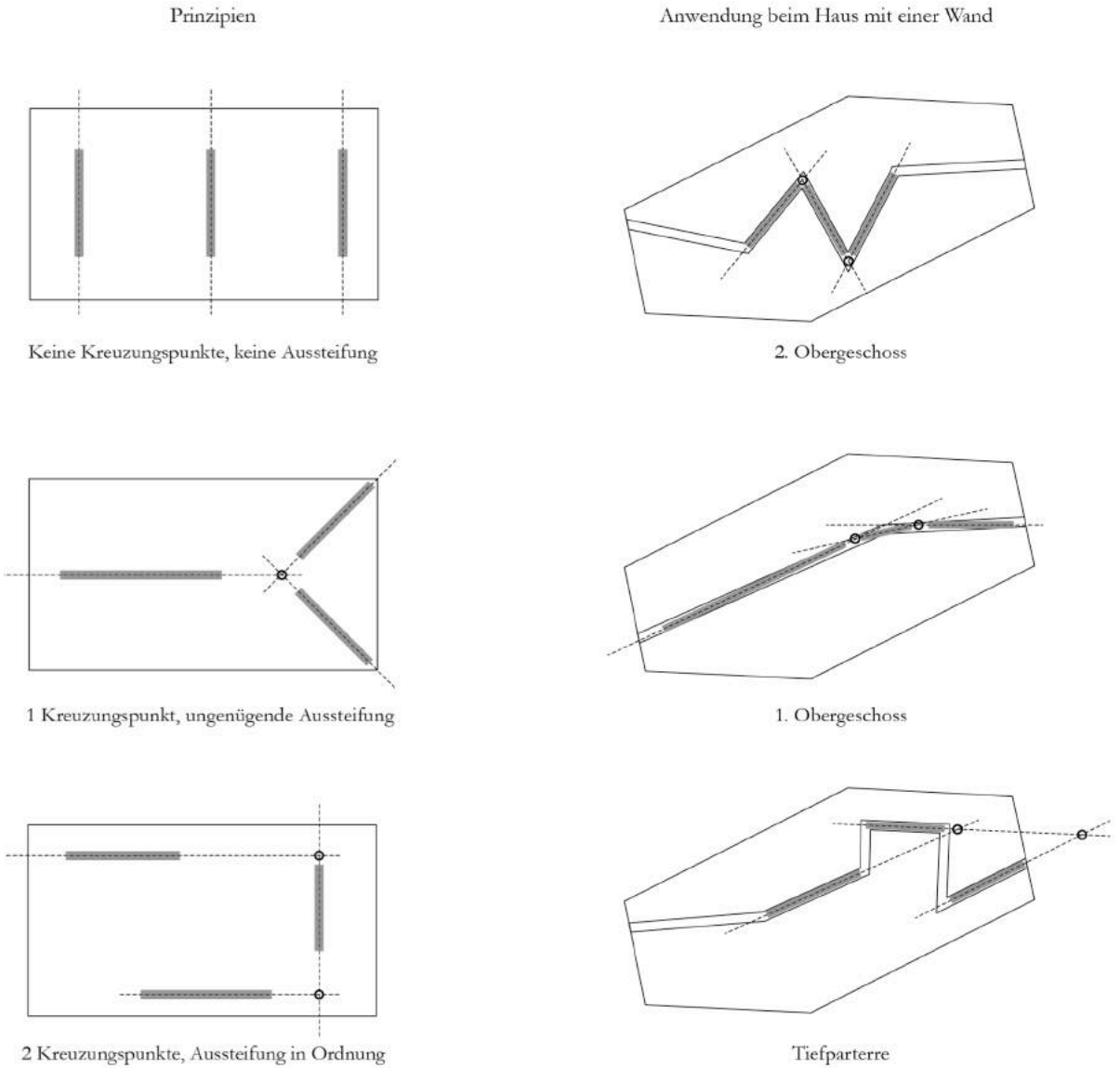


Bild 19: Aussteifung durch mindestens drei Scheiben und zwei Kreuzungspunkte

Literaturhinweise:
[1] Hubertus Adam (2003): „Christian Kerez, Mehrfamilienhaus Forsterstrasse, Zürich“, Zeitschrift Archithese, Heft 6.2003, 64 - 69.
[2] Cemsuisse, Verband der Schweizerischen Cementindustrie (2005): „Architekturpreis Beton 05“, GTA Verlag Zürich, ISBN 3-85676-159-4, 14 – 39.
[3] Joseph Schwartz (2006): „Mehrfamilienhaus an der Forsterstrasse, Zürich / Residential Building on the Forsterstrasse, Zürich“, Proceedings of the 2nd fib-Congress, Naples, Italy, ISBN 978-3-03732-001-3, 58 – 62.
[4] Hubertus Adam (2007): „Eine Wand als Rückhalt“, Zeitschrift Archithese, Heft 5.2007, 90 - 95.

Bildnachweise:
[1] Dominique Marc Wehrli, Christian Kerez
[2] Walter Mair
[3] Christian Kerez
[4] Walter Mair
[5] Walter Mair
[6] Georg Aerni
[7] Professur für Tragwerksentwurf, ETH Zürich
[8] Christian Kerez
[9] Professur für Tragwerksentwurf, ETH Zürich
[10] Dr. Schwartz Consulting
[11] Dr. Schwartz Consulting
[12] Walter Mair
[13] Walter Mair
[14] Walter Mair
[15] Christian Kerez
[16] Walter Mair
[17] Christian Kerez
[18] Walter Mair
[19] Professur für Tragwerksentwurf, ETH Zürich

VII Raumbildung in Stahl

VII.1 Sendai Mediathek

Ing.: Mutsuro Sasaki

Die Mediathek in Sendai (2001, Japan) fungiert als lokaler Treffpunkt und Ort des Austausches und beinhaltet durch die Gemeinde zu nutzende Ausstellungsflächen, eine Stadtbibliothek, Computerarbeitsplätze und verschiedene Serviceeinrichtungen für Seh- und Gehörbehinderte. Im Dialog mit den Bürgern entwarf Toyo Ito eine offene, transparente und flexibel nutzbare Architektur aus horizontalen Platten und vertikalen Stützen hinter einer umlaufenden Glasfassade.

Die Fragestellung des "Modernen Hauses":

Nicht Leichtigkeit und Licht stehen bei diesem Bau im Vordergrund sondern eine Stärke des Ausdrucks, wie bei allen Bauten Itos, die in diesem Fall durch eine Neuinterpretation von Le Corbusiers Dom-Ino (Bild 1) erlangt werden sollte. Mittels eines tektonischen Experiments, bei dem "klassischen" Bauteilen neue Funktionen zugewiesen werden, entsteht die gewünschte Vielseitigkeit basierend auf der festgesetzten Regel nur Stützen und Platten zu verwenden und das gesamte Entwurfskonzept den Schlagworten Fliessende Räume, Transparenz und Körperhaftigkeit unterzuordnen. Ito beschrieb Sasaki das Gebäude als eine Art Dom-Ino aber dieser sah in dem ersten Entwurf eher eine Kombination aus Mies van der Rohe und Gaudí.
Die Reinterpretation des Dom-Ino basiert auf dem Ersatz der einfachen Stützen durch raumhaltige, aus Netzen aufgebauten Stützen, die mehr Stabilität gegenüber horizontalen Kräften aufweisen und gleichzeitig die Struktur transparent erscheinen lassen (Bild 2).

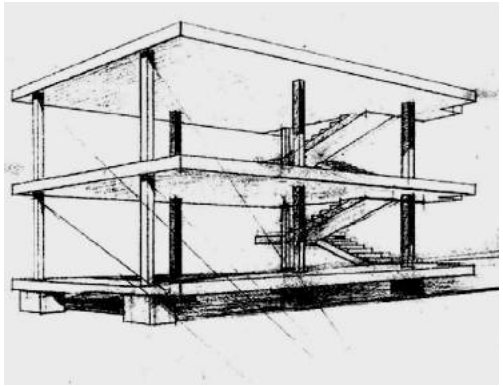
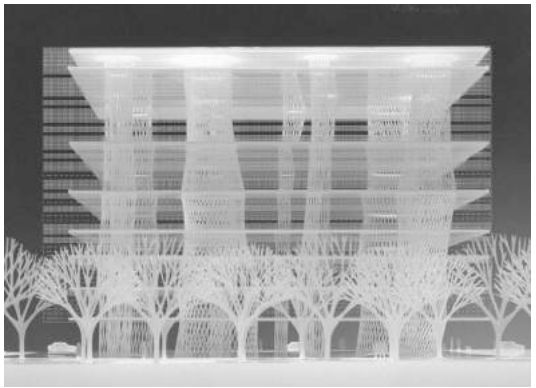


Bild 1: Le Corbusier, Dom-Ino, 1914



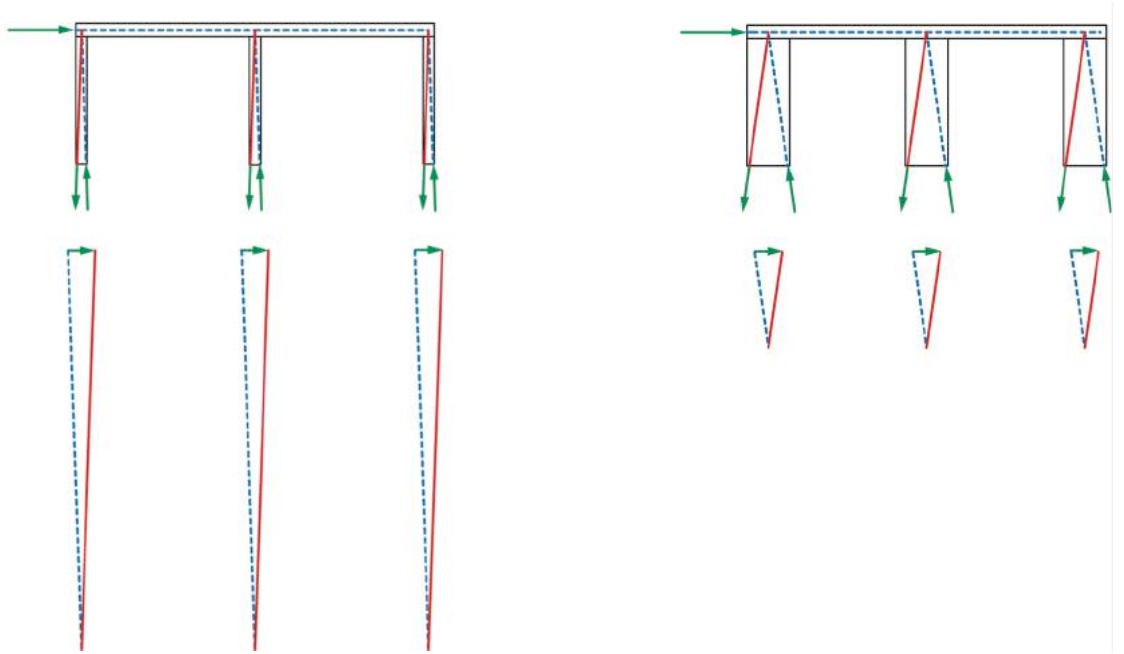


Bild 2: Wettbewerbsmodell

Die Auflösung der Trennung von tragenden und raumbildenden Elementen:

Die statische Ausgewogenheit der Moderne wurde von Ito an die Grenzen des technisch aber auch räumlich möglichen getrieben. Während Le Corbusier in seiner Darstellung auf aussteifende Elemente verzichtet und damit eine Utopie als Bild propagiert, jedoch klar ist, dass andere nicht dargestellte Teile des Gebäudes diese gewährleisten, übernehmen bei der Sendai Mediathek die raumhaltigen und schief gestellten Stützen, die wie *"Seetang der im Wasser tanzt"* angeordnet sind, diese Aufgabe. Bereits in Itos erster Skizze waren drei Grundelemente zu sehen. Unterschiedlich hohe dünne Böden *"plate"*, der Seetang als Tragelement *"tubes"*, sowie die Hülle *"skin"*, die zusammen das von Ito gwünschte Entwurfskonzept erlebbar machen sollten. (Bild 3)

Nachdem die *"tubes"* (Bild 4) mehr sind als rein vertikal belastete Elemente, ist deren Form und Dimension abhängig von den physikalischen Einwirkungen, wodurch klar wird, dass Sasaki einen sehr starken Einfluss auf den Entwurfsprozess hatte. Sasakis erste Reaktion ist mit den Worten *"... the image was poetic, but far from any known reality..."* (Bild 5) überliefert und Ito beschreibt die Situation in einem Interview mit Koji Taki im Jahre 2005 folgendermassen: *" In the case of Sendai however, he was probaly shocked by the design and made a tremendous effort to realize the " tube" that we had drawn. Or perhaps I should say he forced our design on his modernistic logic."*

Sasaki modellierte faziniert von Itos Idee so lange an den *"tubes"*, bis diese auch den statischen (vorallem Erdbeben) und den ästhetischen Anforderungen entsprachen. Die Wandlung von leichtem Seegras hin zu richtigen Bäumen änderte das vorherrschende Gestaltungselement und die zuvor stark in Erscheinug tretenden *"plates"* und der *"skin"* traten in den Hintergrund. Aus dem Seegras ist eine richtige Stahlkonstruktion geworden, Ito war beeindruckt und von der Präsenz der Röhren begeistert, die nun wie Objekte in einem Schaufenster erscheinen. *"...Yet they were not as I originally conceived them, as trees made of metal mesh. The tubes look on an*

Bild 4: Innenansicht der "tubes"

Bild 5: Aussenansicht

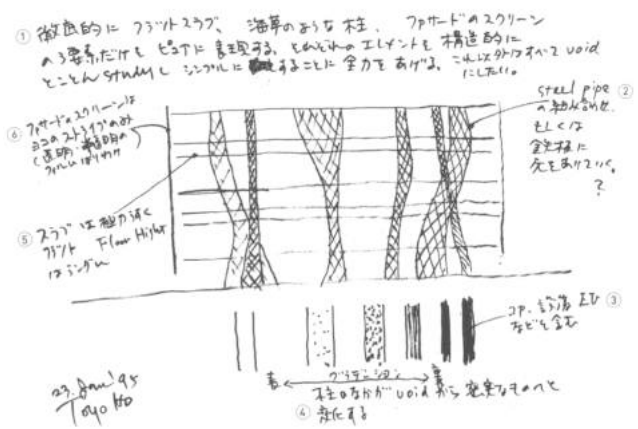


Bild 3: Erste Skizze

existence as full-scale things. The transformation that took place, from virtual to real tubes, was not simply the conversation that inevitably takes place when something existing only in imagination is translated into reality. It also involved a transformation of the concept of the tubes in my own mind. As the building underwent construction, I finally came to recognise the tubes for what they were: things, no more, no less."
(Bild 6).

Die *"tubes"* werden durch ihre Raumhaltigkeit präsent in ihrer Erscheinung, was durch die Verglasung noch stärker zum Tragen kommt und damit für den Besucher der Eindruck entsteht sich wie auf einem Spaziergang durch einen Wald zu fühlen (Bild 7).

Die *"tubes"* dienen als Lichthöfe und transportieren mit Hilfe von elektonisch gesteuerten Parabolspiegeln am Dach das Tageslicht bis in die tief ins Gebäude und schaffen so jenes postulierte Fliessen der Räume. Zudem sind in den *"tubes"* alle dienenden vertikal anzuordnenden Funktionen, wie Aufzüge, Treppen und Installationen untergebracht. Aus der Stütze ist somit ein Raum geworden und die Trennung von tragenden und raumbildenden Elementen wurde aufgelöst (Bild 8).

Über die Art, wie die Menschen das Gebäude nutzen sollen sprach Ito: *"People will visit this convenience store stocked with diverse media including publications, paintings, photographs, videos and movies, and use these media to create an enormous book out of the reality of the city in which they live and to inscribe in the mediatheque proof of their own contemporary existence. This huge album will be impossible to create without electronic media such as computers. I would like this building to become a strategic base for such activities, a place where the act of creation is itself archived. "Take to the streets to create a book" – that is what I hope Sendai Mediatheque will ultimately inspire people to do."*

Technische Herausforderung:

Die Geschosshöhen variieren zwischen 3.90 m und 7.40 m weshalb auch die *"tubes"* variabel sind und den Querschnitt in jedem Stockwerk ändern. Gleichzeitig sind diese zudem unregelmässig plaziert.

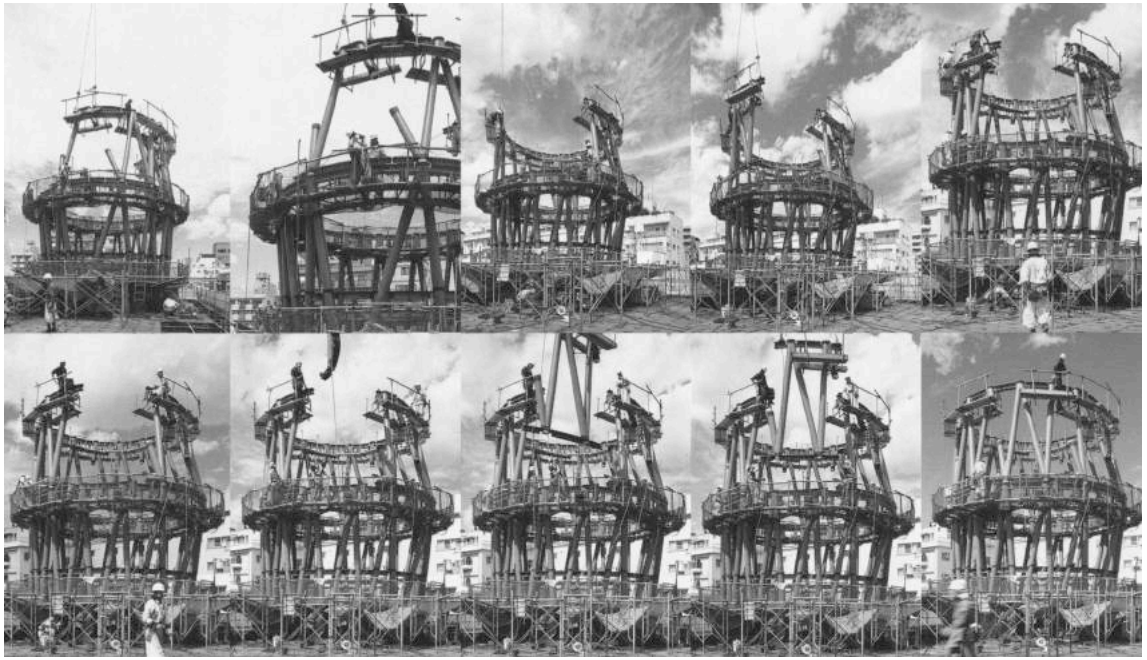


Bild 6: Montage der „tubes“

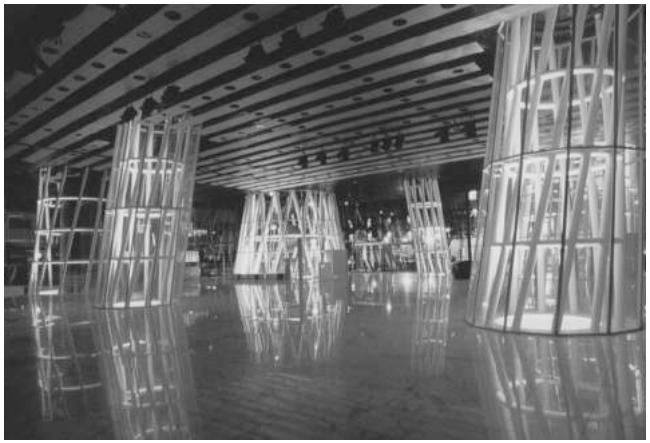


Bild 7: Lichtführung durch die "tubes"

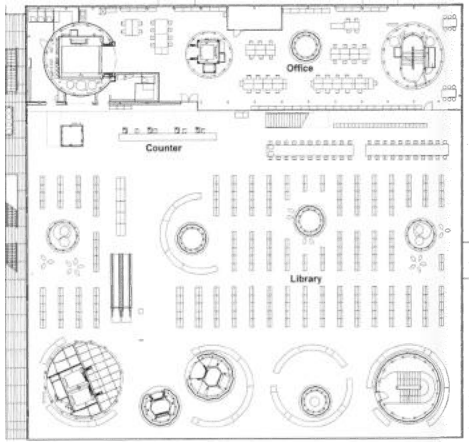


Bild 8: Grundriss

Die vier *"tubes"* in den Ecken sind etwa 9 m weite Röhren aus vollverschweissten Hohlprofilen mit einem Durchmesser von 240 mm. Durch die netzartige Triangulierung können diese Stützen horizontale Einwirkungen abtragen (Bild 9). Die restlichen neun *"tubes"* sind als 2m bis 6m weite Röhren aus parallelen Hohlprofilen mit einem Durchmesser von 140 mm ausgeführt. Diese Röhren können vor allem vertikale Einwirkungen abtragen und sind jeweils auf der mittleren Höhe jedes Geschosses verspannt, um ein Ausknicken zu vermeiden. Die Wanddicke der verwendeten Hohlprofile variiert zwischen 9 mm und 39 mm entsprechend der Exzentrizität der *"tubes"*.

Die vier Eck-*"tubes"* sind zudem im Untergeschoss auf einer Konstruktion aus Vierendeel-Trägern abgestellt. Diese absorbiert die seismische Energie durch Deformation der Träger und verhindert dadurch, dass Erbebenkräfte in die Konstruktion übertragen werden. Die biegsamen Rahmen sind mit den Fundamenten über Gussstahlkugeln und Auflagersockel verbunden.

Die Geschossplatten sind 40 cm hoch, spannen bis zu 20 m und sind in drei Zonen unterteilt. Um jede Stütze herum ist eine triangulierte Tellerzone aus 6 mm dicken annähernd radial angeordneten Rippen ausgebildet. In Richtung der kürzesten Spannweiten sind diese Zonen durch 1 x 1 m weites Raster verbunden. Der stützenfreie Zwischenraum wird durch ein 1 x 3 m respektive 1 x 4 m weites Raster überspannt. D.h. die Dichte der Struktur passt sich an die Belastung an (Bild 10 & 11).

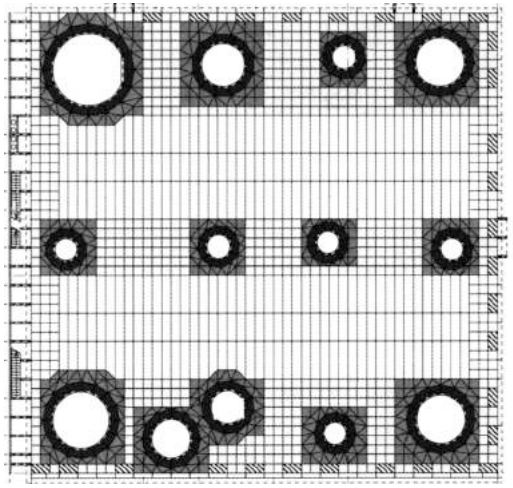


Bild 10: Plan des Trägerrostes

Bild 11: Triangulierte Zone um die Stützen

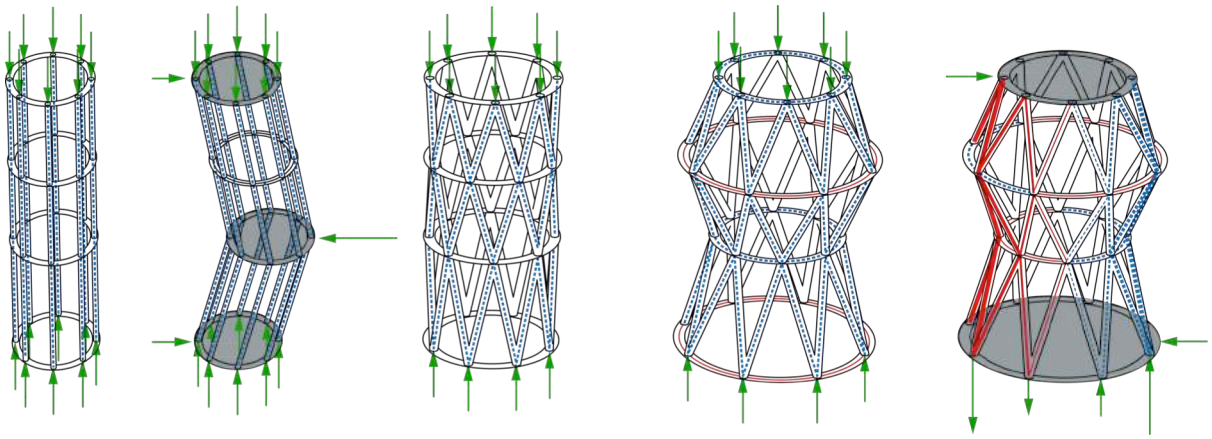


Bild 9: Stützen unter horizontalen Lasten

VII.2 Serpentine Gallery Pavillon

Ing.: Cecil Balmond

Die Serpentine Galerie lädt jeden Sommer Architekten, welche noch nie im Vereinigten Königreich gebaut haben, ein, einen temporären Pavillon in den Londoner Kensington Gardens vor einem neoklassizistischen Gebäude zu errichten. Im Jahre 2002 wurde Toyo Ito mit dieser Aufgabe betraut und entwickelte zusammen mit dem Ingenieur Cecil Balmond einen Leichtbau aus Stahl (Bild 13).

Toyo Ito war bei einer Konferenz in Weimar einige Jahre davor so sehr von Balmonds Ansätzen des parametrischen Entwerfens beeindruckt, dass er lange Zeit nach einem geeigneten Projekt für eine Zusammenarbeit suchte, obwohl er über Cecils Arbeit sagte: *"Cecil Balmond describes geometry as traces of moving points and widens the concept of geometry. However, Cecil`s concept of geometrie is difficult to apply to architecture because we need to incorporate it with social systems and specific forms of living and life"*. Der Entwurf der Serpentine Gallery bat sich jedoch dazu an ein experimentelles Gebäude zu errichten, gleichzeitig die Zusammenarbeit Ito-Balmond auszuprobieren und so das von Ito gesetzte Ziel der *"unvorhersehbaren Komplexität und hybriden Raumsituationen"* zu verwirklichen.

Wenn man Bilder von diesem temporären Gebäude betrachtet, so fällt einem anfangs nur das Muster auf. Erst auf dem zweiten Blick entdeckt man, dass sich dahinter eine komplexe strukturelle Form verbirgt, die eine unvorhersehbare Geometrie erzeugt. Bei noch näherer Betrachtung erkennt man, dass sich die Struktur ständig verschiebt. Diese drei Merkmale zeigen eine komplexe Beziehung zwischen Muster, Geometrie und (Trag-)Struktur auf und gleichzeitig entsteht das Fliessen und die Bewegung, welche in allen Entwurfsansätzen Itos zu finden sind.

Bild 12: Mies Van Der Rohe. Farnsworth. 1951.

Bild 13: Toyo Ito. Serpentine Pavillon. 2002.

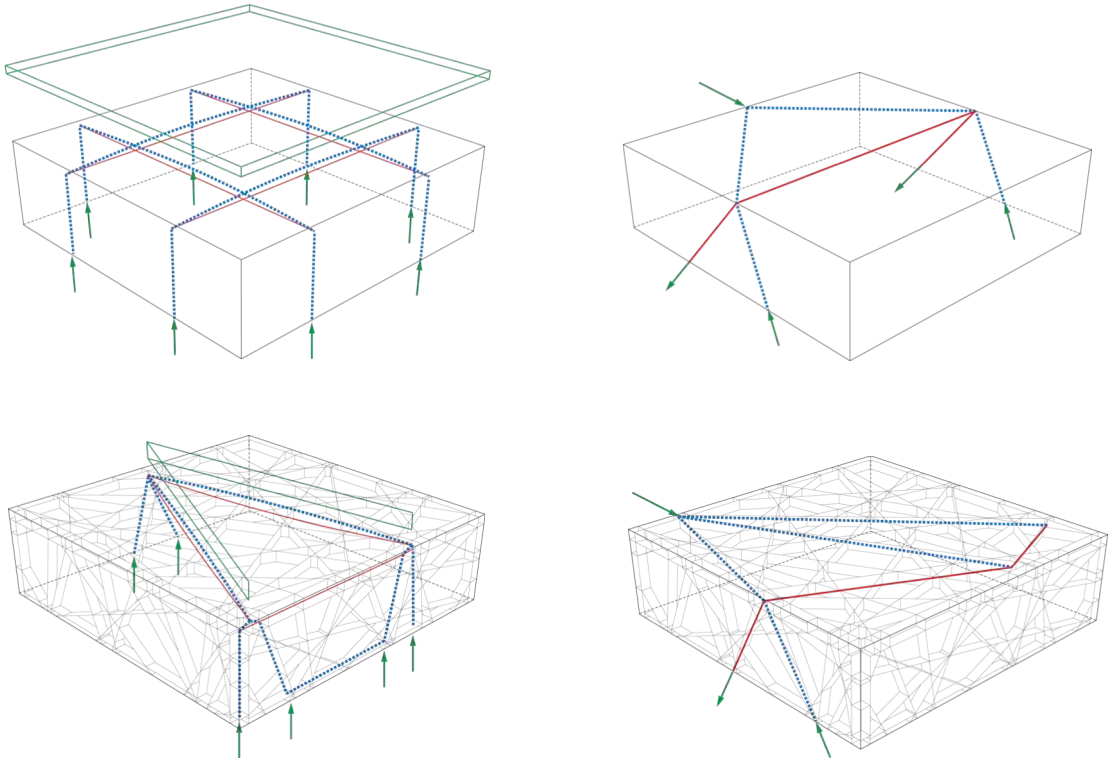


Bild 14: Kräfteverlauf unter vertikaler und horizontaler Last

Itos Ansätze des parametrischen Entwerfens:

In den ersten Jahren arbeitete Ito mit einfachen geometrischen Formen, da es äusserst schwierig war, komplexere Geometrien zu berechnen. Erst Anfang des 21. Jahrhunderts waren die Rechenleistungen so gross, dass auch diese Geometrien untersucht werden konnten. Die neue Herausforderung war nun nicht mehr eine Struktur zu finden, sondern einen spezifischen Grund, warum die Struktur so ist, wie sie ist. Ito entschied sich *"Regeln"* aufzustellen um Form zu generieren.

Bei der Serpentine Gallery stellte Ito die Behauptung auf dass das parametrische Entwerfen an einfache Algorithmen gekoppelt ist, welche als eine Bewegung verstanden werden können, ausgelöst durch einen Prozess, der zwischen Ja oder Nein entscheidet und damit auf die nächst höhere Stufe gelangt, wo wiederum über Ja oder Nein entschieden wird, usw.. Es ist klar, dass damit nur eine von vielen Möglichkeiten realisiert wird, jedoch entscheidend war sich ein Set von wenigen überschaubaren Bedingungen zu geben und damit zu experimentieren. Erkannt wurde hierdurch, dass im 20. Jahrhundert nur durch eine extreme Einschränkung der Bedingungen und den Ausschluss von Möglichkeiten jene schöne Einfachheit entstand. Ito beschreibt den Unterschied seiner Arbeit zu der von Mies (Bild 12) in einem Interview mit Peter Macapia im Jahre 2006 folgendermassen: *"That is the difference between my production and Mies's production. Mies manipulated the same thing again and again, then refined the grid. But I want to look for different directions with every single project like a growing tree."*

Durch räumliche Bewegung, entstanden durch die Anwendung eines sich drehenden quadratischen Algorithmus (Bild 15), bekommt der Serpentine Pavillon qualitativ unterschiedliche Raumsituationen. Die Struktur erhält eine Tiefe, wird raumhaltig und dadurch selbst zum architektonischen Raum. Somit ist der architektonische Entwurf das Ergebnis eines Prozesses, der geprägt von geometrischen, räumlichen, statischen und mathematischen Einflüssen, seine Form erhält. Es ist klar, dass somit nicht

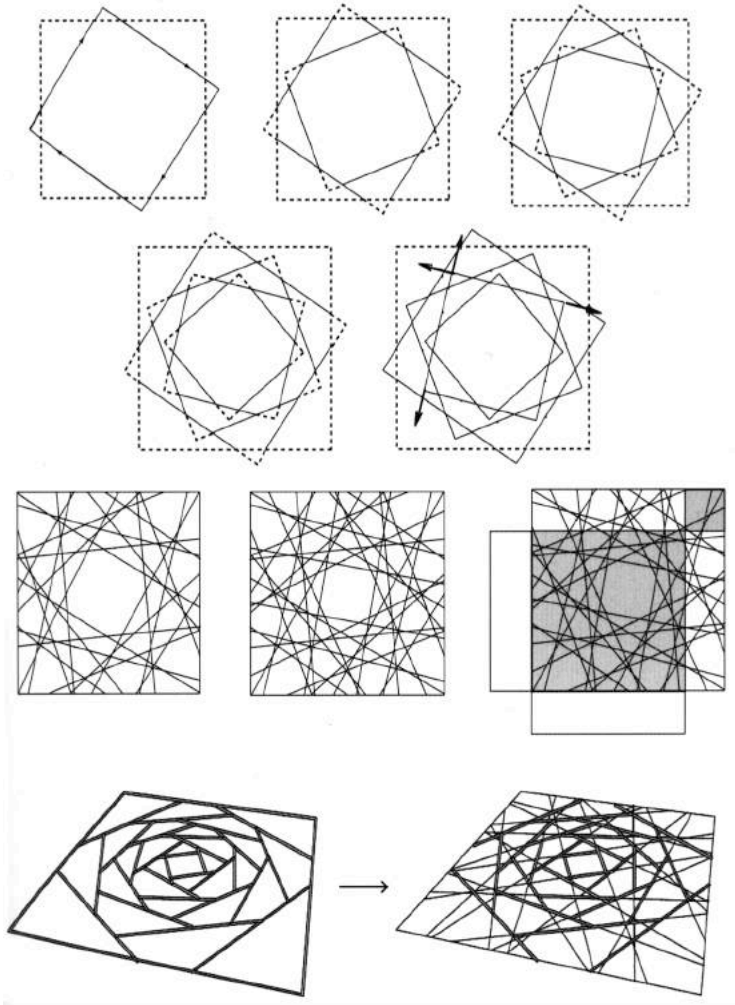


Bild 15: Entwurfsgenerierender Algorithmus

einzig der Architekt sondern Balmond und Ito in einem gleichgestellten Dialog entwurfsrelevant tätig waren. Ito beschrieb die Zusammenarbeit 2002 folgendermassen: *" The random pattern of the London pavilion, however, is both a product of the architects intent and an expression of engineer Cecil Balmond`s ideas about non-linear structure."*

Technische Herausforderung und deren architektonischer Ausdruck:

Dadurch, dass der Pavillon nur temporär aufgebaut wurde, war es notwendig diesen aus leicht transportierbaren und schnell montierbaren Elementen herzustellen. Am Ende des Designprozesses stand eine Rasterstruktur aus Stahlstangen und Balken mit unterschiedlicher Stärke, die alle vorgefertigt und geschweisst waren und an der Baustelle nur noch verschraubt werden mussten (Bild 16). Die Grundstruktur des Cubus wurde durch Algorithmen digital verzerrt und gedreht, wodurch ein dreieckig- und trapezförmiges Muster entstand, zusammengesetzt durch lineare und flächige Elemente aus Aluminium und Glas (Bild 17). Das Wichtigste daran war jedoch, dass auf diese Weise der Materialverbrauch stark gesenkt werden konnte, da die Geometrie die maximale Spannweite der Träger von 18m auf 12m reduzierte. Es ist jedoch keinesfalls so, dass einfach nur das Ergebnis aus der Anwendung des Algorithmus verwendet wurde: *"Structure and algorithm seemed to be matched, but they're not, they're a little bit shifted. That is the difference between structure and something composed by pure algorithm."*

Der aus diesen geometrischen Operationen entstandene Gitterrost (vgl. TE II, Bild 11.1) leitet die vertikalen Kräfte über Rahmenecken (vgl. TE II Bild, 12.16) auf die vertikalen Elemente ab, die diese widerum z.T. über Biegung auf die Fundamente weitergeben. Dadurch, dass die Knoten sehr eng gesetzt sind findet eine starke Ausbreitung der Last statt, die somit die Last auf dem einzelnen Element verringert. Die extrem dünnen Metallplatten werden durch die flächigen Füllelemente am Knicken gehindert. Die Aussteifung ist durch die Verdrehung und damit in verschiedene Richtung laufenden Rahmen gewährleistet (Bild 14).

