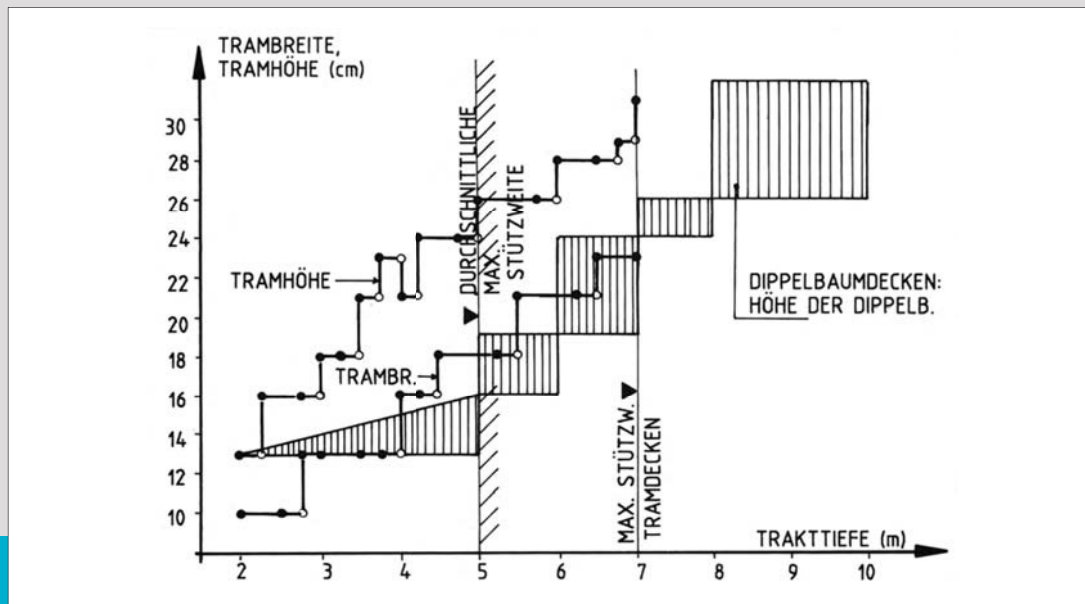


Konstruktionen und Nachweisführungen gründerzeitlicher Gebäude

M-4-05/2024



Chiara Kremnitzer
Institut für Holzbau und Holztechnologie
Technische Universität Graz



Chiara Kremnitzer, BSc

Konstruktionen und Nachweisführungen gründerzeitlicher Gebäude

MASTERARBEIT

zur Erlangung des akademischen Grades
Diplom-Ingenieurin
Masterstudium Bauingenieurwissenschaften – Konstruktiver Ingenieurbau

Eingereicht an der
Technischen Universität Graz

Betreuer

Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Gerhard Schickhofer
Institut für Holzbau und Holztechnologie

Dipl.-Ing. Dominik Matzler
holz.bau forschungs gmbh

Graz, September 2024

Danksagung

An erster Stelle möchte ich mich bei all jenen bedanken, die mich bei dieser Arbeit und in meiner Studienzeit stets unterstützt haben.

Mein besonderer Dank gilt Herrn Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Gerhard Schickhofer. Durch die Bereitstellung des Arbeitsplatzes an der Technischen Universität konnte ich mein spannendes Thema erforschen und durfte meine Arbeit verwirklichen.

Ein Großer Dank gebührt ebenso meinem Betreuer Herrn Dipl.-Ing. Dominik Matzler, welcher mich mit seiner fachlichen Beratung, seinem konstruktiven Feedback und mit viel Engagement begleitete.

Ich bedanke mich bei all meinen Freundinnen und Freunden, Kolleginnen und Kollegen aus dem Studium, sowie jenen aus dem Stahlbauzeichensaal. Ich blicke auf eine unvergessliche Studienzeit zurück, in der mich viele Projekte und Erlebnisse begleiteten.

Der größte Dank geht aus ganzem Herzen an meine Familie, meine Eltern Christina und Joachim und meine Schwester Janica, die mir das Studium ermöglicht haben und mich in dieser prägenden Zeit in jeder Hinsicht unterstützt haben. Ganz besonders möchte ich mich bei meinem Freund Christian bedanken. Ein herzliches Danke für euer stets offenes Ohr und dass ihr mir immer zur Seite steht.

EIDESSTATTLICHE ERKLÄRUNG AFFIDAVIT

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

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

Datum / Date

Unterschrift / Signature

Kurzfassung

Die Gründerzeit, die etwa zwischen 1840 und 1914 stattfand, ist gekennzeichnet durch einen wirtschaftlichen Aufschwung, die industrielle Revolution, die Urbanisierung und durch ein starkes Bevölkerungswachstum. Folglich verzeichneten Städte wie Graz und Wien einen signifikanten Anstieg ihrer Einwohnerzahlen, was einen erhöhten Bedarf an Wohn- und Geschäftsbauten zur Folge hatte. Das Ergebnis dieser Entwicklung ist in den für diese Zeit typischen mehrgeschossigen Wohnhäusern zu sehen, welche heute als Gründerzeithäuser bezeichnet werden. Bis heute prägen ihre reich verzierten Fassaden und die typischen Dachformen vielerorts das Stadtbild.

Die Errichtung von Gründerzeithäusern erfolgte in erster Linie unter Verwendung der Materialien Ziegel, Mörtel und Holz. Des Weiteren wiesen die Gebäude eine Regelmäßigkeit sowohl in architektonischer als auch in statisch-konstruktiver Hinsicht auf. In Bezug auf die statisch-konstruktive Ausführung wurden diese Gebäude zum Teil unter Zuhilfenahme empirischer Werte bzw. tradiertter Handwerksregeln bemessen, später durch einfache Berechnungen.

Ziel der vorliegenden Arbeit ist, die statisch-konstruktiven Merkmale dieser Gebäude darzustellen und die damaligen Bemessungsregeln für die wesentlichen Bauteile wie Fundamente, Wände und Decken in Holz- und Massivbauweise aufzubereiten und anhand eines Gründerzeitgebäudes nachzuvollziehen.

Abstract

The Wilhelminian time, which took place roughly between 1840 and 1914, is characterised by an economic boom, industrial revolution, urbanisation and strong population growth. As a result, cities such as Graz and Vienna experienced a significant increase in their population, which led to an increased demand for residential and commercial buildings. The result of this development can be seen in the multi-storey residential buildings typical of this period, which today are known as Wilhelminian houses. To this day, their richly decorated facades and typical roof shapes characterise the cityscape in many places.

Wilhelminian houses were primarily built by using brick, mortar and wood. Furthermore, the buildings were characterised by regularity in terms of both architecture and structural design. In terms of structural design, these buildings were partly dimensioned with the aid of empirical values or traditional craftsmanship rules, and later on by means of simple calculations.

The aim of this thesis is to present the structural characteristics of these buildings and to analyse the design rules of that time for the main components such as foundations, walls and ceilings in timber and solid construction and to reproduce them on an example of a Wilhelminian house.

Inhaltsverzeichnis

KAPITEL 1: MOTIVATION.....	1
KAPITEL 2: GRÜNDERZEIT	2
2-1 HISTORISCHER HINTERGRUND DER GRÜNDERZEIT	2
2-1.1 Geschichtliche Entwicklung Österreichs im 19. Jahrhundert.....	2
2-1.2 Gründerzeitliche Maßeinheiten.....	12
2-2 BAUORDNUNGEN UND BESONDERE GEGEBENHEITEN	13
2-2.1 Wiener Bauordnung im 19. Jahrhundert.....	14
2-2.2 Grazer Bauordnung im 19. Jahrhundert.....	14
KAPITEL 3: GESTALTERISCHE MERKMALE VON GRÜNDERZEITGEBÄUDEN	17
3-1 BLOCKBEBAUUNG.....	17
3-2 ALLGEMEINES ZUM GRÜNDERZEITHAUS.....	17
3-2.1 Horizontale Merkmale	18
3-2.2 Vertikale Merkmale	19
KAPITEL 4: STATISCH KONSTRUKTIVE MERKMALE VON GRÜNDERZEITGEBÄUDEN.....	27
4-1 SICHERHEITSKONZEPT IM 19. JAHRHUNDERT.....	28
4-2 FUNDAMENT	30
4-2.1 Bodenart.....	30
4-2.2 Wahl der Fundierungsarten.....	31
4-3 WÄNDE	36
4-3.1 Wandtypen	36
4-3.2 Mauerwerkstypen	39
4-3.3 Maueröffnungen	54
4-4 DECKENKONSTRUKTIONEN	56
4-4.1 Hölzerne Deckenkonstruktionen	59
4-4.2 Massive Deckenkonstruktionen.....	69
KAPITEL 5: HISTORISCHE NACHWEISFÜHRUNG	79
5-1 HISTORISCHE NACHWEISFÜHRUNG DECKE.....	80
5-1.1 Dippelbaumdecke	80
5-1.2 Tramdecke	82
5-1.3 Tramtraversendecke.....	85
5-1.4 Bogen.....	89
5-1.5 Flache Tonne	91
5-1.6 Platzldecke	93
5-2 HISTORISCHE NACHWEISFÜHRUNG MAUERWERK.....	98
5-2.1 Ziegelmauerstärke.....	99
5-2.2 Mauern und Pfeiler	101

5-2.3	Ziegelmauerwerk und Klinkerpfeiler	114
5-3	HISTORISCHE NACHWEISFÜHRUNG FUNDAMENT	121
5-3.1	Fundamentbemessung	121
5-3.2	Abgetreptes Fundamentmauerwerk.....	125
KAPITEL 6: FAZIT UND AUSBLICK		127
ANHANG A LITERATURVERZEICHNIS		I
ANHANG B TRAGWERKSBEMESSUNG FÜR EIN GRÜNDERZEITGEBÄUDE		IV
B-1	NACHWEISFÜHRUNG DIPPPELBAUMDECKE	V
B-2	NACHWEISFÜHRUNG TRAMDECKE	IX
B-3	NACHWEISFÜHRUNG FLACHE TONNE	XIII
B-4	NACHWEISFÜHRUNG MAUERWERK	XVI

KAPITEL 1: MOTIVATION

Die Gründerzeit, gekennzeichnet durch einen wirtschaftlichen Aufschwung, die industrielle Revolution, die Urbanisierung und durch starkes Bevölkerungswachstum, führte in Städten wie Graz und Wien zu einem enormen Bedarf an Wohn- und Geschäftsbauten. Diese Entwicklung mündete in den typischen, mehrgeschossigen Wohnhäusern, die heute als Gründerzeithäuser bekannt sind. Diese Bauten prägen bis heute das Stadtbild und bieten durch ihre robuste Bauweise eine vielversprechende Lösung zur Schaffung von Wohnraum durch Nachverdichtung. Die Möglichkeit, Wohnraum in bereits erschlossenen innerstädtischen Gebieten zu schaffen, ohne zusätzlichen Boden zu versiegeln, macht diese Gebäude besonders wertvoll.

In ihrer Dissertation „Gründerzeitstadt 2.1“ [1] hat Ida Pirstinger das Potenzial zur innerstädtischen Wohnraumschaffung anhand eines Aufstockungskatasters untersucht. Sie zeigt auf, dass eine zweigeschossige Nachverdichtung in Graz Wohnraum für 19.800 zusätzliche Wohnungen schaffen könnte, die von 35.700 Menschen genutzt werden könnten (Nachverdichtung der geeignetsten Blöcke - beste und gute Eignung, vgl. Pirstinger). Auch in Wien wird das Potenzial zur Dachverdichtung von Gründerzeit-Wohnbauten, ohne Berücksichtigung der Gemeindebauten, auf Wohnraum für 54.000 bis 74.000 Menschen geschätzt (vgl. [2]). Diese Zahlen verdeutlichen, wie bedeutend das Wissen über die Konstruktionsprinzipien und Bemessungsregeln von Gründerzeitgebäuden für das Bauen im Bestand ist.

Der Fokus der Masterarbeit liegt dabei auf der Analyse der statisch-konstruktiven Merkmale von Gründerzeitgebäuden sowie den damaligen Bemessungsregeln für wesentliche Bauteile wie Fundamente, Wände und Decken in Holz- und Massivbauweise. Dies bildet die Grundlage für einen behutsamen Umgang mit dem Bestand bei Nachverdichtungsmaßnahmen, insbesondere in Bezug auf die Nachweise der Stand- und Tragfähigkeit. In diesem Kontext erhält das Zitat von Nanni Grau, Professorin für Bauen im Bestand (HM und TUB), besondere Relevanz:

“Umbauten haben ein hohes architektonisches Potenzial. Die Auseinandersetzung mit einer gebauten Struktur, die eine Kollegin oder ein Kollege früher entworfen hat, ist unglaublich interessant, weil man versucht herauszufinden: Wo kann ich anfangen einzugreifen? Was ist fest? Was ist beweglich? Gibt es etwas, das wir heute anders denken, wo muss ich etwas ergänzen oder rausnehmen?“ [3]

Diese Masterarbeit hat das Ziel, einen Beitrag zur nachhaltigen Stadtentwicklung zu leisten, indem sie das teilweise verlorene Wissen über die Konstruktionen der Gründerzeit - insbesondere bezüglich ihrer konstruktiven Merkmale und der damaligen Bemessungsregeln - für zukünftige Generationen aufbereitet. Der Nutzen besteht darin, dass Ingenieure ein besseres Verständnis für die damaligen Nachweisverfahren erhalten und dadurch den Bestand besser für eine Nachverdichtung beurteilen können.

KAPITEL 2: GRÜNDERZEIT

2-1 HISTORISCHER HINTERGRUND DER GRÜNDERZEIT

[4] [5] [6]

Die Gründerzeit in Österreich entwickelte sich mit dem Beginn der Industrialisierung, eine Zeit des wirtschaftlichen, politischen sowie sozialen Wandels. Dies beschreibt in etwa den Zeitraum vom Jahre 1840 bis 1914. Die Perioden der Gründerzeit gliedern sich in die Frühgründerzeit von in etwa 1840 bis 1870, die Hochgründerzeit von in etwa 1870 bis 1890 und die Spätgründerzeit von in etwa 1890 bis 1914. Rein ökonomisch betrachtet begann die Gründerzeit mit der Revolution im Jahre 1848 und endete mit dem Börsenkrach im Jahre 1873.

2-1.1 GESCHICHTLICHE ENTWICKLUNG ÖSTERREICHS IM 19. JAHRHUNDERT

[4] [6] [7] [8]

Die Revolution im Jahre 1848 wird als geschichtlicher Wendepunkt der österreichischen Stadtentwicklung gesehen. 1848 forderten zahlreiche Völker in europäischen Ländern politische Veränderungen, wie zum Beispiel die Aufhebung der Zensur und politische Mitbestimmung. Veränderungen entwickelten sich in wirtschaftlicher, technischer, gesellschaftlicher und sozialer Hinsicht.

In vielen Städten Mitteleuropas trat ein enormes Wachstum ein. Es entstanden viele neue Firmen, vor allem in der Industrie, im Bankwesen und im Bereich der Aktiengesellschaften. Wesentlicher Baustoff im 19. Jahrhundert war der Ziegel. Zahlreiche Ziegeleien wurden errichtet. In Wien gehörten viele davon Anton Miesbach (1791 bis 1857), dessen heutiges Nachfolgeunternehmen Wienerberger ist. In Europa war Anton Miesbach der größte Ziegelhersteller und die Grafen Wilczek betrieben das zweitgrößte Kohlevorkommen. Stahlfabriken und Kohlegruben benötigten je 40.000 Arbeitskräfte. Mit der wachsenden Industrie wurden immer mehr Männer sowie Frauen benötigt, welche beispielsweise die Maschinen betätigten. In der Hoffnung auf Arbeit und ein besseres Leben zogen die Menschen vom Land in die Stadt. Die Arbeits- und Lohnbedingungen waren jedoch oft nicht akzeptabel. Männer und Frauen mussten für wenig Geld hart arbeiten. Soziale Konflikte entstanden und die ärmere Bevölkerungsschicht wurde von der reicheren getrennt.

Mit der Industrialisierung und dem starken Bevölkerungswachstum stieg der Bedarf an Wohnraum, was wiederum zum Bauboom führte. Wohnhäuser wurden errichtet und vermietet. Private Investoren finanzierten die Zinshäuser, welche wiederum an die Arbeitskräfte vermietet wurden. Das Zinshaus wurde zum Anlageobjekt. Es war eine Zeit von Wohlstand aber auch von Elend.

Die starke Konjunkturüberhitzung, insbesondere im Baugewerbe und in der Eisenbahnindustrie, sowie unkontrollierte Spekulationen und schwindelhafte Neugründungen (Aktienbankengründungen oder Firmengeschäftsausweitungen ohne genügend Eigenkapital) führten schließlich zu Schwierigkeiten in der Wirtschaft. Mit dem Gründerkrach 1873 kam es zum Einbruch der Finanzmärkte, dieser ist auch als „Schwarzer Freitag“ bekannt. Darauf folgten Wirtschaftskrise und Inflation. Nachteilig wirkte sich der Börsenkrach auch auf die Besucherzahlen der Wiener Weltausstellung aus. Die „Große Depression“ dauerte in etwa 20 Jahre. Sie führte zu einer Verlangsamung sowohl im Baugeschehen als auch in der Stadtplanung.

Bevölkerungsentwicklung in Österreich im 19. Jahrhundert

In der Zeit von 1840 bis vor dem 1. Weltkrieg wuchs die Bevölkerung in Österreich. Kaiser Franz Joseph I. regierte Österreich-Ungarn im Jahre 1848 bis 1916. In Abbildung 2-1 wird die Bevölkerungsentwicklung im Kaiserreich Österreich-Ungarn der Jahre 1869 bis 1910 verdeutlicht.

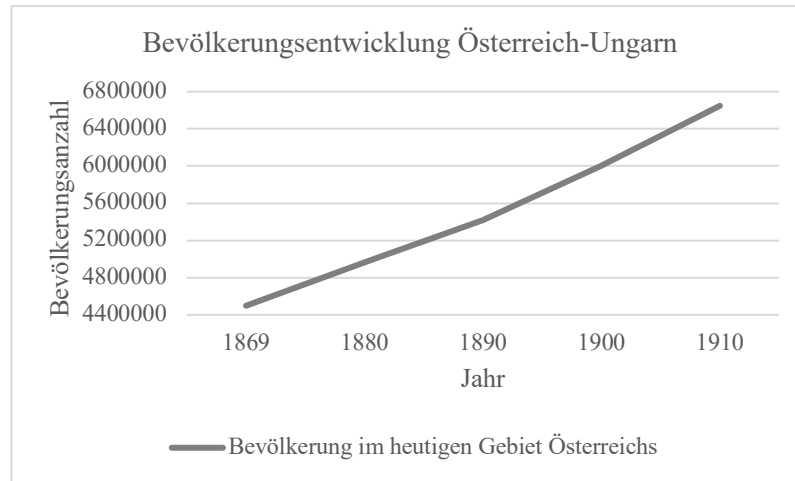


Abbildung 2-1: Bevölkerungsentwicklung Österreich-Ungarn von 1869 bis 1910 [8]

In den Jahren 1869 bis 1910 stieg in Österreich-Ungarn die Einwohnerzahl von knapp 4,5 Millionen auf rund 6,6 Millionen an, siehe Abbildung 2-1. Der Anstieg blieb nahezu konstant. 1869 fand die erste Volkszählung, nach dem neuen Gesetz unter Kaiser Franz Joseph I. für das Kaisertum Österreich (inklusive Ungarn), statt. Ab diesem Zeitpunkt wurden alle zehn Jahre (1880, 1890, 1900 und 1910) Zählungen durchgeführt. Die Daten basieren auf dem Stand der damaligen Bevölkerung im heutigen Gebiet Österreichs.

2-1.1.1 Stadt Wien

Wien ist die Bundeshauptstadt der Republik Österreich und zählt mit 2.005.760 Einwohnern (Stand 1.1.2024) [9] zur bevölkerungsreichsten Stadt in Österreich. Zwischen den östlichen Ausläufern der nördlichen Alpen und dem nordwestlichen Areal des Wiener Beckens erstreckt sich die Stadt Wien auf einer Fläche von 514 km². Das historische Wien entwickelte sich an der Südseite des Flusses. Heute ist das Stadtgebiet auf beiden Seiten der Donau ausgedehnt. Durch die günstige geographische Lage Wiens entwickelte sich die Stadt zu einer der bedeutendsten Städte in Mitteleuropa.

Stadt- und Bevölkerungsentwicklung der Stadt Wien im 19. Jahrhundert

[4]

Wien hatte um 1780, in der Regierungszeit von Kaiser Joseph II, etwa 200.000 Einwohner. In etwa 60 Jahre später, vor der Stadterweiterung, waren es 440.000 Einwohner unter der Regentschaft von Kaiser Franz Joseph I. 843.000 Einwohner waren es im Jahre 1870. Davon lebten 7,6 % in der Innenstadt, 63,7 % in den Vorstädten und 28,7 % in den Vororten.

Durch den starken Bevölkerungszuwachs und den damit verbundenen Mangel an Wohnraum wurde im Jahre 1853 unter der Regentschaft von Kaiser Franz Joseph I. die Erweiterung der inneren Stadt in Wien beschlossen (1850 Beschluss der ersten Stadterweiterung). Zudem wurde 1857 die Schleifung der Stadtbefestigungsanlage veranlasst und mit dem Bau der Wiener Ringstraße begonnen, eröffnet wurde diese im Jahre 1865. In der Regierungszeit von Kaiser Franz Joseph I. wurde die Stadt Wien dreimal erweitert. Die drei großen Stadterweiterungen fanden in den Jahren 1850, 1890 und 1904 statt. Die Stadtgrenzen sind seit 1954 unverändert.

Die Gründerzeit prägt Wien durch die Bauwerke, vor allem um die Ringstraße. Im Zeitraum von in etwa 1860 bis 1914 entstanden im „Neuen Wien“ Gründerzeithäuser in verschiedensten Lagen und Größen.

Entlang der Wiener Ringstraße entstanden teure und attraktive Wohnungen, in den Vorstädten hingegen günstigere. Großprojekte wie die erste Hochwasserleitung und die Donauregulierung (1870 bis 1876) wurden zur Verhinderung der Überschwemmung des Wiener Beckens realisiert.

2-1.1.2 Stadt Graz

[10] [11]

Graz ist die zweitgrößte Stadt in Österreich mit 339.810 Einwohnern (Stand 01.01.2024 [10]) auf einer Fläche von 127,58 km². Von der Gesamtfläche sind rund 40 Prozent Grünfläche. Bis 1938 gliederte sich die steirische Landeshauptstadt in sechs Bezirke. Nach der Eingemeindung der Vororte zählte Graz 16 Bezirke. Die Zahl der Bezirke erhöhte sich schließlich auf 17, nachdem sich Puntigam von Straßgang löste. Graz wird dreiseitig von Hügelketten begrenzt, südlich befindet sich der Übergang in das Grazer Feld. Die Grazer Altstadt und der Schlossberg gehören seit 1999 zum UNESCO Weltkulturerbe. Graz war 2003 Europas Kulturhauptstadt.

Bevölkerungsentwicklung der Stadt Graz im 19. Jahrhundert

[6] [12] [13]

In den Ballungszentren stieg das Bevölkerungswachstum im 19. Jahrhundert merkbar an, dies ist auch an der Bevölkerungsentwicklung der Stadt Graz zu erkennen. Die Bevölkerung in Graz wuchs enorm, was unter anderem auf die Senkung der Säuglingssterblichkeit und auf den Zuzug der Beschäftigungssuchenden in Industriestätten zurückzuführen ist.

1840 zählte Graz 46.873 Einwohner und 3.038 Wohnhäuser. Die Gesamtbevölkerungszahl stieg im Jahre 1869 auf 81.119 Personen und 3.535 Häuser, davon waren 238 unbewohnt. Zwischen 1830 und 1840 stieg die Häuseranzahl um 300 und in 30 Folgejahren um 500. Mit einem Bevölkerungszuwachs von in etwa 35.000 Personen. Zwischen den Jahren 1869 und 1890 wuchs die Stadt Graz um ca. 30.000 Personen und um ca. 1.000 Wohnhäuser. In Graz geboren waren 37 % von 100.000 Einwohnern, um 1880. Die Zugezogenen zu diesem Zeitpunkt kamen größtenteils aus der Steiermark. Der steirische Teil umfasste zur damaligen Zeit, südlich vom Herzogtum, einen slowenischen Teil. Durch die wachsenden Industriebetriebe in der Murvorstadt wuchs auch die Bevölkerung. 1869 waren es bereits ein Drittel der Einwohneranzahl von Graz, 30.743 Personen. Im Jahre 1890 betrug die Bevölkerungszahl rund 112.069, wovon 4.501 Personen dem Militär zugeordnet wurden. Die Zahl der Einwohner wuchs in den Jahren 1890 bis 1910 auf 151.781, 5.274 im Militärdienst. 1910 waren es rund 5.864 Häuser, wovon 184 nicht bewohnt waren.

Die Entwicklung der Bevölkerung der Stadt Graz von 1840 bis heute ist in der nachfolgenden Grafik verdeutlicht. Die Daten aus den Jahren 1840, 1850 und 1869 stammen aus Zählungen der anwesenden Bevölkerung. Volkzählungen fanden bereits 1880 statt. Vollständigkeitshalber wurde der gegenwärtige Einwohnerstand in der Abbildung 2-2 hinzugefügt.

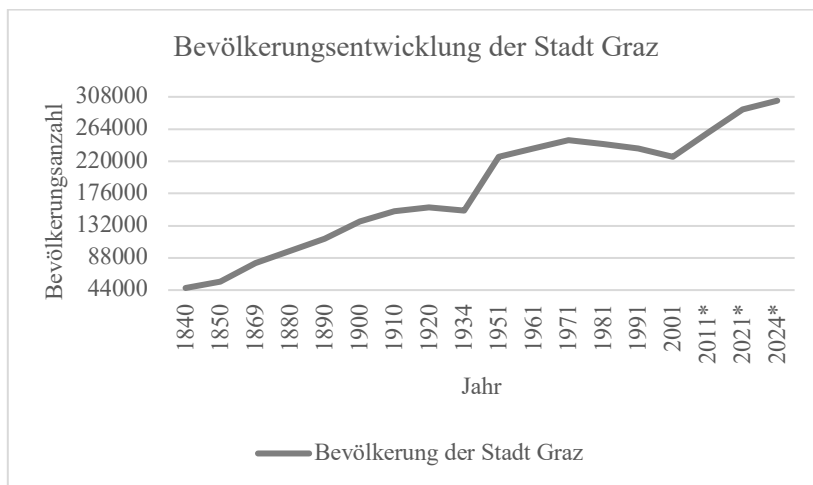


Abbildung 2-2: Bevölkerungsentwicklung Stadt Graz von 1840 bis 2024 [9], *[10]

Wie in der Abbildung 2-2 zu erkennen ist, hat die Bevölkerung von Graz im Jahre 1880 etwa 100.000 Einwohner erreicht. Durch die Eingemeindung der Nachbarorte und dem natürlichen Zuwachs stieg die Einwohnerzahl bis in die 1970er Jahre an. Da viele Grazer bis etwa 2001 umzogen, wurde die Zahl rückläufig. Seither steigt die Einwohnerzahl mit Hauptwohnsitz in Graz.

Entwicklung der Stadt Graz im 19. Jahrhundert

[6] [7] [12] [11] [14]

Graz wurde erstmal 1128 urkundlich erwähnt. Etwa 250 Jahre später wurde Graz zur Hauptstadt von Innenösterreich. Die Gründerzeit prägt das Grazer Stadtbild, es entstand viel Neues. Die topografische Lage bis 1800 ist für die Entwicklung der Stadt ausschlaggebend, durch welche die Stadtanlage bestimmt ist. Der Fluss und der Schlossberg befindet sich auf einem Felsen im Osten, der Kalvarienberg im Westen, die unbefestigte Murvorstadt westlich des Flusses, südlich des Schlossberges die befestigte Stadt. Nach der letzten Besetzung durch die Franzosen und nach dem Friedensdiktat von Schönbrunn wurde die Schlossbergfestung 1809 geschliffen. Ausnahme waren der Uhrturm, der Glockenturm und die Thomaskapelle. Die Errichtung der Burg fand zur Zeit des römisch-deutschen Kaisers Friedrich III, von 1453 bis 1493 statt. Die explosive Bevölkerungsentwicklung im 19. Jahrhundert und die damit verbundene Stadterweiterung waren ausschlaggebend für die bauliche Struktur der Stadt Graz. Mitte des 19. Jahrhunderts entwickelte sich Graz zu einer „modernen“ Stadt. Es entstand viel Neues, die Wirtschaft wurde angekurbelt, das Straßennetz wurde kontinuierlich ausgebaut, bedeutende Wohn- und Geschäftsgebäude sowie Bildungseinrichtungen wurden errichtet.

Zeit des Vormärz (1815 bis 1849)

Im Zeitraum von 1815 bis 1849 hatte sich die Innenstadt bedeutend geändert. Es war die Zeit des Vormärz, diese beschreibt die Zeit vor der Revolution 1848. Die öffentlichen Gebäude wurden im Inneren der Stadt angeordnet, ebenso wichtige Spitäler und der Franzensplatz, heutiger Freiheitsplatz. Südlich des Kernstadtrands befinden sich das Joanneum mit seinen Gartenanlagen und das Kleine Glacis. Kaiser Erzherzog Johann gründete am 26. November 1811 das Joanneum, die heutige Technische Universität Graz. Erzherzog Johann war bemüht die steiermärkische Infrastruktur zu verbessern. Verkehrsanbindungen wurden ausgebaut, Verkehrswege wurden begradigt und Brücken angelegt und die erste Eisenbahnstrecke von Graz (1844), Strecke von Graz nach Mürzzuschlag, wurde errichtet.

Graz war von Hochwasserereignissen betroffen, wie zum Beispiel vom Hochwasser im Jahre 1827, bei dem die Hauptbrücke in die Brüche ging. Beschädigte Bauten am Kai wurden abgebrochen und neue Regulierungslinien durchgeführt. An der Stelle der heutigen Keplerbrücke, wurde die erste steirische Kettenbrücke errichtet. Diese galt im 19. Jahrhundert als die größte Kettenbrücke Österreichs (Ferdinand-Kettenbrücke 1833). Die beidseitig der Mur errichteten Häuser dienen der Fahrbahnbefestigung der Brücke. Dies war die Verbindung der linken Murseite mit dem Lendplatz. Aus Sicherheitsgründen erfolgte die Ersetzung durch eine Eisenbogenbrücke (1880). Transport für Güter und Personen wurde bis Mitte des 19. Jahrhunderts am Wasser entlang der Mur durchgeführt. Mit dem Ausbau des Straßen- und Eisenbahnnetzes verlagerte sich der Frachtverkehr auf die Straßen bzw. Schienen.

Straßen mit Alleen, Gärten und Parkanlagen wurden angelegt. Graz wurde zur Gartenstadt. Der Schlossberg wurde durch Ludwig Freiherr von Welden (1839 bis 1841) gärtnerisch gestaltet. Die Elisabethstraße galt als „erste große Trassierung“ (1841), sie führt zwischen der Zinzendorfsgasse und Leonhardstraße in gerader Linie zur Kirche St. Leonhard. Gekreuzt wird die Elisabethstraße durch Querstraßen und versehen ist sie mit Blockrandbebauungen mit großen Innenhöfen. Die Annenstraße (1844) mit Ausrichtung auf die Franziskanerkirche trennt die Murvorstadt und verläuft geradlinig zur Bahnstation. Sie wurde als Verbindung zum Hauptbahnhof angelegt. Durch die Eröffnung der Bahnstrecke Graz-Mürzzuschlag (1844), mit einer Streckenlänge von in etwa 95 km, konnten die obersteirischen Gebiete, zur Forstwirtschaft und zum Bergbau, erreicht werden. Die Semmeringbahn (1854) ermöglichte die Verbindung zwischen Graz und Wien. 1857 wurde das Verkehrsnetz ausgeweitet. Somit war es möglich die Verbindung von Wien bis Triest über Graz und Mürzzuschlag herzustellen. Die Bahnverbindung Graz-Köflach (1860) machte den

Anschluss an das weststeirische Braunkohlegebiet möglich. Mit dem Ausbau des Eisenbahnnetzes wurde Graz zu einem wichtigen Verkehrsknotenpunkt. Es siedelten sich daher zahlreiche Betriebe an wie zum Beispiel schon vor 1848 die Bierbrauerei in Puntigam.

Zeitraum von 1848 bis 1861 (1867)

Die Zeit von 1853 bis 1867 gilt als Höhepunkt der baulichen Entwicklung von Graz. *“Der Zeitraum von 1853 bis 1867 bedeutet eine so umfassende und einschneidende Veränderung des Stadtbildes, brachte die endgültige Befreiung aus den Befestigungsfesseln, daß diese Jahre als der Höhepunkt der baulichen Entwicklung der Stadt Graz anzusehen sind.“ [6]*

In den zwei Jahrzehnten von 1850 bis 1870, welche als frühe Gründerzeit bezeichnet werden, nahmen die Grazer Stadtbezirke in ihrer Funktion und der sozialen Struktur bleibende Form an. Die Grazer Entwicklung in der Zeit des Neoabsolutismus von 1851 bis 1867 geschah nach den Prinzipien des Vormärz und der neuen Bauordnungsvorschriften. In dieser Zeit schritt der Bau im Osten, Vorstädte St. Leonhard und Geidorf, wesentlich voran. In Abbildung 2-3 ist die Stadtentwicklung der Stadt Graz von 1843 bis 1872 ersichtlich.



Abbildung 2-3: Stadtentwicklung der Stadt Graz von 1843 bis 1872 [6]

Erste Grazer Bauordnung 1856

Mit dem Erlass der ersten Bauordnung im Jahre 1856 ergab sich für die Grazer Stadtverwaltung die Möglichkeit die städtebaulichen Maßnahmen, Stadtentwicklung und -erweiterung, zu beeinflussen. Es wurde *“Mittelst hoher Gubernialverordnung angeordnet: daß im Pomorio von Grätz keine Häuser mit bloßem Erdgeschosse erbaut werden dürfen, daß sie in geschlossenen Reihen ohne Unterbrechung aneinander gebaut, die Fußboden der ebenerdigen Wohnungen um 1 – 1 a Schuh über den höchsten Punct des Trottoirniveaus erhöht, vor den Häusern Trottoirs gelegt, und Dachrinnen und Abzugschläuche an ihnen angebracht, die Zimmer nicht unter 10 Fuß [$\cong 3,16$ m] (hoch, die Wirtschafts- von den Wohngebäuden getrennt sein sollten usw“ [6]*

Angenommen wird, dass Martin Ritter von Klinik, amtierender Landesbaudirektor 1853, die Bauordnungen beeinflusste. 1858 erlangte er den 4. Platz beim Wiener Ringstraßenwettbewerb. Dieser Wettbewerb galt als erster städtebaulicher Wettbewerb der Monarchie.

Im Folgenden findet man, eine Auflistung wichtiger Paragraphen, in Bezug auf städtebauliche und bauliche Vorschriften sowie für neue Wohnungsbauten:

“Neu anzulegende Gassen haben eine möglichst gerade Richtung zu erhalten, und müssen nebst einer bequemen, zum Umkehren geeigneten Fahrbahn, zu beiden Seiten der entstehenden Häuser besondere Fußgänge darbieten, wonach ihre ganze Breite nicht unter 6 Klafter [$\cong 11,4$ m] zu betragen hat. In bestehenden engen und gekrümmten Gassen ist bei Umgestaltung alter oder Entstehung neuer Gebäude auf die Herbeiführung möglicher Erweiterung und regelmäßiger Richtungslinien die gehörige Fürsorge zu tragen“ (§ 1, [6])

“Bei Gestattung neuer Bauplätze auf offenen Gründen darf das Raumausmaß der Parzellen nicht beengt gehalten werden. Wohn- und allfälligen Nebengebäuden muß ausreichende Luft und hinlängliches Licht, dann ein angemessener Hofraum zur Sonderung der Realitäten und zum Schutze gegen Feuergefahr geboten sein, welcher Zweck, besonders durch Zuweisung eigener Gartenplätze erreichbar wird, um ein nachtheiliges Zusammendrängen der Häuser zu vermeiden“ (§ 2, [6])

“An Plätzen und Gassen ist in der Frontseite nur die Aufführung anständiger, mindestens 1 Stockwerk über das Erdgeschoß erhobener Gebäude zulässig“ (§ 5, [6])

“Die aufzuführenden Wohngebäude haben nicht allein dem Interesse der Baupartei, sondern den Erfordernissen der Gesundheit, des Anstandes und der Bequemlichkeit zu entsprechen. Jedes zu bewohnende Lokale hat in der Regel Luft und Licht unmittelbar aus dem freien und nicht von andern Räumen zu erhalten. Ausnahmen hiervon machen bloß kleine Vorzimmer, Speisekammern und Aborte. Lichthöfe sind möglichst zu vermeiden. Die beschränkteste Wohnung hat aus einem geräumigen Zimmer, einer luftigen Kammer nebst einer Küche zu bestehen, und es ist dafür zu sorgen, daß zu einer jeden derlei kleinen Wohnung ein abgesonderter Eingang vorhanden ist. Das Höhenmaß der Zimmer ist mit 10 Schuh [$\cong 3,16$ m] geringstens festgesetzt. Jeder Wohnung mit 3 Zimmern kommt ein eigener Abort (Abort bezeichnet die Toilette) zuzuweisen, und an einem gemeinschaftlichen Aborte dürfen nicht mehr als zwei kleinere Wohnungen Theil nehmen“ (§ 8, [6])

“Die Errichtung neuer Dachwohnungen, Zimmer und Feuerstätten auf dem Dachboden ist nicht gestattet“ (§ 14, [6])

“Für die äußere Ausstattung der Gebäude, nämlich bei der Herstellung der Facade, simetrischer Eintheilung der Thüren, Fenster u. dgl. ist eine solche Anordnung zu treffen, welche dem geläuterten Geschmacke in architektonischer Beziehung durch Wahl richtiger Verhältnisse und anständiger Verzierungen entspricht, und es haben Bauherren so wie die Baumeister hiefür gehörige Sorge zu tragen, und die Andeutungen der Baukommission dießfalls möglichst zu beachten. Allem äußeren Mauerwerk darf weder eine ganz weiße, noch eine zu grelle Färbung gegeben werden“ (§ 33, [6])

Zeitraum von 1867 bis 1885

Mit dem wirtschaftlichen Aufschwung, in den Jahren von 1869 bis 1890, wuchs die Einwohner- und Häuserzahl. In der Hochphase der Gründerzeit in etwa um 1880 nahmen Firmen bzw. Industrie Gründungen zu. Durch die beträchtliche Zuwanderung in den Jahren von 1869 bis 1890 erhöhte sich die Einwohnerzahl um etwa 30.000. Ziele der Stadtverwaltung waren hygienische Verbesserungsmaßnahmen, die Regulierung der Mur und die Errichtung des Kanalnetzes (1879 bis 1900). Im Westen wurde die Parkanlage, der Volksgarten, angelegt (1875). In der Zeit von 1874 bis 1891 wurde in der Innenstadt an der Murregulierung gearbeitet sowie an neuen Bauten am Lendkai und Grieskai. Westlich, bis zur Mur, erfolgte die Trassierung der Gürtelstraße (1880). Als zweite gerade verlaufende Verbindung zum Bahnhof, Kernstadt bis Hauptbahnhof ausgehend von der Keplerbrücke, diente die Keplerstraße (1876). Die Eröffnung des Ostbahnhofs war im Jahre 1873. Die von Ungarn kommende Ostbahn mündete im Ostbahnhof. Das Verkehrsnetz wurde kontinuierlich ausgebaut. Abbildung 2-4 zeigt die Entwicklung der Stadt von 1872 bis 1894.



Abbildung 2-4: *Stadtentwicklung der Stadt Graz von 1872 bis 1894 [6]*

Zweite Grazer Bauordnung im Jahr 1867

Mit der Einführung der zweiten Bauordnung, am 23. Februar 1867, war die Stadtgestaltung der Stadtverwaltung überlassen.

“Der Gemeinderath entscheidet in erster Instanz: 1. über die Regulierung der Baulinien und des Niveau's, über die Anlegung neuer Plätze und Gassen; 2. über die Theilung eines Grundes in Bauplätze und über die Genehmigung des Abtheilungsplanes; endlich 3. über Baulichkeiten der Gemeinde selbst“ (§ 1, [6])

“Bei jeder Bauführung müssen die Baulinie und das Niveau genau eingehalten werden“(§ 3, [6])

Vorschriften über die Ausführung und Bebauung der Häuser werden detailliert reglementiert.

“Die Höhe der Wohnhäuser darf von dem Straßenniveau bis zum Dachsaume 13 Klafter [\cong 24,70 m] nicht überschreiten. Bei abfallendem Terrain hat diese Höhe für den obersten Punct desselben zu gelten. Gewölbte Localitäten müssen im Lichten wenigstens 10 Schuh [\cong 3,16 m], Localitäten mit gerader Decke aber mindestens 9 Schuh hoch sein. Die Zahl der Stockwerke bleibt bei Einhaltung obriger Normalhöhen der Wahl des Bauherrn überlassen, doch dürfen die Häuser in keinem Falle über dem Erdgeschosse mehr als vier Stockwerke besitzen, wobei Mezzaninen auch als Stockwerk gerechnet werden“ (§ 36)

“Die Wahl des Baustyles für das Gebäude bleibt dem Bauherrn überlassen, jedoch ist sich bei Verfassung der Projecte der Gassenfacaden wenigstens im Allgemeinen an die Regeln des gewählten Baustyles zu halten und jede geschmacklose Verzierung zu vermeiden. Es steht in dieser Beziehung der Baubehörde das Recht zu, auffallende architektonische Fehler in den Plänen der Facaden dem Bauherrn zu bezeichnen und auf deren Beseitigung zu dringen. Greller Farbenanstrich der Facaden ist ausdrücklich verboten“ (§ 56, [6])

Im Vergleich zur vorhergegangenen Bauordnung mit der Bauordnung von 1867 ist ein gewisser Rückschritt festzustellen. Dies bezieht sich auf die Herstellung möglichst vorteilhafter Wohnbedingungen. Nun sind Kellerwohnungen, der Dachausbau und Dachgeschosswohnungen erlaubt, sowie Substandardwohnungen. Erlaubt sind Kleinstwohnungen, *“aus einem Zimmer und einer Küche und selbst nur aus einem mit einem Notherde versehenen Zimmer bestehend“*. Auch *“die Zahl der Wohnungsstücke bleibt dem Ermessen des Bauherrn vorbehalten“* (§ 38, [6])

Zeitraum von 1885 bis 1914

Die Stadt Graz sieht die Zeit von 1885 bis 1914 als die letzte gründerzeitliche Entwicklungsphase. Die Stadtentwicklung von 1894 bis 1911 ist in Abbildung 2-5 dargestellt. Der Bevölkerungszuwachs betrug in etwa um die 150.000 Personen. Auch im Stadtinneren wurden die modernen Bedürfnisse angepasst und innerhalb der gesamten Stadt wurden Bautätigkeiten vollzogen. Zahlreiche öffentliche Bauwerke, Hotels, Banken, Geschäfts- und Wohngebäude entstehen.

Mit der raschen Entwicklung der Industrie entstanden bedeutende Betriebe. Wie die Fahrradproduktion von Johann Puch (1891), wodurch sich Graz zu einem Handels- und Industriezentrum entwickelte. Graz wurde zum Zentrum von Stahlfabriken. Tausende Arbeiter wurden in den Fabriken wie den Bierbrauereien Puntigam oder Reininghaus, den Puchwerken, den Waggon-, Maschinen-, Ziegel-, Leder-, oder Schuhfabriken benötigt. Das Opernhaus (1898 bis 1899) wurde in 17 Monaten errichtet. Um 1900 wurden einige soziale Einrichtungen erbaut. Zum Großteil wurden kulturelle Einrichtungen und Bildungseinrichtungen östlich der Mur errichtet, Kasernen größtenteils westlich. 1903 bis 1912 wurde das Landeskrankenhaus in St. Leonhard erbaut. Die Anlage gliedert sich in 35 Gebäude, 22 dienen der Krankenpflege und teils als Universitätsklinik. Der Bau des Landeskrankenhauses galt damals als das flächenmäßig größte und modernste Spital in ganz Europa. Die technischen Bauten kamen zum Abschluss. Graz wird durch den Bau von Universitäten und Hochschulen zur Bildungs- und Universitätsstadt.

Den Stadtentwicklungsplänen folgte der Ausbau der Blockrandbebauung. Zwischen den Jahren 1885 und 1900 wurden 1.800 Neubauten errichtet, damit war die Stadt Graz, so wie sie noch heute besteht, in ihrer

Grundstruktur fertiggestellt. In den Blockrandbebauungen wurden, beidseitig der Mur, Volksschulen untergebracht. Innerhalb und um die alte Murvorstadt wurden größtenteils bescheidene Wohnbauten errichtet. Entlang des Kais, der Keplerstraße und der Volksgartenstraße wurden repräsentative Häuser errichtet. Entlang der Annenstraße wurden Wohn- und Geschäftsgebäude angelegt, welche durch Blockrandbebauungen ausgefüllt wurden.



Abbildung 2-5: *Stadtentwicklung der Stadt Graz von 1894 bis 1911 [6]*

In der nachfolgenden Tabelle 2-1 befindet sich eine zusammenfassende Auflistung von Ereignissen, welche zwischen 1809 und 1918 stattfanden.

Tabelle 2-1: Grazer Ereignisse im 19. Jahrhundert [6] [14]

Jahr	Ereignis
1809	Demolierung der Festungsanlage
1811	Errichtung der Technischen Universität Graz
1833	Errichtung der Kettenbrücke (heutige Keplerbrücke)
1841	Trassierung Elisabethstraße
1844	Eröffnung der Bahnstrecke Mürzzuschlag-Graz
1847	Eröffnung Südbahnhof (danach Grazer Hauptbahnhof genannt)
1848	Regentschaftsbeginn von Kaiser Franz Joseph I.
1850	Gründung Grazer Baupolizei
1854	Eröffnung der Semmeringbahn
1856	Einführung der ersten Grazer Bauordnung
1857	Fertigstellung der Eisenbahnlinie Wien nach Triest über Semmering
1860	Eröffnung Graz-Köflach Bahn
1862	Gründung Grazer Turnverein
1863	Gründung der Handelsakademie und Handelsschule
1866	Hilmteich wurde von der Stadtgemeinde erworben
1867	Einführung der zweiten Grazer Bauordnung
1867	Errichtung der Lokalpolizei
1868	Erste Arbeiterversammlung
1870	Errichtung des Kanalnetzes
1871	Vollendung des Stadtparks
1872	Eröffnung der Wasserwerke in der Körösiggasse
1873	Eröffnung des Ostbahnhofs (im Süden der Jakomini vorstadt)
1875	Einführung der dritten Grazer Bauordnung
1875	Eröffnung des Volksgartens in der Murvorstadt
1876	Trassierung der Keplerstraße
1876	Erweiterung und Umbau des Hauptbahnhofs
1877	Errichtung des Kinderspitals an der Heinrichstraße
1878	Eröffnung der Pferdestraßenbahn (Verbindung zwischen Jakominiplatz und Hauptbahnhof)
1880	Trassierung der Gürtelstraße
1880	Ersetzung der Kettenbrücke durch eine Bogenbrücke aus Eisen
1881	Einführung der vierten Grazer Bauordnung
1881	Errichtung des Odilienheims in der Leonhardstraße (Blindeninstitut)
1886	Errichtung des Zentralfriedhofs
1887	Gründung der Grazer Tramway Gesellschaft

1888	Errichtung der Taubstummenanstalt am Rosenberggürtel
1891	Gründung der Fahrradproduktion von Puch
1894	Errichtung der Zahnradbahn auf dem Schlossberg
1894	Trassierung der Bahnverbindung nach Mariatrost
1895	Errichtung des Augartens südlich/im Süden der Stadt
1897	Erweiterung des Volksgartens in der Murvorstadt
1899	Beginn der Elektrifizierung der ersten zwei Verkehrslinien der Grazer Tramway
1899	Eröffnung des Grazer Opernhauses
1900	Fertigstellung des Kanalnetzes
1900	Umstellung des Schlossbergbahnantriebs von Dampf auf Elektro
1903	Beginn der Errichtung des Landeskrankenhauses in St. Leonhard
1914	Errichtung des Orthopädischen Spitals (heutiges Unfallkrankenhaus in der Theodor-Körner-Straße)
1914	Beginn Erster Weltkrieg
1916	Regentschaftsende von Kaiser Franz Joseph I.
1918	Errichtung des Stiegenaufganges zum Schlossberg
1918	Ende Erster Weltkrieg

2-1.2 GRÜNDERZEITLICHE MAßEINHEITEN

[15] [16] [17]

Das metrische Einheitensystem wurde international zur Vereinheitlichung von Längenmaßen und Gewicht eingeführt um Missverständnisse im Handel, in der Industrie sowie in der Wissenschaft und Technik zu vermeiden. Im Jahre 1871 wurde in Österreich das metrische Einheitensystem für verbindlich erklärt. Davor wurden die Maßeinheiten Klafter, Fuß (Schuh) und Zoll verwendet. In der nachfolgenden Tabelle 2-2 werden die unterschiedlichen Maßeinheiten, welche in der Gründerzeit relevant waren, dem heutigen Einheitensystem gegenübergestellt. In der Zeit von 1860 bis 1960 wurde für Kräfte und Massen (siehe Tabelle 2-3 und Tabelle 2-4) dieselbe Einheit verwendet.

Tabelle 2-2: Umrechnung alter Maßeinheiten untereinander und auf das metrische Einheitensystem

Alte Maßeinheit						Metrisches Einheitensystem			
1	Klafter	[°]	≅	6	Fuß (Schuh)	[']	≅	1,90	[m]
1	Fuß (Schuh)	[']	≅	12	Zoll	["]	≅	0,316	[m]
1	Zoll	["]					≅	0,0263	[m]

Tabelle 2-3: Massen und Kräfte [17]

Massen:	1 t	=	1000 kg
Kräfte:	1 t	=	1000 kg

Tabelle 2-4: Umrechnungstabelle von Massen/Kräfte/Spannungen [17]

1 kg	≅	10 N	
1 t	≅	10 kN	
1 kg/cm ²	≅	0,1 N/mm ²	≅ 0,01 kN/cm ²

2-2 BAUORDNUNGEN UND BESONDERE GEGEBENHEITEN

[7] [15]

Regionen, Dörfer und Städte wurden durch eine Vielzahl von äußeren Einflüssen bedroht. Solche Bedrohungen waren unter anderem Epidemien, Konflikte und Feuer. Zum menschlichen Schutz wurden Regelwerke gegründet, um diesen Einflüssen, insbesondere dem Feuer, entgegenzuwirken. Regelungen zur Minimierung einer möglichen Ausbreitung von Feuer wurden im Laufe der Zeit immer umfangreicher. Die Entstehung und Ausbreitung von Feuer hängt mit dem Bauwesen zusammen, im Speziellen mit der Gebäudebauweise bzw. -art. In Österreich wurde die erste umfassende Feuerordnung für Landstädte und Märkte sowie eine weitere für das offene Land unter Kaiser Joseph II im Jahre 1782 erlassen. In den Vorschriften am offenen Land wurde festgehalten, dass Häuser nicht aneinandergelagert werden durften. Die Feuerlöschordnungen wurden weiterentwickelt, im Speziellen für bestimmte Städte und Gebiete. Somit folgte im Jahre 1817 eine eigene Feuerlöschordnung für die Stadt Wien mitsamt den Vorstädten. In der Steiermark, für die Stadt Graz und Umgebung, wurde diese am 20. November 1822 erlassen.

