



Architektur

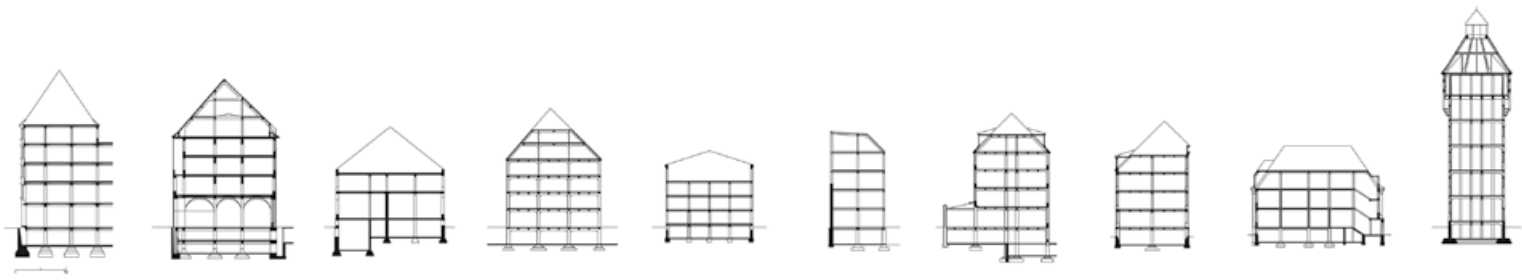
---

Jörg Rehm

# Eisenbeton im Hochbau bis 1918

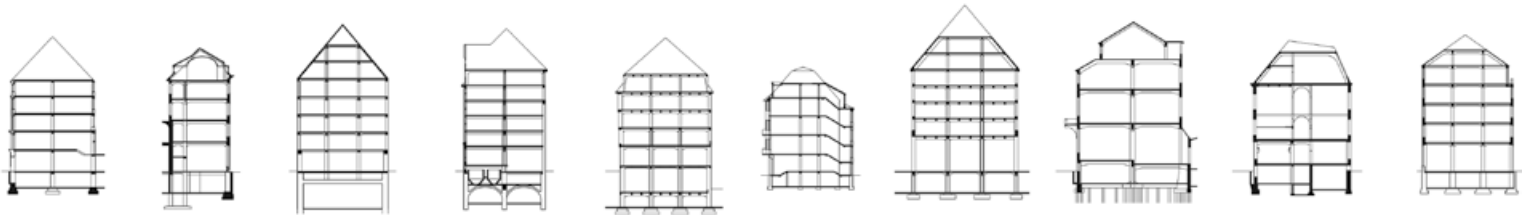
Dokumentation und Analyse  
realisierter Bauwerke im Raum München





Jörg Rehm

# Eisenbeton im Hochbau bis 1918



Dokumentation und Analyse  
realisierter Bauwerke im Raum München

„In München liegt das Feld der  
künstlerischen Ausbildung des Betonbaues  
besonders günstig, weil dort, was unseres  
Wissens sonst nirgends der Fall ist, sehr  
bedeutende Architekten zugleich  
Unternehmer von Betonbauten sind.“

Fritz von Emperger  
In: Handbuch für Eisenbeton,  
2. Auflage, Band 11, Berlin 1915, S. 583-584.

# Eisenbeton im Hochbau bis 1918

Dokumentation und Analyse  
realisierter Bauwerke im Raum München

Jörg O. Rehm

Vollständiger Abdruck der von der Fakultät für Architektur der  
Technischen Universität München zur Erlangung des akademischen  
Grades eines Doktor-Ingenieurs (Dr.-Ing.) genehmigten Dissertation.

Vorsitzender:

Prof. Dr. Andreas Putz

Prüfer der Dissertation:

1. Prof. Dr.-Ing. Rainer Barthel
2. Hon.-Prof. Mathias Pfeil

Die Dissertation wurde am 06.02.2019 bei der Technischen  
Universität München eingereicht und durch die Fakultät für  
Architektur am 15.04.2019 angenommen.

Die Deutsche Nationalbibliothek verzeichnet diese Publikation  
in der Deutschen Nationalbibliografie; detaillierte bibliografische  
Daten sind im Internet über <https://portal.dnb.de> abrufbar.

## Impressum

1. Auflage

Copyright © 2019 der vorliegenden Ausgabe: TUM.University Press

Copyright © 2019 Jörg Rehm

Alle Rechte vorbehalten

Förderung der Forschung durch:

TUM Graduate School

Meitinger Stiftung München

Der Autor hat sich bis Produktionsschluss intensiv bemüht, alle Inhaber von Abbildungsrechten  
ausfindig zu machen. Personen und Institutionen, die möglicherweise nicht erreicht wurden und Rechte  
an verwendeten Abbildungen beanspruchen, werden gebeten, sich nachträglich an den Verlag zu wenden.

Layout und Gestaltung: Jörg Rehm

Layoutrichtlinien der Umschlaggestaltung: Designbuero Josef Grillmeier Munich

Umschlaggestaltung: Caroline Ennemoser

Umschlagabbildung: Bewehrungsführung in einem Unterzug im Deutschen Museum, Aufnahme um 1910  
(Archiv des Deutschen Museums, Reg-Nr. CD 57853)

TUM.University Press

Verlag der Technischen Universität München

Arcisstraße 21

80333 München

ISBN: 978-3-95884-026-3

DOI der digitalen Ausgabe: 10.14459/2019md1468996

[www.tum.de](http://www.tum.de)

# Zusammenfassung

Die vorliegende Arbeit befasst sich mit der Herstellung und Gestaltung von bewehrten Betonbauwerken, wie sie im Raum München bis etwa 1918 entstanden sind.

Bewehrter Beton wurde im 20. Jahrhundert zu einem der wichtigsten Werkstoffe der Bauindustrie. Er steht für vielseitige Verwendbarkeit und hohe Tragfähigkeit. Die Anwendung reicht nur etwa 170 Jahre zurück. Von Patenten zur Herstellung von Gebrauchsgegenständen ausgehend wurden differenzierte Systeme entwickelt, die im Ingenieur- und Hochbau zum Einsatz kamen. Der Eisenbetonbau wurde Sinnbild für eine tiefgreifende Revolutionierung des Bauwesens. Nicht nur die Planung und Bauüberwachung, sondern auch die Durchführung der erforderlichen Arbeiten erfolgten in Arbeitsteilung. Mit dem Betonbau entstanden wirksame behördliche Kontrollsysteme und Normen im Bauwesen.

Der Raum München eignet sich für eine Untersuchung der frühen Phase der Anwendung von Eisenbeton im Hochbau in besonderem Maße. Es entstanden markante großmaßstäbliche Bauwerke, die bis heute stadtbildprägend sind. Die Herstellungstechnologie erforderte intensive Vorüberlegungen durch Ingenieure und ausführende Unternehmen. Die Möglichkeiten des Verbundwerkstoffs inspirierten die damit befassten Planer zu einer veränderten architektonischen Gestaltung. Die Bauweise öffnete den Blick auf die Klassische Moderne in der Architektur.

Durch die umfassende Sammlung und Dokumentation von realisierten Hochbauten, bei denen Eisenbeton verwendet wurde, wird die zunehmende Bedeutsamkeit der Bauweise herausgestellt, die sie im Untersuchungszeitraum einnahm. Ein verbessertes Verständnis der Herstellungsbedingungen und der tatsächlichen, früh geregelten Ausführungsweise wird dazu beitragen, die verbliebenen Zeugnisse für die Zukunft zu sichern.

## Abstract

This thesis deals with the design and construction of buildings made from reinforced concrete which were erected in the Munich region before 1918.

Reinforced concrete became one of the most important materials in the construction industry during the early 20th century. It has a great variety of uses and a high load-bearing capacity. Its application is only 170 years old. In the beginning, basic objects of utility were produced. Soon after, complex systems for use in major civil engineering and building construction projects were developed. Reinforced concrete became the symbol for a revolution in the construction industry, not only in the design of buildings and management of the construction processes, but also in the division of labour. The introduction of reinforced concrete in building construction created the need for new administrative control and regulations.

The Munich area serves as a fruitful region to investigate the early application of reinforced concrete. Spectacular, large-scale buildings were constructed, which remain prominent in the urban landscape today. The new manufacturing technology was developed through design studies by civil engineers and practical experiments by contractors. The possibilities of this composite and sculptural material inspired architects, engineers and contractors to begin a revolution in architectural design, a revolution that opened minds to create classic modern architecture.

The significance of developments in this new construction method are revealed through the exhaustive collection of information and the documentation of many existing reinforced-concrete structures. This analytical approach gives a better understanding of the manufacturing processes and their regulated implementation, that will contribute in the future to the improved protection of any structures that are surviving from this period.





## Vorwort

Für die Eisenbetonbauweise in den Jahren vor 1918 waren Bayern und insbesondere München Zentren der Innovation und Entwicklung. Bedeutende Baufirmen hatten ihren Sitz oder eine Niederlassung in München. Namhafte Ingenieure arbeiteten hier an der Entwicklung allgemein gültiger Regeln für die Bemessung, Herstellung und Ausführung von Hochbauten aus Eisenbeton. Es entstanden in dieser Zeit Bauwerke, die baugeschichtlich und bautechnikgeschichtlich von herausragender Bedeutung sind. Erste Kuppeln und frühe Brückenbauwerke wurden hier errichtet, die allgemein bekannt und bereits verschiedentlich untersucht und dokumentiert wurden. Daneben existieren bis heute zahlreiche Hochbauten, die zwar häufig unter Denkmalschutz stehen, gleichwohl in der Fachwelt wenig bekannt sind. Häufig verhüllen traditionelle oder historisierende Lochfassaden die neuen Eisenbetonskelette. Diese Bauten sind besonders interessant, da sie die Entwicklung von der Verwendung der frühen Patente über die Berücksichtigung neuer wissenschaftlicher Erkenntnisse der Universitäten bis zur Einführung allgemein gültiger Normen widerspiegeln. Sie werden von Jörg Rehm wissenschaftlich untersucht und dokumentiert.

Jörg Rehm ist Architekt mit großer Erfahrung in der Instandsetzung und Erhaltung denkmalgeschützter Bauwerke. Zahlreiche Projekte hat er in verantwortlicher Position begleitet. Dabei machte er die Erfahrung, dass viele Fragen zur Entwicklungsgeschichte des frühen Eisenbetonbaus offen sind, die aber für einen denkmalgerechten Umgang mit den Bauwerken von großer Bedeutung sind. Mit der vorliegenden Arbeit erforscht er den jeweiligen Wissensstand der verschiedenen Akteure, der Planer, der Bauunternehmer, der Behörden und der Bauherren, sowie deren Einfluss auf die Bauweise und Gestaltung der einzelnen Bauwerke.

Das Thema ist nicht nur ein bedeutendes Kapitel der Bautechnikgeschichte, in der in wenigen Jahren Innovationen und Wissenschaft zu Techniken führten, die das gesamte zwanzigste Jahrhundert bestimmen sollten. Es ist auch von großem Wert für die Beurteilung einzelner Bauten. In der Praxis ist es kaum möglich, im Rahmen von Voruntersuchungen, wie sie jeder Maßnahme an einem denkmalgeschützten Bauwerk vorausgehen müssen, derart intensive Archivstudien zu betreiben. Mit den Kenntnissen, die Jörg Rehm erarbeitet und aufbereitet hat, sind viele Fragen zu Entwurf und Konstruktion einzelner Bauten zu beantworten beziehungsweise einfacher zu ermitteln. Einige Detaillösungen können einzelnen Baufirmen zugeordnet werden. Mit der Kenntnis der zur Erbauungszeit gültigen Bemessungs- und Bewehrungsregeln können Erkundungen der Bewehrungsführung zielgerichteter durchgeführt und Rückschlüsse auf nicht einsehbare Bereiche gezogen werden. Auch für die statische Beurteilung, die nach wie vor für jedes einzelne Bauwerk zu erbringen ist, ist es wertvoll zu wissen, welche Annahmen und welche Aspekte zur Erbauungszeit Berücksichtigung fanden und welche nicht.

Methodisch bedient sich Jörg Rehm umfangreicher Archivstudien und – besonders wertvoll – bauforscherischer und bautechnischer Untersuchungen an den noch erhaltenen Bauten. Schon während seiner langjährigen praktischen Tätigkeit als Architekt in der Denkmalpflege, konnte er zahlreiche Befunde zu Konstruktions- und Ausführungsdetails, zu Bewehrungsführungen und Schadensbildern sichern und nun auswerten. Die Ergebnisse werden durch zahlreiche Beispiele belegt und durch Zeichnungen illustriert. Durch die Fokussierung auf den Raum München gelingt eine Konkretisierung und Vertiefung der Thematik. Der dabei gewonnene Detailreichtum ist außerordentlich groß.

Das besondere Verdienst der Arbeit ist die enge Verbindung, die zwischen den vielfältigen Informationen aus den Archivalien einerseits und den konkreten Befunden an den noch erhaltenen Bauwerken andererseits entwickelt und zu einem Gesamtbild dieser wichtigen Epoche der Technikgeschichte gefügt wird.

München im Juli 2019

Rainer Barthel



## Vorwort

München! – Das leuchtende Millionendorf ist keine Großstadt wie jede andere. Über festlichen Plätzen und weißen Säulentempeln, den Frauentürmen wie dem Hofbräuhaus, spannt sich einst wie heute der blauseidene Himmel, und im Hofbräuhaus sitzen Engel zur Rast. Die seelen- und ruhevolle bayerische Metropole ist eben keine Betonwüste wie die kalten preußischen Städte nördlich des Mains – oder?

Natürlich ist – dies würde kein Münchner bestreiten – die Stadt auch eine Kulisse. Das heiter-barocke Bild ist so sehr Produkt des Wiederaufbaus wie Zeugnis der Baukonjunktur um die vorletzte Jahrhundertwende. Die tatsächlichen Konstruktionen bleiben dabei zumeist hinter der vertrauten Maske gegliederter Lochfassaden verborgen. In München steht ein Hofbräuhaus – und es ist aus Eisenbeton. Oder, im ortsüblichen Idiom: „È un ballo in maschera. Splendidissimo!“

Der Baukomplex des Deutschen Museums, die Kuppel der Staatskanzlei, das Hauptzollamt, die großen Kirchenbauten der Gründerzeit, Kaufhäuser und Verwaltungsbauten – Bauten aus Eisenbeton bilden die Bühne für den Einkaufsbummel wie für Behördengänge, Museums- wie Kirchenbesuche. Glücklicherweise steht mit Jörg Rehm ein kundiger Cicerone bereit, der uns einen Blick hinter die Fassade gewährt!

Mit dem vorliegenden Werk gelingt Rehm nicht nur ein wichtiger Beitrag zur Stadtbaugeschichte Münchens, sondern auch zu einem bedeutenden Kapitel der Baukonstruktionsgeschichte. Der Münchner Eisenbetonbau war konstruktiv wie formal innovativ, die Akteure prägten die Entwicklung über den bairisch-nationalen Raum hinaus. Spätere Hauptstadttitel, heimliche wie unheimliche, haben es zwar etwas in Vergessenheit geraten lassen, doch war München wahrhaftig einst eine „Hauptstadt des Eisenbetons“ .

Der Band ist zugleich auch ein Handbuch für die angewandte Denkmalpflege. Unkenntnis der Objekte wie technischen Randbedingungen führen nach wie vor zu vermeidbaren Denkmalverlusten. Begriffe wie „Rundstabarmierung“ oder „Carbonatisierungsfortschritt“ verlieren an Hand kundiger Erläuterung nun ihren bedrohlich-unheilvollen Klang. Ein schätzenswertes Münchner Kulturerbe wird zugänglich und begreifbar – Man sieht nur, was man weiß, und man kann nur erhalten, was man kennt.

Schließlich regt die Untersuchung auch eigene Neugier an. Mit einem Mal gelingt es, ortstypische Phänomenologien, Fassadentypen, Raumgestaltungen im Kontext der Konstruktion zu verorten. Die ganz eigene Ästhetik der Bauten wird von Jörg Rehm mit Bildern und Planzeichnungen so geschickt eingefangen, dass man geradewegs ein Herz aus (Natur-)Stein in der Brust haben muss, um nach der Lektüre nicht jedwede diffuse Abneigung gegen das spröde Material abgelegt zu haben. Und, wer weiß, vielleicht verführt die Lektüre auch dazu, sich selbst auf Entdeckungsjagd auf bisher unbekannte Eisenbetonbauten im Münchner Umland zu begeben?

München im Juli 2019

Christian Kayser



## Danksagung

Es begann alles vor über 10 Jahren, als ich in Bamberg an der Otto-Friedrich-Universität Denkmalpflege studierte. Mein Professor für Bauforschung, Stefan Breiting, gab Referatsthemen zu historischen Bautechniken aus. Mir fiel das Thema Beton bzw. bewehrter Beton zu, mit dem ich zunächst in Zusammenhang mit Bautechnikgeschichte nichts anfangen konnte. Mir schien bewehrter Beton doch recht unhistorisch. Meine Recherchen brachten zudem recht übersichtliche Ergebnisse. Zugleich wurde mir klar, wie wichtig es für die Denkmalpflege ist und meine Idee für eine Forschungsarbeit war geboren. Sie sollte mich nicht mehr loslassen.

Inzwischen wurde sehr viel zu Eisenbeton geforscht und veröffentlicht und das ist eine ausgesprochen gute Nachricht. Ich selbst habe es jedoch ganz explizit bestimmten Personen zu verdanken, dass ich mit meinem Thema zum Beton und Eisenbeton im Münchner Raum nun dieses Buch vorlegen kann. Allen vorangestellt sei Peter Huber, mein Kommilitone aus Bamberg, der sich während seiner Zeit als Volontär im Bayerischen Landesamt für Denkmalpflege an mein bescheidenes Referat erinnerte und mich immer wieder bei Fragen zum Eisenbeton kontaktierte. Mit Burkhard Körner vom Bayerischen Landesamt für Denkmalpflege, der für die Inventarisierung im Raum München zuständig ist, hatte ich, vermittelt durch Peter, intensive und bereichernde Gespräche. Burkhard gab mir viele wertvolle Anregungen und Hinweise. Auch Julia Ludwar vom Bauarchiv des Landesamtes in Thierhaupten sowie Elke Hamacher danke ich für ihre koordinierende Unterstützung und ihre Aufforderung auf der Beton-Fachtagung in Thierhaupten 2016 einen Vortrag zu halten.

Weiterhin möchte ich meinem Mentor Christian Kayser danken, der als einer der wenigen immer an mein Projekt glaubte und mich mit klarem Blick auf das Wesentliche in all den Jahren begleitet hat. In meiner Zeit als Mitarbeiter bei Barthel & Maus, Beratende Ingenieure GmbH, war es Christian, der meine gutachterliche Tätigkeit kritisch und konstruktiv voranbrachte. Er gab mir zusammen mit meinem Doktorvater Rainer Barthel schon früh den Rat, mit Hartwig Schmidt Kontakt aufzunehmen, den ich leider nicht mehr persönlich kennenlernen durfte. Hartwig Schmidt ließ mir aber die bestmögliche Motivation zuteil werden, indem er mir einmal schrieb: „Sie leben und arbeiten in München, lassen Sie die Gelegenheit, dort den Eisenbeton zu erforschen, nicht auf der Seite liegen.“ Diese Gelegenheit eröffnete mir 2014 die Technische Universität München (TUM) in Person von Ludwig Steiger. In seinem Architekturbüro (Fischer + Steiger) arbeitete ich viele Jahre. Nun bot er mir eine Stelle als wissenschaftlicher Mitarbeiter an. Dies machte es mir möglich, meine Forschungen zum Eisenbeton in eine ernsthafte Phase überzuleiten. Die Fakultät Architektur der TUM fördert die Forschung in besonderer Weise. Es ist mir eine große Ehre, dass die Dr.-Marschall-Stiftung der Fakultät die Veröffentlichung meiner Arbeit durch Übernahme eines Teils der Druckkosten unterstützt. Die TUM.University Press, die mein Buch verlegt, leistet wunderbare Arbeit. Ich danke ganz besonders Pia Jaeger und Caroline Ennemoser, die äußerst kooperativ und hilfsbereit das Beste aus meiner Arbeit für den Druck herausholten.

Damit eine über Jahre dauernde Forschungsarbeit erfolgreich sein kann ist die Unterstützung von verschiedener Seite erforderlich. Meinem Doktorvater Rainer Barthel danke ich, dass er meine Arbeit angenommen hat, obwohl ich dafür aus seinem Büro ausgeschieden bin. Auch Helmut Maus danke ich in diesem Zusammenhang für sein großes Verständnis. Joram Tutsch und Matthias Jagfeld, meinen geschätzten Bauingenieurskollegen, danke ich für Ihre Anregungen und ihren Rat in Fragen der statischen Stabilität und des Gleichgewichts. Jürgen Villain hat mich mit seinem Wissen in Sachen Eisenwerkstoffe vorangebracht. Katharina Wenninger danke ich für Ihr engagiertes Korrekturlesen und ihre nie nachlassende Frische. Barbara Berger möchte ich für Ihre Unterstützung bei Fragen zum Layout und zur Software danken. Sie hat mich darüber hinaus durch ihr Forschungsthema „Der Gasbehälter als Bautypus“ auf die wunderbaren bewehrten Betonkonstruktionen im Gaswerk Augsburg aufmerksam gemacht. Oliver Frühschütz von den Freunden des Gaswerks Augsburg stellte mir zahlreiche historische Fotografien zur Verfügung.

Den Eigentümern, Eigentümernvertretern und Verwaltern, die mich in Ihre mir so wertvoll erscheinenden Gebäude gelassen haben und mir oft staunend bei meinen Befundaufnahmen zusahen, gilt mein besonderer Dank. Ihnen möchte ich diese Arbeit widmen. Sie wäre ohne Wert gewesen, wenn ich nicht eine Vielzahl der Gebäude

aus der Nähe untersucht hätte, um deren Zukunft es mir geht. Ich hoffe, dass meine Erkenntnisse dazu beitragen werden, Bauwerke aus Eisenbeton, die bis 1918 und darüber hinaus entstanden sind, besser verstehen und schätzen zu lernen und sie für die Zukunft zu erhalten. In diesem Sinne bin ich auch sehr glücklich, dass sich Mathias Pfeil als Generalkonservator des Landes Bayern bereit erklärt hat, meine Arbeit als Zweitprüfer zu betreuen. Als Vorsitzender der Prüfungskommission konnte ich Andreas Putz gewinnen, der den Lehrstuhl für Neuere Baudenkmalpflege an der TUM innehat.

Eine herausragende Ergänzung zu meinen örtlichen Untersuchungen waren die zahlreichen Unterlagen, die ich in Archiven finden konnte. Für die hilfsbereite Unterstützung, die ich vonseiten der Archivmitarbeiter erhielt, bin ich sehr dankbar. Zu nennen sind das Stadtarchiv München, das Stadtarchiv Augsburg, das Archiv des Deutschen Museums, das Archiv des Baureferats München, die Registratur der Lokalbaukommission München, das Bayerische Staatsarchiv München, das Archiv der Erzdiözese München und Freising sowie das Archiv des evangelischen Kirchengemeindeamtes in München. Im besonderen danke ich dem Archiv des Architekturmuseums der TUM und dessen Mitarbeiterin Anja Schmidt für Ihre Hilfe bei der Suche nach historischen Plänen und Fotografien.

Darüber hinaus gilt mein Dank der Meitinger Stiftung und der Vorsitzenden des Stiftungsrats Cornelia Schmoll, die meine Forschungen speziell zur katholischen Pfarrkirche St. Ursula in München durch eine großzügige finanzielle Förderung ermöglicht hat.

Ein Glücksfall für meine Forschung war auch die Herbert-Schuchardt–Stiftung, die den Lindwurmhof in München verwaltet. Ihre Vertreter, insbesondere Christian Kaut und der Vorsitzende des Stiftungsrats Bernd Unterberger, waren sehr interessiert und hilfsbereit. Die Stiftung finanzierte nicht nur die Digitalisierung von Archivplänen zu diesem besonderen Gebäude, sondern übernahm auch über 60% der Druckkosten dieses Buches.

Sonja von Baranow, der Eigentümerin des sogenannten Hauses Pronath bin ich Dank schuldig für die Einblicke, die sie mir in Ihr Gebäude gewährte und die Planunterlagen, die sie mir überließ. Das Deutsche Museum ist für den Eisenbetonbau bis heute ein Aushängeschild. Dirk Bühler und Peter Kreuzeder waren für mich wichtige und hilfsbereite Ansprechpartner, die auch bei Befundnahmen tatkräftig mitwirkten. Paul Basiner verwaltet mit seiner Stiftung den Nachlass der Bauunternehmung Gebrüder Rank, die in München zahlreiche Bauten aus Eisenbeton realisierte. Ich bin sehr dankbar für seine Hilfe und die Überlassung von Literatur und Unterlagen.

Das Hauptzollamt in München ist eines der größten Gebäude aus Eisenbeton in jener Zeit. Siglinde Franke–Fuchs kennt sich hervorragend in diesem Gebäude aus. Sie hat mir wunderbares Material zur Verfügung gestellt und ist immer wieder bereit, Führungen zu geben. In der Synagoge in Augsburg durfte ich mich mehrfach aufhalten. Auch der israelitischen Kultusgemeinde danke ich von Herzen für ihre Hilfe.

Zahlreiche Mitarbeiter der Staatlichen Bauämter 1 und 2 in München sowie dem Kreisverwaltungsreferat München bin ich dankbar dafür, dass sie mir Zugang in die von ihnen verwalteten Gebäude gewährten, auch während laufender Baumaßnahmen. Ich konnte Befundproben nehmen und Aufmaße erarbeiten. Die Stadtverwaltung von Schwabmünchen überließ mir freundlicherweise Bewehrungspläne ihres Wasserturms.

Dem Statistischen Amt und dem Geodatenservice der Stadt München danke ich sehr für die Überlassung von Daten zur Stadtentwicklung in Form von Plänen und Statistiken.

Doch was wäre ein Forscher ohne den Rückhalt seiner Familie? Ich hätte diesen Berg an Arbeit niemals bewältigen können, wenn nicht meine liebe Frau Henrike mit Geduld und Ausdauer an meiner Seite gestanden hätte. Ihr und meinen beiden Töchtern Hanna und Charlotte, die mich mit dem nötigen Humor in meinem Drang zu forschen begleiteten, danke ich am allermeisten und von ganzem Herzen.