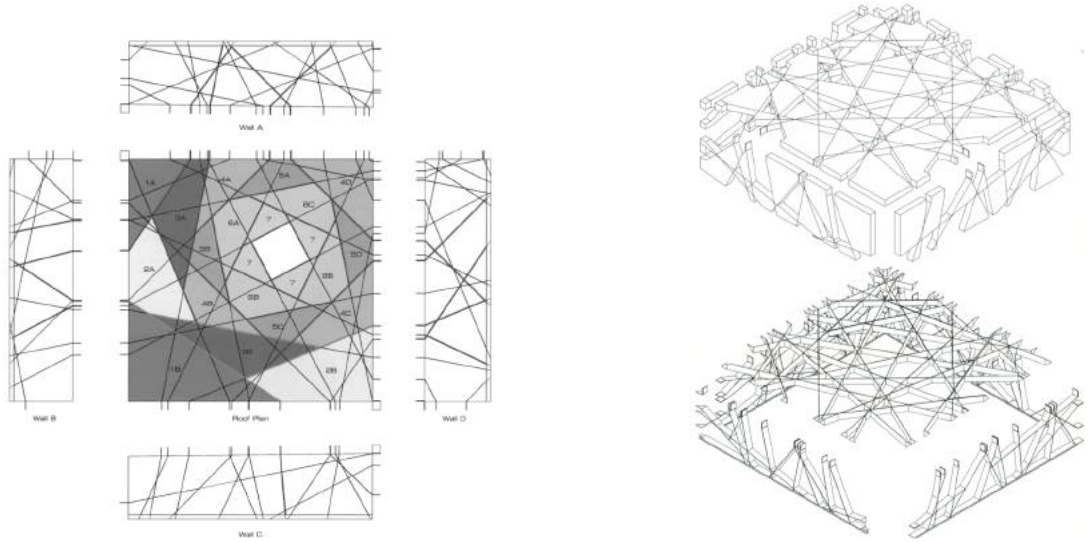


Bild 16: Abwicklung und Axonometrie der Tragstruktur und der Verkleidung

Bild 17: Detail Verbindung

Die Nichtarchitektur:

Das gesamte Gebäude ist eine Gradwanderung zwischen Architektur und Kunstwerk. Typische architektonische Elemente wie Türen, Fenster, Säulen oder Wände fehlen. Es gibt nur ein minimales funktionales Raumprogramm. Am Ende ist es ein angedeuteter Cubus aus weissen Linien, mit abstrakten Flächen inmitten des Grüns des Kensington Garden (Bild 18).

Bild 18: Innen-Aussenraum

References:

- Ito T. (ed.), 2011. Tarzans in the Media Forest, Pp.136-139
- Macapia P. , 2006. Emergent Grid: A Conversation with Toyo Ito
- Balmond C. , Ito T. 2004. Concerning Fluid Spaces. A+U: Architecture and Urbanism n.5. P.p.44-53

VIII Transformation

VIII.1 Folding for Structure and Space-making

"Folding turns a flat surface into a three-dimensional one. It is a powerful technique not only for making form but also for creating structure with geometry."

Lisa Iwamoto

The overall digitalization of the contemporary design process within the discipline of architecture has raised an increased attention to structural performance as an essential driver for the design development. Over the past decade, this phenomenon has been revealed by the growing number of collaborative relationships between architects and structural engineers, who have increasingly begun to team up, starting at the initial phases of the design process. Within this domain, the operation of folding represents an effective medium to consistently integrate architectural and engineering thinking towards a holistic approach to design.

Folding can be employed as a method for generating architectural forms that are able to address diverse spatial and programmatic necessities; at the same time, the use of folding in design gives the chance to produce efficient structures. Based on the inherent properties of folding, it is possible to establish a direct relationship between the form of a load-bearing structure, its internal force flow and the defined architectural space. It is this, the tripartite relationship that characterizes the so-called *strong structures*: supporting structures that do not accomplish their structural function in the background, as hidden skeletons, but rather transform the need for load-bearing into an opportunity for architectural space making. In addition, due to the inherent integration of force flow logic within their form, strong structures are in tendency more expressive than conventional structures and are able to resist the external applied loads through their geometry rather than through material accumulation.

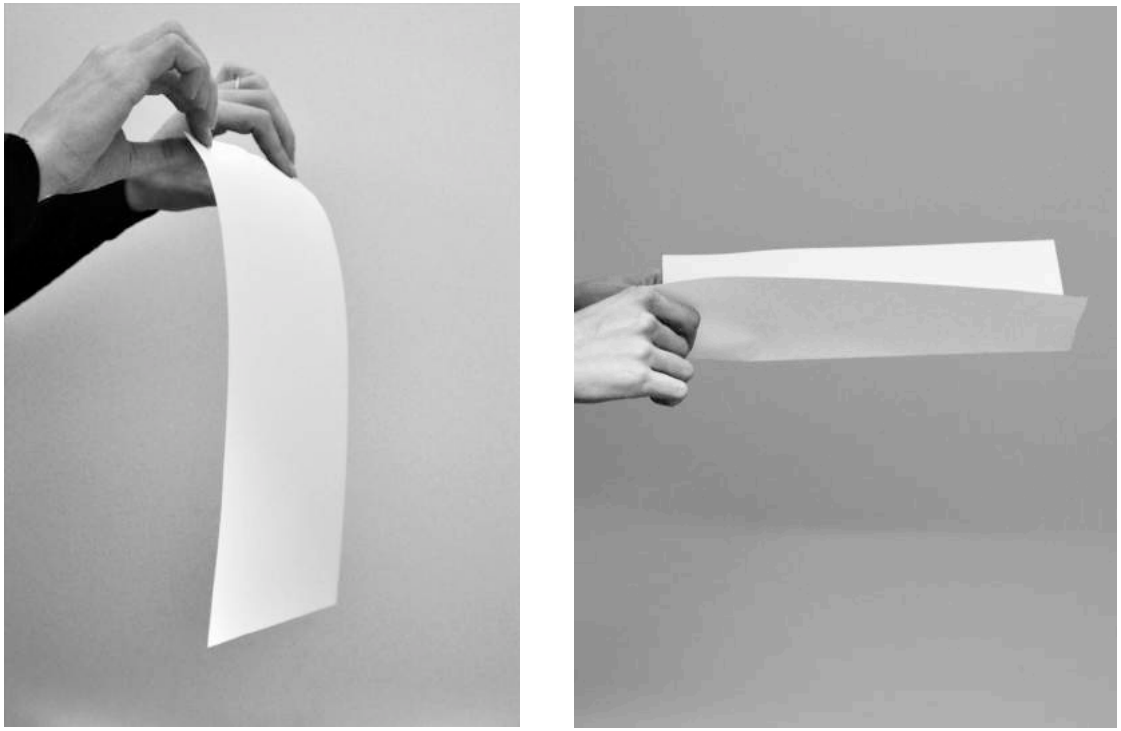


Figure 1: Resistance through form by folding

VIII.2 Structural Design with Folding: foldDESK

"The resistant virtues of the structures that we make depend on their form. It is through their form that they are stable and not because of an awkward accumulation of materials. There is nothing more noble and elegant from an intellectual point of view than this, resistance through form."

Eladio Dieste

From a structural point of view, one of the most peculiar properties of folded structures is their ability to resist the external applied load through their geometry. In this sense, a folded system has an explicit structural logic, which relies on the direct relationship between the flow of forces within the system and its overall form.

In particular, inside a folded structure it is possible to activate a load-bearing mechanism equivalent to a pin-jointed truss framework where the folded edges represent the elements of the truss, loaded either in tension or compression (Figure 2). In this way, materials can be employed in a more effective way in order to produce lighter, and as such, more efficient structures.The design of an office desk out of a folded steel plate (foldDESK, 2013) has been used at the Chair of Structural Design as a case study to explore the opportunities of folding as a formal method for structural design (Figure 3).

The project foldDESK is an attempt to redefine the traditional office desk typology by proposing an integrated solution characterized by the combination of diverse elements, namely a table top, a blackboard and a bookshelf, within the same unique system. Due to the spatial constraints of the site, a design solution has been proposed such that the desk, deprived of the conventional supporting legs, cantilevers directly from the wall. The clean and neat design of the desk directly relies on the potentials of folding to transform the necessity for load-bearing into the freedom of design expression. In particular, the cantilevering desk gains its stability and structural stiffness thanks to the folded geometry of the steel plate, which has been designed to also address the various programmatic requests.
A parametric digital tool has been developed in order to design

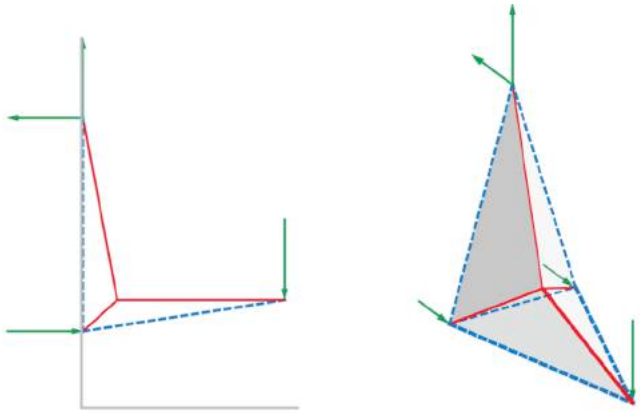


Figure 2: Structural diagram of the folded table

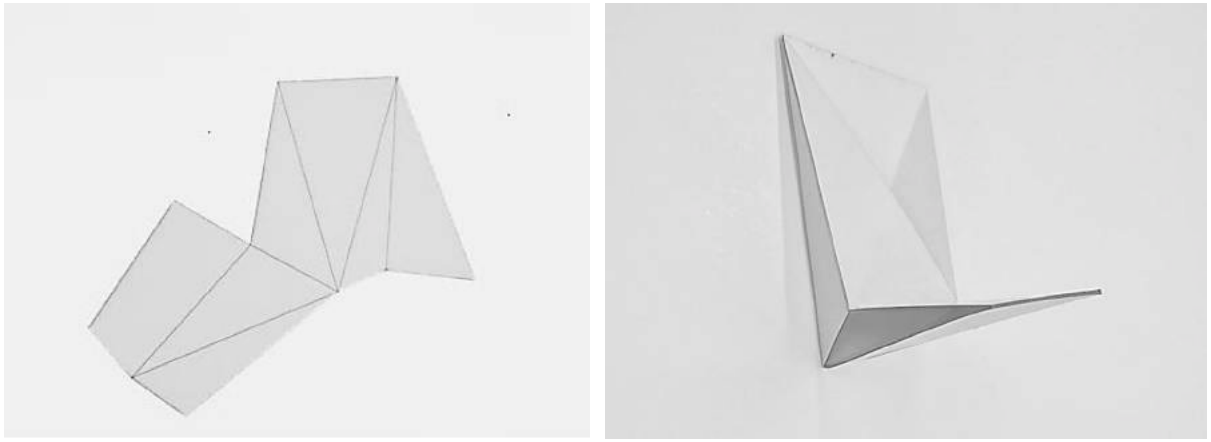


Figure 3: Cardboard models of the folded table

the folded desk. The tool builds on the compression-and-tension truss representation of the folded structure and relies on the potentials of folding as a parametric operation. The tool allows for the geometry of the folded structure to be interactively modified while giving a direct feedback on the distribution of tensile and compressive internal forces (Figure 4). As a result, formal and structural questions can be simultaneously addressed during the design process. In particular, critical accumulation of forces along an edge of the folded structure can be resolved in many ways, by shortening an edge, by moving an end point, or by introducing additional fold lines. All of these possible reactions directly influence the design, and the appropriate response results from a process of balancing structural, spatial, technical and material aspects in relation to the specific design idea and the given context. Because of this, the right response to structural information can be decided only a posteriori. In this way, the parametric tool is not actively interfering with the design; that is, no process of optimization has been implemented that changes the design with respect to the intensity of the inner force flow. The parametric tool is also able to provide the designer with intuitive information with respect to the problem of buckling. Based on the topology of the compression-and-tension model, and the kind of inner forces, it is possible to easily locate the edges where buckling is more likely to occur: the risk of buckling corresponds to the free edges under compression.

High-tech manufacturing methods combined with the meticulousness of handcrafted fabrication techniques has allowed for the final full-scale desk prototype to be built (Figure 5). The desk is folded out of a 3 mm-thick steel plate and it is welded on three edges.

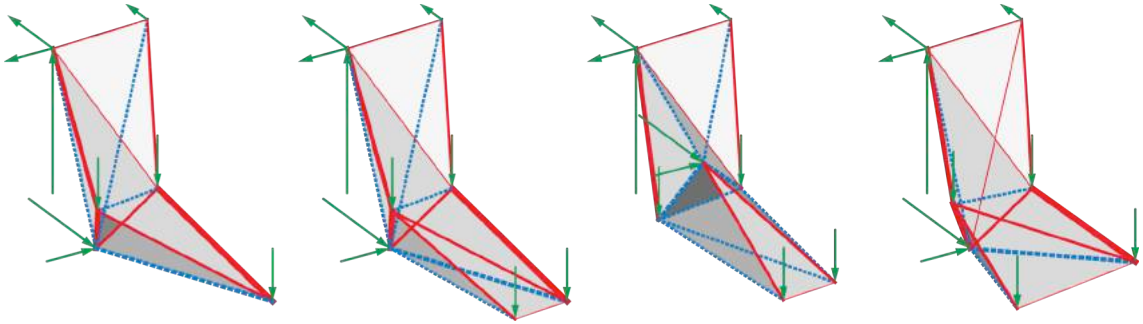


Figure 4: Parametric structural model of the folded table

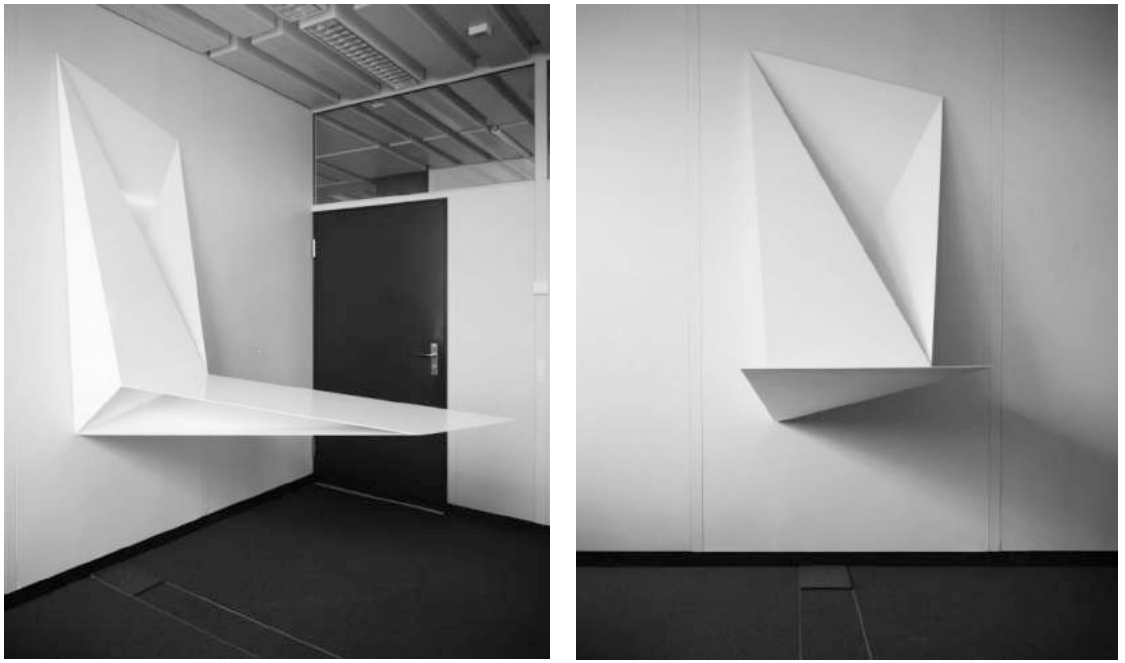


Figure 5: Lateral and front view of the final piece on site

VIII.3 The Structural Folds of Sergio Musmeci

It is because of their inherent structural potentials that folded systems had been investigated particularly during the 1950s and 1960s, when the search for structural efficiency led to the production of numerous examples of innovative constructions, working according to the principle of resistance through form. In this context, one of the first and most consistent explorations of the structural properties of folding is due to the engineer Sergio Musmeci. His investigation of folding is encompassed within the theory of minimal structures based on his life-long research on structural design involving the minimum and optimum use of materials. In fact, folding represented an important source of investigation for Musmeci, who employed it on an extended series of projects in reinforced concrete, mostly developed at the end of the 1950s . These projects bear witness to the evolution of the concept of folding within the structural design approach of Musmeci.

In particular, in his first projects (1954-56) the engineer employed folded plates for the design of roof structures, in place of the conventional beam and slab structural typology. By analyzing and comparing these projects, a morphogenesis can be observed in the geometry of the folded roofs, starting from the regular design of the Cinema Araldo in Rome (1955) and the Cinema San Pietro a Montecchio Maggiore (1956), to the highly customised design of the Stabilimento Industriale Raffo in Pietrasanta (1956) and the Cappella dei Ferrovieri in Vicenza (1958). This evolution shows an increasing competence and desire for experimentation in the employment of folded geometries by Musmeci.

Building on these initial experiments on the design of roof structures, folding has been applied by Musmeci as the main driver for the design of the Cinema San Pietro in Montecchio Maggiore (1957), developed in collaboration with the architects Sergio Ortolani and Antonio Cattaneo (Figure 6). This project consists of a parish cinema located in a small town nearby Vicenza. The structure is based on a series of modular reinforced concrete folded plates, working like a system of alternating compressive arches and tensile cables (Figure 7 *left*). The plates are arrayed to generate a unique corrugated surface system in

Figure 6: Profile view of Cinema San Pietro in Montecchio Maggiore, 1957

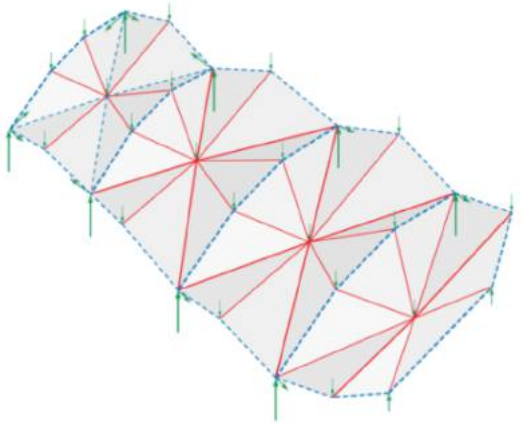


Figure 7: *left* Structural diagram of the folded roof of Cinema San Pietro; *right* interior view of the projection hall

which the folded plates are supported at each other's edges, thus working overall as a discrete shell structure. In this way, the folded structure proposed by Musmeci represents an alternative to the conventional building systems based on beams and slabs. The structure itself is the defining formal element of the enclosed space (Figure 7 *right*). However, though the folded system proposed by Musmeci succeeded in the integration of structure and architecture, due to the simplicity of the architectural program, the design does not completely explore the potentials of folding as a method for space making. That is, the systematic repetition of the same folded modular element along the longitudinal axis of the building ultimately generates a monotone internal space.

Right after the development of the roof for the Cinema San Pietro, another remarkable investigation conducted by Musmeci on the structural opportunities of folding is the design of the roof for the Stabilimento Industriale Raffo in Pietrasanta (1958), in collaboration with the architects Calini-Montuori (Figure 8). The building accommodates, beneath the same corrugated reinforced concrete roof, a unique open space that was formerly used as a marble sawmill and is nowadays employed as a storehouse. The specific requirements of the marble company that commissioned the project to Musmeci, defined the boundary conditions for the design, especially in relation to the location of the supports of the roof structure. That is, unlike the roof for the Cinema San Pietro, the folded surface of the Stanilimento Raffo rests on supports that are asymmetrically located. This has led to the introduction of a series of cantilevers in the structural system and, as a consequence, the folded roof of the Stabilimento Raffo shows a higher formal and structural complexity, if compared to the one designed for the Cinema San Pietro. Also, in this case, the overall corrugated roof works as a discrete shell structure (Figure 9). Although the formal expression of the roof dominates the internal and external presence of the building, from a spatial point of view, the project has been built around a rather uniform and undifferentiated internal space, due to the programmatic requirements of the marble sawmill. Indeed, the geometry of the roof is based upon the linear reiteration of the same folded modular element along the longitudinal axis of the building.

Figure 8: Interior view of Stabilimento Raffo in Pietrasanta, Italy, 1958

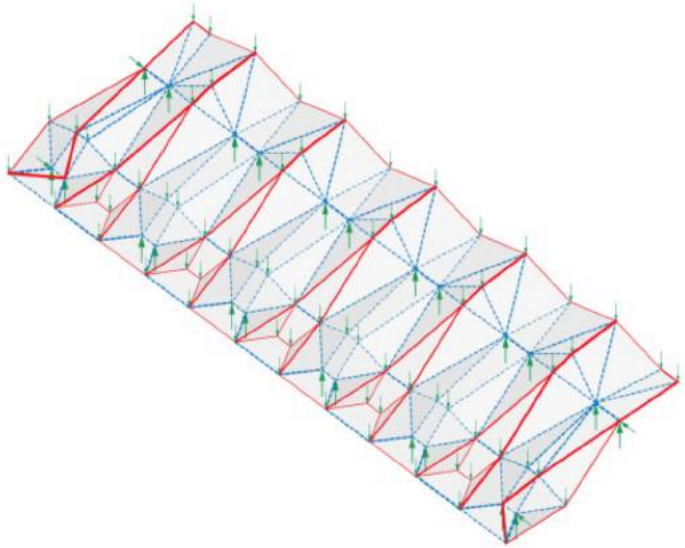


Figure 9: Structural diagram of the folded roof of Stabilimento Raffo

VIII.4 The Spatial Folds of Sancho-Madridejos

"If there is a single effect produced in architecture by folding, it will be the ability to integrate unrelated elements within a new continuous mixture."

Greg Lynn

From an architectural point of view, folding represents an effective method for generating forms that are able to address diverse spatial and programmatic necessities. That is, through folding it is possible to achieve spatial differentiation within a coherent and continuous architectural formal system. It is this understanding of folding, as a method for space making that allows for the generation of continuous but differentiated architectural space, that originated, starting from the 1990s, a revamped interest in the concept of folding in design. This follows the first explorations on the topic in the 1950s and 1960s, which were fundamentally driven by the search for structural efficiency. In this context, the theoretical discourse on the role of folding in architecture has been essentially initiated by the architect Peter Eisenman through his interpretation of the work, *The Fold: Leibniz and the Baroque*, published in 1988 by the philosopher Gilles Deleuze. The work of Deleuze can be regarded as an explanation of the notion of continuity applied to the mathematical theory and the metaphysics of Gottfried Wilhelm Leibniz, revealed through various manifestations of the Baroque in the arts. Following Deleuze's understanding of Leibniz's metaphysics, the world can be conceived as constituted by folds. Hence, folding is a way to differentiate matter without introducing discontinuity. In Eisenman's architectural vision, elaborated out of the reading of Deleuze, and later sustained by the architect Gregg Lynn, folding has the potential to integrate diverse elements and spatial conditions into the same continuous variation of the form. That is, the fold is regarded by Eisenman as a differential notion of forms that can change, morph and move in a continuous variation. The theoretical investigation developed by Eisenman on the reading of Deleuze's fold has ultimately represented for the architect the opportunity to introduce an innovative operative approach of folding in architecture, as a new formal basis for architectural design.

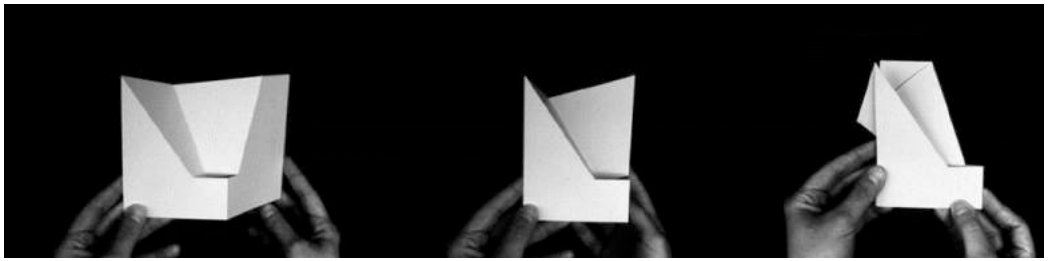


Figure 10: Working models with paper folding

Figure 11: overview of the Capilla en Valleaceron, Spain, 1997-2000

At the end of the twentieth century, based on the theoretical discourse on folding in architecture initiated by Peter Eisenman, various avant-garde architectural practices developed their own investigations grounded on the topic of folding as a method for space making. Among them, the team of architects Juan Carlos Sancho and Sol Madridejos have also developed an extensive experimentation on the application of folding to design. The investigation of Sancho-Madridejos is built on an original analysis of the diverse understandings of folding throughout art history. This theoretical research led the architects to define their own theory of folding in architecture, which is focused on the mutual relationship between folded form and enclosed architectural space, with particular attention to the formal and spatial qualities generated by the operation of the fold.

In this context, Capilla en Valleaceron (1997-2000) represents the first and more remarkable project where Sancho-Madridejos investigated the architectural opportunities of folding as a method for space making, and not only as an operation to produce efficient load bearing structures (Figures 11-12).

"The project at Valleaceron, apart from valuing the establishment of episodes in relation to path, vision and site, embodies a desire to draw us into the architectural space from this constructive sense of the fold, from its spatiality. The Chapel unit concentrates this aims in a radical way, almost in the form of a manifesto."

Sancho-Madridejos

The design of the chapel has been built around the concept of a folded box (Figure 10) and the design process implied an extensive experimentation on paper models. In this phase, through the repeated application of simple geometrical operations based on folding, the architects have been able to introduce spatial differentiation within a coherent architectural formal system. In this way, as seen also in the work of Musmeci, the architects succeeded in going beyond the conventional building systems based on a tectonic approach of walls and slabs. However, unlike Musmeci, in this case folding has been

Figure 12: view of the entrance of the chapel and lateral view

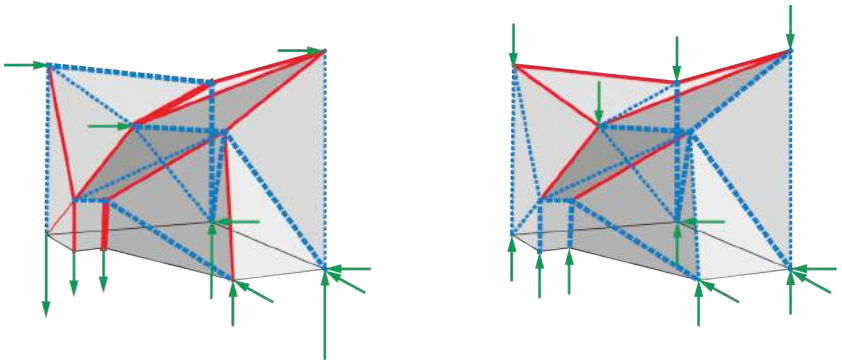


Figure 13: Structural Diagram of the chapel under horizontal *(left)* and vertical loads *(right)*

employed as a full spatial solution, overcoming the limitations of the repetitive folding patterns seen in the previous folded roofs. The specific three-dimensional disposition of the plates constituting the chapel, which follow a tetrahedral geometry, allows for the global stability of the building to be achieved. That is, the chapel is able to withstand both vertical and horizontal applied loads (Figure 13). The analysis of the vertical cross sections of the chapel clearly shows how the use of folding allowed Sancho-Madridejos to produce a sequence of highly varied spatial conditions in order to generate a differentiated, yet continuous, fluid space that constantly folds and unfolds within itself (Figure 14).

"The entrance is produced in an ascending direction up to the focal point, inside the building, where its vision is broken down and now speaks of a unity which unfolds into fragments (of materials, spaces, boundaries, landscapes, light and looks)."

Sancho-Madridejos

In particular, natural light plays a crucial role in the definition of the spatial qualities of the building (Figure 15). That is, according to the specific time of the day and year, diverse lighting conditions convey a completely different reading of the interior space of the chapel. Indeed, the visual appearance of the folded plates changes dramatically, whether the sunlight hits them directly or indirectly, thus contributing to the dynamic connotation of the interior space.

In conclusion, the folded concrete plates generate the inner and external space of the chapel and are, at the same time, the load-bearing elements in the structural system of the building. In this sense, the project shows a seamless integration between the structural solution and the architectural intention and can be considered as a remarkable example of a strong structure.

References:

- Zevi B. (ed.), 1961. L'Architettura: Cronache e Storia, n. 69
- Zevi B. (ed.), 1960. L'Architettura: Cronache e Storia, n. 52
- Sancho J. C. and Madridejos S., 2001. Suite en 3 Movimientos. Editorial Rueda S. L.

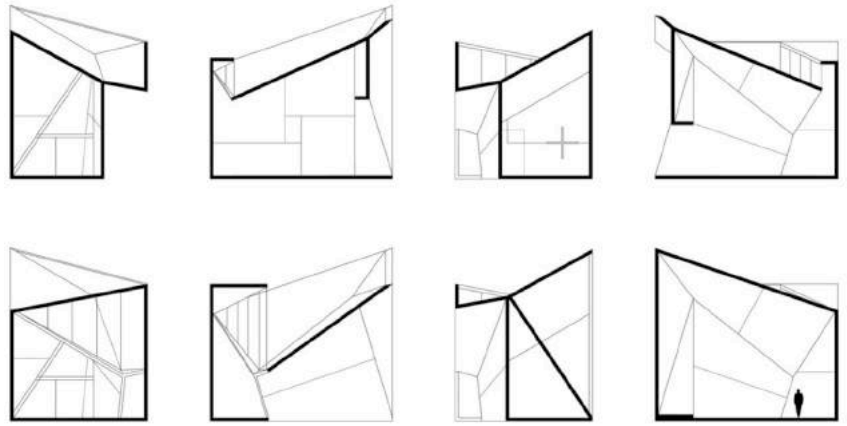


Figure 14: The spatial differentiation of the chapel in a sequence of cross-sections

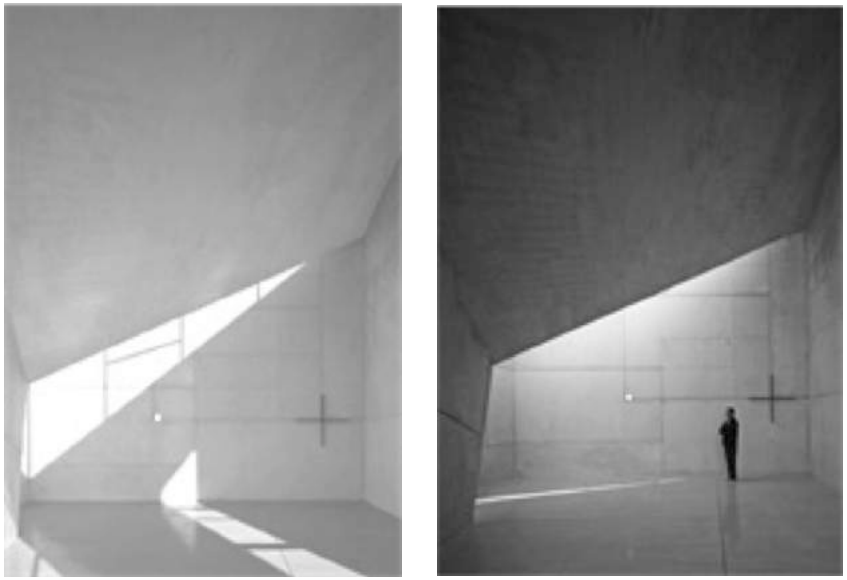


Figure 15: The role of lighting in the perception of the interior space of the chapel

IX Geometric Form

IX.1 Resistance through form

"The resistant virtues of the structures that we make depend on their form. It is through their form that they are stable and not because of an awkward accumulation of materials. There is nothing more noble and elegant from an intellectual point of view than this, resistance through form."

Eladio Dieste

Curvature can be used to provide stiffness to an object and therefore increase its resistance to deformation in response to an applied force (Figure 1). When a load is applied on a double-curved object, the internal forces spread through the curved layer of material in multiple directions searching for an equilibrium state. If the shape has the appropriate curvature, it is possible that the resultant of the internal stresses runs through the barycentric axes of the material thickness until it reaches the supports. This means that the internal stresses are distributed evenly along the material thickness and, therefore, a homogeneous deformation occurs at each section of the curved shape. These types of stresses, which are called membrane stresses, are in fact the three-dimensional version of the simple axial stresses found when stressing a single cable under tension (Figure 2).

Applied to structural design, those shapes which can support an applied load (normally its own self weight) by means of internal membrane stresses show the great advantage that they can be constructed very efficiently with very thin sections of material. This lightness confers a strong and elegant aesthetic. When the internal membrane stresses are under compression, large spans can be covered with very thin structural shells built out of concrete, ceramic brick or stone. Similarly, when the internal membrane stresses are under tension, large spans can be covered with very efficient structural textile membranes or cable networks.

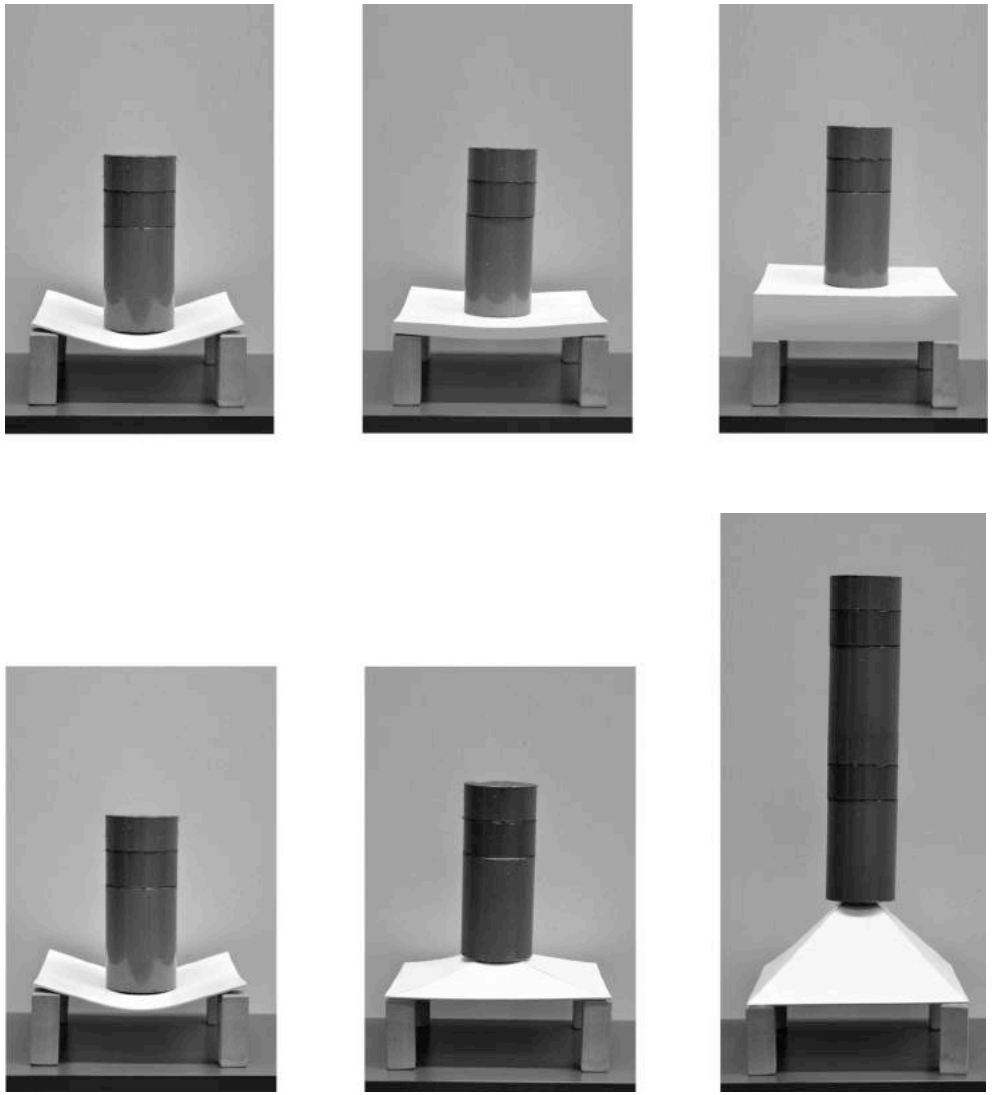


Figure 1: Resistance through material (above) and resistance through form (below).

The material efficiency and expressive aesthetic, characteristic of double-curved shells and membranes, pushed the formal search for these types of structures. This process started in the 1920s and reached the maximum formal expressiveness around fifty years later with the works of Felix Candela, Heinz Isler, Frei Otto, Sergio Musmeci and Kenzo Tange, among others.

IX.2 Geometric Form

The first steps taken on the exploration of structural form of shells comprised studying geometrical shapes where the curvature of the surface could be defined by a simple mathematical equation. This permitted the calculation of the internal stresses within the curved shape by means of elementary mathematics. This geometric approach is visible in the works of Anton Tedesko, Pier Luigi Nervi, Eduardo Torroja, Eladio Dieste and Felix Candela, among others.

One possible way to classify the geometry of surfaces is by their Gaussian curvature. This measures the curvature of a surface as the product of the principal curvatures of the surface. Following this, there are surfaces with zero, positive and negative Gaussian curvature (Figure 3).

Surfaces with zero Gaussian curvature have one of its principal curvatures equal to zero. One common built example of this type of curvature is the parabolic barrel vault. Due to the lack of curvature in one of the two main directions, when uniformly distributed loads are applied to it, the inner force flow runs along a series of parallel arches. Inner force flow is not activated in the directions where there is no curvature and therefore no three-dimensional force flow takes place. Anton Tedesko tested this type of surface in 1936 for the construction of the Hershey Arena.