Bereits im 19. Jahrhundert galten im deutschsprachigen Raum in fast allen Ländern und größeren Städten eigene Bauordnungen (vgl. [15] S. 11). Das Baurecht in Österreich existiert als eigene Rechtsmaterie seit dem 19. Jahrhundert.

Wie in Tabelle 2-6 ersichtlich wurden im 19. Jahrhundert die baupolizeilichen Vorschriften immer wieder überarbeitet bzw. erweitert und gegebenenfalls neue Bauordnungen erlassen. Anlass für die stattgefunden bautechnischen Neuerungen war das starke Wachstum der Bevölkerung und der Stadt, sowie Veränderungen im öffentlichen und privaten Bereich, neue Infrastruktureinrichtungen (Kanalnetz und Hochwasserleitungen) und stattgefunden Katastrophen (Überschwemmungen, Brände und Epidemien).

Aus den feuerpolizeilichen Vorschriften entwickelte sich die erste österreichische Bauordnung. Bauordnungen wurden eingeführt, um die dynamischen Stadtentwicklungsprozesse zu regulieren. Auch technische Vorgaben sind geregelt, wie zum Beispiel der Baustil, die Gebäudehöhe, die Brandschutzmaßnahmen und die Straßenbreiten.

In Österreich findet sich die erste Bauordnung in den Städten Linz und Salzburg am 18. April 1820. Zur damaligen Zeit war es üblich, dass in etlichen Städten und dem Land eigene Bauordnungen erlassen wurden. In der nachfolgenden Tabelle 2-5 sieht man eine Auflistung dieser Bauordnungen.

Tabelle 2-5: Erste Bauordnung in den jeweiligen Gebieten Österreichs [7]

Datum	Stadt	Land
18. April 1820	Linz und Salzburg	
20. Juni 1820		Oberösterreich
1829	Wien	
1856	Graz	
1857		Steiermark
1866	Klagenfurt	Kärnten
1866		Niederösterreich
1873		Salzburg
1886		Vorarlberg
1900		Tirol
1926		Burgenland

Nachfolgend werden die gründerzeitlichen Bauordnungen für Wien und im Speziellen für Graz analysiert. Die erste Bauordnung der Stadt Wien wurde im Jahre 1829 erlassen, in Graz wurde sie im Jahre 1856 erlassen.

2-2.1 WIENER BAUORDNUNG IM 19. JAHRHUNDERT

[18] [19]

Die ältesten baurechtlichen Vorschriften sind in der Feuerordnung im Jahre 1725, unter Bürgermeister Josef Hartmann, geregelt. Feuervorschriften haben lediglich Sicherheitsbestimmungen zum Inhalt, es handelt sich um keine planerischen Bauordnungen. Gesetze, wie die Wiener Feuerordnungen, Regelwerke über Mindestwohngrößen sowie Bauverbote, waren Vorgänger der ersten Bauordnung. 1794 war der Bau von kleinen Wohnungen verboten, zusammenhängend wurde 1836 von der Niederösterreichischen Landesregierung die Mindestgröße für eine kleine Wohnung vorgeschrieben. Bestehend aus mindestens einem Zimmer, einer Kammer und einer Küche.

Zur Regelung des privaten Bauvorhabens wurde am 13. Dezember 1829 erstmalig eine Gesetzessammlung für die Stadt Wien, in Form einer Bauordnung, erlassen. Diese gliedert sich in 30 Paragraphen und drei Abschnitte, welche zum Inhalt die *„wichtigsten Rücksichten der öffentlichen Sicherheit, der Regelmäßigkeit und des Ebenmaßes bei den Gebäuden“* [18] haben. Die Bauordnungen wurden durch weitere Bestimmungen und Verfügungen ergänzt, welche in den „Wiener Bau-Vorschriften“ 1845 veröffentlicht wurden. Die zweite Wiener Bauordnung von 1859 war notwendig zur Anpassung der wachsenden Veränderungen, wie zum Beispiel des rasanten Bevölkerungsanstiegs und den damit verbundenen Bautätigkeiten. Bei der Bauordnung von 1868 handelt es sich um eine Überarbeitung der vorangegangenen. Anstelle von 73 Paragraphen enthielt diese 93 Paragraphen und sechs Abschnitte. Mehrere hunderte Menschen verloren beim Brand des Ringtheaters im Jahre 1881 ihr Leben. Dies war ein ausschlaggebendes Ereignis zur Überarbeitung der Bauordnung. Auch die Feuervorschriften wurden verschärft. Die vierte Bauordnung trat 1883 in Kraft. Diese Bauordnung wurde überarbeitet und im Jahre 1890 novelliert. Die Eingemeindung der Vororte führte dazu, dass sich Wien zur Millionenstadt entwickelte. Die große Stadterweiterung im Jahre 1892 war Auslöser zur weiteren Überarbeitung der Bauvorschriften. Woraufhin eine Novelle erlassen wurde.

2-2.2 GRAZER BAUORDNUNG IM 19. JAHRHUNDERT

[7] [16] [20]

In der Steiermark gab es bereits Jahrhunderte vor der ersten umfassenden Bauordnung vereinzelt baurechtliche Regelungen. Vor der Einführung der Bauordnung 1856 galten für die Steiermark Verordnungen mit baurechtlichem Inhalt, welche von der Hofkammer bzw. Hofkanzlei in Wien erlassen wurden. Aber auch einzelne Gesetze regelten baurechtliche Bestimmungen, wie die Feuerlöschordnung 1822 für Graz und Umgebung.

Die erste steirische Bauordnung erhielt die Stadt Graz am 1. Oktober 1856 als *„Bau-Ordnung für die Landeshauptstadt Gratz“* [7], die jedoch nur für die Stadt und nicht für die gesamte Steiermark galt. Für das Land Steiermark wurde diese 1857 erlassen. Als Vorbild für die Grazer Bauordnung (1856) diente die Wiener Bauordnung (1829). Parallelen zeigen sich insbesondere bei den Vorgaben für die Mindestgröße von Wohnungen und Gebäudehöhen sowie die Dachdeckung mit Brettern und Schindeln. Die Bauordnung vom Jahre 1856 brachte die *„Einleitung und Führung von Bauten“* [20] für die Stadt mit dem *„Zwecke des Anstandes und die Hebung von des Bauzustandes herbeizuführen“* [20] zum Schutz der Sicherheit und Gesundheit der Menschen. Das Regelwerk gliedert sich in fünf Abschnitte und 59 Paragraphen.

Bereits im Oktober 1859 wurde an der neuen Bauordnung für die Stadt Graz gearbeitet. Der Grazer Gemeinderat wurde vom Innenministerium um Revision der Bauordnung 1856, in Anlehnung an die Bauordnung der Stadt Wien 1859, beauftragt.

Die Bauordnung der Stadt Graz von 1867 nimmt auf die beginnende Grazer Stadterweiterung Rücksicht. Sie enthält Neuerungen, wie die Regulierung und Parzellierung der Baugründe und Anforderungen im Gesundheitsbereich, wie das Anschließen des Gebäudes an einen Kanal.

In Österreich wurde das Maß- und Gewichtssystem 1871 eingeführt. Infolgedessen musste die Bauordnung für das Land (Herzogtum) Steiermark von 1857 und die Bauordnung für die Stadt Graz von 1867 auf die Maß- und Gewichtsbestimmungen geändert werden. Die alten Maßbestimmungen wurden ersetzt durch die Maßeinheiten Meter bzw. Zentimeter und durch die Gewichtseinheit Kilogramm.

Am 7. September 1881 wurde die neue Grazer Bauordnung erlassen, welche sich aus den beiden vorherigen Bauordnungen für die Stadt Graz entwickelte. Die Bauordnung 1881 gliedert sich in acht Abschnitte und 92 Paragraphen.

Der vorerst letzte Höhepunkt der steiermärkischen Baugesetzgebung gilt mit dem Erlass des heutigen gültigen Baugesetzes vom Jahre 1995.

Tabelle 2-6: Gegenüberstellungen der Bauordnungen Wien [21] und Graz [7] [16] [22]

<p>Wiener Bauordnung I 1829</p> <p>Geschossanzahl: max. 4 Geschosse Gebäudehöhe: max. nicht festgelegt Straßenbreite mind. 5 Klafter $\hat{=}$ 9,48 m DG-Wohnungen verboten</p>	<p>1856 Grazer Bauordnung I</p> <p>Straßenseitige Gebäude bestehend aus mind. 1 OG Raumhöhe: mind. 10 Schuh $\hat{=}$ 3,16 m Gangbreite: mind. 4 Schuh $\hat{=}$ 1,26 m Stufenabmessungen b/t/h: 126/32/16 cm EG-Fußbodenniveau: mind. 33 cm über Straßenniveau DG-Wohnungen aus Brandschutzgründen verboten Vorschriften über die Ziegelerzeugung Kleinste Wohnungsausstattung: „geräumiges Zimmer“ + Kammer + Küche Straßenbreite: 5 bis 6 Klafter $\hat{=}$ 9,5 bis 11,5 m</p>
<p>Wiener Bauordnung II 1859</p> <p>Geschossanzahl: nicht beschränkt Gebäudehöhe: max. 13 Klafter $\hat{=}$ 24,65 m (bei Wohnhäuser „bis zum Dachsaum“) Raumhöhe bei geraden Decken: mind. 9 Schuh $\hat{=}$ 2,85 m (wären 7 Geschosse möglich, jedoch meist 5 Geschosse) Raumhöhe bei Gewölbedecken: 10 Schuh Straßenbreite: mind. 8 Klafter $\hat{=}$ 15,17 m DG-Wohnungen verboten</p>	<p>1867 Grazer Bauordnung II</p> <p>Geschossanzahl: max. 4 Geschosse (Halbgeschoss zählt als 1 Geschoss) Gebäudehöhe: max. 13 Klafter $\hat{=}$ 24,7 m Raumhöhe: min. 9 Schuh $\hat{=}$ 2,84 m Raumhöhe bei Gewölbedecken: min. lichte 10 Schuh $\hat{=}$ 3,16 m DG- und KG-Wohnungen erlaubt</p>
<p>Wiener Bauordnung III 1868</p> <p>Geschossanzahl: max. 5 Geschosse inkl. EG Raumhöhe: mind. 9 Schuh $\hat{=}$ 2,85 m Gebäudehöhe: max. 13 Klafter $\hat{=}$ 24,65 m Straßenbreite: mind. 8 Klafter $\hat{=}$ 15,2 m Hofgröße: mind. 20m² Feuermauer bei jedem Haus Pflicht Sockelvorsprung limitiert auf 23 cm DG-Wohnungen verboten</p>	<p>1875 Grazer Bauordnung III</p> <p>Gebäudehöhe: max. 25 m (vom Straßenniveau) Raumhöhe: min. lichte 2,75 m Mauerziegel Normalformat l/b/h: 29/14/6,5 cm Stiegenabmessungen b/t/h: 125/30/15 cm Gangbreite: min. 1,25 m Doppelbaumdecken: Auflagerbreite 15 cm Hölzerne DG-Deckenkonstruktionen Fußboden von der Decke durch eine 5-8 cm Schuttschicht trennen Zwischenpfeiler aus Ziegel, Stein oder Eisen</p>
<p>Wiener Bauordnung IV 1883</p> <p>Geschossanzahl: max. 5 Geschosse Raumhöhe: mind. 3 m („Wohnräumlichkeiten“) Gebäudehöhe: max. 25 m Straßenbreite: mind. 16 m Verbauungsgrad: max. 85 % DG: Wohnen verboten, Waschküchen erlaubt Sockelvorsprung limitiert auf 20 cm</p>	<p>1881 Grazer Bauordnung IV</p> <p>Geschossanzahl: max. 4 Geschosse (inkl. Mezzanin, ohne DG und KG) KG-Wohnungen erlaubt (unter bestimmten Vorkehrungen) KG-Wohnungen Raumhöhe: lichte 1,75 m (über Straßenniveau) Lichthofgröße: mind. 8 m² Holzbau bei Wohnnutzung verboten DG-Wohnungen erlaubt unter Brandschutzvorkehrungen Gebäudeabstand für nicht aneinandergrenzende Gebäude: 3 m Straßenbreite: 14 m ohne Vorgärten [23]</p>

KAPITEL 3: GESTALTERISCHE MERKMALE VON GRÜNDERZEITGEBÄUDEN

Das Kapitel „gestalterische Merkmale von Gründerzeitgebäuden“ beschreibt den Zusammenhang der Stadtentwicklung mit den baulichen Aktivitäten. Es wird ein Überblick über den Aufbau eines gründerzeitlichen Gebäudes gegeben. Des Weiteren werden die typischen horizontalen und vertikalen Strukturmerkmale der Gebäudestruktur behandelt.

3-1 BLOCKBEBAUUNG

[24] [25]

Für den Grazer Bauboom Mitte 19. Jahrhundert war der historische Stil der Wiener Ringstraße ausschlaggebend. Durch die damals eingeführten Bauordnungen im Jahre 1856 bzw. 1867 hatte die Grazer Stadtverwaltung Einfluss auf die städtebaulichen Entwicklungen. Großer Wert wurde auf das Erscheinungsbild gelegt. Bezirke mit hoher Lebensqualität wurden angelegt und ein Straßenkonzept mit möglichst gerade verlaufenden Straßen wurde entworfen (vgl. [24]), siehe Abbildung 3-1.

In den Ballungszentren wuchs die Bevölkerung. Die Wohnungsnot musste schnell gedeckt werden, wodurch die vorhandenen Grundstücke bestmöglich ausgebaut wurden. Die Bautätigkeiten nahmen zu und den Stadtentwicklungsplänen folgte der Ausbau der Blockrandbebauung. Die geschlossene Bauweise, in gerader Flucht mit teilweise rechtwinkligen oder diagonalen Straßenverbindungen (Abbildung 3-1) prägt das Stadtbild von Graz und Wien. Die Blockecken wurden abgeschrägt oder mit Erker (beschreibt einen Vorbau an der Fassade) versehen. Der Innenhof diente als Erholungsort und wurde durch die Blockstruktur umschlossen. Die Straßen wurden zum Teil als Allee ausgebildet, zum Teil mit Vorgärten versehen.

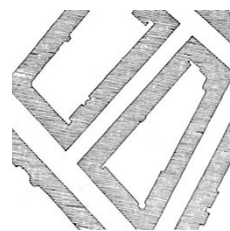
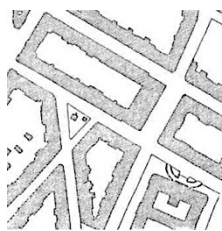


Abbildung 3-1: *Gründerzeitliche Blockstruktur [25]*

3-2 ALLGEMEINES ZUM GRÜNDERZEITHAUS

[4] [22] [25]

Mit dem Ausbau der Blockrandbebauung entwickelte sich, vorwiegend in der zweiten Hälfte des 19. Jahrhunderts, das gründerzeitliche mehrgeschossige Mietwohnhaus. Immobilieninvestitionen wurden getätigt und Wohnungen vermietet.

Das typische im Vollziegelmauerwerk errichtete Gebäude mit straßenseitig symmetrisch angeordneter Fassade und oft höherliegendem Parterre (Erdgeschoss) wurde mit Gebäudehöhen bis zu 25 m ausgeführt, siehe Abbildung 3-2. Durch die drei- bis fünfgeschossigen Stockwerke konnten Geschosse mit sehr hohen

Räumen geschaffen werden. Straßenseitig erhielten sie eine historische aufwändige Fassadengestaltung, hingegen hofseitig weitgehend schlicht. Die Kellerdecken wurden in Massivbauweise und die Zwischengeschossdecken in Holzbauweise errichtet.



Abbildung 3-2: *Gründerzeithaus in Graz (links: Symmetrischer Fassadenaufbau; rechts: Ecksymmetrie)*
[25]

Für einen besseren Einblick in die Gebäudestruktur werden in den folgenden Kapiteln gestalterische und bautechnische Merkmale in horizontaler und vertikaler Sicht behandelt.

3-2.1 HORIZONTALE MERKMALE

[22] [25]

Die horizontale Gebäudestruktur beschreibt den sogenannten Grundriss. Im nachfolgenden Abschnitt wird die Anordnung der unterschiedlichen Räume behandelt. Bereits bei der Planung und Errichtung des Gebäudes wurde eine flexible Raumnutzung bedacht. Um ein Grundstück optimal auszunützen und möglichst dicht zu bebauen, wurden standardisierte Lösungen entwickelt.

Das Stiegenhaus wurde zentral angeordnet, um möglichst viele Wohneinheiten zu erschließen. In der Regel befindet sich dieses im Gebäudekern mit Ausrichtung zum Innenhof. Bei Wohngebäuden sind die großen Räume, wie Wohn- und Schlafzimmer, straßenseitig angeordnet. Diese sind durch eine suboptimale Belichtung sowie eine hohe Lärmbelästigung gekennzeichnet. Hofseitig sind neben der Stiege, die Küche, Nebenräume und Sanitärräume, wie Bad und WC, angeordnet.

In Abbildung 3-3 ist ein Grundriss eines typischen Gründerzeithauses dargestellt. Es ist ein nahezu rechteckiges Gebäude mit herausgerückter Stiege. Eine Stiege erschließt zwei Wohnungen. Das in der Regel hofseitige Stiegenhaus ist als Risalit angeordnet. Risalit bezeichnet den in der Abbildung 3-3 ersichtlichen herausgerückten Gebäudeteil im Bereich des Stiegenhauses. Dieser verläuft in der Regel über die gesamte Gebäudehöhe.

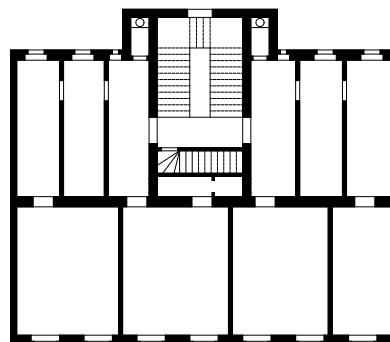


Abbildung 3-3: *Typischen Gründerzeitgebäude im Grundriss*

3-2.2 VERTIKALE MERKMALE

[22] [25]

Die Fassade beschreibt die äußere Hülle eines Gebäudes und repräsentiert das Gebäude straßenseitig. Diese wurde häufig sehr aufwendig, mit architektonischen wertvollen Verzierungen gestaltet. Die Hoffassade wurde hingegen schlichter ausgebildet, meist ohne Dekorelemente und verputzt. Die Gebäude der Gründerzeit waren durch die in der Bauordnung vorgeschriebene Gebäudehöhe, Stockwerksanzahl, Baulinie sowie Straßenbreite begrenzt. Obwohl die Gebäude mit unterschiedlichen Gebäudehöhen und Geschossen ausgebildet wurden, lässt sich eine Regelmäßigkeit in der Fassadengestaltung erkennen. Die Fassade gliedert sich in unterschiedliche Zonen, Sockelzone, Hauptgeschosse, Attikageschoss und Dachzone, siehe Abbildung 3-4. Die einzelnen Zonen bzw. Geschosse werden auf den folgenden Seiten genauer erläutert.

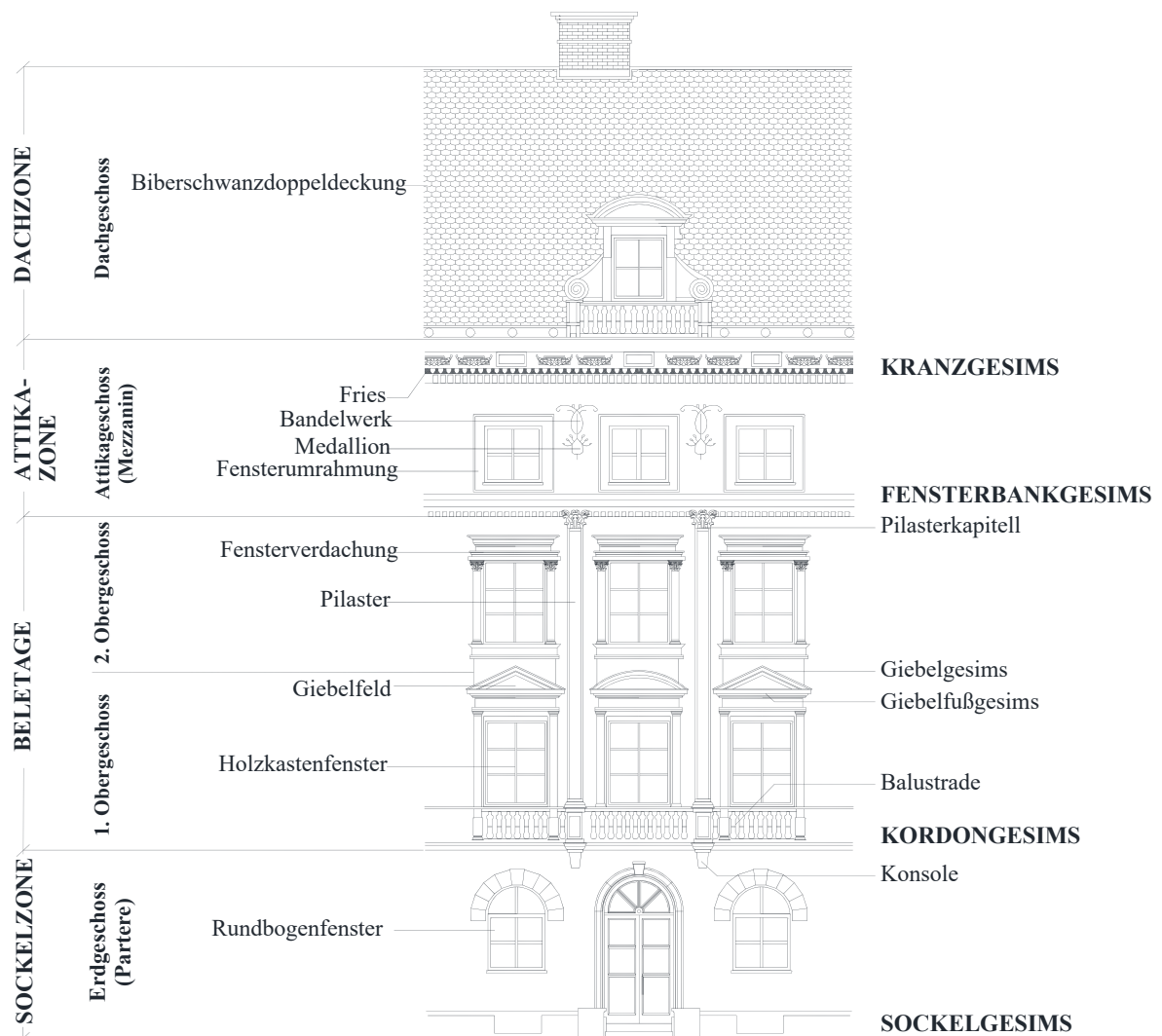


Abbildung 3-4: Fassade aus der Gründerzeit aus [22] nach [25]

- **Souterrain bzw. Tiefparterre:** Es handelt sich um ein Kellergeschoss, welches zum Wohnen oder als Aufenthaltsraum dient. Es liegt nur teilweise unter der Geländeoberfläche.
- **Parterre:** Ist die Bezeichnung für das Erdgeschoss. Dieses liegt in der Sockelzone. Das Erdgeschoss wurde im Vergleich zu den anderen Geschossen überhöht ausgeführt. Meist befanden sich im Erdgeschoss Geschäftsräume. Oftmals schließt dieses ein oberhalb angeordnetes niedriges Mezzaningeschoss (siehe Begriffserklärung Mezzanin) mit ein.

- **Hochparterre:** Ein Geschoss, welches nicht ebenerdig liegt, sondern über dem Straßenniveau.
- **Mezzanin:** Mezzanin beschreibt einen Halbstock oder ein Zwischengeschoss. Es kennzeichnet sich, im Vergleich zu den anderen Geschossen, durch die geringere Raumhöhe. Mezzaningeschosse befinden sich zwischen dem Erdgeschoss und dem ersten Obergeschoss oder im obersten Geschoss mit der Ausführung ohne Dachschräge (Attikageschoss).
- **Beletage:** Das schönste bzw. bevorzugteste Geschoss ist die Beletage. Im Gegensatz zu den übrigen Geschossen wurde dieses aufwendiger ausgeführt. Die Fassade wurde hochwertiger gestaltet oder die Räume höher ausgebildet. Die Beletage schließt oftmals nicht nur ein Geschoss mit ein.
- **Dachgeschoss:** Das oberste und letzte Geschoss wird als Dachgeschoss bezeichnet. Es wurde in der Regel als Lagerraum genutzt. Straßenseitig wurde das Dachgeschoss meist mit Kniestock und Attika ausgebildet. In der Gründerzeit entwickelten sich in Graz und Wien zwei typische Dachtragwerke, der sogenannte „Grazer Dachstuhl“ und das sogenannte „Wiener Hängewerk“, siehe Abbildung 3-5. Beim Grazer Dachstuhl handelt es sich beim Haupttragwerk um ein Kehlbalckendach, mit zweifach abgestrebtem, stehenden Stuhl und Kniestock. Das „Wiener Hängewerk“ beschreibt einen Pfettendachstuhl mit doppeltem Hängewerk und zweifach stehendem Stuhl. Der Schwerpunkt der vorliegenden Arbeit wurde auf vertikale (Fundament und Mauerwerk) und horizontale (Decken) Bauteile gelegt, weswegen der Dachstuhl außen vorgelassen wurde.

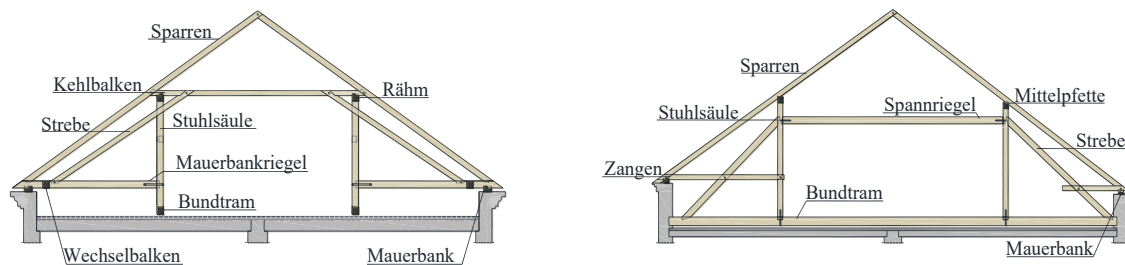


Abbildung 3-5: Vollgespärre des „Grazer Dachstuhls“ und „Wiener Hängewerks“ [12]

In die Fassadengestaltung fließen unterschiedliche horizontale und vertikale Elemente mit ein. Im 19. Jahrhundert beeinflussten verschiedene Gliederungselemente das äußere Erscheinungsbild der Fassade. Beispielsweise die Fenster, horizontal auskragende Gesimse und senkrechte Elemente (Säulen).

3-2.2.1 Fenster

[25] [26]

Fenster dienen der Belichtung und Belüftung eines Raumes. Ein Merkmal im Erscheinungsbild der Fassade sind die Fensterelemente. Fenster prägen die Fassade in verschiedenen Aspekten und beeinflussen das Straßenbild. Das Verhältnis Wand zu „Loch“, Mauerfläche zu Maueröffnung, ist ausschlaggebend, siehe Abbildung 3-6.

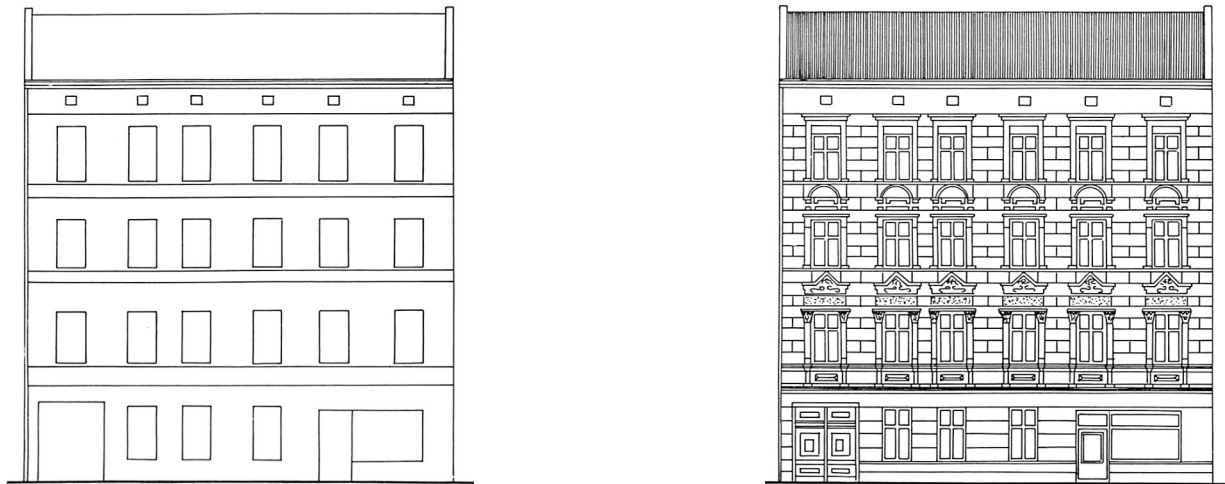
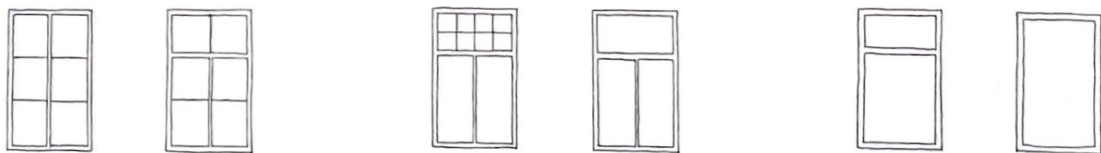


Abbildung 3-6: Fenstererelemente, Verhältnis Wand zu Loch aus [22] nach [27]

Die Anordnung der Fensterachsen und die Fensteröffnungen in ihrer Teilung und Umrahmung ist ebenso ausschlaggebend für die Fassadengestaltung. Das Erscheinungsbild der Fenster wird durch die Stilelemente, wie die Gestaltung der Kämpfer und Flügel, sowie die Stärke der Rahmen beeinflusst.

“Kämpfer ist ein horizontales, zwischen den unteren und oberen Flügeln eingesetztes Holz, das meistens gesimsartig profiliert wird.“ [26]

In der Abbildung 3-7 sind Rahmen und Glasscheiben bei Fensterflügel ersichtlich. Die Abbildung 3-7 und Tabelle 3-1 zeigen Beispiele für die Aufteilung der Flügel.



18. und frühes 19. Jahrhundert

19. Jahrhundert

20. Jahrhundert

Abbildung 3-7: Fensterteilungen [25]

Tabelle 3-1: Anzahl der Flügel [26]

Lichtweite [m]	Anzahl der nebeneinanderliegenden Flügel
< 0,6	1
0,6 bis 1,4	2
>1,4	3 oder mehr

Typische Fensterarten

[25] [26]

Die weitverbreitetsten Fensterformen im 19. Jahrhundert waren straßenseitig ausgebildete Rahmenpfostenfenster (Außen- und Innenflügel öffnen nach innen) und hofseitig traditionelle, nach außen aufgehende, Fenster. Die Holzfenster bestehen aus harzreichem, astfreiem Holz, meist aus Kiefer.

Typische Fensterarten der Gründerzeit sind der sogenannte Grazer Stock und der sogenannte Wiener Stock, wie in Abbildung 3-8 zu erkennen ist. Ein Fensterstock bezeichnet einen Fensterrahmen. Kastenfenster sind zweischalige Bauelemente, siehe Abbildung 3-9, ihr Unterschied liegt in der Öffnung der Flügel.

- **Grazer Stock:** Der Grazer Stock beschreibt ein Kastenfenster dessen wohnungsseitig situierte Flügel nach innen aufschlagen und dessen straßenseitig situierte Flügel nach außen, zur Straßenseite aufschlagen.
- **Wiener Stock:** Beim Kastenfenster mit Wiener Stock öffnen sich die wohnungs- und straßenseitigen Flügel nach innen. Der Fensterstock ist in etwa 10 cm in die Fassade hineinversetzt.

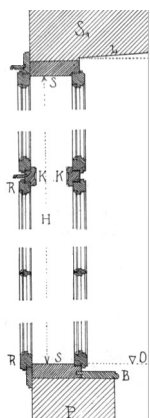


Abbildung 3-8: Kastenfenster (links: Grazer Stock; rechts: Wiener Stock) [25]

Anforderungen

[26]

In Daub [26] wird darauf verwiesen, dass Fenster gegen Witterungen wie Regen, Schnee, Wind und Kälte dicht sein sollen. In der Regel ist das Verhältnis des Fensters, Höhe zu Breite (Lichthöhe zu Lichtweite) 2:1. Bei Wohnhäusern beträgt die Breite 1,0 m bis 1,2 m. Bei einer Lichtweite von 1,0 m ist der Achsabstand der einzelnen Fenster zueinander in etwa 2,3 m. Für die Verglasung wurde 3,0 mm starkes Tafelglas oder 8,0 mm starkes Spiegelglas verwendet. Der Sturz beschreibt das Mauerwerk über dem Fenster und wurde in der Regel in Bogenform ausgebildet. Alternativ wurden Stahlträger verwendet (näheres dazu findet sich in Kapitel 4-3.3). Die Sturzhöhe beträgt mehr als 0,45 cm. Das Mauerwerk zwischen Fenster und Fußboden wird als Parapet bzw. Brüstung bezeichnet und besitzt meist eine Höhe von 90 cm. In Abbildung 3-9 sind die einzelnen Fensterelemente ersichtlich.



Dabei sind:

- S₁ Sturz
- S Stock
- R Rahmen
- K Kämpfer
- B Fensterbrett
- P Parapet

- H Lichthöhe
- W Lichtweite

Abbildung 3-9: Fenster mit einfachem (Pfosten-)Stock (Außenflügel öffnet nach außen) (links: Vertikalschnitt; rechts Grundriss) [26]

3-2.2.2 Gesimse

[17]

Der Begriff "Gesims" bezeichnet Bauteile, welche den oberen Abschluss einer Fassade bilden oder zur waagrechten Unterteilung von Wänden, Säulen oder Pfeilern dienen. In Abhängigkeit von ihrer Lage in der Fassade werden Gesimse in Hauptgesimse, Gurtgesimse oder Sockelgesimse unterteilt.

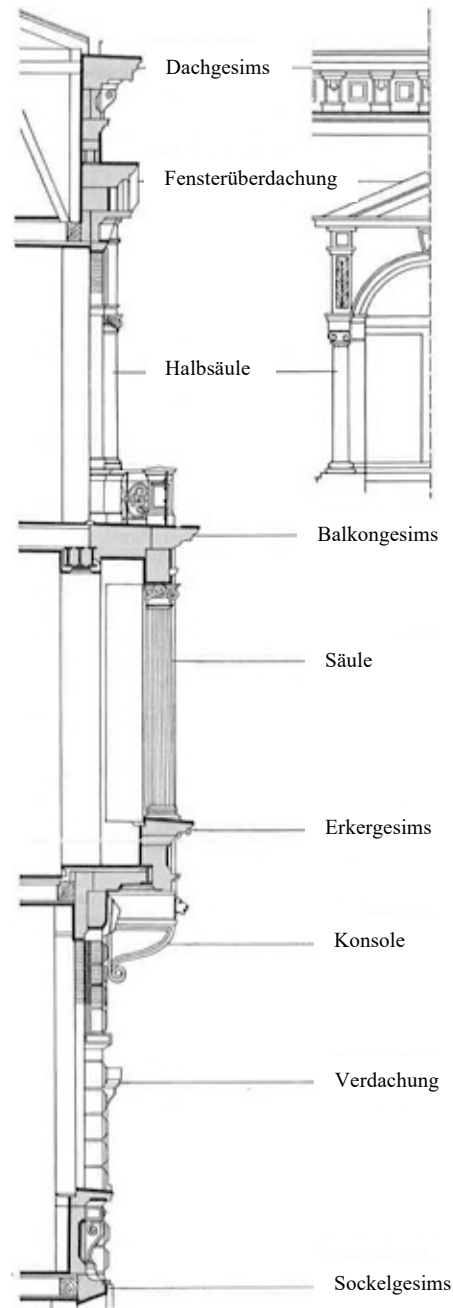


Abbildung 3-10: Schnitt der Fassade eines Wohnhauses um 1871 [17]

Der oberste Abschluss wird als Hauptgesimse bezeichnet. Der Sockel ist der untere Abschluss. Zu den Hauptgesimsen zählt das Decken- bzw. Dachgesimse. Sockelgesimse sind im Bereich der Sockelmauer zum Wandübergang situiert. Diese werden auch als Fußgesimse bezeichnet. Zur Überdachung von Maueröffnungen dienen Gesimse mit oder ohne geraden oder bogenförmigen Giebeln. Die Säulen zählen zu den senkrechten Elementen.

3-2.2.3 Stiegen

[26] [28]

Eine Erschließung beschreibt eine Maßnahme zur Herstellung der Nutzungsmöglichkeit eines Gebäudes, worauf im Folgenden näher eingegangen wird. Das Stiegenhaus ist ein durch Mauern eingegrenzter Raum. Dieser wurde in der Regel hofseitig angeordnet und reicht durch alle Geschosse bis zum Dachboden, siehe Abbildung 3-11.

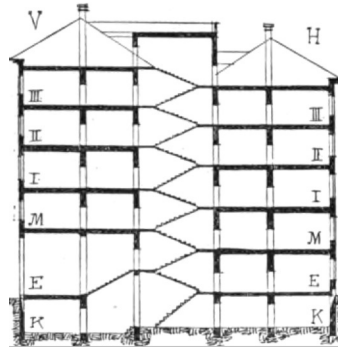


Abbildung 3-11: Schnitt durch ein Gebäude, ersichtlich die Lage der Stiege im Haus [26]

Zur vertikalen Erschließung im Stiegenhaus wurden hauptsächlich Stiegen errichtet, Rampen und Aufzüge eher selten. *“Unter einer Treppe versteht man die stufenweise Verbindung von zwei verschieden hoch gelegenen Bodenflächen. Nach dem Ort der Anbringung unterscheidet man Freitreppen und Innentreppen“* [28]. Freitreppen sind Treppen im Freien und Innentreppen sind Treppen im Inneren eines Gebäudes. In Daub [26] wird angemerkt, dass ein Gebäude mit möglichst wenig Stiegen ausgebildet werden soll, weil jede Stiege einen Raumverlust mit sich bringt und zur Baukostenerhöhung führt.

Anforderungen

Die Anforderungen an Stiegen nach Daub [26] sind die bequeme und sichere Nutzung, ausreichend Trag- und Feuerbeständigkeit und die zentrale Lage im Haus (Nähe des Hauseingangs). Ab drei Geschossen wurden Rastplätze, sogenannte Stiegenruheplätze, errichtet. Bei einem dreistöckigen Gebäude zumindest im ersten Stock und bei einem vierstöckigen Gebäude im ersten sowie drittem Stock.

Treppenarten

[26] [28]

“Nach der Konstruktion der Steintreppe unterscheidet man zwischen untermauerten Treppen, freitragenden Treppen, Zargen- oder Wangentreppen und Architravtreppen“ [28]. Im weiteren Verlauf der Arbeit wird die freitragende Treppe näher behandelt.

Freitragende Treppen

Bei einer freitragenden Treppe ist die Trittstufe einerseits im Mauerwerk eingebunden und andererseits frei, wie in Abbildung 3-12 erkennbar. Die unterste Stufe wird als Antritt bezeichnet, die oberste als Austritt und die waagrechte Oberfläche einer Stufe als Trittlfläche. Erst nachdem die Stiegenhausmauern errichtet worden sind, wurden die Stufeneingriffe ausgestemmt. Die vom Steinmetz, aus Naturstein, hergestellten Stufen sind zum einen im Mauerwerk eingespannt und zum anderen frei (Auskrägung). Sie liegen auf der darunterliegenden Stufe auf.

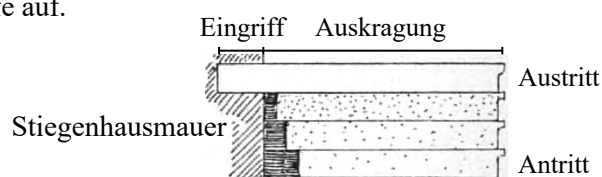


Abbildung 3-12: Freitragende Treppe [28]

In Tabelle 3-2 findet sich eine Auflistung des Stufeneingriffs im Mauerwerk in Abhängigkeit der Länge.

Tabelle 3-2: *Eingriffslänge der Stufe bei freitragenden Stufen [26]*

Freie Länge der Stufe (Auskragung) [m]	Eingriff der Stufe [cm]
1 bis 1,25	20
1,25 bis 1,50	25
1,50 bis 2,00	30 bis 35

Im Vergleich zur freitragenden Treppe beträgt bei beidseitig eingemauerten Stufen der Eingriff im Ziegelmauerwerk mehr als 8 cm. Die Unterseite des Treppenlaufes ist behandelt und eben. Der Stufenfalz wird auch als Geisfuss bezeichnet und ist in Abbildung 3-13 dargestellt. Er besitzt ein horizontales Auflager mit einer Breite von 3 cm bis 3,5 cm und eine schräge Fläche von 5 bis 6 cm.



Abbildung 3-13: *Austrittsstufe bei einer freitragenden Treppe [28]*

Materialien

[28] [26]

“Nach dem Material unterscheidet man Steintreppen, Holztreppen und eiserne Treppen“ [28]. Steintreppen gelten gegenüber Holztreppen als feuersicherer. Für Stufen aus natürlichem Stein wurde Kalkstein, Granit, Gneis, Syenit und Sandstein verwendet. Aus konstruktiver Hinsicht sind Stiegen aus Stein monumental, feuersicher, dauerhaft, widerstandsfähig und sehr tragfähig.

Es gibt unterschiedliche Stufenarten aus Stein, wie Block- oder Keilstufen (Abbildung 3-14). Blockstufen finden sich bei Stiegen im Keller oder als Vorlegestufen (Nullstufen, beispielsweise bei Hauseingängen). Die Trittlfläche bei Freitreppen ist im Gefälle von 1-2 % für die Wasserableitung, zu verlegen. Keilstufen im Innenbereich werden ausgeschalt, wodurch die ebene Unterfläche, siehe Abbildung 3-14 rechts, gebildet wird. Die schräg verlaufende Untersicht der Stufen wird als Schalung bezeichnet.



Abbildung 3-14: *Stufenarten (links: Blockstufe; rechts: Keilstufe) [26]*

Abmessungen

[28] [26]

Je nach Gebäudeart gibt es unterschiedliche Anforderungen an die Breite der Stiegen, die sogenannte Laufbreite, siehe Tabelle 3-3. Das Podest wurde mindestens so breit wie die Treppe errichtet.

Tabelle 3-3: *Stiegenbreite [28]*

Stiegenart	Laufbreite [m]
Nebentreppen	mindestens 0,75
gewöhnliche Wohnungstreppen	mindestens 1,00
bessere Wohnungstreppen	1,30 bis 1,50

Das Stiegenverhältnis beschreibt das Verhältnis von Stufenhöhe zu Stufenbreite. Der Zusammenhang zwischen Höhe und Breite ist der Tabelle 3-4 zu entnehmen. Der Höhenunterschied zweier Trittlflächen (waagrechte Oberfläche einer Stufe) beträgt in Wohnhäusern für gewöhnlich 14 cm bis 16 cm, mindestens 12 cm und maximal 20 cm. Die Stufenbreite oder auch Auftritt genannt, beschreibt den horizontalen Abstand zweier Vorderkanten und beträgt mindestens 29 cm. Der Neigungswinkel sollte zwischen 10 Grad und 45 Grad liegen. Treppen mit hohem Neigungswinkel finden bei Kellerstiegen Verwendung, flachgeneigte Treppen bei Freitreppen.

Tabelle 3-4: *Zusammenhang zwischen Höhe und Breite von Stiegen [26]*

Typ	Höhe [cm]	Breite [cm]
Haupttreppe	$h = 14 - 19$	$b = 63 - 2h$
Freie Treppe	$h < 14$	$b = 48 - h$
Nebentreppe	$h > 14$	$b = \frac{500}{h}$

KAPITEL 4: STATISCH KONSTRUKTIVE MERKMALE VON GRÜNDERZEITGEBÄUDEN

Ein Gebäude setzt sich aus unterschiedlichen Elementen zusammen. Die typischen Haupttragelemente eines Gründerzeitgebäudes sind der Abbildung 4-1 zu entnehmen. In der vorliegenden Arbeit ist der Schwerpunkt auf die statisch konstruktiven Merkmale und Besonderheiten von Fundament, Wände und Decken gelegt. Die Herangehensweise an die Tragwerksbemessung des 19. Jahrhunderts wird behandelt. Im Wesentlichen erfolgte die Literaturrecherche aus den Büchern von Herrn Daub [26] [29] [30].

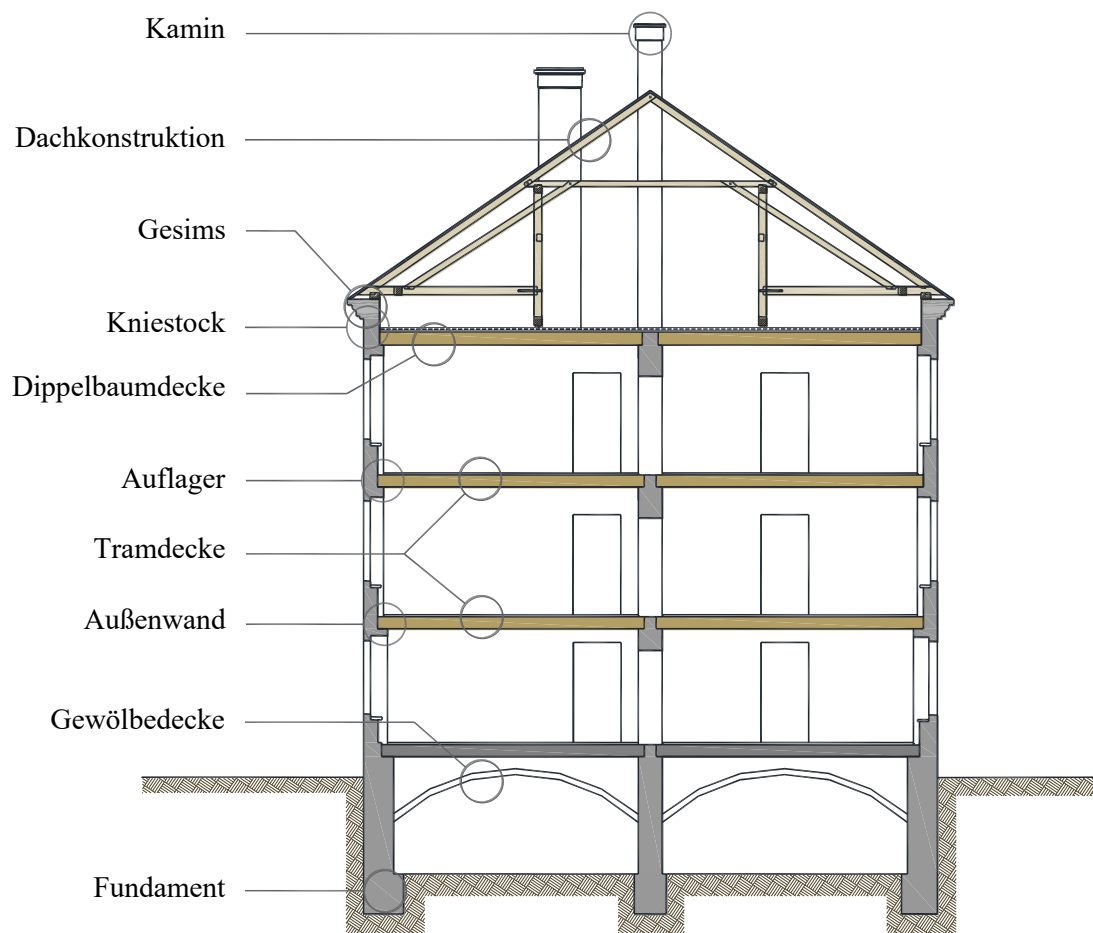


Abbildung 4-1: Konstruktionselemente eines Gründerzeithauses [22]

4-1 SICHERHEITSKONZEPT IM 19. JAHRHUNDERT

Aufgrund von Erkenntnissen in der Statik und Materialwissenschaft wurde ab der zweiten Hälfte des 19. Jahrhunderts das deterministische Sicherheitskonzept angewandt. Die festgelegten Sicherheitsabstände befinden sich auf der Widerstandsseite. Bis dahin waren bei der Bemessung von Hochbaukonstruktionen empirische Festlegungen maßgebend. Im nachfolgenden Kapitel werden die Entwicklung sowie Anwendung des deterministischen Sicherheitskonzeptes in der Tragwerksbemessung erläutert.

Grundlagen zur Bemessung

Einwirkungen und Widerstände von verwendeten Baumaterialien beschreiben statische Größen. Schnee, Wind und Erdbeben sind natürliche Wetterereignisse. Ein Tragwerk ist Einwirkungen ausgesetzt, diesen wirkt der Widerstand entgegen. Wird der Widerstand kleiner als die Beanspruchung tritt Bauteilversagen ein. Es gilt die Einhaltung folgender Nachweisbedingung (4.1):

$$E \leq R \quad (4.1)$$

Dabei sind:

E Einwirkung [N/mm²]
 R Widerstand [N/mm²]

Entwicklung der Tragwerksbemessung

Ab 1850 sind in der Literatur Angaben zur querschnittsunabhängigen Baumaterialfestigkeit zu finden. Diese werden „absolute Festigkeiten“ genannt. Hierbei wird die Materialeite durch Sicherheitsbeiwerte abgemindert. Es handelt sich um das deterministische Sicherheitskonzept.

1853 gab es bereits Entwicklungen zur Einführung eines Sicherheitskonzeptes. Dazu sind in Tabelle 4-1 die praktischen Abminderungen der absoluten Festigkeit aufgelistet. Die vorliegenden Angaben beschreiben den Beginn des deterministischen Sicherheitskonzeptes. Die Sicherheitsbeiwerte befinden sich auf der Widerstandsseite (auf der Materialeite). Der Begriff „zulässige Spannung“ resultiert aus diesen Festlegungen.

Tabelle 4-1: Sicherheitsgrad auf der Materialeite nach Becker 1853 [15]

Material	Bruchfestigkeit (zulässige Beanspruchung)			
	Zug		Druck	
	ruhende Belastung	Stossbelastung	ruhende Belastung	Stossbelastung
Stein	keine Angaben	keine Angaben	20	keine Angaben
Holz	10	10	10	keine Angaben
Eisen	3	10	4 bis 5	10

In etwa in den Jahren 1830 bis 1880 erfolgte die Bemessung von Konstruktionselementen im Wohnbau überwiegend nach tradierten Handwerksregeln ohne statische Bemessung. Durch die Überdimensionierung von Bauteilen wurde eine ausreichende Sicherheit gewährt. Es gab keine Aussagen zur Bauwerkssicherheit und Versagenswahrscheinlichkeit.

