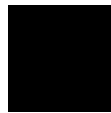


Schriftenreihe Bauwirtschaft

II Lehre 1

Herausgegeben vom Institut für Bauwirtschaft an der Universität Kassel

kassel
university



press

Seminar Sommersemester 2003
Hochhäuser

Institut für Bauwirtschaft

Bibliografische Information Der Deutschen Bibliothek
Die Deutsche Bibliothek verzeichnet diese Publikation in der Deutschen
Nationalbibliografie; detaillierte bibliografische Daten sind im Internet über
<http://dnb.ddb.de> abrufbar

ISBN 3-89958-047-8

© 2003, kassel university press GmbH, Kassel
www.upress.uni-kassel.de

Das Werk einschließlich aller seiner Teile ist urheberrechtlich geschützt. Jede Verwertung außerhalb der engen Grenzen des Urheberrechtsschutzgesetzes ist ohne Zustimmung der Autoren unzulässig und strafbar. Das gilt insbesondere für Vervielfältigungen, Übersetzungen, Mikroverfilmungen und die Einspeicherung und Verarbeitung in elektronischen Systemen.

Umschlaggestaltung: Jochen Roth, Melchior von Wallenberg, Kassel
Druck und Verarbeitung: Unidruckerei der Universität Kassel
Printed in Germany

Vorwort

Im Rahmen des turnusmäßig im Sommersemester stattfindenden interdisziplinären (Architektur und Bauingenieurwesen) Seminars Projektmanagement III im Institut für Bauwirtschaft (IBW) lautete im Sommersemester 2003 das Thema:

Hochhäuser.

Ein Thema, das fast alle Disziplinen des Bauens beinhaltet und wie einst die Kathedralen der Gotik immer neue Grenzen überwindet und das unmöglich Erscheinende real werden lässt. Ein Thema, das seit Jahren Aktualität erfährt und in vielen Vortragsreihen, Symposien und Kongressen gewürdigt wird.

Erst kürzlich wurde das vorerst höchste Haus der Erde in Taiwan errichtet. Mit 508 m ist zum ersten Mal die 500 m-Grenze überschritten worden. Ein Thema, das mit dem Turmbau zu Babel, 562 v. Chr., seinen Ursprung erfahren hat und auch nach dem 11. September 2001, nach der Zerstörung des World-Trade-Centers in New York, aktueller denn je wurde.

Die ersten modernen Hochhäuser, Anfang des 20. Jahrhunderts in Amerika, insbesondere in Chicago und New York gebaut, resultierten u.a. aus enorm ansteigenden Grundstückspreisen, neuen Technologien und Bauweisen und dienten nicht zuletzt zur Darstellung der eigenen Macht.

Längst kommt Asien als Hochhausstandort weit wichtigere Bedeutung zu als Amerika. Insbesondere in China entstehen jährlich Dutzende von neuen gigantischen Wolkenkratzern, mit aufregender Architektur und kühnen Konstruktionen.

Um die Komplexität von Hochhausplanungen und -realisationen im Vergleich zu anderen Bauten ganzheitlich zu betrachten und für Studierende interdisziplinär erfahrbar zu machen, hatten wir uns entschlossen, zu diesem Thema Experten aus Praxis und Forschung einzuladen und darüber hinaus zwei Exkursionen anzubieten.

Durch folgende Referenten aus der Baupraxis und deren Vorträge wurde den Studierenden das Thema „Hochhäuser“ nahe gebracht:

- Dr.-Ing. Schopbach, bauart Konstruktions GmbH, Lauterbach: „Hohe Häuser in Holzbauweise“;
- Dipl.-Ing. Laubach, HMI - Hartwich/Mertens/Ingenieure, Berlin: „Anpassungsfähige Hochhausstrukturen“;
- Dipl.-Ing. Hauser, Bauen mit Stahl, Düsseldorf: „Hochhäuser aus Stahl - Auswirkungen des 11. September 2001“;
- Dipl.-Ing. Scholz, Josef Gartner GmbH, Gundelfingen: „Hochhausfassaden - aktuelle Beispiele und Trends“;
- Dipl.-Ing. Winter und Dipl.-Ing. Henkenmeier, Winter Ingenieure, Düsseldorf: „Technische Systeme in Hochhäusern - Überblick und Vergleich“;
- Prof. Dipl.-Ing. Grohmann, Universität Kassel: „Tragwerke von Hochhäusern“;
- Prof. Dr.-Ing. Kempfert, Universität Kassel: „Zur Gründungsproblematik von Hochhäusern“;
- Prof. Dr.-Ing. Racky, Universität Kassel: „Baulogistik und -kosten von Hochhäusern“;
- Prof. Dr.-Ing. Busch, Universität Kassel: „Hochhäuser als Machtsymbol“.

Das große Interesse bei den Studierenden an diesem Seminar und die sehr gute Mitarbeit veranlassten uns, die Ausarbeitungen der Studierenden in dieser Publikation zusammenzufassen.

Obwohl nicht alle Spezialthemen zum Hochhausbau behandelt werden konnten, liegt als Ergebnis der studentischen Arbeiten ein sehr guter Überblick über den Themenkomplex vor.

Kassel, im November 2003

Prof. Dr.-Ing. Antonius Busch

0 Inhalt

Kapitel 1: Geschichtliche Entwicklung des Hochhausbaus

Kapitel 2: Tragwerke – Stahlbeton, Stahl, Stahlverbund

Kapitel 3: Dynamik im Hochhausbau

Kapitel 4: Fassadenkonstruktionen

Kapitel 5: Besonnung und Verschattung

Kapitel 6: Fördertechnik

Kapitel 7: Brandschutz

Kapitel 8: Genehmigungspraxis anhand eines Beispiels

Kapitel 9: Baugruben und Gründungsarten von Hochhäusern

Kapitel 10: Baubetrieb – Baustelleneinrichtung

Kapitel 11: Exkursion des IBW nach Frankfurt am Main

1 Geschichtliche Entwicklung des Hochhausbaus

Verfasser: Tanja Pfütze

1.1 Inhaltsverzeichnis

1.1 Inhaltsverzeichnis	1-1
1.2 Abbildungsverzeichnis	1-2
1.3 Ursprünge	1-3
1.4 Anfänge im Hochhausbau	1-4
1.4.1 Der Begriff des Hochhauses	1-4
1.4.2 Die Anfänge in Chicago	1-5
1.4.3 Die Anfänge in New York	1-7
1.5 Europa und Asien	1-9
1.5.1 Europa	1-9
1.5.2 Asien	1-9
1.6 Literaturverzeichnis	1-10

1.2 Abbildungsverzeichnis

Bild 1.1 aus Schmidt, Johann N. (1991), S.62

Bild 1.2 aus Flierl, Bruno (2000), S.19

Bild 1.3 aus Schmidt, Johann N. (1991), S.118

Bild 1.4 aus Klotz, Heinrich (1991), S.242

Bild 1.5 aus Schmidt, Johann N. (1991), S.116

Bild 1.6 aus Schmidt, Johann N. (1991), S.117

Bild 1.7 aus Flierl, Bruno (2000), S.8

Bild 1.8 aus Goldberger, Paul (1984), S.17

Bild 1.9 aus Goldberger, Paul (1984), S.95

Bild 1.10 aus Goldberger, Paul (1984), S.146 (Bildausschnitt)

Bild 1.11 aus Flierl, Bruno (2000), S.221

Bild 1.12 aus Flierl, Bruno (2000), S.216

1.3 Ursprünge

Der Drang, in die Höhe zu streben, ist keineswegs eine Erfindung der Neuzeit. Bereits im Altertum finden sich mehrere Beispiele für hohe Bauten, die aus den unterschiedlichsten Intentionen entstanden sind. Die Pyramiden der alten Ägypter sind hier zu nennen, Grabmale in Monumentenform, die nach wie vor Besucher aus der ganzen Welt faszinieren. Doch auch vergangene Werke, wie der Leuchtturm von Alexandria oder der Turmbau zu Babel verdeutlichen, dass schon damals versucht wurde, weithin sichtbare Bauwerke zu errichten. Sie standen als Symbole für Stärke, Größe, Reichtum, Unsterblichkeit oder Einigkeit und überragten alles bisher da Gewesene.



Bild 1.1: Turmbau zu Babel



Bild 1.2: Geschlechtertürme

Die Geschlechtertürme Italiens, wie sie noch heute zu sehen sind, weisen ebenfalls einen starken Symbolcharakter auf, ebenso die europäischen Kirchtürme. Religion und Ansehen spielten hier eine große Rolle, doch es gab auch ganz andere Gründe, in die Höhe zu bauen. Nicht nur gesehen werden, sondern gerade das Sehen ließ Festungs- und Aussichtstürme entstehen. Ein weiterer Punkt war der zu jeder Zeit starke Antrieb des Menschen, an seine Grenzen zu gehen, Grenzen zu überwinden. Allein die Weiterentwicklung der Baukunst, die Verbesserung technischer Gegebenheiten stellte genug Anreiz, Bauwerke wie den Eiffelturm zu errichten.

All diese Punkte spiegeln sich in den modernen Hochhausbauten mehr oder minder ausgeprägt wieder. Eine durchgehende Entwicklung von den Bauten des Altertums zu den heutigen Hochhäusern gibt es jedoch nicht. Das Hochhaus, der ureigene Ausdruck amerikanischer Architektur bildete sich aus den Anforderungen und Gegebenheiten seiner eigenen Epoche.

1.4 Anfänge im Hochhausbau

1.4.1 Der Begriff des Hochhauses

Eine der am meisten diskutierten Fragen ist sicherlich die nach dem ersten Hochhaus. Eine eindeutige Antwort hierauf zu geben ist weitaus schwieriger, als es auf den ersten Blick erscheinen mag, da sie eine Reihe weiterer Fragen nach sich zieht.

Die Definition an sich ist kompliziert genug. In Deutschland gibt es eine klare baurechtliche Festlegung, die besagt, dass Häuser ab einer Traufhöhe von 22 Metern als Hochhäuser zu gelten haben. Diese Zahl ergibt sich aus verschiedenen, zum Teil Brandschutztechnischen Gründen.

Gemeinhin ist unter einem Hochhaus jedoch ein Gebäude zu verstehen, welches die bestehende Bebauung deutlich an Höhe übertrifft und sich somit über seine Umgebung erhebt. Aber auch diese Aussage muss gründlich überdacht werden: Verliert ein Hochhaus seinen Status, wenn andere ebenso hohe Gebäude in seiner unmittelbaren Nähe entstehen? Ist ein abseits stehender Bau ohne umgebende niedrige Bebauung kein Hochhaus? Diese Aussagen scheinen die Festlegung einem jeden selbst zu überlassen und tatsächlich ist sie von Land zu Land und aufgrund der örtlichen Gegebenheiten verschieden.

Sicherlich machen auch Bauweise und Form des Gebäudes einen Teil dessen aus, was der einzelne Betrachter unter einem Hochhaus versteht. Ein turmähnlicher Bau wird aufgrund seiner Vertikalität eher als hoch empfunden, als ein gleich hohes Gebäude, dessen Breite die Höhe übertrifft. Fassaden, die nicht das bestehende Material ihrer Umgebung aufgreifen, stechen ebenso mehr heraus als andere.

Einigkeit herrscht jedoch entschieden darüber, daß die ersten Hochhäuser in den USA zu finden sind. In den 1870er bis 1890er Jahren wurden in New York und Chicago die Grundsteine der modernen Hochhausarchitektur gelegt, wobei in beiden Städten ganz unterschiedliche Vorstellungen von dem existierten, was ein Hochhaus zu leisten bzw. zu bedeuten habe. Gemeinsam ist ihnen allerdings der Stolz, Amerika zu einer eigenen Bauform geführt zu haben, die sich ganz klar von der Europas und dem Rest der Welt unterschied.

1.4.2 Die Anfänge in Chicago

Der fortschreitende Industrialisierungsprozeß ließ die Einwohnerzahl in Chicago explodieren. Sie verzehnfachte sich von 1850 bis 1870 und stieg noch einmal um das dreifache bis 1890. Finanzstarke Großbetriebe ließen sich nieder und vor allem die fleischverarbeitende Industrie breitete sich aus. Der Bau von Schienennetzen war unumgänglich und vor allem der Bedarf an Verwaltungs- und Bürofläche stieg.

Die Auftraggeber wünschten sich praktische und zeitgemäße Bauten, die aber vor allem kostensparend sein sollten. Der Gedanke, in die Höhe zu bauen entstand. Im Oktober 1871 zerstörte ein Großfeuer, welches zwei Tage wütete, ein dichtbesiedeltes Gebiet in Chicago und bereitete somit räumlich wie auch symbolisch den Boden für einen Neuanfang.

Doch auch einige andere Faktoren machten es überhaupt erst möglich, Hochhäuser zu bauen. Mit der Konstruktion des ersten hydraulischen Sicherheitsaufzuges revolutionierte Elisa Otis die Beförderungstechnik. Zuvor bildeten fünf- bis sechstöckige Gebäude die Obergrenze, da auch die obersten Geschosse zu Fuß über Treppen erreicht werden mussten. Nun schien der Eroberung der Höhe nichts mehr im Wege zu stehen. Die Entwicklung von Telefon, Wasser-, Strom- und Wärmeversorgung sowie Errungenschaften zur Gebäudelüftung und –reinigung dürfen jedoch auch nicht unterschätzt werden.



Bild 1.3: Monadnock Building



Bild 1.4: Fair Store

Die ersten Hochhäuser wurden in traditioneller Weise in Mauerwerk errichtet. Hier stieß man jedoch bald an die Grenzen des Machbaren und vor allem der Wirtschaftlichkeit und Funktionalität der Konstruktion. Das Monadnock Building (1891) der Architekten Burnham und Root erreichte beispielsweise Mauerwerksdicken von über 4 m bei 16 Geschossen.

Auch die Gusseisen-Skelettkonstruktionen, wie sie seit Mitte des 19. Jahrhunderts im Geschossbau verwendet wurden, brachten die Konstruktion nicht weit voran, da in Chicago nach wie vor am Vorbild des Renaissance-Palazzos festgehalten wurde. Die Eisenkonstruktionen wurden feuersicher mit klassischen Fassaden ummantelt, aber die Säulenordnung erlaubte es nicht, mehr als fünf Geschosse in die Höhe zu bauen. Erst William Le Baron Jenney durchbrach diese Ordnung, indem er bei seinem Fair Store (1890/91) optisch zwei Palazzi übereinander setzte. Louis Sullivan schließlich kehrte sich von der bestehenden Ordnung und den vorgeschriebenen Proportionen der Säulen ab und zog bei seinem Wainwright Building (1890/91) die Säulen über sämtliche Geschosse. Viele heutige Hochhäuser weisen noch diese Durchgängigkeit der Stützen auf.



Bild 1.5: Rookery



Bild 1.6: Rookery, Innenhof

Die ersten Chicagoer Hochhäuser, wenn auch eher breit als hoch, zeigen bei den doch recht ähnlichen Baukörpern einen hohen Reichtum an kunstvoll ausgebildeten Fassaden. Das Rathaus, die Rookery (1886/91) von Burnham und Root, hatte zudem einen Innenhof, dessen untere zwei Geschosse überdacht waren und somit einen für die damalige Chicagoer Architektur überraschenden Luxus aufwies.

1.4.3 Die Anfänge in New York

Die Ehre des ersten Bürohochhauses mit Fahrstuhl kommt wohl dem Equitable Life Assurance Company Building (1868/70) der Architekten Gilman & Kendall und Post zu. Auch dieses Gebäude war ein Verbund von Gusseisenkonstruktion und Mauerwerk.



Bild 1.7: Equitable Life Assurance



Bild 1.1: Fuller Building

Die Entwicklung der Bautechniken verlief im Einklang mit den Neuerungen, die auch in Chicago genutzt wurden, der Chicagoer Pragmatismus fand sich in den New Yorker Gebäuden aber nicht wieder. Hier wurde ein Stilmix gebaut, eine Art Kulissenstadt errichtet. Man wollte zeigen, wer man war und was gefiel.

Während die Hochhäuser in Chicago Palästen ähnelten, so wurde in New York ganz klar das Turmhochhaus favorisiert. Mit Einsatz der Stahlskelettkonstruktion ab 1884/85 wurden die Bauten immer höher. Die Wolkenkratzer entstanden. Beiden Städten gemeinsam war, das sie bis an die Grundstücksgrenzen bauten und somit keinen Platz für Begrünung oder Ähnliches ließen. Wie gut sich die Gebäude an das vorgegebene Raster anpassten, sieht man vor allem bei dem von Burnham und Root erbauten Fuller Building (1902), aufgrund seiner Form auch Flatiron Building genannt.

Doch die so senkrecht in die Höhe gezogenen raumgreifenden Wolkenkratzer ließen den Straßenraum zu engen Schluchten werden. 1916 wurde in New York ein Zonierungsgesetz eingeführt, welches Rücksprünge in bestimmten Höhen vorsah, um so die Licht- und Frischluftzufuhr auf ebener Erde zu gewährleisten. So entstand das typische New Yorker

Stadtbild mit der Blockbebauung im unteren Teil und den rückspringenden Türmen, die man nur aus einiger Entfernung betrachten kann. Ein besonders geglücktes Beispiel für die Einhaltung der Richtlinien und dennoch der Beibehaltung seiner Einzigartigkeit ist das 1929/30 entstandene Chrysler Building von van Alen.



Bild 1.9: Chrysler Building



Bild 1.10: John Hancock Center

Das Chrysler Building überschritt als erstes Gebäude die 300 m Grenze. Hochhäuser in Chicago erreichten diese Höhen erst Mitte der 1960er Jahre. 1969 entstand in Chicago das John Hancock Center von Skidmore, Owings und Merrill. Der Wettstreit um das höchste Gebäude der Welt begann.

1.5 Europa und Asien

1.5.1 Europa

Der Hochhausbau in Europa begann etwa in den 1950er Jahren, selbst dann jedoch sehr zögerlich. Der Grund ist in den gewachsenen Städten zu suchen, deren höchste Punkte ihre Kirchtürme ausmachen. Hauptsächlich um sich gegriffen hat er in der Büro- und Wohnbebauung, die aber selten auch nur in die Nähe der 100 m kommt. Lediglich vereinzelte Städte wie etwa London, Paris oder Frankfurt haben die 200 m Marke unter sich gelassen. Im Wettbewerb um das höchste Gebäude der Welt können sie jedoch nicht miteifern.

1.5.2 Asien

Ganz anders sieht es in Asien aus. Hier begann man zwar noch später mit den Turmbauten, nämlich erst Ende der 1970er Jahre, dafür aber mit voller Kraft. In Singapur wurde sofort über 200 Meter hinausgegangen, in Hongkong waren es 1985 schon weit über 300 m. Hier ging es wie in New York weniger um Wirtschaftlichkeit, als vielmehr um Ansehen und Darstellung. Nicht nur Höhe sondern auch Originalität zeichnen die asiatischen Hochhäuser aus, so zum Beispiel die Bank of China in Hongkong von I. M. Peis (1985).

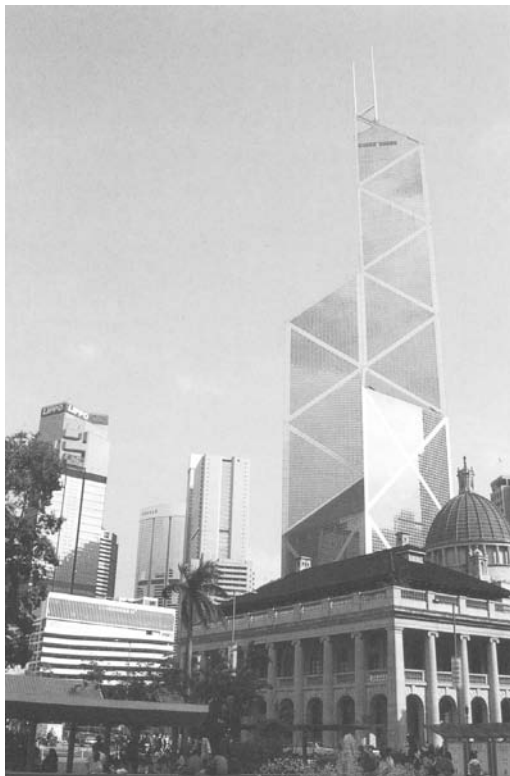


Bild 1.11: Bank of China



Bild 1.12: Petronas Twin Towers

Das derzeit höchste fertiggestellte Gebäude der Welt stellen die Petronas Twin Towers von Cesar Pelli in Singapur mit einer Höhe von 452 m dar. Doch der Wettstreit geht weiter. Der 508 m hohe, im Volksmund „Taipen 101“ genannte, im Bau befindliche Wolkenkratzer in Taiwan hatte im Juli 2003 Richtfest...

1.6 Literaturverzeichnis

Flierl, Bruno, in „Hundert Jahre Hochhäuser“, 1.Auflage, Verlag Bauwesen, Berlin 2000

Goldberger, Paul, in „Wolkenkratzer“, Deutsche Verlags-Anstalt GmbH, Stuttgart 1984

Schmidt, Johann N., in „Wolken-Kratzer“, DuMont Buchverlag, Köln 1991

Rafeiner, Fritz, in „Hochhäuser“, Band 1, 2.Auflage, Bauverlag GmbH, Wiesbaden 1976

Klotz, Heinrich, in „Geschichte der Architektur“, 2.Auflage, Prestel-Vlg., München 1991

2 Tragwerke – Stahlbeton, Stahl, Stahlverbund

Verfasser: Uwe Pfeiffer, Tobias Stiel

2.1 Inhaltsverzeichnis

2.1 Inhaltsverzeichnis.....	2-1
2.2 Einleitung	2-3
2.3 Anforderungen.....	2-3
2.4 Baustoffe im Hochhausbau.....	2-5
2.4.1 Beton.....	2-5
2.4.2 Bewehrungsstahl	2-5
2.4.3 Stahlbeton	2-5
2.4.4 Hochfester Beton.....	2-6
2.4.5 Baustahl	2-6
2.5 Einwirkungen.....	2-7
2.5.1 Vertikale Einwirkungen.....	2-7
2.5.2 Horizontale Einwirkungen.....	2-7
2.6 Das Tragwerk eines Hochhauses	2-9
2.6.1 Tragverhalten.....	2-9
2.6.1.1 Horizontale Wechselwirkung	2-9
2.6.1.2 Vertikale Wechselwirkung.....	2-10
2.6.2 Abtrag der Vertikallasten.....	2-10

2.6.2.1 Decken.....	2-10
2.6.2.2 Stützen.....	2-11
2.6.2.3 Hänger.....	2-12
2.6.2.4 Wände.....	2-13
2.6.3 Abtrag der Horizontallasten.....	2-13
2.6.3.1 Kernaussteifungen.....	2-14
2.6.3.2 Rohr-Tragwerke („Tube“-Systeme).....	2-15
2.6.3.3 Kern-Outrigger Systeme.....	2-17
2.6.3.4 Megastrukturen.....	2-19
2.7 Gebrauchstauglichkeit.....	2-21
2.8 Ausblick.....	2-23
2.9 Literaturverzeichnis	2-24

2.2 Einleitung

Wer heutzutage an Großstädte wie New York, Hong Kong oder Kapstadt denkt oder schon einmal dort war, der erinnert sich vielleicht auch an die Hochhäuser, die vielerorts das Stadtbild prägen. Ständig steigende Grundstückspreise in den Innenstädten und die Konzentration vieler Menschen auf engstem Raum, ermutigten die Planer, in immer größere Höhen vorzustößen. Dabei schien es für Architekten und Ingenieure kaum Grenzen zu geben. So jagt bis heute ein Höhenrekord den nächsten, und mit neuen Konstruktionsweisen wird dieses Rennen noch eine Weile laufen. Jedoch ist dies nur möglich, da gerade beim Hochhausbau eine starke interdisziplinäre Zusammenarbeit der einzelnen Gewerke vorhanden ist.

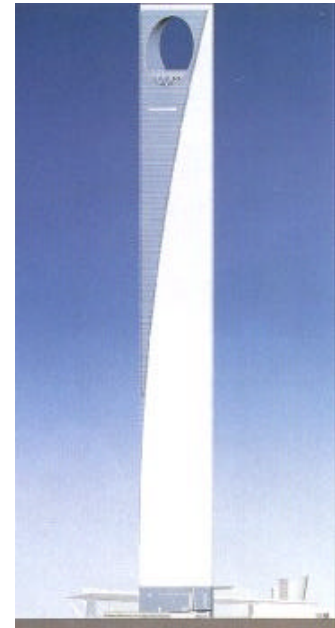


Bild 2.1: Shanghai WFC

Dieses Kapitel soll nun dem Leser einen Überblick über die einzelnen Konstruktionsformen und Techniken im Hochhausbau geben. Dabei werden einerseits die verwendeten Baustoffe, aber besonders die Tragwerkskonstruktion angesprochen.

2.3 Anforderungen

Hochhäuser müssen heutzutage einem großen Anforderungskatalog gewachsen sein. Dabei werden sowohl objektive als auch subjektive Maßstäbe angelegt. So ist es für den Bauherren zum Beispiel wichtig, ein ansprechendes, sicheres und zugleich kostengünstiges Bauwerk zu errichten. Gerade letzteres ist dabei von vornehmlichem Interesse, da die gewaltigen Baukosten eines Hochhauses in einem überschaubaren Zeitrahmen erwirtschaftet werden müssen. So werden von Anfang an Kostenanalysen erstellt, und verschiedene Bauvarianten miteinander verglichen. Dabei zeigt sich, dass gerade die höherfesten Betone einen Baukostenvorteil gegenüber anderen Baustoffen wie Stahl oder Normalbeton aufweisen. Jedoch kann in der Summe einiger betrachteter Eigenschaften keinem Baustoff der Vorrang gegeben werden, da jeder Stärken, aber auch Schwächen in sich vereint.¹

¹ vgl. Phocas, M.C. (2001), S. 6

Tabelle 2.1: Baustoffvergleich von Hochhäusern²

	Stahlbeton Normalfester Beton	Stahlbeton Hochfester Beton	Stahlbau	Verbundbauweise Hochfester Beton
Baukosten	+	++	0	++
Konstruktionsgewicht	0	+	++	+
Steifigkeit	++	++	0	+
Grundrißflexibilität	0	0	++	+
Brandverhalten	++	++	-	+
Bauzeit	+	+	++	++
Nutzbare Fläche	-	+	++	+

++ sehr gut, + gut, 0 weniger gut, - ungünstig

Jedoch haben nicht nur die Baustoffe einen deutlichen Einfluss auf die Baukosten. So ist es zum Beispiel möglich durch eine geschickt gewählte Grundrissgeometrie die nutzbare Gebäudefläche zu maximieren. Dazu kommt, dass durch die Wahl der Geometrie das Anströmverhalten des Bauwerks verändert werden kann. Die Konsequenzen sind unter Umständen geringere Windlasten, die sich dann direkt in den Tragwerkskosten niederschlagen. Auch geringe Deckenhöhen können zu Kostensenkungen führen, da so mehr Geschosse auf gleicher Bauwerkshöhe untergebracht werden können.³

Eine weitere Möglichkeit die Attraktivität eines Gebäudes zu steigern besteht darin Bauwerke zu entwerfen die in ihrer Raumaufteilung weites gehend flexibel sind. Somit ist es möglich veränderten Nutzungsanforderungen Rechnung zu tragen, was wiederum zu einer gesteigerten Auslastung der Gebäude führt. Dies ist gerade heutzutage wichtig, um die Wirtschaftlichkeit der Bauwerke zu erhalten.⁴

Zudem ist es sehr wichtig, dass die Gebrauchstauglichkeit des Gebäudes auch bei großen Winden gewährleistet ist. So dürfen sich Hochhäuser nur in bestimmten Grenzen neigen, wobei die Neigungsbeschleunigung (\hat{x}) für das Wohlbefinden des späteren Nutzers eine wesentliche Rolle spielt. Dazu kommen zahlreiche Anforderungen für den Brand- und Katastrophenfall.⁵

² vgl. Phocas, M.C. (2001), S. 6

³ vgl. König, G./ Liphardt, S. (2003), S. 8 ff

⁴ vgl. König, G./ Laubach, A. (2001), S. 313

⁵ vgl. König, G./ Liphardt, S. (2003), S. 13

2.4 Baustoffe im Hochhausbau

Baustoffe sind das Werkzeug, um Bauwerke erst entstehen zu lassen. Dabei haben gerade sie einen erheblichen Einfluss auf die Wahl des Tragwerks und der Tragstruktur im Hochhausbau. Zudem bestimmen sie maßgeblich die späteren Eigenschaften eines Gebäudes.⁶

2.4.1 Beton

Beton ist ein künstlicher Stein, der im wesentlichen aus Bindemittel, Zuschlagsstoff und Wasser besteht. Dabei fungiert das Bindemittel Zement als eine Art Kleber, welcher die Zuschlagsstoffe miteinander verbindet. Die Folge dieser chemischen Reaktion ist ein stark belastbares druckfestes Gefüge, dass in eine Vielzahl unterschiedlichster Druckfestigkeitsklassen eingeteilt werden kann.⁷

2.4.2 Bewehrungsstahl

Bewehrungsstähle unterliegen dem selben Herstellungsprozess wie Baustähle. Ein wesentlicher Unterschied besteht jedoch im Verformungsverhalten. So werden Bewehrungsstähle nach dem Abkühlen kalt verfestigt indem sie über den Fließbereich hinweg gedehnt werden. Dadurch gelingt es einen Stahl ohne Fließbereich zu erzeugen, der in der Regel höhere Zug- und Druckfestigkeiten als Baustahl aufweist.

2.4.3 Stahlbeton

Stahlbeton ist die Verknüpfung von zwei Baustoffen, die sich hinsichtlich ihrer Eigenschaften sehr gut ergänzen. So kann der Beton große Druckkräfte aufnehmen und sicher weiterleiten, jedoch verfügt er über eine geringe Zugfestigkeit. Dies gleicht nun der Bewehrungsstahl aus, indem er in die Zugzonen des Stahlbetonbauteils eingelegt wird und somit die Kräfte übernimmt. Dabei bilden Beton und Stahl einen schubfesten Verbund. Dieser wird dadurch sichergestellt, dass die Baustoffe einen ähnlichen Wärmeausdehnungskoeffizient haben. Zudem schützt der Beton den Stahl vor Korrosion in zweifacher Hinsicht.

⁶ vgl. Phocas, M.C. (2001), S. 5

⁷ vgl. Phocas, M.C. (2001), S. 7

Zum einen durch die Betondeckung, welche den jeweiligen Normungen festgelegt ist und zum anderen durch ein basisches Milieu, welches dafür sorgt, dass der Oxidationsprozess des Stahls gestoppt wird und so die Funktionstüchtigkeit gewährleistet ist.

2.4.4 Hochfester Beton

Der Hochfeste Beton ist eine konsequente Weiterentwicklung des Normalfesten Betons. Er erreicht höhere Druckfestigkeiten und ermöglicht es wirtschaftlichere und schlankere Bauwerke zu errichten. Die Steigerung der Festigkeiten beruht dabei im wesentlichen auf einem geringeren Wasserzementwert und dem Einsatz von „reaktivem Mikrosilica“.⁸ Die Folge ist ein dichteres Gefüge (Matrix). Besonders zu erwähnen sind dabei die Ultra-Hochleistungsbetone (UHPC), welche Druckfestigkeiten von über 200 N/mm² erreichen können. Gerade diese Betone eröffnen den Planern ganz neue Möglichkeiten.⁹

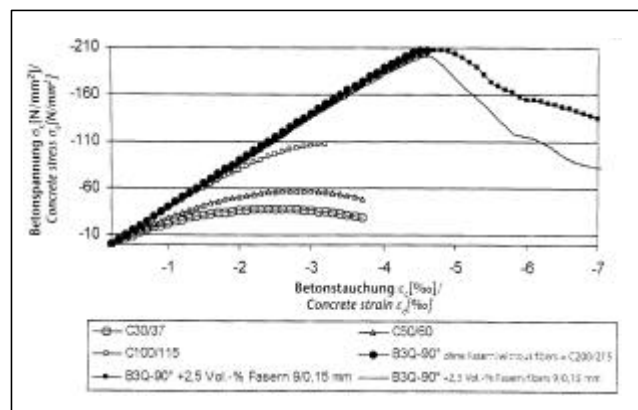


Bild 2.2: Beton-Spannungs-Stauchungslinien

2.4.5 Baustahl

Baustähle werden aus Eisenerzen gewonnen, die in Hochöfen zu Roheisen reduziert werden. Durch Zugabe von Silizium, Schwefel, Phosphor und metallischen Beimengungen entsteht ein Stahl, welcher im Hochbau eingesetzt werden kann. Dabei ist es wichtig, dass der Baustahl einen Kohlenstoffgehalt um 0.2 Gew.-% aufweist, da er nur so auf der Baustelle schweißbar ist. Weiterhin kann dadurch gewährleistet werden, dass das Material kein Spröbruchverhalten zeigt (z.B. Guss: Kohlenstoffgehalt über 2.06 Gew.-%) und duktile Eigenschaften besitzt. Im europäischen Raum sind die Baustähle genormt, wobei im Hochbau vornehmlich S235, S275 und S355 verwendet werden.¹⁰

⁸ vgl. Bornemann, R./ Schmidt, M./ Fehling, E./ Middendorf, B. (2001), S. 4

⁹ vgl. Schmidt, M./ Fehling, E. (2003), S. 22

¹⁰ vgl. Heise, W./ Backe, H. (1997), S. 221

2.5 Einwirkungen

Die Einwirkungen sind nach dem statischen System die wichtigsten Kenngrößen für den Planer. Nur mit korrekten Lastannahmen ist es ihm möglich standsichere und gebrauchstaugliche Bauwerke zu errichten. So wird im Hochbau allgemein zwischen ständigen (G), veränderlichen (Q) und außergewöhnlichen Einwirkungen (A) unterschieden. Dies trifft in ähnlicher Weise auch für den Hochhausbau zu, wobei hier weiterhin in vertikale und horizontale Lasten unterschieden werden muss.

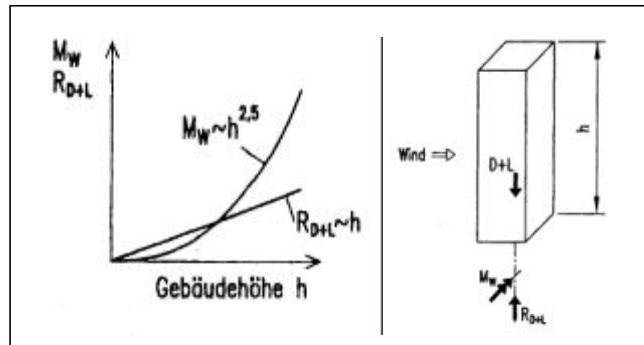


Bild 2.3: Einwirkungen

Dies ist deshalb notwendig, da das Hochhaus einen senkrechten Kragträger darstellt, bei dem die Horizontallasten die bemessungsmaßgebende Größe darstellen.¹¹

2.5.1 Vertikale Einwirkungen

Vertikale Lasten resultieren zum einen aus dem Eigengewicht der Konstruktion selbst und zum anderen aus veränderlichen Lasten wie den Einrichtungsgegenständen oder sich aufhaltender Personen.

Dabei ist es für den Planer ein leichtes Lastannahmen zu treffen. So ist es in Deutschland üblich Decken für eine Flächenlast von $p = 5 \text{ kN/m}^2$ zu bemessen, was einem vielfachen der in den Normungen angegebenen Lasten entspricht ($p = 2 \text{ kN/m}^2$). Dies ist gängige Praxis und wird vor allem getan, um für Nutzungsänderungen oder große Einzellasten gewappnet zu sein. Da bei diesem Ansatz die Biegetragfähigkeit der Decken im Vordergrund steht, werden in der Regel alle weiteren vertikalen Tragglieder für eine Flächenlast von $p = 3.5 \text{ kN/m}^2$ bemessen.

2.5.2 Horizontale Einwirkungen

Die horizontalen Lasten sind die bemessungsmaßgebende Größe. So werden diese vor allem in Erdbebenlasten und Windlasten unterschieden. Dabei spielen letztere eine große Rolle, da

¹¹ vgl. König, G./Liphardt, S. (2003), S. 15 ff

sie einen großen Einfluss auf die Wahl der Tragstruktur haben. So steigt die vertikale Stützkraft linear über die Gebäudehöhe an (siehe Bild vorige Seite), die Einspannmomente aus Windlasten erhöhen sich dagegen exponentiell mit dem Faktor 2.5. Dies macht deutlich wie groß die Schnittgrößen aus Windlasten werden können. Aus diesem Grund ist es wichtig, dass sie so genau wie möglich erfasst werden. Dies garantiert die Standsicherheit und ermöglicht es andererseits ein kostengünstiges Gebäude zu errichten.

Um nun Lastannahmen treffen zu können, bedurfte es schon einiger wissenschaftlicher Arbeit. Dabei stellte sich heraus, dass nicht nur die Gebäudehöhe und die Fassadengestaltung einen Einfluss auf die Windbelastung haben. Die Nachbarbebauung und die Topographie, sowie die Rauhgigkeit des Geländes sind dabei ebenso zu berücksichtigen.

So haben sich heutzutage zwei Methoden zur Lastermittlung etabliert. Das heranziehen von Normungen und das durchführen von Modellversuchen, die dann Rückschlüsse auf die zu erwartenden Einwirkungen zulassen. Dabei werden zum einen aeroelastischen Modelle verwendet, bei denen die wesentlichen Parameter des zukünftigen Bauwerks wie Masse, Steifigkeit und Dämpfung vor Versuchsbeginn bekannt sein müssen. Dies ist daher auch sehr teuer und arbeitsaufwendig. Zudem können bei diesem Verfahren nachträgliche Änderungen kaum berücksichtigt werden. Zum zweiten werden analytische Verfahren angewendet, bei denen zunächst einmal die Gebäudehülle im Windkanal getestet wird. Alle anderen gesuchten Größen, können dann unter zu

Hilfenahme des Spektralverfahrens ermittelt werden. Dieses Verfahren bietet gegenüber dem ersten zwei Vorteile. Einerseits ist die Versuchsdurchführung wesentlich einfacher und zwei-

tens lassen sich nachträgliche Änderungen an der Gebäudestruktur ohne größeren Aufwand abbilden.¹²

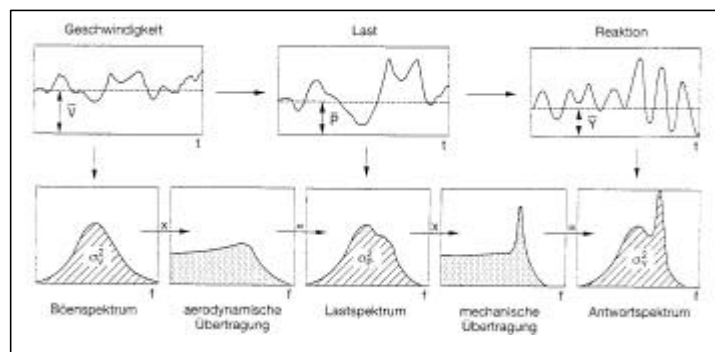


Bild 2.4: Spektralverfahren nach Davenport

¹² vgl. Lange, J./ Kleinschmitt, J. (2002), S. 441

2.6 Das Tragwerk eines Hochhauses

2.6.1 Tragverhalten

Im wesentlichen stellt das Primärtragwerk eines Hochhauses einen Kragträger dar, der Normalkräfte und Querkkräfte abtragen muss. Die Art der Verbindung der Einzelbauteile des Kragträgers bestimmt dessen Trag- und Verformungsverhalten. Sowohl beim Abtrag der Vertikal- als auch der Horizontallasten ist der Kraftfluss von der Art der Kopplung der vertikalen Bauteile untereinander abhängig. Werden Lasten zwischen den vertikalen Bauteilen durch Kopplungen umgelagert, spricht man von Wechselwirkungen.¹³

2.6.1.1 Horizontale Wechselwirkung

Bei gleichem Verformungsverhalten aller vertikalen Tragglieder unter Horizontalbelastung ist keine Wechselwirkung vorhanden. Die Deckenscheiben verteilen lediglich die Horizontalbelastung auf die Aussteifungsbauteile entsprechend deren Steifigkeiten. Ein unterschiedliches Verformungsverhalten der Aussteifungselemente führt jedoch zu einer ausgeprägten horizontalen Wechselwirkung mit entsprechender Lastumlagerung. Dies ist beispielsweise der Fall, wenn Wandscheiben und Stockwerkrahmen über Deckenscheiben verbunden sind. Die Wandscheibe weist ein durch Biegeverformung geprägtes Verformungsverhalten auf, wogegen beim Rahmen die Schubverformung dominiert. Die Erzwingung gleicher Horizontalverformungen durch die Deckenscheiben führt zu einer Umverteilung der Horizontalbelastung. Im oberen Bereich stützt der Rahmen die Scheibe und gibt diese Stützkkräfte nahe der Einspannung aufgrund der dort dominierenden größeren Schubsteifigkeit der Scheibe wieder an diese ab.¹⁴

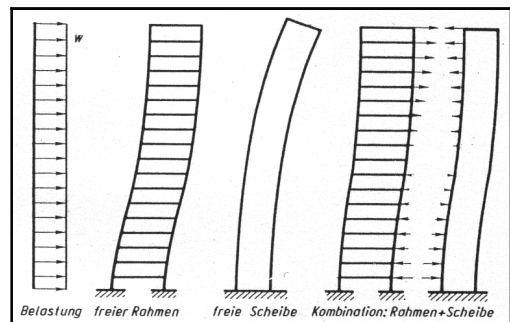


Bild 2.5: Horizontale Wechselwirkung

¹³ vgl. König, G./ Liphardt, S. (2003), S. 28

¹⁴ vgl. König, G./ Liphardt, S. (2003), S. 29

2.6.1.2 Vertikale Wechselwirkung

Besteht eine biege- und schubsteife Kopplung einzelner Vertikaltragglieder aus Balken oder Scheiben, so werden zwischen den vertikalen Traggliedern neben Horizontalkräften auch vertikal gerichtete Schubkräfte übertragen, so dass sich eine vertikale Wechselwirkung einstellen kann. Der Abtrag des aus Horizontalbelastung resultierenden Momentes erfolgt nun sowohl über Biegung als auch über Kräftepaare in den einzelnen Vertikalelementen. Eine wirklichkeitsnahe Aufteilung des Gesamtmomentes in Normalkraft- und Biegeanteil setzt einen realistischen Ansatz der Steifigkeit der Kopplungselemente voraus.

2.6.2 Abtrag der Vertikallasten

2.6.2.1 Decken

Die für eine konkrete Aufgabenstellung optimale Wahl des Deckensystems erfordert den sorgfältigen Vergleich der möglichen Alternativen. Dieser Vergleich muss die Auswirkungen auf Geschoss- bzw. Gebäudehöhe, Lasten und Gründung sowie Bauablauf und Bauzeit berücksichtigen. Aufgrund des hohen Installationsbedarfs gliedert sich die klassische Hochhausdecke im Aufbau in 3 Bereiche: den Hohlraum- oder Doppelboden, die tragende Deckenkonstruktion und den durch eine abgehängte Unterdecke begrenzten unteren Installationsraum.

Flachdecken sind massive Stahlbetondecken mit konstanter Dicke. Aufgrund des geringen Schalungsaufwandes und der ebenen Deckenunterseite sind Flachdecken eine häufig angewandte und sehr wirtschaftliche Konstruktionsform. Problematisch können nicht monolithisch hergestellte Anschlüsse an bereits vorhandene Wände werden, wenn die erforderliche Bewehrung nicht durch Klappeisen abgedeckt werden kann. Um den kostenintensiven Einsatz von Schraubanschlüssen zu vermeiden kann eine Umlagerung des Stützmomentes mit entsprechender Erhöhung des Feldmomentes eine Lösung darstellen.

Vorgespannte Deckenkonstruktionen erlauben größere Schlankheiten. Dies bewirkt einen geringeren Betonverbrauch, geringere Lasten für Stützen und Gründung und die geringere Konstruktionshöhe ermöglicht geringere Geschosshöhen. Aufgrund der stückbezogenen Fixkosten für Einbau, Verankerung und Vorspannung steigen die Kosten bei kurzen Spannweiten überproportional an. Demzufolge ist bei den in Deutschland verbreiteten Spannweiten im Hochhausbau kein wirtschaftlicher Vorteil gegeben.

Bei Verbunddecken wirkt ein profiliertes Stahlblech mit dem Ortbeton zusammen. Das Blech bildet die Deckenunterseite, dient als verlorene Schalung und kann auf die erforderliche Bewehrung angerechnet werden. Aufgrund der ökonomischen Schalungsarbeit ist dies eine sehr wirtschaftliche Deckenkonstruktion.

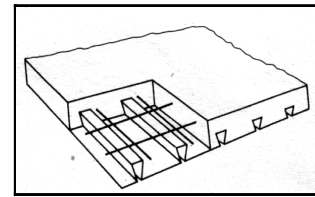


Bild 2.6: Verbunddecke

Verbundträgerdecken bestehen aus stählernen Fachwerk- oder Vollwandträgern über die sich eine Deckenplatte spannt. Die durch Kopfbolzendübel hergestellte schubfeste Verbindung von Stahlträger und Betonplatte ergibt eine hohe Tragfähigkeit und Steifigkeit. Die Installationen werden in der Trägerebene mit teilweise großen Stegöffnungen vorgenommen.¹⁵

Einen Sonderfall der Verbundträgerdecke stellt die Anordnung der Stahlträger als deckengleiche Unterzüge in einer Flachdecke dar („Slimfloor-Decke“). Hierdurch kann eine extrem geringe Konstruktionshöhe erreicht werden. Der Verbund zwischen Stahlträger und Beton wird durch an den Flansch angeschweißte Kopfbolzendübel sichergestellt.

Der Einsatz von Fertigteilen oder Halbfertigteilen mit Ortbetonerfüllung hat im Hochhausbau an Bedeutung verloren, da in der Regel die für ihren Einsatz erforderliche Krankapazität und die durch Tragwerk und Bauablauf gegebenen Randbedingungen einer Anwendung entgegen stehen.¹⁶

2.6.2.2 Stützen

Sofern Stützen nicht an der Aussteifung beteiligt sind, erfahren sie lediglich Normalkraftbeanspruchungen und werden geschossweise in Höhe der Decken als gehalten angesehen. Die Haltekräfte werden von den Deckenscheiben zu den aussteifenden Bauteilen übertragen. Um in dem unteren hochbelasteten Gebäudeteil die gleichen Stützenabmessungen wie in den oberen Geschossen verwenden zu können kommen dort sehr tragfähige Stützen aus Hochleistungsbeton oder Verbundstützen zum Einsatz.

¹⁵ vgl. König, G./ Liphardt, S. (2003), S. 29 ff

¹⁶ vgl. Lange, J./ Kleinschmitt, J. (2002), S. 453 ff

Bei Stahlbetonstützen wird der Betonquerschnitt mit Längseisen bewehrt. Um ein Ausknicken dieser Bewehrungsstäbe zu vermeiden werden sie mit Bewehrungsbügeln umschnürt. Durch den Einsatz von hochfesten Betonen ergibt sich eine Materialersparnis und die Tragfähigkeit kann im Vergleich zu konventionellen Stützen erheblich gesteigert werden.¹⁷

Stahlstützen bestehen in der Regel aus I-Querschnitten oder Hohlprofilen. Ihr Vorteil ist eine hohe Tragfähigkeit bei geringer Querschnittsfläche. Nachteilig sind die zusätzlich erforderlichen Brandschutzmaßnahmen.

Verbundstützen entstehen aus der Verbindung eines Stahlprofils mit Stahlbeton. Der Stahlanteil besteht in der Regel aus einem Walz- oder Hohlprofil. Durch Verbundstützen werden die Vorteile der Stahlbetonstütze mit denen einer Stahlstütze vereinigt.¹⁸

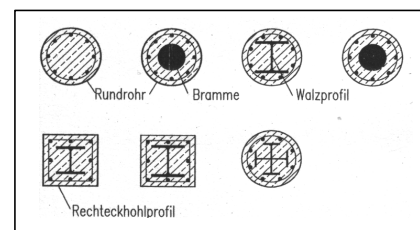


Bild 2.7: Verbundstützen

Megastützen sind besonders tragfähige Stützen. Sie kommen zum Einsatz, wenn die Vertikallasten durch wenige einzelne Stützen abgetragen werden sollen. Als Werkstoff bietet sich für die Megastützen Stahlbeton oder Hochleistungsbeton an, wobei der Querschnitt häufig als Verbundkonstruktion ausgeführt wird.

2.6.2.3 Hänger

Hänger sind zugbeanspruchte Bauteile, an denen Lasten in höhere Tragebenen hochgehungen werden. Insbesondere vorgespannte Hänger erweisen sich als günstig, da sie durch Aktivierung der Betonfläche eine große Dehnsteifigkeit besitzen. Neben vorgespannten Hängern werden Hänger aus Flachstahl, aus Rohren oder aus Profilträgern verwendet. Der Vorteil der Hänger liegt in ihren kleinen Querschnittsabmessungen, da sie nicht stabilitätsgefährdet sind.¹⁹

¹⁷ vgl. König, G./ Liphardt, S. (2003), S. 39

¹⁸ vgl. Lange, J./ Kleinschmitt, J. (2002), S. 463 ff

¹⁹ vgl. König, G./ Liphardt, S. (2003), S. 40

2.6.2.4 Wände

Tragende Wände in Hochhäusern sind in der Regel Bestandteil des Aussteifungssystems, d.h. ihre Belastung resultiert sowohl aus dem Abtrag vertikaler als auch horizontaler Lasten. Dabei werden Wandscheiben im Normalfall nur in ihrer Ebene belastet. Für Belastungen senkrecht zu ihrer Ebene werden sie aufgrund der geringen Steifigkeit als gelenkig angesehen.

2.6.3 Abtrag der Horizontallasten

Die Standsicherheit des Gebäudes wird durch seine Aussteifung gewährleistet. Das Aussteifungssystem übernimmt die Ableitung aller horizontaler Lasten in die Fundamente und bewirkt, dass die horizontalen Verformungen so gering wie möglich gehalten werden. Die Aussteifungssysteme können an unterschiedlicher Stelle des Hochhausgrundrisses als Kern, Innen- und Außenwand oder auch zur Bildung von

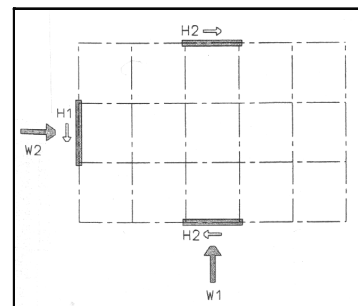


Bild 2.8: Aussteifung

räumlichen Tragstrukturen eingesetzt werden. Die Abtragung der Horizontallasten erfordert, dass sich in jedem Geschoss des Tragwerks mindestens drei Aussteifungselemente befinden, deren Systemflächen sich nicht in einem Punkt schneiden. Die Horizontallasten werden durch die Deckenscheiben auf die aussteifenden Bauteile verteilt. Eine gleichmäßige und torsionsfreie Verformung der Tragelemente kann nur erzielt werden, wenn der Steifigkeitsmittelpunkt mit dem Massenschwerpunkt aller an jeder Decke angeschlossenen vertikalen Tragelemente übereinstimmt.

Bei größeren Gebäudehöhen werden alle geeigneten Tragglieder zur Aussteifung herangezogen, da die Horizontallast zum konzeptbestimmenden Faktor für das Tragwerk wird. Aus wirtschaftlichen und technologischen Gründen, die sich vor allem aus dem Verhältnis der horizontalen Steifigkeit zur Materialquantität ergeben, ist die Anwendung der einzelnen Aussteifungsvarianten in den komplexen Tragsystemen in Abhängigkeit von der Bauhöhe zu gestalten.²⁰

²⁰ vgl. Phocas, M.C. (2001), S. 40 ff

2.6.3.1 Kernaussteifungen

Bei diesem Aussteifungssystem bilden orthogonal oder schiefwinklig zueinander angeordnete und monolithisch über die Gebäudehöhe miteinander verbundene Wände das Kertragwerk. Die auftretenden Horizontallasten werden durch die Decken auf die Kerne verteilt und durch diese in den Baugrund geleitet. Es können ein oder mehrere Kerne angeordnet werden. Die Abmessungen der Kernzone werden maßgeblich durch die Anordnung der Aufzugsgruppen bestimmt. Die Grenze der Wirtschaftlichkeit dieser Bauweise liegt im Bereich von 120-170 m. Öffnungen in den Kernwänden sollten so angeordnet werden, dass der Biege Widerstand der Wandscheiben nahe bei den Druckrändern nicht gefährdet wird und möglichst geschossweise versetzt, damit sich Druck- und Zugdiagonalen zwischen den Aussparungen einstellen können. Der zentrale Vorteil der Kernaussteifung ist die größtmögliche gestalterische Freiheit hinsichtlich der Grundriss- und Baukörperform, sowie der Fassadengestaltung. Die Kerne werden in der Regel in Stahlbetonbauweise ausgeführt.²¹

Bei der Ausführung der aussteifenden Kerne als Stockwerkrahmen ergibt sich eine wesentlich geringere Kernsteifigkeit als bei massiven Kernen, woraus die Anordnung mehrere Kerne resultiert. Die Vorteile dieses Tragsystems liegen in der geometrischen Struktur, welche große viereckige Öffnungen zwischen den Trag-

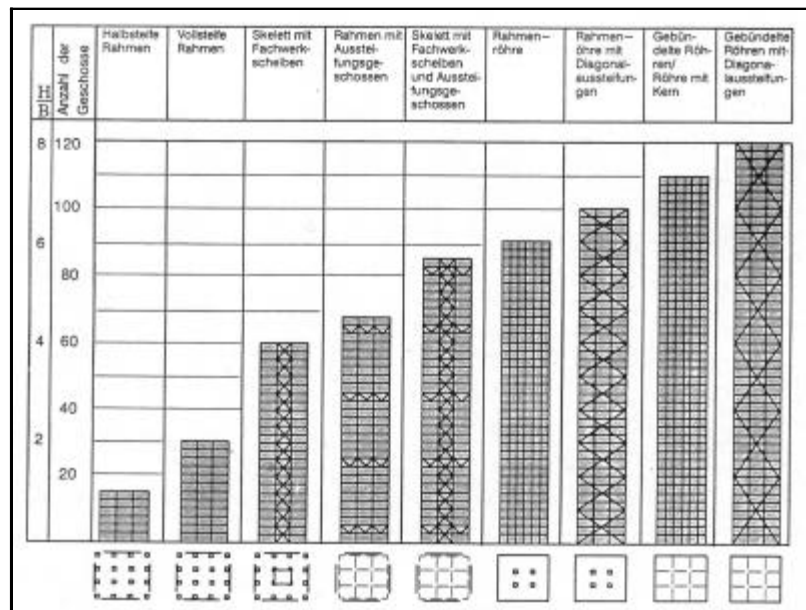


Bild 2.9: Konstruktionsformen und Gebäudehöhen

gliedern ermöglicht. Durch Diagonalen können Stockwerkrahmen ausgesteift werden. Dieses System hat weitestgehend axialkraftbeanspruchte Tragglieder und führt zu einer wesentlich höheren Effizienz beim Materialverbrauch. In Kernbereichen mit Nutzungsöffnungen werden häufig K- und V-förmig geführte Verbände mit druckbeanspruchten Diagonalen ausgeführt.

²¹ vgl. König, G./ Liphardt, S. (2003), S. 48

Die aussteifenden Verbände können auch über mehrere Geschosse durchlaufen. Kerne aus Stockwerkrahmen können anhand von Stahl- oder auch Stahl-Beton-Verbundquerschnitten hergestellt werden.²²

2.6.3.2 Rohr-Tragwerke ("Tube"-Systeme)

Die Grundidee des „Tube“-Tragwerks besteht darin, die Gebäudehülle als tragenden Rohrquerschnitt auszubilden und so zu einem Tragwerk mit größtmöglichem inneren Hebelarm und entsprechender Steifigkeit zu gelangen. Die Horizontalbelastung wird über die Deckenscheiben in die parallel zur Lastrichtung angeordneten Rahmenscheiben, die Steg-Tragebene, übertragen und bewirkt Normkraftverformungen in den Rahmenstielen. Aus Verträglichkeits-

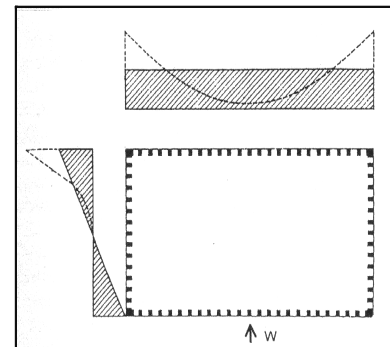


Bild 2.10: Shear-Lag-Effekt

gründen müssen auch in den rechtwinklig dazu angeordneten Rahmen, der Flansch-Tragebene, die über die Eckstützen oder entsprechende Riegelverbindungen Schubsteif angeschlossen sind, Normkräfte geweckt werden. Entlang der Eckverbindung der Rahmenscheiben stellen sich Kantenschubflüsse ein, die eine Entlastung der Steg-Tragebene bei gleichzeitiger Belastung der Flansch-Tragebene bewirken. Dabei werden in quadratischen Röhren 75 % des resultierenden Momentes von den Flansch-Tragebenen und die übrigen 25 % von den Steg-Tragebenen aufgenommen. Infolge der Verformbarkeit der Riegel treten in der Verteilung der Normkräfte im Rohrquerschnitt Abweichungen gegenüber der technischen Biegelehre auf, die durch eine deutliche Erhöhung in den Eckbereichen bei gleichzeitigem Abfall zur Mitte hin gekennzeichnet sind. Dies wird als „Shear-Lag-Effekt“ bezeichnet. Der Abtrag der aus der Windbelastung resultierenden Querkkräfte erfolgt über Rahmenwirkung der Stegtragebene, d.h. über die Biegung ihrer Stiele und Riegel. Um die Horizontalverformungen nicht zu groß werden zu lassen wird im unteren Bereich des Tragwerks die Steifigkeit durch zusätzliche Wandscheiben oder Diagonalen erhöht. Tube-Tragwerke können in Stahl-, Stahlbeton- oder Verbundbauweise hergestellt werden.²³

²² vgl. Phocas, M.C. (2001), S. 49 ff

²³ vgl. Phocas, M.C. (2001), S. 59 ff

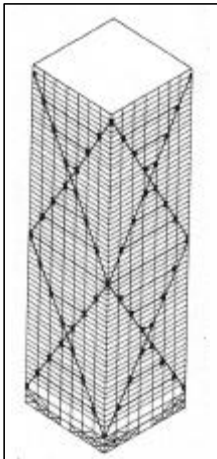


Bild 2.11:
Fachwerkkröhre

Das Tube-System wurde fortlaufend weiterentwickelt, sodass heutzutage eine komplette Tragwerksfamilie existiert. Beim „Braced Tube“ (Fachwerkkröhre) werden die Rahmenscheiben durch Diagonalen versteift. Es bilden sich Megafachwerke in den Scheiben aus, die anstelle der Rahmenbiegung den Kraftfluss steuern. Das Tragwerk ist ein sehr steifes System, welches im Vergleich zur Stockwerkrahmenröhre einen wesentlich effektiveren Materialeinsatz ermöglicht. Das Tragverhalten der Fachwerkkröhre zeigt keine Shear-Lag-Effekte und die Geschossdecken tragen nicht mehr notwendigerweise in ihrer Gesamtheit zur Horizontalaussteifung bei.

Das Röhrentragwerk aus Wandscheiben besteht aus einzelnen, schubsteif miteinander verbundenen Wandscheiben. Öffnungen sollten möglichst gering gehalten werden, um ein Maximum an Steifigkeit für die Tragstruktur zu erreichen, was eine Einschränkung für die Anwendung zur Folge hat. Demzufolge werden Öffnungen in der Fassade in regelmäßigen Abständen vorgesehen. Daraus entwickelt sich eine Stockwerkrahmenröhre aus Stahlbetonstabgliedern.

Eine aus statisch-konstruktiven und wirtschaftlichen Gründen vielversprechende Alternative bildet die Ausbildung der Stockwerkrahmenröhre in einer Stahl-Beton-Verbundbauweise, so dass die Vorteile beider Konstruktionsbauweisen vereint werden – schnelle Bauzeiten bei Stahl, hohe Druckfestigkeit und Brandschutz bei Beton. In diesem Fall besteht die Verbundkonstruktion aus einem leichten Stahlskelett, das nachträglich mit Bewehrung verstärkt einbetoniert wird. Der Stahl-Beton-Verbundbau kann auch aus Gründen der Vereinfachung der Knotenverbindungen in der biegesteifen Stahlrahmenstruktur bevorzugt werden. In allen Systemen bildet das Stahlskelett die Hilfskonstruktion für die Errichtung des Tragsystems, so dass der Bauablauf entflochten und beschleunigt werden kann.²⁴

Beim „Tube-in-Tube“-System wird das äußere Röhrentragwerk durch einen Kern ergänzt. Man erhält damit eine „Rohr-in-Rohr“-Konstruktion, bei der die Horizontalbelastung durch die Deckenscheiben entsprechend den Steifigkeiten beider Bauteile verteilt wird. Aufgrund des nicht affinen Verformungsverhaltens von äußerer Röhre und Kern kommt es zu einer aus-

²⁴ vgl. Phocas, M.C. (2001), S. 40 ff

geprägten horizontalen Wechselwirkung zwischen beiden Bauteilen, die vergleichbar mit der zwischen Rahmen und Wandscheibe ist. Einer der wesentlichen Vorteile dieses Tragsystems ist die beträchtliche Reduzierung der Shear-Lag-Effekte in der äußeren Stockwerkrahmenröhre. Das Tube-in-Tube Tragwerk erweist sich im Bereich bis zu 80 Geschossen als eine wirtschaftliche Hochhaustragwerksalternative.

Beim „Bundled-Tube“ (gebündelte Röhrentragwerke) werden mehrere Röhren gebündelt zu einem mehrzelligen Hohlkasten. Dies steigert die Leistungsfähigkeit des Systems und ermöglicht darüber hinaus im Aufriss gegliederte Baukörperformen. Die Bündelung von mehreren Röhrentragwerken bewirkt eine additive Zunahme der horizontalen Biegesteifigkeit des Tragsystems und eine bedeutsame Reduzierung der Shear-Lag-Effekte. Die Gesamthöhe des Bauwerks erreicht mit diesem System ihre Grenze bei etwa 110 Stockwerken.²⁵

2.6.3.3 Kern-Outrigger Systeme

Ist eine transparente Gebäudehülle des Hochhauses erwünscht, muss der Wegfall der Außenröhre gleichwertig kompensiert werden. Grundgedanke der Outrigger-Lösung ist die schubsteife Verbindung des Kerns mit geeigneten vertikalen Traggliedern in der Gebäudeperipherie, um die Steifigkeit zu erhöhen.

Beim diskreten Kern-Outrigger-System besteht das für den horizontalen Lastabtrag erforderliche Tragwerk aus wenigen Megastützen und dem inneren Kern. Beide Bauteile werden über die Gebäudehöhe verteilt durch Outrigger-Scheiben

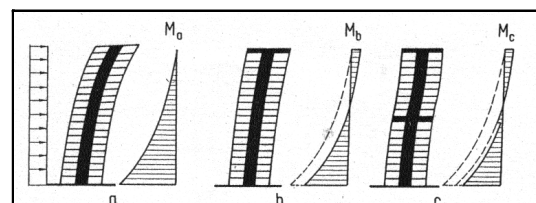


Bild 2.12: Outriggerwirkung

schubfest miteinander verbunden. Die Anordnung der Scheiben erfolgt vorzugsweise innerhalb von Technikgeschossen, wodurch sich der Eingriff in das Gebäudeinnere minimiert und eine größere Geschosshöhe zur Verfügung steht. Die schubfeste Verbindung zwischen Kern und Megastützen bewirkt, dass ein erheblicher Anteil des Windmomentes als Kräftepaar in den Megastützen abgetragen wird, wodurch der Kern entlastet wird. Die Schubbeanspruchungen werden durch die Kernwände aufgenommen. Da die Kopplung auch für Vertikalbelastungen wirksam ist, sollte ein möglichst gleiches Verformungsverhalten von Kern und

²⁵ vgl. König, G./Liphardt, S. (2003), S. 44 ff

Megastützen angestrebt werden, um Zwangbeanspruchungen zu vermeiden. Insbesondere bei Misch- und Verbundkonstruktionen muss das Verformungsverhalten über die Zeit, Einflüsse infolge Kriechen und Schwinden, sorgfältig analysiert werden.

Beim kontinuierlichen Outrigger-System wird geschossweise eine biegesteife Verbindung zwischen Kern und Außenhülle durch eine ausreichend steife Deckenplatte geschaffen. Die Kopplung ist weniger steif als bei den diskreten Outrigger-Scheiben und führt zu weniger Beeinträchtigungen hinsichtlich der Gestaltung. Man wird in diesem Fall außen keine Megastützen anordnen, sondern die Außenstützen untereinander durch Unterzüge biegesteif verbinden, so dass diese insgesamt durch die Outrigger-Kopplung aktiviert werden.

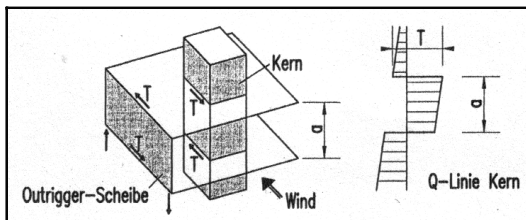


Bild 2.13: Offset-Outrigger

Kernwände nicht unmittelbar biegesteif miteinander verbunden. Die Outrigger-Scheibe überträgt Schubkräfte in Form eines dem Windmoment entgegenwirkenden Kräftepaars über die schubsteif angeschlossenen Decken in den Kern. Voraussetzung für die Effektivität des Systems ist jedoch, dass neben den Outrigger-Scheiben auch die Deckenscheiben ausreichend steif ausgebildet werden. Zur Erfüllung des Gleichgewichts für die Outrigger-Scheibe müssen gleichzeitig entsprechende entgegengesetzt gerichtete Normalkräfte in den angeschlossenen Stützen geweckt werden. Die Möglichkeiten in der Gestaltung und Anordnung des Offset-Outrigger sind für die Flexibilität in der Grundrissgestaltung von Vorteil. Da Kern und Outrigger nur noch über die Deckenplatten verbunden sind, bewirken unterschiedliche Vertikalverformungen von Kern und Stützen geringere Zwangbeanspruchungen als bei einer direkten Verbindung.

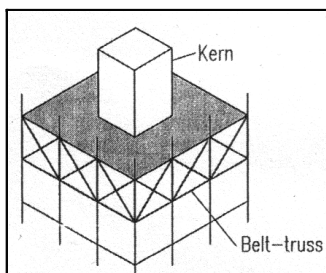


Bild 2.14: Belt-Truss

Werden sämtliche Außenstützen in einem Geschoss umlaufend durch eine biegesteife Verbindung (Fachwerk, Scheibe) miteinander gekoppelt, so geht das Offset-Outrigger-System in das sogenannte „Belt-Truss“-System über. Biegeverformungen des Kerns wirken sich zunächst über die Deckenscheiben auf die Outrigger-Scheiben parallel zur Kraftrichtung aus. Die sich ein-

Die Berücksichtigung des Kräfteflusses zwischen der Outrigger-Scheibe und den mit ihr schubfest verbundenen Deckenscheiben führt zum Konzept des Offset-Outrigger. Bei diesem System sind Outrigger-Scheiben und

stellende Normalkraftverformung der angeschlossenen Stützen bewirkt dann, dass über die Outrigger-Scheiben senkrecht zur Kraftrichtung auch die anderen Stützen aktiviert werden. Dadurch nimmt die Systemsteifigkeit um ca. 25 bis 30 % zu.²⁶

2.6.3.4 Megastrukturen

Bildet man räumliche Rahmen- oder Fachwerksysteme so aus, dass ihre „Netzlänge“ jeweils ca. 10 bis 15 Geschosse umfasst, so spricht man von Megastrukturen. Durch die Fachwerkstruktur der Außenwände wird der Kraftfluss so gesteuert, dass das Tragwerk an der Basis nur auf vier Stützen ruht. Eine Vorstufe der Megastrukturen bilden Systeme mit Megastützen. Es ist günstig einen möglichst großen Anteil der Vertikallast für die Aufnahme des Windmomentes zu aktivieren. Dies

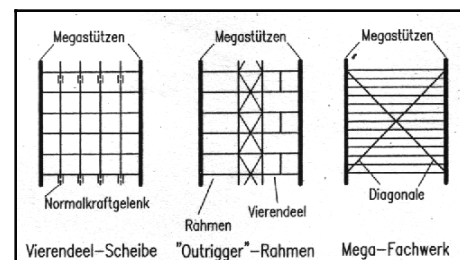


Bild 2.15: Megastützensysteme

führte zu der Überlegung, die vertikalen Lasten auf wenige Megastützen zu konzentrieren und diese schubfest miteinander zu verbinden. Für die schubfeste Verbindung werden Fachwerk- oder Vierendeelstrukturen verwendet. Die Stützen werden möglichst weit außen angeordnet, so dass ein Mehrpunktquerschnitt mit großem inneren Hebelarm und einer hohen „Vorspannung“ aus Vertikallast entsteht.

Bei "Spine"-Strukturen bilden Megastützen in Verbindung mit vertikalen Kopplungselementen ein im Gebäudeinneren verstecktes Tragwerk, das quasi die Wirbelsäule des Gebäudes bildet und es ermöglicht, auch einen über die Höhe stark gegliederten Baukörper effektiv auszusteiern. Pendelstützen in der Gebäudeperipherie vervollständigen den vertikalen Lastabtrag und ermöglichen eine transparente Gebäudehülle.