Surfaces with positive Gaussian curvature are characterized by having both principal curvatures with the same sign. This means the surface has a dome-like shape. One common built example of this type of curvature is the parabolic dome. Due

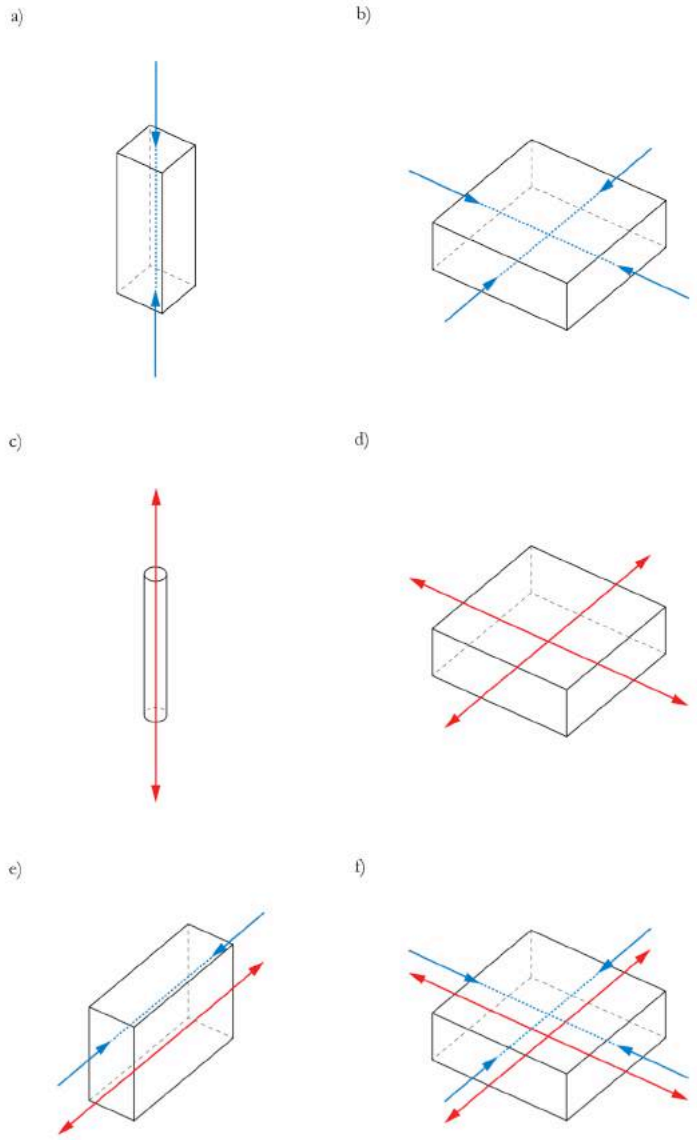


Figure 2: Internal stresses within a small section of material: a) Axial compressive stresses; b) Membrane compressive stresses; c) Axial tensile stresses; d) Membrane tensile stresses; e) Bending action in beam element; f) Bending action in plate element.

to its double curvature, when uniformly distributed loads are applied to it, the inner force flow spreads throughout the layer of curved material forming a mesh of compressive inner stresses in equilibrium. Since both the principal curvatures have the same sign, the internal stresses will also have the same sign within the shape. These will be under compression in both directions in the case of a parabolic dome and under tension in both directions in the case of a hanging parabolic membrane. Pier Luigi Nervi tested this type of surface for the design of the Palazzetto dello Sport, which was built between 1956 and 1960.

The last types of surfaces of the Gaussian curvature classification are the surfaces with negative Gaussian curvature. These are characterized by having each of the principal curvatures with different signs, one positive and the other one negative. This means the surface has a saddle-like shape. One common built example of this type of curvature is the hyperbolic paraboloid shell. Like in the case of surfaces with positive Gaussian curvature, when uniformly distributed loads are applied on the hyperbolic paraboloid, the inner force flow spreads throughout the layer of curved material forming a three-dimensional mesh in equilibrium. However, in this case, due to the different sign of the curvature, this mesh is formed by the superposition of a set of arches under compressive stresses along one of the principal curvatures and a set of cables under tensile stresses along the other one. Every patch from the hyperbolic paraboloid shell is then stressed in compression in one direction and in tension in the other one. Felix Candela designed numerous hyperbolic paraboloid shells during his life. Some of his most remarkable applications of the hyperbolic parabolids appear in "La Milagrosa" church built in 1955, Los Manantiales restaurant in 1958 and the Chapel of Lomas de Cuernavaca in 1959.

A powerful design potential arises when these expressive shapes are transformed and combined together building up more sophisticated and rich force flow configurations to achieve a certain desired spatial quality. It is in this moment when form is achieved as the result of a design process which brings together geometry, forces and the architectural idea.

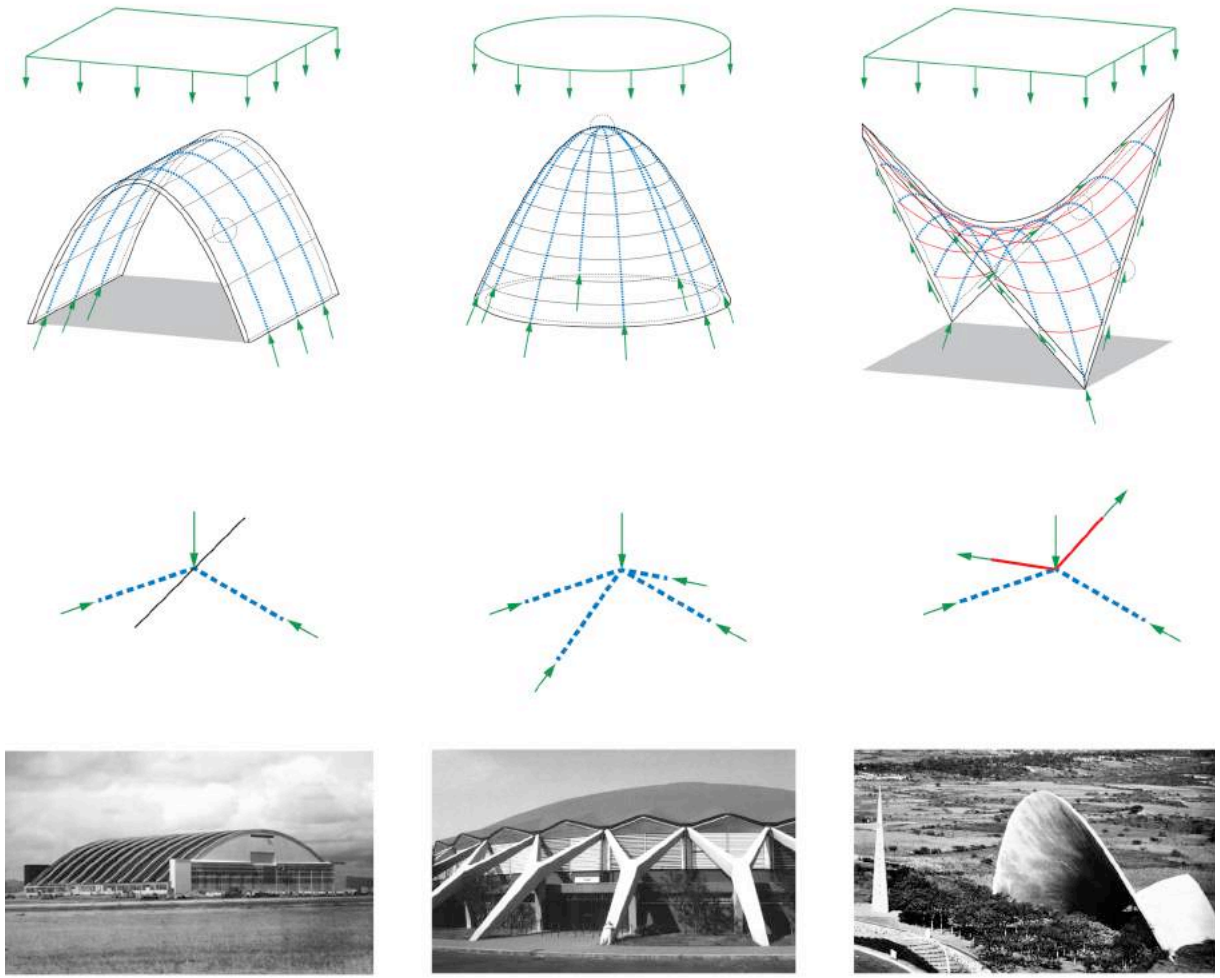


Figure 3: (left) Inner force flow in zero Gaussian curvature surface. Hershey Arena by Anton Tedesko. (middle) Inner force flow in positive Gaussian curvature surface. Palazzetto dello Sport by Pier Luigi Nervi. (right) Inner force flow in negative Gaussian curvature surface. Chapel of Lomas de Cuernavaca by Felix Candela.

During this chapter we will study some interesting examples which illustrate this design process.

IX.3 Vapor Aymerich by Lluís Muncunill

The industrialization process that happened in Catalonia during the XIX century demanded the rapid construction of numerous economic factories, flour mills, distilleries, warehouses and wine cellars. The building of all this industrial architecture was possible thanks to the advantages of the Catalan vault construction technique. Catalan vault construction consists in covering space by a vault of plain bricks placed flat and assembled with thick fast setting mortar. If applied for the construction of relatively small vaults, the technique does not require the use of centering to give shape to the vault. This reduces the material costs and speeds up the construction process. The economy of construction and the expressive appearance of this traditional technique exhibited in industrial buildings, soon gained popularity among the architects of the Catalan Modernism such as Antoni Gaudí, Lluís Domènech i Montaner and Lluís Muncunill among others, who also extended its application to many other building uses.

Among the industrial buildings of this epoch, Vapor Aymerich is considered the most representative example of catalan modernist industrial architecture (Figure 4). Vapor Aymerich was a textile factory designed by Lluís Muncunill and built in between 1907 and 1908 in the city of Terrassa. Nowadays it encloses the Museum of Science and Technique of Catalonia (mNACTEC).

Vapor Aymerich is functional and aesthetic. It is organized along a large production hall with an adjoining building that housed the energy and administration uses. In total, it reaches an area above 22.000 m2 from which the half of it belongs to the old production space. This large room, which has a rectangular plan, is roofed by means of 161 thin Catalan vaults supported on 300 cast iron columns. The roof is an interpretation of the sawtooth roof, which is common in

Figure 4: Exterior and interior views of Vapor Aymerich.

industrial architecture. The sawtooth roof, which emerges by folding upwards parts of the roof in order to provide light to large interior spaces, gets a higher formal expression when built as a thin double-curved masonry vault. In here it is possible to see how the simple folding operation shapes the search for light with the use of its double curvature. The result, which achieves at the same time an architectural purpose and improves the stiffness of the vault, gets intensified when multiplied. This provides a strong image in the interior, where the roof can be experienced in two strong different directions: towards and behind the skylights. But it also gives a powerful exterior appearance which waves continuously until it vanishes in the horizon.

The curvature of the thin masonry vaults allow for the distribution of the vault dead loads by means of compressive membrane stresses until they reach the thick arched supports on both extremes. Here, the steel tensile ties take the horizontal component of the vault thrust, preventing the arches from suffering from the horizontal push of the vault. The reaction forces of the combined vault-cable system are therefore vertical and easy to be assumed by the thick masonry arches. These drive the inner forces down to the supports by means of compressive stresses following a funicular path. Again here, in order to prevent the cast iron columns from suffering from the horizontal push of the arches, steel ties have been placed (Figure 5).

The understanding of the flow of inner forces defines the final shape of the roof as the intelligent combination of compression only elements such as thin masonry Catalan vaults and arches and tensile elements.

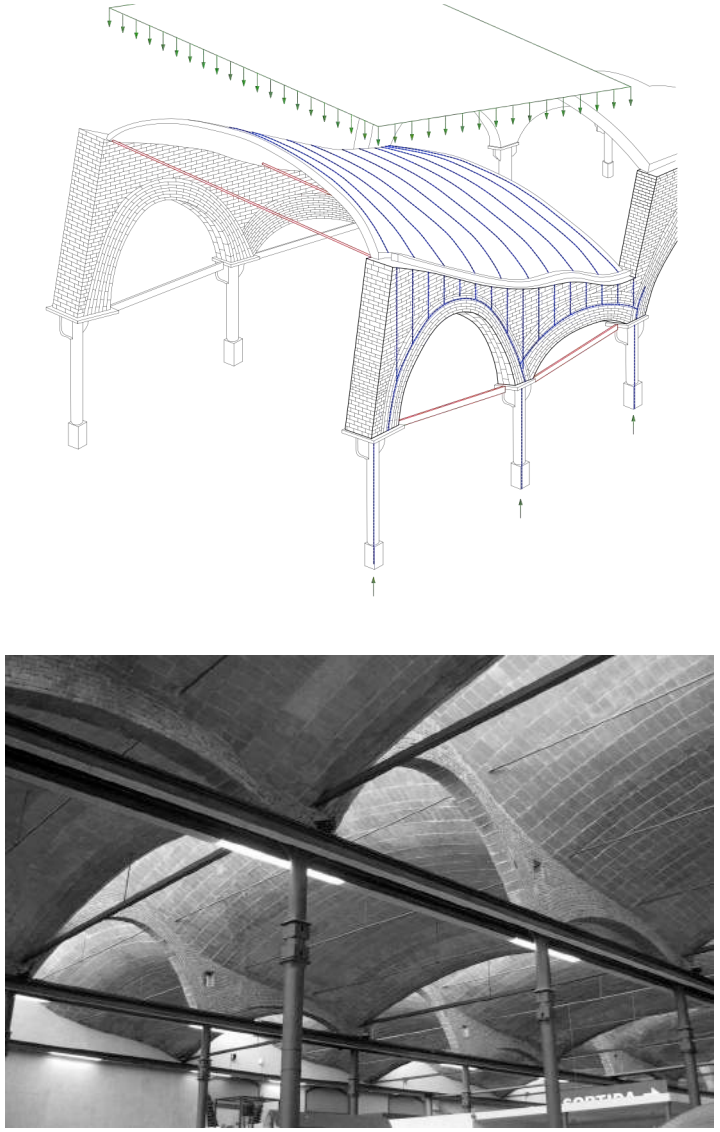


Figure 5: Inner force-flow in one module of Vapor Aymerich and interior view.

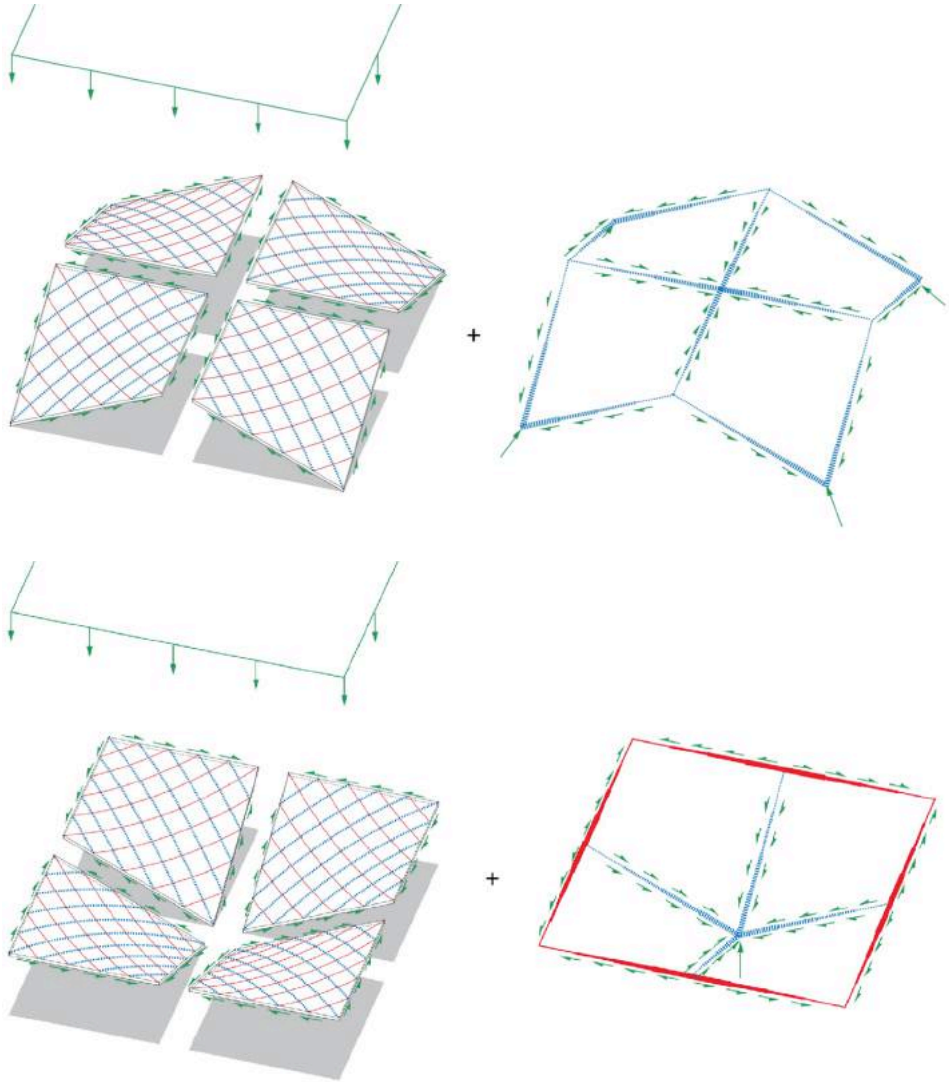
IX.4 “La Milagrosa” church by Felix Candela

Curving a layer of material giving it the shape of a hyperbolic paraboloid can be used to provide stiffness. When a hyperbolic paraboloid is loaded uniformly, the internal stresses run within the layer of material defining an organized three-dimensional mesh in equilibrium. This is the result of the superposition of a series of compressive arches in one direction and tensile cables in the other one.

The simplicity of the scheme of forces of the hyperbolic paraboloid, together with other important advantages such as its inexpensive construction and the strong expressiveness of its form, allowed Felix Candela to design and build numerous buildings in Mexico between 1950 and 1970 with the use of the hyperbolic paraboloid. From large warehouses and markets to churches and chapels, everything Felix Candela solved with the same basic element, the hyperbolic paraboloid, which he combined, transformed and adapted to each different use to achieve a desired spatial quality.

The Church of Our Lady of the Miraculous Medal (“La Milagrosa”), built between 1953 and 1955, illustrates how much Felix Candela could get out of the hyperbolic paraboloid shape to define architectural space. Felix Candela often designed large configurations in equilibrium by the addition of several initially unstable hyperbolic paraboloids (Figure 6). The apse of La Milagrosa church is an example of this. It is formed by the addition of four unstable hyperbolic paraboloids supported from only one of its vertexes. By adding them together, the shell gets stable and spans from its four support points located at the extremes. The internal forces run through the combined shell in the same manner as in the single hyperbolic paraboloid. The loads acting on the hyperbolic shell patches are driven to the edges forming compressive lines of stress, which later drive the internal stresses to the supports in the ground.

By bringing the central point down to the ground as a support and lifting and removing the four supports at the extremes, Felix Candela could modify the scheme used for the apse to



Figures 6: Inner force-flow in surfaces composed of hyperbolic paraboloid patches.

one looking similar to an umbrella. While the inner forces within the hyperbolic patches flow in the same manner as in the previous scheme, the internal stresses at the edges change. The umbrella hyperbolic patches had to be wrapped with tensile steel reinforcement in order to be brought to a state of equilibrium. Felix Candela used the umbrella scheme widely in a large number of projects which required vast, economic and functional roof structures such as warehouses and markets. For these, Candela multiplied the umbrella module (often 8x8 m wide and with a rise of around 0.7 m high), placing them side by side. The Fernández factory warehouse built in 1955 and the Mercado de Chiclayo Celestino, built in 1958, are examples of this application.

Once he defined the umbrella module, Candela explored transforming it. In some of his works, such as the entrance to Lederle Laboratories, built in 1955-56, and the Santa Fe Bandshell in 1956, Candela sought to break the symmetric composition of the common umbrella. However, the most radical transformation of the umbrella scheme can be found in La Milagrosa Church (Figure 7). For this, Candela uses the transformation of the umbrella for reinterpreting Gothic. About this, Candela said: "…with the paraboloids I could make these forms of an ascending tendency, which is in reality Gothic, and is esteemed as Western religious architecture". For the design of the church nave, Candela started with an asymmetrical umbrella, tilted it so that the short side rested on the ground, and then pulled up the middle of the short side to form a pointed triangle. The transformed umbrella was finally in equilibrium thanks to its symmetric couple, and together formed a combined module which Candela repeated four times to enclose the whole nave.

The inner force flow within the hyperbolic patches of the transformed umbrella flows in the same manner as in the umbrella module. However, the inner force flow at the edges changes (Figure 8). Due to the fact that the roof has an overall triangular shape, and two new support points rest on the ground, the whole nave works similar to a simplified arch and, therefore, all edges have compressive stresses.

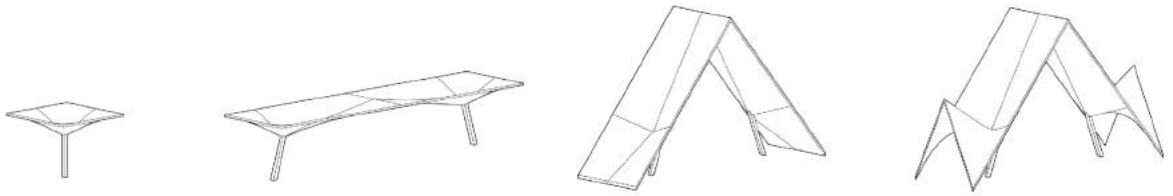


Figure 7: Transformation of the umbrella module for the design of the nave of La Milagrosa church.

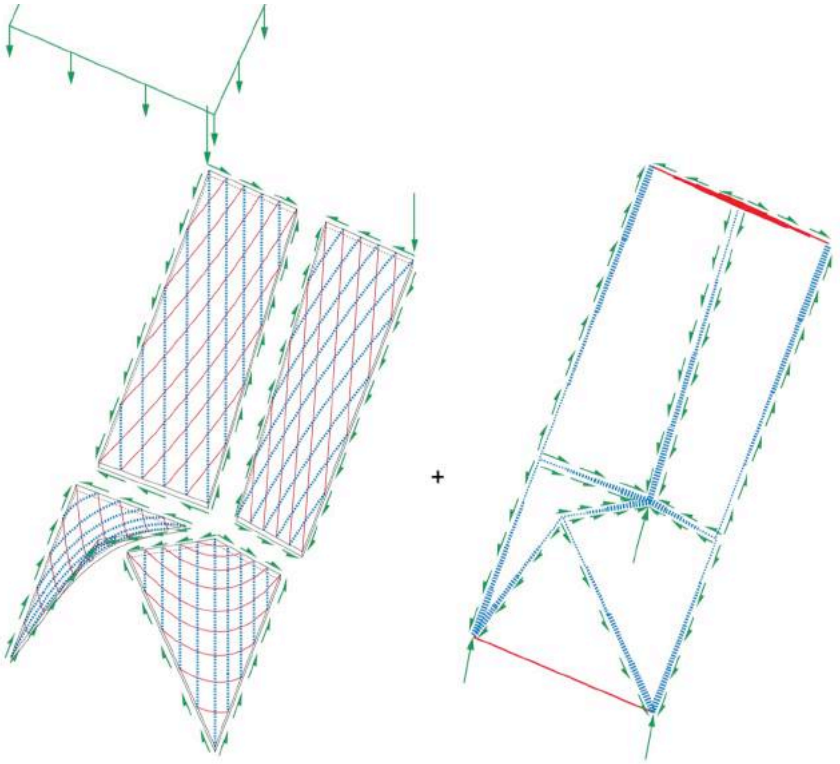
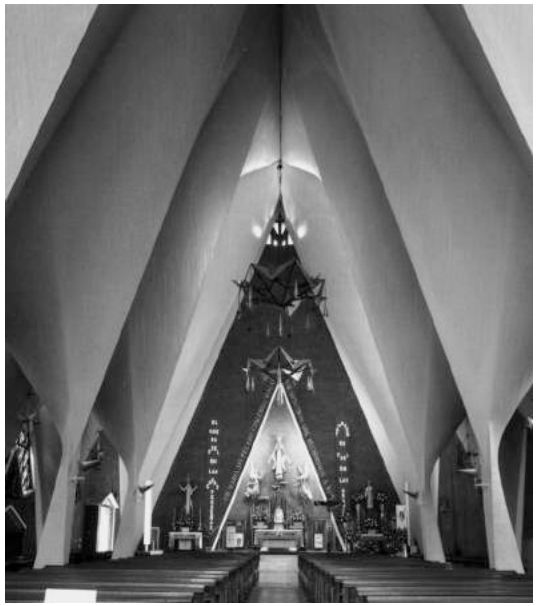


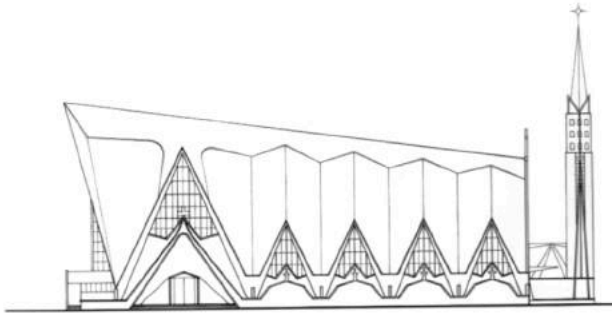
Figure 8: Inner force-flow in the transformed umbrella of the nave of La Milagrosa church.

An interior view of La Milagrosa Church shows how much Candela could push the expressive potential of his first common umbrella module used for the warehouse projects (Figure 9). In it, the common umbrella module is transformed gaining verticality and defining both the roof and the enclosing walls at the same time. In La Milagrosa Church, Felix Candela brings together the structural concept of using the curvature of the hyperbolic paraboloid to produce stiffness and the architectural idea of the *ascensional gotic* space.

Felix Candela was convinced that the hyperbolic paraboloid was the most appropriate shape for a reinforced concrete shell because of its material efficiency, simple inner force-flow and aesthetics, but also because of its economy in construction. The shape of the hyperbolic paraboloid has the geometric property that can be built by means of straight lines. Because of this, Candela could build his expressive reinforced concrete double curved shells with very few means, i.e., with the use of simple linear formwork. Furthermore, for most of Candela's constructions, such as the warehouses, the linear formwork used for casting the umbrellas could be reused many times, making these constructions economically unbeatable at that time.

The enthusiastic use of the hyperbolic paraboloid by Felix Candela influenced multiple later works by other structural designers. This is the case of Kenzo Tange's Saint Mary's Cathedral, built between 1961 and 1964, and Pier Luigi Nervi's Cathedral of Saint Mary of the Assumption, designed in 1967, among others.





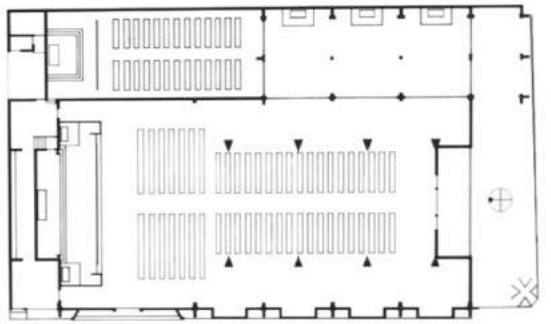


Figure 9: Elevation, ground floor plan, exterior and interior views of La Milagrosa Church.

IX.5 Atlantida Church by Eladio Dieste

Eladio Dieste's interest in using Uruguayan local materials and construction techniques for his projects, as a way to build a more economical and socially sustainable construction, transformed the formal possibilities of brick works. The advantages and constrains of brick work soon made Dieste take a distance from the common modern language of reinforced concrete, the language of columns, beams and slabs. Instead, he chose to start from the humble brick and extract from it its own formal expression as undulating organic structural form.

Soon in his early works, Dieste stated his attitude towards structural design with the transformation of the barrel vault into the Gaussian vault. By providing curvature in the transverse direction to the single-curved barrel vault, Dieste showed it was possible to gain structural resistance and at the same time create a more expressive and elegant shape. The Gaussian vault became Dieste's most basic structural element. He applied it extensively to build large single-storey sheds for a variety of functions such as warehouses, gymnasia and workshops. However, the light role of architecture in these industrial buildings did not allow Dieste to further develop his formal language. It is in the design of the Church of Atlantida, built between 1958 and 1960, where Dieste could explore the expressive potential of brick work, not only to provide structural stiffness, but also to create architectural space.

The Atlantida Church is constructed as a single volume shaped by an undulating wall and roof which repeats four and a half times along the 30 m length of the building (Figures 12 & 13). Starting with a rectangular plan at ground level, the walls incline both inwards and outwards, creating a fluid and dynamic interior space which is constantly expanding and contracting.

Giving curvature to a wall can be used to provide stiffness against horizontal wind loads (Figure 10). A horizontal punctual force applied on the upper region of the curved wall can come into equilibrium using the curvature of the surface.

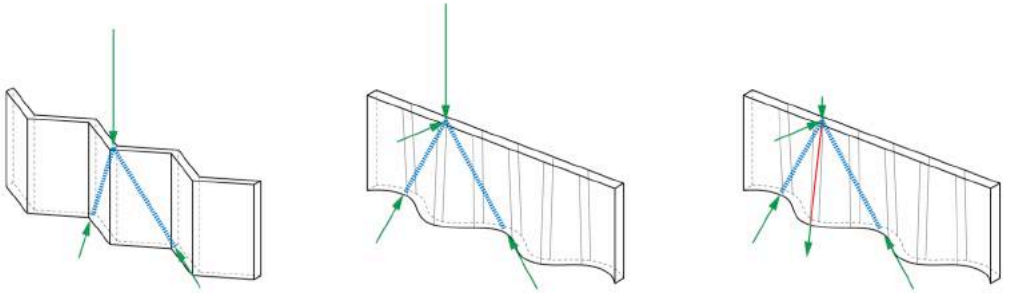


Figure 10: Inner force-flow in curved walls against horizontal forces.

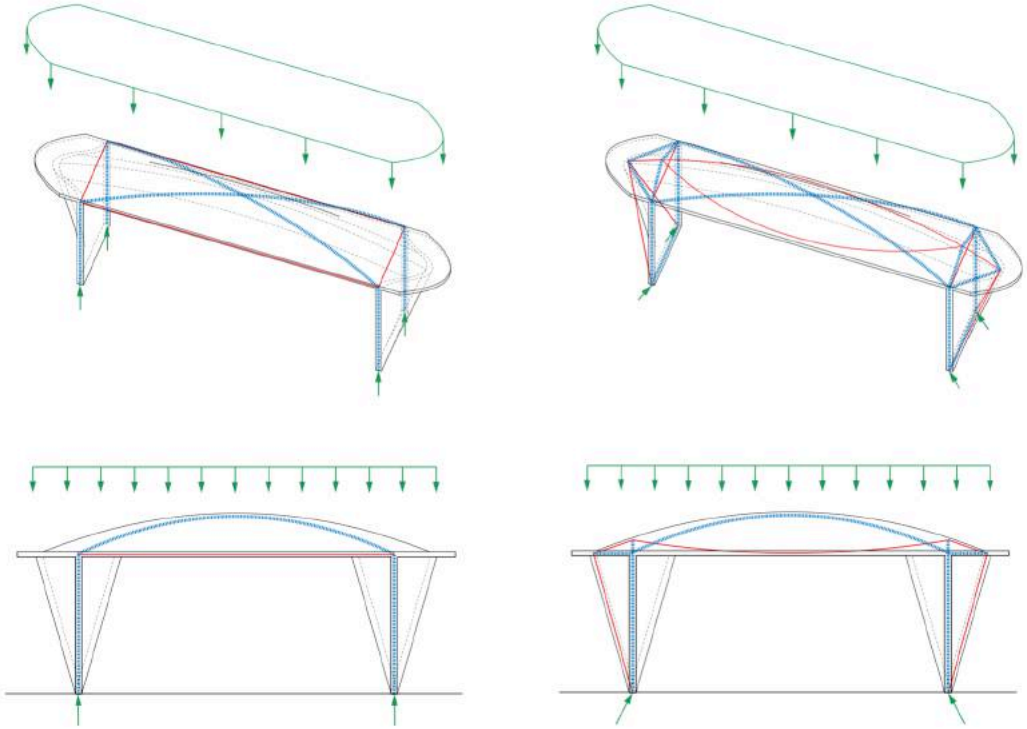


Figure 11: Inner force-flow in vault and walls from Atlantida Church against vertical forces.

If the dead loads of the walls and the vaults are high, it is possible to use the compressive internal stress running through the walls to t the applied horizontal force by means of only compressive stresses and, therefore, without the need of additional steel reinforcement. Only in the case the horizontal force has a very large intensity, steel reinforcement will be needed. However, the curved walls of Atlantida Church reach the ground along a linear support, which is weak against lateral external loads. This labile state of equilibrium of the walls against lateral wind loads disappears when these are connected with the vaulted roof. In this way, the whole building gets the scheme of a rigid frame. A horizontal load applied to the walls will therefore activate the whole structure.

The roof is composed of double-curvature reinforced brick Gaussian vaults which are connected to an edge beam at the top of the wall. These vaults span a distance between the side walls of between 13.2 and 18.8 m, as they follow the undulations of the walls. The change in the span reinforces the need for an undulating roof, which possesses a maximum rise of 1.47 m at the largest span section.

The walls-vault system allows for different possible paths of inner forces. One clear scheme is that of a crossed vault with two diagonal compressive arches wrapped at the top of the wall by tensile steel reinforcement. However, the functioning of walls and roof together can also work similar to a rigid frame, which maintains its lateral stability by the rigidity of the connection between the wall and the roof.

The design of Atlantida shows the exposed beauty of brick being shaped as a structural surface to achieve spatial qualities, efficient structural functioning and an economic construction logic. But even beyond that, it also fulfills social purposes by extending and strengthening local Uruguayan brick works culture.

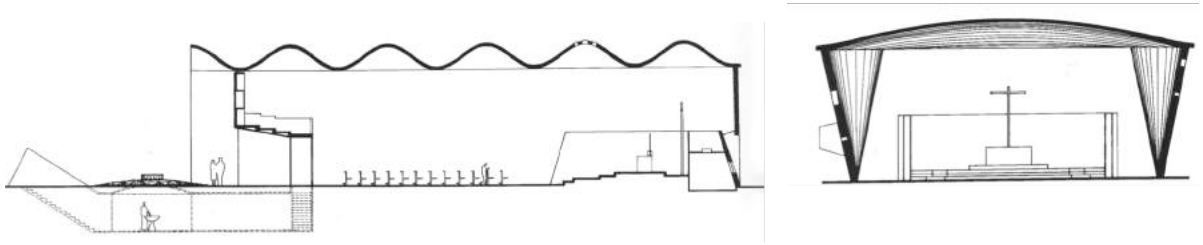


Figure 12: Exterior and interior views from Atlantida Church.

Figure 13: Exterior and interior views from Atlantida Church.

Bibliography:

[1] Garlock and Billington (2000): "Felix Candela. Engineer, Builder, Structural Artist", Princeton University Art Museum, 978 0 300 12209 1.
[2] Remo Pedreschi (2000): "The Engineer's Contribution to Contemporary Architecture: Eladio Dieste", Thomas Telford Publishing, ISBN 0 7277 2772 9.
[3] Massimo Bettinotti (1996): "Kenzo Tange, Architecture and Urban Design", Elemond Editory Associati, 100-107.
[4] A. Muttoni (2011),"The Art of Structures".

X Experimental forms

X.1 Form making versus Form finding

Resisting loads through forms instead of material accumulation is not only a way to create efficient structure but also interesting architectural geometry. Methods to design these efficient structural forms integrated with architectural intention vary significantly. Folded forms and other simple geometrical forms, such as cylindrical vaults or hyperbolic paraboloid shapes, are usually designed through form-making processes based on their proven load bearing mechanism and descriptive geometry.

Forms that are derived from physical equilibrium models are designed through form-finding methods mentioned in this chapter. The term form-finding implies the scientific use of physical principles in the generation of forms from boundary conditions. Instead of designers' intentions, these physical principles, such as property of material or influence of gravity, have primary impacts on the resulted form.

X.2 Physical equilibrium models

In nature, quite a lot of equilibrium forms can be found. The diagram developed by German architect and engineer, Frei Otto, gives an overview of the structural forms that are generated from self-forming processes, classified according to load bearing mechanisms: tension, compression and bending (Figure 1). In the case of tension, there are many models, such as catenaries, soap films, stretched fabrics and bubbles. The reciprocal of these forms are in compression only, such as shells or arches. Other forms, like those generated by bending, are different from tension or compression only forms, but they also have a reference in nature.