Im Hochbau, speziell im Wohnbau, wurden um 1900 erste statische Bemessungen durchgeführt. Infolge der Festlegung von sogenannten Normalien. In Prüfungs- und Versuchsanstalten wurden Baustoffe untersucht. Technische Vereine haben die Untersuchungen und die in der Praxis gewonnen Erfahrungswerte zusammengefasst und einheitliche Bestimmungen über das Baustoffverhalten (Klassifikation, Prüfungsnormen, Lieferungsbedingungen) festgelegt. In Österreich gelten die Normalien des österreichischen Ingenieur- und Architektenvereins in Wien.

Im Hochbau wurde in etwa in der Zeit vom Jahre 1880 bis zum ersten Weltkrieg das deterministische Sicherheitskonzept zur statischen Bemessung angewandt.

Das deterministische Sicherheitskonzept

Bei der deterministischen Betrachtungsweise erfolgt eine Gegenüberstellung der Mittelwerte der Einwirkungen und der Widerstände. Das Konstruieren sicherer Bauteile war durch die Festlegung des auf der Widerstandsseite befindlichen Sicherheitsabstandes möglich. Die Versagenswahrscheinlichkeit war nicht voraussehbar. Die nachfolgenden Tabellen geben einen Überblick ausgewählter Materialien und zugehörigem Sicherheitsgrad. Das Sicherheitskonzept beruht auf der Grundvoraussetzung der Annahme eines linearen Zusammenhangs aller mechanischen Größen, sowie der Festlegung genormter Einwirkungen.

Die Nachweisführung wird unter Einhaltung der zulässigen Spannungen durchgeführt. (Nachweiskonzept mit zulässigen Spannungen. σ_{zul} beschreibt die damalige zulässige Inanspruchnahme k):

$$\sigma_{vorh} \leq \sigma_{zul} \quad (4.2)$$

$$\sigma_{vorh} \leq k \quad (4.3)$$

mit

$$k = \frac{K}{n} \quad (4.4)$$

Dabei sind:

σ_{vorh} vorhandene Spannungen im betrachteten Querschnitt [kg/cm²]

σ_{zul} zulässige Spannungen im betrachteten Querschnitt [kg/cm²]

k zulässige Inanspruchnahme des Materials [kg/cm²]

K Festigkeit des Materials [kg/cm²]

n Sicherheitsgrad

Der Sicherheitsgrad für Holz ist in Tabelle 4-2 aufgelistet.

Tabelle 4-2: Sicherheitsgrad für Holz (1905) [29]

Belastungsweise		Inanspruchnahme auf	
		Zug	Druck
ruhende Belastung		6	4
provisorische Bauten		6	4
bewegte Lasten	stoßfrei	7	5
	mässige Stöße	8	6
	heftige Stöße	10	7

Der Sicherheitsgrad für Stein ist Tabelle 4-3 zu entnehmen.

Tabelle 4-3: Sicherheitsgrad für Stein (1905) [29]

Belastungsweise		Inanspruchnahme auf			
		Zug	Druck	Biegung	Abscherung
ruhende Belastung	zweiteiliger Bau	10	10	10	10
	bleibender Bau		15		
bewegte Belastung	stoßfrei		20		
	mäßige Erschütterungen		25		
	heftige Erschütterungen		30		
dünne Pfeiler oder Säulen			40		

4-2 FUNDAMENT

[15]

Gebäude stehen auf Fundamenten, welche die Gebäudelasten in den Baugrund leiten. Die Fundamentherstellung wird als Fundierung, Gründung oder Grundierung bezeichnet. Im 19. Jahrhundert wurde, aufgrund der günstigen Arbeitskräfte, die Grundierung meist händisch errichtet. Bei Wohnbauten erfolgte die Bemessung der Fundamente nach einfachen Regeln. Hauptsächlich wurde nur die Bodenart berücksichtigt und zur Wahl der Gründung herangezogen, unabhängig von der Festigkeit des Bodenmaterials. Bei guten Untergrundverhältnissen waren einfache Mittel ausreichend, bei schlechtem Grund wurden Tieffundierungen errichtet. Im Nachfolgenden werden die unterschiedlichen Bodenarten und die damit verbundenen Gründungsvarianten erläutert.

4-2.1 BODENART

[26]

Die Baugrundtragfähigkeit wurde in verschiedene Festigkeitsklassen, unpressbarer und pressbarer Baugrund, unterteilt. Nicht pressbar beschrieb den „besten“ Baugrund, es handelt sich um die tragfähigste Bodenart. Dazu zählten Fels oder geschichteter Fels ohne Rutschflächen. Pressbarer Boden wurde unterteilt in „sehr gut“, „gut“, „schlecht“ oder „sehr schlecht“.

- Als „**sehr guter Baugrund**“ wurde Kies, Gerölle, fester Mergel, Fels, trockener fester Lehm oder Ton mit einer Tiefe von mindestens 2 bis 3 m, bei dem wenig zusammengepresst wird, betrachtet.
- Zum „**guten Baugrund**“ zählten trockener fester Lehm, grober Ton und erdfreier Sand.
- „**Schlechter Baugrund**“ gab bei stärkerem Druck nach und ist nicht knetbar, wie feiner Sand, nasser Lehm oder Ton.
- „**Sehr schlechter Baugrund**“ ist ganz weich, knetbar und gibt bei jedem Druck nach. Wie Torf, Moos, Humus, Flugsand oder Tribsand.

Maßnahmen gegen das Eindringen des Wassers

[26]

Die Tragfähigkeit des Bodens kann durch Wasser beeinflusst werden, welches in der natürlichen Bodenfeuchte, im Grundwasser, in Quellen oder Wasseradern auftritt. Der Boden wird durch das Wasser weich oder durch Frieren des Wassers aufgelockert. Geneigte Böden können abgleiten. Vorkehrungen gegen wasserhaltige Bodenschichten waren die Errichtung einer Drainage zum Ableiten des Wassers. Handelt es sich um einen Wasserzufluss vom Bach oder sonstige schädliche Einwirkungen, wurden wasserdichte Wände, wie Spundwände, Pfahlwände oder Schichten aus Beton errichtet.

Im Allgemeinen waren nach den damals gängigen Konstruktionsempfehlungen Fundamente in frostfreier Tiefe zu errichten. Diese war mindestens 1 m unter dem Geländeniveau. Die zulässige Belastung des Bodens ist der Tabelle 4-4 zu entnehmen.

Tabelle 4-4: Zulässige Belastung des Baugrundes [26]

Bodengattung	Zulässige Belastung [kg/cm ²]
Weicher Boden	1 ¹⁾
Lockerer, wasserhältiger Boden (bei Pfahlfundierung)	2 ¹⁾
Lockerer, wasserhältiger Boden (Pfahlfundierung und 60 cm Beton)	3 ¹⁾
Ton (weich)	1 ²⁾
Ton (fest)	4 ²⁾
Sand (sehr feucht, feinkörnig)	1 ²⁾
Sand (grob, fest gelagert)	6 ²⁾
Kies (grob, fest gelagert)	3 bis 4 ¹⁾ bzw. 6 ²⁾
Fels (gewöhnlicher)	5 bis 6 ¹⁾
Guter Baugrund (dauernde Belastung)	4 bis 5 ¹⁾
Guter Baugrund (vorübergehende Belastung)	7 bis 8 ¹⁾
Sehr guter Baugrund	7 bis 8 ¹⁾
Anmerkungen: 1) ... 10-fache Sicherheit 2) ... Normalien d. ÖIAV	

4-2.2 WAHL DER FUNDIERUNGSARTEN

[15] [26]

Nach Daub [26] wurde, in Abhängigkeit des Bodenmaterials, eine Matrix zur Wahl der geeigneten Gründungsart erstellt, siehe Abbildung 4-2.

TIEFE DER TRAGFÄHIGEN BODENSCHICHTE	WASSER NICHT VORHANDEN	DAS WASSER IN DER BAUGRUBE LÄSST SICH AUSSCHÖPFEN	DAS WASSER ÜBER DER TRAGFÄHIGEN BODENSCHICHT KANN NICHT BESEITIGT WERDEN	
GERING LEICHT ERREICHBAR	DURCHLAUFENDE FUNDAMENTMAUERN		BETONSCHICHTE	STEINSCHÜTTUNG
GRÖßER UNSCHWER ZU ERREICHEN	PFEILERFUNDAMENTE		BOHLENROST SCHWELLROST	
	BETONSCHICHTE (PLATTE O. UMGEKEHRTES GEWÖLBE) EISENBETONSCHICHT (")		PFÄHLROST	
SEHR GROSS MIT EINFACHEN MITTELN NICHT ZU ERREICHEN	UMGEKEHRTES GEWÖLBE SANDSCHÜTTUNG			
	STEINSCHÜTTUNG			
	SENKBRUNNEN SENKRÖHREN			

Abbildung 4-2: Auswahlmatrix zur Fundierungsart um 1900 [11]

Für die Errichtung eines Gebäudes war guter Baugrund Voraussetzung. Die frostfreie Tiefe betrug 1 m. Lag eine tragfähige Bodenschicht vor, wurde eine Grundbank (Näheres dazu findet sich in 4-2.2.1) errichtet. Bei sehr gutem Untergrund wie Fels, war es ausreichend die oberste lockere Bodenschicht abzutragen. War der Boden wenig tragfähig wurden Fundamentverbreitungen, liegende Roste oder Schüttungen ausgebildet. Lag die tragfähige Schicht tiefer, oftmals 10 m oder mehr unter dem eigentlichen Niveau, wurden Tiefengründungen hergestellt. Hierbei kamen gemauerte Pfeiler, hölzerne oder eiserne Pfähle, Senkbrunnen oder Senkröhren zum Einsatz. Nachfolgend die Erörterung, welche Fundierung bei der jeweiligen Bodenart verwendet wurde.

4-2.2.1 Grundbank

[31]

Bei gutem, trockenem Baugrund wie Sand, Kies oder Schotter wurde eine 8 bis 10 cm starke Schicht aus Lehm, Sand, oder Mörtel auf die Fundamentsohle aufgetragen. Die Grundbank besteht aus Lehm, Sand, oder einem Mörtelbett, in welches große Bruchsteine eingearbeitet wurden. Darauf wurde das Fundamentmauerwerk im Ziegel oder Bruchstein mit hydraulischem Mörtel errichtet.

4-2.2.2 Sandschüttung

[26]

Bei schlechten Bodenverhältnissen wurden Sandschüttungen, wie in Abbildung 4-3 veranschaulicht, aus reinem Quarzsand verwendet. Schichten von 15 bis 30 cm wurden aufgebracht und verdichtet. Somit sind bei einer 2 m hohen Sandschicht, auch bei schlechter Unterlage, Belastungen von 2 bis 3 kg/cm² möglich.

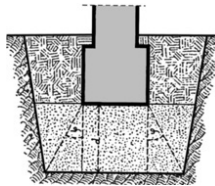


Abbildung 4-3: Sandschüttung [31]

4-2.2.3 Streifenfundament

[15] [26]

Handelt es sich um guten Baugrund wurden Streifenfundamente errichtet. Gewöhnliche gemauerte Fundamente wurden aus Bruchsteinen im Zementmörtel oder als Quadermauerwerk hergestellt. Streifenfundamente wurden ohne Bemessung errichtet. Bei gewöhnlichen Wohngebäuden mit gutem Baugrund betrug die Erweiterung von Mauerwerk zu Fundament 7,5 cm ($\frac{1}{4}$ Stein) oder 15 cm ($\frac{1}{2}$ Stein). Der Absatz befand sich 15 cm ($\frac{1}{2}$ Stein) unter der Geländeoberkante bzw. Erdoberfläche, siehe Abbildung 4-4. Unterhalb des Kellers und im Gebäudeinneren betrug die Fundamenttiefe 30 cm bis 100 cm. Üblicherweise 50 cm unter Kellerniveau. Auf dem Fundamentmauerwerk wurden die Ziegelkellerwände errichtet. Für eine gleichmäßige Verteilung der Gebäudelasten auf den Untergrund wurden auch zwischen den Ziegeln Bruchsteine eingearbeitet.



Abbildung 4-4: Streifenfundament/Angaben um 1900 [15]

4-2.2.4 Fundamentmauerwerk abgetreppt

[15] [26]

Fundamentabsätze wurden bei wenig tragfähigem Baugrund errichtet. Wie die Abbildung 4-5 zeigt, besteht das Fundamentmauerwerk aus Bruchsteinen und wurde durch Absätze verbreitert. Es wurde eine größere Fläche zur Lastausbreitung geschaffen diese ungleichmäßigen Setzungen entgegengewirkt.

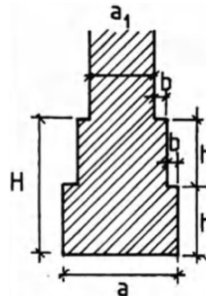


Abbildung 4-5: Fundamentmauerwerk abgetreppt/Angaben um 1900 [15]

4-2.2.5 Pfeilerfundament

[26]

Bei tieferliegenden tragfähigem Baugrund wurden Pfeilerfundamente errichtet, wie in Abbildung 4-6 dargestellt. Die einzelnen Pfeiler stehen im Abstand von höchstens 4 m zueinander. Durch diese aufgelöste Art der Grundierung konnten Mauerwerk, Erdaushub und Baukosten eingespart werden. Die Pfeiler wurden aus Bruchsteinen im Zementmörtel oder aus Stampfbeton errichtet. Für den Verbund zwischen den einzelnen Pfeilern dienten Bögen oder Träger. Die Anordnung der Pfeilerfundamente erfolgte zumindest unter Mauer- oder Fensterpfeilern (Pfeiler beschreibt beispielsweise den Teil eines Mauerwerks zwischen zwei Fenster), sowie bei besonderen Einzellasten, Mauerecken, Mauerenden, Mauerabzweigungen oder Mauerkreuzungen.

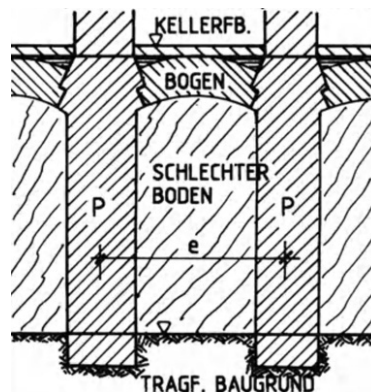


Abbildung 4-6: Pfeilerfundament (aus Bruchsteinmauerwerk und Stampfbeton)/Angaben um 1900 [15]

4-2.2.6 Umgekehrte Gewölbe

[26]

Umgekehrte Gewölbe wurden zwischen den Fundamentmauern für einen entsprechenden Flächenabtrag auf weniger tragfähigem Boden errichtet. In der Abbildung 4-7 wird ein umgekehrtes Gewölbe dargestellt. Bei den umgekehrten Tonnen-, Kreuz- oder Platzlgewölbe wurden die Wölbungen durch umgekehrte Gurt-, Gegen- oder Kontrabögen unterteilt. Für Gewölbe und Bögen wurde Zement, Beton oder Eisenbeton verwendet.

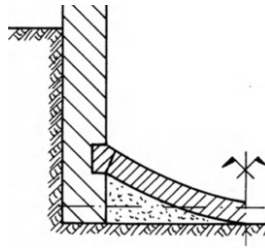


Abbildung 4-7: umgekehrtes Gewölbe [15]

4-2.2.7 Betonfundament

[15] [26]

Betonschichten (bezeichnet Betonfundamente) wurden im Wohnbau erst gegen Ende des 19. Jahrhunderts vermehrt für die Fundamentherstellung verwendet. In der Regel wurde unter jeder Mauer und jedem Pfeiler ein Betonfundament, siehe Abbildung 4-8, errichtet.

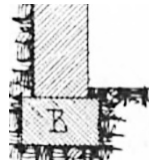


Abbildung 4-8: Betonfundament [26]

4-2.2.8 Liegende Roste

[26]

Liegende Roste aus Eichen-, Rotbuchen- oder Kiefernholz wurden für gleichmäßigere Druckverteilungen ausgebildet. Sie mussten mindestens 30 cm (empfohlen werden 50 cm) unter dem niedrigsten Grundwasserspiegel liegen.

Pfostenrost bzw. Bohlenrost

[26]

Pfostenroste wurden im Grundwasserbereich angewandt (Abbildung 4-9). Auf der Baugrubensohle befand sich der Pfostenrost, bestehend aus einzelnen im Abstand von 20 cm bis 30 cm verlegten Pfosten. Die Pfosten oder auch Bohlen genannt, waren 20 cm bis 30 cm breit und 8 cm bis 10 cm hoch. Bei kleinen, leichten Bauten wurde ein einschichtiger Rost verlegt. Beim doppelten Pfostenrost wurden Pfosten quer und längs zur Mauer verlegt und mit Holznägeln verbunden. Anstelle der Pfosten wurden auch 12 cm bis 15 cm starke Balken verwendet, diese werden auch Balkenrost genannt.

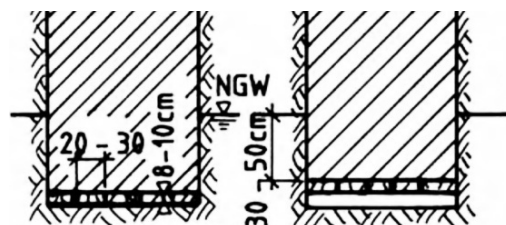


Abbildung 4-9: Pfostenrost (links: einfach; rechts: doppelt) [15]

Schwellrost

[26]

Wie in Abbildung 4-10 dargestellt, wurden in Mauerlängsrichtung die eingebetteten Querschwellen verlegt. Diese werden auch als Traversinen oder Zangen bezeichnet. Auf diesen wurden die Längsschwellen und

darauf 7 cm bis 15 cm dicke Pfosten verlegt. Die Querschwelle waren 24 cm bis 31 cm breit, 16 cm bis 24 cm hoch und wurden im Abstand von 1 m bis 2 m verlegt. Die Längsschwelle waren 18 cm bis 25 cm breit, 21 cm bis 33 cm hoch und waren 75 cm bis 125 cm voneinander entfernt. Für den Verbund zwischen den Quer- und Längsschwelle dienten Nägel. Als Füllmaterial wurde Bruchstein aber auch Bauschutt, Schotter, Kies, Sand oder Beton verwendet.

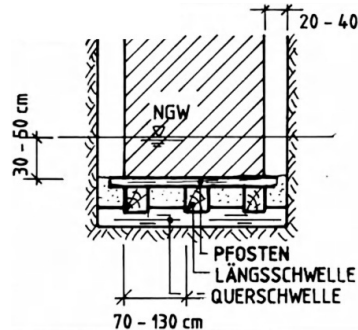


Abbildung 4-10: Schwellerost [15]

4-2.2.9 Pfahlrost

[15] [26]

Bei Tiefenründungen mit Piloten (bezeichnet einen Pfahl) werden die entrindeten Baumstämme bis zum tieferliegenden tragfähigen Baugrund eingerammt, siehe Abbildung 4-11. Auf der Sohle befand sich ein Schwellerost oder eine 75 cm bis 100 cm hohe Betonschicht. Die Köpfe der Pfähle griffen 30 cm in die Tiefe ein. Pfähle und Rost waren aus den Holzarten Eiche, Rotbuche oder Kiefer. Die Pfahlspitzen wurden drei- oder vierseitig, in einer Höhe vom zwei- bis dreifachen Pfahldurchmesser, gespitzt. Abgeschnitten wurden die Pfähle 50 cm über der Baugrubensohle. Der Abstand der einzelnen Pfähle zueinander betrug längsseitig 150 cm bis 200 cm und in Querrichtung 75 cm bis 125 cm.

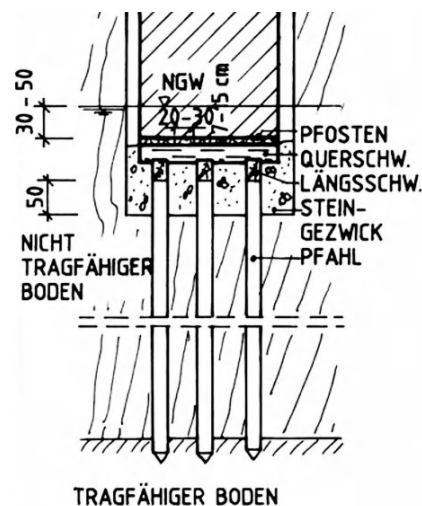


Abbildung 4-11: Pfahlrost [15]

4-2.2.10 Senkbrunnen

[26]

Senkbrunnen wurden zylindrisch bis zum festen Baugrund gemauert. Zum Ausfüllen des Brunnen-schachtes diente Bruchsteinmauerwerk im Zementmörtel oder Beton. Die Brunnenlichtweite betrug 1,5 m bis 2,0 m mit Mauerstärken zwischen 30 cm bis 60 cm. Der Abstand der einzelnen Brunnen betrug maximal 4,0 m und die Verbindung nach oben erfolgte mit Bögen. Senkbrunnen waren sehr teuer und wurden nur in Notfällen konstruiert.

4-3 WÄNDE

Ein Mauerwerk bezeichnet einen Verbundkörper, welcher vorallem auf Druck beanspruchbar ist. Es werden unterschiedliche Arten von Wänden (Mauertypen) sowie unterschiedliche Arten von Materialien (Mauerwerkstypen) eines typischen Altbaugeschäftes erläutert.

4-3.1 WANDTYPEN

[4] [30] [32]

Wände dienen der Gebäudeumschließung und als Raumtrennung. Ein gründerzeitliches Gebäude kann, wie in Abbildung 4-12 dargestellt, in drei Achsen geteilt werden, straßenseitige **Außenwand**-, **Mittelwand**- und hofseitige **Außenwand**. Nachfolgend ist die Auflistung unterschiedlicher Wandtypen zu sehen:

- Außenwand (1)
- Mittelwand (2)
- Giebelwand (3)
- Stiegenhauswand (4)
- Zwischenwand mit Öffnungen (5)
- Zwischenwand (6)

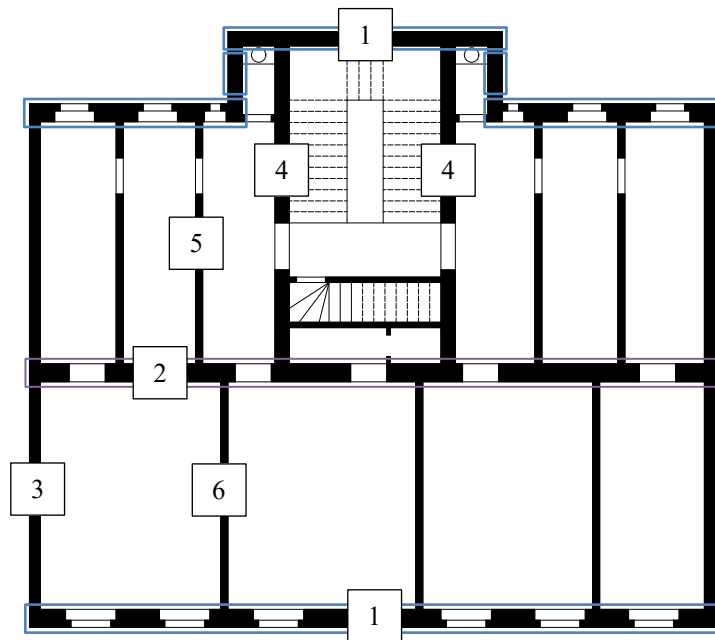


Abbildung 4-12: Gründerzeitgebäude im Grundriss

In Abbildung 4-13 sind zwei Innenansichten gründerzeitlicher Räume dargestellt. Zur Linken sind das Ziegelmauerwerk und die darunter liegende Dippelbaumdecke erkennbar. Zur Rechten sieht man das Ziegelmauerwerk mit darunterliegendem Tonnengewölbe.



Abbildung 4-13: Wände in einem Gründerzeithaus (links: Ziegelmauerwerk mit Dippelbaumdecke n.u.; rechts: Ziegelmauerwerk mit Tonnengewölbe n.u.) [32]

Mauertypen nach Daub

[30]

Das Mauerwerk über der Erdoberfläche wurde im 19. Jahrhundert als Tagmauerwerk bezeichnet. Die äußeren Wände (Außenwände) wurden auch Umfassungswände genannt und die Wände im Inneren (Innenwände) als Scheidewände. Scheidemauern trennen nebeneinanderliegende Räume. Zudem wird zwischen Mittel-, Stiegenhaus-, Nachbar-, Scheide und Gangmauern unterschieden. Die Mittelmauer trennt zwei Trakte (Gänge bzw. Räume). Die Stiege wird durch die Stiegenhausmauern umschlossen, der Lichthof durch die Lichthofmauern und der Gang durch die Gangmauern.

Getrennt werden einzelne Gebäude durch Feuer- oder Nachbarmauern. Feuermauern dienen zum Schutz vor Feuer bzw. bei einem möglichen Brand zur Eindämmung des Feuers. Zur Nachbarseite ist jedes Gebäude durch alle Stockwerke, einschließlich des Dachbodens, durch selbstständige Feuermauern zu sichern. Brand- und Feuermauern durften nur mit baubehördlicher Bewilligung Türen enthalten. Grenzten Gebäude nicht direkt aneinander, entschied die Baubehörde fallspezifisch über die Notwendigkeit von Feuermauern. Bereits in der Gründerzeit wurde in Brandabschnitte unterteilt. Der Dachboden ist ein eigener Brandabschnitt, dieser wurde mit einer brandbeständigen Abschottung zu den darunterliegenden Geschossen ausgeführt.

Mindestabmessungen von Mauern

Wandtypen werden in unterschiedliche Ausführungsstärken in der Abhängigkeit des Materials gegliedert. Die Mindestabmessungen der Mauer sind in Tabelle 4-5 aufgelistet.

Tabelle 4-5: Mindeststärke von Mauern in Abhängigkeit vom Material [30]

Material	Mindeststärke [cm]
österreichischer Ziegel (unverputzt)	14
preußischer Ziegel (unverputzt)	12
Bruchstein (lagerhaft)	40
Bruchstein (unregelmäßig)	50
Beton	10

Funktion von Wänden

[30] [32]

In der Regel wurde die Außen- und Mittelmauer durch alle Geschosse durchgehend gemauert. Maßgebend für die Standhaftigkeit eines Gebäudes ist die horizontale Gesamtaussteifung (leitet Wind- und Erdbebenkräfte ab). Zu den Querwänden zählen die Giebelwand, Stiegenhauswände bzw. der gesamte Stiegenhauskern und die Zwischenwände. Diese dienen der Lastableitung des Gebäudes. Haupt- und mittel-, belastete Nachbar-, Feuer- und Stiegenhausmauern sind tragende Wandelemente und nehmen senkrechte Belastungen auf. Bedingungen an die Außenwand sind die tragende Funktion, Lastabtrag von Dachstuhl und Decken, das Standhalten gegen Winddruck sowie die witterungsbeständige und feuersichere Ausführung. Durch die vorgegebenen Achsen von Fenster oder der Einfahrt, verringert sich die Lastableitung der Außenwand auf die reduzierte Pfeilerstruktur. Die Mittelmauer dient als Auflager für Decken. In den Mittelwänden befinden sich die Kamingruppen. Jeder Aufenthaltsraum wurde mit einem Kaminanschluss ausgestattet, dieser wurden in den Mauerwerksverband miteingearbeitet und reichte bis in den Keller.

Verbindung der Wand mit der Decke

[30] [22]

Einwirkungen verursachen seitliche Schübe im Mauerwerk, diese bewirken Verschiebungen. Es können auch Bewegungen durch die Materialungleichmäßigkeit entstehen. Eine Anforderung an die Konstruktion ist die Verbindung des tragenden Mauerwerks mit der Decke. Schließen aus Eisen (siehe Abbildung 4-14 links) sind Verankerungen. Diese verbinden die einzelnen Bauteile und dienen der Stabilisierung.

Die Eisen werden bei Mauerwerk, Holzbalken oder Eisenträger verwendet. Verankert wurde jede Mauer (ausgenommen Scheidemauer) bzw. Außenmauer, jeder Pfeiler in einer Außenwand oder hohe Rauchfänge. Bei einer Mauer ist die Lage der Schließe, in Mauerlängsrichtung, meist mittig. Abbildung 4-14 rechts zeigt einen Holztram, welcher auf einem um eine halbe Ziegelbreite zurückspringendem Mauerwerk aufliegt und durch eine Schließe Verbunden wurde.

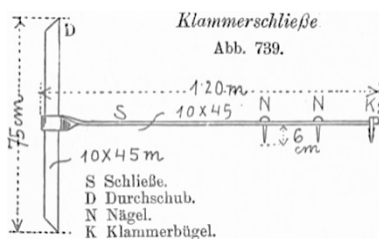


Abbildung 4-14: links: Klammerschließe [30]; Verbindung mit der Decke (mittig: Schließenverbindung AW mit Dippelbaumdecke; rechts: Schließenverbindung AW Holztram) [32]

Funktion von Schließen

Verbindet die Schließe die Außenwand mit einem Holzbalken wurde diese einerseits im Mauerwerk angebracht andererseits im Balken. In der Wand wurde das Eisen miteingemauert und flachkantig in der Lagerfuge verlegt, somit sind diese im Mauerwerk verankert (Abbildung 4-15). Die Befestigung an einem Holzbalken erfolgt durch die am Schließenende angebrachten Haken oder durch Verschraubung bzw. Vernagelung.

Die Schließen wirken wie ein Zugband, weil diese in Deckenspannungsrichtung über die Mauerwerksachse fortgesetzt sind. Die entstehenden Kräfte können, durch die in Deckenebene wirkenden Schließen, in den Bestand eingeleitet werden. Für größere Stabilität dienen L-, T-, U- oder I-Eisen.

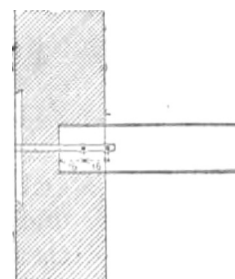
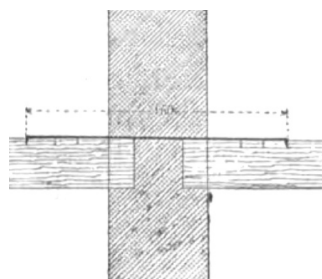
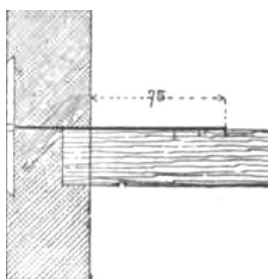


Abbildung 4-15: Schließenverbindungen (links: Klammerschließe AW mit Tram; mittig: Schlagklammer MW mit Tram; rechts: Traversenschließe AW mit Traverse) [30]

Anordnung der Schließen

Die Länge der Schließeneisen variiert. Die Länge für Abbildung 4-16 beträgt 2,5 m. Je nach Geschoss wurde die Nummer gewählt (in Abbildung 4-16 als Schließeneisen* bezeichnet).

“*) Nr. n heißt: in 1 Bündel zu 50 kg sind n Stück.“ [30]

Im Erdgeschoss wurde Nummer 4 und 5 verwendet, im Obergeschoss Nummer 6 und 7. Beispielsweise bedeutet es, dass im Erdgeschoss 4 Stück Schließeneisen verwendet wurden.

Schließen- eisen *)	Breite <i>mm</i>	Stärke <i>mm</i>	Gewicht <i>kg/m</i>
2 er	53	24	10·3
3 "	53	18	7·4
4 "	46	14	5·0
5 "	46	12	4·3
6 "	46	10	3·6
7 "	46	8	2·8

Abbildung 4-16: Abmessungen für Mauerwerksschließen [29]

4-3.2 MAUERWERKSTYPEN

[15] [30]

Mauerwerkstyp ist die Bezeichnung für ein Mauerwerk, welches vom Material abhängig ist. Je nach Anforderung an das Mauerwerk werden unterschiedliche Materialien verwendet. In der Regel wurde das Mauerwerk mit Ziegeln errichtet. Im geringen Ausmaß wurden auch Mischmauerwerke aus künstlichen und natürlichen Steinen errichtet. Der Verbundkörper ist vor allem auf Druck beanspruchbar. Der Stein dient zum Lastabtrag und beeinflusst die Mauerwerksfestigkeit am meisten. Nach Daub [30] werden die einzelnen Steine für Mauern folgend eingegliedert:

- Künstliche Steine
 - Gebrannte Steine
 - Gewöhnlicher Mauerziegel
 - Geschlemmter Ziegel
 - Poröser Ziegel
 - Lochziegel
 - Poröser Lochziegel
 - Klinker
 - Ungebrannte Steine
 - Gipsdielen
 - Korksteine
- Natürliche Steine
 - Bruchstein
 - Quader
 - Mischung aus künstlichen und natürlichen Steinen (gemischtes Mauerwerk)
 - 1/3 Ziegel und 2/3 Bruchstein

Eigenschaften unterschiedlicher Mauerwerkstypen

Am häufigsten wurde der gewöhnliche Ziegel, der gut gebrannte Ziegel und den Klinkern verwendet. Die Tabellen, Tabelle 4-17 und Tabelle 4-18, beinhalten die Materialkennwerte einzelner Mauerwerkstypen. Gewöhnlicher Mauerziegel wurde meist für Mauern und Pfeiler verwendet. Wurden erhöhte Anforderungen an das Mauerwerk gestellt, eigneten sich neben geschlemmten Ziegel auch Klinker oder Quader. Klinker sind gebrannte künstliche Steine aus bearbeitetem Ton. Diese sind den natürlichen Steinen in ihrer Festigkeit und Widerstandsfähigkeit ebenbürtig. Klinker wurde insbesondere bei stark belastetem Mauerwerk und Pflasterungen verwendet. Das Trockengewicht für Klinker ist 1920 kg/m^3 , für Maschinenziegel 1530 kg/m^3 . Quader sind vom Steinmetz bearbeitete Steine. Das Quadermauerwerk wurde individuell entworfen und galt als das teuerste, aber schönste Mauerwerk. Ein volles Quadermauerwerk wurde hauptsächlich bei Monumentalbauten angewandt. Die unterschiedlichen Mauerwerkstypen sind in Abbildung 4-17 dargestellt. Für leichtes Mauerwerk eignet sich auch poröser Ziegel, Lochziegel, Gipsdielen oder Korkstein. Korkstein ist ungebrannter künstlicher Stein. Korksteinwände zählen zu den leichtesten Wänden mit einem Trockengewicht von 330 kg/m^3 . Um das gewünschte Porenvolumen beim porösen Ziegel zu erhalten, wurden 30 bis 50 Prozent verbrennbare Stoffe wie Koks, Torf oder Kohlenstaub dem Ton beigemischt. Poröse Ziegel kamen meist bei Innenräumen zum Einsatz. Lochziegel besitzen

dieselben Abmessungen wie Vollziegel. Hergestellt wurden diese als Maschinenziegel und mit (ein bis neun) Hohlräumen versehen.



Abbildung 4-17: Mauerwerk (links: Ziegelmauerwerk; mittig: Mischmauerwerk; rechts: Quadermauerwerk) [30]

4-3.2.1 Ziegelmauerwerk

In der Regel wurde das Mauerwerk im Ziegel errichtet. Das sogenannte Ziegelmauerwerk ist ein Verbundwerkstoff und setzt sich aus den Baustoffen Ziegel und Mörtel zusammen, weshalb das vorliegende Kapitel dementsprechend gegliedert wurde. Die Mauerwerksstruktur wird durch den Mauerwerksverband und den Fugen bestimmt. Im Folgenden werden die Materialeigenschaften von Ziegel und Mörtel, dazugehörige Festigkeitseigenschaften sowie unterschiedliche Mauerwerksverbände behandelt.

4-3.2.1.1 Ziegel

[30] [33] [31]

Im 19. Jahrhundert war das wichtigste Material der Ziegel. Bis Mitte 19. Jahrhundert wurde der Ziegel händisch (Handschlagziegel) und ab etwa 1859 mithilfe des Hoffman'schen Ringofens (Maschinenziegel) hergestellt.

Ziegelherstellung

Das handwerkliche Streichverfahren, welches in der Gründerzeit vor der industriellen Ziegelfertigung zur händischen Ziegelherstellung angewandt wurde, gliedert sich in folgende Arbeitsschritte [31]:

- Einsumpfen des Tones: Im Herbst wurde der Ton in eine ausgepflasterte Grube gegeben, mit Wasser vermischt und zur besseren Verarbeitbarkeit über den Winter gefroren. Der Frost lockerte den Ton und löste Schadstoffe.
- Schlämmen des Tones: Durch das Beimengen von Wasser und Rühren lösten sich schädliche Bestandteile aus dem verdünnten Ton.
- Streichen der Ziegelsteine (Formgebung): Der Ton wurde mit Wasser oder feinem Sand bestrichen. Die homogene bearbeitete Tonmasse wurde zur Formgebung in Holz- oder Eisenformen gegossen.
- Trocknen: Der Trocknenprozess erfolgte im Freien oder in Scheunen und im Winter in beheizten Räumen, mit einer Dauer von zwei bis drei Wochen.
- Brennen: Gebrannt wurden die trockenen Ziegel im Feld- oder Ofenbrand.

Bis zur Vereinheitlichung des Ziegelformates in der Wiener Bauordnung 1883 produzierten die Ziegeleien ihre eigenen Formate. In nachfolgender Tabelle 4-6 werden die unterschiedlichen österreichischen Ziegelformate mit Hersteller aufgelistet.

Tabelle 4-6: österreichische Ziegelhersteller im 19. Jahrhundert im Wiener Raum [31]

Hersteller	Jahr	Ziegelformat		
		Länge (l) [mm]	Breite (b) [mm]	Dicke (d) [mm]
Österreichische Ziegelformat	1715	288	138	70
Alois Miesbach (Meidling)	bis 1857	288	138	70
Giacomo Corrigliano (Inzersdorf)	bis 1857	288	138	70
Heinrich Drasche	ab 1857	301	144	66
Wienerberger	ab 1869	290	140	70

In Abbildung 4-18 links ersichtlich der Ziegelstempel der Ziegelei am Wienerberg (ca. 1820), mittig der Ziegelstempel mit Doppeladler der Ziegelei in Vösendorf und rechts der Ziegelstempel mit Doppeladler der Ziegelfabrik Wienerberger. (HD) bedeutet Heinrich Drasche und (W) Wienerberger.



Abbildung 4-18: Ziegel von österreichischen Ziegelhersteller im 19. Jahrhundert (links und mittig: Hersteller Alois Miesbach; rechts: Hersteller Heinrich Drasche und Wienerberger) [33]

Da die Ziegel verschiedenste Abmessungen hatten wurden, in Zuge dieser Arbeit, unterschiedliche Mauerziegel gesammelt. Diese wurden den ursprünglichen Herstellern zugewiesen und deren Ziegelformat ist Tabelle 4-7 zu entnehmen.

Tabelle 4-7: Ziegelsorten [34]



Hersteller:		
Heinrich Drasche		
Ziegelformat:		
l [cm]	b [cm]	d [cm]
28,5	14,0	7,0



Hersteller:		
Heinrich Drasche		
Ziegelformat:		
l [cm]	b [cm]	d [cm]
28,5	14,0	6,5



Hersteller:		
Alois Miesbach		
Ziegelformat:		
l [cm]	b [cm]	d [cm]
28,8	14,5	6,5



Hersteller:		
Karl Maglock		
Ziegelformat:		
l [cm]	b [cm]	h [cm]
28,0	13,5	6,5



Hersteller:		
Sebastian Lex		
Ziegelformat:		
l [cm]	b [cm]	h [cm]
27,5	13,8	6,5



Hersteller:		
Leopold Schuh (Schuch)		
Ziegelformat:		
l [cm]	b [cm]	h [cm]
28,5	14,0	6,8



Hersteller:		
Carl Lesk		
Ziegelformat:		
l [cm]	b [cm]	h [cm]
30,0	14,5	7,0



Hersteller:		
Carl Lesk		
Ziegelformat:		
l [cm]	b [cm]	h [cm]
29,5	14,5	7,0



Hersteller:		
Union-Baumaterialien-Gesellschaft		
Ziegelformat:		
l [cm]	b [cm]	h [cm]
28,5	13,5	7,0



Hersteller:		
unbekannt		
Ziegelformat:		
l [cm]	b [cm]	h [cm]
29,5	15,0	6,5

Abmessungen

[31]

Seit 1876 werden in Österreich die Ziegel nach dem Metermaß geformt. Das Verhältnis von Ziegeldicke zu Ziegelbreite und zu Ziegellänge beträgt in etwa 1 zu 2 zu 4, siehe Abbildung 4-19, woraus die Ziegelabmessungen folgen.

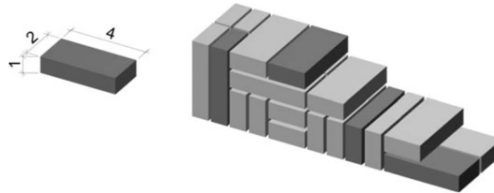


Abbildung 4-19: Ziegelabmessungen Maßenforderung (Format 1:2:4) [31]

Gebräuchliche Ziegelformate in Österreich sind das Normalformat und das Reichsformat. Das einheitliche Mauerziegel-Normalmaß mit 29 cm Länge, 14 cm Breite und 6,5 cm Höhe wird in der Wiener Bauordnung von 1883 vorgegeben. Das Reichsformat hat die Abmessungen 25 cm Länge, 12 cm Breite und 6,5 cm Höhe. In Tabelle 4-8 sind die Eigenschaften der Ziegel im Normalformat und Reichsformat dargestellt.

Tabelle 4-8: österreichische Ziegel Abmessungen ab 1883 [15]

Ziegelformat	Länge [cm]	Breite [cm]	Dicke [cm]	Steinanzahl/m ³ aufgehendem Mauerwerk [Stk]	Steinanzahl/m ³ Gewölbe-mauerwerk [Stk]
Wiener (Normalformat)	29	14	6,5	300	310
Berliner (Reichsformat)	25	12	6,5	400	415

Die Mauerstärken werden in Steinlängen, in Halbsteinen, angegeben (siehe Tabelle 4-9). Diese Abmessungen stehen mit dem alten österreichischen Normalformatziegel in Verbindung. Für die Wandstärkenbezeichnung wurde in der Praxis auf 5 cm Werte gerundet. Somit ergibt sich bei einer Länge von 29 cm eine Steinlänge von 30 cm. Ein Mauerwerk mit einer Stärke von 60 cm im österreichischen Normalformatziegel wird als vier-Halbstein-starkes Mauerwerk bezeichnet. In der Regel betragen die Lagerfugen 12 mm und die Quer- und Langfugen 10 mm.

Tabelle 4-9: unverputzte Mauerstärken [15]

Steinlänge [Stein]	Normalformatziegel [cm]	Reichsformatziegel [cm]
0,5	15	12,5
1	30	25
1,5	45	38
2	60	51
2,5	75	64
3	90	77
3,5	105	90

Gewicht und Festigkeit

[29] [32]

Je nach verwendeter Ziegelart kann aus Tabelle 4-10 das Gewicht der gebrannten künstlichen Steine entnommen werden und aus Tabelle 4-11 die Festigkeiten der Ziegel zur Bauzeit. Üblicherweise wurden gewöhnliche Ziegel, gute Ziegel und Klinker verwendet.

Tabelle 4-10: Gewicht der Ziegel [29]

Künstlich gebrannter Stein	Gewicht [kg/m ³]
Vollziegel	1400 bis 2000
Lochziegel	1150 bis 1200
Poröse Ziegel	1150 bis 1380
Klinker	1600 bis 2300

Tabelle 4-11: Mechanische Eigenschaft der Ziegel [29]

Ziegelart	Druckfestigkeit (K_d) [kg/cm ²]	Zugfestigkeit (K_z) [kg/cm ²]	Scherfestigkeit (K_s) [kg/cm ²]
Ziegel (gewöhnlich)	60 bis 120	10	12
Ziegel (gut)	140 bis 250	20	
Handschlagziegel	158 bis 263		
Maschinenziegel (gewöhnlich)	205 bis 230		
Wölbziegel (gewöhnlich)	125		
Lochziegel	194		
Maschinlochziegel mit 3 Löcher	150		
Poröse Vollziegel	150		
Poröse Wölbziegel	27		
Poröse Lochziegel	84		
Klinker	300 bis 700		

Ziegelverband

[30] [31]

Ein Ziegelmauerwerk wird im Verband aus Ziegeln errichtet. Ein Ziegelverband setzt sich aus unterschiedlichen Teilsteinen zusammen. Dafür werden auf der Baustelle die ganzen Ziegel geteilt. Die unterschiedlichen Ziegelteilsteine, siehe Abbildung 4-20, ergeben sich zu ganzen Steinen, Dreiviertel-, Halb- sowie Viertelsteinen. Durch die Teilung in der Länge werden Kopf- oder Riemstücke hergestellt.

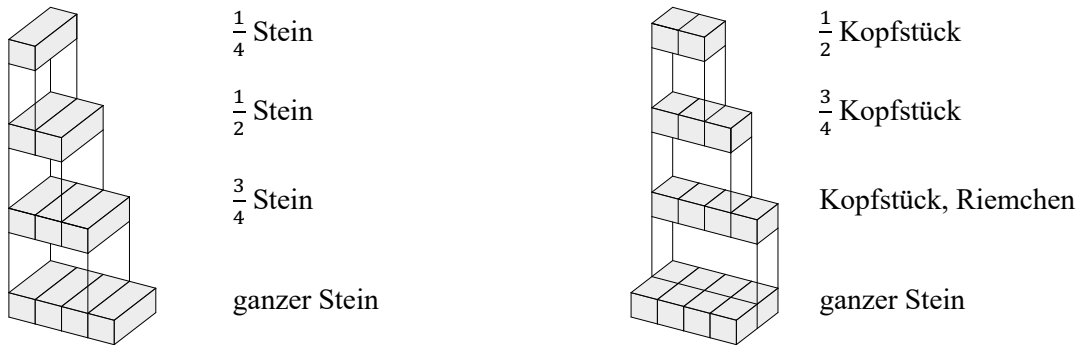


Abbildung 4-20: Ziegelsteine

Gemauerte Wände sollen ein optisches Erscheinungsbild aufweisen und dementsprechend belastbar sein. Ausschlaggebend dafür sind die Festigkeiten der Stein- und Mörtelgüte und die Verbindung der einzelnen Materialien zueinander. Das Gesamtgefüge aus neben- und aufeinander gelegten Mauersteinen wird als Verband bezeichnet. Der Zwischenraum von zwei übereinander- oder nebeneinanderliegenden Ziegeln wird als Fuge bezeichnet und mit Mörtel ausgefüllt.

Unterschieden werden horizontale Lager- und vertikale Stoßfugen. Lagerfugen sollen nicht unterbrochen werden und durchlaufen. Die Steine zwischen den Lagerfugen werden Schichte oder Schar genannt. Scharen liegen normal zur Belastung. Stoßfugen liegen normal zur Mauerflucht.

Die am häufigsten verwendeten Verbände sind Läufer-, Binder-, Kreuz-, und Blockverbände, siehe Abbildung 4-21. Eine Läufer-schar bezeichnet eine Schar von sichtbaren Läufern an der Außenseite der Mauer. Bei der Strecker- oder Binderschar liegen nur Strecker. Es sollen möglichst viele Binder und ganze Steine verlegt werden. Im Nachfolgenden werden der Läuferverband, der Binderverband sowie der Blockverband kurz erläutert.

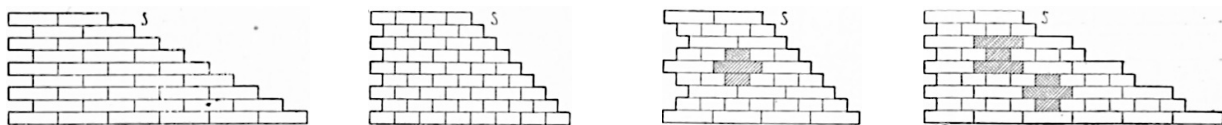


Abbildung 4-21: Verbandarten (von links nach rechts: Läufer-, Binder-, Kreuz- und Blockverband) [30]

Läuferverband

Der Läuferverband wird bei unbelasteten Scheide- und Trennwänden verwendet. Beim Läufer liegt die Langsteinseite parallel zur Mauerlängsrichtung, Binder oder Strecker liegen rechtwinkelig (Abbildung 4-22). Die Läufer werden in abgetreppter Form auf eine halbe Ziegellänge verlegt, siehe Abbildung 4-22. Begrenzt war die Mauer in ihrer Länge mit höchstens 6,50 m und maximalen Höhe von 4,50 m. Die Mauerdicke entspricht einer Steinlänge und diese beträgt 30 cm. Beim Läuferverband beträgt die Mauerdicke einen halben Stein, also 15 cm. Bei Scheidewänden in einer Höhe von drei bis vier Geschossen soll für einen besseren Verbund, der Kalkmörtel mit Portlandzement oder hydraulischem Kalk vermischt werden.

Binderverband

Der reine Binderverband setzt sich nur aus Binderschichten zusammen, welche in Mauerlängsrichtung um ein Viertel der Steinlänge versetzt sind (Abbildung 4-22). Die geringe Tragfähigkeit des Verbandes ist auf die Verzahnung von einem Viertel des Steines zurückzuführen. Beim Binder- oder Streckerverband entspricht die Mauerdicke einem Stein, also 30 cm.

Blockverband

Beim Blockverband wechseln sich die Läufer- und Binderscharen ab (Abbildung 4-22). In Mauerlängsrichtung sind die einzelnen Scharen um jeweils ein Viertel des Steines in ihren Stoßfugen versetzt. Somit ergibt sich eine regelmäßige Verzahnung in der Stärke eines Viertel des Steines und eine unregelmäßige, aus einem $\frac{3}{4}$ Stein und einem $\frac{1}{4}$ Stein bestehende, Abtreppung. Beim Kreuz- oder Blockverband beträgt die Mauerstärke, bei einem Abstand von einem halben Stein, eine Stärke von ein bis drei Steinen. Diese liegen zwischen 30, 45, 60, 75 und 90 cm.

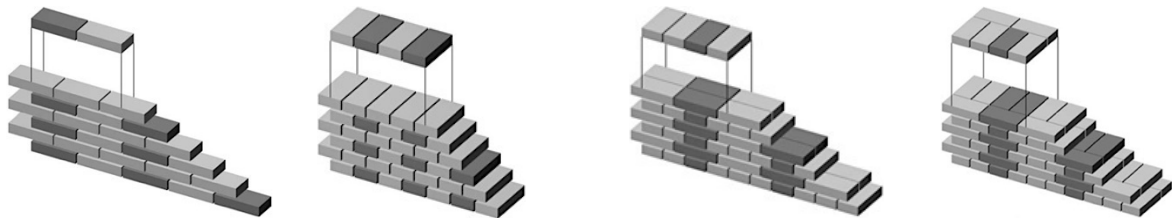


Abbildung 4-22: Verbandarten (von links nach rechts: Läufer-, Binder-, und Blockverband [31])

Stärke des Ziegelmauerwerks

[30]

Beim Ziegelmauerwerk wurden die Ziegelreihen meist geschossweise reduziert, wodurch sich unterschiedliche Wandstärken ergaben. Eine Steinlänge entspricht einem Maß von 30 cm. Die Wiener Bauordnung verfügt bei Wohnhäusern über Vorschriften betreffend der Mauerwerksstärke mit gewöhnlichen Ziegeln in Weißkalkmörtel. Werden die Ziegelwände bei Wohnhäusern mit gewöhnlichen Ziegeln im Weißkalkmörtel errichtet, gilt grundsätzlich, dass die Mauerstärke ein Vielfaches der Ziegelbreite zu betragen hat. Keller- und Souterrainmauern sind um einen halben Stein stärker als Erdgeschossmauern. Die Fundamentmauern müssen mindestens um einen halben Stein stärker als die Kellermauern sein. Sind einzelne Mauern außergewöhnlich starken Belastungen ausgesetzt, werden diese oft mit geschlemmten Ziegeln, Klinker oder Quader errichtet und als Bindemittel Roman- oder Portlandzement verwendet.