Bei Mega-Fachwerk-Systemen bilden Fachwerkscheiben auf der Gebäudehülle das Primärtragwerk. Sämtliche Vertikallasten werden über die Diagonalen der Mega-Fachwerkscheiben in die Eckstützen geleitet. Damit wird ein Höchstmaß an „Vorspannung“ für die Eckstützen zur Kompensation der infolge der Windbelastung auftretenden Zugkräfte erreicht und der innere Hebelarm maximiert. Durch Anwendung der Verbundbauweise können die Knotenpunkte, insbesondere in den Gebäudeecken, denkbar einfach gehalten werden.

²⁶ vgl. König, G./ Liphardt, S. (2003), S. 50 ff

Eine geometriebedingte Steigerung der Steifigkeit der Struktur kann durch die Bildung der Fachwerkkröhre als Mega-Raumfachwerk erreicht werden. Diese Konstruktionsform erlaubt eine Änderung der Geometrie des Querschnitts über die Höhe, durch die Zusammensetzung des Gebäudes aus einzelnen quaderförmigen Baukörpern unterschiedlicher Kantenlänge, die im Grundriss jeweils um einen bestimmten Grad verdreht übereinander gesetzt werden. Durch die Fachwerkebenen kann der Kraftfluss so gesteuert werden, dass das Tragwerk an der Basis nur auf vier Megastützen ruht.

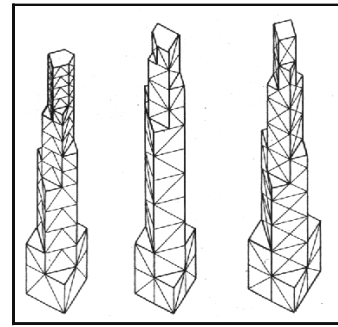


Bild 2.16: Raumfachwerke

Die Megastützen können aus hochfestem Beton, Stahl-Beton-Verbundbauweise oder auch in Stahlbauweise hergestellt werden. Die Fachwerk- und Vierendeelstrukturen werden in der Regel in Stahl ausgeführt. Verbundquerschnitte sind insbesondere für die Raumfachwerke vorteilhaft.²⁷

²⁷ vgl. König, G./Liphardt, S. (2003), S. 51 ff

2.7 Gebrauchstauglichkeit

Die Gebrauchstauglichkeit ist ganz entscheidend für die Nutzung eines Bauwerks. Nur wenn sie gewährleistet ist, können Menschen in einem Gebäude arbeiten, sich wohl fühlen oder wohnen. Deshalb sollte jedem Planer von Anfang an bewusst sein, dass er festgelegte Gebrauchstauglichkeitsgrenzen einhalten und beachten muss.

Eine Gebrauchstauglichkeitsgrenze ist dabei die Seitenneigung des Gebäudes. Sie resultiert aus Winden, die das Gebäude anströmen und einen großen Einfluss auf die Wahl der Tragwerkskonstruktion haben. Es mussten deshalb im folgenden Grenzwerte gefunden werden, die eine problemlose Nutzung des Gebäudes ermöglichen. So hat sich in Deutschland, Kanada und den USA eine maximale Auslenkung des Gebäudekopfes von 1/500 der Gebäudehöhe durchgesetzt. Jedoch gibt es auch wesentlich strengere Forderungen. In China dürfen Hochhäuser abhängig vom Gebäudetyp eine Verschiebung des Gebäudekopfes von höchstens 1/850 bis 1/650 aufweisen.²⁸

Die Seitenneigung des Gebäudes ist nur eine Auswirkung der Windbeanspruchung. Weiterhin entstehen Querschwingungen, die für den Nutzer sehr unangenehm sind. Strömt der Wind das Gebäude nun exzentrisch an, kann es außerdem zu Torsionsschwingungen kommen. Diese Schwingungen sind objektiv messbar, werden dabei jedoch von jedem Nutzer unterschiedlich empfunden und beurteilt. Dabei spielen die Körperhaltung, wie sitzen, stehen, liegen oder gehen, eine wesentliche Rolle. Dazu kommen akustische und visuelle Wahrnehmungen, die die Eindrücke noch verstärken können. So ist es in einer Studie der „American Society of Civil Engineers“ (ASCE) und der „Council on Tall Buildings and Urban Habitat“ (CTBUH) gelungen Quer- und Winkelbeschleunigungswerte anzugeben bei denen keine Nutzungseinschränkungen zu erwarten sind. Diese Ergebnisse beruhen dabei auf Beobachtungen an 47 Hochhäusern unter Einbeziehung von Windkanalversuchen. Dabei hat sich nach derzeitigem Stand der Technik eine maximale Horizontalbeschleunigung (\hat{x}) von 0.2 m/sec² als Grenzwert bewährt, wobei ein 10-Jahreswind zugrunde gelegt wird.

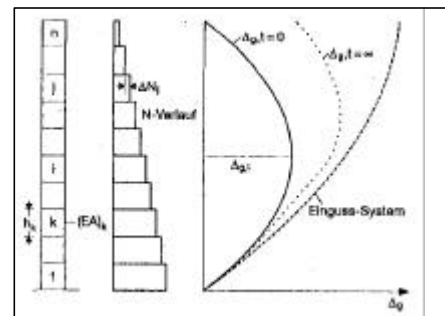
²⁸ vgl. Lange, J./ Kleinschmitt, J. (2002), S. 448 ff

Tabelle 2.2: Beschleunigungsgrenzwerte der ASCE und CTBUH Studie ¹

	Tolerierbare stündliche Spitzenwerte	
	R = 1 Jahr	R = 10 Jahre
Resultierende Horizontalbeschleunigung in Abhängigkeit von der Nutzung [cm/s ²]		
Wohngebäude	5-7	10-15
Hotel	7-9	15-20
Büro	9-12	20-25
Spitzenwert der für alle Nutzungsarten einzuhaltenden Winkelbeschleunigung bei Torsion in [milli-rad/s]	1.5	3.0

Damit diese Grenzwerte erreicht werden können muss der Planer eine Vielzahl von Einflussparameter kennen. So ist es unter anderem möglich durch eine geschickte Wahl der Steifigkeiten, der Dämpfung und der Masse das Schwingverhalten des Gebäudes ganz wesentlich zu beeinflussen. Gerade letzteres spielt dabei eine große Rolle, da die Beschleunigung umgekehrt proportional zur mitschwingenden Masse ist.¹

Zu einer zusätzlichen Nutzungsbeschränkung können Deckenunebenheiten führen, die sich aus unterschiedlichen Kriech- und Schwindverkürzungen der Stützen ergeben. Diese Verkürzungen führen dann in ihrer Folge zu Zwangsbeanspruchungen in den horizontalen Bauteilen. Besonders kritisch ist dies für die aussteifenden Bauteile, wie Fachwerke oder Outriggersysteme. Da diese Systeme über eine hohe Scheibentragsfähigkeit verfügen, können schon kleine Verformungen zu großen Zwängungskräften führen. Deshalb muss besonders hier äußerst sorgfältig gearbeitet werden. Aus diesem Grund ist es sinnvoll,

**Bild 2.17: Stauchungsunterschiede**

eine möglichst gleichmäßige Stützenverkürzung zu erzwingen. Eine Methode besteht darin die Betonstützen so zu belasten, dass sich ähnliche Normalspannungen im Querschnitt aufbauen. Abgesehen vom unterschiedlichen Bewehrungsgrad würden sich somit ähnliche Verformungen einstellen.²⁹

²⁹ vgl. König, G./Liphardt, S. (2003), S. 12

2.8 Ausblick

Die Entwicklung im Hochhausbau nahm von Beginn an einen rasanten Verlauf. So kann man behaupten, dass die Hochhausentwicklung maßgeblich zu innovativen Technologiegewinnen in der Bauindustrie beigetragen hat.

In den letzten Jahren wurden immer höhere Häuser mit größeren Geschossflächen gebaut. Dieser Trend ist vor allem in den USA und im asiatischem Raum ungebrochen. Dies zeigt sich auch, am erst 1998 eröffneten höchsten Gebäude der Welt, den Petronas Towers in Kuala Lumpur (Malaysia). Nach Ansicht einiger Wissenschaftler könnte sich jedoch dieser Trend in den nächsten Jahrzehnten umkehren. Weg von immer spektakuläreren Höhenrekorden hin zu flexiblen und anpassungsfähigen Häusern. So ist es in einem zunehmendem Maße wichtig, dass das Gebäude in seiner Nutzung und Geschossaufteilung variabel ist. Dies kann bei heutigen Hochhauskonstruktionen nur bedingt gewährleistet werden.

Eine Lösung könnte das von G. König und A. Laubach entwickelte Hochhauskonzept darstellen. Hierbei wird zwischen einer permanenten und einer temporären Tragstruktur unterschieden, wobei sich ein Gestaltungsraum über mehrere Etagen ergibt. Dabei werden die Vertikallasten der Decken über Hängestützen in Fachwerkträger eingeleitet. Die gesamte Vertikallast wird dann über Megastützen in den vier Ecken und der Kernröhre abgetragen. In Verbindung mit neuen Baustoffen ist es so möglich, ein sehr flexibles Gebäude zu errichten. Gerade diese Baustoffe werden in Zukunft zu immer leistungsfähigeren Bauteilen führen. So werden Stützen mittels Hochleistungsbetonen immer schmäler und Deckenkonstruktionen zunehmend schlanker. Beispiele hierfür sind das 215m hohe One-Shell-Plaza in Houston oder der 235m hohe Canary Wharf Tower in London.³⁰

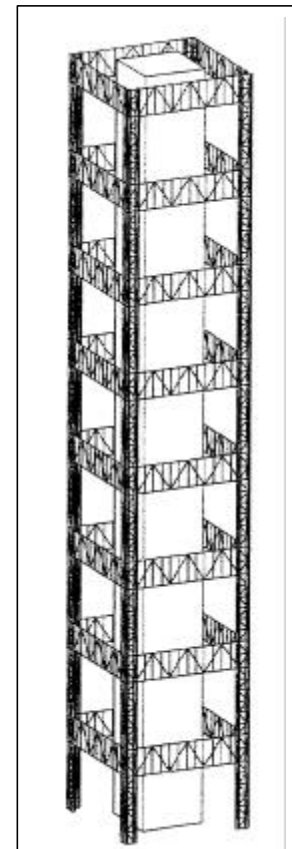


Bild 2.18:
Konzepthaus

³⁰ vgl. König, G./ Laubach, A. (2001), S. 312 ff

2.9 Literaturverzeichnis

- Phocas, M.C. (2001)*, „Tragwerke für den Hochhausbau: System, Verformungskontrolle Konstruktion“, Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH, Berlin 2001
- Bornemann, R./ Schmidt, M./ Fehling, E./ Middendorf, B. (2001)*, „Ultra-Hochleistungsbeton UHPC: Herstellung, Eigenschaften und Anwendungsmöglichkeiten“, Beton- und Stahlbetonbau H.7, S.458-467, Ernst und Sohn Berlin 2001
- Backe, H./ Heise, W. (1959)*, „Baustoffkunde: für Berufs- und Technikerschulen“, 8. Auflage, Werner Verlag Düsseldorf 1997
- Schmidt, M./ Fehling, E. (2003)*, „Ultra-Hochfester Beton: Perspektive für die Betonteilindustrie“, BFT Bericht 03.2003
- Lange, J./ Kleinschmitt, J. (2002)*, „Stahl im Hochhausbau“, Stahlbaukalender 2002, S.423-480, Ernst und Sohn Berlin 2002
- König, G./ Laubach, A. (2001)*, „Innovative Entwicklungen im Hochhausbau: Tragwerke, Konstruktion“, Der Bauingenieur Band 76 Juli / August 2001
- König, G./ Liphardt, S. (2003)*, „Hochhäuser aus Stahlbeton“, Betonkalender 2003, S.1-66, Ernst und Sohn Berlin 2003
- Mehlhorn, G. (1996)*, „Der Ingenieurbau: Grundwissen, [4] Werkstoffe, Elastizitätstheorie“, Ernst und Sohn Berlin 1996

3 Dynamik im Hochhausbau

Verfasser: Dipl.-Ing. Thomas Boettcher (3.3 - Aerodynamik)

Dipl.-Ing. Jörg Roßius (3.4 - Seismik)

3.1 Inhaltsverzeichnis

3.1 Inhaltsverzeichnis	3-1
3.2 Abbildungsverzeichnis.....	3-2
3.3 Aerodynamische Einwirkungen.....	3-3
3.3.1 Entstehung von Windbelastung auf Hochhäuser	3-3
3.3.1.1 Quasistatische Belastung.....	3-4
3.3.1.2 Dynamische Belastung	3-4
3.3.2 Auftretende Schwingungen.....	3-4
3.3.2.1 Böenerregte Schwingungen.....	3-6
3.3.2.2 Wirbelresonanzschwingungen.....	3-6
3.3.2.3 Bewegungsinduzierte Schwingungen.....	3-6
3.3.2.4 Interferenzschwingungen.....	3-7
3.3.2.5 Querschnittsdeformationsschwingungen.....	3-7
3.3.3 Auswirkungen auf Planung und Nutzung.....	3-8
3.3.3.1 Standsicherheit.....	3-8
3.3.3.2 Gebrauchstauglichkeit.....	3-9
3.3.4 Maßnahmen zur Schwingungsreduktion.....	3-10
3.3.4.1 Änderung der Eigenfrequenz	3-10
3.3.4.2 Erhöhung der Dämpfung.....	3-11
3.3.4.3 Verwendung von Tilgern.....	3-11
3.3.5 Literaturverzeichnis	3-13

3.4 Seismologische Einwirkungen	3-14
3.4.1 Einführung in die Seismologie	3-14
3.4.2 Bautechnische Bedeutung für Hochhäuser	3-15
3.4.3 Bautechnische Regelwerke- Berechnungsgrundlagen	3-16
3.4.3.1 Antwortspektrenverfahren	3-16
3.4.3.2 Eurocode 8	3-17
3.4.3.3 Sonstige Verfahren und Normen	3-17
3.4.4 Entwurf und Konstruktion	3-18
3.4.4.1 Grundrissgestaltung	3-18
3.4.4.2 Gestaltung über die Höhe	3-19
3.4.4.3 Verteilung der Massen und Steifigkeiten über die Höhe	3-20
3.4.4.4 Gründung	3-21
3.4.4.5 Geschossdecken	3-22
3.4.4.6 Konstruktion	3-22
3.4.5 Schwingungsdämpfer	3-23
3.4.6 Literaturverzeichnis	3-24

3.2 Abbildungsverzeichnis

Bild 3.1: mögliche Eigenformen von Hochhäusern	3-5
Bild 3.2: wirbelinduzierte Schwingung	3-6
Bild 3.3: Seismologische Grundbegriffe	3-14
Bild 3.4: Geographische Verteilung der Starkbebenherde	3-15
Bild 3.5: Bauwerksstrukturen	3-16
Bild 3.6: Grundrissgestaltung	3-19
Bild 3.7: Vertikale Gestaltung	3-20
Bild 3.8: Vertikale Aussteifung	3-21
Bild 3.9: Fließgelenke	3-23

3.3 Aerodynamische Einwirkungen

3.3.1 Entstehung von Windbelastung auf Hochhäuser

Wind entsteht aufgrund atmosphärischer Druckunterschiede. Um diese Potentialdifferenz auszugleichen kommt es zu einer barometrischen Ausgleichströmung. Die Kraft, die diese Strömung auf Hindernisse ausübt hängt zum größten Teil von der resultierenden Windgeschwindigkeit ab. Abhängig von der Position auf der Erde ergeben sich so unterschiedliche mögliche Windbelastungen. Diese können bei Wirbelstürmen bis zu 80 m/s betragen. In Europa liegen die Höchstgeschwindigkeiten zwischen 20 und 45 m/s. Die Geschwindigkeit des Windes hängt weiterhin von der Höhe über dem Erdboden ab. Die Rauigkeit der Erdoberfläche - durch Bäume, Berge, Gebäude usw. - beeinflusst bodennahe Winde indem die Strömung durch Reibung gebremst wird. Diese sog. atmosphärische Grenzschicht hat eine Höhe zwischen 300 und 600 m. In der Reibungsschicht ist die Windgeschwindigkeit am Boden quasi Null und steigt dann, abhängig von der Bodenbeschaffenheit, exponentiell auf ihren Maximalwert an. Dichte Hochhausbebauung führt z.B. auf eine Reibungsschichtdicke von 500 m; offenes Gelände, Küsten zu einer Höhe von 300m¹. In dieser Schicht, in der unsere Gebäude stehen, ist die Luftströmung infolge des Reibungseinflusses turbulent und nicht laminar, wie etwa in höheren Luftschichten. Kennzeichnend dafür ist, dass der Wind nicht gleichmäßig mit konstanter Geschwindigkeit und aus gleicher Richtung ein Bauwerk anströmt. Es kommt stattdessen zu Windböen und starken Windrichtungsschwankungen. Dies ist gerade für Hochhäuser wichtig, das sie oft ungeschützt und exponiert die sonstige Bebauung überragen. Dadurch erfahren sie eine weit höhere Windbelastung als niedrige Gebäude. Hinzu kommt das Tragverhalten des statischen Systems. Hochhäuser sind schlanke Bauten, die stark vereinfacht, wie ein eingespannter Stab wirken. Windbelastungen müssen demnach über Biegung abgetragen werden.

Zur Bewertung der Schwingungsanfälligkeit von Bauwerken hält die Norm Formeln und Diagramme bereit², auf deren Darstellung an dieser Stelle verzichtet werden soll. Zur Bemessung der Tragwerke können zwei Fälle unterschieden werden:

¹ vgl. Sedlacek, G. (2002), S. 18

² vgl. DIN 1055-4 neu (2001), Seite 9; ENV 1991-2-4 (1996), S. 34 ff.

3.3.1.1 Quasistatische Belastung

Bei nicht schwingungsanfälligen Bauten (in der Regel Gebäude mit geringem Höhe/Breite Verhältnis) wird mit Hilfe der Normen (DIN 1055-4, neu oder ENV 1991-2-4) der Staudruck auf das Gebäude angenommen und dieser als äußere Belastung angesetzt. In diese Annahme fließen z.B. die Bauwerksgeometrie, der Standort abhängig von der übrigen Bebauung oder der Innendruck in Gebäuden (wie z.B. offene Hallen) mit ein. Das Tragwerk wird mit der statischen Windbelastung als zusätzlicher Lastfall berechnet.

3.3.1.2 Dynamische Belastung

Bei schwingungsanfälligen Bauten (meist Hochhäuser, Türme, Masten etc.) reicht eine statische Annahme der Windbelastung nicht mehr aus, um die Belastungen auf das Bauwerk zu modellieren. An dieser Stelle wird eine dynamische Betrachtung des Tragwerks notwendig.

3.3.2 Auftretende Schwingungen

Eine Schwingung ist eine periodisch auftretende Bewegung eines Körpers um seine Ruhelage. Lenkt man ein System aus, sorgt eine Rückstellkraft dafür, dass sich das System wieder in Richtung seiner Ruhelage bewegt. Durch die Trägheit des Systems hält es an diesem Punkt nicht an, sondern schwingt weiter in der Bewegungsrichtung über die Ruhelage hinaus bis zum Umkehrpunkt. Der Weg zwischen Ruhe- und Umkehrpunkt heißt Amplitude. Theoretisch würde das System unendlich weiter Schwingen. Durch verschiedene Widerstandskräfte (Reibung, innere Dämpfung) wird es jedoch gebremst (gedämpft). Dadurch kommt es nach einer gewissen Zeit im Ruhepunkt zum Stillstand.

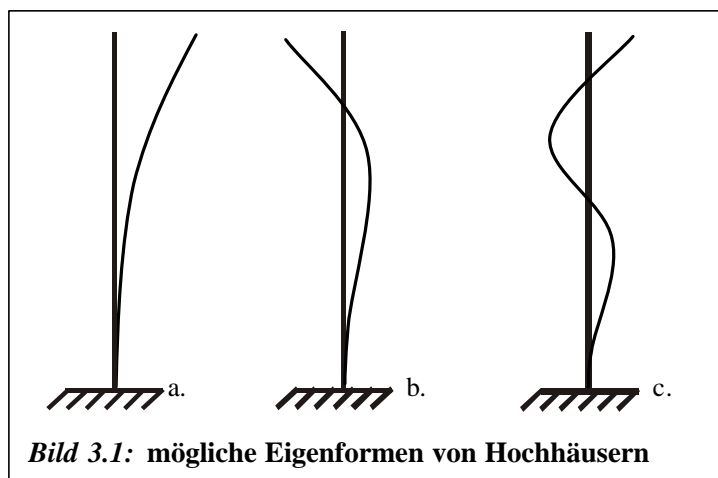
Von einem Tragwerk können eine Vielzahl von Bewegungen durchlaufen werden, ohne dass es zu Einschränkungen im Tragverhalten kommt. Dies ist auf eine gewisse Elastizität der Baustoffe (Stahl, Beton) und der Verbindungsmittel (Knoten, Anschlüsse) oder auch auf Toleranzen in den Verbindungsmitteln (Lochspiel) zurückzuführen. Um diese Bewegungen des Bauwerkes abschätzen und das Tragwerk bemessen zu können, ist eine Untersuchung des dynamischen Verhaltens notwendig.

Der wichtigste dynamische Kennwert eines Bauwerkes ist die Eigenfrequenz. Die Frequenz beschreibt das Auftreten eines Ereignisses während einer bestimmten Zeit. Bei einer

Schwingung, im speziellen an Gebäuden, handelt es sich um die Anzahl der Auslenkungen pro Sekunde. Die Einheit ist $\text{Hz} = \text{Hertz} = 1/\text{sec}$.

Die Eigenfrequenz eines Gebäudes gibt an, mit welcher Frequenz das Bauwerk nach einer Verschiebungsanregung zurückschwingt. Lenkt man beispielsweise den Kopf eines eingespannten Stabes horizontal aus und lässt dann los, so schwingt der Stab in einer zu der Verformung gehörigen Eigenfrequenz. Hochhäuser haben oft die erste Eigenfrequenz in der Größenordnung um 0,2 Herz. Das heißt die langsamste Schwingung dauert 5 Sekunden. Problematisch ist das Auftreten von Resonanzerscheinungen. Wird das Bauwerk in seiner Eigenfrequenz von außen angeregt, vergrößert sich die Schwingungsamplitude um ein Vielfaches. Würde also bei dem Wert 0,2 Hz für die Eigenfrequenz Idealerweise alle 5 Sekunden ein Windstoß die Struktur treffen, so würde sich diese aufschaukeln. Im schlimmsten Fall endet dies in einer Resonanzkatastrophe, bei der das Bauwerk zerstört wird. Als weithin bekanntes Beispiel kann man hier auf die 1940 eingestürzte Tacoma-Narrows-Bridge bei Seattle/USA verweisen. Dort hat der Wind die Brücke in ihrer Eigenfrequenz, in einer Flatterschwingung (vgl. 11.3.2.3) angeregt, woraufhin sich diese wie ein Gummiband aufschaukelte und zusammenbrach. In der Realität von Hochhäusern sind solche Katastrophen zum Glück selten, denn zum Aufschaukeln bis zum Versagen müssen ideale Bedingungen in der Anregung der Eigenfrequenz herrschen. Die Amplitude kann im Resonanzfall leicht um den Faktor 50 ansteigen. Das bedeutet: bei einer statischen Verformung von einem Zentimeter, stellen sich im Resonanzfall 50 cm ein! Bei der Planung und Konstruktion sollte entsprechend geprüft werden, welche periodischen Erregungen am geplanten Bauort zu erwarten sind, um schon im Vorfeld abschätzen zu können ob die Eigenfrequenz des Gebäudes damit kollidiert.

Eine weitere wichtige Kenngröße ist die Eigenform. Die Eigenform ist sozusagen das Verformungsbild einer in ihrer Eigenfrequenz angeregten Struktur. In dieser Form schwingt das System. Bild



11.1 zeigt mögliche, stark überhöhte Eigenformen bei Idealisierung des Hochhauses auf einen eingespannten Stab. Jedes System besitzt genauso viele Eigenformen, wie es Eigenfre-

quenzen gibt. Mit zunehmender Frequenz wird die Eigenform komplizierter. Für die Anwendung im Bauwesen sind nur die kleinsten, untersten Eigenfrequenzen interessant. Dazu gehört z.B. die Eigenform a. in Bild 3.1.

Hohe Gebäude wie Schornsteine, Türme und im speziellen Hochhäuser können vom Wind in unterschiedlicher Form zum Schwingen angeregt werden. Diese Fälle hängen stark von der Höhe und der Querschnittsform (eckig oder rund) des Gebäudes ab. Die wichtigsten Anregungsformen können in fünf Kategorien beschrieben werden:

3.3.2.1 Böenerregte Schwingungen

Die auf das Hochhaus treffende Windspitze deformiert das Tragwerk in Richtung des Windes. Bedingt durch das fluktuieren der Windkraft mit wechselnden Richtungen und Geschwindigkeiten bleibt es nicht bei der statischen Anfangsverformung. Das Gebäude beginnt in Windrichtung zu schwingen. Einzelne Windspitzen können die Amplitude erhöhen andere vermindern diese, so dass es zu einer Schwingung des Gebäudes kommt.

3.3.2.2 Wirbelresonanzschwingungen

Bei wirbelinduzierten Schwingungen schwingt das Bauwerk quer zur Anströmrichtung. Die dafür notwendigen Kräfte entstehen aus Druckschwankungen der sich an der Rückseite des Gebäudes alternierend ablösenden Wirbel. Diese sog. Karmansche Wirbelstrasse bildet sich im Bereich der Ablösung und ist in Bild

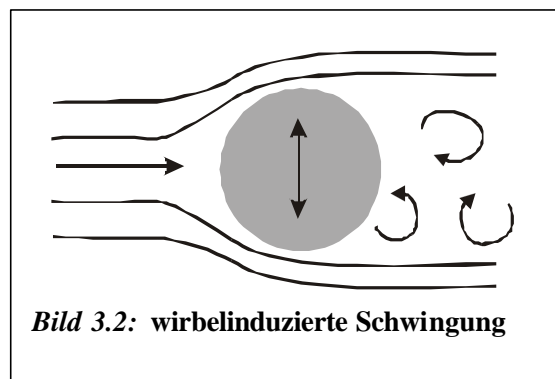


Bild 3.2: wirbelinduzierte Schwingung

11.2 schematisch dargestellt. Davon besonders betroffen sind runde Bauwerke ab einer bestimmten Windgeschwindigkeit. Bei eckigen Gebäuden lösen sich Wirbel generell an den Ecken. Dies führt aber nicht zwangsläufig zu einer Querschwingung.

3.3.2.3 Bewegungsinduzierte Schwingungen

Man unterscheidet hierbei sogenannte Galloping- und Flatterschwingungen. Bei beiden Formen handelt es sich um eine Kombination aus einer Biege- und einer Torsionsschwingung (Verdrehung des Querschnitts um seine Längsachse). Bei der Flatterschwingung sind Biege- und Torsionsschwingung aneinander gekoppelt, d.h. sie schwingen um die selbe Achse. Je

ichter die Eigenfrequenz für die Biege- und Torsionseigenform beieinander liegen, desto leichter tritt das Flattern auf. Wenngleich bei einem Hochhaus eine Torsionsschwingung möglich ist, stellt sich das Flattern eher bei biegeweichen, schlanken Querschnitten wie Seilen, Stäben oder Balken ein. Auch Flugzeugflügel und Hängebrücken sind dafür anfällig, wie das Beispiel der Tacoma-Narrows-Bridge zeigt.

Beim Galloping sind Biege- und Torsionsschwingung entkoppelt, schwingen also um verschiedene Achsen und müssen nicht gleichzeitig auftreten. Sie entstehen durch Anströmung eines Körpers nicht parallel zu seiner Symmetrieachse. Schwingt der Körper schon in einer Richtung nimmt die Bewegung des Körpers Einfluss auf die Strömung, welche wiederum die Auslenkung beeinflusst. Diese Effekte können die Bewegung der Struktur dämpfen, aber auch verstärken. Hierfür ist bei bestimmten Querschnittsformen (eckig, bzw. nicht rund) eine bestimmte Anströmgeschwindigkeit über eine Dauer von ca. 2-3 min notwendig³.

3.3.2.4 Interferenzschwingungen

Interferenzschwingungen sind von Bedeutung, wenn mehrere ähnliche Gebäude benachbart stehen. Das Gebäude im Windschatten eines anderen kann unter Umständen eine starke Anregung erfahren, wenn es z.B. in einer Karmanschen Wirbelstrasse des vorigen Gebäudes liegt. 1965 stürzten in Ferrybridge, England 3 von 8 Kühltürmen ein. Die im Windschatten stehende Viererreihe wurde durch periodische ablösende Windballen der vorderen Türme während eines Sturmes derartig beansprucht, dass 3 von ihnen einstürzten.

3.3.2.5 Querschnittsdeformationsschwingungen

Diese Art der Beanspruchung tritt bei dünnwandigen Schalenkonstruktionen wie etwa bei großen Öltanks oder Silos auf. Hierbei kommt es zu einer radialen Schalenschwingung. Der zylindrische Mantel beult sich an zwei gegenüberliegenden Seiten ein, an den rechtwinklig dazu gelegenen Seiten aus, und umgekehrt. Diese Schwingung ist für Hochhäuser nicht relevant.

Wichtig für die Hochhauskonstruktion sind demnach die böenerregten Schwingungen in Windrichtung, die Wirbelresonanzschwingungen in Querrichtung, das Galloping als bewe-

³ vgl. Petersen, Ch. (2000), S. 636 ff

gungsinduzierte Kombinationsschwingung sowie das Interferenzschwingen bei Hochhausgruppen oder Hochhausbestand.

3.3.3 Auswirkungen auf Planung und Nutzung

In Hinblick auf Planung und Nutzung eines Hochhauses sind zwei wesentliche Aspekte zu betrachten. Zum einen ist dies die dauerhafte Standsicherheit des Gebäudes zu gewährleisten. Die zweite Seite betrifft die späteren Nutzer des Gebäudes, also die Gebrauchstauglichkeit in engem Zusammenhang mit der Behaglichkeit. Büros in den oberen Stockwerken erfahren unter Schwingungsbelastung hohe Beschleunigungen und Auslenkungen, die für Menschen spürbar und unangenehm sein können. Bei auftretender Windbelastung spielt, im Gegensatz zur Erdbebenlast, die Gebrauchstauglichkeit eine größere Rolle. Im Fall eines, selteneren, Erdbebens steht die Standsicherheit über allem. Da der Wind ein Hochhaus jedoch fortwährend belastet müssen Maßnahmen getroffen werden, welche insbesondere die Behaglichkeit der Nutzer berücksichtigen.

3.3.3.1 Standsicherheit

Zum Nachweis der Standsicherheit schwingungsanfälliger Bauten stellen die Normen Verfahren bereit. Die deutsche Norm DIN 1055-4, neu und die europäische Vornorm ENV 1991-2-4 ähneln sich stark in Hinblick auf Verfahren und Sicherheitskonzept. Die Verfahren sollten detailliert dort, oder entsprechender Fachliteratur⁴ entnommen werden. An dieser Stelle wird ein kurzer Überblick über das prinzipielle Vorgehen gegeben:

Allgemein wird die Windbelastung in einen statischen und einen dynamischen Anteil zerlegt. Die statische Beanspruchung entstammt dem Mittelwert der Windbelastung, der dynamische Anteil den Schwankungen um diesen Mittelwert. Der Standsicherheitsnachweis erfolgt dann wieder statisch mit einer erhöhten Windbelastung.

Bei böeninduzierten Schwingungen findet das folgende Verfahren Verwendung: Die auf das Gebäude wirkende Windkraft wird in Abhängigkeit von der Angriffsfläche, dem Böenstaudruck und einem Kraftbeiwert berechnet⁵. Zur Geschwindigkeit des angreifenden Windes

⁴ vgl. Petersen, Ch. (2000), S. 593 ff

⁵ vgl. DIN 1055-4 neu (2001), EN 1991-2-4 (1996)

addiert sich bei schwingenden Bauten noch eine weitere Komponente, die aus der Bauwerksbewegung resultiert. Im Nachweis wird daher mit einer erhöhten Windbelastung gerechnet. Der zusätzliche Anteil berechnet sich aus einem Standortfaktor und einem dynamischen Beiwert. Der Standortfaktor berücksichtigt die Merkmale des Windes (Turbulenzgrad der Strömung, zunehmende Windgeschwindigkeit in der Höhe), der dynamische Beiwert beinhaltet die Merkmale der Schwingungsantwort des Gebäudes. Mit Hilfe des dynamischen Beiwertes kann zusätzlich eine Bewertung des Bauwerkes hinsichtlich der Schwingungsanfälligkeit vorgenommen werden⁶.

Für den Nachweis der Querschwingungen kann auf das Spektralverfahren oder das Resonanzverfahren zurückgegriffen werden⁷. Bei beiden Verfahren wird der Standsicherheitsnachweis mit einer vergrößerten Amplitude (Verformung des Gebäudes unter Windlast) geführt.

Der Nachweis gegen Auftreten von Galloping erfolgt, indem gezeigt wird, dass die nötige Einsetzgeschwindigkeit nicht erreicht wird⁸.

Ein Nachweis gegen Interferenzschwingungen erfolgt durch Verwendung einer erhöhten Verformungsamplitude. Der Faktor hängt unter anderem von dem Verhältnis Achsabstand/Durchmesser der Gebäude ab⁹.

Häufig werden Windkanalversuche gemacht, aus denen man Systemgrößen und mögliche Interaktionen mit der Umgebung abschätzen kann. Aus diesen Versuchen können ebenfalls Eigenfrequenzen und Verformungsverhalten des Gebäudes abgeleitet werden.

3.3.3.2 Gebrauchstauglichkeit

Der wichtigste Faktor hierbei ist das subjektive wohlfühlempfinden der Nutzer des Hauses. Ständiges Schwanken der oberen Geschosse mit deutlich wahrnehmbaren Beschleunigungen senken den Nutzwert des Gebäudes, da die Menschen sich dort ungern aufhalten. Grenzwerte für die Beschleunigung zu ermitteln ist schwierig, da es sich nur um subjektive Wahrneh-

⁶ vgl. ENV 1991-2-4 (1996), Anhang B; DIN 1055-4,neu (2001), Anhang C

⁷ vgl. ENV 1991-2-4 (1996), Anhang C; DIN 1055-4,neu (2001), Anhang D

⁸ vgl. ENV 1991-2-4 (1996), Anhang C, S. 138; DIN 1055-4,neu (2001), Anhang E, S. 78

⁹ vgl. ENV 1991-2-4 (1996), Anhang C, S. 141 ff.; DIN 1055-4,neu (2001), Anhang E, S. 79

mungen handelt. In der Literatur werden Werte von 0,02-0,05 [m/s²]¹⁰ angegeben. Ziel ist es deshalb die Schwingungen möglichst zu begrenzen und die Beschleunigungen klein zu halten. Hierfür gibt es verschiedene Möglichkeiten, auf die im folgenden Abschnitt näher eingegangen wird.

3.3.4 Maßnahmen zur Schwingungsreduktion

Um an einem Bauwerk auftretende Schwingungen zu reduzieren gibt es verschiedene Möglichkeiten, die sowohl während der Planung als auch während der späteren Nutzungsphase zum Einsatz kommen können.

Das allgemeine Schwingungsverhalten einer Struktur hängt von der Steifigkeit, der Masse und der Eigendämpfung ab. Je steifer ein Tragwerk ist, desto schwerer ist es, dieses zu Verformen. Entsprechend geringer ist die Verformung bei einer Krafteinwirkung. Je schwerer das Gebäude ist, desto größer ist auch seine Trägheit. Damit wird es schwerer eine Schwingung anzuregen. Besitzt das Bauwerk eine hohe Dämpfung kommt die Schwingung schnell wieder zur Ruhe. An allen drei Punkten kann man Ansetzen um Schwingungen entgegen zu wirken.

3.3.4.1 Änderung der Eigenfrequenz

Entsteht ein Schwingungsproblem durch Resonanz hilft eine Änderung der Eigenfrequenz des Systems. Die Eigenfrequenz ω steht mit der Steifigkeit des Systems K und seiner Masse M in folgendem Zusammenhang: $\omega = \sqrt{K/M}$. Senkt man folglich die Masse des Systems (leichtere Decken, Wände usw.), vergrößert sich die Eigenfrequenz. Erhöht man die Steifigkeit des Systems (steifere Kerne, Balken, Decken usw.), vergrößert sich die Eigenfrequenz ebenfalls. Im Gegenteil die Masse zu erhöhen oder die Steifigkeit herab zu setzen macht aus statischen Gesichtspunkten wenig Sinn, da damit die Tragreserven der Struktur reduziert würden. Die Masse zu reduzieren ist in der Praxis zudem oft schwierig, da bei der Tragwerksplanung bereits versucht wird das Eigengewicht gering zu halten. Somit gibt es mindestens einen Steuerparameter (Erhöhung der Steifigkeit) welcher noch vor Baubeginn angepasst werden kann. Zu bedenken ist aber auch, dass ein zu steifes System mehr Belastung abzutragen hat. Die Energie eines Stoßes oder einer Windböe muss in dem Bauwerk umgewandelt werden.

¹⁰ vgl. Weber, B. (2000), S. 6-3

Kann die Struktur ausweichen oder nachgeben, so wird ein Teil der Energie in der Bauwerksbewegung umgesetzt, und kann in der Rückschwingung weiter dissipiert werden. Ist das System jedoch sehr steif muss sämtliche ankommende Energie in dem einen Moment vom Tragwerk aufgenommen werden. Das führt zu sehr hohen Beanspruchungen in der Struktur.

3.3.4.2 Erhöhung der Dämpfung

Mit einer Erhöhung der Dämpfung des Systems erreicht man ein verlangsamtes Einschwingen und ein schnelleres Ausschwingen der Struktur. Es gibt viele technische Lösungen für den Einbau von Dämpfungssystemen. Allen Systemen ist gleich, dass sie kinetische Energie des Tragwerkes (meist in Wärme) umwandeln. Das kann z.B. mit Reibungselementen oder Öldruckdämpfern (Viskosedämpfern) geschehen. Diese Dämpfer können zum Beispiel in Fachwerkdagonalen angeordnet werden. Auch gedämpfte Lagerungen der Gebäude sind möglich. Dies spielt vor allem bei Erdbebenbelastung eine Rolle, da dort im Gegensatz zur Windanregung eine Fußpunktbeschleunigung auf das Gebäude wirkt. Dort gilt es so viel wie möglich Energie aus dem Stoß schon in der Gebäudesohle zu absorbieren. Bei der Windanregung hingegen wird die Energie über die gesamte Gebäudehöhe verbraucht, so dass eine Dämpfung über die gesamte Höhe sinnvoll ist.

Die Verwendung von solchen Dämpfungselementen kann schnell unwirtschaftlich werden, da sie in dieser Form fester Bestandteil des Rohbaus und des Tragwerkes sind. In jeder Etage an 10 Fachwerkfeldern Reibungsdämpfer zu installieren ist teuer und führt zu einer schlechten Modellierbarkeit des Systems. Die dynamischen Kennwerte für so ein Gebäude zu ermitteln ist schwierig. Ganz abgesehen von den Unwägbarkeiten während der Bauausführung in Hinblick auf Sorgfalt und Genauigkeit. Auch aus diesem Grund gibt es Tilgungssysteme, die lokal begrenzt an wenigen Orten im Bauwerk installiert werden:

3.3.4.3 Verwendung von Tilgern

Tilgungssysteme funktionieren durch ihr Schwingungsverhalten. Das Prinzip ist eine Gegen-schwingung zu erzeugen, die durch ihre entgegengesetzte Bewegung die Schwingung des Gebäudes dämpft. Es gibt hierbei im wesentlichen Massen- und Flüssigkeitstilger in vielen verschiedenen Konstruktionsformen.

Massentilger sind oft große, schwere Pendel, die im inneren eines Hochhauses aufgehängt werden. Im gerade im Bau befindlichen Financial-Center in Taipeh „Taipeh 101“/Taiwan wird z.B. ein 660 to schweres Pendel installiert, das mit acht Stahlseilen im 88. Stockwerk befestigt ist. Solche Pendel kann man mit Federn und Dämpfern (viskose- oder Reibdämpfer) versehen auf eine bestimmte Pendelfrequenz einstellen, um so ganz gezielt bestimmten Frequenzen entgegen zu wirken. Damit handelt es sich um passive, kalibrierbare Dämpfungssysteme, welche sehr wartungsarm sind. Da Hochhäuser um ihre Achsen unterschiedlich schwingen wenn sie nicht doppelt symmetrisch sind, ergeben sich Probleme solche Massentilger für mehrere Richtungen genau einzustellen. Sie benötigen weiterhin sehr viel Platz und haben ein hohes Gewicht, was meist verhindert, dass sie nachträglich installiert werden können. Ein andere Form von Massentilgern sind Gewichte, die nicht an Pendeln hängen, sondern auf Federn mit zusätzlicher Dämpfung gelagert sind. Diese bewähren sich durch ihre kompakte Form eher bei Brücken, da sie höherfrequente Schwingungen besser tilgen können als langsame Hochhausschwingungen.

Ein weiteres passives Tilgungssystem sind Flüssigkeitstilger. Hierbei handelt es sich um tankartige Strukturen, die in den oberen Stockwerken installiert und mit Flüssigkeit gefüllt werden. Das Medium (z.B. Wasser, Eisgranulat, Kunststoffgele) beginnt während einer Gebäudeschwingung in dem Tank hin und her zu wogen. Dadurch wird eine dämpfende Gegen-schwingung erzeugt. Diese Tanks können über- und nebeneinander gestapelt werden. Eine Einstellung auf bestimmte Frequenzen erfolgt über die Außenabmessungen und die Füllhöhe. Damit lässt sich die Dämpfung sowohl nachträglich als auch für verschiedene Richtungen unterschiedlich variieren. Diese Systeme benötigen nicht viel Platz und können auch nach Bauabschluss leicht installiert werden.

Es gibt noch verschiedene andere Dämpfungssysteme, wie z.B. eine Massekugel, die in einem viskosen Gel rollt uvm.¹¹ Alle haben gemeinsam, dass sich eine Masse gegen die Gebäudeschwingung bewegen kann und durch ein Medium gedämpft wird. Idealerweise sollten die Systeme kalibrierbar sein und genau auf die auftretenden Schwingungen eingestellt werden. Unter Ausnutzung dieser technischen Hilfsmittel und durch die Möglichkeit genauer dynamischer Analysen lassen sich Hochhäuser heutzutage insbesondere

¹¹ vgl. Petersen, Ch. (2000), S. 836

schwingungstechnisch optimal konstruieren und für verschiedenste dynamische Beanspruchungen optimieren.

3.3.5 Literaturverzeichnis

- [1] PETERSEN, Ch.: „Dynamik der Baukonstruktionen“, 1. Aufl. Vieweg-Verlag, 2000
- [2] SEDLACEK, G.: „Praktische Anwendung der Windingenieurtechnik“, Vorlesungs-skript, RWTH Aachen, 2002
- [3] WEBER, B.: „Vorlesungsskript Tragwerksdynamik“, ETH Zürich, 2000
- [4] TROPEA, C.; EDER, S.: „Vorlesung Gebäudeaerodynamik“, TU Darmstadt
- [5] KOLBITSCH, A.: „Vorlesung Hochbau 2“, Hochhäuser, TU Wien
- [6] DIN 1055-4, neu, Beuth Verlag Berlin, 3.2001
- [7] ENV 1991-2-4, Beuth Verlag Berlin, 12.1996

3.4 Seismologische Einwirkungen

3.4.1 Einführung in die Seismologie

Erdbeben sind Erschütterungen des Erdbodens, sie entstehen vor allem infolge von Bewegungen der Erdkruste. Die einzelnen Kontinentalplatten verschieben sich gegeneinander, dadurch entstehen in den Kontaktbereichen sehr hohe Spannungen. Die durch die Spannungen gespeicherte potentielle Energie wird durch Verschiebungen freigesetzt. Dies kann sehr langsam geschehen (bis ca. 10cm/Jahr), dann wird die gesamte Energie in Verschiebung umgewandelt oder es geschieht mit höherer Geschwindigkeit, dann wird die Energie in die kinetische Energie von Erdbebenwellen (seismischen Wellen) umgesetzt. Den Ausgangspunkt eines Bebens nennt man Hypozentrum. Der senkrecht über dem Hypozentrum auf der Erdoberfläche liegende Punkt wird als Epizentrum bezeichnet (Bild...). Den Abstand von den genannten Zentren bis zu einem entfernt liegenden Standort nennt man Hypo- bzw. Epizentraldistanz.. Die Herdtiefe ist ausschlaggebend für die Schwere und Ausdehnung des Bebens. Die Zone, in der man die seismischen Bodenbewegungen spürt, ist das Schüttergebiet.¹²

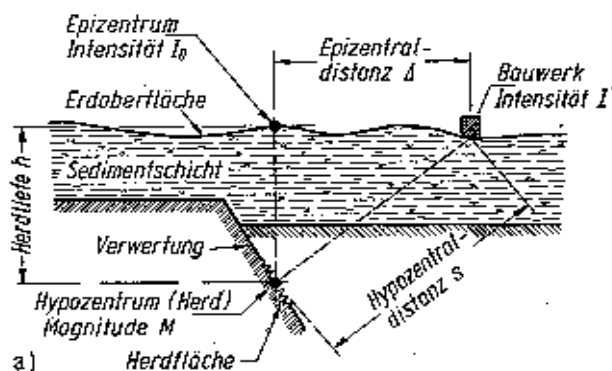


Bild 3.3: Seismologische Grundbegriffe¹³

Die Epizentren der starken Beben liegen meist in den jungen Faltungs- und Bruchgebieten der Erdkruste. Die geographische Verteilung der Starkbebenherde ist im nachfolgenden Bild

¹² Vgl. Müller, Fritz (1984), S. 1.

¹³ Ebd.

11.4 dargestellt. Kleinere Beben, die für Hochhäuser durchaus relevant sein können, sind jedoch in allen Ländern möglich.¹⁴

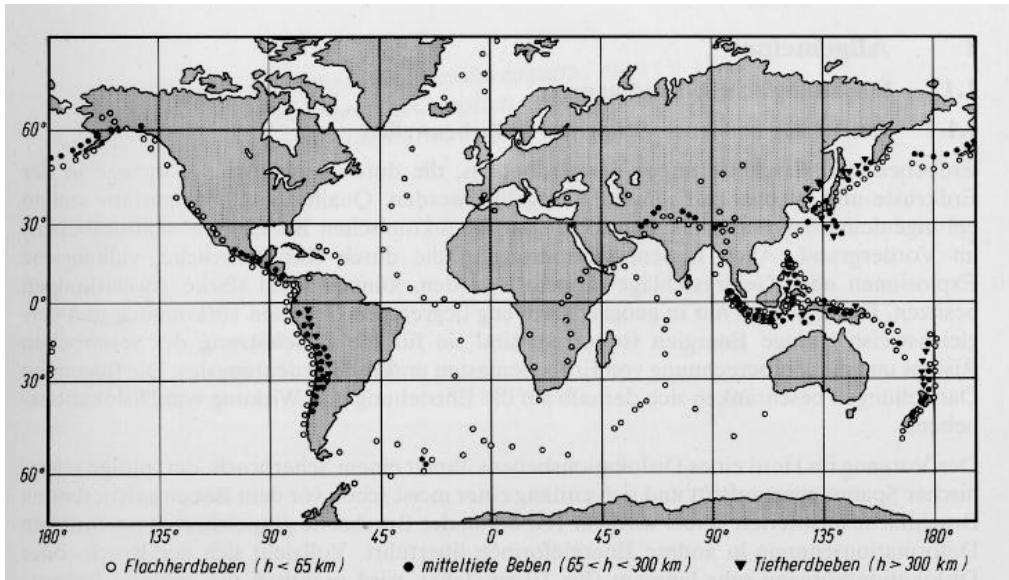


Bild 3.4: Geographische Verteilung der Starkbebenherde¹⁵

3.4.2 Bautechnische Bedeutung für Hochhäuser

Ein Erdbeben erzeugt an einem Bauwerksstandort horizontale und vertikale Bodenbeschleunigungen. Da jedes Tragwerk für vertikale Lasten ausgelegt ist und die vertikalen Beschleunigungen in der Regel nur halb so groß sind wie die horizontalen, sind die vertikalen Komponenten weniger relevant wie die horizontalen. Bei sich horizontal ausstreckenden Bauwerken wie Brücken oder Kragarmen hat die horizontale Komponente sehr wohl eine Bedeutung. Dies trifft jedoch auf den Hochhausbau nicht zu.

Ein kompaktes und starres Bauwerk würde die horizontalen Bodenbewegungen einfach mitmachen und somit keinen Schaden oder nur geringen Schaden durch ein Beben nehmen. (Bild 11.5). Hochhäuser sind aber bekanntlich nicht kompakt und starr, sondern mehr oder weniger nachgiebig, sie reagieren somit mit Schwingungen auf ein Beben. Dies ist durch die Trägheitskraft der Bauwerksmasse zu erklären. Wenn $\max a$ die maximale Bodenbeschleunigung ist, dann ist die Masse $m \cdot \max a$ die maximale Trägheitskraft. Je größer die Schlankheit eines Bauwerkes desto ausgeprägter ist auch der Schwingungseinfluss. Dieser hat zur Folge,

¹⁴ Vgl. ebd., S. 1f.

dass sich die Bauwerksbeanspruchungen gegenüber dem Starrkörperansatz erhöhen. Um die Auswirkungen von Beben, insbesondere von Starkbeben auf ein Bauwerk sicher und für den Anwender praktikabel zu machen, gibt es verschiedene Ansätze. Diese werden in den folgenden Kapiteln kurz erläutert.¹⁶

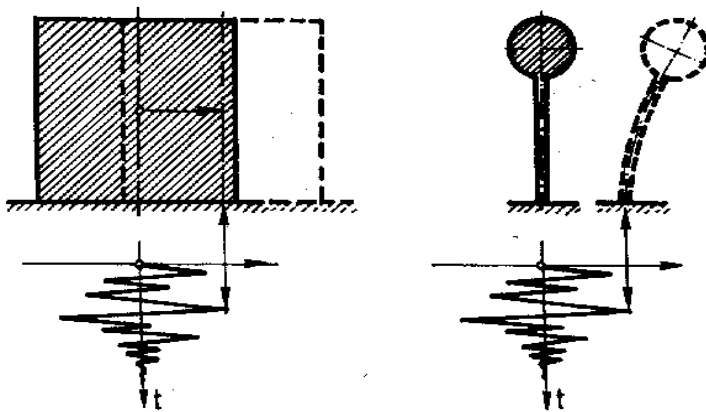


Bild 3.5: Bauwerksstrukturen¹⁷

3.4.3 Bautechnische Regelwerke- Berechnungsgrundlagen

3.4.3.1 Antwortspektrenverfahren

Das Antwortspektrenverfahren (Response Modal Analysis) ist das heute gebräuchlichste Berechnungsverfahren für die Ermittlung von Erdbebenlasten. Der Grundgedanke hierbei ist die Aufspaltung der Erdbebenberechnung in zwei Arbeitsschritte:

1. Untersuchung der Erdbebenwirkung auf das einfachste dynamische System, den sogenannten Einmassenschwinger. Die hierbei ermittelten Größtwerte der Auslenkung, Geschwindigkeit und Beschleunigung in Abhängigkeit von der Schwingzeit ergeben das sogenannte Antwortspektrum. Wenn für verschiedene Erdbebenzeitverläufe die Antwortspektren vorliegen, wird unter Berücksichtigung von statischen Überlegungen die ungünstigste Erdbebenwirkung auf jeden beliebigen Einmassenschwinger ermittelt.

¹⁵ Ebd., S. 2.

¹⁶ Vgl. Petersen, Christian (1996), S. 664.

¹⁷ Ebd.

2. Der zweite Schritt bewerkstelligt den Übergang vom einfachen Modell (Einmassenschwinger) zum realen Bauwerk, zum Beispiel zum Hochhaus. Hierzu werden mit Hilfe der sogenannten Eigenformen der Konstruktionen dessen Gesamtwerte der Verschiebungen und Schnittgrößen bestimmt.

Der praktikable Nutzen und somit der Grund, der dieses Verfahren heute meistens zur Anwendung bringt, ist, dass das Antwortspektrum, also der erste Arbeitsschritt, nur einmal ermittelt werden muss und dann für sämtliche Bauwerke gültige Antwortspektren liefert. Diese können in den Bauvorschriften, zum Beispiel in dem im nächsten Kapitel beschriebenen Eurocode 8 niedergelegt und somit immer wieder benutzt werden.¹⁸

3.4.3.2 Eurocode 8

Der Eurocode 8 wurde 1982 zum ersten Mal als Entwurf veröffentlicht. Inzwischen liegt er in überarbeiteter Fassung vor. Der EC 8 ist für die Erdbebenbemessung von Hochbauten wie Hochhäuser, aber auch für Brücken, Maste, Türme usw. erstellt worden. Er ist, wie oben erwähnt, auf das Antwortspektrenverfahren abgestellt, für das dort ein Bemessungsspektrum angegeben wird.¹⁹

3.4.3.3 Sonstige Verfahren und Normen

Als ein zweites wichtiges Verfahren ist noch das Leistungsspektrumverfahren zu nennen.

Außer dem EC 8 gibt es weltweit noch einige andere Normen, in denen rezeptartig die Erdbebenbemessung beschrieben wird, wie z.B.:

- a) Die Amerikanische Norm UBC (1988)
- b) Die Deutsche Norm DIN 4149, Teil 1 (1981)
- c) usw.²⁰

¹⁸ Vgl. Müller, Fritz (1984), S. 48.

¹⁹ Vgl. Petersen, Christian (1996), S. 672f.

²⁰ Vgl. Paulay, Thomas (1990), S. 80-94.

3.4.4 Entwurf und Konstruktion

Erdbebengerechtes Bauen beginnt bereits beim Entwurf eines Gebäudes. Wenn der Entwurf schon eine ungünstige Form hat, lässt sich diese oft nur teilweise oder gar nicht, auch nicht durch aufwendige Berechnungen bei der Tragwerksbemessung, ausgleichen. Also nimmt schon der Architekt beim Entwurf eines Hochhauses einen wesentlichen Einfluss auf das spätere Erdbebenverhalten seines Gebäudes. Die Erdbebensicherung eines Hochhauses ist demnach nicht die alleinige Aufgabe des Tragwerksplaners, sondern sie ist eine Gemeinschaftsaufgabe von Architekt und Ingenieur. Die Erdbebensicherung eines Hochhauses beginnt somit bei der ersten Skizze des Architekten, wird mit den Berechnungen des Bauingenieurs fortgesetzt und endet natürlich mit der sorgfältigen Ausführung. Ein so geplantes Gebäude (Hochhaus) kann trotz Erdbebenanforderungen allen Ansprüchen genügen und dabei kaum oder gar nicht teurer sein als vergleichbare Bauten ohne Erdbebensicherung. In den folgenden Abschnitten sollen nun erdbebengünstige Konstruktionen und Entwürfe dargestellt werden.²¹

3.4.4.1 Grundrissgestaltung

Ein Hochhaus in einem Erdbebengebiet sollte einen möglichst einfachen Grundriss haben. Bei einem L-förmigen Grundriss z. B. würde das unterschiedliche Verformungsverhalten der einzelnen Gebäudeabschnitte in Längs- und Querrichtung zu Zerstörungen führen. Wenn dennoch ein abgewinkelter Grundriss geplant wird, sollten die einzelnen Gebäudeabschnitte durch Fugen über die ganze Höhe des Bauwerks getrennt werden. Eine andere Möglichkeit ist noch die einspringenden Ecken zu verstärken, z.B. indem in Verlängerung der Außenwände aussteifende Innenwände oder Balken eingeplant und gebaut werden, um so eine gleichmäßige Auslenkung des ganzen Gebäudes zu erreichen. Im nachfolgenden Bild 11.6 ist dies noch einmal schematisch dargestellt.²²

²¹ Vgl. Wirtschaftsministerium Baden-Württemberg (2001), S. 35.

²² Vgl. Ebd., S. 36f.

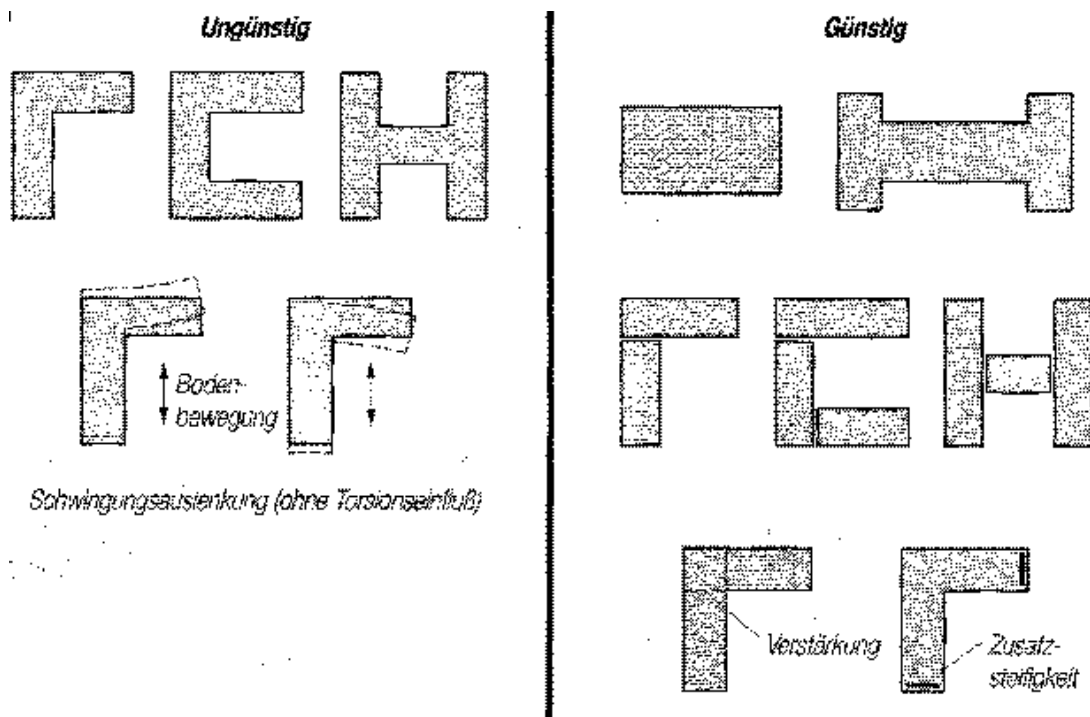


Bild 3.6: Grundrissgestaltung²³

3.4.4.2 Gestaltung über die Höhe

Bei Hochhäusern, die bekanntlich meist schlanke und hohe Bauwerke sind und auch sein sollen, kann die Erdbebenlast zu großen Auslenkungen und zu hohen Spannungen in den tragenden Bauteilen führen. Um ein Kippen (Abheben) des Gebäudes zu vermeiden, sind großflächige Fundamente notwendig. Ein Problem stellen auch auskragende Bauteile dar, sie bewirken eine ungünstige Massenverteilung; zurückgesetzte obere Geschosse wirken sich dagegen günstig auf das Bauwerksverhalten aus.

Bei großen Höhenunterschieden zwischen benachbarten Gebäudeabschnitten treten an den Übergängen Spannungskonzentrationen auf, die meist Schäden nach sich ziehen. Hier ist eine Aufgliederung in einzelne möglichst quaderförmige Baukörper zweckmäßig. Hierbei sollten die Fugen so breit sein, dass die einzelnen Gebäudeteile bei einem Beben nicht gegeneinander schlagen. Die Verbindungen zwischen den einzelnen Bauabschnitten sollten so gelagert

²³ Ebd., S. 37.

sein, dass sie deren unabhängiges Schwingen nicht beeinträchtigen. Im nachfolgenden Bild 11.7 ist dies noch einmal dargestellt.²⁴

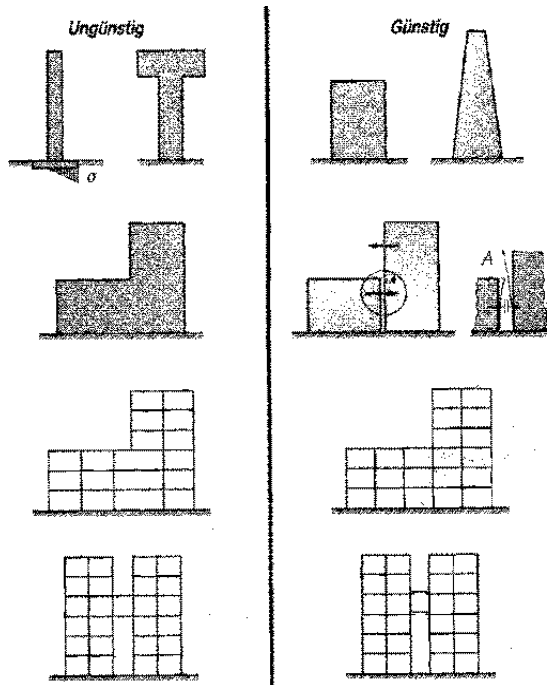


Bild 3.7: Vertikale Gestaltung²⁵

3.4.4.3 Verteilung der Massen und Steifigkeiten über die Höhe

Bei der vertikalen Verteilung der Steifigkeit ist eine gleichmäßige oder nach oben abnehmende Steifigkeit günstig. Besondere Schwachstellen sind die sogenannten „weiche Stockwerke“. An diesen Stellen kann sich die gesamte Verformung konzentrieren und zum Einsturz des Hochhauses führen. Ein „weiches Stockwerk“ entsteht, wenn ein einzelnes Geschoss, besonders das Erdgeschoss, stark aufgelöst ist. Eine gleichmäßige Verteilung der Steifigkeit über die Höhe erreicht man, wenn die aussteifenden Bauteile über die gesamten Geschosse durchgehen. In Bild 11.8 ist dies schematisch dargestellt:²⁶

²⁴ Vgl. ebd., S. 40f.

²⁵ Ebd., S. 40.

²⁶ Vgl. Wirtschaftsministerium Baden-Württemberg (2001), S. 44.

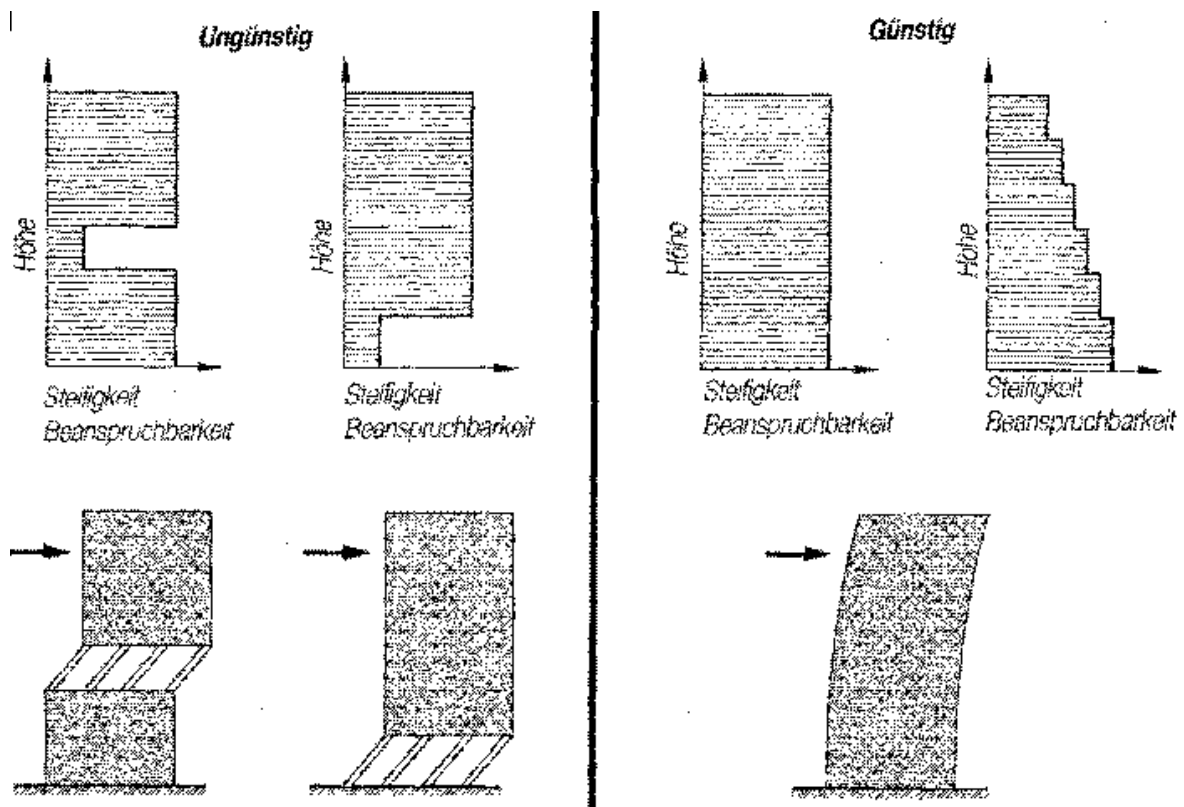


Bild 3.8: Vertikale Aussteifung ²⁷

3.4.4.4 Gründung

„Die Gründung muss so ausgebildet werden, dass sich der Baukörper unter Erdbebenbeanspruchung als Ganzes bewegt und als Ganzes schwingt.“²⁸ Hierzu sollte das Hochhaus in einheitlicher Tiefe gegründet sein. Zwischen Einzelfundamenten sollte eine zug- und druckfeste Verbindung bestehen. Für Erdbeben ungünstig sind somit Gründungen in unterschiedlicher Tiefe, Gründungen auf verschiedenem Baugrund, Gründungen an stärker geneigten Hängen und Gründungen mit unterschiedlichen Gründungselementen.²⁹

²⁷ Ebd., S. 42.

²⁸ Ebd., S. 44.

²⁹ Vgl. ebd., S. 44.

3.4.4.5 Geschossdecken

„Geschossdecken haben die Aufgabe, die vertikalen Aussteifungselemente zu verbinden und dadurch eine gemeinsame Verformung unter Horizontallasten zu erzwingen.“³⁰

Somit wirkt sich alles was eine horizontale Kraftübertragung durch die Decken stört negativ auf das Verhalten des Hochhauses bei Erdbeben aus. Dies können zum Beispiel höhenversetzte Decken oder große Öffnungen in den Decken sein. Hier wären dann konstruktive Maßnahmen zur Kraftübertragung erforderlich.³¹

3.4.4.6 Konstruktion

Bei der Konstruktion der einzelnen Bauteile oder ihrer Verbindungen ist besonders auf die Zähigkeit dieser zu achten. Ein Erdbeben führt einem Gebäude über dessen Fundament Energie zu. Das Gebäude (Hochhaus) speichert diese Energie in Form von Schwingungen und zerstreut sie über Dämpfung. Die Dämpfung kann das Gebäude selbst übernehmen, oder mit Hilfe eines Schwingungsdämpfers (auf diese wird in Kapitel 11.4.5 eingegangen) erfolgen. Wenn sich in der Konstruktion mehr Energie ansammelt als sie aufnehmen kann, führt dies zur Zerstörung. Die Konstruktion muss also die zugeführte Energie verteilen und umwandeln (dissipieren). Dies geschieht durch die Dämpfung und bei stärkeren Schwingungseinwirkungen durch plastische Verformung. Hierzu benötigt das Tragwerk eine ausreichende Zähigkeit (Duktilität). Ist diese gewährleistet, kann es unter starker Erdbebenbeanspruchung zwar zu starken Verformungen kommen, aber der Einsturz des Gebäudes wird in den meisten Fällen vermieden.

Die für Hochhäuser in Betracht kommenden Baustoffe, also Stahl und Stahlbeton, sind beide geeignet für eine solche Konstruktion.

Eine hohe Duktilität ist besonders bei Stahlkonstruktionen gegeben. Hierbei sollte nur beachtet werden, dass es bei großen Verformungen keine Instabilitäten, wie Beulen oder Knicke entstehen.

³⁰ Ebd., S. 45.

³¹ Vgl. ebd.

Beim Stahlbeton ist die Verformbarkeit der Bauteile begrenzt, es kann jedoch durch konstruktive Maßnahmen eine gut ausreichende Zähigkeit erreicht werden.