Generally, the basic conception of these models is simple: with prestressing or loading, a flexible surface or network

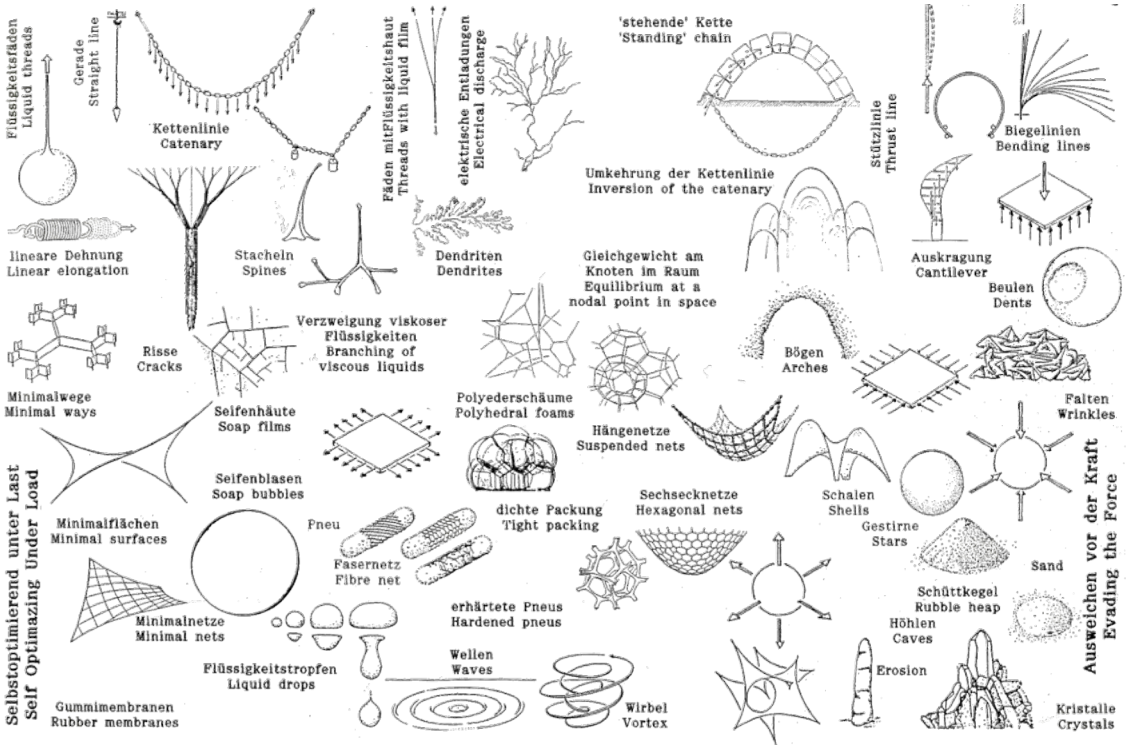


Figure 1: Equilibrium forms in nature by Frei Otto

deforms until its internal stresses are in equilibrium or balanced with the external loads.

Through the variation of boundary conditions, magnitude and types of loads, and even the material properties, the shape of the resulting equilibrium surface can be manipulated and adapted to specific architectural needs (Figure 2). These methods could be very useful in the first design stages to find the initial structural form for the next step of refinements. During the design process, the structural form, its material, its thickness, the supports and edge conditions have to be consequently refined until the design is finalized and can be prepared for construction. This chapter will mainly focus on several types of physical equilibrium models which are most frequently used in structural design.

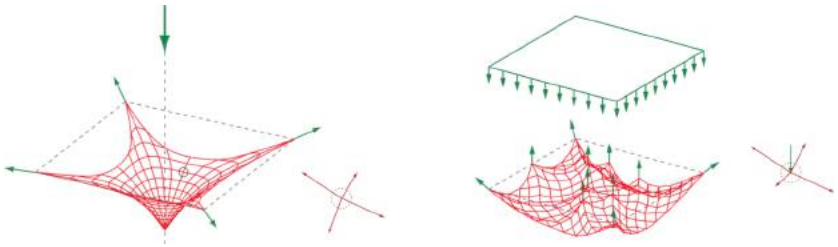


Figure 2: Variation of geometrical forms caused by change of loads and boundary situation

X.3 Hanging models

Three dimensional hanging models are closely related to their two dimensional counterparts, funicular chains. Their overall shapes are generated naturally and automatically by the effects of gravity on a soft membrane or network. There is a variety of approaches to construct three dimensional hanging models, such as chain network, thread network with point loads, or hanging fabric coated with relatively heavy substances like gypsum, cement-based plasters or resins. A well-known historical precedent is Antonio Gaudi's use of hanging chains in the design of funicular arches or vaults. Later, more experiments were developed by engineers and architects, such as Heinz Isler or Frei Otto, in their design of shell structures.

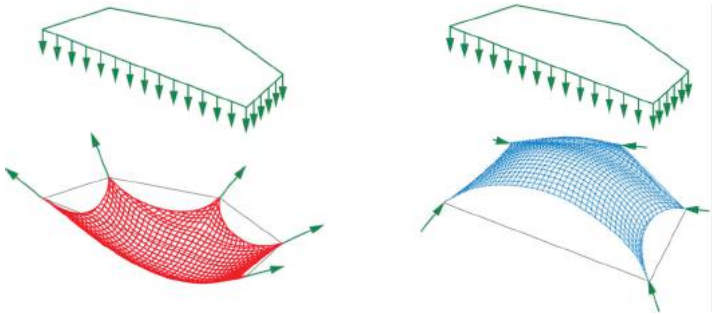


Figure 3: Generation process of the hanging model for Grötzingen open-air theaters

Hanging membrane is one of Heinz Isler's frequently used methods for the design of efficient and elegant concrete shells. The cloth is immersed with liquid resin, at first, and then suspended with several supports. It takes up a hanging form under the weight of the resin. Afterwards, it is bathed in ultraviolet light to speed up the setting process. Using this method, Isler discovered an elegant way to stiffen the edges

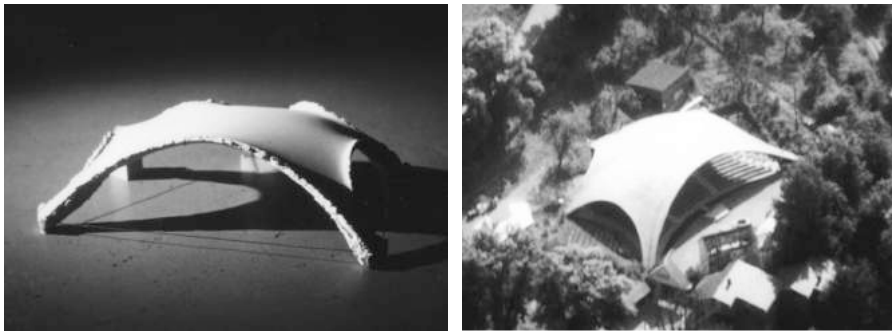


Figure 4: The plastic model (right) and top view of Grötzingen open-air theaters (left)

of his free-form shell. At first, he always suspended cloth between the supports by their corners. This created interesting forms, but subjected the free edges to the risk of buckling. But one day he did not remove the excess cloth that lay outside the lines between supports, so the cloth was suspended inward from the corners. The cloth outside the hanging line between the supports generated a local double-curved form, which made the edges more rigid. In fact, this is the difference between Isler's early free-form shell and the inverted membrane shell. The former needed prestressing along the edges, but the latter is stiffened with upturned edges.

The Grötzingen open-air theater near Stuttgart, designed by Isler in 1977, clearly exemplifies how a special hanging membrane was employed to design an efficient, elegant, thin concrete shell, and adopted to satisfy architectural intention (Figure 3). The concrete shell above this 800-seat theater is 600 m^2 in area, with a maximum dimension of 28*42 m, rising up to 8.5 m at the center of the side near the stage, and has a thickness varying from 90 to 120 mm. In the design process, to match the slope of terraced seating, the hanging model is supported at five points at different levels. The boundary of the hanging membrane was designed as a single-axis, symmetric pentagon with one long edge. Upon loading, the membrane deformed into a synclastically curved surface, and the longest edge created a large opening, which frames an interesting view towards the stage. The thin shell's free edges are also turned up to increase their rigidity, due to the accumulation of forces along edges, while still maintaining their slender appearance (Figure 4-6).

Unlike his successors, Isler seldom used computing techniques for analysis and design implementation. This marginal use of computers in Isler's approach can perhaps be explained by his description of how easy it is to estimate the forces in many of his shell surfaces by simple hand calculation. Isler determined the forces in his model shells using electronic strain gauges and the buckling behavior from load tests. To reduce the possibility of buckling failure, it is essential that the initial surface should be of the correct form.

Figure 5: View towards the platform in Grötzingen open-air theaters

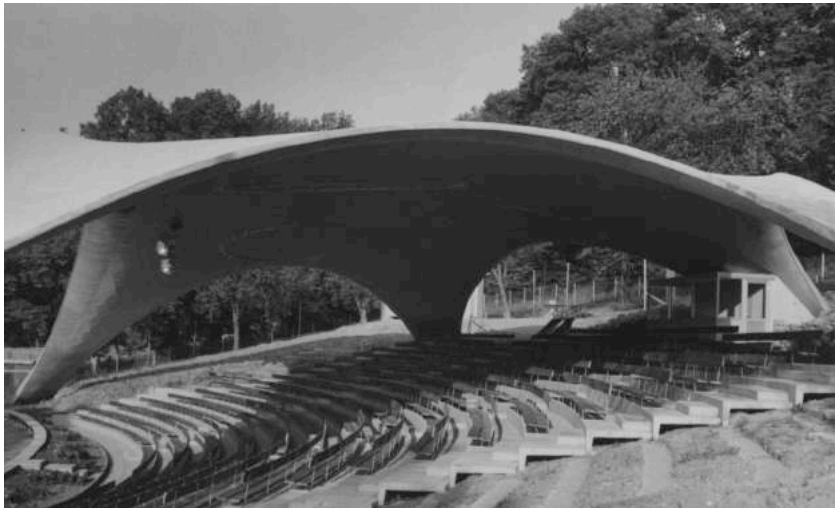


Figure 6: Terracy seats in Grötzingen open-air theaters

The measurement of the physical model - the result of a special experiment – must be as precise as possible. That is why he developed a special device to measure the three dimensional form of the model shells. To achieve such accuracy with every point, with a precision of a fraction of a millimeter, can be done only with great experience, skill and much patience.

Frei Otto also tried to scientifically develop these types of model techniques. Unlike Isler's approach, the model experiment was verified and refined through early computational approaches. In this way, Otto designed and constructed several gridshells, including the Essen Shell, a smaller shell in Berkeley, California, the Montreal pavilion for the Expo in 1967, as well as a few other projects.

A gridshell, also known as a lattice shell, refers to a "doubly curved surface formed from a lattice of timber laths bolted together at uniform spacing in two directions". Different from continuous shells, which can take forces within the plane from any directions, gridshells can only take forces from two directions (Figure 7). The grids are held together by pinned joints that allow parallel movements between laths (Figure 8). During the construction process, the grid is initially flat. This is a mechanism with only one degree of freedom. Then the flat grid is manually erected from below (Figure 9). When the structure is erected into its doubly-curved shape, the forces transform the square grids into similar parallelograms, causing the diagonal lines through the nodes to change. When the structure is in its final position, to prevent any further deformations, the nodes must be fixed with bolts.

The gridshell with the largest span, designed by Otto (cooperating with Edmund Happold and Ian Liddell), is the the Multihalle in Mannheim, a gridshell with a multilayered timber grid system. The final pavilion design required a free-form roof covering three separate spaces, with the main one spanning 60 m (Figure 10).

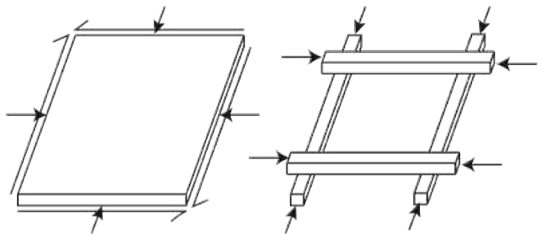


Figure 7: Continuous shells can take forces within the plane from any direction. Square gridshells can take forces only from two directions:

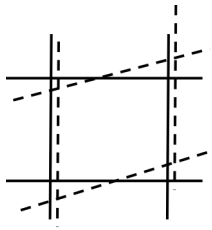


Figure 8: Parallel movements of square grids with kinematic joints

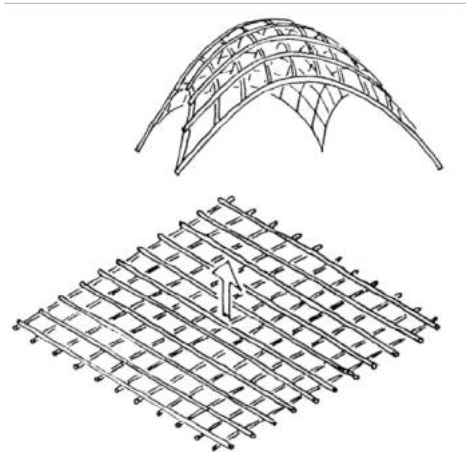


Figure 9: The erecting process of a gridshell

The form finding process of the Mannheim Pavilion involved a hanging chain model at a scale of 1:100 (Figure 11). This method allowed the designers to develop architectural spaces that fit any plan. Frei Otto had already used this technique to derive his first timber gridshell in Deubau, by suspending threads loaded with nails. He refined his technique by using a chain and its self-weight for the Mannheim design. The curvature found in the hung quadrangular chain net meant that there was no in-plane shear stress in the lattice that replicated the same shape. The model experiment was complemented by computational form-finding methods, which were being developed by Büro Prof. Linkwiy Dr. Preuss, Beratende Ingenieure, Stuttgart. The computer model was an idealization, and to some extent a simplification, of the actual model. The idealized model represented the shell using fewer members and made assumptions about joint flexibility.

At first, the designers considered a single-layered gridshell. After several model tests, Happold and Liddell realized that a single layer of this lath size would cause the ultimate load to be too small if they wanted to span such large lengths. Since increasing the lath size would not only displease the architects, but also increase the initial bending stress, the engineers decided to double the laths one above the other, creating four - rather than two - layers of wooden laths.

With four layers of wooden laths to join, the connection system in the Mannheim Pavilion became extremely complex (Figure 13). The joint had to allow the members to rotate during the erection process, creating the parallelograms that form the structure's organic shape. They also had to accommodate for the sliding between the two parallel laths running along each grid that would happen during the construction process. For this, a pinned connection was needed between the middle two laths and slotted holes were needed in the outer layers to allow for this movement. Once the final shape was achieved, the laths had to be prevented from slipping. In the Mannheim Pavilion, this was done by bolting the pin joints after the grid shell was in place (Figure 12).

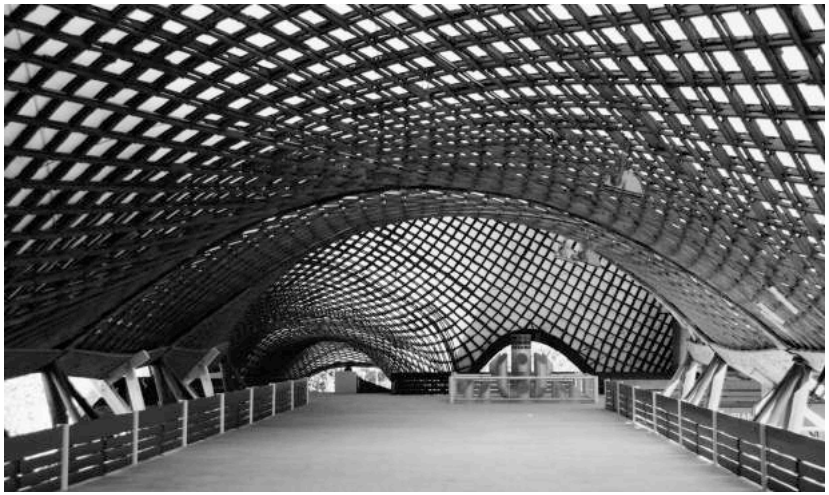


Figure 10: Internal view of Multihalle in Mannheim

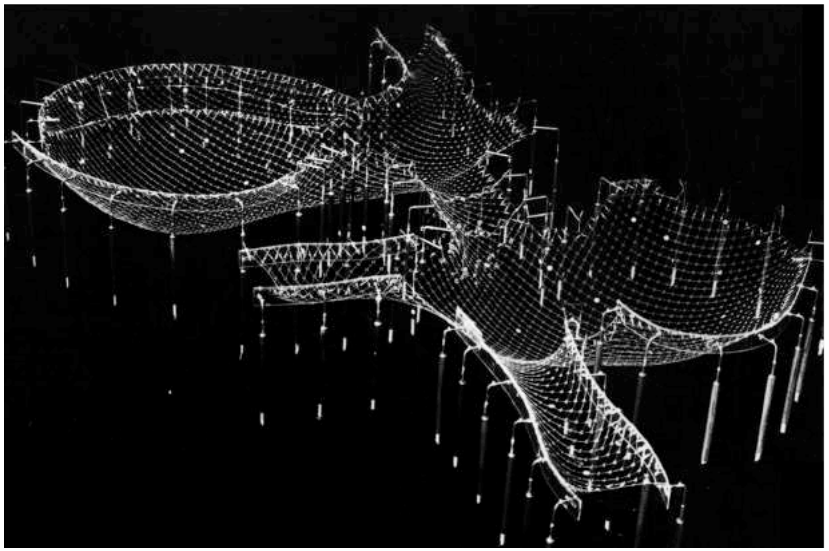


Figure 11: Hanging networks of Multihalle in Mannheim at 1:100 scale

Although the Mannheim Pavilion was originally meant to be a temporary structure, it is still standing today - approximately 37 years after it was completed. The pavilion is a significant achievement for its unusual shape and large span, as well as for its innovative use of timber to create a complex and flexible lattice, previously unrivaled in timber engineering. Several other gridshells have been constructed since the completion of the Mannheim, including the Japan Pavilion (2000, Hannover, Germany, Shigeru Ban and Frei Otto), the Weald and Downland Gridshell (2002, Singleton, England, Buro Happold and Edward Cullinan), and the Savill Gridshell (2006, Windsor, England, Buro Happold and Glen Howells Architects). These gridshells were constructed from different materials than the Mannheim, including cardboard tubes (Japan Pavilion), oak (Downland), and larch (Savill), and while both the Japan Pavilion and the Savill Gridshell achieve impressive spans, neither span total areas larger than that of the Mannheim.

X.4 Pneumatic models and foam extruding

Pneumatic models were first developed by Heinz Isler in 1954 for the design of the Trösch factory roof. He got this inspiration from the plumped-up pillow on his bed. Unlike hanigng models, the load applied on a pneumatic model is not the self-weight of the structure, but air pressure which is always perpendicular with the surface of the final forms (Figure 14). Pneumatic models normally consist of a stretchable airtight membrane which is clamped along a rigid airtight frame with the desired shape. Through increasing the pressure within the frame, the membrane begins to bulge out, and its internal tensile force equilibrates the interior pressure (Figure 15). Higher pressure results in a more highly curved shape and larger tensile forces. When the desired shape is achieved, the pressure is kept constant and the model can be measured. Forms resulting from these approaches are mostly synclastic, and they often have a reverse curvature and local anticlastic shape at the corner of the frame. Isler had to manually correct this error into a uniform synclastic shape.

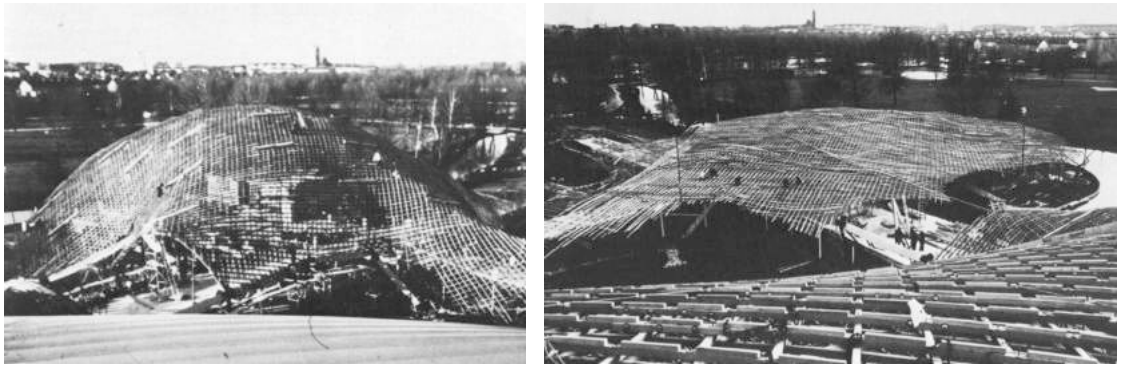


Figure 12: The pin joints were fixed after the final shape of Multihalle was achieved

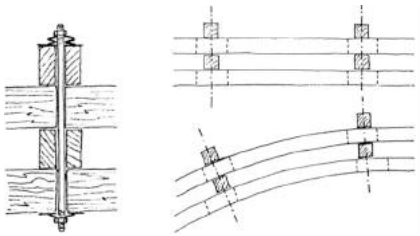


Figure 13: Four layers of wooden laths and their pinned connections

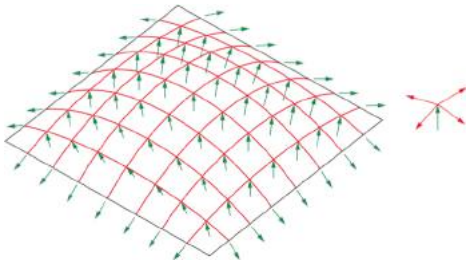


Figure 14: Internal forces of a pneumatic model

These inflated membrane models provided Isler the chance to produce various elegant forms and to understand the internal load paths within cast models. At first, Isler expected that, when the load was applied, the shell would give approximately equal loads to all surrounding supports. But from his laboratory tests, he found that reaction forces along all edges were only 10% of the total loads. This suggested to him that most loads directed themselves mainly to the more rigid corners. This enabled him to develop a standard shell type with only corner supports (Figure 16). This thin shell unit has a rectangular plane framed by edge beams. But it has slightly rounded corners to avoid the curvature reversal, as mentioned before. In addition to increasing structural stiffness, these edge beams, integrated within a gutter, serve to guide rainwater into a downpipe within each column. Isler also realized that there is a minimal internal force at the top center of the bubble shell, so he designed a round opening to provide natural lighting and air ventilation.

A three-dimensional stiff structural unit has been developed with the combination of these edge beams, columns and shells, and is mainly used for industrial purposes, garages or warehouses. The cross section of each column can be tapered down towards their base, and pin-jointed at the lower end. This makes it possible to assemble in groups, to provide large open volumes with a very limited number of internal supports. These structural units also provide great freedom for the design of elevations, because there is no intermediate support in each unit.

Isler designed and constructed a total of 33 units of this type between 1955 and 1959, ranging in size from 14*20 m up to maximum 22*22 m. Instead of constructing individual shells, they were arranged in groups of various configurations (Figure 17). Standard sizes were developed to reduce the cost of formwork and falsework in construction.

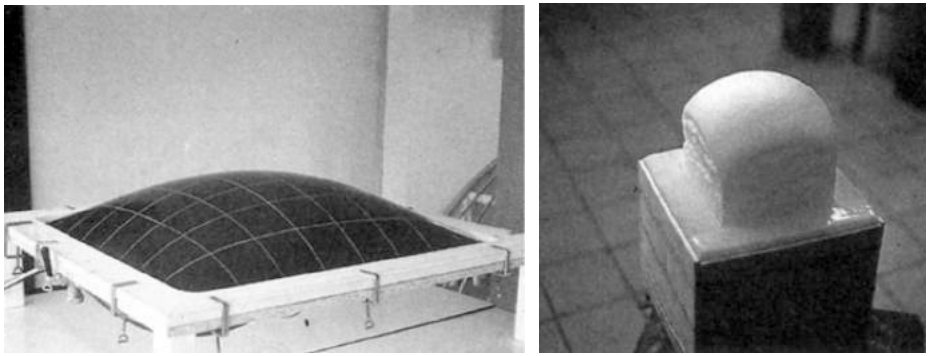


Figure 15: Isler's pneumatic model and foam extruding model

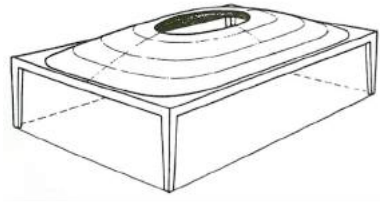


Figure 16: Isler's structural unit, developed from a pneumatic model

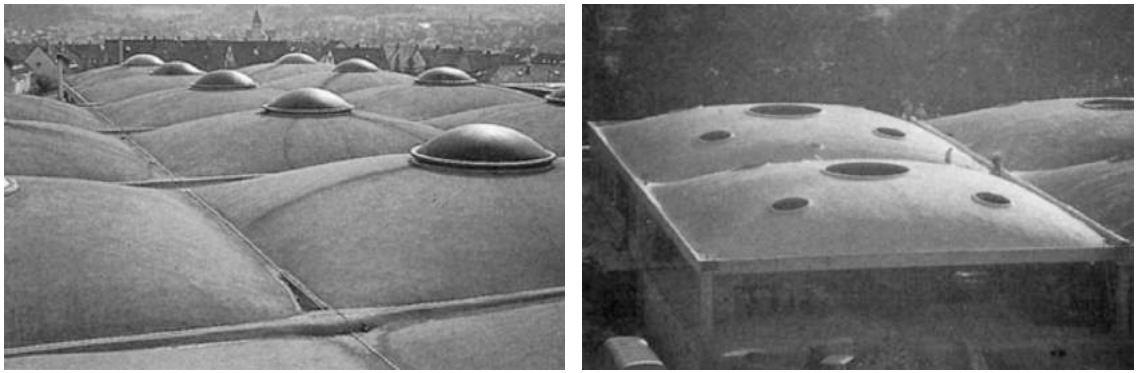


Figure 17: Isler's shells arranged in groups

Another physical equilibrium model, also employed by Isler, is derived from foam extruding through an opening (Figure 15) (usually a metal profile) which describes special projected plan geometry. The surface of the foam hardens more quickly than its interior, which restrains the expansion of foam in the interior and generates tensile force on the surface. It is quite similar to pneumatic forms, except for the fact that the pressure is generated by expanding foam instead of air.

X.5 Soap films and stretch-fabric models

Models made from soap film and stretch-fabric have similar properties. Different from hanging models or pneumatic models, whose deformations are caused by self-weight or air pressure, the generation of their anticlastic shape mainly results from internal prestressing, due to their weightless material (Figure 19). Soap films and stretch-fabric models generally work as tensile surface systems. They can provide an initial form for the design of prestressed tensile membranes as well as rigid shell structures.

Soap films are minimum energy systems that naturally minimize the surface area between any set of closed boundary curves. They are uniformly stressed and can span between rigid edges, intermediate supports and even non-rigid edges such as thread. Through varying their boundary curves, infinite forms can be generated. But not all minimal surfaces found in the soap experiment can effectively work as structural forms. It is important to keep in mind the basic principle of tensile surface systems: sufficient anticlastic curvature must be present to carry any additional loads and internal prestressing. Typical strategies to create anticlastic curvature in soap film are simple, such as keeping the intermediate supports pulling toward different directions (Figure 18).

Soap films are naturally short-lived, and their durability can be improved by adding chemicals such as gelatin to the solution. In that case, the surface is formed under heat, and the film

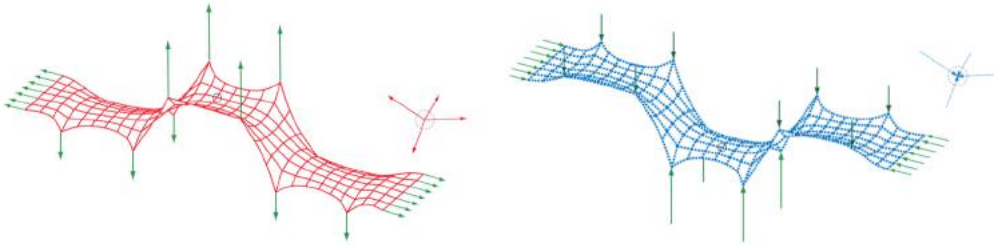


Figure 18: Form finding process and internal force flow in a structural model of the Basento Viaduct

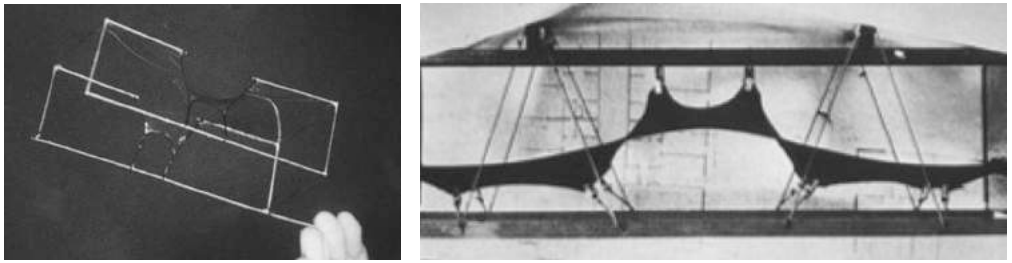


Figure 19: Soap film model and fabric model of the Basento Viaduct

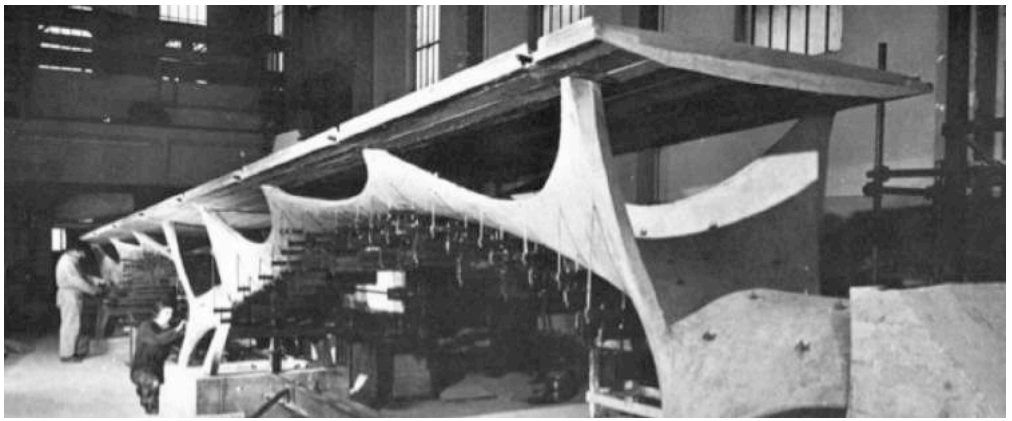


Figure 20: Concrete model of the Basento Viaduct at 1:10 scale

gets stiffness once it returns to room temperature. But even in this case, soap film remains fragile and short-lived – this being the limitation for their use as design model.

Compared to fragile soap films, stretch-fabric models are stiffer and can be prestressed to a higher degree, so sometimes they are used as a further implementation of soap films (Figure 20). But the resulting shapes of stretch-fabric models are not exactly the same as the minimal surfaces of soap films. The fabric has directional properties that originated in its weave characteristics, stiffness varies between the warp and the weft orientation, and these variations inevitably lead to deviation from pure mathematical forms. But such deviations are negligible in the early design stages when physical models are used to study approximate solutions. As the design proceeds, the initial forms have to be complemented by computational methods or tested by large scale models with the real fabrication material.

Italian engineer Sergio Musmeci analyzed the mathematical and technical problems of minimum surface structures in his book "La Statica e le Strutture". Based on his studies, he developed a remarkable project: the Basento Viaduct in Potenza, constructed in 1967. This viaduct crossing the Basento River is the main route of communication between the industrial area and the residential area of Potenza (Figure 21).

It is formed by the combination of two superimposed structures, each designed with different criteria (Figure 21). The upper part is a flat traffic deck 280 m in length, resting on 32 supports provided by a continuous concrete shell. It resists loads through bending stress, like most typical decks. The lower part, a concrete shell with 30 cm thickness, is a combination of four basic units. Musmeci designed these basic units with his knowledge about minimal surface structures. In the tensile model, each unit has four points up and eight down pulling in opposite directions, which causes

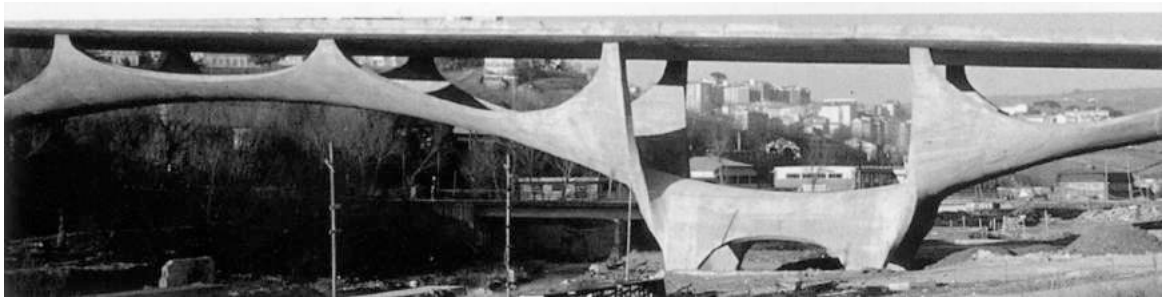


Figure 21: Elevation of the Basento Viaduct

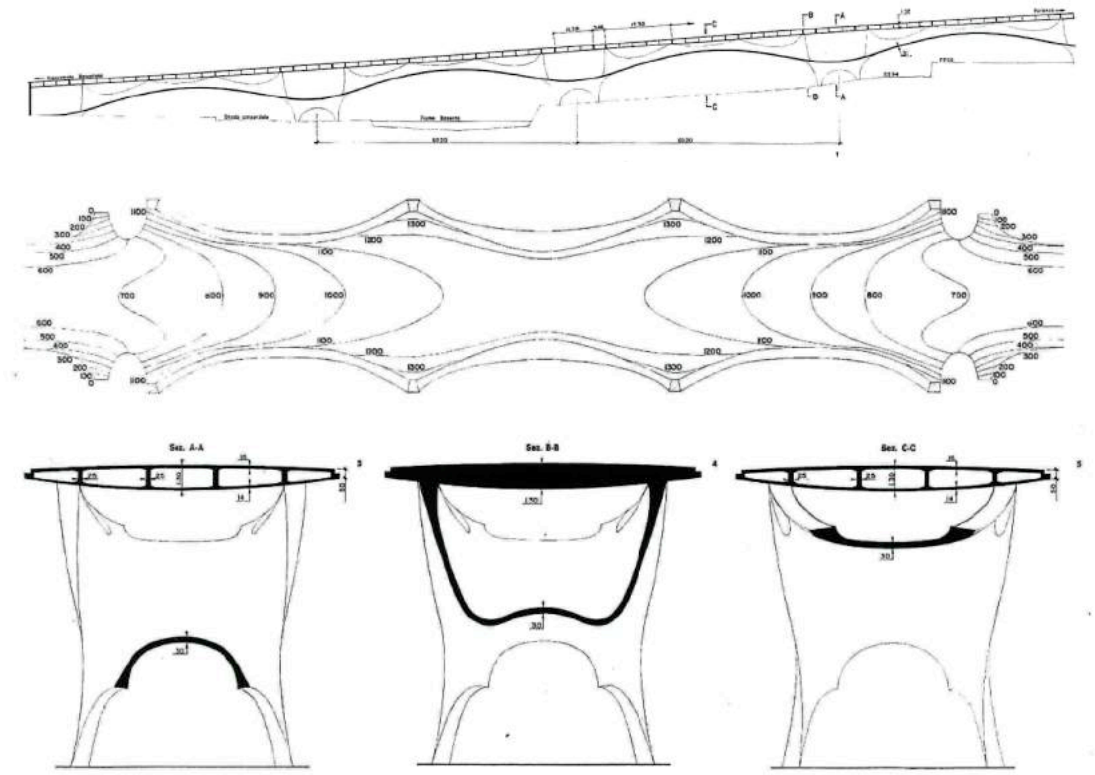


Figure 22: Section and plan of the Basento Viaduct

the deformation of the model; this can be inversed as a compression form with point-loads applied from above, which are the loads from deck, and points from below, which are the supports of the bridge (Figure 18).

At first he made a soap film model to find a possible form with desired boundary. Then he made an adjustable highly stretched rubber model, with four points pulling up and eight points pushing down, to find out an initial shape for next step of refinement (Figure 19). This tensile-only rubber model can be inverted as a compression only shell.

As a requirement of the clients, the structural behavior of the shell was tested in a 1:10 scale model made of reinforced concrete by the Institute of Modeling and Experimental Structures of Bergamo (Figure 20). It yielded an excellent performance in line with the initial models. The break of concrete was reached when the weight and overload increased 100% of the original value. In practice, the structure further proved its great performance after withstanding the great earthquake in Irpinia in 1980, which reached 6.89 Mw.

Generally, his design philosophy can be summarized with his own words: "I have always tried to produce some forms always starting from choices done on the forces and stresses. These are regarded as much as possible as inputs, while the geometrical variables are the unknown to be found, in other words the form of the structure."

Figure 23: A view of the pedestrian deck

References:
- John Chilton: The eigineer's contribution to contemporary architecture, Heinz Isler, 2000
- Martin Bechthold: Innovative surface structures, technology and applications, 2009
-Sergio Musmeci: Le tensioni non sono incognite, Trebbi, G. (ed.): Parametro. N.80, 1979
- shell.princeton.edu/Mann1.html, Evolution of German shell

Materialanhang Beton

1. Zusammensetzung des Betons

Moderner Beton ist ein Konglomerat und besteht aus den Komponenten Gesteinskörnung (i.a. Kies und Sand), Bindemittel (i.a. Portlandzement), Wasser und eventuell Zusatzmittel und Zusatzstoffe.