Die Mauerstärken von Gebäuden wurden in den Grazer bzw. Wiener Bauordnungen vorgegeben. Die Tabellen geben einen Überblick unterschiedlicher Mauerstärken in Graz (Tabelle 4-12) und Wien (Tabelle 4-13, Tabelle 4-14 und Tabelle 4-15).

Tabelle 4-12: Minimale Mauerstärke lt. Bauordnung in Graz [22] [16]

Jahr	Wandtyp		Minimale Mauerstärke
1856	Außenmauer (oberstes Geschoss)	Deckenspannweite < 21 Schuh (\cong 6,6 m)	1,5 Schuh (\cong 0,47 m)
		Deckenspannweite > 21 Schuh (\cong 6,6 m)	2 Schuh (\cong 0,63 m)
	Mittelmauer (oberstes Geschoss)		1,5 Schuh (\cong 0,47 m)
	Giebelmauer (oberstes Geschoss)		1,5 Schuh (\cong 0,47 m)
	Außen- und Mittelmauer (Zwischen-, bzw. Kellergeschoss)		je Geschoss um 6 Zoll verbreitern (\cong 0,16 m)
1875	Außenmauer (oberstes Geschoss)	Deckenspannweite < 7 m	0,45 m
		Deckenspannweite > 7 m	0,60 m
	Außen- und Mittelmauer (je Geschoss bei Dippelbaumdecke)		um 0,15 m verbreitern
	Trennwand (zwischen Wohnungen)		0,30 m
	Trennwand (sonstige)		0,15 m

Die Balken liegen für gewöhnlich auf den Haupt- und Mittelmauern. Im Auflagerbereich liegen die Balken entweder in Mauerwerksnischen oder auf Mauerwerksauskragungen. Wenn das Mauerwerk geschossweise (von oben nach unten) um 15 cm abnimmt, liegen die Balken im Bereich des Mauerwerksprunges auf. Bei durchgängigen Mauerwerksstärken liegen die Balken in Nischen (Tabelle 4-13, Tabelle 4-14 und Tabelle 4-15).

Tabelle 4-13: Minimale Mauerstärke von 4-geschossigen Wohnbauten bei unterschiedlichen Deckenarten lt. Wiener Bauordnung um 1890 [15]

Deckenart: Tramdecke mit Trakttiefe \leq 6,5 m							
Geschoss	Haupt-Mauer [cm]	Mittel-mauer [cm]	Feuermauer [cm]		Lichthofmauer [cm]		Stiegenhaus-mauer [cm]
			Außen (unbelastet)	Innen (belastet)	Außen (belastet)	Innen (unbelastet)	
IV	45	60	30	45	45	30	45
III	45	60	30	45	45	30	45
II	60	60	30	45	45	30	45
I	60	60	30	45	45	30	45
EG	75	75	45	45	45	30	45
KG	90	90	60	60	60	45	60

Tabelle 4-14: *Minimale Mauerstärke 4-geschossiger Wohnbauten bei unterschiedlichen Deckenarten lt. Wiener Bauordnung um 1890 [15]*

Deckenart: Dippelbaumdecke mit Trakttiefe $\leq 6,5$ m	
Geschoss	Hauptmauern [cm]
IV	45
III	60
II	75
I	90
EG	105
KG	120

Tabelle 4-15: *Minimale Mauerstärke 4-geschossiger Wohnbauten bei unterschiedlichen Deckenarten lt. Wiener Bauordnung um 1890 [15]*

Deckenart: Traversendecken mit Trakttiefe $\leq 6,5$ m		
Geschoss	Hauptmauern [cm]	
	EG Höhe ≤ 5 m	EG Höhe > 5 m
IV	45	45
III	45	45
II	45	45
I	45	45
EG	45	60
KG	45	75

4-3.2.1.2 Mörtel

[29]

Die Verbindung der Steine zum Mauerkörper erfolgt mit einem Mauermörtel. Bestehend aus einem Grundstoff, Füllstoff und Wasser. Zum Grundstoff zählen Kalk, hydraulischer Kalk, Weißkalk, Portlandzement oder Romanzement. Füllstoff ist Sand. Die geringe Mörtelfestigkeit ist auf die Sparsamkeit und den geringen Kalkanteil zurückzuführen, da der Mörtel hauptsächlich aus Sand besteht, was sich jedoch negativ auf die Tragfähigkeit des Mauerwerks auswirkt.

Mörtelherstellung im 19. Jahrhundert

[4] [35]

Da es kaum Verpackungsmaterial gab, wurde der Kalk in Fässern, Ziegel und Sand jedoch offen, transportiert. Der gebrannte und in Pulverform angefeuerte Kalk wurde mit Wasser versetzt. Um den gelöschten Kalk auf der Baustelle aufzubewahren, wurden 2,5 bis 3,0 m lange, 1,5 bis 2,0 m breite und 1,5 m tiefe Gruben im Erdreich ausgehoben. Die unverkleideten Grubenwände dienten der Versickerung der im Kalt enthaltenen Alkalisalze, weil Salze Mauerwerksausblühungen verursachen. Sand wurde ebenso in Gruben oder Sandkästen gelagert. Wasser konnte durch die Errichtung von Brunnen oder bestehender Wasserleitungen gewonnen werden. Die Mörtelherstellung erfolgte in unmittelbarer Nähe zur Sand-, Kalk- und Zementlagerung. Durch das Beimischen von Sand und anderen Zuschlägen wurde Kalkmörtel hergestellt.

Eigenschaften unterschiedlicher Mörtelarten

[15] [29]

Grundsätzlich wurde im 19. Jahrhundert zwischen Luftmörtel und hydraulischem Mörtel unterschieden. Luftmörtel kommt nur an trockener Luft zur Anwendung. Hydraulischer Mörtel ist wasserbeständig und erhärtet auch unter Wasser. Portlandzement, hydraulischer Kalk und Romanzement sind nach dem Erhärten wasserdicht, wasserbeständig und erhärten auch unter Wasser. Portlandzement zählt zu den am schnellsten erhärtenden Mörtelarten. Gips- und Weißkalkmörtel dürfen nur an trockener Luft verwendet werden. Weißkalkmörtel erhärtet nicht unter Feuchteeinwirkung, sondern würde sich durch das Beimengen von Wasser auflösen. Bei Gipsmörtel ist auf die Wasserbeimengung zu achten. Zu viel Wasser führt dazu, dass die Masse sehr schlecht erhärtet und sehr poröse wird, bei weniger Wasserzufuhr erhärtet der Mörtel rascher und wird fester. Da Gipsmörtel sich im Wasser löst und nicht wasserbeständig ist, darf er nicht bei feuchten Wänden verwendet werden.

Beim Mörtel liegen aufgrund des Gemischs aus Sand, Zuschlagstoff und Wasser Schwankungen in der Festigkeit vor. Die Auflistung der mechanischen Eigenschaften bzw. Materialkennwerte unterschiedlicher Mörtelarten findet man in Tabelle 4-16. Mörtel aus der Gründerzeit besitzen eine Druckfestigkeit zwischen $1,0 \text{ N/mm}^2$ bis $1,5 \text{ N/mm}^2$.

Tabelle 4-16: *Mechanische Eigenschaften verschiedener Mörtelarten [29]*

Bezeichnung	Mischung		Dichte [kg/m ³]	Druckfestigkeit (K_d) [kg/cm ²]	Zugfestigkeit (K_z) [kg/cm ²]
Weißkalk	Weißkalk	Sand	1650	40 bis 50	5 bis 7,5
hydraulischer Kalkmörtel	Kalk	Sand	-	30 bis 50 (150)	6 bis 8 (18)
Romanzementmörtel	Romanzement	Sand	1700	60 bis 80	8
Portlandzementmörtel	Portlandzement	Sand	1700	120 bis 160	8 bis 16
Kalkzementmörtel	Zement/Kalk/Hydr. K./Sand		-	85 bis 290	10 bis 30

4-3.2.1.3 Mauerwerk und Bindemittel

[4] [15] [30] [35]

Kellerwände und Souterrain, ausgenommen Scheidemauern, wurden im Ziegelmauerwerk im hydraulischen Kalk (Mischungsverhältnis beträgt 1:4) oder im Bruchsteinmauerwerk errichtet, das Tagmauerwerk im Ziegel im Weißkalkmörtel. Anstelle von Weißkalk diente auch hydraulischer Kalk, Romanzement, verlängerter oder reiner Portlandzementmörtel.

In Tabelle 4-17 werden unterschiedliche Mauerwerkstypen nach ihren zulässigen Spannungen aufgelistet.

Tabelle 4-17: Zulässige Inanspruchnahme für Mauerwerk auf Druck [29]

Mauerwerkstyp	Zulässige Inanspruchnahme (k_d) [kg/cm ²]			
	Mörtelart	A ¹⁾	B ¹⁾	C ¹⁾
Gewöhnlicher Ziegel	Weißkalk	5	2,5	-
	Romanzement	7,5	5	-
	Portlandzement	10	7,5	5
Geschlemmter Ziegel (beste Sorte)	Portlandzement	12	8	6
Bruchstein (1/3 Ziegel und 2/3 Bruchsteine)	Weißkalk	4	-	-
	Romanzement	5	-	-
	Portlandzement	8	-	-
Klinker	Portlandzement	20	15	10
	A	B	C	
Geringste Mauerdicke	≥ 45	< 45	≥ 30	
Tragpfeiler mit a/h	≥ $\frac{1}{6}$	$\frac{1}{6}$ bis $\frac{1}{8}$	$\frac{1}{8}$ bis $\frac{1}{12}$	
Anmerkungen: ¹⁾ ... In Abhängigkeit von der Mauerdicke und der Schlankheit des Mauerwerks. a ... kleinster Querschnitt h ... freie Höhe				

Das spezifische Gewicht in kg/m³ für unterschiedliche Mauerwerkstypen ist der nachfolgenden Tabelle 4-18 zu entnehmen.

Tabelle 4-18: Gewicht des Ziegelmauerwerks nach den Normalien d. ÖIAV (unterschiedliche Mauerwerkstypen mit Mörtelputz) [30]

Art	Mörtelart	Gewicht (γ) [kg/m ³]	
		trocken	feucht
Handschlagziegel	Weißkalk	1500	1600
	Romanzement	1570	1700
	Portlandzement	1570	1700
Maschinenziegel	Weißkalk	1580	1670
	Romanzement	1650	1770
	Portlandzement	1530	1620
Geschlemmter Ziegel	Portlandzement	1610	1730
Poröse Vollziegel	Weißkalk	1200	1350
Klinker	Portlandzement	1920	2000
Bruchstein leicht		1900	
Bruchstein schwer		2500	
Sandstein		2200	

Berechnung der Mörtelmenge nach Daub [30]

gegeben:

- Ziegelformat = 6,5/14/29 cm
- Lagerfuge = 1,2 cm
- Stoßfuge = 1,0 cm

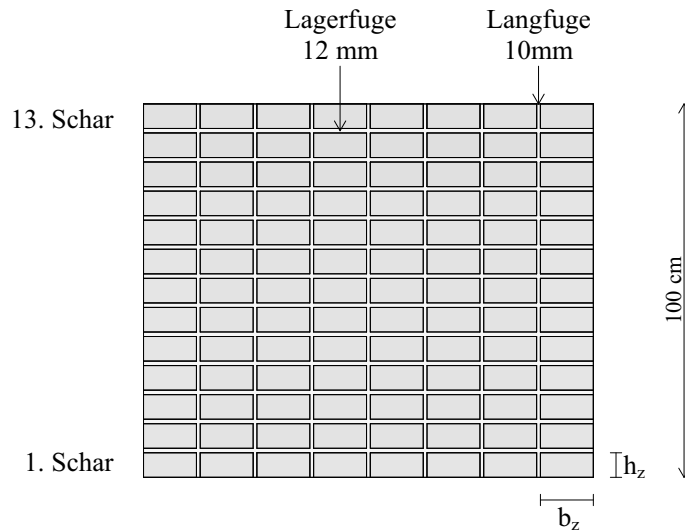


Abbildung 4-23: Ziegelmauerwerk mit 13 Scharen

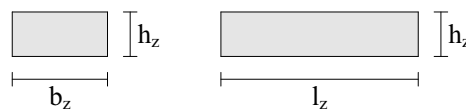


Abbildung 4-24: Ziegelbezeichnung

Dabei sind:

- l_z Ziegellänge [cm]
- b_z Ziegelbreite [cm]
- h_z Ziegelhöhe [cm]

Berechnung der Ziegelstückzahl

$$\frac{V}{(l_z + d_{SF}) \cdot (b_z + d_{SF}) \cdot (h_z + d_{LF})} \quad (4.5)$$

Dabei sind:

- d_{SF} Stoßfugendicke [cm]
- d_{LF} Lagerfugendicke [cm]
- V Volumen [cm³]

daraus folgt die Ziegelstückzahl zu

$$\frac{1\,000\,000}{(29 + 1) \cdot (14 + 1) \cdot (6,5 + 1,2)} = 288,6 \quad (4.6)$$

Durch runden der Werte ergibt sich die Anzahl der Ziegel zu 300.

Berechnung der Mörtelmasse

$$V \cdot \left[1 - \frac{l_Z \cdot b_Z \cdot h_Z}{(l_Z + d_{SF}) \cdot (b_Z + d_{SF}) \cdot (h_Z + d_{LF})} \right] \quad (4.7)$$

Daraus folgt die Mörtelmasse zu

$$1\,000\,000 \cdot \left[1 - \frac{29 \cdot 14 \cdot 6,5}{(29 + 1) \cdot (14 + 1) \cdot (6,5 + 1,2)} \right] = 238 \cdot 10^3 \text{ cm}^3 \quad (4.8)$$

Durch runden der Werte ergibt sich die Mörtelmenge zu $0,30 \text{ m}^3$.

Zusammenfassung

Die Höhe für 13 Scharen, mit einer Ziegeldicke von 6,5 cm (inklusive Lagerfuge) beträgt 1 m. Für dieses Ziegelmauerwerk werden 300 Ziegel und $0,238 \text{ m}^3$ Mörtel benötigt. In Daub [30] wurde darauf hingewiesen, dass sich das Ziegelmauerwerk, je nach Mörtelart, um $\frac{1}{200}$ bis $\frac{1}{150}$ der Höhe setzt.

4-3.3 MAUERÖFFNUNGEN

[15] [30]

Bis zur ersten Hälfte des 19. Jahrhunderts wurden bei Wohnbauten die Wanddurchbrüche durch Bögen überdeckt, siehe Abbildung 4-25. Ab Mitte des 19. Jahrhundert wurden meist bei größeren Spannweiten Träger aus Eisen verwendet. Eisenträger wurden gegen Ende des 19. Jahrhunderts durch Stahlbetonträger ersetzt.



Abbildung 4-25: Maueröffnung [32]

Herstellung der Bögen

Bögen werden im Gewölbemauerwerk als kurze Tonne ausgeführt (Abbildung 4-26). In der Regel wird ein Mauerziegel verwendet. Gewölbeziegel finden eher selten Verwendung. Gemauert wird beidseitig ausgehend vom Kämpfer gegen den Scheitel, wo der Schlussstein eingesetzt wird. Die Wahl des Schlusssteines ist abhängig von der Bogenform, entweder ist dieser ein keilförmig bearbeiteter Ziegel oder ein Mauerziegel. An der Laibung beträgt die Fugenstärke 0,8 cm bis 1,2 cm. Meist wird verlängerter Zementmörtel, ein Gemisch aus Kalk, Sand und Zement verwendet. Für kleine und schwach belastete Bögen Weißkalkmörtel. Reiner Zementmörtel wird bei Bögen mit größerer Spannweite und schwerer Belastung verwendet. Ziegelbögen wurden beim Verlegen, wegen der eintretenden Setzungen nach dem Entfernen der Lehrbögen (Schalung), überhöht ausgebildet.



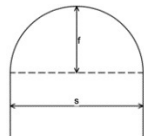
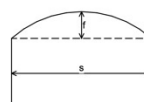
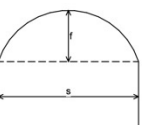
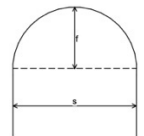
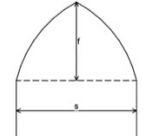
Abbildung 4-26: Bogenarten (links: Segmentbogen; rechts: scheinrechter Bogen) [30]

Typische Ausführungsarten

Mauerbögen gliedern sich nach ihrer Form in unterschiedliche Arten (Tabelle 4-19):

- Voll- oder Halbkreisbogen
- gedrückter Bogen
- überhöhter Bogen

Tabelle 4-19: Bogenarten

Bogenarten	Voll- oder Halbkreisbogen	gedrückter Bogen		überhöhter Bogen	
	voll oder halbkreis	segmentförmig	elliptisch	elliptisch	spitz
Bogenformen					

Historische Bemessungsregeln

In Abhängigkeit der Spannweite wurden unterschiedliche Arten der Überdeckung gewählt, siehe Tabelle 4-20. Die Spannweite bei gewöhnlich belasteten Bögen beträgt bis zu 1,5 m. Für größere Überspannungen wurden eiserne Träger oder Träger aus Eisenbeton eingesetzt. Scheitrechte Bögen wurden, aufgrund ihrer geringen Tragfähigkeit, nur bis 2,0 m Spannweite ausgebildet. Sie haben die Form eines horizontalen Überlagers, siehe Abbildung 4-26 rechts. Größere Öffnungen wurden durch Eisen verstärkt.

Tabelle 4-20: Auswahl zur Überdeckung von Maueröffnungen (im Wohnungsbau um 1900) [15]

Überdeckungsart	Spannweite [m]	Belastung	Anmerkung
Bogen	≤ 1,5	gewöhnlich verteilt	architektonische Gründe
Eisenträger	> 1,5	schwere Einzellasten	scheitrechter Sturz

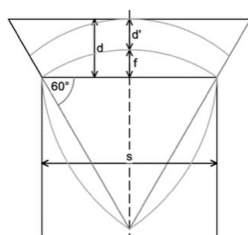
In der Regel erfolgte die Dimensionierung des Bogens nach Erfahrungswerten. Diese sind den Tabellen Tabelle 4-21 und Tabelle 4-22 sowie der dazugehörigen Abbildung 4-27 zu entnehmen.

Tabelle 4-21: Pfeilhöhe der Bögen [30]

Bogenart	Pfeilhöhe [m]	
Voll- oder Halbkreisbogen	$f = \frac{s}{2}$	
gedrückter Bogen	$f > \frac{s}{4}$	$f < \frac{s}{4} - \frac{s}{8}$
überhöhter Bogen	$f > \frac{s}{2}$	

Tabelle 4-22: Erfahrungsgemäße Angaben für Mauerwerksbögen für Wohnbauten mit bis zu 4 Geschossen (Belastung der Haupt- oder Mittelmauer) [30] [15]

Spannweite (s) [m]	Voll- oder Halbkreisbogen	gedrückter Bogen	überhöhter Bogen
	d' [Stein]	d' [Stein]	d' [Stein]
bis 2,0	1 bis 1,5	1,5	1
2,0 bis 3,5	1,5 bis 2	1,5	1 bis 1,5
3,5 bis 5,5	2 bis 2,5	2	1,5 bis 2
5,5 bis 8,5	2,5	2,5	2 bis 2,5
> 8,5	$\frac{s}{10}$ bis $\frac{s}{12}$	-	$\frac{s}{10}$ bis $\frac{s}{12}$



Dabei sind:

- s Spannweite
- f Pfeilhöhe
- d scheitrechter Bogen
- d' Scheitelstärke

Abbildung 4-27: Mauerwerksbogen [15]

4-4 DECKENKONSTRUKTIONEN

Decken sind horizontale Bauteile und überspannen Räume. In einem Gebäude übernehmen Geschossdecken wichtige statische Funktionen ein. Eine Decke besitzt unterschiedliche Aufbauten und gliedert sich in einschichtige oder mehrschichtige Konstruktionsarten. In einem typischen Altbaugebäude aus dem 19. Jahrhundert finden sich verschiedene historische Deckenarten, siehe Abbildung 4-28. Die unteren Geschosse wurden in massiver Bauweise errichtet und die oberen Geschosse in Holzbauweise (Gewölbekonstruktionen über Keller, Tramdecke für Zwischengeschosse und Dippelbaumdecke oder Tramtraversendecken zum Dachgeschoss). In der Regel spannt die Decke von der straßenseitigen Außenwand zur Mittelwand bis zur hofseitigen Außenwand. Spannweiten von 4,50 bis 6,0 m wurden üblicherweise realisiert. Größere Spannweiten waren mit der Hilfe von Stahlträgern, sogenannten Walzprofilen, möglich. Diese Träger wurden im Abstand von etwa 3,00 bis 4,00 m zueinander mit eingeschobener Holztramdecke verlegt. Der Bodenbelag bestand hauptsächlich aus Bretter im Fischgrätenmuster, selten wurde Parkett verwendet. In der Gründerzeit fand der Terrazzoboden seine weiteste Verbreitung. Das vorliegende Kapitel erörtert Konstruktionsarten von Decken in Holz- und Massivbauweise und beinhaltet die geläufigsten Deckenkonstruktionen der Gründerzeit hinsichtlich ihrer Merkmale, Aufbauten sowie konstruktiven Eigenschaften.

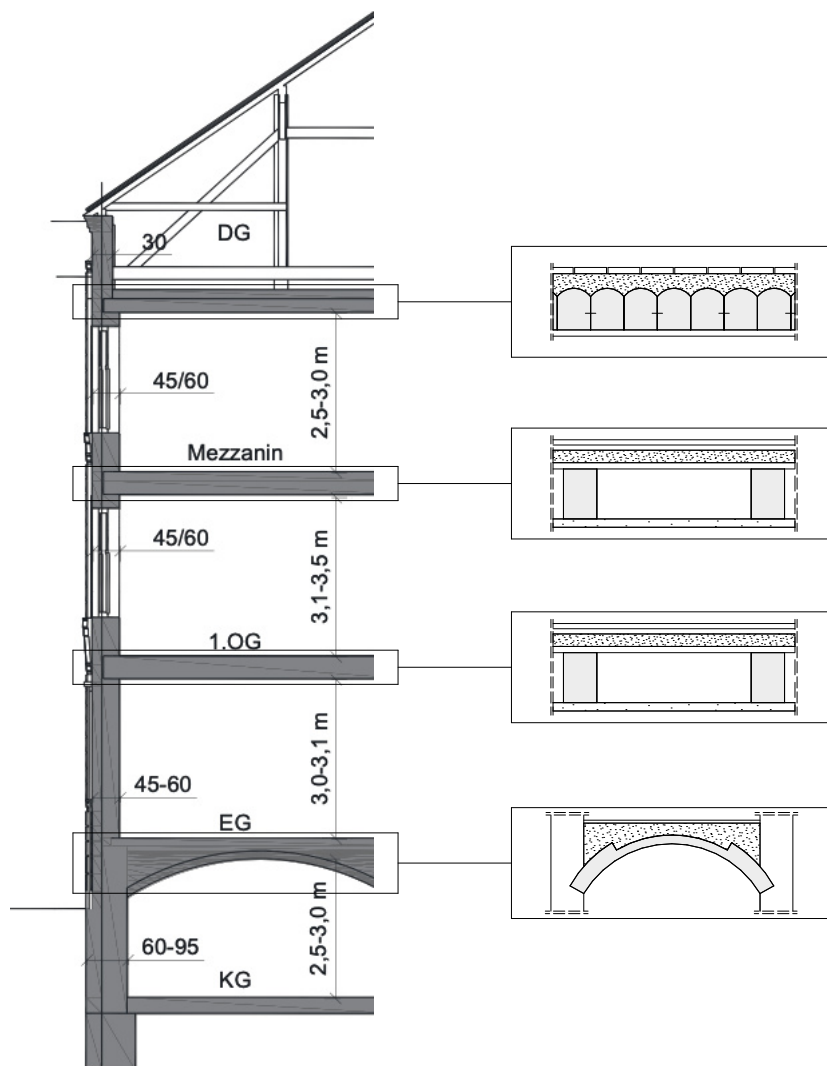


Abbildung 4-28: Schnitt durch ein typisches Gründerzeitgebäude (aus [22]) mit den üblichen Deckenarten (von oben nach unten: Dippelbaumdecke, Tramdecke, Tramdecke, Gewölbedecke)

Lastabtragung bei Decken

[15] [30] [36]

Bei ebenen und gewölbten Decken wird hinsichtlich ihrer Tragfunktion und der Art der Lastabtragung das Tragwerk unterschieden. Flache Decken nehmen die einwirkenden Lasten auf und leiten diese horizontal, als Zug- und Druckkräfte, in die Auflager weiter, siehe Abbildung 4-29. Das Tragwerksmodell von gewölbten Decken basiert hauptsächlich auf der Übertragung von Druckkräften im Gewölbe und auf Schub- oder Zugkräften in den Verbindungen der Bogenkämpfer, die durch unverschiebliche Auflager oder Zugbänder abgetragen werden. Das Gewölbetragwerk wird in 4-4.2.1 näher behandelt.

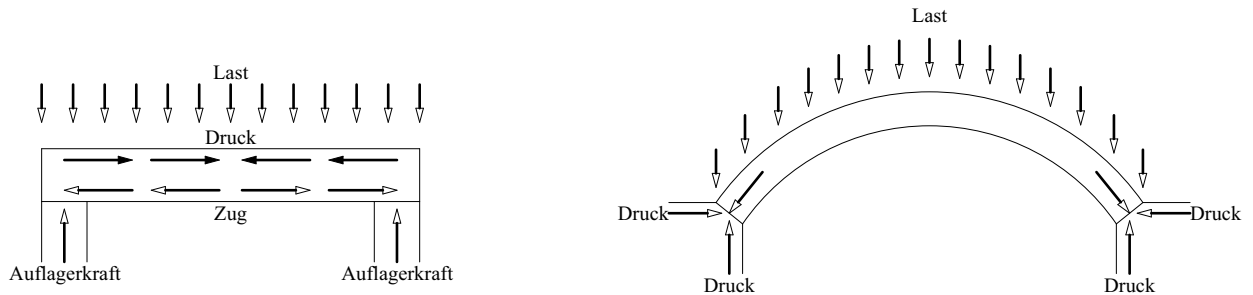


Abbildung 4-29: Lastabtrag bei Decken (links: Flachdecke; rechts: Gewölbedecke)

Grundlagen zur Trägerbemessung

[30]

Ein Träger beschreibt ein Bauteil aus Holz, Stahl oder Beton. Träger werden quer zur Achse belastet, wodurch die Beanspruchung auf Biegung erfolgt. Im Folgenden findet man die Grundgleichung (4.9) für die statische Berechnung eines Trägers.

$$W = \frac{M}{k} \quad (4.9)$$

Dabei sind:

M größtes Biegemoment [kgcm]

W erforderliches Widerstandsmoment [cm³]

k zulässige Inanspruchnahme bei Biegung [kg/cm²]

Zulässige Inanspruchnahme (k) bei Biegung unterschiedlicher Materialien:

Tanne, Fichte, Kiefer, Lärche:	$k = 80 \text{ kg/cm}^2$
Eiche, Buche:	$k = 100 \text{ kg/cm}^2$
Schmiedeeisen:	$k = 1000 \text{ kg/cm}^2$

Querschnittswerte für einen Rechteckquerschnitt (Abbildung 4-30)

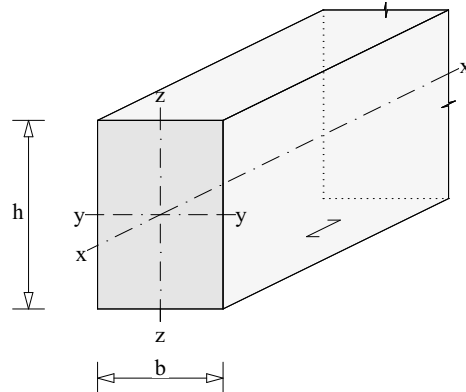


Abbildung 4-30: Rechteckquerschnitt

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6} \quad (4.10)$$

$$I_y = \frac{b \cdot h^3}{12} \quad (4.11)$$

Dabei sind:

I Trägheitsmoment um die y -Achse [cm^4]

b Breite des Rechteckquerschnitts [cm]

h Höhe des Rechteckquerschnitts [cm]

4-4.1 HÖLZERNE DECKENKONSTRUKTIONEN

[30] [15]

Für die Zwischendecken in Wohngebäuden wurden, aufgrund der damals geringen Baukosten und des geringen Eigengewichts, vor allem Holz verwendet. Im Wohnbau wurden Spannweiten von 6 m problemlos überspannt. Aus den Gründen der Tragfähigkeit und der Feuchte durften Holzdecken nicht bei Souterrain- oder Kellerräumen ausgebildet werden. Zwischengeschossdecken wurden üblicherweise als Tramdecken in verschiedenen Ausführungsvarianten gebildet. In Abbildung 4-31 ist die, sich pro Geschoss ändernde Spannrichtung der Tramdecken, ersichtlich. Die Decken zum Dachgeschoss wurden aufgrund der Brandbeständigkeit als Dippelbaumdecken oder Tramtraversendecken ausgeführt. Eisenträgerdecken sind gegen Feuer und Rost zu schützen, indem diese ummantelt werden. Die oberste Geschossdecke ist stärker als alle anderen Decken und muss feuersicher ausgebildet werden, um bei einem Dachbrand die abfallenden Lasten aufnehmen zu können.

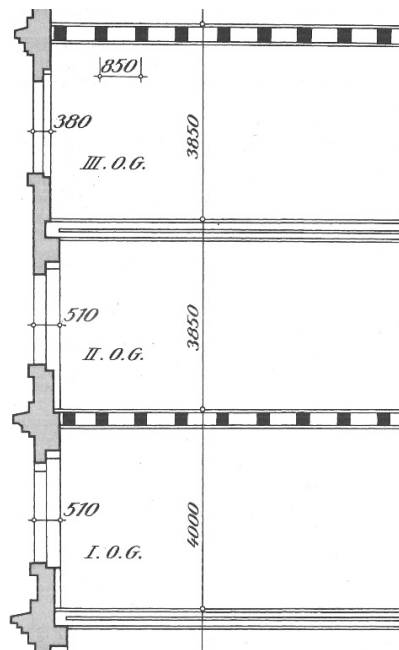


Abbildung 4-31: Schnitt durch ein Gründerzeithaus in Betrachtung der Zwischengeschossdecken [17]

Auflager

Die Deckenspannrichtung verläuft quer zur Straße, wobei die Decke zwischen Lochfassade, Mittelwand und Hoffassade spannt. Die Holzbalken bilden die tragende Konstruktion. Die Holzbalken liegen entweder in Nischen im Mauerwerk oder auf Auskragungen am Mauerwerk. Die Blaken der Dippelbaumdecke sind sehr schwer, weswegen eine Mauerwerksverstärkung von 15 cm (0,5 Stein) benötigt wird (siehe Abbildung 4-32).

Bei Mauerwerksnischen wurden die Balkenköpfe im Auflagerbereich nie direkt an das Mauerwerk gestoßen, um die Köpfe gegen Feuchte zu schützen (Abbildung 4-32) Von den lichten Querschnitten wurden die Träme und Holzbauteile mit einer Entfernung von mindestens einer Mauerziegelbreite verlegt.



Abbildung 4-32: links: Auflager Dippelbaumdecke [30]; rechts: Kopfanker aus [22] nach [17]

Schutz der Balken gegen Witterungseinflüsse

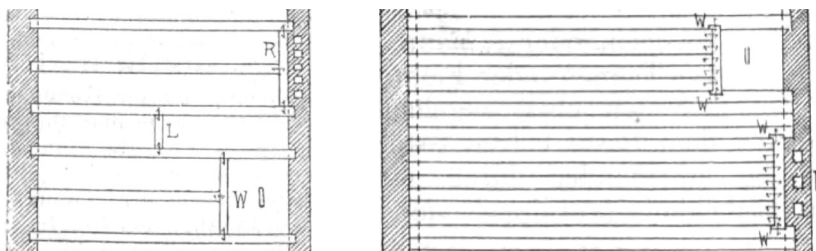
Für Deckenbalken wurden hauptsächlich die Holzarten Tanne oder Fichte verwendet. Um die Balkenköpfe vor Feuchtigkeit (Mörtelfeuchtigkeit) zu schützen, mussten diese im Abstand zum Mauerwerk liegen. Damit die Trägerenden nicht direkt an das Mauerwerk stießen, dienten Schutzkästen aus Zinkblech oder aus Brettern, siehe Abbildung 4-33. 1 bis 2 cm starke Bretter aus Schwarzföhre-, Lärchen- oder Eichenholz wurden eingesetzt. Die Balkenenden wurden auch mit Dachpappe umhüllt. Als Abstandhalter dienten auch Dachziegel oder Schieferplatten.



Abbildung 4-33: Schutzkasten eines Tramkopfes (links: Ansicht; rechts Grundriss) [30]

Balkenwechsel

Ist ein Aufliegen der Träme auf dem Mauerwerk nicht möglich, werden Wechsel benötigt. Decken- und Maueröffnungen sind durch Balkenwechsel gekennzeichnet (Abbildung 4-34). Auch für das Anbringen von Lampen sind Wechsel (Lampenwechsel) vorzunehmen.



Dabei sind:

- W.....Wechsel
- L.....Lampenwechsel
- R.....Kaminwechsel

Abbildung 4-34: Balkenwechsel (links: Tramwechsel; rechts: Dippelbaumwechsel) [30]

Holzverbindungen sollen möglichst einfach sein und werden durch Verbindungsmittel zusätzlich gesichert. Für die eigentliche Holzverbindung werden die Hölzer aneinandergestoßen, dementsprechend zugeschnitten und beim Ausschnitt zusammengefügt. Für den Verbund zweier Hölzer dienen Holznägel, eiserne Nägel, Holzschrauben, Schraubenbolzen, Klammern, Schienen, Bügel oder Ähnliches. Müssen Balken zusammengefügt werden bzw. werden andere Dimensionen benötigt gibt es unterschiedliche Arten der Fügung, zum Beispiel durch Verlängerungen, Verbreiterungen und Verstärkungen. Verlängerungen werden gefügt durch die Ausführung eines Blattes, Hakenblattes oder einer Verlaschung (Abbildung 4-35). Hierbei werden Zugkräfte über Holznägel, Schraubenbolzen, Haken, Zähnen oder Dippeln übertragen. Vorgezogen wird die Ausführung als Hakenblatt im Vergleich zum Stoß und geraden Blatt, die ist jedoch teurer. Für die Stabilität beim Hackenblatt werden zwei Keile (K siehe Abbildung 4-35 mittig) aus hartem Holz eingeschoben. Wenn die Verbindung durch Schwinden (beschreibt eine Veränderung des Holzquerschnittes bzw. eine Volumenabnahme) gelockert wird, kann diese mithilfe der Keile gespannt werden.

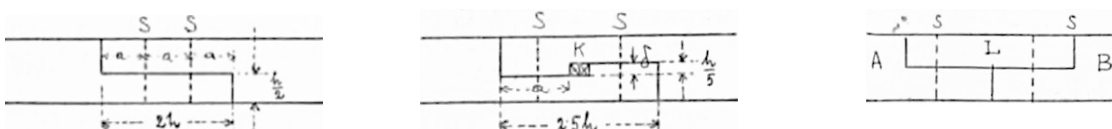


Abbildung 4-35: Verbindung zweier Holzbalken (links: gerades Blatt; mittig: gerades Hakenblatt; rechts: gerade Lasche) [30]

Die Verbindung von übereinanderstehenden Balken wird als Aufpfropfung bezeichnet. Holzstöße werden mit Klammern (K), Abbildung 4-36 links, verbunden. Der stumpfe Stoß ist die einfachste und billigste Verlängerung. Die Verbindung der Träme und die Wechsel erfolgt durch Zimmermannsklammern,

Überblattungen oder Zapfen. Lange Wechsel werden durch die, in der Mauer befestigten, Schließeisenstücke unterstützt, siehe Funktion von Schließen.

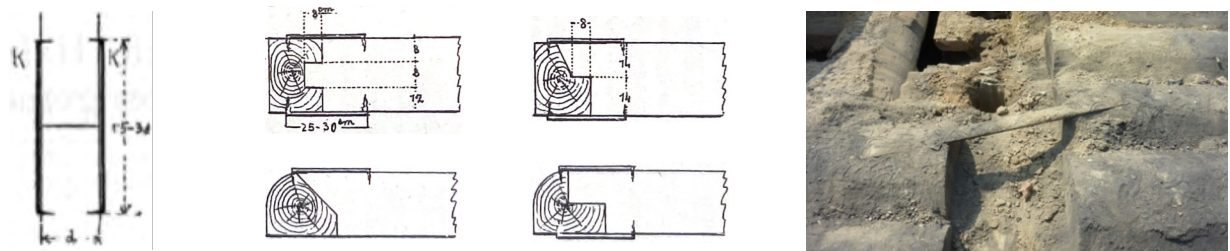


Abbildung 4-36: links: Stumpfer Stoß mit Klammern [30]; mittig: Klammernausbildungen bei Balkenwechsel (oben: Tramwechsel; unten: Dippelbaumwechsel) [30]; rechts: Klammernverbindung bei Balken [37]

Nachweisbedingungen zur Trägerbemessung von Holzbalken

Die Spannrichtung der Träger verläuft in der Regel von der straßenseitigen Außenwand, zur Mittelwand und zur hofseitigen Außenwand. Bewegt sich das Trägerende nicht, wird es als festes Auflager bezeichnet, Verschiebungen in Trägerlängsrichtung werden hingegen als bewegliches Lager bezeichnet, siehe Abbildung 4-37. In der Regel wird ein festes Auflager gebildet und restlich bewegliche Auflager. Um Einwirkungen und Bewegungen zuzulassen, wird vor dem beweglichen Trägerende ein freier Spielraum gelassen.

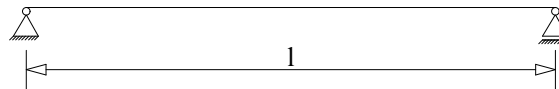


Abbildung 4-37: Einfeldträger, statisch bestimmtes System

Querschnitt ist ein Rechteck (Abbildung 4-38):

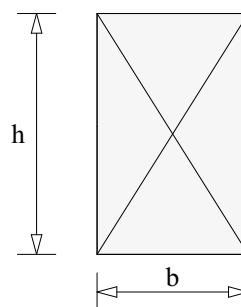


Abbildung 4-38: Rechteckquerschnitt

Dabei sind:

b Breite des Balken [cm]

h Höhe des Balken [cm]

Zulässige Inanspruchnahme (k) bei Biegung unterschiedlicher Materialien:

Tanne, Fichte, Kiefer, Lärche: $k = 80 \text{ kg/cm}^2$

Eiche, Buche: $k = 100 \text{ kg/cm}^2$

Die Bedingung nach Daub [30] für die größte Tragfähigkeit

$$\frac{b}{h} = \frac{1}{\sqrt{2}} = 0,7 \quad (4.12)$$

Die Bedingung nach Daub [30] für die größte Steifigkeit

$$\frac{b}{h} = \frac{4}{7} = 0,57 \quad (4.13)$$

Nachweisführung

Biegespannung

$$\sigma = \frac{M}{W} \leq k \quad (4.14)$$

Querschnittswerte

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6} \quad (4.15)$$

Dabei sind:

M Biegemoment [kgcm]

W erforderliches Widerstandsmoment des Trägers [cm³]

k zulässige Inanspruchnahme bei Biegung [kg/cm²]

daraus folgt die Höhe (h) des Balkens

$$M = \frac{b \cdot h^2}{6} \cdot k \quad (4.16)$$

$$h^2 = \frac{6 \cdot M}{b \cdot k} \quad (4.17)$$

$$h = \sqrt{\frac{6 \cdot M}{b \cdot k}} \quad (4.18)$$

Merkmale verschiedener Materialien

Die Holzdecken wurden mit einer Beschüttung ausgeführt. Holzdecken sind gegen Feuer, Fäulnis und Schwamm zu sichern. Aus Gründen des Brand-, Schall- und Holzschutzes wurde die Decke zwischen Balken und Fußbodenkonstruktion durch eine Schüttung getrennt und nach unten mit einer Stukkatur (Erläuterung siehe Konstruktion der Decke) versehen. Deckenschutt oder Korksteine dienen als Isolierung. Eine feuersichere Isolierschicht, betrug laut Bauordnung, mindestens 8 cm und befindet sich zwischen Deckenkonstruktion und Fußboden. Für diese Schüttung dient abgebrochenes Mauerwerk sogenannter Bauschutt, Schlacke, Steinkohlenasche, Sand oder Lehm (Tabelle 4-23).

Tabelle 4-23: Beschüttungsmaterialien [3]

Material	Zusammensetzung	Rohdichte [kg/m ³]
Mauerschutt (Bauschutt)	in Trümmern abgebrochenes Mauerwerk	1400
Schlacke	Schwefelfreies Material	850
Steinkohlenasche (Kohlenlösch)	-	750
Sand	-	1400
Lehmschlag	-	1500

Typische Ausführungsarten

In einem gründerzeitlichen Gebäude befinden sich unterschiedliche Deckenarten. Nachfolgend werden die geläufigsten Holzdeckenarten, die Dippelbaumdecke und die Tramdecke wie in Abbildung 4-39 ersichtlich, behandelt. Bei der Dippelbaumdecke werden die Baumstämme „Mann an Mann“ verlegt. Bei der Tramdecke liegen die Träme im Abstand zueinander. Des Weiteren werden die unterschiedlichen Ausführungsarten, Merkmale und Eigenschaften der Decken erläutert.



Abbildung 4-39: Holzdeckenarten (links: Dippelbaumdecke; mittig: Tramdecke; rechts: Tramtraversdecke) [37]

4-4.1.1 Dippelbaumdecke

[15] [30]

Die obersten Geschossdecken, bei Wohngebäuden nach 1850, wurden meist als Dippelbaumdecken ausgeführt, selten geschah dies bei den Zwischengeschossdecken.

Konstruktion der Decke

Die Baumstämme aus Tannen- oder Fichtenholz wurden unterseitig und an den Seitenflächen eben bearbeitet und einseitig von Rinde und Bast befreit, wie in Abbildung 4-40 zu erkennen ist. Die Balken an Balken verlegten Stämme wurden etwa alle 2 m mit Dippel aus Eichenholz verdoppelt, siehe Abbildung 4-40 rechts. Die Dübel, oder auch Diebel genannt, sind in etwa 15 cm lang mit einem Durchmesser von in etwa 3 cm. In der Regel wurden die Stämme mit einer Ziegelschuttschüttung verdichtet und mit Ziegelpflaster eingedeckt. Unterseitig sind die Dippelbäume verputzt.

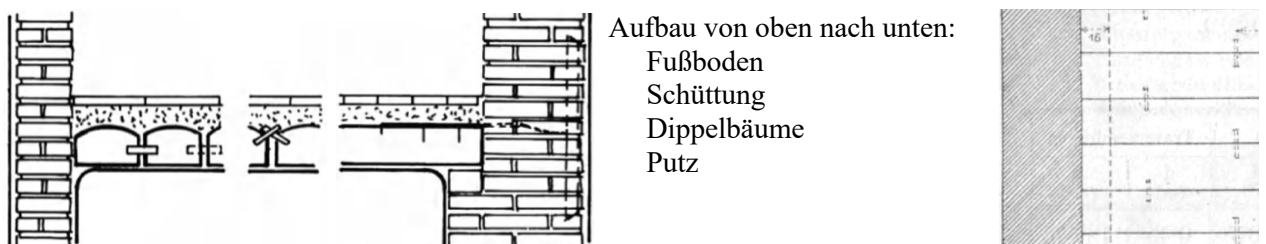


Abbildung 4-40: Dippelbaumdecke (links: Querschnitt [15]; mittig Längsschnitt [15]; rechts: Grundriss [30])

Dippeldecken wurden nicht empfohlen. Die Dippelbaumkonstruktion ist aufwändig in der Herstellung und mit einem hohen Materialaufwand verbunden. Die Konstruktion besitzt ein großes Eigengewicht was einen notwendigen Auflagerbereich erfordert. Eine Mauerwerksverstärkung von einem halben Stein (15 cm) wird benötigt. Die Decke ist anfällig gegen Feuchte aufgrund des im Dachraum eindringenden Niederschlagswasser und wegen des fäulnisanfälligen Hirnholzes. Um die Balkenköpfe vor Mauerfeuchtigkeit zu schützen, wurde der Abschluss meist durch stehende Dachziegel oder durch ein 1 cm bis 2 cm starkes Holz aus Lärche gebildet.

Dippelbaumabmessungen

Die Höhe der Stämme ist von der Trakttiefe abhängig, in der Breite sind die Baumstämme beliebig. Die Abmessungen sind der Tabelle 4-24 zu entnehmen.

Tabelle 4-24: *Dippelbaumabmessungen [30]*

Trakttiefe [m]	Dippelbaumhöhe [cm]
bis 5,0	13 bis 16
5,0 bis 6,0	16 bis 19
6,0 bis 7,0	19 bis 24
7,0 bis 8,0	24 bis 26
8,0 bis 10,0	26 bis 32

4-4.1.1 Tramdecke

[15] [30]

Geschossdecken wurden in der Regel als Tramdecken ausgebildet. Diese werden auch als Tram- oder Sturzböden bezeichnet. Bei dieser Deckenart werden Baumstämme aus Tannenholz, seltener aus Kiefernholz, entrindet und grob bearbeitet. Das primäre Tragelement wird im Abstand von 80 bis 100 cm, meist 90 cm, verlegt. Zum Feuchtigkeitsschutz sind die Tramköpfe mit Carbolineum zu bestreichen. Carbolineum wird als Holzschutzmittel eingesetzt, gegenwärtig findet sich die Bezeichnung Steinkohlenteeröl.

Konstruktion der Decke

Die Deckenkonstruktionshöhe beträgt in etwa 45 bis 50 cm. Der Aufbau über den Balken, variiert je nach Gebäudenutzung und Belastung. Im Allgemeinen setzt sich dieser aus Schalung, Schüttung und Fußboden zusammen, siehe Abbildung 4-41.

- **Schalung:** Bei der einfachen Tramdecke, welche in Fabriken zur Anwendung kam, wurde auf die Balken eine Bretter- oder Pfostenschalung aufgebracht.
 - **Sturz- oder Schuttschalung:** Wohnhäuser unterliegen einem höheren Grad der Feuerbeständigkeit. Dafür wurde zwischen der Schalung, als Sturz- oder Schuttschalung bezeichnet, und des Fußbodens eine mindestens 8 cm dicke Schuttschicht gefordert. Wird die Decke gegen das Dach als Tramdecke ausgebildet ist diese mit einer doppelten Sturzschalung zu versehen.
 - **Putz- oder Stukkatorschalung:** In der Regel werden die Träume nach unten mit einer sogenannten Stukkatorschalung verkleidet. Diese ist in etwa 1 cm dick. Verkleidet wird diese mit einer Putzschicht (Deckenputz).
- **Schüttung:** Aus brandschutztechnischen Gründen ist, wie bereits erwähnt, zwischen Bodenbelag und Schalung eine 8 cm starke Isolierschicht aufzubringen. Als Deckenschuttmaterial dient in der Regel Mauerschutt (sogenannter Bauschutt, abgebrochene Trümmer des Mauerwerks), Schlacke,

Sand, Lehm oder Ähnliches. Das Aufbringen der Schlacke über der Schalung erzeugt einen weich schwingenden Holzboden.

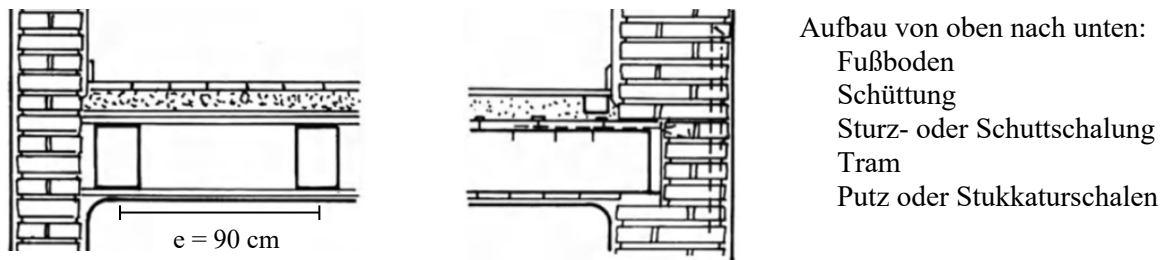


Abbildung 4-41: gewöhnliche Tramdecke (links: Querschnitt; rechts: Längsschnitt) [15]

Tramabmessungen

Die Tramstärken sind je nach Trakttiefe und Belastung unterschiedlich (Tabelle 4-25). Bei 2,0 m Raumtiefe ist der Tram in etwa 10 cm breit und 13 cm hoch. Bei einer Trakttiefe von 7,0 m sind die Tramabmessungen in etwa 23 zu 31 cm.

Tabelle 4-25: Tramdecke unter Wohnraum (Balkenabstand 90 cm, Schutthöhe 10 cm, Nutzlast 250 kg/m²) [5]

Trakttiefe [m]	3,25	3,80	4,35	4,60	5,00	5,40	6,05	6,45	7,14
Tramstärke [cm]	16/18	16/21	16/24	18/24	18/26	21/26	21/29	24/29	24/32

Versenkte Tramböden

Wie in Abbildung 4-42 ersichtlich, konnte durch das Aufbringen der Schuttschalung zwischen den Trämen, die Konstruktionshöhe verringert werden. Diese Deckenkonstruktionen sind vor allem in Bauten niedriger Wohnungsstandards (Arbeitermietfhäusern) vertreten.

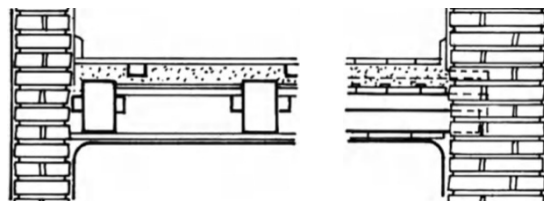


Abbildung 4-42: Tramdecke mit versenkter Sturzschalung (links: Querschnitt; rechts: Längsschnitt) [15]

Fehltramdecke

Fehltramdecken wurden gebildet um wertvolle Deckenuntersichten, wie Deckengemälde oder Stuckarbeiten zu schützen. Die Konstruktion setzt sich, von oben nach unten, aus Fußboden, Deckenschutt, Schuttschalung, Träme, Stukkatorschalung und Plafond zusammen. Die Fehlträme tragen den Plafond. Wie in Abbildung 4-43 ersichtlich, besteht die Decke aus einer primären- und sekundären Konstruktion. Dem Haupttram und Fehltram.

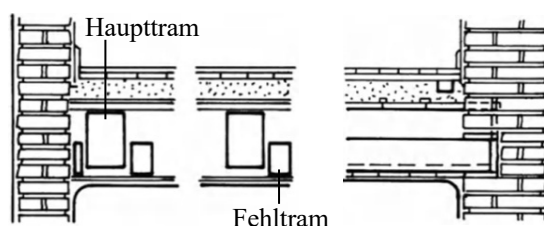


Abbildung 4-43: Tramdecke (links: Querschnitt; rechts: Längsschnitt) [15]

Windel- oder Wickelböden

Bei Windel- oder Wickelböden wurde die Sturzschalung durch 3 bis 5 cm starke Holzstangen ersetzt. Diese Stangen, auch Staken genannt, wurden mit einem Stroh verkleidet, mit Lehmbrei ummantelt und nebeneinander verlegt. Abbildung 4-44 zeigt unterschiedliche Arten des Windelbodens. Diese Deckenart ist hauptsächlich in Deutschland vertreten.