München im August 2019

Jörg Rehm

# Gliederung

Abkürzungsverzeichnis	19
<b>1 Einleitung</b>	<b>21</b>
1.1 Thema, Zielsetzung	21
1.2 Forschungsstand	31
1.3 Methode, Vorgehen	39
<b>2 Grundlagen: Werkstoffe, Konstruktion, Tragverhalten</b>	<b>45</b>
2.1 Definition von Eisenbeton	
2.1.1 Werkstoffe	47
2.1.2 Verarbeitung und Verbundwirkung	51
2.1.3 Abgrenzung zu anderen Bauweisen	54
2.2 Vorbilder und Vorläufer	
2.2.1 Flächige Tragwerke	59
2.2.2 Stabförmige Tragwerke	66
2.3 Tragelemente	
2.3.1 Balken und Stütze	69
2.3.2 Rahmen	74
2.3.3 Decke, Gewölbe und Kuppel	74
2.4 Zusammenfassung	79
<b>3 Bemessung von Eisenbetonbauteilen im Untersuchungszeitraum</b>	<b>83</b>
3.1 Bemessungstheorien	
3.1.1 Zielsetzung	84
3.1.2 Matthias Koenen	85
3.1.3 Karl Wilhelm Ritter	88
3.1.4 Paul Christophe	89
3.1.5 Emil Mörsch	91
3.1.6 weitere Entwicklungen in der Folgezeit	101
3.1.7 Auswirkungen auf die Bauausführung	102
3.1.8 zu besonderen Bauelementen	103



3.2 Bestimmungen	
3.2.1 Werkstoffe	109
3.2.2 Planung und Ausführung	111
3.2.3 Sicherheitsaspekte	115
3.3 Zusammenfassung	123

## **4 Akteure und ihr Einfluss auf die Bauweise** **125**

4.1 Die Rolle der Erfinder	
4.1.1 Voraussetzungen und erste Versuche	126
4.1.2 Stabförmige und ebene Systeme	131
4.1.3 Gekrümmte Systeme	139
4.1.4 Sonderkonstruktionen	145
4.1.5 Sonstige Entwicklungen	148
4.2 Die Rolle der Bauunternehmen	
4.2.1 Patentnehmer	151
4.2.2 Patentunabhängige Entwicklungen	152
4.2.3 Verbandsarbeit	157
4.3 Die Rolle der Materialprüfanstalten	
4.3.1 Zielsetzung	161
4.3.2 Beton	162
4.3.3 Bewehrung	165
4.3.4 Inhaltsstoffe und Wasserzugabe	167
4.3.5 Verarbeitung	170
4.4 Die Rolle der Behörden	
4.4.1 Ministerien, Baubehörden	175
4.4.2 Kommunale Verwaltungen	176
4.5 Die Rolle der Architekten	
4.5.1 Ausgangslage im Untersuchungszeitraum	179
4.5.2 Werkzeuge für eine veränderte Gestaltung	180
4.5.3 Vorboten einer modernen Architektursprache	184
4.6 Zusammenfassung	191

<b>5 Entwicklung im Raum München</b>	<b>195</b>
5.1 Geopolitische Voraussetzungen	
5.1.1 Gesellschaftliche Entwicklung	196
5.1.2 Materialverfügbarkeit	198
5.2 Bauaufgaben	
5.2.1 Infrastruktur	203
5.2.2 Wirtschaft	204
5.2.3 Privatfinanzierte Projekte	206
5.2.4 Sakralbau	208
5.3 Einflussnahme auf die Ausführung	
5.3.1 Unternehmensstrukturen	211
5.3.2 Planende Behörden	215
5.3.3 Prüfende Behörden	216
5.4 Realisierte Gebäude	
5.4.1 Skelettkonstruktionen	221
5.4.2 Binder- und Bogenkonstruktionen	224
5.4.3 Gewölbekonstruktionen	227
5.4.4 Kuppelkonstruktionen	229
5.4.5 Sonstige Anwendungen	230
5.4.6 Vergleichende Übersichten	232
5.5 Ausführungspraxis	
5.5.1 Bewehrungsführung	249
5.5.2 Realisierung	253
5.5.3 Alltag auf der Baustelle	258
5.6 Mängel und Schadensbilder	
5.6.1 Ausführungsmängel	267
5.6.2 Natürliche Alterung	267
5.6.3 Feuchte und Korrosion	270
5.6.4 Rissbildung und Verformung	273
5.7 Risiken für den weiteren Erhalt	
5.7.1 Aus baurechtlichen Gründen	275
5.7.2 Aus schadensbedingten Gründen	277
5.8 Zusammenfassung	285

<b>6 Katalog</b>	<b>291</b>
6.1 Hochbauten	293
6.2 Brücken	437
<b>Schlussbetrachtung und Ausblick</b>	<b>449</b>
<b>Anhang</b>	
Anhang 1 – Leitsätze 1904	457
Anhang 2 – Bestimmungen 1907	473
Anhang 3 – Glossar	497
Anhang 4 – Literaturverzeichnis	499
Anhang 5 – Abbildungsverzeichnis	509
Anhang 6 – Tabellenverzeichnis	525
Anhang 7 – Zum Autor	527

# Abkürzungsverzeichnis

## Archive:

AM: Architekturmuseum München

Bauref.: Archiv des Baureferats München

BSA: Bayerisches Staatsarchiv München

EDA: Archiv der Erzdiözese München und Freising

EKGA: Archiv des evangelischen Kirchengemeindeamts München

LBK: Registratur der Lokalbaukommission München

StadtAM: Stadtarchiv München

StadtAA: Stadtarchiv Augsburg

DM: Deutsches Museum

## Sonstige Abkürzungen:

SBZ: Süddeutsche Bauzeitung

DBZ: Deutsche Bauzeitung

E-Modul: Elastizitätsmodul

kgf.: königlich

MPA: Materialprüfanstalt

TUM: Technische Universität München

JR: Jörg Rehm



# 1 Einleitung

## 1.1 Thema, Zielsetzung

Bayern und seine Hauptstadt München werden bis heute mit ländlicher Gemütlichkeit und Traditionsbewusstsein in Verbindung gebracht. Dies manifestiert sich auch, und vielleicht in erster Linie, in der urigen Wirtshaustradition (*Abb. 3*) und den rauschenden Volksfesten (*Abb. 2*). Noch heute gilt die Stadt als großes Dorf mit ländlichem Charakter, wenngleich dieses Dorf inzwischen 1,5 Millionen Einwohner zählt. Wer würde in diesem Zusammenhang daran denken, dass in München an der Wende zum 20. Jahrhundert Bauwerke aus bewehrtem Beton errichtet wurden, die für die bautechnische Entwicklung national und international von großer Bedeutung waren und am Beginn einer bautechnischen Innovation standen, die das Bauwesen nachhaltig veränderten. Nicht von ungefähr versah Hartwig Schmidt (1942–2016), seinen zweiteiligen Beitrag zur 850-Jahrfeier Münchens im Jahr 2008 mit dem Titel „Vom Hofbräuhaus zum Deutschen Museum“.<sup>1</sup> Bei beiden schon im Titel genannten Bauwerken wurde in erheblichem Maße Eisenbeton<sup>2</sup> verwendet. Beide Bauwerke stehen darüber hinaus stellvertretend für zwei gepflegte Traditionen in München und ganz Bayern: Feiern und Forschen. Schmidt stellte in dem genannten Artikel heraus, dass der Werkstoff Eisenbeton in besonderem Maße das Erscheinungsbild der Stadt München um 1900 prägte. Tatsächlich sind Bauwerke aus dieser Zeit noch

<sup>1</sup> Erschienen in *Bautechnik*, Jahrgang 85, 2008, Heft 11, S. 769-781 und Heft 12, S. 855-864.

<sup>2</sup> Eisenbeton ist heute als Stahlbeton bekannt. Bewehrter Beton wurde aber im deutschen Sprachgebrauch bis in die 1930er Jahre Eisenbeton genannt. Dies hat u.a. mit den verwendeten Eisenwerkstoffen zu tun.



**Abb. 1:** Luftbildaufnahme des Deutschen Museums kurz nach der vorläufigen Fertigstellung 1916 (*Matschoß 1933, S. 51*).



**Abb. 2:** Das Oktoberfest auf der Theresienwiese in einem Gemälde Mitte des 19. Jahrhunderts festgehalten (Dering et.al 2010, S. 41).

heute von markanter städtebaulicher Dominanz. Mit Eisenbeton wurden architektonische Großformen geschaffen. Bewehrter Beton förderte Monumentalität und sollte rasch Eisenkonstruktionen in Zahl und Größe überflügeln.

Es gibt vielfältige Gründe für den Bauboom jener Zeit. München erfuhr um 1900 einen ungeheuren Zuzug (siehe vergleichende Bebauungsdichte in *Abb. 4* und *Abb. 5*). Die Stadt- und Staatsverwaltung stand vor großen Herausforderungen, die es zu bewältigen galt.<sup>3</sup> Der Baustoff Eisenbeton wurde das Mittel, um diese Herausforderungen zu meistern. Zunächst wurde er im Vergleich zu anderen deutschen Städten wie Berlin oder Leipzig etwas zögerlich zum Einsatz gebracht. Fast möchte man sagen, dass dies ja typisch für das behäbige München sei, das traditionell konservativ eingestellt ist. Doch vonseiten öffentlicher Auftraggeber und geschäftstüchtiger Einzelunternehmer wurde die Bauweise gefördert. Die Möglichkeiten des Eisenbetons setzten in den ersten Jahren des 20. Jahrhunderts in München eine Dynamik in Gang, die überregional Aufsehen erregen sollte. Ein Beispiel hierfür ist das Gebäude der Anatomie (*Abb. 6*).

Beton, wie wir ihn noch heute kennen, der mit industriell erzeugtem Portlandzement, später auch unter Zugabe von Hüttenzement, verwendet wurde, hat eine kurze Geschichte. Diese Innovationsphase reichte jedoch aus, um Beton zum Baustoff des 20. Jahrhunderts werden zu lassen. Bewehrter Beton vereint darüber hinaus die besten Eigenschaften zweier Baustoffe und ist ein äußerst effizienter, tragfähiger und widerstandsfähiger Werkstoff. Dieses Potential wurde im ausgehenden 19. Jahrhundert von verschiedenen Seiten erkannt. Mit Bauteilen aus Eisenbeton konnten in überaus wirtschaftlicher Weise große Spannweiten

<sup>3</sup> Vgl. Stadtentwicklung gemäß nebenstehenden Abbildungen.



**Abb. 3:** Das Hofbräuhaus am Platzl um 1897 (Bauer 1982, S. 75).





**Abb. 4: Die Münchener Innenstadt um 1850 ohne Maßstab (Hollweck 1972).**

realisiert werden. Decken aus Eisenbeton wurden hohe Lasten zugewiesen. Vom nutzungstechnisch praktischen Skelettbau aus Eisenbeton war es nur ein kleiner Schritt hin zur Skelettierung bzw. Auflösung von Fassaden. Flachdächer waren ebenso möglich wie dünne, weit auskragende Balkonplatten und freie Deckenränder. Dem entwerfenden Architekten wurden damit neue, gegenüber anderen Bauweisen kostensparende Möglichkeiten des Entwerfens an die Hand gegeben (Vgl. *Abb. 8*). Grundrisse wurden nur noch durch wenige Stützen eingeschränkt und passten sich so den gegebenen Anforderungen an eine flexible Nutzung an. Gewölbe und Kuppeln konnten viel leichter und materialsparender hergestellt werden und erreichten rasch große Spannweiten. Zudem waren die Bauteile weitgehend feuersicher, was der Verbreitung der Bauweise einen enormen Schub gab. Dabei war die Tatsache von entscheidendem Vorteil, dass Eisenbeton gegenüber Eisen allein, nicht nur nicht brennbar ist, sondern auch dem Feuer lange Zeit ohne Einschränkung der Tragfähigkeit widersteht.

Mit Blick auf die Entwicklung in München waren private Unternehmer, staatliche oder kommunale Behörden sowie halbstaatliche Materialprüfanstalten die Wegbereiter der Bauweise. Diese Unternehmen und Behörden übernahmen im ausgehenden 19. Jahrhundert mit bemerkenswertem Weitblick gemeinsam die Aufgabe, für eine rasch wachsende Bevölkerung die notwendige Infrastruktur zu schaffen. Die vorliegende Arbeit greift diese Umbrüche im Bauwesen am Beispiel des Raumes München auf und befasst sich mit Hochbauten, die aus Eisenbeton hergestellt wurden. Anhand der hier dokumentierten Bauwerke soll ein Bewusstsein für die Ausgangslage des Siegeszuges einer Bauweise und Bautechnik geschaffen werden, die bis in die Gegenwart hinein unser gebautes Umfeld maßgeblich prägt. Eine solch eindrucksvolle, städtebauliche Dominante ist das Hauptzollamt an der Donnersberger Brücke (*Abb. 7*).



**Abb. 5: Die Münchener Innenstadt um 1920 ohne Maßstab (Hollweck 1972).**

Der Erfolg des Eisenbetonbaus im Münchner Raum wäre jedoch ohne die empirischen Innovationen in anderen Ländern und Städten nicht möglich gewesen. Der Wissenstransfer wird in der vorliegenden Arbeit deshalb ebenso nachvollzogen und auch die nationalen und internationalen Einflussfaktoren werden analysiert. Es wird der Frage nachgegangen, wie die erfassten Bauwerke im Detail ausgeführt wurden, um Belege für die äußeren Einflüsse nicht nur anhand von Archivalien und verfügbarer Literatur zu sammeln. Archivalien liefern uns jedoch wichtige Hinweise. Welche Entscheidungen wurden im Entwurfs- und Planungsprozess getroffen? Welchen wissenschaftlichen, technischen und rechtlichen Einflüssen waren diese Entscheidungen unterworfen? Mithilfe der an realisierten und noch existenten Bauwerken er-



*Abb. 6: Der Kuppelzwischenraum der Anatomie in München (Foto: JR).*

hobenen Befunde, die unter Berücksichtigung der verfügbaren bauzeitlichen Planunterlagen und rechtlichen Rahmenbedingungen analysiert werden, werden die zeittypischen Bauweisen in Eisenbeton in einer technisch und chronologisch voneinander abgegrenzten Systematik dargestellt und in Vergleich gesetzt zu den Patenten und Normen. Dabei steht die phänomenologische Betrachtung im Vordergrund. Es ist nicht das Ziel der Arbeit, die verfügbaren statischen Nachweise „nachzurechnen“ oder eine statische Beurteilung mithilfe heutiger Bemessungsmethoden zu liefern. Gleichwohl werden die im Untersuchungszeitraum entwickelten Bemessungsmethoden dokumentiert und erläutert. Die statischen Modelle, die man zum besseren Verständnis der ausgeführten Tragwerke zu Hilfe nahm, werden dokumentiert und in die Betrachtung einbezogen. Die bau- und genehmigungsrechtlichen Rahmenbedingungen werden aufgeführt und analysiert.

Die sich daraus ergebenden Konsequenzen und Auswirkungen auf den Alltag auf der Baustelle und in den Planungsbüros werden anhand der verfügbaren Archivalien und der Baubefunde erforscht. Insgesamt wird die gebaute Realität mit den damals existierenden Vorgaben verglichen. Dabei steht die bewehrte, auf Biegung belastete Platte zunächst im Vordergrund, die Ausgangspunkt für die Festlegung von Bemessungsregeln war. Daraus abgeleitet wurde die Bemessung für Balken. Bauweisen wie

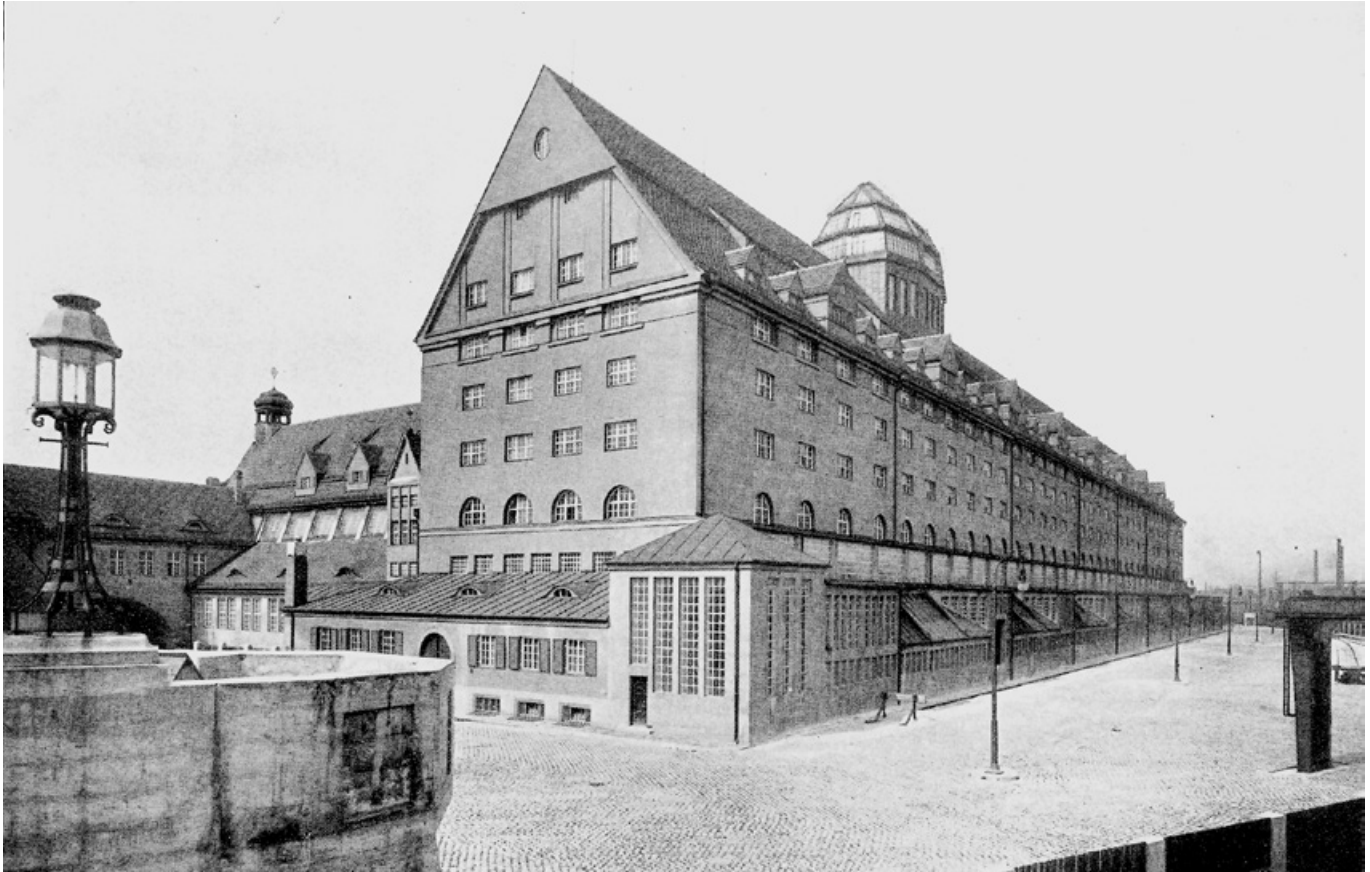


Abb. 7: Die sogenannte Zollhalle mit Glaskuppel des Hauptzollamts in München um 1912 (Zentralblatt der Bauverwaltung 1912, S. 8).

Skelett-, Gewölbe- und Kuppelkonstruktionen konnten mit diesen Regeln zunächst nicht bemessen werden. Deshalb waren die Ingenieure dieser Zeit bemüht, Vorbilder und Modelle zu suchen. Sie zogen beispielsweise Bemessungsmethoden für Rahmen- oder Fachwerkkonstruktionen aus Eisenprofilen heran, die bereits im 19. Jahrhundert verschriftlicht wurden.

Diejenigen Bauwerke, die mit Eisenbeton im Untersuchungsgebiet errichtet wurden, sind in überwiegender Zahl bis heute erhalten. Es werden daher Betrachtungen darüber angestellt, welche Risiken sich für die weitere Erhaltung aus heutiger Sicht ergeben können. Welche Bauwerke oder Bauteile haben die letzten mindestens einhundert Jahre überdauert und in welchem Zustand sind sie heute? Welche Risiken und Einflussfaktoren bestimmen ihren weiteren Erhalt und wie kann Ihre Erhaltung als Teil einer gesamtgesellschaftlichen Aufgabe überhaupt gelingen?

Letztlich bleibt die Frage nach dem künftigen Umgang mit den betreffenden Bauwerken und eventuell bestehenden Schäden. Es ist in diesem Zusammenhang mit der vorliegenden Arbeit nicht beabsichtigt, konkrete Lösungen anzubieten. Es kann dem jeweiligen Eigentümer eines betreffenden Bauwerks nicht die Verantwortung abgenommen werden, sich eine speziell auf sein Bauwerk eingehende gutachterliche Expertise einzuholen. Dies



Abb. 8: Ein dünnwandiges Vordach an einer Laderampe des Hauptzollamts (Foto: JR).



**Abb. 9:** Der Verfasser bei örtlichen Untersuchungen im Kuppelzwischenraum der Vierungskuppel der Pfarrkirche St. Ursula (Foto: Joram Tutsch).

ist von Fall zu Fall individuell erforderlich. Die vorliegende Arbeit stellt ein möglichst umfassendes Wissen zum Thema Eisenbeton im Hochbau, wie er bis 1918 realisiert wurde, zur Verfügung. Dieses wird nach Themenbereiche aufgearbeitet. Die Dokumentation macht klar, wie diese Bauwerke im Untersuchungszeitraum hergestellt wurden. Dazu werden die rechtlichen und wirtschaftlichen Rahmenbedingungen, die Art der Planung und die Ausführungspraxis, die zur Zeit der Errichtung üblich war, aufgezeigt und die jeweiligen Wechselwirkungen analysiert. Die Kenntnis der bauzeitlichen Vorgaben ermöglicht ein verbessertes Verständnis der betreffenden Bauwerke. Es werden damit Grundlagen erarbeitet, die zu einer ganzheitlichen Betrachtung von Hochbauten aus Eisenbeton beitragen, mit deren Hilfe eine differenzierte Beurteilung erfolgen kann und der authentische Erhalt dieser Gebäude, so ist zu hoffen, gelingen sollte.

München eignet sich für eine Untersuchung in besonderem Maße. Das in das wilhelminische Kaiserreich eingegliederte Königreich Bayern entwickelte sich in der Prinzregentenzeit des ausgehenden 19. Jahrhunderts sehr dynamisch und das Königreich blieb in vielen Bereichen des öffentlichen Lebens eigenständig. Der Staat selbst wurde vielfach zum Auftraggeber für große Infrastrukturvorhaben und Verwaltungsbauten (Abb. 10, Hauptzollamt). Darüber hinaus waren in München ortsansässige Bauunternehmen tätig, die auch begabte Architekten in führender Funktion aufzuweisen hatten. So heißt es im Handbuch für Eisenbetonbau, das von Fritz von Emperger herausgegeben wurde: „In München liegt das Feld der künstlerischen Ausbildung des Betonbaues besonders günstig, weil dort, was unseres Wissens sonst nirgends der

Fall ist, sehr bedeutende Architekten zugleich Unternehmer von Betonbauten sind“.<sup>4</sup>

Mit der vorliegenden Arbeit wird ein Werkzeug zur Verfügung gestellt, mit dem der Interessierte bereits dann gewisse Rückschlüsse auf die tatsächliche Ausführung ziehen kann, wenn ihm eine sichere Datierung des jeweiligen Gebäudes gelingt. Mit Blick auf die Art der Ausführungstechnik ist dies auch auf andere in Deutschland noch existente Bauwerke aus Eisenbeton übertragbar. Dabei wird man die jeweilige Ausführung nicht nur anhand der Befunde, sondern auch anhand der Errichtungszeit einem Patent oder aber den jeweils gültigen Bestimmungen zuordnen können.

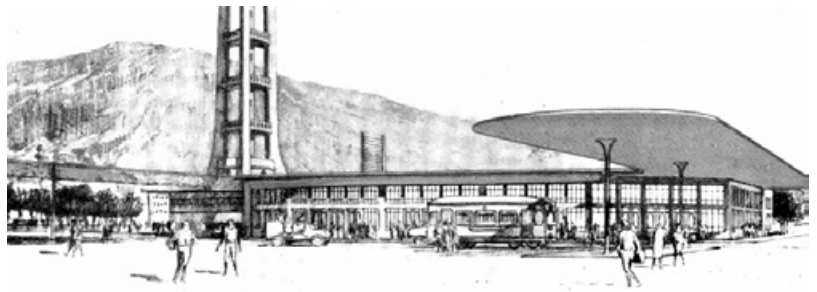
Die Arbeit spricht in erster Linie diejenigen Ingenieure, Architekten, behördliche Mitarbeiter und Eigentümer an, die in der täglichen Auseinandersetzung mit Bauwerken aus Eisenbeton, die bis 1918 errichtet wurden, befasst sind und sich mit deren Erhalt beschäftigen. Für den bautechnikgeschichtlich interessierten Forscher liefert sie einen Überblick über die lokale Entwicklung im Raum München.

---

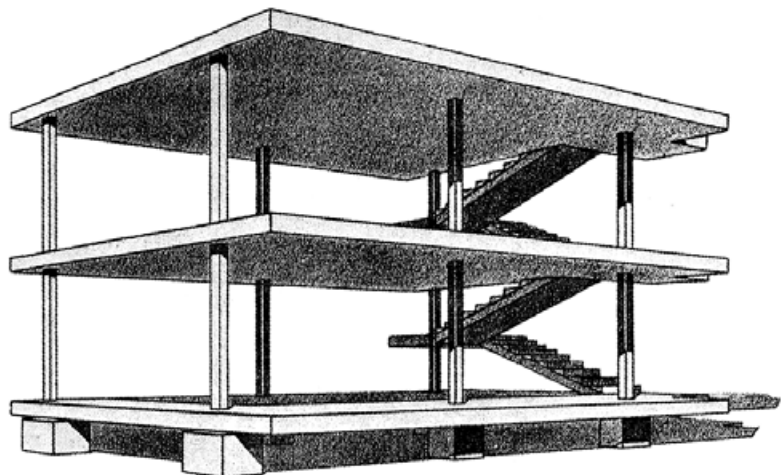
<sup>4</sup> Handbuch für Eisenbeton, 2. Aufl, Band 11, Berlin 1915, S. 583-584; Emperger, Fritz v. (Hrsg.).



**Abb. 10:** Luftbild des Hauptzollamts in München, Donnersberger Brücke. Aufnahme aus den 1950er Jahren (Archiv Hauptzollamt).