Durch intensives Vermischen dieser Komponenten in einem abgestimmten Verhältnis zueinander entsteht ein giessfähiger und damit beliebig formbarer Brei, der in diesem Zustand als Frischbeton bezeichnet wird. Die Möglichkeit, den Beton auf der Baustelle ohne allzu grosse Schwierigkeiten in eine Schalung von praktisch beliebiger Form und Abmessung zu bringen, hat wesentlich dazu beigetragen, dass dieser Baustoff eine so weite Verbreitung gefunden hat.

Nach dem Einbringen des Frischbetons in die Schalung und nach dem Verdichten dieses Frischbetons bindet der Zement infolge einer chemischen Reaktion des Bindemittels mit dem Anmachwasser ab und erhärtet dabei auch unter Wasser; ein Zutritt von Luft ist hierfür nicht nötig. Da der Zement die einzelnen Kies- und Sandkörner, im Frischzustand in Form eines Breies, gleichmässig umgibt, entsteht so eine Art Kunststein, bei dem das Sand-Kiesgemisch das Korngerüst, der erhärtete Zementbrei (= Zementstein) das dieses Korngerüst zusammenhaltende Haftmittel darstellt (Bild 1).

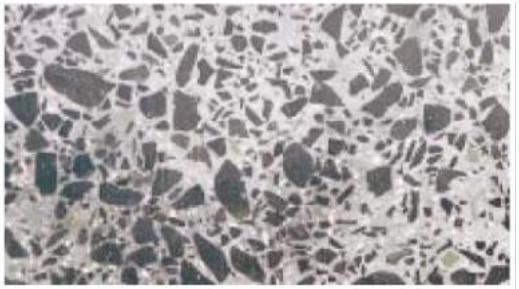


Bild 1: Schnitt durch Beton mit gebrochenem Material als Gesteinskörnung

Gesteinskörnungen

In der modernen Betontechnologie werden in der Regel Gesteinskörnungen verwendet, deren Körner Durchmesser zwischen etwa 0.02 und 32 mm haben. Bei besonders massigen Bauteilen, wie zum Beispiel bei Staumauern, werden auch grössere Korndurchmesser (60 bis 200 mm im Maximum) gebraucht, während bei besonders dichten Bewehrungsführungen oder bei Bauteilen mit geringen Abmessungen auch Grösstkorngrössen von nur 16 mm vorkommen können. Zur Anwendung gelangen Kies-Sande aus natürlichen Fluss- und Seeablagerungen, Moränen usw., die meistens gewaschen und durch Sieben in verschiedene Fraktionen (Korngrössen) aufgeteilt werden. Daneben kommen aber auch Brechsande, Splitt und Schotter oder Tunnelausbruchmaterial zum Einsatz, welche durch Brechen von Felsgesteinen, grobem Kies, Steinen oder Blöcken künstlich hergestellt werden. Für besondere Anwendungen

Gesteinskörnungsart	Material	Besondere Eigenschaften
Gesteinskörnung für Leichtbeton	- Bimsstein - Blähton - Blähschiefer - geschäumter Kunststoff - Holz	- Verbesserung der Wärmedämmeigenschaften - Kleinere Rohdichte zur Gewichtseinsparung
Gesteinskörnung für Schwerbeton	- Baryt - Eisenerz - Stahl- oder Bleikugeln	- Besserer Abschirmeffekt vor radioaktiver Strahlung
Fasern für Faserbeton	- Asbest - Glas - Kunststoffe - Stahl	- Erhöhte Schlagfestigkeit und Zähigkeit - Bessere Rissverteilung - Erhöhte Standfestigkeit des Frischbetons

Bild 2: Gesteinskörnungen

werden auch noch andere Gesteinskörnungen eingesetzt, welche dann die Namensgebung des Betons beeinflussen (Bild 2).

Zement

Als Bindemittel werden für die Betonherstellung fast ausschliesslich Portlandzemente verwendet. Es handelt sich dabei um anorganische, hydraulische Bindemittel, die durch Reaktion mit Wasser (Hydratation) auch unter Wasser erhärten und im erhärteten Zustand gegen Wasser weitgehend resistent sind. Damit unterscheiden sich die Zemente von den nicht hydraulischen Bindemitteln, wie zum Beispiel vom Weisskalk, der durch Reaktion mit dem CO_2 der Luft erhärtet (Karbonatisierung) oder vom Baugips (Halbhydrat), der durch Reaktion mit Wasser an der Luft erhärtet, aber nicht wasserbeständig ist.

Im Gegensatz zu den Kunststoffklebern gehören die mineralischen Bindemittel zu jenen Bindemitteln, welche fast ausnahmslos aus natürlichen Rohstoffen durch Aufbereiten und Brennen hergestellt werden. Ihre Aufgabe besteht darin, das Betonkorngerüst (Gesteinsmehl, Sand und Kies) durch Verkleben zu einem Festkörper dauerhaft zu verbinden. Diese Aufgabe können sie deshalb übernehmen, weil bei Wasserzutritt die sich abspielenden chemischen Reaktionen kristalline Verbindungen entstehen lassen. Allerdings erfolgt dieser Kristallisationsprozess nicht plötzlich, sondern in den meisten Fällen langsam, so dass man bei der Zugabe von Wasser zwei nicht scharf voneinander trennbare Phasen unterscheiden kann. Die zunächst sich ergebende Versteifung stellt den Übergang eines breiig-plastischen Zustandes in ein Gebilde von sehr geringer Festigkeit dar und wird meistens als Abbinden bezeichnet. Bei der sich daran anschliessenden Phase der Verfestigung erstarrt das System noch weiter, wobei es sich auch stark verfestigt; man spricht von der Erhärtung.

Zusatzmittel und Zusatzstoffe

Bisweilen werden dem Frischbeton gewisse Zusätze meist in flüssiger Form beigemengt, um damit gezielt bestimmte Eigenschaften des frischen oder des erhärteten Betons zu beeinflussen. Grundsätzlich muss aber gesagt werden, dass das Herstellen eines guten Betons auch ohne Zusatzmittel möglich ist und dass ein schlechter Beton durch Zusätze nicht besser wird!

Bezeichnung	Chem. Reaktion	Wirkung	Zusatzstoffart
Inert	Keine oder höchstens Oberflächenreaktion	Fülleffekt, verminderte Porosität, verbesserte Verarbeitbarkeit, Riss überbrükkend, färbend	Kalksteinmehl, Quarzmehl Fasern Pigmente
Puzzolanisch	Reaktion mit Kalk und Wasser unter Bildung zementhydratähnlicher Stoffe	Vermindert Porosität und Frühfestigkeit, erhöht Endfestigkeit und Dauerhaftigkeit, senkt Hydratationswärme	Steinkohlenflugasche, Silicastaub, natürliche Puzzolane, thermisch aktive Tone bzw. Tonschiefer
Latent hydraulisch	In Gegenwart von Anregern (Alkalien, Kalk, Sulfat) und Wasser unter Bildung zementhydratähnlicher Stoffe	Vermindert Porosität und Frühfestigkeit, erhöht Endfestigkeit und Dauerhaftigkeit, senkt Hydratationswärme	Hüttensand (= getrocknete und gemahlene Hoch ofenschlacke, Braunkohle)
Hydraulisch	Reaktion mit Wasser unter Bildung zementhydratähnlicher Stoffe	Verbessert Verarbeitbarkeit, Fülleffekt, vermindert Porosität	Hydraulische Kalke

Bild 3: Zusatzstoffe

Zusätze sind chemisch oder physikalisch wirksame Produkte, die in geringen Mengen dem Frischbeton zugegeben werden. Die Wirkung dieser Zusätze ist bei der Wahl der Betonzusammensetzung zu berücksichtigen. Da es ausserdem möglich ist, dass bei einer gleichzeitigen Verwendung mehrerer Zusätze gewisse unbeabsichtigte Reaktionen entstehen können, ist es unerlässlich, mehrere Zusätze gleichzeitig nur mit Zustimmung ihres Herstellers kombiniert zu verwenden.

Mit den Zusatzmitteln wird versucht, hauptsächlich Einfluss auf die folgenden Eigenschaften des Betons zu nehmen und diese im erwünschten Sinn zu verbessern oder zu ändern:

- Konsistenz: Zusätze sollen die Verarbeitbarkeit günstig beeinflussen, ohne dass der Wasserzementwert verändert wird. Hierzu werden dem Beton Fliessmittel zugesetzt.

- Abbinde-Anfang: Der Beginn des Abbindeprozesses soll beschleunigt werden durch die Zugabe von Beschleunigern.

- Abbinde-Ende: Damit soll der Abbindeprozess, insbesondere das Erhärten des Betons, hinausgeschoben werden, so dass eine längere Verarbeitungszeit zur Verfügung steht. Die hierfür verwendeten Mittel heissen Verzögerer.

- Frostbeständigkeit: Zur Erhöhung der Frostbeständigkeit eines Betons werden künstlich Luftporen eingebaut. Die dazu eingesetzten Mittel heissen daher Luftporenmittel.

- Frostschutz: Wenn im Winter oder auf Hochgebirgsbaustellen gearbeitet werden muss, kann es sinnvoll sein, dem Gefrieren des Frischbetons durch den Einsatz eines Frostschutzmittels entgegenzuwirken.

- Wasserdichtheit: Zur Verbesserung der Wasserundurchlässigkeit werden Dichtungsmittel zugesetzt.

Unter Betonzusatzstoffen versteht man im Allgemeinen feinkörnige Mineralien, welche ebenfalls eingesetzt werden, um bestimmte Betoneigenschaften ganz gezielt zu verändern. Die Wirkungsweise der Betonzusatzstoffe wird in die Gruppen inert, puzzolanisch, latent hydraulisch, hydraulisch eingeteilt (Bild 3).

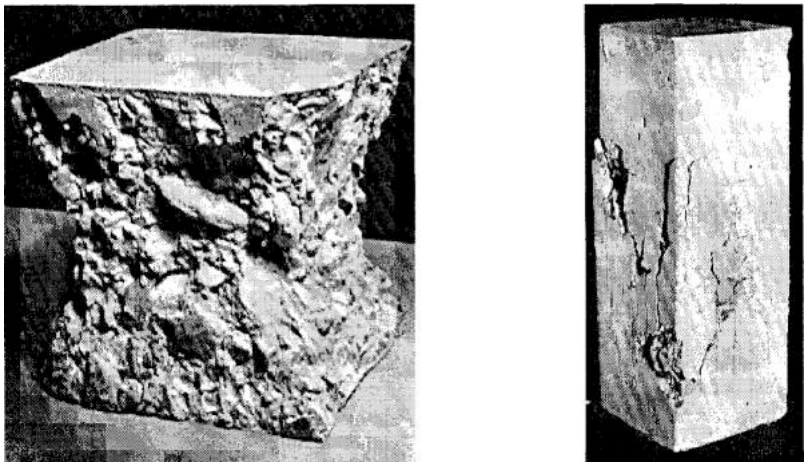


Bild 4: Bruchbilder des Betonwürfels und des Betonzylinders

Folgende Eigenschaften können mittels Zusatzstoffen beeinflusst werden:

- Verarbeitbarkeit des Frischbetons
- mechanische Eigenschaften des Festbetons
- Dichtigkeit des Festbetons
- Verminderung der Wärmeentwicklung beim Abbinden.

Die Zugabe erfolgt teilweise schon beim Mahlen des Zementklinkers, was eine sehr genau kontrollierbare Dosierung erlaubt, teilweise aber auch erst beim Mischen des Betons im Betonwerk.

2. Eigenschaften des Betons

Festigkeit des Festbetons

Da die Betondruckfestigkeit stark vom Hydratationsgrad des Zementes abhängig ist, muss zur vollständigen Charakterisierung einer Festigkeitsangabe bei Beton immer auch noch das Alter aufgeführt werden. Das Norm-Prüfalter beträgt 28 Tage. Zur Ermittlung der Druckfestigkeit wird in der Schweiz üblicherweise ein Würfel mit einer Kantenlänge von 200 mm verwendet. Gleichwertige Ergebnisse liefern aber auch Zylinder mit Ø = 200 mm und h = 200 mm, Würfel mit einer Kantenlänge von 150 mm oder auch halbe Prismen mit den Abmessungen 120 mm x 120 mm x 180 mm.

Nach der Prüfung des Würfels stellt man fest, dass vom Würfel zwei sich an den Spitzen berührende pyramidenförmige Restbruchkörper übrig bleiben; der Rest des Betons ist heraus gebrochen. Infolge der Reibungskräfte zwischen den Krafteinleitungsplatten und dem Prüfkörper ist die Würfeldruckfestigkeit grösser als die Zylinder- oder Prismendruckfestigkeit. Dort können sich die Reibungskräfte nicht ausbilden, und es herrscht somit ein eindimensionaler Spannungszustand, bei dem der Bruch früher auftritt.

Da in einem Bauteil normalerweise keine Reibung wirksam ist und damit die Querdehnung des Betons nicht behindert wird, darf nicht mit der Würfeldruckfestigkeit als der massgebenden Festigkeit gerechnet werden, welche üblicherweise ohne Aufhebung der Reibung zwischen Prüfmaschine und Probekörper ermittelt wird. Somit

Betonsorten und charakteristische Werte der Festigkeit

Betonsorte										
C	12/15	16/20	20/25	25/30	30/37	35/45	40/50	45/55	50/60	.../...
LC	12/13	16/18	20/22	25/28	30/33	35/38	40/44	45/50	50/55	.../...
f_{ck} [N/mm²]	charakteristischer Wert der Zylinderdruckfestigkeit									
C/LC	12	16	20	25	30	35	40	45	50	> 50
$f_{ck\,cube}$ [N/mm²]	charakteristischer Wert der Würfeldruckfestigkeit									
C	15	20	25	30	37	45	50	55	60	> 60
LC	13	18	22	28	33	38	44	50	55	> 55
f_{cm} [N/mm²]	Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit									
C/LC	20	24	28	33	38	43	48	53	58	f_{ck} + 8
f_{cm} [N/mm²]	Mittelwert der Betonzugfestigkeit									
C	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	> 4,1

Bemessungswerte für Normalbeton

Beton	C 12/15	C 16/20	C 20/25	C 25/30	C 30/37	C 35/45	C 40/50	C 45/55	C 50/60	C .../...
f_{cd} [N/mm²]	8,0	10,5	13,5	16,5	20,0	22,0	24,0	26,0	28,0	Gl. (2)

Bild 5: Druck- und Zugfestigkeit von Beton nach Norm SIA 262

kann gefolgert werden, dass die massgebende Betondruckfestigkeit die Zylinderdruckfestigkeit f_c ist, wobei folgender Zusammenhang zwischen der Würfeldruckfestigkeit f_{cw} und der Zylinderdruckfestigkeit f_c besteht:

$f_c \cong 0.85 \cdot f_{cw}$.

Die entsprechenden Werte sind im Bild 5 dargestellt.

Der Hydratationsvorgang des Zementes ist ein Prozess, der sich über Jahre hinweg abspielen kann. Deshalb ist es auch nicht erstaunlich, dass die Festigkeiten des Betons von der Zeit abhängige Grössen sind (Bild 6). Dabei spielen aber auch noch die Lagerungsbedingungen, die Temperatur und die Umgebungsfeuchtigkeit eine ausschlaggebende Rolle. Üblicherweise werden die Festigkeitswerte auf ein Betonalter von 28 Tagen bezogen. Alle Normangaben über die Festigkeiten des Betons beziehen sich auf dieses Alter.

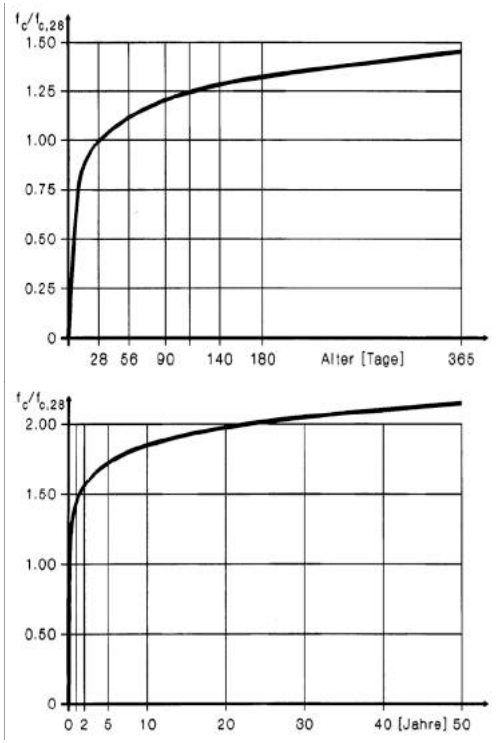


Bild 6: Festigkeitsentwicklung des Betons

Bezeichnungen der Betonsorten

Gemäss gültigen Normen (SIA 262) setzt sich die Bezeichnung des Betons aus verschiedenen Angaben zusammen. Sie umfasst zunächst die Angabe über die Art des Betons, also Beton (C) oder Leichtbeton (LC). Anschliessend werden die beiden Werte der Druckfestigkeit berücksichtigt, nämlich der charakteristische Wert der Zylinderdruckfestigkeit und der charakteristische Wert der Würfeldruckfestigkeit. Beide Festigkeitsangaben beziehen sich auf ein Betonalter von 28 Tagen und werden in N/mm^2 angegeben. Im Weiteren kommt eine Aussage zur Expositionsklasse, zum Grösstkorn D_{max} der Gesteinskörnung in mm, zum Chloridgehalt in % und zur Konsistenz hinzu. Beim Leichtbeton wird zusätzlich noch die Rohdichte in kg/dm^3 angegeben. Demnach lautet eine korrekte und vollständige Bezeichnung der Betonsorte beispielsweise wie folgt:

Beton gemäss SIA 266	
C 20/25	Festigkeit
XD3, XF4	Exposition
D_{max} 32	Grösstkorn
Cl 0,20	Chloridgehalt
C2	Konsistenz

Leichtbeton gemäss SIA 266	
LC 30/33	Festigkeit
XA1, XF1	Exposition
D_{max} 16	Grösstkorn
Cl 0,20	Chloridgehalt
F4	Konsistenz
D 1,6	Rohdichte

Die Expositionsklasse (X) sagt aus, unter welchen Umwelteinflüssen der Beton eingesetzt werden soll. Dabei steht 0 für extrem harmlose Umwelteinflüsse, C für Karbonatisierungsrisiko, D für Chlorideinwirkung (Tausalz, Chlor), F für Frosteinwirkung und A für Angriffe durch natürliche Böden und Grundwasser. Die einzelnen Buchstaben werden ergänzt durch eine Zahl von 1 bis 4, welche Auskunft über den Grad der entsprechenden Einwirkung gibt.

Bei der Konsistenz wird ein physikalisches Mass (in mm) des Frischbetons angegeben, welches mittels einer normierten Prüfung ermittelt wird. Dabei steht F für das Ausbreitmass; S für das Setzmass und C für das Verdichtungsmass. Mit zunehmender Zahl nimmt die Fliessfähigkeit des Frischbetons zu, d.h. die Verarbeitbarkeit wird verbessert.

Verformungen des Betons

Die Verformungen des Betons werden durch Änderung der mechanischen Beanspruchung, der Temperatur oder des Feuchtigkeitsgehaltes verursacht. Demzufolge unterscheidet man die im Bild 7 aufgeführten Verformungsarten.

Die Betonverformungen an einem Bauwerk sind immer aus einer Kombination von verschiedenen Einflüssen zusammengesetzt. Ihre Grösse ist abhängig von der Betonzusammensetzung, von seinem Feuchtigkeitszustand, vom Zeitpunkt, von der Dauer und Grösse der einzelnen Belastungen sowie von der Geschwindigkeit der Belastungsänderungen. Deshalb ist eine genaue Voraussage der Grösse der Betonverformungen recht schwierig und mit erheblichem Aufwand verbunden, da u.U. eine genaue Analyse der Belastungsgeschichte des Tragwerkes notwendig ist.

Nebst den rein elastischen Verformungen treten beim Beton auch Langzeitverformungen auf, nämlich Kriechen und Schwinden.

Wird Beton mechanisch beansprucht, dann entstehen nicht nur Kurzzeitverformungen, sondern es treten auch noch Nachverformungen auf, welche durch Relativverschiebungen der Zementgelteilchen verursacht werden; dieser Vorgang wird als Kriechen bezeichnet.

Ursache	Bewirkte Verformung	Bezeichnung
Mechanische Beanspruchung	unmittelbar, reversibel (= umkehrbar) unmittelbar bis leicht verzögert (um Sekunden bis Minuten), irreversibel (= nicht umkehrbar) verzögert (um Stunden bis Jahre), teilweise reversibel	Elastische Verformung bleibende oder plastische Verformung Kriechen
Feuchtigkeitsänderung	verzögert (um Stunden bis Jahre)	Schwinden, Quellen
Temperaturänderung	unmittelbar, reversibel	Temperaturverformung

Bild 7: Verformungen des Betons

Wie die Erfahrung lehrt, sind diese Kriechverformungen umso grösser,

- je jünger der Beton bei der Belastung ist; deshalb sollte während einer gewissen Schonzeit der Beton in jungem Alter nicht belastet werden (Ausschalfristen für Decken!);
- je grösser die elastischen Verformungen sind;
- je grösser der Wasser- und der Luftporengehalt sind;
- je grösser der Zementleimgehalt ist.

Für Abschätzungen kann angenommen werden, dass die Kriechverformungen nach unendlich langer Zeit ca. dem Zweifachen der elastischen Verformungen entsprechen. Die Gesamtverformungen sind demnach ca. dreimal so gross wie die elastischen Verformungen (Bild 8).

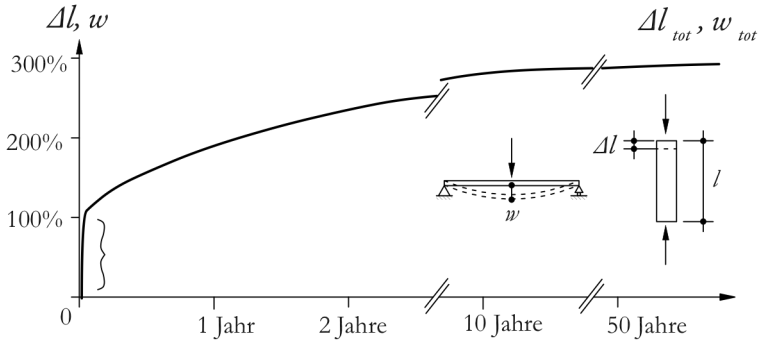


Bild 8: Verformung von Stahlbetontragelementen in Funktion der Zeit

Als positive Auswirkung des Kriechens kann die Tatsache bewertet werden, dass dadurch vorhandene Spannungsspitzen (z.B. infolge Setzungen oder anderen Zwängungen) abgebaut werden können. Allerdings sind die Rückverformungen bei einer Entlastung erfahrungsgemäss gering.

Eine weitere Langzeitverformungsart sind die Schwind- bzw. Quellverformungen, welche durch den veränderlichen Wassergehalt des Betons hervorgerufen werden. Dabei ändern die Zementgelteilchen ihr Volumen: Bei Wasserverlust bzw. Wasseraufnahme sinken bzw. steigen die Spaltkräfte und damit steigt bzw. sinkt die Oberflächenenergie des Zementgels, wodurch die Abstände zwischen den Teilchen und ihr Volumen ab- bzw. zunehmen.

Das Schwinden wird umso grösser,

- je trockener die Umgebung ist;
- je grösser das Verhältnis Oberfläche zu Volumen ist (rascheres Austrocknen möglich);
- je grösser der *W*/*Z*-Wert und der Luftporengehalt sind;
- je grösser der Zementleimgehalt ist.

Als mittlerer Wert für das Schwinden kann eine Stauchung von ca. 0.2 ‰ angenommen werden. Das Schwinden ist eine der Hauptursachen für die Rissbildung im Beton und Stahlbeton. Die Auswirkungen der Rissbildungen lassen sich jedoch durch eine Reihe von Massnahmen einschränken, nämlich durch:

- Nachbehandlung des Betons (Feuchthalten, um Wasserverlust in jungem Betonalter zu verhindern);
- Anordnen von Bewegungsfugen (Schwindfugen), damit die sich ausbildenden Risse an Soll-Bruchstellen auftreten (Abstand ~ 5 ... 10 m);
- Wahl eines günstigen Betonierprogrammes;
- Einlegen einer Schwindbewehrung zur besseren Verteilung der Risse und zur Verringerung der Rissweite;
- Vorspannen des Betons (= unter Druck setzen → Kriechen!)

3. Schalungen und Oberflächenbeschaffenheit von Sichtbeton

Als Wandschalungssysteme für Sichtbeton haben sich vor allem die beiden im Bild 9 dargestellten Schalungssysteme durchgesetzt. Beim im Bild 9a dargestellten Balkensystem Typ ‚Doka' wird die Trägerkonstruktion als mehrlagigen Rost aus Stahl und/oder Holz angefertigt und anschliessend mit der hölzernen Schalhaut aus Mehrschichtplatten belegt, wodurch das Element erst seine Steifigkeit erhält. Das System weist die Vorteile auf, dass es betreffend Geometrie sehr flexibel ist (z. Bsp. auch runde Grundrissformen möglich), die Schalhaut frei gewählt werden kann, und dass ein Umbau und Recycling des Systems auf verschiedenen Stufen möglich ist. So können die Elemente z. Bsp. neu belegt werden, oder die Elemente können nach dem Verschleiss der Schalhaut zerlegt und die Träger z. Bsp. zum Schalen von Decken weiterverwendet werden. Von entscheidender Bedeutung für die Qualität der Sichtbetonoberflächen ist das sorgfältige Abdichten der Schalung mit Dichtbändern, und zwar sowohl zwischen den einzelnen Elementen der Schalhaut sowie ebenfalls zwischen den einzelnen Schalungselementen.

Gegenüberliegende Schalungselemente werden mit Schalungsbindern (Gewindestangen) zusammen gebunden, wodurch die Bindlöcher an der Betonoberfläche zurück bleiben. Diese können als gestalterische Elemente eingesetzt oder auch mit Mörtel gefüllt werden.

Bei diesem System stellt sich vielfach das Problem, dass bei liegenden Arbeitsfugen die Schalung infolge des hydrostatischen Druckes des Frischbetons durch die Dehnung der

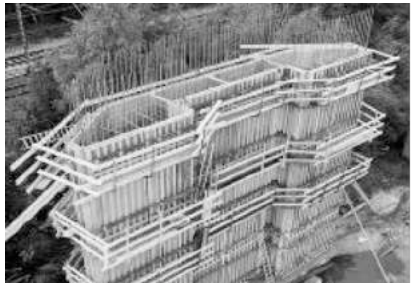


Bild 9: Schalungssysteme: a) Typ ‚Doka', b) Typ ‚Peri'

Bindstangen sich leicht öffnet, was zum Auslaufen der Zementmilch mit resultierenden Verfärbungen bis hin zu Kiesnestern führen kann.

Das im Bild 9b dargestellte Rahmensystem Typ ‚Peri' besteht aus festen Stahlrahmenelementen, welche mit der Schalungshaut belegt sind. Zum Schutz der Schalhaut verläuft ein äusserer Stahlrahmenstreifen von ca. 10 mm Breite rund um das Element und zeichnet sich im Sichtbeton ab. Dieses System wird häufig zur Erzeugung von Sichtbetonoberflächen mit einer zusätzlichen Schalhaut beplankt. Die einzelnen Rahmenelemente können effizient zusammengeklemmt werden, was dem Auslaufen der Zementmilch entgegenwirkt. Ein Nachteil dieses Systems besteht darin, dass die Anordnung der Bindlöcher durch das primäre System gegeben ist, das in der Regel nicht mit dem Aufbau der Beplankung übereinstimmt.

Die definitive Geometrie des Schalungsbildes und die Anordnung der Bindlöcher muss sorgfältig geplant und zusammen mit dem Baumeister optimiert werden. Falls Kostengrenzen bestehen, sind Kompromisse häufig unerlässlich. Falls die Ecken scharfkantig ausgebildet werden, ist der Abdichtung dieser Teile besondere Sorgfalt zu schenken. Nach dem Ausschalen sind die Kanten unbedingt z. Bsp. mit Holzbrettern gegen mechanische Beschädigungen zu schützen.

Die Deckenschalungssysteme bestehen vorwiegend aus Balkensystemen aus Holz und/oder Stahl, welche mit der Schalhaut beplankt sind. Im Bild 10a ist ein konventionell geschalter Deckenabschnitt dargestellt. Die Balkenlagen werden in situ progressiv erstellt und mit der Schalhaut belegt. Dieses System weist den Vorteil auf, dass es sehr flexibel und anpassungsfähig ist.

Im Bild 10b sind Schalungsträger zu einem fixen Balkenrost zusammengesetzt worden, welches auch bereits beplankt ist. Diese so genannten Schalungstische können bei grossen Flächen schnell und einfach mit speziellen Vorrichtungen ein- und ausgebaut bzw. verschoben werden. Auch bei den Deckenschalungen ist auf eine sehr sorgfältige Abdichtung zu achten.

Bild 10: Deckenschalungssysteme

Zur Erzielung unterschiedlicher Betonoberflächen sind verschiedene Typen von Beplankungen für die Schalungen in den SIA-Normen definiert:

- Schalungstyp 1: ohne Anforderungen
- Schalungstyp 2: saubere Oberflächen, ohne Sichtschalungsanspruch
- Schalungstyp 3: Bretterschalung, Sicht
- Schalungstyp 4: Schaltafeln, Sicht
- Schalungstyp 5: grossflächige, glatte Elemente, Sicht

Bei der Brettschalung ist Oberflächengestaltung betreffend Rauhigkeit der Oberfläche und Geometrie der Bretter keine Grenzen gesetzt. Ohne spezielle Versiegelung sind die Bretter im Neuzustand stark wassersaugend. Beim Schalungstyp 4 stehen die klassischen gelben Schaltafeln 50x200 bzw. 50x250 cm im Vordergrund; es sind auch Schaltafeln 100x250 cm erhältlich. Die Schaltafeln sind mässig wassersaugend. Der Schalungstyp 5 ist nach SIA noch nicht definiert, hat sich in der Praxis aber eingebürgert. Hier stehen grossflächige, glatte Platten auf Bakelit- oder Phenolharzbasis im Vordergrund. In der Regel sind diese Oberflächen sehr wenig wassersaugend. Die farbliche Gestaltung des Sichtbetons hängt stark von der Beschaffenheit der Schalhaut ab (Bild 11).

Art bzw. Eigenschaften der Schalhaut	Merkmale der Betonoberfläche	Mögliche Auswirkungen
Saugend		
1. Bretter, sägeroh	Raue Bretterstruktur (hohes Saugvermögen), dunkel	Einzelne Holzfasern in der Betonoberfläche, Absanden unter Holzzuckereinfluss, wenige Poren
2. Bretter, gehobelt	Glatte Brettstruktur (geringes Saugvermögen), deutlich heller als 1	Absanden unter Holzzuckereinfluss, stärkere Porenbildung als bei 1
3. Spannplatten, unbeschichtet	Leicht rau, dunkel	Starke Farbunterschiede (fleckig), wenige Poren
4. Drainflies /Faservlies	Siebdruckstruktur, dunkler als 3	Gefahr bei Faltenbildung, fast keine Poren
Schwach saugend		
5. Dreischichtenplatten, oberflächen vergütet, Holzstruktur, die sich durch Strahlen verstärkt	Bei den ersten Einsätzen dunkel, bei weiteren Einsätzen heller	Poren (gehen mit zunehmender Einsatzhäufigkeit zurück)
6. Schalrohre aus Pappe	Glatt, hell	Kein Trennmittel erforderlich, nur für Stützen geeignet, sehr wenige Poren
Nicht bzw. sehr schwach saugend		
7. Schaltafeln, oberflächenbehandelt, glatt oder nicht glatt	Glatt, hell	Farbtonunterschiede, Wolkenbildung, Marmorierung, verstärkte Porenbildung
8. Finneplatten, kunstharzbeschichtet	Siebdruckrasterstruktur, etwas dunkler als 7	Weniger ausgeprägte Auswirkungen als bei 7
9. Stahlblech	Glatt, hell	Wie 7, unter Umstände Rostflecken
10. Matrizen, filmbeschichtet	Je nach Matrize glatt bis stark strukturiert, hell	Starker Einfluss von Undichtigkeiten an Fugen, verstärkte Porenbildung
11. Schalrohre aus Metall oder Kunststoff	Glatt, hell	Wie 7, verstärkte Marmorierung

Bild 11: Oberflächenbeschaffenheit des Sichtbetons in Abhängigkeit der Schalungsoberfläche

Eine weitere Möglichkeit der Oberflächengestaltung besteht in der Nachbearbeitung der Oberflächen. Mögliche Nachbearbeitungsarten sind im Bild 12 dargestellt:

- ausgewaschene Betonoberfläche
- sandgestrahlte Oberfläche
- gestockte Oberfläche
- in Schalung eingelegte Matrize, Oberfläche nachträglich gespitzt
- geschliffene und polierte Oberfläche.

Wird das Oberflächenmaterial (Zementhaut) abgetragen, so werden die Anforderungen an die Qualität der Sichtschalung nicht geringer, sondern höher. Die Zementhaut ist in der Lage, kleine Fehlstellen in der Betonstruktur auszugleichen. Diese kommen unweigerlich beim Sandstrahlen oder Stocken zum Vorschein. So können Fehlstellen bis hin zu mittleren Kiesnestern an die Oberfläche befördert werden. Ebenfalls die sich an der Betonoberfläche abzeichnenden Schalungsstösse beeinflussen das Betongefüge bis in Tiefen von mehreren Millimetern, so dass auch diese häufig bei der Nachbearbeitung nicht verschwinden, sondern verstärkt zu Tage treten.

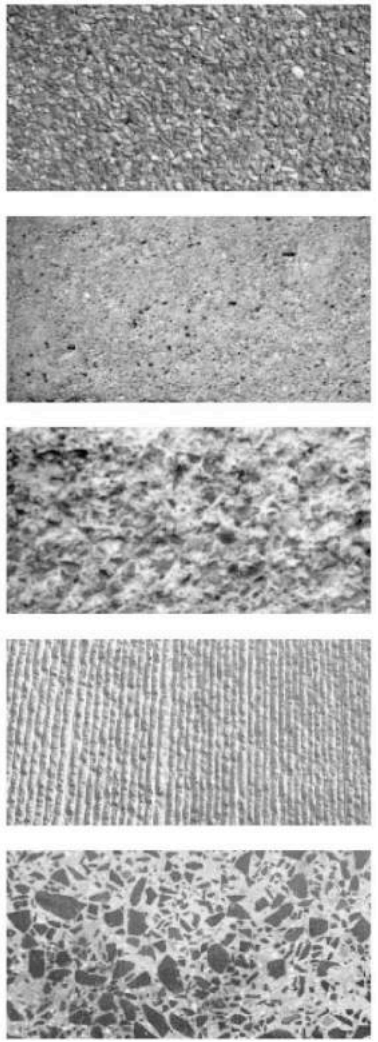


Bild 12: nachbearbeitete Sichtbetonoberflächen

4. Eigenschaften des Bewehrungsstahls

Als Bewehrungsstahl kommen gerippte Rundeisen aus naturhartem oder kaltverformten Stahl zur Anwendung. Diese werden auf Bestellung im Werk zugeschnitten und abgebogen. Im Bild 13 sind die Festigkeitswerte dargestellt. Normalerweise kommt Stahl der mittleren Duktilitätsklasse B500B zur Anwendung.

Im Bild 13 sind ebenfalls die Festigkeitswerte des Spannstahls dargestellt.

Bemessungswerte für Betonstahl

Betonstahl		B500A	B500B	B450C
f_{sd}	[N/mm²]	435	435	≥ 390
ε_{ud}	[–]	0,020	0,045	0,065

Bemessungswerte für Spannstahl

Spannstahl	Y1860	Y1770	Y1670	Y1570	Y1230	Y1100	Y1030
f_{pd} [N/mm²]	1390	1320	1250	1130	940	780	720

Bild 13: Materialkennwerte von Bewehrungsstahl und Spannstahl

5. Das Zugelement aus Spannbeton

Die Idee der Vorspannung besteht darin, den Beton überall dort vorgängig zu überdrücken, wo infolge der eigentlichen Belastung innere Zugkräfte auftreten. Die Überdrückung infolge Vorspannung muss dann durch die inneren Zugkräfte zuerst abgebaut werden, bevor es zum Reissen des Betons kommt.

Bild 14 zeigt ein Spannkabel für eine so genannte Vorspannung mit Verbund. Die in einem Blech- oder Kunststoffhüllrohr verlaufenden Spannlitzen bzw. Spanndrähte sind in den beiden Spannköpfen verankert, wobei in der Regel ein Ankerkopf fest und der zweite Ankerkopf beweglich ausgebildet ist. Das Spannkabel wird schlaff in die Schalung eingelegt und einbetoniert. Nach der Erhärtung des Betons wird am beweglichen Ankerkopf eine Spannpresse (vgl. Bild 15) angesetzt, mit welcher die Litzen bzw. Drähte mit der vorgegeben Kraft gespannt werden. Diese verlängern sich bei diesem Prozess, da sie sich im Hüllrohr frei verschieben können. Beim Erreichen der vorgegeben Spannkraft wird der bewegliche Ankerkopf definitiv fixiert und anschliessend wird der Hohlraum zwischen den Litzen bzw. Drähten und dem Hüllrohr mit einem speziellen Zementmörtel ausinjiziert. Der so entstandene Verbund bringt diverse Vorteile mit sich: die Drähte werden dauerhaft gegen Korrosion geschützt, es ist eine Rissverteilung ermöglicht, und die Kraft im Kabel kann auch bei variablem Kräfteverlauf über die Länge des Kabels zum Erreichen der Bruchlast bis zur Fliessgrenze gesteigert werden.