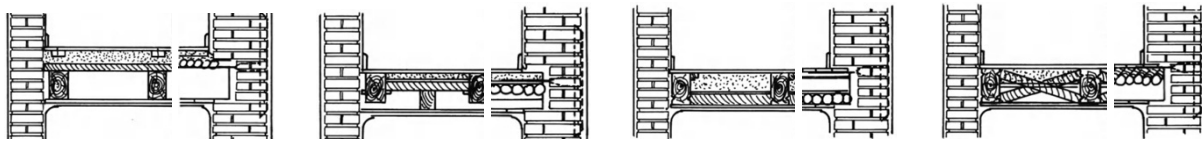


Abbildung 4-44: *Windelbodenarten (von links nach rechts im QS und LS: Gestreckter Windelboden, halber Windelboden (mit Fehlträgern); ganzer Windelboden; Kreuzstakendecke) [15]*

Aufteilung der Träme in der Decke

Ein Tram ist an jede Mauer, die einen Trakt abschließt und beidseits jeder Scheidemauer zu legen, siehe Abbildung 4-45. Zwischen diesen sind im Abstand von maximal 90 cm die restlichen Träme zu verlegen.

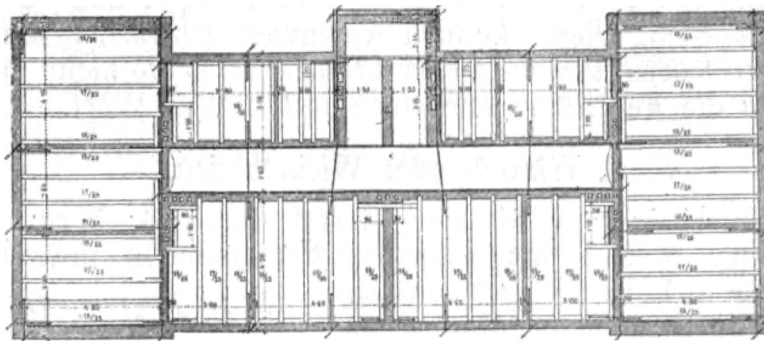


Abbildung 4-45: *Balkenlage der Träme [30]*

4-4.1.2 Tramtraversendecke

[30]

Den Übergang von hölzernem zu massivem Deckenaufbau bildet die Tramtraversendecke. Bei dieser Deckenkonstruktion liegen die Träme zwischen den eisernen Trägern, siehe Abbildung 4-46. In der Regel werden die Träme von gewalzten, auf den Hauptmauern ruhenden I-Trägern getragen. Der Deckenaufbau zwischen den Eisenträgern wird wie bei einer Tramdecke hergestellt, siehe 4-4.1.1.

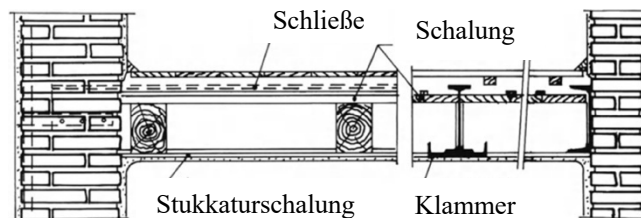


Abbildung 4-46: *Tramtraversendecke [15]*

Konstruktion der Decke

Die Träme liegen entweder auf der Unter- oder Oberseite des Flansches, siehe Abbildung 4-47. Die Tramköpfe müssen am Stoß, wo sie auf dem Eisenprofil aufliegen, ausgeschnitten werden. Liegen zwei Träme auf einem Profil sind diese, um Verschiebungen zu verhindern, mit Klammern (K) zu verbinden. Erfolgt eine Befestigung auf der Flanschunterseite sind die Träger nach oben und unten zu verkleiden. Bei einer oberseitigen Befestigung ist der Träger freiliegend und erfordert eine größere Konstruktionshöhe für die Feuerbeständigkeit.

In der Regel sind die Träger im Abstand von 2,5 m verlegt und liegen mittig der Fensterpfeiler. Bei zu geringer Mauerwerkstragfähigkeit werden zur Unterstützung Eisenträger quer verlegt. Die Deckenträger können auch zur Unterfangung von Mauern verwendet werden. Dieser Deckentyp wurde bei großen Spannweiten eingesetzt.

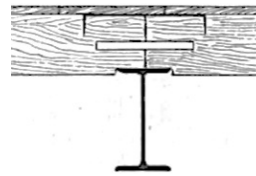
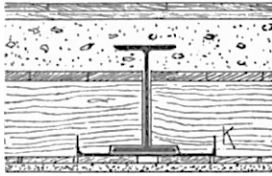


Abbildung 4-47: Tramtraversendecke (links: Tram liegt flanschunterseitig; rechts: Tram liegt flanschoberseitig) [30]

Vorteil Tramtraversendecke zur gewöhnlichen Tramdecke

[30]

Gegenüber der gewöhnlichen Tramdecke können bei der Traversentramdecke schwächere Träme gewählt werden. Durch die geringere Konstruktionshöhe und das geringere Eigengewicht wird dadurch Mauerwerk gespart und somit die Baukosten verringert. Durch das Aufliegen der Balkenköpfe auf den Trägern, nicht auf dem Mauerwerk, sind diese gegen Fäulnis geschützt. Die Traversentramdecke besitzt gegenüber der gewöhnlichen Tramdecke eine höhere Tragfähigkeit, ist besser im Mauerwerk verankert und verspannt. Durch diese Deckenkonstruktionsart war es möglich die starken Durchbiegungen, welche eine weitgespannte Holztramdecke mit sich bringt, zu reduzieren. Bei hohen und hochwertigen Häusern wird die Traversentramdecke vorgezogen.

4-4.1.3 Deckendimensionierung

[15]

Holzdeckenkonstruktionen wurden bis Ende 19. Jahrhundert ohne statische Bemessung, durch Zimmermannsregeln bemessen. In der Abbildung 4-48 sind die Abmessungen für eine Tramdecke mit Balkenabstand von 90 cm sowie die Balkenabmessungen bei Dippelbaumdecken in Abhängigkeit der Trakttiefe ersichtlich.

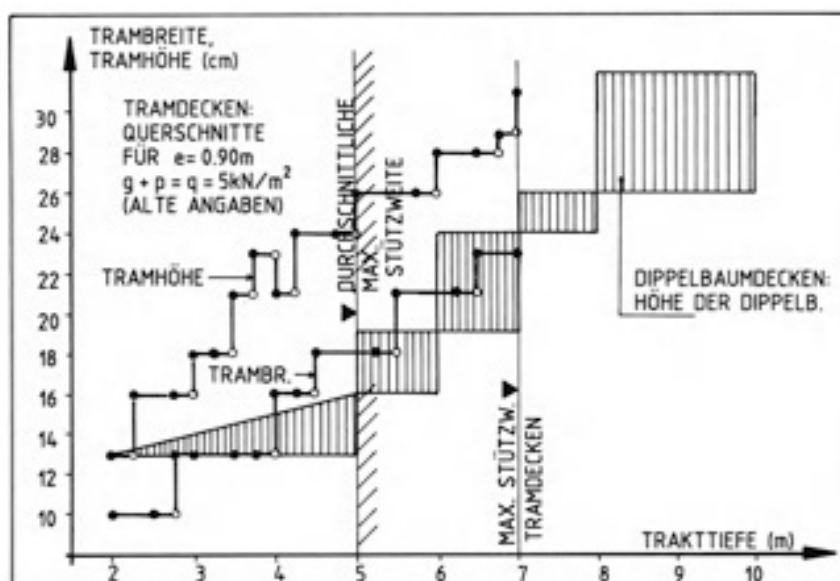


Abbildung 4-48: Dimensionierung der Deckenbalken/Angaben zur Bauzeit [15]

Materialkennwerte

[15] [22] [30] [29]

Das spezifische Gewicht für unterschiedliche Holzarten ist der Tabelle 4-26 zu entnehmen.

Tabelle 4-26: Gewichtsangaben verschiedener Holzarten nach den Normalien d. ÖIAV [29]

Holzart	Merkmal	Gewicht [kg/m ³]
Eiche	sehr schwer	800
Kiefer	leicht	600
Lärche	leicht	650
Tanne	leicht	550
Fichte	sehr leicht	500

Die zulässige Inanspruchnahme verschiedener Holzarten findet sich in Tabelle 4-27.

Tabelle 4-27: Zulässige Inanspruchnahme verschiedener Holzarten nach den Normalien d. ÖIAV [29]

Holzart	Zulässige Inanspruchnahme (k) [kg/cm ²]				
	Zug (k_z)	Druck (k_d)	Biegung (k)	Schub ($k_{S\parallel}$)	Schub ($k_{S\perp}$)
Eiche Buche	100	70	100	15	30
Kiefer Lärche Tanne Fichte	80	60	80	10	20

Wie in Tabelle 4-28 dargestellt, erfordern verschiedene Deckenarten eine unterschiedliche Mauerstärke (d).

Tabelle 4-28: Mauerwerkserfordernis bei verschiedenen Deckenarten [30]

Geschoss	Höhe [m]	Dippeldecke	Tramdecke	Traversendecke
		d [m]	d [m]	d [m]
4 Stock	3,75	0,45	0,45	0,45
3 Stock	4,00	0,60	0,45	0,45
2 Stock	4,25	0,75	0,60	0,45
1 Stock	4,50	0,90	0,60	0,45
Erdgeschoss	6,00	1,05	0,75	0,60
Keller	4,00	1,20	0,90	0,75
Fundament	0,50	1,35	1,05	0,90

4-4.2 MASSIVE DECKENKONSTRUKTIONEN

[15] [30] [38]

Im Vergleich zur Leichtbauweise bieten massive Deckenkonstruktionen zahlreiche Vorteile. Durch ihre höhere Bauteilmasse enthalten diese bessere Schallschutzeigenschaften, bieten besseres Brandschutzverhalten und sind gegen Feuchteinwirkungen widerstandsfähiger. Aus Gründen des Feuchteschutzes und der hohen Tragfähigkeit wurde bei einem Gründerzeitgebäude die Kellerdecke massiv ausgebildet. Die im Erdgeschoss angesiedelten Geschäfts- und Lagerräume erfordern hohen Lastabtrag. Neben Gewölbedecken sind Deckenkonstruktionen mit eisernen Trägern und aus Eisenbeton die tragfähigsten. Ursprünglich entwickelte sich die Massivdecke aus der Gewölbekonstruktion, weswegen im folgenden Kapitel der Schwerpunkt auf unterschiedliche Gewölbekonstruktionen gelegt wird.

4-4.2.1 Gewölbe

[15] [38] [37]

Im 19. Jahrhundert wurden besonders die Kellerdecken gewölbt bzw. teilgewölbt (Kappendecke) ausgeführt. Diese Decken sind sehr trag- und widerstandsfähig, feuerfest, wärme-, kälte-, und schalldicht. Um einen Bogen zu konstruieren, fließen verschiedene Aspekte ein. Solche sind zum Beispiel die Bogenart, die Spannweite des Bogens, die Bogenform, die Dicke des Bogens (Steinhöhe) und die Fugendicke. Geschossdecken übernehmen wichtige statische Funktionen im Gebäude, in der Regel sind Wölbkonstruktionen räumliche Tragwerke. Die Gewölberippen bilden die tragende Struktur. Zwei nebeneinanderliegende Gewölbe stützen sich gegenseitig. Im Gewölbe entsteht Horizontalschub. Für die Aufnahme des Gewölbeschubs werden die Endfelder durch Anker und Schließen zurückgehängt.

Herstellung der Gewölbe

[30]

Gewölbe werden auch als schwebendes Mauerwerk bezeichnet, eine Mauer hingegen als gerades oder aufgehendes Mauerwerk. Um das Gewölbe vor Regenwasser und sonstigen Bauschäden zu schützen, werden diese erst nach Vollendung des Rohbaus bzw. nach der Dacheindeckung errichtet. Ein Gewölbe besteht aus zwei Widerlager und dem gewölbten Bogen. Benötigte Auflager werden bereits mit dem Mauerwerk errichtet, eine schräge auskragende Fläche. Der tragende Bauteil, die beiden Widerlager, leiten die Lasten in den Baugrund. Der Bogen, für gewöhnlich im fest gebrannten, harten Ziegel, in Ausnahmefällen im festen Bruchstein, wird beidseitig vom Bogenkämpfer ausgehend gegen den Scheitel gewölbt. Im Scheitelpunkt wird der Schlussstein eingesetzt. In der Abbildung 4-49 finden sich die allgemeinen Bezeichnungen eines Gewölbes. Zur Formgebung wird meist unter der Gewölbelaibung eine Schalung angebracht. Wegen der Setzungen nach dem Ausrüsten werden die Lehrbögen überhöht eingesetzt. In Daub [30] wird angemerkt, dass bei der Verwendung von Ziegel die Lehrbögen um das 0,005 bis 0,007 fache der Spannweite zu überhöhen sind.

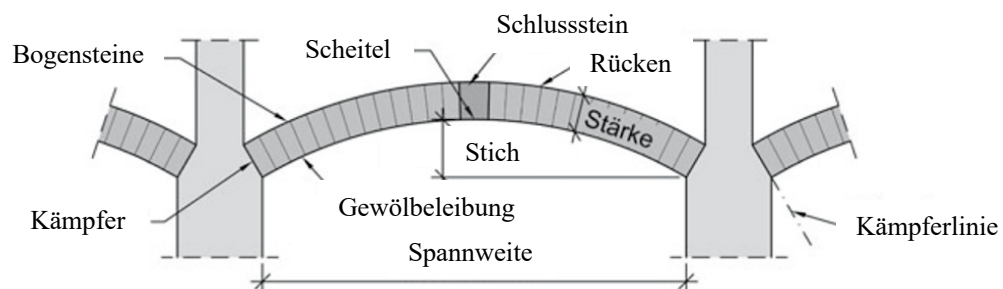


Abbildung 4-49: Bestandteile eines Gewölbes [38]

Gewölbeformen

[15] [30]

Gewölbe gliedern sich nach ihren Ausbildungsformen, diese finden sich in Abbildung 4-50. Die Unterscheidung liegt in der geometrischen Gestalt der Laibungsfläche (zylindrische-, kegel- oder sphärische Gewölbe). Zur zylindrischen Gattung zählen Tonnen-, Kreuz- und Klostergewölbe. Kreuz- sowie Klostergewölbe wurden hauptsächlich bei Sakral- und Repräsentationsbauten errichtet. Bei einem sphärischen Gewölbe ist die Laibungsfläche ein Teil einer Kugel, eines Paraboloids oder eines Ellipsoids. Zu den sphärischen Gewölbearten zählt die Kuppel.

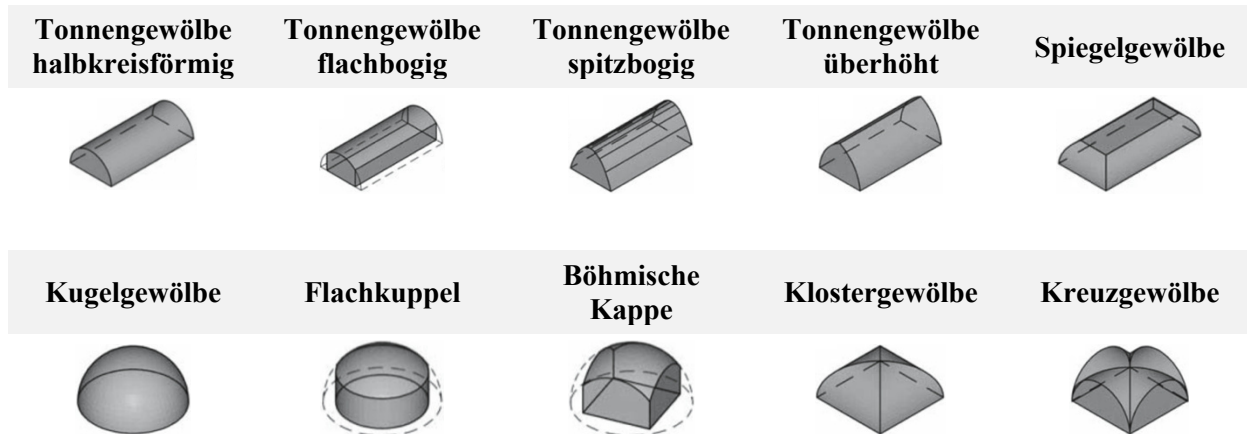


Abbildung 4-50: Gewölbeformen

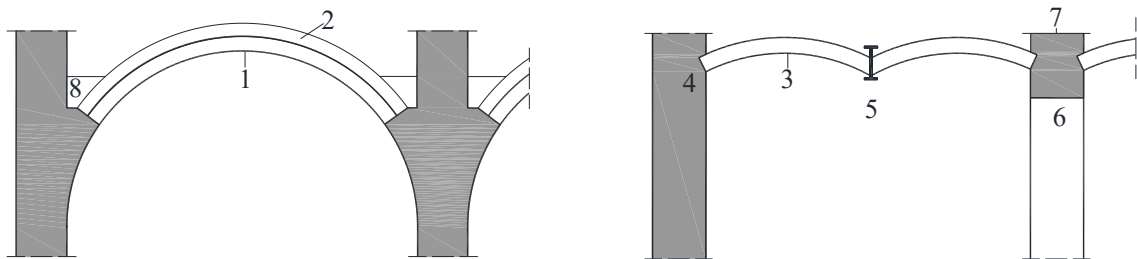
Typische Ausführungsarten

[22] [30] [36]

Nachfolgend werden die geläufigsten Gewölbearten der Gründerzeit erläutert. Im Kellergeschoss finden sich die historischen Deckenformen, Tonnengewölbe oder Kappengewölbe (siehe Abbildung 4-51). Die Preußische Kappe ist eine Erweiterung der Kappendecke. Das Tonnengewölbe wurde aus einem Halbkreis entwickelt. Das Kappengewölbe ist in seiner Form ein Teilstück eines Kreises. Das Tonnengewölbe aus einem Bogen hat einen fließenden Übergang zur Wand. Bei der Kappendecke ist kein fließender Übergang zu erkennen, siehe Abbildung 4-52.



Abbildung 4-51: Gewölbearten (links: Tonnengewölbe; mittig: Kappengewölbe; rechts: Preußische Kappe) [36]



1 Tonnengewölbe; 2 Verstärkungsgurte; 3 Preußische Kappe; 4 Wandwiderlager; 5 I-Stahlträger; 6 gemauerter Gurtbogen; 7 aufgehende Wand; 8 Hintermauerung oder Beton

Abbildung 4-52: Gewölbedecken (links: Tonnengewölbe; rechts: Preußische Kappe) aus [22] nach [39]

4-4.2.1 Tonnengewölbe

Das Tonnengewölbe ist eine der am häufigsten ausgeführten Gewölbekonstruktionen. Diese kamen oft in Bereichen mit aufsteigender Bodenfeuchte zum Einsatz. Weswegen die Decken über Keller gewölbt wurden. Auch Bereiche bei Decken über Erdgeschoss oder in Nassräumen wurden als Gewölbedecken ausgebildet. In Abbildung 4-53 ist der typische Aufbau eines Tonnengewölbes ersichtlich.

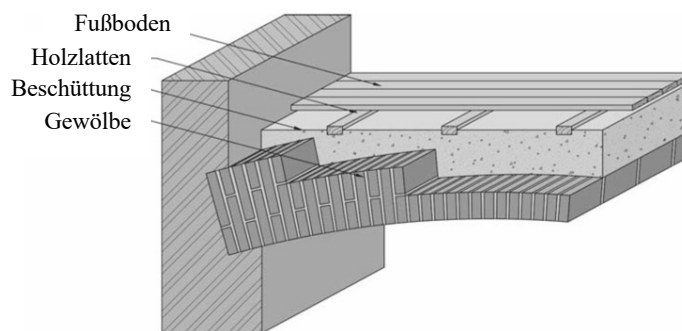


Abbildung 4-53: Tonnengewölbe im Mauerziegel gewölbt [38]

Konstruktion

[30] [38]

Beim üblichen Ziegeltonnengewölbe beträgt die Gewölbestärke, die Stärke eines Steines, also 30 cm. Die Spannweite ist meist unter 8 m. Das Gewölbe ist oftmals in der Mitte der Tonne auf eine Halbesteinstärke (das entspricht 15 cm) reduziert. Im Bereich des Bogenkämpfers beträgt die Überhöhung eineinhalb Steinstärken, 45 cm.

Typische Ausführungsarten

Tonnengewölbe werden in ihrer Gestalt (Ausbildungsformen) unterteilt in:

- volle oder halbkreisförmige Tonne
 - Pfeilhöhe: $f = \frac{s}{2}$
- gedrückte Tonne
 - Pfeilhöhe: $f < \frac{s}{2}$
- überhöhte Tonne
 - Pfeilhöhe: $f > \frac{s}{2}$

Im Nachfolgenden werden diese näher erörtert.

Volles oder halbkreisförmiges Tonnengewölbe

[15] [30]

Bei einem vollen oder halbkreisförmigen Tonnengewölbe ist die Leitlinie ein Halbkreis, siehe Abbildung 4-54. Die Pfeilerhöhe (f) beträgt die Hälfte der Spannweite (s). Vom Anlauf horizontal ausgehend werden die Widerlager (Gewölbefüße) im Winkel von 30 Grad gemauert. Durch die Bildung von Gewölbeschließen können große Widerlagerstärken reduziert werden. Diese Gewölbekonstruktion findet man bei Gängen, Vestibüle oder Ähnlichem.

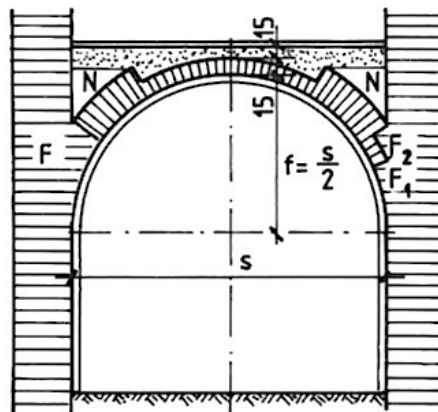


Abbildung 4-54: Volle Töne [15]

Gedrückte Tonne

Bei der gedrückten Tonne, auch als segmentförmige Tonne bezeichnet, ist die Leitlinie eine Ellipse, ein Segmentbogen oder Ähnliches, (Abbildung 4-55). Für gewöhnlich beträgt die Pfeilhöhe (f) ein Drittel bis ein Fünftel der Spannweite (s). In der Regel ist die Pfeilhöhe (f) kleiner als die Hälfte der Spannweite (s). Im Vergleich zur vollen oder halbkreisförmigen Tonne bietet die gedrückte Tonne mehr Lichtraum und ist durch die geringere Mauermaße billiger. Jedoch werden die Widerlager mehr beansprucht und es wirkt ein größerer Horizontalschub.

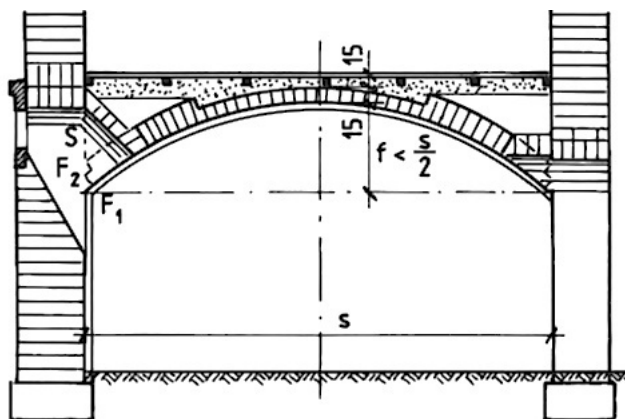


Abbildung 4-55: Segmentförmige Tonne [15]

Überhöhte Tonne

Bei der überhöhten Tonne ist die Pfeilhöhe (f) größer als die Hälfte der Spannweite (s). Da diese Bogenform selten Verwendung findet wird im Weiteren nicht näher darauf eingegangen.

Wölbung der Tonnen aus Ziegel

Die Tonnen aus Ziegel werden unterschiedlich gemauert. Es gibt drei verschiedene Ausführungsarten in der Mauerung, siehe Abbildung 4-56:

- Wölbung mit Längsscharen (Kufmauerung): Steine liegen parallel zum Widerlager
- Wölbung mit Schrägscharen (Schwalbenschwanz): Steine liegen im Winkel von 45 Grad Drehung
- Wölbung mit Querscharen (Wällische Einwölbun): Steine liegen orthogonal zum Widerlager

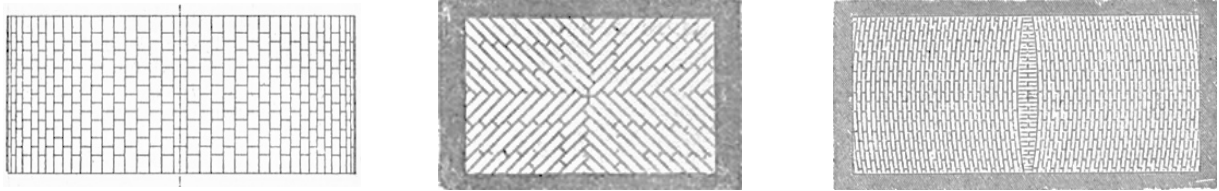


Abbildung 4-56: Verbände bei gemauerten Gewölbedecken (von links nach rechts: Kufmauerung, Schwalbenschwanz, Wällische Einwölbun) [30]

Historische Bemessungsregeln

[15]

Tonnengewölbe wurden bis etwa 1855 nach empirischen Faustformeln bemessen. Ab 1855 erfolgten theoretische Überlegungen zur Berechnung eines dreifach statisch unbestimmten Tragwerks nach gewonnenen Bemessungsformeln und nach der Stützlinienmethode. Die historischen Bemessungsregeln zur Errichtung von Mauerwerksgewölbe sind den Tabellen, Tabelle 4-29, Tabelle 4-30 und Tabelle 4-31 zu entnehmen.

Tabelle 4-29: Erfahrungsgemäße Angaben bei Mauerwerksgewölbe für gewöhnliche Belastung (z.B. Wohnräume)/Angaben um 1900 [15]

Spannweite (s) [m]	Gewölbstärke (d) [Steinlängen]		Verstärkungsurte [Steinlängen]
	$f = \frac{s}{2}$	$f < \frac{s}{2}$	
< 4,0	0,5	0,5	-
4,0 bis 6,3	0,5	0,5	1/1
> 6,3	1,0	1,5	1 bis 2

Tabelle 4-30: Erfahrungsgemäße Angaben bei Mauerwerksgewölbe für starke Belastung (z.B. Magazine)/Angaben um 1900 [15]

Spannweite (s) [m]	Gewölbstärke (d) [Steinlängen]		Verstärkungsurte [Steinlängen]
	$f = \frac{s}{2}$	$f < \frac{s}{2}$	
$\leq 4,0$	1,5	-	ohne
4,0 bis 5,0	1,5	-	mit
5,0 bis 7,0	2,0	-	ohne
7,0 bis 9,0	2,0	-	mit
9,0 bis 10,0	2,5	-	ohne

Tabelle 4-31: *Erfahrungsgemäße Angaben bei Mauerwerksgewölbe für Höhe des Widerlagers ≤ 3 m/Angaben um 1900 [15]*

Pfeilhöhe	Scheitelstärke	Widerlagerstärke (W)	
		belastet	unbelastet
$f = \frac{s}{2}$	$\frac{s}{40}$	$\frac{s}{4}$	$\frac{s}{4}$ bis $\frac{s}{5}$
$f < \frac{s}{2}$	$\frac{s}{30}$	$\frac{s}{2}$ bis $\frac{s}{3}$	$\frac{s}{3}$ bis $\frac{s}{4}$

Nachfolgende Tabelle 4-32 enthält die zulässige Inanspruchnahme des Gewölbemauerwerks, nach den Normalien des österreichischen Ingenieur- und Architektenvereines, für Spannweiten bis 10 m.

Tabelle 4-32: *Zulässige Inanspruchnahme für Gewölbemauerwerk bis 10 m Spannweite (Tonnengewölbe) [30]*

Mauerwerkstyp	Mörtelart	Druck (k_d) [kg/cm ²]	Zug (k_z) [kg/cm ²]
Ziegel (gewöhnlich, gut gebrannt)	Weisskalk	5,0	-
	Romanzement	7,5	-
	Portlandzement	10,0	1,0
Geschlemmter Ziegel	Portlandzement	12,0	1,0
Klinker (beste)	Portlandzement	20,0	-

Bemessungsansätze zur Dimensionierung von Gewölbe

[15] [31]

Im Nachfolgenden wird das Tragwerkmodell von Gewölbe behandelt. Das Gewölbe hat die Form eines Bogens. Das Tragwerksmodell basiert hauptsächlich auf der Übertragung von Druckkräften im Gewölbe und auf Schub- oder Zugkräften in den Verbindungen der Bogenkämpfer, die durch unverschiebliche Auflager oder Zugbänder abgetragen werden.

Die Lastabtragung bei Gewölbe basiert hauptsächlich auf der Übertragung von Druckkräften, weil das Mauerwerk in der Regel keine Zugkräfte aufnimmt. Das Verhältnis Druckfestigkeit zu Zugfestigkeit des Mauerwerks beträgt in der Regel 10 zu 1. Die auf den Bogen wirkenden Vertikallasten werden in die seitlichen Widerlager eingeleitet, somit herrschen theoretisch nur Druckspannungen im Bogen. Diese Druckspannungen werden schräg abgeleitet, wobei die Lastableitung zu einem „Schieben“ in den Widerlagern führt. Die seitlichen Widerlager nehmen die Horizontallasten auf. Die horizontale Last (das „Schieben“) ist geringer je größer der Bogenstich ist.

Kritisch ist die Gewölbeausbildung im Halbkreisquerschnitt. Im Auflagerbereich resultieren keine stabilen Horizontalkräfte. Es können sich größere Momentenbeanspruchungen bilden, welche zum Bruch führen. Vorteilhafter sind flache Kreisbögen bzw. Bögen mit einem Verhältnis Spannweite zu Stich von 4 zu 1.

Statische Systeme

Ein statisch bestimmter Dreigelenkbogen beschreibt das einfachste System (c), siehe Abbildung 4-57, weil es unempfindlich auf kleine Verschiebungen oder Wärmeeinwirkungen ist. Ein Zweigelenksbogen mit festem und verschieblichem Auflager (a) ist ebenfalls statisch bestimmt. Einwirkungen führen zu großen Verformungen, weshalb ein Zugband (b) eingeführt wird.

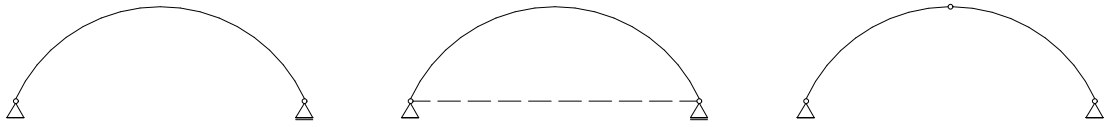


Abbildung 4-57: *Bogenarten (von links nach rechts: (a) Zweigelenbogen, (b) Zweigelenbogen mit Zugband und (c) Dreigelenbogen)*

Begriffsdefinition: Stützlinienmethode

[38] [40]

Bei der Berechnung von Gewölbekonstruktionen wird beispielsweise die Stützlinienmethode angewandt. Die Stützlinie ist eine Linie, welche die Druckverteilungsschwerpunkte der einzelnen Fugen verbindet. Im Querschnitt ist diese von der Geometrie des Gewölbes und der Belastungsfunktion lageabhängig.

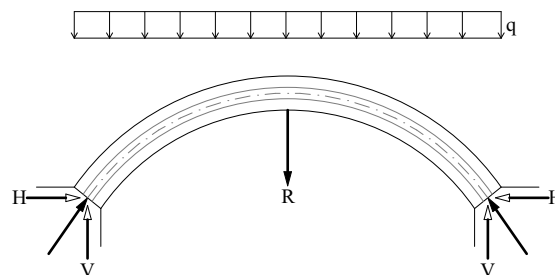


Abbildung 4-58: *Stützlinie (Mittelachse)*

Gewölbe müssen aufgrund ihrer Tragstruktur gleichmäßig belastet werden (Abbildung 4-58). Jedoch können hohe Einzellasten oder halbseitige Belastungen dazu führen, dass sich die Stützlinie vom Zentrum des Druckbogens verschiebt.

Ist die Resultierende außerhalb der Kernweite, verlässt die Stützlinie die Kernweite des Querschnittes und die Fuge reißt (Abbildung 4-59). Dies wird als sogenannte klaffende Fuge bezeichnet. Wenn die Stützlinie die Kernfläche verlässt, entstehen Zugspannungen. Wird die Zugfestigkeit überschritten, reißt die Fuge innen beim Scheitel und außen beim Kämpfer. Die Risse verlaufen meist über die gesamte Breite quer zur Tragrichtung.

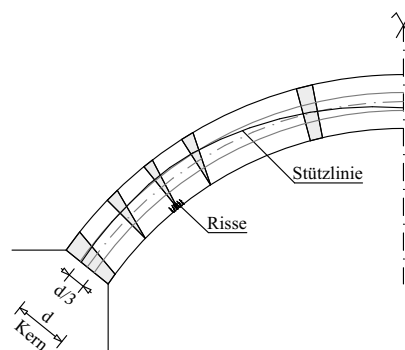


Abbildung 4-59: *Klaffende Fuge (Resultierende außerhalb des Kerns)*

4-4.2.2 Flache Tonne

[15] [30]

Mit dem Ende des 19. Jahrhunderts und dem Beginn der Eisenindustrie wurden bei Wohn- oder Geschäftsbauten die Kellerdecken meist mit flachen Ziegelgewölbe zwischen Stahlträgern (Traversen) überspannt (Abbildung 4-60). Die flache Tonne wird auch als Kappengewölbe bezeichnet. Flache Tonnen werden hauptsächlich in Deutschland als „preussisches Kappengewölbe“ oder als „preußische Kappe“ bezeichnet. In der Baupraxis findet „Platzl“ die Bezeichnung.

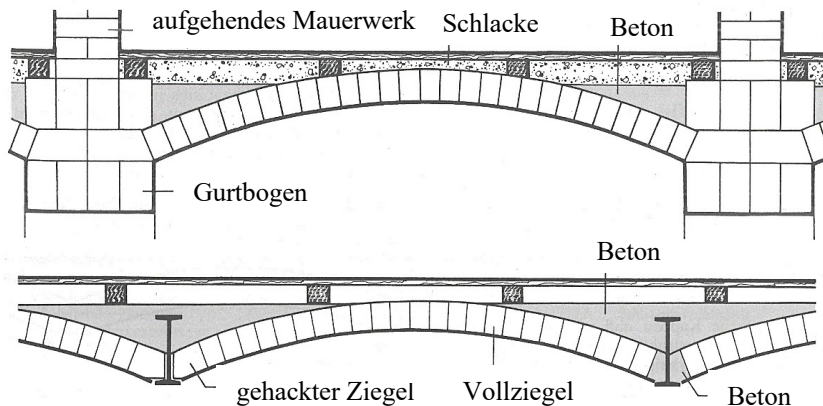


Abbildung 4-60: Gewölbedecken (oben: Flache Tonne (Kappengewölbe); unten: Preußische Kappe) aus [22] nach [17]

Historische Bemessungsregeln

[22] [30]

Die Kappendecke hat als Bogenform ein Kreisteilstück. Die Wölbung aus flachem Ziegelgewölbe, siehe Abbildung 4-61, wird getragen vom mindestens 1,5 Stein (45 cm) breitem Mauerwerk, von Gurten oder von Eisenträgern. Das Gewölbe hat in der Regel eine Stärke von 15 cm. Die Spannweite von flachen Tonnen beträgt in etwa 3 m. Das Verhältnis der Pfeilhöhe (f) zur Spannweite (s) liegt zwischen 1:8 bis 1:12, gewöhnlich 1:10.

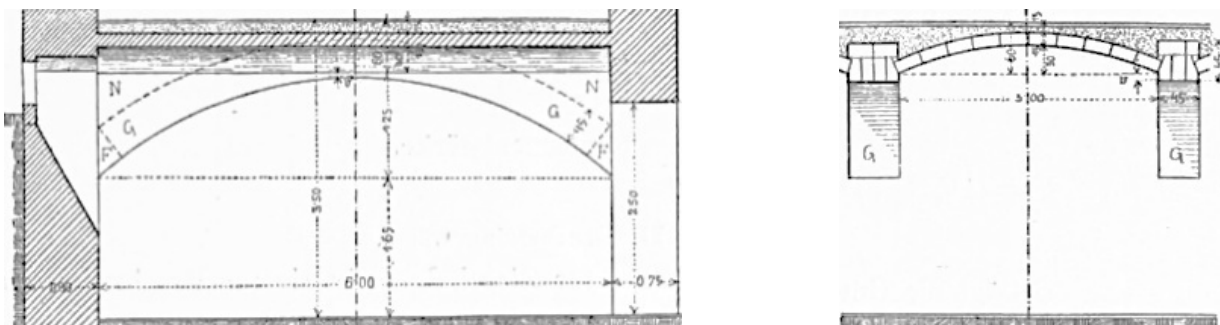


Abbildung 4-61: Flache Tonne [30]

Wölbung der Flachen Tonnen aus Ziegel

Die Wölbung wird, wie bereits in 4-4.2.1 „Wölbung der Tonnen aus Ziegel“ erörtert, als Wölbung mit Längsscharen (Kufmauerung), Wölbung mit Schrägscharen (Schwalbenschwanz), Wölbung mit gekrümmten oder geraden Querscharen (Wällische Einwölbung) hergestellt.

4-4.2.2.1 Preußische Kappe

[15] [30] [38]

Die Preußische Kappe ist eine Erweiterung der Kappendecke und wird auch als Platzdecke bezeichnet. Es handelt sich um ein Gewölbe zwischen eisernen Trägern. Gewalzte oder genietete I-Träger (Traversen) werden verlegt und mit flachen Tonnen ausgefüllt. Die Eisenteile wurden in Gießereien gegossen oder in Walzwerken zu Traversen gewalzt. Im Vergleich zum Tonnengewölbe besitzt die Platzdecke einen geringeren Deckenaufbau, siehe Abbildung 4-62.

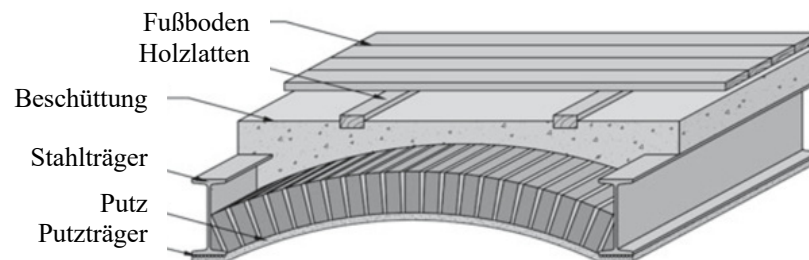


Abbildung 4-62: Preußische Kappe (Platzdecke) [38]

Historische Bemessungsregeln

Die flachen Tonnen sind aus einzelnen stehenden oder liegenden Steinen (Ziegel) gewölbt. Die gemauerten Ziegelsteine, mit einer Kappenstärke von 15 cm, liegen auf der Flanschunterseite der Eisenträger. Die Systemspannweite wird durch auf Biegung beanspruchte Stahlträger im Abstand von 1,25 bis 2,5 m unterteilt. Die Trägerentfernung ist für gewöhnlich das 10 fache der Pfeilhöhe. Eine Trägerentfernung von 1,40 m ist am zweckmäßigsten da für eine größere Entfernung mehr Eigengewicht anzusetzen ist. Die Traversen liegen zwischen zwei massiven Wänden. Die gewalzten I-Träger lagern auf den Gurtbögen. Das statische System wirkt als Einfeldträger. Diese Deckenkonstruktion ist sehr widerstandsfähig, tragfähig und dauerhaft. Für die Brandbeständigkeit sind die Träger mit Beton oder Ziegel zu umhüllen. Werden die Träger nicht feuerfest ummantelt, würden sich diese durch Erhitzen ausdehnen. Das hat zur Folge, dass Schub auf das Mauerwerk ausgeübt wird. Durch das Verbiegen der Träger kann zudem die Decke zerstört werden.

Funktion von Schließen

Zur Aufnahme der im Gewölbe entstehenden Horizontalkräfte sind zumindest in den letzten Deckenfeldern die Stahlträger mit Schließen zu verbinden und rückzuhängen. Es wurden Zug- oder Spannschließen oder Hangelschließen verwendet. Zug- oder Spannschließen bestehen aus 15 mm bis 18 mm starken Rundeisen und befinden sich in der Stegmitte des Stahlträgers, siehe Abbildung 4-63 links. Sogenannte Hangelschließen sind hakenförmig gebogene Flacheisen (siehe Abbildung 4-63 rechts). Bei der Anordnung der Schließen *“wäre es am besten, sie in jedem Felde anzuordnen. Gewöhnlich aber genügt es, die 3 Endfelder mit Schließen zu versehen“* [30] Für eine ausreichende Deckenschubsteifigkeit sollten die Schließenabstände nicht mehr als 1,5 m betragen (vgl. [38]). Die Anzahl der Schließen in Abhängigkeit der Trakttiefe ist der Tabelle 4-33 zu entnehmen.

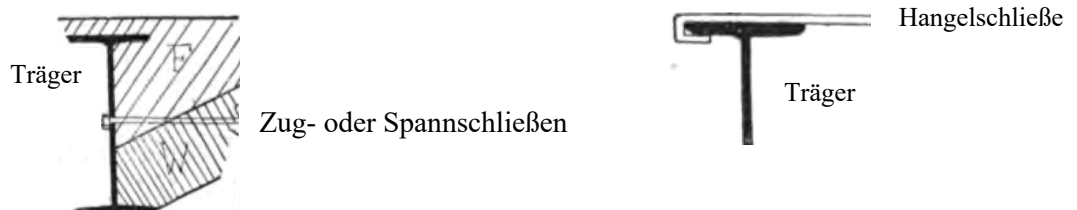


Abbildung 4-63: links: Zug- oder Spannschließe; rechts: Hangelschließe [30]

Tabelle 4-33: *Anzahl der Schließen in Abhängigkeit der Trakttiefe [30]*

Trakttiefe [m]	Schließenanzahl
< 4,0	1
4,0 bis 5,5	2
5,5 bis 7,5	3

KAPITEL 5: HISTORISCHE NACHWEISFÜHRUNG

Bauteile nehmen Lasten auf und leiten diese in den Baugrund. Im 19. Jahrhundert wurde in der Regel nach Erfahrungswerten dimensioniert und bemessen. Sowie nach einfachen Berechnungsansätzen. Kapitel 5: „Historische Nachweisführung“ gliedert sich nach dem Lastabtrag eines Gebäudes. Es werden die historischen Nachweise, nach Daub [26] [30], für jene Haupttragelemente (Decke, Mauerwerk, Fundament) erläutert, welche sich in Kapitel 4: Statisch konstruktive Merkmale von Gründerzeitgebäuden finden.

In den nachfolgenden Tabellen befinden sich die für die Berechnung benötigte Nutzlastangaben (Tabelle 5-1) sowie Einwirkungsangaben (Tabelle 5-2).

Tabelle 5-1: Nutzlasten nach den Normalien d. ÖIAV [30]

Art der Belastung	Nutzlast [kg/m ²]
Gewöhnliche Dachräume	150
Gewöhnliche Wohnräume	250

Tabelle 5-2: Angaben zu Einwirkungen (Schnee und Wind) nach den Normalien d. ÖIAV [15]

Einwirkung	Last- und Druckangaben [kg/m ²]
Schneelast (auf horizontale Fläche)	75 ¹⁾
Schneelast (bei gleichzeitiger Windeinwirkung)	50
Winddruck (auf vertikale Flächen)	200

Anmerkungen:
¹⁾... 60 cm Schneehöhe bei einer Schneedichte von 125 kg/m³

5-1 HISTORISCHE NACHWEISFÜHRUNG DECKE

5-1.1 DIPPELBAUMDECKE

Skizze

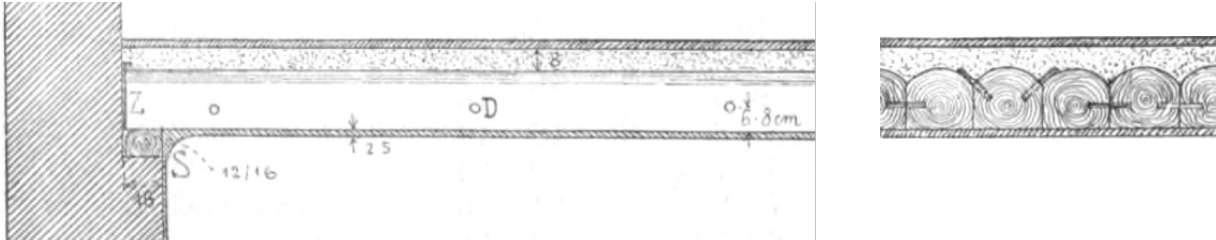


Abbildung 5-1: Dippelboden (links: Längsschnitt; rechts: Querschnitt) [30]

gegeben:

Zulässige Inanspruchnahme (k) bei Biegung unterschiedlicher Holzarten:

Tanne, Fichte, Kiefer, Lärche: $k = 80 \text{ kg/cm}^2$

Eiche, Buche: $k = 100 \text{ kg/cm}^2$

Einwirkungen

Eigengewicht der Dippelbaumdecke

$$g = \sum(d_i \cdot \gamma_i) \quad (5.1)$$

Dabei sind:

g Eigengewicht der Decke [kg/m^2]

d_i Dicke des Materials [m]

γ_i Spezifisches Gewicht des Materials [kg/m^3]

Gesamtbelastung der Decke

$$q = g + p_1 \quad (5.2)$$

Dabei sind:

q Gesamtbelastung [kg/m^2]

p_1 Nutzlast Dachraum [kg/m^2]

Schnittgrößen

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8} \cdot 100 \quad (5.3)$$

Dabei sind:

M Biegemoment [kgcm]

l Trakttiefe [m]

Querschnittswerte

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6} \quad (5.4)$$

Dabei sind:

W erforderliches Widerstandsmoment [cm³]

b Breite des Trägers [cm]

h Höhe des Trägers [cm]

Nachweisführung

$$\sigma = \frac{M}{W} \leq k \quad (5.5)$$

Dabei ist:

k zulässige Inanspruchnahme bei Biegung [kg/cm²]

$$\frac{\frac{q \cdot l^2}{8}}{\frac{b \cdot h^2}{6}} \leq k \quad (5.6)$$

erforderliche Trägerhöhe

$$h = \sqrt{\frac{3}{4} \cdot \frac{q \cdot l^2}{b \cdot k}} \quad (5.7)$$

5-1.2 TRAMDECKE

Schnitt

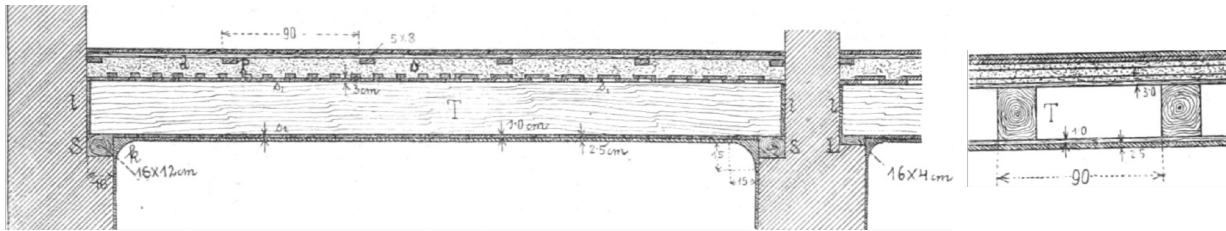


Abbildung 5-2: Tramdecke (links: Längsschnitt; rechts: Querschnitt) [30]

gegeben:

Materialstärken (s):

Schutt:	$s \geq 8 \text{ cm}$
Fugendeckleisten:	$s = 2 \text{ cm}$
Schuttchalung:	$s = 3 \text{ bzw. } 13 \text{ cm}$
Stukkaturchalung:	$s \geq 1 \text{ cm}$
Stukkatur:	$s = 2,5 / 3,5 / 16,5 \text{ cm}$

Spezifisches Gewicht (γ):

Holz Eiche:	$\gamma = 800 \text{ kg/cm}^3$
Schutt:	$\gamma = 1400 \text{ kg/cm}^3$
Stukkatur:	$\gamma = 1200 \text{ kg/cm}^3$

Zulässige Inanspruchnahme (k) bei Biegung unterschiedlicher Holzarten:

Tanne, Fichte, Kiefer, Lärche:	$k = 80 \text{ kg/cm}^2$
Eiche, Buche:	$k = 100 \text{ kg/cm}^2$

Bedingung für die größte Tragfähigkeit des Trams nach Daub [30]

$$b = 0,7 \cdot h \quad (5.8)$$

Einwirkungen

Eigengewicht der Decke

$$g = \sum(d_i \cdot \gamma_i) \quad (5.9)$$

Dabei sind:

- g Eigengewicht der Decke [kg/m²]
- d_i Dicke des Materials [m]
- γ_i Spezifisches Gewicht des Materials [kg/m³]

Gesamtbelastung der Decke

$$q = g + p_1 \quad (5.10)$$

Dabei sind:

- q Gesamtbelastung [kg/m²]
- p_1 Nutzlast [kg/m²]

Schnittgrößen

$$M = e \cdot \frac{q \cdot l^2}{8} \cdot 100 \quad (5.11)$$

Dabei sind:

- M Biegemoment [kgcm]
- l Trakttiefe [m]

Querschnittswerte

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6} \quad (5.12)$$

Dabei sind:

- W erforderliches Widerstandsmoment [cm³]
- b Breite des Trägers [cm]
- h Höhe des Trägers [cm]

Nachweisführung

$$\sigma = \frac{M}{W} \leq k \quad (5.13)$$

Dabei ist:

- k zulässige Inanspruchnahme bei Biegung [kg/cm²]

erforderliche Tramhöhe

$$\frac{100}{8} \cdot q \cdot e \cdot l^2 = \frac{1}{6} \cdot b \cdot h^2 \cdot k \quad (5.14)$$

$$h^3 = \frac{750}{7} \cdot \frac{q \cdot e \cdot l^2}{k} \quad (5.15)$$

$$h = \sqrt[3]{\frac{750}{7} \cdot \frac{q \cdot e \cdot l^2}{k}} \quad (5.16)$$

Konstruktionsstärke

$$H_c = \sum s + h + f \quad (5.17)$$

Dabei sind:

- H_c Konstruktionsstärke [m]
- s Höhe des Deckenaufbaus [m]
- f Fußbodenstärke [m]

Konstruktionsstärke bei versenkten Tramböden

$$H_c' = H_c - 0,05 \quad (5.18)$$

Dabei ist:

- H_c' Konstruktionsstärke bei versenkten Tramböden [m]

5-1.3 TRAMTRAVERSESENDECKE

Schnitt

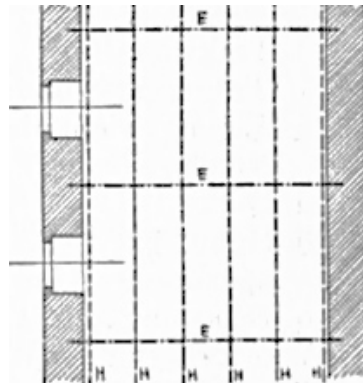


Abbildung 5-3: Lage der Träger (E = Eisenträger, H = Holzträger) in der Decke [30]

gegeben:

Spezifisches Gewicht Ziegelmauerwerk:	$\gamma = 1600 \text{ kg/m}^3$
Zulässige Inanspruchnahme bei Biegung für Schmiedeeisen	$k = 1000 \text{ kg/cm}^2$

Einwirkungen

Gesamtbelastung der Decke

$$q = (g + p_1) \cdot e + h \cdot d \cdot \gamma \quad (5.19)$$

Dabei sind:

q	Gesamtbelastung [kg/m]
g	Eigengewicht der Decke [kg/m ²]
p_1	Nutzlast [kg/m ²]
e	Trägerentfernung [m]
h	Höhe der Mauer auf welcher der Träger ruht [m]
d	Dicke der Mauer auf welcher der Träger ruht [m]
γ	Spezifisches Gewicht [kg/m ³]

Schnittgrößen

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8} \cdot 100 \quad (5.20)$$

Dabei sind:

M	Biegemoment [kgcm]
l	Trakttiefe [m]

Nachweisführung

$$\sigma = \frac{M}{W} \leq k \tag{5.21}$$

Dabei sind:

W erforderliches Widerstandsmoment des Trägers [cm³]

k zulässige Inanspruchnahme bei Biegung [kg/cm²]

erforderliches Widerstandsmoment

$$W = \frac{M}{k} = \frac{q \cdot l^2}{8 \cdot k} \cdot 100 \tag{5.22}$$

$$W = \frac{l^2}{8 \cdot k} \cdot 100 \cdot [(g + p) \cdot e + h \cdot d \cdot \gamma] = \frac{l^2}{80} \cdot [(g + p) \cdot e + h \cdot d \cdot \gamma] \tag{5.23}$$

Zusammenfassung

Durch die Berechnung des Widerstandsmomentes erfolgt die Profilwahl für den Träger mithilfe der Abbildung 5-4.