**Abb. 11: Entwurf einer utopischen Stadt: Cité industrielle von Tony Garnier um 1904 (Giedion 1928, S. 78).**



**Abb. 12: Dom-ino. Entwurf einer neuen Ausdrucksweise beim Konstruieren mit Stahlbeton (Le Corbusier 1914).**

## 1.2 Forschungsstand

Dem Thema Eisenbeton kann man sich aus heutiger Sicht aus verschiedenen Richtungen nähern: bautechnisch, architektonisch oder auch kunsthistorisch. Ausgangspunkt für die Trennung der Disziplinen war die Etablierung entsprechender Hochschulen für das Ingenieurwesen um 1800 in Frankreich. Die Ausbildung unterschied fortan zunehmend zwischen ingenieurtechnischen und architektonischen Anforderungen der am Bau beteiligten Akademiker, die also einer Spezialisierung zugeführt wurden. Der Generalist Architekt trat in diesem Zuge Aufgaben und Kompetenzen an andere Fachgebiete ab. Architektur und Ingenieurwesen entwickelten sich in der Folge zumindest teilweise eigenständig weiter. Die Verwendung neuer Materialien oder Bautechniken wurde in erster Linie von Bauingenieuren vorangetrieben und waren nicht Gegenstand einer Stilfrage. Eine Architekturdebatte, die den Betonbau zum Thema hatte, wurde folglich tatsächlich erst in den 1920er Jahren ernsthaft geführt, als die Anwendung von Eisenbeton bereits weit verbreitet war und sich etabliert hatte. Der neuartige, aus zwei Materialien bestehende Werkstoff versprach eine neue Architektursprache möglich zu machen, bei der Leichtigkeit wichtiger wurde und das Detail in den Hintergrund trat. Nun wurde wirklich eine Stildebatte geführt und von namhaften Architekten vorangetrieben, die sich einer teils provokanten avantgardistischen Sprache bedienten.<sup>5</sup> Tony Garnier und Le Corbusier, beide aus dem französischsprachigen Raum, traten als Visionäre auf, die die wenigen von Ingenieuren vorgedachten Bauwerke aus Eisenbeton studiert hatten und die Details weiter abstrahierten, um sie in der Architektenschaft bekannt zu machen. Ihre publizierten Visionen bedienten sich des Skelettbbaus und der unterzugfreien, punktgestützten Flachdeckenkonstruktion (Abb. 11 und Abb. 12). Aber auch Architekturkritiker wie Siegfried Giedion<sup>6</sup> nahmen an der Debatte teil und versuchten sich an einer historischen Herleitung der bautechnischen und gestalterischen Entwicklung. Bedeutend blieben jene Gebäude aus Eisenbeton aus der Zeit vor dem Ersten Weltkrieg, die in unmittelbarem Zusammenhang zur Entwicklung moderner Architektur gebracht wurden.<sup>7</sup> Die nächsten Generationen von Architekten sollten sich im Wesentlichen auf die moderne Architekturauffassung der 1920er Jahre berufen.

Die Versuche der Architektenschaft im frühen 20. Jahrhundert mithilfe von Beton tradierte Auffassungen von Fassaden- bzw. Oberflächengestaltung nachzubilden, mussten unter dem Eindruck der tatsächlichen technischen Vorteile und Möglichkeiten des Werkstoffs weitgehend einmalig bleiben. Als Beispiele seien die Garnisonskirche in Ulm (Abb. 15 und Abb. 16) nach Plänen



Abb. 13: Deutsches Museum Südfassade (Foto: JR).

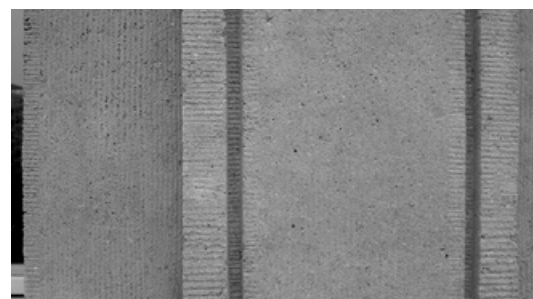


Abb. 14: Deutsches Museum Nordfassade (Foto: JR).



Abb. 15: Garnisonkirche Ulm (Mecenseffy 1911, S. 55).

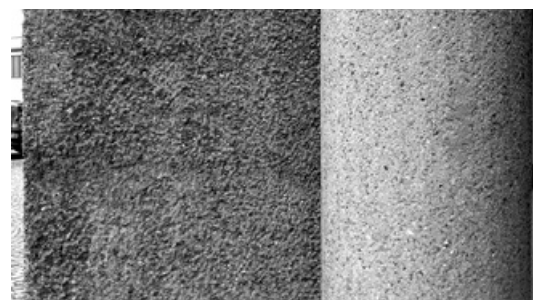


Abb. 16: Garnisonkirche Sichtbeton (Foto: JR).

<sup>5</sup> Als Beispiel sei Le Corbusiers Buch „Vers une Architecture“, 1922 genannt.

<sup>6</sup> Siehe hierzu Giedion, 1928.

<sup>7</sup> Siehe hierzu als Beispiel: Kähler, 2000; Vgl. Abbildungen von frühen Sichtbetonbauten wie der Jahrhunderthalle in Breslau und der Anatomie in München.



## 1.2 Forschungsstand



Abb. 17: Jahrhunderthalle Breslau (Foto: JR).



Abb. 18: Jahrhunderthalle Innenraum (Foto: JR).



Abb. 19: Jahrhunderthalle: Schalungsdetail eines Binders mit Firmeninitialen (Foto: JR).

des Architekten Theodor Fischer oder das Deutsche Museum (Abb. 13 und Abb. 14) nach Plänen des Architekten Gabriel von Seidl zu nennen. Beide Bauwerke wurden als Sichtbetonbauten ausgeführt und belegen eine intensive Auseinandersetzung der Architekten mit dem Werkstoff und seinen gestalterischen Möglichkeiten im Sinne einer formgebenden Schalung und der nachträglichen, steinmetzmäßigen Bearbeitung.

Die Debatte unter den Bauingenieuren wurde dagegen weniger öffentlichkeitswirksam geführt. Zwar entstanden lebhafte Debatten darüber, wer zu welchem Zeitpunkt die entscheidenden Schritte unternommen hatte, bewehrte Betonkonstruktionen bei den Behörden durchzusetzen und realitätsnahe Bemessungsregeln auf den Weg zu bringen, aber diese Diskussionen wurden innerhalb der Fachwelt geführt und müssen heute wieder mühsam nachvollzogen werden.<sup>8</sup> Erschwerend kommt hinzu, dass bis Ende des Ersten Weltkriegs die Verantwortung für die Bemessung bei den ausführenden Unternehmen lag und die verantwortlichen Planer oft im Hintergrund blieben. Es gelang dennoch zahlreichen Ingenieuren, die in Unternehmen tätig waren, sich zu profilieren und u.a. an den Technischen Hochschulen in der Lehre tätig zu werden. Die Verdienste der Ingenieure wurden folgerichtig auch in der zeitgenössischen Literatur gewürdigt und eine gewisse Bekanntheit gefördert.<sup>9</sup>

Die zahlreichen Strömungen im Bauen mit Eisen und Beton in der zweiten Hälfte des 19. Jahrhunderts, man könnte sagen während der Innovationsphase der Bauweise, führten zu großer Verwirrung und zu Unsicherheit in der Fachwelt. Der belgische Ingenieur Paul Christophe war einer der ersten, der 1898<sup>10</sup> mit Genauigkeit und Fachkenntnis einen Überblick schaffte. Dieses Buch wurde 1905 ins Deutsche übersetzt und hatte großen Einfluss auf die Entwicklung hierzulande. Zu einer eingehenden nachgelagerten Aufarbeitung der bautechnikgeschichtlichen Zusammenhänge kam es ab den 1950er Jahren. Peter Collins ging 1959 direkt auf die Verdienste des Erfinders François Coignet ein, der es schon in den 1850er Jahren erstmals wagte, Eisenträger mit Beton zu umhüllen, um sehr widerstandsfähige ebene Decken auszubilden. 1964 gaben die Ingenieure Haegermann, Huberti und Möll in ihren „Beiträgen zur Geschichte des Betons“ ein bedeutsames Buch<sup>11</sup> heraus, das einen guten Überblick über die vorangegangene Entwicklung verschafft. Es war das erste Werk, in dem zahlreiche Protagonisten und Wegbereiter für den Eisen-

8 Stegmann et.al 2017; darin wird auch über den Streit zwischen Matthias Koenen und Gustav A. Wayss berichtet, bei dem es darum geht, wer die Innovationen beim Eisenbetonbau besser vorangebracht habe. Vgl. hierzu Foerster 1929.

9 U.a. Foerster 1929 über Matthias Koenen; Kleinogel 1940 zum 75. Geburtstag von Franz Schlüter etc.

10 Christophe, Paul 1898, 1905.

11 Haegermann et.al 1964: Vom Caementum zum Spannbeton.

beton aufgeführt und die verschiedenen Bauweisen beschrieben wurden. Auch die aufgeführten Beispiele sind gut dokumentiert und inspirieren zu weiteren Forschungen. Frank Newby griff das Thema der internationalen Entwicklung 2001 nochmals auf. Umberto Barbisan und Matteo Guardini gelingt 2007 eine gute Übersicht über das Bauen mit Beton von der Antike bis in die 1960er Jahre. Auch Bernhard Dartsch ist zu nennen, der 1984 eine Dissertation über den „Jahrhundertbaustoff Stahlbeton“ verfasste. Die Festschrift zum 75-jährigen Bestehen des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (75 Jahre DAfStb, 1982) würdigt beispielhaft und anschaulich die Protagonisten des Eisenbetonbaus, geht jedoch nicht auf die Bedeutung der ausgeführten Bauwerke für die Gesamtentwicklung in Architektur und Ingenieurwesen ein. Als sich 1986 die Veröffentlichung der ersten Bemessungstheorie von Matthias Koenen zum 100. Mal jährte würdigten mehrere Autoren diese Leistung.<sup>12</sup>

In der jüngeren Vergangenheit, und dies ist wichtig für die Beurteilung des aktuellen Forschungsstands, entstanden Abhandlungen, in denen systematisch die bekannteren ausgeführten Beispiele zusammengetragen werden. Einige Autoren nähern sich dem Thema aus architektonischen oder kunsthistorischen Erwägungen heraus und erarbeiten Monographien von einzelnen Bauwerken. So fasst Heinrich Habel schon 1982 die Bedeutsamkeit der Kuppel des ehemaligen Armeemuseums in München in einem Arbeitsheft des Bayerischen Landesamtes für Denkmalpflege zusammen und dokumentiert dessen Entstehung. Für die vorliegende Arbeit konnte auf einige weitere Monographien zurückgegriffen werden.<sup>13</sup> Andere Autoren befassen sich mit Erfindern, planenden Ingenieuren bzw. Architekten. Es verwundert nicht, dass bereits seit den 1980er Jahren etliche Veröffentlichungen, in erster Linie über François Hennebique entstanden sind.<sup>14</sup> Die Rolle dieses Unternehmers, der in vielen verschiedenen Ländern tätig war, wurde 2011 in einer Dissertation von Stephanie Van de Voorde für Belgien untersucht. Christian Freigang widmet sich dem Architekten und Unternehmer Auguste Perret und dessen Beiträgen in Frankreich in den ersten Jahren des 20. Jahrhunderts.<sup>15</sup> Weitere Autoren bearbeiten das Oeuvre von verschiedenen Baufirmen, die in Deutschland oder dem näheren Ausland tätig waren. So ist 2014 ein umfangreiches Buch von Knut Stegmann über die Firma Dyckerhoff & Widmann erschienen, in dem zahlreiche ausgeführte Bauten mit kurzen Beschreibungen aufgeführt werden, wie bei-



**Abb. 20:** Das Kaufhaus Oberpollinger in einer Aufnahme von 1931 (Oelwein 2013, S. 167).

<sup>12</sup> Siehe Donath 1986 und Kurrer 1988.

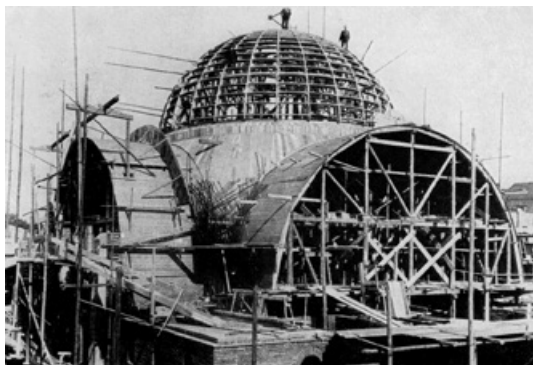
<sup>13</sup> U.a. Sabine Klotz 2001 zur Synagoge in Augsburg; Sibylle Appuhn–Radtke 2013 über die Kirche St. Ursula; Burgmair 2016 über den Lindwurmhof.

<sup>14</sup> Cusack 1987 über Hennebique und Patentnehmer in Großbritannien; Delhumeau et.al 1993 über Hennebique; Nelva 1990 über Hennebique; Bosc 2001 über Monier; Eggermann et.al 2006 über Melan; Salmon 2013 über Kahn–Systeme.

<sup>15</sup> U.a. Billington 1990 über Robert Maillart; Bosc 2001 über Joseph Monier; Oelwein 2013 und Laiblin 2016 über Max Littmann; Steinbock 2017 über Willy Gehler.



**Abb. 21:** Das Liver-Building in Liverpool, das nach System Hennebique 1909 errichtet wurde (Bussel 1996, S. 28).



**Abb. 22:** Schalungsarbeiten an der Synagoge in Augsburg (Haegermann et.al 1964, S. 125).

spielsweise die berühmte Jahrhunderthalle in Breslau (Abb. 17, Abb. 18 und Abb. 19). Cornelia Oelwein nahm sich 2013 die Bauwerke des in München ansässigen Unternehmens Heilmann & Littmann vor (Abb. 20). Auch im europäischen Ausland wurde die Rolle von Bauunternehmen systematisch aufgearbeitet. Bernard Espion veröffentlichte erst 2017 zusammen mit anderen Autoren ein Buch<sup>16</sup> über das Bauunternehmen Blaton, das überwiegend in Belgien tätig war und seit dem frühen 20. Jahrhundert Bauwerke aus bewehrtem Beton, darunter auch Spannbeton zur Ausführung brachten. Von einigen Bauunternehmen sind auch Jubiläumsbände im Eigenverlag entstanden, die wichtige Hinweise zur Identifizierung von relevanten Bauwerken liefern.<sup>17</sup> Umfassender und länder- bzw. firmenübergreifend nahm sich Ferdinand Werner in seinem 2017 erschienenen Buch die Protagonisten und Wegbereiter des Beton- und Eisenbetonbaus vor.

Nach welchen Regeln die verschiedenen Bauunternehmen tatsächlich arbeiteten wird dabei aber oft nicht wirklich klar. Und gerade Erfinder und Unternehmer wie François Hennebique waren darauf bedacht, ihre Geheimnisse zu hüten. Forschende Bauingenieure widmen sich der Frage nach dem „Wie“ ausführlicher. Grundlage ihrer Forschungsarbeiten sind auch, und vielleicht in erster Linie, die zahlreichen zeitgenössischen Veröffentlichungen. So verfasste M. N. Bussel 1996 eine Abhandlung über die Bewehrungsarten, die bis etwa 1914 in England zum Einsatz kamen und führte auch einige ausgeführte Beispiele an, wie das sehr prominente Liverbuilding in Liverpool (Abb. 21). Thomas Jürges wurde über die Bemessung und ihren Einfluss auf die Tragwerkslehre im Jahr 2000 promoviert. Dieses Thema nahm Karl Eugen Kurrer 2016 in seiner Abhandlung über den Einfluss des Stahlbetonbaus auf die Baustatik wieder auf. Lutz Schöne befasste sich in seinem Buch von 2011 mit bewehrten Kuppeltragwerken, die bis 1928 errichtet wurden (ein Beispiel ist die Kuppel der Synagoge in Augsburg in Abb. 22). Sehr ausführlich ist das Buch von Peter Bindseil von 2002, in dem er chronologisch die Entwicklung von Bewehrungsstahl auflistet und mit den jeweils gültigen Vorschriften in Bezug setzt. Dies ist eine sehr gute Ergänzung zu den historischen Bautabellen von Bargmann. In diesem Zusammenhang könnte man die Liste sicher noch erweitern.<sup>18</sup> Eine Sonderrolle nehmen die zahlreichen Deckensysteme, die noch bis in die 1950er Jahre hinein als Patente geschützt waren und zur Ausführung gebracht wurden. Vorgefundene Systemdecken werden hier der Vollständigkeit halber mit aufgeführt.

<sup>16</sup> Espion et.al: Blaton, une dynastie de constructeurs, Brüssel 2017.

<sup>17</sup> U.a. Basiner 2012 über 150 Jahre Gebrüder Rank; Kraft 1951 über 75 Jahre Thormann & Stiefel; Adam et.al über Max Pommer.

<sup>18</sup> Zu nennen wäre z.B. noch Riesel 2012 über Balkenbewehrungen, Seelhofer–Schilling 2008 über Stützenbewehrungen.

Darüber existieren jedoch bereits ausführliche Publikationen.<sup>19</sup>

Das Wissen um die Anfänge des Eisenbetonbaus verdichtet sich gerade in den letzten Jahren deutlich. Es fällt auf, dass die Forschung immer wieder auf einzelne Patentgeber oder einzelne Ingenieure eingeht, was der Sache nicht gerecht wird und dazu führt, dass jeder bei der Untersuchung eines Gebäudes aus Eisenbeton wieder von vorne anfängt, weil er sich nicht im Klaren darüber ist, nach welchen, doch bestenfalls allgemeingültigen Regeln das Gebäude denn nun errichtet wurde.<sup>20</sup> Es ist interessant, diesen Gesichtspunkt näher in Betracht zu ziehen. Eine systematische und vergleichende, also objektive Befunduntersuchung an noch existierenden Hochbauten aus der frühen Phase der Betonbautechnik könnte neue Erkenntnisse liefern. Man wird zu dem Schluss kommen, dass ab einem gewissen Zeitpunkt Bauwerke aus Eisenbeton nach jeweils bestimmten Anforderungen oder Regelwerken ausgeführt wurden. Einen der spätesten Belege für eine Systemanwendung im Skelettbau wurde im sogenannten Haus Pronath gefunden, das 1907 fertiggestellt wurde und auf das noch näher eingegangen wird (Abb. 23).

Die gezielte Suche nach statischen Unterlagen unterstützt das Verständnis des Befundes vor Ort. Auch bauzeitlicher Schriftverkehr bringt Transparenz in die zurückliegenden Planungs-, Genehmigungs- und Ausführungsschritte. Die vorliegende Arbeit ermöglicht mit der Aufnahme betreffender Unterlagen einen Beitrag zum Verständnis der Bauweise und zu einer differenzierten, ganzheitlichen Betrachtung von frühen Eisenbetonbauwerken.

Die Skelettbauweise in Eisenbeton bot eine bautechnische Per-

<sup>19</sup> Z.B. Fischer 2008 über Steineisendecken und Voormann 2005.

<sup>20</sup> Eine Ausnahme stellt das Buch von Christine Rädlinger dar, die 2008 zur Geschichte der Münchner Brücken, u.a. auch Betonbrücken, eine Arbeit verfasst hat. Auch darin wird jedoch der Archivrecherche gegenüber örtlichen Befunderhebungen der Vorzug gegeben.



Abb. 23: Bewehrungsdetail an einem Deckenunterzug im Haus Pronath in München (Foto: JR).

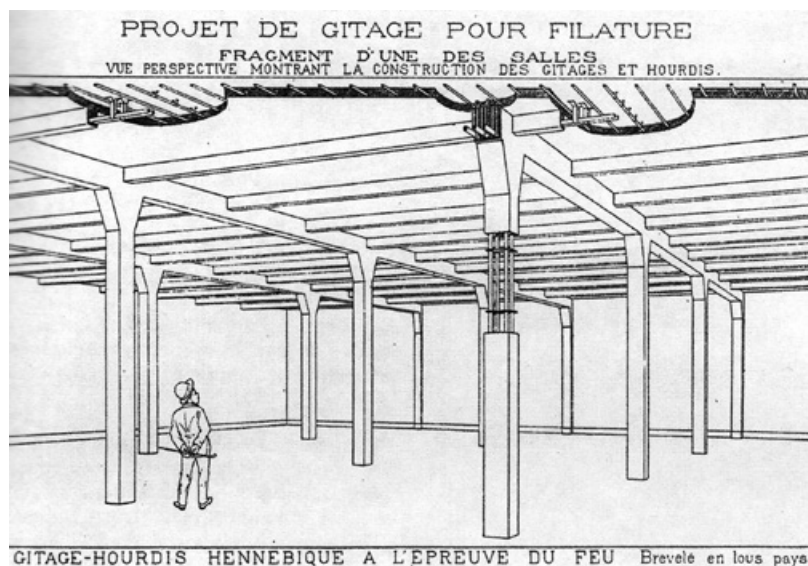


Abb. 24: System Hennebique: das Rahmentragwerk (Simmonet 2005, S. 109).

spektive mit Potential. Die innovative Strahlkraft, die von der Herstellung von monolithischen, räumlichen Tragwerken aus Eisenbeton ausgeht, muss hoch eingeschätzt werden. Für biegesteife Knoten konnten zunächst keine statischen Nachweise geführt werden. Es fehlten Grundlagen oder die Berechnungen waren zu aufwendig. Empirische Versuche mit einzelnen Bauteilen aus Eisenbeton gab es schon seit Lambots Experimenten mit drahtbewehrten Betonbooten in den 1840er Jahren. Den Schritt zu den wirtschaftlichen Skelettkonstruktionen aus Eisenbeton hatte François Coignet in der Mitte des 19. Jahrhunderts vorgedacht. Ab den späten 1890er Jahren – als erstes nach dem System Hennebique – wurden sie tatsächlich errichtet. Hennebique war der entscheidende Impulsgeber für diese Entwicklung (*Abb. 24*).<sup>21</sup>

Für die vorliegende Arbeit stand deshalb im Vordergrund, mehr über die Akteure im Eisenbetonbau in Deutschland herauszufinden. Wie wurden die Impulse aufgenommen und weiter entwickelt? Es wird analysiert, wie Materialprüfanstalten arbeiteten und welchen Einfluss sie auf die tatsächliche Ausführung hatten. Es wird geprüft, wie sich das Misstrauen der Genehmigungsbehörden auf die Baupraxis auswirkten. Welchen Einfluss nahmen sie auf die Planung und welche Überprüfungsinstrumente wurden entwickelt, um die geforderte Qualität der Ausführung tatsächlich zu erreichen?

Die Frage nach der Art der verwendeten Baustoffe ist ein Aspekt, der für die nachträgliche Betrachtung und Beurteilung der untersuchten Bauwerke von großer Bedeutung ist. Auch in diesem Zusammenhang herrscht häufig im Rückblick Unkenntnis über die bauzeitlichen Regeln und auch Misstrauen gegenüber der Qualität der Ausführung und der tatsächlich verwendeten Materialien. Eine Hilfestellung gibt in diesem Zusammenhang Frank Fingerloos, der 2015 einen Bericht über die Bewertung bestehender Tragwerke aus bewehrtem Beton veröffentlichte.<sup>22</sup> Die Art der Bewehrung und die Führung in den Bauteilen wurde im Zuge der vorliegenden Arbeit so oft es möglich war anhand von vorhandenen Befundöffnungen dokumentiert (*Abb. 25* und *Abb. 26*).

Das genannte Misstrauen teilten um 1900 aber im Übrigen auch die Bauaufsichtsbehörden, weshalb die Bemessungsspannungen für Bewehrung und Beton gegenüber damals festgestellten Bruchfestigkeiten deutlich abgemindert wurden. Doch welche Festigkeiten weisen die Baustoffe tatsächlich auf? Auch hierzu wurden im Verlauf der hier dokumentierten Untersuchungen einige stichprobenhafte Versuche unternommen und mit den bauzeitlichen Regelwerken verglichen.<sup>23</sup>

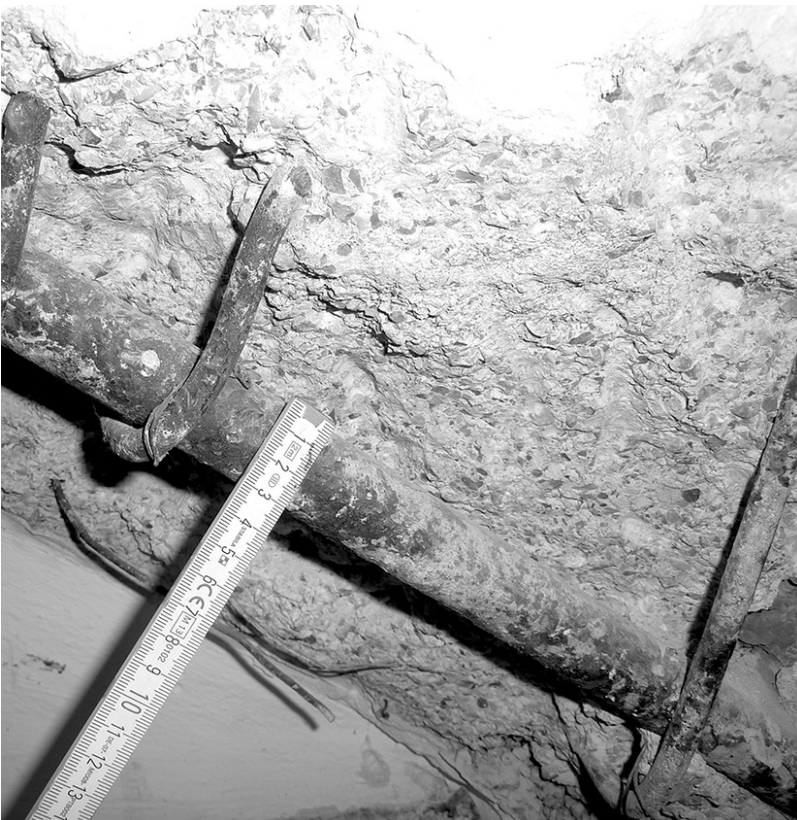
<sup>21</sup> Vgl. Hassler et.al 2004, S. 165-167.

<sup>22</sup> Neben Fingerloos et.al 2015 ist zumindest eine weitere, allgemeiner gehaltene Veröffentlichung zu diesem Thema zu nennen: Ahnert et.al 1996.

<sup>23</sup> Rehm et.al 2018.



**Abb. 25: Verkröpfte Deckenbewehrung, entnommen im Lindwurmhof in München (Foto: JR).**



**Abb. 26: Freigelegte Bewehrung im Flügelbau der TUM an der Luisenstraße (Foto: JR).**



**Abb. 27: Eine Weberei in Frauenalb mit Transmissionen, die an den Eisenbetonkonstruktionen befestigt sind (Mörsch 1912, S. 245).**

### 1.3 Methode, Vorgehen

Um einer repräsentativen Erhebung die nötige Tiefe verleihen zu können, muss zum Thema Eisenbeton umfassendes Wissen gesammelt werden. Der Bogen spannt sich von der Empirie der Patentgeber über die ersten ausgeführten Beispiele bis zur wissenschaftlichen Forschung durch Hochschulen und Materialprüfanstalten. Das Publikationswesen, das in der zweiten Hälfte des 19. Jahrhunderts eine große Breite erreichte, ist ein wirksames Hilfsmittel, die Entwicklungen im Eisenbetonbau kennen zu lernen.