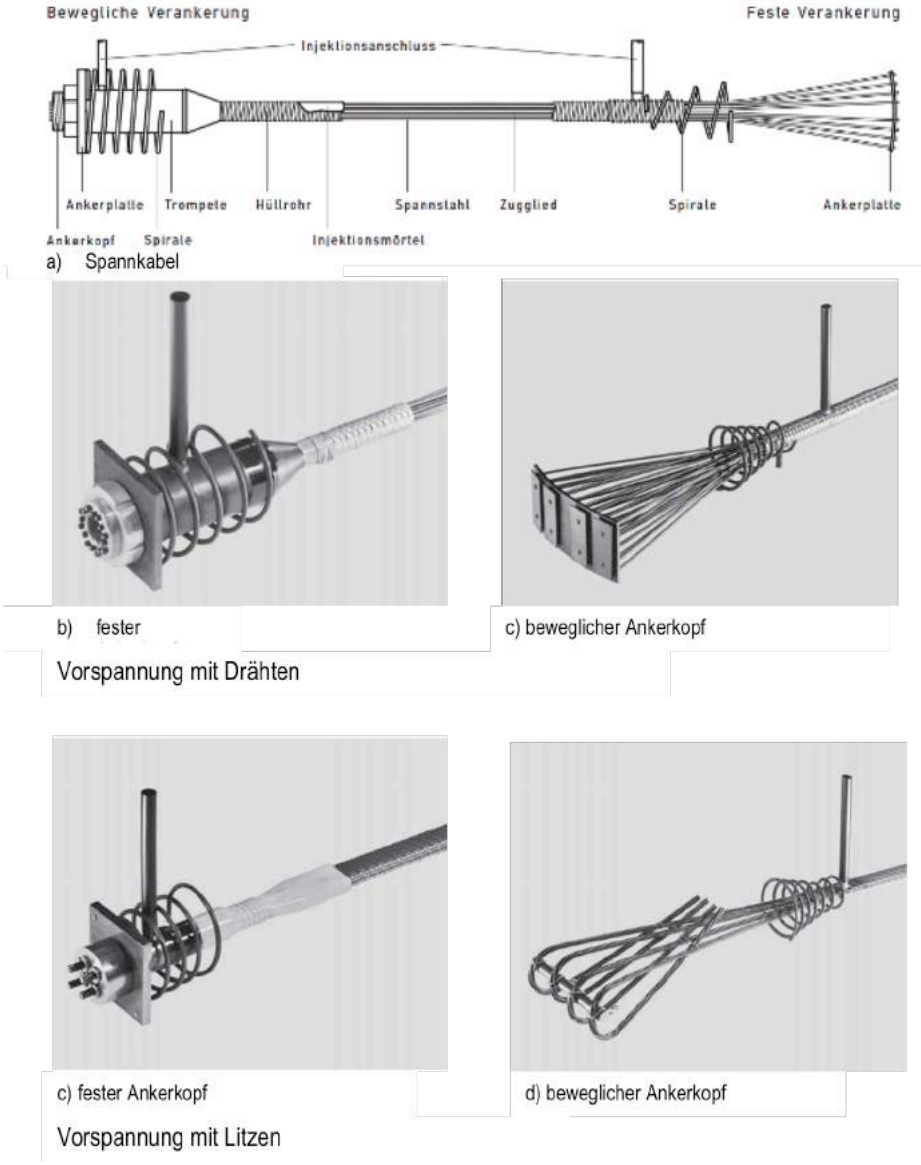


Bild 14: Vorspannsysteme

Die Spannstähle sind betreffend Fliessgrenze und Festigkeit hochgezüchtet; die Werte sind in der Tat ca. dreimal so gross wie diejenigen des normalen Betonstahls (Bild 16). Die hohen Festigkeiten sind notwendig, um genügend grosse Dehnungen im Spannkabel zu erzielen, damit die Druckkräfte im Beton und somit auch die Spannkräfte selbst infolge des Kriechens des Betons nicht zu stark abgebaut werden. Das entsprechende Phänomen führt zu den sogenannten Spannverlusten.

Literatur:

Betonatlas: Birkhäuser Verlag, Basel 2001, ISBN 978-3-7643-66685-8
Holcim (Schweiz) AG, Betonpraxis, Der Weg zum dauerhaften Beton

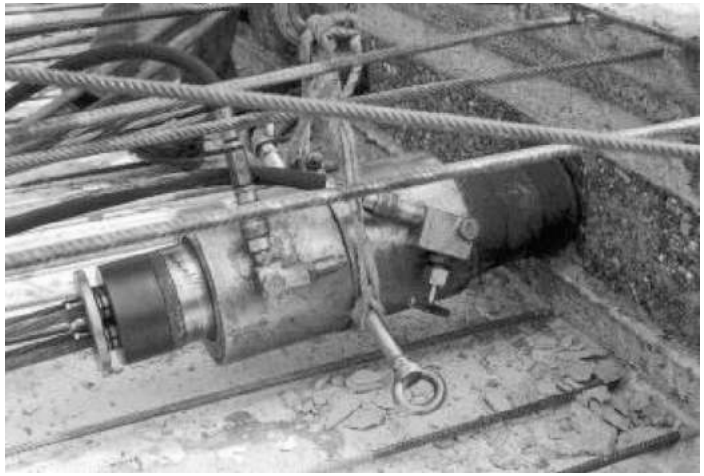


Bild 15: Spannvorgang mittels hydraulischer Presse

Bild 16: Spanndrähte und -litzen

Materialanhang Baustahl

1. Eigenschaften des Baustahls

Als Stahl werden aus Erz erschmolzene Legierungen aus Eisen (Fe), Kohlenstoff (C) und weiteren Begleit- Legierungsbestandteilen bezeichnet. Zu den Begleitelementen gehören Phosphor, Schwefel und Stickstoff, und als Legierungselemente stehen Mangan, Silizium, Chrom, Nickel und Molybdän im Vordergrund. Jeder Stahl beinhaltet geringe Anteile an Zusatzelementen, die je nach Zusammensetzung seine Eigenschaften beeinflussen. So können dem Schmelzgut zur Erhöhung der Fliessgrenze und der Festigkeit Legierungselemente beigemischt werden. Mit steigendem Kohlestoffgehalt steigen Härte und Zugfestigkeit bei gleichzeitiger Abnahme der Duktilität. Bei sinkendem Kohlenstoffgehalt sinkt dagegen die Schweisseignung. Das Hochzüchten der Festigkeitseigenschaften findet somit in der Regel auf Kosten der Duktilität, der Schweisseignung sowie des Ermüdungswiderstandes statt.

Mit verschiedenen Temperaturbehandlungen werden unterschiedliche Zustände hinsichtlich Körnigkeit, d.h. der Inhomogenität des Kristallgitters bewirkt. Es wird zwischen unbehandelten, normalgeglühten sowie vergüteten Stählen unterschieden. Durch Dosierung der chemischen Zusammensetzung und gezielte mechanische bzw. thermische Behandlung können die Materialeigenschaften des Stahls präzis auf den Verwendungszweck eingestellt werden. So werden unterschieden:

- Baustahl S
- Betonstahl B
- Spannstahl Y
- Edelstahl („nichtrostend“)

Stahlsorte	Dicke t in [mm]			
	$t \leq 40$ mm		40 mm $\leq t \leq$ 100 mm	
	f_y [N/mm^2]	f_t [N/mm^2]	f_y [N/mm^2]	f_t [N/mm^2]
S 235	235	360	215	340
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	490
S 460	460	550	430	530

Bild 1: Festigkeitseigenschaften der Baustähle

Die sogenannten „nichtrostenden“ Stähle, d.h. die Stähle mit erhöhtem Korrosionswiderstand, werden aus legierten Stählen mit mindestens 12% Chromgehalt hergestellt. Ein höherer Zusatz an Chrom bzw. Zusätze von Nickel oder Molybdän verbessern weiter die Korrosionseigenschaften. Es ist zu sagen, dass es generell keine nichtrostenden Stähle gibt, sondern dass der Korrosionswiderstand von den Umgebungsbedingungen abhängig ist. Es ist also bei Verwendung von Edelstählen darauf zu achten, dass die Stahlsorte sorgfältig in Abhängigkeit ihrer Umgebungsbedingungen gewählt wird.

Wetterfeste Stähle, wie beispielsweise Cor-Ten-Stahl, bilden nach dem Einbau unter Einfluss der atmosphärischen Umgebung eine dünne Rostschicht, welche den darunterliegenden Stahl vor weiterer Korrosion schützt. Bei der Verwendung solcher Stähle ist darauf zu achten, dass Spurenelemente der schützenden Rostschicht vom Regen abgewaschen werden können, was zu nachhaltigen Verfärbungen der darunterliegenden Bauteile führen kann.

Im Bild 1 sind die Eigenschaften der in der aktuellen Norm aufgenommen Baustähle dargestellt. Die Sorte S235, welche häufig als normaler Baustahl bezeichnet wird, steht bei der Anwendung im Vordergrund. Die Stahlsorten S275 und S355 sind nicht für alle Standardprofile einfach erhältlich. Bei der Stahlsorte S460 handelt es sich um eine Spezialsorte welche erst seit wenigen Jahren normiert ist, und bei deren Bestellung mit grösseren Wartezeiten zu rechnen ist.

Betreffend Spannungs-Dehnungsverhalten wird auf Abschnitt 5.7 des ersten Jahreskurses verwiesen. Bei der Untersuchung der inneren Kräfte mit Fachwerkmodellen bzw. mit Spannungsfeldern steht die Festigkeit im Vordergrund. Dabei wird als rechnerischer Wert der Zug- und Druckfestigkeit die Fliessgrenze f_y des Stahls angenommen, d.h. das Verfestigungsverhalten und somit die eigentliche Festigkeit f_t werden nicht ausgenützt, sondern als stille Reserven betrachtet, welche erst unter grossen Verformungen aktiviert werden können.

Im Gegensatz zum Beton weist Stahl nur sehr geringe Langzeitverformungen auf. Die Spannung in einem zwischen zwei festen Auflagern vorgespannten Seil nimmt in Funktion der Zeit minimal ab. Dieses als Relaxation bezeichnete Phänomen ist ohne praktische Bedeutung und muss nur in speziellen Fällen berücksichtigt werden.

Bei der Darstellung der inneren Kräfte kommt es häufig vor, dass sich zwei Streben bzw. zwei Spannungsbereiche kreuzen. Beim Stahlbeton wurde in diesen Fällen davon ausgegangen, dass bei der Überlagerung von zwei Druckstreben der totale Wert der Festigkeit in beiden Streben gleichzeitig erreicht werden kann. Beim Stahl liegen die Verhältnisse ähnlich: kreuzen sich zwei Duck- bzw. zwei Zugstreben, so kann in beiden Streben die rechnerische Fliessgrenze f_y erreicht werden. Werden dagegen eine Druck- und eine Zugstrebe überlagert, so liegen die Verhältnisse anders. Der Zugspannungszustand und der Druckspannungszustand beeinflussen sich gegenseitig ungünstig, so dass es frühzeitig zu einem Gleiten der Atome im Kristallgitter und somit zum Fliessen des Stahls kommt. Aus theoretischer Sicht wurde das Bruchverhalten von Stahl unter beliebigen kombinierten Beanspruchungszuständen von zwei Wissenschaftlern untersucht, welche zu ähnlichen Resultaten kamen. Henri Tresca (1814 - 1885) legte seine Überlegungen 1868 in Paris vor. Abgestützt auf ein Spannungskriterium leitete er seine Fliessbedingung her, welche ein Polygon in der Hauptspannungsebene darstellt.

Bild 2 zeigt die entsprechende Hypothese als durchgezogene Linie. Alle Punkte innerhalb des Polygons stellen physikalisch mögliche Spannungszustände dar, Punkte auf der Polygonlinie führen zum Bruch, und Punkte ausserhalb des Polygons sind physikalisch nicht möglich. Die Fliessbedingung gibt eine Antwort auf die Frage der Festigkeit von zwei sich kreuzenden Streben, von denen eine auf Zug und die zweite mit dem gleichen Spannungsbetrag auf Druck beansprucht ist: die Festigkeit entspricht in diesem Spezialfall exakt der Hälfte der Fliessgrenze f_y .

Der Mathematiker Richard von Mises (1883-1953) hat 1913 seine Fliessbedingung auf der Basis eines Kriteriums der Gestaltänderungsenergie hergeleitet und 1913 vorgestellt. Diese stellt eine Ellipse in der Hauptspannungsebene dar und ist im Bild 5.16 als gestrichelte Linie dargestellt. Die beiden Fliessbedingungen weisen nur geringfügige Abweichungen auf und sind in ausgezeichneten Punkten deckungsgleich; infolge der Streuung der Versuchsresultate ist es schwierig, den Beweis anzutreten, welche Hypothese dem tatsächlichen Materialverhalten am nächsten kommt. In den aktuellen Stahlbaunormen wir die Fliessbedingung von von Mises (Ellipse) angenommen, in diesem Skript wird einfachheitshalber mit der Fliessbedingung von Tresca gearbeitet.

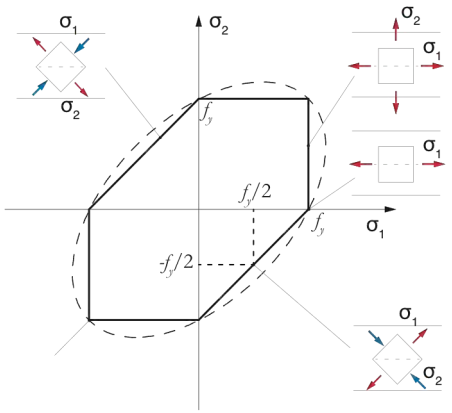


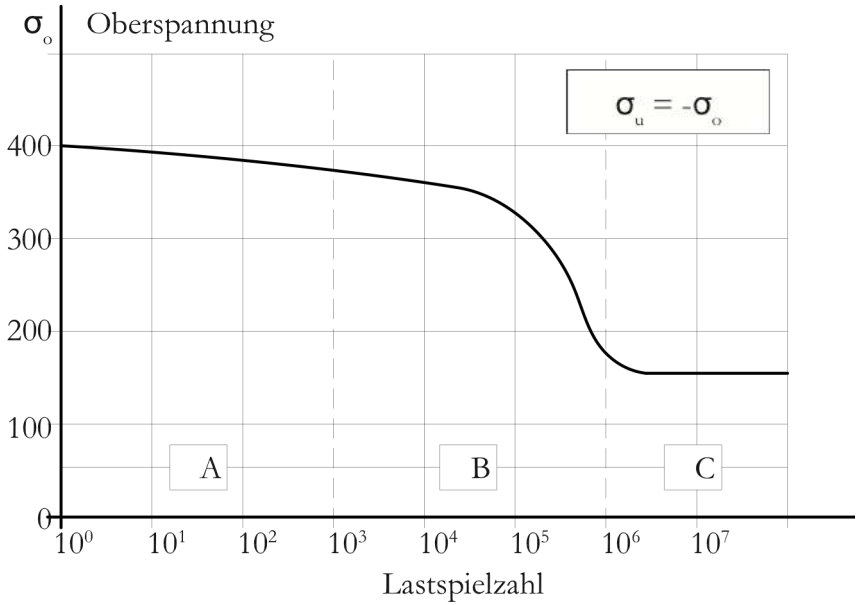
Bild 2: Fliessbedingungen für Stahl unter zweiachsiger Beanspruchung

In seltenen Fällen wirken im Bauwesen die äusseren Kräfte nicht statisch, sondern dynamisch, was bedeutet, dass die Kräfte zeitlich veränderliche Grössen sind. Als Beispiele solcher zeitlich veränderlicher Beanspruchungen können etwa die Beanspruchungen der Tragelemente bei Brücken unter rollendem Verkehr, Kranbahnen in Industriehallen, Verankerungselemente von Fassadenteilen infolge Windbelastung (Sog und Staudruck) oder Temperaturänderungen angesehen werden. Alle diese Belastungszustände, die zu zeitlich veränderlichen und oft wiederholten Beanspruchungen des Bauteils führen, werden unter dem Begriff Ermüdungsbeanspruchung zusammengefasst. Die grösste hierbei auftretende Spannung wird als Oberspannung σ_o, die kleinste als Unterspannung σ_u bezeichnet.

Wie die Erfahrung zeigt, können in einem Material unter solchen Dauerschwingbeanspruchungen auch dann Versagenszustände erreicht werden, wenn die grösste Beanspruchung, die Oberspannung σ_o, noch weit unterhalb der statischen Fliessgrenze liegt. Der Widerstand eines Materials bzw. eines Bauteils gegenüber dem Auftreten eines Ermüdungsbruchs wird bestimmt durch die sogenannte Dauerfestigkeit. Diese lässt sich nur mit sehr aufwändigen Ermüdungsversuchen bestimmen.

Zur Bestimmung der Dauerfestigkeit eines Werkstoffs wird am üblicherweise nach einem empirischen Verfahren gearbeitet, das im Jahre 1856 von August Wöhler (1819 - 1914) eingeführt worden ist. Die sogenannten Wöhlerkurven, welche nicht nur abhängig von der Materialart, sondern auch von der konstruktiven Ausbildung des Tragelementes und seiner Verbindungen sind, gibt Auskunft über den Abfall der Festigkeit in Abhängigkeit der Lastwechselzahl. Im Bild 3 ist eine solche Wöhlerkurve qualitativ dargestellt.

Die Dauerfestigkeit ist somit jene Festigkeit, die auch beim Auftreten von "unendlich vielen" Lastwechseln ertragen werden kann; diese wird bei Stahl meistens vereinfachend mit einer Versuchsdauer von $2 \cdot 10^6$ Lastwechseln ermittelt. Da in der Regel im Hochbau die Nutzlasten gegenüber den Eigenlasten gering sind, wird die Ermüdung nur selten massgebend. Im Leichtbau sind diesbezügliche Abklärungen, welche den Rahmen dieses Kurses sprengen, insbesondere dann unumgänglich, wenn die Nutzlasten gross sind.



A = statische Festigkeit
B = Zeit(schwing)festigkeit
C = Dauer(schwing)festigkeit

Bild 3: Ermüdungsverhalten eines Bauteils anhand einer Wöhlerkurve

2. Formen und Anwendungen von Stahlprodukten

Die industriell hergestellten Profile sind die Grundbausteine des Stahlbaus. Die Walzprofile (Bild 4) spielen dabei eine zentrale Rolle.

Doppel-T-Profile (Bild 4a), welche vorwiegend für Träger und Stützen (Bild 5) eingesetzt werden, sind wegen der breiten Flansche auch für grosse Lasten und schiefe Beanspruchungen (Biegung gleichzeitig um beide Achsen) geeignet. Es ist darauf zu achten, dass nur bei der HEB-Reihe die Profilbezeichnung, z. B. HEB 200, der tatsächlichen Profilhöhe entspricht. Folgende Profilarten sind erhältlich:

HEA leichte Reihe	HEA 100	96 mm x 100 mm	16,7 kg/m	bis	HEA 1000	990 mm x 300 mm	272,0 kg/m
HEB normale Reihe	HEB 100	100 mm x 100 mm	20,4 kg/m		HEB 1000	1000 mm x 300 mm	314,0 kg/m
HEM verstärkte Reihe	HEM 100	120 mm x 106 mm	41,8 kg/m		HEM 1000	1008 mm x 302 mm	349,0 kg/m

IPE-Profile (Bild 4c) sind schlanke Profile, die vor allem als Biegeträger (Bild 6) verwendet werden. Wegen der geringen Flanschbreite sind sie als Druckstäbe weniger gut geeignet. UPE-Profile eignen sich als Randträger, sie können auch paarweise verbunden werden. Durch den Unternehmer halbierte IPE-Profile (IPET) werden bei Fachwerkträgern und z. B. als Sprossen von Glasdächern eingesetzt. Die den UPE ähnlichen UAP-Profile werden nicht mehr hergestellt. Folgende Profilarten sind erhältlich:

IPE	IPE 80	80 mm x 46 mm	6,0 kg/m	bis	IPE 600	600 mm x 220 mm	122,0 kg/m
IPET	IPET 80	40 mm x 46 mm	3,0 kg/m		IPET 600	300 mm x 220 mm	61,2 kg/m
UPE	UPE 80	80 mm x 50 mm	7,9 kg/m		UPE 400	400 mm x 115 mm	72,2 kg/m

HEA, HEB, und HEM | INP und UNP | IPE, UPE und IPET | Hohlprofile quadratisch, rechteckig oder rund | RND und VKT

a) Doppel-T-Profile | **b) Normalprofile** | **c) Profile mit // Flanschen** | **d) Hohlprofile** | **e) Rund- und Vierkantprofile**

Bild 4: Walzprofilarten

Bild 5: Schulhaus in Losone, 1975, Livio Vacchini und Aurelio Galfetti

Hohlprofile (Bild 4d) finden hauptsächlich Anwendung als Stützen und für Fachwerkträger und sind ideal bei zentrischer Beanspruchung. Hohlprofile weisen im Vergleich mit HEA-Profilen eine kleine Oberflächenabwicklung auf (weniger Malerarbeiten). Der Aussendurchmesser bleibt bei unterschiedlichen Wanddicken gleich. Unterschieden wird zwischen kaltgefertigten (RRK, leicht und kostengünstig) und warmgefertigten Profilen (RRW, knickfester als RRK, gestauchte Eckbereiche). Folgende Profilarten sind erhältlich:

RRW/RRK quadratisch	RRW 40 x 40	40 mm x 40 mm	3,4 kg/m	bis	RRW 400 x 400	400 mm x 400 mm	191,0 kg/m
RRW/RRK rechteckig	RRW 50 x 30	50 mm x 30 mm	3,6 kg/m		RRW 400 x 200	400 mm x 200 mm	141,0 kg/m
ROR rund	ROR 21,3	Ø 21,3 mm	0,9 kg/m		ROR 813	Ø 813 mm	159,0 kg/m

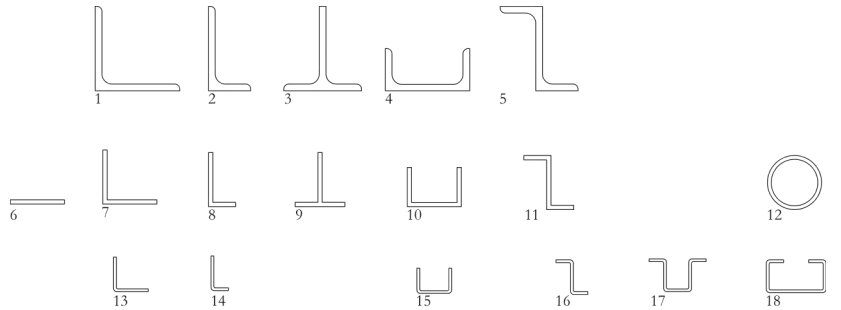
Bild 6: Haus R128 von W. Sobek (vgl.TE IV,Kap.2), IPE-Träger und Hohlprofile als Stützen

Rund- und Vierkantprofile (Bild 4e) finden ihre hauptsächliche Verwendung als Hänge- und Zugstangen (Bild 7), bei grösseren Querschnitten auch als Druckglieder z. B. in Betonverbundstützen. Folgende Profilarten sind erhältlich:

RND	RND 10	Ø 10 mm	0,6 kg/m	bis	RND 500	Ø 500 mm	1540,0 kg/m
VKT	VKT 10	6 mm x 6 mm	0,3 kg/m		VKT 200	200 mm x 200 mm	314,8 kg/m

Bild 7: Vordach des Schulhauses Eschenbach, 2003, Arch. Ch. Kerez, Ing. J. Schwartz

Winkel- und Kleinprofile sind gebräuchliche Profile für allgemeine Schlosserarbeiten (Geländer, Vordächer, einfache Türen und Fenster, etc.). Rundkantige, kaltgerollte Winkel und Flachstäbe werden auch im normalen Stahlbau eingesetzt (Bild 8)
Gewalzte Flachprodukte, wie beispielsweise Bleche, sind lieferbar in Standardabmessungen oder auf Bestellung, wobei die Breiten sind im Allgemeinen auf 2000 mm beschränkt sind. Die Dicke erreicht bis 100 mm für walmgewalzte und bis 3 mm für kaltgewalzte Bleche. Kaltgewalzte Bleche können beispielsweise zu Profilblechen geformt werden für Anwendungen im Decken- und Fassadenbereich und werden aus Korrosionsschutzgründen meistens schon im Werk verzinkt. Flachprodukte werden für geschweisste Konstruktionen mit vielfältigen Querschnittformen wie beispielsweise Blechträgern (Bild 9) eingesetzt.



1 Winkel - rundkantig, gleichschneklig
2 Winkel - rundkantig, ungleichschenklig
3 T-Stahl - rundkantig, hochstegig
4 U-Stahl
5 Z-Stahl - Normalprofil
6 Flachstäbe
7 Winkel - scharfkantig, gleichschenklig
8 Winkel - scharfkantig, ungleichschenklig
9 T-Stahl - scharfkantig
10 Coulissenstahl
11 Z-Stahl - scharfkantig
12 Geländerrohr
13 Winkelprofil - kaltgerollt, gleichschenklig
14 Winkelprofil - kaltgerollt, ungleichschenklig
15 U-Profil - klatgerollt
16 Z-Profil - kaltgerollt
17 Hutprofil - kaltgerollt
18 C-Profil - kaltgerollt

Bild 8: Winkel und Kleinprofile

Eine vollständige Übersicht der in der Schweiz gebräuchlichen Profilformen liefert die SZS-Publikation Steelwork C5 „Konstruktionstabellen“.

Das Bauen mit Stahl ist von der Vorfabrikation geprägt. In der Werkstatt des Stahlbauunternehmers werden Stahlprofile durch Sägen, Brennschneiden, Bohren und allenfalls Biegen bearbeitet; andere Bauteile werden aus Blechen geschnitten, abgekantet oder zu Trägern zusammengeschweisst. Der Korrosionsschutz, welcher häufig aus Zinkphosphatbeschichtung mit allfälligen Deckanstrichen oder Feuerverzinkung besteht, kann unter kontrollierten Bedingungen aufgebracht werden. Für die Montage auf der Baustelle werden Schraubverbindungen bevorzugt, denn die Voraussetzungen für das Schweissen auf dem Bau sind nicht optimal, und Anpassungen während der Montage würden den Korrosionsschutz verletzen. Die unkomplizierte Konstruktionsart des Stahlbaus ermöglicht auch eine denkbar einfache Demontage, was unter anderem die grosse Verbreitung von Stahl für temporäre Bauten erklären mag.

Bild 9: Zentrum Paul Klee, Bern, 2005, Architekt Renzo Piano

3. Brandschutz

Im Stahlbau ist der Brandschutz von zentraler Bedeutung, denn obwohl Stahl nicht brennt, verändert die Einwirkung von grosser Hitze das Gefüge und in der Folge die Tragfähigkeit des Stahls. Soll deshalb ein tragendes Bauteil aus Stahl dem Feuer zum Beispiel während 60 Minuten Widerstand leisten (R 60), so muss es im Gegensatz zu Tragwerken aus Beton oder Backstein in der Regel verkleidet oder mit einem Schutzanstrich versehen werden.

Als Grundlage für die Wahl der geeigneten Brandschutzmassnahmen dienen objektspezifische Brandschutzkonzepte, welche die Nutzung und das damit verbundene Brandrisiko genauso berücksichtigen wie die Personenbelegung, die Art der Raumbeziehungen (offen oder geschlossen) und die Geschosszahl. So werden bei eingeschossigen Industriegebäuden meist keine Anforderungen an den Feuerwiderstand des Tragwerks gestellt, da direkte Fluchtmöglichkeiten ins Freie bestehen, die Arbeiter mit den räumlichen Verhältnissen vertraut und in der Regel über das Verhalten im Brandfall instruiert sind. Gänzlich anders verhält es sich bei öffentlichen Gebäuden, in denen sich eine Mehrheit der Leute nicht auskennt. Eingeschossige Gebäude und das oberste Stockwerk mehrgeschossiger Bauten unterliegen weniger strengen Auflagen, weil keine darüber liegenden Räume gefährdet werden.

Reichen die aktiven Brandschutzmassnahmen nicht aus, muss das Tragwerk so beschaffen sein, dass es seine Tragfähigkeit auch im Falle eines Vollbrandes (mit Temperaturen bis etwa 1000 °C) während 30, 60 oder 90 Minuten beibehält. Der Feuerwiderstand des Bauteils kann entweder durch Überdimensionierung oder durch das Applizieren eines Brandschutzanstrichs, der Im Brandfall aufquillt, gewährleistet werden (Bild 5.24). Brandschutzanstriche sind heute bis zur Feuerwiderstandsklasse R 60 zugelassen und von der Oberfläche her kaum mehr von normalen Anstrichen zu unterscheiden. Der gängigste bauliche Brandschutz ist immer noch die Verkleidung, die entweder direkt oder unter Bildung von Hohlräumen (z. B. für Installationen) auf die Stahlteile angebracht wird.

Verbundkonstruktionen, bei denen die Stützen und Träger teilweise oder gar vollständig ausbetoniert werden, müssen in der Regel nicht zusätzlich geschützt werden. Dabei sind die Stahlstützen häufig von einem Stahlmantel umgeben, welcher beim Betonieren als Schalung dient. Der Hüllbeton schützt das innere Stahlprofil vor übermässiger Wärmeeinwirkung und kann selber noch eine tragende Funktion übernehmen. Wird umgekehrt eine Stahlrohrstütze mit Beton gefüllt, erfolgt unter Brandeinwirkung eine Lastumlagerung, sodass progressiv der Betonkern die tragende Funktion übernimmt.

Bild 10: Schulhaus Leutschenbach, 2009, Arch. Christian Kerez, Ing. Joseph Schwartz und Walter Kaufmann

Literatur:

Stahlbauatlas: Birkhäuser Verlag, Basel 2001
Stahlbautabelle SZS C5
SZS steeldoc-tec 01 Ausgabe 01/06, Konstruktives Entwerfen / Grundlagen und Praxis

Materialanhang Holz

1. Der Baustoff Holz

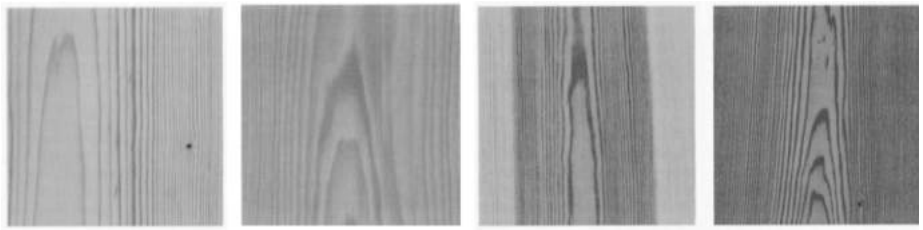
Die Pflanze Baum bildet das feste und tragfähige Gewebe Holz mit zahlreichen technisch vorteilhaften Eigenschaften. Sie ist ein natürlicher Organismus und zeichnet sich durch eine große Artenvielfalt mit unterschiedlichen Qualitäten aus. Bäume erreichen sehr verschiedene Alter und Größen. Eukalyptusbäume in Australien können bis zu 135 m hoch werden. Die größten Stammdurchmesser sind von der Zypresse mit 12 m und von der Sommerlinde mit bis zu 9 m bekannt. Fichten und Tannen werden etwa 50 m hoch. Ihre Stämme haben dann einen Durchmesser von etwa 1,5 m. Als älteste Bäume mit etwa 5000 Jahren gelten die Bristlecone-Pines in Kalifornien/USA. Fichte und Kiefer können bis zu 200 Jahre alt werden. Eichen und Linden erreichen 1000 Jahre und mehr. Das im Bauwesen verwendete Holz stammt hingegen von sehr viel jüngeren Bäumen, wie z.B. von 60 bis 120-jährigen Fichten oder Tannen und von 80 bis 140-jährigen Eichen oder Buchen.

Von den rund 30’000 bekannten Holzarten werden zwischen 1’500 und 3’000 weltweit technisch genutzt. Etwa 500 werden im internationalen Handel angeboten. In den mitteleuropäischen Wäldern gibt es ca. 25 Holzarten, von denen allerdings nur wenige in größerem Umfang im Bauwesen verwendet werden. Letztere werden im Folgenden ausführlicher beschrieben.

Nadelhölzer

Fichtenholz (Bild 1a) wird als wichtiges europäisches Bauholz ohne zwingende Oberflächenbehandlung bei Innenausbauten, und mit Oberflächenschutz auch bei Aussenkonstruktionen eingesetzt. Weitere typische Anwendungen sind Rahmen, Masten, Kisten, Verarbeitung zu Sperrholzplatten oder Verwendung als Blindholz (Grundholz unter Furnieren) bzw. Industrieholz.

Tannenholz (Bild 1b) wird wie das Fichtenholz als wichtiges europäisches Bauholz ohne zwingende Oberflächenbehandlung bei Innenausbauten, und mit Oberflächenschutz auch bei Aussenkonstruktionen eingesetzt. Weitere typische Anwendungen sind Ausstattungen, Verkleidungen, Kisten, Masten oder Verwendung als Blindholz (Grundholz unter Furnieren) bzw. Industrieholz.



a) b) c) d)

a) Fichte (Picea abies)

b) (Weiss-)Tanne (Abies alba)

c) Kiefer (Föhre, Pinus sylvestris)

d) europäische Lärche (Larix decidua)

Bild 1: Nadelhölzer

Kiefernholz (Bild 1c) wird wie das Fichtenholz als wichtiges europäisches Bauholz ohne zwingende Oberflächenbehandlung bei Innenausbauten, und mit Oberflächenschutz auch bei Aussenkonstruktionen eingesetzt. Weitere typische Anwendungen sind Fenster, massive bzw. furnierte Möbel, Verkleidungen, Bodenbeläge sowie die Verwendung als Grubenholz oder als Industrieholz.

Lärchenholz (Bild 1d) kommt bei hochbeanspruchten Konstruktionen im Innen- und Aussenbereich zur Anwendung, sowie für Möbel, Verkleidungen oder Ausstattungen.

Laubhölzer

Eichenholz (Bild 2a) kommt bei hochbeanspruchten Konstruktionen im Innen- und Aussenbereich zur Anwendung. Weiter wird es für Parkettarbeiten und für hochwertige Deckfurniere eingesetzt.

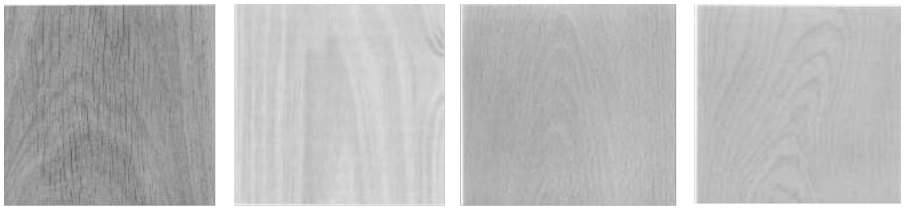
Robinienholz (Bild 2b) kommt wie das Eichenholz bei hochbeanspruchten Konstruktionen im Innen- und Aussenbereich zur Anwendung, weiter wird es für Treppen, Bodenbeläge, sowie für Pfähle (auch ohne chemischen Holzschutz) eingesetzt.

Buchenholz (Bild 2c) kommt bei mittel- bis hochbeanspruchten Konstruktionen im Innenbereich zur Anwendung und wird für Parkett- und Drechslerarbeiten eingesetzt. Weitere typische Anwendungen sind imprägnierte Schwellen, Verarbeitung zu Sperrholzplatten oder Verwendung als Industrieholz.

Ahornholz (Bild 2d) kommt im Innenbereich zur Anwendung, insbesondere für Ausstattungs-, Drechsler- und Parkettarbeiten, sowie für Möbel und Küchengeräte.

Vollholz- und Vollholzprodukte

Für den modernen Holzbau wurden in den letzten zwei Jahrzehnten diverse neue Vollholzprodukte entwickelt. Dabei reicht die Palette bei den stabförmigen Hölzern vom Rundholz bis zum Brettschichtholz. Die Besonderheit ist die Bereitstellung von Vollhölzern mit möglichst geringer Verfremdung des Holzes bei gleichzeitig gesicherter Qualität. Erreicht wird dieses Ziel in erster Linie durch die Sortierung. Weitergehend werden Einschnitttechniken, Trocknung, teilweise Auftrennung der Stämme, Entfernung von Stücken mit Holzfehlern und



a) b) c) d)

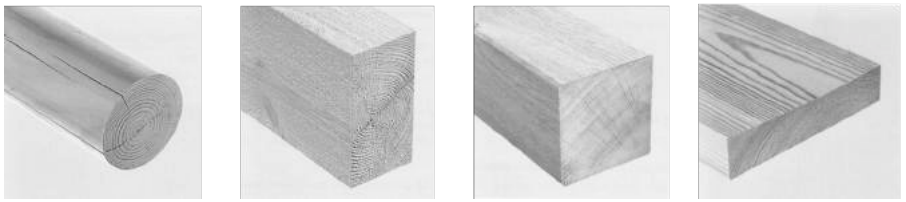
a) Eiche (Quercus robur)

b) Robinie (Robinia pseudoacacia)

c) (Rot-)Buche (Fagus sylvatica)

d) Ahorn (Acer pseudoplatanus)

Bild 2: Laubhölzer



a) b) c) d)

a) Rundholz

b) Vollholz aus Nadelholz (NH)

c) Vollholz aus Laubholz (LH)

d) Brett

die Verklebung zu größeren Querschnitten und Längen angewendet. Alle Produkte eignen sich für technisch und ästhetisch anspruchsvolle Konstruktionen.