Normalien des österr. Ingenieur- und Architekten-Vereines über I-Eisen.

Profil-Nr.	Trägerhöhe (mm)	Breite		Dicke		Querschnittsfläche (cm ²)	Trägheitsmoment (cm ⁴)		Widerstandsmoment (cm ³)		Gewicht (kg/m)
		des Flansches (mm)	des Steges (mm)	des Flansches (mm)	des Steges (mm)		für eine Biegung in der Richtung des				
							Steges	Flansches	Steges	Flansches	
6*)	60	44	5.5	4	6.8	40.0	7.83	13.3	3.56	5.3	
8	80	52	6	4	8.96	96.1	14.10	24.0	5.42	7.0	
9*)	90	46	6.3	4.2	9.05	118.0	8.76	26.2	3.81	7.1	
10	100	60	7	4.5	12.27	205.8	25.27	41.2	8.42	9.6	
11*)	110	54	7.2	4.8	12.36	241.0	16.2	43.8	5.99	9.6	
12	120	68	8	5	16.08	388.65	42.03	64.77	12.36	12.54	
13	130	72	8.5	5.5	18.445	518.6	53.03	79.8	14.73	14.4	
14	140	76	8.5	6	20.3	652.36	62.41	93.19	16.42	15.83	
15	150	80	9	6	22.32	831.69	77.04	110.89	19.26	17.41	
16	160	84	9.5	6.5	25.125	1056.8	94.17	132.1	22.42	19.6	
18	180	90	11	7	30.86	1645.9	134.10	182.9	29.80	24.1	
18a	180	135	11	7	40.76	2259.73	451.5	261.5	66.89	31.79	
20	200	96	12	8	37.12	2402.03	177.70	240.2	37.02	28.95	
21	210	99	12.5	8.5	40.475	2865.22	203.09	272.68	41.03	31.57	
22	220	102	13	9	43.98	3392.23	231.11	308.4	45.32	34.3	
22a	220	135	13	9	52.6	4312.6	534.26	392.05	79.15	41.0	
23	230	105	14	9	47.58	4052.2	271.34	352.4	51.68	37.11	
24	240	108	14.5	9.5	51.365	4730.7	305.94	394.2	56.66	40.1	
24a	240	135	14.5	9.5	59.195	5727.5	596.10	477.3	88.31	46.2	
25	250	111	15	10	55.3	5491.1	343.74	439.3	61.94	43.13	
26	260	114	15.5	10.5	59.385	6339.4	384.94	487.6	67.53	46.3	
28	280	120	17	11	67.86	8429.7	492.23	602.1	82.05	52.9	
28a	280	150	17	11	78.06	10196.0	958.98	728.3	127.86	60.9	
30	300	126	18	12	77.04	10870.2	603.91	724.7	95.86	60.1	
32	320	132	19	13	86.82	13805.9	733.49	862.9	111.13	67.7	
35	350	141	21	14	102.34	19455.6	988.17	1111.8	140.17	79.8	
40	400	156	24	16	131.2	32316.8	1530.58	1615.8	196.23	102.3	
45	450	171	27	18	163.62	50676.7	2269.34	2252.3	265.42	127.6	
50	500	186	30	20	199.6	75912.13	3247.76	3036.5	349.22	157.0	
55*)	550	201	33	22	239.14	106553.1	4509.3	3983.75	448.7	185.7	

*) Nicht nach den Normalien des österr. Ingenieur- und Architekten-Vereines, aber erhältlich.

Abbildung 5-4: I-Träger nach den Normalien d. ÖIAV [30]

Beispielberechnung für eine Tramtraversendecke

Skizze

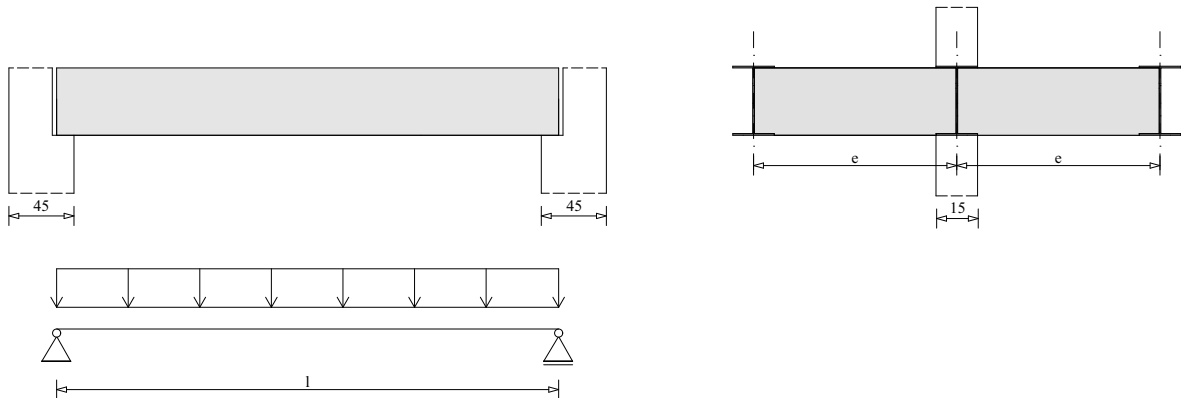


Abbildung 5-5: Tramtraversendecke (Träger Auflager am MWK) (links: Längsschnitt; rechts: Querschnitt)

gegeben:

Trägerentfernung:	$e = 3,0 \text{ m}$
Trakttiefe:	$l = 6,0 \text{ m}$
Raumhöhe:	$h = 4,0 \text{ m}$
Eigengewicht:	$g = 260 \text{ kg/m}^2$
Nutzlast Wohnraum:	$p_1 = 250 \text{ kg/m}^2$
Nutzlast Dachraum:	$p_2 = 150 \text{ kg/m}^2$
Spezifisches Gewicht Ziegelmauerwerk:	$\gamma = 1600 \text{ kg/m}^3$
Zulässige Inanspruchnahme bei Biegung für Schmiedeeisen:	$k = 1000 \text{ kg/cm}^2$
Dicke der Mauer auf welcher der Träger ruht:	$d = 0,15 \text{ m}$

Einwirkungen

Nutzlast Wohnraum

$$q_1 = e \cdot (260 + 250) + 1600 \cdot 0,15 \cdot h = 510 \cdot e + 240 \cdot h \quad (5.24)$$

$$q_1 = 510 \cdot 3 + 240 \cdot 4 = 2490 \text{ kg/m} \quad (5.25)$$

Nutzlast Dachraum

$$q_2 = e \cdot (260 + 150) + 1600 \cdot 0,15 \cdot h = 410 \cdot e + 240 \cdot h \quad (5.26)$$

$$q_2 = 410 \cdot 3 + 240 \cdot 4 = 2190 \text{ kg/m} \quad (5.27)$$

Querschnittswerte

Wohnraum

$$W_1 = \frac{100}{8 \cdot 1000} \cdot [510 \cdot e + 240 \cdot h] \cdot l^2 = \frac{100 \cdot l^2}{8 \cdot 1000} \cdot [510 \cdot 3 + 240 \cdot 4] = 31,1 \cdot l^2 \quad (5.28)$$

$$W_1 = 31,1 \cdot 6^2 = 1120,5 \text{ cm}^3 \quad (5.29)$$

⇒ gewählt Profil (I) Nr. 40

Dachraum

$$W_2 = \frac{100}{8 \cdot 1000} \cdot [410 \cdot e + 240 \cdot h] \cdot l^2 = \frac{100}{8 \cdot 1000} \cdot [410 \cdot 3 + 240 \cdot 4] = 27,4 \cdot l^2 \quad (5.30)$$

$$W_2 = 27,4 \cdot 6^2 = 985,5 \text{ cm}^3 \quad (5.31)$$

⇒ gewählt Profil (I) Nr. 35

Zusammenfassung

Anhand der Abbildung 5-6 wird für den Wohnraum Profil Nr. 40 gewählt und für den Dachraum Profil Nr. 35.

Normalien des österr. Ingenieur- und Architekten-Vereines über T-Eisen.

Profil-Nr.	Trägerhöhe (mm)	Breite		Dicke	Querschnittsfläche (cm ²)	Trägheitsmoment (cm ⁴)		Widerstandsmoment (cm ³)		Gewicht (kg/m)
		des Flansches (mm)				für eine Biegung in der Richtung des				
		des Steges (mm)	des Flansches (mm)	Steges		Flansches	Steges	Flansches		
6*)	60	44	5-5	4	6-8	40-0	7-83	13-3	3-56	5-3
8	80	52	6	4	8-96	96-1	14-10	24-0	5-42	7-0
9*)	90	46	6-3	4-2	9-55	118-0	8-76	26-2	3-81	7-1
10	100	60	7	4-5	12-27	205-8	25-27	41-2	8-42	9-6
11*)	110	54	7-2	4-8	12-36	241-0	16-2	43-8	5-99	9-6
12	120	68	8	5	16-08	388-65	42-03	64-77	12-36	12-54
13	130	72	8-5	5-5	18-445	518-6	53-03	79-8	14-73	14-4
14	140	76	8-5	6	20-3	652-36	62-41	93-19	16-42	15-83
15	150	80	9	6	22-32	831-69	77-04	110-89	19-26	17-41
16	160	84	9-5	6-5	25-125	1056-8	94-17	132-1	22-42	19-6
18	180	90	11	7	30-86	1645-9	134-10	182-9	29-80	24-1
18a	180	135	11	7	40-76	2353-73	451-5	261-5	66-89	31-79
20	200	96	12	8	37-12	2402-03	177-70	240-2	37-02	28-95
21	210	99	12-5	8-5	40-475	2865-22	203-09	272-68	41-03	31-57
22	220	102	13	9	43-98	3392-23	231-11	308-4	45-32	34-3
22a	220	135	13	9	52-6	4812-6	534-26	392-05	79-15	41-0
23	230	105	14	9	47-58	4052-2	271-34	352-4	51-68	37-11
24	240	108	14-5	9-5	51-365	4730-7	305-94	394-2	56-66	40-1
24a	240	135	14-5	9-5	59-195	5727-5	596-10	477-3	88-31	46-2
25	250	111	15	10	55-3	5491-1	343-74	439-3	61-94	43-13
26	260	114	15-5	10-5	59-385	6339-4	384-94	487-6	67-53	46-3
28	280	120	17	11	67-86	8429-7	492-23	672-1	82-05	52-9
28a	280	150	17	11	78-06	10196-0	958-98	728-3	127-86	60-9
30	300	126	18	12	77-04	10870-2	603-91	724-7	95-86	60-1
35	350	141	21	14	102-34	19455-6	988-17	1111-8	140-17	79-8
40	400	156	24	16	131-2	32316-8	1530-58	1615-8	196-23	102-3
45	450	171	27	18	163-62	50076-7	2566-34	2252-3	266-42	127-6
50	500	186	30	20	199-6	75912-13	3247-76	3036-5	349-22	157-0
55*)	550	201	33	22	239-14	106553-1	4509-3	3983-75	448-7	185-7

*) Nicht nach den Normalien des österr. Ingenieur- und Architekten-Vereines, aber erhältlich.

Abbildung 5-6: I-Träger nach den Normalien d. ÖIAV [30]

5-1.4 BOGEN

Gleichlast

Statisches System

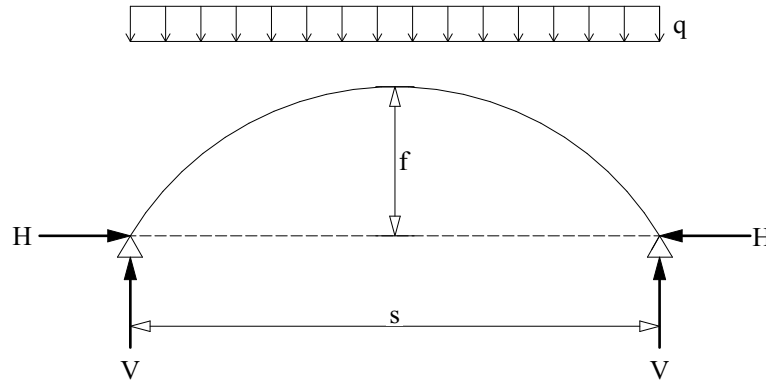


Abbildung 5-7: *Bogen unter Gleichlast*

Es wirken überwiegend ständige Lasten. Die Berechnung erfolgt pro Laufmeter d.h. $b = 1,0$ m.

Einwirkungen

Gesamtbelastung der Decke

$$q = g + p_1 \cdot 1,0 \quad (5.32)$$

Dabei sind:

- q Gesamtbelastung [kg/m]
- g Eigengewicht der Decke [kg/m]
- p_1 Nutzlast [kg/m²]

Schnittgrößen

Vertikale Auflagerreaktion

$$V = \frac{q \cdot s}{2} \quad (5.33)$$

Dabei sind:

- V Vertikale Kraft [kg]
- s Spannweite [m]

Horizontale Auflagerreaktion

$$H = \frac{q \cdot s^2}{8 \cdot f} \quad (5.34)$$

Dabei sind:

- H Horizontalschub [kg]
- f Pfeilhöhe [m]

Punktlast

Statisches System

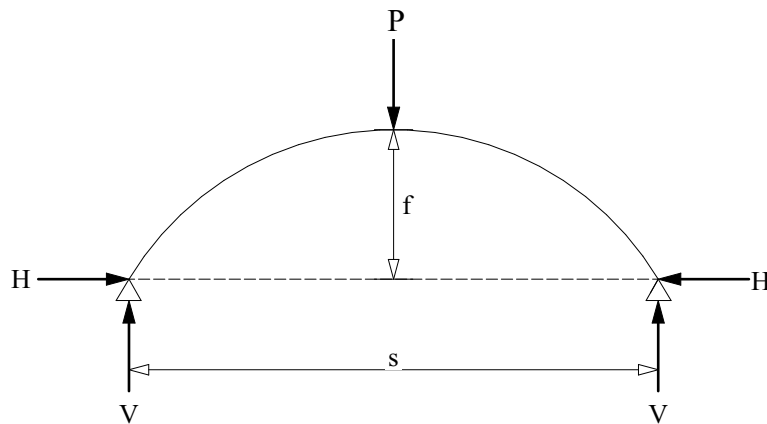


Abbildung 5-8: *Bogen unter Einzelkraft*

Schnittgrößen

Vertikale Auflagerreaktion

$$V = \frac{P}{2} \quad (5.35)$$

Dabei sind:

V Vertikale Kraft [kg]

P Einwirkung Einzelkraft [kg]

Horizontale Auflagerreaktion

$$H = \frac{P \cdot s}{4 \cdot f} \quad (5.36)$$

Dabei sind:

H Horizontalschub [kg]

s Spannweite [m]

f Pfeilhöhe [m]

5-1.5 FLACHE TONNE

Im Nachfolgenden wird die Gewölbbestärke einer flachen Tonne nach Daub berechnet.

5-1.5.1 Gewölbbestärke

Die Gewölbbestärke der Wölbung beträgt in der Regel 15 cm.

Skizze

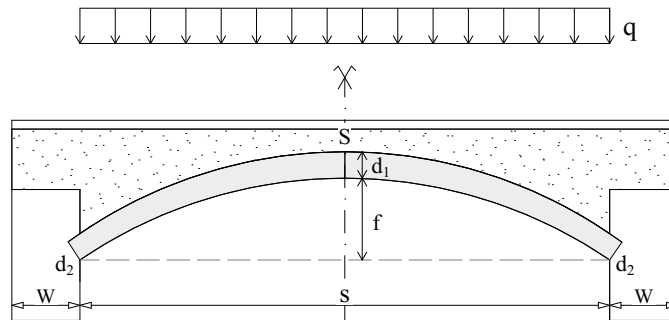


Abbildung 5-9: Flache Tonne

gegeben:

Zulässige Inanspruchnahme des Gewölbemauerwerks auf Druck (k_d) für Spannweite bis zu 10 m:

gewöhnlicher, gut gebrannter Ziegel im Weißkalk:	$k_d = 5,0 \text{ kg/cm}^2$
gewöhnlicher, gut gebrannter Ziegel im Romazement:	$k_d = 7,5 \text{ kg/cm}^2$
gewöhnlicher, gut gebrannter Ziegel im Portlandzement:	$k_d = 10,0 \text{ kg/cm}^2$
geschlemmter Ziegel im Portlandzement:	$k_d = 12,0 \text{ kg/cm}^2$
Klinker im Portlandzement:	$k_d = 20,0 \text{ kg/cm}^2$

Die Berechnung erfolgt pro Laufmeter d.h. $b = 1,0 \text{ m}$.

Einwirkungen

Gesamtbelastung der Decke

$$q = g + p_1 \cdot 1,0 \quad (5.37)$$

Dabei sind:

- q Gesamtbelastung [kg/m]
- g Eigengewicht der Decke [kg/m]
- p_1 Nutzlast [kg/m²]

Schnittgrößen

Horizontale Einwirkung

$$H = \frac{q \cdot s^2}{8 \cdot f} \quad (5.38)$$

Dabei sind:

H Horizontalschub [kg]

s Spannweite [m]

f Pfeilhöhe [m]

Scheitelstärke

$$d_1 = \frac{H}{100 \cdot k_d} \quad (5.39)$$

Dabei sind:

d_1 Scheitelstärke [cm]

k_d zulässige Inanspruchnahme des Gewölbemauerwerks auf Druck [kg/cm²]

Kämpferstärke

$$d_2 = d_1 \cdot \frac{s^2 + 4 \cdot f^2}{s^2 - 4 \cdot f^2} = 1,083 \cdot d_1 \quad (5.40)$$

Dabei ist:

d_2 Kämpferstärke [cm]

Widerlagerstärke

$$W = \frac{s}{4} \text{ bis } \frac{s}{5} \quad (5.41)$$

Dabei ist:

W Widerlagerstärke [m]

5-1.6 „PLATZLDECKE“

Die Platzldecke kann für den horizontalen Lastabtrag als Scheibe herangezogen werden. Platzldecken sind unter einer gleichmäßigen Belastung sehr tragfähig. Hinsichtlich der Tragfähigkeitsbetrachtung wird die, im zylindrischen Ziegelgewölbe, zusätzlich vorhandene Biegesteifigkeit in Stahlträgerrichtung nicht miteinbezogen.

In der vorliegenden Nachweisführung nach Daub [30] erfolgt die Bemessung der Eisenträger. Mithilfe der vorliegenden Angaben können Abstand und Profil der Eisenträger zur Bauzeit, in Abhängigkeit der zulässigen Belastung aus Eigengewicht und Nutzlast gewählt werden. Anschließend erfolgt die Dimensionierung der Kappenstärke.

5-1.6.1 Abstand und Profilwahl der Eisenträger

Skizze

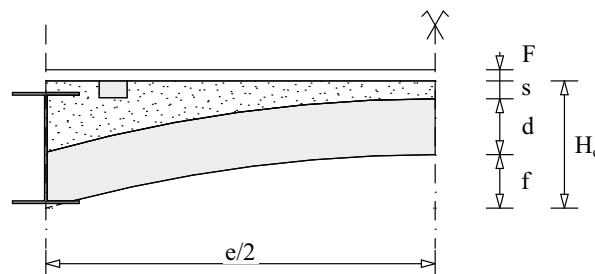


Abbildung 5-10: Platzldecke (Flache Ziegelgewölbe zwischen eisernen Trägern)

gegeben:

Maximale Durchbiegungsbegrenzung nach Daub [30]: $f \leq \frac{l}{600}$

Größter Trägerabstand nach Daub [30]: $e = \frac{\alpha}{q}$

zulässige Inanspruchnahme für Schmiedeeisen: $k = 1000 \text{ kg/cm}^2$

Einwirkungen

Eigengewicht der Decke

$$g = \sum(d_i \cdot \gamma_i) \quad (5.42)$$

Dabei sind:

g Eigengewicht der Decke [kg/m²]

d_i Dicke des Materials [m]

γ_i Spezifisches Gewicht des Materials [kg/m³]

Gesamtbelastung der Decke

$$q = g + p_1 \quad (5.43)$$

Dabei sind:

q Gesamtbelastung [kg/m²]
 p_1 Nutzlast [kg/m²]

Schnittgrößen

$$M = e \cdot \frac{q \cdot l^2}{8} \cdot 100 \quad (5.44)$$

Dabei ist:

M Biegemoment [kgcm]
 e Trägerentfernung [m]

Durchbiegung

“für einen an den Enden frei aufliegenden und durch q (kg/m) gleichmäßig belasteten Träger ist“ [30]:

$$f = 100 \cdot \frac{5}{48} \cdot \frac{k \cdot l^2}{E \cdot a} \quad (5.45)$$

Dabei sind:

f Durchbiegung der Träger [cm]
 E Elastizitätsmodul [kg/cm²]
 a Abstand der gespanntesten Faser von der Nulllinie [cm], $a = \frac{h}{2}$

maximale Höhe der Träger

Bedingung $f \leq \frac{l}{600}$

$$\frac{l}{600} = 100 \cdot \frac{5}{48} \cdot \frac{k \cdot l^2}{E \cdot \frac{h}{2}} \quad (5.46)$$

$$h = 12500 \cdot \frac{k}{E} \cdot l \quad (5.47)$$

Nachweisführung

$$\sigma = \frac{M}{W} \leq k \quad (5.48)$$

Dabei sind:

W erforderliches Widerstandsmoment des Trägers [cm³]
 k zulässige Inanspruchnahme bei Biegung [kg/cm²]

maßgebende Trägerentfernung

$$e \cdot \frac{q \cdot l^2}{8} \cdot 100 = W \cdot k \quad (5.49)$$

$$e = \frac{1}{q} \cdot \frac{8}{100} \cdot \frac{W \cdot k}{l^2} \quad (5.50)$$

$$e = \frac{\alpha}{q} \text{ mit } \alpha = \frac{8}{100} \cdot \frac{W \cdot k}{l^2} \quad (5.51)$$

Grenzspannweite

$$h = 12500 \cdot \frac{k}{E} \cdot l \quad (5.52)$$

$$\frac{1}{l} = 12500 \cdot \frac{k}{E \cdot h} \quad (5.53)$$

$$\frac{1}{l} = 12500 \cdot \frac{1000}{2000000 \cdot h} = 6,25 \cdot \frac{1}{h} \quad (5.54)$$

$$l = 0,16 \cdot h \quad (5.55)$$

Zusammenfassung

Die Normalien des österreichischen Ingenieur- und Architektenvereines beinhalten die Anforderungen für die Wahl des gewalzten Trägers. Durch die Ermittlung der Stützweite und des Trägerabstandes kann das Profil, der Abbildung 5-11, entnommen werden.

Profil-Nr.	l = 16 h (m)	α	Profil-Nr.	l = 16 h (m)	α
8	1:28	1172:8	23	3:68	2081:6
10	1:60	1286:3	24	3:84	2139
12	1:92	1405:6	24a	3:84	2589:4
13	2:08	1475:2	25	4:00	2196:4
14	2:24	1475:8	26	4:16	2254:3
15	2:40	1540:1	28	4:48	2400:0
16	2:56	1433:4	28a	4:48	2902:9
18	2:88	1763:8	30	4:80	2516:2
18a	2:88	2522:4	32	5:12	2633:2
20	3:20	1876:6	35	5:60	2693:2
21	3:36	1933:7	40	6:40	3155:9
22	3:52	1991:1	45	7:20	3475:7
22a	3:52	2531:3	50	8:00	3862:0

Abbildung 5-11: Gewalzte Träger nach den Normalien d. ÖIAV [30]

5-1.6.2 Kappenstärke

[15] [30]

Skizze

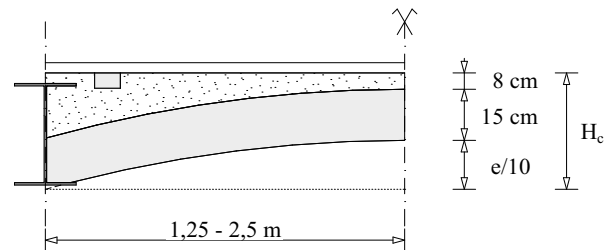


Abbildung 5-12: Platzdecke

Die gewölbten Tonnen im gewöhnlichen Mauerziegel liegen auf den Unterflanschen der Träger.

gegeben:

Pfeilhöhe:	$f = \frac{e}{10} \left(\frac{e}{8} \text{ bis } \frac{e}{12} \right)$
Trägerentfernung:	$e = 1,25 \text{ bis } 2,50 \text{ m}$
Kappenstärke:	$d = 15 \text{ cm}$
Schutthöhe über Scheitel:	$s \geq 8 \text{ cm}$

Zulässige Inanspruchnahme des Gewölbemauerwerks auf Druck (k_d) für Spannweite bis zu 10 m:

gewöhnlicher, gut gebrannter Ziegel im Weißkalk:	$k_d = 5,0 \text{ kg/cm}^2$
gewöhnlicher, gut gebrannter Ziegel im Romazement:	$k_d = 7,5 \text{ kg/cm}^2$
gewöhnlicher, gut gebrannter Ziegel im Portlandzement:	$k_d = 10,0 \text{ kg/cm}^2$
geschlemmter Ziegel im Portlandzement:	$k_d = 12,0 \text{ kg/cm}^2$
Klinker im Portlandzement:	$k_d = 20,0 \text{ kg/cm}^2$

Schnittgrößen

Horizontale Einwirkung (Gewölbeschub)

$$H = \frac{q \cdot s^2}{8 \cdot f} \quad (5.56)$$

Dabei sind:

H	Horizontalschub [kg]
q	Gesamtbelastung der Kappe [kg/m]
s	Spannweite [m]
f	Pfeilhöhe [m]

Nachweisführung

$$\sigma = \frac{N}{A} \leq k_d \quad (5.57)$$

Dabei sind:

k_d zulässige Inanspruchnahme des Gewölbemauerwerks auf Druck [kg/cm²]

Scheitelstärke

$$d_1 = \frac{H}{100 \cdot k_d} \quad (5.58)$$

Dabei sind:

d_1 Scheitelstärke [cm]

k_d zulässige Inanspruchnahme des Gewölbemauerwerks auf Druck [kg/cm²]

Kämpferstärke

$$d_2 = d_1 \cdot \frac{s^2 + 4 \cdot f^2}{s^2 - 4 \cdot f^2} = 1,083 \cdot d_1 \quad (5.59)$$

Dabei sind:

d_2 Kämpferstärke [cm]

Konstruktionsstärke

$$H_c = f + d + s = \frac{e}{10} + 15 + 8 = \frac{e}{10} + 23 \quad (5.60)$$

Dabei sind:

H_c Konstruktionsstärke ausschließlich des Fußbodens [cm]

f Pfeilhöhe [m]

d Kappenstärke [cm]

s Höhe der Schüttung über dem Scheitel [cm]

e Trägerentfernung [m]

Für ein besseres Verständnis der Nachweisführung wird der Begriff der Kernfläche erläutert:

Begriffsdefinition Kernfläche

[41]

Die einwirkende Normalkraft (N) bestimmt in ihrer Lage und Größe die Größe der Maximalspannungen sowie die Verteilung der Normalspannungen. Die Kernfläche beschreibt den Bereich der Querschnittsfläche. In ihr muss der Angriffspunkt der Normalkraft (N) liegen, damit alle auftretenden Spannungen (Normalspannungen) im Querschnitt dieselben Vorzeichen haben (bei einer Druckkraft nur Druckspannungen, bei einer Zugkraft nur Zugspannungen). Abhängig ist die Kernfläche von der Form der Querschnittsfläche, welche im Kontakt mit dem Boden steht. Ist der Querschnitt ein Rechteck, siehe Abbildung 5-13, beträgt die Kernweite $\frac{1}{6}$ der Länge. Wirken auf eine Scheibe oder ein Fundament vertikale (Normalkraft) und horizontale Einwirkungen (Wind oder Erdbeben), resultiert daraus ein Moment und es entsteht eine Ausmitte (e). Ist diese Ausmitte gerade ($e = \frac{b}{6}$), ist die Form des Spannungsverlaufs ein Dreieck. Wird jedoch die Ausmitte größer, kippt die Wand nach vorne und es entsteht eine klaffende Fuge. In der Wand wirkt die Schubtragfähigkeit nur auf den Wandteil, welcher überdrückt wird, ein.

$$e = \frac{M}{N} \quad (5.61)$$

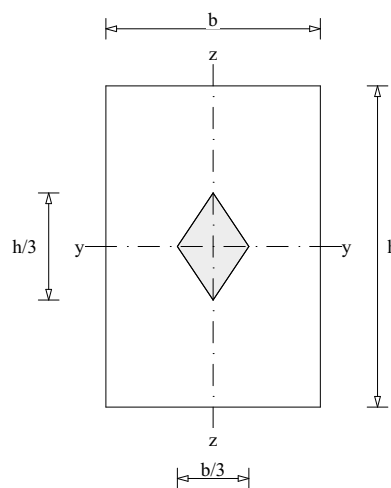


Abbildung 5-13: Kernfläche eines Rechteckquerschnitt

5-2 HISTORISCHE NACHWEISFÜHRUNG MAUERWERK

Gründerzeitliche Hochbauten wurden vorwiegend im Ziegelmauerwerk errichtet, im geringen Maße auch im Misch- sowie Natursteinmauerwerk. Anfangs wurden Mauerwerkskonstruktionen nach tradierten Vorgaben und handwerklichen Regeln dimensioniert. Vorgaben zur Ausführung von Mauerwerksstärken wurden ab 1850 in den Bauordnungen geregelt. In der Wiener Bauordnung 1859 finden sich Vorgaben zu den Mindestabmessungen von Wänden unter Berücksichtigung des Lastabtrages, vertikal angreifender Kräfte sowie in Abhängigkeit der Wand- und Deckenart. Historische Nachweise nach Daub [30], welche im Zusammenhang mit einem Mauerwerk stehen werden im Nachfolgenden behandelt:

- Nachweisführung nach Rondelet für Ziegelmauerstärke
- Nachweisführung für Mauern und Pfeiler
- Nachweisführung für Ziegelmauerwerk und Klinkerpfeiler

5-2.1 ZIEGELMAUERSTÄRKE

Nach den Formeln von Rondelet wurden bereits zu Beginn des 19. Jahrhunderts freistehende und tragende Umfassungsmauern bemessen. Die Bemessung nach **empirischen Formeln** schließt auf die Stärke des Mauerwerks in Abhängigkeit von Höhe und Länge.

5-2.1.1 Freistehende Mauern

Mauerstärke

$$d = \frac{h}{\alpha} \quad (5.62)$$

Dabei sind:

- d Mauerstärke für Ziegel [m]
- h Höhe der Mauer [m]
- α Faktor für angestrebte Stabilität

Tabelle 5-3: Stabilitätsfaktor der Mauer [30]

Stabilität der Mauer	α
sehr groß	8
mittel	10
gering	12

5-2.1.2 An den Enden durch Querwände abgestützte Mauern

Gerade, unbelastete Außenmauer

$$d = \frac{l \cdot h}{\alpha \cdot \sqrt{l^2 + h^2}} = \frac{h}{\alpha} \cdot \frac{l}{\sqrt{l^2 + h^2}} \quad (5.63)$$

Dabei ist:

- l Freie Länge der Mauer [m]

Runde, unbelastete Außenmauer

$$d = \frac{d_k \cdot h}{\alpha \cdot \sqrt{d^2 + 16 \cdot h^2}} = \frac{h}{\alpha} \cdot \frac{d_k}{\sqrt{d^2 + 16 \cdot h^2}} \quad (5.64)$$

Dabei ist:

- d_k Durchmesser an konvexer Seite [m]

Belastete Außenmauer, in eingeschossigen Gebäuden und nicht horizontal ausgesteift

$$d = \frac{t \cdot h}{12 \cdot \sqrt{t^2 + h^2}} = \frac{h}{12} \cdot \frac{t}{\sqrt{t^2 + h^2}} \quad (5.65)$$

Dabei ist:

- t Lichte Tiefe des an der Außenmauer stoßenden Traktes [m]

Belastete Außenmauer, in eingeschossigen Gebäuden und in Höhe h_1 ausgesteift

$$h_2 = h - h_1 \text{ (freistehend)} \quad (5.66)$$

$$d = \frac{t \cdot (h + h_2)}{24 \cdot \sqrt{t^2 + h^2}} = \frac{t}{\sqrt{t^2 + h^2}} \cdot \frac{(h + h_2)}{24} \quad (5.67)$$

Belastete Außenmauer, mehrere Geschosse, für das oberste Geschoss

$$d = \frac{2 \cdot t + h'}{48} = \frac{2 \cdot t}{48} + \frac{h'}{48} = \frac{t}{24} + \frac{h'}{48} \quad (5.68)$$

Dabei sind:

h' Höhe der Außenmauer des obersten Geschosses bis zum Dach [m]

Außenmauer mit sehr großer Höhe

$$d = \frac{30 + h}{48} = \frac{30 + h}{4 \cdot 12} \text{ bis } \frac{11 + h}{64} \quad (5.69)$$

5-2.2 MAUERN UND PFEILER

Im Nachfolgenden wird bei einem tragendem Mauerwerkspfeiler (Abbildung 5-14) die Basisfuge bemessen. Die Belastung der Mauer bzw. Pfeiler erfolgt durch unterschiedlich angreifende Einwirkungen.

- Nachweisführung für vertikale Belastung
- Nachweisführung für exzentrische Belastung
- Nachweisführung für schiefe Belastung (Gewölbedruck)

Pfeiler sind in der Regel tragende Konstruktionen, welche auf Druck belastet werden. Als Pfeiler wird beispielsweise der Teil eines Mauerwerks zwischen zwei Fenster verstanden. Im Bereich der Fenster werden die Flächen der Wände in ihrem Querschnitt verringert. Diese Verringerung führt zu höheren Lasten in den Pfeilern.

5-2.2.1 Vertikale Einwirkung

Durch Führung des Spannungsnachweises wird die Tragfähigkeit bei unterschiedlichen Querschnittsarten überprüft.

Schnitt und Ansicht

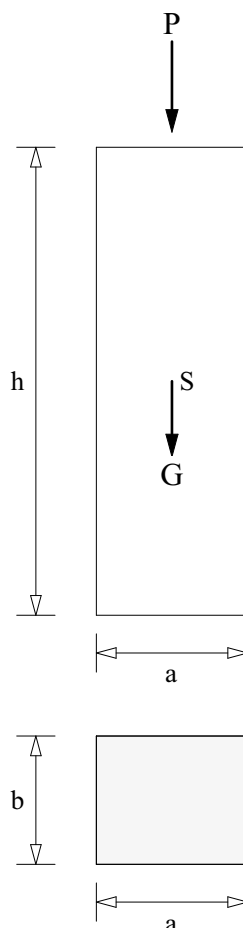


Abbildung 5-14: Mauer bzw. Pfeiler mit zentrischer Belastung

Dabei sind:

P Belastungen des Mauerkörpers ohne Eigengewicht (G) [kg]

S Schwerpunkt des Mauerkörpers

G Eigengewicht des Mauerkörpers [kg]

a Mauerkörper Breite [cm]
 b Mauerkörper Länge [cm]
 h Mauerkörper Höhe [m]

gegeben:

- Zentrische Belastung
- Grundlage Normalspannungsnachweis

Zulässige Inanspruchnahme (Druck) für Mauerwerk siehe Tabelle 4-17.

Querschnitt

$$V = a \cdot b \cdot h = A \cdot h = 0,0001 \cdot A \cdot h \quad (5.70)$$

Dabei sind:

V Volumen des Mauerkörpers [m³]
 A Basisfläche des Mauerkörpers [cm²]

Einwirkungen

Eigengewicht des Mauerkörpers

$$G = V \cdot \gamma \quad (5.71)$$

Dabei ist:

γ spezifisches Gewicht des Mauerkörpers [kg/m³], siehe Tabelle 4-18

Vertikales Kräftegleichgewicht

$$\sum V = 0: N - (G + P) = 0 \quad (5.72)$$

$$N = G + P \quad (5.73)$$

Dabei ist:

N Reaktionskraft [kg]

Nachweisführung

$$\sigma = \frac{N}{A} \leq k_d \quad (5.74)$$

Dabei ist:

σ Spannungen in der Basisfläche [kg/cm²]
 k_d zulässige Inanspruchnahme der Unterlage auf Druck [kg/cm²], siehe Tabelle 4-17

$$\sigma \cdot A = N \quad (5.75)$$

$$A \cdot \sigma = G + P \quad (5.76)$$

$$A \cdot \sigma = G + P = V \cdot \gamma + P \quad (5.77)$$

$$\sigma = \frac{V \cdot \gamma + P}{A} \leq k_d \quad (5.78)$$

$$\sigma = \frac{V \cdot \gamma + P}{A} \quad (5.79)$$

Nachweisbedingung: $\sigma = k_d$

$$\sigma = \frac{V \cdot \gamma + P}{A} = k_d \quad (5.80)$$

$$V \cdot \gamma + P = A \cdot k_d \quad (5.81)$$

erforderliche Fläche

$$A = \frac{V \cdot \gamma + P}{k_d} \quad (5.82)$$

Annahme eines konstanten Mauerquerschnitt nach Daub [30]:

Volumen des Mauerkörpers

$$V = 0,0001 \cdot \gamma \cdot h \quad (5.83)$$

Spannung in der Basisfläche

$$\sigma = \frac{V \cdot \gamma + P}{A} = 0,0001 \cdot \gamma \cdot h + \frac{P}{A} \quad (5.84)$$

erforderliche Fläche

$$A = \frac{P}{k_d - 0,0001 \cdot \gamma \cdot h} \quad (5.85)$$

Annahme eines prismatischen Mauerkörpers z.B. Pfeiler nach Daub [30]:

Basisfläche des Mauerkörpers

$$A = a \cdot b \quad (5.86)$$

Volumen des Mauerkörpers

$$V = 0,0001 \cdot a \cdot b \cdot h \quad (5.87)$$

Eigengewicht des Mauerkörpers

$$G = 0,0001 \cdot \gamma \cdot a \cdot b \cdot h \quad (5.88)$$

Nachweisführung

$$\sigma = \frac{V \cdot \gamma + P}{A} = 0,0001 \cdot \gamma \cdot h + \frac{P}{a \cdot b} \leq k_d \quad (5.89)$$

Nachweisbedingung: $\sigma = k_d$

$$0,0001 \cdot \gamma \cdot h + \frac{P}{a \cdot b} = k_d \quad (5.90)$$

erforderliche Fläche

$$a \cdot b = \frac{P}{k_d - 0,0001 \cdot \gamma \cdot h} \quad (5.91)$$

Annahme einer langen Mauer nach Daub [30]:

“Lange Mauern rechnet man für $b = 1$ (cm)“ [30]

Nachweisführung

$$\sigma = \frac{V \cdot \gamma + P}{A} = 0,0001 \cdot \gamma \cdot h + \frac{P}{a} \leq k_d \quad (5.92)$$

Nachweisbedingung: $\sigma = k_d$

$$0,0001 \cdot \gamma \cdot h + \frac{P}{a} = k_d \quad (5.93)$$

$$a = \frac{1}{b} \cdot \frac{P}{k_d - 0,0001 \cdot \gamma \cdot h} \quad (5.94)$$

erforderliche Breite

$$a = \frac{P}{k_d - 0,0001 \cdot \gamma \cdot h} \quad (5.95)$$

5-2.2.2 Exzentrische Einwirkung

Nachfolgend handelt es sich um eine Mauer bzw. Pfeiler, welche durch eine im Abstand zum Schwerpunkt angreifende vertikale Belastung beansprucht wird.

Schnitt und Ansicht

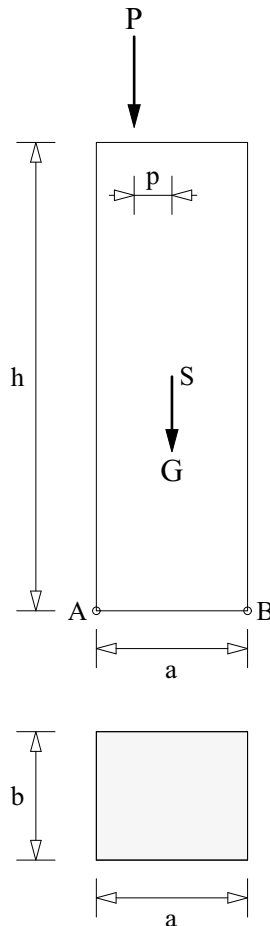


Abbildung 5-15: Mauer bzw. Pfeiler mit exzentrischer Belastung

Dabei sind:

- P Belastung des Mauerkörpers [kg]
- G Eigengewicht des Mauerkörpers [kg]
- S Schwerpunkt des Mauerkörpers
- b Mauerkörper Länge [cm]
- a Mauerkörper Breite [cm]
- h Mauerkörper Höhe [m]
- p Entfernung der Richtung von P zu S [cm]
- A & B die gespanntesten Fasern

gegeben:

- Exzentrische Belastung
- Grundlage Normalspannungsnachweis

Zulässige Inanspruchnahme des Basisfugenmörtels siehe Tabelle 4-16

Zulässige Inanspruchnahme (k_z) des Basisfugenmörtels auf Zug für 10 fache Sicherheit [30]:

Weißkalk:	$k_z = 0,5 \text{ bis } 0,6 \text{ kg/cm}^2$
Hydraulischer Kalk:	$k_z = 0,6 \text{ bis } 0,8 \text{ kg/cm}^2$
Romanzement:	$k_z \geq 1,5 \text{ kg/cm}^2$
Portlandzement:	$k_z \geq 1,6 \text{ kg/cm}^2$
Schlackenzement:	$k_z \geq 1,6 \text{ kg/cm}^2$

Querschnitt

$$A = a \cdot b \quad (5.96)$$

Dabei ist:

A Basisfläche des Mauerkörpers [cm^2]

Einwirkungen

Vertikales Kräftegleichgewicht

$$\sum V = 0: N - G - P = 0 \quad (5.97)$$

$$N = G + P \quad (5.98)$$

Dabei ist:

N Reaktionskraft [kg]

Momentengleichgewicht

$$\sum M = 0: P \cdot p - N \cdot e = 0 \quad (5.99)$$

$$M = P \cdot p = N \cdot e \quad (5.100)$$

$$P \cdot p = (G + P) \cdot e \quad (5.101)$$

$$e = \frac{P \cdot p}{G + P} \quad (5.102)$$

Dabei ist:

e Entfernung von N zur Schwerpunktsachse [cm]

Annahme eines prismatischen Mauerkörpers (z.B. Pfeiler), falls A & B || a nach Daub [30]:

Querschnittswerte

$$A = a \cdot b \quad (5.103)$$

$$I = \frac{b \cdot a^3}{12} \quad (5.104)$$

$$W = \frac{b \cdot a^2}{6} \quad (5.105)$$

$$e_1 = e_2 = \pm \frac{a}{2} \quad (5.106)$$

Nachweisführung

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{N \cdot e}{W} = \frac{N}{a \cdot b} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{a}\right) \quad (5.107)$$

Dabei ist:

I Trägheitsmoment der Basisfläche [cm⁴]

W erforderliches Widerstandsmoment [cm³]

Spannungsnachweis in A

$$\sigma_1 = N \cdot \left(\frac{1}{a \cdot b} + \frac{e \cdot e_1}{I}\right) \quad (5.108)$$

Spannungsnachweis in B

$$\sigma_2 = N \cdot \left(\frac{1}{a \cdot b} - \frac{e \cdot e_2}{I}\right) \quad (5.109)$$

Dabei sind:

σ_1 Spannung in Punkt A [kg/cm²]

σ_2 Spannung in Punkt B [kg/cm²]

daraus folgen die Spannungen in A und B

$$\sigma_1 = \frac{N}{a \cdot b} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e}{a}\right) \quad (5.110)$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{a \cdot b} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e}{a}\right) \quad (5.111)$$

Spannungsnachweis für exzentrische Belastung

Wie in der Begriffsdefinition Kernfläche erläutert, erfolgt hier die Nachweisführung der Spannungsverteilung in der Lagerfuge.

Fall 1: Ausmittige Druckeinwirkung

Nachweisführung in $e < \frac{a}{6}$

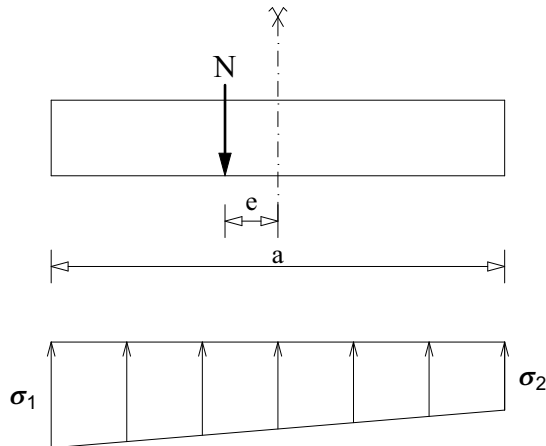


Abbildung 5-16: Einwirkung

$$\sigma = \frac{N}{a \cdot b} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{a}\right) \quad (5.112)$$

$$1 - \frac{6 \cdot e}{a} > 0 \quad (5.113)$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{a \cdot b} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e}{a}\right) \quad (5.114)$$

Zusammenfassung

Es ist $\sigma_1 > 0$ und $\sigma_2 > 0$ daher handelt es sich um eine Druckspannung. Es herrscht in der gesamten Aufstandsfläche Druck. Der Spannungsverlauf verläuft linear.

Fall 2: Ausmittige Druckeinwirkung

Nachweisführung in $e = \frac{a}{6}$

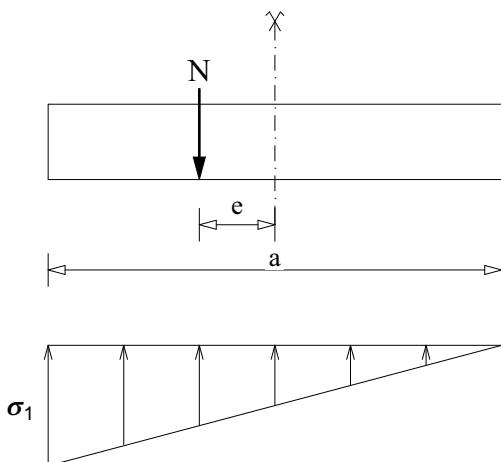


Abbildung 5-17: Einwirkung

$$\sigma = \frac{N}{a \cdot b} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{a}\right) \quad (5.115)$$

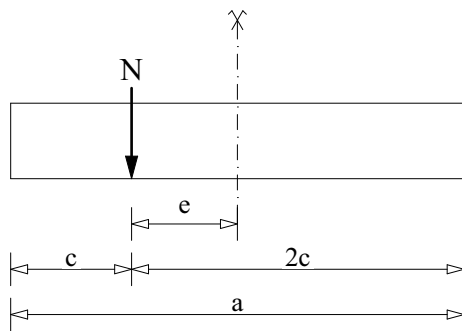
$$1 - \frac{6 \cdot e}{a} = 0 \quad (5.116)$$

$$\sigma_{max} = \frac{2 \cdot N}{a \cdot b} \quad (5.117)$$

Zusammenfassung

Es ist $\sigma_1 > 0$ somit handelt es sich um eine Druckspannung und $\sigma_2 = 0$. Der Verlauf der linearen Spannungsverteilung hat die Fläche eines Dreiecks.

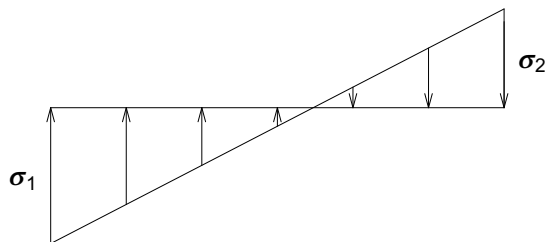
Fall 3: Ausmittige Druckeinwirkung



Nachweisführung in $e > \frac{a}{6}$

$$\sigma = \frac{N}{a \cdot b} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{a}\right) \quad (5.118)$$

$$1 - \frac{6 \cdot e}{a} < 0 \quad (5.119)$$



$$\sigma_{max} = \frac{2 \cdot N}{3 \cdot c \cdot b} \quad (5.120)$$

$$c = \frac{a}{2} - e$$

Abbildung 5-18: Einwirkung

Zusammenfassung

Es ist $\sigma_1 > 0$ somit handelt es sich um eine Druckspannung und $\sigma_2 < 0$ eine Zugspannung. Dies bedeutet, dass die wirkende Normalkraft außerhalb der Kernweite liegt. Die auftretenden Zugspannungen können vom Boden nicht aufgenommen werden.

Allgemeine Zusammenfassung der Spannungsnachweise

Tabelle 5-4: Zusammenfassung der Ergebnisse aus den Spannungsnachweisen

Ausmitte	Bemessungsbedingung	Ergebnis
$e < \frac{a}{6}$	$\sigma_1 \leq k_d$ (Druck)	$\sigma_1 > 0$ (Druck) $\sigma_2 > 0$ (Druck)
$e = \frac{a}{6}$	$\sigma_1 \leq k_d$ (Druck)	$\sigma_1 > 0$ (Druck) $\sigma_2 = 0$
$e > \frac{a}{6}$	$\sigma_1 \leq k_d$ (Druck) $\sigma_2 \leq k_z$ (Zug)	$\sigma_1 > 0$ (Druck) $\sigma_2 < 0$ (Zug)

σ_1 ist immer Druck. σ_2 kann auch Zug sein. Dabei ist k_d die zulässige Inanspruchnahme der Basis auf Druck.