Doch zunächst zur Empirie, ohne die der Siegeszug des Eisenbetons im Bauwesen kaum denkbar gewesen wäre. Im Untersuchungszeitraum wurden weltweit eine Vielzahl von Handlungsanweisungen und Theorien zur Ausführung von bewehrten Betonkonstruktionen entwickelt, die Einfluss auf die regionale bzw. nationale Praxis in Deutschland hatten. Der Wissenstransfer für die Bauweise nach Deutschland erfolgte in den 1880er Jahren in erster Linie aus Frankreich. Der deutsche Bauunternehmer Conrad Freytag übernahm 1884 das von Joseph Monier 1881 in Deutschland angemeldete Patent für Röhren, Behälter und Schalen (Abb. 28).<sup>24</sup> In Deutschland setzte dann nur kurze Zeit später eine kritische Auseinandersetzung mit den Patenten ein. Eigenständige Ideen und ingenieurtechnisches Verständnis führten zu Veränderungen in der Art der Bewehrungsstäbe und deren Führung im Betonbauteil, der Zusammensetzung des Betons sowie zu Überlegungen für eine statische Bauteilbemessung. Diese Überlegungen ermöglichten eine Abgrenzung gegenüber Systemanwendungen. Patentstreitigkeiten prägten dennoch die frühe Phase der Anwendung bis Anfang des 20. Jahrhunderts. Außergewöhnlich an der deutschen Entwicklung ist aber insgesamt die Tiefe der wissenschaftlichen Auseinandersetzung mit dem Thema.

Neben Erfindungen, die durch Patentschriften geschützt wurden, entstanden nämlich verschiedentlich wissenschaftliche Versuchsreihen, bei denen die Funktionen und die Eigenschaften der einzelnen Materialien, aber auch ihr wechselseitiges Zusammenwirken untersucht und in unterschiedlichsten Veröffentlichungen allgemein zur Kenntnis gebracht wurden. Zudem wurden nach und nach Bemessungsgrundlagen erarbeitet. Das reicht von der Ermittlung materialspezifischer Kennwerte bis hin zur Erarbeitung von statischen Modellen und Bemessungstheorien. Alle empirischen Handlungsanweisungen, aber auch wissenschaftliche Theorien erhoben für sich mehr oder weniger einen Anspruch auf Allgemeingültigkeit. Diese Daten werden in der vorliegenden Arbeit zusammengetragen und mit den tatsächlichen Ausführungen in Vergleich gebracht. Aktuelle eigenständige und externe Unter-



Abb. 28: Deutsches Patent von Joseph Monier (Haegermann 1964, S. 69).

<sup>24</sup> Deutsches Reich, Patent N° 14673.



suchungen an entsprechenden Bauwerken werden zu Hilfe genommen.

Unterstützt wurde die Entwicklung der Eisenbauweise im ausgehenden 19. Jahrhundert durch die regionalen Bauordnungen, die zunehmend höhere Anforderungen an den baulichen bzw. konstruktiven Brandschutz stellten. Eine gewollte bauliche Dichte in den Städten legte diese Forderung nahe. Aber auch aus der spezifischen Nutzung der Gebäude leitete sich ein Anspruch auf Sicherheit und hohe Belastbarkeit ab. Werkhallen sollten heller und flexibler nutzbar werden. Erschütterungen und hohe Lasten, die durch schwere Maschinen verursacht wurden, sollten schadensfrei und dauerhaft von der Konstruktion aufgenommen werden (*Abb. 27*). Leicht entzündliche Materialien sollten im Schadensfall nicht zum Totalverlust von Inventar und Gebäude führen.

Es entwickelte sich vor diesem Hintergrund abgesehen von den juristisch ausgefochtenen Patentstreitigkeiten ein reger wissenschaftlicher Austausch, der anhand zahlreicher Veröffentlichungen im Untersuchungszeitraum belegt werden kann. Dieser Austausch fand zunehmend unter Ausschluss der Patentgeber statt und wurde auf eine breite Basis gestellt, die eine breite Kenntnis der Bauweise möglich machte. Aus diesem Grund kam es u.a. in Deutschland folgerichtig zu einer zunehmenden Verdrängung von patentorientierten Ausführungen und schließlich zur Einführung allgemein verbindlicher Regelwerke auf nationaler Ebene. Für die Patentgeber war diese Entwicklung schmerzlich. Joseph Monier verstarb 1906 völlig verarmt und François Hennebique, obgleich wesentlich geschäftstüchtiger, verlor in Deutschland wirtschaftlich an Boden, nachdem seine ehemaligen Patentnehmer eigenständig statische Berechnungen erarbeiteten.

Veröffentlichungen zu realisierten Bauwerken sind von entscheidender Bedeutung für die vorliegende Arbeit. Dadurch können auch unbekanntere Bauwerke identifiziert werden. Veröffentlichungen wurden vonseiten der Verbände und der Bauverwaltung gefördert. Die Industrieverbände brachten z.B. die „Zeitschrift für Eisenforschung“ oder die „Tonindustrie-Zeitung“ heraus. Auch die Architekten und Ingenieure veröffentlichten in regelmäßig erscheinenden Blättern und sorgten so für die Verbreitung von Wissen über die Bauweise. Zu nennen sind die „Deutsche Bauzeitung“<sup>25</sup> und die regionalen Ableger, allen voran die „Süddeutsche Bauzeitung“, die für diese Arbeit von großer Bedeutung ist. Vonseiten der Bauverwaltung erschien seit den 1880er Jahren das „Zentralblatt der Bauverwaltung“. Dieses Blatt geht auf die „Zeitschrift für Bauwesen“ zurück, die erstmals 1851 erschien und in der beispielsweise Wilhelm Schwedler Aufsätze veröffentlichte.

---

<sup>25</sup> Die Deutsche Bauzeitung erschien erstmals im Jahr 1867 und erscheint noch heute.

Eine Sonderrolle nimmt die von Friedrich (Fritz) Ignaz von Emperger (1862–1942) herausgegebene Zeitschrift „Beton und Eisen“<sup>26</sup> ein, die ab 1901 erschien und einen internationalen Anspruch hatte. Emperger war auch Begründer des seit 1906 erscheinenden „Betonkalenders“ und des „Handbuchs für Eisenbeton“. Emperger erreichte ein internationales Publikum.

Um auf die nationale Ebene zurückzukommen wird in der Arbeit auf die Eigenverantwortlichkeit deutscher Unternehmer eingegangen, die sich im Deutschen Beton-Verein zusammenschlossen. Die Mitglieder des Deutschen Beton-Vereins und späteren deutschen Ausschusses für Eisenbeton verabschiedeten 1904

<sup>26</sup> zunächst hieß die Zeitschrift „Neuere Bauweisen und Bauwerke aus Beton und Eisen“. Ab 1942 wurde sie in „Beton und Stahlbeton“ umbenannt.



Abb. 29: Das Deutsche Reich in den Grenzen von 1910 (aus: Putzer – Historischer Weltatlas, 89. Auflage, 1965).

selbstaufgelegte Leitsätze zur Ausführung von bewehrten Betonkonstruktionen. Schon kurz zuvor wurden in Preußen zunächst vorläufige staatliche Bestimmungen eingeführt, die sich weitgehend mit den Leitsätzen deckten.

Aus den nachweisbar chronologisch sich entwickelnden Bemessungstheorien, die in Leitsätzen und Bestimmungen übernommen wurden, lässt sich ein unmittelbarer Einfluss auf die tatsächliche Baupraxis ableiten. Die ablehnende Haltung der Behörden bei der Genehmigung von Hochbauten, ganz oder teilweise in Eisenbeton geplant, löste sich zu dem Zeitpunkt auf, als sich die organisierten Unternehmerverbände selbst nachvollziehbare Standards auferlegten, die die Dauerhaftigkeit und Leistungsfähigkeit der Bauweise gewährleisten konnten. Die in der betreffenden Zeit realisierten Hochbauten belegen diese Entwicklung im Detail. Da dieser deduktive Ansatz nur dann nachvollziehbar bewiesen werden kann, wenn die tatsächliche Ausführung in Betracht gezogen wird, basiert die vorliegende Arbeit darauf, dass eine repräsentative Anzahl von ausgeführten Hochbauten in situ untersucht wurde.

Informationen zu den identifizierten Gebäuden werden zusammengetragen, die Gebäude dokumentiert und nach Zeitraum der Errichtung chronologisch geordnet. Es werden Befunde erhoben und ausgewertet. Die Befundaufnahme erfolgt mit den Methoden der Baudokumentation. Darunter verstehen sich Literatur- und Archivrecherchen, schematische zerstörungsfreie bzw. zerstörungsarme Befundaufnahmen, vergleichende Analysen von Struktur, Maßordnung und Gesamtabmessungen sowie deren Auswertung. Die Befunde werden mit den Leitsätzen bzw. Bestimmungen des Untersuchungszeitraumes verglichen. Doch auch Daten über Bauwerke, die nicht mehr existieren, werden gesammelt, um der Erhebung eine größere Breite zu verleihen.

Bauwerke aus Eisenbeton, die in München entstanden, können dabei als beispielhaft für die deutschlandweite Entwicklung angesehen werden und hatten Vorbildcharakter (z.B. das Gebäude der Anatomie in München, *Abb. 30*). Mit „deutschlandweit“ ist das Deutsche Reich gemeint, wie es von 1871 bis 1918 Bestand hatte (siehe *Abb. 29*). Dies ist deshalb von Bedeutung, da die Leitsätze des Deutschen Beton-Vereins, die 1904 verabschiedet wurden, im ganzen Gebiet des Deutschen Reiches galten und auch die nationale Normung, die ab 1904 vorläufig, ab 1907 für Preußen und ab 1916 für das gesamte Staatsgebiet verbindlich festgeschrieben wurde auf den gesamten deutschen Raum Einfluss hatte.



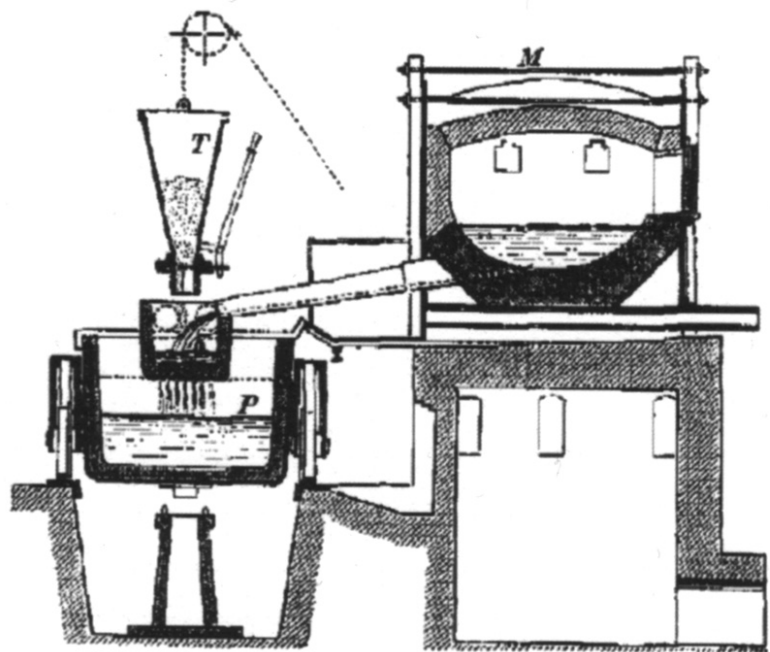
**Abb. 30:** Die sogenannte Anatomie in der Pettenkofer Straße in München (Foto 2018: JR).



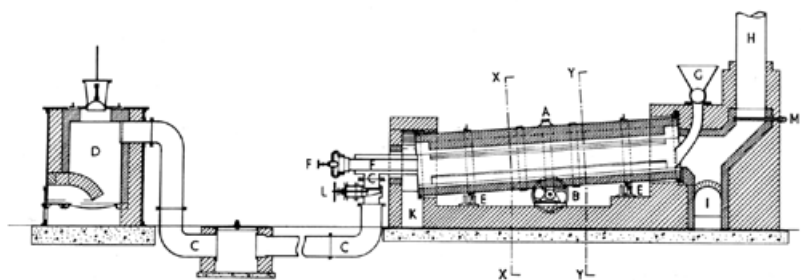
## 2 Grundlagen: Werkstoffe, Konstruktion, Tragverhalten



*Abb. 31: Rundstabbewehrung, gesehen im Lindwurmhof (Foto: JR).*



**Abb. 32: Darstellung eines Martinofens, bei dem die Schlacke zurückgehalten wird und das ausfließende Metall nochmals gefrischt wird (Mehrtens 1891, S. 50).**



**Abb. 33: Schemadarstellung eines Drehrohrofens (Haegermann 1964).**

## 2.1 Definition von Eisenbeton

### 2.1.1 Werkstoffe

Der Begriff Eisenbeton beinhaltet bereits die beiden wesentlichen Inhaltsstoffe Eisen und Beton. Er deutet aber auch darauf hin, dass beide Werkstoffe zu einer gemeinsamen Wirkung gelangen. Beginnt man bei einer Analyse mit dem vorangestellten Begriff Eisen, so lässt sich dieser auf ein Element reduzieren, das im Periodensystem der Elemente unter der Ordnungszahl 26 in die Übergangsmetalle eingeordnet wird. Umgangssprachlich wurde Eisen bis in die Mitte des 20. Jahrhunderts zumeist als übergeordneter Begriff für eisenhaltige Werkstoffe verwendet. Heute ist er in Zusammenhang mit bewehrtem Beton nicht mehr gebräuchlich. Eisenbeton ist aber für den Untersuchungszeitraum der eindeutig richtige Begriff für die Bauweise. Tatsächlich kann zunächst darauf verwiesen werden, dass die Bibliothek der Technischen Universität in München unter dem Suchbegriff Eisenbeton über 900 Treffer ausgibt. Der Begriff ist also relevant. Einleuchtend ist, dass er die beiden Bestandteile eines der heute im Baugewerbe mit am häufigsten verarbeiteten Verbundwerkstoffe benennt: Eisenwerkstoff und Beton. Dies ist auch heute nicht gänzlich falsch. Der Begriff Eisenbeton wandelte sich in Deutschland erst im Verlauf der 1930er Jahre zum Stahlbeton. Dies war u.a. politisch motiviert, hatte jedoch auch damit zu tun, dass die chemische Zusammensetzung für Bewehrungsstäbe verändert wurde.

Der Begriff Eisen wird der im Untersuchungszeitraum verwendeten Bewehrung am ehesten gerecht. Stahl war als Begriff zu jener Zeit zwar bereits definiert und für hochwertige, sprich besonders feste Eisenwerkstoffe gebräuchlich. Aber Stahl hat Eigenschaften, die sich für die Bewehrungsarbeit vor Ort weniger gut eignen, als dies bei Eisen der Fall war. Stahl ist relativ spröde und schwer formbar. Tatsächlich war für den Einsatz als Bewehrung neben Schmiedeeisen im Laufe der Zeit zunehmend ein Eisenwerkstoff gebräuchlich, der handelsüblich als Flusseisen bezeichnet wurde. Der Begriff Flusseisen (heute auch fälschlicherweise bekannt als Flusstahl) wurde im ausgehenden 19. Jahrhundert geprägt. Es wurde per Tiegelofen und später im Besemer- bzw. Thomas-Verfahren oder auch in einem Siemens-Martin-Ofen hergestellt (Abb. 32). Durch Windfrischen wurde es so stark reduziert, dass es kaum noch Kohlenstoff enthielt. Das flüssige und sehr homogene Eisen ist von Schweißisen zu unterscheiden, das aus Eisenschwamm (Luppen) per Frischfeuer oder im Puddelverfahren erzeugt wurde und aufgrund der niedrigeren Herstellungstemperatur eine eher teigige, inhomogene Konsistenz hatte. Schweißisen ist verhältnismäßig heterogen und spröde. Flusseisen besitzt dagegen eine hohe Duktilität, es lässt sich also gut plastisch formen ohne zu reißen. Diese spezifischen Eigenschaften wurden folgerichtig auch in den ersten Bestimmungen für die Ausführung



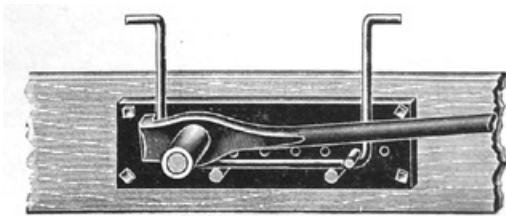
## 2.1 Definition von Eisenbeton



**Abb. 34: Bewehrung nach System Hennebique im ehemaligen Arbeitermuseum in München von 1905 (Foto: JR).**

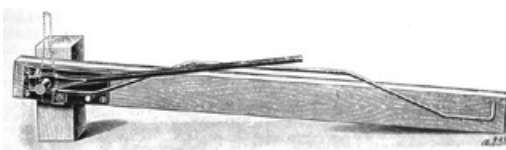


**Abb. 35: Bewehrung nach Leitsätzen im Lindwurmhof in München von 1910 (Foto: JR).**



**Bild 1. Rundeisenbieger für schwächere Eisen.**

**Abb. 36: Rundeisenbiegevorrichtung für dünne Stäbe (Zement und Beton 1908, Nr. 46, S. 725).**



**Bild 2. Rundeisenbieger für stärkere Eisen.**

**Abb. 37: Rundeisenbiegevorrichtung für stärkere Stäbe (Zement und Beton 1908, Nr. 46, S. 725).**

von Eisenbetonkonstruktionen von den Bewehrungen gefordert. Flusseisen wurde seit den 1880er Jahren für die Herstellung von bewehrten Betonkonstruktionen in Deutschland verwendet und in verschiedenen Veröffentlichungen beschrieben.<sup>27</sup> Die Produktion von Schmiedeeisen nahm im Gegenzug bis etwa 1905 so stark ab,<sup>28</sup> dass es nicht mehr für bewehrte Konstruktionen eingesetzt wurde. Damit lässt sich auch ganz klar die Aussage treffen, dass Bewehrungen ab 1904 aus Flusseisen bestanden.

Eisen war auch in anderen Ländern Europas Teil der Begriffsbestimmung. In Frankreich und England war der Begriff Ferroceement im Zusammenhang mit dem Bootsbau geläufig. Er wurde zeitweise auch direkt ins Deutsche als Ferro- oder Eisenzement übersetzt.

Flusseisen und Stahl besitzen eine unterschiedliche chemische Zusammensetzung. Der Kohlenstoffanteil von Flusseisen ist mit weniger als 0,1% sehr gering. Stahl besitzt einen höheren Anteil. Weiterhin ist Flusseisen nicht härtbar. Die Duktilität, also Formbarkeit, hängt in erster Linie vom Anteil an Kohlenstoff ab. Daneben beeinflusst aber auch der Stickstoffanteil in der Legierung die Formbarkeit. Auch dieser Anteil ist im Flusseisen wesentlich geringer als im Stahl. Flusseisen weist auch eine hohe Bruchdehnung von etwa 25% auf. Bei Stahl beträgt sie nur 5 bis 8%. Der Vorteil des Flusseisens gegenüber Stahl bei der Verarbeitung auf der Baustelle liegt auf der Hand. Der Durchmesser der Bewehrungsstäbe war außerdem wichtig. Je geringer dieser Durchmesser, umso leichter konnten die Stäbe in die gewünschte Form gebracht und in die Schalung eingelegt werden (Abb. 36 und Abb. 37). Die Bewehrungsstäbe, die nach System Hennebique vorgesehen waren, hatten bis zu 40 mm Durchmesser und mussten in einer Schmiede warm gebogen werden.<sup>29</sup> Dies ist sicher auch ein Grund dafür, dass die Durchmesser nach wenigen Jahren immer weiter reduziert wurden (Vgl. Abb. 34 und Abb. 35).

Der Begriff Beton hat sich bis heute gehalten. Er wurde durch den Franzosen Bernard de Bélidor (1697–1761) schon 1753 definiert<sup>30</sup> und direkt ins Deutsche übernommen. Er legte die Inhaltsstoffe von Beton fest, die sich aus Wasser, (hydraulischem) Bindemittel und Zuschlägen zusammensetzen sollten. Dabei unterscheidet man den Begriff Zementmörtel von Beton mithilfe des Durchmessers der Zuschläge. Von Mörtel spricht man, wenn die Zuschläge einen geringeren Durchmesser als 4 mm besitzen.

<sup>27</sup> Vgl. Mehrrens im Centralblatt der Bauverwaltung 31. Januar 1891, S. 50.

<sup>28</sup> Helmerich 2005.

<sup>29</sup> Zement und Beton 1908, Nr. 46: Auf S. 725 wird darauf eingegangen, welche Vorzüge die Verwendung von Stäben geringeren Durchmessers haben und wie einfach mit Vorrichtungen oder Geräten diese Arbeit auf der Baustelle erledigt werden kann, wobei auch geringere Kosten bei der Biegearbeit anfallen.

<sup>30</sup> Bélidor 1753.

Die Ursache der Hydraulizität des Bindemittels entdeckte 1755 der Engländer John Smeaton (1724–1792). Er schrieb die spezifischen Abbindeigenschaften von Beton den sog. Hydraulefaktoren zu, die dem Ton innenwohnen (z.B.  $\text{Al}_2\text{O}_3$ ,  $\text{FeO}_3$ ,  $\text{SiO}_2$ ). Im frühen 19. Jahrhundert wies Johann Nepomuk Fuchs (1774–1856) die Ursache der hydraulischen Wirkung von Zement nach.<sup>31</sup> Er war Professor an der Technische Hochschule in München. Solche hochgebrannten Tone können u.a. auch in vulkanischen Gesteinen beinhaltet sein. Als besonders geeignet erkannte Smeaton Kalkgesteine, die einen gewissen Anteil an Ton aufweisen, die er in einem Ofen brannte und anschließend mehlfein zerkleinerte. Er verglich die Abbindefähigkeit des gewonnenen Bindemittels mit dem aus reinem Kalkstein bestehenden Material, das jedoch an der Luft trocknet bzw. erst durch Einlagerung von Kohlendioxid seine Festigkeit erreicht. Damit hielt er fest, was später die Zementindustrie ausmachte: hydraulische Bindemittel können durch Brennen künstlich hergestellt werden, wenn das richtige natürliche Ausgangsmaterial hierfür verwendet wird. Er errichtete 1774 einen gemauerten Leuchtturm bei Eddystone in England unter Verwendung von hydraulischem Kalkmörtel (Abb. 38).

Erst 1796 wurde die Entdeckung Smeatons wieder aufgegriffen. James Parker (vor 1780–nach 1807), der ebenfalls Engländer war, brannte tonhaltiges Kalkmergelgestein aus einem Steinbruch bei London, mahlte es und ließ sich das gewonnene Bindemittel als „Romanzement“ patentieren.<sup>32</sup> Parker stellte dabei bewusst einen Bezug zum römischen opus caementitium her, mit dessen Eigenschaften er seinen Zement verglich. Dieser Zement war frei von Gips und band sehr rasch ab. Noch heute wird Romanzement in geringem Umfang zu restauratorischen Zwecken eingesetzt. Das Material wird in Manufakturen beispielsweise in Rumänien hergestellt. Allerdings erfuhr Romanzement nie eine Normung, sodass die Zusammensetzung und die Eigenschaften des Materials und die Qualität nicht geschützt oder überwacht werden und somit stark schwanken können.

Daneben findet aber bis heute in der Denkmalpflege der Trasszement Verwendung (Abb. 39). Dabei handelt es sich um eine Bindemittelmischung, die auch in DIN 1167 geregelt ist und aus natürlich vorkommenden Tonerden sowie Portlandzement besteht. Der Mörtel wird gerne in der Denkmalpflege verwendet, da er langsamer erhärtet und insgesamt eine geringere Endfestigkeit erreichen sollte, als dies mit herkömmlichem Portlandzement der Fall ist.

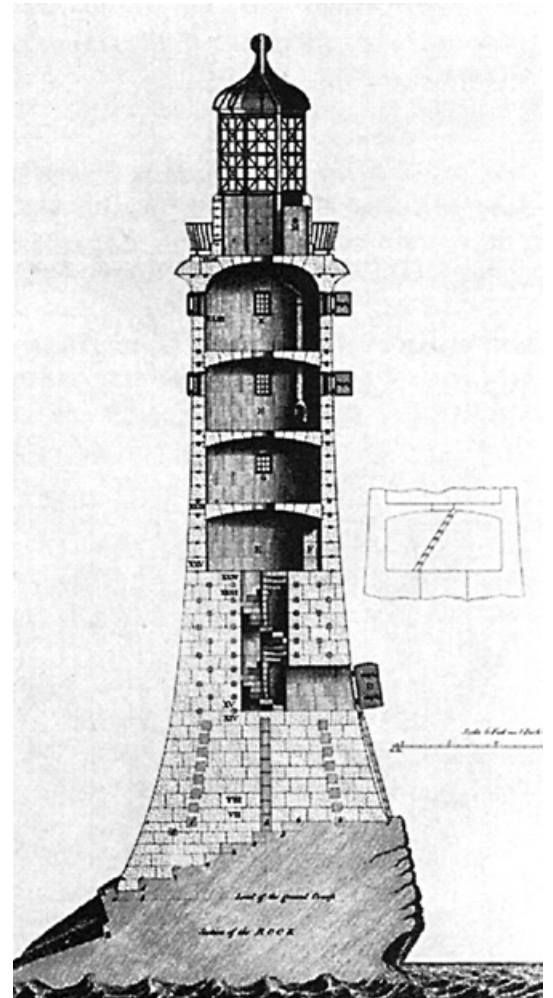


Abb. 38: Eddystone Leuchtturm, Schnittzeichnung von John Smeaton 1759 (Hassler 2010, S. 14).



Abb. 39: Trasszement, hergestellt von der Firma Dyckerhoff. Abgebildet ein Verpackungsbeispiel um 1960 (Haegermann et.al 1964, S. 34).

<sup>31</sup> Werner 2017, S. 29.

<sup>32</sup> Patent N° 2120 von James Parker: "A certain Cement or Terras to be used in Aquatic and other Buildings and Stucco Work".

## 2.1 Definition von Eisenbeton

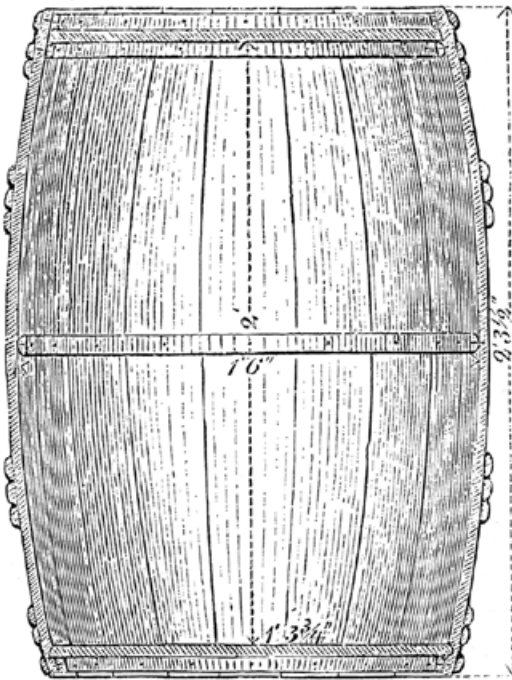


Abb. 40: Fasszement aus England (Haegemann et.al 1964, S. 47).



Abb. 41: Die Stampfbetonbrücke von Louis-Joseph Vicat bei Souillac von 1822 (Bosc et.al 2001, S. 15).