Wenn sich der Stahl plastisch verformt, spricht man vom „Fließen“. Die Stellen, wo sich die eigentliche Verformung abspielt, sind die Fließgelenke. Die Anordnung dieser kann durch konstruktive Maßnahmen bestimmt werden. Bild 11.9 zeigt hierfür ungünstige und günstige Anordnungen. Bei Horizontallasten wie Erdbeben ist es besser, wenn sich die Fließgelenke erst im Riegel und dann in den Stielen bilden.³²

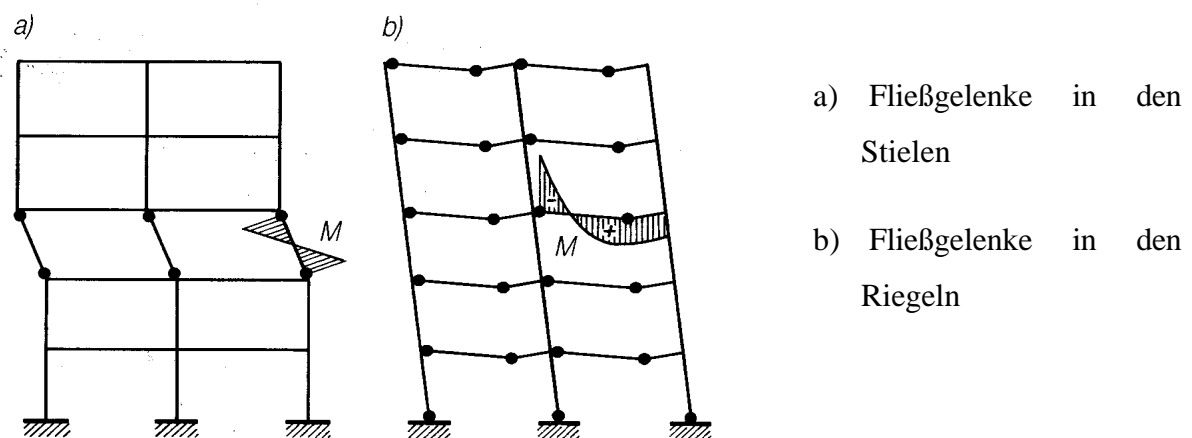


Bild 3.9: Fließgelenke³³

3.4.5 Schwingungsdämpfer

Bei den Schwingungsdämpfern kann man zwischen zwei Systemen unterscheiden, den aktiven und den passiven Schwingungsdämpfern.

Beim passiven Dämpfer wird eine zusätzliche Masse an das Bauwerk mittels einer elastischen Feder und eines Dämpfungselementes angekoppelt. Das Dämpfungselement arbeitet entweder auf der Basis von Fluidreibung, Trockenreibung oder wie bei Elastomeren auf Materialreibung. Der Dämpfer kann auch ein mit einem schwappenden viskosen Fluid gefüllter Behälter sein.³⁴ Zum Beispiel wurden in Japan auf einem Hochhaus (157m) sechs wassergefüllte Tanks der Klimatechnik pendelnd aufgehängt, die somit als Schwingungsdämpfer dienen. Die Passiven Dämpfer werden durch die Bauwerksschwingungen angeregt

³² Vgl. ebd., S. 48f.

³³ Ebd., S. 55.

³⁴ Vgl. Petersen, Christian (2001), S. VII.

und wandeln die Energie der Bauwerksschwingung in z.B. Reibung um. Da der Dämpfer durch die Bauwerksschwingungen erst angesprochen wird, kann er diese auch nie zu Null tilgen. Er ist so anzulegen, dass die Schwingungen für das Bauwerk verträglich bleiben.

Bei den aktiven Dämpfersystemen wird die Dämpfermasse mittels eines Hydraulikzylinders an das Tragwerk angekoppelt. Bei einer Schwingungsanregung des Tragwerkes wird die Dämpfermasse mittels des Zylinders gegenläufig angeregt, um so die Schwingungen in der Hauptkonstruktion zu unterdrücken. Auch hier ist eine vollständige Unterdrückung nicht möglich.³⁵

3.4.6 Literaturverzeichnis

- [1] Müller, Fritz (1984), „Erdbebensicherung von Hochbauten“, 2. Auflage, Berlin 1984.
- [2] Paulay, Thomas (1990), „Erdbebenbemessung von Stahlbetonhochbauten“, Basel 1990.
- [3] Petersen, Christian (2001), „Schwingungsdämpfer im Ingenieurbau“, München 2001.
- [4] Petersen, Christian (1996), „Dynamik der Baukonstruktionen“, Wiesbaden 1996.
- [5] Wirtschaftsministerium Baden-Württemberg (Hrsg.) (2001) „Erdbebensicher Bauen“, 5. Auflage, Karlsruhe 2001.

³⁵ Vgl. Petersen, Christian (1996), S. 836.

4 Fassadenkonstruktionen

Verfasser: Statev Petar, Braun Tillmann

Inhaltsverzeichnis:

4. Fassadenkonstruktionen.....	4-1
4.1 Grundlagen von Fassadenkonstruktionen.....	4-2
4.1.1 Lochfassaden.....	4-2
4.1.2 Kastenfenster.....	4-3
4.1.3 Vorgehängte Fassaden.....	4-4
4.1.4 Konstruktionsarten	4-9
4.2 Besonderheiten bei Hochhausfassadenkonstruktionen.....	4-13
4.2.1 Höhe der betrachteten Haupttragstruktur	4-14
4.2.2 Auswirkungen von Wind	4-14
4.2.3 Konstruktionsbedingungen für Hochhausfassaden.....	4-14
4.2.4 Erforderliche Bewegungsfugen.....	4-19
4.3 Fazit.....	4-20
4.4 DIN- Normen.....	4-21
4.5 Abbildungsverzeichnis.....	4-21
4.6 Literaturverzeichnis	4-24

4.1 Grundlagen von Fassadenkonstruktionen

In der heutigen globalen wirtschaftlichen Entwicklung werden immer mehr neue „intelligente“ und filigrane Fassaden angeboten. Die Fassadenplaner versuchen die Energiekosten des Gebäudes durch die Fassadenkonstruktion auf ein Minimum zu reduzieren. Deshalb kommen jeden Tag neue katalogisierte Fassadensysteme und Fassadenprototypen auf dem Markt.

Die Wahl einer Fassadenkonstruktion hängt nicht nur von ihren zukünftigen Aufgaben ab, sondern auch von dem architektonischen Aussehen des Gebäudes und seiner magischen Wirkung auf den Menschen. Bei der Gestaltung der Fassade spielt die richtig ausgewählte Fassadenart eine sehr wichtige Rolle. Die meisten verbreiteten Fassadenarten bei den Hochhäuser sind Lochfassaden, Kastenfenster und ein- oder doppelschalige Vorhangfassaden.

4.1.1 Lochfassaden

Als traditionelle Fenster- und Fassadenkonstruktion kann die Lochfassade bezeichnet werden [1]. Der Schutz und Ausgleich von Witterungseinflüssen ist dabei Maßgebend. In den südlichen Ländern mit starker Sonneneinstrahlung und Hitze sind mehr oder weniger große Öffnungen erforderlich. In den nördlicheren Ländern mit mehr kalten Tagen sind es oft nur Einzelöffnungen. Die in den Rohbau eingeschnittenen Löcher werden durch Fenster geschlossen welche wiederum bündig mit dem Rohbau abschließen.

Das Rohbaumaterial bei klassischen Bauvorhaben war in den südlichen Ländern vorwiegend Naturstein und in den nördlicheren Regionen vorwiegend Holz, bedingt durch die in der Natur vorkommenden Materialien. Der Nicht- Fensterbereich der Außenwände wurde dann mit witterungsbeständigem Material bekleidet oder verputzt soweit das notwendig war. Mit einer massiven Bauweise aus Naturstein oder Ziegelmauerwerk konnte man dies zum Teil sparen.

In der heutigen Zeit wurde der Stellenwert der Lochfassade zunehmend geringer. Für die Lochfassade sprechen aber nach wie vor ihre gute Energiebilanz und Wirtschaftlichkeit. Der Nicht- Fensterbereich wird wenn nötig wärmegeklämmt und verputzt oder bekleidet. Für hinterlüftete Bekleidungen wird dabei eine witterungsbeständige Unterkonstruktion erforderlich nach DIN 18 516.

4.1.2 Kastenfenster

Von der Konstruktion ist ein Kastenfenster (Bild 1) ein Lochfenster mit einer davor gesetzten Einfachverglasung, in einem Abstand von ca. 200 bis 400 mm. Das innere Fenster ist dabei mit der Innenwand bündig und das äußere Fenster mit der Außenwand. Eine Luft, Schall- und Geruchsübertragung zwischen den Räumen lässt sich durch vertikal und horizontal getrennte bzw. abgeschottete Fassadenzwischenräume erreichen. Abgeschottete Fassadenzwischenräume benötigen dann eine eigene Zu- und Abluftöffnung.



Bild 1: Kastenfenster, Quelle: Doppelfassaden S. 5

Die Fensterbandfassade ist von der Konstruktionsart ähnlich der einer Lochfassade. Es handelt sich hier aber nicht um in den Rohbau eingeschnittene Einzelfenster, sondern vielmehr um horizontal durchlaufende Öffnungsschlitze im Rohbau. Dies ergibt dann eine Geschossweise Bänderung durch ein durchlaufendes Fensterband mit massiven Brüstungen und Geschossdecke. Rückversetzte Stützen nehmen dann oft die vertikalen Lasten auf.

Fensterbandfassaden können im modernen Hochhausbauten abhängig von den Anforderungen als ein- oder doppelschalige Fassaden ausgeführt werden. Ein Nachteil einer einschaligen Konstruktion gegenüber einer doppelschaligen Fassade ist, dass die Fassade über Nacht komplett geschlossen werden muss. Bei einer doppelschaligen Fassade können die Innenfenster evtl. zum Lüften offen bleiben. Windböen und Druckschwankungen werden auch bei geöffnetem Innenfenster bei einer doppelschaligen Fassade abgemindert. Der Sonnenschutz kann vor Wind und Wetter geschützt im Fassadenzwischenraum einer doppelschaligen Fassade mit hoher Funktionssicherheit untergebracht werden.

Höhere Belastungen und damit auch Anforderungen an die Fassade sind in der Regel besser mit doppelschaligen Fassaden zu bewältigen. Ist eine natürliche Belüftung der Räume über die Fenster vorgesehen ergeben sich aus der doppelschaligen Fassade klare Vorteile.

4.1.3 Vorgehängte Fassaden

Das wichtigste Teil jeder Vorhangfassade ist die geschosshohe vorgehängte Fassadenkonstruktion. Im Bereich der Geschossdeckenvorderkante wird die durchgehende Außenhaut punktförmig befestigt. Die dichten Anschlüsse des Gewerkes Fassadenbau an die jeweilige Rohbaukonstruktion entfallen vollständig. Das ist ein Vorteil der vorgehängten Fassaden im Vergleich mit den Lochfenstern und Fensterbandfassaden, die solche Dichtungsanschlüsse benötigen. Stattdessen wird die Andichtung der Fassade innerhalb der Fassadenkonstruktion im Bereich der Fassadenelementstöße gemacht. Im Werk des Fassadenbauers werden die Fassadenelemente komplett hergestellt und an die Baustelle angeliefert, damit die Bauzeit verkürzt wird und die Baukosten geringer sind. Die gelieferten Elemente werden schnell und präzise an die Fassade montiert. Durch elastische Dichtungsprofilen wird die Abdichtung der Fassadenelementstöße hergestellt.

4.1.3.1 Entstehung von vorgehängten Fassaden



Bild 2 (links):Produktionshalle, Giengen a.d. Brenz, 1903, R. Steiff, *Quelle: Doppelfassaden S. 6*

Bild 3 (rechts): Lever Building, 1951- 1952, New York, Skidmore Owings & Merrill SOM, *Quelle: Doppelfassaden S. 2*

Aus dem Anfang des 20. Jahrhunderts stammen die ersten massiven Außenwandauflösungen. Ein typisches Beispiel ist das Warenhaus Hermann Tietz in Berlin, das 1898 von den Architekten Sehring und Lachenmann gebaut wurde [1]. Das erste bekannte Gebäude mit einer zweischaligen Konstruktion ist die Produktionshalle der Firma Steiff in Giengen an der Brenz (Bild 2). Die Halle wurde 1903 von Richard Steiff gebaut [2]. Das erste Gebäude in der Baugeschichte mit vorgehängter Fassade ist das Hallidie Building, das 1918 in San Francisco von W. I. Polk erbaut wurde [1].

In den nächsten Jahren entwickelten Mies van der Rohe, Le Corbusier und Walter Gropius geschosshohe Glasscheiben. Einer der ersten gläsernen Vorhangfassaden eines Hochhauses gehörte zum Lever Building in New York [3]. Der Wolkenkratzer wurde 1952 von Skidmore

Owings & Merrill SOM gebaut (Bild 3). Diese Glasvorhangfassade wird auch heute in der modernen Architektur bei den einschaligen und doppelschaligen Fassadenkonstruktionen benutzt.

4.1.3.2 Heutige Vorhangfassaden

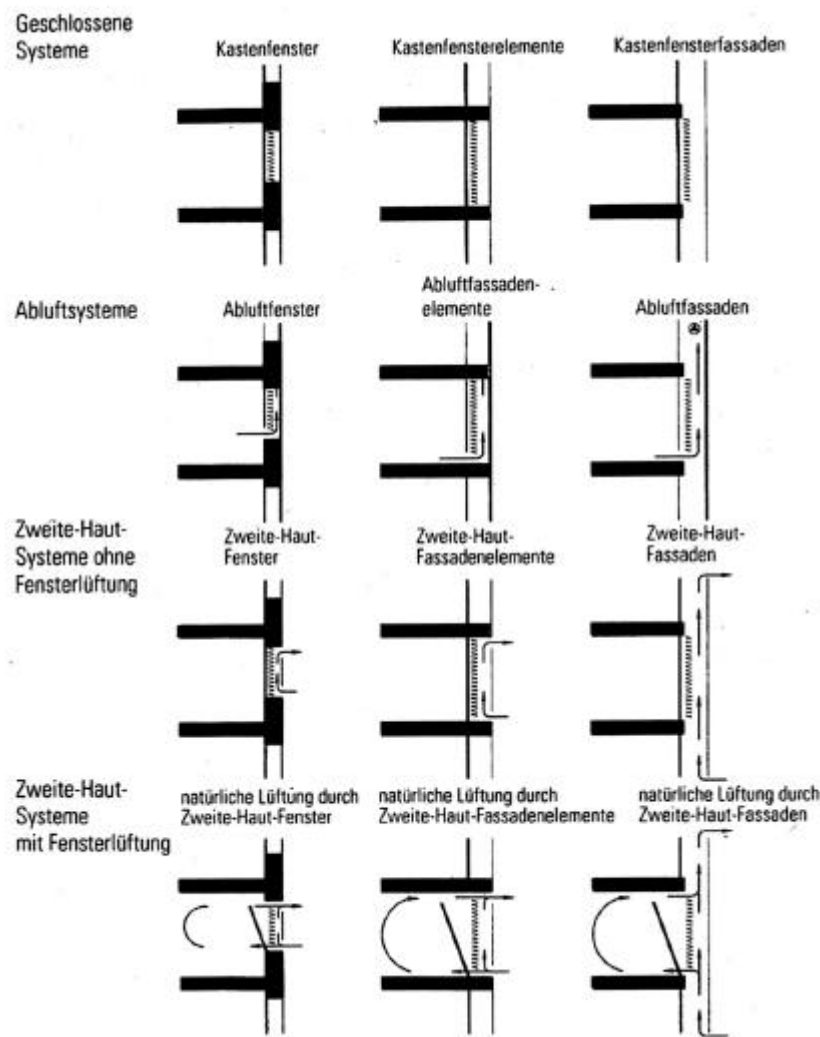


Bild 4: Typische Fassadenvarianten, Quelle: Doppelfassaden S. 9

Die doppelschalige Glasfassaden stammen aus dem Kastenfenster. Dank des Kastenfensters wird das Verbundfenster am Ende der 50er Jahre des 20. Jahrhunderts entwickelt. Die „Zweite-Haut“-Fassadensysteme finden seit Mitte der 80er Jahre eine steigende Anwendung [2]. Bei einer Zweite-Haut-Fassade wird noch eine Verglasung vor der Innenfassade angebracht, so dass ein Fassadenzwischenraum entsteht (Bild 4).

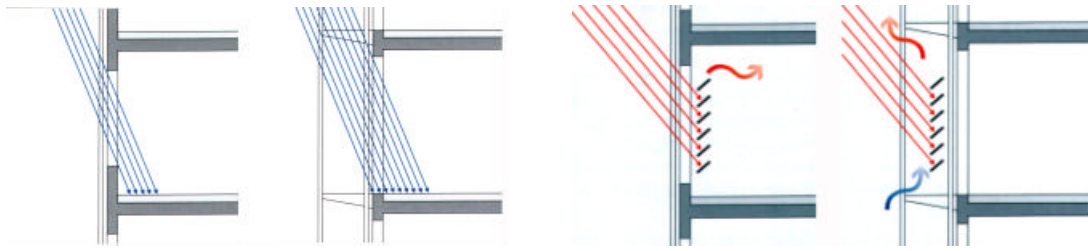


Bild 5: Vergleichende Darstellung des Lichteintritts (links) und der absorbierten Strahlung (rechts) von einer konventionellen Fassade und einer Zweiten Haut Fassade, Quelle: *Zweite Haut Fassade* S. 5

Die einschalige oder doppelschalige Vorhangfassaden bringen viel mehr Tageslicht in den Raum als eine konventionelle Fassade (Bild 5 links) [4]. Die doppelschalige Fassaden unterscheiden sich von der einschaligen durch die zweite Glasscheibe, die vor der hinteren Verglasung angeordnet ist. Im Luftraum zwischen den beiden Verglasungen wird der Sonnen- bzw. Blendschutz untergebracht, um vor Wind, schlechtem Wetter und Luftverschmutzung geschützt zu sein (Bild 5 rechts). Die Windkräfte bei den Hochhäusern sind so groß, dass ein Außensonnenschutz unmöglich ist. Durch den innengelegten Sonnenschutz werden die Reinigungs- und Wartungskosten gesenkt.

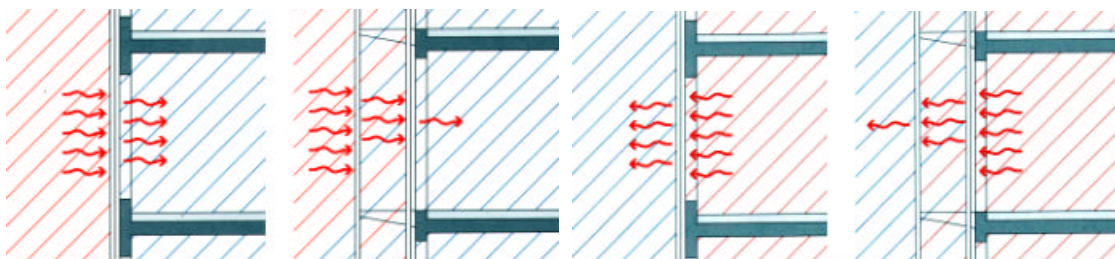


Bild 6: Verringerung der Wärmetransmission bei einer Zweite-Haut-Fassade von außen nach innen (links) und von innen nach außen (rechts), Quelle: *Zweite-Haut-Fassade* S. 8 und S. 7

Im Sommer absorbiert der Sonnenschutz der Doppelfassade die Sonnenstrahlung und der Fassadenzwischenraum erwärmt sich. Die Wärme steigt nach oben und wird nach außen über die Abluftöffnungen geleitet (Bild 5 rechts). So erwärmt sich nur der Luftzwischenraum und der Innenraum hat geringfügige Kälteverluste. In der Nacht können die Innenfenster geöffnet werden, damit eine Nachtauskühlung stattfindet (Bild 7). Die vorgehängte Glasscheibe schützt der Innenraum vor Einbrechern und hohen Windkräften. Die Nachtauskühlung führt zur Reduzierung des Kühlbedarfs des Gebäudes. Im Winter reduziert die Erwärmung des

Fassadenzwischenraums die Wärmeverluste des Innenraums (Bild 6 rechts). Der erwärmte Luftzwischenraum vermeidet die Wärmeübertragung von außen nach innen (Bild 6 links) und umgekehrt (Bild 6 rechts). Wenn die Temperatur im Innenraum niedriger als im Luftzwischenraum ist, wird die erwärmte Luft über die offenbaren Fenster von dem Fassadenzwischenraum in den Raum abgeführt. Diese Reduzierung des Heiz- und Kältebedarfs bei den doppelschaligen Vorhangsfassaden führt zu niedrigen Energiekosten (DIN 4108 Wärmeschutz im Hochbau).

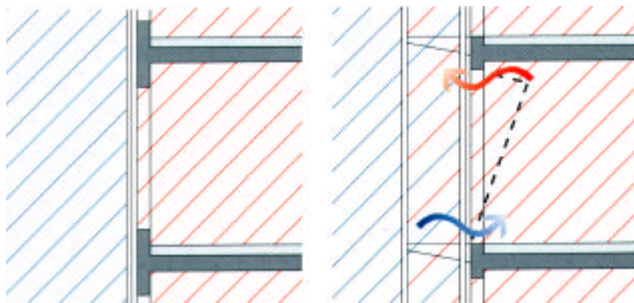


Bild 7: Nachtauskühlung mit hoher Sicherheit bei einer Zweite-Haut-Fassade, Quelle: Zweite-Haut-Fassade S. 5

Bei Hochhäusern öffnen sich die Außenfenster mechanisch, weil die Windkräfte zu groß sind. So bekommt das Gebäude eine natürliche Belüftung und Entlüftung.

Einer der wichtigsten Vorteile der Doppelfassaden ist die niedrige Schallübertragung. Eine Zweit-Haut-Fassade bildet ein perfekter Schallschutz gegen Lärm von außen (DIN 4109 Schallschutz im Hochbau). Bei Doppelfassaden, die einen mehrere Geschosse durchlaufenden Zwischenraum besitzen und Fensterflügeln an der Innenfassade haben, ist eine Schallübertragung von einem Raum nach anderem möglich. Hier müssen die Fassadenplaner auch auf Schäden wie Rauch- und Brandübertragung aufpassen, damit sie vermieden werden (DIN 4102 Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen).

Die einschaligen oder doppelschaligen Fassaden sind heutzutage wegen ihrer kürzeren Montagezeit, der wirtschaftlichen Vorteile und der Trennung der Gewerkeschnittstellen sehr verbreitet [5]. Wegen ihrer Transparenz und filigraner Konstruktion wird diese Fassadenart immer mehr beliebter.

4.1.4 Konstruktionsarten

4.1.4.1 Rahmen-Konstruktion

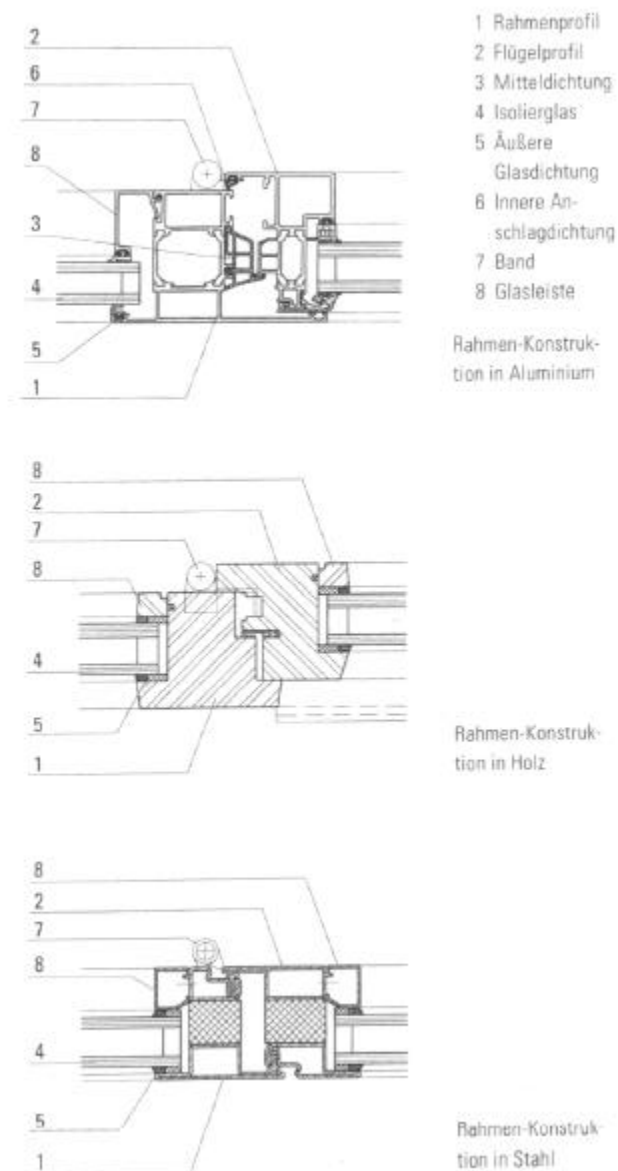


Bild 8: Verschiedene Rahmenkonstruktionen, schematischer Profilschnitt, Quelle: Doppelschalige Fassaden S. 133

Die Profile der Rahmen-Konstruktion (Bild 8) können aus allen bekannten Materialien wie Holz, Aluminium, Kunststoff und Stahl hergestellt werden. Edelstahl oder Bronze werden ganz selten benutzt, weil sie zu teuer sind. Mit einer eingepressten durchlaufenden Dämmzone werden die Profile im Fassadenwerk vorgefertigt, damit die Montagebauzeit an der Baustelle verkürzt wird. Gerüste sind bei der Montage der Fassadenelemente nicht immer erforderlich. Die Verglasung wird bei dieser Konstruktion von innen ausgeführt. Eine Glasleiste dient für die Einbauung des Glases und der Einsatzelemente.

Durch Gehrungsverbindungen im Winkel von 45° und unsichtbaren, innen liegenden Eckwinkelverbindungen werden die Profilstöße ausgeführt. Zum Dichten werden EPDM-Dichtungsprofile (Elastifiziertes Polymer-Dichtungs-Material) und Silikon am meisten verwendet [5] (DIN 18055 Fenster: Fugendurchlässigkeit, EN 12152 Schlagregendichtheit und mechanische Beanspruchung, EN 12154 Schlagregendichtheit).

4.1.4.2 Pfosten-Riegel-Konstruktion

Für die Profile dieser Konstruktionsart werden am meisten Materialien wie Stahl, Aluminium oder Holz verwendet. Die Pfosten-Riegel-Bauweise unterscheidet sich sehr klar von der Rahmen-Konstruktion. Bei dieser Konstruktionsart werden die waagerechten Profile und die senkrechte Pfosten linear aneinander gereiht. In der Art der Fassadenverglasung unterscheidet sich die Pfosten-Riegel-Konstruktion (Bild 9) von der Rahmen-Konstruktion. Hier findet die Verglasung von außen statt. Mit einer vorgegebenen Glaseinstandstiefe werden die Einsatzelenente und das Glas mit Press- oder Deckleiste eingebaut.

Die Profilverbindungen werden meist durch Tragprofilstöße gebildet. Diese Stöße werden gleit- und dehnfähig ausgeführt. Durch Schrauben werden die Stahlprofile meist miteinander verbunden. Angeschweißte Laschen oder Konsolenaufleger werden häufig dafür benutzt. Bei Holz- oder Holz-Aluminium-Pfosten-Riegel-Konstruktionen werden die Profile meist über die Beschlagteile, die in die Eckverbindung eingelegt sind, verschraubt [1].

Bei Glasdachkonstruktionen oder Vertikalverglasung, die aus einer Pfosten-Riegel-Konstruktion bestehen, werden die Dichtprofile technisch nicht immer so leicht ausgeführt. Wenn der Einsatz der meist zwei- oder dreiteiligen Dichtungen auf die entsprechende Situation nicht gepasst wird, werden Undichtigkeiten auftreten, die zu Bauschäden führen. Im Fassadenwerk dürfen die Dichtungssysteme systemgerecht und nicht unter schlechten Witterungsbedingungen hergestellt werden, damit Schäden vermindert werden (DIN 18055 Fenster: Fugendurchlässigkeit, EN 12152 Schlagregendichtheit und mechanische Beanspruchung, EN 12154 Schlagregendichtheit).

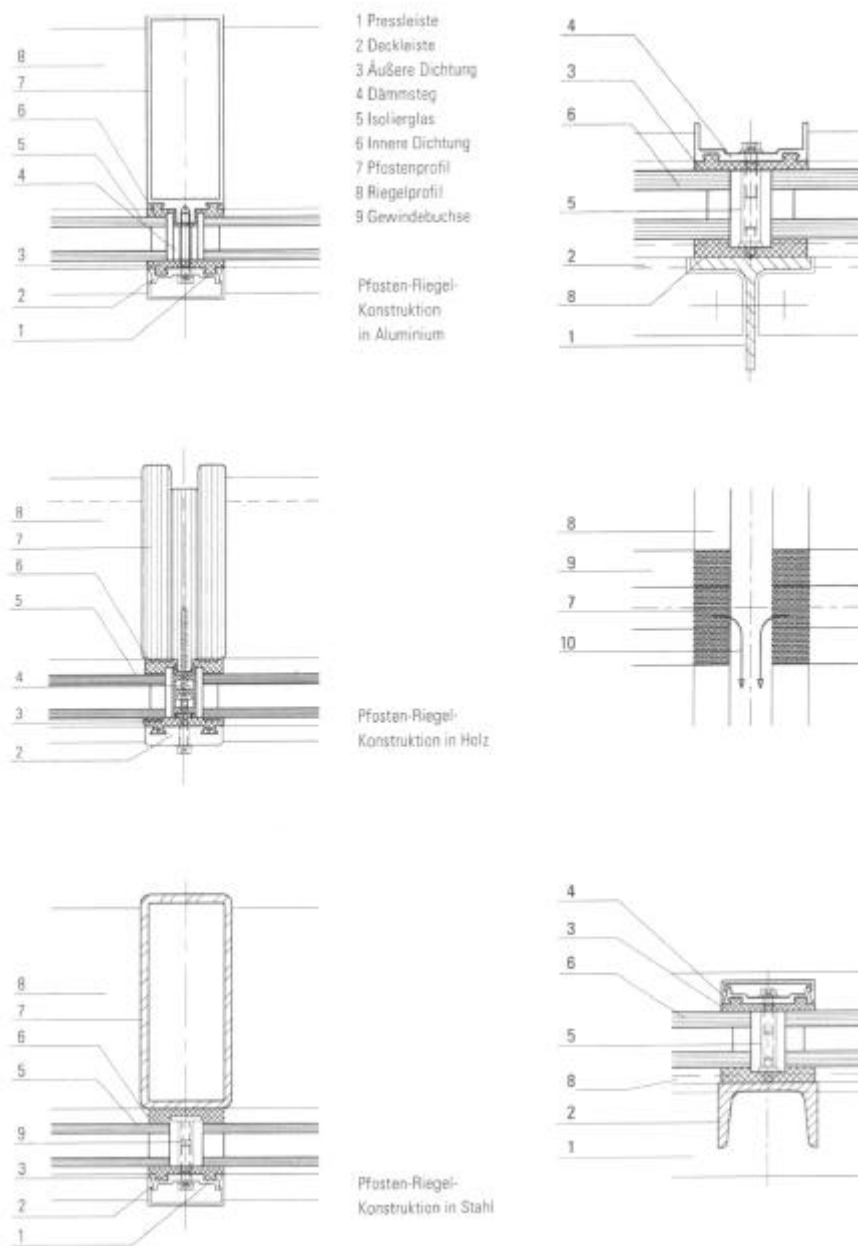


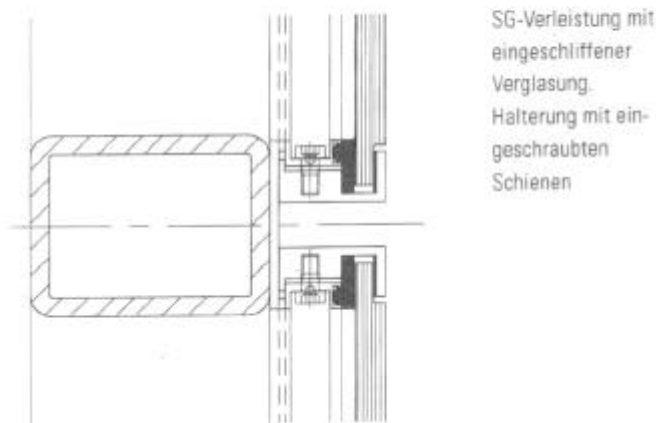
Bild 9: Pfosten-Riegel-Konstruktion, schematische Profilschnitte (links), überlappende Stoßdichtung, Kreuzpunkt im Horizontalschnitt, Ansicht und Vertikalschnitt (rechts), Quelle: Doppelschalige Fassaden S. 132, 133

Die Montagearbeit einer Pfosten-Riegel-Konstruktion ist meist sehr aufwändig und in Vergleich mit der Rahmen-

Konstruktion sind hier Gerüste erforderlich. Die Einsetzelemente, Paneele und Gläser werden zuerst an die Baustelle geliefert und dann vor Ort montiert. Das schlechte Wetter führt oft zu Montagefehlern und zu Verzögerungen des gesamten Bauprozesses. Die Einsatz- und Füllelemente bei der Pfosten-Riegel-Konstruktion müssen einen ausreichenden Abstand zum Dämmsteig haben, damit die zukünftigen Dehnungen dort aufgenommen werden können und keine Bauschäden auftreten.

4.1.4.3 Structural-Glazing-Konstruktion

Unter Structural-Glazing-Konstruktion versteht man eine Rahmenlose verglaste Konstruktion, bei der die Glasscheiben keine sichtbare Glashaltepunkte und Glashalteleisten haben. Das Glas wird von außen durch Verkleben an die Fassadenprofile montiert.



**Bild 10: Structural-Glazing-
Verglasung, schematischer
Profilschnitt, Quelle: Hochbau
Atlas S. 166**

Die Structural-Glazing-Verglasung (Bild 10) wird in den USA und Frankreich schon eingesetzt.

Leider finden die Bauaufsichtsbehörden in Deutschland die Structural-Glazing-Bauweise nicht ausreichend sicher, weil dieses Bauprinzip keine Langzeiterfahrungen besitzt. Deshalb wird die Structural-Glazing-Konstruktion in Deutschland nur bis 8 m Höhe eingesetzt.

Wegen der Zulassungs- und Genehmigungsschwierigkeiten werden meist Mischformen dieser Befestigungsart in Deutschland eingesetzt. Hier werden die Glaskanten mit einer Fase von ca. 45° abgeschrägt oder mit Vertiefungen eingeschliffen. Eine Genehmigung der Baubehörden ist für die Ausführung dieser Mischformen der Glasbefestigung wahrscheinlicher als für eine Structural-Glazing-Befestigung [5]. Der Grund dafür ist, dass die Glasscheiben nicht nur mit Kleber befestigt werden, sondern auch mit mechanischer Glashaltesicherung gesichert werden. Das macht die Mischformen der Structural-Glazing-Konstruktion viel stabiler und sicherer.

Die Montage einer Structural-Glazing-Konstruktion ist wie die Pfosten-Riegel-Konstruktion sehr aufwendig. Montagegerüste sind erforderlich, weil die Montagearbeiten von außen durchgeführt werden.

In der Zukunft wird die Glasklebetchnik neue vielfältige Möglichkeiten zur Realisierung hochtransparenter und energiesparender Fassadenkonstruktionen anbieten können.

4.2 Besonderheiten bei Hochhausfassadenkonstruktionen

Der Autor des Kapitels Fassadenkonstruktionen im Hochbau Atlas [5], Sigurdur Gunnarsson erläutert einige Besonderheiten von Hochhausfassaden. Demnach unterscheiden sich die Konstruktionselemente einer Hochhausfassade eigentlich nicht von der eines gewöhnlichen Hauses. In beiden Fällen gibt es z.B. elementierte Pfosten und Riegel, Seile und Zugstäbe sowie Scheiben z.B. aus Glas oder Metall. Die Höhe eines Gebäudes wird dabei nicht als grundlegende Einschränkung bezüglich der Materialwahl angesehen.

Der Betrachtungsmaßstab der Fassade hat jedoch bei einem Hochhaus einen höheren Stellenwert als bei einem normalen Haus. Auf Bild 11 kann man erkennen, wie stark sich der Eindruck einer Fassade mit der Betrachtungsentfernung ändert.



Bild 11: Wechsel des Betrachtungs- Maßstabes, (Viktoria Hochhaus, Mannheim, Arch.: A. Speer und Partner), Quelle: Hochhaus Atlas S. 147

Eine wesentliche Besonderheit von Hochhausfassaden liegt jedoch in den hohen Windlasten, denen die Fassade standhalten muss, denn daraus ergeben sich Belastungen für die Fassadenelemente selbst als auch dann daraus resultierende Bewegungen und Verformungen des Tragwerks selbst. Diesen Bewegungen und Verformungen des Tragwerks muss die Fassade dann schadensfrei folgen, was konstruktionsbedingt u.a. durch entsprechend angeordnete Bewegungsfugen und Einteilung der Fassadenelemente geplant werden muss.

4.2.1 Höhe der betrachteten Haupttragstruktur

Die absolute Verformung eines Hochhauses ist von der Höhe der Tragstruktur abhängig. Größe und Verteilung der Windlasten im einzelnen wirken auf die Tragstruktur im ganzen ein. Die relativen Verformungen einzelner Elemente nehmen jedoch mit zunehmender Gebäudehöhe zu und werden komplexer und erfordern bei größeren Fassadenabschnitten größere Bewegungsfugen.

Damit ergibt sich für die Tragstruktur ein großes Ganzes, während die Fassade in der Regel aus vielen kleinen einzelnen Teilen besteht, ähnlich einem Paillettenkleid. Ein Beispiel für eine Ausnahme hiervon ist das ehemalige World Trade Center in New York, denn dort war die Primärstruktur auch gleichzeitig die Fassadenstruktur.

4.2.2 Auswirkungen von Wind

Die Windlasten zur Bemessung der Hochhausfassade unterscheiden sich grundlegend von den Windlasten die zur Bemessung des Tragwerks herangezogen wurden. Betroffen sind hier die Intensität und die Verteilung der Windlast. Die anzusetzenden Windlasten beruhen meist auf Ergebnissen aus Winkanaluntersuchungen und Messdaten des Deutschen Wetterdienstes, falls vorhanden. Bei den Auswirkungen von Windlasten ist zwischen den globalen Windlasten der Tragstruktur und den lokalen Windlasten der Fassadenelemente zu unterscheiden. Die globalen Windlasten werden auch als Strukturwinde und die lokalen Windlasten als Paneellast bezeichnet. Die lokale Böenlast eines Paneels kann dabei beispielsweise 500 kg/m^2 im Gegensatz zu 150 kg/m^2 bei der globalen Strukturlast betragen. Beide Lasten sind für die Fassadenkonstruktion von Bedeutung. Nach Gunnarsson [5] verformt dabei die globale Strukturlast das Gebäude und ist damit für die Dimensionierung der Hauptverformungsfugen heranzuziehen. Die lokalen Panellasten mit ihren Spitzen sind dagegen für die Ausführung der Fassadenkonstruktion und die Aufnahme lokaler Zerrbilder verantwortlich.

4.2.3 Konstruktionsbedingungen für Hochhausfassaden

Für die Konstruktion einer Fassade muss zuerst die Interaktion zwischen Tragwerk und Fassade vom Planer verstanden werden.

Die Fassade überträgt die Windlasten auf das Tragwerk und muss dann wiederum die Bewegungen des Tragwerks zwängungsfrei aufnehmen können. Als mögliche Bewegungen können verschiedene Relativverformungen zwischen Tragwerk und Fassade auftreten.

Ein weiterer Punkt ist, dass es sich bei der Fassade um ein Maschinenbauprodukt handelt, bei dem die Toleranzen sich im Millimeter oder Zehntelmillimeter Bereich bewegen. Im Rohbau dagegen bewegen sich die Toleranzen im Zentimeter Bereich. Deshalb muss bei der Umsetzung der Planung in die Realität dann auch durch bau- und fertigungsbeleitende Messungen das richtige Maß gefunden.

4.2.3.1 Bewegungen zwischen dem Tragwerk und der Fassade

Relativverformungen zwischen dem Tragwerk und der Fassade eines Hochhauses haben ihre Ursache im großen Unterschied zwischen der Größe der Fassadenkonstruktion und der Größe der Tragwerksstruktur. Für die Verformungen ergeben sich damit folgende Betrachtungsweisen:

- die absolute Verformung der Gesamtstruktur, die dem Nachweis der statischen Gebrauchstauglichkeit und der dynamischen Analyse zugrunde gelegt wird
- die Relativverformungen einzelner Elemente des Tragwerks untereinander, bzw. die Zerrung des Bezugsraumes der Fassade

Die Schnittstelle zwischen dem Tragwerk und der Fassade sind diese beiden obigen Betrachtungsweisen. Die resultierenden Verformungen sind entsprechend den Einflussfaktoren in verschiedenen Kombinationen möglich. Es ergeben sich folgende Verformungsmöglichkeiten der Fassade (Bild 12):

- (1) vertikale, horizontale und räumliche Dehnungen und Zerrungen einzelner Fassadenelemente bezüglich der Primärkonstruktion. Ursachen für diese Elementverformungen können hier Temperaturänderungen oder Wind sein.
- (2) vertikalen Verformungen zwischen zwei Gebäudeteilen und damit zwei größeren Fassadenabschnitten. Bei diesen Abschnittsverformungen ist eine vertikale Verschiebungsfuge notwendig.

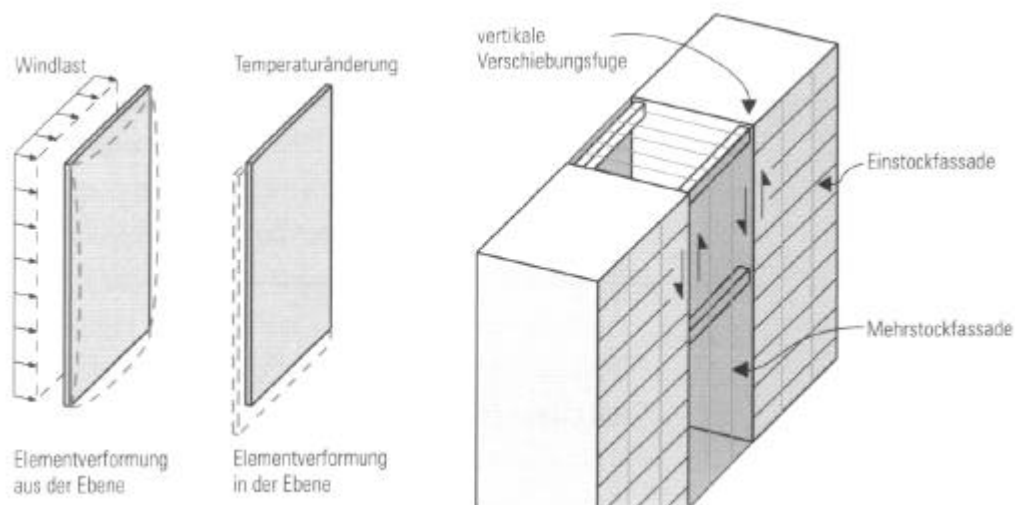


Bild 12: Elementverformungen und Abschnittsverformungen bei Fassadenkonstruktionen, Quelle: Hochhaus Atlas S. 149

4.2.3.2 Tragstruktur Verformungsbilder:

Nach Richtung, Dauer und Ursache gegliedert ergeben sich hier sechs weitere verschiedene Verformungen, die für die Relativverformungen zwischen Tragwerk und Hülle von Bedeutung sind:

- (1) Gesamt- und Lokalverformungen durch Materialbedingtes Kriechen und Schwinden, typischerweise bei Beton- und Verbundkonstruktionen. Bei sehr kurzer Bauzeit eines Hochhauses kann es zu einer Stauchung des Tragwerks kommen, was ebenfalls ein kritisches Verformungsbild für die Fassade darstellt.
- (2) Gesamt- und Lokalverformungen, die Verkehrslastbedingt sind. Erst nach der Fassadenmontage und auch nur zeitweise treten die durch Nutzlasten bedingten Verformungen auf. Nach Gunnarsson [5] sind diese Verformungen jedoch gering, da der Anteil der Nutzlasten selten mehr als ein Drittel des Gesamtgewichts beträgt. Eine fein- bzw. kurzgliedrige Fassadeneinteilung ist bezüglich der Aufnahme dieser Verformungen besser, da die Dehnung der Tragstruktur dann auf viele kleine Fassadenabschnitte aufgeteilt wird. Gibt es lange Fassadenabschnitte, so werden die Nutzlast-

einflüsse der entsprechenden Stockwerke an den vertikalen Fixpunkten der Fassade zum Tragwerk zusammengefasst. Zusammenfassend bekommt man entweder viele kleine Fugen, oder wenige aber dafür größere Fugen (Bild 13).

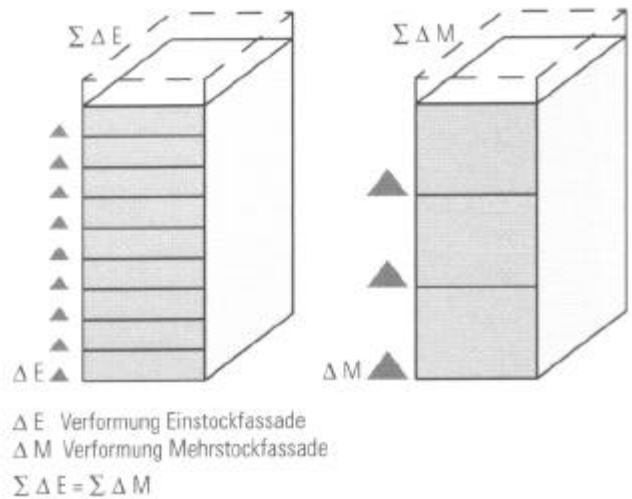
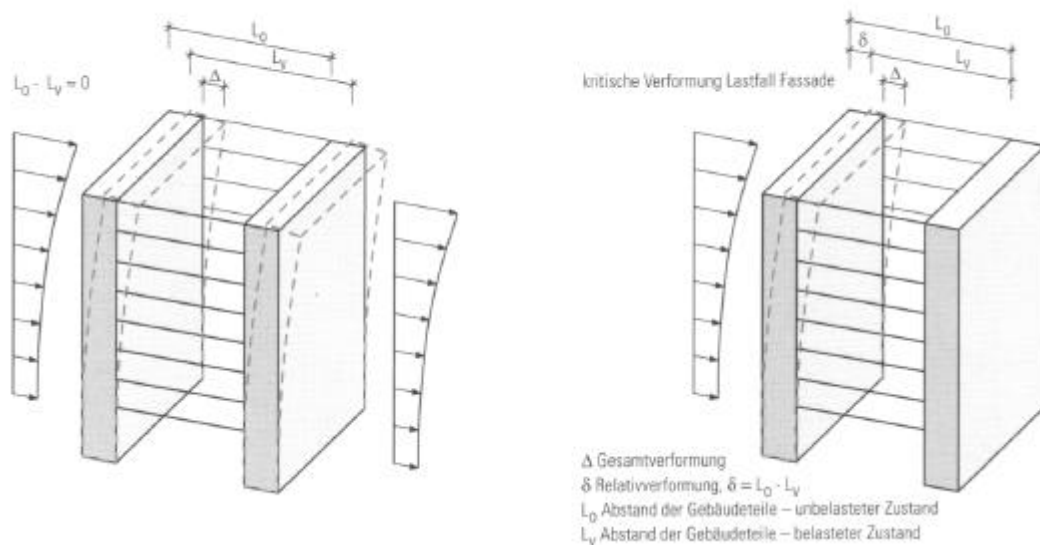


Bild 13: Fein- und grobgliedrige Einteilung der Fassade, Quelle: Hochhaus Atlas S. 150

- (3) Verformungen der Tragstruktur durch Temperaturänderungen. Während der Bauzeit ist das Tragwerk noch ungeschützt der Witterung ausgesetzt, danach sind dann Innentemperaturen maßgebend.
- (4) Verformungen der Tragstruktur durch Windlasten. Die dadurch entstehenden Gesamt- und Relativverformungen sieht man in Bild 14 a), b) sehr gut.



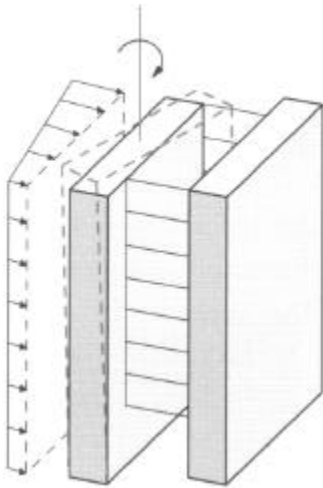


Bild 14 a-c:

a.) Beidseitige Windlast (Gesamtverformung groß, Relativverformung klein),

b.) Einseitige Windlast (Gesamtverformung klein, Relativverformung groß) und

c.) Rotation des Turmschafts, Quelle: Hochhaus Atlas, S. 151

(5) Rotationale Verformungen der Tragstruktur durch Windlasten wie sie in Bild 14 c.) zu sehen sind.

(6) Lokale Fassadenanschluss Verformungen, bedingt durch ständige Fassadenlasten und zusätzliche Verkehrslasten der angeschlossenen Decke.

Durch Erhöhung der Steifigkeit im Anschlussbereich der Fassade können zum Teil Biegeverformungen aufgenommen (Bild 15).

Bild 16 zeigt hier die mit Schienen verstärkten Decken über den großen Gartenetagen des Commerzbank Hochhauses in Frankfurt [6].

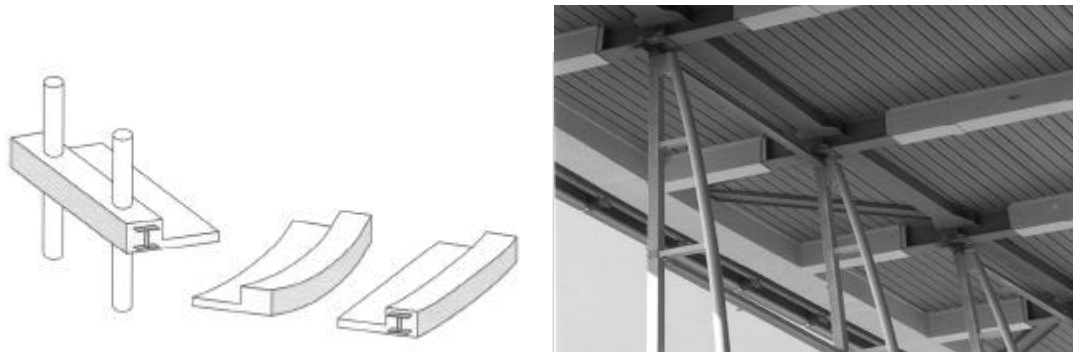


Bild 15 (rechts): Reduzierung der Verformung durch Erhöhung der Steifigkeit, Quelle: Hochhaus Atlas S. 149

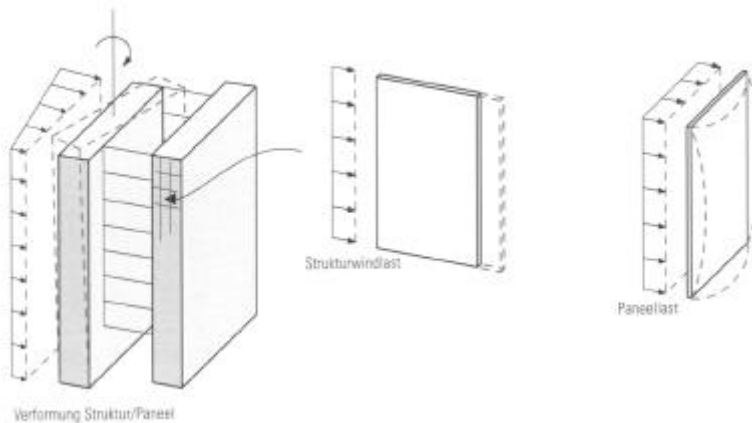
Bild 16 (links): Commerzbank Frankfurt, Reduzierung der Durchbiegung durch Schienen und Bogenträger, Quelle: Commerzbank Frankfurt S. 171

4.2.4 Erforderliche Bewegungsfugen

Da die Bewegungen und Verformungen von Tragwerk und Fassade nicht einheitlich und gleich sind, müssen sie entkoppelt werden. In der horizontalen Fugenteilung ist die relative Verformung zwischen Tragwerk und der Fassade oder auch zwischen vertikal getrennten Fassadenabschnitten von maßgebender Bedeutung. In der Regel liegt sie in den Bereichen zwischen Oberkante Fertigfußboden und Unterkante Decke. Vertikale Bewegungsfugen sind bei großen Differenzen in der Belastung oder der Steifigkeit des Primärtragwerks erforderlich.

Für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit der Einzelelemente der Fassade werden lokale Windspitzen betrachtet. Zur Erfassung der erforderlichen Auslegung der Fassadenfugen bezüglich der Windlasten sind die globalen Windlasten dann maßgebend. Die Gebrauchstauglichkeit der Fassade wird nach Gunnarsson [5] dabei folgendermaßen beschrieben:

- Begrenzung der Verformung aus der Fassadenebene. Die Spitzenwindlast ist dabei die maßgebende Belastung.
- Eine völlige Kompensation der auftretenden Verformungen in der Fassadenebene ist sicherzustellen. Globale Windlasten sind hier maßgebend (Bild 17).



**Bild 17: Paneellasten
ergeben Verformungen aus
der Ebene und
Strukturwindlasten
ergeben Verformungen in
der Ebene, Quelle:
Hochhaus Atlas, S. 152**

Sehr viel Aufmerksamkeit ist auch den Verformungen des Tragwerks während der Bauausführung zu widmen. Eine sogenannte „Verformungsgeschichte“ die ständig während der gesamten Bauzeit fortgeschrieben wird ist unerlässlich. Abweichungen im Rohbaumaß können dann unverzüglich festgestellt und Gegenmaßnahmen eingeleitet werden. Dies ist auch insoweit von Bedeutung, als die Fassadenfirma als Vertragsgrundlage bestimmte Rohbautoleranzen angenommen hat.

4.3 Fazit

Die Architekten haben die freie architektonische Wahl eine Fassadenart zu wählen, die nach ihrer Meinung zu der Gebäudekonstruktion, Nutzung und der Umgebung passt. Bei hohen Gebäuden wird eine Rahmen-Konstruktion in Form einer ein- oder doppelschaligen Konstruktion wegen ihrer großen Vorteilen heutzutage oft gewählt.

Die elementierte Bauweise ist bei fast allen Hochhäusern wegen des großen Vorfertigungsgrad im Fassadenwerk, der kürzeren Montagezeiten und der geringeren Kosten bei Großserien verwendet. Die Fassadenelemente werden komplett im Werk des Fassadenbauers vorgefertigt und an der Baustelle direkt von dem Lkw abgehoben und montiert, damit die Baukosten auf ein Minimum reduziert werden können.

Im Bereich der besonderen Anforderungen an Hochhausfassaden sind zum einen der Wechsel des Betrachtungsmaßstabes bei einem Wechsel der Betrachtungsentfernung zu nennen.

Eine weitere Besonderheit der Hochhausfassaden ist die Höhe der Tragstruktur und die großen Windlasten. Die Windlasten sind dabei im Sockelbereich zum Teil größer als in der Höhe.

Eine zwingende Aufgabe der Fassade ist es, den komplexen Verformungen des Hochhaus-tragwerks folgen zu können. Dazu ist in der Fassadenplanung eine genaue Analyse der absoluten Verformung der Gesamtstruktur und der Relativverformung der einzelnen Elemente des Tragwerks untereinander erforderlich. Die Bewegungsfreiheit von Fassade und Tragwerk wird dann durch sogenannte Bewegungsfugen gewährleistet.

4.4 DIN- Normen

Statik:	DIN 1055	Lastannahmen für Bauten
	DIN 18056	Fensterwände, Bemessung und Ausführung
	DIN 4113	Aluminiumkonstruktionen
	DIN 1748	Strangpreßprofile aus Aluminium und Aluminium-Knetlegierungen, Festigkeitseigenschaften
Brandschutz	DIN 4102	Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen
Fugendichtheit:	DIN 18055 EN 12152	Fenster: Fugendurchlässigkeit, Schlagregendichtheit und mechanische Beanspruchung
Wärmeschutz:	DIN 4108	Wärmeschutz in Hochbau
Schallschutz:	DIN 4109	Schallschutz im hochbau
Schlagregen-dichtheit:	EN 12154	Schlagregendichtheit

Bild 18: Übersicht der wichtigsten Normen für Fenster, Fassaden und Lichtdächer, Quelle: Schüco International [7]

4.5 Abbildungsverzeichnis

Bild 1: Kastenfenster, Quelle: Doppelfassaden S. 5 4-3

Bild 2 (links): Produktionshalle, Giengen a.d. Brenz, 1903, R. Steiff, Quelle: Doppelfassaden S. 6 4-5

<i>Bild 3 (rechts): Lever Building, 1951- 1952, New York, Skidmore Owings & Merrill SOM, Quelle: Doppelfassaden S. 2</i>	<i>4-5</i>
<i>Bild 4: Typische Fassadenvarianten, Quelle: Doppelfassaden S. 9.....</i>	<i>4-6</i>
<i>Bild 5: Vergleichende Darstellung des Lichteintritts (links) und der absorbierten Strahlung (rechts) von einer konventionellen Fassade und einer Zweiten Haut Fassade, Quelle: Zweite Haut Fassade S. 5.....</i>	<i>4-7</i>
<i>Bild 6: Verringerung der Wärmetransmission bei einer Zweite-Haut-Fassade von außen nach innen (links) und von innen nach außen (rechts), Quelle: Zweite-Haut-Fassade S. 8 und S. 7</i>	<i>4-7</i>
<i>Bild 7: Nachtauskühlung mit hoher Sicherheit bei einer Zweite-Haut-Fassade, Quelle: Zweite-Haut-Fassade S. 5</i>	<i>4-8</i>
<i>Bild 8: Verschiedene Rahmenkonstruktionen, schematischer Profilschnitt, Quelle: Doppelschalige Fassaden S. 133</i>	<i>4-9</i>
<i>Bild 9: Pfosten-Riegel-Konstruktion, schematische Profilschnitte (links), überlappende Stoßdichtung, Kreuzpunkt im Horizontalschnitt, Ansicht und Vertikalschnitt (rechts), Quelle: Doppelschalige Fassaden S. 132, 133.....</i>	<i>4-11</i>
<i>Bild 10: Structural-Glazing-Verglasung, schematischer Profilschnitt, Quelle: Hochbau Atlas S. 166.....</i>	<i>4-12</i>
<i>Bild 11: Wechsel des Betrachtungs- Maßstabes, (Viktoria Hochhaus, Mannheim, Arch.: A. Speer und Partner), Quelle: Hochhaus Atlas S. 147</i>	<i>4-13</i>
<i>Bild 12: Elementverformungen und Abschnittsverformungen bei Fassadenkonstruktionen, Quelle: Hochhaus Atlas S. 149</i>	<i>4-16</i>
<i>Bild 13: Fein- und grobgliedrige Einteilung der Fassade, Quelle: Hochhaus Atlas S. 150 ...</i>	<i>4-17</i>
<i>Bild 14 a-c: a.) Beidseitige Windlast (Gesamtverformung groß, Relativverformung klein), b.) Einseitige Windlast (Gesamtverformung klein, Relativverformung groß) und c.) Rotation des Turmschafts, Quelle: Hochhaus Atlas, S. 151</i>	<i>4-18</i>

<i>Bild 15 (rechts): Reduzierung der Verformung durch Erhöhung der Steifigkeit, Quelle: Hochhaus Atlas S. 149</i>	<i>4-19</i>
<i>Bild 16 (links): Commerzbank Frankfurt, Reduzierung der Durchbiegung durch Schienen und Bogenträger, Quelle: Commerzbank Frankfurt S. 171</i>	<i>4-19</i>
<i>Bild 17: Paneellasten ergeben Verformungen aus der Ebene und Strukturwindlasten ergeben Verformungen in der Ebene, Quelle: Hochhaus Atlas, S. 152.....</i>	<i>4-20</i>
<i>Bild 18: Übersicht der wichtigsten Normen für Fenster, Fassaden und Lichtdächer, Quelle: Schüco International [7].....</i>	<i>4-21</i>

Literaturverzeichnis

- 1 Doppelschalige Fassaden, Oesterle/ Lieb/ Lutz/ Heusler, 1999 Verlag Callwey GmbH
- 2 Doppelfassaden, Compagno/Heusler u.a., 2001 Ernst& Sohn Verlag, Berlin
- 3 Wolkenkratzer, Meisterwerke der Architektur, Charles Sheppard, 1996, Parkland Verlag, Köln
- 4 J. Gartner GmbH & Co.KG, Prospekt: Zweite-Haut-Fassade von: E. Hertzsch, Beratungsbüro für innovative Fassaden, Stuttgart, Juni 2001
- 5 Hochhaus Atlas, Eisele/ Kloft (Hrsg.), 2002 Verlag Callwey GmbH
- 6 Commerzbank Frankfurt, Watermark/ Birkhäuser, 1997 Birkhäuser Verlag für Architektur
- 7 Schüco International, Prospekt: Architekten Informationen, Systeme FW50+ und FW60+ für Aluminium- Profilfassaden und Lichtdächer, D7

5 Besonnung und Verschattung

Verfasser: Kai Genilke, Stephanie Koch

5.1 Inhaltsverzeichnis

5 Besonnung und Verschattung	5-1
5.1 Inhaltsverzeichnis.....	5-1
5.2 Abbildungsverzeichnis.....	5-2
5.3 Einleitung.....	5-3
5.4 Lichttechnische Größen.....	5-4
5.5 Verschattung.....	5-6
5.6 Besonnung.....	5-13
5.7 Fazit.....	5-21
5.8 Literaturverzeichnis	5-22

5.2 Abbildungsverzeichnis

Bild 5.1 Verlauf der Sonne für Mitteldeutschland.....	5-4
Bild 5.2 Beleuchtungsstärken	5-5
Bild 5.3 Einfall des Lichtes durch Verbauung.....	5-8
Bild 5.4 Computermode ll.....	5-9
Bild 5.5 Auswertung mittels einer Software.	5-9
Bild 5.6 Sonnenstandsdiagramm	5-10
Bild 5.7 Polares Diagramm.....	5-11
Bild 5.8 Reflexion bei planer, konvexer und konkaver Oberfläche.....	5-12
Bild 5.9 Verglasung.....	5-13
Bild 5.10 Außen liegende Sonnenschutzsysteme	5-16
Bild 5.11 Zwischen den Scheiben liegender Sonnenschutz	5-16
Bild 5.12 Lichtlenkung im Oberlicht	5-18
Bild 5.13 Holografisch optische Elemente	5-19
Bild 5.14 Totalreflexion.....	5-19
Bild 5.15 Prismensystem.....	5-20
Bild 5.16 Bewegliche Prismensysteme	5-20

5.3 Einleitung

Gerade in den letzten Jahren ist der Bedarf an energieeinsparenden Maßnahmen für Gebäude gestiegen. Dies liegt nicht nur an den gesetzlichen Vorgaben für Wohn- und Bürogebäude, wie z.B. der Energieeinsparverordnung, sondern auch an einer gewandelten Denkweise von Bauherren und Planern. Darüber hinaus geht bei der architektonischen Gestaltung der Trend zunehmend in Richtung vergrößerter Fensterflächen. Gerade für Hochhäuser mit einer vollständig verglasten Gebäudehülle besteht im Sommer Handlungsbedarf, um die anfallenden Kosten für die Klimatisierung und damit den Energieaufwand und die Emissionen möglichst gering zu halten. Neben dem Einsatz moderner transparenter Fassaden mit geringem Gesamtenergiedurchlassgrad bieten sich Sonnenschutzsysteme an, um die einfallende Sonneneinstrahlung und somit die Kühllast im Gebäude und die Rauminnentemperaturen zu verringern. Ein Teil der Wärme im Raum entsteht zusätzlich durch die internen Wärmelasten. Dazu gehören der Nutzer selbst, die im Raum befindlichen elektrischen Geräte und die Beleuchtung. Durch eine stärkere Nutzung des einfallenden Tageslichtes können die durch Beleuchtung entstehenden Wärmelasten verringert werden. Außerdem trägt eine gute Tageslichtversorgung dazu bei, das Wohlbefinden der Menschen zu steigern. Die Tageslichtversorgung sollte allerdings nicht nur in den oberen Geschossen des Hochhauses gewährleistet sein. Auch bei sehr hohen Gebäuden kann bis in die unteren Geschosse Tageslicht genutzt werden, wenn durch Einhaltung von Abstandsflächen eine enge Bebauung vermieden wird. Dies wirkt sich ebenfalls positiv auf die Tageslichtverhältnisse der Nachbarbebauungen aus, denn durch große Abstandsflächen kann eine unzulässige Verschattung der Gebäude untereinander ausgeschlossen werden. Jedoch werden Hochhäuser im Bereich städtischer Bebauung häufig von den entsprechenden Verordnungen zur Einhaltung der Abstandsflächen befreit¹. Daher ist es sinnvoll, sowohl die Auswirkungen eines Hochhauses auf die Tageslichtverhältnisse der Nachbarbebauungen als auch die Tageslichtversorgung in den unteren Geschossen des Hochhauses in die Planung einzubeziehen.

¹ vgl. Müller, Hellmut F.O, (2002), HochhausAtlas S.173

5.4 Lichttechnische Größen

Die Einwirkung der Sonnenstrahlung auf das Gebäude hängt von verschiedenen Einflussfaktoren ab. Dazu gehören die Orientierung der Gebäudefassade, die geografische Lage und die Jahreszeit. Die Intensität der Strahlung sowie die Dauer werden vom Sonneneinstrahlungswinkel bestimmt. Dieser ändert sich entsprechend der Tages- und Jahreszeit und ist abhängig von der geografischen Lage.

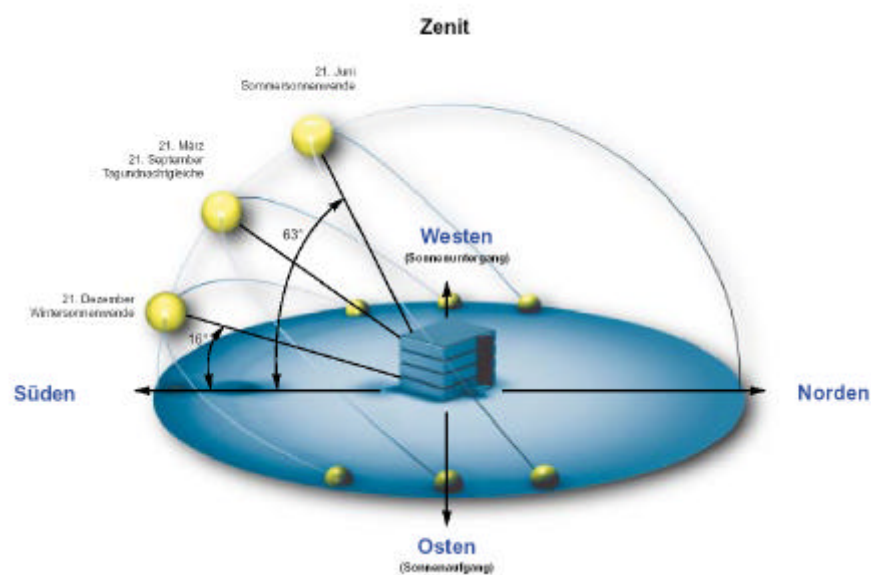


Bild 5.1 Verlauf der Sonne für Mitteleuropa²

Darüber hinaus beeinflussen auch die Umgebung und die Architektur des Gebäudes das Maß der Sonnenstrahlung. Die direkte Sonnenstrahlung ist der Teil, der nach der Schwächung durch die Atmosphäre als Parallelstrahlung die Erdoberfläche erreicht. Die Sonnenstrahlung, die an Luftmolekülen und Wolkenpartikeln gestreut worden ist, wird als diffuse Himmelsstrahlung bezeichnet. Die Summe aus direkter Sonnenstrahlung und diffuser Himmelsstrahlung ist die Globalstrahlung. Das Tageslicht ist dann der sichtbare Teil der Globalstrahlung.

Die wahrgenommene Helligkeit wird über die Leuchtdichte L beschrieben. Die Leuchtdichte wird in Candela pro Quadratmeter angegeben und ist ein Maß für den Helligkeitseindruck,

² vgl. VBG, (2002), Broschüre: Sonnenschutz im Büro, S.7

den eine leuchtende oder beleuchtete Fläche bei einem Betrachter hervorruft. Die Sonne besitzt eine Leuchtdichte von rund 10^9 cd/m², wenn sie nicht von Wolken bedeckt ist. Die Leuchtdichte des Himmels ist vom jeweiligen Bewölkungsgrad abhängig. Ist der Himmel gleichmäßig mit einer dünnen Wolkenschicht bedeckt, können besonders hohe Leuchtdichten von 15000 bis 30000 cd/m² am Himmel in Richtung Süden auftreten. In Richtung Norden können ebenfalls hohe Helligkeiten bis zu 10000 cd/m² entstehen, wenn einzelne Wolken von der Sonne angestrahlt werden.