In Daub [30] wird angemerkt, dass, wenn die Mauerstärken nicht bekannt sind, diese angenommen werden und durch die Nachweisführung der Spannungen geprüft wird, ob die vorhanden (auftretenden) Spannungen σ_1 und σ_2 die zulässigen Inanspruchnahmen nicht überschreiten.

5-2.2.3 Schiefe Einwirkung

Nachfolgend handelt es sich um eine Mauer bzw. Pfeiler, welcher unterschiedliche Einwirkungen (Wind-, Wasser-, Erd- und Gewölbedruck) erfährt.

- Stabilität gegen Kippen (Umsturz)
- Sicherheit gegen Abscheren (Abschieben)
- Sicherheit gegen Zerdrücken und Reißen

Schnitt und Ansicht

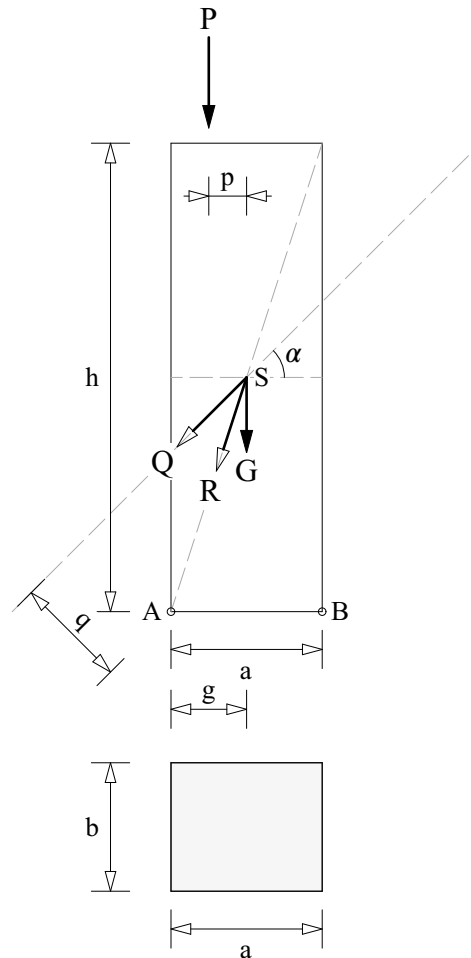


Abbildung 5-19: Mauer bzw. Pfeiler mit schiefer Belastung

Dabei sind:

- Q Resultierende aller äußeren Kräfte ohne Eigengewicht (G) [kg]
 R Resultierende aller äußeren Kräfte mit Eigengewicht (G) [kg]
 G Eigengewicht des Mauerkörpers [kg]
 α Neigung von Q gegen den Horizont [°]
 g Abstand normal zu G [m]
 q Abstand normal zu Q [m]
 b Mauerkörper Länge [cm]
 a Mauerkörper Breite [cm]
 h Mauerkörper Höhe [m]

Stabilität gegen Kippen (Umsturz)

Einwirkungen

Eigengewicht des Mauerkörpers

$$G = V \cdot \gamma \quad (5.121)$$

Dabei sind:

V Volumen des Mauerkörpers [m³]

γ Einheitsgewicht des Mauerkörpers [kg/m³]

Momentengleichgewicht im Punkt A

$$\sum M_A = 0: G \cdot g - Q \cdot n \cdot q = 0 \quad (5.122)$$

$$G \cdot g = Q \cdot n \cdot q \quad (5.123)$$

Dabei ist:

n Sicherheitskoeffizient für gewöhnlich 2 oder 3

$$G = \frac{n \cdot Q \cdot q}{g} \quad (5.124)$$

$$V = \frac{G}{\gamma} = \frac{n \cdot Q \cdot q}{\gamma \cdot g} \quad (5.125)$$

daraus folgt die n-fache Sicherheit

$$n = \frac{V \cdot \gamma \cdot g}{Q \cdot q} \quad (5.126)$$

Annahme eines prismatischen Mauerkörpers nach Daub [30]:

Volumen des Mauerkörpers

$$V = a \cdot b \cdot h \quad (5.127)$$

erforderliche Fläche

$$a \cdot b = \frac{n \cdot Q \cdot q}{\gamma \cdot g \cdot h} \quad (5.128)$$

Annahme einer langen Mauer nach Daub [30]:

“wobei $b = 1,0\text{ m}$ zu setzen ist“ [30]

Volumen des Mauerkörpers

$$V = a \cdot 1,00 \cdot h \quad (5.129)$$

erforderliche Breite

$$a_{\text{kippen}} = \frac{n \cdot Q \cdot q}{\gamma \cdot g \cdot h} \quad (5.130)$$

Sicherheit gegen Abscheren (Abschieben)

gegeben:

Zulässige Inanspruchnahme (k_s) auf Abscherung [13]:

Kalkmörtel:	$k_s = 0,75\text{ kg/cm}^2$
Zementmörtel:	$k_s = 0,77\text{ kg/cm}^2$
Allgemein:	$k_s = 0,70\text{ kg/cm}^2$

Einwirkungen

Horizontales Kräftegleichgewicht

$$\sum V = 0: A \cdot k_s - Q \cdot \cos(\alpha) \cdot n = 0 \quad (5.131)$$

$$A \cdot k_s = n \cdot Q \cdot \cos(\alpha) \quad (5.132)$$

Dabei sind:

n Sicherheitskoeffizient für gewöhnlich 2 oder 3

k_s zulässige Inanspruchnahme auf Abscherung [kg/cm^2]

erforderliche Fläche

$$A = \frac{n \cdot Q \cdot \cos(\alpha)}{k_s} \quad (5.133)$$

Annahme eines prismatischen Mauerkörpers nach Daub [30]:

erforderliche Fläche

$$a \cdot b = \frac{n \cdot Q \cdot \cos(\alpha)}{k_s} \quad (5.134)$$

Annahme einer langen Mauer nach Daub [30]:

“Mauern (wobei $b = 1,0 \text{ cm}$ ist)“ [30]

erforderliche Breite

$$a_{\text{Abscheren}} = \frac{n \cdot Q \cdot \cos(\alpha)}{k_s} \quad (5.135)$$

Sicherheit gegen Zerdrücken und Reißen

Vertikales Kräftegleichgewicht

$$\sum V = 0: N - (G + Q \cdot \sin(\alpha)) = 0 \quad (5.136)$$

$$N = G + Q \cdot \sin(\alpha) \quad (5.137)$$

Dabei ist:

N Reaktionskraft [kg]

Für die vorhandene Reaktionskraft N ist die Untersuchung wie in 0 durchzuführen. Daraus folgt $a_{3\text{Druck}}$.

Zusammenfassung

Maßgebend ist der größte Wert aus a_{Kippen} , $a_{\text{Abscheren}}$ und $a_{3\text{Druck}}$.

$$a = \max \begin{cases} a_{\text{Kippen}} \\ a_{\text{Abscheren}} \\ a_{3\text{Druck}} \end{cases}$$

5-2.3 ZIEGELMAUERWERK UND KLINKERPFEILER

Im Nachfolgenden wird die historische Nachweisführung nach Daub [30] für Ziegelmauerwerk und Klinkerpfiler behandelt. Die Belastungsverhältnisse, belastete oder unbelastete Mauer sind für die Materialwahl, Ziegel oder geschlemmter Ziegel, entscheidend. Aufgrund der unterschiedlichen Materialeigenschaften haben der Klinkerpfiler und das gewöhnliche Mauerwerk ein anderes Setzungsverhalten um Überlastungen entgegenzuwirken und möglichst zu vermeiden, durften Klinkerpfiler nicht direkt auf einem Ziegelmauerwerk errichtet werden. Die Basis für den Klinkerpfiler bilden in der Länge l_k und Höhe h_k mehrere Scharen aus Klinker in Portlandzement. Darunter liegen geschlemmte Ziegel im Portlandzement und gewöhnliche Ziegel. Der Übergang der verschiedenen Materialien erfolgt durch „Stufenschmatzen“, siehe Abbildung 5-20.

Ansicht

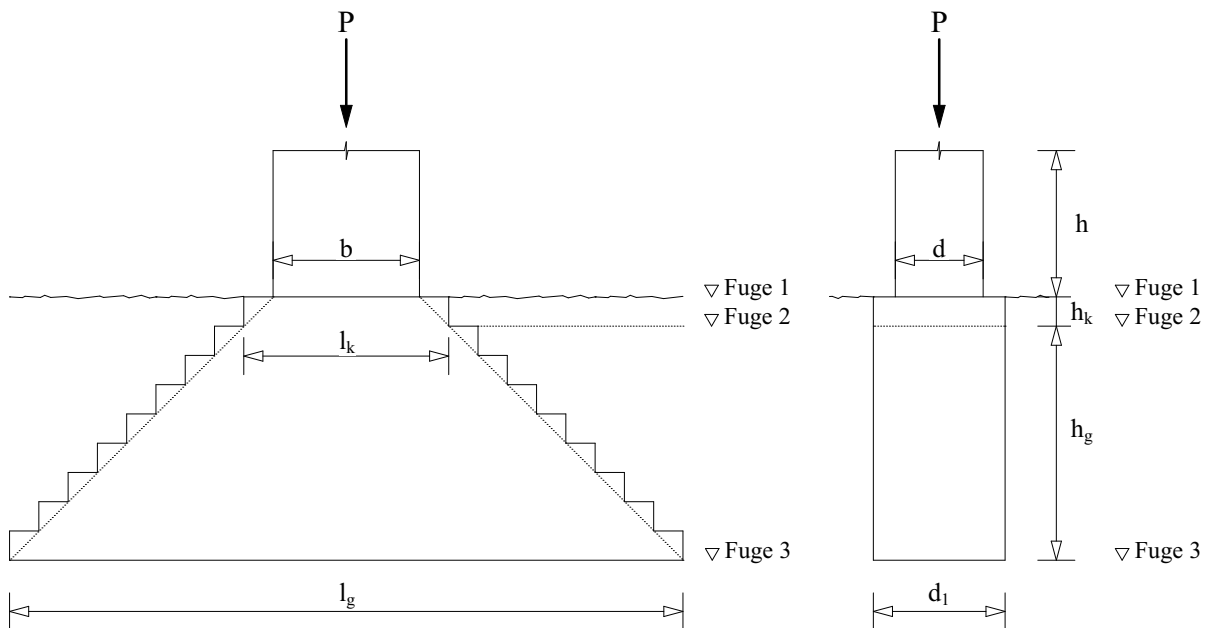


Abbildung 5-20: Klinkerpfiler mit Fundamentbasis Ausbildung mit „Stufenschmatzen“

Dabei sind:

- P Belastung des Klinkerpfilers [kg]
- h Höhe des Klinkerpfilers [m]
- b Breite des Klinkerpfilers [m]
- d Dicke des Klinkerpfilers [m]
- h_g Höhe des darunterliegenden Mauerwerks aus geschlemmten Ziegeln [m]
- l_g Länge des darunterliegenden Mauerwerks aus geschlemmten Ziegeln [m]
- d_1 Dicke des Mauerwerks auf dem der Klinkerpfiler steht [m]
- h_k Höhe der darunterliegenden Klinkerscharen [m]
- l_k Länge der darunterliegenden Klinkerscharen [m]
- γ_k Einheitsgewicht des Klinkerpfilers [kg/m^3]
- γ_z Einheitsgewicht des Ziegelmauerwerks in Portlandzement [kg/m^3]
- γ_g Einheitsgewicht für geschlemmte Ziegel [kg/m^3]

gegeben:

- Lastausbreitungswinkel 45°
- Pfeilermaterial: Klinker
- Fundamentmaterial: geschlemmter und gewöhnlicher Ziegel

Betrachtung Fuge 1 oben

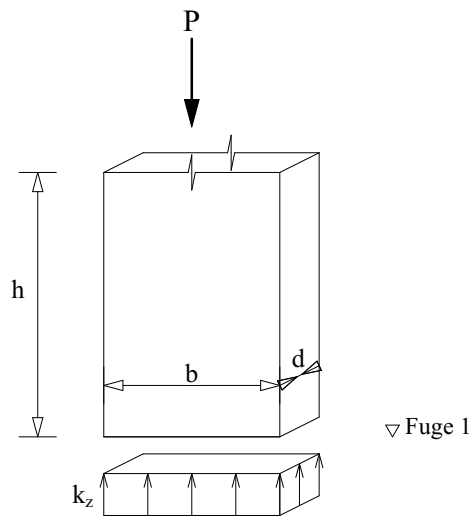


Abbildung 5-21: Fuge 1 – oben

Dabei ist:

k_z zulässige Inanspruchnahme des Mauerwerks auf Druck für gewöhnlichen Ziegel in Portlandzement [kg/cm²], siehe Tabelle 4-17

Querschnitt

Klinkerpfeiler Querschnittswerte

$$A_{Klinkerpfeiler} = b \cdot d \quad (5.138)$$

$$G_{Klinkerpfeiler} = b \cdot d \cdot h \cdot \gamma_k \quad (5.139)$$

Schnittgrößen

Vertikales Kräftegleichgewicht

$$\sum V = 0: -N + P + G_{Klinkerpfeiler} = 0 \quad (5.140)$$

$$N = P + G_{Klinkerpfeiler} \quad (5.141)$$

Dabei ist:

N Reaktionskraft [kg]

Nachweisführung

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{N}{b \cdot d} \leq k_z \quad (5.142)$$

$$\frac{P + b \cdot d \cdot h \cdot \gamma_k}{b \cdot d} \leq k_z \quad (5.143)$$

$$b \cdot d \geq \frac{P}{k_z - h \cdot \gamma_k} \quad (5.144)$$

$$d \geq \frac{1}{b} \cdot \frac{P}{k_z - h \cdot \gamma_k} \quad (5.145)$$

$$P \leq b \cdot d \cdot (k_z - h \cdot \gamma_k) \quad (5.146)$$

Betrachtung Fuge 1 unten

Annahme

$$d \leq d_1 \quad (5.147)$$

⇒ Nachweis erfüllt

Betrachtung Fuge 2

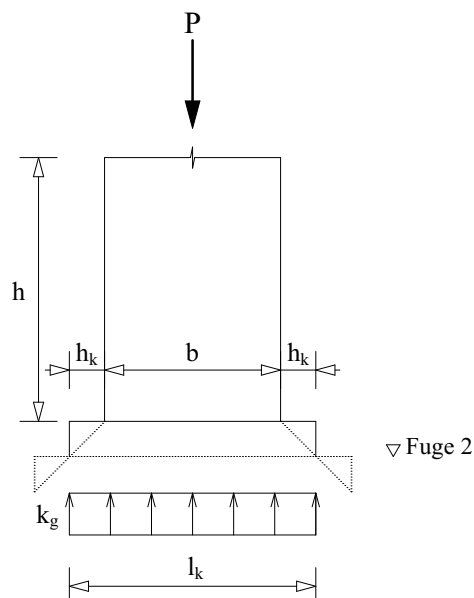


Abbildung 5-22: Fuge 2

Dabei sind:

h_k Höhe der darunterliegenden Klinkerschichten [m]

k_g zulässige Inanspruchnahme des Mauerwerks auf Druck für Klinker [kg/cm^2], siehe Tabelle 4-17

Querschnitt

Querschnittswerte Klinkerfeiler

$$A_{Klinkerfeiler} = b \cdot d \quad (5.148)$$

$$G_{Klinkerfeiler} = V \cdot \gamma = b \cdot d \cdot h \cdot \gamma_k \quad (5.149)$$

Vertikales Kräftegleichgewicht

$$\sum V = 0: -P_2 + P + G_{Klinkerfeiler} + G_{Klinkerscharen} = 0 \quad (5.150)$$

Dabei ist:

P_2Reaktionskraft [kg]

$$P_2 = P + G_{Klinkerfeiler} + G_{Klinkerscharen} = P + b \cdot d \cdot h \cdot \gamma_k + d_1 \cdot l_k \cdot h_k \cdot \gamma_k \quad (5.151)$$

$$l_k = b + 2 \cdot h_k \quad (5.152)$$

Nachweisführung

$$\sigma = \frac{N}{A} \leq k_z \quad (5.153)$$

$$\frac{P_2}{l_k \cdot d_1} \leq k_z \quad (5.154)$$

daraus folgt

$$\frac{P}{l_k \cdot d_1} + \frac{b \cdot d \cdot h \cdot \gamma_k}{l_k \cdot d_1} + \frac{d_1 \cdot l_k \cdot h_k \cdot \gamma_k}{l_k \cdot d_1} \leq k_g \quad (5.155)$$

$$\frac{P}{l_k \cdot d_1} + \frac{b \cdot d \cdot h \cdot \gamma_k}{l_k \cdot d_1} + h_k \cdot \gamma_k \leq k_g \quad (5.156)$$

einsetzen von P aus Fuge 1

$$\frac{b \cdot d \cdot (k_z - h \cdot \gamma_k)}{l_k \cdot d_1} + \frac{b \cdot d \cdot h \cdot \gamma_k}{l_k \cdot d_1} + h_k \cdot \gamma_k \leq k_g \quad (5.157)$$

$$\frac{b \cdot d \cdot k_z - b \cdot d \cdot h \cdot \gamma_k}{(b + 2 \cdot h_k) \cdot d_1} + \frac{b \cdot d \cdot h \cdot \gamma_k}{(b + 2 \cdot h_k) \cdot d_1} + h_k \cdot \gamma_k \leq k_g \quad (5.158)$$

$$\frac{b \cdot d \cdot k_z}{(b + 2 \cdot h_k) \cdot d_1} + h_k \cdot \gamma_k \leq k_g \quad (5.159)$$

$$b \cdot d \cdot k_z \leq (k_g - h_k \cdot \gamma_k) \cdot (b + 2 \cdot h_k) \cdot d_1 \quad (5.160)$$

$$b \cdot d \cdot k_z \leq k_g \cdot d_1 \cdot (b + 2 \cdot h_k) - h_k \cdot \gamma_k \cdot d_1 \cdot (b + 2 \cdot h_k) \quad (5.161)$$

$$b \cdot d \cdot k_z \leq k_g \cdot d_1 \cdot b + k_g \cdot d_1 \cdot 2 \cdot h_k - h_k \cdot \gamma_k \cdot d_1 \cdot b - 2 h_k^2 \cdot \gamma_k \cdot d_1 \quad (5.162)$$

$$b \cdot d \cdot k_z - b \cdot d_1 \cdot k_g \leq -2 h_k^2 \cdot d_1 \cdot \gamma_k + h_k \cdot (2 \cdot d_1 \cdot k_g - d_1 \cdot b \cdot \gamma_k) \quad (5.163)$$

$$b \cdot (d \cdot k_z - d_1 \cdot k_g) \leq -2 h_k^2 \cdot d_1 \cdot \gamma_k + h_k \cdot (2 \cdot d_1 \cdot k_g - d_1 \cdot b \cdot \gamma_k) \quad (5.164)$$

$$h_k^2 \cdot (2 \cdot d_1 \cdot \gamma_k) - h_k \cdot (2 \cdot d_1 \cdot k_g - d_1 \cdot b \cdot \gamma_k) + b \cdot (d \cdot k_z - d_1 \cdot k_g) \geq 0 \quad (5.165)$$

$$h_k^2 - h_k \cdot \frac{2 \cdot d_1 \cdot k_g - d_1 \cdot b \cdot \gamma_k}{2 \cdot d_1 \cdot \gamma_k} + \frac{b \cdot (d \cdot k_z - d_1 \cdot k_g)}{2 \cdot d_1 \cdot \gamma_k} = 0 \quad (5.166)$$

$$h_k^2 - h_k \cdot \left(\frac{k_g}{\gamma_k} - \frac{b}{2} \right) + \frac{b \cdot (d \cdot k_z - d_1 \cdot k_g)}{2 \cdot d_1 \cdot \gamma_k} = 0 \quad (5.167)$$

lösen der quadratischen Gleichung mit

$$A \cdot x^2 + B \cdot x + C = 0 \quad (5.168)$$

$$A = 1 \quad B = \left(\frac{k_g}{\gamma_k} - \frac{b}{2} \right) \quad C = \frac{b \cdot (d \cdot k_z - d_1 \cdot k_g)}{2 \cdot d_1 \cdot \gamma_k} \quad (5.169)$$

Betrachtung Fuge 3

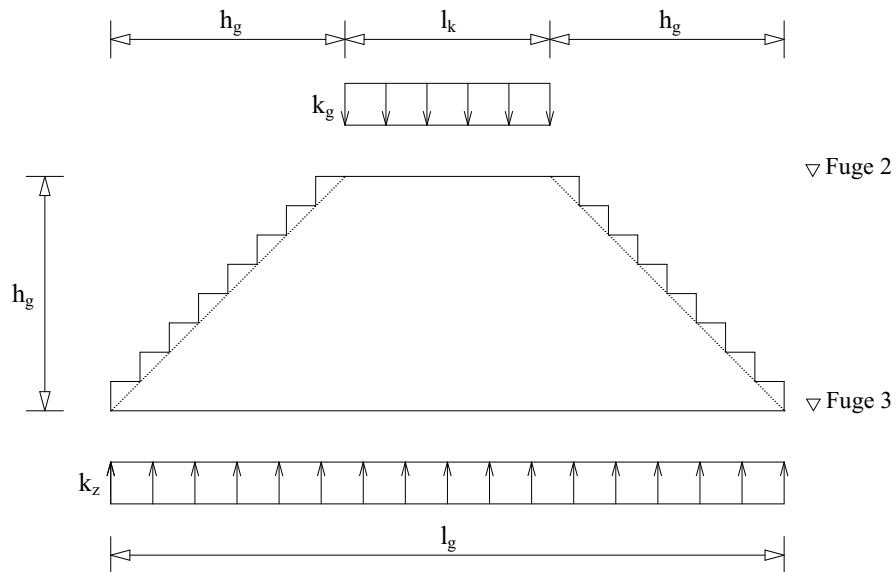


Abbildung 5-23: Fuge 3

Dabei sind:

h_g Höhe des darunterliegenden Mauerwerks aus geschlemmten Ziegeln [m]

l_g Länge des darunterliegenden Mauerwerks aus geschlemmten Ziegeln [m]

l_k Länge der darunterliegenden Klinkerscharen [m]

k_z zulässige Inanspruchnahme des Mauerwerks auf Druck für gewöhnlichen Ziegel in Portlandzement [kg/cm²], siehe Tabelle 4-17

k_g zulässige Inanspruchnahme des Mauerwerks auf Druck für Klinker [kg/cm²], siehe Tabelle 4-17

Nachweisführung

$$l_k \cdot d_1 \cdot k_g + l_g \cdot d_1 \cdot h_g \cdot \gamma_g \leq l_g \cdot d_1 \cdot k_z \quad (5.170)$$

mit

$$l_g = l_k + 2 \cdot h_g \quad (5.171)$$

daraus folgt

$$l_k \cdot d_1 \cdot k_g + (l_k + 2 \cdot h_g) \cdot d_1 \cdot h_g \cdot \gamma_g \leq (l_k + 2 \cdot h_g) \cdot d_1 \cdot k_z \quad (5.172)$$

$$l_k \cdot k_g + (l_k + 2 \cdot h_g) \cdot h_g \cdot \gamma_g \leq (l_k + 2 \cdot h_g) \cdot k_z \quad (5.173)$$

$$l_k \cdot k_g + l_k \cdot h_g \cdot \gamma_g + 2 \cdot h_g^2 \cdot \gamma_g \leq l_k \cdot k_z + 2 \cdot h_g \cdot k_z \quad (5.174)$$

$$2 \cdot h_g^2 \cdot \gamma_g + h_g \cdot l_k \cdot \gamma_g + l_k \cdot k_g - 2 \cdot h_g \cdot k_z - l_k \cdot k_z \leq 0 \quad (5.175)$$

$$2 \cdot h_g^2 \cdot \gamma_g + h_g \cdot (l_k \cdot \gamma_g - 2 \cdot k_z) + l_k \cdot (k_g - k_z) \leq 0 \quad (5.176)$$

$$h_g^2 + h_g \cdot \left(\frac{l_k}{2} - \frac{k_z}{\gamma_g} \right) + l_k \cdot \left(\frac{k_g - k_z}{2 \cdot \gamma_g} \right) = 0 \quad (5.177)$$

lösen der quadratischen Gleichung mit

$$A \cdot x^2 + B \cdot x + C = 0 \quad (5.178)$$

$$A = 1 \quad B = \left(\frac{l_k}{2} - \frac{k_z}{\gamma_g} \right) \quad C = l_k \cdot \left(\frac{k_g - k_z}{2 \cdot \gamma_g} \right) \quad (5.179)$$

5-3 HISTORISCHE NACHWEISFÜHRUNG FUNDAMENT

In diesem Abschnitt wird der historische Nachweis nach Daub [26] für die Bemessung eines Fundaments erbracht.

- Nachweisführung für die Berechnung der Fundamentbasis
- Nachweisführung für die Berechnung eines abgetreppten Fundamentmauerwerks

5-3.1 FUNDAMENTBEMESSUNG

Annahme

Zur Vereinfachung der Berechnung für die Gestalt und Größe des Fundamentes werden Annahmen getroffen. Der Verbund eines Mauerwerks zwischen Stein und Mörtel kann nicht garantiert werden, weswegen die Zugfestigkeit des Mauerwerks im rechten Winkel zur Lagerfuge vernachlässigt wird. Es erfolgt die Nachweisführung der Spannungen, die Spannungsverteilung in der Lagerfuge. Im Speziellen wird der Normalspannungsnachweis auf Basis des deterministischen Sicherheitskonzeptes geführt. Vereinfachend wird angenommen, dass rechtwinkelig zur Lagerfuge nur Druckspannungen, Spannungen aus dem Boden übertragen werden. Die Größe der maximalen Spannungen sowie die Verteilung der Normalspannungen wird durch die Größe und Lage der einwirkenden Normalkraft (N) bestimmt. Als Annahme gilt eine geradlinige Spannungsverteilung. Es wird die Resultierende aller einwirkenden Belastungen gebildet und als mittig wirkende Normalkraft angenommen. Im Nachfolgenden erfolgt die Fallunterscheidung nach Lage der einwirkenden Kraft (N) in der Fuge, was als mittiger Druck und ausmittiger Druck Bezeichnung findet.

Schnitt

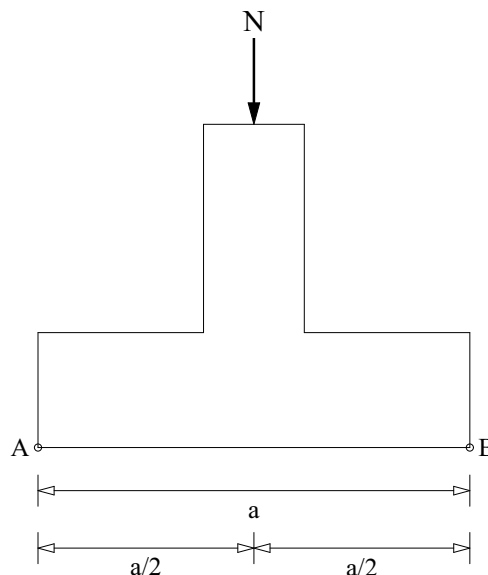


Abbildung 5-24: *Schnitt Fundament mit wirkender Gesamtlast (Resultierende aller einwirkenden Belastungen)*

gegeben:

- Fundamentmauerwerkmaterial: Bruchstein
- vorliegenden Bodenart: wenig tragfähiger Boden
- Fundamentbasis liegt normal zur Druckbelastung, um Gleiten zu verhindern

Zulässige Belastung des Baugrundes auf Druck siehe Tabelle 4-4.

Stabilitätsfaktor

$$n = \frac{K}{k} \quad (5.180)$$

Dabei sind:

- n Stabilitätsfaktor
- K Druckfestigkeit des Baugrundes [kg/cm²]
- k zulässige Belastung des Baugrundes auf Druck [kg/cm²], siehe Tabelle 4-4

Sicherheitsgrad:

- Gewöhnliche Verhältnisse: $n = 10$
- Provisorien: $n = 7$
- Maximallast (nur kurzzeitig): $n = 8$

Nachweisführung

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{N \cdot e}{W} = \frac{N}{a \cdot b} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{a} \right) \quad (5.181)$$

Dabei sind:

- σ Druckfestigkeit des Baugrundes [kg/cm²]
- N Resultierende Belastung (normal zur Fundamentbasis wirkend) [kg]
- A Fundamentfläche [cm²]
- M Biegemoment [kgcm]
- e Entfernung N zur Basismitte [cm]
- W erforderliches Widerstandsmoment [cm³]
- a Fundamentbasisbreite [cm]
- b Fundamentbasislänge [cm]

Berechnung der Inanspruchnahme des Baugrundes unter der Annahme der Länge $b = 1,00$ m

$$\sigma = \frac{N}{a} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{a} \right) \quad (5.182)$$

Inanspruchnahme des Baugrundes in Punkt A (zu N benachbarte Basiskante)

$$\sigma_1 = \frac{N}{a} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e}{a} \right) \quad (5.183)$$

Inanspruchnahme des Baugrundes in Punkt B (zu N entfernte Basiskante)

$$\sigma_2 = \frac{N}{a} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e}{a} \right) \quad (5.184)$$

Nachweisbedingung $\sigma_1 \leq k$

$$\sigma_1 = \frac{N}{a} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e}{a}\right) \leq k \quad (5.185)$$

Nachweisbedingung $\sigma_2 > 0$

$$\sigma_2 = \frac{N}{a} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e}{a}\right) > 0 \quad (5.186)$$

Dabei sind:

- σ_1Inanspruchnahme des Baugrundes in Punkt A [kg/cm²]
- σ_2Inanspruchnahme des Baugrundes in Punkt B [kg/cm²]
- aFundamentbasisbreite [cm]
- kzulässige Belastung des Baugrundes [kg/cm²], siehe Tabelle 4-4

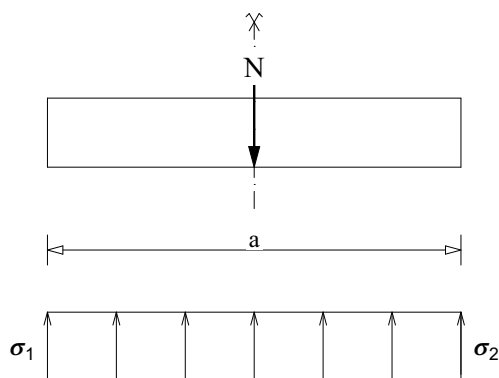
Zusammenfassung

Im Nachfolgenden scheint die Fallunterscheidung nach der Lage der angreifenden Normalkraft (N) auf. Es muss folgende Nachweisbedingung, $\sigma_1 \leq k$ und σ_2 darf nie < 0 werden, gelten. Sonst würde im Punkt B (B ist von N entfernte benachbarte Basiskante) Abheben eintreten. Daher muss der Abstand der Exzentrizität (e) $e \leq \frac{a}{6}$ sein.

5-3.1.1 Fallunterscheidung nach Lage der einwirkenden Normalkraft

Fall 1: Mittige Druckeinwirkung

Es ist der Nachweis für $e = 0$ zu erbringen. Unter der Annahme von $e = 0$ wirkt der Normaldruck mittig in der Fundamentbasis.



Nachweisführung in $e = 0$

$$\sigma = \frac{N}{a} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot 0}{a}\right) = \frac{N}{a} \quad (5.187)$$

Nachweisbedingung $\sigma = \sigma_1 = \sigma_2 = k$

$$\sigma_1 = \sigma_2 = k = \frac{N}{a} \quad (5.188)$$

Abbildung 5-25: Einwirkung

erforderliche Fundamentbasisbreite

$$a = \frac{N}{k} \quad (5.189)$$

Fall 2: Ausmittige Druckeinwirkung

Es ist der Nachweis für $e \leq \frac{a}{6}$ zu erbringen.

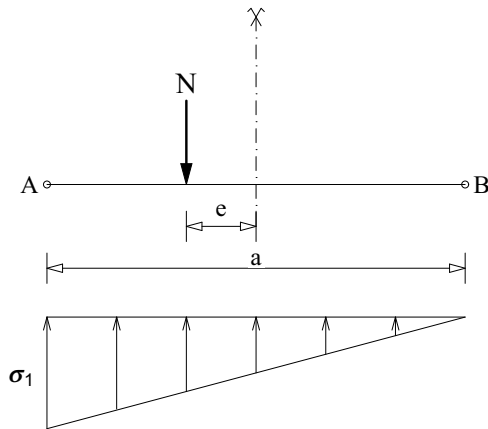


Abbildung 5-26: Einwirkung

Nachweisführung in $e \leq \frac{a}{6}$

$$\sigma = \frac{N}{a} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{a} \right) = \frac{2 \cdot N}{a} \quad (5.190)$$

Nachweisbedingung $\sigma_1 = k$ und $\sigma_2 = 0$

$$\sigma_1 = k = \frac{2 \cdot N}{a} \quad (5.191)$$

$$\sigma_2 = 0 \quad (5.192)$$

erforderliche Fundamentbasisbreite

$$a = \frac{2 \cdot N}{k} \quad (5.193)$$

Zusammenfassung

Im Fall 1 greift die resultierende im Schwerpunkt der Aufstandsfläche an und der Spannungsverlauf verläuft in der gesamten Aufstandsfläche konstant. Es treten reine Normalspannungen auf. Wirkt der Normaldruck (N) mittig in der Fundamentbasis, ist es am günstigsten, weil der Abstand (e) Null ist und die Normalspannungsverteilung gleichmäßig auf Punkt (A) und (B) wirkt. Um Abheben in Punkt B zu verhindern muss $\sigma_1 \leq k$ sein und $\sigma_2 > 0$, daher muss $e \leq \frac{a}{6}$ sein, wie in Fall 2 ersichtlich.

5-3.2 ABGETREPPTES FUNDAMENTMAUERWERK

Annahme

Im Nachfolgenden wird die Dimensionierung eines abgetrepten Fundamentmauerwerks dargestellt. Es kann darauf geschlossen werden, dass das Verhältnis von Höhe zu Breite einer Abtreppung einem Ziegelverhältnis entspricht. Es wird die geometrische Randbedingungen, der Winkel der Lastausbreitung von 60 Grad, vorausgesetzt.

Ansicht

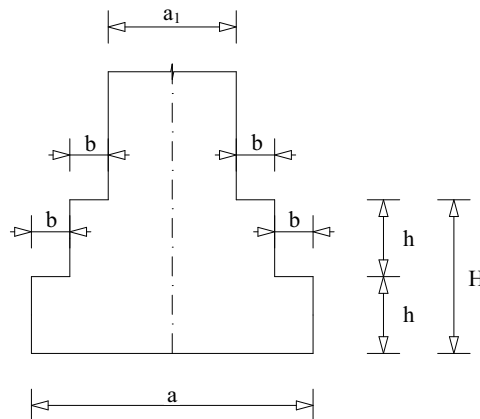


Abbildung 5-27: Abgetreptes Fundament

Dabei sind:

- H Höhe des gesamten Fundamentmauerwerkes [cm]
- h Absatzhöhe [cm]
- b Absatzbreite [cm]
- a Fundamentbreite [cm]
- a_1 Mauerstärke des untersten Geschosses [cm]

gegeben:

- Bei der vorliegenden Bodenart handelt es sich um einen wenig tragfähigem Boden.
- Lastausbreitungswinkel von 60 Grad
- Bedingungen an die Absatzbreite $b = 12$ bis 15 cm und Absatzhöhe $h < 2 \times b$ cm

Historische Bemessungsregeln

$$H = \frac{H}{2} + \frac{H}{2} = 2 \cdot h \quad (5.194)$$

$$a = a_1 + (b + b + b + b) = a_1 + 4 \cdot b \quad (5.195)$$

$$h < 2 \cdot b \quad (5.196)$$

daraus folgt

$$b > \frac{h}{2} \quad (5.197)$$

Verhältnis

$$\frac{b}{h} = \frac{2 \cdot b}{H} = \frac{2 \cdot b}{2 \cdot h} \quad (5.198)$$

Gesamthöhe des abgetrepten Fundamentmauerwerks nach Daub [26]

$$H = \frac{a - a_1}{2 \cdot b} \cdot h < a - a_1 \quad (5.199)$$

Zusammenfassung

Der Übergang der Mauerstärke (a_1) des untersten Geschosses zur Fundamentstärke (a) erfolgt durch Absätze. In der Regel werden die Mauern in ihrer Hälfte symmetrisch verstärkt. Ist eine symmetrische Verstärkung in Ausnahmefällen nicht möglich, wie zum Beispiel beim Fall einer angrenzende Nachbarmauer, wird einseitig verstärkt siehe Abbildung 4-4. Gewöhnliche Wohnhäuser mit gutem Baugrund besitzen in der Regel eine Mauerdickenverstärkung von 15 cm.

KAPITEL 6: FAZIT UND AUSBLICK

In der vorliegenden Masterarbeit wurden die konstruktiven Merkmale und die damaligen Bemessungsregeln von Gründerzeitgebäuden (1840 bis 1914) umfassend untersucht. Kapitel 2 bietet einen geschichtlichen Überblick über diese Zeit, die durch wirtschaftlichen Aufschwung, industrielle Revolution und Urbanisierung geprägt war. Besonderes Augenmerk wurde auf die Entwicklung der Bevölkerungszahlen in Österreich sowie auf die Stadtentwicklung von Graz gelegt. Zusätzlich wurden die Bauordnungen von Graz und Wien analysiert und gegenübergestellt.

Kapitel 3 widmet sich der detaillierten Analyse der horizontalen und vertikalen Merkmale der Gründerzeitgebäude, wobei auf Besonderheiten dieser eingegangen wurde, welche in der aktuellen Literatur oft vernachlässigt werden.

Im vierten Kapitel wurden das damalige Sicherheitskonzept, der „sigma zulässig“-Ansatz - das deterministische Konzept, erläutert. Zusätzlich wurden die typischen Konstruktionsweisen von Fundamenten, Wänden und Decken in Holz- und Massivbauweise, einschließlich der relevanten Materialparameter, wie der „zulässigen Inanspruchnahme“ dargestellt.

Um den Bedarf von Mauerziegeln im 19. Jahrhundert zu decken, entstanden zahlreiche Ziegeleien u.a. in Österreich. Die Entwicklung der Herstellungsverfahren reichte vom händischen Streichverfahren bis hin, durch Fortschreiten der Industrialisierung, zur maschinellen Fertigung. Ergebnis davon war, dass es in diesem Zeitalter verschiedenste Ziegelformate gab, bis diese mit der Wiener Bauordnung von 1883 auf das sogenannte Normalformat 29/14/6,5 cm geregelt wurden. Deshalb wurden im Zuge dieser Masterarbeit Mauerziegeln gesammelt und diese den ursprünglichen Herstellern zugewiesen und deren Ziegelformat dargestellt.

Kapitel 5 beinhaltet die aus der Literatur gesichteten Bemessungsverfahren der in Kapitel 4 beschriebenen Konstruktionselemente. Es wurde festgestellt, dass viele historische Bemessungsregeln, die in der aktuellen Literatur vorkommen, aus der historischen Baukonstruktionstabelle „Hochbaukunde - Teil 2“ von Herrn Daub aus dem Jahre 1909 dokumentiert sind. Interessanterweise wurde zu Beginn der Gründerzeit häufig auf Erfahrungswerte zurückgegriffen, während gegen Ende der Gründerzeit einfache Berechnungsverfahren häufiger zum Einsatz kamen.

Im Anhang wurden die recherchierten Nachweise anhand eines Gründerzeitgebäudes nachvollzogen. Darin wurden die Dippelbaumdecke, die Tramdecken eine sog. flache Tonne als Decke über dem Kellergeschoss und ein ein-Meterstreifen des straßenseitigen Mauerwerks bemessen.

Für eine weiterführende vertiefende Betrachtung wäre eine systematische Suche in den Stadtarchiven Graz und Wien nach eventuell vorhandenen statischen Berechnungen aus dieser Zeit sinnvoll, um die in Kapitel 5 beschriebenen Nachweise hinsichtlich der Anwendung zu verifizieren. Eine Anfrage beim Österreichischen Ingenieur- und Architekten-Verein (ÖIAV) nach den „Normalien des ÖIAV 1902“ wurde beantwortet, jedoch konnte das Dokument im Archiv des ÖIAV (Stand: 28.08.2024) nicht aufgefunden werden. Die "Normalien des ÖIAV 1902" scheinen jedoch eine wertvolle Ergänzung für das betrachtete Themenfeld darzustellen. Eine vertiefte Auseinandersetzung mit diesem Dokument könnte einen weiteren Meilenstein für zukünftige wissenschaftliche Arbeiten darstellen.

ANHANG A LITERATURVERZEICHNIS

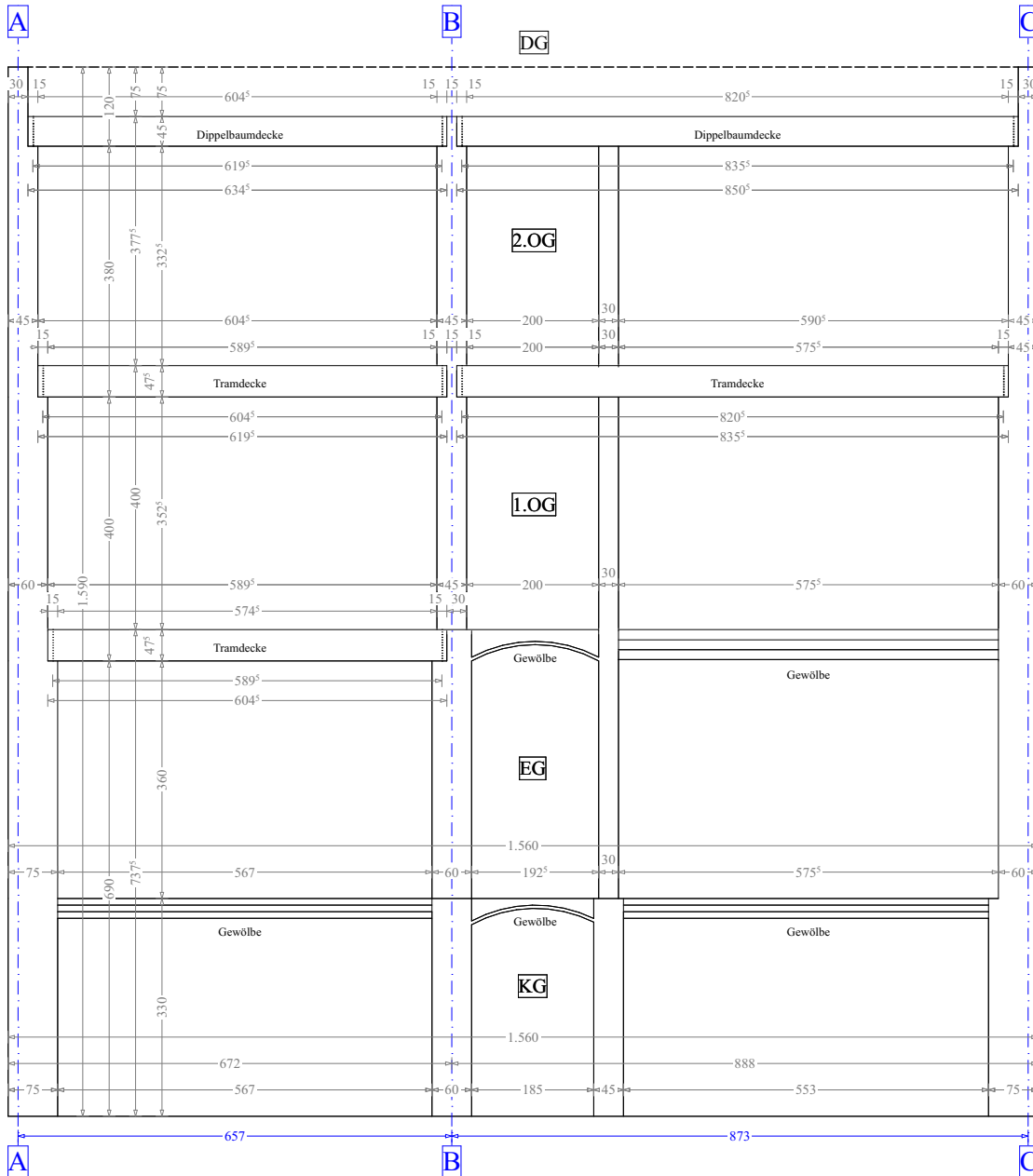
- [1] I. Pirstinger, Gründerzeitstadt 2.1. Die Nachverdichtung von Gründerzeitquartieren - ein Modell zur inneren Stadterweiterung, Technische Universität Graz: Institut für Gebäudelehre, 2013.
- [2] R. Kniefacz und K. Smetana, „Draufsetzen - 19 Dachausbauten realisiert, projektiert“ Werkstattberichte Nr. 62, Magistratsabteilung 18, Wien, 2004.
- [3] N. Grau, „Einfach umbauen - einfach transformieren“. [Interview].
- [4] M. P. Swittalek, Das Gründerzeithaus Bewahren. Restaurieren. Bewirtschaften., Berndorf: Kral-Verlag, Kral GmbH, 2. überarbeitete Auflage 2023.
- [5] „Wien Geschichte Wiki,“ [Online]. Available: <https://www.geschichtewiki.wien.gv.at/Gründerzeit>. [Zugriff am 01 Juni 2024].
- [6] S. Dimitriou, Stadterweiterung von Graz, Graz: Leykam-Verlag, 1979.
- [7] A. Kovac, Die Entwicklung des steiermärkischen Baurechts von 1848 bis heute, Graz: Leykam, 2011.
- [8] Statistik Austria. [Online]. Available: <https://www.statistik.at/statistiken/bevoelkerung-und-soziales/bevoelkerung/bevoelkerungsstand/historische-volkszaehlungen>. [Zugriff am 04 Juli 2024].
- [9] Wien Statistik, Stadt Wien, [Online]. Available: <https://www.wien.gv.at/statistik/bevoelkerung/bevoelkerungsstand/>. [Zugriff am 02 Juni 2024].
- [10] Graz Statistik, Stadt Graz, [Online]. Available: https://www.graz.at/cms/beitrag/10034466/7772565/Zahlen_Fakten_Bevoelkerung_Bezirke_Wirtschaft.html. [Zugriff am 02 Juni 2024].
- [11] B. Hubmann und B. Moser, „Grazer Stadt- und Kulturgeologie – Ein Exkursionsführer“.
- [12] „e.journal,“ [Online]. Available: <http://www.ejournal.at/Essay/graz/graz.html>. [Zugriff am 05 Mai 2024].
- [13] Magistrat Graz. Amt für Statistik, Wahlen und Einwohnerwesen, [Online]. Available: http://www1.graz.at/statistik/jahrbuecher/JB1999/JB1999_03_Bevölkerungsstand.pdf.
- [14] „360 grazmuesum,“ [Online]. Available: 360.grazmuseum.at. [Zugriff am 02 Juni 2024].
- [15] A. Kolbitsch, Altbaukonstruktionen, Wien: Springer-Verlag, 1989.
- [16] P.-H. Maraschek, Graz, Strukturwandel einer Stadt im Lichte ihrer Bauvorschriften (1856- 1968), Graz: Karl-Franzens-Universität Graz, 2010.
- [17] R. Ahnert und K. H. Krause, Typische Baukonstruktionen von 1860 bis 1960 Band 1, Beuth-Verlag, 2009.
- [18] „Wien Geschichte Wiki,“ [Online]. Available: https://www.geschichtewiki.wien.gv.at/Wien_Geschichte_Wiki. [Zugriff am 02 Juni 2024].
- [19] A. Hagen, Wiener Bauordnungen und Planungsinstrumente im 19. Jahrhundert, Wien: Zentrum für Umweltgeschichte, 2015.

- [20] Landes-Regierungsblatt für das Herzogthum Steiermark, II. Abt., XII. Stück, Nr. 14/1856, 1856.
- [21] M. S. Lötsch, Block Parzelle Haus, Technische Universität Wien: Fakultät für Architektur und Raumplanung, 2021.
- [22] J. Jankovic, Erhebung der konstruktiven Randbedingungen von Gründerzeitgebäuden als Grundlage für die Nachverdichtung von Dachräumen in modularer Holzbauweise, Masterarbeit, Technische Universität Graz: Institut für Holzbau und Holztechnologie, 2023.
- [23] Gerhard Stefan, Verwertung innerstädtischer Bestandsbauten, Graz, 2015.
- [24] Austria-Forum, [Online]. Available: https://austria-forum.org/af/Wissenssammlungen/Damals_in_der_Steiermark/Bauboom_in_der_Gründerzeit. [Zugriff am 01 Juni 2024].
- [25] P. Breitling, In der Altstadt leben, Altstadterhaltung dargestellt am Beispiel Graz, Graz: Leopold Stocker Verlag, 1982.
- [26] H. Daub, Hochbaukunde Teil 3. Stiegen, Türen, Fenster, Abfuhr der Abfallstoffe, Vorbauten, Heizung, Lüftung, Fundamente, Holzbau, Eiserner Fachwerksbau., Leipzig und Wien: Franz Deuticke, 1905.
- [27] Berlin, VEB Ingenieurbüro für Baureparatur und Rekonstruktion, „Vorgefertigte Architektur- und Schmuckelemente,“ Berlin, 1980.
- [28] T. Krauth und F. S. Meyer, Die Bau- und Kunstarbeiten des Steinhauers, Leipzig: E. A. Seemann, 1896.
- [29] H. Daub, Hochbaukunde Teil 1. Baustoffe., Leipzig und Wien: Franz Deuticke, zweite Auflage 1910.
- [30] H. Daub, Hochbaukunde Teil 2. Träger, Stützen, Mauern, Decken., Leipzig und Wien: Franz Deuticke, zweite Auflage 1909.
- [31] M. Balak und A. Pech, Mauerwerkstrockenlegung, Von den Grundlagen zur praktischen Anwendung, Wien: Springer-Verlag, 2008.
- [32] K. Hollinsky und P. Löffler, „LV Bauanalyse, Sanierung und Verdichtung (Wände im Bestand und Wandertüchtigungen),“ Fachhochschule Oberösterreich, 2023.
- [33] A. Popov, „Ziegelzeichen,“ [Online]. Available: <https://www.ziegelzeichen.de/ziegeleien/wienerberger-ziegelei/>. [Zugriff am 02 Juli 2024].
- [34] „Stadtarchäologie Wien,“ [Online]. Available: <https://stadtarchaeologie.at/start/funde/online/ziegelzeichen-a-z/>. [Zugriff am 18 August 2024].
- [35] H. Daub, Hochbaukunde Teil 4. Bauführung., Leipzig und Wien: Franz Deuticke, 1905.
- [36] K. Hollinsky, „Decken im Bestand,“ Institut für Kunstgeschichte, Bauforschung und Denkmalpflege, Technische Universität Wien, Wien, 2018.
- [37] K. Hollinsky und P. Löffler, „LV Bauanalyse, Sanierung und Verdichtung (Decken im Bestand),“ Fachhochschule Oberösterreich, 2023.
- [38] A. Pech, Decken, Wien: Springer-Verlag, 2006.
- [39] R. Ahnert und K. H. Krause, „Typische Baukonstruktionen von 1860 bis 1960 Band 2,“ Beuth Verlag, Berlin, 2009.

- [40] S. Göstl, Bemessung von Gewölben aus Mauerwerk, Diplomarbeit, Technische Universität Wien: Institut für Hochbau und Technologie, 2014.
- [41] M. Schanz, „Baumechanik 1 und 2,“ Technische Universität Graz: Institut für Baumechanik, Wintersemester 2017/2018.
- [42] A. Birk, Hilfsbuch für Bau-Ingenieure, Wien: Spielhagen & Schurich, 1903.