Louis-Joseph Vicat (1786–1861) war ein französischer Ingenieur, der ebenfalls auf der Suche nach einem hydraulisch abbindenden und unter Wasser beständigen Mörtel war. Er ließ hydraulischen Kalk künstlich herstellen und testete ihn.<sup>33</sup> Seine schriftlichen Erläuterungen erregten großes Aufsehen, da er als einer der ersten wissenschaftlich an die Untersuchung der Eigenschaften des Mörtels heranging und als Straßen- und Brückenbauingenieur auch versuchte, die Anwendung des Materials voranzutreiben. So kam hydraulischer Kalk erstmals nicht nur als Mörtel für gemauerte Bauteile zum Einsatz, sondern als Betonmischung für monolithische Fundamente. Diese Anwendung wurde ihm bei der Errichtung der Brücke über die Dordogne bei Souillac zugestanden, die bis 1822 fertiggestellt wurde (Abb. 41).

Der Begriff Beton wurde wie oben beschrieben bereits durch den Militäringenieur und Architekten Bélidor definiert, der die Vorteile des hydraulisch abbindenden Materials kannte und es in der Praxis anwendete. Mit der industriellen Herstellung von Zement verbreitete sich die Verwendung von Zementmörtel für erd- oder wasserberührte Bauteile von England aus auf das europäische Festland. So wurden insbesondere Hafenanlagen schon im frühen 19. Jahrhundert mit Beton befestigt und sogar als quaderförmige Fertigteile für wellenbrechende Uferböschungen eingesetzt.<sup>34</sup> 1824 gelang es Joseph Aspdin als Erstem aus verschiedenen Rohstoffen einen künstlichen, hydraulisch wirksamen Kalk in großen Mengen herzustellen, der den Eigenschaften des von ihm geschätzten Portlandsteins nahe kam und fortan den Begriff Portlandzement prägen sollte (Abb. 40). Aspdins englisches Patent vom 21.10.1824 sah vor, dass Kreidegestein mit Tonschlämmen vermischt, getrocknet und anschließend bei hohen Temperaturen gebrannt wurde. Wörtlich heißt es darin: „Der Schlamm oder Staub von mit Kalkstein gepflasterten Wegen oder, wenn dieses Material nicht in genügender Menge zu haben ist, Kalkstein gebrannt und gelöscht, wird mit einer bestimmten Menge Thon mit Hilfe von Wasser durch Handarbeit oder irgendwelche Maschinen zu einem unfehlbaren Brei vermischt; die plastische Masse wird getrocknet, dann in Stücke zerbrochen und in einem Kalkofen gebrannt; das gebrannte Produkt wird durch Mahlen, Kollern oder Stampfen in Pulver verwandelt, und ist zum Gebrauche fertig“.<sup>35</sup> Aspdin sah also erstmals die freie Mischung der Inhaltsstoffe des Zements vor und konnte so auch frei, je nach gewünschten Eigenschaften des Zements, die Anteile beimischen, die hierfür benötigt wurden. Die Suche nach einem geeigneten Gestein, das die späteren Eigenschaften des Zements vorab festlegte, entfiel damit.

33 Vicat 1818.

34 Holzer 2018.

35 Abgedruckt in: Verein Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten (Hrsg.) 1902.

Es war wohl erstmals der berühmte Berliner Architekt und Baumeister Karl Friedrich Schinkel (1781–1841), der von einer Studienreise, die er um 1826 nach England unternommen hatte, Portlandzement mit nach Deutschland brachte und von der Wirkungsweise des Materials sehr beeindruckt war. Er verwendete beispielsweise bei der Errichtung des Schlosses von Babelsberg zwischen 1833 und 1835 Portlandzement.

Der richtige Anteil von Ton im Bindemittel ist entscheidend für die Fähigkeit des Mörtels, in Wasser zu erhärten. Der tonhaltige Kalk muss bis zur Sinterung, also bis nahe an die Schmelztemperatur, bei 1.400 bis 1.500° C gebrannt werden. Das Ergebnis kann nicht mit Wasser abgelöscht werden, wie dies bei Stückkalk der Fall ist, sondern muss zunächst fein gemahlen und dann mit Wasser vermischt werden. Büsing definiert noch 1912<sup>36</sup> den Portlandzement folgendermaßen: „Portland-Zement ist ein hydraulisches Bindemittel mit nicht weniger als 1,7 Gewichtsteilen Kalk (CaO) auf 1 Gewichtsteil lösliche Kieselsäure (SiO<sub>2</sub>) + Tonerde (Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>) + Eisenoxyd (Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub>), hergestellt durch feine Zerkleinerung und innige Mischung der Rohstoffe, Brennen bis mindestens zur Sinterung und Feinmahlen.“ Die Erfindung des Drehrohrofens war für die massenhafte Herstellung von Zement von großer Bedeutung (Abb. 33).

## 2.1.2 Verarbeitung und Verbundwirkung

Bevor Bewehrungen in den Beton eingelegt wurden, wurde dieser für druckbelastete Bauteile allein als Massenbeton verarbeitet. Hierfür wurde er lagenweise in die Schalung eingebracht und eingestampft, um Hohlräume möglichst zu vermeiden. Stampfbeton war sehr verbreitet. Die einzelnen Lagen waren mit etwa 15 cm von relativ geringer Höhe. Stampfbeton kann auch heute noch anhand der Oberfläche an zahlreichen Bauwerken, beispielsweise am Sockel von Hochbauten aus der Gründerzeit erkannt werden. François Coignet (1814–1888) arbeitete in Frankreich mit Stampfbeton, den er *béton aggloméré*<sup>37</sup> nannte, was so viel wie verdichteter oder gepresster Beton bedeutet und letztlich von gestampftem Lehm abgeleitet wurde. Gestampfter Lehm wurde als *Pisé-Bauweise* 1803 von François Coignereaux (1740–1830) bzw. Jean Baptiste Rondelet (1743–1829) beschrieben.<sup>38</sup> Diese Bauweise regte die Phantasie der Betonbauer an, war der Arbeitsablauf bzw. die Herstellungsweise von Lehm- bzw. Betonbauten in ähnlicher Weise vorstellbar (Vgl. Abb. 42 und Abb. 43). Auch der Gedanke an eine „Bewehrung“ konnte von der *Pisé-Bauweise* abgeleitet werden, wurde dem Lehm doch Stroh o.ä. beigemischt, um die Quersugfestigkeit des Materials zu erhöhen.

36 Büsing, Schumann 1912.

37 Coignet 1861.

38 Coignereaux 1803.

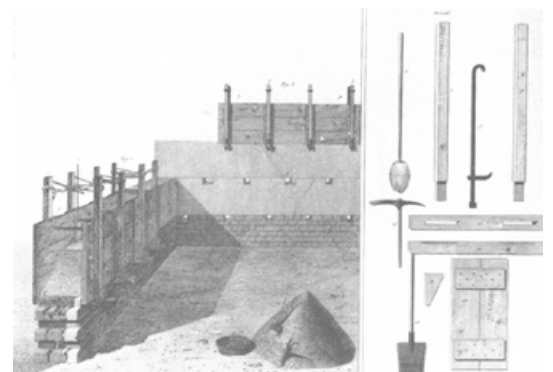


Abb. 42: Schalungs- und Einbringtechnik bei der *Pisé-Bauweise* in einer Darstellung von Rondelet (Haegermann 1964, S. 13).

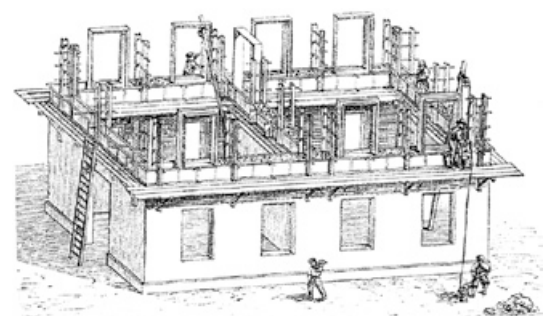
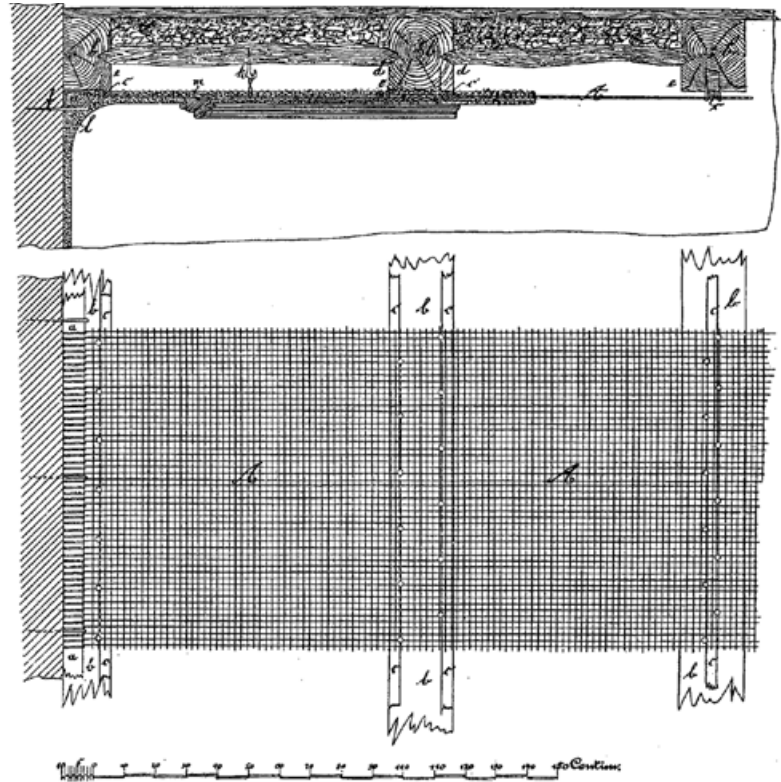


Abb. 43: Baufortschritt an einem Stampfbetonbau um 1870. (Aus Hassler 2010, S. 23; ursprünglich aus Durm, Josef et.al: *Handbuch der Arhcitektur, Dritter Teil, Band 2, Stuttgart 1900, S. 117*).

## 2.1 Definition von Eisenbeton



**Abb. 44:** Auszug aus dem deutschen Patent von Carl Rabitz vom 19.07.1878 mit der N° 3789 für „Feuerfesten Deckenputz unter hölzernen Balken“.

Beton wurde aber zu dem Werkstoff, der die Verbundbauweise Eisenbeton erst möglich machte. Der Drahtputz, wie er schon beim Neuen Museum<sup>39</sup> in Berlin in den 1840er Jahren hergestellt und beispielsweise von Carl Rabitz in zahlreichen Patenten seit den 1870er Jahren beschrieben wurde, war noch eine Bauweise, die als Verkleidung einer Primärkonstruktion gedacht war (Abb. 44). Damit ließ sich die Feuersicherheit von Holz- und Eisenträgern oder -stützen deutlich verbessern. Die Verkleidungen wurden aber gemäß der Patentschriften von Rabitz nicht zwingend mit hydraulisch abbindenden Mörteln ausgeführt.<sup>40</sup> Eisenbeton konnte dagegen sehr viel mehr Wünsche von Bauunternehmen, Bauherren und Behörden erfüllen. So waren denn auch neben der Feuersicherheit die Eigenschaften Wasserfestigkeit, Wirtschaftlichkeit, Druck- und Zugfestigkeit etc. Schlagworte, mit denen die Bauweise beworben wurde. Die wichtigste Voraussetzung für eine witterungsunabhängige, dauerhafte Verbindung von Beton mit Eisen war aber die basische Eigenschaft des Betons, die das von ihm umhüllte Eisen vor Korrosion schützt und eine innige Verbindung (durch Adhäsion) mit diesem eingeht. Diese basische Eigenschaft verliert der Beton jedoch mit der Zeit durch die Einlagerung von Kohlendioxid aus der Luft (Karbonatisierung oder Versteinerung).

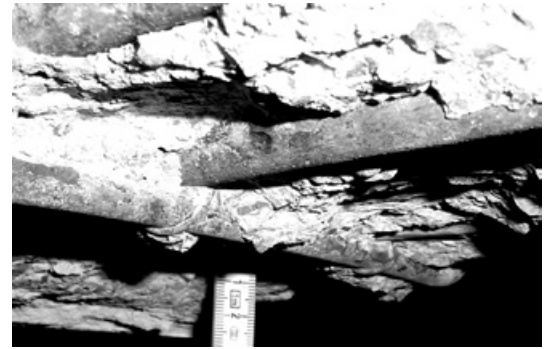
<sup>39</sup> Lorenz 2014, S. 47-48.

<sup>40</sup> So nennt Rabitz in seinem deutschen Patent N° 3789 von 1878 die Putzbestandteile Kalk und Gips. Auch die Applikation des Mörtels, der in mehreren Lagen von unten durch das Drahtgeflecht gedrückt wurde, entsprach nicht der Verarbeitungsmethode von Beton, der zudem Zuschläge größeren Durchmessers beinhaltet.

Der deutsche Begriff Eisenbeton, der sich bis etwa 1940 gehalten hat, hat sich erst nach und nach herausgebildet. Wie oben bereits erwähnt, war der aus dem Französischen stammende Begriff Ferrocement auch hierzulande gebräuchlich. Joseph Monier nannte in seinen Patenten die Eisenbetonbauweise auch „système de constructions en ciment et fer“. Das Eisen war dagegen in verschiedenen anderen Veröffentlichungen und Patentanmeldungen in der begrifflichen Definition nicht beinhaltet. François Hennebique nannte seine Bauweise beton armé, also „bewehrter“ Beton. In England wird bis heute der Begriff reinforced concrete verwendet, was letztlich so viel wie verstärkter Beton bedeutet.

In Deutschland nutzte man noch zu Anfang des 20. Jahrhunderts den Begriff Betoneisenbau und legte damit ebenfalls den Schwerpunkt auf den Beton, den man innerhalb des Wortes vorne anstellte. Auch die erste Auflage des von Emil Mörsch herausgegebenen Buches zum bewehrten Betonbau von 1902 hatte den Titel „Der Betoneisenbau – seine Anwendung und Theorie“. Da die Systeme von Joseph Monier in Deutschland seit den 1880er Jahren sehr verbreitet zur Ausführung gebracht wurden, hielten sich außerdem die Begriffe Monierbauweise und für die Bewehrung Moniereisen bis weit in das 20. Jahrhundert hinein. Der Begriff Armierung, wie ihn Hennebique prägte, ist bis heute gebräuchlich.

Emil Mörsch definierte Eisenbeton folgendermaßen: „Als Konstruktionen aus Eisenbeton werden alle jene Konstruktionen bezeichnet, welche derart aus Portlandzementbeton in Verbindung mit Eisen hergestellt werden, daß beide innig miteinander verbundenen Elemente zu gemeinsamer statischer Wirkung gegen äußere Beanspruchungen gelangen können“.<sup>41</sup> Sichere Hinweise für die Beurteilung, was Eisenbeton ist, liefern auch die ersten Bestimmungen für die Ausführung von Konstruktionen aus Eisenbeton bei Hochbauten von 1904 bzw. 1907. Hier werden dem Beton und den Eiseneinlagen differenzierte Eigenschaften zugewiesen. So wird ausgeführt, dass der eine Baustoff ohne den anderen nicht auskomme. Die jeweils besten Eigenschaften werden bewusst genutzt und deren notwendiges und förderliches Zusammenwirken herausgestellt. Die gemeinsame statische Wirkung von Beton und Eisen wird also besonders hervorgehoben. Damit begründet sich die Wirtschaftlichkeit der Bauweise. Die Bewehrung sollte statisch gesehen die Zugkräfte, der Beton die Druckkräfte aufnehmen. Das jeweils andere Material wirkt der Zerstörung des anderen entgegen. Diese deterministische Festlegung wurde in Deutschland erstmals 1886 durch Matthias Koenen getroffen und in der sog. Monierbroschüre<sup>42</sup> 1887 veröffentlicht. Die gemeinsame Wirkung ist die Voraussetzung für die bei richtiger Anwendung hohe Beanspruchbarkeit auf Biegung.



**Abb. 45:** Tragbewehrung und Bügel wurden an diesem Deckenbalken nur teilweise mit dünnen Bindedrähten verbunden. Befundöffnung im Lindwurmhof (Foto: JR).

41 Mörsch 1906, S. 1.

42 Wayss 1887.

## 2.1 Definition von Eisenbeton

Mit Blick auf die Verarbeitung stellte das Hinzufügen von Eisen zum Beton eine große Herausforderung dar. Das Einstampfen des Betons funktionierte nicht mehr, da die Bewehrung im Wege war. Dies hatte zur Folge, dass man den Wasseranteil in der Betonmischung erhöhte, damit der Beton fließfähig wurde. Weiterhin behalf man sich mit Stochern und Schlagen gegen die Schalung. Druckluftbetriebene Rüttler wurden erst um 1910 entwickelt. Darauf wird in den Kapiteln 4 und 5 näher eingegangen.

### 2.1.3 Abgrenzung zu anderen Bauweisen

Will man Eisenbeton von anderen Bauweisen abgrenzen, so muss man die verwendeten Ausgangsstoffe genau betrachten. Eisenbeton setzt sich also aus relativ zugfesten, aber wegen des geringen verwendeten Durchmessers biegeweichen, zumeist runden Bewehrungsstäben einerseits und sehr druckfestem, aber sprödem Beton andererseits zusammen. Die Bewehrungsstäbe, auch wenn sie zu Körben verbunden werden, sind normalerweise nicht eigenständig tragfähig. Das liegt schon daran, dass die Verbindung höchstens aus einfachen Drähten besteht und nicht dauerhaft ist, sondern ein herstellungstechnisch bedingtes Provisorium darstellt. Das Eisen wird zudem sehr bewusst auf seine geforderte Zugfestigkeit hin geringmächtig dimensioniert und an ganz bestimmten Stellen eines Bauteils eingesetzt. Das Binden eines sogenannten Bewehrungskorbs war die Idee von Joseph Monier. (Abb. 46). Hennebique ließ in seinen Konstruktionen selbst die Bindedrähte weg (Abb. 47). Der Beton kann für sich allein genommen zwar hohe Druckkräfte aufnehmen, ist aber auf Biegung oder Zug schadensanfällig. Schafft man es, das fragile Bewehrungsgerüst in der Schalung in die optimale Position zu bringen und mit Beton vollständig zu umhüllen, erreicht man eine wirksame Ergänzung beider Stoffe.

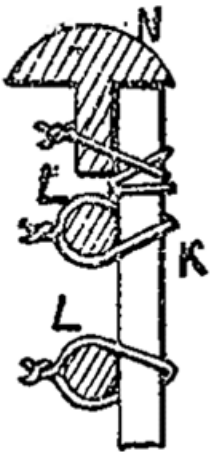


Abb. 46: Typisches Detail nach Monier, das die Verbindung der Einzelstäbe mit Bindedrähten zeigt (Deutsches Patent N° 14673).

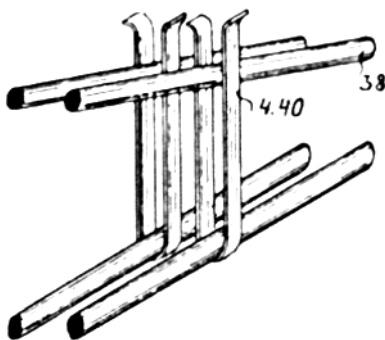


Abb. 47: Typisches Detail nach Hennebique, das zeigt, wie Tragbewehrung und Bügel ineinandergesteckt werden (Patent N° 223546).

Älter sind solche Konstruktionen, bei denen Eisenbauteile und Beton zwar gemeinsam verarbeitet werden, aber streng genommen nicht als Eisen- oder Stahlbeton bezeichnet werden sollten, weil sie eben nicht zu einer gemeinsamen Tragwirkung gelangen. Entweder werden Profile aus Eisen oder Stahl verwendet, die eigenständig tragfähig sind und den Beton nur als Schutzhülle oder Füllung benötigen oder es wird gar kein Beton verwendet, sondern vielmehr ein Mörtel, der entweder zu geringmächtige Zuschlagsstoffe aufweist oder aber gar keine hydraulischen Eigenschaften besitzt.

Schauen wir uns also einige solche Konstruktionen etwas genauer an. Der Erfinder Joseph Monier verwendete beispielsweise in seinen Konstruktionen häufig Eisenprofile, die einen Behälterrand bei seitlichem Anprall vor Verformung schützen sollten, also durchaus in einem größeren Maße Biegekräfte aufnehmen und

für sich betrachtet bedingt steif waren. Auch seine Biegebalkenbewehrung ist eigenständig tragfähig. Beton war für Monier das Mittel, um seine Bauteile (Körbe, Röhren etc.) wasserdicht oder wasserfest zu machen. Die Standsicherheit stellte er durch die Drahtgeflechte mit gezielten Verstärkungen durch profilierte Eisenträger her (Abb. 48).

Die Verwendung von Eisenprofilen war sehr verbreitet. Es lohnt deshalb ein genauerer Blick auf eines der Bauwerke nach System Monier in München, das später noch genauer untersucht wird. Die Kuppel des ehemaligen Armeemuseums am Hofgarten besitzt ein Grundgerüst von T-Profilen in Meridianrichtung und in Richtung von Parallelkreisen, die im Bereich der Laterne in einem Druckring aus einem L-Profil enden und unten auf einem Zugring aus einem U-Profil lagern (Abb. 49). Diese Konstruktion ist für sich gesehen und für den Abtrag von lotrechten symmetrischen Lasten standsicher. Für asymmetrische Lasten benötigt es aber zusätzlich den Beton, der in die trapezförmigen Gefache bzw. Felder der Eisenkonstruktion eingefüllt wird und die Kuppelkonstruktion aussteift und somit wirklich standsicher macht. Es kann deshalb durchaus von Eisenbeton gesprochen werden, obwohl profilierte Eisen verwendet wurden. Das Beispiel zeigt aber auch, dass die Definition von Eisenbeton gar nicht so leicht fällt, wie man zunächst denken mag.

Dagegen sind Konstruktionen nach dem System von Carl Rabitz nicht den Eisenbetonkonstruktionen zuzuordnen. Einerseits verwendete Rabitz einen Kalkmörtel, der nicht hydraulisch abband, andererseits waren seine Konstruktionen als Verkleidungen von Primärkonstruktionen gedacht. Sein Drahtputz war nicht eigenständig tragfähig. Nur in Ausnahmefällen verwendete er drahtbewehrten Putz als leichte Trennwände oder als gewölbte Deckenkonstruktionen mit geringer Spannweite. Der von ihm verwendete Mörtel wirkte nur wenig adhäsiv und ging in geringem Maß einen Verbund mit dem Drahtgeflecht ein. Außerdem dürfen per Definition die verwendeten Zuschlagsstoffe eines Betonmörtels nicht weniger als 4 mm Durchmesser aufweisen, was bei Rabitz aber der Fall war. Ist der Durchmesser kleiner, kann streng genommen nach der noch heute gültigen Definition durch Bélidor nicht von Beton gesprochen werden.

Wichtig ist außerdem, sich klar zu machen, dass Eisenbeton ein Material ist, dass durch die separate Herstellung einer Schalung in Form gebracht werden musste, während eine Drahtputzkonstruktion allgemein durch händische Applikation des Putzes auf ein zuvor nach Wunsch geformtes Drahtgewebe oder -gitter hergestellt wird. Das Aufspritzen des Mörtels auf ein Stabwerk aus Bewehrungselementen wurde erst sehr viel später möglich und erstmals von der Firma Torkret um 1920 zur Ausführung gebracht.

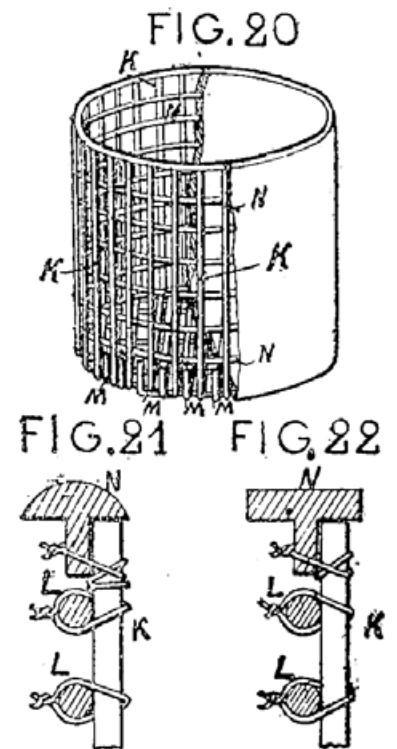


Abb. 48: Auszug aus Moniers Schweizer Patent N° 1229 vom 15.07.1889: „Système de construction en ciment et fer“.

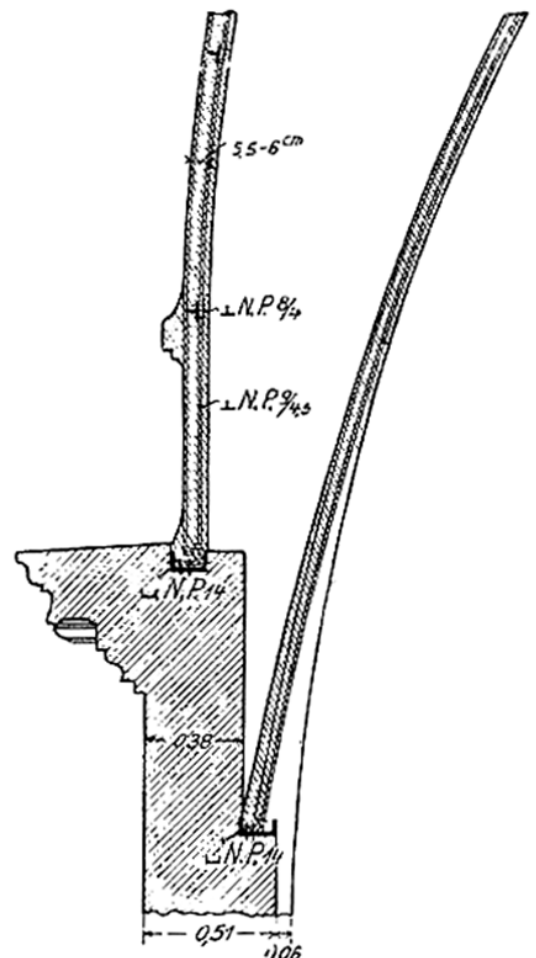


Abb. 49: Ausführungsdetail der zweiteiligen Kuppel des ehemaligen Armeemuseums (Mörsch 1912, S. 453).



## 2.1 Definition von Eisenbeton

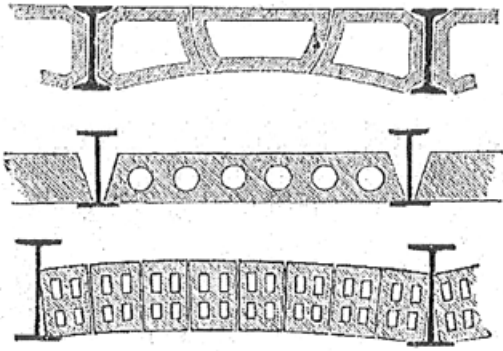


Abb. 50: Französische Hohlstein-Decken um 1880, die letztlich ebenfalls Kappendecken referenzieren (Voormann 2005, S. 836).