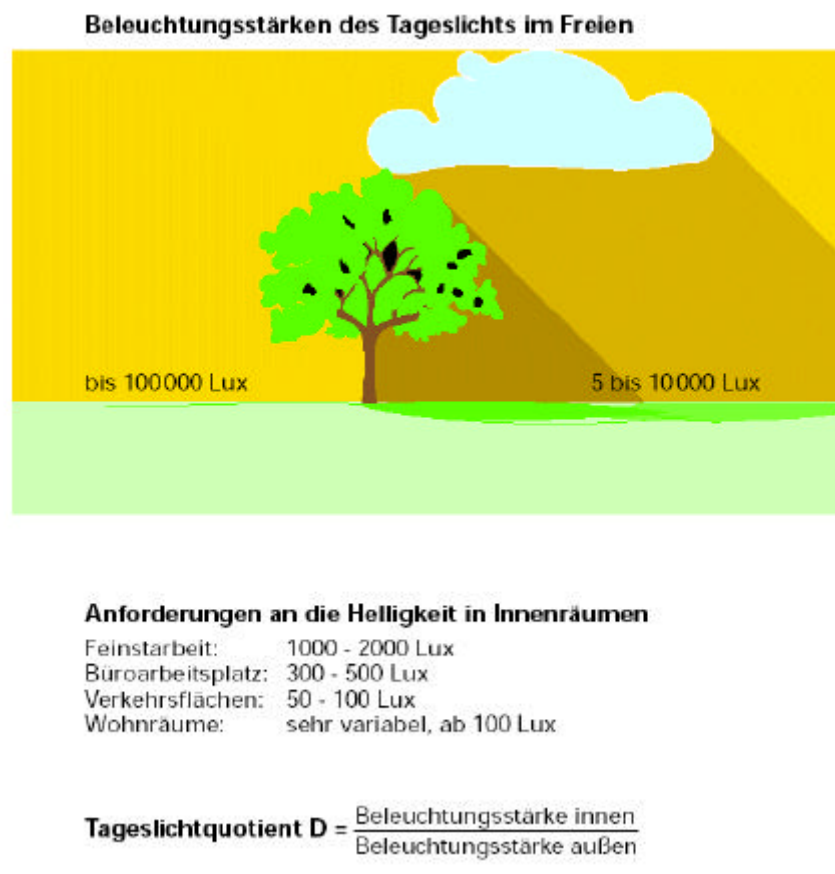


Bild 5.2 Beleuchtungsstärken³

Die Leuchtdichte einer beleuchteten Fläche hängt in gleichem Maße von der vorhandenen Beleuchtungsstärke wie von ihrem Reflexionsgrad ab⁴. Die Beleuchtungsstärke E ist ein Maß

³ vgl. Wuppertal Institut für Klima, Umwelt und Energie (1996), Energiesparendes Bauen und Modernisieren, S.109

⁴ vgl. Freymuth, Hanns,(1997), Lehrbuch der Bauphysik S.481

für das auf eine Fläche treffende Licht und wird in Lux (lx) angegeben. Um für Wohnräume und für Arbeitsräume, die in ihren Maßen Wohnräumen entsprechen, eine ausreichende Helligkeit sicherzustellen, sind bestimmte Grenzwerte des Tageslichtquotienten einzuhalten. Der Tageslichtquotient D ist nach DIN 5034 Teil 1 wie folgt definiert:

„Der Tageslichtquotient D ist das Verhältnis der Beleuchtungsstärke E_p in einem Punkt einer gegebenen Ebene, die durch direktes und /oder indirektes Himmelslicht bei angenommener oder bekannter Leuchtdichteverteilung des Himmels erzeugt wird, zur gleichzeitig vorhandener Horizontalbeleuchtungsstärke E_a im Freien bei unverbaute Himmelskugel. Die durch direktes Sonnenlicht bewirkten Anteile beider Beleuchtungsstärken bleiben unberücksichtigt.“⁵

Für die Innenraumbeleuchtung ist der ungünstigste Fall der vollständig bedeckte Himmel und daher wird die Leuchtdichteverteilung für diesen Fall ermittelt. Nach DIN 5034 Teil 1 ist die vom Tageslicht erzeugte Helligkeit für Wohn- und Arbeitsräume (Raumfläche kleiner 50m²) ausreichend, wenn folgende Werte, bezogen auf eine horizontale Ebene 85 cm über dem Fußboden, eingehalten sind:

- bei Räumen mit Fenster in einer Wand sollte in halber Raumtiefe und in 1m Abstand von den Seitenwänden im Mittel der Tageslichtquotient mindestens 0,9 % und am ungünstigsten dieser Punkte mindestens 0,75 % betragen.
- bei Räumen mit Fenstern in mehr als einer Wand sollte der Tageslichtquotient am ungünstigsten Bezugspunkt mindestens 1% betragen.

5.5 Verschattung

Hochhäuser üben durch ihre dominierende Gestalt einen erheblichen Einfluss auf ihre Umgebung aus. Entsteht ein neues Hochhaus, werden oft Nutzer der Nachbargebäuden laut, die mit einer Beeinträchtigung des Tageslichteinfalls rechnen. Um diesem entgegenzuwirken, sind Abstandsflächen einzuhalten, deren Größe von der Gebäudehöhe, aber auch von der

⁵ vgl. DIN 5034,(1983), Tageslicht in Innenräumen

Gestalt und Neigung des Geländes abhängt. Doch nicht nur die Nutzer der Nachbarbebauungen fürchten eine Reduzierung des Tageslichteinfalls durch den Schattenwurf des Hochhauses, auch im Hochhaus selbst muss noch bis in die unteren Geschosse eine ausreichende Versorgung mit Tageslicht gewährleistet sein. Da Hochhäuser meist mit verglasten Fassaden ausgestattet sind, muss weiterhin bei der Planung darauf geachtet werden, dass die Umgebung durch Sonnenreflexionen auf der Fassade nicht gestört wird.

Verschattung der anderen Gebäude durch das Hochhaus

Gerade bei einer engen Bebauung können manche Bereiche eines Gebäudes nicht ausreichend mit Tageslicht versorgt werden. Dies wird z.B. bei den „Berliner Hinterhöfen“ deutlich. Aspekte der Tageslichtversorgung wurden dort nicht bedacht. Lediglich aus Gründen des Brandschutzes entstanden die auf den Wendekreis der Feuerspritze ausgelegten 5,30 * 5,30 m großen „Berliner Hinterhöfe“ und führten zu einer Bebauungsdichte, die auch zu gesundheitlichen Problemen führte. Da in den letzten Jahren zum einen aus repräsentativen Gründen und zum anderen wegen der hohen Flächennutzung mehr Hochhäuser gebaut werden, ist es notwendig, die Tageslichtverhältnisse in der Umgebung zu beachten. Diese werden maßgebend durch die Höhe und vom Abstand der Gebäude beeinflusst.

Gerade durch den Schattenwurf hoher Gebäude kann in den angrenzenden Gebäuden nicht mehr genügend diffuses Himmelslicht eindringen, welches bei bedecktem Himmel die einzige Tageslichtquelle ist. So kann nur noch ein geringerer Teil der Raumtiefe ausgeleuchtet werden. Sind in den Nachbargebäuden nicht genügend große Fenster vorhanden, kann sogar eine vollständige Verschattung nicht ausgeschlossen werden, so dass Tageslicht nicht mehr auf direktem Weg in den Raum gelangt. Dies kann auch bei Räumen in den unteren Geschossen geschehen. Ein wichtiges Maß dafür ist der Verbauungswinkel. Denn mit zunehmende Verbauungswinkel nimmt der Tageslichtquotient besonders in der Raumtiefe ab.⁶ Bild 5.3 zeigt Möglichkeiten des Lichteinfalls durch Verbauung. Der Fensterwand eines Raumes steht ein anderes Gebäude gegenüber, so dass von dem Fenster aus gesehen ein großer Teil des Himmels verbaut ist. Im ersten Fall wird die Raumhöhe bis unter die Decke für das Fenster genutzt und ein Teil des Himmelslichtes erreicht den Raum. Im zweiten Fall ist dagegen das Fenster durch einen Sturz begrenzt. Der Sturz schirmt das

⁶ vgl. Müller, Hellmut F.O, (2002), HochhausAtlas S.173

Himmelslicht ab. Im dritten Fall ist die gegenüberliegende Gebäude höher, so dass auch hier kein Himmelslicht auf direktem Weg den Raum erreicht. Beim zweiten und dritten Fall wird daher das Tageslicht nur unter günstigen Bedingungen bei Sonnenschein, insbesondere dann, wenn die gegenüberliegende Wand beschienen ist, für Büroarbeit ausreichen.

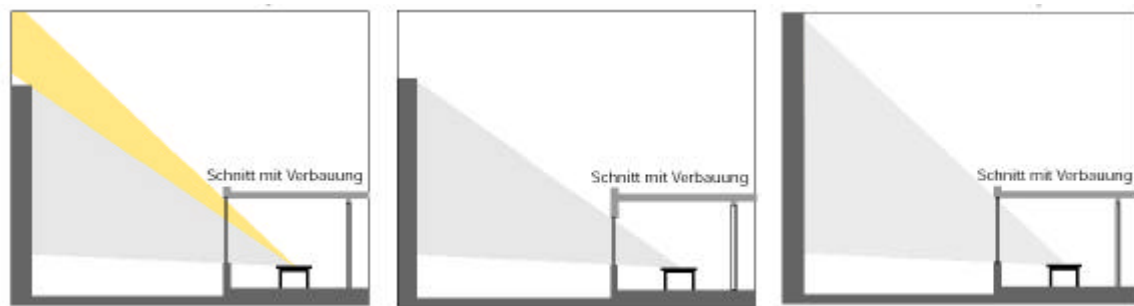


Bild 5.3 Einfall des Lichtes durch Verbauung⁷

Um eine unzulässige Verschattung von Gebäuden untereinander auszuschließen, sind allgemein in bebauter Umgebung vorgeschriebene Abstandsflächen freizuhalten. Ziel ist es, die Ausleuchtung fensternaher Arbeitsräume mit Tageslicht zu gewährleisten. Jedoch werden oftmals Hochhäuser von den entsprechenden Verordnungen befreit. Die für das Land Hessen geltende Verordnung ist die Hessische Bauordnung (HBO).

Laut Hessischer Bauordnung müssen die einzuhaltenden Abstandsflächen auf dem Grundstück selbst liegen und dürfen sich nicht überschneiden. Letzteres gilt nicht für Außenwände, die in einem Winkel von mehr als 75° zueinander stehen. Die Tiefe der Abstandsfläche bemisst sich nach der Wandhöhe und wird rechtwinklig zur Wand gemessen. Sie beträgt allgemein $0,4 \cdot H$.⁸ Dies wäre bei einem 200m hohen Haus eine Abstandsfläche von 80m. Dass dies nicht immer eingehalten wird, zeigt sich an den bisher entstandenen Hochhäusern in Frankfurt a.M.

⁷ vgl. Wuppertal Institut für Klima, Umwelt und Energie (1996), Energiesparendes Bauen und Modernisieren, S.111

⁸ vgl. Hessische Bauordnung (HBO), (2002)

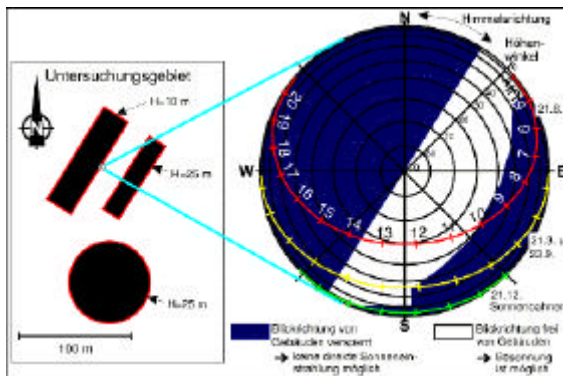
Weiterhin ist es kaum möglich, bei Hochhäusern soviel Abstand einzuhalten, dass die Sonne über das Gebäude in alle Geschosse des angrenzenden Gebäudes gelangt. Um jedoch zu gewährleisten, dass Nachbarbebauungen durch die Schattenbildung des Hochhauses mit aus-



Bild 5.4 Computermodell

reichend Tageslicht versorgt werden, wird oftmals mit Hilfe eines maßstäblichen Modells der Schattenwurf auf die Nachbarbebauung und die Mindestbesonnungszeiten an verschiedenen Standorten untersucht. Dies kann mit einem Werkstattmodell oder einem virtuellen Modell, wie es in Bild 5.4 abgebildet ist, geschehen.

Ist jedoch eine detaillierte Untersuchung der Verschattung notwendig, muss auf graphische



oder rechnerische Hilfsmittel zurück gegriffen werden. Mit speziellen Computerprogrammen können Horizontogramme erstellt werden, die an einem bestimmten Untersuchungspunkt die Verschattungen zu bestimmten Tages- und Jahreszeiten wiedergeben.

Bild 5.5 Auswertung mittels einer Software.

Doch es kann auch auf grafische Methoden zurückgegriffen werden, die keinen Einsatz von Computern erfordern. Wie Bild 5.6 zeigt, können dafür ebenfalls so genannte Verschattungsdiagramme erstellt werden. Dafür wird ein Theodolit benötigt, der nivelliert und auf die Südrichtung bezogen wird. Dann wird die Horizontlinie punktweise ausgemessen und in ein Koordinatensystem mit Sonnenazimut als x-Achse und Sonnenhöhe als y-Achse eingetragen. Darin ebenfalls enthalten sind die Sonnenbahnen für den jeweiligen Standort. Anhand der Sonnenpunkte lassen sich dann für das gesamte Jahr die Zeiten von Besonnung und Verschattung ermitteln. Jedoch muss bei sehr nahen Objekten beachtet werden, dass die Verschattung

an verschiedenen Punkten des Bauplatzes und in verschiedenen Gebäudehöhen sehr unterschiedlich sein kann.⁹

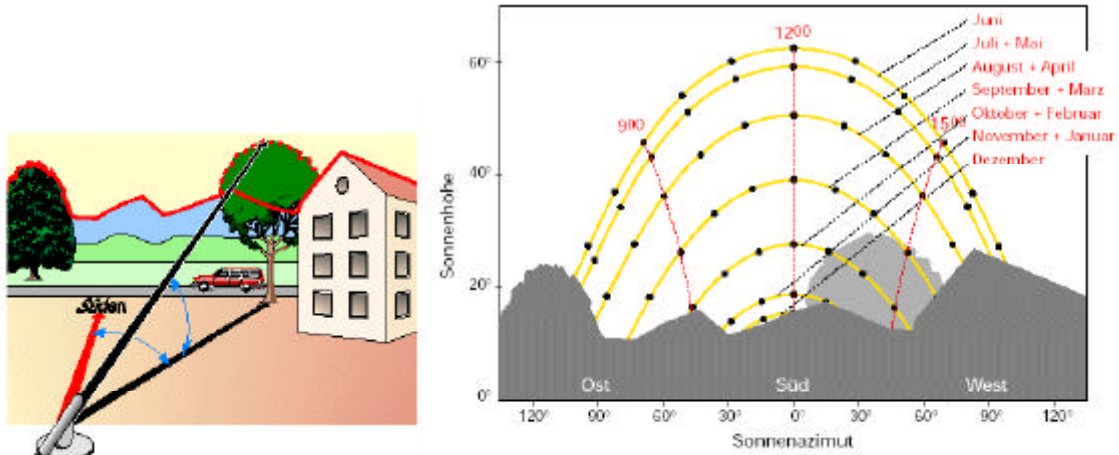


Bild 5.6 Sonnenstandsdiagramm

Alternativ kann auch ein polares Diagramm, wie es in Bild 5.7 zu sehen ist, benutzt werden. Damit kann ebenfalls die astronomisch mögliche Sonnenscheindauer, aber auch ihre Einschränkung durch Horizontüberhöhung und Verschattung aus den für unterschiedliche Jahreszeiten geltenden Sonnenkurven ermittelt werden.

Bei der geographischen Breite von Kassel (51° N und $9,3^\circ$ O) ergeben sich die Extremwerte des Sonnenstandes um 12 Uhr Ortszeit zu:

$62^\circ 07'$ (21. Juni, Sommer-Sonnenwende)

$15^\circ 15'$ (21. Dezember, Winter-Sonnenwende)

⁹ vgl. Wuppertal Institut für Klima, Umwelt und Energie (1996), Energiesparendes Bauen und Modernisieren, S.62

Himmelshalbkugel beurteilen. Diese Methode wird ausführlich bei TONNE (1954) beschrieben¹⁰.

Reflexion der Hochhausfassade auf die Umgebung

Hochverglaste Fassaden spiegeln einen mehr oder weniger großen Anteil des Tageslichtes. Dadurch kann es zu großflächigen Reflexionen kommen. Vor allem von den Nutzern der Nachbargebäuden und Autofahrern wird dies nicht immer als positiv empfunden.

Die Intensität der Reflexion ist von dem Reflexionsgrad der Verglasung abhängig. Besonders bei den in den 80er Jahren beliebten Sonnenschutzverglasungen ist der Anteil der Reflexion größer, so dass die Reflexion auf die Umgebung durch wandernde Lichtreflexe zum Problem werden kann. Die Art und die Verteilung der Reflexion hängen von der Fassade ab. Dabei wird die räumliche Verteilung durch die Himmelsrichtung und durch die Gebäudeform beeinflusst. Die Intensität der Reflexe hingegen wird durch die Art der Verglasung bestimmt. Die Oberflächen der Gläser verursachen wellenartige Lichtflecken, die durch aufgebraute reflektierende Folien als Sonnen- und Blendschutz nochmals verstärkt dargestellt werden können. Dieser Effekt entsteht, da Gläser niemals eine wirklich plane Oberfläche aufweisen. Werden konkav gekrümmte Fassaden eingesetzt, besteht die Gefahr der Bündelung des gespiegelten Sonnenlichtes.

In Bild 5.8 sind die Reflexionen von planen, konvexen und konkaven Oberflächen dargestellt.

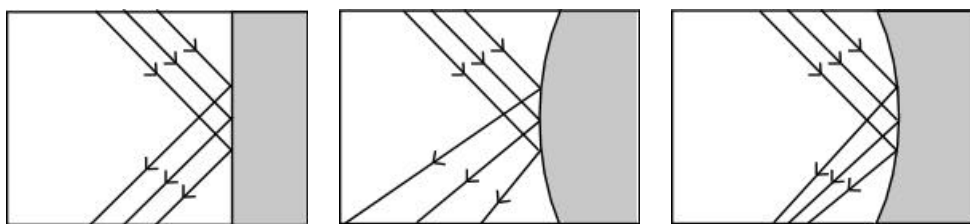


Bild 5.8 Reflexion bei planer, konvexer und konkaver Oberfläche

¹⁰ vgl. www.Stadtklima.de

Zur Beurteilung von Sonnenlichtreflexen an Fassaden werden mittlerweile ebenfalls Modelle und Computerprogramme herangezogen. Auch hier kann ein Sonnenstandsdiagramm genutzt werden, um dort die Stunden, an denen Sonnenlichtreflexe auftreten, abzulesen. Da die Blendung bei niedrigen Sonnenständen besonders groß ist, sollte eine Untersuchung bei Ausstrahlung in horizontaler Richtung geführt werden. Es soll hier die Blendung von Fußgängern und des Straßenverkehrs ausgeschlossen werden. Gerade beim Neubau eines Hochhauses sollte die Blendwirkung auf andere Gebäude untersucht werden, da die Sonnenlichtreflexe die bebaute Umgebung beeinflussen können.

5.6 Besonnung

Gerade die Besonnung spielt bei Hochhäusern mit überwiegender Büronutzung eine große Rolle. Neben einer guten Belichtung der Büroräume werden angenehme sommerliche Temperaturen im Rauminnen vom Nutzer gefordert. Dies gewährleistet zum einen die Transparenz der Fassade und zum anderen die Kühlung des Gebäudes. Während früher eine hohe Transparenz der Fassade zu einer hohen Kühllast führte, werden heute transparente Fassaden verwendet, die den Licht- und Wärmeeintritt sowie die Wärmeabgabe regeln.

Bei einer Verglasung wird ein Teil der solaren Einstrahlung reflektiert und gelangt nicht in den Raum. Ein weiterer Teil wird von der Verglasung absorbiert. Der restliche Teil der solaren Einstrahlung gelangt in den Raum.

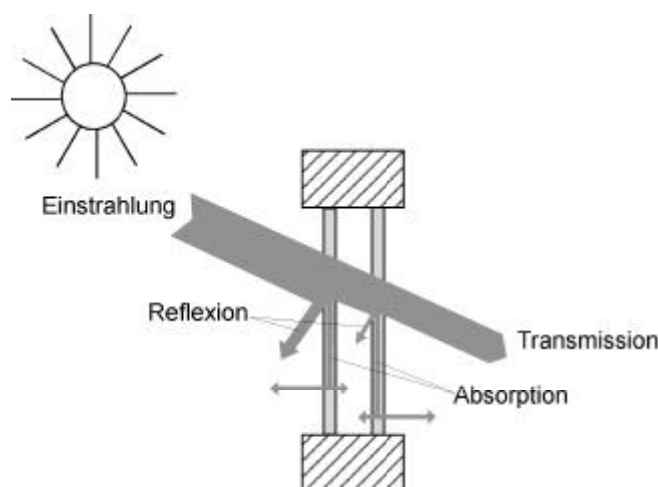


Bild 5.9 Verglasung

Eine entscheidende Größe eines Fensters ist der Gesamtenergiedurchlassgrad (g-Wert), der sich aus der eingelassenen Strahlung und der sekundären Wärmeabgabe der inneren Scheibe zusammensetzt.¹¹ Eine Verglasung mit einem geringen g-Wert lässt somit weniger solare Einstrahlung in den Raum. Gerade im Sommer wäre dies von Vorteil. Allerdings kann dann im Winter kaum solare Wärme genutzt werden, was mehr Aufwand für die Beheizung der Räume zur Folge hätte. Zur Verminderung der solaren Einstrahlung werden zusätzlich Sonnenschutzvorrichtungen angebracht. Diese sollten neben dem eigentlichen Zweck, dem Schutz vor der solaren Einstrahlung und somit der Aufheizung des Raumes, ebenfalls den Raumnutzer vor der Blendung durch die Sonne schützen. Durch eine Sonnenschutzvorrichtung wird der Gesamtenergiedurchlassgrad (g-Wert) einer Fassade mittels eines Faktors F_c abgemindert. Ein Abminderungsfaktor $F_c = 1$ besagt, dass keine Sonnenschutzvorrichtung vorhanden ist. Typische Werte für außen liegende Sonnenschutzvorrichtung liegen im Bereich 0,25-0,5. Für innen und zwischen den Scheiben liegende Vorrichtungen empfiehlt sich eine genauere Ermittlung, da sich erheblich günstigere Werte ergeben können. Aus tageslichttechnischer Sicht sind die Hauptfunktionen eines Fensters die Sichtverbindung nach Außen und die Beleuchtung mit Tageslicht. Daher wurden Tageslichtsysteme entwickelt, welche die Funktionalitäten des Fensters unter den veränderlichen Bedingungen im Außenraum bewahren.

Tageslichtsysteme

Mit der Tageslichtnutzung kann nicht nur der Energieaufwand für die künstliche Beleuchtung verringert, sondern auch die visuelle Behaglichkeit der Raumnutzer verbessert werden. Das Tageslichtangebot in einem Raum ist von den folgenden Faktoren abhängig:

- Tageslichtangebot vor dem Fenster
- Fenster- und Raumgeometrie
- Oberflächen und deren Materialien
- Lichttransmission der Verglasung

¹¹ vgl. Hegner, H.-D; Vogler.I. (2002), Energieeinsparverordnung EnEV- für die Praxis kommentiert, S.175

Die Mindestanforderungen an eine Beleuchtung mit Tageslicht befinden sich in der DIN 5034.

Bei der Tageslichtnutzung sind auch Aspekte wie Beschattung und Blendung zu berücksichtigen. Denn trotz eines effizienten Sonnenschutzes sollte immer noch genügend Tageslicht in den Raum gelangen und durch eine Begrenzung der Blendung durch angebrachte Blendschutzsysteme sollte immer noch die freie Sicht nach außen gewährleistet sein.

Die Hauptfunktionen von Tageslichtsystemen sind Sonnenschutz, Blendschutz und Lichtlenkung.¹²

Sonnenschutz

Gerade in Hochhäusern mit überwiegender Büronutzung sollten die Raumnutzer erstens aus thermischer Sicht und zweitens aus Gründen der visuellen Behaglichkeit vor zuviel Sonneneinstrahlung geschützt werden. Mit innovativen und effizienten Sonnenschutzsystemen wird auch die Blendwirkung reduziert und durch Umlenkung das Tageslicht im Raum genutzt. Die Wirksamkeit und Funktion des Sonnenschutzes ist nicht nur vom gewählten System abhängig, sondern auch von der Einbaulage, der Orientierung, der Raumnutzung, der Raumtiefe und vom Typ der Verglasung.

Konventionelle Sonnenschutzsysteme unterscheiden sich durch ihre Einbaulage. Unterschieden werden Systeme mit außen liegendem Sonnenschutz, in den Fenstern integriertem Sonnenschutz und innen liegendem Sonnenschutz. Außen liegende Sonnenschutzsysteme sind am wirksamsten, da sie die Sonnenstrahlung bereits vor dem Fenster abhalten. Zu diesen Systemen gehören Überhang, Rollläden, Markise und Raffstore (außen liegende Lamellen). Während stationäre Systeme wie beispielsweise ein Überhang keinen Schutz vor niedriger Sonne bieten, können außen liegende Lamellen individuell je nach Lamellenstellung den Sonneneintrag regeln.

¹² vgl. BINE Informationsdienst, (2000), Broschüre : Tageslichtnutzung in Gebäuden, S.3

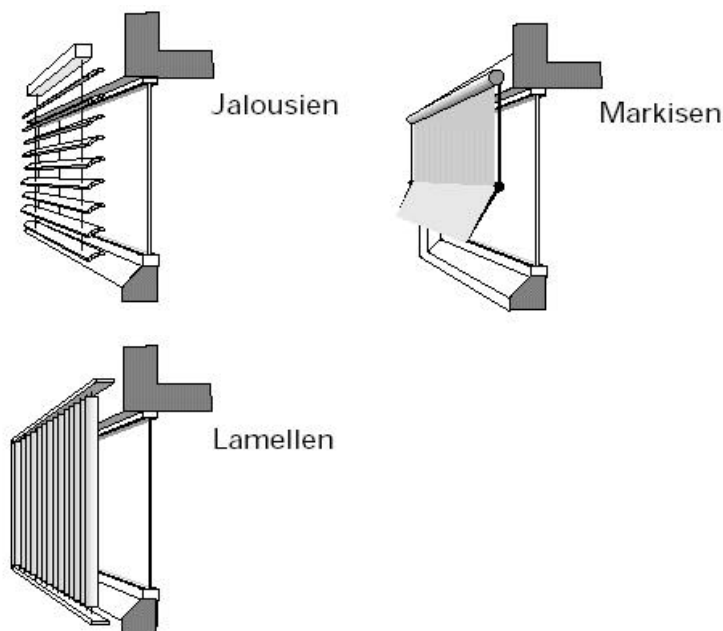


Bild 5.10 Außen liegende Sonnenschutzsysteme¹³

Für Hochhäuser sind außen liegende Systeme wie Jalousien oder Markisen oft nicht realisierbar, da sie durch die Außenmontage Wind und Witterung ausgesetzt sind. Aufgrund der hohen Windgeschwindigkeiten wird somit oft ein im Scheibenzwischenraum integrierter Sonnenschutz eingesetzt. Jedoch ist dies auch davon abhängig, ob Doppelfassaden verwendet werden. Bei Doppelfassaden können die Sonnenschutz- und Lichtlenksysteme im Luft-raum, im Scheibenzwischenraum oder innen angeordnet werden. Dort können dann Lamellen, Folien oder Raster eingesetzt werden.

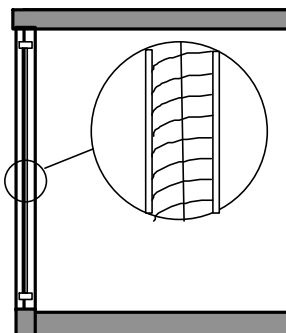


Bild 5.11 Zwischen den Scheiben liegender Sonnenschutz

¹³ vgl. Wuppertal Institut für Klima, Umwelt und Energie (1996), Energiesparendes Bauen, S.116

Zu den innen liegenden Systemen zählen Rollos, Jalousien und Faltstores.

Blendschutz

Da Hochhäuser überwiegend mit Büroräumen ausgestattet sind, gilt hier die Arbeitsstättenverordnung. Diese legt fest, dass Arbeitsräume eine Sichtverbindung nach außen haben müssen. Eine Sichtverbindung nach außen kann bei Bildschirmarbeitsplätzen jedoch auch als störend empfunden werden, da Blendungen im Bildschirm auftreten können. Um diesen Anforderungen zu entsprechen, fordert die Bildschirmarbeitsplatzverordnung einen verstellbaren Sonnenschutz. Somit wird durch die Verstellbarkeit eine Sichtverbindung nach außen für die meiste Zeit der Nutzung aufrechterhalten.¹⁴ Gerade bei Bildschirmarbeitsplätzen muss die Blendwirkung begrenzt werden. Diese ist von den Helligkeitsunterschieden zwischen natürlicher und künstlicher Beleuchtung abhängig. Daher sind störende Blendungen durch hohe Leuchtdichten an den Fenstern und dem direkten Lichteinfall der Sonne zu vermeiden.¹⁵ Erreicht werden kann dies zum einen durch die richtige Aufstellung des Bildschirmarbeitsplatzes und zum anderen durch einen wirksamen Blendschutz. Sonnenschutzsysteme allein bieten oftmals keinen guten Blendschutz. Mit einem vom Sonnenschutz unabhängigen, individuell bedienbaren Blendschutz wird erreicht, dass je nach Bedarf nur ein bestimmter Teil der Fensterfläche ausgeblendet und der Raum nicht übermäßig verdunkelt wird.¹⁶ Blendschutzsysteme sind z.B. Rollos, Jalousien oder Behänge mit Vertikallamellen. Sie werden in der Regel innen liegend angebracht.

Lichtlenkung

Sonnenschutz- und Blendschutzsysteme haben die Funktion, den Sonneneintrag in den Raum zu verringern. Eine vollständige Verdunklung durch Schließung der angebrachten Systeme würde dies erreichen, aber auch die Sichtverbindung nach außen verhindern, den Energieaufwand für künstliche Beleuchtung steigern und die visuelle Behaglichkeit der Raumnutzer beeinträchtigen. Daher gibt es spezielle Lichtlenksysteme, die Tageslicht genau dorthin fördern, wo es gebraucht wird.

¹⁴ vgl. VBG, (2002), Broschüre: Sonnenschutz im Büro, S.20

¹⁵ vgl. VBG, (2002), Broschüre: Sonnenschutz im Büro, S.21

¹⁶ vgl. Diane Projekt Tageslichtnutzung, (2000), Systeme der Tageslichtnutzung, S.10

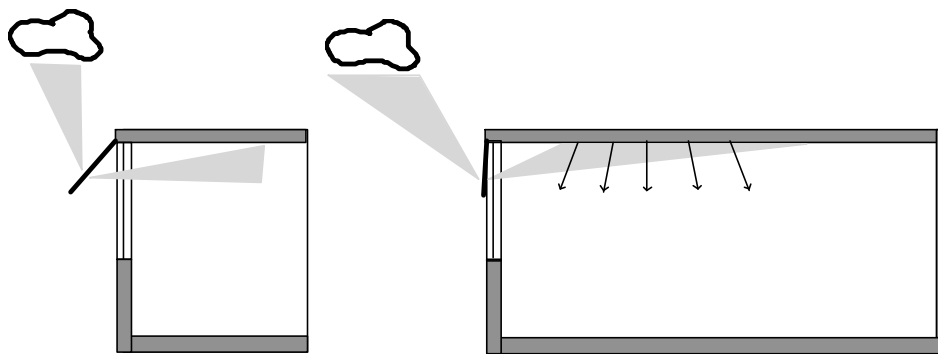


Bild 5.13 Holografisch optische Elemente

Weitere Formen der Lichtumlenkung sind die Prismensysteme. Es wird zwischen direkten und indirekten Systemen unterschieden. Die direkten Systeme dienen ausschließlich der Lichtumlenkung und somit dem Sonnenschutz. Bei einem bestimmten Einfallswinkel erfolgt eine Totalreflexion der Sonnenstrahlung. Die Prismenlamellen müssen kontinuierlich dem Sonnenstand nachgeführt werden.

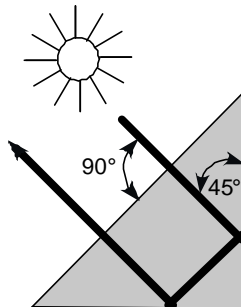


Bild 5.14 Totalreflexion

Bei den indirekten Systemen sind die Prismensysteme für das diffuse Tageslicht durchlässig. Zur Unterstützung werden Lichtlenkprismen eingesetzt, die das diffuse Tageslicht in den Raum lenken. Bild 5.15 zeigt eine verspiegelte, feste Sonnenschutz-Prismenplatte mit einer zusätzlichen Lichtlenk-Prismenplatte. Das direkte Sonnenlicht wird reflektiert und das diffuse Sonnenlicht an die Raumdecke gelenkt.

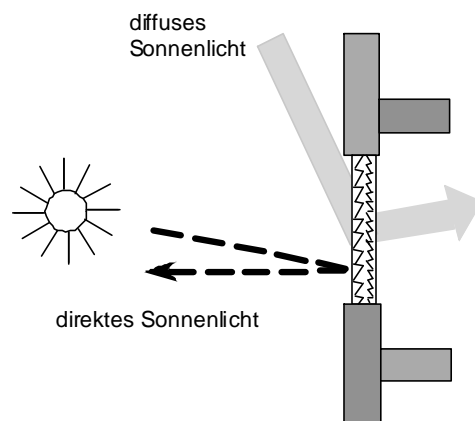


Bild 5.15 Prismensystem

Weitere Anordnungsmöglichkeiten sind nachfolgend dargestellt. Dazu werden unverspiegelte, bewegliche Sonnenschutz-Prismenplatten mit den lichtlenkenden Prismenplatten kombiniert.

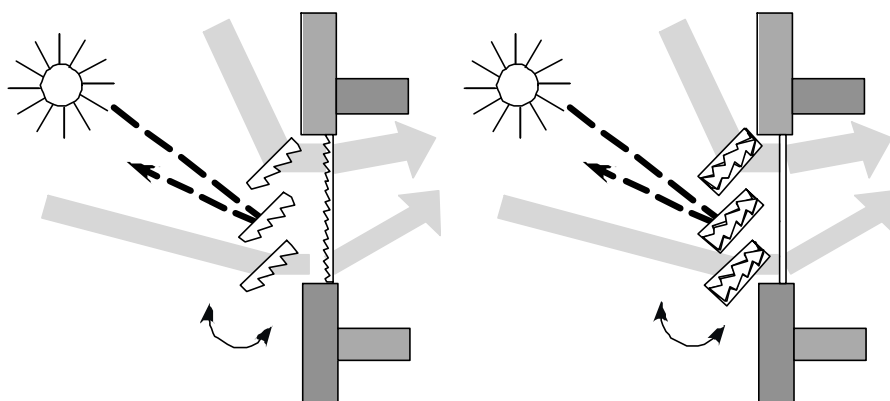


Bild 5.16 Bewegliche Prismensysteme

Die lichtlenkenden Prismenplatten können auch durch parabolisch geformte, teilperforierte und verspiegelte Umlenklamellen ersetzt werden.

5.7 Fazit

Sowohl aus energetischer Sicht als auch aus Gründen der Behaglichkeit muss die Besonnung sowie die Verschattung von Gebäuden berücksichtigt werden. Die Auswirkungen auf die benachbarte Bebauung sollten gerade bei Hochhäusern beachtet werden. Denn gerade durch die dominierende Gestalt der Hochhäuser können sichtliche Probleme durch den Schattenwurf auf andere Gebäude auftreten. Seitens der Planung ist dies in jedem Fall zu berücksichtigen. Doch es ergeben sich nicht nur Auswirkungen auf die Umgebung. Schon während der Planung eines Hochhauses müssen bestimmte Anforderungen bezüglich der Besonnung eingehalten werden. Hier spielen die internen klimatischen Anforderungen eine Rolle. Häufig werden Tageslichtsysteme lediglich zur Abwendung sommerlicher Überhitzung eingesetzt. Mit einer kooperativen Planung können aber auch Systeme zur Nutzung des Tageslichtes eingesetzt werden, die auch eine ausreichende Versorgung mit Tageslicht in den unteren Geschossen des Hochhauses gewährleisten.

5.8 Literaturverzeichnis

Müller, Hellmut F.O : Besonnung und Verschattung , Hochhaus Atlas, 2002

Verwaltungs-Berufsgenossenschaft (VBG): Sonnenschutz im Büro, 2002

Wuppertal Institut für Klima, Umwelt und Energie: Energiesparendes Bauen und Modernisieren, 1996

Freymuth, H.: Lehrbuch der Bauphysik, 1997

DIN 5034: Tageslicht in Innenräumen, 1983

Hessisches Bauordnung (HBO), 2002

www.Stadtklima.de

Hegner, H.-D; Vogler.I.: Energieeinsparverordnung - für die Praxis kommentiert, 2002

BINE Informationsdienst: Tageslichtnutzung in Gebäuden, 2000

DIANE Projekt Tageslichtnutzung: Systeme der Tageslichtnutzung, 2000

6 Fördertechnik

Verfasser: Stephan Gleim, Anika Verena Voigt

6.1 Inhaltsverzeichnis

6.1 Inhaltsverzeichnis.....	6-1
6.2 Abbildungsverzeichnis.....	6-2
6.3 Geschichtliche Entwicklung.....	6-3
6.4 Einteilung und Zweck der Aufzüge.....	6-5
6.5 Aufzugsverkehrsberechnung.....	6-6
6.5.1 Erforderliche Förderleistung.....	6-7
6.5.2 Aufzugsdaten.....	6-8
6.5.2.1 Mittlere Wartezeit.....	6-8
6.5.2.2 Kabinenkapazität.....	6-8
6.5.2.3 Halteverlustzeit.....	6-9
6.5.2.4 Geschwindigkeit.....	6-10
6.6 Feuerwehraufzüge.....	6-10
6.6.1 Anforderungen nach Landesbauordnungen.....	6-10
6.6.2 Anforderungen nach Aufzugsverordnung.....	6-11
6.6.3 Rauchfreihaltung.....	6-12
6.7 Aufzugstechnik.....	6-13
6.7.1 Antriebstechnik.....	6-13
6.7.1.1 Ward-Leonard-Antrieb.....	6-13
6.7.1.2 Gleichstrommotor mit statischem Umformer.....	6-13
6.7.1.3 Asynchron-Drehstrommotor mit Frequenzumformer.....	6-14
6.7.1.4 Synchron-Drehstrommotor mit Frequenzumformer.....	6-14
6.7.2 Türen und Türüberwachung.....	6-15
6.7.2.1 Türantrieb.....	6-15

6.7.2.2 Türblätter	6-15
6.7.2.3 Türschließkantenüberwachung	6-16
6.7.3 Steuerung	6-16
6.7.3.1 Konventionelle Steuerung	6-16
6.7.3.2 Zielwahlsteuerung	6-17
6.8 Aufzugskonfiguration	6-17
6.8.1 Nah- und Ferngruppen	6-18
6.8.2 Expressgruppen	6-18
6.8.3 Doppeldecker-Aufzugsgruppen	6-19
6.8.4 Aufzugskonfiguration des Millennium Towers in Frankfurt am Main	6-20
6.9 Literaturverzeichnis	6-22
6.10 Anhang	6-23
A Eingangswerte zur Aufzugsverkehrsberechnung nach AMEV (Aufzug 2002)	
B Beispiel einer Aufzugsverkehrsberechnung	
C Öffentlich-rechtliche Vorschriften und Richtlinien	

6.2 Abbildungsverzeichnis

Bild 6.6.1: Normalperson

Bild 6.6.2: Person mit Aktenkoffer

Bild 6.6.3: Maximale und tatsächliche Auslastung eines 800 kg Personenaufzuges

Bild 6.8.1: Nah- und Ferngruppen

Bild 6.8.2: UFC-Hochhaus, Frankfurt/Main

Bild 6.8.3: Hochhaus Westend 1, Frankfurt/Main

Bild 6.8.4: Petronas Towers, Kuala Lumpur

Bild 6.8.5: Millennium Tower, Projektskizze

Bild 6.8.6: Aufzugsschema Millennium Tower, Frankfurt/Main

6.3 Geschichtliche Entwicklung

Einrichtungen zum Befördern von Personen oder Gütern zwischen Stellen unterschiedlicher Höhenlage sind keineswegs eine erst durch die Errichtung höherer Gebäude notwendig gewordene Errungenschaft der Neuzeit. So schreibt man die Erfindung des Aufzugs Archimedes (285 – 212 v. Chr.) zu und bereits der römische Kaiser Nero (37 – 68 n. Chr.) zog dieses Hilfsmittel dem Treppensteigen auch in Palästen mit wenigen Geschossen vor.

Im deutschen Raum wurden Aufzüge vor ca. 2000 Jahren im römischen Amphitheater in Trier zwischen den Tierverschlägen im Keller und der Arena betrieben. Als Antrieb wurde hier vermutlich Wasser verwendet, mit dem ein als Gegengewicht dienender Behälter gefüllt wurde.

In der Neuzeit wurden schon um 1830 Güteraufzüge mit direktem hydraulischen Antrieb in englischen Fabriken benutzt. Aufzüge zum Befördern von Personen sind dort seit 1835 nachzuweisen. Die größten Beiträge zur Entwicklung des neuzeitlichen Aufzugsbau wurden aber in den USA geleistet. Durch die Vorreiterrolle die hier im Hochhausbau eingenommen wurde, kam dem Betrieb von Aufzügen eine besonders große Bedeutung zu; Manhattan wurde das größte Versuchsfeld für Aufzüge großer Förderhöhe und Geschwindigkeit.

Im Jahre 1853 erfand Elisha Graves Otis (1811-1861) in Yonkers bei New York den ersten Aufzug mit einer Fangvorrichtung und führte deren Wirksamkeit 1854 auf der Plattform stehend durch Zerschneiden des Tragseils öffentlich vor.

Bis zur Mitte des 19. Jahrhunderts wurden Aufzüge vornehmlich in mehrgeschossigen Fabriken betrieben. Die Fahrt dieser Aufzüge wurde mit Hilfe offener oder gekreuzter Riementriebe bewirkt, die ihre Antriebskraft von der ständig laufenden Transmissionswelle der Fabrik bezogen. 1855 ersetzte Otis diesen Riemenantrieb durch eine unmittelbar von einer Dampfmaschine angetriebene Trommelwinde; damit wurde die Verwendung von Aufzügen auch außerhalb von Fabrikgeländen ermöglicht. Dank der in den Straßen von New York vorhandenen öffentlichen Dampfleitungen waren solche Aufzüge nicht an das Vorhandensein eigener Dampfkessel gebunden und fanden deshalb schnell große Verbreitung. Der Antrieb der Trommeln dieser Aufzüge erfolgte noch jahrzehntelang mittels eines dampfgetriebenen Riementriebes; erst um die Jahrhundertwende wurden zur Kraftübertragung Schneckengetriebe eingeführt.

Durch das in den meisten größeren Städten von den Versorgungsbetrieben überall zur Verfügung gestellte Druckwasser erwuchs den Aufzügen mit Dampftrieb bald ein beachtlicher Konkurrent. Mit hydraulischen Aufzügen ließen sich weit höhere Geschwindigkeiten erreichen, ihr Betrieb war wirtschaftlicher und sicherer. Der erste Aufzug dieser Art wurde von der Firma Otis im Jahr 1878 errichtet. Im gleichen Jahr verbesserte Otis auch die Fangvorrichtung durch die Einführung des Geschwindigkeitsbegrenzers grundlegend; erstmals ließen sich damit auch Fangvorrichtungen mit allmählich ansteigender Bremswirkung anwenden.

Der in dieser Zeit wohl bedeutendste Fortschritt in Europa war die Einführung des elektrischen Antriebs durch Werner von Siemens im Jahre 1880. Im europäischen Raum wurde lange Zeit die Aufhängung der Fahrkörbe an Seilen abgelehnt. Vermutlich aus diesem Grund entwickelte Siemens seinen 1880 vorgestellten Aufzug als Kletteraufzug (Zahnstangenaufzug). Ein wirtschaftlicher Erfolg wurde mit diesem Antriebsmodell nicht erzielt; dieser kam dem Elektromotor erst zu, als er die Dampfmaschine als Antrieb der Trommelwinde verdrängte. In gleicher Weise wurde nun auch der Wasserdruck durch elektrische angetriebene Kolbenpumpen erzeugt.

Bereits 1889 führte Otis den direkten elektrischen Antrieb für Trommelwinden über Schneckengetriebe ein; 1892 wurde mit der Anwendung des Ward-Leonard-Antriebs (siehe 8.7.1.1) durch Otis die Grundlage für den neuzeitlichen Aufzugsbau geschaffen. 1894 brachte wiederum Otis die Druckknopfsteuerung auf den Markt und führte 1900 auf der Weltausstellung in Paris die erste Fahrtreppe (Escalator) vor. An diesem Urmodell sind bis heute keine grundsätzlichen Änderungen notwendig geworden.

Die beiden Antriebssysteme - Trommelwinde und hydraulischer Kolben - standen ständig im Wettbewerb. Mit der Einführung der Treibscheibenwinde im Jahr 1903 endete die Zeit der hydraulischen Aufzüge im Hochhausbau. Dieser getriebelose Seilaufzug folgte dem simplen Prinzip des Flaschenzuges, der den Fahrkorb im Aufzugsschacht bewegt. Der Antrieb bestand aus einer getriebelosen Maschine mit Treibscheibe, einer elektrischen Steuerung und einem Gegengewicht. Die Tragseile liefen über Rillen in der Treibscheibe und verbanden den Fahrkorb und das Gegengewicht. Dieses Prinzip eines Aufzugs hat Gültigkeit bis zum heutigen Tage. Die Treibscheibenwinde bietet gegenüber den anderen Antriebsarten mancherlei Vorteile. Die Förderhöhe dieser Maschinen ist praktisch unbegrenzt; sie kann nach dem Aufstocken von Gebäuden unverändert weiter benutzt werden; die Treibscheibe ermög-

licht die Verwendung einer Vielzahl von Seilen, wodurch die Betriebssicherheit wesentlich erhöht wird; ferner schließt sie Unfälle durch Fahren gegen die Schachtdecke oder Steckenbleiben der Ladung mit der daraus resultierenden Schlaffseilbildung aus. Erst die Entwicklung getriebeloser Aufzüge ermöglichte den Bau von Wolkenkratzern. Bis dahin konnten Aufzüge nicht höher als 90 m fahren.

Weitere Verbesserungen erlaubten dem Aufzugbau, stets mit der Entwicklung der Bautechnik Schritt zu halten und die steigenden Forderungen an die Betriebssicherheit und den Fahrkomfort zu erfüllen. 1915 entwickelte Otis die Feinsteuerung (selfleveling), 1924 folgte die selbsttätige Fahrsteuerung mit zwei Geschwindigkeiten bei unterschiedlichen Abständen der Haltepunkte. Ein wichtiger Beitrag zur Verbesserung der Sicherheit beim Betrieb von Aufzügen war die Verwendung von mittels Magnete bewegter Gleitbahnen zur Verriegelung der Schachttüren.

In heutigen Aufzügen werden die konventionellen Tragseile vermehrt durch stahlseelenarmierte Kunststoffgurte (Polyurethan) ersetzt. Moderne getriebelose Antriebe sind heute so kompakt, dass sie direkt im Aufzugsschacht angeordnet werden können und so ein separater Triebwerksraum überflüssig wird. Speziell für sehr hohe Bauwerke werden mittlerweile auch Schnellaufzüge eingesetzt, die mit Fahrkorbgeschwindigkeiten bis zu 7 m/s arbeiten. Beim zur Zeit im Bau befindlichen Taipei Financial Center (Taiwan) sind sogar Expressaufzüge mit einer Höchstgeschwindigkeit von 17 m/s vorgesehen. Üblicherweise liegen die Geschwindigkeiten von heutigen Aufzügen dagegen zwischen 1 und 2,5 m/s.

6.4 Einteilung und Zweck der Aufzüge

Im Sinne der behördlichen Bestimmungen ist ein Aufzug eine manuell oder motorisch angetriebene Vorrichtung zum Heben und Senken von Lasten, deren Fahrkörbe zwischen festen Zugangsstellen bewegt und auf ihrer gesamten Fahrbahnlänge in starren Schienen geführt werden. Mit dieser Kennzeichnung sollen Aufzüge von anderen Hebezeugen, die vertikale Bewegungen ausführen, abgegrenzt werden. Bei allen Hebezeugen besteht die Gefahr des Tragmittelbruchs; gegen diese Gefahr kann allein der Aufzug durch geeignete Sicherheitseinrichtungen zuverlässig geschützt werden. Damit in bezug auf die Sicherheit angemessene Auflagen gemacht werden können, bedarf es schon deshalb einer Einteilung nach dem Ver-

wendungszweck des Aufzuges. Aus diesem Grunde sind in erster Linie zwei Ausführungsgruppen zu unterscheiden. Es sind dies die Personen- und Lastenaufzüge.

Zu den Personenaufzügen sind in erster Linie sämtliche Aufzüge zu rechnen, die nach Verwendungszweck, Aufstellungsort und Ausstattung vorwiegend der Personenbeförderung dienen. In die Gruppe der Personenaufzüge fallen auch die als Lastenaufzüge bezeichneten Aufzüge, mit denen zwar hauptsächlich Güter aller Art befördert werden sollen, aber auch Personen mitfahren dürfen.

Lastenaufzüge dagegen dienen ausschließlich der Güterbeförderung, das Mitfahren von Personen ist untersagt. Zu unterscheiden sind hier betretbare und nicht betretbare Lastenaufzüge. Betretbare Lastenaufzüge müssen Sicherheitseinrichtungen gegen Tragmittelbruch besitzen und müssen, wenn nicht bestimmte Beschränkungen eingehalten werden, den Sicherheitsanforderungen von Personenaufzügen entsprechen. Hierdurch unterscheiden sich ihre Herstellungskosten kaum von denen einfacher Personenaufzüge. Werden Beschränkungen bezüglich der Größe, Tragfähigkeit und Geschwindigkeit in Kauf genommen, so dürfen die Sicherheitsanforderungen gemildert werden. Dadurch werden wirtschaftlichere Ausführungsformen möglich.

6.5 Aufzugsverkehrsberechnung

Aufzüge in Hochhäusern müssen gebäudeabhängig eine bestimmte Förderleistung erbringen. Diese Förderleistung gilt es zu bestimmen und die für deren Bewältigung notwendigen Aufzüge unter Berücksichtigung der sich ergebenden Wartezeiten zu ermitteln. Anforderungen an Aufzüge sind entsprechend der vorgesehenen Nutzung klar zu definieren. Dies ist die Voraussetzung für die Planung von Aufzugsanlagen und die dafür erforderliche Verkehrsberechnung. Nachfolgend werden die grundlegenden Bestandteile einer Aufzugsverkehrsberechnung erläutert, im Anhang B ist als konkretes Beispiel die Berechnung für ein Verwaltungsgebäude aufgeführt.

6.5.1 Erforderliche Förderleistung

Je nach Nutzungsart des geplanten Gebäudes werden unterschiedliche Daten als Grundlage einer Aufzugsverkehrsberechnung herangezogen. Dies ist beispielsweise in Bürogebäuden

die Büronutzfläche, in Hotelgebäuden die Anzahl der Hotelzimmer und in Wohngebäuden die Anzahl und Größe der Wohnungen. Diese Werte müssen geschossweise ermittelt werden, ebenso müssen Anzahl und Höhe der einzelnen Geschosse bekannt sein.

Aus diesen Daten wird die Personenzahl je Geschoss ermittelt. Dazu können aus Fachliteratur Kennwerte entnommen werden, die angeben, mit wie viel Personen in Abhängigkeit von den Gebäudedaten zu rechnen ist. Mit diesem Verfahren wird die wahrscheinliche mittlere Belegung der Geschosse und des Gebäudes ermittelt. Die tatsächliche Belegung einzelner Geschosse kann davon allerdings erheblich abweichen.

Aus der Summe der wahrscheinlichen mittleren Personenzahl je Geschoss, wird die erforderliche Förderleistung aufgrund von zwei Verkehrsarten bemessen. Dies sind der morgendliche Füllbetrieb, der insbesondere bei Bürogebäuden abhängig von der Arbeitsanfangszeit, die Hauptbelastung für die Aufzüge bringt, sowie der in beide Richtungen ausgeglichene Tagesbetrieb, der bei Bürogebäuden zur Mittagszeit zu starker Belastung der Aufzugsanlagen führen kann.

Bei Hotels, Krankenhäusern sowie Einkaufszentren (Parkhäuser) wird, bis auf Sonderfälle, der ausgeglichene Betrieb in beiden Richtungen bei der Ermittlung der erforderlichen Förderleistung zugrunde gelegt.

Kann in Bürogebäuden für den Füllbetrieb eine ausreichende Förderleistung zur Verfügung gestellt werden, kann man in der Regel davon ausgehen, dass auch der Tagesbetrieb zufriedenstellend bewältigt wird. Voraussetzung hierfür ist allerdings, dass keine Aufzüge für Sondernutzungen für den Personenbetrieb gesperrt werden.

Zu berücksichtigende Einflüsse auf den Füllbetrieb sind Maximalbelegung, Vermietungsart, Arbeitsanfang, Anbindung an öffentliche Verkehrsmittel sowie Lage und Anzahl der Eingänge. Die Gewichtung des kritischen Verkehrs außerhalb der Füllzeit wird durch die Wahl der 5-Minuten-Förderleistungsfähigkeit berücksichtigt. Unter diesem Wert versteht man die maximal erreichbare Förderleistung bezogen auf die jeweilige Gebäudebelegung oberhalb der Einstiegsebene. Die erforderlichen Werte für die 5-Minuten-Förderleistung liegen je nach Gebäudenutzung zwischen 11 und 25 %.

6.5.2 Aufzugsdaten

6.5.2.1 Mittlere Wartezeit

In Deutschland dient üblicherweise die Mittlere Wartezeit als Beurteilungskriterium, während in anderen Ländern die Intervallzeit betrachtet wird. Die Mittlere Wartezeit ist definiert als die halbe Mittlere Intervallzeit. Die Mittlere Intervallzeit ist definiert als der mittlere Zeitabstand zwischen zwei Aufzugsabfahrten in der Haupthaltestelle beim Füllen des Gebäudes.

Die Mittlere Wartezeit ist ein Maß für die Qualität einer Aufzugsanlage. In der Literatur werden folgende Wartezeiten genannt [3]:

- Bürogebäude mit Prestige 20 – 25s
- Andere Bürogebäude 25 – 30s
- Wohn- und Hotelgebäude 40 – 100s.

Da Wartezeiten subjektiv empfunden werden, werden längere Wartezeiten toleriert, wenn die Wartezonen durch Anordnung, Gestaltung und Transparenz die Wartezeiten subjektiv kürzer erscheinen lassen.

6.5.2.2 Kabinenkapazität

Die erforderliche Grundfläche von Kabinen ergibt sich aus der Anzahl der Personen, die zum Erreichen der erforderlichen Förderleistung bei akzeptablen Mittleren Wartezeiten je Umlauf transportiert werden müssen. Es ist anzustreben, dass für diese Personen eine Nettogrundfläche je Person von mindestens 0,21 m² zur Verfügung steht, dies entspricht einer mittelgroßen Person mit Aktenkoffer. Hohe Kabinen wirken sich positiv aus, weil Personen in hohen Kabinen eher bereit sind, enger zusammenzurücken, als in niedrigen Kabinen.

Durch die DIN EN 81 wird einer gewissen Fahrkorbgrundfläche eine entsprechende Nennlast zugeordnet. Diese Nennlast ergibt auch die Anzahl der Personen, die max. mit einem Fahrkorb transportiert werden können. Hierbei handelt es sich um die Maximalbelastung, die bei der Erstellung einer Verkehrsanalyse nicht zugrunde gelegt werden sollte, da sie erfahrungsgemäß bei üblicher Nutzung nicht erreicht wird. Die beigefügten Schaubilder über Platzbedarf pro Person, sowie die tatsächlich zu erwartende Auslastung der Fahrkörbe zeigen deutlich, dass max. mit einem Fahrkorbfüllgrad von 80% gerechnet werden sollte.

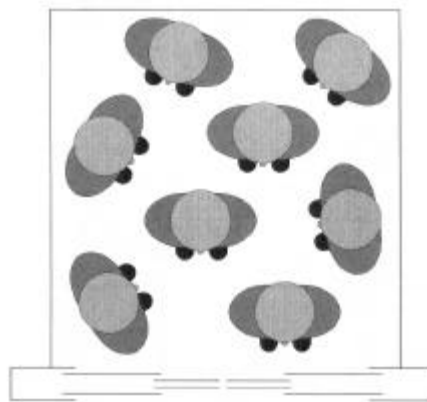
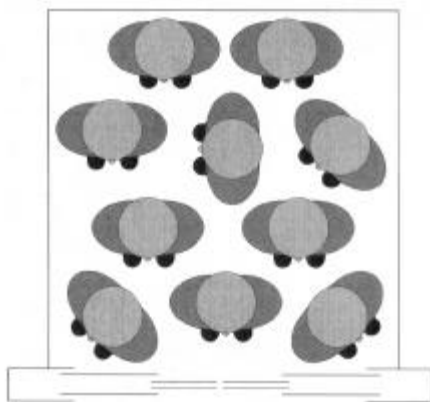
Bild 6.6.1: Normalperson ~ 0,15 m²Bild 6.6.2: Person mit Aktenkoffer ~ 0,21 m²

Bild 6.6.3: Maximale und tatsächliche Auslastung eines 800 kg Personenaufzuges

6.5.2.3 Halteverlustzeit

Unter Halteverlustzeit versteht man die Zeitdifferenz zwischen einer Fahrt von Geschoss A nach Geschoss B ohne Zwischenhalt und einer Fahrt von Geschoss A nach Geschoss B mit einem Zwischenhalt, plus einer definierten Tür-offen-Zeit. Die Halteverlustzeit kann an jeder Aufzugsanlage leicht mit einer Stoppuhr ermittelt werden. Bei Aufzugsverkehrsberechnungen für Hochhäuser sollte zur Minimierung der Aufzüge und insbesondere zur Minimierung des für die Aufzüge erforderlichen Gebäudevolumens hochwertige Aufzugstechnik vorausgesetzt werden. Mit hochwertigen Antrieben und Antriebsregelungen, sowie mit hochwertigen mittig öffnenden Schiebetüren lassen sich je nach Geschwindigkeit Halteverlustzeiten zwischen 8,5 s und 10 s erzielen.

6.5.2.4 Geschwindigkeit

Die Geschwindigkeit von Aufzügen wird abhängig von der Hubhöhe auf der Grundlage der Verkehrsberechnung gewählt. Dabei sollte man berücksichtigen, dass höhere Geschwindig-

keiten nur sinnvoll sind bei großen Haltestellenabständen und dass die Zeitersparnis durch hohe Geschwindigkeiten nicht sonderlich ins Gewicht fällt, da diese Höchstgeschwindigkeit nur sehr kurz erreicht wird.

Die Grenzen für Beschleunigung und Geschwindigkeit setzt nicht die Technik, sondern der Mensch. Hohe Beschleunigungen und Verzögerungen werden von vielen Menschen als unangenehm empfunden. Geschwindigkeiten über 7 m/s führen insbesondere in Abwärtsrichtung bei vielen Menschen zu einem unangenehmen Druck auf den Ohren. Dies wird verursacht durch die schnelle höhenbedingte Luftdruckänderung. Die Werte für Beschleunigung und Verzögerung sollten ein Achtel der Erdbeschleunigung nicht überschreiten.

Schnelle Aufzüge benötigen eine aufwändige Technik in bezug auf Antrieb, Kabinen- und Gegengewichtsführung, Puffer und Seilspannvorrichtung in der Schachtgrube, aufwändige Maßnahmen zur Körperschall- und Luftschalldämmung und sie haben sehr hohe Stromanschlusswerte. Aus wirtschaftlicher und förder technischer Sicht sind Aufzüge mit einer Geschwindigkeit von über 7 m/s unsinnig.

6.6 Feuerwehraufzüge

Feuerwehraufzüge sind normale Aufzüge, die entsprechend ihrer geplanten Funktion zum Personen- oder zum Lastentransport dienen. Sie haben darüber hinaus im Brandfall die Aufgabe, der Feuerwehr zu helfen, schnell den Brandherd erreichen zu können und sollen die Möglichkeit bieten, Personen aus dem Gebäude zu retten, die die Fluchttreppen nicht benutzen können. Zu diesem Zweck werden besondere Anforderungen an die Sicherheit von Feuerwehraufzügen gestellt, die in Deutschland durch die Landesbauordnungen, Hochhausrichtlinien und die Aufzugsverordnung geregelt sind.

6.6.1 Anforderungen nach Landesbauordnungen

Gemäß Landesbauordnungen bzw. Hochhausrichtlinien ist in neu zu errichtenden Hochhäusern mit mehr als 30 m Höhe mindestens ein Feuerwehraufzug vorzusehen. Weitere Feuerwehraufzüge können verlangt werden, z.B. bei mehr als 100 m Höhe (länderweise unterschiedlich). Vom Feuerwehraufzug muss jeder Punkt eines Aufenthaltsraumes in 50 m Entfernung erreichbar sein.

Jeder Feuerwehraufzug ist in einem eigenen feuerbeständigen Schacht aus nichtbrennbaren Baustoffen anzuordnen. Er muss in jedem Geschoss eine Haltestelle haben, die über einen Vorraum mit F90-Wänden zugänglich ist. Dieser Vorraum muss ausreichend groß sein, um eine Krankentrage in den Fahrkorb einbringen zu können. In einigen Bundesländern wird ein exaktes Maß vorgegeben für die Tiefe des Aufzugvorraumes, in anderen Bundesländern wird dies pragmatisch gesehen und muss im Einzelfall nachgewiesen werden. Der Fahrkorb darf nicht kleiner als 1,10 m breit und 2,10 m tief sein und die Zugangstüren müssen mindestens 0,90 m breit sein.

Feuerwehraufzüge müssen eine Elektrozuleitung haben, die im Brandfall für eine Dauer von mindestens 90 Minuten (E90) betriebsfähig bleibt. Darüber hinaus benötigen Feuerwehraufzüge eine zweite Stromversorgung, die entweder über eine separate Einspeisung oder über ein Dieselaggregat sichergestellt werden kann.

6.6.2 Anforderungen nach Aufzugsverordnung

Wie alle neuen Aufzüge müssen auch Feuerwehraufzüge nach DIN EN 81 ausgeführt werden. Speziell für Feuerwehraufzüge ist eine neue Norm, die EN 81.72 in Vorbereitung, die derzeit als Entwurf vorliegt. Bis zum Inkrafttreten dieser Norm gelten in Teilbereichen weiter die vom Deutschen Aufzugausschuss (DAA) aufgestellten Technischen Regeln für Aufzüge (TRA). Die Regelungen für Feuerwehraufzüge beinhaltet die TRA 200.

Wesentliche Anforderung an Feuerwehraufzüge sind die Herstellung der Fahrkörbe, einschließlich ihrer Verkleidungen und Beläge, aus nicht brennbaren Stoffen (DIN 4102 Klasse A). Ferner muss für den Fall des Steckenbleiben des Aufzugs eine Ausstiegsluke im Dach vorhanden sein, sowie eine Leiter (oder Stufen), um diese Luke erreichen zu können. Auf dem Fahrkorbdach ist eine Leiter bereitzuhalten, mit der es ermöglicht wird, die nächst höhere Schachttür zu erreichen und zu öffnen, um so den Aufzugsschacht aus eigener Kraft ohne Hilfe von außen verlassen zu können.

Gemäß TRA 200 hat die Geschwindigkeit von Feuerwehraufzügen mit weniger als 60 m Förderhöhe mindestens 1,0 m/s zu betragen und mindestens 2,0 m/s für höhere Förderhöhen. Der derzeitige Entwurf der EN 81.72 verlangt, dass jedes Geschoss eines Hochhauses von der Eingangsebene aus innerhalb von einer Minute zu erreichen ist. Die Steuerung ist spe-

ziell auf die besondere Nutzung im Brandfall auszurichten, damit die Feuerwehr optimal über den Feuerwehraufzug verfügen kann.

Neue Forderungen der EN 81.72, die die TRA nicht enthält, sind der Schutz der elektrischen Geräte im Schacht gegen Wasser und Vorgaben, bis zu welchen Temperaturen ein Feuerwehraufzug betriebsfähig bleiben muss. Dies sind für Triebwerksraum und Schacht 40 °C und für Aufzugsvorräume 65 °C. Da normale Elektronikbauteile üblicherweise für Umgebungstemperaturen bis 40 °C vorgesehen sind, führt die Vorgabe von 65 °C zu erheblichen Mehrkosten. Bisher wurden die Bedienungs- und Anzeigeelemente in den Aufzugsvorräumen bei Betrieb als Feuerwehraufzug entweder stromlos geschaltet oder so separat abgesichert, dass sie bei einem Kurzschluss wegen Wasser oder Übertemperatur nicht zu einer Störung des Aufzugsbetriebes führen können.

6.6.3 Rauchfreihaltung

Feuerwehraufzugsschächte müssen im Brandfall rauchfrei bleiben. Dies kann durch eine Druckbelüftung sichergestellt werden, die im Brandfall in den im Brandbereich befindlichen Aufzugsvorräumen einen Überdruck erzeugt, um das Eindringen von Rauch in den Aufzugsschacht zu verhindern.

In den meisten bestehenden Hochhäusern wurde für diese Druckbelüftung ein eigener Luftschacht vorgesehen, aus dem die Luft im Brandfall in die betreffenden Aufzugsvorräume gepresst wird. In neuen Frankfurter Hochhäusern wird die Luft, statt durch einen separaten Schacht, durch den Aufzugsschacht geführt. Diese Lösung ist allerdings umstritten. Es ist problematisch, bei jeder Außentemperatur einen ausreichenden Druck über die gesamte Höhe des Aufzugsschachts zu halten und trotzdem das Öffnen der Zugangstüren zu den Aufzugsvorräumen gegen den Überdruck sicher zu stellen.

6.7 Aufzugstechnik

6.7.1 Antriebstechnik

Wie bereits in Kapitel 8.3 erwähnt, besitzen Personenaufzüge in Hochhäusern heute getriebelose Antriebe. Diese haben langsam laufende Antriebsmotoren, bei denen die Treibscheibe direkt auf der Motorwelle sitzt. Auch die Lastenaufzüge in hohen Hochhäusern werden größtenteils mit getriebelosen Antrieben ausgeführt. Wichtig für die Qualität von Seilzügen ist das Verhältnis von Tragseildurchmesser zu Seilrollendurchmesser. Laut Vorschrift hat dieses Verhältnis mindestens 1:40 zu betragen. Größere Seilrollen verbessern die Lebensdauer der Seile und die Laufruhe, benötigen jedoch eine größere Raumhöhe für den Schachtkopf und das Triebwerk. Die Aufzugsantriebe müssen die Kabinen schnell bis zur Nenngeschwindigkeit beschleunigen und bei Erreichen der Haltstelle so verzögern, dass die Kabinen bodenbündig anhalten. Beschleunigung und Verzögerung dürfen nur so hoch sein, dass sie noch als komfortabel empfunden werden.

6.7.1.1 Ward-Leonard-Antrieb

Ward-Leonard-Antriebe bestehen aus einem Gleichstromantriebsmotor und einem dynamischen Umformer, der den Gleichstrom erzeugt. Der dynamische Umformer besteht aus einem Gleichstromgenerator, der mechanisch mit einem Asynchrondrehstrommotor verbunden ist und von diesem angetrieben wird.

Die Regelfähigkeit der Ward-Leonard-Antriebe ist gut. Die Belastung des Stromversorgungsnetzes in bezug auf Oberwellen ist sehr gut. Stromspitzen beim Beschleunigen des Aufzugs werden nur gering ans Netz weiter gegeben, da der Umformer als Dämpfer wirkt. Der Stromverbrauch ist relativ hoch, da der Umformer fast ununterbrochen läuft und nur bei längeren Stillstandzeiten des Aufzugs abgeschaltet wird. Bremsenergie wird über Widerstände in Wärme umgesetzt, die aus dem Triebwerksraum abgeführt werden muss.

6.7.1.2 Gleichstrommotor mit statischem Umformer

Etwa Mitte der 80er Jahre ermöglichte die Entwicklung der Leistungselektronik, Gleichstrom zum Antrieb von Gleichstrommotoren mittels Transistoren direkt aus Drehstrom zu erzeugen.

Die Regelfähigkeit dieser Antriebe ist gut. Die Belastung des Stromversorgungsnetzes in bezug auf Oberwellen ist sehr hoch. Beim Anfahren und Abbremsen fließt ein sehr hoher Blindstrom. Stromspitzen beim Beschleunigen des Aufzuges werden direkt ans Netz weitergegeben. Der Stromverbrauch ist etwas niedriger als beim Ward-Leonard-Antrieb.

6.7.1.3 Asynchron-Drehstrommotor mit Frequenzumformer

Mitte der 90er Jahre ermöglichte die Weiterentwicklung der Leistungselektronik den Bau von Frequenzumformern, die auch bei sehr geringen Drehzahlen ausreichend regelbar waren. Asynchron-Drehstrommotoren sind bei gleicher Leistung kleiner und platzsparender als Gleichstrommotoren und benötigen erheblich weniger Wartungsaufwand.

Die Regelfähigkeit dieser Antriebe ist gut. Die Belastung des Stromversorgungsnetzes in bezug auf Oberwellen ist erheblich niedriger als bei Antrieben mit statischem Umformer. Der Blindstrom ist bei allen Lastzuständen nur sehr gering. Stromspitzen beim Beschleunigen des Aufzuges werden direkt ans Netz weitergegeben. Der Stromverbrauch ist niedriger als beim Gleichstrommotor mit statischem Umformer. Stromrückspeisung ins Netz ist mit entsprechendem Zusatzaufwand möglich.

6.7.1.4 Synchron-Drehstrommotor mit Frequenzumformer

Die neueste Entwicklung bei Aufzugsantrieben sind Synchron-Drehstrommotoren. Die Entwicklung leistungsfähiger Magnete und die Leistungselektronik haben diesen Motortyp interessant gemacht. Synchron-Drehstrommotoren sind noch kleiner und noch platzsparender als Asynchron-Drehstrommotoren.