ANHANG B TRAGWERKSBEWESSUNG FÜR EIN GRÜNDERZEITGEBÄUDE

Im Nachfolgenden wird, das im Schnitt ersichtliche Gebäude behandelt (Alle Abmessungen in [cm]). Es erfolgt die Tragwerksbemessung der maßgebenden Haupttragelemente (Doppelbaumdecke, Tramdecke, Gewölbedecke und Mauerwerk).



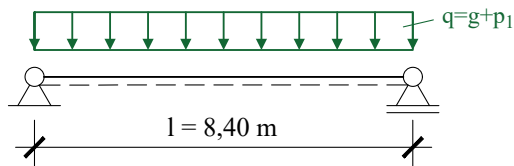
B-1 Nachweisführung Dippelbaumdecke

Nachweisführung hofseitig

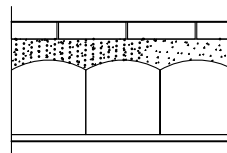
Im Nachfolgenden wird die Dippelbaumdecke in Achse B-C bemessen. Die Decke im Dachgeschoss wurde in dieser Deckenkonstruktionsart ausgebildet.

gegeben:

stat. System



Aufbau:



6,5 cm Ziegelpflaster
8,0 cm Schutt
Dippelbäume
(siehe Vordimensionierung)
2,5 cm Stukkatur

Spezifisches Gewicht (γ) für unterschiedliche Materialien:

Ziegel:	$\gamma = 1600 \text{ kg/m}^3$
Schutt:	$\gamma = 1400 \text{ kg/m}^3$
Fichte:	$\gamma = 500 \text{ kg/m}^3$
Stukkatur:	$\gamma = 1200 \text{ kg/m}^3$

Zulässige Inanspruchnahme (k) bei Biegung für Fichte:

$$k = 80 \text{ kg/cm}^2$$

Vordimensionierung

Vordimensionierung durch Interpolation der erforderlichen Dippelbaumhöhe nach Daub [30]

Trakttiefe (m)	Höhe der Dippelbäume (cm)
bis 5	13—16
5—6	16—19
6—7	19—24
7—8	24—26
8—10	26—32

Interpolation

$$\frac{32 - 26}{10 - 8} = \frac{h - 26}{8,36 - 8} \quad (6.1)$$

$$h = \frac{32 - 26}{10 - 8} \cdot (8,36 - 8,0) + 26 = 27,08 \quad (6.2)$$

Abbildung 6-1: Höhe der Dippelbäume in Abhängigkeit der Trakttiefe [30]

gewählte Dippelbaumhöhe

$$h_{\text{gewählt}} = 28,0 \text{ cm} \quad (6.3)$$

Einwirkungen

Eigengewicht der Dippelbaumdecke

$$g = \sum(d_i \cdot \gamma_i) \quad (6.4)$$

$$g = 0,065 \cdot 1600 + 0,08 \cdot 1400 + 0,28 \cdot 500 + 0,025 \cdot 1200 = 386 \text{ kg/m}^2 \quad (6.5)$$

Dabei sind:

- g Eigengewicht [kg/m²]
- d_i Dicke des Materials [m]
- γ_i Spezifisches Gewicht [kg/m³]

Nutzlast Dachraum

$$p_1 = 150 \text{ kg/m}^2$$

Gesamtbelastung der Decke

$$q = g + p_1 = 386 + 150 = 536 \text{ kg/m}^2 \quad (6.6)$$

Dabei sind:

- q Gesamtbelastung [kg/m²]
- p_1 Nutzlast Dachraum [kg/m²]

Schnittgrößen

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{536 \cdot 8,40^2}{8} \cdot 100 = 4,73 \cdot 10^5 \text{ kgcm} \quad (6.7)$$

Dabei sind:

- M Biegemoment [kgcm]
- l Spannweite Achse B-C [m]

Querschnittswerte

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{100 \cdot 28^2}{6} = 131 \cdot 10^2 \text{ cm}^3 \quad (6.8)$$

Dabei sind:

- W erforderliches Widerstandsmoment [cm³]
- b Breite für 100 cm [cm]
- h Höhe des Trägers [cm]

Nachweisführung

$$\sigma = \frac{M}{W} \leq k \quad (6.9)$$

Dabei ist:

- k zulässige Inanspruchnahme bei Biegung [kg/cm²]

Biegespannung

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{4,73 \cdot 10^5}{131 \cdot 10^2} = 36,1 \text{ kg/cm}^2 \quad (6.10)$$

Nachweis

$$\sigma_{vorh} \leq \sigma_{zul} \quad (6.11)$$

$$36,1 \text{ kg/cm}^2 \leq 80 \text{ kg/cm}^2 \text{ (45 \%)} \quad (6.12)$$

⇒ Nachweis erfüllt

Anmerkung:

Da die Auslastung der Dippelbaumdecke $\eta = 45 \%$ beträgt, stellt sich die Frage nach den in Daub angegebenen Dippelstärken. Es ist bekannt, dass Dippelbaumdecken im Brandfall zur Aufnahme von Trümmerlasten eingesetzt wurden. Daher werden im Folgenden zusätzlich zur Interpretation der Verfasserin die Lasten der Dachhaut und des Dachtragwerks berücksichtigt.

Berechnung Variante 2 (mit Trümmerlasten)

Einwirkungen

In [42] werden auf Seite 144 bis 145 folgende Lasten angegeben:

- Eigengewicht doppelt gedecktes Ziegeldach 150 kg für 1 m² im Grundriss
- Eigengewicht hölzerne Tragwerke mit 20 bis 30 kg für 1 m² im Grundriss

Gesamtbelastung der Dippelbaumdecke

$$q = \sum(g_i) + p_1 = (386 + 150 + 30) + 150 = 716 \text{ kg/m}^2 \quad (6.13)$$

Dabei sind:

- q Gesamtbelastung [kg/m²]
- g_i Eigengewicht [kg/m²]
- p_1 Nutzlast Dachraum [kg/m²]

Schnittgrößen

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{716 \cdot 8,40^2}{8} \cdot 100 = 6,32 \cdot 10^5 \text{ kgcm} \quad (6.14)$$

Dabei sind:

- M Biegemoment [kgcm]
- l Spannweite Achse B-C [m]

Nachweisführung

$$\sigma = \frac{M}{W} \leq k \quad (6.15)$$

Dabei ist:

k zulässige Inanspruchnahme bei Biegung [kg/cm²]

Biegespannung

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{6,32 \cdot 10^5}{131 \cdot 10^2} = 48,2 \text{ kg/cm}^2 \quad (6.16)$$

$$\sigma_{vorh} \leq \sigma_{zul} \quad (6.17)$$

$$48,2 \text{ kg/cm}^2 \leq 80 \text{ kg/cm}^2 \text{ (60 \%)} \quad (6.18)$$

⇒ Nachweis erfüllt

Anmerkung:

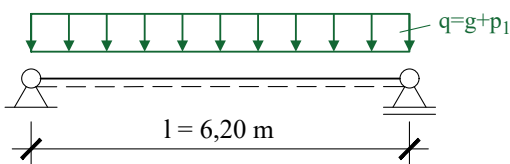
Aufgrund der Ausnutzung der Tragfähigkeit ist davon auszugehen, dass auch Anpralllasten berücksichtigt wurden bzw. entsprechende Reserven in der Tragfähigkeit der Dippelbaumdecken vorgesehen wurden, um diese Anpralllasten über Vereinfachungen zu berücksichtigen. Da keine Originalstatik einer Dippelbaumdecke vorliegt, werden diese Annahmen nicht weiterverfolgt.

Nachweisführung straßenseitig

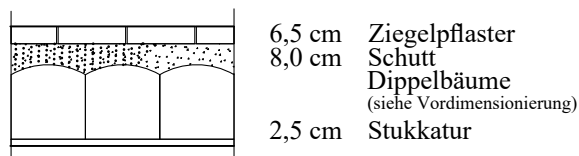
Da die Dippelbaumdecke hofseitig eine größere Spannweite aufweist als straßenseitig, wird bei gleicher Dippelbaumhöhe der Nachweis der Biegung als erfüllt angesehen. Für den nachfolgenden Nachweis des Mauerwerks werden nur die vertikalen Auflagerlasten der Decke berechnet.

gegeben:

stat. System



Aufbau:



Schnittgrößen

$$A_v = B_v = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{716 \cdot 6,20}{2} = 22,2 \cdot 10^2 \text{ kg} \quad (6.19)$$

Dabei sind:

A_v Auflagerkraft in vertikaler Richtung [kg]

B_v Auflagerkraft in vertikaler Richtung [kg]

q Gesamtbelastung [kg/m²]

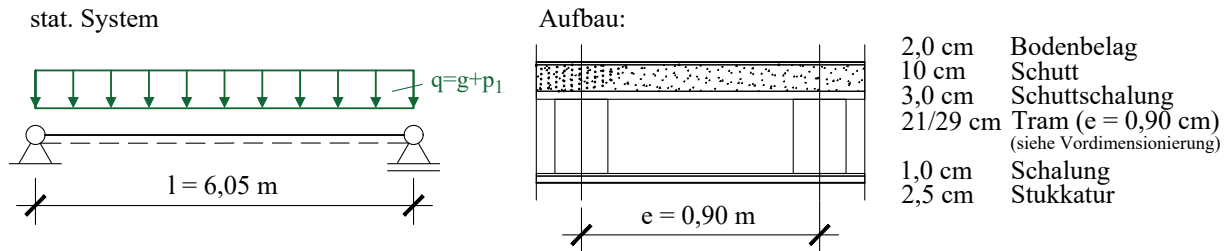
l Spannweite Achse A-B [m]

B-2 Nachweisführung Tramdecke

Nachweisführung straßenseitig

Nachfolgend wird die Tramdecke zwischen dem 1. Obergeschoss und dem 2. Obergeschoss bemessen.

gegeben:



Zulässige Inanspruchnahme (k) bei Biegung:

Tanne: $k = 80 \text{ kg/cm}^2$

Spezifisches Gewicht (γ) für unterschiedliche Materialien:

Tanne: $\gamma = 550 \text{ kg/m}^3$

Eiche: $\gamma = 800 \text{ kg/m}^3$

Schutt: $\gamma = 1400 \text{ kg/m}^3$

Stukkaturung: $\gamma = 1200 \text{ kg/m}^3$

Einwirkungen:

Eigengewicht: $g = 250 \text{ kg/m}^2$

Nutzlast Wohnraum: $p_1 = 250 \text{ kg/m}^2$

Vordimensionierung

Vordimensionierung der erforderlichen Tramhöhe nach Daub [30]

$$\sigma = \frac{M}{W} \leq k \quad (6.20)$$

Dabei ist:

M Biegemoment [kgcm]

W erforderliches Widerstandsmoment [cm³]

k zulässige Inanspruchnahme von Holz bei Biegung [kg/cm²]

$$\frac{100}{8} \cdot q \cdot e \cdot l^2 = k \cdot \frac{1}{6} \cdot b \cdot h^2 \quad (6.21)$$

$$h^3 = \frac{750}{7} \cdot \frac{q \cdot e \cdot l^2}{k} \tag{6.22}$$

Dabei sind:

- A_v Auflagerkraft in vertikaler Richtung [kg]
- B_v Auflagerkraft in vertikaler Richtung [kg]
- q Gesamtbelastung [kg/m²]
- e Trägerentfernung [m]
- l Spannweite Achse A-B [m]
- b Breite des Trägers [m]
- h Höhe des Trägers [m]

erforderliche Tramhöhe

$$h = \sqrt[3]{\frac{750}{7} \cdot \frac{q \cdot e \cdot l^2}{k}} = \sqrt[3]{\frac{750}{7} \cdot \frac{500 \cdot 0,9 \cdot 6,05^2}{80}} = 28,0 \text{ cm} \tag{6.23}$$

erforderliche Trambreite

$$b = 0,7 \cdot h = 0,7 \cdot 28,0 = 19,6 = 20 \text{ cm} \tag{6.24}$$

Tramstärke (cm)	Tramdecken unter					
	Wohnräumen		Dachräumen		Gängen	Geschäfts- räumen
	p = 250		p = 150		p = 400	p = 450
	Entfernung der Tramachsen in cm					
	80	90	80	90	80	80
10/15	2:25	2:15	2:55	2:40	2:00	1:90
10/18	2:70	2:55	3:05	2:90	2:40	2:30
13/16	2:75	2:60	3:10	2:95	2:40	2:35
13/18	3:10	2:95	3:50	3:30	2:70	2:60
16/18	3:45	3:25	3:90	3:65	3:05	2:90
16/21	4:05	3:80	4:55	4:30	3:55	3:40
16/24	4:60	4:35	5:20	4:90	4:05	3:90
18/24	4:90	4:60	5:50	5:20	4:30	4:15
18/26	5:30	5:00	5:95	5:60	4:65	4:50
21/26	5:70	5:40	6:45	6:05	5:00	4:85
18/29	5:90	5:60	6:65	6:25	5:20	5:00
21/29	6:40	6:05	7:20	6:75	5:60	5:40
24/29	6:85	6:45	7:65	7:25	6:00	5:80
21/32	7:05	6:65	7:90	7:45	6:20	5:95
24/32	7:55	7:14	8:45	8:00	6:60	6:40
$\alpha =$	0:04822	0:04554	0:05399	0:05059	0:04236	0:03028
b/h	$\alpha \sqrt{b h^2}$	$\alpha \sqrt{b h^2}$	$\alpha \sqrt{b h^2}$	$\alpha \sqrt{b h^2}$	$\alpha \sqrt{b h^2}$	$\alpha \sqrt{b h^2}$

Abbildung 6-2: Tramdecke

gewählte Tramhöhe

$$h_{gew} = 29 \text{ cm}$$

gewählte Trambreite

$$b_{gew} = 21 \text{ cm}$$

Nachfolgend befindet sich die Bemessung der Tramdecke mit den gewählten Abmessungen.

Einwirkungen

Eigengewicht der Tramdecke

$$g = \sum (d_i \cdot \gamma_i) \quad (6.25)$$

$$g = \left(\frac{0,21 \cdot 0,29}{0,9} \right) \cdot 550 + (0,02 + 0,03 + 0,01) \cdot 800 + 0,10 \cdot 1400 + 0,025 \cdot 1200 \quad (6.26)$$

$$g = 255 \text{ kg/m}^2 \quad (6.27)$$

Dabei sind:

- g Eigengewicht [kg/m²]
- d_i Dicke des Materials [m]
- γ_i Spezifisches Gewicht [kg/m³]

Nutzlast Wohnraum

$$p_1 = 250 \text{ kg/m}^2$$

Gesamtbelastung der Decke

$$q = g + p_1 = 255 + 250 = 505 \text{ kg/m}^2 \quad (6.28)$$

Dabei sind:

- q Gesamtbelastung [kg/m²]
- p_1 Nutzlast Wohnraum [kg/m²]

Schnittgrößen

$$A_v = B_v = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{505 \cdot 6,05}{2} = 15,3 \cdot 10^2 \text{ kg} \quad (6.29)$$

Dabei sind:

- A_v Auflagerkraft in vertikaler Richtung [kg]
- B_v Auflagerkraft in vertikaler Richtung [kg]

$$M = e \cdot \frac{q \cdot l^2}{8} \cdot 100 = 0,9 \cdot \frac{505 \cdot 6,05^2}{8} \cdot 100 = 2,08 \cdot 10^5 \text{ kgcm} \quad (6.30)$$

Dabei sind:

- M Biegemoment [kgcm]
- e Trägerentfernung [m]

Querschnittswerte

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{21 \cdot 29^2}{6} = 2,94 \cdot 10^3 \text{ cm}^3 \quad (6.31)$$

Dabei ist:

W erforderliches Widerstandsmoment [cm^3]

b Breite für 100 cm [cm]

Nachweisführung

$$\sigma = \frac{M}{W} \leq k \quad (6.32)$$

Dabei ist:

k zulässige Inanspruchnahme bei Biegung [kg/cm^2]

Biegespannung

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{2,08 \cdot 10^5}{2,94 \cdot 10^3} = 70,7 \text{ kg/cm}^2 \quad (6.33)$$

Nachweis

$$\sigma_{vorh} \leq \sigma_{zul} \quad (6.34)$$

$$70,7 \text{ kg/cm}^2 \leq 80 \text{ kg/cm}^2 \text{ (88 \%)} \quad (6.35)$$

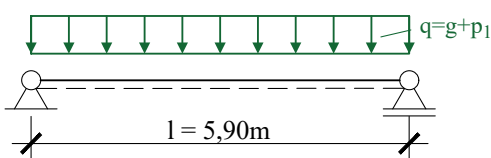
⇒ Nachweis erfüllt

Nachweisführung straßenseitig

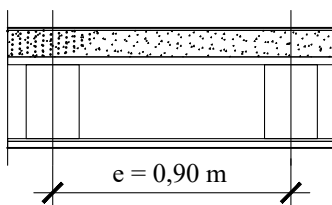
Da die Tramdecke zwischen 1. Obergeschoss und 2. Obergeschoss eine größere Spannweite aufweist als die Decke zwischen Erdgeschoss und 1. Obergeschoss, wird bei gleicher Tramdeckenhöhe der Nachweis der Biegung als erfüllt angesehen. Für den nachfolgenden Nachweis des Mauerwerks werden nur die vertikalen Auflagerlasten der Decke berechnet.

gegeben:

stat. System



Aufbau:



2,0 cm	Bodenbelag
10 cm	Schutt
3,0 cm	Schuttchalung
21/29 cm	Tram ($e = 0,90 \text{ cm}$) (siehe Vordimensionierung)
1,0 cm	Schalung
2,5 cm	Stukkatur

Schnittgrößen

$$A_v = B_v = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{505 \cdot 5,90}{2} = 14,9 \cdot 10^2 \text{ kg} \quad (6.36)$$

Dabei sind:

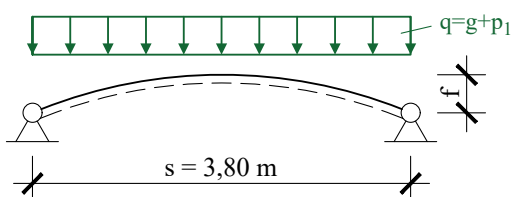
- A_v Auflagerkraft in vertikaler Richtung [kg]
- B_v Auflagerkraft in vertikaler Richtung [kg]
- l Spannweite Achse A-B [m]

B-3 Nachweisführung Flache Tonne

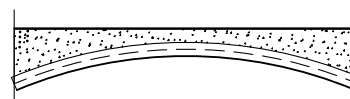
Die Kellerdecke ist als Gewölbedecke ausgeführt. Im Nachfolgenden wird die Gewölbestärke einer flachen Tonne berechnet und anschließend der maximale Spannungsnachweis geführt.

gegeben:

stat. System



Aufbau:



2,0 cm Bodenbelag
15-52 cm Schutt
15 cm Mauerziegel

Pfeilhöhe:

$$f = \frac{s}{10} = \frac{380}{10} = 38,0 \text{ cm}$$

Zulässige Inanspruchnahme (k_d) des Gewölbemauerwerks auf Druck:

gewöhnlicher Ziegel:

$$k = 10 \text{ kg/cm}^2$$

Spezifisches Gewicht (γ) für unterschiedliche Materialien:

Ziegel:

$$\gamma = 1600 \text{ kg/m}^3$$

Eiche:

$$\gamma = 800 \text{ kg/m}^3$$

Schutt:

$$\gamma = 1400 \text{ kg/m}^3$$

Vordimensionierung

Segmentbogen

$$r = \frac{4 \cdot f^2 + s^2}{8 \cdot f} = \frac{4 \cdot 0,38^2 + 3,80^2}{8 \cdot 0,38} = 4,94 \text{ m} \quad (6.37)$$

Dabei sind:

- r Kreissegmentradius [m]
- f Pfeilhöhe [m]
- s Kreissehne [m]

$$\alpha = 2 \cdot \arctan\left(\frac{s}{2(r-f)}\right) = 2 \cdot \arctan\left(\frac{3,80}{2 \cdot (4,94 - 0,38)}\right) = 45,2^\circ = 0,79 \text{ rad} \quad (6.38)$$

Dabei sind:

α Mittelpunktswinkel [°]

Bogenlänge

$$b_l = r \cdot \alpha = 4,94 \cdot 0,79 = 3,90 \text{ m} \quad (6.39)$$

Dabei ist:

b_l Kreisbogenlänge [m]

Segmentfläche

$$A_B = \frac{r \cdot b_l}{2} - \frac{s \cdot (r - f)}{2} = \frac{4,94 \cdot 3,90}{2} - \frac{3,80 \cdot (4,94 - 0,38)}{2} = 0,97 \text{ m}^2 \quad (6.40)$$

Dabei ist:

A_B Segmentfläche [m²]

Ziegelfläche

$$A_Z = b_Z \cdot b_l = 0,15 \cdot 3,90 = 0,585 \text{ m}^2 \quad (6.41)$$

Dabei ist:

A_Z Ziegelbogenfläche [m²]

b_Z Ziegelbreite [m²]

Schuttfläche

$$A_S = A_{\text{Rechteck}} - A_B = (0,52 \cdot 3,80) - 0,97 = 1,01 \text{ m}^2 \quad (6.42)$$

$$h_{equ} = \frac{A_S}{s} = \frac{1,01}{3,80} = 0,266 \text{ m} \quad (6.43)$$

Dabei ist:

h_{equ} äquivalente Schutthöhe [m]

A_S Schuttfläche [m²]

Einwirkungen

Eigengewicht Ziegel für die Breite $b = 1,0$ m

$$g = \frac{b_l}{s} \cdot h_z \cdot 1,0 \cdot \gamma = \frac{3,90}{3,80} \cdot 0,15 \cdot 1,0 \cdot 1600 = 246 \text{ kg/m} \quad (6.44)$$

Eigengewicht Fußboden für die Breite $b = 1,0$ m

$$g = A \cdot \gamma = 0,02 \cdot 1,0 \cdot 800 = 16 \text{ kg/m} \quad (6.45)$$

Eigengewicht Schüttung für die Breite $b = 1,0$ m

$$g = A \cdot \gamma = 0,266 \cdot 1,0 \cdot 1400 = 372 \text{ kg/m} \quad (6.46)$$

gesamtes Eigengewicht der Decke

$$g_i = \sum(g_i) = 246 + 16 + 372 = 634 \text{ kg/m} \quad (6.47)$$

Dabei sind:

g_i Eigengewicht [kg/m]

Nutzlast Wohnraum

$$p_1 = 250 \text{ kg/m}^2$$

Gesamtbelastung der Decke

$$q = g + p_1 = 634 + 250 \cdot 1,0 = 884 \text{ kg/m} \quad (6.48)$$

Dabei sind:

q Gesamtbelastung [kg/m]

p_1 Nutzlast Wohnraum [kg/m²]

Schnittgrößen

$$H = \frac{q \cdot s^2}{8 \cdot f} = \frac{884 \cdot 3,80^2}{8 \cdot 0,38} = 4,20 \cdot 10^3 \text{ kg} \quad (6.49)$$

Dabei sind:

H Horizontalschub [kg]

s Spannweite [m]

f Pfeilhöhe [m]

Nachweisführung

Der Nachweis der größten Druckspannungen am oberen Rand ergibt sich durch die Annahme eines standhaften Gewölbes und der Lage der Drucknormalkraft innerhalb der Kernweite.

Normalspannung

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{N \cdot e}{W} = \frac{N}{1} \cdot \left(\frac{1}{b \cdot d} + \frac{6 \cdot N \cdot \frac{d}{6}}{b \cdot d^2} \right) = \frac{N}{d} \cdot (1 + 1) = \frac{2 \cdot N}{d} \quad (6.50)$$

$$\sigma_{max} = \frac{2,0 \cdot H}{1,0 \cdot d} = \frac{2,0 \cdot 4,20 \cdot 10^3}{1,0 \cdot 0,15} = 56 \cdot 10^3 \text{ kg/m}^2 \quad (6.51)$$

Dabei sind:

σ_{max} maximale Druckspannung am oberen Rand [kg/m²]
 d Gewölbstärke [m]

Nachweis

$$\sigma_{vorh} \leq \sigma_{zul} \quad (6.52)$$

$$5,6 \text{ kg/cm}^2 \leq 7,5 \text{ kg/cm}^2 \text{ (75 \%)} \quad (6.53)$$

⇒ Nachweis erfüllt

B-4 NACHWEISFÜHRUNG MAUERWERK

Der Nachweis der Spannungen erfolgt für das straßenseitige Mauerwerk (Achse A).

Spezifisches Gewicht (γ) für unterschiedliche Materialien:

Ziegel: $\gamma = 1600 \text{ kg/m}^3$

Einwirkungen:

Dach nach [42]: $p_1 = 150 + 30 = 180 \text{ kg/m}^2$

Schnee nach [42]: $s = 75,0 \text{ kg/m}^2$

Projizierte Fläche

$$\cos(35) = \frac{l}{l_x} = \frac{6,72}{l_x} \quad (6.54)$$

$$l_x = \frac{6,72}{\cos(35)} = 8,20 \text{ m} \quad (6.55)$$

$$P_1 = p_1 \cdot l_x = 180 \cdot 8,20 = 14,8 \cdot 10^2 \text{ kg/m} \quad (6.56)$$

Dabei sind:

- l zugehörige Länge [m]
- l_x projizierte Länge [m]
- P_1 Dachlast [kg]
- p_1 Eigengewicht Dach [kg/m²]

Einwirkungen in das Mauerwerk in Achse A für $b = 1,0$ m:

$$P_1 = 1,48 \cdot 10^2 \cdot 1,0 = 14,8 \cdot 10^2 \text{ kg} \quad (6.57)$$

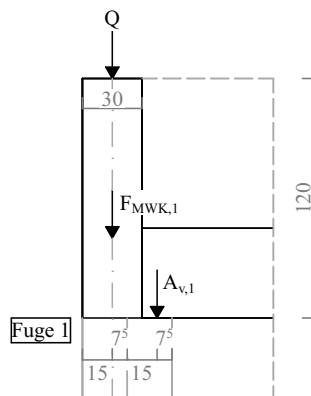
$$S = s \cdot l = 75,0 \cdot 6,72 \cdot 1,0 = 504 \text{ kg} \quad (6.58)$$

$$Q = P_1 + S = 14,8 \cdot 10^2 + 504 = 19,8 \cdot 10^2 \text{ kg} \quad (6.59)$$

Dabei sind:

- S Schneelast [kg]
- s Schneelast auf horizontale Fläche für 1m² [kg/m²]
- Q Gesamtlast [kg]

Nachweisführung in Fuge 1



Abmessungen des Mauerkörpers der betrachteten Fuge (Fuge 1)

- $b = 1,00$ m
- $h_{\text{oben}} = 0,30$ m
- $h_{\text{unten}} = 0,45$ m

Einwirkungen

- $Q = 19,8 \cdot 10^2$ kg
- $A_{v,1} = 2,22 \cdot 10^3$ kg

Dabei ist:

- $A_{v,1}$ Auflagerkraft Dippelbaumdecke [kg]

Mauerkörper

Eigengewicht

$$g_{MWK,1} = A_{MWK,1} \cdot \gamma_{MWK} = (0,30 \cdot 1,20) \cdot 1600 = 576 \text{ kg/m} \quad (6.60)$$

Dabei sind:

- $g_{MWK,1}$ Eigengewicht des Mauerkörpers [kg/m]
- $A_{MWK,1}$ Fläche des Mauerkörpers [m²]

γ_{MWK}Gewicht des Ziegelmauerwerks [kg/m³]

Betrachtung für 1,0 m Streifen

$$F_{MWK,1} = \gamma_{MWK,1} \cdot 1,0 = 576 \cdot 1,0 = 576 \text{ kg} \quad (6.61)$$

Dabei ist:

$F_{MWK,1}$Kraft im Mauerwerk [kg]

Betrachtung Fuge 1 oben

vertikales Kräftegleichgewicht

$$\sum F_v = 0: Q + F_{MWK,1} + A_{v,1} = 0 \quad (6.62)$$

$$F = 19,8 \cdot 10^2 + 576 + 2,22 \cdot 10^3 = 47,8 \cdot 10^2 \text{ kg} \quad (6.63)$$

Nachweisführung

$$\sigma = \frac{F}{A} = \frac{47,8 \cdot 10^2}{(1,0 \cdot 0,3)} = 15,9 \cdot 10^3 \text{ kg/m}^2 \quad (6.64)$$

Dabei sind:

σSpannungen in der Basisfläche [kg/m²]

ABasisfläche des Mauerkörpers [m²]

Betrachtung Fuge 1 unten

Momentengleichgewicht um die Mauerkörperschwerachse

$$\sum M = 0: A_{v,1} \cdot a_1 - (Q + F_{MWK,1}) \cdot a_2 = 0 \quad (6.65)$$

Dabei sind:

$\sum a$Abstände der jeweiligen Kraft zur Mauerkörperschwerachse [m]

$$M = 2,22 \cdot 10^3 \cdot 0,15 - (19,8 \cdot 10^2 + 576) \cdot 0,075 = 141 \text{ kgm} = 141 \cdot 10^2 \text{ kgm} \quad (6.66)$$

Dabei ist:

MBiegemoment [kgm]

Querschnittswerte

erforderliches Widerstandsmoment

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{1,00 \cdot 0,45^2}{6} = 33,75 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3 \quad (6.67)$$

Dabei sind:

- W erforderliches Widerstandsmoment [cm^3]
- b Mauerkörper Breite [m]
- h Mauerkörper Höhe [m]

Nachweisführung

Biegespannung

$$\sigma = \frac{F}{A} \pm \frac{M}{W} \quad (6.68)$$

Dabei sind:

- σ Spannungen in der Basisfläche [kg/m^2]
- A Basisfläche des Mauerkörpers [m^2]

$$\sigma = \frac{47,8 \cdot 10^2}{(1,00 \cdot 0,45)} \pm \frac{141}{33,75 \cdot 10^{-3}} = 10,6 \cdot 10^3 \pm 41,8 \cdot 10^2 \quad (6.69)$$

$$\sigma_{1,2} = \begin{cases} 14,8 \cdot 10^3 \\ 64,4 \cdot 10^2 \end{cases} \text{ kg}/\text{m}^2 \quad (6.70)$$

Nachweis

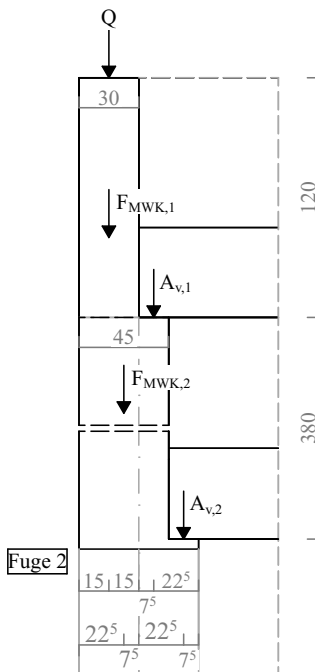
$$\sigma_{\text{vorh}} \leq \sigma_{\text{zul}} \quad (6.71)$$

$$1,5 \text{ kg}/\text{cm}^2 \leq 5,0 \text{ kg}/\text{cm}^2 \text{ (30 \%)} \quad (6.72)$$

$$0,6 \text{ kg}/\text{cm}^2 \leq 5,0 \text{ kg}/\text{cm}^2 \text{ (12 \%)} \quad (6.73)$$

\Rightarrow Nachweise erfüllt

Nachweisführung in Fuge 2



Abmessungen des Mauerkörpers der betrachteten Fuge (Fuge 2 unten)

$$b = 1,00 \text{ m}$$

$$h = 0,60 \text{ m}$$

Einwirkungen

$$Q = 19,8 \cdot 10^2 \text{ kg}$$

$$F_{MWK,1} = 576 \text{ kg}$$

$$A_{v,1} = 22,2 \cdot 10^2 \text{ kg}$$

$$A_{v,2} = 15,3 \cdot 10^2 \text{ kg}$$

Mauerkörper

Fläche

$$\sum A_{MWK} = A_{MWK,1} + A_{MWK,2} = (0,30 \cdot 1,20) + (0,45 \cdot 3,80) = 2,07 \text{ m}^2 \quad (6.74)$$

Dabei sind:

$A_{v,2}$ Auflagerkraft Tramdecke [kg]
 $A_{MWK,2}$ Fläche des Mauerkörpers [m²]

Eigengewicht

$$g_{MWK,2} = A_{MWK,2} \cdot \gamma_{MWK} = (0,45 \cdot 3,80) \cdot 1600 = 27,4 \cdot 10^2 \text{ kg/m} \quad (6.75)$$

Dabei sind:

$g_{MWK,2}$ Eigengewicht des Mauerkörpers [kg/m]
 γ_{MWK} Gewicht des Ziegelmauerwerks [kg/m³]

Betrachtung für 1,0 m Streifen

$$F_{MWK,2} = g_{MWK,2} \cdot 1,0 = 27,4 \cdot 10^2 \cdot 1,0 = 27,4 \cdot 10^2 \text{ kg} \quad (6.76)$$

Dabei ist:

$F_{MWK,2}$ Kraft im Mauerwerk [kg]

Schnittgrößen

$$F_{MWK,i} = \sum F_{MWK,i} = 576 + 27,4 \cdot 10^2 = 33,2 \cdot 10^2 \text{ kg} \quad (6.77)$$

$$A_{V,i} = \sum A_{V,i} = 22,2 \cdot 10^2 + 15,3 \cdot 10^2 = 37,5 \cdot 10^2 \text{ kg} \quad (6.78)$$

vertikales Kräftegleichgewicht

$$\sum F_v = 0: Q + \sum F_{MWK,i} + \sum A_{V,i} = 0 \quad (6.79)$$

$$F = 19,8 \cdot 10^2 + 33,2 \cdot 10^2 + 37,5 \cdot 10^2 = 90,5 \cdot 10^2 \text{ kg} \quad (6.80)$$

Momentengleichgewicht um die Mauerkörperschwerachse

$$\sum M = 0: A_{v,1} \cdot a_1 + A_{v,2} \cdot a_2 - (Q + F_{MWK,1}) \cdot a_3 - F_{MWK,2} \cdot a_4 = 0 \quad (6.81)$$

Dabei sind:

$\sum a$ Abstände der jeweiligen Kraft zur Mauerkörperschwerachse [m]

$$M = 22,2 \cdot 10^2 \cdot 0,075 + 15,3 \cdot 10^2 \cdot 0,225 - (19,8 \cdot 10^2 + 576) \cdot 0,15 - 27,4 \cdot 10^2 \cdot 0,075 \quad (6.82)$$

$$M = -78,15 \text{ kgm} \quad (6.83)$$

Dabei ist:

M Biegemoment [kgm]

Querschnittswerte

erforderliches Widerstandsmoment

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{(1,0 \cdot 0,6^2)}{6} = 0,06 \text{ m}^3 \quad (6.84)$$

Dabei sind:

W erforderliches Widerstandsmoment [m³]

b Mauerkörper Breite [m]

h Mauerkörper Höhe [m]

Nachweisführung

Biegespannung

$$\sigma = \frac{F}{A} \pm \frac{M}{W} \quad (6.85)$$

Dabei sind:

σ Spannungen in der Basisfläche [kg/m²]

A Basisfläche des Mauerkörpers [m²]

$$\sigma = \frac{90,5 \cdot 10^2}{(1,0 \cdot 0,6)} \pm \frac{(-78,15)}{0,06} = 15,1 \cdot 10^3 \pm (-13,0 \cdot 10^2) \quad (6.86)$$

$$\sigma_{1,2} = \begin{cases} 13,8 \cdot 10^3 \\ 16,4 \cdot 10^3 \end{cases} \text{ kg/m}^2 \quad (6.87)$$

Nachweis

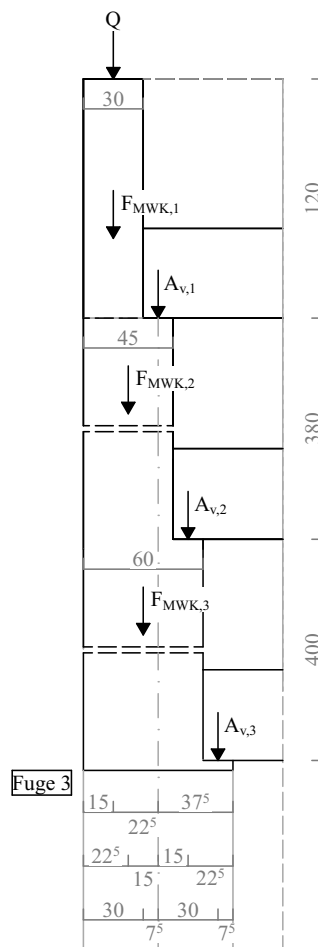
$$\sigma_{vorh} \leq \sigma_{zul} \quad (6.88)$$

$$1,4 \text{ kg/cm}^2 \leq 5,0 \text{ kg/cm}^2 \text{ (28 \%)} \quad (6.89)$$

$$1,6 \text{ kg/cm}^2 \leq 5,0 \text{ kg/cm}^2 \text{ (32 \%)} \quad (6.90)$$

⇒ Nachweise erfüllt

Nachweisführung in Fuge 3



Abmessungen des Mauerkörpers der betrachteten Fuge (Fuge 3 unten)

$$b = 1,00 \text{ m}$$

$$h = 0,75 \text{ m}$$

Einwirkungen

$$Q = 19,8 \cdot 10^2 \text{ kg}$$

$$F_{MWK,1} = 576 \text{ kg}$$

$$A_{v,1} = 22,2 \cdot 10^2 \text{ kg}$$

$$F_{MWK,2} = 27,4 \cdot 10^2 \text{ kg}$$

$$A_{v,2} = 15,3 \cdot 10^2 \text{ kg}$$

$$A_{v,3} = 14,9 \cdot 10^2 \text{ kg}$$

Mauerkörper

Fläche

$$\sum A_{MWK} = A_{MWK,1} + A_{MWK,2} + A_{MWK,3} = (0,30 \cdot 1,20) + (0,45 \cdot 3,80) + (0,60 \cdot 4,00) \quad (6.91)$$

$$A_{MWK} = 4,47 \text{ m}^2 \quad (6.92)$$

Eigengewicht

$$g_{MWK,3} = A_{MWK,3} \cdot \gamma_{MWK} = (0,60 \cdot 4,00) \cdot 1600 = 38,4 \cdot 10^2 \text{ kg/m} \quad (6.93)$$

Dabei sind:

- $A_{v,3}$ Auflagerkraft Tramdecke [kg]
- $g_{MWK,3}$ Eigengewicht des Mauerkörpers [kg/m]
- $A_{MWK,3}$ Fläche des Mauerkörpers [m²]
- γ_{MWK} Gewicht des Ziegelmauerwerks [kg/m³]

Betrachtung für 1,0 m Streifen

$$F_{MWK,3} = g_{MWK,3} \cdot 1,0 = 38,4 \cdot 10^2 \cdot 1,0 = 38,4 \cdot 10^2 \text{ kg} \quad (6.94)$$

Dabei ist:

$F_{MWK,3}$ Kraft im Mauerwerk [kg]

Schnittgrößen

$$F_{MWK,i} = \sum F_{MWK,i} = 576 + 27,4 \cdot 10^2 + 38,4 \cdot 10^2 = 71,6 \cdot 10^2 \text{ kg} \quad (6.95)$$

$$A_{V,i} = \sum A_{V,i} = 22,2 \cdot 10^2 + 15,3 \cdot 10^2 + 14,9 \cdot 10^2 = 52,4 \cdot 10^2 \text{ kg} \quad (6.96)$$

vertikales Kräftegleichgewicht

$$\sum F_v = 0: Q + \sum F_{MWK,i} + \sum A_{V,i} = 0 \quad (6.97)$$

$$F = 19,8 \cdot 10^2 + 71,6 \cdot 10^2 + 52,4 \cdot 10^2 = 144 \cdot 10^2 \text{ kg} \quad (6.98)$$

Momentengleichgewicht um die Mauerkörperschwerachse

$$\sum M = 0: A_{v,2} \cdot a_2 + A_{v,3} \cdot a_3 - (Q + F_{MWK,1}) \cdot a_4 - F_{MWK,2} \cdot a_5 - F_{MWK,3} \cdot a_6 = 0 \quad (6.99)$$

Dabei sind:

$\sum a$ Abstände der jeweiligen Kraft zur Mauerkörperschwerachse [m]

$$M = 15,3 \cdot 10^2 \cdot 0,15 + 14,9 \cdot 10^2 \cdot 0,30 - (19,8 \cdot 10^2 + 576) \cdot 0,225 - 27,4 \cdot 10^2 \cdot 0,15 - 38,4 \cdot 10^2 \cdot 0,075 \quad (6.100)$$

$$M = -598 \text{ kgm} \quad (6.101)$$

Dabei ist:

M Biegemoment [kgm]

Querschnittswerte

erforderliches Widerstandsmoment

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{1,00 \cdot 0,75^2}{6} = 93,75 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3 \quad (6.102)$$

Dabei sind:

- W erforderliches Widerstandsmoment [m^3]
- b Mauerkörper Breite [cm]
- h Mauerkörper Höhe [cm]

Nachweisführung

Biegespannung

$$\sigma = \frac{F}{A} \pm \frac{M}{W} \quad (6.103)$$

Dabei sind:

- σ Spannungen in der Basisfläche [kg/m^2]
- A Basisfläche des Mauerkörpers [m^2]

$$\sigma = \frac{144 \cdot 10^2}{(1,00 \cdot 0,75)} \pm \frac{(-598)}{93,75 \cdot 10^{-3}} = 19,2 \cdot 10^3 \pm 63,8 \cdot 10^2 \quad (6.104)$$

$$\sigma_{1,2} = \begin{cases} 12,8 \cdot 10^3 \\ 25,6 \cdot 10^3 \end{cases} kg/m^2 \quad (6.105)$$

Nachweis

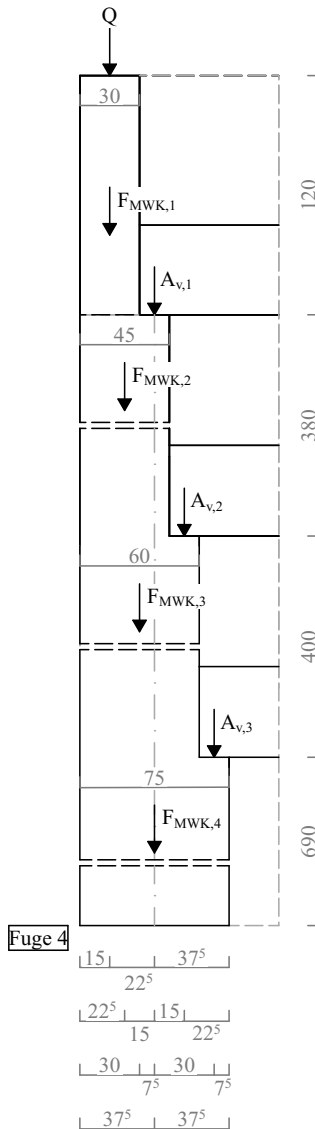
$$\sigma_{vorh} \leq \sigma_{zul} \quad (6.106)$$

$$1,3 kg/cm^2 \leq 5,0 kg/cm^2 \quad (26 \%) \quad (6.107)$$

$$2,6 kg/cm^2 \leq 5,0 kg/cm^2 \quad (52 \%) \quad (6.108)$$

⇒ Nachweise erfüllt

Nachweisführung in Fuge 4



Abmessungen des Mauerkörpers der betrachteten Fuge (Fuge 4 unten)

$$b = 1,00 \text{ m}$$

$$h = 0,75 \text{ m}$$

Einwirkungen

$$Q = 19,8 \cdot 10^2 \text{ kg}$$

$$F_{MWK,1} = 576 \text{ kg}$$

$$A_{v,1} = 22,2 \cdot 10^2 \text{ kg}$$

$$F_{MWK,2} = 27,4 \cdot 10^2 \text{ kg}$$

$$A_{v,2} = 15,3 \cdot 10^2 \text{ kg}$$

$$F_{MWK,3} = 38,4 \cdot 10^2 \text{ kg}$$

$$A_{v,3} = 14,9 \cdot 10^2 \text{ kg}$$

Mauerkörper

Fläche

$$\sum A_{MWK} = A_{MWK,1} + A_{MWK,2} + A_{MWK,3} + A_{MWK,4} \quad (6.109)$$

$$\sum A_{MWK} = (0,30 \cdot 1,20) + (0,45 \cdot 3,80) + (0,60 \cdot 4,00) + (0,75 \cdot 6,90) \quad (6.110)$$

$$A_{MWK} = 9,65 \text{ m}^2 \quad (6.111)$$

Eigengewicht

$$g_{MWK,4} = A_{MWK,4} \cdot \gamma_{MWK} = (0,75 \cdot 6,9) \cdot 1600 = 82,8 \cdot 10^2 \text{ kg/m} \quad (6.112)$$

Dabei sind:

- g_{MWK}Eigengewicht des Mauerkörpers [kg/m]
- $A_{MWK,4}$ Fläche des Mauerkörpers [m²]
- γ_{MWK}Gewicht des Ziegelmauerwerks [kg/m³]

Betrachtung für 1,0 m Streifen

$$F_{MWK,4} = g_{MWK,4} \cdot 1,0 = 82,8 \cdot 10^2 \cdot 1,0 = 82,8 \cdot 10^2 \text{ kg} \quad (6.113)$$

Dabei ist:

- $F_{MWK,4}$Kraft im Mauerwerk [kg]

Schnittgrößen

$$F_{MWK,i} = \sum F_{MWK,i} = 576 + 27,4 \cdot 10^2 + 38,4 \cdot 10^2 + 82,8 \cdot 10^2 = 15,4 \cdot 10^3 \text{ kg} \quad (6.114)$$

$$A_{V,i} = \sum A_{V,i} = 22,2 \cdot 10^2 + 15,3 \cdot 10^2 + 14,9 \cdot 10^2 = 52,4 \cdot 10^2 \text{ kg} \quad (6.115)$$

vertikales Kräftegleichgewicht

$$\sum F_v = 0: Q + \sum F_{MWK,i} + \sum A_{V,i} = 0 \quad (6.116)$$

$$F = 19,8 \cdot 10^2 + 15,4 \cdot 10^3 + 52,4 \cdot 10^2 = 22,6 \cdot 10^3 \text{ kg} \quad (6.117)$$

Momentengleichgewicht um die Mauerkörperschwerachse

$$\sum M = 0: A_{v,2} \cdot a_1 + A_{v,3} \cdot a_2 - (Q + F_{MWK,1}) \cdot a_3 - F_{MWK,2} \cdot a_4 - F_{MWK,3} \cdot a_5 = 0 \quad (6.118)$$

Dabei sind:

- $\sum a$Abstände der jeweiligen Kraft zur Mauerkörperschwerachse [m]

$$M = 0: 15,3 \cdot 10^2 \cdot 0,15 + 14,9 \cdot 10^2 \cdot 0,30 - (19,8 \cdot 10^2 + 576) \cdot 0,225 - 27,4 \cdot 10^2 \cdot 0,15 - 38,4 \cdot 10^2 \cdot 0,075 \quad (6.119)$$

$$M = -598 \text{ kgm} \quad (6.120)$$

Dabei ist:

- MBiegemoment [kgm]

Querschnittswerte

erforderliches Widerstandsmoment

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{(1,00 \cdot 0,75^2)}{6} = 93,75 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3 \quad (6.121)$$

Dabei sind:

- W erforderliches Widerstandsmoment [m^3]
- b Mauerkörper Breite [m]
- h Mauerkörper Höhe [m]

Nachweisführung

Biegespannung

$$\sigma = \frac{F}{A} \pm \frac{M}{W} \quad (6.122)$$

Dabei sind:

- σ Spannungen in der Basisfläche [kg/m^2]
- A Basisfläche des Mauerkörpers [m^2]

$$\sigma = \frac{22,6 \cdot 10^3}{(1,00 \cdot 0,75)} \pm \frac{(-598)}{93,75 \cdot 10^{-3}} = 30,1 \cdot 10^3 \pm (-63,8 \cdot 10^2) \quad (6.123)$$

$$\sigma_{1,2} = \begin{cases} 23,7 \cdot 10^3 \\ 36,5 \cdot 10^3 \end{cases} \text{ kg}/\text{m}^2 \quad (6.124)$$

Nachweis

$$\sigma_{vorh} \leq \sigma_{zul} \quad (6.125)$$

$$1,5 \text{ kg}/\text{cm}^2 \leq 5,0 \text{ kg}/\text{cm}^2 \text{ (30 \%)} \quad (6.126)$$

$$0,6 \text{ kg}/\text{cm}^2 \leq 5,0 \text{ kg}/\text{cm}^2 \text{ (12 \%)} \quad (6.127)$$

⇒ Nachweise erfüllt

Dies ist eine Veröffentlichung des

FACHBEREICHS INGENIEURBAUKUNST (IBK) AN DER TU GRAZ

Der Fachbereich Ingenieurbaukunst umfasst die dem konstruktiven Ingenieurbau nahe stehenden Institute für Baustatik, Betonbau, Stahlbau & Flächentragwerke, Holzbau & Holztechnologie, Materialprüfung & Baustofftechnologie, Baubetrieb & Bauwirtschaft, Hochbau & Industriebau, Bauinformatik und Allgemeine Mechanik der Fakultät für Bauingenieurwissenschaften an der Technischen Universität Graz.

Dem Fachbereich Ingenieurbaukunst ist das Bautechnikzentrum (BTZ) zugeordnet, welches als gemeinsame hochmoderne Laboreinrichtung zur Durchführung der experimentellen Forschung aller beteiligten Institute dient. Es umfasst die drei Laboreinheiten für konstruktiven Ingenieurbau, für Bauphysik und für Baustofftechnologie.

Der Fachbereich Ingenieurbaukunst kooperiert im gemeinsamen Forschungsschwerpunkt „Advanced Construction Technology“. Dieser Forschungsschwerpunkt umfasst sowohl Grundlagen- als auch praxisorientierte Forschungs- und Entwicklungsprogramme.

Weitere Forschungs- und Entwicklungskooperationen bestehen mit anderen Instituten der Fakultät, insbesondere mit der Gruppe Geotechnik, sowie nationalen und internationalen Partnern aus Wissenschaft und Wirtschaft.

Die Lehrinhalte des Fachbereichs Ingenieurbaukunst sind aufeinander abgestimmt. Aus gemeinsam betreuten Projektarbeiten und gemeinsamen Prüfungen innerhalb der Fachmodule können alle Beteiligten einen optimalen Nutzen ziehen.

Durch den gemeinsamen, einheitlichen Auftritt in der Öffentlichkeit präsentiert sich der Fachbereich Ingenieurbaukunst als moderne Lehr- und Forschungsgemeinschaft, welche die Ziele und Visionen der TU Graz umsetzt.

Nummerierungssystematik der Schriftenreihe

S – Skripten, Vorlesungsunterlagen | F – Forschungsberichte
V – Vorträge, Tagungen | M – Masterarbeiten

Institutskennzahl:

1 – Allgemeine Mechanik | 2 – Baustatik | 3 – Betonbau
4 – Holzbau & Holztechnologie | 5 – Stahlbau & Flächentragwerke
6 – Materialprüfung & Baustofftechnologie | 7 – Baubetrieb & Bauwirtschaft
8 – Hochbau & Industriebau | 9 – Bauinformatik

Fortlaufende Nummer pro Reihe und Institut / Jahreszahl