Das Rundholz (Bild 3a) besteht aus ganzen Stämmen oder Stammabschnitten vorwiegend aus Nadelholz. Typische Anwendungen sind Vollholzwände und –decken, tragende Querschnitte in Skelettkonstruktionen, Elemente im Landschafts- und Gartenbau sowie im Gerüstbau, im Brückenbau und im Grundbau. Rundhölzer sind in Längen bis ca. 20 m und Durchmessern bis ca.300 mm erhältlich.

Als Bauschnittholz werden Kanthölzer aus massivem Nadel- oder Laubholz (Bilder 3b und 3c) bezeichnet, die durch Einschneiden und Profilieren von Rundholz gewonnen werden. Typische Anwendungen der Nadelkanthölzer sind Tragelemente von Decken, Wänden und Dächern, Skelettkonstruktionen. Eichenkanthölzer werden im Brückenbau und generell für Fachwerke eingesetzt. Bohlen werden im Gerüstbau, als Beläge auf Brücken, Balkonen und Terrassen sowie als Auflage über Deckenbalken angewendet. Bretter (Bild 3d) werden für Schalungen, Aussenbekleidungen, als Dachschalung eingesetzt, welche die Dachhaut trägt bzw. das Dach aussteift, sowie als Diagonalschalungen im Brückenbau. Weiter finden sie Verwendung in Brettstapeldecken und -wänden, in Brettsystemdecken und –wänden sowie als Brettsperrholz. Latten dienen vorwiegend als Unterkonstruktionen für Dachdeckungen, Fassaden, Wand- und Deckenbekleidungen.

Für anspruchsvolle Konstruktionen sind höherwertige Bauschnittholzerzeugnisse (NH) hinsichtlich Masshaltigkeit, Formstabilität, reduzierter Rissbildung und Oberflächenqualität entwickelt worden. Diese werden als Konstruktionsvollholz KVH® bzw. MassivHolz MH® bezeichnet. Die gängigen Abmessungen von Bauschnittholz sind im Bild 4 dargestellt.

Vollholzprodukte aus zusammengesetzten Querschnitten weisen den Vorteil auf, dass sie formstabiler sind als Kanthölzer. Gängige Produkte sind die Kreuzbalken, die Lamellenbalken und die Brettschichtbalken, alle aus Nadelholz gefertigt.

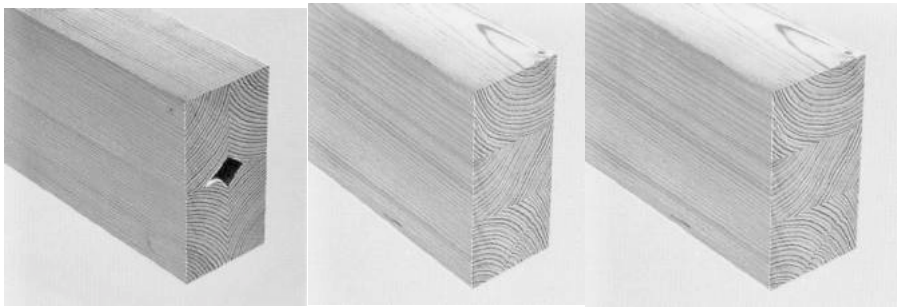
	Stärke d bzw. Höhe h	Breite b	Erhältliche Abmessungen b x d bzw. b x h	Länge ℓ
Latte	d ≤ 40 mm	b < 80 mm	b=75/80/100/115/120/125/ 140/150/160/175 mm ungehobelt: d=16/18/22/24/28/38/44/48/ 50/63/70/75 mm gehobelt: d = 13.5/15.5/19.5/25.5/35.5/ 41.5/45.5 mm	1.5 ≤ ℓ ≤ 6 m Δℓ = 250 bzw. 300 mm
Brett	d ≤ 40 mm	b ≥ 80 mm		
Bohle	d > 40 mm	b > 30 d		
Kantholz	h ≤ 3 b	b > 40 mm	60 x 60/80/120 mm 80 x 100/120/160 mm 100 x 100/120/200/220 mm 120 x 120/140/160/200/240 140 x 140/160 mm 160 x 160/180/200 mm 180 x 220 mm 200 x 200/240 mm	ℓ ≤ 16 m
Konstruk-tions-Vollholz KVH®	d ≤ 120 mm	b ≤ 240 mm	60 x 120/140/160/180/200/240 80 x 120/140/160/200/240 mm 100 x 120/200 mm 120 x 120/200/240 mm	ℓ ≤ 5 m massiv ℓ ≤ 14 m keilver-zinkt
MassivHolz MH®			wie Kantholz	ℓ ≤ 13 m

Bild 4: Abmessungen von Bauschnittholz

Kreuzbalken bestehen aus vier viertelholzähnlichen, faserparallel miteinander verklebten Segmenten aus Nadelholz. Dabei wird die Aussenseite der Rundholzsegmente nach innen gewendet, so dass im Inneren des Rechteckquerschnittes eine zentrische, über die gesamte Länge durchlaufende Röhre entsteht (Bild 5a).

Lamellenbalken (auch Balkenschichtholz, Lamellenholz) bestehen aus zwei bzw. drei flachseitig, faserparallel miteinander verklebten Bohlen oder Kanthölzern aus Nadelholz (Bild 5b). Typische Vertreter sind die Duo- /Triobalken. Ein verwandtes Vollholzprodukt ist der Balken aus Brettschichtholz (BSH, Bild 5c). Es handelt sich dabei um ein vergütetes Vollholz, bei dem der festigkeitsmindernde Einfluss der wachstumsbedingten Holzfehler bis zu einem gewissen Grad aufgehoben wird. Es besteht aus mindestens drei faserparallel miteinander verklebten, getrockneten Brettern oder Brettlamellen aus Nadelholz.

Neben einfachen, geraden Bauteilen sind Formen mit variablem Querschnitt und/oder einfacher bzw. doppelter Krümmung sowie Drehung in Längsachse möglich.



a) Kreuzbalken b) Duo-/ Triobalken c) Brettschichtholz BSH

Bild 5: Vollholzprodukte

Holzwerkstoffe (HWS)

Holzwerkstoffe (HWS) sind aus zerkleinertem Holz gepresste Platten oder Stäbe. Zu den Zerkleinerungstechniken gehören alle bekannten Techniken wie Sägen (Bretter), Messern und Schälen (Furniere), Spanen und Fasern. Verwendet werden Hölzer und Holzprodukte vom Stammholz bis zum fremdstofffreien Abfallholz im Rahmen des Recyclings. Die Industrie bietet eine große Anzahl an Holzwerkstoffen, größtenteils plattenförmig. Sie sind unter möglichst guter Nutzung der Holzeigenschaften optimiert für ihre Verwendung in Konstruktionen.

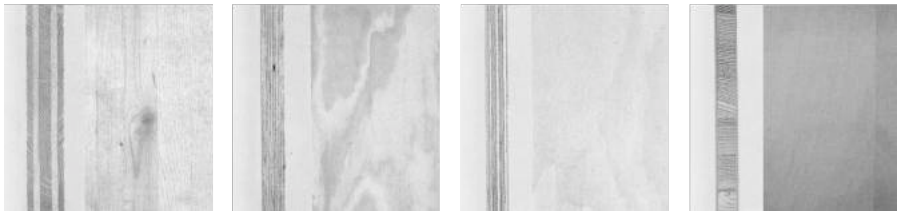
In den Holzwerkstoffen sind die meisten Holzarten vorhanden, die auch in Form von Vollhölzern im Bauen verwendet werden und darüber hinaus auch solche, die als Vollholz nicht oder nur bedingt geeignet sind, wie z.B. die Buche. Das Nassverfahren nutzt das holzeigene Bindemittel Lignin. Mittels sehr hohen Pressdrücken wird das Lignin zum „Fließen“ gebracht und so zusammen mit der Verfilzung der Holzbestandteile die Bindung in Faserplatten hergestellt. Das Trockenverfahren benötigt Bindemittel. Verwendet werden sowohl organische

Klebstoffe, größtenteils Kunstharze, als auch anorganische mineralische Bindemittel, wie z. Bsp. Gips oder Zement. Weitere Bestandteile können Schutzmittel gegen Schädlinge und Feuer sein.

Die Drei- und Fünfschichtplatten (Bild 6a) bestehen aus drei oder fünf dünnen Brettlagen, die jeweils im rechten Winkel gekreuzt, aufeinander gelegt und miteinander verklebt werden. Die Bretter der Decklagen liegen parallel zueinander. Die Festigkeitseigenschaften weisen eine sehr große Bandbreite auf. Sie können mit der Qualität des verwendeten Holzes und den Dickenverhältnissen der einzelnen Schichten gesteuert werden. Hauptanwendungen sind nichttragende, mittragende und aussteifende Beplankungen bei Wänden, Decken und Dächern; im Aussenbereich ist ein Wetterschutz erforderlich.

Bau-Furniersperrholz (BFU) wird durch kreuzweises Anordnen und Verkleben getrockneter Furniere hergestellt (Bild 6c). Ab fünf Lagen und Dicken über 12 mm wird es auch als Multiplexplatte bezeichnet. Nebst Nadelholzprodukten wird auch Bau-Furniersperrholz aus Buche, BFU-BU, aus drei bis neun Lagen Buchenfurnier mit 1,5 bis 3,2 mm Dicke hergestellt. BFU wird eingesetzt für mittragende und aussteifende Beplankungen von Wänden, Decken und Dächern. Baufurniersperrholz aus Buche ist besonders für statisch hoch beanspruchte Bauteile, wie z. Bsp. die Verstärkung von Durchbrüchen und Ausklinkungen bei Brettschichtholzträgern geeignet. Pilzgeschützte Platten mit höheren Festigkeiten finden auch im Gerüstbau Anwendung.

Die Stab- und Stäbchensperrhölzer (ST u. STAE) haben eine Mittellage aus Leisten (Bild 6d). Die Leistenquerschnitte sind in Plattenebene ca. 24-30 mm (ST) bzw. 6-8 mm (STAE) breit. Ihre Höhe richtet sich nach der herzustellenden Plattenstärke. Beidseitig der Mittelschicht werden je eine (dreischichtige) oder zwei (fünfschichtige) Furnierlagen aufgeklebt. Es gibt eine unbeschränkte Anzahl von Möglichkeiten des Plattenaufbaus, besonders hinsichtlich Furnierqualität und Furnierschichtdicke. Damit können sehr unterschiedliche Eigenschaften und Festigkeiten erzielt werden. Ausschlaggebend sind die zur Verwendung kommenden Holzarten und die Qualität der Furniere. Stabsperrhölzer finden vor allem im Ausbau ohne tragende Funktion Anwendung.



a) b) c) d)

a) Fünfschichtplatte

b) Furnierschichtholz FSH

c) Furniersperrholz BFU

d) Stabsperrholz

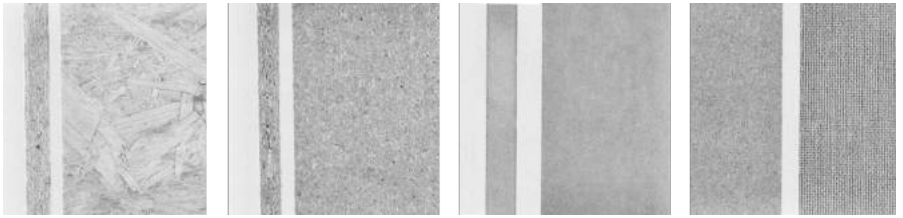
Bild 6: Geschichtete Holzwerkstoffe

Die OSB-Flachpressplatte wird durch Verkleben größerer Späne (Strands) hergestellt (Bild 7a). Die sogenannten Lang- oder Flachspäne sind ca. 0,6 mm dick, 75 mm bis 130 mm lang und ca. 35 mm breit. Sie liegen in den Deckschichten überwiegend in Richtung der Plattenlängsseite (Fertigungsrichtung) und in der Mittelschicht quer dazu. OSB-Flachpressplatten haben in Abhängigkeit zur Richtung der Späne deutlich unterschiedliche Festigkeitseigenschaften. Parallel zur vorwiegenden Spanrichtung werden sehr hohe Festigkeitswerte erreicht. OSB-Platten finden Anwendung in mittragenden und aussteifenden Beplankungen von Böden, Wänden, Decken und Dächern sowie in Stegen von Doppel-T-Trägern. Im Aussenbereich ist ein Witterungsschutz erforderlich.

Spanplatten (Flachpressplatten FP) werden durch Verpressen von kleinen Holzspänen mit Klebstoffen oder mineralischen Bindemitteln hergestellt (Bild 7b). Die Späne liegen vorzugsweise parallel zur Plattenoberfläche und werden in der Regel mehrschichtig oder mit stetigem Übergang in der Struktur ausgebildet. Dabei werden in beiden Richtungen der Plattenebene nahezu gleichwertige Zug-, Druck- und Biegefestigkeiten erreicht. Die Zugfestigkeiten für die Beanspruchung senkrecht zur Plattenebene sind niedrig infolge des relativ lockeren Aufbaus in der Mittelschicht. Spanplatten werden für nicht tragende, mittragende und aussteifende Beplankungen von Böden, Wänden, Decken und Dächern, für Stege von Doppel-T-Trägern und für Stege von Holzschalungsträgern eingesetzt.

Mitteldichte Holzfaserplatten (MDF) werden im Trockenverfahren mit Bindemitteln hergestellt (Bild 7c). Für mittragende und aussteifende Zwecke müssen die mitteldichten Holzfaserplatten eine Mindestrohdichte von 650 kg/m^3 aufweisen. Durch unterschiedliche Pressdrücke, Temperatureinwirkungen und Bindemittel können die Eigenschaften verändert werden. MDF-Platten können eingeschränkt als mittragende und aussteifende Beplankung und für die Herstellung von Wand-Decken- und Dachtafeln für Holzhäuser in Tafelbauweise eingesetzt werden.

Harte Holzfaserplatten (HFH) werden im Nassverfahren ohne Bindemittel durch starkes Verpressen hergestellt (Bild 7d). Die Bindung beruht auf der Verfilzung der Faser sowie deren eigenen Verklebungsfähigkeit. Sie haben nahezu gleiches Verhalten in beide Richtungen der Plattenebene. Für mittragende und aussteifende Zwecke müssen die harten Holzfaserplatten eine Mindestrohdichte von 950 kg/m^3 aufweisen. Sie werden ähnlich wie die MDF-Platten angewendet.



a) b) c) d)

a) OSB-Flachpressplatte

b) Spanplatte-Flachpressplatte FP

c) Mitteldichte Faserplatte MDF

d) Harte Holzfaserplatte HFH (Vorder-/Rückansicht)

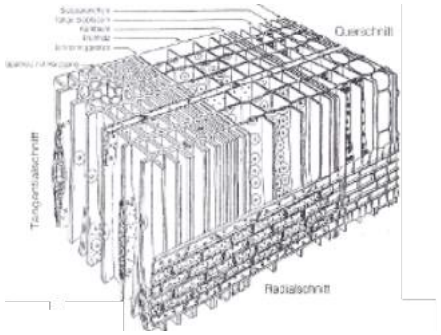
Bild 7: Gepresste Holzwerkstoffe

2. Materialeigenschaften

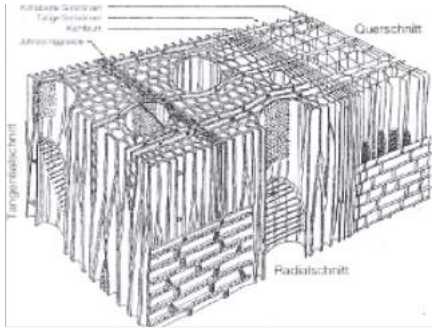
Aufbau

Grundbaustein des Holzes sind die Zellen. Entsprechend den Funktionen im lebenden Baum, wie z.B. Festigung, Stoffleitung und Stoffspeicherung, werden zahlreiche Zelltypen unterschieden. Die meisten Zellen haben eine langgestreckte Form. Sie werden deshalb auch als Fasern bezeichnet und liegen fast ausschliesslich in Längsrichtung im Stammquerschnitt. Ausnahmen sind die Holzstrahlen, die mit ihren Zellen in radialer Richtung im Holz liegen. Das entwicklungsgeschichtlich ältere Nadelholz hat den einfacheren Aufbau. Er besteht überwiegend aus einem Zelltyp, der sowohl den Wasser- und Stofftransport als auch die Festigung übernimmt. Beim entwicklungsgeschichtlich jüngeren Laubholz gibt es mit der Bildung von Gefässen eine weitergehende Spezialisierung der Zellen (Bild 8). Lage und Richtung der Zellen und Gefäße zueinander erzeugen zusammen mit den Jahresringen die Maserung, ein wesentliches augenscheinliches Erkennungsmerkmal der unterschiedlichen Hölzer.

Der elementare Aufbau der Zellwände ist der entscheidende Faktor für die Festigkeit und die Elastizität des Holzes. Sie hat vier Schichten (siehe Bild 8a u. b). Im Wesentlichen bestehen die Schichten aus Lignin für die Aufnahme der Druckkräfte und Fibrillen für die Aufnahme der Zugkräfte. Letztere sind kettenförmige Cellulose und Hemicellulosemoleküle, die ähnlich einer Zugbewehrung in unterschiedlichen Richtungen liegen, in der äußeren Schicht netzförmig, in den weiteren bilden sie zusammen mit dem Lignin einen faszinierenden Verbund.



a) Holz und Innenrinde eines Nadelbaumes



b) Holz und Innenrinde eines Laubbaumes

Bild 8: Aufbau des Holzes

Materialeigenschaften

Der Holzkörper besteht aus Millionen solcher Zellen, die Zellwände und Zellhohlräume, so genannte Poren, haben. Vereinfacht kann er als Röhrenbündel von in Längsrichtung versetzt zueinander angeordneten Röhren beschrieben werden. Daraus resultieren die ausgeprägt unterschiedlichen Eigenschaften des Holzes in den verschiedenen Richtungen, besonders in Längs- und Querrichtung. Die Fähigkeit der Zellen unter gleichen Bedingungen verschiedene Wachstumsrichtungen anzunehmen wird als Anisotropie bezeichnet. Die Folge der Anisotropie ist das vollkommen unterschiedliche Aussehen der verschiedenen Schnitte (Längs-, Quer- und Radialschnitt) und das ebenso unterschiedliche Verhalten des Holzes längs und quer zur Faser (vgl. 1. Jahreskurs Abschnitt. 5.11). Dies wirkt sich z.B. bei den Festigkeiten aus (Bild 9).

Im lebenden Baum befindet sich Wasser in den Zellwänden und in den Hohlräumen. Die Holzfeuchte kann bis etwa 70 % der Masse betragen. Bei der maximalen Feuchteaufnahme ausschließlich in den Zellwänden spricht man von der Fasersättigung. Sie liegt im Bereich von 22-35 %. Unabhängig von seiner Verwendung bleibt Holz hygroskopisch, d.h. es nimmt Wasser auf und gibt dieses ab, je nach den umgebenden Feuchtebedingungen. Beim verbauten Holz stellen sich folgende so genannte Gleichgewichtsfeuchten ein:

- vor der Witterung geschützt (Feuchteklasse 1), d.h. allseits geschlossene Bauten
  beheizt 9 ± 3 %
  unbeheizt 12 ± 3 %
- teilweise vor der Witterung geschützt oder direkt bewittert (Feuchteklasse 2),
  d.h. überdeckte offene Bauten
  15 ± 3 %
- feucht oder unter Wasser (Feuchteklasse 3)
  18 ± 6 %

Festigkeitsklassen				normales Brettschichtholz BSH				hochwertiges Brettschichtholz BSH	
				GL24k	GL24h	GL28k	GL28h	GL36k	GL36h
Bemessungswerte									
Festigkeit	Zug parallel zur Faser	$f_{t,0,d}$	N/mm²	10	12	12	14	16	18
	Druck parallel zur Faser	$f_{c,0,d}$	N/mm²	13	14.5	16	17	18	20.5
	Zug senkrecht zur Faser	$f_{t,90,d}$	N/mm²	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
	Druck senkrecht zur Faser	$f_{c,90,d}$	N/mm²	1.9	1.9	2.0	2.0	2.2	2.2
	Zug /Druck 45 °	$f_{t,45,d}$ $f_{c,45,d}$	N/mm²	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8
Verformung	$E_{0,mean}$ in Faserrichtung	$E_{m,mean}$ $E_{t,0,mean}$ $E_{c,90,mean}$	kN/mm²	11	11	12	12	14	14
	$E_{90,mean}$ senkrecht zur Faser	$E_{t,90,mean}$ $E_{c,90,mean}$	kN/mm²	0.3	0.3	0.3	0.3	0.4	0.4
Rohdichte		ϱ_k	kg/m³	350	380	380	410	430	450

a) Brettschichtholz aus Nadelholz

Festigkeitsklassen				Nadelholz					Buche, Eiche
				C20	C24	C27	C35	C45	D30
Bemessungswerte									
Festigkeit	Zug parallel zur Faser	$f_{t,0,d}$	N/mm²	7	8	9.5	14	18	10
	Druck parallel zur Faser	$f_{c,0,d}$	N/mm²	11	12	13	17	18	13
	Zug senkrecht zur Faser	$f_{t,90,d}$	N/mm²	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.2
	Druck senkrecht zur Faser	$f_{c,90,d}$	N/mm²	1.7	1.8	1.9	2.0	2.2	5.3
	Zug /Druck 45 °	$f_{t,45,d}$ $f_{c,45,d}$	N/mm²	1.5	1.5	1.5	1.8	1.8	2.0
Verformung	$E_{0,mean}$ in Faserrichtung	$E_{m,mean}$ $E_{t,0,mean}$ $E_{c,90,mean}$	kN/mm²	9.5	11	12	13	15	10
	$E_{90,mean}$ senkrecht zur Faser	$E_{t,90,mean}$ $E_{c,90,mean}$	kN/mm²	0.3	0.3	0.3	0.4	0.4	0.6
Rohdichte		ϱ_k	kg/m³	330	350	370	400	440	530

b) Vollholz

Bild 9: Materialeigenschaften

Der Tragwiderstand von Holz nimmt mit dem Anstieg der Holzfeuchte ab. Die Festigkeits- und Verformungswerte müssen entsprechend angepasst werden (Bild 10). Die Gefahr holzschädigender Pilze und Insekten nimmt mit dem Anstieg der Holzfeuchte zu. Nachteilige Folgen können ausgeschlossen werden, indem das Holz mit der Feuchte eingebaut wird, die langfristig am Einbauort zu erwarten ist.

Ähnlich wie beim Beton treten auch beim Holz Lanzeitverformungen auf. Wird Holz zum Beispiel mechanisch beansprucht, entstehen nicht nur Kurzzeitverformungen, sondern es treten auch noch Nachverformungen auf; dieser Vorgang wird als Kriechen bezeichnet.

Wie die Erfahrung lehrt, sind diese Kriechverformungen umso grösser,
- je grösser die elastischen Verformungen sind;
- je grösser der Wasser- und der Luftporengehalt sind;

Für Abschätzungen kann allgemein angenommen werden, dass die Kriechverformungen nach unendlich langer Zeit ca. dem Zweifachen der elastischen Verformungen entsprechen. Die Gesamtverformungen sind demnach ca. dreimal so gross wie die elastischen Verformungen (Bild 11). Sind die Bauteile der Witterung vollständig entzogen, so kann angenommen werden, dass die Kriechverformungen nur ca. halb so gross sind.

Beeinflusste Eigenschaft	Tragwiderstand		Steifigkeit	
Baustoff	Feuchteklasse 2	Feuchteklasse 3	Feuchteklasse 2	Feuchteklasse 3
Vollholz, Brettschichtholz, Furnierschichtholz, Sperrholz	0.80	0.60	0.90	0.75

Bild 10: Abminderungsfaktoren η_w zur Erfassung des Einflusses der Holzfeuchte auf den Trag-Widerstand und die Steifigkeit

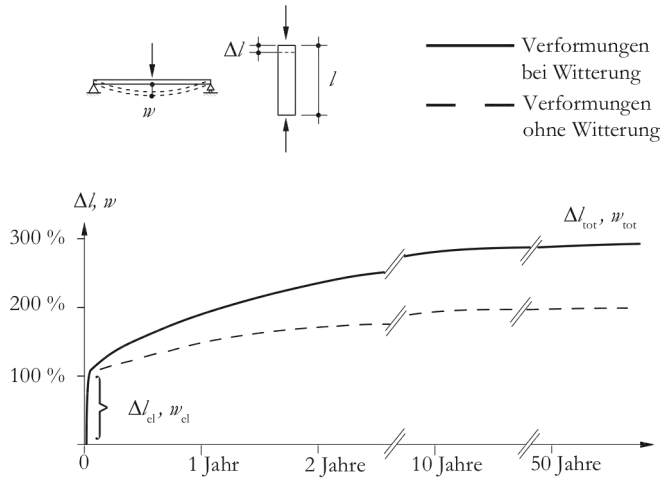


Bild 11: Verformung von Holztragelementen in Funktion der Zeit

In Innenräumen kann Holz das Raumklima mit seiner Fähigkeit der Feuchteaufnahme und -abgabe günstig beeinflussen. Beim Konstruieren und Bauen ist die Eigenschaft des Holzes, Wasser aufnehmen zu können, jedoch wegen der möglichen Folgen besonders zu berücksichtigen. Die Wasseraufnahme und -abgabe führt zum Quellen und Schwinden des Holzes, d.h. zu Dimensionsänderungen (Bild 12).

Infolge der Anisotropie des Holzes weist es unterschiedliches Quellen und Schwinden in den drei Schnittebenen, längs zur Faser und quer in radialer oder tangentialer Richtung auf. Bei Fichtenholz betragen die Quell- und Schwindmaße pro 1 % Holzfeuchteänderung:
- längs weniger als 0,01
- quer radial von 0,15 bis 0,19
- quer tangential von 0,27 bis 0,36.

Um die für die Bearbeitung und für die spätere Einbausituation angepasste Holzfeuchte zu erreichen, muss das Holz getrocknet werden. Dies kann zum Teil auf natürlichem Weg geschehen. Kurze Trocknungszeiten und niedrige Feuchten werden jedoch nur mit Hilfe der technischen Trocknung unter Einsatz von Energie erreicht. Bei allen Bauteilen aus Holz, bei denen ein Feuchtewechsel zu erwarten ist, wie z.B. bei Bauteilen, die dem Außenklima ausgesetzt sind, müssen die damit zwangsläufig verbundenen Dimensionsänderungen berücksichtigt werden. Dies gilt z.B. für hölzerne Außenschalen von Fassaden, die der Wechselwirkung von Sonne und Regen ausgesetzt sind. Schnell ablaufende Feuchtewechsel fördern die Rissbildung besonders.

Holz weist je nach Holzart und Lebensbedingungen des einzelnen Baumes in sehr unterschiedlicher Häufigkeit und Dichte weitere Bestandteile und Merkmale auf wie Äste, Faserneigung, Markröhre, Jahresringbreite, Risse, Rindeneinwuchs, Harzgallen, Krümmung, Verfärbungen, Druckholz und Insektenfraß. Diese Eigenschaften führen zu einer sehr breiten Streuung der Güte von Vollhölzern und sie spielen eine entscheidende Rolle bei der Frage, wo und wofür das einzelne Holz im Bau verwendet werden kann, Die Holzeigenschaften werden bei der Sortierung erfasst.

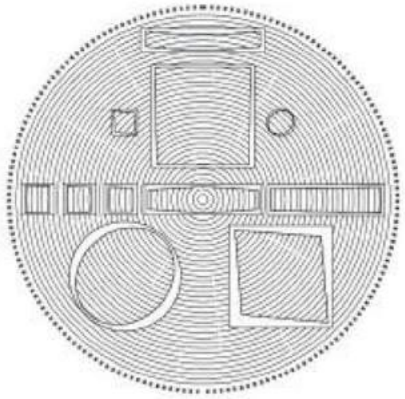


Bild 12: Schwind-Verformungen von Vollholzquerschnitten

3. Brandschutz

Die Feuerwiderstände von Bauteilen werden seit 2005 nach drei Parametern bemessen, die sich in einer REI-Klassierung spiegeln, wobei R für den Widerstand der Tragfähigkeit, E für die Dichtigkeit des Raumabschlusses gegen Feuer und Rauch und I für die Dämmung gegen Wärme steht.

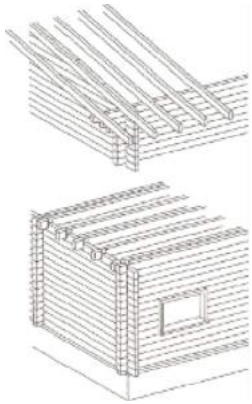
Generell gilt für Tragwerke und Brandabschnitte in Wohn-, Büro- und Schulbauten: Holzanwendung bis drei Geschosse REI 30, vier Geschosse REI 60, fünf bis sechs Geschosse REI 60/EI 30. Bei einem Sprinklerkonzept gelten reduzierte Anforderungen. Für Treppenhäuser ist in definierten Nutzungen bis drei Geschosse eine nichtbrennbar verkleidete Tragkonstruktion in Holzbauweise möglich. Bei definierten Nutzungen sind Holzverkleidungen für Fassaden in Zukunft bis drei Geschosse möglich; mit speziellen konstruktiven Massnahmen und für gewisse Nutzungen sind sie bis acht Geschosse anwendbar.

4. Die traditionellen Holzbauweisen

Blockbau, Strickbau

Der traditionelle Blockbau und dessen Vorstufe, der aus Rundholz gefügte Strickbau, sind die einzigen Holzbauweisen, die man als «Massivbauweisen» bezeichnen kann. Die Gebäudehülle besteht aus einer einzigen Schicht von horizontal gestapelten, durch Verkämmen kraftschlüssig verbundenen Blockbalken, die zugleich verkleidende, raumabschliessende und tragende Funktionen übernehmen. Die Aussteifung erfolgt über die durch den Reibungswiderstand in den Lagerfugen entstehende Scheibenwirkung der Vollholzwand und durch die Verkämmung der Blockbalken im Schnittpunkt zweier Wandflächen. Die Konstruktion kommt ohne technische Verbindungsmittel aus. Die möglichen Spannweiten sind von den zur Verfügung stehenden Hölzern abhängig, welche meist nicht länger als 4.5 Meter sind (Bild 13).

Die Blockbauweise führt zu massiven Schwind- und Setzbewegungen, weil die Hölzer quer zur Holzfaserrichtung belastet werden. In der Detaillierung (z. B. von Fensteröffnungen) müssen die Setzbewegungen berücksichtigt werden. Der Dämmwert einer Blockbaukonstruktion genügt heutigen Ansprüchen nicht mehr. Deshalb werden zeitgenössische Blockbauten zusätzlich gedämmt. Diese Konstruktionsweise ist nur dort wirtschaftlich, wo eine entsprechende Infrastruktur (Sägerei) und das Know-how (Zimmermannskenntnisse) vorhanden sind.



a) Prinzipskizze

b) Wohnhaus in Jenaz (CH), Arch. Peter Zumthor, 2003

Bild 13: Block- bzw. Strickbau

Fachwerkbau, Riegelbau

Die traditionelle, in Europa weit verbreitete Bauweise, in der Schweiz auch Riegelbau genannt, ist charakterisiert durch ihr sichtbares Holztraggerippe. Sie ist vor allem in Ost- und Mitteleuropa, England, Norddeutschland, Dänemark und Holland anzutreffen. Süddeutschland und die Nordostschweiz kennen eine besonders reiche Fachwerkarchitektur. In diesen Regionen war früher das Holz nicht in sehr grossen Mengen und Abmessungen vorhanden (Bild 14).

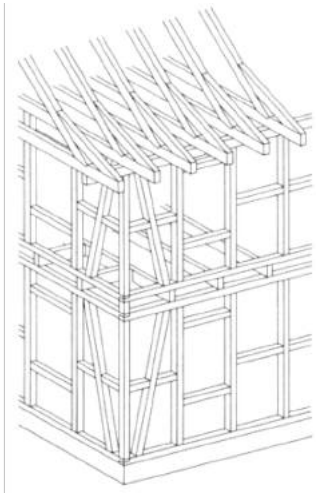


Bild 14: traditioneller Fachwerk- bzw. Riegelbaubau

Häuser in Fachwerkbauweise weisen ein tragendes System aus Massivholz auf. Die Konstruktionshölzer übernehmen die gesamten Kräfte aus der Vertikal- und Horizontalbelastung. Die Verkleidungen und das Eigengewicht der Ausbaumaterialien wirken zusätzlich stabilisierend gegen Windkräfte. Aufgebaut wird bei dieser Bauweise stockwerkweise. Die wichtigen Konstruktionsteile sind Schwelle, Stützen/Pfosten, Streben und Riegel.

Moderne Abbundmaschinen und neue Methoden der Holztrocknung machen den Fachwerkbau zu einem wirtschaftlichen Bausystem. Zapfen und Versatzungen sind bei dieser Bauweise günstigere Verbindungsmittel als Blech- und Stahlformteile, weil hier die Verbindungen nur gering beansprucht werden. Die Übertragung der senkrechten Lasten erfolgt direkt über Kontaktstösse des Holzes.

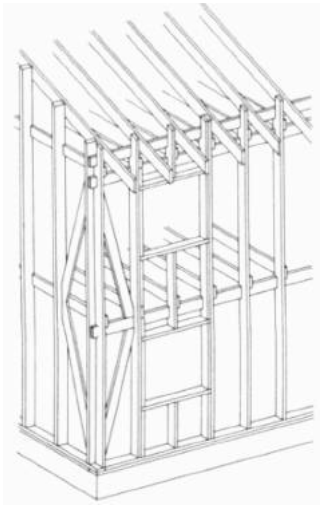
Ständerbau

In den USA ab 1850 entwickelt als "Balloon-Frame" und "Platform-Frame". Platform-Frame ist heute in den USA die häufigste Baumethode für ein- und zweigeschossige Bauten. In Deutschland entstanden ab 1930 die ersten Bauten in Europa nach amerikanischem Platform-Frame-Vorbild, bekannt auch unter dem Namen "Gerippebau".

Beim "Balloon-Frame" laufen die Wandrippen über zwei oder mehr Geschosse durch. Den unteren und den oberen Abschluss bilden horizontale Bretter (Schwellen und Pfetten). Die Deckenträger liegen auf einer stehenden Stegbohle, die in Ausklinkungen der Wandpfosten eingelassen ist (Bild 15).

Das besondere Merkmal des "Platform-Frame" ist der geschossweise Abbund. Die Plattform kann während des Aufbauens als Arbeitsbühne und Herstellungsplatz benutzt werden. Das Bausystem bietet die Möglichkeit des Standardisierung sowie der Vorfabrikation und ermöglicht den Einsatz genormter Bauteile. In Konstruktion und Gestaltung sehr flexibel.

Der bedeutendste Unterschied zwischen Ständer- und Fachwerkbau besteht in der Art der Aussteifung. Beim Ständerbau erhält die Tragkonstruktion durch die aussen aufgebrachte Massivholzschalung oder durch Holzwerkstoffplatten ihre Stabilität. Die senkrechten Traghölzer laufen über die ganze Gebäudehöhe durch. Die Verbindungen werden durch Kontaktstösse des Holzes auf Druck, durch Nagelung, durch Aus- und Überplattungen und teilweise durch Zapfenverbindungen ausgeführt.



a) Prinzipskizze

b) Ferienhaus im Maggiatal (CH), Arch. R. Briccola, 1998

Bild 15: Ständerbau

a) Prinzipskizze

b) Wohnhaus Smith, Darien, Connecticut (USA), Arch. Richard Meier, 1967

Bild 16: Rahmenbau

Rahmenbau

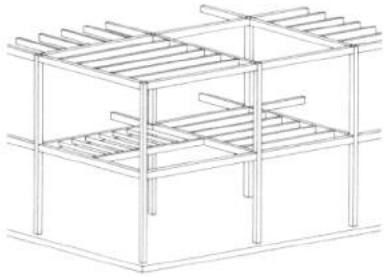
Der Rahmenbau gehört in die Kategorie der Ständerbauten, ursprünglich als "Platform-Frame"-System in den USA entwickelt (Bild 16). Der Vorteil des Systems liegt in der einfachen Holzbeschaffung.

Die Tragkonstruktion wird durch ein stabförmiges Traggerippe aus Kanthölzern mit einer äusseren, das Traggerippe stabilisierenden Beplankung gebildet. Das stabförmige Traggerippe führt die senkrechten Lasten aus Dach und Geschossdecken ab. Die Beplankung aus Massivholz oder Holzwerkstoffplatten übernimmt die Horizontallasten, welche aus Wind- und Stabilisierungskräften entstehen.