Die Regelfähigkeit dieser Motoren ist sehr gut. Die Belastung des Stromversorgungsnetzes in bezug auf Oberwellen ist gering. Der Blindstrom ist bei allen Lastzuständen gering. Stromspitzen beim Beschleunigen des Aufzuges werden direkt ans Netz weitergegeben. Der Stromverbrauch ist niedriger als bei allen bisher beschriebenen Antriebssystemen. Stromrückspeisung ins Netz ist mit entsprechendem Zusatzaufwand möglich.

6.7.2 Türen und Türüberwachung

Türen an leistungsfähigen Aufzügen müssen sich schnell öffnen und bereits geöffnet sein, wenn der Fahrkorb hält. Sie müssen so lange offen bleiben, wie Personen aus- oder einsteigen, aber nicht länger, und sie müssen schnell schließen. Beim Schließen der Türen sollen keine Personen oder Gegenstände angerempelt werden. Dazu müssen die Schließkanten der Türen mit einer Schließkantenüberwachung ausgerüstet werden, die ein vor der Schließkante befindliches Hindernis so frühzeitig erkennt, dass die Türblätter vor Erreichen des Hindernisses bis zum Stillstand abgebremst werden können und wieder öffnen.

Hochwertige Türen müssen auch nach vielen Jahren störungsfrei und möglichst geräuscharm laufen. Türen sind Teile einer Aufzugsanlage, mit denen die Förderleistung verbessert oder dramatisch verschlechtert werden kann.

6.7.2.1 Türantrieb

Türantriebe müssen so bemessen sein, dass die Massen der Türblätter schnell und schwingungsarm beschleunigt und insbesondere schnell und schwingungsarm verzögert und die Bewegungsrichtung umgekehrt werden kann. Türmotoren und Türantriebsregelungen müssen auch bei Schmutz in den Rillen der Türschwellen oder bei unterschiedlichem Druck zwischen Schacht und Schachtvorraum in der Lage sein, die Bewegungen der Türblätter entsprechend den vorgewählten Fahrkurven exakt zu steuern.

6.7.2.2 Türblätter

Türblätter müssen verwindungssteif sein, um die engen Toleranzen zwischen Türlaibung und Türblatt bei den unterschiedlichen Druckverhältnissen im Schacht einhalten zu können und um sicher zu stellen, dass die Türlaibungen nicht berührt werden, damit keine Schleifspuren entstehen. Je höher die Türen, umso wichtiger die Steifigkeit der Türblätter. Die Tragrollen der Türblätter müssen ausreichend groß und so angeordnet sein, dass ein ruhiger und kipffreier Lauf der Türblätter ermöglicht wird.

6.7.2.3 Türschließkantenüberwachung

Die Türschließkantenüberwachung soll ein Anrempeln von Personen oder Gegenständen beim Schließen der Türen verhindern. In den 70er Jahren waren hochwertige Aufzugstüren

mit einer elektromagnetischen Schließkantenüberwachung ausgestattet. Beim Auftreffen auf ein Hindernis bewegte sich dabei eine Leiste vor der Schließkante der Fahrkorbtür relativ zum Türblatt und bewirkte damit in Verbindung mit Mikroschaltern ein Anhalten oder Wiederöffnen der Tür.

Zwischenzeitlich gab es Systeme, bei denen vor der Schließkante ein elektrisches Feld erzeugt wurde, das bei Störung eine Bewegungsumkehr bzw. eine Unterbrechung des Türschließvorgangs bewirkte. Die elektrischen Felder waren instabil und abhängig von der Einstellung durch das Wartungspersonal und haben sich nicht bewährt.

Heute werden zur Schließkantenüberwachung überwiegend Lichtgitter verwendet, die die gesamte Türöffnung erfassen und bei Unterbrechung eines Lichtstrahls den Türschließvorgang unterbrechen. Zweidimensionale Lichtgitter können nicht die gesamte Breite des aus Fahrkorbtür und Schachttür bestehenden Türpakets erfassen. Neu entwickelte dreidimensional wirkende Lichtgitter können nahezu den gesamten Bereich vor den Türen erfassen und überwachen.

6.7.3 Steuerung

Steuerungen von Aufzugsgruppen sollen sicher stellen, dass jeder Fahrgast nach kurzer Wartezeit in eine Aufzugskabine einsteigen kann, die ihn mit einem Minimum an Zwischenstopps zu seiner Zielhaltestelle bringt. Die ankommende Kabine sollte ausreichend Platz für einen oder mehrere Fahrgäste bieten. Wir unterscheiden heute konventionelle Steuerungen und Zielwahlsteuerungen.

6.7.3.1 Konventionelle Steuerung

Der Fahrgast wählt in der Starthaltestelle die gewünschte Fahrtrichtung und steigt in die nächste in der Fahrtrichtung abfahrende Kabine ein. Erst in der Kabine wird die gewünschte Zielhaltestelle gewählt. Moderne konventionelle Steuerungen für Hochhausaufzüge sind hochentwickelte, lernfähige Systeme mit Kurzzeit- und Langzeitgedächtnis, bei denen ständig erfasst wird, wie viel Personen sich in einer Kabine, in jedem Geschoss und im Gebäude befinden. Bei jedem Ruf wird erfasst wie viel Zeit vergeht zwischen Rufeingabe und Ankunft der Kabine, um bei längeren Wartezeiten diesem Ruf eine höhere Priorität zu geben. Ziel ist es, sicher zu stellen, dass die Wartezeiten möglichst kurz sind und keine größeren Abweichungen vom Mittelwert zugelassen werden.

6.7.3.2 Zielwahlsteuerung

Bei der Zielwahlsteuerung wählt der Fahrgast bereits in der Starthaltestelle die Zielhaltestelle und steigt in die vorgegebene Kabine ein, die ihn ohne weitere Kommandogabe zur Zielhaltestelle bringt. Zielwahlsteuerungen haben durch die Kenntnis der Fahrziele der einzelnen Benutzer die Möglichkeit, Personen mit gleichem Ziel in der gleichen Kabine zu transportieren und damit Stopps zu sparen. Die Förderleistung kann dadurch deutlich erhöht werden. Dies geht allerdings zu Lasten der Wartezeit, weil der Fahrgast nach Eingabe des Fahrziels nicht die als nächstes abfahrende Kabine benutzen kann, sondern die ihm zugewiesene Kabine, die eventuell erst als nächste oder übernächste Kabine abfährt. Die Entwicklung der Zielwahlsteuerung steht noch am Anfang und entscheidende Verbesserungen sind zu erwarten.

Für den effektiven Einsatz einer Zielwahlsteuerung sind eine disziplinierte Bedienung des Aufzuges und Befolgung der Anweisungen erforderlich. Deshalb kann eine Zielrufsteuerung bei Aufzügen in öffentlichen Gebäuden mit stark wechselndem Besucherverkehr zu Benutzerproblemen führen, da der gewohnte Rufknopf am Aufzug fehlt und manche Personen in der Bedienung überfordert sind. Bei Aufzügen in nicht öffentlichen Gebäuden mit weitgehend gleichbleibendem Benutzerkreis kann davon ausgegangen werden, dass nach Einweisung und kurzer Gewöhnungszeit der Nutzer, die Vorteile der Zielwahlsteuerung zum Tragen kommen.

6.8 Aufzugskonfiguration

Je nach Größe und Nutzungsart eines Hochhauses sind Aufzugsanlagen in unterschiedlichen Größen und Geschwindigkeiten erforderlich. Dabei teilt man ab einem bestimmten Umfang die Aufzüge in Nah- und Ferngruppen sowie, falls vonnöten, in Mittel- und Expressgruppen ein. So können Warte- und Halteverlustzeiten optimiert und die Förderkapazitäten der einzelnen Aufzüge erhöht werden.

In Wohn- und Bürogebäuden mit 20-25 Geschossen werden selten mehr als 8 Aufzüge benötigt. Daher kann hier auf eine solche Gruppierung meist verzichtet werden, da alle Ebenen von allen Aufzügen angefahren werden können, ohne die Warte- und Halteverlustzeiten unverhältnismäßig zu dehnen.

6.8.1 Nah- und Ferngruppen

In Gebäuden mit mehr als 20 Etagen teilt man, sofern die Nutzung es verlangt, die vertikale Zirkulation schon in der Eingangsebene in Nah- und Ferngruppen ein. Diese Einteilung beschränkt die Bedienung der jeweiligen Aufzüge auf eine geringere Anzahl Geschosse. Eine höhere Förderleistung wird ermöglicht, da weniger Etagen angefahren werden, und das Schachtvolumen sinkt, weil die Kabinen kleiner ausgeführt werden können.

Ab 40-45 Etagen ist es oft sinnvoll, die Gruppierung noch um eine Mittelgruppe zu erweitern. Diese bedient dann die Geschosse des unteren sowie des mittleren Drittels des Gebäudes.

Mit einfachen, zwei- und dreifachen Gruppen werden von jedem Aufzug aus alle Geschosse erreicht. Eine insgesamt schnellere Beförderung wird hier nur erzielt durch eine Reduzierung der Haltestellen eines Aufzuges, der damit einhergehenden Halteverlustzeiten und der geringeren Personenanzahl in der Kabine.

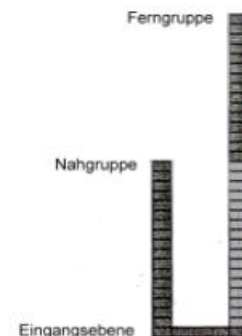


Abb. 6.8.1: Nah- und Ferngruppen

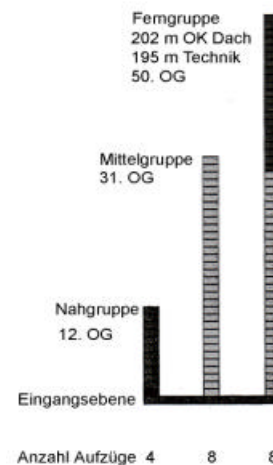


Abb. 6.8.2: UFC-Hochhaus, Frankfurt/Main

6.8.2 Expressgruppen

Da der Platzbedarf durch das steigende Schachtvolumen bei mehreren Aufzugsgruppen überproportional zunimmt, bietet es sich an, Expressgruppen zu den mittleren und oberen Gruppen vorzusehen. Die Expressaufzüge befördern Personen direkt in die jeweiligen Umsteigeetagen. Dort sind dann in den Schächten der unteren Nah- und Ferngruppen davon unabhängige obere Gruppen angeordnet, die nur die oberen Etagen des Gebäudes versorgen. So werden zusätzliche Schächte und Platzbedarf in der Eingangsebene gespart und diese direkt mit den oberen Geschossen verbunden. Häufig finden sich solche Umsteigestationen in den Skylobbys, die, wie zum Beispiel im Hochhaus Westend 1 in Frankfurt am Main, das Gebäude strukturell in zwei Teile trennen oder, wie in höheren Bauten, dritteln.

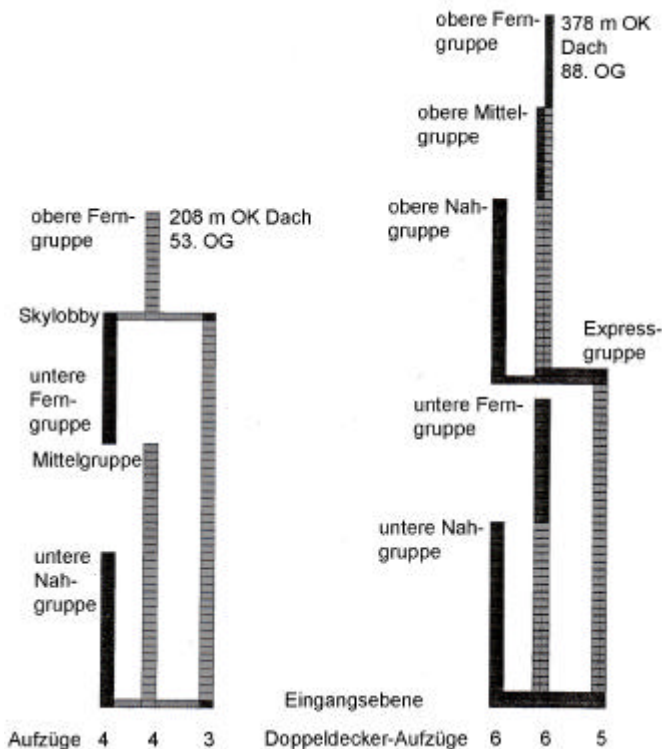


Abb. 6.8.3: Hochhaus
Westend 1, Frankfurt/Main

Abb. 6.8.4: Petronas Towers,
Kuala Lumpur

6.8.3 Doppeldecker-Aufzugsgruppen

In einigen Hochhäusern, wie zum Beispiel den Petronas Towers in Kuala Lumpur, finden sich Doppeldecker-Aufzüge. Diese erschließen das Gebäude mittels zweier übereinander liegender Aufzugskabinen, die jeweils in geraden bzw. ungeraden Etagen halten.

Für solche Konstruktionen erfordert es eine zweigeschossige Eingangsebene, in der beide Kabinen befüllt werden. Eine schnellere Zirkulation zwischen den Geschossen wird hierbei nicht erreicht, jedoch geschehen Füllen und Entleeren des gesamten Gebäudes in einer wesentlich geringeren Zeit. Doppeldeckeraufzüge bieten bei gleicher Schachtfäche eine erheblich höhere Förderleistung beim Füllen und Entleeren eines Gebäudes gegenüber Aufzügen mit einer Kabine. Die Förderleistung beim Zwischengeschossverkehr wird nicht verbessert. Nachteilig ist für den Fahrgast, wenn der Fahrkorb hält und in der anderen Kabine jemand ein- oder aussteigt, ohne dass in der eigenen Kabine ein Bedarf für Anhalten und Warten erkennbar ist. Doppeldeckeraufzüge eignen sich als Expressaufzüge zwischen Eingangsebe-

ne und Skylobby und als normale Aufzugsgruppe für Gebäude mit sehr großen Geschossflächen.

6.8.4 Aufzugskonfiguration des Millennium Towers in Frankfurt am Main

Als Büro-, Hotel- und Wohngebäude geplant, soll der von Albert Speer entworfene Millennium Tower in Frankfurt am Main nach seiner Fertigstellung in 2006 Büros, Wohn- und Hotelflächen aufnehmen. 97 oberirdische Geschosse und rund 215000 qm Nutzfläche sollen nach der Planung der Jappsen+Sangier Oberwesel GmbH mit unteren, mittleren und oberen Fern- und Nahgruppen verbunden werden. Zwei Expressgruppen sollen Umsteigestationen im 30. sowie im 62. Obergeschoss anfahren. Eine Restaurantgruppe wird schließlich die Spitze des Gebäudes in 369 m Höhe mit der Eingangsebene verbinden. Alle drei Expressgruppen sind als Doppeldeckeraufzüge geplant.



Abb. 6.8.5: Millennium Tower, Projektskiz-

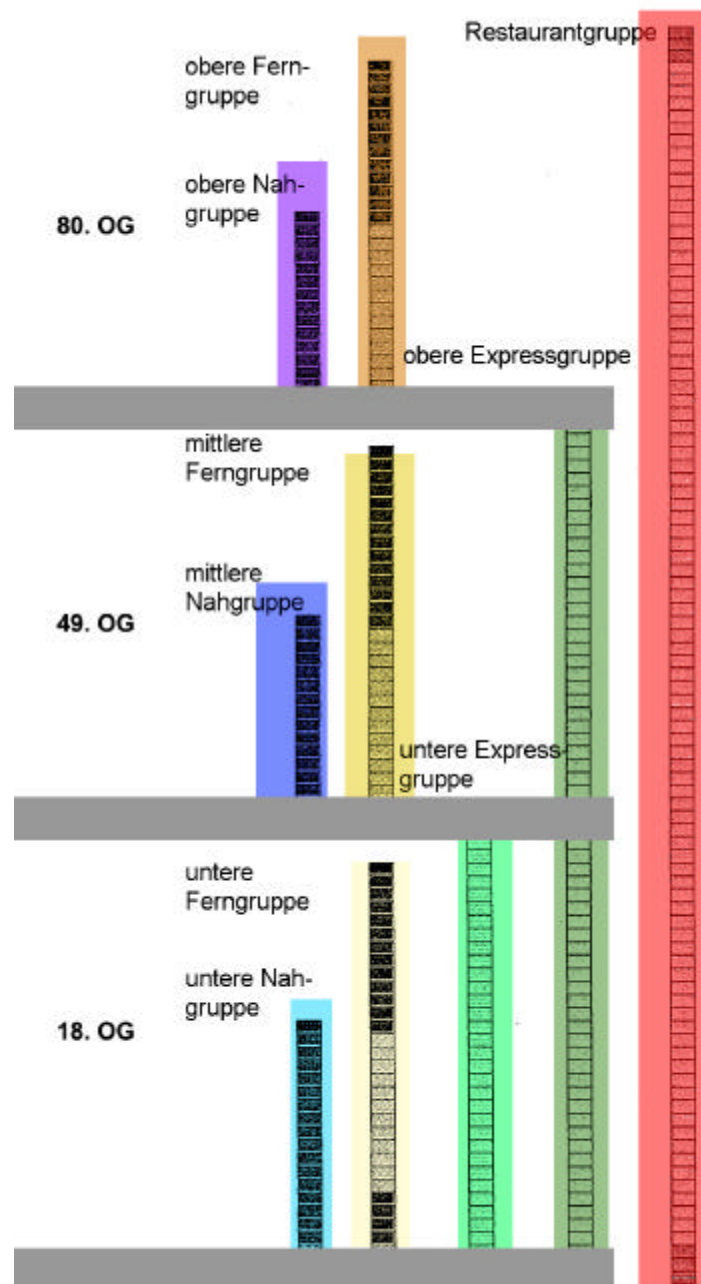


Abb. 6.8.6: Aufzugsschema Millennium Tower, Frank-

Literaturverzeichnis

- [1] Arbeitskreis Maschinen- und Elektronik staatlicher und kommunaler Verwaltungen (AMEV): „Hinweise für Betrieb von Aufzugsanlagen in Öffentlichen Gebäuden (Aufzug 2002)“, Berlin, 2002.
- [2] Barney, Gina: „Elevator Traffic Handbook“, London, 2003.
- [3] Barney, Gina: „Lift traffic analysis design and control“, London, 1977.
- [4] Franzen, Carl Ferdinand u.a.: „Der Aufzugbau“, Braunschweig, 1972.
- [5] Jappsen, Hans: „Aufzugsanlagen“ in Hochhaus Atlas, München, 2002.
- [6] Simmen, Jeannot: „Der Fahrstuhl - Die Geschichte der vertikalen Eroberung“, München, 1984.
- [7] VDI-Gesellschaft Gebäudeausrüstung: „Aufzüge und Gebäudetechnik“, Düsseldorf, 2002.

6.9 Anhang

A Eingangswerte zur Aufzugsverkehrsberechnung nach AMEV (Aufzug 2002)

**Zahl der wahrscheinlichen Halte (H)
bei etwa gleicher Stockwerksbelegung**

	630 kg	800 kg	1000 kg	1275 kg	1600 kg
	maximale Auslastung des Fahrkorbes (Personen)				
	8	10	13	17	21
	tatsächliche Auslastung des Fahrkorbes (Personen)				
Zahl d. Ober- geschosse	6 = 75 %	8 = 80 %	10 = 77 %	13 = 76 %	15 = 71 %
3	3,7	3,8	3,9	3,9	4,0
4	4,3	4,5	4,7	4,8	4,9
5	4,7	5,0	5,3	5,5	5,7
6	5,0	5,3	5,8	6,0	6,4
7	5,2	5,6	6,3	6,5	7,1
8	5,4	5,9	6,6	6,9	7,6
9	5,6	6,1	6,9	7,2	8,1
10	5,7	6,2	7,1	7,5	8,5
11	5,8	6,4	7,3	7,8	8,8
12	5,9	6,5	7,5	8,0	9,1
13	6,0	6,6	7,7	8,2	9,4
14	6,0	6,7	7,8	8,3	9,7
15	6,1	6,7	7,9	8,5	9,9
16	6,1	6,0	8,0	8,6	10,1
17	6,2	6,9	8,1	8,7	10,3
18	6,2	6,9	8,2	8,8	10,4
19	6,3	7,0	8,3	8,9	10,6
20	6,3	7,0	8,4	9,0	10,7
22	6,4	7,1	8,5	9,2	11,0
24	6,4	7,2	8,6	9,3	11,2
26	6,5	7,2	8,7	9,4	11,4
28	6,5	7,3	8,8	9,5	11,5
30	6,5	7,3	8,9	9,6	11,7

Nenngeschwindigkeit für Standardaufzüge

Zahl der Haltestellen ohne die Bezugshaltestellen	Nenngeschwindig- keit [m/s]
bis 5	1,0
5 bis 10	1,6
10 bis 15	2,0
über 15	= 2,5

**Verlustzeiten für Beschleunigung und
Verzögerung (t_1)**

Nenngeschwindigkeit [m/s]	Verlustzeit t_1 [s]
1,0	2,5
1,6	3,0
2,0	3,5
2,5	4,0

**Zeiten für das Öffnen, Offenhalten und
Schließen von Hochleistungstüren (t_2)**

Türart und Türbreite	$t_{\text{auf}} + t_{\text{zu}}$ [s]*
mittig öffnende Türen (zentral öffnend) Türbreite bis 900 mm	3,0
Türbreiten größer 900 mm	4,5
einseitig öffnende Türen Türbreiten bis 1000 mm	6,0
mittig / einseitig öffnende Türen variabel von 2 bis 6 Sekunden	Zeit t_{offen} [s] 4,0

* Die Öffnungszeiten können um ca. 1,5 s verkürzt werden, wenn das Öffnen bereits beim Einfahren innerhalb der Entriegelungszone in die Haltestelle beginnt.

B Beispiel einer Aufzugsverkehrsberechnung

In einem Verwaltungsgebäude sollen 480 Personen untergebracht werden.

11	9. Obergeschoss	50 Personen Nominell	
10	8. Obergeschoss	50 Personen Nominell	
9	7. Obergeschoss	50 Personen Nominell	
8	6. Obergeschoss	50 Personen Nominell	
7	5. Obergeschoss	50 Personen Nominell	
6	4. Obergeschoss	50 Personen Nominell	
5	3. Obergeschoss	50 Personen Nominell	
4	2. Obergeschoss	50 Personen Nominell	
3	1. Obergeschoss	50 Personen Nominell	
2	Erdgeschoss	30 Personen Nominell	
1	Tiefgarage	120 Personen	

35 m Gebäudehöhe

31,5 m Förderhöhe

Annahmen für die Berechnung des Füllbetriebes:

1. 480 Personen sind nominell im Gebäude beschäftigt; 30 davon im Erdgeschoss, somit wird mit 450 Personen gerechnet.
2. 120 Personen gelangen über die Tiefgarage in das Gebäude und müssen von dort befördert werden.
3. 360 Personen erreichen als Fußgänger das Gebäude über das Erdgeschoss.
4. Flexibler Arbeitsbeginn, Gebäudefüllzeit = 60 Minuten.
5. Es gibt 11 Haltestellen einschließlich der Tiefgarage; 31,5 m tatsächliche Förderhöhe (ab Erdgeschoss 9 a 3,5 m), 3,5 m Stockwerkshöhe, Gebäudehöhe 35 m über Terrain. Das Garagengeschoss wird nur über einen Erfahrungszuschlag berücksichtigt.
6. Aufzüge Nennlast 1000 kg ? Belegung = 10 Personen (siehe Anhang A)
7. Fahrkorb- und Schachttüren sollen 900 mm breit und zentralöffnend sein.
8. Zeit für das Ein- und Aussteigen einer Person = 2 s
9. Nenngeschwindigkeit = 1,6 m/s (siehe Anhang A)
10. Wahrscheinliche Halte = 6,9 beim Füllbetrieb und vollem Fahrkorb (siehe Anhang A)
11. Türzeiten: $t_{\text{auf}} + t_{\text{zu}} = 3,0 \text{ s}$ / $t_{\text{offen}} = 4,0 \text{ s}$ (siehe Anhang A)

Rechengang für die Ermittlung der Anzahl der Aufzüge:

Erforderliche Förderleistung (F_{erf}):

Ziel ist es, mindestens 12 % der Bediensteten, die in den Obergeschossen tätig sind, innerhalb von 5 Minuten bei gleitendem Arbeitsbeginn zu befördern. Zusätzlich muss mit 2 % Gegenverkehr gerechnet werden. Dies wird bei der Berechnung der Fahrkorbumlaufzeit mittels eines Erfahrungszuschlages berücksichtigt.

$$F_{\text{erf}} = \text{Belegung} \cdot 0,12$$

$$F_{\text{erf}} = 450 \text{ Pers.} / 5 \text{ Min.} \cdot 0,12$$

$$F_{\text{erf}} = \underline{54 \text{ Pers.} / 5 \text{ Min.}}$$

Zeitdauer eines Förderspiels – Fahrkorbumlaufzeit (Z):

$$Z = 2 \cdot h : v + c \cdot P + H \cdot (t_1 + t_2)$$

$$h = \text{mittlere Förderhöhe} = 31,5 \text{ m}$$

$$v = \text{Nenngeschwindigkeit} = 1,6 \text{ m/s}$$

$$c = \text{Zeit für das Ein- und Aussteigen eines Aufzugbenutzers} = 2 \text{ s/Pers.}$$

$$P = \text{tatsächliche Fahrkorbbelegung} = 10 \text{ Pers.}$$

$$H = \text{Zahl der wahrscheinlichen Halte} = 6,9$$

$$t_1 = \text{Verlustzeiten für Beschleunigung und Verzögerung} = 3 \text{ s}$$

$$t_2 = \text{Zeiten für das Öffnen, Schließen und Offenhalten der Tür} = t_{\text{auf}} + t_{\text{zu}} + t_{\text{offen}} = 7 \text{ s}$$

$$Z = 2 \cdot 31,5 \text{ m} : 1,6 \text{ m/s} + 2 \text{ s/Pers.} \cdot 10 \text{ Pers.} + 6,9 \cdot (3,0 \text{ s} + 7,0 \text{ s})$$

$$Z = 128,4 \text{ s}$$

Als Erfahrungswerte sind hinzuzurechnen:

20 Sekunden für den Gegenverkehr

15 Sekunden für die Bedienung des 1. Untergeschosses (Tiefgarage)

$$\text{Somit } Z = 128,4 \text{ s} + 20 \text{ s} + 15 \text{ s} = \underline{163,4 \text{ s}}$$

Tatsächliche Förderleistung (F_{tats}):

$$F_{\text{tats}} = 300 \cdot P : Z$$

$$F_{\text{tats}} = 300 \text{ s} / 5 \text{ Min.} \cdot 10 \text{ Pers.} : 163,4 \text{ s}$$

$$F_{\text{tats}} = \underline{18,4 \text{ Pers.} / 5 \text{ Min.}}$$

Anzahl der Aufzüge (n):

$$n = F_{\text{erf}} : F_{\text{tats}}$$

$$n = 54 \text{ Pers.} / 5 \text{ Min.} : 18,4 \text{ Pers.} / 5 \text{ Min.}$$

$$n = \underline{2,9} \text{ ? Somit sind } \underline{3 \text{ Aufzüge}} \text{ notwendig}$$

Mittlere Intervallzeit (K):

$$K = Z : n$$

$$K = 163,4 \text{ s} : 3$$

$$K = \underline{54,5 \text{ s}}$$

Mittlere Wartezeit (W):

$$W = K \cdot 0,5$$

$$W = 54,5 \text{ s} \cdot 0,5$$

$$W = \underline{27,2 \text{ s}}$$

Die mittlere Wartezeit im Erdgeschoss beträgt 27 Sekunden.

Die mittlere Wartezeit kann verringert werden durch Veränderung folgender Türzeiten:

$t_{\text{auf}} + t_{\text{zu}} = 1,5 \text{ s}$ durch Öffnen der Hochleistungstüren bereits in der Entriegelungszone

und

$t_{\text{offen}} = 2,0 \text{ s}$ als kleinst möglich eingestellte Offenhaltezeit.

Werden hier wiederum 3 Aufzüge vorgesehen, so erhöht sich die tatsächliche Förderleistung auf 21,5 Pers. / 5 Min. und die mittlere Wartezeit sinkt auf 23,2 s. Daran wird deutlich, wie die Türzeiten entscheidenden Einfluss auf die Gesamtförderleistung nehmen.

C Öffentlich-rechtliche Vorschriften und Richtlinien

Bei der Planung von Aufzügen sind Vorschriften des öffentlichen Rechts und Regeln der Technik zu beachten. Nachfolgend sind die für den Aufzugsbau zu beachtenden aufgeführt.

Öffentliches Recht:

- Gerätesicherheitsgesetz (GSG)
- Aufzugsrichtlinie 95/16/EG (AufzR)
- Maschinenrichtlinie 98/37/EG (MaschR)
- 12. Verordnung zum Gerätesicherheitsgesetz (12. GSGV)

- 9. Verordnung zum Gerätesicherheitsgesetz (9. GSGV)
- Aufzugsverordnung (AufzV)
- Bauordnungen der Länder mit den brandschutztechnischen Anforderungen
- Arbeitsschutzgesetz (ArbSchG)
- Arbeitsmittelbenutzungsverordnung (AMBV)
- Verordnung über Anlagen zum Umgang mit wassergefährdeten Stoffen und über Fachbetriebe (Anlagenverordnung - VAWs)
- Technische Anleitung zum Schutz gegen Lärm (TA Lärm)

Regeln der Technik:

- DIN EN 81 Teil 1 Sicherheitsregeln für die Konstruktion und den Einbau elektrisch betriebener Personen- und Lastenaufzüge
- DIN EN 81 Teil 2 Sicherheitsregeln für die Konstruktion und den Einbau hydraulisch betriebener Personen- und Lastenaufzüge
- DIN EN 81 Teil 3 Sicherheitsregeln für die Konstruktion und den Einbau von elektrisch oder hydraulisch betriebener Kleingüteraufzüge
- DIN EN 12015 Elektromagnetische Verträglichkeit – Störaussendung
- DIN EN 12016 Elektromagnetische Verträglichkeit – Störfestigkeit
- DIN 4102 Brandverhalten von Baustoffen und Bauteilen
- DIN 4109 Schallschutz im Hochbau
- DIN 15306 Personenaufzüge für Wohngebäude
- DIN 15309 Personenaufzüge für andere als Wohngebäude sowie Bettenaufzüge
- DIN 18024 Barrierefreies Bauen Teil 1 und 2
- DIN 18025 Barrierefreie Wohnungen Teil 1 und 2
- DIN 18091 Schachtschiebetüren für Fahrschächte der Feuerwiderstandsklasse F 90
- DIN 18385 Förderanlagen, Aufzugsanlagen, Fahrtreppen und Fahrsteige (ATV) VOB Teil C
- ISO 4190-1 Lift (US: Elevator) Installation Part 1 (übertragen in DIN 15306 und DIN 15309)
- DIN VDE 0100 Bestimmungen für das Errichten von Starkstromanlagen mit Nennspannungen bis 1.000 V
- VDI 2566 Schallschutz bei Aufzugsanlagen mit Triebwerksraum

- TRA 006 Wesentliche Änderungen
- TRA 007 Betrieb
- TRA 106 Leitsysteme für Fernnotrufe
- TRA 200 Personen und Lastenaufzüge (nur für bestehende Anlagen)
- TRA 300 Güteraufzüge
- TRA 400 Kleingüteraufzüge (nur für bestehende Anlagen)
- TRA 1300 vereinfachte Personenaufzüge (nur für bestehende Anlagen)
- Umbaukatalog (DAfA) Anforderungen für Umbauten/Modernisierungen von Aufzugsanlagen

7 Brandschutz

**Verfasser: Timo Mertke,
Lars Eisenhut**

7.1 Inhaltsverzeichnis

7.2 Einleitung	7-2
7.3 Definition Brandschutz	7-4
7.3.1 Technische Brandschutzmaßnahmen	7-5
7.3.2 Organisatorische Brandschutzmaßnahmen	7-5
7.4 Brandrisiken	7-5
7.4.1 Brandphasen	7-6
7.5 Baustoffe	7-9
7.5.1 Verhalten von Beton und Stahl bei erhöhten Temperaturen	7-9
7.5.2 Brandverhalten von Holz	7-11
7.6 Baurecht	7-12
7.7 Brandschutzkonzept	7-13
7.8 Brandsicherheitsnachweise	7-14
7.9 Brandschutz am Beispiel der Hochhaus-Richtlinien (HHR)	7-16
7.10 Literaturverzeichnis	7-23
7.11 Anhang	7-24

7.2 Einleitung

Das “spezifische” Risiko von Hochhäusern war und ist die Höhe - und damit erschwerte Erreichbarkeit - von bestimmten Gebäudeteilen. Und trotz aller Sicherheitstechnik, die man heute in Hochhäuser einbaut, ist doch die Höhe, die Vielzahl der Geschoße, der Maßstab geblieben, der die Probleme bei Rettungseinsätzen vorgibt.

Durch die Anzahl der Aufenthaltsebenen sind meist auch viele Personen im Gebäude. Nun würde zwar ein Brand in einem Stockwerk durch die geschossweise Brandabschnittsbildung kaum zu einer unmittelbaren Gefährdung der Menschen in den anderen, angrenzenden Stockwerken führen; es ist aber für jeden, der im Gebäude anwesend ist sicher eine stressverursachende Situation, zu wissen, dass es im Gebäude, einem Hochhaus brennt. Aus diesem Umstand ist die Panikgefahr in einem solchen Gebäude unter Umständen sehr hoch.

In älteren Hochhäusern gibt es meist keine stockwerksweise Brandabschnittsbildung. Brandqualm kann sich unter Umständen ungehindert über das ganze Objekt ausbreiten und eine Vielzahl von Personen unmittelbar gefährden.

An dieser Stelle sei erwähnt, dass Rauch die Haupttodesursache der so genannten Feueropfer ist. Wenn das Feuer in das Rauchstadium in einem Raum innerhalb eines Gebäudes tritt, ist der Sauerstoffvorrat erschöpft und die tatsächliche Bedrohung für das menschliche Leben beginnt. Vergewagt man sich zum Beispiel ein schwelendes Feuer¹: die Flammen greifen nicht um sich. Es ist unter Kontrolle dadurch, dass kein Sauerstoff mehr vorhanden ist; es besteht keine Ausdehnung der Flammen mehr, aber der absolute Mangel an Sauerstoff ist das, was den Tod verursacht. Dieser Zustand, dieser Rauch und diese Verneblung tragen nicht nur in hohem Maße zur Panikstimmung bei, sondern verbergen außerdem noch giftige Gase, wie zum Beispiel Kohlenmonoxid.

In Hochhäusern, insbesondere in neueren, herrscht im Regelfall ein hoher Grad von Gebäudetechnik und Gebäudeautomation vor: Versorgung insgesamt, Klima, Lüftung, Aufzugssteuerung, Beleuchtung, etc. Man spricht hier von “hochinstallierten Gebäuden”.

¹ vgl. Kapitel 7.4.1 Brandphasen

In diese Gebäudetechnik ist selbstverständlich auch Sicherheitstechnik integriert: Brandfallsteuerungen der Aufzüge, Brand- und Rauchschutztüren, Brandschutzklappen in Luftleitungen, Ersatzversorgungsanlagen, Löschwasserförder- und Drucksteigerungseinrichtungen, etc. Ohne diese Integration und Einrichtung brandschutztechnischer Anlagen wäre eine Brandbekämpfung zum Teil auch gar nicht mehr möglich. Man stelle sich hier nur die Löschwasserförderung in ein 200 m hohes Gebäude vor.

Die Höhe eines Gebäudes ist also entscheidend für die Anforderungen an den Brandschutz. So ist es auch nicht verwunderlich, dass gerade diese Anforderungen den Begriff Hochhaus definieren. Demnach wird ein Gebäude als Hochhaus bezeichnet, wenn es über einen Aufenthaltsraum verfügt, dessen Fußboden höher als 22 Meter liegt. Dieses Grenzmaß resultiert aus der maximalen Rettungshöhe der früher überwiegend vorhandenen Rettungsgeräte (Drehleiter) der Feuerwehr, die eine Rettung aus maximal 23 m Höhe ermöglichten. Obwohl heute auch Rettungsfahrzeuge für eine Rettung aus größeren Höhen verfügbar sind, ist dieses Maß bis zum heutigen Tage beibehalten worden, da derartige Fahrzeuge nicht den Regelfall darstellen.

Das Unterscheidungskriterium für Hochhäuser ist also, dass der zweite Rettungsweg nicht mehr über Rettungsgeräte der Feuerwehr sichergestellt werden kann. Deshalb muss sich das Brandsicherheitskonzept² und das Fluchtwegekonzept für ein Hochhaus grundlegend von Konzepten für Gebäude mit geringerer Höhe unterscheiden. Je höher ein Hochhaus ist, desto größer werden die Anforderungen.

Die erhöhten Anforderungen, die an ein Hochhaus gestellt werden, sind in den Landesbauordnungen der Länder und in Hochhaus-Richtlinien bzw. Hochhaus-Verordnungen geregelt³.

² vgl. Kapitel 7.7 Brandschutzkonzept

³ vgl. Kapitel 7.9 Brandschutz am Beispiel der Hochhaus-Richtlinien (HHR)

7.3 Definition Brandschutz

Für die Sicherheit eines Hochhauses sowie generell einer baulichen Anlage spielt der Brandschutz neben den Anforderungen an die Standsicherheit eine wesentliche Rolle. Unter dem Oberbegriff Brandschutz versteht man alle Maßnahmen zur Vermeidung von Bränden und die Minimierung von Brandschäden. Diese Maßnahmen dienen dem Ziel, einem Schadenfeuer vorzubeugen, im Brandfall die Rettung von Personen zu ermöglichen, eine Brandausbreitung zu verhindern und damit Sachschäden zu vermeiden, bzw. zu verringern sowie eine wirksame Brandbekämpfung sicherzustellen. Aus diesen Forderungen ergeben sich für den Brandschutz zwei unterschiedliche Bereiche: der vorbeugende Brandschutz und der abwehrende bekämpfende Brandschutz. Während der vorbeugende Brandschutz in den Bauordnungen der Länder und in den zugehörigen Rechts- und Verwaltungsvorschriften geregelt ist und von den Bauaufsichtsbehörden vollzogen wird, liegt der abwehrende Brandschutz bei den Feuerwehren. Vorbeugender Brandschutz vereint alle Maßnahmen vor Brandausbruch, welche geeignet sind Brände möglichst zu vermeiden oder diese an ihrer Ausbreitung zu hindern. Dazu zählen technische und organisatorische Brandschutzmaßnahmen. Die technischen Maßnahmen gliedern sich dabei in bauliche Brandschutzmaßnahmen und anlagentechnische Brandschutzmaßnahmen. Zu den organisatorischen Maßnahmen gehören die abwehrenden Brandschutzmaßnahmen und die betrieblichen Brandschutzmaßnahmen:

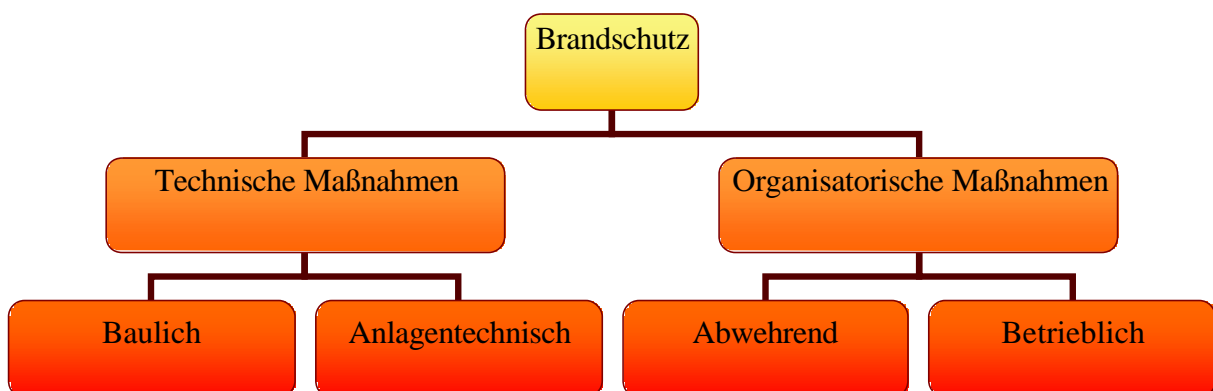


Bild 7.1: Struktur des Brandschutzes im Bauwesen

7.3.1 Technische Brandschutzmaßnahmen

Die technischen Brandschutzmaßnahmen gliedern sich in bauliche und anlagentechnische Brandschutzmaßnahmen.

Zu den **baulichen Brandschutzmaßnahmen** gehören die Konzeption des Gebäudes (Lage, Gebäudehöhe, Bauklasse, Schutzabstände), die Gebäudeunterteilung (Brandabschnitte), Bauteilanforderungen (Wände, Decken, Abschlüsse, etc.), Baustoffanforderungen (brennbar, nicht brennbar), die Feuerwiderstandsdauer von Bauteilen und Bauelementen sowie die Anforderungen an Rettungswege (Länge, Breite).

Zu den **anlagentechnischen Brandschutzmaßnahmen** zählen das Einbauen von Brandmeldeanlagen (BMA), Brandrauchentlüftungsanlagen (MA), Löscheinrichtungen (z.B. Sprinkleranlagen) sowie Rauch- und Wärmeabzugsanlagen (NA u. WA).

7.3.2 Organisatorische Brandschutzmaßnahmen

Die organisatorischen Brandschutzmaßnahmen umfassen den betrieblichen und den abwehrenden Brandschutz.

Betrieblicher Brandschutz bedeutet in erster Linie die Brandverhütung und damit das Vorhandensein einer Brandschutzordnung, eines Brandschutzbeauftragten sowie die betriebliche Vorsorge hinsichtlich Brandschutzplänen und Fluchtwegplänen.

Abwehrender Brandschutz bedeutet Brandbekämpfung und Rettung durch die öffentliche Feuerwehr, die Werkfeuerwehr oder die Hausfeuerwehr.

7.4 Brandrisiken

Im Hochhausbau sowie grundsätzlich in jeder anderen baulichen Anlage, werden abhängig von der Nutzungsart zahlreiche brennbare Stoffe und Zündquellen zu finden sein. Da menschliches Verhalten nur sehr eingeschränkt reglementiert bzw. kontrolliert werden kann, können hinsichtlich des Brandschutzes keine absolut sicheren Gebäude entstehen.

Im Hochhausbau kann die Verwendung von brennbaren Baustoffen nicht ausgeschlossen werden. Jedoch ergibt sich eine abschätzbare Brandbelastung und ein abschätzbares Brandrisiko, dem mit vorbeugenden Brandsschutzmaßnahmen unter Beachtung wirtschaftlicher Gesichtspunkte Rechnung getragen wird.

7.4.1 Brandphasen

Der Ablauf eines Brandes hinsichtlich Temperatur und Zeit entwickelt sich vom Entstehungsbrand bis hin zum voll entwickelten Brand und wird dabei in vier Phasen unterteilt. Die erste Phase ist die so genannte **Zündphase**. Abgesehen von vorsätzlicher Brandstiftung entstehen Brände immer unregelmäßig, insbesondere durch defekte technische Einrichtungen oder durch unachtsames, leichtsinniges, menschliches Fehlverhalten. Bereits kleine, harmlos erscheinende Zündquellen können binnen kürzester Zeit zur Entzündung der brennbaren Baustoffe und Einrichtungsgegenstände in einem Raum führen.

In der zweiten Phase, der **Schwelbrandphase**, breiten sich die Flammen entsprechend der jeweiligen örtlichen Gegebenheit aus, so dass sich der betroffene Raum durch die frei werdende Wärme immer weiter aufheizt. Dies geschieht solange, bis alle im Raum befindlichen brennbaren Stoffe und Baumaterialien zur Entzündung gebracht werden. Ist dieser Zeitpunkt erreicht, spricht man vom so genannten „flash over“. Dies bedeutet, dass der Schwelbrand nun in einen voll entwickelten Brand übergeht. Insbesondere bei geringem Sauerstoffgehalt kann es zu Schwelbränden mit großer Rauchentwicklung kommen. Oft zu beobachten ist diese Erscheinung z.B. bei Kellerbränden.

Beim Vollbrand steigen die Temperaturen in der ersten Phase sehr schnell an. Bei dieser so genannten **Erwärmungsphase** können in den jeweiligen Räumen Temperaturen von mehr als 1000 °C auftreten. Nach Überschreiten des Temperaturmaximums wird die letzte Phase, die **Abkühlungsphase**, eingeleitet.

Die Ausbreitung des Brandes geschieht zunächst durch einen Feuerübergreif aus dem in Feuer geratenen Raum auf andere Räume und andere Geschosse. Dies kann beispielsweise durch Installationsschächte oder Außenöffnungen geschehen. Im weiteren Verlauf kommt es zum Vollbrand des Brandabschnittes oder der gesamten baulichen Anlage und schließlich

zur Brandübertragung auf andere bauliche Anlagen, die z.B. durch die Wärmestrahlung und/oder durch Flugfeuer in Form von Funkenflug ausgelöst wird. Aber auch eine Feuerweiterleitung über das Dach ist denkbar.

Grundsätzlich unterscheidet man zwischen dem Brandrisiko der Baustoffe (z.B. Beitrag zur Brandlast, zur Brandentstehung, Brandweiterleitung und Rauchentwicklung) sowie demjenigen der Bauteile und der Konstruktion (z.B. Vollbrand), das für die Standsicherheit und Brandeindämmung von Bedeutung ist.

Die Dauer des voll entwickelten Brandes ist abhängig von der Menge der brennbaren Stoffe und Baustoffe, dem Sauerstoffgehalt sowie von örtlichen Gegebenheiten. Es kann passieren, dass brennbares Material in einem mit dem Brandraum verbundenen Nebenraum zunächst nicht zur Entzündung kommt, weil der Brandraum dem Nebenraum den gesamten Sauerstoff entzieht oder der Nebenraum durch einströmende, kühlende Frischluft im Zuluftstrom zum Brandraum liegt. Erst wenn im Nebenraum genügend Sauerstoff enthalten ist und Wärme-Strahlungs- und Strömungsverhältnisse den Nebenraum erfassen, breitet sich das Feuer auch in diesem Raum aus.

In Bild 8.2⁴ ist der Temperatur-Zeit-Verlauf auf idealisierter Basis dargestellt. Prinzipiell werden hier die vier beschriebenen Abschnitte verdeutlicht. Der Verlauf kann sich jedoch je nach brennbarem Material und gegebenen Randbedingungen anders darstellen.⁵ Demnach kann die Brandentstehungszeit bei einer großen Menge leicht entflammbarer Stoffe sehr kurz sein. Somit kann nahezu übergangslos ein voll entwickelter Brand mit steil ansteigenden Temperaturen entstehen. Umgekehrt kommt es bei einer relativ kleinen Brandlast, nach Erreichen des Temperaturmaximums, schnell zur Abkühlungsphase.

Die erste Phase eines Entstehungsbrands charakterisiert sich durch Brandrisiken, Zündquellen sowie durch die Entflammbarkeit der Baustoffe. In der Schwelbrandphase sind die Schlagwörter Flammenausbreitung und Wärmeentwicklung zu nennen. Parallel dazu sind die Risiken Rauch, Reizwirkung und Toxizität gewichtig und spielen auch im weiteren Verlauf eine wichtige Rolle.

⁴ vgl. Bub / Kordina / Zwingmann, (1981), S.9

⁵ vgl. Kordina / Meyer-Ottens, (1999), S.23

Beim Entstehungsbrand steht die Brandlast und das Baustoffverhalten im Vordergrund, beim voll entwickelten Brand das Bauteilverhalten – die Brandausbreitung kann hier durch Bauteilversagen erfolgen oder beeinflusst werden.

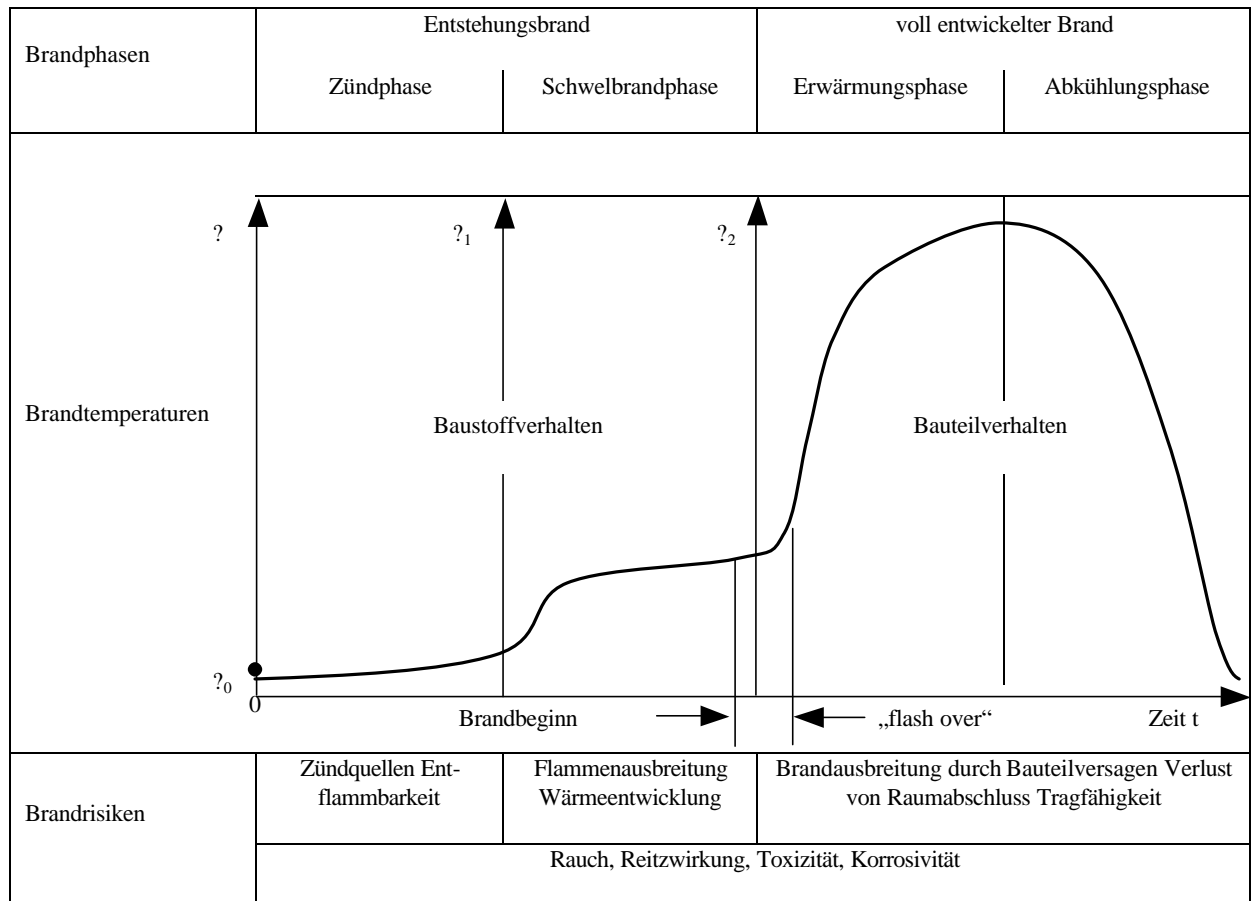


Bild 7.2: Brandphasen, Brandtemperaturen und Brandrisiken

7.5 Baustoffe

Die wichtigsten Baustoffe im Hochhausbau sind Beton und Stahl. Sie bilden die Tragstrukturen der Wolkenkratzer. Die meisten tragenden Bauteile bestehen entweder aus Stahlbeton oder aus Stahl. Der Baustoff Holz ist im Hochhausbau von untergeordneter Bedeutung. Im folgenden soll das Temperaturverhalten dieser Baustoffe erläutert werden.

7.5.1 Verhalten von Beton und Stahl bei erhöhten Temperaturen

Das Verhalten der Werkstoffe Beton und Stahl bei den im Brandfall erhöhten Temperaturen ist sehr komplex. Die ertragbaren Festigkeiten, insbesondere die Fließgrenze des Stahles sowie die Druck- und Zugfestigkeit des Betons, nehmen mit zunehmender Temperatur deutlich ab.

7.5.1.1 Temperaturverhalten von Beton

Zunächst soll an dieser Stelle geklärt werden, ob Beton bei geringeren Temperaturen geschädigt ist. In der Schwelbrandphase⁶ herrschen im Allgemeinen Temperaturen von weniger als 500 °C. Befindet sich nach dem Brand eine Rußschicht auf dem Beton, lagen die Temperaturen an der Oberfläche und auch im inneren des Betons in der Regel unter 500 °C. Ist der Ruß verbrannt und die Betonoberfläche hell, lagen die Temperaturen über 500 °C, ggf. weit über 500 °C. Welche Temperaturen in tieferen Betonschichten vorlagen, hängt von der Brandtemperaturhöhe und der Einwirkungsdauer des Brandes ab.

Bei Temperaturen von weniger als 100 °C wird der Beton überhaupt nicht geschädigt. Wird der Beton auf etwa 200 °C erhitzt liegt im allgemeinen ebenfalls keine Schädigung vor. Bei entsprechender Auswahl der Ausgangsstoffe, sowie sorgfältiger Herstellung und Nachbehandlung kann Beton auch erhöhte Temperaturen bis etwa 250 °C ohne wesentliche Beeinträchtigung auf Dauer ertragen. Bei Temperaturen zwischen 260 und 350 °C können bestimmte an der Oberfläche liegende Zuschlagkörner zerplatzen. Bei Temperaturen bis zu rd.

⁶ vgl. Kapitel 7.4.1 Brandphasen

300 °C sind die Schädigungen je nach Randbedingungen immer noch klein oder vernachlässigbar. Erst ab Temperaturen von über 300 °C beginnt das sog. Hochtemperaturverhalten.

Die mechanischen Eigenschaften von Beton bei Hochtemperaturverhalten sind von mehreren Faktoren abhängig. Einen wesentlichen Einfluss hat das Verhalten des Bindemittels Zementstein und dessen Verbundeigenschaften zu den Zuschlagstoffen. Der Zementstein erfährt mit zunehmender Temperatur zum einen Festigkeitsverluste und zum anderen Schwindverformungen, welche zur Auflockerung und Zerstörung des Verbundes zwischen Zementstein und Zuschlag durch Rissbildung führen. Aufgrund der unterschiedlichen thermischen Dehnung von Zementstein und Zuschlagstoffen hat auch dieses Verhalten einen Einfluss auf die Verbundeigenschaften. Beton mit kalksteinhaltigem Zuschlag hat daher gegenüber Beton mit silikathaltigem Zuschlag ein deutlich besseres Hochtemperaturverhalten.

Die Strukturschädigung von Beton nimmt erst ab etwa 450 °C zu, sie kann der Rissbildung zugeordnet werden. Ab 450 °C beginnt ein kontinuierlicher Festigkeitsabfall, bedingt durch den Zerfall elementarer Hydratationsprodukte (Portlandzersetzung). Die Quarzumwandlung beginnt bei etwa 570 °C, die Zersetzung der CSH-Phasen (Calciumsilicathydrat ist maßgebend für die Festigkeit) bei 700 °C. Ab etwa 800 °C beginnt schließlich die Kalksteinsäuerung.

Beton zeigt bei erhöhter Temperatur somit Veränderungen in der Makro- und Mikrostruktur, wodurch die Betondruckfestigkeit absinkt und die Verformungen zunehmen.

Von besonderer Bedeutung für das Brandverhalten von Beton ist außerdem der Umstand, dass unter bestimmten Bedingungen explosionsartige Abplatzungen auftreten können. Begünstigt wird diese unangenehme Neigung des Betons vor allem durch dünne Querschnitte, hohen Feuchtegehalt und Druckspannungen. Dieses Verhalten ist vor allem bei hochfestem Beton besonders ausgeprägt.

7.5.1.2 Temperaturverhalten von Stahl

Das Verhalten von Stahlbetonbauteilen unter Brandbeanspruchung ist maßgeblich vom Festigkeits- und Verformungsverhalten des Bewehrungsstahles abhängig. Spannbetonbau-

werke sind im Brandfall aufgrund der meist filigraneren Bauweise und der stärkeren Empfindlichkeit des Spannstahles gegenüber hohen Temperaturen besonders kritisch.

Stahl ist nicht brennbar. Stahl besitzt eine gute Wärmeleitfähigkeit und dehnt sich bei Erhitzung stark aus. Seine Festigkeit nimmt bei Erwärmung bis 200 °C zu, dann aber rasch ab. Die bezogene Streckgrenze von Baustählen sinkt bei einer Temperatur von 500 °C auf ungefähr 50% des Ausgangswerts ab. Unter baupraktischen Bedingungen ergibt sich bei dieser Abnahme der Streckgrenze meist ein Versagen des Bauwerkes, weshalb oft auch 500 °C als kritische Stahltemperatur bezeichnet wird.

Spannstähle reagieren bei Temperaturerhöhung, wie schon erwähnt, deutlich empfindlicher. Die Streckgrenze von Spannstählen sinkt schon bei 350 °C auf 50% ihres Ausgangswertes.

Reine Stahlbauteile erreichen im Brandfall sehr schnell hohe Temperaturen. Es kann sein, dass die kritische Stahltemperatur bereits innerhalb von 30 Minuten erreicht ist. Es ist deshalb meistens erforderlich, die Stahlbauteile mit Putzen und Gipskartonplatten usw. zu verkleiden. Stahlstützen werden zusätzlich je nach Feuerwiderstandsklasse mit Mauerwerk, Stahlbeton oder unbewehrtem Beton verkleidet.

7.5.2 Brandverhalten von Holz

Holz ist brennbar. Das besondere am Baustoff Holz ist jedoch seine genau definierte Brandgeschwindigkeit. Dazu kommt eine sehr gute Wärmespeicherfähigkeit und im Umkehrschluss ein langsamer Energietransport innerhalb des Baustoffes. Ein Vergleich der Wärmedurchlasskoeffizienten von Stahl und Holz verdeutlicht diese Eigenschaft:

$$k_{\text{Holz}} = 0,15 \text{ W/m}^2\text{K}$$

$$k_{\text{Stahl}} = 60 \text{ W/m}^2\text{K}$$

Stahl leitet Energie um das ca. 400 fache schneller als Holz. Im Falle eines Brandes heißt das, dass die Brandabgewandte Seite einer Wand oder eines Trägers um das 400 Fache schneller erwärmt wird.

Da Stahl, wie bereits beschrieben je nach Art der Legierung bei etwa 500 °C seine Festigkeit und ohne Vorwarnung seine Tragfähigkeit verliert, ist es für Stahlträger besonders wichtig möglichst lange von Temperatur geschützt zu sein.

Holz hingegen fängt etwa bei 270 °C zu brennen an. Durch seine schlechte Wärmeleitung kann mit einer Wandstärke ab ca. 20 cm eine Erwärmung auf der Feuerabgewandten Seite bis zu 60 Minuten völlig verhindert werden, was beispielsweise besonders bei Fluchtwegen von Bedeutung ist.

Tragstrukturen aus Holz zeichnen sich dadurch aus, dass der Querschnitt im Brandfall zunächst lediglich eine äußerliche Zerstörung in Form einer Verkohlung erfährt. Im Querschnittsinneren jedoch bleibt, bedingt durch die konservierende Wirkung der verkohlten äußeren Schicht, ein tragfähiger Restquerschnitt bestehen. Diese Eigenschaft ist von der Branddauer, beziehungsweise der möglichst raschen Brandlöschung durch die Feuerwehr abhängig.

7.6 Baurecht

Hochhäuser stellen bauliche Anlagen besonderer Art und Nutzung dar, die aufgrund ihrer Höhe und ihres nicht abgrenzbaren Benutzerkreises in besonderem Maße den Anforderungen des Brandschutzes, der Verkehrssicherheit und der Standsicherheit gerecht werden müssen . In den Landesbauordnungen der einzelnen Bundesländer und den dazugehörigen Durchführungsverordnungen sind Bestimmungen über den vorbeugenden Brandschutz enthalten. Da die allgemeinen Anforderungen der Landesbauordnungen auf Gebäude üblicher Größe abgestellt sind, reichen sie nicht aus, den bei einem Hochhaus entstehenden Gefahren ausreichend zu begegnen. Zum Beispiel ergeben sich in Rheinland-Pfalz und im Saarland die Anforderungen, die an Hochhäuser gestellt werden, aus den allgemein anerkannten Regeln der Technik, in Hessen sind die Hochhaus-Richtlinien, in Nordrhein-Westfalen die Hochhausverordnung maßgebend. Neben den Einzelschriften der Landesbauordnungen regeln die Sonderbauvorschriften (Verordnungen und Richtlinien) in Abhängigkeit von der Art der Gebäudenutzung und der Anzahl der zu erwartenden Personen organisatorische Maßnahmen zur Aufrechterhaltung von Brandschutzvorkehrungen, wie die Freihaltung der Flächen für die Feu-

erwehr und für Flucht- und Rettungswege und enthalten Regelungen zur Prüfung der Gebrauchstauglichkeit und Instandhaltungsanforderungen an technische Anlagen. Zwar bestehen zwischen den verschiedenen Bauordnungen Unterschiede in Einzelvorschriften, doch gilt allgemein der in der Musterbauordnung⁷ (MBO) § 14 formulierte allgemeine Grundsatz:

„Bauliche Anlagen sind so anzuordnen, zu errichten, zu ändern und instand zu halten, dass der Entstehung eines Brandes und der Ausbreitung von Feuer und Rauch (Brandausbreitung) vorgebeugt wird und bei einem Brand die Rettung von Menschen und Tieren sowie wirksame Löscharbeiten möglich sind.“

Es wird in der MBO offenbar nicht auf eine bestimmte Sicherheit (Brandsicherheit) abgestellt, sondern es werden vielmehr die Schutz- und Sicherungsziele ganz allgemein benannt. Die technischen Vorschriften für den baulichen Brandschutz sind in DIN 4102 und die Prüfverfahren in DIN EN 1363 bis 1366 zusammengefasst.

7.7 Brandschutzkonzept

Brandschutzkonzepte müssen sich an konkreten Schutzzielen orientieren. Aus den in § 14 MBO formulierten Schutzzielen lassen sich weitere spezielle Schutzziele ableiten:

Die Gebäudebenutzer sollen das Gebäude verlassen können, ohne in eine gefährliche Situation oder sonstige widrige Umstände zu geraten (Prinzip der Selbstrettung).

Die Feuerwehrleute müssen durch vorbeugende Brandschutzmaßnahmen in der Lage sein, wirksam zu Retten und die Ausbreitung eines Brandes zu verhindern.

Ein Großbrand oder das Freisetzen von größeren Mengen an Gefahrstoffen sind zu vermeiden (Umweltschutz).

Schädliche Auswirkungen eines Brandes auf die Nachbarschaft sollen weitestgehend vermieden werden (Nachbarschutz).

⁷ vgl. Musterbauordnung –MBO–, (2002)

Der Brandschutz setzt sich aus dem vorbeugenden und abwehrenden Brandschutz⁸ in folgenden sich beeinflussenden Segmenten zusammen⁹:

Baulicher Brandschutz

Anlagentechnischer Brandschutz

Betrieblich-organisatorischer Brandschutz

Abwehrender Brandschutz

Die bauliche Vorsorge in Verbindung mit der technischen Ausrüstung ist in Abstimmung mit der Feuerwehr so abzustimmen, dass auch der abwehrende Brandschutz sichergestellt ist. Von der ersten Planungsphase an sind die einzelnen Segmente so zu wählen und zu kombinieren, dass in ihrem Zusammenspiel das erforderliche Sicherheitsniveau kostengünstig sichergestellt wird und Nutzung und Betrieb des Gebäudes dauerhaft, ohne absinken des Sicherheitsniveaus und wirtschaftlich sichergestellt werden können. Die im Einzelfall erforderlichen baulichen Brandschutzmassnahmen können auf die Gesamtplanung von Bauwerken erheblichen Einfluss haben. Sie müssen daher in jedem Falle bereits in frühen Planungsphasen in ein mit den Brandschutzbehörden abzustimmendes Brandschutzkonzept einfließen.

7.8 Brandsicherheitsnachweise

Im Rahmen eines ganzheitlichen Brandschutzkonzeptes zu einem Bauvorhaben werden ingenieurmäßig geführte "Einzelnachweise" unter dem Begriff "Brandsicherheitsnachweise" zusammengefasst. Zu folgenden Problemfeldern des Brandschutzes liegen Nachweismöglichkeiten im Sinne von Ingenieurmethoden vor¹⁰:

Nachweisberechnungen zur Rauchfreihaltung von Flucht- oder Rettungswegen in Gebäuden, Räumen, notwendigen Fluren und notwendigen Treppenräumen.

⁸ vgl. Kapitel 7.3 Definition Brandschutz

⁹ vgl. Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen, (1998), S.10

¹⁰ vgl. Schneider, (2002), S.159

Diese Berechnungen sind der Personenrettung (Rettung von Personen durch „Dritte“ und Gewährleistung einer Flucht durch „Selbstrettung“) und einer wirksamen Brandbekämpfung zuzuordnen. Die Rauchfreihaltung kann durch natürlich-thermische oder maschinelle Entrauchung erfolgen.

Nachweise zur Bestimmung der erforderlichen Feuerwiderstandsdauer von Bauteilen von Gebäuden.

Unter Berücksichtigung der Geschossfläche, der Anzahl der Geschosse des Gebäudes, der Anzahl der Geschosse, die in offener Verbindung stehen und eines Faktors zur Berücksichtigung der brandschutztechnischen Infrastruktur, kann die erforderliche Feuerwiderstandsdauer der Haupttragkonstruktion ermittelt werden.

Nachweise zur Bestimmung der vorhandenen Feuerwiderstandsdauer von Bauteilen von Gebäuden.

Die vorhandene Feuerwiderstandsdauer wird anhand von Tabellen bestimmt, Einzelbauteile werden mit Hilfe von Näherungsverfahren bemessen, Teil- oder Gesamttragwerke können mit „exakten Rechenverfahren“ bemessen werden.

Nachweisberechnungen zur ausreichenden Löschmittelbeaufschlagung im Hinblick auf die Dimensionierung von selbsttätigen Feuerlöschanlagen.

Evakuierungsberechnungen zum Nachweis der ausreichenden Fluchtmöglichkeit von Personen aus baulichen Anlagen mit großen Menschenansammlungen.

In den Berechnungsverfahren zur Evakuierung wird die Durchlassfähigkeit am Ende eines Wegabschnittes betrachtet. Es ist ablesbar, ob die Wegabschnitte in ihren Durchgangsbreiten die Personenströme ohne Staubildung aufnehmen können.

Berechnungen zur Bestimmung des brandschutztechnisch erforderlichen Abstandes zwischen baulichen Anlagen oder sonstigen Anlagen und Einrichtungen zur Sicherung des Nachbarschaftsschutzes und/oder zur Verhinderung der Brandübertragung.

7.9 Brandschutz am Beispiel der Hochhaus-Richtlinien (HHR)

Die Hochhaus-Richtlinien¹¹ sind ein in Hessen bauaufsichtlich eingeführtes Regelwerk zur Behandlung von Hochhäusern. Die Fassung vom 20. Februar 1992 besteht aus sieben Teilen. Im folgenden einige Angaben zu wesentlichen den Brandschutz betreffenden Vorschriften:

1. Begriffe

Hochhäuser sind Gebäude, bei denen der Fußboden mindestens eines Aufenthaltsraumes mehr als 22 m über der festgelegten Geländeoberfläche liegt.

2. Flächen für die Feuerwehr

Als Feuerwehrflächen sind Zu- und Durchfahrten, Bewegungs- und Stellflächen anzulegen. Diese dienen nicht nur der Rettung der Personen im Brandfall, sondern vor allem auch dem Löschallgriff, da in Hochhäusern unter anderem trockene Steigleitungen installiert werden, die im Brandfall eingespeist werden müssen. Feuerwehrflächen sind von jeglicher baulichen und sonstigen Nutzung frei zu halten. Insbesondere Stellplätze, Fahrradabstellplätze, Kinderspielplätze sowie Sammelplätze für Abfall- und Wertstoffbehälter dürfen auf Feuerwehrflächen nicht angelegt werden. Die Feuerwehrflächen sind als solche zu kennzeichnen.

3. Bauliche Ausführung

3.1 Wände

Tragende Wände müssen mindestens feuerbeständig F 90-A sein. In Hochhäusern, bei denen der Fußboden mindestens eines Aufenthaltsraumes mehr als mehr als 60 m über der festgelegten Geländeoberfläche liegt, müssen sie mindestens feuerbeständig F 120-A sein. Bei Hochhäusern, die eine Nutzung mit größerer Brandbelastung als in Wohnungen aufweisen,

¹¹ vgl. Hessischer Minister des Inneren, (1992)

kann verlangt werden, dass die tragenden Wände eine höhere Widerstandsfähigkeit gegen Feuer haben. Die Anforderungen für tragende Wände gelten auch für aussteifende Wände, für Unterstützungen von tragenden Wänden und für Stützen. Nichttragende Außenwände müssen aus nicht brennbaren Baustoffen bestehen. Verkleidungen an Außenwänden müssen aus nicht brennbaren Baustoffen bestehen; schwer entflammbare Baustoffe sind zulässig bei Wänden ohne Öffnungen. Bei Hochhäusern, bei denen der Fußboden mindestens eines Aufenthaltsraumes mehr als 30 m über der festgelegten Geländeoberfläche liegt, müssen alle Verkleidungen an Außenwänden einschließlich der Unterkonstruktion, der Halterungen und Befestigungen sowie der Dämmstoffe aus nicht brennbaren Baustoffen bestehen. Trennwände müssen aus nicht brennbaren Baustoffen bestehen. Trennwände zwischen allgemein zugänglichen Fluren und anderen Räumen müssen feuerbeständig F 90-A sein.