Dennoch wurden flächige Tragwerke aus Eisenbeton schon vor 1920 ohne Schalung hergestellt, wie das Beispiel der zentralen Kuppel des Anatomiegebäudes in München zeigt, bei der der Beton wie bei Drahtputz auf die Bewehrung aufgestrichen wurde (Abb. 53).

Für die Systeme, die nach Koenens Spannungszuweisung entstanden sind, ist der typologische Begriff Eisenbeton ohne Ausnahme anwendbar. Bei vielen Deckensystemen wird man aber genauer hinschauen müssen. Eine verbreitete und auch recht tragfähige Deckenkonstruktion war die Stahlträgerverbunddecke, die seit wenigstens den 1880er Jahren bis weit nach dem 2. Weltkrieg in Deutschland verbreitet zur Ausführung gebracht wurde. Man kann diese Deckensysteme mit preußischen Kappendecken vergleichen, deren Kappen mit Beton statt mit Mauerziegeln hergestellt wurden (Abb. 51). Die Felder zwischen den zumeist als Doppel-T-Profil eingelegten Trägern wurden mit unbewehrtem Beton vergossen. Der Abstand der Träger bemisst sich dabei in Abhängigkeit der aufzunehmenden Lasten nach der einschreibbaren Stützlinie des Betonquerschnitts zwischen den Trägern. Die Träger und der Betonstreifen bedingen sich jedoch nicht gegenseitig. Die Träger dienen als Auflager für die Kappen, der Beton bildet als Füllung ein einfach gekrümmtes Gewölbe aus, das auch flach sein kann, solange sich die Stützlinie innerhalb des Querschnitts befindet (vgl. Abb. 52). Es handelt sich also nicht um Eisenbeton. Sehr viele andere Deckensysteme, die seit den 1890er Jahren zum Patent angemeldet und zur Ausführung gebracht wurden, funktionieren nur mithilfe übergeordneter Bauteile und verwässern den Begriff Eisenbeton.

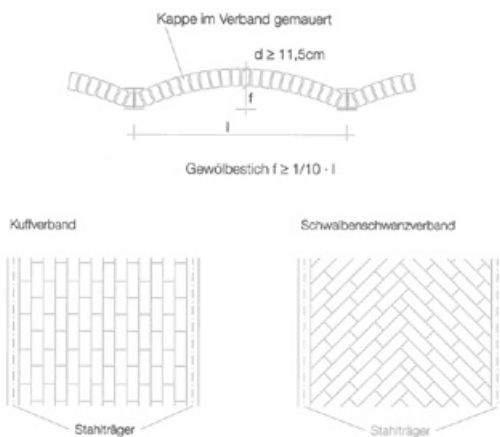


Abb. 51: Ausführung eines gemauerten Kappengewölbes (nach Pfeiffer et.al 2001, S. 140).

Auch zahlreiche andere Massivdeckensysteme entstanden im letzten Drittel des 19. Jahrhunderts. Viele davon wiederum unter Zuhilfenahme von Doppel-T-Trägern, zwischen die beispielsweise Hohlsteingewölbe eingefügt wurden. Friedmar Voormann hat hierüber einen ausführlichen Artikel verfasst (Abb. 50).<sup>43</sup>

Es ist interessant, dass genau diese Konstruktionsweise nach Vorbild einer preußischen Kappe der Ausgangspunkt für die definierte Eisenbetonbauweise wurde. Joseph Monier selbst schlug

<sup>43</sup> Voormann 2005, S. 836-840.

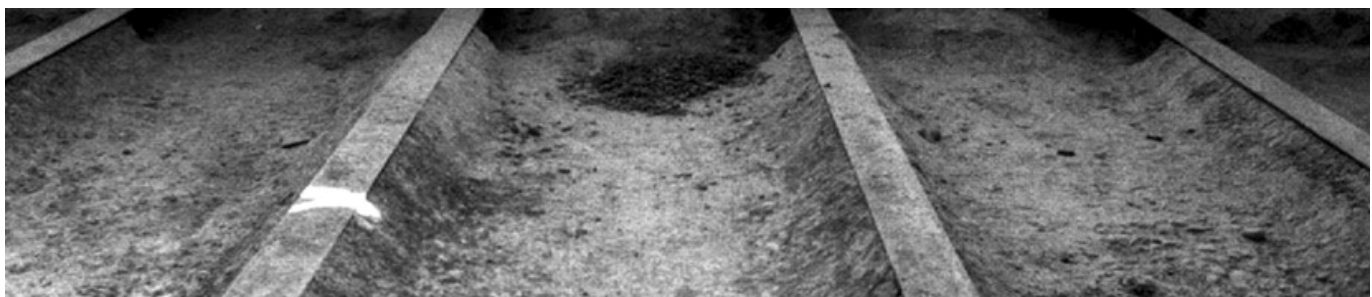
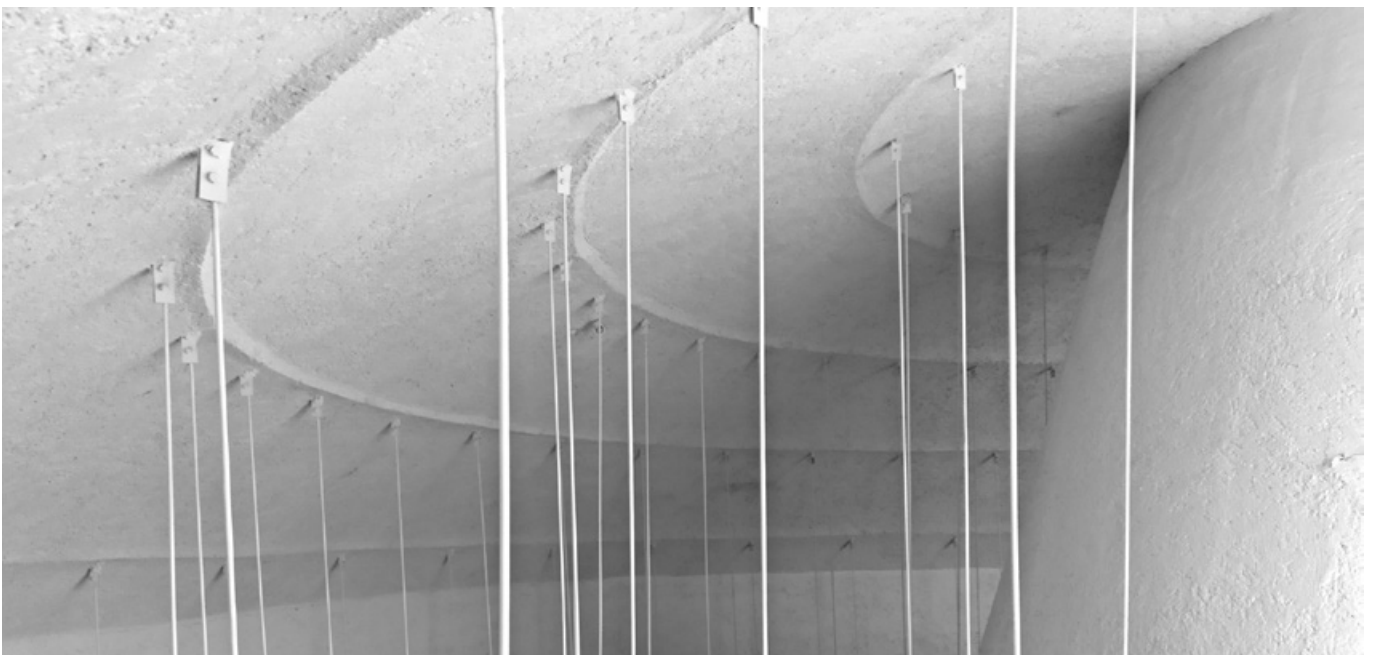


Abb. 52: Stahlträger-Verbund-Decke in der Agilolfinger Schule, errichtet von 1905 bis 1907 (Foto: JR um 2000).

vor, zwischen Deckenbalken aus Eisenprofilen ebene Decken aus bewehrtem Beton einzufügen und so gegenüber der preußischen Kappe, deren Feldweiten begrenzt waren, eine höhere Tragfähigkeit zu erreichen. Dies war 1886 Grundlage für die erste Bemessungstheorie für bewehrten Beton nach Matthias Koenen.<sup>44</sup> Er nannte solche Decken Cementplatten mit Eiseneinlage. Solche Decken waren weiterhin das zentrale Thema der sogenannten Monierbroschüre, die 1887 veröffentlicht wurde.<sup>45</sup>

<sup>44</sup> siehe Koenen 1886 (erschienen im Centralblatt der Bauverwaltung). Text im Anhang.

<sup>45</sup> Wayss 1887.



**Abb. 53: Händisch applizierter Beton in der Kuppel der Anatomie (Foto: JR).**



**Abb. 54: Bohlen-Balken-Decke in einem mittelalterlichen Gebäude in Ravensburg (Foto: JR).**

## 2.2 Vorbilder und Vorläufer

### 2.2.1 Flächige Tragwerke

Gebäude setzen sich aus mehreren Teil- oder Subsystemen zusammen. Allgemein kann man Tragwerk und Ausbau unterscheiden. Während bei einem herkömmlichen Mauerwerksbau das Tragwerk häufig auch die raumbegrenzenden Elemente beinhaltet, ist dies bei einem Skelettbau nicht der Fall. Hier ist das Tragwerk zunächst unabhängig vom weiteren Ausbau. Tragwerk und Ausbau machen das Bauwerk aus. Eine solche Trennung wird umso augenfälliger, je filigraner das Tragwerk ist. Als Abstraktion des Tragwerks in seiner statischen Wirkweise ist die Tragstruktur anzusehen, die es erlaubt, eine sichere Zuordnung zu statischen Systemen vorzunehmen.<sup>46</sup> Die Tragstruktur kann aus stab- und / oder flächenförmigen Elementen bestehen. Ein weiteres Kriterium ist, ob die Tragelemente eben oder gekrümmt sind. Diese Einteilung hilft auch bei einer Klassifizierung der hier untersuchten Bauwerke aus Eisenbeton.

Flächige Tragwerke sind Bauelemente, die mit mindestens drei Vektoren zu definieren sind. Wenn man stabförmige Elemente wie Balken dicht an dicht verlegt, entsteht daraus ebenfalls ein flächiges Element wie beispielsweise eine massive Holzdecke oder im Blockbau eine Wand. Flächige Tragwerke lassen sich in nicht gekrümmte, einfach gekrümmte und zwei- bzw. mehrfach gekrümmte Elemente unterteilen. Ein- und mehrfach gekrümmte flächige Elemente stellen räumliche oder dreidimensionale Tragwerke dar. Für die Anwendung im Eisenbetonbau waren gekrümmte Flächenelemente von Anfang an von großer Bedeutung. Als Beispiel seien die Boote des Erfinders Lambot oder die Behälter von Monier zu nennen (Abb. 55 und Abb. 56).

Es waren einfache Alltags- oder Gebrauchsgegenstände, die die Fantasie einiger Tüftler in Zusammenhang mit Eisenbeton anregte. Es waren die Nachteile der herkömmlichen Bauweisen solcher Gegenstände, die darüber hinaus Anlass gaben, über die Anwendung neuer Werkstoffe nachzudenken. Diese Nachteile waren in erster Linie eine geringe Dauerhaftigkeit und mangelhafte Wasserdichtheit. Obwohl die genannten Erfinder ihre Anwendungen auf Weltausstellungen präsentierten, fanden sie relativ wenig Beachtung. Sie waren aber die Grundlage für spätere Überlegungen, Bewehrung und Beton im Verbund wirksam werden zu lassen. Wichtiger wurden Anwendungen, die für den Ingenieurbau von Interesse waren. Die Idee von Monier, eine Bogenbrücke aus Eisenbeton zu errichten, erregte großes Aufsehen.<sup>47</sup>

<sup>46</sup> Vgl. Büttner et.al 1985, S. 8-15.

<sup>47</sup> Joseph Monier: Zusatzpatent N° 77 165 vom 13.08.1873 für den Bau von Brücken und Stegen aller Größenordnungen. Die Brücke am Schloss von Chazelet, die Monier 1875 nach diesem Patent errichtet hat, ist wohl die erste Eisenbetonbrücke weltweit.



Abb. 55: Boot aus bewehrtem Beton von Lambot um 1855 (Bosc 2001, S. 23).



Abb. 56: Monier bei der Herstellung eines Pflanzkübels um 1863 (Stark et.al 1998, S. 85).

## 2.2 Vorbilder und Vorläufer



Abb. 57: King's College Chapel Cambridge 1515 (wikipedia: Agnete – Own work, Public Domain).



Abb. 58: Basilika Dillingen 1620 (Foto: Achim Bunz).

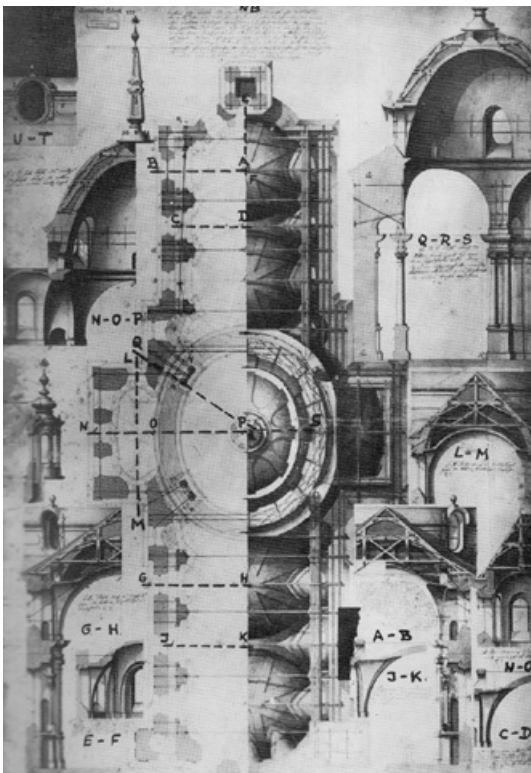


Abb. 59: Klosterkirche Neresheim 1770 (Graefe 1989, S. 127).

Die Herstellung von flachen Decken mit linearen Auflagern stellte eine Weiterentwicklung der preußischen Kappendecke dar. Zahlreiche Erfinder griffen diese Bauweise auf. Francois Coignet stellte schon in den 1850er Jahren Decken in dieser Art her. Auch Wandscheiben aus bewehrtem Beton wurden ausgeführt. Im Gegensatz zu Holzkonstruktionen mit Belag erreichen diese bewehrten Betonelemente Scheibenwirkung. Die Abstände zwischen linearen Auflagern bzw. zwischen Eisenprofilen blieben anfangs jedoch begrenzt.

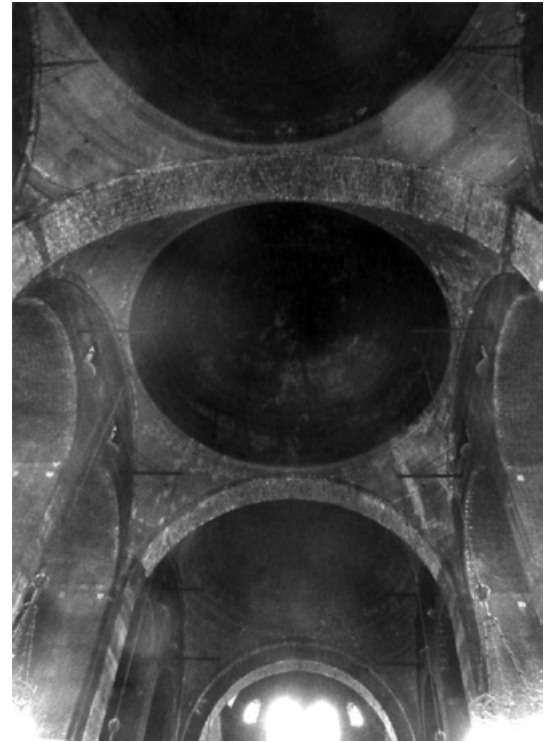
Im Gegensatz zu einer flachen Decke, die auf Biegung beansprucht wird, sind Gewölbe und Kuppeln optimalerweise so zu entwickeln, dass innerhalb des Querschnitts nur Normalkräfte auftreten. Der Gedanke, eine dünne Schale zu nutzen, um bei größtmöglicher Materialersparnis auch große Spannweiten zu erreichen, faszinierte viele Ingenieure und Baumeister. Vom Massenmauerwerk der Antike zur wenige Zentimeter dicken geodätischen Kuppel in den 1920er Jahren war es aber ein weiter Weg. Um den Gewölbeschub aufnehmen zu können, bedurfte es ohne zugfeste Bewehrung großer Anstrengungen, um Verformungen zu verhindern. Gewölbe, die in der Barockzeit errichtet wurden, weisen in dieser Hinsicht häufig Schäden auf. Der barocke Gestaltungswille verbat es, offen zur Schau gestellte Strebewerke auszubilden. Außerdem wurde einer flächigen Raumschale gegenüber räumlich wirksamen Gliederungen, wie sie in der Gotik üblich waren (siehe als Beispiel Abb. 57), der Vorzug gegeben. Selbst Gurtbögen wurden soweit möglich zurückgenommen (vgl. Abb. 58). Für den Barock war es zudem nicht schicklich, optisch wirksame Zuganker zuzulassen. Eine Gestaltungsauffassung, die tatsächlich Konfliktpotenzial aufwies, da die alternativen technischen Möglichkeiten in dieser Zeit noch recht begrenzt waren. Dennoch fanden auch Baumeister der Barockzeit Wege, sehr flache Gewölbe auszubilden, die bis heute funktionieren, wie Beispiele von Balthasar Neumann bzw. dessen Sohn Ignaz Michael von Neumann zeigen, der sich schmiedeeiserner Ankersysteme bediente, um seine gemauerten Konstruktionen zu bewehren (Abb. 59).

Das rein druckbelastbare Mauerwerk wurde vereinzelt direkt in Beton übersetzt, ohne Bewehrungen zu verwenden. Dies ist beispielsweise bei den Pendentivkuppeln der Westminster Cathedral (Abb. 60) der Fall, die in den Jahren 1895 bis 1903 gebaut wurde und in den Gewölbeformen an die berühmte St. Paul's Cathedral, ebenfalls in London, angelehnt sind. Die Westminster Cathedral wurde im neobyzantinischen Stil gestaltet und ist die Hauptkirche des römisch-katholischen Erzbistums Westminster und nicht zu verwechseln mit der Westminster Abbey, der Krönungskirche des britischen Königshauses, die in der Nähe dazu

steht. Auch bei der Vierungskuppel der Pfarrkirche St. Ursula am Kaiserplatz in München wurde eine zweiteilige massive Kuppel aus Beton ausgeführt.

Ein zielführendes Vorbild für Eisenbetongewölbe stellten Dachtragwerke, Gewölbe und Kuppeln dar, die aus Eisenprofilen hergestellt wurden. Das Bauen mit Eisenwerkstoffen als Guss- oder Schmiedeeisen hatte gegen Ende des 19. Jahrhundert im Gegensatz zum Eisenbetonbau bereits eine langjährige Tradition. Bekannte Ingenieurbauwerke wurden aus Eisen, teilweise mit Glasfüllungen errichtet. Es sei an die ersten Hallenbauwerke für Weltausstellungen wie den Crystal Palace in London, etliche Bahnhofshallen und Brückenbauwerke sowie Gewächshäuser erinnert (Abb. 61). Solche Bauwerke entstanden seit den 1850er Jahren auch in München. Darunter sind die bis heute genutzte bzw. wieder in Nutzung genommene Schrannehalle am Viktualienmarkt und der nicht mehr vorhandene Glaspalast am Englischen Garten.

Einen wichtigen Beitrag für die Errichtung von Kuppeln aus Eisenbeton lieferte unbewusst Johann Wilhelm Schwedler, der es als erster wagte, eine Flachkuppel gänzlich ohne innere Verspannungen auszuführen und so die Idee für Schalenkonstruktionen lieferte (Abb. 62). Ihm gelangen Spannweiten für Flachkuppeln von bis zu 60 m. Seine Konstruktionen wurden Vorbild für Kuppeln aus Eisenbeton, die in München errichtet wurden. Ein Beispiel ist die Kuppel über der Anatomie des Innenstadt-Klinikums. Wie Schwedler stellte die ausführende Firma ein Gerippe aus Eisenprofilen, in Meridian- und Ringrichtung verlaufend, her. Statt die Felder wie Schedler jedoch mit aussteifenden Auskreuzungen aus Eisenbändern zu versehen, füllten sie Beton in die Zwischenräume, der eine Verformung der Kuppel zusammen mit dem Eisengerippe verhindert. Die Berufung der für diese Kuppeln verantwortlich zeichnenden Bauunternehmung Deutsche Ei-

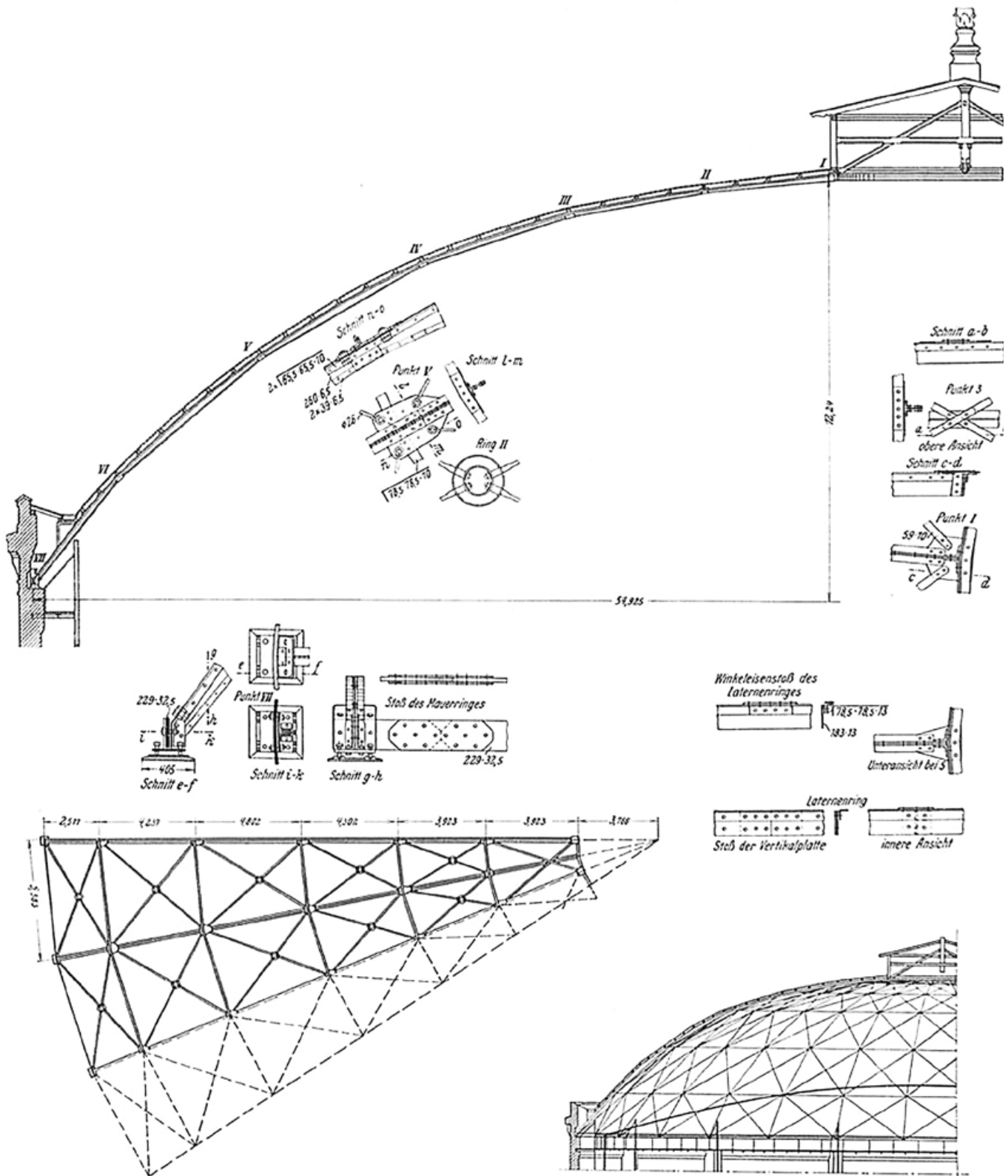


**Abb. 60:** Westminster Cathedral 1895–1903 (Foto: JR).



**Abb. 61:** Das Palmenhaus in Kew Gardens bei London 1847 (Foto: JR).

## 2.2 Vorbilder und Vorläufer



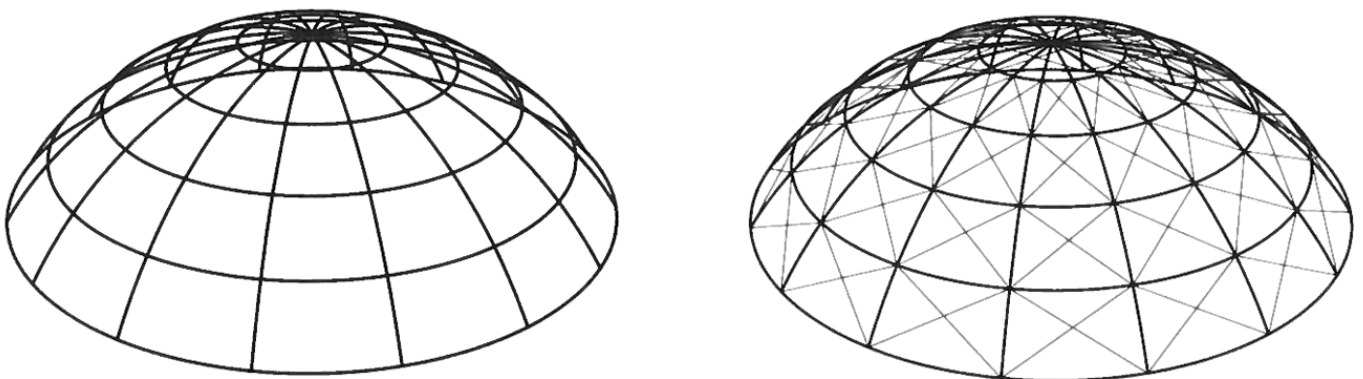
Gasbehälter der Städtischen Gasanstalt in der Fichtestraße in Berlin (erbaut 1875).  
Kuppeldurchmesser 54,9 m. Eisengewicht 68 t = 28,7 kg/m<sup>2</sup>.

Abb. 62: Schwedlerkuppel über dem Gasbehälter in der Fichtestraße in Berlin mit knapp 55 m Durchmesser 1875 (Berger 2018 unter Verwendung eines Abdruckes in der Zeitschrift für Bauwesen 1876, Blatt 32).

senbeton–Gesellschaft A.-G. auf Schwedler geht direkt aus den bauzeitlichen Unterlagen hervor. Der Unternehmung gelang es damit, eine klassische Rippenkuppel mit der filigranen Bauweise nach Schwedler zu kombinieren bzw. in die noch junge Bauweise Eisenbeton zu übertragen (*Abb. 63*).