Skelettbau

Der Skelettbau entstand durch Modifikation des Fachwerkbaues. Die ersten Ansätze dieser Bauweise sind in Skandinavien zu beobachten. Die Primärkonstruktion wird in grossen Rasterabständen angeordnet. Aussen- und Innenwände können so in beliebiger Anordnung und Ausführung zwischen die Tragkonstruktion eingesetzt werden. Es ergibt sich eine klare Aufgabentrennung zwischen tragender Konstruktion und raumabschliessenden Wänden.

Der moderne Ingenieurholzbau ermöglicht mit seinen ausgereiften Produkten, wie Brettschichtholz und hochbelastbaren Verbindungsmitteln, imposante und dennoch äusserst filigrane Holzskelette (Bild 17).



a) Prinzipskizze

b) Jugenddorf in Cieux (F), Arch. R. Schweizer, 1985

Bild 17: Skelettbau

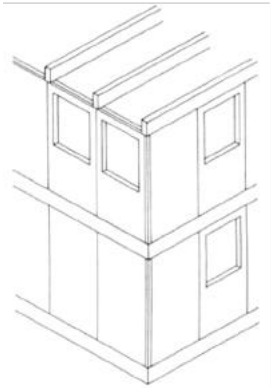
Tafelbau

Entstanden gleichermassen für den Stahl-, den Stahlbeton- und den Holzbau zur Zeit der Industrialisierung in der zweiten Hälfte des 19. Jahrhunderts. Die Verlagerung des Herstellungsprozesses von der Baustelle in die witterungsunabhängige Werkstatt führte zu einer hochentwickelten Fertigbauweise. In der Werkstatt kann präziser gearbeitet werden als auf der Baustelle.

Holztafelelemente werden als tragende und nichttragende Innen- und Aussenwandtafeln sowie als Decken- und Dachelemente verwendet. Die Elemente sind eine Verbundkonstruktion mit Holzrahmen und Beplankungsmaterial aus Holz, welches ein- oder beidseitig bereits während der Vorfertigungsphase aufgebracht wird. Bezüglich Vorfertigungsgrad wird unterschieden:

- Wandtafeln im Rastermass
- Wandtafeln im Raum oder Grundrissmass
- Raumzellen

Die Holztafelbauweise mit tragenden Holzrahmenelementen eignet sich vor allem für Bauaufgaben, die kostengünstig und kurzfristig zu realisieren sind. Für zeitlich befristeten Raumbedarf wurden demontierbare oder auch als Raumzellen versetzbare Pavillons entwickelt. Daraus entstanden vorgefertigte Bausysteme, die für eine lange Lebensdauer bestimmt sind, aber auch vorgefertigte Wohnhäuser in ein- und zweigeschossiger Ausführung (Bild 18).



a) Prinzipskizze

b) Haus in Sumvitg (CH), Arch. Bearth und Deplazes, 1998

Bild 18: Tafelbau

Literatur:

Holzbauatlas

Materialanhang Mauerwerk

1. Der Baustoff Mauerwerk

Mauerwerk besteht aus Mauersteinen, Mauermörtel und den sogenannten Ergänzungsbauteilen. Die wichtigsten künstlich hergestellten Mauersteinarten sind die Backsteine, die Kalksandsteine, die Zementsteine und die Porenbetonsteine. Natursteine kommen in den verschiedensten Materialarten und Formaten zur Anwendung. Als Mauermörtel haben sich zur Vermauerung künstlicher Steine die Zementmörtel durchgesetzt, welche in Zusammenhang mit wärmedämmenden Leichtsteinen auch als wärmedämmende Leichtmörtel angeboten werden. Unter Ergänzungsbaustoffe werden Produkte wie Bewehrung- und Vorspannsysteme, Stürze, Zweischalen(-verbindungs-)anker, Wärmedämmmauerfusselemente usw. verstanden.

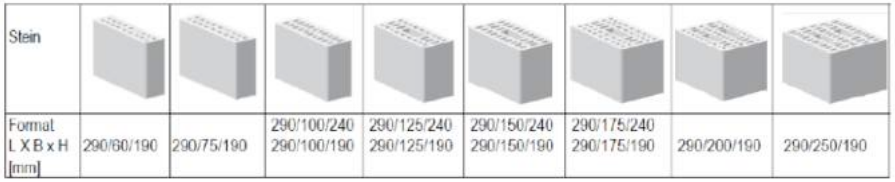


Bild 1: Backsteine Typ Swissmodul

Der Backstein

Backstein ist ein Sammelbegriff für alle Bausteine aus gebranntem Ton (Backsteine, Sichtbacksteine, Klinker, Ziegelsteine). Rohmaterial für die Herstellung von Ziegeleiprodukten sind in der Natur vorkommende Lehme. Ihre Eigenschaften sind je nach dem Gehalt an Tonmineralien, Kalk und Eisenoxyd verschieden und beeinflussen Farbe und Struktur des Fertigproduktes.

Der Lehm wird nach dem Abbau gemischt, zerkleinert und zwischengelagert. Unter Zugabe von Wasser und Dampf wird er zu einer knetbaren, plastischen Masse angemacht, durch Formpressen zu einem Strang von geeignetem Querschnitt (Masse, Hohlräume) extrudiert, in Steine geschnitten, getrocknet und schliesslich bei Temperaturen um 1000° C gebrannt. Diese Temperatur liegt knapp unterhalb des Schmelzpunktes der wesentlichsten Bestandteile und bewirkt ein «Zusammensintern» der Körner und dadurch eine Verfestigung. Backsteine sind je nach Mischung des verwendeten Tons von gelber (aufgrund des Kalkanteils im Lehm) bis dunkelroter Farbe (aufgrund des Eisenoxydanteils im Lehm).

In der Schweiz hat sich in den letzten Jahren der sogenannte SwissModul-Stein normiert worden. Diese Backsteine für Mauerwerk zum Verputzen haben modulare resp. submodulare Abmessungen. Die Steinseiten sind mit Putzrillen versehen, die eine gute Haftung des Verputzes ermöglichen. Die Anwendung für unverputztes Mauerwerk darf nur nach Rücksprache mit dem Lieferwerk erfolgen.

Die Form der Backsteine ist je nach Ziegelei mit gewissen, geringen Unterschieden gestaltet, beispielsweise im Lochbild. Abhängig vom Rohmaterial und von der Fabrikation sind die verschiedenen Produkte der einzelnen Werke optimiert. Da Produktepaletten schnell ändern können, sind die abgebildeten Formen als Beispiele zu betrachten (Bild 1).

Sichtbacksteine sind speziell hergestellte Steine für sichtbares Mauerwerk. Ihre Farben und Oberflächen variieren je nach Lieferwerk. Die Oberfläche von Sichtbacksteinen kann mit einer Presshaut (geglättet) versehen, granuliert oder geschält (rau) werden.

Sichtsteine sind mit 3 Sichtseiten (1 Längs- und 2 Kopfseiten) oder mit 4 Sichtseiten (2 Längs- und 2 Kopfseiten) lieferbar. Die Sichtseite ist so ausgebildet, dass der Stein frostwiderstandsfähiger und somit witterungstauglicher ist. Normale Backsteine eignen sich dagegen nur bedingt für Sichtanwendung aussen.

Die Brandtemperatur hat neben der Grösse der Hohlräume einen entscheidenden Einfluss auf die Eigenschaften der Ziegelsteine. Je höher die Brenntemperatur, desto stärker werden die Steine gesintert. Erreicht diese 1‘300-1‘400 °C, so entstehen die sogenannten Klinkersteine mit wesentlich glatterer, teilweise glänzender Oberfläche. Bei der Sinterung schliessen sich die Poren der Ziegel. Diese Reduktion der Lufteinschlüsse im Stein vermindert die Wärmespeicherkraft und erhöht die Druckfestigkeit und die Feuchtigkeits- und Frostbeständigkeit, was die Klinkersteine zum hochwertigen Material für Sichtmauerwerk macht.

Der Kalksandstein

Kalksandsteine werden aus Kalk und Quarzsand hergestellt und unter Dampfdruck gehärtet. Sie zeichnen sich gegenüber gebrannten Steinen durch besonders gute Masshaltigkeit aus und sind daher für Sichtmauerwerk gut geeignet (Bild 2). Normalerweise sind sie grau, können jedoch in einer ganzen Farbskala hergestellt werden. Bei Sichtmauerwerk aus Kalksandstein ist besonders auf die Kantenqualität zu achten.

Stein					
Format L X B x H [mm]	250/100/190 250/100/140	250/120/190 250/120/140	250/150/190 250/150/140	250/180/190 250/180/140	250/200/140

Bild 2: Kalksandsteine

Der Zementstein

Zementsteine, manchmal auch als Betonsteine bezeichnet, bestehen aus Zement und Sandzuschlag und weisen eine etwas erhöhte Festigkeit auf. In der deutschen Schweiz kommt der Zementstein im Hochbau selten zur Anwendung, in der Westschweiz und in diversen Ländern nimmt er dagegen einen hohen Prozentsatz des Mauerstein-Marktes ein. Das Format sowie das Lochbild und der Lochanteil variieren in beträchtlichen Grenzen.

Zementsteine weisen häufig eine poröse Oberfläche auf und sind bedeutend widerstandsfähiger als Kalksandsteine gegen Frost und aggressives Wasser. Sie sind als Sichtsteine geeignet und in verschiedenen Farben erhältlich. Sie werden auch im Tiefbau (z. B. Kabelschächte) eingesetzt. Im Bild 3 sind typische Zementsteine dargestellt.

Bild 3: Zementsteine

Mauersteine mit besonderen Eigenschaften

Neben den üblichen Mauersteinen gibt es Steine mit Eigenschaften, die zur Erfüllung zusätzlicher Anforderungen durch spezielle Herstellung und/oder Formgebung erreicht werden. Zu nennen sind unter anderem Wärmedämmsteine, Schalldämmsteine, Steine mit erhöhter Festigkeit sowie Steine für Sichtmauerwerk.

Wärmedämmsteine sind sowohl als Backsteine, Zementsteine und Kalksandsteine erhältlich. Der erhöhte Wärmedämmwert wird dabei erreicht durch Reduktion der Rohdichte, sei es ‚makroskopisch' durch Erhöhung des Lochflächenanteiles und zweckmässige Anordnung der Aussparungen (Leichtbackstein), sei es ‚mikroskopisch' durch Porosieren des Grundmaterials (Leichtbackstein, Porenbetonstein) bzw. durch Benützung leichter Zuschlagstoffe (Leichtzementstein). Die Wärmedämmsteine werden entweder mit speziellem Wärmedämmmörtel (Leichtbackstein, Leichtzementstein) oder mit Dünnbettmörtel (Porenbetonstein) vermauert. Im Bild 4 sind typische Leichtsteine dargestellt, deren Geometrie je nach Hersteller in beträchtlichem Umfang variert.

Bild 4: Leichtbackstein, Leichtzementstein und Porenbetonstein (‚Leichtkalksandstein')

Bei den Schalldämmsteinen wird versucht, die Rohdichte durch Elimination der Aussparungen möglichst hoch zu halten. Schalldämmsteine sind sowohl in Backstein- als auch in Zementsteinqualität erhältlich (Bild 5).

Mauermörtel

Zur Vermauerung des Mauerwerks ohne besondere Eigenschaften hat sich der Zementmörtel durchgesetzt. Er wird entweder als Siloware auf der Baustelle gemischt oder als Werkfrischmörtel bzw. Transportmörtel auf die Baustelle geliefert. Die Zementmörtelfugen weisen eine Stärke von ca. 10 mm auf.

Porenbetonsteine werden mit Dünnbettmörtel mit einer Stärke von ca. 2 mm, die übrigen Wärmedämmsteine weitgehend mit porosiertem Wärmedämmmörtel auf Zementbasis, teilweise mit Leichtzuschlagstoffen, gemauert.

Ergänzungsprodukte

Als Ergänzungsprodukte werden alle zusätzlichen Bauteile bezeichnet, die zur Ausbildung der Mauerkonstruktionen erforderlich sind. Es sind dies insbesondere Bewehrungs- inkl. Vorspannsysteme, Stürze, Mauerfusselemente, Akustiklager, Zweischalenanker usw.

Bei den Bewehrungen wird zwischen Lagerfugenbewehrung und vertikal verlaufender Bewehrung unterschieden. Während die Lagerfugenbewehrung (Bild 6) ohne allzu grossen Aufwand auf der Baustelle verarbeitet werden kann, stellt die vertikal verlaufende Bewehrung wesentlich höhere Anforderungen an die Ausführung und ist mit stets mit Mehrkosten verbunden. Im Bild 7 sind zwei in der Schweiz entwickelte Systeme dargestellt. In anderen Ländern, in denen das erdbebenresistente Bauen Tradition hat, haben sich zum Teil Systeme mit sogenannten Schalungssteinen durchgesetzt, in deren durchgehenden grossflächigen Kanälen die Bewehrungen eingelegt werden, bevor diese mit Beton ausgegossen werden. In diesem Sinne ist der Übergang von bewehrtem Mauerwerk hin zum Stahlbeton mit verlorener (Stein-)Schalung gleitend.

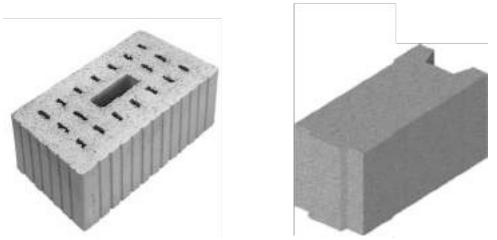


Bild 5: Schalldämmende Back- und Zementsteine

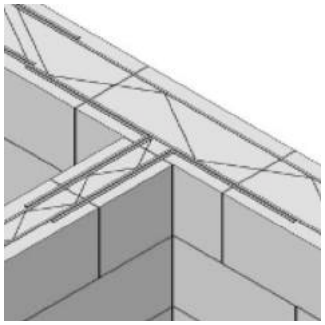


Bild 6: Typische Lagerfugenbewehrungen

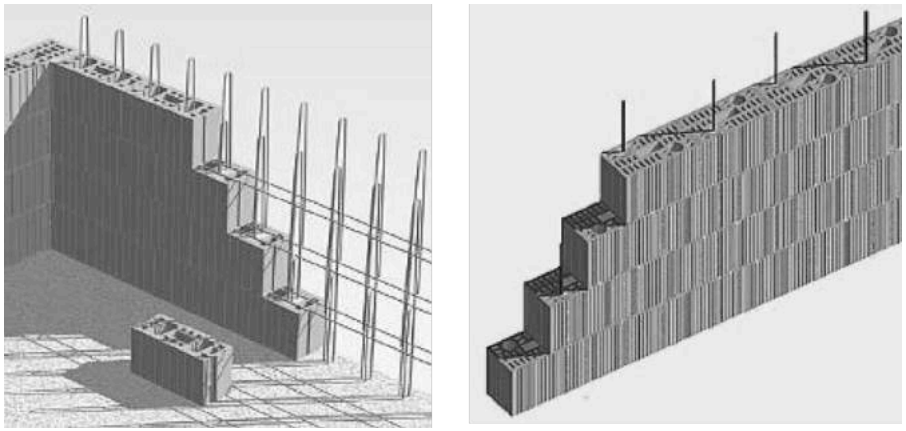


Bild 7: Vertikale Mauerwerks-Bewehrungssysteme

Mauerwerksstürze werden als tragende vorfabrizierte Elemente in den verschiedensten Ausführungen angeboten. Vom einfachen schlaff bewehrten oder im Spannbett vorgespannten Sturzbrett, welches lediglich als Zuggurt wirkt, während die Übermauerung die Rolle der Diagonalen und des Druckgurtes übernimmt, bis hin zu geometrisch ausgetüftelten Faserbetonsturzelementen mit integrierbaren Storen sind unzählige Produkte erhältlich.

Wärmedämmende Mauerfusselemente (Bild 8) tragen zur Reduktion der Wärmebrücken unter anderem beim Übergang zwischen Untergeschoss und Erdgeschoss bei Zweischalenmauerwerk bei. Auch hier ist die Produktvielfalt gross und reicht von länglichen ‚Mauersteinen' aus Porenbeton oder Schaumglas bis hin zu ausgeklügelten Produkten aus Faserbeton. Diese Elemente stellen stets einen Kompromiss zwischen möglichst geringer Wärmedurchlässigkeit bei möglichst hohem Tragwiderstand dar.

Zweischalenanker stellen den Zusammenhalt der beiden Mauerwerksschalen sicher. Dabei wird die Tragsicherheit der äusseren Schale unter Wind- und Erdbebeneinwirkung sichergestellt (Bild 9). Da beide Schalen sich unter Temperaturschwankungen unterschiedlich ausdehnen, müssen die Anker eine Verformung quer zu ihrer Achse möglichst zwängungsfrei zulassen.

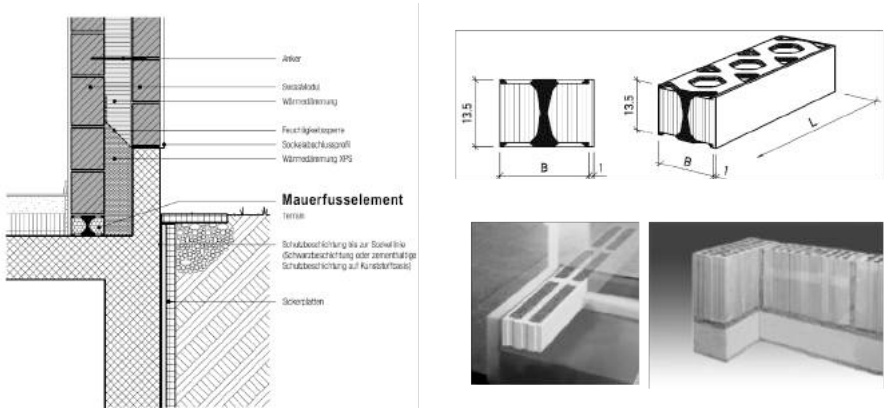


Bild 8: Wärmedämmende Mauerfusselemente

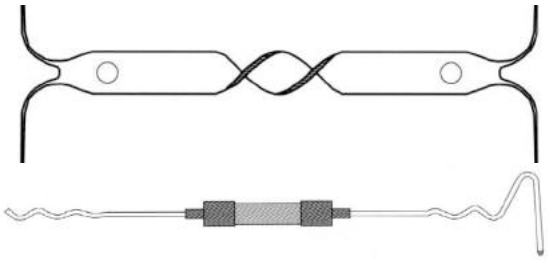


Bild 9: Zweischalenanker

3. Materialeigenschaften des Mauerwerks

Das Mauerwerk, bestehend aus Stein und Mörtel, ist ein inhomogenes Baumaterial. Bedingt durch die geometrische Ausrichtung der Steine sowie deren Vermauerung ist das Tragverhalten weitgehend anisotrop. Zudem ist infolge des spröden Verhaltens der Steine in vielen Fällen von einem nicht duktilen Verhalten des Mauerwerks auszugehen. Für die Berechnung wird von Werten des Materialkennwertes des Mauerwerks, und nicht von denjenigen des Mauersteines und des Mauermörtels ausgegangen.

Die Festigkeit des Mauerwerks senkrecht zu den Lagerfugen f_x wird durch ein Versagen der Steine in Querrichtung begrenzt (Bild 10). Da sich der Mörtel bei einer Zusammendrückung stärker in Querrichtung ausdehnen möchte als die Steine, werden diese in Querrichtung entfestigt, was je nach Steinmaterial und Geometrie zu einem progressiven bis sehr spröden Versagen des Mauerwerks führt.

Die Festigkeit parallel zu den Lagerfugen f_y ist um einiges kleiner als die Festigkeit senkrecht zu den Lagerfugen. Dies ist einerseits bedingt durch den Aufbau der Steine, andererseits durch die Ausbildung der Stossfugen, welche den Wert f_y direkt beeinflusst. Die Zugfestigkeit des Mauerwerks ist sehr unzuverlässig und darf wie beim Beton rechnerisch nicht berücksichtigt werden.

Die in der Tabelle gemäss Bild 11 angegebenen Werte müssen unter bestimmten Bedingungen angepasst werden. Ist das Mauerwerk im Verband gemauert, so sind die Werte f_{xd} und E_{xd} mit dem Faktor 0.8 zu multiplizieren. Die Werte f_{yd} beziehen sich auf Mauerwerk mit leeren (sogenannt „knirsch“ vermauerten) Stossfugen. Werden die Stossfugen mit Mörtel gefüllt, so dürfen die Festigkeitswerte f_{yd} gemäss Tabelle mit dem Faktor 1.5 multipliziert werden.

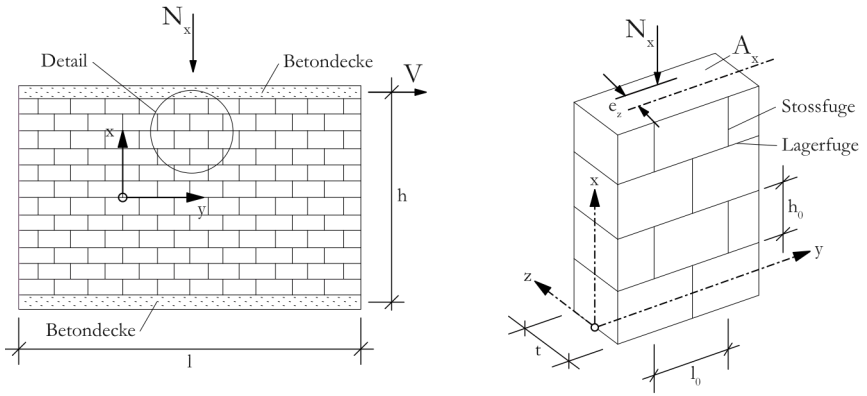


Bild 10: Geometrie des Einsteinmauerwerks

Mauerwerk	Bezeichnung	f_{xd} [N/mm^2]	f_{yd} [N/mm^2]	E_{xd} [kN/mm^2]	$(\tan\varphi)_d$ [-]
Backstein	MB	3.5	1.0	3.5	0.6
Backstein leicht	MBL	1.6	0.5	1.6	
Kalksandstein	MK	3.5	1.0	3.5	
Zementstein	MC	3.5	1.7	3.5	
Zementstein leicht	MCL	0.9	0.4	0.9	
Porenbeton	MP	1.6	0.8	1.6	
Porenbeton leicht	MPL	0.9	0.4	0.9	

Bild 11: Materialkennwerte von Mauerwerk

Im Bild 12 sind die Festigkeitswerte des Mauerwerks dargestellt. Der bei den Werten bereits berücksichtigte Widerstandsbeiwert γ_m beträgt für Mauerwerk 2.0. Wird eine innere Kraft im Sinne einer Diagonalen schrägt durch die Mauerwerkswand abgetragen, so ist die Ermittlung der Festigkeit in Abhängigkeit der Neigung der Diagonalen schwierig zu ermitteln, da sie unter anderem von einer allfällig überlagerten Kraft abhängig ist. Im Bild 12 ist die Festigkeit $f_{\alpha d}$ in Abhängigkeit der Neigung der Diagonalen dargestellt.

Die vereinfachte Annahme besagt, dass die Festigkeit $f_{\alpha d}$ definitionsgemäss f_{xd} bei vertikaler Krafteinwirkung beträgt, um bei geneigter Krafteinwirkung abrupt auf f_{yd} abzufallen. Beim Erreichen des Winkels der inneren Reibung der Lagerfuge φ fällt die Festigkeit $f_{\alpha d}$ weiter abrupt auf null ab, um bei 90° wieder definitionsgemäss den Wert f_{yd} anzunehmen. Der Abfall auf null ist durch den Versagensmechanismus ‚Gleiten in der der Lagerfuge' bedingt, stellt doch die Lagerfuge eine gerichtete Schwächung des Materials dar. Dies bedeutet physikalisch, dass die Neigung der inneren Kräfte in der Mauerwerksebene auf den Wert (tanφ)d = 0.6 begrenzt werden muss. (siehe Bild 11). Dieser Grenzwert ergibt sich physikalisch aus der Gleitbedingung nach Coulomb.

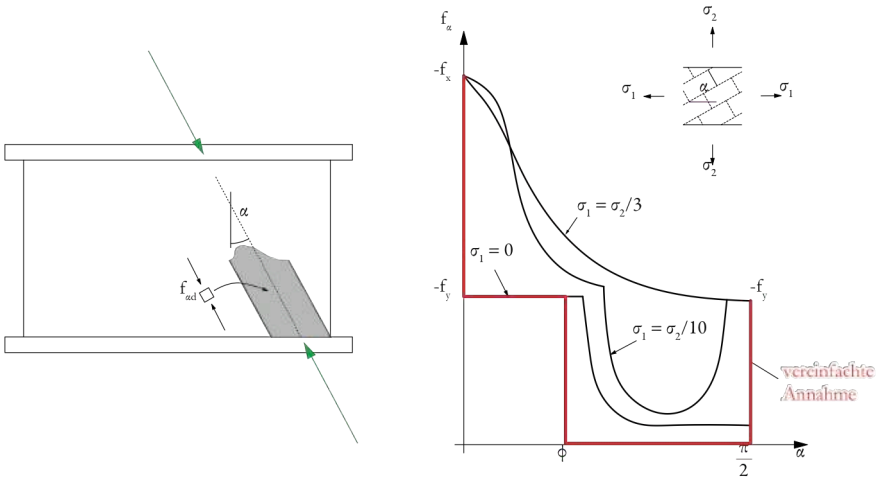


Bild 12: Festigkeit in Abhängigkeit der Neigung der inneren Druckkraft

Auf Druck beanspruchte Tragelemente sind grundsätzlich knickgefährdet. Aus diesem Grund kann der Materialwiderstand nicht voll ausgenutzt werden. Bild 13 zeigt Knickkurven für Mauerwerkswände für verschiedene Exzentrizitäten der inneren Druckkraft quer zur Wandachse. Aus dem Diagramm kann die Abminderung des Wandwiderstandes infolge Instabilität herausgelesen werden. Bis zu einer Schlankheit von knapp 30 kann eine gelenkig gelagerte, zentrisch beanspruchte Wand (obere Kurve, e=0) 100% ihrer Materialfestigkeit erreichen.

Im Diagramm sind zusätzliche Kurven dargestellt für Fälle, bei denen die innere Druckkraft in einem Abstand *e* zur Wandachse verläuft. Dies ist beispielsweise der Fall, wenn die Kraft über eine exzentrisch angeordnete Fusspfette oder über ein Mauerwerkslager eingeleitet wird. Der Tragwiderstand einer wand nimmt mit zunehmender Exzentrizität und mit zunehmender Schlankheit der wand ab.

Die Langzeitverformungen spielen beim Mauerwerk eine untergeordnete Rolle und dürfen vereinfachend vernachlässigt werden.

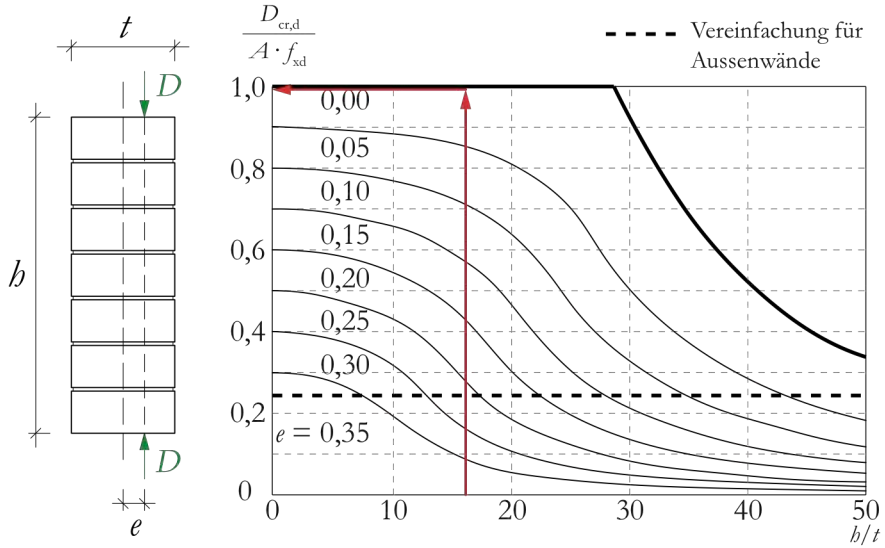


Bild 13: Knickdiagramme für Mauerwerk

4. Bauelemente im Mauerwerksbau

Mauerwerkswände haben neben raumabschließenden und ästhetisch-gestalterischen Funktionen vor allem statische und bauphysikalische Aufgaben zu erfüllen. Aus tragwerkstechnischer Sicht wird zwischen tragenden, aussteifenden und nichttragenden Wänden unterschieden.

Tragende Wände nehmen vertikale und horizontale Lasten auf und leiten sie in den Baugrund weiter. Aussteifende Wände gewährleisten sowohl die Tragfähigkeit des Gebäudes als auch die Knickaussteifung tragender Wände. Sie gelten daher stets auch als tragende Wände.

Sogenannt nichttragende Wände werden überwiegend durch ihre Eigenlast beansprucht und haben lediglich raumabschliessende Funktion. Sie werden nicht zum Nachweis der Gebäudeaussteifung bzw. der Knickaussteifung tragender Wände herangezogen. Allerdings müssen nichttragende Wände die auf ihre Fläche wirkenden Horizontallasten auf tragende Bauteile abtragen können.

Die bauphysikalischen Aufgaben der Wand sind der Wärmeschutz (Wärmedämmung und Wärmespeicherung), der Schallschutz, der Brandschutz sowie der Schutz gegen Schlagregen.

Aussen-Einsteinmauerwerk mit Fassadendämmung

Seit Anfang der sechziger Jahre kommt die Fassadendämmung bei Aussenwänden zur Anwendung. Zunächst nur mit EPS-Platten (Polystyrol-Hartschaumplatten) als Dämmung in Verbindung mit Kunstharzputzen bekannt, werden heute auch hydrophobierte Mineralwollplatten und mineralische Putze verwendet. Diese Konstruktionsweise hat sich in den vergangenen Jahrzehnten nicht nur zur Sanierung von Altbauten, sondern auch im Neubaubereich bewährt. Sie ist eine wirtschaftliche Variante zur Erzielung hoher Wärmedämmung (Bild 14).

Bild 14: Aussengedämmtes Mauerwerk, Wohnüberbauung Kilchberg, Arch. Gigon/Guyer, 1996

Aussen-Einsteinmauerwerk wärmedämmend, aussen verputzt

Das wärmedämmende Einsteinmauerwerk wird mit Läuferverband in den Wandstärken 30 cm, 36,5 cm und 42,5 cm mit Leichtmauermörtel aufgemauert (Bild 15). Zur Steigerung der Wärmedämmeigenschaften wird häufig Wärmedämmputz verwendet. Da die Leichtsteine alle Mauerwerksaufgaben übernehmen, wird ein ausgewogenes Verhältnis zwischen den tragenden und wärmedämmenden Funktionen angestrebt. Mit den geforderten tiefen U-Werten sinken zwar die Festigkeitswerte, dennoch können in der Regel bis zu viergeschossige Bauten realisiert werden. Bestimmend sind hierfür die abzutragenden Lasten und die Geometrie der Wände.

Bild 15: Wärmedämmendes Mauerwerk, Schulanlage Dreilinden Basel, 1996, Arch. Morger Degelo

Aussen-Verbandmauerwerk, aussen verputzt

Dieses Mauerwerk wird mit Leichtsteinen und Leichtmauermörtel im Verband gemauert, d.h. die Leichtsteine sind in Quer- und Längsrichtung überlappend. Üblich sind Wandstärken zwischen 39 und 50 cm. Der Vorteil gegenüber Einsteinmauerwerk liegt vor allem in der Verarbeitung der handlicheren Steine (Bild 16).

Zur Verbesserung der Wärmedämmeigenschaften kann in Wandquerrichtung zwischen den Steinen eine jeweils steinhohe, über die Wandhöhe versetzte Wärmedämmschicht eingebaut werden.

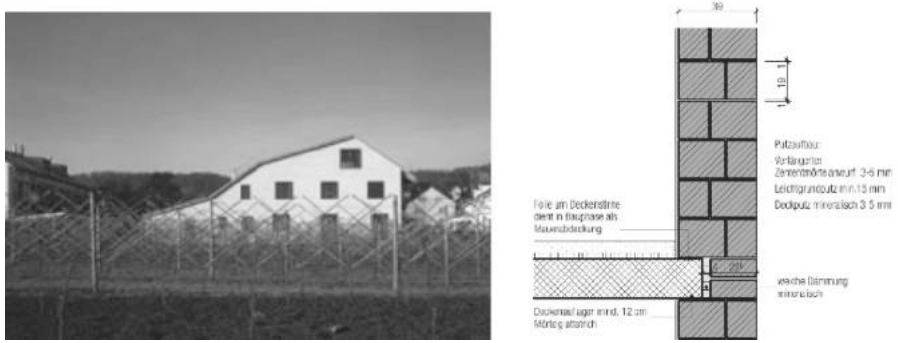


Bild 16: Wärmedämmendes Verbandmauerwerk, Wohnhaus, 1994, Arch. Gigon/Guyer

Zweischalenmauerwerk aussen verputzt

Als Zweischalenmauerwerke werden Aussenwandkonstruktionen bezeichnet, die aus zwei Mauerschalen und einer wärmedämmenden Zwischenschicht bestehen (Bild 17). Die Innenschale übernimmt dabei die Kräfte aus Eigenlast und Nutzlast sowie die thermische Speicherung, die Zwischenschicht übernimmt die Wärmedämmung, und die Aussenschale dient als gestalterisches Element dem Wetterschutz. Dank der konsequenten Trennung in drei Schichten mit verschiedenartigen Funktionen kann den Anforderungen an die Aussenwände optimal entsprochen werden.

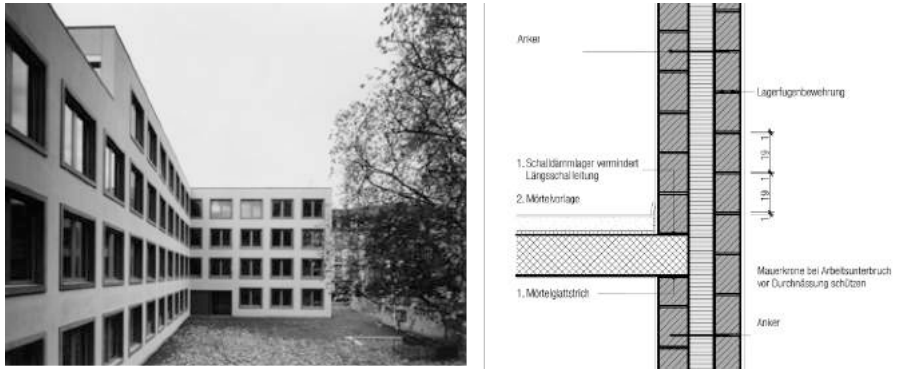


Bild 17: Zweischalenmauerwerk aussen verputzt, Schulhaus Ackermätteli, Basel, 1996, Arch. Ackermann & Friedli

Zweischalenmauerwerk mit äusserer Schale aus Sichtmauerwerk

Beim Zweischalenmauerwerk kann die äussere Schale in Sichtmauerwerk ausgebildet werden (Bild 18). Dies setzt frostbeständige Steine voraus. Durch die Wahl des Steinmaterials, der Steingeometrie, Grösse und Ausbildung der Mörtelfugen kann die Gestaltung der Wandoberfläche in breitem Rahmen variiert werden.

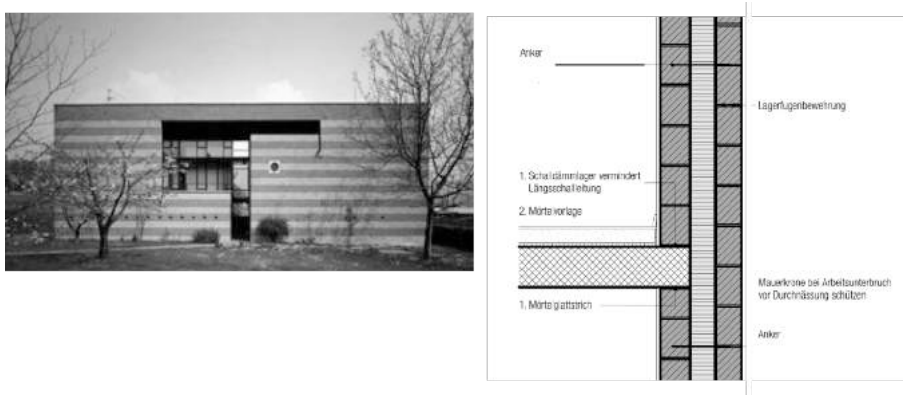


Bild 18: Zweischalenmauerwerk mit Zementstein-Sichtmauerwerk aussen, Einfamilienhaus in Ligornetto, 1976, Arch. M. Botta

Innenwände in Einsteinmauerwerk, verputzt oder als Sichtmauerwerk

Viele tragende und nichttragende Wände werden im Hochbau in Mauerwerk ausgeführt. Mauerwerk ist kostengünstig, kann einfach und schnell auf der Baustelle ausgeführt werden, hat gute bauphysikalische Eigenschaften betreffend Akustik und Wärmespeicherung und erlaubt eine einfache Integration der Gebäudetechnikinstallationen (Bild 19).

Bild 19: Tragende Innenwände, in Sichtmauerwerk bzw. verputzt, Schulanlage Schönau, 1958 - 1960, St. Gallen, Arch.: Ernest Brantschen, Sanierung 2001 - 2003 : Arch.: Romero & Schaefle