3.2 Decken, obere Raumabschlüsse

Decken müssen mindestens feuerbeständig F 90-A sein. In Hochhäusern, bei denen der Fußboden mindestens eines Aufenthaltsraumes mehr als 60 m über der festgelegten Geländeoberfläche liegt, müssen sie mindestens feuerbeständig F 120-A sein. Die Widerstandsfähigkeit gegen Feuer muss durch die Rohdecke allein erreicht werden. Bei Hochhäusern, die eine Nutzung mit größerer Brandlast als in Wohnungen aufweisen, kann gefordert werden, dass die Decken eine höhere Widerstandsfähigkeit gegen Feuer haben. Unterdecken in Fluren (oder anderen Rettungswegen) müssen mindestens aus nicht brennbaren Baustoffen bestehen und Zwischenräume müssen mit nicht brennbaren Baustoffen dicht ausgefüllt sein. Aufhänge- und Tragemittel der Unterdecken müssen ebenfalls aus nicht brennbaren Baustoffen bestehen. Zwischenräume müssen mit nicht brennbaren Baustoffen dicht ausgefüllt sein. Für Unterdecken außerhalb von Fluren (oder anderen Rettungswegen) gelten die Anforderungen an Verkleidungen nach Nr. 3.4.

3.3 Dächer

Das Tragwerk der Dächer (Binder, Pfetten, Sparren und sonstige tragende Teile), die Dachschalung sowie die Dachaufbauten einschließlich der Verkleidungen müssen aus nichtbrennbaren Baustoffen bestehen. Die Umwehrungen begehbare Dächer müssen mindestens bis zur Höhe von 0,90 m geschlossen und in der Feuerwiderstandsklasse W 90 sowie aus nichtbrennbaren Baustoffen hergestellt sein. Dächer von niedrigeren Gebäudeteilen oder von

angrenzenden niedrigeren anderen Gebäuden müssen innerhalb eines Abstandes von mindestens 5 m von den Außenwänden höherer Gebäudeteile oder Gebäude mindestens feuerbeständig F 90-A sein.

3.4 Verkleidungen, Dämmschichten, Sperrschichten, Dehnungsfugen, Bodenbeläge

Wand- und Deckenverkleidungen müssen in Rettungswegen einschließlich ihrer Halterungen und Befestigungen aus nicht brennbaren Baustoffen bestehen. Verkleidungen außerhalb von Rettungswegen müssen mindestens aus schwer entflammbaren Baustoffen bestehen. Wandverkleidungen dürfen aus normal entflammbaren Baustoffen bestehen, wenn die Unterseite der angrenzenden Decken aus nicht brennbaren Baustoffen besteht. Anstriche, Tapeten und Beschichtungen sind in Rettungswegen bis zu 0,5 mm Dicke zulässig, wenn sie in eingebautem Zustand mindestens schwer entflammbar sind und wenn Bedenken wegen Rauchentwicklung und Toxizität nicht bestehen.

Dämmschichten und Sperrschichten in und auf Wänden, Decken und Dächern sowie Dämmschichten von Rohren, Leitungen, Schächten und Kanälen müssen einschließlich der Halterungen und Befestigungen aus nicht brennbaren Baustoffen bestehen; brennbare Sperrschichten können durch nicht brennbare Baustoffe gegen Entflammen geschützt werden.

Bodenbeläge einschließlich der Treppenbeläge müssen in Treppenträumen, in Sicherheits-schleusen und in Vorräumen vor Feuerwehraufzügen aus nicht brennbaren Baustoffen bestehen. Bodenbeläge in allgemein zugänglichen Fluren müssen mindestens schwer entflammbar sein.

3.5 Rettungswege

Die nutzbare Breite eines jeden Teiles von Rettungswegen muss mindestens 1,25 m betragen. Dieses Maß darf durch Türen im Zuge von Rettungswegen bis auf 0,90 m eingeschränkt werden. Treppen dürfen keine Wendelstufen haben. Rampen im Verlauf von Rettungswegen dürfen nicht mehr als 6% geneigt sein. Rettungswege sind durch Hinweisschilder zu kennzeichnen. Einbauten in Rettungswegen sind unzulässig mit Ausnahme von Sicherheitseinrichtungen und Hausbriefkästen aus nicht brennbaren Baustoffen.

3.6 Treppenräume

In Hochhäusern sind mindestens zwei voneinander unabhängige Treppenräume oder ein Sicherheitstreppenraum einzubauen. Die Treppenräume sind so anzuordnen, dass die Rettungswege möglichst kurz sind. Die Treppenräume müssen einen gesicherten Ausgang ins Freie oder in einen Windfang, der ins Freie führt erhalten. Der Treppenraum muss von mindestens feuerbeständigen Wänden (F 90-A) in Brandwanddicke umschlossen sein. Treppenhäufige und Podeste müssen geschlossen und mindestens feuerbeständig F 90-A sein. Geländer müssen in der Regel aus nicht brennbaren Baustoffen bestehen. Türen zu allgemein zugänglichen Fluren und Vorräumen müssen rauchdicht und mindestens feuerhemmend T 30 sein. An der höchsten Stelle der Treppenräume sind Rauchabzugseinrichtungen anzuordnen. Sicherheitstreppenräume müssen mit ihren Zugängen so beschaffen sein, dass Feuer und Rauch nicht in sie eindringen können.

3.7 Allgemein zugängliche Flure

Allgemein zugängliche Flure, die zu zwei entgegengesetzt liegenden Treppenräumen oder in zwei Fluchtrichtungen zu nur einem Sicherheitstreppenraum führen, dürfen zwischen den Treppenraumzugängen höchstens 40 m lang sein. Sie sind durch nicht abschließbare, rauchdichte und selbstschließende Türen in Rauchabschnitte von höchstens 20 m Länge zu unterteilen. Allgemein zugängliche Flure, die nur zu einem Treppenraum (Sicherheitstreppenraum) führen oder als Stichflure nur eine Fluchtrichtung haben, dürfen bis zur Einmündung in den Treppenraum in eine Sicherheitsschleuse oder in den davorliegenden offenen Gang höchstens 10 m lang sein. Der Stichflur darf bis 20 m lang sein, wenn die Räume einen zweiten Rettungsweg, wie über einen Rettungsbalkon mit zwei Fluchtrichtungen, zu einem zweiten Treppenraum oder zu einem Sicherheitstreppenraum haben.

4. Technische Einrichtungen

4.1 Aufzüge

Hochhäuser müssen mindestens zwei Aufzüge mit Haltestellen in jedem Vollgeschoss haben. Beide Aufzüge müssen von jeder Stelle des Geschosses erreichbar sein. Die Haltestellen dürfen nur über Flure oder Vorräume, in fensterlosen Geschossen nur über Vorräume, zu-

gänglich sein. Mindestens einer der Aufzüge muss zur Aufnahme von Rollstühlen, Krankentragen und Lasten geeignet und von der öffentlichen Verkehrsfläche und von allen Geschossen mit Aufenthaltsräumen stufenlos erreichbar sein.

4.2 Feuerwehraufzüge

In Hochhäusern ist mindestens ein Aufzug als Feuerwehraufzug zu installieren. Vom Feuerwehraufzug muss jeder Punkt eines Aufenthaltsraumes in höchstens 50 m Entfernung erreichbar sein. Jeder Feuerwehraufzug ist in einem eigenen Aufzugsschacht anzuordnen; er muss in jedem Geschoss des Hochhauses eine Haltestelle haben. Der Vorraum des Feuerwehraufzuges muss mindestens so groß sein, dass eine belegte Krankentrage mit einer Breite von 0,60 m und einer Transportlänge von 2,25 m ungehindert in den Aufzug eingebracht werden kann. Der Vorraum darf nur Verbindung zu allgemein zugänglichen Fluren, Sicherheitsschleusen, Treppenträumen, Nassräumen oder anderen Aufzügen haben. Die Öffnungen zu den Fluren müssen selbstschließende Türen mindestens der Feuerwiderstandsklasse T 30 erhalten. Der Vorraum muss Fenster oder Einrichtungen haben, durch die er im Brandfall ausreichend rauchfrei gehalten werden kann. Sein Triebwerk muss in einem eigenen Triebwerksraum liegen. Die elektrischen Schalteinrichtungen sowie die Leitungen für die Stark- und Schwachstromversorgung des Feuerwehraufzuges sind von den Leitungen und Kabeln der allgemeinen Stromversorgung ab Hauptverteiler getrennt zu verlegen und von anderen Anlagen baulich zu trennen. Die Kabel und Leitungen des Feuerwehraufzuges sind, wenn sie außerhalb des Fahrschachtes verlegt werden, durch feuerbeständige Bauteile zu schützen. Im Eingangsgeschoss sind Hinweisschilder anzubringen, die das sofortige Auffinden des Feuerwehraufzuges erleichtern.

4.3 Ersatzstromversorgungsanlage

Für den Ausfall der allgemeinen Stromversorgung müssen Hochhäuser eine Ersatzstromversorgungs-Anlage aufweisen, die sich selbsttätig innerhalb von 15 Sekunden einschaltet. An die Anlage sind alle elektrisch betätigten, notwendigen Anlagen anzuschließen, die der Sicherheit dienen.

4.4 Lüftungsanlagen

Lüftungsanlagen müssen so angeordnet oder ausgebildet sein, dass Feuer oder Rauch nicht in Treppenträume, andere Geschosse oder Brandabschnitte übertragen werden können. Lüftungsanlagen für Treppenträume und Sicherheitstreppenträume einschließlich der zugehörigen Vorräume und Sicherheitsschleusen sowie Aufzugsvorräume sind von sonstigen Lüftungsanlagen getrennt auszuführen; sie müssen baulich so geschützt sein, dass sie im Brandfall mindestens 90 Minuten betriebssicher bleiben.

4.5 Heizungsanlagen

Feste, flüssige oder gasförmige Brennstoffe dürfen nicht oberhalb des Erdgeschosses gelagert werden. Brennstoffleitungen zu Heizräumen, die in einem Geschoss über dem Erdgeschoss liegen, müssen in eigenen Schächten und Kanälen geführt werden. Schächte und Kanäle sind mindestens feuerbeständig F 90-A auszuführen;

4.6 Müllabwurföffnungen

Müllabwurföffnungen dürfen nur in eigenen, sonst nicht genutzten Räumen mit mindestens feuerbeständigen F 90-A Umfassungen liegen.

4.7 Feuerlöscheinrichtungen, Brandmelde-, Alarm- und Löschanlagen

Feuerlöscher sind an allgemein zugänglichen Stellen gut sichtbar anzubringen. Hochhäuser, bei denen der Fußboden mindestens eines Aufenthaltsraumes mehr als 60 m über der festgelegten Geländeoberfläche liegt, müssen Brandmeldeanlagen, die der Alarmierung der Feuerwehr dient, haben. In Hochhäusern müssen geeignete Gefahrenmeldeanlagen vorhanden sein, durch die im Gefahrenfalle die Personen im Gebäude alarmiert werden können. In Hochhäusern müssen in den angrenzenden Vorräumen oder Fluren eines jeden Treppenraumes einer notwendigen Treppe in allen Geschossen nasse Steigleitungen vorhanden sein. Die Schlauchlängen sind so zu bemessen, dass jede Stelle eines Geschosses mit Löschwasser erreicht werden kann. Selbsttätige Löschanlagen mit gleichmäßig über die Fläche verteilten Sprühdüsen müssen vorhanden sein, wenn der Fußboden mindestens eines Aufenthaltsraumes mehr als 60 m über der festgelegten Geländeoberfläche liegt.

5. Betriebsvorschriften

Rettungswege und Flächen für die Feuerwehren sind von Kraftfahrzeugen oder sonstigen Gegenständen freizuhalten. Türen, an die Brandschutzanforderungen gestellt werden, dürfen in geöffnetem Zustand auch vorübergehend nicht festgestellt werden. Für Gebäude, die nicht ausschließlich Wohnungen enthalten, ist eine Brandschutzordnung im Einvernehmen mit der Feuerwehr aufzustellen. Das Betriebspersonal ist mindestens einmal jährlich über die Brandschutzordnung zu belehren. Mindestens einmal im Jahr ist eine Alarmprobe durchzuführen. Die Nutzungen der Räume oberhalb der Hochhausgrenze sind eingeschränkt.

6. Weitergehende (strengere) Sicherheitsanforderungen

An Hochhäuser, bei denen der Fußboden mindestens eines Aufenthaltsraumes mehr als 200m über der festgelegten Geländeoberfläche liegt, können weitergehende (strengere) Sicherheitsanforderungen gestellt werden.

7.10 Literaturverzeichnis

Kordina, K., Meyer-Ottens, C (1999), „Beton Brandschutz Handbuch“, Verlag Bau+Technik GmbH, Düsseldorf 1999

Bub, H., Kordina, K., Zwingmann (1981), „Brandverhalten von Bauteilen“ – Heft 22, Erich Schmidt Verlag, Berlin 1981

ARGEBAU (2002), „Musterbauordnung –MBO–“

Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen (1998), „Brandschutzleitfaden für Gebäude besonderer Art und Nutzung“

Schneider, U. (2002), „Grundlagen der Ingenieurmethoden im Brandschutz“, Werner Verlag GmbH & Co. KG, Düsseldorf 2002

Hessischer Minister des Inneren (1992), „Hochhaus-Richtlinien“

7.11 Anhang

Tabelle 7.1: Zuordnung der Bauaufsichtlichen Benennungen und der Benennungen nach DIN 4102 Teil 2 für Bauteil

Bauaufsichtliche Benennung	Benennung nach DIN 4102 Teil 2	Kurzbezeichnung
feuerhemmend	Feuerwiderstandsklasse F30	F 30-B
feuerhemmend und in den Tragenden Teilen aus nicht brennbaren Baustoffen	Feuerwiderstandsklasse F 30 und in den wesentlichen Teilen aus nicht brennbaren Baustoffen	F 30-AB
feuerhemmend und aus nicht brennbaren Baustoffen	Feuerwiderstandsklasse F 30 und aus nicht brennbaren Baustoffen	F 30-A
hochfeuerhemmend	Feuerwiderstandsklasse F 60	F 60-B
hochfeuerhemmend und in den Tragenden Teilen aus nicht brennbaren Baustoffen	Feuerwiderstandsklasse F 60 und in den wesentlichen Teilen aus nicht brennbaren Baustoffen	F 60-AB
hochfeuerhemmend und aus nicht brennbaren Baustoffen	Feuerwiderstandsklasse F 60 und aus nicht brennbaren Baustoffen	F 60-A
feuerbeständig	Feuerwiderstandsklasse F 90	F 90-B
feuerbeständig und in den Tragenden Teilen aus nicht brennbaren Baustoffen	Feuerwiderstandsklasse F 90 und in den wesentlichen Teilen aus nicht brennbaren Baustoffen	F 90-AB
feuerbeständig und aus nicht brennbaren Baustoffen	Feuerwiderstandsklasse F 90 und aus nicht brennbaren Baustoffen	F 90-A

Tabelle 7.2: Klassifizierung von Bauteilen entsprechend DIN 4102 Teil 2, Tabelle 2, gezeigt am Beispiel für die Feuerwiderstandsklasse F90

F-Klasse	Baustoffklasse nach DIN 4102 Teil 1		Benennung	
	wesentliche Teile ¹⁾	übrige Bestandteile	Bauteile der...	Kurzbezeichnung
F 90	B	B	Feuerwiderstandsklasse F 90	F 90-B
	A	B	Feuerwiderstandsklasse F 90 und in den wesentlichen Teilen aus nicht brennbaren Baustoffen	F 90-AB
	A	A	Feuerwiderstandsklasse F 90 und aus nicht brennbaren Baustoffen	F 90-A

¹⁾ Zu den wesentlichen Teilen gehören:

a) alle tragenden oder aussteifenden Teile, bei nicht tragenden Bauteilen auch die Bauteile, die deren Standsicherheit bewirken (z. B. Rahmenkonstruktionen von nicht tragenden Wänden),

b) bei raumabschließenden Bauteilen eine in Bauteilebene durchgehende Schicht, die bei der Prüfung nach dieser Norm nicht zerstört werden darf. Bei Decken muss diese Schicht eine Gesamtdicke von mindestens 50 mm besitzen; Hohlräume im Innern dieser Schicht sind zulässig.

Tabelle 7.3: Feuerwiderstandsklassen W, T und G

Bauteil	Feuerwiderstandsklasse	vgl. DIN 4102
nichttragende Wände, Brüstungen, Feuerschürzen o.Ä.	W 30 bis W 180	Teil 2
Türen	T 30 bis T 180	Teil 5
Verglasungen	G 30 bis G 180	Teil 5

Bei der Kennzeichnung aller Bauteile ist die Angabe für die Bauteilklassen (Feuerwiderstandsklassen) und die Baustoffklassen (Brennbarkeitsklassen) zu koppeln.

Tabelle 7.4: Zuordnung der Bauaufsichtlichen Benennungen und der Benennungen nach DIN 4102 Teil 1 für Baustoffe

Klasse	verbale Anforderungen	Bemerkungen, Hinweise
B 1	schwerentflammbar	allgemeine bauaufsichtliche Zulassung erforderlich, soweit nicht nach DIN 4102-4 und eingeführte Konstruktionsnorm ausgenommen
B 2	normalentflammbar, brennbar, dürfen nach Einbau nicht leicht entflammbar sein	Mindestanforderung für Baustoffe, Verbot von Baustoffen, die nach dem Einbau (noch) leicht entflammbar sind.
B 3	leicht entflammbar	leichtentflammbare Baustoffe dürfen nur verwendet werden, wenn sie in Verbindung mit anderen Baustoffen nicht leichtentflammbar sind
A 1	nicht brennbar	nur anorganische Anteile
A 2		anorganische Anteile begrenzt

8 Genehmigungspraxis anhand eines Beispiels

Verfasser: Dorina Peetz

8.1 Inhaltsverzeichnis

8.1 Inhaltsverzeichnis.....	8-1
8.2 Abkürzungsverzeichnis	8-2
8.3 Abbildungsverzeichnis.....	8-2
8.4 Einleitung	8-3
8.4.1 Vorwort.....	8-3
8.4.2 Deutsche Hochhaus-Definition.....	8-4
8.4.3 Planung der Hochhausentwicklung.....	8-5
8.5 Baurechtliche Grundlagen.....	8-6
8.6. Hessische Bauordnung und Bauaufsicht	8-8
8.6.1 Bauordnung im Bundesland Hessen	8-8
8.6.2 Bauaufsicht.....	8-9
8.7 Zulässigkeiten und Vorgaben.....	8-10
8.7.1 Planungsrechtliche Zulässigkeit	8-10
8.7.2 Bebaubare Fläche nach bau- und planungsrechtlichen Vorgaben.....	8-11
8.7.3 Art und Maß der Nutzung	8-12
8.8 Baugenehmigung.....	8-13
8.9 Literaturverzeichnis	8-14

8.2 Abkürzungsverzeichnis

HBO	Hessische Bauordnung
HHR	Hessische Hochhausrichtlinien
LBO	Landesbauordnung
GG	Grundgesetz
BauNVO	Baunutzungsverordnung
BauGB	Baugesetzbuch

8.3 Abbildungsverzeichnis

Bild 1.1 und Bild 1.2:

<http://www.ibl.uni-stuttgart.de/studium/diplomarbeiten/aushaenge/wenta/WentaHomepage>

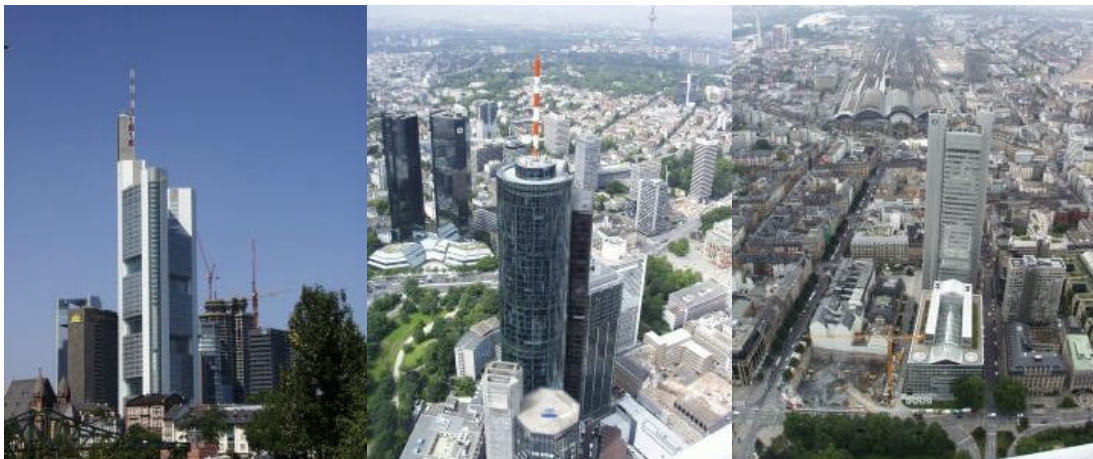


Bild 8.1: Die Frankfurter Skyline

8.4. Einleitung

8.4.1 Vorwort

Gerade im 20. Jahrhundert hat das Streben nach baulicher Höhe die Entwicklung der weltweit größten Städte die Ausprägung ihrer Skyline bestimmt. Es ist einerseits eine praktische Bauform entwickelt worden, als zweckorientierte vertikale Raumeignung, andererseits wurde ein symbolischer Status zum Ausdruck gebracht, als sichtbares Zeichen gesellschaftlicher Potenz. Ausschlaggebend für die Hochhausentwicklung in den Ländern der kapitalistischen Marktwirtschaft in aller Welt war und ist die möglichst profitable Verwertung des infolge von Konkurrenz und Spekulation immer teurer werdenden Grund und Bodens.

Dies ist besonders deutlich an zentralen Standorten der Stadt erkennbar. Es zählt die maximale Überbauung zur Befriedigung des wachsenden Bedarfs an stapelbarem Raum in der modernen Industrie- und Dienstleistungsgesellschaft. Dies geschah und geschieht weiterhin vorrangig durch den Bau von Bürohäusern für die Zentrale der Wirtschaft, insbesondere des Industrie-, Handels-, und Bankkapitals. In weit geringerem Umfang wird dies für Zentralen städtischer und staatlicher Verwaltungen, zunehmend aber auch durch den Bau von Hochhäusern für Hotels und Wohnungen sowie für gemischte Funktionen verwirklicht. Mit Blick auf das zu Ende gegangene 20. Jahrhundert und damit auf den Übergang vom zweiten zum dritten Jahrtausend, planen Städte in aller Welt höchste Bauten, die sie in eigenem Stolz Millennium Towers nennen, mit dem Anspruch, für den Wettlauf um die Höhe für die Zeit nach 2000 maßstabsbildende Zeichen zu setzen. Das geschah vor Jahren in Tokio, jüngst in

London und in Frankfurt am Main. Aber auch Moskau und Chicago sind im Höhenwettbewerb geblieben, Melbourne ist neu hinzugekommen. Inzwischen allerdings stehen die höchsten Türme der Welt bereits seit 1998 in den Boomstädten Asies. Es wird deutlich, dass sich Frankfurt am Main als einzige Deutsche Stadt durchaus einen nennenswerten Platz in dieser Entwicklung verschafft hat. Im Vergleich zu anderen Bauten ist die Planung von Hochhäusern viel komplexer.

Diese Studienarbeit befasst sich nun mit der Genehmigungspraxis von Hochhäusern am Beispiel der Stadt Frankfurt am Main. Dabei werden die Themen von planerischen Gesichtspunkten, über die verschiedenen Gesetzgebungen des Bundeslandes Hessen bis hin zur schließlich erteilten Baugenehmigung behandelt. Denn es gilt: Je höher das Bauwerk ist, desto geringer sind die Spielräume in Form und Gestalt. Ab einer bestimmten Höhe überwiegen vor allem das Tragwerk und der Brandschutz den Grundriss und Aufriss sowie die Auswahl der Materialien. Im Vergleich zu anderen europäischen Städten liegen heute die technologische Herausforderungen weniger in der bloßen Höhenentwicklung. Sie liegen vor allem in den Optimierungsprozessen, mit Ausblick auf eine für den Menschen und die Umwelt verträglichen Bauweise und Gestaltung von Hochhäusern.

8.4.2 Deutsche Hochhaus-Definition für das Bundesland Hessen

Aufgrund der besonderen Sicherheitsanforderungen überhoher Gebäude gibt es für Deutschland eine Definition, die Musterbauordnung der ARGE Bau; entsprechendes gilt in den einzelnen Länderbauordnungen wie der Hessischen Bauordnung (HBO) §2 Abs.2 Nr.8 : Hochhäuser sind vielgeschossige Gebäude, in denen der Fußboden mindestens eines Aufenthaltsraumes mehr als 22 Meter über der natürlichen oder festgelegten Geländeoberfläche liegt. Die gleiche Definition ist auch in den Hessischen Hochhausrichtlinien (HHR) zu finden. Die Vorschriften beziehen sich auf die Höhe des Gebäudes und nicht auf dessen Nutzung. Dennoch gibt es weitere Einschränkungen. So dürfen gemäß §5.6 der HHR in deren Geltungsbereich hoch liegende Räume nicht als Unterrichtsräume, Krankenzimmer, Alten- oder Pflegeheime genutzt werden. Diese 22-Meter-Grenze (= 72 ft), sie entspricht etwa 9 Stockwerken, resultiert aus den erschwerten Rettungs- und Löscharbeiten, die den Einsatz von ausfahrbaren Drehleitern erfordert.



Bild 8.2: Relevante Faktoren einer Hochhausplanung

8.4.3 Planung der Hochhausentwicklung

Schon seit den 50er Jahren wurden erste räumliche Konzepte für die Stadt Frankfurt am Main entwickelt, die auch damals schon teilweise realisiert wurde. Diese Entwicklung setzte sich bis zur heutigen Zeit weiter fort, und so wurden in diesem letzten halben Jahrhundert einige Überlegungen zu geeigneten Hochhausstandorten angestellt. Ende der 90er Jahre entstand letztendlich der noch heute gültige „Hochhausentwicklungsplan“ entwickelt von dem Architekturbüro Jourdan & Müller. Dieser Hochhausentwicklungsplan wurde 1999 im Stadtparlament beschlossen und wird nun sukzessive in Bebauungsplänen umgesetzt. Dabei gelten für die neu zu errichtenden Hochhäuser folgende Grundsätze:

1. Die zu errichtenden Hochhäuser sind in Abhängigkeit von ihrem Umfeld zwischen 115 und 365 Meter hoch. Die ergibt sich aufgrund der Verschattung von zum Beispiel Wohnungen, Schulen, Parks usw. in der Umgebung.
2. Die Hochhäuser müssen sich in das städtebauliche Konzept einfügen und zu einer Bereicherung der Stadt führen.
3. Historischen Stadtviertel, Wohngebiete und Grünflächen werden erhalten und geschützt.

4. Eine Mischnutzung mit einem hohen Grad an Öffentlichkeit werden für die unteren 5 bis 6 Geschosse sowie der Turmspitze festgelegt. Desweiteren sollen Wohnungen im Hochhaus selbst oder in der unmittelbaren Umgebung vorgesehen werden.
5. Es werden nur wenige Stellplätze in privaten Tiefgaragen genehmigt, da sich die Hochhaus-Cluster an Standorten für ausgezeichneter öffentliche Nahverkehrserschließung befinden.
6. Die Hochhäuser werden parzellenscharf festgelegt.
7. Die Hochhäuser werden durch Wettbewerbsverfahren festgelegt, um einen höheres Maß an Ästhetik, Ökologie und Nutzerfreundlichkeit zu erreichen.

8.5 Baurechtliche Grundlagen

Von geplanten Gebäuden können möglichen Störungen oder Gefahren im größeren Umfang ausgehen. Daher ist der Bau eines Hochhauses mehr Vorschriften unterzogen als beispielsweise der Bau eines Einfamilienhauses. Die Zulässigkeit von Gebäuden und die rechtlichen Anforderungen an diese sind in zahlreichen Vorschriften festgelegt. Dazu gehören: das Baugesetzbuch, die jeweilige Landesbauordnung, die Garagenverordnung oder andere Sonderbauverordnungen.

Es gehören auch örtliche Satzungen dazu, ebenso einzuhaltende DIN-Vorschriften. Ausschlaggebend für die genannten Vorschriften ist jedoch bei einer Hochhausplanung nicht die Nutzung, sondern ausschließlich die Höhe des Gebäudes. Doch die Größe baulicher Anlagen hat nicht nur Auswirkungen auf das Maß der rechtlichen Anforderungen. In gleicher Weise steigt auch das mit ihm verbundene Konfliktpotential, d.h. je größer das Ausmaß der baulichen Anlage ist, desto wahrscheinlicher sind die damit verbundenen Nachbarschaftsstreitigkeiten. Dabei sind nicht Nachbarschaftsstreitigkeiten im allgemeinen Sinne gemeint, denn bei einem Bau eines Hochhauses handelt es sich vielmehr um einen weit verknüpften Wirkungskreis. Denn in Gegensatz zu einem Einfamilienhaus kann bei einem Hochhaus beispielsweise das Thema Verschattung eine sehr große Rolle für die Umgebung

bedeuten. So existieren rechtliche Besonderheiten und Problemfelder im Zusammenhang mit Hochhausbauten im Bereich des öffentlichen und des privaten Baurechts.

Das Baurecht wird in öffentlichem und privatem Baurecht unterschieden. Das private Baurecht regelt die Rechtsbeziehung zwischen den privaten Beteiligten. Hierunter fallen zum Beispiel die vertraglichen Beziehungen zwischen Architekt und Bauherrn. Das öffentliche Baurecht hingegen befasst sich mit den rechtlichen Beziehungen zwischen der öffentlichen Hand und den Privaten am Bau Beteiligten. Darunter fällt beispielsweise der Antrag eines Bauherrn (privat) auf Erteilung einer Baugenehmigung zur Errichtung eines Geschäftshauses bei der zuständigen Bauaufsichtsbehörde (öffentliche Hand). Für die Errichtung eines Hochhauses bedeutet dies, dass das öffentliche Baurecht die Fragen regelt, wo ein Hochhaus gebaut werden darf und wo nicht. Doch in diesem Zusammenhang ist keinesfalls von der Hand zu weisen, welche besondere Bedeutung und welchen Einfluss das öffentliche Baurecht auf die Wirtschaft und Politik ausübt. Somit handelt es sich nicht nur um ein Kontrollmittel für Bauvorhaben, sondern es stellt auch einen der bedeutsamsten rechtlichen Werkzeuge zur Lenkung ganzer Wirtschaftszweige dar. Ebenso dient das öffentliche Baurecht aber auch den Städten und Gemeinden zur Um- und Durchsetzung ihrer städtebaulichen Konzepte.

Weiterhin gliedert sich nun das öffentliche Baurecht in zwei Teilbereiche, dem Bauplanungsrecht und dem Bauordnungsrecht. Das Bauplanungsrecht beinhaltet die Vorschriften für die planerische Vorbereitung der Bodennutzung mittels planungsrechtlicher Instrumentarien wie zum Beispiel der Flächennutzungsplan, der Bebauungsplan und die städtebaulichen Satzungen. Das Bauordnungsrecht regelt dagegen die Umsetzung und Durchführung der Bodennutzung eines konkreten Bauvorhabens. Hierzu zählen beispielsweise der Brandschutz, die Standsicherheit, der Verunstaltungsschutz und die Abstandsflächen. Die gesetzlichen Vorschriften für das Bauplanungsrecht befinden sich im Baugesetzbuch. Die beiden grundlegenden Instrumente hierfür sind der Flächennutzungsplan und der Bebauungsplan.

Das Bauordnungsrecht befasst sich mit der Regulierung der Einrichtung des konkreten Bauwerks. Es umfasst alle Gesetze und Verordnungen, die bei Einreichung eines Bauantrags für ein Bauvorhaben überprüft werden müssen. Hierzu zählen auch die entsprechenden Verfahrensvorschriften in Bezug auf das Genehmigungsverfahren. Grundsätzlich ist das

Bauordnungsrecht Landesrecht. Daher sind die entsprechenden Gesetze in den jeweiligen Landesbauordnungen zu finden. Aus diesem Grunde können sie natürlich von Bundesland zu Bundesland inhaltlich unterschiedlich sein bzw. Abweichungen enthalten. In den Landesbauordnungen sind die konkreten Anforderungen an die Errichtung von Bauvorhaben enthalten. Außerdem ist auch der Ablauf des Baugenehmigungsverfahrens geregelt. Grundsätzlich kann man sagen, dass die Bauordnung Grundsatzvorschriften enthält. Doch zusätzlich existieren noch zahlreiche Spezialvorschriften, die die Bauordnung in Bezug auf besondere Bauvorhaben und einzelne Teilbereiche ergänzt. Hierzu zählen zum Beispiel auch die Sondervorschriften für die Errichtung von Hochhäusern. Diese Sondervorschriften findet man beispielsweise für das Bundesland Hessen in den „Hessischen Hochhaus-Richtlinien“. In Baden-Württemberg dagegen in der sogenannten „Hochhausverordnung“. Der Unterschied zwischen Richtlinien und Verordnungen liegt darin, dass es sich bei Richtlinien regelmäßig nur um behördenintern verbindliche Vorschriften handelt. Sie haben insofern keine Auswirkung, d.h. der Bürger kann sich grundsätzlich nicht auf sie berufen. Die Rechtsordnung hat dagegen in Bezug auf den Bürger Auswirkung. Im Allgemeinen folgt daher aus ihr eine höhere Rechtssicherheit.

8.6. Hessische Bauordnung und Bauaufsicht

8.6.1 Bauordnung im Bundesland Hessen

In Bezug auf einen Sicherheitsaspekt, nämlich die Feuerbekämpfung und die Rettung von Menschen im Brandfall, haben zahlreiche Länder eine Höhengrenze festgelegt, ab der ein Gebäude als Hochhaus behandelt werden und höhere Anforderungen erfüllen muss.

Auch in der Hessischen Bauordnung werden an Hochhäuser höhere Anforderungen gestellt, aufgrund der von ihnen ausgehenden größeren Gefahren für die öffentliche Sicherheit und Ordnung, vor allem im Interesse des Brandschutzes. Hochhäuser fallen unter den Begriff Bauten besonderer Art und Nutzung (§ 53 HBO), an die besonderen Anforderungen gestellt werden können. Vielfältige materielle Vorschriften bestimmen die Anforderungen, unterschiedlich je nach der Höhe der Gebäude. Für Hochhäuser müssen neben der Einhaltung zahlreicher weiterer Vorschriften, z.B. zwei Treppenräume oder ein Sicherheitstreppenraum, besondere Feuerlösch- und Rettungsgeräte vorhanden sein (§ 33-

35HBO). Nach der Definition der HBO sind Bauwerke wie Kühl-, Lagerhäuser und Kirchtürme keine Hochhäuser, da sie keine Aufenthaltsräume beinhalten. Baurechtlich sind diese Gebäude u.a. nach §53 (besondere Anforderungen) und § 6 (Abstandsflächen) erfasst. (HBO 2002). Für den einheitlichen Vollzug der Anforderungen an Hochhäuser haben die Bauaufsichtsbehörden die Richtlinien über die bauaufsichtliche Behandlung von Hochhäusern (Hochhausrichtlinien) eingeführt.

8.6.2 Bauaufsicht

Grundsätzlich ist in diesem Zusammenhang zu sagen, das in der Bundesrepublik Deutschland die Baufreiheit gilt, d.h. jeder Eigentümer von Grund und Boden darf mit seinem Eigentum so verfahren wie er möchte (Art. 14 GG). Allerdings muß es dem Wohl der Allgemeinheit dienen (Art. 14 Absatz 2 GG). So ist also die Allgemeinheit vor negativen Auswirkungen der Baufreiheit des Eigentümers geschützt. Dieser Schutz wird vom Gesetzgeber durch das Rechtsinstitut der Baugenehmigung verwirklicht. Also ist grundsätzlich die Baugenehmigung für die Errichtung eines Gebäudes notwendig. Dies geschieht, indem der Eigentümer vor Beginn seines Bauvorhabens eine Baugenehmigung beantragt. Innerhalb eines Baugenehmigungsverfahrens wird nun die Baugenehmigung durch die Bauaufsichtsbehörde auf öffentlich-rechtliche Vorschriften untersucht.

Die Bauaufsichtsbehörde lässt sich jedoch in zwei Bereiche unterteilen: die repressiven und die präventiven Bauaufsicht. Die präventive Bauaufsicht überprüft vor Baubeginn die Einhaltung der öffentlich-rechtlichen Vorschriften. Die repressive Bauaufsicht dagegen überwacht die Einhaltung der öffentlich-rechtlichen Vorschriften während und nach Fertigstellung des Bauvorhabens. Die Bauaufsichtsbehörde entscheidet also entsprechend des Umfangs ihrer behördlichen Sachentscheidungskompetenz über die Einhaltung der öffentlich-rechtlichen Vorschriften. Wenn allerdings die Sachentscheidungskompetenz überschritten wird, müssen am Baugenehmigungsverfahren weitere Behörden beteiligt werden wie zum Beispiel die Denkmalschutzbehörde oder die Naturschutzbehörde. Die jeweiligen Anforderungen werden nun von der entsprechenden Fachbehörde überprüft.

Gerade im Rahmen eines Genehmigungsverfahrens von Hochhäusern sind eine Vielzahl von Fachbehörden hinzuzuziehen. In diesem Zusammenhang sind zum Beispiel zu nennen: die Flugsicherung (evtl. Behinderung der Flugverkehrs oder die Sichtbarkeit der Silhouette bei Nacht), die Rundfunkbehörde (evtl. Störungen des Rundfunkempfangs), das

Landeskriminalamt (evtl. Sicherungsmaßnahmen gegen Anschläge) und die Wasserbehörde (Schutz des Grundwassers vor Schäden durch die Fundamentierung). Aber inwiefern die entsprechenden Spezialgenehmigungen in der Baugenehmigung enthalten sind, richtet sich nach den jeweiligen landesgesetzlichen Regelungen.

8.7 Vorgaben und Zulässigkeiten

8.7.1 Planungsrechtliche Zulässigkeit

Im Vergleich zu geringer dimensionierten Gebäuden haben Hochhäuser einen stärkeren Einfluss auf ihre Umgebung. Doch die Umgebung ist wiederum einer der wesentlichen Faktoren bei der Beurteilung der planrechtlichen Zulässigkeit von baulichen Anlagen. In diesem Zusammenhang gibt es drei grundsätzlich mögliche Kriterien für die Beurteilung der Zulässigkeit. Hierbei steht die Frage im Vordergrund, ob es sich um ein Vorhaben im Bereich eines bestehenden Bebauungsplans im „unbeplanten Innenbereich“ oder im „Außenbereich“ handelt.

1. Im Geltungsbereich eines Bebauungsplans hängt die planerische Zulässigkeit zunächst davon ab, ob die vorhandenen Festsetzungen des einfachen oder des qualifizierten Bebauungsplans eingehalten werden.
2. Im unbeplanten Innenbereich wird die planerische Zulässigkeit vor allem danach beurteilt, ob sich das baulich Vorhaben in die nähere Umgebung einfügt (§34 BauGB).
3. Im Außenbereich ist maßgeblich, ob das Bauvorhaben einem privilegierten Vorhaben im Außenbereich entspricht (z.B. land- oder forstwirtschaftlicher Betrieb). Darüber hinaus besteht die Möglichkeit, dass es im Einzelfall –unter strengen Voraussetzungen – als zulässig eingestuft werden kann.

Diese Beurteilungskriterien können sich überschneiden. Dort, wo lediglich ein einfacher Bebauungsplan Vorgaben liefert, müssen weitere Kriterien zur Beurteilung der Zulässigkeit herangezogen werden. Deshalb bestimmt §30 Absatz 3 BauGB, dass hier ergänzend die Beurteilung nach §34 bzw. §35 BauGB heranzuziehen ist. Eine Vereinfachung der

Beurteilung des planerischen Zulässigkeit im unbeplanten Innenbereich enthält §34 Absatz 2: Soweit ein solches Gebiet nach dessen Eigenart einem Baugebiet der BauNVO entspricht, richtet sich die Frage der Zulässigkeit bzgl. der Art der Bebauung danach, ob es nach den Vorschriften der BauNVO zulässig wäre.

8.7.2 Bebaubare Fläche nach bau- und planungsrechtlichen Vorgaben

Die Genehmigung einzelner, nicht städtebaulich eingebundene Hochhäuser führt sehr leicht zu räumlichen und ökologischen Änderungen des Stadtgefüges, eine unnötige Spekulation wird in Gang gesetzt und bringt somit Unsicherheit für die Bürger und die Wirtschaft. Aus diesem Grund müssen Fragen im Vorfeld einer planungs- und baurechtlichen Absicherung von Hochhäusern gestellt und beantwortet werden. Sie sind Bestandteil eines öffentlichen Verfahrens. Folgende Fragen müssen geklärt werden:

- Bietet die Stadt das ökonomische Potential als Grundlage für den Bau und die Vermarktung hochwertiger Hochhäuser?
- Sollen die Hochhäuser im Stadtzentrum (wie z.B. in Frankfurt am Main) oder in der Peripherie (wie z.B. Amsterdam oder München) angesiedelt sein?
- Was ist das städtebauliche Konzept? Sollen die Hochhäuser besondere Orte markieren, Reihen oder Cluster bilden? Wie werden sie in das städtische Bau- und Nutzungsgewerbe eingefügt?
- Welche Auswirkungen haben die potentiellen Standorte auf die umliegenden öffentlichen Räume?
- Was sind die städtebaulichen Kriterien für die Festsetzung der einzelnen Standorte?
- Wie ist die Dynamik der mit der Ausweisung von Hochhausstandorten ausgelösten Grundstücksaufwertung einzuschätzen, wie ist sie auch öffentlich nutzbar zu machen?

Die Fragen der planungs- und baurechtlichen Genehmigung sind diesen notwendigen Entscheidungen der Stadtentwicklung nachgeordnet. Obwohl Änderungen nicht ausgeschlossen sind, lässt sich eine gut entwickelte und weit diskutierte Rahmenplanung

besser planungsrechtlich umsetzen. Grundsätzlich richtet sich die bebaubare Fläche nach bauordnungs- und planungsrechtlichen Vorgaben, insbesondere nach der Regelung der Abstände zwischen baulichen Anlagen. Beispiele für solche Vorgaben sind planungsrechtliche Festsetzungen wie die Maximalwerte der Geschossflächenzahlen in den verschiedenen Bauflächenkategorien gemäß den Baunutzungsverordnung (BauNVO), die Abstandsflächenregelung (§6 HBO 2002), Abweichungen aus städtebaulichen Gründen (§9 Abs. 3 BauGB 1994), der Nachbarschutz, der Brandschutz und der Umweltschutz; in jedem Fall muss eine ausreichende Belichtung und Belüftung gewährleistet sein.

8.7.3 Art und Maß der Nutzung

Die planerische Zulässigkeit von baulichen Anlagen wird somit in den Bauleitplänen im wesentlichen festgesetzt durch:

Die zulässige Art der baulichen Nutzung (mittels Festsetzung von Bauflächen bzw. Baugebieten §1 ff BauNVO).

Das zulässige Maß der baulichen Nutzung (mittels Festsetzung von Grundflächenzahl, Geschossflächenzahl, Baumassenzahl, Höhenangaben §16 ff BauNVO)

Die zulässige Lage der baulichen Anlagen (mittels Festsetzung von Baulinien, Baugrenzen §23 BauNVO, offener oder geschlossener Bauweise §22 BauNVO)

Des weiteren gibt es zusätzliche Festsetzungsmöglichkeiten wie beispielsweise eine Gliederung der Baugebiete nach der Art oder den Eigenschaften der sich in dem Gebiet befindlichen Anlagen. Es besteht auch die Möglichkeit für einen Ausschluss bestimmter Nutzungsarten (§1 Absatz 9 BauNVO).

Allerdings besteht bei der Planung von Hochhäusern das Problem, dass die gesetzlichen Bauvorschriften des Baugesetzbuches sowie der BauNVO nicht auf größere Hochhäuser zugeschnitten sind. Die dort enthaltenen Vorschriften gehen nur von geringeren Dimensionen aus. Betrachtet man nämlich die zulässige Obergrenze für die Bestimmungen des Maß der baulichen Nutzung gemäß §17 BauNVO kann man erkennen, dass grundsätzlich bestimmte Höchstgrenzen in Bezug auf Grundflächenzahl, Geschossflächenzahl und Baumassenzahl nicht überschritten werden dürfen. Diese Höchstgrenzen werden für die einzelnen Baugebiete festgesetzt. In Kerngebieten ist so beispielsweise eine maximale Geschossflächenzahl von

3,0 zulässig. Für die Ausweisung von Baugebieten, in denen größere Hochhäuser errichtet werden sollen, ist diese allerdings zu niedrig.

Unter bestimmten Voraussetzungen gemäß §17 Absatz 2 BauNVO ist es jedoch möglich, diese oben genannte Obergrenze zu überschreiten. Zum Beispiel könnte eine wesentliche Voraussetzung hierfür sein, dass besondere städtebauliche Gründe diese Überschreitung erfordern. Allerdings handelt es sich in §17 BauNVO lediglich um Ausnahmeregelungen. So müssen Auswirkungen auf die Umwelt vermieden und die Bedürfnisse des Verkehrs ebenso befriedigt werden. Dieser ökologische Ansatz mit dem Ziel des Schutzes der Umwelt vor „ausufernde“ Bebauung ist zwar einerseits zuzustimmen, aber andererseits ist in Bezug auf Hochhausbauten eine Differenzierung vorzunehmen. Die Anweisung von Hochhausflächen ermöglicht bei hoher Dichte von baulichen Räumen eine Begrenzung der Bodenversiegelung. Unter diesem Aspekt kann die Schaffung planerischer Voraussetzungen für den Hochhausbau auch dem Gebot der Begrenzung der Bodenversiegelung und dem Gebot zum sparsamen Umgang mit Grund und Boden Rechnung tragen.

8.8 Baugenehmigung

Mit Einreichen des Bauantrags bei der Bauaufsicht werden gleichzeitig politische Vorklärungen ausgelöst. Mit dem darauf folgende Genehmigungsverfahren beginnt nun der kalkulierbare -oftmals jedoch nicht kalkulierbare Zeitrahmen- eines Projektes. Da jedes Hochhaus ein Unikat ist und somit jeder Entwurf individuellen Konstellationen unterzogen ist, ist das Realisieren innerhalb der Vorgaben der Landesbauordnung kaum darstellbar. So können die genehmigungsrelevanten Auswirkungen nur im direkten Dialog mit der zuständigen Baubehörde und ihren Organen definiert werden.

Der Genehmigungsprozess selbst ist immer ein interaktives Verfahren. Üblicherweise werden von den Behörden im Zusammenhang mit einer Hochhausplanung umfangreiche Anforderungen wie Verschattungsstudien, Windgutachten oder ein Einrauungsversuch am Modell gefordert. Nach der Beauftragung, Umsetzung und Bewertung kann eine Ergebnisgrundlage geschaffen werden. Neben politischen Faktoren, zum Beispiel der in Frankfurt am Main üblichen allgemeinen Höhenrestriktion, stellt das Thema Brandschutz eine wesentliche Einflussgröße für die Genehmigungsfähigkeit des Entwurfes dar. Daher ist

besonders der Einrauungsversuch mit Brandgasen ein speziell zu untersuchendes Planungsthema, denn bei mehrgeschossigen Eingangshallen, die meist mit Glas überdacht sein sollen, folgen einer individuellen und somit auch strömungstechnischen nicht zu berechnenden Geometrie. So kann nur ein Modellversuch, dessen Ergebnis von Seiten der Bauaufsicht und der Branddirektion akzeptiert wird, zu einer entsprechenden Baugenehmigung führen.

8.9 Literaturverzeichnis

Strommer, Rainer / Mayer-Gürr, Dieter, „Hochhaus-Der Beginn in Deutschland“, 1. Aufl., Marburg, 1990

Flierl, Bruno, „Hundert Jahre Hochhäuser“, 1. Aufl., Berlin, 2000

Hrsg. Eisdele, Johann / Kloft, Ellen, „Hochhausatlas-Typologie und Beispiele, Konstruktion und Gestalt, Technologie und Gestalt“, 1. Aufl., München, 2002,

Jonak, Ulf / Fischer, „Die Frankfurter Skyline“, 1. Aufl., Frankfurt am Main, 1991

<http://www.anna-schmidt-schule.de/CHRONIK/1998/ProWo99/Skyline/brad.htm>

9 Baugruben und Gründungen von Hochhäusern

**Verfasser: Dipl.-Ing. Sinan Özcan,
Dipl.-Ing. Veli Çimsir**

9.1 Inhaltsverzeichnis

9 Baugruben und Gründungen von Hochhäusern	9-1
9.1 Inhaltsverzeichnis	9-1
9.2 Abbildungsverzeichnis	9-2
9.3 Baugruben von Hochhäusern	9-3
9.3.1 Baugrubensicherung	9-3
9.3.1.1 Wasserhaltung	9-3
9.3.2 Baugruben-Verbau und Sicherung der Nachbarbebauung	9-5
9.3.2.1 Wasserdurchlässiger Vebau	9-5
9.3.2.2 Wasserdichter Vebau	9-6
9.3.2.3 Deckelbauweise	9-7
9.4 Gründungen von Hochhäusern	9-8
9.4.1 Allgemeines	9-8
9.4.2 Flachgründungen	9-9
9.4.2.1 Plattengründung	9-9
9.4.3 Tiefgründung	9-15
9.4.3.1 Pfahlgründung	9-15
9.4.3.2 Kombinierte Pfahl-Platten-Gründung (KPP)	9-23
9.4.3.3 Bohrpfahlwand- und Schlitzwandgründung	9-25
9.5 Literaturverzeichnis	9-26

9.2 Abbildungsverzeichnis

Bild 9.1: Volle Grundwasserabsenkung

Bild 9.2: Dichte Baugrubenwand mit Sohlentspannung

Bild 9.3: Dichte Baugrube mit Unterwasserbetonsohle

Bild 9.4: Dichte Baugrube mit tiefliegender Dichtsohle

Bild 9.5: Teildichte Baugrube, Wand- und Sohleinspannung

Bild 9.6: Bohrträgerverbau mit Holzbohlen- oder Spritzbeton-Ausfachung

Bild 9.7: Aufgelöste Bohrpfahlwand mit Spritzbeton-Ausfachung

Bild 9.8: Überschnittene Bohrpfahlwand

Bild 9.9: Armierte 2 – Phasen - Schlitzwand

Bild 9.10: Einphasenschlitzwand mit eingestellter Spundwand

Bild 9.11: Kombinierte Bohrpfahlschlitzwand

Bild 9.12: Deckelbauweise Schritt 1

Bild 9.13: Deckelbauweise Schritt 2

Bild 9.14: Deckelbauweise Schritt 4

Bild 9.15: Deckelbauweise Schritt 5

Bild 9.16: Anwendung unterschiedlicher Gründungen von Hochhäusern in Frankfurt

Bild 9.17: Anschlussdetail der Stahlkernstützen des Hochhauses „World Trade Center“ New York, an den Stahlbetonfundamentsockel.

Bild 9.18: Geologische Vorlast, Hochhausbelastung

Bild 9.19: Setzungsisolinelinien der Deutschen Bank in Frankfurt

Bild 9.20: Konstruktionsdetail der Unterschneidung der Fundamentplatte des Hochhauses „Dresdner Bank“ mit Anordnung von Druckkissen

Bild 9.21: Druckwasserdichte Setzungsfuge zwischen einer Hochhausfundamentenplatte und dem angrenzenden Flachbau

Bild 9.22: a) Spitzendruckpfähle b) Mantelreibungspfähle

Bild 9.23: Einfluss der Pfahlherstellung auf die Mantelreibung

Bild 9.24: Stahlprofile für den Hochbau

Bild 9.25: Querschnittsformen für Stahlbeton-Fertiggrammpfähle

Bild 9.26: Ortbeton-Rammpfahl, Franki Pfahl

Bild 9.27: Vergleichsprobebelastung bei Druckpfählen, ohne und mit Fuß- und Mantelverpressung

Bild 9.28: Kraftverlauf in einer einfachen Pfahlkopfplatte eines für zwei Pfähle unter Einzelstützen und zugehörige Bewehrung

Bild 9.29: Westhafentower Frankfurt

Bild 9.30: Bohrpfahlwandtypen

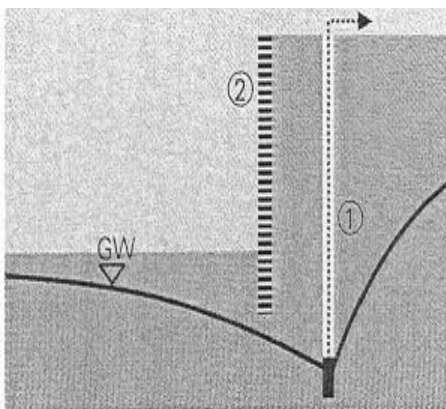
9.3 Baugruben von Hochhäusern

9.3.1 Baugrubensicherung

Die heutigen Hochhäuser werden fast immer in dicht besiedelten Innenstadträumen errichtet. Die erforderlichen Baugruben sind 10m bis 20m tief und aufgrund ihrer erweiterten Sockelbauten oft großflächig. Meistens reichen sie bis an die Nachbarbebauung heran. Die Geotechnik hat in diesem Zusammenhang verschiedene Aufgaben, wie Wasserhaltung, Baugruben-Verbau und Sicherung der Nachbarbebauung zu bewältigen.¹

9.3.1.1 Wasserhaltung²

Die Wasserhaltung dient der Trockenhaltung der Baugrube bis zu einem Bauzustand des Neubaus, bei dem ausreichende Auftriebssicherheit nach Wiederanstieg des Grundwassers bis auf natürliches Niveau vorhanden ist. Je nach den am Standort vorhandenen geotechnischen und geohydraulischen Verhältnissen gestaltet sich die technische Lösung sehr unterschiedlich. Bei tiefen Baugruben mit stark wasserführenden Schichten wie Sande und Kiese mit einem Durchlässigkeitsbeiwert größer 10^{-3} m/s sind die folgend aufgeführten



Varianten möglich. Eindeutiges Erkennen der technisch und wirtschaftlich optimalen Lösung ist nicht im Voraus möglich und muss durch gründliche Untersuchungen ermittelt werden. Eine einfache Standardlösung ist die vollständige Grundwasserabsenkung mit Außenbrunnen und wasserdurchlässiger Wand (Bild 9.1).

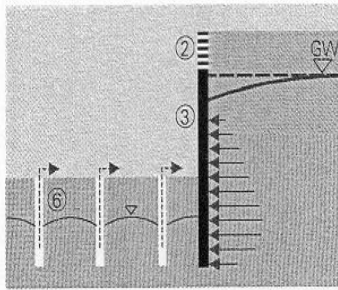
Bild 9.1: Volle Grundwasserabsenkung [Eisele 2002, S. 87]

Nachteile dieser Variante sind die hohen Entsorgungskosten für abgepumptes Wasser und das Risiko von Setzungsschäden an Nachbarbebauungen. Ferner kann sie bei limitierter Grundwasserabsenkung bzw. Entnahme aus wasserwirtschaftlichen oder umweltrechtlichen Gründen nicht eingesetzt werden.

¹ vgl. Johann Eisele, (2002), S. 87

² vgl. Johann Eisele, (2002), S. 87

Ist am Standort eine teilweise Grundwasserabsenkung möglich, kann eine dichte Wand mit Sohlentspannung errichtet werden. Bei diesem Verfahren wird der Baugrubenverbau wasserdicht ausgeführt und das Grundwasser unterhalb der Baugrubensohle über Entspannungsbrunnen entspannt.



Dabei müssen die Brunnen so angeordnet sein, dass eine ausreichende Sicherheit gegen hydraulischen Sohlbruch der Baugrubensohle eingehalten ist. (Bild 9.2)

Bild 9.2: Dichte Baugrubenwand mit Sohlentspannung [Eisele 2002, S. 87]

Ist eine Grundwasserabsenkung unmöglich, so muss die Baugrube komplett wasserdicht hergestellt werden. Hier wird neben der wasserdichten Wand zusätzlich eine wasserdichte Baugrubensohle hergestellt. Die am häufigsten angewandten Lösungen hierfür sind Baugruben mit Unterwasserbetonsohlen, die zum Teil mit Auftriebsverankerungen versehen sind oder mit tiefliegenden Injektionssohlen. Beide Verfahren sind technisch aufwändig und kostenintensiv (Bild 9.3, 9.4).

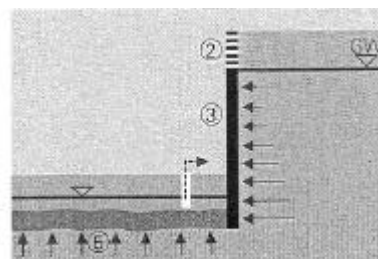
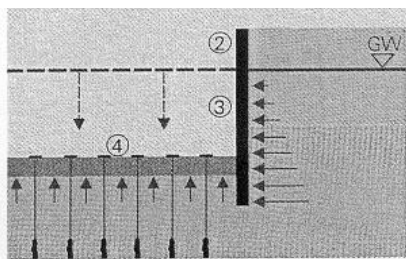


Bild 9.3: Dichte Baugrube mit Unterwasserbetonsohle [Eisele 2002, S. 87]

Bild 9.4: Dichte Baugrube mit tief liegender Dichtsohle [Eisele 2002, S. 87]

Der Aufwand für die Herstellung und somit die Kosten für der Verbausysteme nehmen von Variante 1 bis 4 zu (Bild 9.1 bis 9.4). Im Frankfurter Baugrund, in dem sich dichte Tonschichten mit stark wasserführenden Kalksteinbänken und Sandschichten abwechseln, ist die hydraulische Wirkung des Bodens durch die Anisotropie des Schichtenpakets geprägt. Die Reichweite der Entspannung über die wasserleitenden Kalkbänke ist bei Eingriffen in das Grundwasser sehr groß, jedoch ist die zu fördernde Wassermenge bei einer Baugruben-Wasserhaltung gut beherrschbar. Deshalb wurden bis in die 90er Jahre des letzten Jahrhunderts fast alle Baugruben in Frankfurt mit durchlässigen Wänden und einer vollständigen Grundwasserabsenkung über Außenbrunnen hergestellt. Danach wurden von Seiten der Umwelt- und Wasserbehörden in Frankfurt Forderungen nach

Minimierung des Eingriffs in den Grundwasserhaushalt erhoben. Dies führte zur Herstellung von wasserdichten Verbauwandlösungen. Dabei stellte sich heraus, dass die Kosten bei einem wasserdichten Verbau, wegen der aufwendigeren Technik, gegenüber einer durchlässigen Verbauwand um den Faktor 3 bis 5 erhöht haben. Als folgedessen wurden Kompromisslösungen entwickelt, bei denen der freie Grundwasserspiegel zwar weitgehend erhalten bleibt, jedoch die wasserführenden Kalksteinbänke über Entspannungsbrunnen und -lanzen entspannt werden. Ein sehr interessantes Beispiel einer teilentspannten Baugrube ist die Baugrube des Westhafen-Towers die mit 3m Abstand an den Main angrenzt und 12m unter die Main-Oberfläche reicht (Bild 9.5).

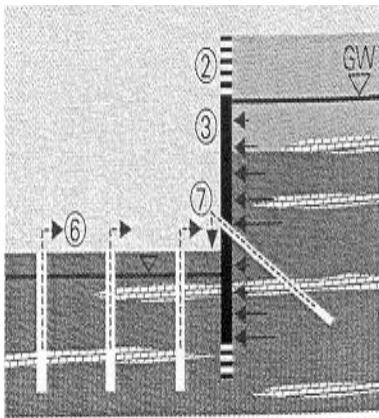


Bild 9.5: Teildichte Baugrube, Wand- und Sohleinspannung
[Eisele 2002, S. 87]

9.3.2 Baugruben-Verbau und Sicherung der Nachbarbebauung³

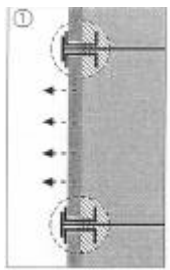
Je nach Art der Wasserhaltung und den örtlich vorhandenen Bodenverhältnissen sind verschiedene Verbauwandssysteme für tiefe innerstädtische Baugruben möglich. Hier werden die sechs geläufigsten Verbauwandssysteme im Hochhausbau kurz geschildert. Man unterscheidet dabei wasserdurchlässige und wasserdichte Verbausysteme.

9.3.2.1 Wasserdurchlässiger Verbau

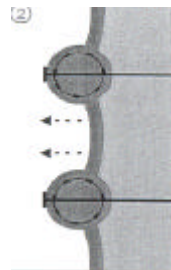
Es gibt zwei Arten des wasserdurchlässigen Verbaus. Zum einen Ausführung als Bohrträgerverbau mit Holzbohlen- oder Spritzbeton-Ausfachung und zum anderen eine Bohrpfahlwand mit Spritzbeton Ausfachung. Diese beiden Ausführungen können nur bei einer vollständigen Grundwasserabsenkung angewandt werden. Dabei wird das

³ ¹vgl. Johann Eisele, (2002), S. 89

Grundwasser aus den wasserführenden Schichten durch Drainmatten abgefangen und über Entspannungsröhren abgeleitet. (Bild 9.6 und 9.7)



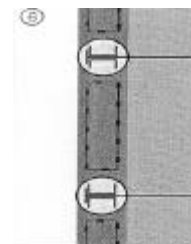
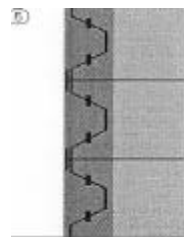
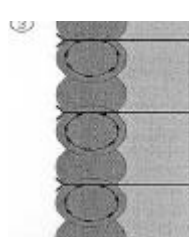
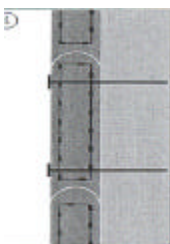
**Bild 9.6: Bohrträgerverbau
Mit Holzbohlen- oder
Spritzbeton-Ausfachung**
[Eisele 2002, S. 89]



**Bild 9.7: Aufgelöste Bohr-
Pfehlwand mit Spritzbeton-
Ausfachung**
[Eisele 2002, S. 89]

9.3.2.2 Wasserdichter Verbau

Bei den wasserdichten Verbauarten unterscheidet man Überschnittene Bohrpfehlwand, Armierte Zweiphasenschlitzwand, Einphasenschlitzwand mit eingestellter Spundwand und die Kombinierte Bohrpfehlschlitzwand. Diese Arten kennzeichnen sich durch Eignung für hohe statische Belastung und können auch zur Ableitung von Bauwerkslasten herangezogen werden. Dabei müssen die auf die Verbauwand einwirkenden Erd- und Wasserdruckkräfte über entsprechende Stützsysteme in den Untergrund eingeleitet werden. In der Vergangenheit wurden im verformungsempfindlichen Frankfurter Baugrund die Baugruben überwiegend steif ausgeführt, was sehr große Schäden verursachte. Heute werden die Verbauwände mit Rückverankerungen als Stützsystem ausgeführt.



(Bild 9.8 bis 9.11)

Bild 9.8

Bild 9.9

Bild 9.10

Bild 9.11

Bild 9.8: Überschnittene Bohrpfehlwand [Eisele 2002, S. 89]

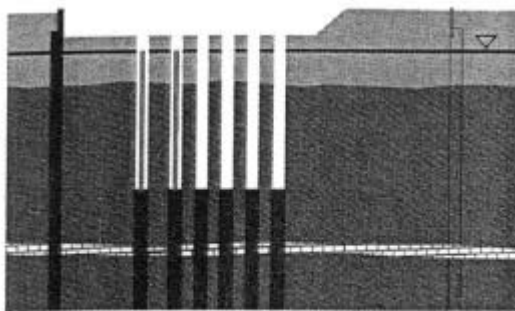
Bild 9.9: Armierte 2 – Phasen – Schlitzwand [Eisele 2002, S. 89]

Bild 9.10: Einphasenschlitzwand mit eingestellter Spundwand [Eisele 2002, S. 89]

Bild 9.11: Kombinierte Bohrpfehlschlitzwand [Eisele 2002, S. 89]

9.3.2.3 Deckelbauweise

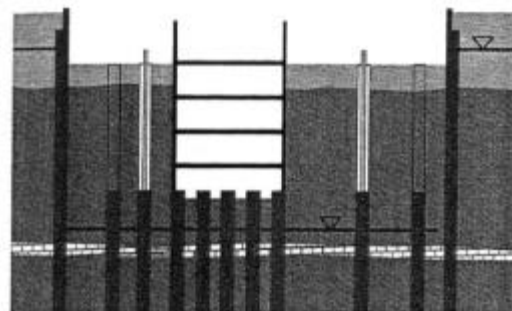
Die Deckelbauweise ist oft das geeignete Bauverfahren zur Beherrschung der Erd- und Wasserdrücke bei Baugruben, die tiefer als 20m sind und keine Möglichkeiten zur Grundwasserabsenkung haben. Hierbei erfolgt die Lastabtragung der Baugrubenverbauwand über die Decken der Untergeschosse. Am Beispiel des Maintowers in Frankfurt kann man den Bauablauf Deckelbauweise gut nachvollziehen. Von einem Voraushubniveau aus erfolgt der Bau gleichzeitig nach unten und nach oben. Bis zum nachträglichen Einbau der Wände lagern die Decken auf Sekundärstützen aus Stahl, die in zuvor hergestellten Großbohrpfählen mit einem Durchmesser von 150 cm eingelassen sind. Dabei musste die hohe Last des Hochhauskerns gesondert abgefangen werden. Der Kernbereich der Gründungsplatte wurde in einer Startbaugrube herkömmlich von unten nach oben gebaut. Die Bauzeitverkürzung ist dabei ein positiver Nebeneffekt. Nachteile dieses Verfahrens sind die hohen Kosten und der aufwendige Bauablauf (Bild 9.12 bis 9.15).



Schritt 1: Voraushub, Herstellung der Bohrpfähle und Einbau der Primärstützen

Bild 9.12: Deckelbauweise Schritt 1

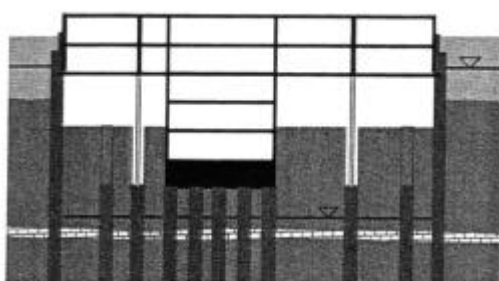
[Eisele 2002, S. 90]



Schritt 2: Grundwasserabsenkung und Aushub zentraler Startschacht

Bild 9.13: Deckelbauweise Schritt 2

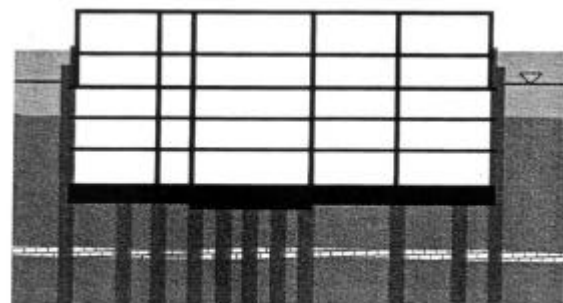
[Eisele 2002, S. 90]



Schritt 3: Fortschreitender Aushub bei gleichzeitigem Bau der ersten Obergeschosse

Bild 9.14: Deckelbauweise Schritt 4

[Eisele 2002, S. 87]



Schritt 4: Basement inklusive Gründungsplatte vollendet

Bild 9.15: Deckelbauweise Schritt 5

[Eisele 2002, S. 87]

9.4 Gründungen von Hochhäusern

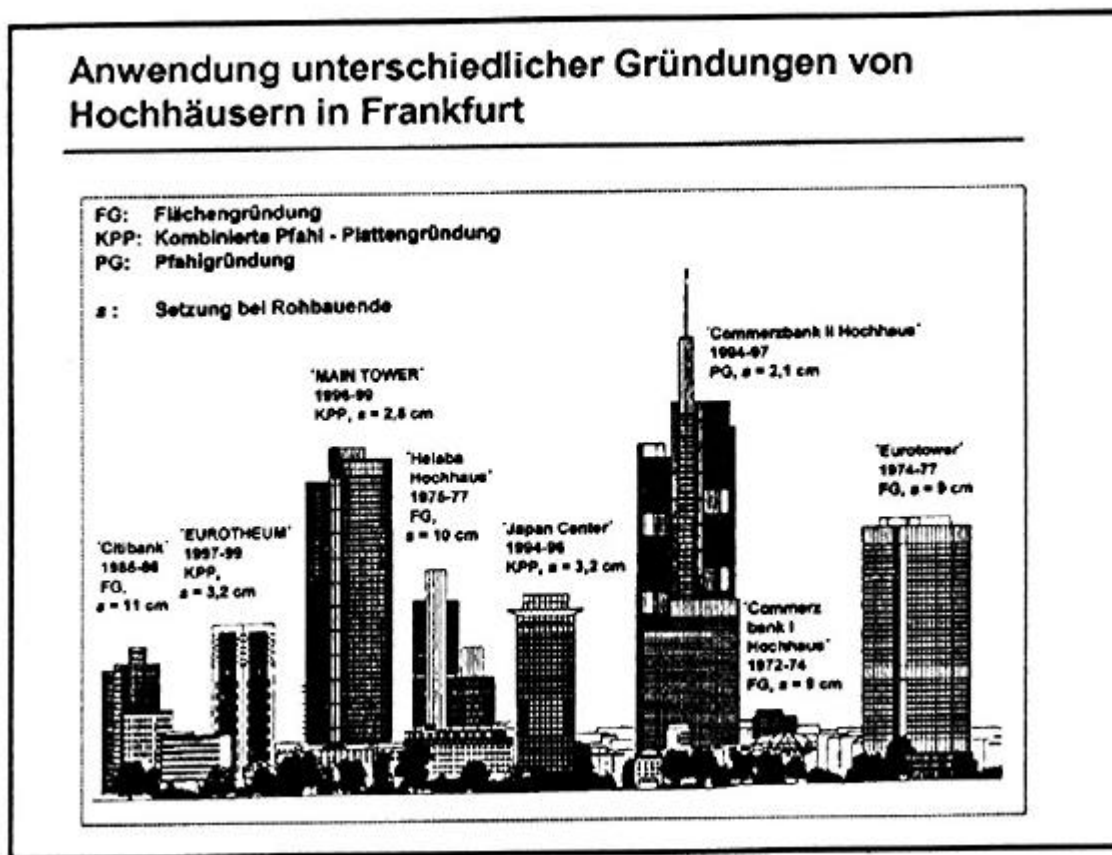


Bild 9.16: Anwendung unterschiedlicher Gründungen von Hochhäusern in Frankfurt

[Smolczyk 2003, S. 150]

9.4.1 Allgemeines⁴

Auf jedes Hochhaus wirken vertikale, (Eigenlasten, Verkehrslasten etc.) sowie horizontale (z.B. Windlasten) Lasten. Diese werden vom Tragwerk des Hochhauses in das Fundamentensystem eingeleitet. Die anfallenden Lasten müssen schließlich über die Gründung des Bauwerkes sicher in den Baugrund eingeleitet werden. Aufgrund der Zusammendrückbarkeit des Untergrundes kommt es bei jeder Baumaßnahme zu Setzungen, die nicht zu verhindern sind.