Wegweisend für die Konzeption von solchen gekrümmten Flächentragwerken waren zuvor die Kuppelkonstruktionen von Georg Moller (1784–1852).<sup>48</sup> Ihm waren bei gotischen Konstruktionen die schwach dimensionierten linearen Wandvorlagen, Dachträger etc. aufgefallen, die jedoch in kurzen Abständen durch Knotenbildung gehalten wurden. Die netzartige Ausbildung von Tragwerken brachte ihn zu dem Schluss, dass dadurch eine Reduzierung an Masse bzw. Einzelquerschnitten möglich sein müsste. Über der östlichen Vierung des Mainzer Doms führte Moller 1828 eine eiserne Kuppel aus, die Ausdruck seiner Überlegungen war und aus einem Gitterwerk aus kurzen Sparren- und Ringstücken zusammengesetzt war (*Abb. 65*). Die einzelnen Elemente trafen sich in gelenkigen Knoten. Er ergänzte die gesamte Konstruktion mit feldübergreifenden Diagonalen, die die gesamte Kuppel aussteifen sollten. Ein Prinzip, das auch Philibert de l'Orme im 16. Jahrhundert seinen Bohlendächern zugrunde legte, die man mit einem Stecksystem vergleichen kann (*Abb. 64*).

48 Schädlich 1989, in: Graefe: Zur Geschichte des Konstruierens, S. 142.



**Abb. 63: Eine Rippenkuppel (links) und eine Schwedlerkuppel (rechts) im Vergleich (Schober 2015, Bild 2.4). Allein die Idee, das Kuppeltragwerk als Fachwerkkonstruktion aufzufassen, machte eine deutliche Vereinfachung der Ausführung möglich.**



## 2.2 Vorbilder und Vorläufer

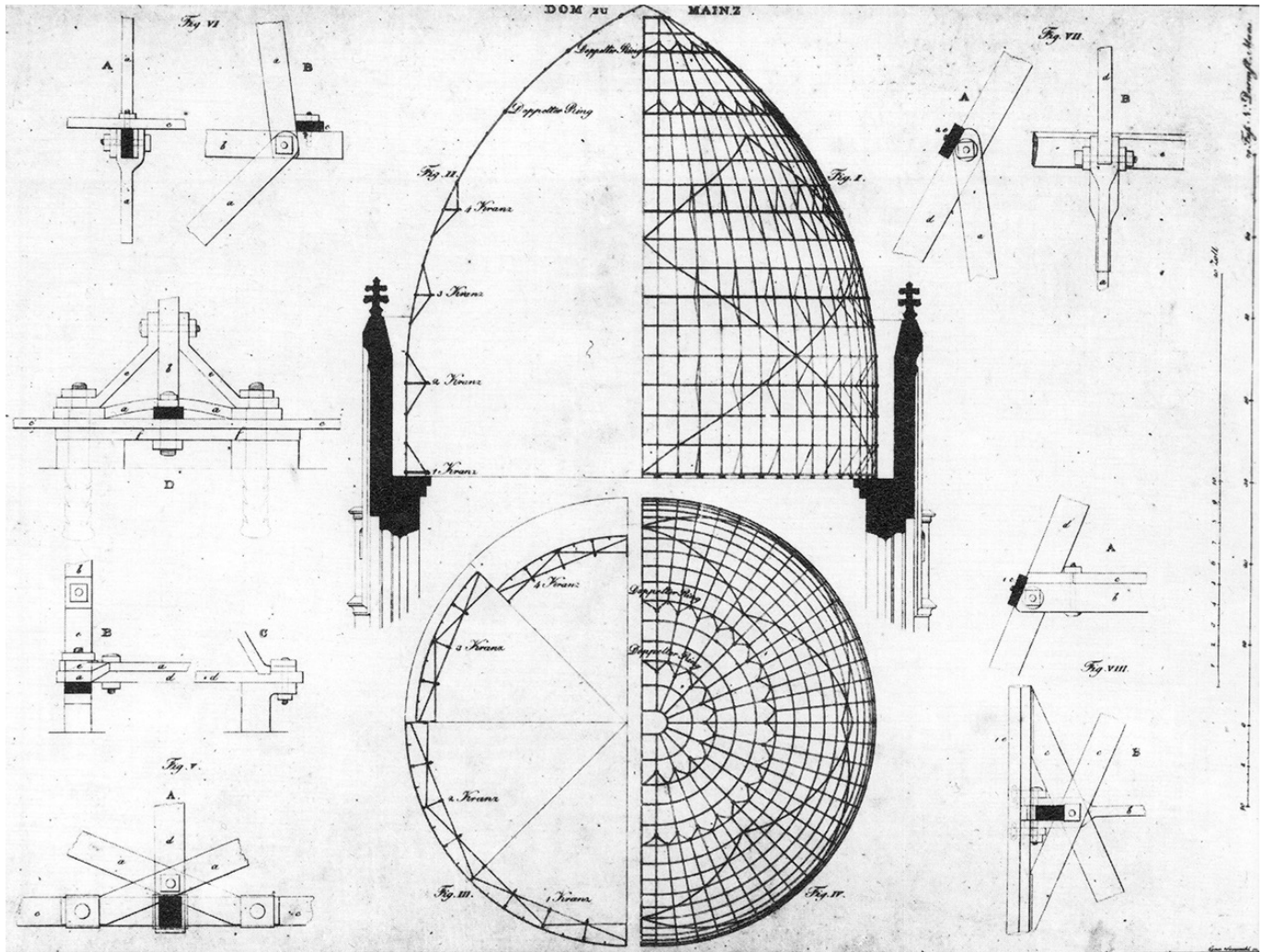


Abb. 64: Mollers Konstruktion der Vierungskuppel für den Mainzer Dom von 1828 (Graefe 1889, S. 142).

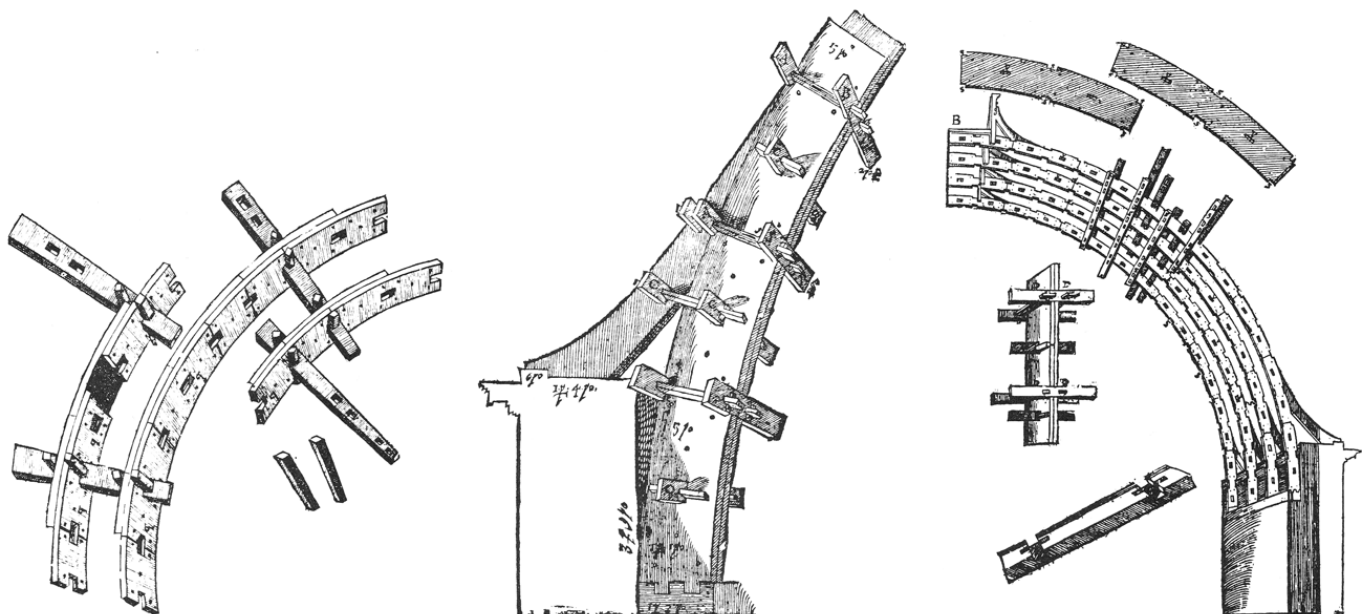


Abb. 65: Philibert de L'Ormes Stecksystem von 1561 (Graefe 1989, S. 100).

Jedoch wurde auch die Bauweise mit stabförmigen Elementen aus Eisenbeton, wie sie von zahlreichen Erfindern in der zweiten Hälfte des 19. Jahrhunderts bevorzugt verwendet wurde, dahingehend weiterentwickelt, dass sie als gekrümmte Balken ein Rippengewölbe bzw. eine Rippenkuppel definierten. Solche Beispiele aus Eisenbeton finden sich im Untersuchungszeitraum häufiger. Die Jahrhunderthalle in Breslau, die 1912 nach Plänen des Architekten Max Berg und der statischen Bemessung von Willy Gehler durch die Bauunternehmung Dyckerhoff & Widmann fertiggestellt wurde, stellt den frühen Höhepunkt dieser Bauweise dar. Tatsächlich finden sich für Rippengewölbe zahlreiche Vorbilder. So wurden seit der Renaissance Rippenkuppeln ausgeführt (Abb. 66). Mithilfe von Gurtbögen verstärkte Tonnengewölbe waren auch in der Barockzeit verbreitet. Von großer Tragfähigkeit sind Rippenkonstruktionen, wenn sie im Verbund mit den dazwischen liegenden Schalen hergestellt werden. Der Plattenbalken, wie in Hennebique 1892 für den Eisenbeton einführte (siehe Kapitel 2.2.2), hatte sein Vorbild in den zahlreichen Gewölben des Barocks und der Gotik.



Abb. 66: Santa Maria del Fiore, Florenz (Breymann 1903, S. 235 und 236).



Abb. 67: Stütze (JR).

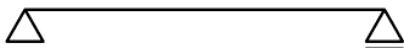


Abb. 68: Balken (JR).

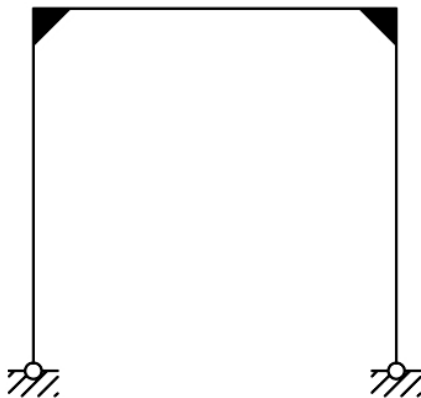


Abb. 69: Zweigelenrahmen (JR).

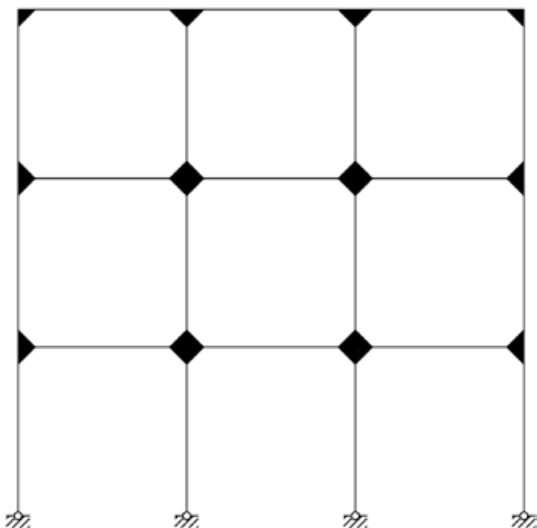


Abb. 70: Skelettstruktur (JR).

## 2.2.2 Stabförmige Tragwerke

Erfinder wie Hennebique griffen auf tradierte Vorstellungen und Vorbilder für die Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton zurück. Im herkömmlichen Holzbau geht es um das Konstruieren mit Stäben nach einer festgelegten Ordnung. Holz war über Jahrtausende der wichtigste Baustoff, um raumbegrenzende Abschlüsse für Gebäude zu schaffen. Holzbalken sind Grundelemente zimmermannsmäßiger Decken-, Wand- und Dachsysteme. Balken waren auch seit jeher ein wirtschaftliches Bauelement, um eine hierarchische Tragstruktur auszubilden, bei der die gegebenen Eigenschaften des Holzes optimal ausgenutzt wurden. Diesen Gedanken griffen Erfinder der Eisenbetonbauweise auf. Auch sie handelten in erster Linie aus wirtschaftlichen Gesichtspunkten heraus. Außerdem hatte die Materialersparnis auch ganz pragmatische Auswirkungen auf die Reduktion der Eigenlasten in einem Bauwerk. Es verwundert nicht, dass beispielsweise François Hennebique in der optischen Gestaltung seiner Tragwerke historischen Konstruktionen aus Holz sehr nahekam. Dies fiel bereits 1911 dem Münchner Architekturprofessor Mecenseffy auf, der sogar Beispiele bemühte, um diesen Gedanken zu untermauern (Abb. 71). Gleichzeitig verfolgte Hennebique aber mit dem Erinnerungswert der Bauweise auch das Ziel, den neuartigen Eisenbeton der Allgemeinheit schmackhaft zu machen.<sup>49</sup>

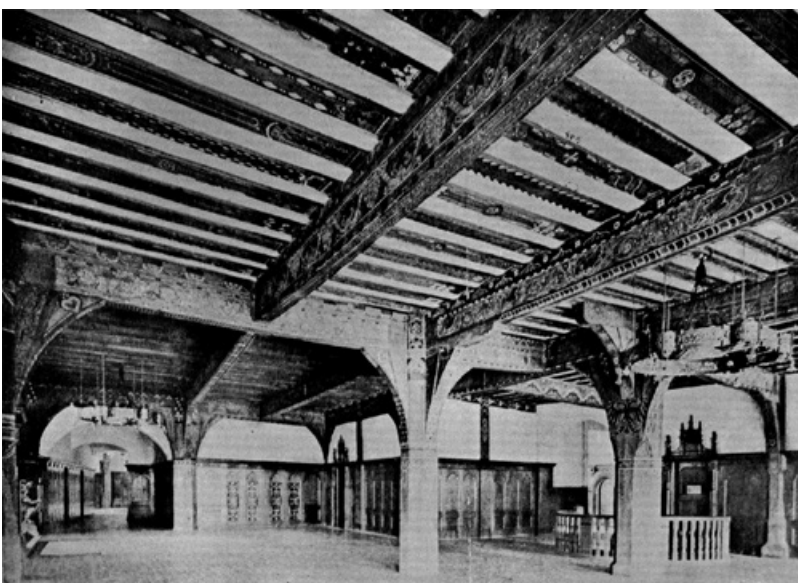
Hennebique ging in seiner Vorstellung von einer Skelettbauweise aber weiter und bediente sich einer zimmermannsmäßigen Fachwerkkonstruktion, um die voutenartige Aufweitung der Knotenpunkte zu erklären. Der mittelalterliche Holzbau war in gleicher Weise bemüht, möglichst freie Grundrisse zu schaffen. Jede Stütze störte den Raumeindruck und die erforderliche Aussteifung sollte nicht auffallen. So reduzierte man Streben zu Kopfbändern und diese wiederum zu Winkelhölzern. Die Zusammenführung von Stütze und Haupt- bzw. Nebenträger wurde durch diese Winkelhölzer zu einem verstärkten Knoten, der ein vergrößertes Auflager bot, aber auch bedingt biegesteif war. In diesem Zusammenhang fällt die Nähe der Details von Hennebiques Raumtragwerk zu solchen Tragwerken mittelalterlicher Festsäle auf (Siehe Abb. 71).

Als stabförmige Tragelemente können Balken oder Stützen angesehen werden (Abb. 67 und Abb. 68). Sie wurden von Hennebique zusammen mit den Vouten sinnfällig und differenziert eingesetzt, um eine Skelettstruktur zu entwickeln. Balken wurden von Hennebique jedoch im Verbund mit der Deckenplatte bewehrt und verwendet. Älteste Deckensysteme bestanden wie erwähnt

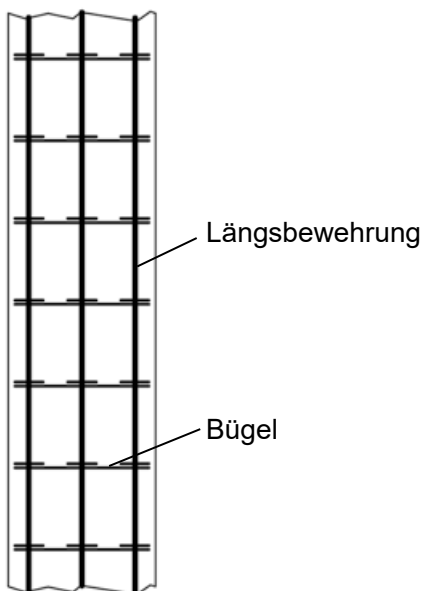
<sup>49</sup> Mecenseffy 1911

aus profilierten Eisenträgern mit Betonfüllung, ähnlich einer ebenen Kappendecke. Kurz darauf wurde der Hauptträger aus der Deckenebene nach unten verlegt und die Decke durchgehend darüber hinweggeführt. Der Engländer Wilkinson hat solche Decken bereits in den frühen 1860er Jahren ausgeführt und so die Plattenbalkendecke entwickelt. Hennebiques erstes Patent zum Eisenbeton von 1892 war ebenfalls ein Plattenbalken, also eine Decke mit hierarchisch angeordneten Haupt- und Nebenträgern sowie einer durchgehenden, die statische Wirkweise der Balken entscheidend ergänzenden Deckenplatte. Eine solchermaßen verstärkte Platte wurde auch als Wandkonstruktion, beispielsweise für Wasserbehälter zur Ausführung gebracht.

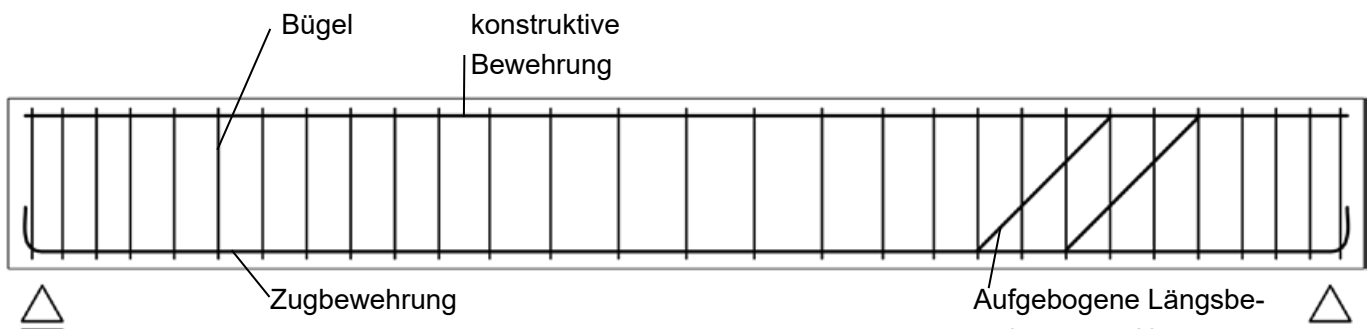
Stabförmige Elemente lassen sich zu einem biegesteifen Rahmen kombinieren (*Abb. 69*). Reiht man mehrere Rahmen aneinander, so erhält man ein räumliches System, das bereits die Grundstruktur eines Skelettbaus vorgibt (*Abb. 70*). Den Skelettbau aus Eisenbeton dachte François Hennebique vor. Er visualisierte auch die Bauweise und schuf so in den 1890er Jahren ein Bild von einem eigenständig tragfähigen Skelettbau aus Eisenbeton. Hennebique verzichtete darauf, seinen Skelettbau mit aussteifenden Wandelementen wie Ausmauerungen oder zug- bzw. druckfesten Aussteifungen zu versehen. Er nutzte aber den Plattenbalken für die Aussteifung der Ebenen. Er stellte seine Konstruktion von Anfang an darauf ab, dass seine Knotenpunkte eine ausreichende Biegesteifigkeit mitbringen. Er bildete seine Knotenpunkte, an denen bis zu sechs Balken zusammenlaufen, so aus, dass hier Bewehrungen auch in abgewinkelten Vouten von einem Element in das andere geführt werden konnten (*Vgl. Abb. 24*).



**Abb. 71:** Das Rathaus in Heilbronn, wie es um 1910 Bestand hatte (*Mecenseffy 1911, S. 27*).



**Abb. 72: Benennung von Bewehrung bei Stützen (JR).**  
 Historische Benennung für Längsbewehrung: Längsarmierung.



**Abb. 73: Benennung von Bewehrung bei Balken (JR).**  
 Historische Benennung für die Zugbewehrung: Hauptarmierung, Zugarmierung.  
 Historische Benennung für die konstruktive Bewehrung: Verteilbewehrung, Druckarmierung.

## 2.3 Tragelemente

### 2.3.1 Balken und Stütze

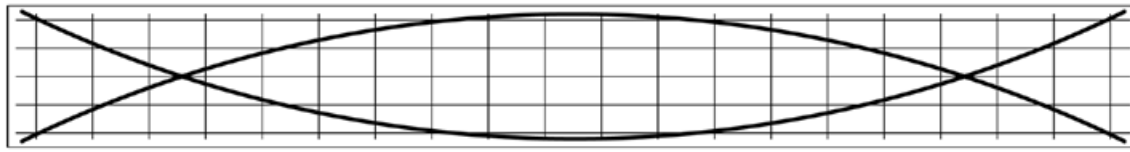
Gegenstand der Betrachtung in der historischen Literatur sind häufig Balken und Stütze, also stabförmige Elemente. Ausgehend von den Bauweisen Joseph Moniers waren jedoch die Schale oder die flache Decke Ausgangspunkte für die Anwendung von Eisenbeton in Deutschland und anderen europäischen Ländern. Doch dazu etwas später mehr.

Stabförmige Elemente aus Eisenbeton waren für sich genommen wenig gebrauchstauglich. Die monolithische Bauweise aus Eisenbeton hatte eine zusammenhängende Tragstruktur zum Ziel. Davon ausgehend trat das einzelne Bauteil isoliert betrachtet in den Hintergrund. Die Vorfertigung spielte im Untersuchungszeitraum im Hochbau außerdem eine geringe Rolle. Der Balken und die Stütze waren jedoch Ausgangspunkt für die Prüfung von Bauteilen aus Eisenbeton in den Materialprüfanstalten. Hier wurden die grundsätzlichen Wirkweisen unterschiedlicher Bewehrungsführungen überprüft und Empfehlungen erarbeitet, wie diese verbessert werden könnten.

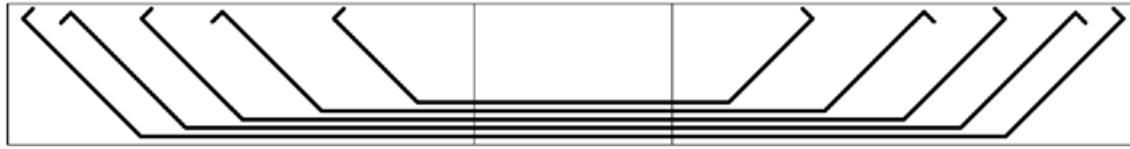
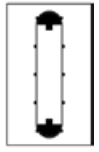
Lange vor den wissenschaftlichen Untersuchungen in den Prüfanstalten definierten Erfinder, wie Bewehrungen in Balken einzulegen seien (Benennungen siehe *Abb. 72* und *Abb. 73*). Ihnen gemein ist die Einlage der Hauptbewehrung in die Zugzone an der Unterseite der Balken sowie die Aufbiegung zum Auflager hin (Schubbewehrung). Nur Joseph Monier ging in dieser Beziehung einen eigenen Weg, indem er wahlweise einen Stütz- bzw. Hängebogen aus einem Eisenprofil in seinen Balken einlegte. Später verlor die Aufbiegung der Tragbewehrung gegenüber der Einlage von Bügeln an Bedeutung. Diese chronologische Entwicklung lässt sich graphisch nachvollziehen und die Systeme vergleichend darstellen (*Abb. 74*).