Die Gründung des Hochhauses hat einen maßgeblichen Anteil an der uneingeschränkten Nutzbarkeit des Hochhauses während der gesamten Lebensdauer. Sie sollte dabei wirtschaftlich und konstruktiv ein optimiertes System bilden. Die Beherrschung der

⁴ ²vgl. Phocas, (2001), S. 85

Bauwerks- und Untergrundverformungen spielen somit bei der Planung von Hochhäusern eine sehr wichtige Rolle. Die einheitliche Berücksichtigung des Gesamtsystems aus Bauwerk und Baugrund ist Voraussetzung für die optimale Nutzung des Hochhauses.

9.4.2 Flachgründungen⁵

Bei gutem Baugrund erfolgt die Lasteinleitung vom Bauwerk in den Untergrund in geringer Tiefe unterhalb der Geländeoberfläche als sog. Flachgründung. Sie besteht im einfachsten Fall, bei guten Baugrundverhältnissen, aus Streifenfundamenten, die unter den tragenden Wänden angeordnet sind. Sollten die Baugrundverhältnisse weniger gut sein, besteht die Möglichkeit einer Flachgründung mittels einer sogenannten biegesteifen Platte. Diese Platte ist dicker als übliche Sohlplatten und ist entsprechend bewehrt. Dabei werden die Bauwerkslasten ohne bedeutende Einspannwirkungen ausschließlich über eine horizontale Sohlfläche in den Baugrund eingeleitet. Bei Hochhäusern, sofern in geringer Baugrundtiefe ausreichend tragfähige Bodenschichten vorhanden sind und die Tragglieder des Hochhauses so angeordnet sind, dass die Gründung möglichst gleichmäßig belastet wird, stellen Flachgründungen die einfachste und wirtschaftlichste Lösung dar.

Beim Hochhausbau werden als Flachgründungen flächig ausgedehnte Platten verwendet, die elastisch auf dem Baugrund lagern. Durch eine während der Rohbauzeit vorgenommene Bodenverbesserung kann das Realisierungspotenzial erhöht werden.

9.4.2.1 Plattengründung

Bis 1975 wurden alle Hochhäuser in Deutschland flachgegründet, deren Plattendicken zwischen 2 bis 4 m betragen. Nach der Entwicklung neuer Gründungstechniken wie der Kombinierten Pfahl- Plattengründung (KPP), wurde im Hochhausbau immer mehr auf diese neuen Gründungsarten zurückgegriffen. Diese Gründungsvariante zeichnet sich gegenüber einer herkömmlichen Plattengründung durch eine Reduzierung der Setzungen bzw. Setzungsdifferenzen sowie eine geringere Beanspruchung der Fundamentplatte und damit durch eine erhöhte Wirtschaftlichkeit aus.

Bei einer Plattengründung können niedrige Sohlpressungen (bei schlechtem Baugrund) erreicht werden. Dabei beruht die Plattentragwirkung auf dem elastischen Tragverhalten von Bauwerk und Baugrund. Ein großes Problem stellt dabei die meist getroffene

⁵ ²vgl. Phocas, (2001), S. 85

Annahme einer gleichmäßigen Verteilung des Bodengegendrucks ohne Berücksichtigung der Plattendurchbiegung dar. Dies führt zu größeren Biegemomenten und Schubkräften und zu einer Übersteifigkeit der Gründungsplatte.

Die ermittelte Übersteifigkeit der Gründungsplatte wird vermindert durch Einflüsse wie veränderliche Belastungen während der Bauzeit, Betonkriechen, Langzeitsetzungen und eine Verminderung von Biege- und Dehnsteifigkeit infolge von Rissbildungen im Stahlbeton. Auf weichem Baugrund mit dicken Platten ergeben sich aus diesen Wirkungen aber keine nennenswerten Veränderungen gegenüber der Annahme eines elastischen Plattentragverhaltens. Die dabei entstehenden Schwindbeanspruchungen des Betons bleiben in diesem Zusammenhang unbedeutend gering.

Die im Baugrund anfallenden Horizontallasten werden über Reibung in die Gründungssohle übertragen und durch Sohlschubkräfte aufgenommen. Dabei entstehen durch Setzungen des Baugrunds auch geringe Vertikalverschiebungen.

Als Bewehrung werden Baustahlmatten als Doppelbewehrung bevorzugt, um sowohl positive, als auch negative Biegemomenten je nach Durchbiegung aufzunehmen. Dabei wird die Bewehrung der Bodenplatte wie eine umgekehrte Deckenbewehrung angeordnet, um so den nach oben wirkenden Baugrundgegendruck aufzunehmen. Aus konstruktiven Gründen kann die untere Biegezugbewehrung auch bei kleineren Plattendicken durchlaufen. Eine zusätzliche Stahlbaukonstruktion dient zur Fixierung der oberen Bewehrung bei dicken Platten, die gleichzeitig die Schubbewehrung der Platte bildet.

Besonders problematisch ist der konstruktive Anschluss der Skeletthochhausbauten an die Stahlbetonplatte. Hierbei wird nämlich ein relativ hochfestes Bauteil an ein niedrigfestes Bauteil angeschlossen, speziell wenn in diesem Bereich ein Querschnittssprung und bei Stahl- oder Verbundbautraggliedern ein eventueller Werkstoffwechsel stattfindet. Die hierbei entstehenden sehr hohen Normalkräfte, z.B. aus Stahlstützen des Hochhaustragwerks sollten erst durch horizontal liegende, aufgeschweißte Tragkonstruktionen, z.B. aus Doppel-T-Profilen in die Fundamentplatte eingeleitet werden. Auf diese Weise werden die Querkkräfte großflächig und daher mit einer niedrigen Bodenpressung in das Fundament eingetragen (Bild 9.17).

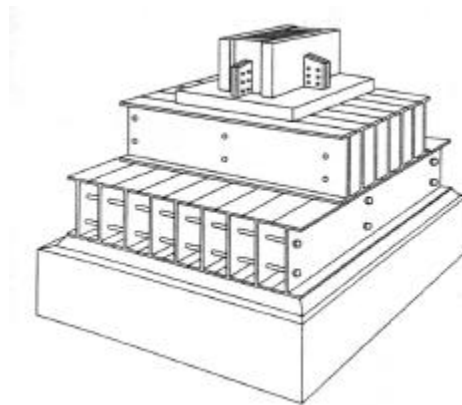


Bild 9.17: Anschlussdetail der Stahlkernstützen des Hochhauses „World Trade Center“ New York, an den Stahlbetonfundamentsockel. [Phocas 2001, S. 87]

Die bei Kerntragwerken mit Outriggersystem angeschlossenen Randstützen am Tragsystem werden sowohl auf Zug, als auch auf Druck beansprucht. Dabei müssen die Zugkräfte durch eine entsprechend tiefe Verankerung über Kopfbolzen, mit den dazugehörigen Kraftübertragungsmechanismen, in die Bewehrung eingeleitet werden.

Hauptprobleme bei Hochhausplattengründungen sind unterschiedliche Setzungen, z.B. zwischen verschiedenen Nachbargebäuden und Verkantungen und dadurch Schiefstellung

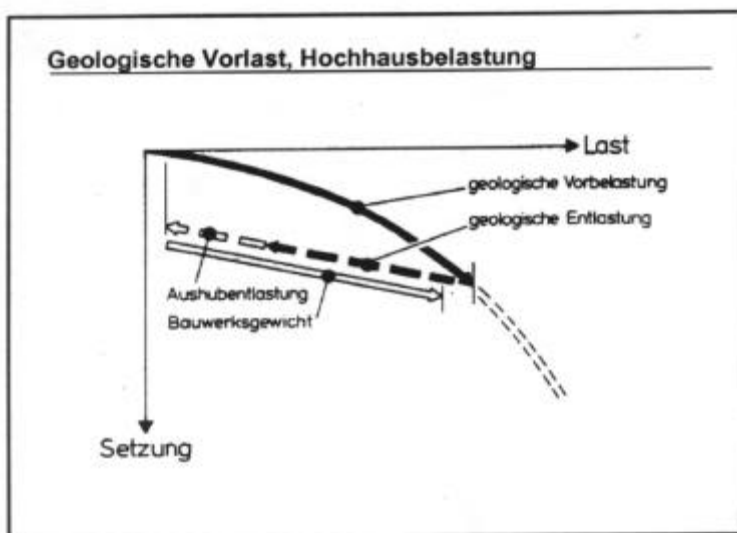


Bild 9.18: Geologische Vorlast, Hochhausbelastung [Kempfert 1997, S. 9-1]

In diesem Zusammenhang spielt auch die Bodeneigenschaft, die geologische Vorbelastung, sowie die Anfangsscherfestigkeit des Frankfurter Baugrunds eine sehr große Rolle (Bild 9.18). Der dort vorhandene Boden hatte schon früher eine Vorbelastung erfahren, so dass die Setzungen nur ein Drittel der ursprünglichen Böden beträgt.

des Gebäudes. Bei sehr weichem Untergrund, wie bei den Tonschichten in Frankfurt am Main besteht eine erhöhte Setzungs- und Verkantungs-empfindlichkeit. Dabei haben die 2m bis 4m dicken Fundamentplatten Setzungen zwischen 15cm und 35cm erfahren.

Ein weiterer positiver Aspekt dessen ist, dass die Steifigkeit des Bodens mit der Tiefe zunimmt und dazu führt das der Frankfurter Ton gleich nach der Errichtung des Gebäudes zu 70% konsolidiert.

An den Rändern von Hochhäusern können sich Setzungssprünge entwickeln, die zwischen 40-75% der Randsetzung des Fundaments betragen und demzufolge zu erheblichen konstruktiven Schwierigkeiten führen.

Auch unter demselben Gebäude kann es zu unterschiedlichen Setzungen kommen, wie das Setzungsisolinen-Diagramm der Deutschen Bank es verdeutlicht. Die maximalen Setzungen betragen hier 22 cm und die minimalen 10 cm. Somit ergibt sich ein Setzungsunterschied von 12 cm (Bild 9.19).

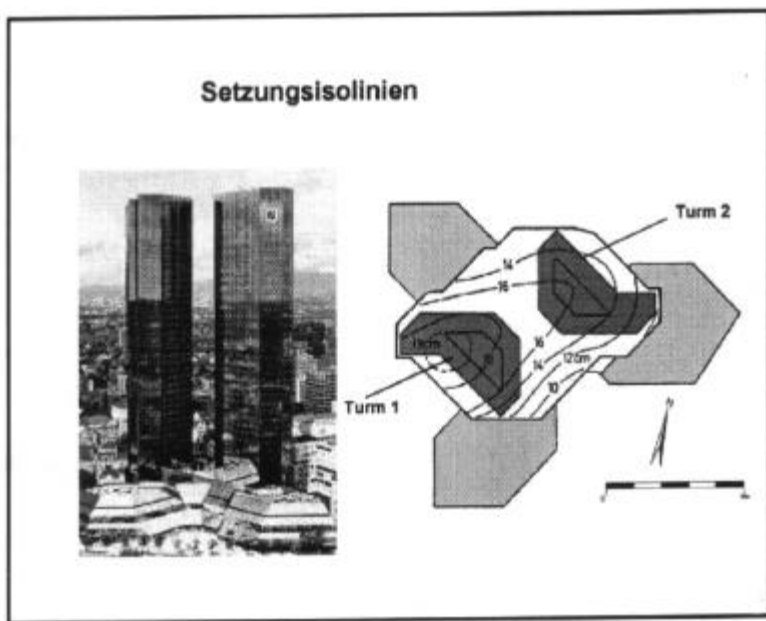


Bild 9.19: Setzungsisolinen der Deutschen Bank in Frankfurt

[Vorträge der Baugrundtagung 2002 in Mainz, S. 16 & 17]

Besonders problematisch sind die Setzungen bei monolithischen Bodenplatten, die unterschiedliche Belastungen aus verschiedenen Bauwerksabschnitten nicht aufnehmen können. Diese Schwierigkeiten ergeben sich aus stark wechselnden Bodenverhältnissen, aus dem unterschiedlich tiefen Einbinden verschiedener Gebäudeteile oder aus sehr unterschiedlichen Lasten. Dabei kommt es mit den Setzungen zu großen Biege- und Schubbeanspruchungen der Fundamentplatte und der aufgehenden Konstruktion, die dazu führt, dass schlanke Hochhäuser durch geringe Lastexzentrizitäten zu ungleichmäßigen Setzungen zur Schiefstellung neigen, welche die Sicherheit der Konstruktion

beeinträchtigt. Um dieses Problem zu schlichten, kann man nach der Größe und Lage der zu erwartenden Setzungssprünge in der Hochhauskonstruktion und eventuell in der Fundamentplatte Fugen anordnen. Dabei wird die Platte ganz durchtrennt oder in Form eines weichen Übergangs bzw. gelenkigen Anschlusses unterteilt.

Im Fall der Durchtrennung der Platte werden die Plattenfugen nach der Fertigstellung der obenliegenden Konstruktion ausbetoniert. Zusätzlich werden Fugen in der steifen Hochhaus skelettkonstruktion benötigt, die zum Ausgleich der nachträglich auftretenden Setzungsunterschiede in der Fundamentplatte dienen. Doch sollte eine Gefahr von Lastexzentrizitäten und Bodenunregelmäßigkeiten bestehen, so sollte die Fundamentplatte unterschneiden und unter dem Hochhausfundamentteil eine elastische Lagerung aus Elastomeren angeordnet werden, wie beim alten Dresdner Bank Hochhaus angewandt wurde. (Bild 9.20)



Bild 9.20: Konstruktionsdetail der Unterschneidung der Fundamentplatte des Hochhauses „Dresdner Bank“ mit Anordnung von Druckkissen [Phocas 2001, S. 88]

Ein weiteres Problem stellen die Geschossdecken von angrenzenden Flachbauten dar. Sie werden als Gelenkplatten an die Hochhauskonstruktion angehängt, um die Setzungsdifferenzen schadlos aufnehmen zu können. Dabei sollen die Übergangskonstruktionen an den Randfugen der Fundamentplatte eine dauerhafte

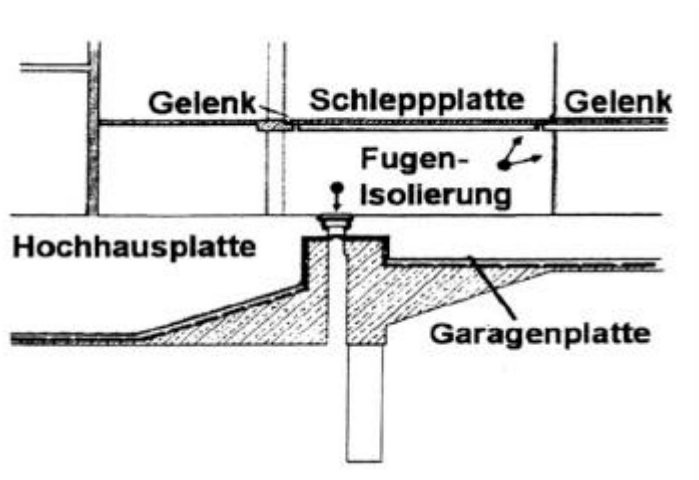


Bild 9.21: Druckwasserdichte Setzungs- und Fugenisolierung zwischen einer Hochhausfundamentenplatte und dem angrenzenden Flachbau [Phocas 2001, S. 88]

Druckwasserdichtigkeit aufweisen. Um dies zu verwirklichen muss man unterhaltungsintensive Dichtungskonstruktionen anordnen (Bild 9.21).

Eine Plattengründung in Kombination mit einer Bodenverbesserung kann auch bei schlechtem Baugrund und relativ gedrungenen Hochbauten (bis sieben Geschosse) eingeplant werden. Mit der Verbesserung des Baugrunds werden eine Erhöhung der Tragfähigkeit und eine Verringerung der Setzungen des flächigen Gründungskörpers ermöglicht. Eine Bodenverbesserung mit Tiefenrüttlern erweist sich bei den vorherrschenden Lasten auch als geeignet.

Bei Baugründen aus locker gelagerten Sanden und Kiesen mit einem kleineren Schluffanteil als 5% kann die Tragfähigkeit des Bodens durch eine Rütteldruckverdichtung mit Tiefenrüttlern erhöht werden. Die Lagerungsdichte der nichtbindigen, umlagerungswilligen Böden kann dadurch verbessert werden, vorausgesetzt es besteht ein ausreichender Sicherheitsabstand zu den angrenzenden Gebäuden. Ein Nachteil dieses Verfahrens ist, bei dem die Schwingungen zum größten Teil vertikal sind, dass mit zunehmender Eindringtiefe des Gerätes die Dämpfung zunimmt und der Wirkungsgrad abnimmt. Der wirtschaftliche Einsatzbereich liegt bei einer Tiefe zwischen 4m bis 25m. Die erforderliche Verdichtungstiefe richtet sich dabei nach der zulässigen Setzung bzw. Setzungsdifferenz.

Durch die hervorgerufenen Vibrationen findet mit zunehmenden Schluff- und Tonanteilen keine Eigenverdichtung mehr statt. Man kann in solchen Fällen das Setzungsverhalten der

bindigen Böden verbessern, indem die Tiefenrüttlung mit einer Zugabe von grobkörnigem Material (Rüttelstopfverdichtung), Zement (vermörtelte Stopfsäule) oder Beton (Betonrüttelsäulen) kombiniert wird. Der Ausführungsbereich dieses Verfahrens liegt bei Tiefen zwischen 5 bis 10 m. Die Steifigkeiten können bei einer Rüttelstopfverdichtung um das vier bis fünffache erhöht werden. Die äußere Tragfähigkeit für vermörtelte Stopfsäulen und Betonrüttelsäulen beträgt in etwa 400kN bzw. 600kN, wenn von einer Einbindung in den tragfähigen Baugrund und einer Setzung von 2 cm ausgegangen wird.

9.4.3 Tiefgründung⁶

Bei Flachgründungen werden die Bauwerkslasten über die Fundamentensohle direkt in den tragfähigen Boden eingeleitet. Falls jedoch die Tragfähigkeit des Bodens in den oberen Schichten nicht gewährleistet werden kann, so kommt eine Tiefgründung in Frage. Es können auch wirtschaftliche Gründe für die Wahl einer Tiefgründung sprechen, da nicht in allen Fällen von vornherein die Flachgründung preiswerter als eine Tiefgründung ist. Bei der Tiefgründung werden die anfallenden Lasten des Überbaus in den ausreichend tragfähigen Untergrund über spezielle Gründungsarten eingeleitet.

Pfähle, Pfahlwände und Schlitzwandelemente können Haupttragelemente einer Tiefgründung sein. Pfähle werden in der Regel aus Ortbeton hergestellt. Im Hochbau werden auch Fertigelemente aus Stahl, Stahlbeton oder Spannbeton eingesetzt.

Um die Homogenität sicher zu stellen werden die Einzelpfähle an eine gemeinsame Platte angeschlossen. Die Platte kann eventuell ebenfalls zur Lastabtragung beitragen. Durch die Addition von Pfahl- oder Schlitzwänden bzw. Schlitzwandelementen kann eine Erhöhung der horizontalen Steifigkeit des Fundamentsystems erreicht werden.

9.4.3.1 Pfahlgründung

Es gibt unterschiedliche Pfahltragssysteme. Sie werden nach der Art der vertikalen Lastabtragung unterschieden:

a) Spitzendruckpfähle reichen bis in den tragfähigen Boden hinein. Sie übertragen die Lasten aus dem Überbau vorwiegend durch den Druck der Pfahlspitze. Die Mantelreibung im höherliegenden Teil des Pfahls spielt eine untergeordnete Rolle. Diese Pfähle müssen

⁶ vgl. Phocas, (2001), S. 89

tief im tragfähigen Boden stehen. Im Allgemeinen etwa 3m in Kies- und Sandböden, sofern nicht aus anderen Gründen eine größere Einbindetiefe erforderlich ist. Es kann auch sein, dass in sehr tragfähigen Böden eine kleinere Einbindelänge ausreichend wäre.

b) Reibungspfähle übertragen die Pfahllasten vorwiegend über die Mantelreibung auf die tragfähigen Baugrundsichten. Diese Art von Pfählen wird bei nur bedingt tragfähigem Untergrund eingesetzt. Dabei wirken die Pfähle als „schwebende Pfahlgründung“. Bei diesem Gründungssystem werden die Bauwerkslasten nicht unmittelbar auf tieferliegende, tragfähige Schichten übertragen, sondern auf stark zusammendrückbare Schichten.

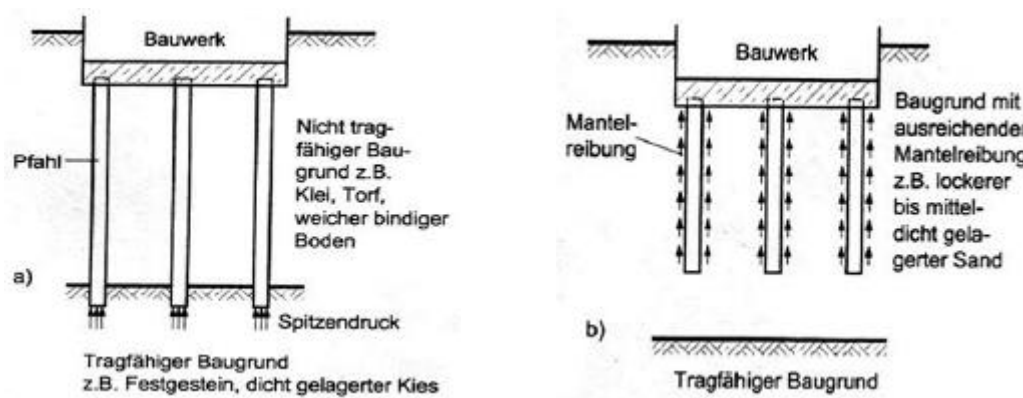


Bild 9.22: a) Spitzendruckpfähle b) Mantelreibungspfähle [Phocas 2001, S. 88]

Die Pfähle werden im Untergrund durch Horizontalkräfte vor allem auch auf Biegung beansprucht. Dünne Pfähle können durch Schrägstellung wesentliche horizontale Kraftanteile aufnehmen. Horizontalbelastungen können aber auch durch flachliegende Verankerungskonstruktionen, z.B. Ankerpfähle, Ankerplatten oder Ankerwände aufgenommen werden. Im Hochhausbau werden zur Abtragung der Horizontalkräfte vor allem Großbohrpfähle durch ihre elastische Einspannung in den Baugrund herangezogen.

Es gibt einige Faktoren, die die Tragfähigkeit einer Pfahlgründung beeinflussen, wie Zusammensetzung und Eigenschaften des Baugrundes, Einbindelänge der Pfähle in die Tragfähigen Schichten, Pfahlabstand,- querschnitt und -baustoff, Ausbildung des Pfahlfußes und Pfahlherstellung.

Die Einflüsse aus der Zeit, die negative Mantelreibung, die seitliche Flächenbelastung, sowie die dynamischen Beanspruchungen sollten bei der Auswahl der Pfahltragsystems in Betracht gezogen werden. Die Herstellungsart der Pfähle spielt beim Tragverhalten eine

wichtige Rolle. Es werden in der Regel Verdrängungspfähle und Bohrspfähle als Herstellungsarten unterschieden.

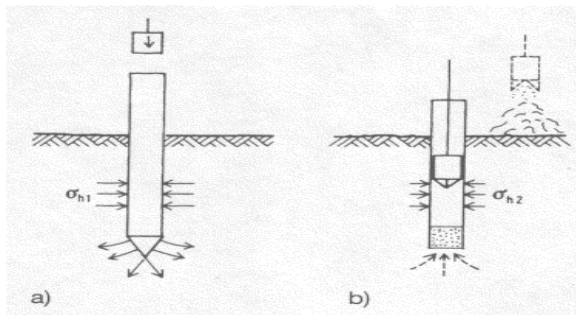


Bild 9.23: Einfluß der Pfahlherstellung auf die Mantelreibung

a) Verspannung durch Bodenverdichtung beim Verdrängungspfahl [Phocas 2001, S. 90]

b) Entspannungsgefährdung des Boden beim Bohrspfahl [Phocas 2001, S. 90]

Verdrängungspfähle werden im Hoch- und Ingenieurbau eingesetzt. Dabei wird der dem Volumen des Pfahlschaftes entsprechende Untergrund zur Seite und nach unten verdrängt. Durch diesen Vorgang wird der Boden noch zusätzlich verdichtet. Dadurch wird die Mantelreibung des Pfahls erhöht (Bild 9.23 a).

Bohrpfähle werden im Hoch- und Hochhausbau eingesetzt. Diese Pfähle tragen verhältnismäßig weniger. Die Tragfähigkeit kann durch die Setzung des Frischbetons unter Druck erhöht werden (Bild 9.23 b).

Verdrängpfähle können auch vorgefertigt an die Einbaustelle geliefert werden. Sie bestehen aus Stahl oder Stahlbeton und werden in gleichmäßiger Qualität und vorgegebenen Längen hergestellt. Stahlrammpfähle aus Walzprofilen haben besondere Vorteile. Diese sind unter anderem ihre Flexibilität in den Abmessungen und im Querschnitt, sowie die Schweißbarkeit. Die Pfähle können im unteren Bereich leicht verstärkt werden (Bild 9.24).

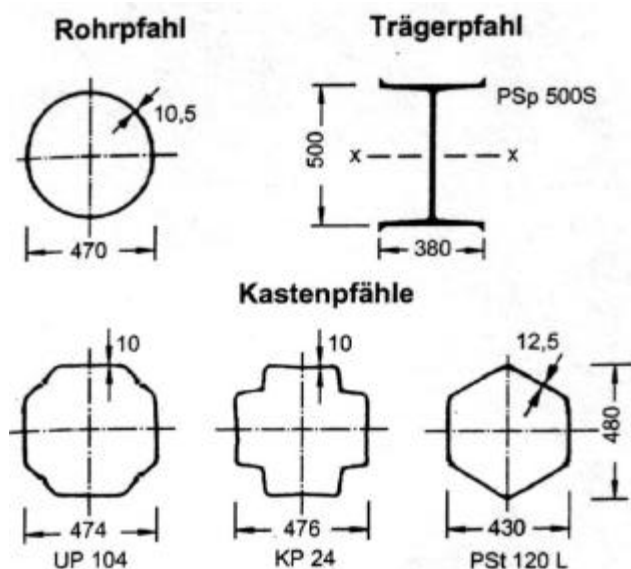
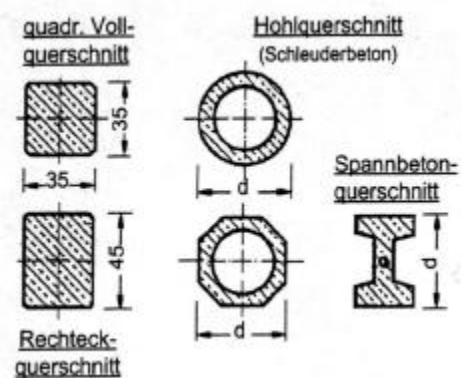


Bild 9.24: Stahlprofile für den Hochbau [Phocas 2001, S. 91]

Stahlbeton-Fertigrammpfähle werden liegend gefertigt und schlaff bewehrt. Bei Längen von über 10m sollte der Längsbewehrungsanteil größer als 0,8 % des Pfahlquerschnitts sein. Die meisten Stahlbeton-Pfähle besitzen einen quadratischen Querschnitt mit den Seitenlängen zwischen 25cm und 40cm und Längen bis ca. 19m (Bild 9.25).



Verdrängungsrammpfähle haben jedoch auch Nachteile. Rammfähle erzeugen enorm viel Lärm und starke Erschütterungen, so dass diese Art von Pfählen in dicht besiedelten Gebieten meist nicht zulässig ist.

Bild 9.25: Querschnittsformen für Stahlbeton-Fertigrammpfähle [Phocas 2001, S. 91]

Ramhindernisse, die in oberen Schichten vorkommen können, erschweren den Vorgang oder machen ihn unmöglich. In solchen Fällen werden Ortbeton-Verdrängungspfähle oder Bohrpfähle bevorzugt.

Ortbeton-Verdrängungspfähle werden dadurch hergestellt, indem ein mit einem Vortreibrohr gefertigter Hohlraum mit Beton aufgefüllt und bewehrt wird. Der Pfahlquerschnitt ist maximal 60 cm groß. Auf diesem Gebiet existiert eine Vielzahl von

Systemen mit Herstellungsmethoden: Rammen (Bild 9.26), Rütteln, Drehen, Drehen und Drücken, Drücken und Pressen.

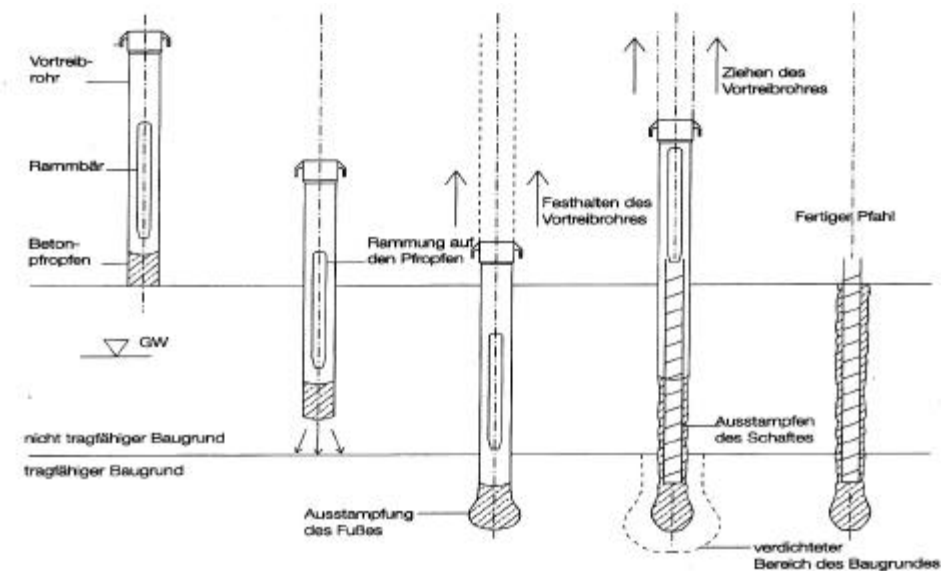


Bild 9.26: Ort beton-Rammpfahl, Franki Pfahl [Phocas 2001, S. 92]

Details für die Fertigungstechnik können der einschlägigen Literatur entnommen werden. In der Regel werden beide Gruppen von Fertig- und Ort beton- Verdrängungspfählen, bei Pfahlachsabständen von etwa dem drei bis sechsfachen Pfahldurchmesser, für Belastungen von 0,5 bis 2,5 MN ausgeführt.

Oftmals muss die Tragfähigkeit des Bodens erhöht werden. Dies kann bei einer Pfahlgründung des Hochbaus durch Bodenvernagelung aus Verpresspfählen mit kleinem Durchmesser geschehen. Es dient zur Verdübelung des Baugrundes. Dabei können sie die Dämpfungskapazität des Fundamentensystems bei starker passiver Horizontalbelastung erhöhen. Neben den Vertikallasten sind die aufzunehmenden Biegemomente maßgebend für die Anzahl, den Durchmesser und die Bewehrung der Verpresspfähle. Falls der Abstand zwischen den einzelnen Pfählen gering ist, werden sie mit dem dazwischen verbleibenden Boden als quasi-monolithischer Tragkörper aufzufassen. Man kann dabei die Pfähle als eine Bewehrung des Bodens ansehen. Um auf diese Weise die Tragfähigkeit des Bodens zu erreichen, muss eine ausreichende Haftung zwischen Pfahl und anstehendem Boden vorliegen. Die Haftung wird über die hohe Mantelreibung der Betonpfähle erreicht.

Bohrpfähle werden dadurch hergestellt, indem der im Boden erzeugte Hohlraum mit Ortbeton gefüllt wird. Durch Verrohrung oder durch einen Flüssigkeitsüberdruck aus Betonsuspension wird die Bohrlochwandung bis zum Betonieren gestützt. Dadurch wird eine Auflockerung und Entspannung der angrenzenden Bodenschichten verhindert. Falls eine Bewehrung aufgrund der auftretenden Lasten benötigt wird, kann diese auch durch Stahlprofile, -rohre oder -fasern ersetzt werden. Betonfertigteile (gespannt & ungespannt) oder Stahlrohre können Alternativen zum herkömmlichen Pfahl sein.

Der Bewehrungskorb wird in der Regel in seiner gesamten Länge in das Bohrloch hineingehoben. Der Pfahl kann schließlich nach der Ausrichtung des Bewehrungskorbes (Lage und Höhe) betoniert werden.

Großbohrpfähle können Belastungen von mehr als 3 MN aufnehmen. Sie sind in der Regel auch wirtschaftlicher als mehrere kleinere Bohrpfähle. Fußerweiterungen können die Tragfähigkeit vergrößern. Fußerweiterungen machen jedoch nur bei festen, felsähnlichen Böden Sinn, da dort die Gefahr einer Auflockerung über dem Fuß und plastischer Verformungen unter der Aufstandsfläche gering ist.

Die Pfahlsetzung spielt neben den statischen Werten eine wichtige Rolle bei der Beurteilung der äußeren Tragfähigkeit von Pfählen.

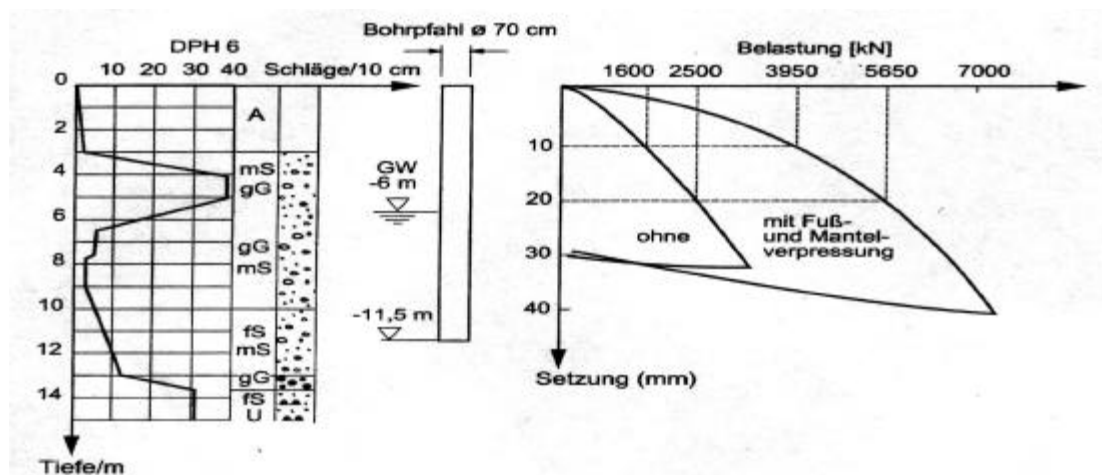


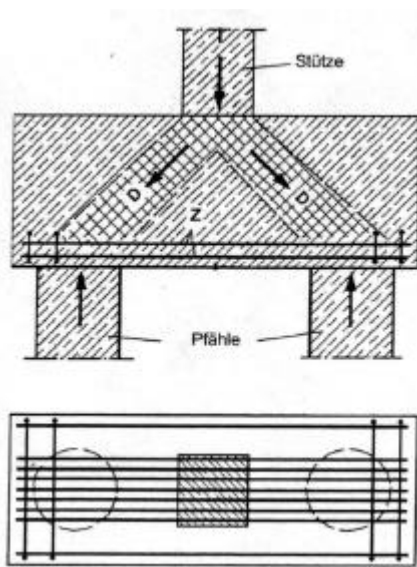
Bild 9.27: Vergleichsprobebelastung bei Druckpfählen, ohne und mit Fuß- und Mantelverpressung [Phocas 2001, S. 96]

Bei Felsböden ist die Tragwirkung der Pfähle aus Spitzendruck und Mantelreibung nicht an Setzungen gekoppelt. Setzungen von 2cm bis 4cm haben sich bei Lockergesteinen und

1cm bis 2cm bei vorwiegend auf Spitzendruck bzw. auf Mantelreibung tragenden Pfählen bewährt.

Durch eine Vorbelastung des Untergrundes und Erhöhung der Mantelreibung kann man weitere Setzungen minimieren (Bild 9.27). Dadurch erreicht man auch eine höhere Tragfähigkeit des Pfahles ohne dabei die Pfahlabmessungen zu verändern.

Um eine gemeinsame Tragwirkung bei den einzelnen Pfählen zu erreichen, werden die



Pfähle an einer gemeinsamen Kopfplatte zur Bildung eines Pfahlrostes angeschlossen. Dies hat zur Folge, dass sich dadurch in der Kopfplatte im Bereich der Stützen und Pfähle steile Druckstreben bilden (Bild 3.28). Hochhäuser können vollständig auf durchgehende Pfahlrostplatten gestellt werden, die dann auf gleichmäßig flächig verteilten Pfählen ruhen. Besonders eignen sich solche Konstruktionen, wenn die Bauwerkssohle unterhalb des GW liegt und eine Wannengründung erforderlich wird.

Bild 9.28: Kraftverlauf in einer einfachen Pfahlkopfplatte eines für zwei Pfähle unter Einzelstützen und zugehörige Bewehrung [Phocas 2001, S. 96]

Der Pfahlrostentwurf ist von der Anordnung der Pfähle abhängig. Hierbei sollte man die Pfähle so anordnen, dass die zulässigen Pfahllasten so weit wie möglich ausgenutzt werden. Bei unterschiedlichen Belastungsfällen sollten die Laständerungen bei den einzelnen Pfählen nicht zu groß sein. Bei der Berechnung des entworfenen Pfahlrostes geht man davon aus, dass die Pfähle tief in den tragfähigen Untergrund reichen und dass sich die Pfähle linear elastisch verhalten. Unter diesen Bedingungen kann man theoretisch davon ausgehen, dass die Pfahlfußpunkte unverschiebbar sind. Dass sich die Rostplatte dabei wie ein starrer Körper verhält, wird vorausgesetzt. Bei einer schwebenden Pfahlgründung übernimmt die Pfahlkopfplatte auch einen Teil der vertikalen Lasten. Es leitet diese direkt in den Baugrund über die Kontaktfläche ein. In diesen Fällen existiert eine kombinierte Pfahl-Plattengründung, wo die Pfähle nur über Mantelreibung tragen. Gruppenpfähle beeinflussen sich bei der vertikalen Lastabtragung gegenseitig. Bei unveränderten zulässigen Setzungen wird die Belastung der einzelnen Pfähle wegen der

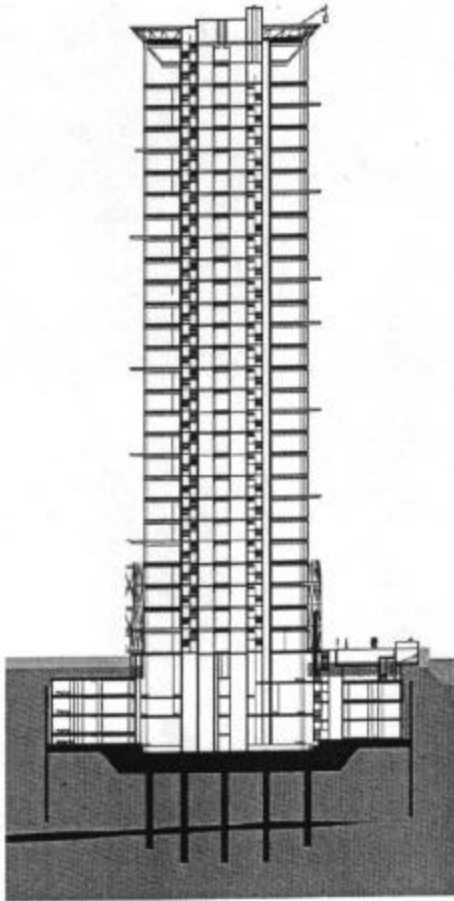
Gruppenwirkung abgemindert. Falls Fels als Untergrund vorliegt, entsteht bei Druckpfählen keine negative Gruppenwirkung. Für das Tragverhalten der Gruppenpfähle spielen folgende Parameter eine sehr wichtige Rolle: Baugrundverhältnisse, Pfahlabstände, Herstellungsverfahren und Pfahlstandort innerhalb der Gruppe.

Als tiefe Flachgründungen können Gruppen von Spitzendruckpfählen angesehen werden. Man kann davon ausgehen, dass der Grenzzustand der Tragfähigkeit des Systems nicht erreicht wird, weil die Bruchlast der Gruppe immer größer ist als die der Summe der Einzelpfähle. Bei Reibungspfählen dagegen erwirkt die Gruppenwirkung eine Konzentration der Mantelreibung am unteren Ende des Pfahlschafts. Pfahlgruppen weisen außerdem größere Setzungen als Einzelpfähle auf (bei gleicher Pfahllast).

Die Kopfplatte hat bei Einbindung der Pfähle auch positive Auswirkungen auf die Reduzierung der Pfahlverschiebungen unter horizontalen Lasten. Die starre Einspannung der Pfahlköpfe in die Platte ist der Grund für diese positive Auswirkung. Die Einspannung bewirkt das Entstehen eines biegesteifen Rahmens. Es wird angenommen, dass alle Pfähle mit einem etwas kleineren maximalen Biegemoment als beim Einzelpfahl beansprucht werden, trotz unterschiedlicher Lastanteile. In der Realität übernehmen die Randpfähle größere Horizontallasten als die Innenpfähle. Die Kraftverteilung hängt von folgenden Faktoren ab: Anzahl der Pfähle, Gegenseitiger Abstand der Pfähle, Steifigkeit der Pfähle, Bodenschichtung. Der Verlauf der Pfahlkräfte bei dynamischer Belastung hängt mit zunehmender Tiefe auch von den Schwingungsformen der Bodenschichten ab.

Wegen der Ungenauigkeit der Materialparameter und der Modellbildung sollte man die Pfahlgründung mit genügend Tragreserve versehen. Der Beton sollte vor allem an hoch beanspruchten Stellen eine gute Stahlschnürung haben, um Wechselbelastungen schadenfrei aufnehmen zu können.

9.4.3.2 Kombinierte Pfahl-Platten-Gründung (KPP)



Eine KPP ist eine geotechnische Verbundkonstruktion (Hybrides, robustes, kombiniertes Tragsystem). Sie besteht aus Fundamentplatte, Pfählen und dem Baugrund. Mit der KPP kann man Setzungsdifferenzen und Setzungen minimieren und besser kontrollieren. Die Tragfähigkeit einer Flachgründung kann erhöht werden. Außerdem wird die Biegebeanspruchung der Fundamentplatte verringert. Mit der KPP sind auch Kostenminimierungen möglich. Bei einer KPP (Bild 3.29) leitet die Kopfplatte einen Anteil der vertikalen Lasten über die Kontaktfläche direkt in den Baugrund hinein. Somit teilen sich die Pfähle und die Kopfplatte die Abtragung der vertikalen Lasten. Das Tragverhalten der KPP hängt von den Wechselwirkungen der zwei Gründungselemente und des Baugrundes ab.

Bild 9.29: Westhafentower Frankfurt [Eisele 2002, S. 88]

Diese Gründungsart kommt bei den Frankfurter Hochhäusern am häufigsten vor, da der Untergrund aus Ton, also bindigem Boden besteht. Bei bindigen Böden können die Pfähle planmäßig bis zur äußeren Bruchlast beansprucht werden. Auf diese Weise werden die Setzungen einer reinen Plattengründung reduziert. Außerdem wird der Momentenverlauf der Platte günstig beeinflusst.

Diese Gründungsart bietet viele Vorteile. Man kann die Gesamtsetzung und die Setzungsunterschiede der Gründungsplatte mit der KPP deutlich verringern. Dadurch wird die Gefährdung der Betriebssicherheit des Hochhauses reduziert. Durch entsprechende Anordnung der Pfähle kann man unter einem evtl. exzentrisch angeordneten Aussteifungstragwerk außerdem eine Zentrierung der Reaktionskräfte im Gründungssystem erreichen. Früher wurden die Setzungen und Verkantungen über Korrekturen am Bauwerk während des Bauens und nach Fertigstellung des Bauwerkes beherrscht. Heute bietet die KPP viel

bessere Möglichkeiten für die Beherrschung der Setzungen. Mit der KPP versucht man das Optimum zwischen Setzungsreduzierung und installierter Pfahlmenge zu erreichen. Dabei spielen die folgenden Entwurfparameter eine entscheidende Rolle: Bauwerkslast, Lastaufteilung zwischen Fundamentplatte und Pfähle, Abschätzung des Tragverhaltens der Pfähle, Pfahlanzahl, Pfahllänge/ -durchmesser und die Pfahlanordnung (Position).

Am Beispiel des Messeturmes in Frankfurt kann man den Kostenunterschied zwischen der KPP und der Pfahlgründung deutlich machen:

Ausgeführt: KPP mit 64 Pfählen (l-mittel=30 m)

Kosten Pfahlherstellung: 64 Pfähle a 30 m a €400/m = 750.000 €

Pfahlgründung: 316 Pfähle (l = 30 m)

Kosten Pfahlherstellung: 316 Pfähle a 30 m a €400/m = 3,8 Mio. €

Ersparnis bei den Pfahlherstellungskosten: d = 3 Mio. €

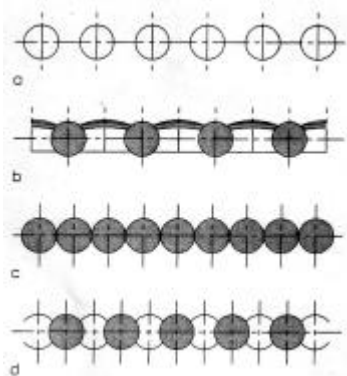
Folgende Ziele werden durch die KPP im Besonderen verfolgt:

- Die Reduzierung der Setzungen
- Die Minderung der Sohlplattenbeanspruchung
- Optimierte Beherrschbarkeit der hohen Lastübergänge zwischen Hochhaus und Flachtrakten
- Geringere Setzungseinflüsse auf die Nachbarbebauung
- Gewährleistung der Standsicherheit als Ganzes, wenn die Fundamentplatte alleine nicht standsicher ist
- Schaffung eines exzentrischen Gründungskörpers bei exzentrischem Lastangriff

Für die Überprüfung der Wirtschaftlichkeit für den Einsatz einer KPP hat sich unter anderem die Gebäudeschlankheit (= Verhältnis der Gesamtgebäudehöhe H zur kleinsten Gründungsbreite B) durchgesetzt. Bei größeren Gebäudeschlankheiten als 4, kann KPP besonders wirtschaftlich sein, wenn bindiger Boden, wie in Frankfurt (Ton) vorliegt. Ein weiterer Faktor für die Wirtschaftlichkeitsüberprüfung ist die Gründungstiefe. Mit zunehmender Gründungstiefe wird die Verminderung der Entspannung des Baugrundes beim Aushub der Baugrube, d.h. die Vermeidung einer Entfestigung der oberen Schichten zunehmen wichtiger. Die Pfähle behindern eine derartige Entspannung des Baugrundes, da sie wie Zugglieder und Dübel im Baugrund wirken.

9.4.3.3 Bohrpfahlwand- und Schlitzwandgründung

Durch zusätzliche Bohrpfahl- oder Schlitzwände kann die Steifigkeit des Gründungssystems erhöht werden. Der Einsatz kommt vor allem bei verformungsreichen Böden in Frage oder wenn das Fundamentensystem wasserundurchlässig sein muss, z.B. bei geplanter Aushubsohle unter dem GW.



Bohrpfahlwandtypen werden unterschieden in aufgelöste (a, b), tangierende (c) und überschnittene Bohrpfahlwände (d) (Bild 3.31). Bohrpfähle bestehen aus einzelnen gleichartigen Pfählen mit Durchmessern von 0,3 bis 1,5m und sind wegen den Genauigkeitsanforderungen auf eine maximale Tiefe von 25m begrenzt.

Bild 9.30: Bohrpfahlwandtypen [Phocas 2001, S. 100]

Schlitzwand

Wandscheiben aus Beton oder Stahlbeton, die in flüssigkeitzgestützten Schlitzten im Boden hergestellt werden, werden Ortbeton-Schlitzwände genannt. Schlitzwände tragen den Erddruck sowie den Wasserdruck, die normal zur Wandfläche wirken als auch die vertikalen Lasten (Druck und Zug) aus dem Bauwerk. Vorteilhaft an dieser Konstruktion ist die Anpassungsfähigkeit der Breite und Tiefe der Wand an die Belastungs- und Baugrundverhältnisse. Nachteilig ist jedoch, dass Aussparungen bei Schlitzwänden problematisch sind. Das meist angewandte Herstellungsverfahren bei Schlitzwänden ist das Kontraktorverfahren. Nähere Angaben zu Bohrpfahlwand- und Schlitzwandgründungen sind der einschlägigen Literatur zu entnehmen.

9.5 Literaturverzeichnis

- [1] Johann Eisele
Hochhaus-Atlas
Typologie und Beispiele-Konstruktion und Gestalt-Technologie und Betrieb
München: Callwey 2002

- [2] Marios C. Phocas
Tragwerke für den Hochhausbau
Ernst & Sohn Verlag 2001

- [3] Lang-Huder-Amann
Bodenmechanik und Grundbau
6. Auflage, Springer Verlag 1996

- [4] Ulrich Smolczyk
Geotechnical Engineering Handbook
Volume 3: Elements and Structures
Ernst & Sohn Verlag 2003

- [5] Jürgen Hannich, Rolf Katzenbach, Gert König
Kombinierte Pfahl- und Plattengründung
Ernst & Sohn Verlag 2001

- [6] Vorträge der Baugrundtagung 2002 in Mainz

- [7] Kempfert
Einführung in die Geotechnik
Band 1, Universität Kassel 1997

10 Baubetrieb - Baustelleneinrichtung

Verfasser: Dipl.-Ing. Mike Flörke

Dipl.-Ing. Andreas Jäckel

10.1 Inhaltsverzeichnis

10.1 Inhaltsverzeichnis.....	10-1
10.2 Abbildungsverzeichnis.....	10-1
10.3 Einleitung.....	10-2
10.4 Bauablauf im Hochhausbau.....	10-2
10.5 Baustelleneinrichtung.....	10-5
10.5.1 Allgemeines zur Baustelleneinrichtung im Hochhausbau.....	10-5
10.5.2 Wesentliche Elemente der BE im Stahlbetonbau.....	10-6
10.5.2.1 Vertikale Transporteinrichtungen.....	10-7
10.5.2.2 Horizontale Transporteinrichtungen.....	10-8
10.5.2.3 Schalungssysteme.....	10-10
10.5.2.4 Lagerflächen.....	10-11
10.6 Bauweisen und Bauverfahren im Hochhausbau.....	10-11
10.6.1 Ortbetonbauweise.....	10-11
10.6.2 Fertigteilbauweise.....	10-12
10.6.3 Deckelbauweise.....	10-14
10.6.4 Hubdeckenverfahren (Lift-Slaps) bei Hängehochhäusern.....	10-16
10.7 Sicherheit im Baubetrieb.....	10-18
10.7.1 Baustellenverordnung (BaustellV).....	10-18
10.7.1.1 §§ 1-8 de BaustellV / Erläuterungen.....	10-19
10.8 Literaturverzeichnis.....	10-27

10.2 Abbildungsverzeichnis

Abb. 10.4.1: Typischer Bauablauf im Hochhausbau.....	10-2
Abb. 10.4.2: Typischer Rahmenterminplan von Hochhäusern.....	10-4
Abb. 10.4.3: Baukosten in Abhängigkeit von der Bauhöhe.....	10-4
Abb. 10.5.2.1: Anteile der Tätigkeit gemessen an der Gesamtzeit (Ausbau).....	10-9

Abb. 10.6.3.1: Herstellung der Primärstützen	10-15
Abb. 10.6.3.2: Erdarbeiten bei der Deckelbauweise	10-15
Abb. 10.6.3.3: Herstellung von Schlitzwänden	10-15
Abb. 10.6.4.1: Beispiel für ein Hängehochhaus	10-17
Abb. 10.6.4.2: Beispiel für ein Hängehochhaus	10-17
Abb. 10.7.1: Anforderungen zur Erstellung eines SiGePlan	10-21
Abb. 10.7.2: Arbeitsschritte zur Erstellung eines SiGePlanes	10-23

10.3 Einleitung

Der Baubetrieb ist ein sehr umfangreicher Bereich, der von Kostenermittlung von Bauleistungen bis in die Bestimmung der Wirtschaftlichkeit von Immobilien reicht. In diesem Beitrag wird daher nur auf den Bauablauf und die besonderen Elemente der Baustelleneinrichtung im Hochhausbau eingegangen.

10.4 Bauablauf im Hochhausbau

Die Arbeiten auf einer Hochhausbaustelle erfolgen nach dem Prinzip der Standortfertigung. In der folgenden Abbildung ist der Bauablauf eines Hochhauses auf einer Linienbaustelle dargestellt.

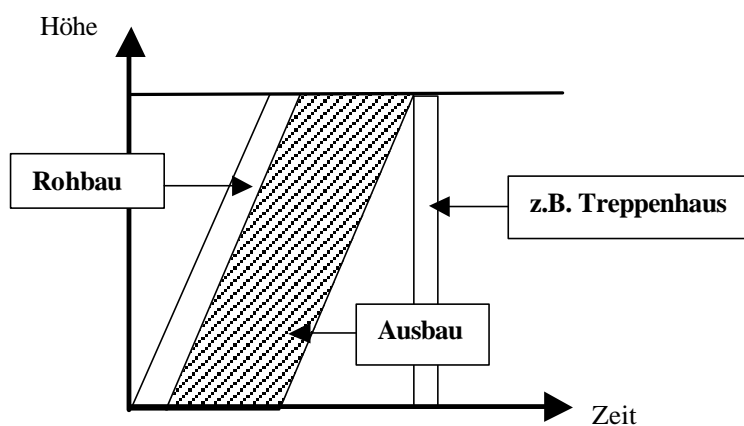


Abb. 10.4.1: Typischer Bauablauf im Hochhausbau¹

¹ Nagel, U.; Götting, K.; Hamel, K; Wagner, C.;1990, Ausbauprozesse, Verlag für Bauwesen, Berlin

Beim linienartigen Geschossbauablauf werden die Rohbauarbeiten mit einer Vorlaufzeit gegenüber den folgenden TGA-, Fassaden- und Ausbauarbeiten behaftet, um diesen Gewerken einen reibungsfreien Ablauf zu gewährleisten. Im Gegensatz zu Flachbaustellen ist der Hochhausbau nur an die eine Fertigungsrichtung gebunden. Das bedeutet, dass Engpässe im Ablauf nicht aufgefangen werden können. Bei der Flachbaustelle besteht die Möglichkeit, den Bauablauf während der Bauphase zu ändern oder an einer anderen Stelle fortzufahren. Durch die größtmögliche Ausnutzung der Grundstücksfläche im Hochhausbau ist die Produktionsstätte aber immer auf einen Punkt positioniert. So besteht nicht die Möglichkeit in anderen Ebenen zu arbeiten. Um das Risiko des gestörten Bauablaufes zu mindern, lassen sich Hochhäuser (z.B. Maintower in Frankfurt) in der Deckelbauweise herstellen, sofern das statische System und der Baugrund es zulassen. Dieses Bauverfahren ermöglicht den Baufortschritt in beide Richtungen, das heißt es werden gleichzeitig die Untergeschosse und Obergeschosse errichtet. Ein großer Vorteil dieses Verfahrens ist die Minderung des Unterbrechungsrisikos innerhalb der Bauarbeiten. Die Deckelbauweise wird besonders interessant, wenn im Gründungsbereich mit hohem Grundwasserspiegel zu rechnen ist. Hier wird durch den sukzessiven Geschossaufbau die Auflast auf die Untergeschosse erhöht und der Auftrieb des Gebäudes verhindert. Ein anderes Bauverfahren im Hochhausbau, welches hauptsächlich in den USA angewendet wird, ist das Hubdeckenverfahren. Die Firmenzentrale der BMW Group in München ist mit diesem Verfahren erstellt worden. Hier wird der Gebäudekern in einem Arbeitsgang errichtet und die auf den Erdboden errichteten Geschosse mit Seilwinden in die jeweilige Geschosshöhe gehoben. Durch diese Fertigungsmethode ergibt sich die Möglichkeit, den Geschossausbau noch eher beginnen zu können und das Gebäude früher nutzbar zu machen.

In der Abb. 10.4.2 ist ein typischer Rahmenterminplan des schlüsselfertigen Hochhausbaus abgebildet. Es ist zu beachten, dass hier 35 % der Bauzeit für Gründungsarbeiten und den Vorlauf des Rohbaus benötigt werden, um die nachfolgenden Gewerke mit der Ausführung beginnen zu lassen. Die Gründungsarbeiten incl. der Baustelleneinrichtung belaufen sich etwa auf 25 % der Rohbauarbeiten. In dieser Baustelleneinrichtung ist die Baugrubensicherung mit berücksichtigt worden. Im Rahmenterminplan für den Hochhausbau sind im Gegensatz zum einfachen Geschossbau auch die großen Überschneidungen der Gewerkegruppen kennzeichnend. Das bedeutet, dass der Rohbau und die Gründung für die Herstellung eines Hochhauses in der Terminplanung die zuerst ermittelten Gewerkegruppen sind, um die Dau-

er der Bauzeit festzulegen. Die Ausbaugewerke werden vom festgelegten Endtermin unter Berücksichtigung der Nachlaufzeit zurückgerechnet um deren Ausführungsbeginn zu ermitteln.

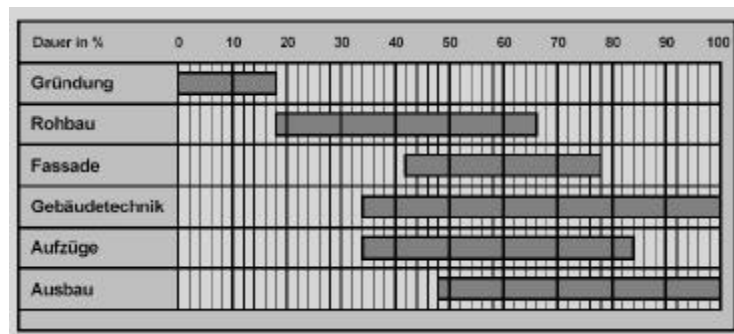


Abb. 10.4.2: Typischer Rahmenterminplan von Hochhäusern²

In der nachfolgenden Abbildung ist der Kostenanstieg eines Hochhauses über die Bauhöhe dargestellt. Der Verlauf wird mit steigender Höhe bis 250 m flacher, da hier beispielsweise die Schalungstechnik, die hohe Unterhaltskosten und einen hohen Zeitaufwand für Auf- und Abbau benötigt, kostentechnisch besser auf die Geschosse umgelegt werden kann.

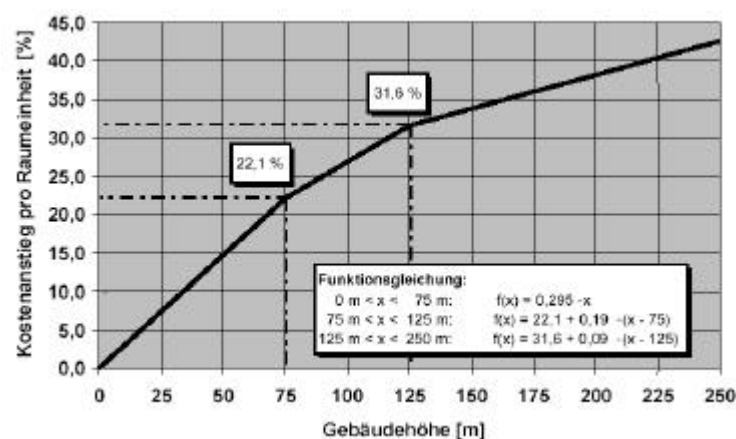


Abb. 10.4.3: Baukosten in Abhängigkeit von der Bauhöhe³

Da die Gründung eines der maßgebenden Kostenelemente im Hochhausbau ist, kann mit einer Kostensteigerung der Gründungsarbeiten bei stetig wachsender Höhe des Gebäudes gerechnet werden. Diese zusätzlichen Aufwendungen belaufen sich auf die Material- und Ein-

² Hochhausatlas, 2002, S.71

³ Racky, 2003, Baulogistik und –kosten von Hochhäusern, S.42

baukosten von einer Dicke von 10 cm der Gründungsplatte pro Geschoss. Ab einer Höhe von 250 m wird sich ein Sprung in dem oben aufgezeigten Kostenverlauf einstellen.

10.5 Baustelleneinrichtung

10.5.1 Allgemeines zur Baustelleneinrichtung im Hochhausbau

Die Baustelleneinrichtung im Hochhausbau ist nicht nur von den örtlichen Baustellengegebenheiten abhängig, sondern auch von der Beziehung zwischen Bauweise und Bauverfahren. Während die Bauweise durch das Material und das Konstruktionsprinzip (statische Systeme) des Bauwerks gekennzeichnet ist, beschreibt das Bauverfahren den dynamischen und ablauforientierten Fertigungsprozess eines Objektes. Ein Beispiel ist, dass die Baukonstruktion (Beton, Stahl und Mauerwerk) und das dazu gehörige Bauverfahren zum einen die Dimensionierung der Hebezeuge und zum anderen die der Lagerplätze beeinflusst. Durch die Festlegung des Bauablaufes und der Bauweise ist der Materialfluss der Baustelle und die dadurch benötigte Baustelleneinrichtung charakterisiert. Durch die maximale Ausnutzung der Grundstücksfläche steht in der Regel im Hochhausbau nur wenig Platz für die Baustelleneinrichtung zur Verfügung. Die notwendigen Container für Büros, Tagesunterkünfte, Magazine und für die Werkstätten müssen häufig mehrgeschossig angeordnet werden. Durch die beengten Platzverhältnisse ist zum einen die Anzahl und die Größe der Hebezeuge und zum anderen die Anzahl und Größe der Verlade- und Lagerplätze begrenzt.

Die Hebewerkzeuge und die Aufzüge sind die zentralen Bestandteile der Baustelleneinrichtung im Hochhausbau, denn ihre Kapazität stellt den kritischen Faktor in der Ausbaugeschwindigkeit dar. Für die Einhaltung des Terminplans ist der zeitliche Einsatz der Krane und Bauaufzüge genauestens zu planen.

Da eine kontinuierliche Materialversorgung der Hochhausbaustelle gewährleistet sein muss, wird abhängig vom Bauverfahren eine Überdimensionierung der Baustelleneinrichtung in Betracht gezogen. Zentrale Elemente für das Bauverfahren werden mehrfach vorgehalten, um Maschinenausfälle abdecken zu können. Bei dem Einsatz von Gleitschalung beispielsweise darf es keine Unterbrechung im Betoniervorgang geben, denn diese Schalungssysteme gleiten kontinuierlich an der neu entstehenden Wand senkrecht nach oben. Bei einer Unterbrechung

des Betoniervorganges haftet die Gleitschalung an der aufgehenden Wand fest und muss mit hohem Zeitaufwand wieder in Betrieb genommen werden. So werden beim Einsatz von Gleitschalung immer zwei Betonpumpen auf der Baustelle vorgehalten. Diese arbeiten beim Betoniervorgang gleichzeitig, werden aber nur zur Hälfte ausgenutzt. Beim Ausfall einer dieser Pumpen kann die andere die Fördermenge der defekten Pumpe übernehmen.

10.5.2 Wesentliche Elemente der BE im Stahlbetonbau

Die nachfolgenden Elemente der Baustelleneinrichtung werden vom Anfang bis zum Ende der Wertschöpfungskette benötigt. Sie bilden sozusagen das Bindeglied zwischen Rohstoff (Material) und Produkt (Bauteil).

Für diese zusammenfassende Aufgabe ist eine Baustellenlogistik für die Produktion, eine sog. Produktionslogistik, zu erstellen. Diese ist für jedes Bauvorhaben neu zu erarbeiten, da ein Unikat erstellt wird. Somit ist die Produktionslogistik ein wichtiger Faktor von der Entwurfsplanung über die Kalkulation bis hin zur Ausführungsplanung. Dies bedeutet, dass schon der Entwurfsverfasser des Bauherren für seine Planung Transportmöglichkeiten durch entsprechende Öffnungen und Verankerungselemente vorsehen muss.

Folgende Elemente sind mit ihren jeweils speziellen Anforderungen an den Baustellenbetrieb zu beachten und zu bewerten:

1. vertikale Transporteinrichtungen
2. horizontale Transporteinrichtungen
3. Schalungssysteme
4. Lagerflächen

10.5.2.1 Vertikale Transporteinrichtungen

Hierfür wird im Allgemeinen ein Hochbaukran verstanden. Dieser wird an der Fassade oder im Aufzugsschacht selbstkletternd verankert. Dies ist ein wichtiger Punkt, jedoch ist hierbei darauf zu achten, dass der Kran nicht nur als Transportmittel zur Verfügung steht, sondern auch als Arbeitsmittel eingesetzt werden kann.

Die Anzahl der Krane ist von der Art und Größe der Baustelle abhängig. Sie sind so anzuordnen, dass eine gute Sichtverbindung zwischen den Kranauslegern vorhanden ist, und der Überschneidungsbereich für diese für den Grundriss des Gebäudes optimal ausgenutzt ist. Die Zugänglichkeit für die Kranführer sollte möglichst bequem erfolgen, d.h. möglichst kurze Wege zum Aufstieg im Kranturm sollten vorhanden sein.

Für den Personen- und Material-Transport können Lastenaufzüge verwendet werden, die im Innenbereich des Rohbaus (Auszugsschacht) oder an der Außenhülle angebracht werden. Somit sind weitere vertikale Transporteinrichtungen für verschiedenste Arbeiten vorhanden.

Für die Transporteinrichtungen und Lastaufnahmemittel ist eine Festlegung von Nutzzeiten in einem gesonderten „Fahrplan“ sinnvoll. Dies kann für die einzelnen Unternehmer bedeuten, dass sie unterschiedliche Arbeitszeiten zur Ausführung ihrer Leistung bekommen. Diese Konzepte sind von der Bauleitung des GU oder GÜ zu erarbeiten und bei der Ausschreibungsphase der Ausbaugewerke zu beachten bzw. dem NU zur Kenntnis zu geben.

Für den Rohbau ist aber zuvor eine Abstimmung der Materialtransporte Baustahl, Stahlbewehrung und Beton vorzunehmen. Dies bedeutet, dass der Baustahl und der Stahlbeton nur mit dem Kran zum Einbauort gebracht werden kann. Der Beton kann jedoch kranunabhängig mittels Förderpumpen, Förderleitungen und hydraulischem Verteilmast zum Einbauort gefördert werden. Der Kran ist ggf. für das Umsetzen von Schalung erforderlich. Dies sollte aber auf ein mögliches Minimum beschränkt werden. Die Schalung im Hochhausbau wird in einem separaten Unterpunkt betrachtet.

10.5.2.2 Horizontale Transporteinrichtungen

Hierzu zählen Absetzbühnen, Gabelstapler, Hubwagen und Transportwagen.

Absetzbühnen sind auskragende Arbeitsplattformen, die ein Absetzen und Umsetzen von Baumaterialien ermöglichen. Der Transport zu und von der Absetzbühne erfolgt mittels Hochbaukran. Die Größe der Verpackungseinheit ist an die Randbedingungen der Baustelle anzupassen. Grundsätzlich gilt: Verbrauchseinheit= Transporteinheit = Lagereinheit, sodass hierfür alle Transport- und Verpackungsmittel sowie Entladevorrichtungen abgestimmt werden müssen, um einen reibungslosen Baustellenablauf zu gewährleisten.

Der Transport mit Gabelstaplern ist auf das Abladen der Lieferfahrzeuge bis zum Lastenaufzug und ggf. zur Übernahme an der Absetzbühne eingegrenzt. Dieser ist nur notwendig, wenn die Spedition kein Selbstentlader ist. Hierauf sollte bei der Materialdisposition besonders Wert gelegt werden, da die Vorhalte- und Lohnkosten für den Gabelstapler somit entfallen können.

Der Hubwagen dient zum Transport der Verpackungseinheiten zum Einbauort. Als Beispiel sei hier der Trockenausbau mit Gipskartonplatten genannt. Für die Gestellung der Hubwagen ist jeder NU selbst verantwortlich. Der Transportwagen ist ebenfalls für die Etagenverteilung einsetzbar. Hierbei handelt es sich jedoch um einen offenen oder vollwandigen Behälter zum Transport von Kleinteilen und Schüttgut.

Eine Studie der Universität Dortmund hat gezeigt, dass beim Ausbaugewerk rd. 25%⁴ der Ausbaupzeit für Wege und Transporte verloren gehen. Hieraus zeigt sich wie wichtig eine Transportlogistik ist.

Dies zeigt für den Baubetrieb, dass eine durchgängige Prozess- und Terminplanung vorhanden sein muss, über die vorgenannte Transportbeziehungen miteinander verknüpft werden. Für die Baustellenlogistik sind folgende Regelungen zu treffen:

- Material- und Transporteinheiten in Abhängigkeit von den Arbeitsplätzen
- Lagerfläche und Verbrauchsmengen
- Transport- und Verpackungsmittel für die Materialien
- Transportkette auf der Baustelle (Materialumschlag)
- Lagerflächenmanagement mit Festlegung der Lagerflächenkapazität

⁴ Bauingenieur, Band 78 Juni 2003, Seite 277

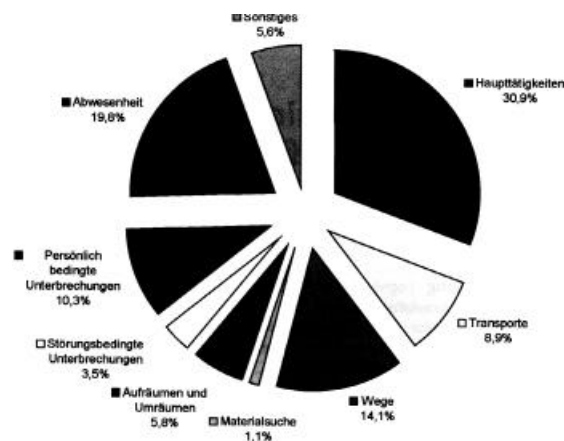


Abb. 10.5.2.1: Anteile der Tätigkeit gemessen an der Gesamtzeit (Ausbau)⁵

Diese Punkte sind in einer Etagenlogistik zusammenzufassen, die sich an Ausbau-terminplänen begründet. Grundlage hierfür liefert der Lagerflächenbedarf anhand des täglichen, leistungsabhängigen Verbrauches, der Größe und des Volumens des Materials sowie die Transportmöglichkeiten und der daraus resultierenden Transporthäufigkeit.

Grundsätze zur Entwicklung einer Etagenlogistik:⁶

- Materialumlagerung vermeiden
- Gegenseitige Behinderungen trotz der hohen Anzahl tätiger Firmen minimieren
- Materialien und bereits erbrachte Bauleistungen vor Beschädigungen schützen
- Baustellenordnung und –sauberkeit erhalten
- Arbeitssicherheit erhöhen
- Lagerflächenbedarf auf dem Baugelände verringern
- Transportwege freihalten (Ver- und Entsorgung)
- Lagerplatzbedarf durch koordinierte Lagerung verringern

Anhand dieser Grundsätze ist ein Etagen-Lagerplan für jeden Ausbautermin aufzustellen.

Diese Punkte im Bezug auf Rohbau und Ausbau zeigen, wie wichtig eine komplette Konzipierung der Transporteinrichtungen ist. Daher sollte man nicht in erster Linie den Rohbau

⁵ Bauingenieur, Band 78 Juni 2003, Seite 278 Bild 1

⁶ Bauingenieur, Band 78 Juni 2003, Seite 281

betrachten, sondern die Auswirkungen auf den Ausbau können kostenmäßig viel stärker zu Buche schlagen.

10.5.2.3 Schalungssysteme

Hier soll auf kein spezielles Schalungssystem eingegangen werden, da dies sehr stark objektabhängig ist. Hier sollen nur verschiedene Möglichkeiten kurz aufgezeigt werden.

Für runde und eckige Säulen können Stahlschalungen zum Einsatz gebracht werden, jedoch sollte die Möglichkeit des Einsatzes von Fertigteilen immer in Betracht gezogen werden, da bei der konventionellen Fertigungsmethode ein zu hoher Arbeitsaufwand im Bezug auf die erstellte Menge zu verzeichnen ist. Außerdem sind die modernen Verbindungsmöglichkeiten präziser in ihrer Ausführung geworden.

Für Wandschalungen im Kern- und Außenwandbereich eignen sich Klettergerüstkonsolen mit Arbeits- und Nachlaufbühne. Durch die kranabhängige Umsetzung ist im Bezug auf die Taktfolge zu untersuchen, ob der Einsatz kostengünstig ist oder nicht. Kranunabhängig ist eine hydraulisch selbst kletternde Gerüsteinheit. Diese hat erhebliche Vorteile in der Erstellung von Kernbereichen bei Hochhäusern, die nur einen tragenden und aussteifenden Kern besitzen und bei denen Decken und Stützen nachlaufend hergestellt werden.

Die komplette Erstellung Gleitschalungsverfahren ermöglicht einen kontinuierlichen, dauerhaften Einsatz der Schalung, Fördereinheiten und Steuerungsanlage. Jedoch ist hierfür eine exakt durchgeplante Arbeitsvorbereitung unverzichtbar, um einen ungehinderten Bauablauf zu gewährleisten. Ebenso ist ein ausreichender Personalbedarf mit entsprechender Qualifikation einzuplanen.

Die Deckenschalung wird in der Regel mit Deckentischen aus vormontierten Modulen erstellt. Diese werden mit einem speziellen Transportwagen horizontal verfahren und mit einer Umsetzgabel vertikal mit dem Kran umgesetzt. Diese Deckentische können auch als Maßanfertigung für jedes Bauwerk speziell erstellt werden.

Eine weitere Variante ist der Einsatz von „verlorener Schalung“. Dies sind spezielle Trapez-Profil-Bleche, die als Montageschienen für die Ausbaugewerke benutzt werden können. Somit spart man beim Ausschalen das Abnehmen und Säubern der Schaltafeln und in den

Ausbaugewerken das Bohren von Dübelverankerungen. Um einen zügigen Bauablauf im Bezug auf Ein- und Ausschalung sowie Bewehrungsarbeiten zu erzielen, sollte auf Unterzüge nach Möglichkeit verzichtet werden.

10.5.2.4 Lagerflächen

Beim Hochhausbau in Kerngebieten der Innenstädte ist in der Regel keinerlei Lagerfläche vorhanden., sodass die notwendigen Materialien „just in time“ zu liefern sind. Die Arbeitsvorbereitung der Baustellen-Logistik stellt somit ein wichtiges Bindeglied in der Wertschöpfungskette dar. Die Baustoffe, Bauteile und Schalungen sind ihrem Bedarf entsprechend der vorgenannten Punkte 10.5.2. ff zu terminieren und in den Bauablauf einzuplanen.

Für Lieferfahrzeuge ist eine baustellennahe Parkfläche als Warteposition zur Entladung vorzusehen, damit in der vorhandenen Baustellen-Einrichtungsfläche kein Stau entsteht. Alle möglichen Lagerflächen sind entsprechend der vorzunehmenden Lagerlogistik frei zu melden und neu festzulegen.

10.6 Bauweisen und Bauverfahren im Hochhausbau

10.6.1 Ortbetonbauweise

Die Ortbetonbauweise im Hochhausbau wird durch die Frischbetonförderung und die Schalungstechnik charakterisiert. Der Beton wird mit Fahrmischern auf die Baustelle geliefert und mit stationären Pumpen auf die gewünschte Einbauhöhe gefördert. Speziell im Hochhausbau sind weite Entfernungen und Höhen zu überwinden. Hier kann der Beton mit leistungsfähigen Betonpumpen über eine vertikale Entfernungen (ohne Zwischenstation) bis zu 300 m hoch und mit einer Durchsatzleistung von 50 bis 100 m³/h (abhängig von Förderhöhe und Zuschlag) gepumpt werden. Für die horizontale Förderung im jeweils obersten Geschoss ist ein Betonverteiler positioniert, der das Einbringen des Frischbetons in die jeweiligen Bauteile ermöglicht.

Da der Hochhausbau eine vertikale Punktbaustelle mit linienförmigem Fertigungsverlauf ist, benötigt diese Bauweise eine bedingte Einsparung der Kran-Kapazität, um den Materialfluss der Fassaden- und Ausbauarbeiten zu gewährleisten. So werden zur Förderung des Betons und zur Entlastung des Baustellenkranes Betonpumpen eingesetzt. Nicht nur der Einsatz von Pumpen in der Frischbetonförderung ermöglicht ein rasches und kontinuierliches Arbeiten, sondern auch der Einsatz von modernsten Schalsystemen (Kletter- oder Gleitschalung). Kletterschalungen ermöglichen mit einer qualifizierten Arbeitsvorbereitung und einer notwendigen Taktplanung eine Baugeschwindigkeit von bis zu zwei Geschossen pro Woche. Wobei beim Einsatz von Gleitschalung die Betonierarbeiten nach dem 24/7 Prinzip ablaufen. Das bedeutet, dass das Schichtprinzip in diesem Fall bei Hochhausbaustellen 24 Stunden und 7 Tage in der Woche umfasst.

10.6.2 Fertigteilbauweise

Die Fertigteilbauweise ist durch drei verschiedene Ausführungsmöglichkeiten gekennzeichnet: dem Stahlbetonfertigteilbau, dem Stahlbau und dem Stahlverbundbau. Die Fertigteile werden unter Berücksichtigung des wichtigsten Zieles der Baustellenlogistik, *die Versorgung der Baustelle*, in der richtigen Menge und im richtigen Zustand, zur richtigen Zeit am richtigen Ort zu minimalen Kosten geliefert. Der Einsatz der Fertigteile im Hochhausbau ist aber nur bedingt möglich, denn zum einen müssen diese Teile dem Tragwerkssystem entsprechen und zum anderen ist eine ständige Vorhaltung von Hebefahrzeugen zur Unterstützung des Baustellenkranes nötig. Beim Gebrauch von Hebezeugen ist zu beachten, dass mit stetig wachsendem Gebäude auch die Wegzeiten des Krantransports und der Arbeitskräfte einen maßgeblichen Anteil an den Mehrkosten im Hochhausbau darstellen. Den Aufzügen kommt beim Materialtransport für die Fassaden und Ausbaugewerke eine große Bedeutung zu. Denn zur Entlastung des Baustellenkranes werden Material und Personal im Aufzug in die jeweiligen Ebenen gefahren. Die Fassadenelemente werden vor den fertiggestellten Rohbau mit Hilfe von Gabelstaplern von innen positioniert und montiert. Beim Entwurf der Fassadenelemente ist die Größe der Aufzüge zu berücksichtigen, um diese Bauteile überhaupt in den Aufzügen transportabel zu machen.

Die Logistik hat im Fertigteilbau wie im Abschnitt 10.6.2 beschrieben eine zentrale Bedeutung. Für die Herstellung von Hochhäusern in der Fertigteilbauweise werden lange Vorlauf-

zeiten für Planung und Fertigung der Bauteile benötigt. In der Ortbetonbauweise kann man wesentlich schneller und flexibler auf Änderungen des Tragsystems reagieren. Verändert man das Tragsystem bei der Fertigteilbauweise, entstehen Unterbrechungen durch fehlende oder neu zu produzierende Bauteile im Bauablauf. Diese Unflexibilität der Fertigteilbauweise bewirkt, dass in Deutschland die Ortbetonbauweise im Hochhausbau dominiert.

In der Vortragsreihe „Hochhäuser“ wurden durch einen Referenten die folgende prozentuale Verteilung der Bauweisen in Deutschland aufgeführt:

- 68 % Stahlbetonbau
- 22 % Stahlbau
- 10% Stahlbetonverbundbau

Welche Bauweise die wirtschaftlichere ist, muss im Einzelfall immer geprüft werden. Im Hochhausbau stehen immer die vermietbaren Flächen im Vordergrund. Hier werden bestimmte Anforderungen an Tragwerk gestellt, wie z.B. schlanke Stützen, unterzugsfreie und hohe Räume oder eine ansprechende Architektur. Durch den Stahlbetonverbundbau können Stützenquerschnitte bis zu 40 % reduziert werden. Durch den Stahlverbundbau lassen sich im Hochhausbau -gerechnet auf eine Nutzungsdauer von 30 Jahren- rund 26 Euro pro Quadratmeter Geschossfläche mehr erzielen⁷.

Vorteile des Fertigteilbaus mit Stahl/Stahlverbund sind:

- Geringere Bauhöhen
- Kleinere Stützenquerschnitte
- Stützen können teilweise entfallen, da größere Spannweiten bei vorgegebenen Querschnitten möglich sind
- Geringe Gebäudeabwicklung mit Reduzierung der Fassadenfläche

Gleichzeitig setzt sich immer mehr ein Kombination aus Ortbetonbauweise mit der Stahlbetonverbundbauweise durch. Durch diese Kombination besteht die Möglichkeit, je nach statischem System durch Anpassung der statischen Höhe der Decke diese unterzugsfrei zu ma-

⁷ Hauser, Immobilienbrief der IKB Ausgabe 02/2002, Innovatives und wirtschaftliches Bauen mit Stahl

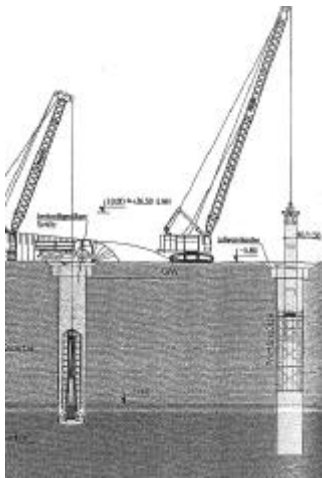
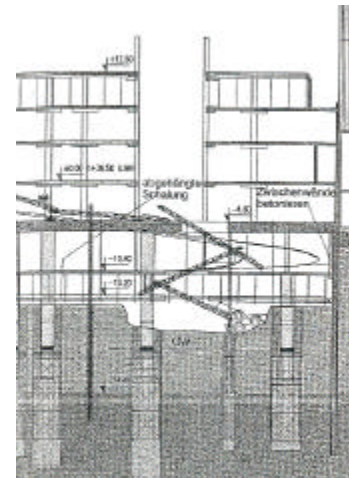
chen. Durch den Einsatz von Schwalbenschwanzblechen, die zum einen als verlorene Schalung und zum anderen als Montagekonstruktion für die TGA dienen, ist hier eine Flexibilität der Gebäudegeometrie gegeben. Durch die unterzugsfreien Räumen besteht die Möglichkeit, diese den individuellen Ansprüchen der Mieter anzupassen, ohne die hindernden Unterzüge zu berücksichtigen.

10.6.3 Deckelbauweise

Im Hochhausbau stehen die vermietbaren Flächen immer im Vordergrund. Dabei ist nicht nur die Größe dieser Flächen entscheidend, sondern auch zu welchen Zeitpunkt diese zur Verfügung stehen. Vor diesem Hintergrund wurde beim Maintower die Deckelbauweise, die den Baufortschritt in beide Richtungen ermöglicht, angewendet. Die Deckelbauweise wurde ursprünglich im Tiefbau, speziell im Tunnelbau eingesetzt. Im Hochhausbau setzt sich dieses Verfahren immer wieder im Innenstadtbereich durch, da durch die beengten Platzverhältnisse der Bestandschutz zum Nachbargebäude gewährleistet sein muss. Die Deckelbauweise wird im Hochhausbau aber nicht zur Beschleunigung des Baufortschrittes angewendet. Beim Bau im Grundwasser werden durch gleichzeitig entstehende Obergeschosse Lasten auf das Bauwerk gebracht, um den Auftrieb des Gebäudes zu verhindern. Die Deckelbauweise besteht darin, dass der Bodenaushub und die Herstellung der Untergeschosse von oben nach unten erfolgt und gleichzeitig die Geschosse oberhalb des Erdgeschosses weiter errichtet werden. Die Herstellungsweise der oberen Geschosse erfolgt in linienartigem Geschossbauablauf, die unteren Geschosse werden in folgenden Konstruktionsphasen hergestellt:

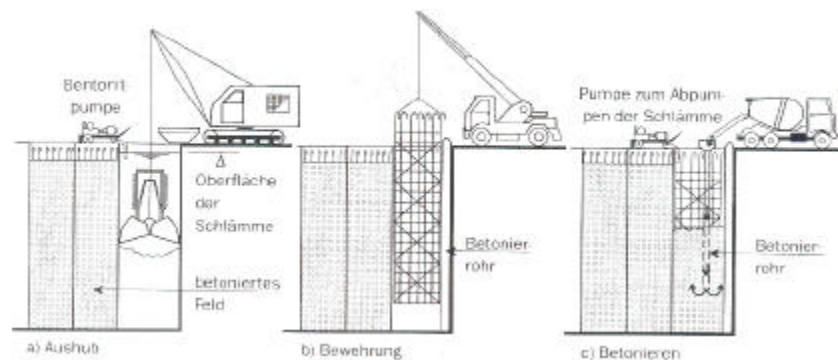
1. Ausführung der Bohrpfähle

Die sogenannten Primärstützen dienen während der Bauphase als erforderliches Lastabtragungsbauteil für die Deckelbauweise und später als sichtbares Konstruktionselement für das entstehende Hochhaus. Die Stützen werden größtenteils als Fertigteilstützen geliefert und in die mit einem Schlitzwandgreifer ausgehobenen, betonitgestützten Bodenschlitze eingebaut. Diese Stützen werden durch die erhöhten Anforderungen an die Toleranzen mit Hydraulikpressen in die richtige Position gebracht und mit dem Contractor-Verfahren gegen die Bodenschlitzwände fixiert.

Abb. 10.6.3.1: Herstellung der Primärstützen⁸Abb. 10.6.3.2: Erdarbeiten bei der Deckelbauweise⁹

2. Herstellung der Umfassungswände

Diese Wände dienen ebenfalls als statisch tragendes Element für das Bauwerk. Gleichzeitig werden diese Wände als Baugrubensicherung genutzt und verhindern das Setzen von angrenzenden Gebäuden.

Abb. 10.6.3.3: Herstellung von Schlitzwänden¹⁰

3. Bau der ersten Decke auf Geländeniveau

⁸ Beton, 9/2000, Bauen an der KÖ, S.506

⁹ Beton, 9/2000, Bauen an der KÖ, S.507

¹⁰ Walther, 1997, Bau mit Beton, S. 365

Bei der Deckelbauweise wird nach der Herstellung der umlaufenden Schlitzwände und der Primärstützen im Baufeld ein Deckel betoniert. Der Deckel verteilt die Lasten des Rohbaus oberhalb des Deckels in die Schlitzwände und Primärstützen, so dass zeitgleich mit dem Erstellen der Geschosse der Bodenaushub erfolgen kann. Anschließend werden die Geschossdecken und -wände unterhalb des Deckels hergestellt. Die Decken können auf dem Planum des anstehenden Bodens betoniert werden. Ein weiteres Bauverfahren für die Herstellung der nachfolgenden Decken ist die Schalung am Deckel mit Zugstangen aufzuhängen. Nach dem Aushärten des Betons wird die Schalung mit Seilwinden auf die Höhe der darunter liegenden Decke abgelassen. Nach dem waagerechten Ausrichten der Schalung und dem Einbau der Bewehrung kann diese Decke betoniert werden.

Die Deckelbauweise wird immer mehr im innerstädtischen Bereichen angewendet, da sie zahlreiche Vorteile bietet:

- wirksame Aussteifung der Baugrubenwände, ohne dass schwierige und kostspielige Steifen oder Rückverankerungen eingesetzt werden
- geringes Setzungsrisiko der Nachbarbebauung
- Verminderung des durch die Aushubgeräte verursachten Lärms
- Ausführung der Aushubarbeiten unter dem Schutz vor Witterungseinflüssen

10.6.4 Hubdeckenverfahren (Lift-Slaps) bei Hängehochhäusern

Mit diesem speziellen Herstellungsverfahren ist es möglich, Decken eines Gebäudes auf dem Boden zu betonieren und dann mit Hilfe von Zugstangen und Hubzylindern in ihre endgültige Position zu heben. Das Konstruktionsprinzip dieses Verfahren besteht darin, zunächst die vertikalen Teile des Tragwerks zu bauen. Falls es sich um ein Hängehochhaus handelt, werden zuerst der Kern und in der Dachebene die Kragkonstruktion hergestellt. Dann können die Decken mit Hängenkabeln angehoben werden.

Der Vorteil dieses Verfahren ist, dass die Decken unter einfachen Geländebedingungen hergestellt werden können, da auf Geländeniveau gearbeitet wird. Diese Decken dienen darüber hinaus als Schalung für die darauffolgende Deckenplatte.

Die für dieses Konstruktionsverfahren notwendigen Hubeinrichtungen sind jedoch sehr aufwendig und kostspielig und erfordern den Einsatz von Baustellenpersonal mit Spezialausbildung.



Abb. 10.6.4.1 + 10.6.4.2: Beispiele für Hängehochhäuser¹¹

Ein ähnliches, jedoch weniger angewendetes Verfahren besteht darin, die Schalung sukzessiv von oben nach unten herabzulassen und auf jeder Ebene die Deckenplatten zu betonieren. So vermeidet man das Einschalen und Ausschalen auf jeder Ebene. Der besondere Vorteil dieser beiden Verfahren ist, dass damit bereits während der Herstellung des Gebäudes die Ausbau-, Fassaden-, Verkleidungs- und verschiedene Installationsarbeiten ausgeführt werden können. Eine solche enge Verflechtung der Gewerke ist bei herkömmlichen Bauverfahren (von unten nach oben) unmöglich. Durch das Lift-Slaps Verfahren kann die Bauzeit somit erheblich verkürzt werden.

10.7 Sicherheit im Baubetrieb

Die arbeitsschutzrechtlichen Anforderungen sollten im Folgenden nicht explizit angesprochen werden, da diese gewerkespezifisch sind und die Unternehmer und die hieraus resultierenden Arbeitsverhältnisse eigenverantwortlich verschieden geregelt sind und somit im Detail nicht ausgelegt werden können.

¹¹ Walther, 1997, Bau mit Beton, S. 296-297

Vielmehr soll im Folgenden auf die Baustellenverordnung (BaustellV) vom 10. Juni 1998 eingegangen werden, da diese ein wichtiges Element des Arbeitsschutzes für alle am Bau Beteiligten ist.

10.7.1 Baustellenverordnung (BaustellV)

Ziel dieser Verordnung soll es sein, die Sicherheit und Gesundheit der Beschäftigten auf der Baustelle zu verbessern. Die BaustellV stellt mit ihren 8 Paragraphen den Ablauf, wie er für größere Bauprojekte mit mehreren Beschäftigten gilt, dar. Dies heißt, von den Entwürfen, von der Ausschreibung bis hin zur Ausführung und Benutzung des Objektes werden in der BaustellV alle Schnittstellen und Zuständigkeiten geregelt.

Für die Baupraxis bedeutet dies, dass die BaustellV in Zusammenhang mit den Bestimmungen des Arbeitsschutzgesetzes anzuwenden ist. Sie lässt den am Bau Beteiligten einen großen Gestaltungsspielraum für mögliche Arbeitsschutzmaßnahmen, fordert ihnen aber hierdurch ein Mehr an Verantwortung ab. Hierbei müssen alle möglichen Risiken und Ursachen betrachtet werden.

Die BaustellV ergänzt das deutsche Arbeitsschutzrecht um folgende Pflichten für den Bauherren:

- Berücksichtigung der allgemeinen Grundsätze nach §4 ArbSchG
- Ankündigung des Vorhabens bei der Behörde bei größeren Baustellen
- Bestellung eines Koordinators, wenn mehrere Arbeitgeber auf der Baustelle tätig werden
- Erarbeitung eines Sicherheits- und Gesundheitsschutzplanes bei größeren Baustellen und/oder bei besonders gefährlichen Arbeiten
- Zusammenstellung einer Unterlage für spätere Arbeiten an der baulichen Anlage

10.7.1.1 §§ 1-8 de BaustellV / Erläuterungen

§1 Ziele/ Begriffe

Beschäftigte sind im Sinne des §2, Abs. 2 des ArbSchG zu verstehen, d.h., es sind solche Personen, die in einem Arbeitnehmersverhältnis stehen und somit Arbeitsleistungen erbringen. Gleiches gilt auch für Selbstständige.

Die BaustellV gilt nicht für Tätigkeiten und Einrichtungen des Bundesberggesetzes, da es sich hierbei um betriebsplanpflichtige Tätigkeiten und Einrichtungen handelt. Betriebspläne müssen hier für alle Bereiche, die mit dem Aufsuchen, Gewinnen, Aufbereiten, Lagern und Renaturierung von Bodenschätzen oder Rohstoffen zu tun haben, erstellt werden. Aus diesem Grund gilt hier die BaustellV nicht.

Baustelle ist der Ort, wo eine oder mehrere bauliche Anlagen errichtet, geändert oder abgebrochen werden. Der Bauherr stellt den Veranlasser der Baustelle dar.

Bauliche Anlagen sind mit dem Erdboden fest verbunden, ruhen durch eigene Schwere auf dem Boden oder sind, auf ortsfesten Bahnen, begrenzt beweglich sowie Aufschüttungen, Abgrabungen, Deponien, Lagerplätze, Abstellplätze, Ausstellungsplätze und Plätze für Kraftfahrzeuge. Änderung einer baulichen Anlage ist die mit unerheblichen Änderungen des konstruktiven Gefüges sowie die Änderung oder Austausch einzelner wichtiger Bauteile. Diese Änderungen können bei größeren Instandsetzungs- und Sanierungsarbeiten erfolgen. Schönheitsreparaturen oder Bauunterhaltungsarbeiten geringen Umfangs fallen nicht unter die BaustellV. Eine Prüfung im Einzelfall sollte bei der Planung jedoch erfolgen.

§2 Planung der Ausführung des Bauvorhabens

Die Planung der Ausführung eines Bauvorhabens im Sinne der BaustellV umfasst die Planungsarbeiten, die für die Ausführung des Bauvorhabens notwendig sind. Die Planungsergebnisse fließen in die Ausschreibung ein und sind somit nachvollziehbar und transparent für die Bauabwicklung aufgenommen. Hierfür sei z.B. die gemeinsame Gerüstgestaltung für Raumluft-technische arbeiten und Malerarbeiten genannt. Die Arbeitsfolge und die Ausführungszeiten von übergreifend bzw. nachfolgend auszuführenden Gewerken sind zu prüfen. Die allgemeinen Grundsätze nach dem § 4 ArbSchG sind so zu

berücksichtigen, dass sie zu jedem Zeitpunkt der Ausführung so gut wie möglich und in der Art wie nötig zur Verfügung stehen. Diese sind im einzelnen:

- Die Gefährdung für Leben und Gesundheit zu vermeiden;
- mögliche Gefahren sind an ihrer Quelle zu bekämpfen;
- bei Maßnahmen des Arbeitsschutzes sind der Stand der Technik, Arbeitsmedizin und sonstige arbeitswissenschaftliche Erkenntnisse zu berücksichtigen;
- Maßnahmen sind mit dem Ziel zu planen, Technik, Arbeitsorganisation, sonstige Arbeitsbedingungen, soziale Beziehungen und Einfluss der Umwelt auf den Arbeitsplatz sachgerecht zu verknüpfen;
- Individuelle Schutzmaßnahmen sind nachrangig zu anderen Maßnahmen;

Diese Grundsätze nach dem § 4 ArbSchG sind bei der Erstellung der Baubeschreibung und Ausschreibung zugrunde zu legen, damit bereits bei der Angebotskalkulation diese Punkte besondere Berücksichtigung finden und bei der Ausarbeitung von Sondervorschlägen diese Schutzvorrichtungen ebenfalls mit berücksichtigt werden können. Gemeinsam genutzte Transport- oder Schutzausrüstungen sind von dem jeweils Verantwortlichen zu übernehmen und ein Übergabeprotokoll mit notwendigen Unterweisungen ist zu erstellen. Diese Randbetrachtungen sollten ebenfalls in einer Baubeschreibung enthalten sein, da dieser Verwaltungsaufwand in der Praxis sehr hoch ist, und von Seiten des AN oft unberücksichtigt bleibt.

Ausschreibungstexte sind heutzutage durch EDV-gestützte Erstellung aus Standard-Leistungstexten zu übernehmen bzw. die Berufsgenossenschaften halten gegliederte Muster-texte als Planungshilfen für Bauherren bereit.

Personentag umfasst die Arbeitsleistung einer Person über eine Arbeitsschicht, z.B. 10 Stunden pro Tag. Gleichzeitig tätig werden bedeutet, dass mindestens 21 Personen (Beschäftigte) auf der Baustelle ihre Arbeit verrichten, wobei diese Arbeiten über einen Arbeitstag (Schicht) andauern.

Vorankündigung ist eine Mitteilung an das zuständige Dezernat für Arbeitsschutz der jeweiligen Regierungspräsidien. Die Vorankündigung soll mindestens folgende Angaben enthalten:

- Ort der Baustelle
- Bauherr
- Beauftragter Dritter des Bauherren gem. §4 BaustellV
- Art der Baumaßnahme
- Voraussichtliche Dauer der Arbeiten
- Zahl der Nachunternehmer und Selbstständigen

Die Vorankündigung ist 14 Tage vor Baustelleneinrichtung der o.g. Behörde zu übersenden. Diese ist sichtbar für alle am Bau beteiligten Personen auszuhängen und erheblichen Änderungen anzupassen. Erhebliche Änderungen können aus dem genauen Wortlaut der Erläuterungen zur BaustellV entnommen werden.

Der Sicherheits- und Gesundheitsschutzplan (SiGePlan) ist vom Bauherren oder von einem von ihm beauftragten Dritten zu erarbeiten, wenn die Anforderungen gem. nachfolgender Tabelle erfüllt sind:

Aktivitäten nach der Baustellenverordnung

Baustellenbedingungen		Berücksichtigung allg. Grundsätze nach § 4 ArbSchG bei der Planung	Vorankündigung	Koordinator	SiGe-Plan	Unterlage (§ 3 Abs. 2 Nr.3)
Arbeitnehmer	Umfang und Art der Arbeiten					
eines Arbeitgebers	kleiner 31 Arbeitstage und 21 Beschäftigte	ja	nein	nein	nein	nein
eines Arbeitgebers	kleiner 31 Arbeitstage und 21 Beschäftigte oder 501 Personentage und gefährliche Arbeiten	ja	nein	nein	nein	nein
eines Arbeitgebers	größer 30 Arbeitstage und 20 Beschäftigte oder 500 Personentage	ja	ja	nein	nein	nein
eines Arbeitgebers	größer 30 Arbeitstage und 20 Beschäftigte oder 500 Personentage und gefährliche Arbeiten	ja	ja	nein	nein	nein
mehrere Arbeitgeber	kleiner 31 Arbeitstage und 21 Beschäftigte oder 501 Personentage	ja	nein	ja	nein	ja
mehrere Arbeitgeber	kleiner 31 Arbeitstage und 21 Beschäftigte oder 501 Personentage jedoch gefährliche Arbeiten	ja	nein	ja	ja	ja
mehrere Arbeitgeber	größer 30 Arbeitstage und 20 Beschäftigte oder 500 Personentage	ja	ja	ja	ja	ja
mehrere Arbeitgeber	größer 30 Arbeitstage und 20 Beschäftigte oder 500 Personentage und gefährliche Arbeiten	ja	ja	ja	ja	ja

Anmerkung: Der Einsatz von Nachunternehmen bedeutet das Vorhandensein von mehreren Arbeitgebern

Abb. 10.7.1 Anforderungen zur Erstellung eines SiGePlan¹²

¹² Erläuterungen zur BaustellV, Bundesministerium für Arbeit und Sozialordnung, Seite 20

Ein Generalunternehmer oder eine Arbeitsgemeinschaft, die alle anfallenden Arbeiten mit eigenem Personal ausführt, ist als ein Arbeitgeber anzusehen.

Der SiGePlan ist bei besonders gefährlichen Arbeiten aufzustellen, unabhängig von der Anzahl der Arbeitgeber. Als besonders gefährliche Arbeiten im Sinne der BaustellV sind folgende Arbeiten im Hochhausbau zu beachten:

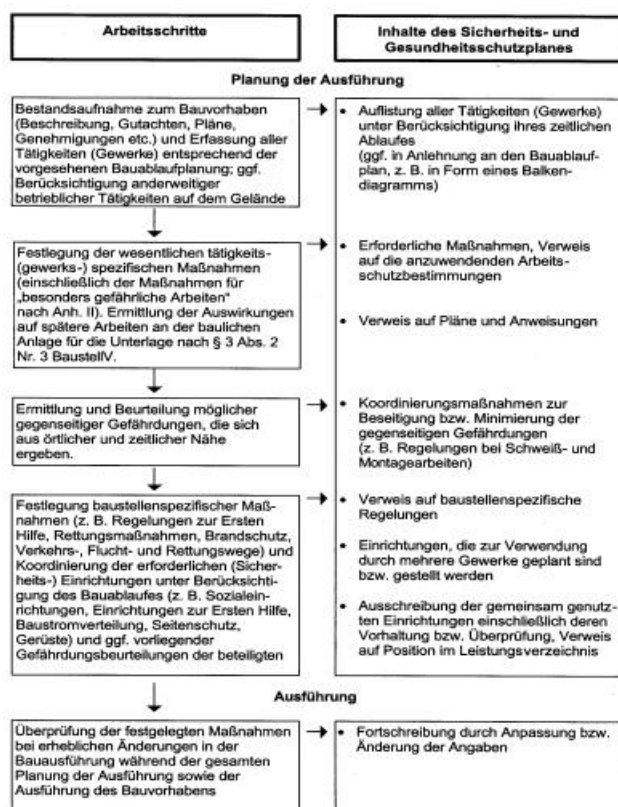
- Gefahr des Verschüttetwerdens in Baugruben oder in Gräben mit einer Tiefe von mehr als 5 Meter
- Gefahr des Absturzes aus einer Höhe von mehr als 7 Meter
- Aufbau von Massivbauelementen mit mehr als 10 to Einzelgewicht, unabhängig von der Wahl des Baustoffes

Der SiGePlan soll alle notwendigen Einrichtungen, Arbeitsanweisungen und sonstige Maßnahme zur Erfüllung der Arbeitsschutzbestimmungen zeitlich und in ihrer Art darstellen. Oft wird hier auf die „gelbe Mappe“ der Bau-BG verwiesen. Diese reicht jedoch nicht immer aus, so dass eine textliche Erläuterung zum Sachverhalt notwendig ist. Der SiGePlan ist während der Planung der Ausführung zu erstellen und ist das Ergebnis einer Gefährdungsbeurteilung und Gefährdungsdokumentation der einzelnen Gewerke. Der SiGePlan der Planung ist nach der erfolgten Ausschreibung dem AN zu übergeben, damit dieser den SiGePlan für die Ausführung anpassen und fortschreiben kann. Ein Auszug des SiGePlans ist bereits in der Ausschreibungsphase als Anlage beizufügen.

Wird der SiGePlan einer Baustelle, auf der Beschäftigte mehrerer Arbeitgeber tätig werden, nicht durch die Überschreitung des Schwellenwertes nach §2 Abs. 2 BaustellV, sondern nur durch die Ausführung besonders gefährliche Arbeiten nach Anlage 2 der BaustellV erforderlich, so sind auch nur auf diese Arbeiten die Auswirkungen und Maßnahmen für die Beschäftigten festzulegen.

Besonderheiten der „Baustellennachbarschaft“ sind ebenfalls in den SiGePlan zu übernehmen, da sich hierdurch Störungen oder andere Einflüsse auf die Baustelle und somit auf den Baubetrieb ergeben.

Der SiGePlan ist ebenfalls, wie die Vorankündigung, frei zugänglich auszuhängen und bei maßgebenden Änderungen des Bauablaufes zu ändern.

Abb. 10.7.2: Arbeitsschritte zur Erstellung eines SiGePlanes¹³

Die vorgenannte Abbildung zeigt eine Übersicht der möglichen Arbeitsschritte zur Erstellung eines SiGePlan von der Planung der Ausführung bis zur Ausführung.

§ 3 Koordinierung

Koordinatoren sind schriftlich zu bestellen. Der Bauherr oder der von ihm beauftragte Dritte kann die Aufgabe des Koordinators wahrnehmen. Der Bauherr muss sich aufgrund seiner Organisationsverantwortung von der Eignung seines von ihm zu beauftragenden Koordinators überzeugen, da die BaustellV einen gesonderten Qualifikationsnachweis nicht fordert. Die Person des Koordinators muss grundsätzlich nur über baufachliche Kenntnisse und Kenntnisse auf dem Gebiet des Gesundheits- und Arbeitsschutzes sowie über entsprechende Baustellenerfahrung verfügen. Somit können Architekten, Ingenieure, Techniker und Meister diese Aufgabe übernehmen.

¹³ Erläuterungen zur BaustellV, Bundesministerium für Arbeit und Sozialordnung, Seite 8

Der Koordinator ist von der Planung der Ausführung mit einzubeziehen, damit die nach § 2 BaustellV folgenden Maßnahmen von ihm bereits koordiniert werden können.

Die Unterlage für spätere Wartungs- und Inspektionsarbeiten ist bereits als Konzept vor der Ausschreibung vom Koordinator zu erstellen und fortzuschreiben. Die Unterlage dient dem späteren Nutzer als Werkzeug für einen sicheren Betrieb in seinem Gebäude.

Der Koordinator führt Baustellenbegehungen durch, hierbei hat er auf die allgemeinen Grundsätze des § 4 ArbSchG zu achten. Hierbei ist jedoch die vertragliche Stellung des Koordinators zum AN zu beachten, da hierbei oftmals die Weisungsbefugnis auf der Baustelle unbekannt ist. In der Praxis zeigt sich, dass eine Stabsstellenfunktion des Bauherren ein besseres Arbeitsschutzergebnis erzielen wird, da der Koordinator vom AN unabhängig ist. Der AG muss daraufhin den AN anweisen, ggf. aufgetretene Missstände abzustellen. Oft wird der Koordinator mit der Vollmacht des AG ausgestattet, Anweisungen in bezug auf die Einhaltung des SiGePlans und des § 4 ArbSchG direkt an den AN weiterzugeben. Der AG erhält eine Kopie des Schreibens nur noch zur Kenntnis, er braucht nicht mehr zu reagieren.

§ 4 Beauftragung

Der Bauherr kann Generalübernehmer, Ingenieurbüros oder Architekturbüros beauftragen, als Dritte seine bauliche Anlage zu planen und auszuführen. Diese Beauftragung muss rechtzeitig und schriftlich erfolgen. Als rechtzeitiger Zeitpunkt wird der Beginn der Planung der Ausführung und/oder Erstellung des SiGePlans nach Einrichtung der Baustelle verstanden. In der Praxis wird oftmals die Übertragung aller Pflichten des Bauherren an den AN mit der Ausschreibung übertragen. Dies ist nicht zulässig, da der Bauherr seinen Koordinierungspflichten nachkommen muss und die Planung der Ausführung abgeschlossen ist. Eine Übertragung ist nur möglich, wenn ein Koordinator der Planungsphase vorhanden war und dieses gesamte Paket der BaustellV dem Koordinator der Ausführungsphase übergeben wird.

§ 5 Pflichten der Arbeitgeber

Die Arbeitgeber haben die allgemeinen arbeitsschutzrechtlichen Maßnahmen einzuhalten. Besonderes Augenmerk ist auf Wechselwirkungen mit anderen betrieblichen Tätigkeiten auf dem Gelände oder in dessen räumlicher Nähe zu legen. Somit sind interne und externe Gefährdungen zu beachten. Die AG haben ihre Beschäftigten regelmäßig oder anlassbezogen durch eine Unterweisung nach § 12 ArbSchG über erforderliche Schutzmaßnahmen zu infor-

mieren. Diese Maßnahmen müssen ebenfalls in dem SiGePlan der Ausführungsphase enthalten sein. Da auf Baustellen oft Beschäftigte unterschiedlicher Nationalität eingesetzt werden, haben die vorgenannten Informationen in mehreren Sprachen zu erfolgen. In der Praxis zeigt sich ebenfalls, dass praktische Unterweisungen oftmals eine höhere Akzeptanz erzielen, da hierdurch die Zielgruppe direkt angesprochen wird. Der AG wird durch die §§ 2 und 3 der BaustellV nicht von seinen allgemeinen Pflichten im Bezug auf die Sicherheit und den Gesundheitsschutz seiner Beschäftigten entlastet.

§ 6 Pflichten sonstiger Personen

Sonstige Personen sind Selbstständige und Arbeitgeber, die selbst auf der Baustelle tätig sind. Sonst gelten für sie alle Pflichten, die auch für die Beschäftigten gelten.

§ 7 Ordnungswidrigkeiten und Strafvorschriften

Ordnungswidrigkeiten können mit Geldbußen bis zu 5000 € geahndet werden. Eine Ordnungswidrigkeit im Sinne des § 25, Abs. 1 ArbSchG liegt dann vor, wenn jemand vorsätzlich oder fahrlässig eine Vorankündigung nicht, nicht richtig, nicht vollständig oder nicht rechtzeitig übermittelt, oder der nicht dafür sorgt, dass vor Einrichtung der Baustelle ein SiGePlan erstellt wird.

Freiheitsstrafe bis zu einem Jahr wird für vorsätzliche Handlungen nach § 25 Abs. 1 ArbSchG verhängt, wenn Leben oder Gesundheit von Beschäftigten vorsätzlich gefährdet wird.

§ 8 Inkrafttreten

Die BaustellV wurde am 18. Juni 1998 verkündet und ist dadurch am 01. Juli 1998 in Kraft getreten und gilt daher für alle kommenden Baumaßnahmen, die die Anforderungen der BaustellV erfüllen.

Die Praxis der vergangenen Jahre hat gezeigt, dass die BaustellV keine Nachteile bringt, sondern Chancen und Vorteile entstehen, sowohl für den Bauherren, als auch für den Auftragnehmer. Für die am Bau Beteiligten wird der Bauablauf besser plan- und koordinierbar. Somit werden Störungen des Baubetriebes vermieden. Die anfallenden Kosten für die Maßnahmen des Arbeitsschutzes sind vom Auftragnehmer besser kalkulierbar und bei möglichen

Änderungswünschen durch den Bauherren im Nachtragsmanagement transparenter zu begründen. Damit die BaustellV in der Praxis schneller und effektiver eingesetzt werden kann, wurden vom Bundesministerium für Arbeit und Sozialordnung ein Ausschuss für Sicherheit und Gesundheitsschutz (ASGB) eingesetzt. Dieser Ausschuss setzt sich aus Vertretern der Bauherren, der Arbeitgeberseite, der Arbeitnehmerseite, der staatlichen Arbeitsschutzverwaltung, den Unfallversicherungsträgern sowie Sachverständigen zusammen.

Der ASGB konkretisiert die Bestimmungen der BaustellV in Form von Regeln zum Arbeitsschutz auf Baustellen (RAB). Zur Zeit existieren 5 RAB, die folgende Bezeichnung und Inhalte haben:

Bezeichnung:	Inhalt:	Stand:
RAB 10	Begriffsbestimmungen; Konkretisierung von Begriffen der BaustellV	18.06.2002
RAB 01	Gegenstand, Zustandekommen, Aufbau, Anwendung und Wirksamwerden der RAB	02.11.2000
RAB 30	Geeigneter Koordinator; Konkretisierung zu §3 BaustellV	24.04.2001
RAB 31	Sicherheits- und Gesundheitsschutzplan -SiGePlan-	24.04.2001
RAB 32	Unterlage für spätere Arbeiten; Konkretisierung zu §3 Abs 2 Nr. 3 BaustellV	18.06.2002

Tab. 10.7.1: Zusammenstellung der z.Zt. gültigen RAB

Die RAB werden vom Bundesministerium für Arbeit und Sozialordnung im Bundesarbeitsblatt veröffentlicht.

Diese Verordnung verdeutlicht, dass hiermit ein großer Kostenfaktor für beide Vertragspartner aufgetreten ist, der jetzt aber eine Kostentransparenz ermöglicht. Vorgaben, die vom Bauherren gemacht werden, müssen vom AN kalkuliert und ausgeführt werden. Die Schutz- einrichtungen und Bauhilfsmittel können mit einem übersichtlichen und detailliertem Si-GePlan terminlich und mengenmäßig koordiniert und disponiert werden. Eine Gestellung durch mehrere Gewerke entfällt, da ein Unternehmer für die ordnungsgemäße Bereitstellung vertraglich gebunden wird. Somit erfolgt eine Kostenersparnis für Bauherren und AN.

Der Koordinator überwacht den ordnungsgemäßen Zustand der Schutzeinrichtungen sowie Ausrüstungsgegenstände der einzelnen Gewerke und so kann jederzeit der Verantwortliche auf Missstände vor der Benutzung hingewiesen werden.

10.8 Literaturverzeichnis

Boenert, Blömeke, 2003, Logistikkonzepte im Schlüsselfertigbau zur Erhöhung der Kostenführerschaft, Bauingenieur, Band 78, S.277-283

Bundesministerium für Arbeit und Sozialordnung Referat Information, Publikation, Redaktion, 2002, Verordnung über Sicherheit und Gesundheitsschutz auf Baustellen

Bundesministerium für Arbeit und Sozialordnung Referat Information, Publikation, Redaktion, 1999, Erläuterung zur Verordnung über Sicherheit und Gesundheitsschutz auf Baustellen

Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen, 1998, Brandschutzleitfaden für Gebäude besonderer Art oder Nutzung

Hauser, Immobilienbrief der IKB Ausgabe 02/2002, Innovatives und wirtschaftliches Bauen mit Stahl

Eisele, 2002, Hochhausatlas, S. 70-77, Callwey, München

Kuhlmann, 1998, Das Ritterhaus in Halle a.d. Saale, Bauingenieur Bd.73, Nr.9, S.131-137

L. Boenert, M. Blömeke, Logistikkonzepte im Schlüsselfertigbau zur Erhöhung der Kostenführerschaft, Bauingenieur Band 78, Juni 2003

Peer, 1998, Bauen an der Kö, beton, Nr. 9, S.504-511

PERI, 1/2000, Programmübersicht AV-Ordner

Nagel, U.; Götting, K.; Hamel, K; Wagner, C.;1990, Ausbauprozesse, Vlg. für Bauwesen

Racky, 2003, Vortragsreihe „Hochhäuser“, Baulogistik und –kosten von Hochhäusern,

Rommel, Schnell, 2002, Technischer Fortschritt im Hochhausbau, Jahrbuch Bautechnik 2002, S.17, VDI-Verlag

Schmitt, 1994, VDI Bericht 1167, Kosten/Nutzen/Wirtschaftlichkeit/Baustellenlogistik, VDI-Verlag

Töpfer, 2002, Baustelleneinrichtungsplanung, expert-verlag

Walther, 1997, Bauen mit Beton, Ernst & Sohn

11 Exkursion des IBW nach Frankfurt / a. M.

Verfasser: Jens Deppenmeier

11.1 Inhaltsverzeichnis

11.1 Inhaltsverzeichnis	11-1
11.2 Literaturverzeichnis	11-1
11.3 Abbildungsverzeichnis	11-2
11.4 Exkursionsbericht	11-2
11.4.1 Besichtigung Projekt Westhafen – Westhafen Tower	11-3
11.4.2 Besichtigung Main – Tower	11-5
11.4.3 Besichtigung Galileo	11-6

11.2 Literaturverzeichnis

1. architektur & wirtschaft, Heft 06/2001, S. 4-7, VWAT-Verlag
2. Hochhaus Maintower in Frankfurt am Main, Firmenprospekt Philipp Holzmann AG
3. Ein etwas anderes Hochhaus – Der „Galileo“ in Frankfurt am Main“ in: Umrisse – Zeitschrift für Baukultur, Heft 02/2002

11.3 Abbildungsverzeichnis

Bild 11.4.1.1: Aufnahme IBW Juni 2003	11-3
Bild 11.4.1.2: architektur & wirtschaft, 06/20001	11-3
Bild 11.4.1.3: architektur & wirtschaft, 06/20001	11-4
Bild 11.4.2.1: Aufnahme IBW Juni 2003	11-5
Bild 11.4.2.2: Firmenprospekt Philipp Holzmann.....	11-5
Bild 11.4.2.3: Firmenprospekt Philipp Holzmann.....	11-6
Bild 11.4.2.4: Firmenprospekt Philipp Holzmann.....	11-6
Bild 11.4.3.1: Umriss – Zeitschrift für Baukultur, Ausgabe 2, 2002	11-7
Bild 11.4.3.2: Umriss – Zeitschrift für Baukultur, Ausgabe 2, 2002	11-8
Bild 11.4.3.3: Umriss – Zeitschrift für Baukultur, Ausgabe 2, 2002	11-9

11.4 Exkursionsbericht

Im Rahmen des Seminars Projektmanagement (PM) III mit dem aktuellen Thema „Hochhäuser“, unternahm das Institut für Bauwirtschaft am Donnerstag, den 12. Juni 03 eine Exkursion nach Frankfurt am Main. Hier standen Besichtigungen von Hochhausprojekten auf dem Programm, die teils im Bau, teils bereits fertig gestellt sind. Das Programm sah zu Beginn eine Besichtigung der Baustelle des Westhafen – Towers vor. Nach einer Mittagspause sollte dann, der seit einiger Zeit bereits eröffnete, Main - Tower angesehen werden. Am darauf folgenden Freitag konnte der frisch eröffnete „Galileo“ angesehen werden.

11.4.1 Besichtigung Projekt Westhafen – Westhafen Tower

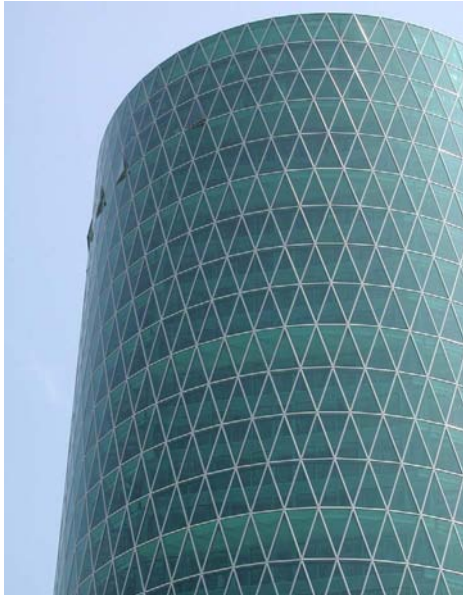


Bild 11.4.1.1

Die Besichtigung, unter der Führung zweier Mitarbeiter der Projektentwicklungs- GmbH begann mit den oberen Stockwerken des Gebäudes, da hier der handwerkliche Ausbau in vollem Gange war. Nachdem die Gruppe auf ihrem Weg durch das Gebäude in bereits fortgeschrittenere Bereiche kam, wurden in groben Zügen das Projekt sowie Besonderheiten des Gebäudes erläutert. Neben dem Tragwerk und dessen konstruktiven Ausbildungen wurden auch Themen wie Fassadengestaltung, haustechnische Anlagen und allgemeine bautechnische Besonderheiten angesprochen, wie zum Beispiel die Verglasung der Fassade mit integrierten Wolframdrähten zur Minderung von Störungen des Flughafenradars.

Des Weiteren durfte die Besuchergruppe einen Blick in bereits komplett bezugsfertige Büroräume werfen, die im unteren Teil des Gebäudes für Vermarktungszwecke fertig gestellt wurden.

Zum Ende des Baustellenrundganges wurde die Gruppe in die Betriebsräume der Klimatisierungsanlage geführt, um einen Eindruck von der modernen Anlage zu bekommen, die als Energieträger das Mainwasser nutzt.



Bild 11.4.1.2

Das Projekt im Überblick

Grundstücksgröße: 124 252m² + 47 853m² Wasserfläche Hafenbecken

Gesamtsumme BGF: 212 800m²

Einzelflächen: Büro 123 750m²; Laden-Restaurant: 10 050m²

Wohnen: 72 050m²; Soziale Infrastruktur: 6950m²

Investoren: 50% Stadt Frankfurt - 50% Privates Konsortium

Privates Konsortium:

- Max Baum Immobilien GmbH
- DePfa Immobilienmanagement AG
- Philipp Holzmann AG
- OFB – Bauvermittlungs- und
Gewerbebau – GmbH



Bild 11.4.1.3

Das Gebiet liegt ca. 800m vom Frankfurter Hauptbahnhof entfernt am Flussufer des Mains. Die Erweiterung der Hafenanlage im 19. Jahrhundert wurde schon seit einigen Jahrzehnten den gewandelten Standortqualitäten einer Dienstleistungsmetropole wie Frankfurt nicht mehr gerecht. Hier entsteht nun ein neues Stadtquartier, das bis Ende 2006 fertig gestellt sein soll. Das Nutzungskonzept, dass bereits Anfang der 90er Jahre entstand, soll neue Arbeitskräfte und Bewohner ins Quartier ziehen, wofür zahlreiche Wohn-, Büro- und Gewerbeflächen geplant werden. Grundidee war hier die Verknüpfung von Arbeiten und Wohnen die als Mittelpunkt der Nutzung das Hafenbecken als Freizeitgestaltung vorsah.

Die Gestaltung des Quartiers übernahmen die Architekten Braun und Voigt für sechs von zwölf Wohnbebauungen sowie die Architekten Schneider und Schumacher für das Tower-Ensemble.

11.4.2 Besichtigung Main – Tower

Nach einer kleinen Mittagspause folgte die Besichtigung des Main – Towers, wozu die Gruppe im Foyer des Gebäudes von einem Mitarbeiter der Verwaltungsgesellschaft HELICON (eine Gesellschaft aus 36 Sparkassen überwiegend aus Hessen und Thüringen) empfangen wurde.



Bild 11.4.2.1

Die Rundführung im Main Tower begann mit der Video – Klang- Installation des Künstlers Bill Viola „The World of Appearances“. Sie besteht aus zwei Projektionsflächen von 5 x 3m, die im rechten Winkel zueinander am Boden und an der dahinter liegenden Wand montiert sind. Über zwei Großbildprojektoren werden Videobilder auf Boden und Wandscreen projiziert, die durch eine Glasscheibe im Winkel von 45° eine beeindruckende Raumschulptur bilden.

Danach konnte das 8 x 6 Meter große Mosaik des Münchner Künstler Stephan Huber mit dem Namen „Frankfurter Treppe“ angeschaut und begutachtet werden. Das Mosaik zeigt auf einer steil in den Himmel ragenden Treppe 56 Protagonisten der deutschen Wissenschaft und Kultur, deren Wirkungsstätte Frankfurt war bzw. noch ist.

Im Anschluss wurde die Gruppe in den Sicherheitsüberwachungsraum geführt, wo kurz das Sicherheitssystem des Gebäudes in Hinblick auf Schließanlagen, Videoüberwachung und Brandmeldeanlagen aufgezeigt wurde.



Bild 11.4.2.2

In den verschiedenen Betriebsräumen der Kellergeschosse des Main Towers konnte man sich danach einen Überblick über die Komplexität der haustechnischen Anlage eines so

großen Gebäudes machen, hierzu wurde der Gruppe das Blockheizkraftwerk vorgestellt, welches die Energieversorgung des Hauses übernimmt.



Bild 11.4.2.3

Während des Rundgangs durch das Gebäude konnten die Büroräume begutachtet werden, die als Besonderheit für ein Hochhaus zu öffnende Fenster in der Fassade besitzen. Diese Fenster in der einschaligen Fassade ermöglichen dem Nutzer eine individuelle Steuerung der Lüftungsanlage und sind fester Bestandteil des Rauchabzugskonzeptes. Erstmals wurde hier eine Ganz-

glasfassade realisiert, die in Zusammenarbeit mit den zuständigen Behörden entwickelt worden ist, um den brandschutztechnischen Forderungen der Bauordnung dennoch gerecht zu werden. Die hohe Qualität des gesamten Gebäudes wird am Beispiel der Fassadentechnik noch in vielerlei Hinsicht deutlich, wie zum Beispiel die Entwicklung und Herstellung der Fassadengläser.

- Herstellung in Michigan (USA), mit Metalloxydschichten bedampft und als Rohscheibe nach Padua (Italien) geliefert.
- Hier wurden sie zugeschnitten und durch Erhitzen mit anschließendem Schockabkühlen in eine runde Form gebracht, wodurch die Scheibe die hohen Belastungen später aufnehmen kann.
- Der Zusammenbau sowie die Füllung mit Krypton erfolgte in Belluno (Italien)
- In Bregenz (Österreich) erfolgte die Montage der Scheibe in die Rahmen



Bild 11.4.2.4

Nach dem Rundgang im Gebäude wurde die Gruppe auf der Aussichtsplattform des mit 56 Stockwerken 200 m hohen Main – Towers von den Gastgebern verabschiedet.

11.4.3 Besichtigung „Gallileo“

Am Freitag, den 13. Juni 03 stand ein Besuch des „Gallileo“ auf dem Programm, ein gerade fertig gestelltes Hochhausprojekt in Frankfurt am Main. Hierzu ein Bericht der Zeitschrift „Umriss- Zeitschrift für Baukultur“, Verfasserin Bele Hornung, Dipl.-Ing. Architektin, Novotny und Mähner Gesamtplanungsgesellschaft mbH, Offenbach. :



Bild 11.4.3.1

Ein etwas anderes Hochhaus

Schon die eigenwillig buchstabierte Bezeichnung für das neue Hochhaus der Dresdner Bank, die in einem Wettbewerb der Mitarbeiter prämiert wurde, weist eine Besonderheit auf, indem sie die Adresse „Gallusanlage“ verknüpft mit dem Namen des Physikers und Naturwissenschaftlers Galileo Galilei, dessen Anspruch „Und sie bewegt sich doch“ zu Assoziationen mit der Bank einladen soll.

Die Aufzählung unterschiedlicher Funktionen, die in dem Gebäude anzuordnen waren, verdeutlicht die besondere Komplexität der Aufgabe: Neben fast 6.000 Arbeitsplätzen und einem der größten Speise – Casinos Frankfurts mit 2400 Essen pro Tag wurden Forderungen aus dem Bebauungsplan nach öffentlicher Nutzung durch Läden und Restaurants im Erdgeschoss integriert. Darüber führte das verwegene Ansinnen der Stadt Frankfurt an die Bank, dem English Theatre im Hochhaus eine neue Heimat zu bieten, zur nachträglichen Einplanung umfassender Räumlichkeiten für den Spielbetrieb. Der Theatersaal, in attraktiver Zweigeschossigkeit im Souterrain realisiert, verfügt in Parkett und Rang über optimale Sichtachsen für 300 Zuschauer.

Konzeption und Konstruktion

Umrahmt von einem sechsgeschossigen Sockelbau, das den gründerzeitlichen Blockrand der Nachbarbebauung komplettiert, erhebt sich, von 113,5m auf 130,5m Höhe gestaffelt,

zwei schlanke Bürotürme, die durch das Rückgrat eines Funktionsriegels in Nord – Süd – Richtung (136,8) gekoppelt sind. Damit stellt der Hochhauskomplex ein städtebauliches Ensemble dar, das die vorhandene Baustruktur respektiert und die Höhenentwicklung behutsam steigert.

Mit einem glasbedachten, 28m hohen Luftraum (Lichtgraben) wie durch eine Fuge vom Hochhausteil baulich abgesetzt beinhaltet der Sockel besondere Nutzungen. Funktional werden die sich gegenüberliegenden Flächen mit gläsernen Brücken verknüpft.



Bild 11.4.3.2

Der Tragwerksentwurf stützt den entwurfsbestimmenden Eindruck von Schlankheit und Transparenz durch das tragende Skelett aus Stahl und Stahlbeton – Verbundstützen, die im sichtbaren Randbereich durchgängig auf 60cm Durchmesser optimiert werden konnten, und realisiert. flachgespannte Stahlbetondecken in 30cm Stärke. Das Sockelbauwerk wurde als Stahlskelettkonstruktion die größte Herausforderung an Architekten, Tragwerksplaner und Techniker markierte die nachträgliche Integration des Theaters im Untergeschoß. Der dafür geeignete ausgedehnte und stützenfreie Raum konnte im Konus zwischen den beiden Glastürmen unter der Eingangshalle gefunden werden. Räumlich wie ein Kuckucksei in das Zentrum der Untergeschosse eingebettet, versagen die versetzten Geschosse des Theaters das Heranziehen der Decken zur weiteren Aussteifung des Gebäudes. Statt der Einspannung horizontaler Bauteile werden die Wände daher vertikal durch alle Untergeschosse für die Aussteifung beansprucht. Für die Technikzentrale und Trassen war dies schon im Entwurf zu berücksichtigen. In bezug auf die wechselvolle Planung bekam der anfängliche Leitsatz „Und sie bewegt sich doch“ seine ganz eigene Bedeutung für den Koordinationsprozess.

Eine weitere Besonderheit dieses Projektes repräsentiert die frühzeitige Mitarbeit von Künstlern. Die Chance, Kunst als integralen Teil des Gebäudes aufzufassen, wurde durch alle Planungsbeteiligten aktiv verfolgt. Mit der Umsetzung des Entwurfes der Künstlerin

Magdalena Jetelova wurden die geplanten Glasbrücken umfunktioniert zu einzelnen interaktiven Kunstwerken, die – verdreht, verrückt und verformt – durch Lichtinstallationen, sobald man sie betritt, kinetisch illuminiert werden. Die öffentlichen Zonen des Gebäudes profitieren so von einer außergewöhnlichen Attraktion.

Fassade, Transparenz und Engineering

Die Wahrnehmung von Architektur wird im städtebaulichen Kontext primär durch die Gliederung von Baukörpern und Fassaden, deren Gestaltung und Proportionalität bestimmt. Das Äußere eines Gebäudes ist sein Gesicht (englisch >face< oder italienisch >faccia< gleich Fassade). Offensichtlich ein allgemeines gesellschaftliches Bedürfnis nach übergeordneter Transparenz symbolisierend, wurden in den letzten Jahren >gläserne< Fassaden nicht nur in der Fachwelt diskutiert. Sogar Gerhard Schröder ließ es sich nicht nehmen, bei dem Richtfest im April 2002 die Transparenz der Gallileo Fassade zu zitieren als Synonym für die erhoffte Transparenz der Märkte.

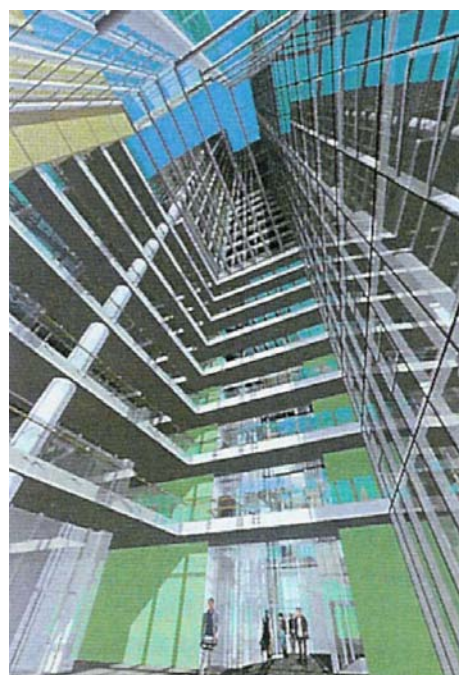


Bild 11.4.3.3

Die Diskussion um die Art der baulichen Umsetzung führt zumeist zu der Abwägung zwischen einschaliger Hülle und Doppelfassade. Die Argumente geminderter nutzbarer Flächen und erhöhten Investitions-, Betriebs- und Reinigungsaufwandes bei Doppelfassaden haben die Dresdner Bank dazu bewogen, sich bei ihrem Projekt für eine einschalige Lösung zu entscheiden. Die daraus resultierenden Anforderungen an die Konzeption mündeten in einem typischen Regelkreis planerischer Auseinandersetzung über den gesamten Komplex > Fassade – Transparenz - Technische Gebäudeausrüstung – Behaglichkeit - Facility Management<.

Die Realisation erfolgt mit offenbaren Fenstern, deren Parallelausstellungsmechanismus den Nutzern des Gebäudes einen Grad an Selbstbestimmung gewährt, deren psychosoziale Komponente bei eigengenutzten Immobilien in aller Regel eine größere Rolle spielt als energetische oder klimatische Faktoren. Dem Nachteil größeren Wärmeeintrags

wird beim Gallileo mit einem ganzheitlichen Energiekonzept begegnet, das – ausgestattet mit Wärmespeichern, Eisspeichern und Erddpendelspeichern – überschüssige Energie zu nächst einlagert, um sie bei Bedarf wieder abzurufen.

Die bauliche Gliederung in zwei Bürotürme erzeugt im Grundriss pro Regelgeschoß acht Eckräume. So ist dem Raumtypus >Eckraum< und seinen bauphysikalischen Eigenschaften zum Beispiel durch verdoppelte Einstrahlflächen im Bezug Grundfläche besondere Aufmerksamkeit zukommen. Die Sonnenschutzbeschichtung des Glases im Zusammenspiel mit dem Wirkungsgrad des innenliegenden Sonnenschutzes konnte optimiert werden, so dass ein bisher bei einschaligen Fassaden unerreichter g-Wert von 0,17 realisiert wird. Die durch Reaktion auf extreme Radardämpfungsaufgaben im Wirkungsgrad beeinträchtigte Südfassade weicht geringfügig davon ab.

Fassade und Lichtkunst

Mit einer Installation des international renommierten Lichtkünstlers James Turrell, USA, wird eine besondere Tageswirkung des Gebäudes nachts überhöht. Die Liftlandings zwischen beiden Türmen, die einen freien Durchblick in West – Ost – Richtung anbieten, stellen den Raum für Turrells Lichtinstallation dar und werden bei Dunkelheit vom Gebäudeinneren heraus >glühen<. Turrells künstlerische Auseinandersetzung mit dem Gallileo besticht im Aufgreifen der wesentlichen architektonischen Parameter und durch die subtile Integration in das Bauwerk. In enger Kooperation zwischen dem Künstler, den realisierenden Lichtplaner und dem Architektenteam wurden die Leuchtmittel baulich nicht wahrnehmbar in die gläsernen Fußböden integriert, die Unterseiten der Geschoßdecken dienen als Reflektionsflächen. Kunst und Architektur stützen sich hier gegenseitig. Das gegenwärtig formulierte globale Interesse der Stadt, das nächtliche Frankfurt durch Licht in Szene zu setzen, wurde durch die Initiative der Dresdner Bank vorweggenommen. Die Wahrnehmung dieser Lichtkunst wird durch einen besonderen städtebaulichen Sichtbezug axial zur Berliner/Ecke Paulsplatz betont und so zum buchstäblichen > Highlight< des Gallileo.

Kontakt:

Institut für Bauwirtschaft
Universität Kassel
Mönchebergstr. 7
34125 Kassel

Fachgebiete:

Arbeitstechnologie	(Prof. Dr.-Ing. Volkhard Franz)
Baubetriebswirtschaft	(Prof. Dr.-Ing. Peter Racky)
Bauinformatik	(Prof. Dipl.-Ing. Bernd Stolzenberg)
Bauwirtschaft	(Prof. Dr.-Ing. Antonius Busch)

www.ibw-kassel.de

Schriftenreihe Bauwirtschaft der Universität Kassel

Herausgeber: Institut für Bauwirtschaft

I - Forschung

- | | | |
|---------------|---|---------|
| Heft 1 | Schopbach, Holger (2001) | 29,00 € |
| | Ansätze zur Kostensenkung in Konstruktion und Baubetrieb
durch Einsatz mathematischer Optimierungsmethoden | |
| Heft 2 | Grau, Heidrun (2002) | 29,00 € |
| | Zielorientiertes Geschäftsprozessmanagement zur Förderung
der Wirtschaftlichkeit von Abbundzentren | |

II - Lehre

III - Tagungen und Berichte

- | | | |
|---------------|--|---------|
| Heft 1 | Institut für Bauwirtschaft (2002) | 29,00 € |
| | Symposium 2002
Projektentwicklung brachgefallener Flächen | |

Am Institut für Bauwirtschaft sind bisher die folgenden Publikationen erschienen:

- | | |
|--|---------|
| Pietschmann, Peter (1999) | 19,00 € |
| Bauwerksentwicklung unter Einsatz einer IT-vernetzten Kooperation | |
| Hoffmann, Friedrich H. (2000) | 19,00 € |
| Ungenutzte Potentiale in der Ablauf- und Fertigungsplanung im Betonbau | |
| Fricke, Jörg (2001) | 19,00 € |
| Leistungsbild und Kalkulation des Generalunternehmers unter besonderer
Berücksichtigung des GU-Zuschlages | |
| Perspektiven am Beginn des neuen Millenniums (2001) | 15,00 € |
| Tagungsband zum wissenschaftlichen Symposium Bauwirtschaft 2000 | |