Für Stützen war die Entwicklung ähnlich. Dabei hatte Moniers Gitternetz aus dünnen Bewehrungsstäben einen bestechend praxisnahen Charakter. Daraus ergab sich ein System aus Längsbewehrung und in bestimmten Abständen angeordneten, umlaufenden Ringen, die Bügel. Statt wie bei Körben oder Behältern füllte er den Hohlraum mit Beton auf und erhielt damit eine massive Rundstütze. Andere Erfinder differenzierten Längsbewehrung und Bügel in Durchmesser und Lage. Considère führte die spiralförmig um die Längsstäbe geführte Bügelbewehrung ein, die Emperger dann Umschnürung nannte. Emperger und Melan arbeiteten auch an einer weiteren hochtragfähigen Verbundkonstruktion. Sie verwendeten einen Kern aus gusseisernen Stützen, die mit bewehrtem Beton ummantelt wurden. Diese Systeme bezogen sich vorzugsweise auf Rundstützen. Für eckige Stützen, für die eigentlich einfacher eine Betonschalung herzustellen war,

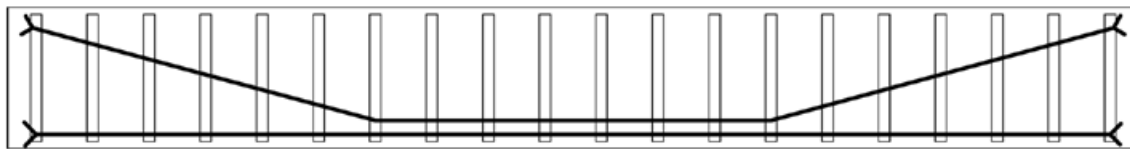
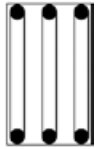
## 2.3 Tragelemente



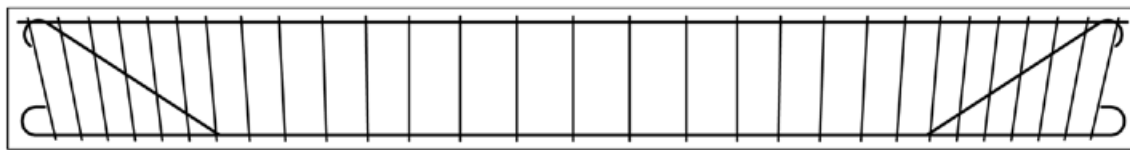
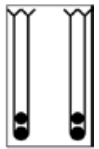
System Joseph Monier 1867 und 1876



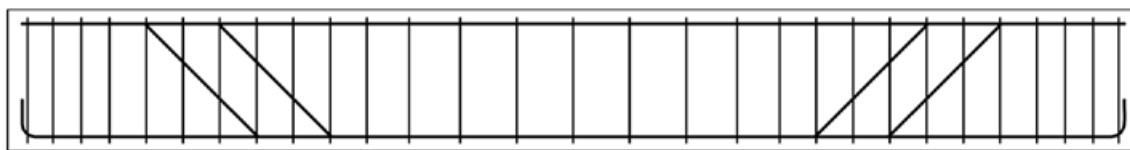
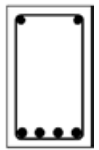
System Edmond Coignet 1892



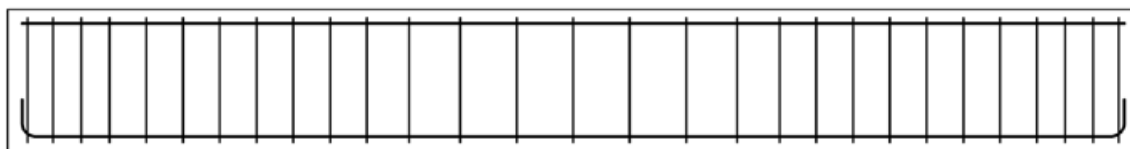
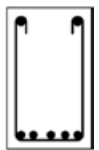
System Hennebique 1892



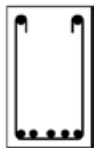
nach Gustav A. Wayss 1898 (Lagerhaus Staßburg)



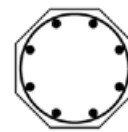
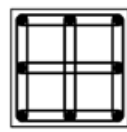
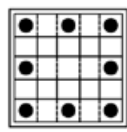
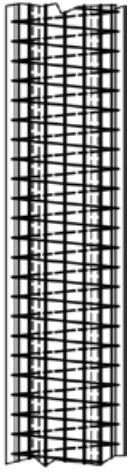
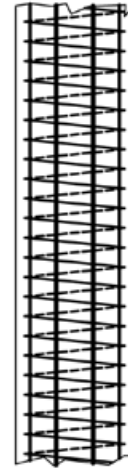
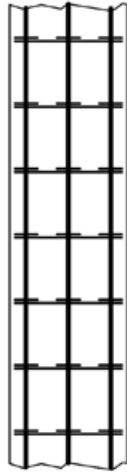
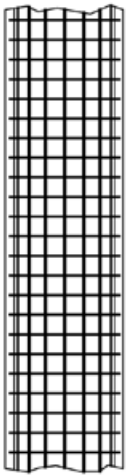
nach Emil Mörsch ab 1906



nach 1945, z.B. nach Fritz Leonhardt



**Abb. 74: Verschiedene Bewehrungssysteme für Balken im Überblick (Zeichnung: JR).**



Joseph Monier  
1867 und 1876

François Hennebique  
1892 und 1897

Gustav A. Wayss und  
Emil Mörsch  
1898

Armand Considère  
1902

Fritz von Emperger  
1910

**Abb. 75: Verschiedene Bewehrungssysteme für Stützen im Überblick (Zeichnung: JR).**



## 2.3 Tragelemente

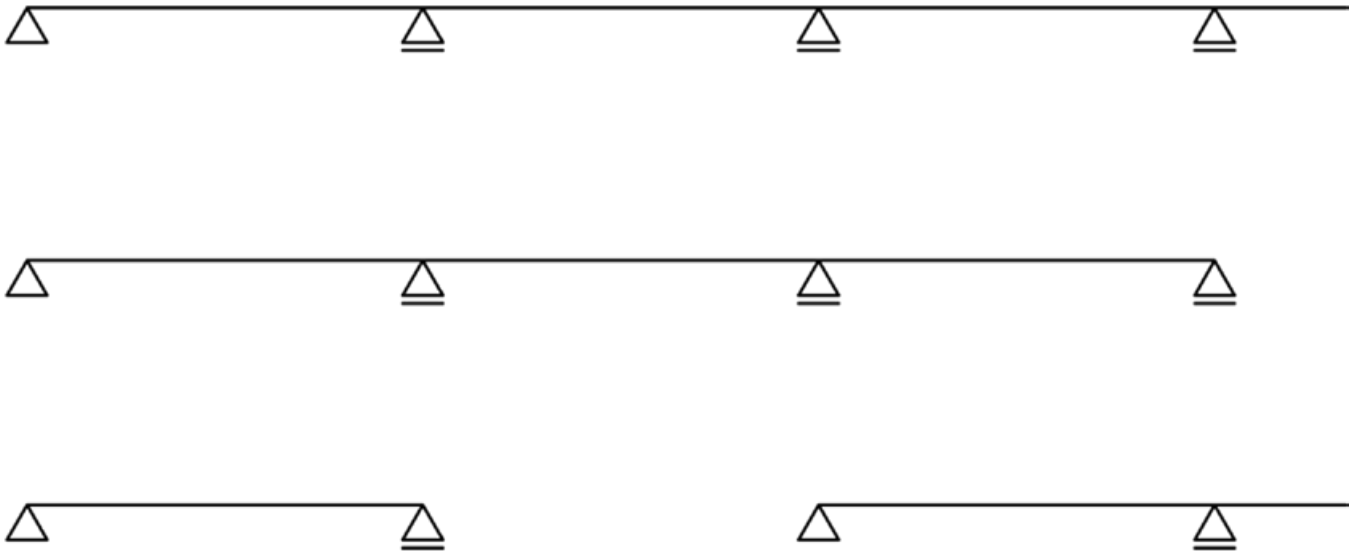


Abb. 76: Einfeld- und Durchlaufträger mit und ohne Auskrägung (Systemdarstellung, JR).

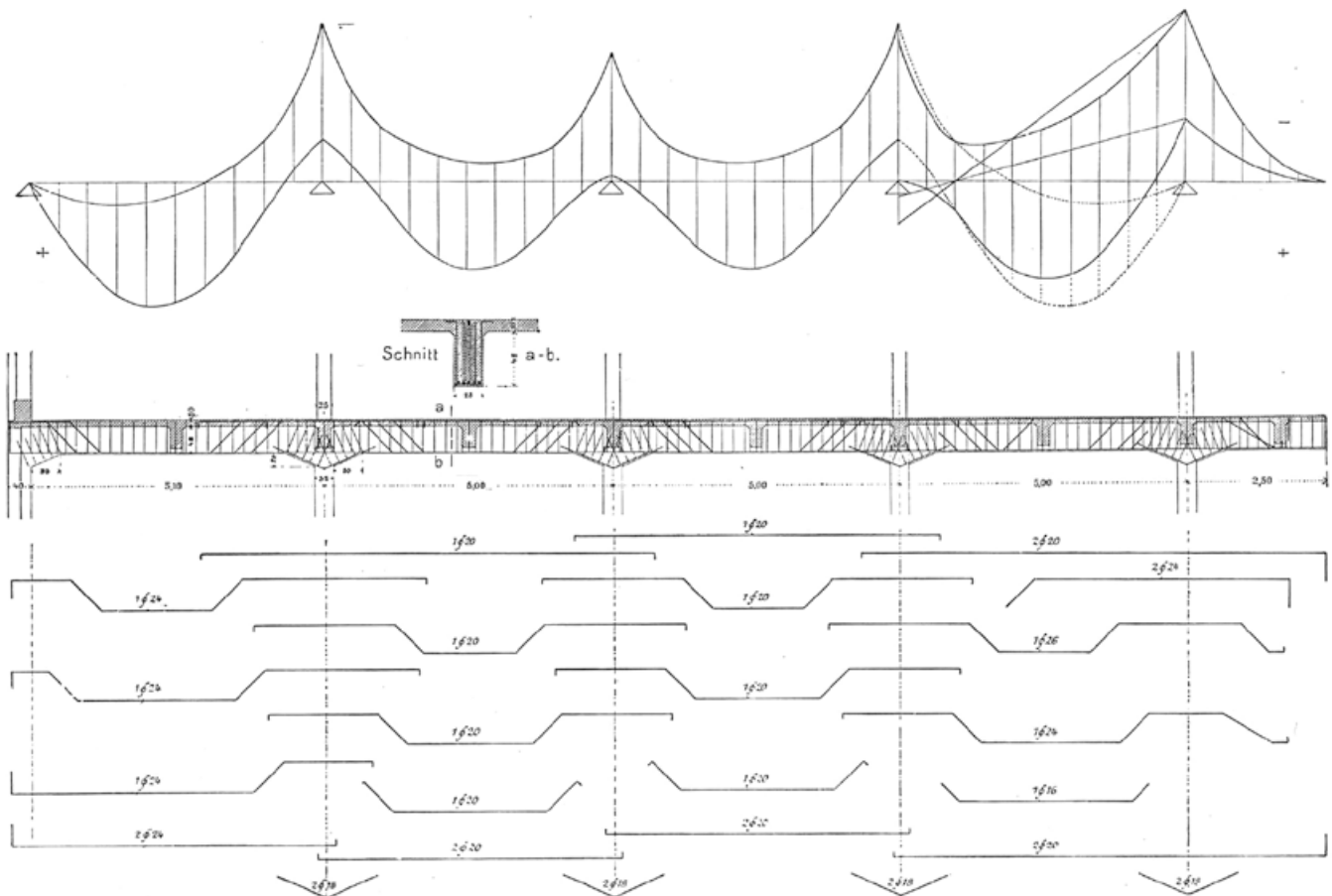


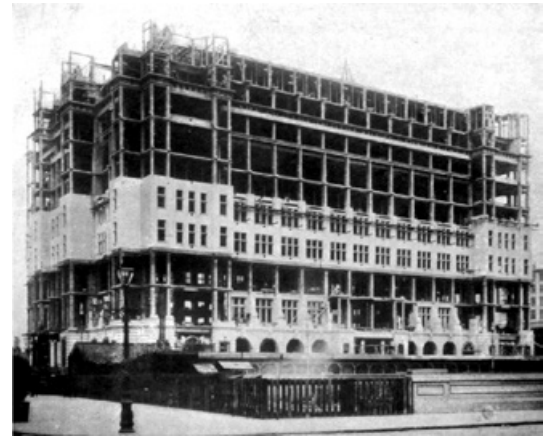
Abb. 77: Durchlaufträger als Teil eines Plattenbalkens mit Bewehrungsempfehlungen (Mörsch 1906, S. 163). Oben stellt Mörsch die Maximalmomente mit einer oberen und unteren Momentenlinie dar.

funktionierten Bewehrungssysteme besser, bei denen die Längsbewehrung in die Ecken gesetzt und anschließend mit Bügeln gefasst wurden. Hennebique verwendete auch Stege aus Flach-eisen, durch die die längs verlaufende Bewehrung hindurch zu fädeln war. Auch hier können die verschiedenen Entwicklungen vergleichend dargestellt werden (*Abb. 75*).

Kontinuierliche, über mehrere Auflager hinweg durchlaufende Träger machen aus Gründen der Handhabbarkeit und der möglichen Lieferlängen von Bewehrungsstäben die Ausbildung von Stößen erforderlich.<sup>50</sup> Recht bald machte man sich die Adhäsionskräfte, die zwischen Beton und Bewehrung bestehen, zu nutze, und schaffte mit der Übergreifung der glatten Bewehrungsstäbe die Möglichkeit, ohne mechanisch gesicherte Stoßverbindung einen kontinuierlichen Träger zu erhalten. Die jeweils erforderlichen Übergreifungslängen waren Gegenstand der Bemessung und wurden in der zeitgenössischen Literatur zur Diskussion gestellt.<sup>51</sup> Jeder einzelne Bewehrungsstab wurde am Ende aufgebogen, um zusätzlich zur Haftzugaufnahme die Verankerung der Bewehrung im Beton zu stärken (*Abb. 77*). Bewehrungspläne wurden eine der wichtigsten Unterlagen für die Ausführung auf der Baustelle.

Ein kontinuierlicher Durchlaufträger ist wirtschaftlicher als mehrere Einfeldträger, und der Balkenquerschnitt kann schlanker ausgebildet werden. Durchlaufträger wurden Teil von räumlichen Tragwerken wie Skelettkonstruktionen und eine wichtige Voraussetzung für deren Konzeption (*Abb. 76*). Solche Konstruktionen gewannen an Steifigkeit und Gebrauchstauglichkeit durch den Plattenbalken, der bei allen Skelettkonstruktionen fester Bestandteil der Ausführung war.

In der Bemessung wurden insbesondere die Endfelder der Durchlaufträger betrachtet, die die größten Momente erfahren (siehe auch *Abb. 77*). Jedoch ergab es sich aus der Möglichkeit, bei Ein- oder Mehrfeldträgern eine Auskragung herzustellen (System siehe *Abb. 76*), dass das positive Moment in Feldmitte reduziert und über dem Auflager wiederum ein negatives Moment vorhanden ist (vgl. Momentenlinie in *Abb. 77*). Diese Überlegungen weisen bereits Wege zu einer Trennung von Tragstruktur und Fassade, die in Ansätzen schon Anfang des 20. Jahrhunderts versucht wurde, wie das Beispiel des Liver-Buildings in Liverpool zeigt (*Abb. 78*).



**Abb. 78:** Das Liver-Building 1908 bis 1909 im Bau (Haegermann 1964, S. 127). Die Fassade wurde unabhängig vom Rohbau ausgeführt. Das gesamte Gebäude war nach elf Monaten fertiggestellt.

<sup>50</sup> Siehe hierzu auch Mörsch 1908, S. 15. Für Stützen verwendete man Überschubhülsen, mit der Hilfe man stumpfe Stöße überbrücken konnte. Mörsch empfiehlt als Hülse ein Gasrohr. Die Verwendung von Hülsen ist für Deckenbewehrungen nicht überliefert.

<sup>51</sup> Mörsch 1906, S. 163.

## 2.3 Tragelemente

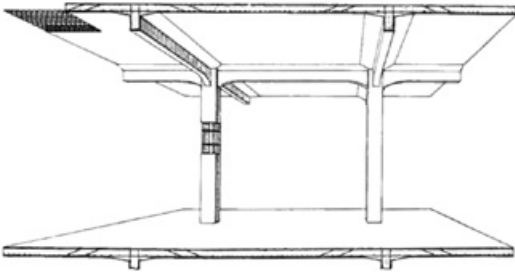


Abb. 79: Perspektivische Ansicht des Tragwerks beim Kaufhaus Tietz in München (Addis 2007, S. 423).



Abb. 80: Deutsches Museum, ehemalige Chemiesammlung. Deutlich zu sehen sind die Vouten, die von den Unterzügen zu den Stützen vermitteln. Außerdem auch hier zu sehen: Vouten zwischen Platte und Unterzug (Foto: JR).



Abb. 81: Kuvertfabrik in Pasing, Deckenuntersicht mit Vouten zwischen Platte und Unterzügen (Foto: JR).

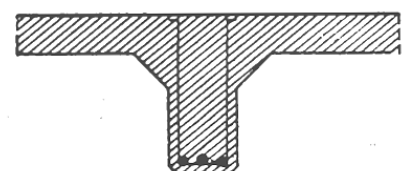
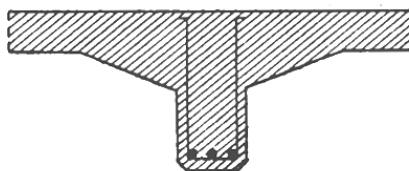
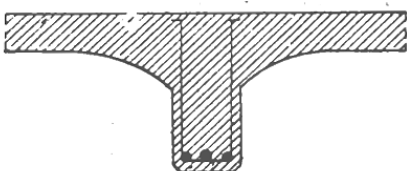


Abb. 82: Beispiele für die Ausbildung von Vouten in einem Plattenbalken (Mörsch 1908, S. 10).

### 2.3.2 Rahmen

François Hennebique war der erste Erfinder, Planer und Bauunternehmer, der den biegesteifen Rahmen im Eisenbetonbau einführte. Der Rahmen ist ein Bauelement des Hochbaus. Die Rahmenecke wird biegesteif ausgeführt (System: Abb. 69). Weitgespannte Rahmen waren aus dem Holz- bzw. Eisenbau bekannt. Bei der Übersetzung in Eisenbeton musste die Führung der Bewehrung in der Rahmenecke die Biegesteifigkeit sicherstellen. Der Rahmen lieferte ein wichtiges Vorbild für die Skelettbauweise. Bei Hallen mit großen Spannweiten wurde er als Aneinanderreihung von Bindern im Untersuchungsgebiet relativ spät verwendet (in Kapitel 5 als Binderkonstruktionen angesprochen).

Ein Skelettbau kann in seinem Aufbau aus einer Reihung und / oder Stapelung von mehreren Rahmen bestehen, die statisch- konstruktiv miteinander verbunden sind. Zielführender ist aber die Vorstellung, dass sich ein Skelettbau aus Eisenbeton aus stabförmigen Einzelementen zusammensetzt, die durch übergreifende Bewehrung Durchlaufwirkung erhalten. Um die erforderliche Aussteifung sicherzustellen, müssen diese Elemente an den Kreuzungspunkten biegesteif verbunden oder durch ergänzende Strukturen entsprechend aussteift werden.

Die Sicherstellung der Biegesteifigkeit von Rahmenecken wurde im Untersuchungszeitraum zunächst empirisch gelöst. Hennebique bediente sich wie weiter oben erläutert dem Vorbild des Holzbaus und bildete eine voutenähnlich ausladende Verdickung an den Knoten aus, wo Träger und Stützen zusammentreffen (Abb. 79). Im Holzbau wäre dies ein Kopfwinkelholz. In dieser Voute wurden zusätzliche Bewehrungsstäbe eingelegt, die diagonal in Stütze und Träger einbanden. Diese Idee blieb auch Leitgedanke während der nächsten Jahre, sodass man grundsätzlich in jedem Skelettbau aus dieser Zeit auch dieses Detail vorfinden kann. Emil Mörsch gab ganz konkrete Empfehlungen für die Bewehrungsführung in diesen Vouten. Sie wurde auch für den Anschluss von Decken an Unterzüge verwendet. Später wurde die Voutenbewehrung immer weiter zurückgenommen, sodass die optisch wirksame Voute entfallen konnte.

### 2.3.3 Decke, Gewölbe und Kuppel

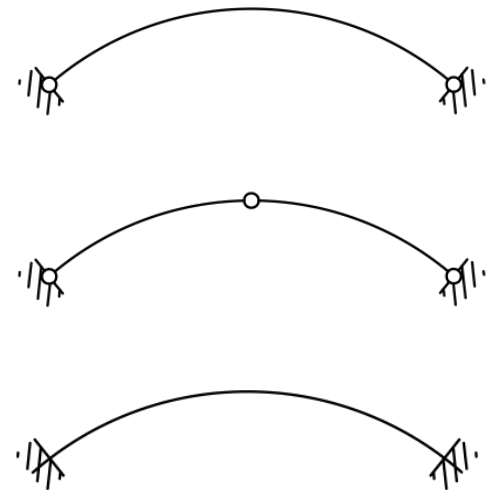
Joseph Monier hatte als einer der ersten Erfinder die Idee, eine Brücke ganz aus Eisenbeton herzustellen. Dabei war er von dem

Gedanken geleitet, dass seine Röhren aufgeschnitten und zu einem Bogen aufgeweitet werden könnten, um als Flächenelement eine neue Anwendung zu erfahren. Um den Schub am Anläufer des Bogens aufnehmen zu können, verfüllte er diesen Bereich mit Massenbeton. Er spannte den Bogen also ein (Vgl. *Abb. 83*). Diese Ausführung war für die folgenden Jahre Vorbild für viele Bogenbrücken. Der Bogen selbst war mehr oder weniger wie eine Behälterwandung mit ein oder mehreren Lagen kreuzweise verlegter Stäbe bewehrt. Die Bögen konnten auf diese Weise mit einer geringen Pfeilhöhe ausgeführt werden. Die im Anhang aufgeführten frühen Brücken aus dem Münchner Raum, insbesondere in Parkanlagen, zeugen davon.

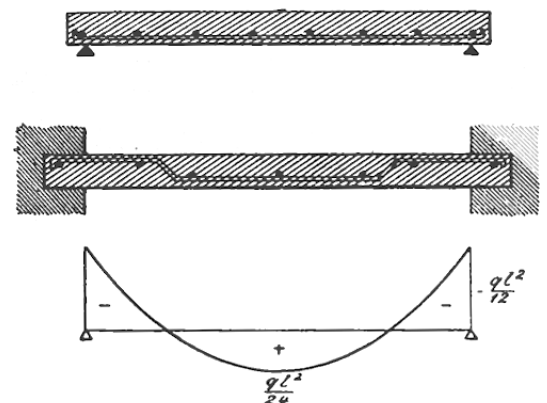
Wie in Kapitel 2.1.3 bereits erläutert wurde, wurden die frühesten bewehrten ebenen Decken zwischen Eisenprofilen liegend hergestellt. Die Bewehrung ermöglichte im Gegensatz zu einer unbewehrten Bauweise größere Abstände zwischen den Eisenprofilen, also größere Spannweiten der Deckenfelder, als dies ohne Bewehrung möglich gewesen wäre. Diese Bauweise wurde auch in der Monierbroschüre beschrieben.<sup>52</sup> Im Gegensatz zu einer Eisenbetonplatte mit linearen Auflagern können durch Einspannung der Plattenränder beispielsweise in aufgehenden Mauerwerkswänden die maximalen Biegemomente innerhalb der Platte reduziert und die Tragfähigkeit derselben erhöht werden. Es ist jedoch dann die Bewehrungsführung zu verändern (*Abb. 84*).

Die Eisenprofile wurden bald durch Balken aus bewehrtem Beton ersetzt. Der aus diesem Gedanken entwickelte Plattenbalken oder die Rippenplatte – bei dichterem Anordnen der Träger – war gegenüber der ebenen Decke ohne Unterzüge eine wirtschaftliche Bauweise, da bei deutlich geringerem Materialbedarf ein hoher tragender Querschnitt erreicht wurde. Dem stand ein größerer Schalungsaufwand gegenüber. Mörsch hielt Balkenabstände von 3 bis 4 m für wirtschaftlich.<sup>53</sup> Eine besondere Form des Plattenbalkens stellte die sogenannte Voutendecke dar, bei der am jeweiligen Zusammentreffen von Platte und Balken eine Verstärkung eingefügt und oft auch zusätzlich bewehrt wurde (*Abb. 82*). Solche Vouten findet man in einigen der untersuchten Gebäude an. Sie verlaufen entlang der Träger bis zu den Stützen und unterstützen die Durchlaufwirkung der Deckenplatte (*Abb. 81*).

Der Plattenbalken stellt letztlich eine Kombination von flächigen und stabförmigen Elementen dar, die durch übergreifende Bewehrung zu hoher gemeinsamer Tragwirkung gelangen. Eine geschlossene Deckenfläche war zur Nutzung von Skelettbauten erforderlich und wurde im Gegensatz zu den Fassaden, die man leicht applizieren konnte, Teil des Skeletts und gemeinsam mit



**Abb. 83:** Von oben: Zwei- und Dreigelenkbögen, häufig bei Brücken ausgeführt. Eingespannter Bogen, wie er auch nach System Monier bei Brücken angewendet wurde (JR).



**Abb. 84:** Ebene Decke ohne und mit Einspannung: Die Bewehrungsführung ist entsprechend auszubilden (Mörsch 1908, S. 6).

<sup>52</sup> Wayss 1887.

<sup>53</sup> Mörsch 1908, S. 10.

## 2.3 Tragelemente

den stabförmigen Tragelementen monolithisch bewehrt und betoniert. Die Deckenplatten stellten ausgesteifte horizontale Ebenen dar. Vertikale Flächenelemente wurden dagegen zur Aussteifung kaum für notwendig erachtet. Sie standen zudem dem Gedanken eines frei bespielbaren Grundrisses entgegen.

Gewölbekonstruktionen wurden in Anlehnung an Bogentragwerke ausgeführt. Um den Schub am Auflager so gering wie möglich zu halten, wurden die Gewölbe sehr dünn ausgeführt. Die Masse aus den über die Auflager der Gewölbe hinaus aufgeführten (meist) Mauerkronen schien den Planern jedoch ausreichend geeignet zu sein, um diese Schubkräfte aufzunehmen.

Schalenartige, sehr dünne Gewölbe wurden schon früh nach den Vorgaben der 1887 verfassten Monier-Broschüre errichtet. Dabei wurde darauf geachtet, dass keine asymmetrischen Lasten aus Wind oder Schnee auf die Gewölbe einwirken konnten. Solche Gewölbe findet man zumeist nur innerhalb von Gebäuden und sie nehmen keine Verkehrslasten auf, außer zu Revisionszwecken. Auch Stichkappengewölbe wurden in dieser Art zur Ausführung gebracht (Vgl. *Abb. 85*). Diese Schalen weisen eine geringe Bie-



**Abb. 85:** Schule am Gotzinger Platz mit Stichkappengewölbe über der Turnhalle von 1906 (Mörsch 1912, S. 251). Hier wurden auch Gurtbögen eingesetzt.



**Abb. 86:** Stichkappengewölbe über dem Langhaus der katholischen Margaretenkirche in Sendling (Foto: JR).

gesteifigkeit auf, die Monier durch Einlage von Profilträgern aus Eisen um ein gewisses Maß erhöhte. Bei Rippengewölben wurde die Idee eines Plattenbalkens auf einfach gekrümmte Gewölbe übertragen. Vorbild hierfür waren auch gemauerte Gewölbe mit Gurtbögen. Die Rippen wurden auf der Oberseite des Gewölbes angeordnet, um eine flächige Innenansicht zu erhalten (Abb. 86).

Bei der Errichtung von Kuppeln konnten der Gewölbeschub bzw. die Ringzugkräfte am Auflager durch Einlage von Zugringen aus Bewehrungsstäben aufgenommen werden. Kuppeln wurden häufiger im Untersuchungszeitraum realisiert. Dabei sind sogar drei unterschiedliche Typologien anzutreffen. Dies ist zunächst die Kuppel aus Massenstein ohne regelhafte Bewehrung, dünne Schalen nach dem Vorbild von Monier und Rippenkuppeln nach dem Vorbild von Hennebique. Kuppeln wurden zumeist mit einem Oberlicht und in vielen Fällen einer Laterne ausgeführt. Sehr oft sind zweiteilige Kuppeln zu finden, die auf die Innen- bzw. Außenwirkung differenziert Bezug nehmen.

Bei einem einfach gekrümmten Gewölbe aus Eisenbeton kann mithilfe von biegesteifen Rippen bzw. Gurtbögen erreicht werden, dass am Auflager nur Vertikallasten aufgenommen werden müssen (Abb. 89). Das Tragwerk kann wie ein gekrümmter Plattenbalken aufgefasst werden (Abb. 87). Zwischen die Gurtbögen, die in einem überschaubaren Abstand von wenigen Metern zueinander angeordnet werden, können gekrümmte Platten eingesetzt werden, die also von Bogen zu Bogen spannen (siehe nochmals Abb. 87). Wenn der Abstand zwischen den Gurtbögen vergrößert wird, so können hierarchisch nachgeordnete Träger zwischen den Bögen verlaufen und evtl. sogar kreuzweise spannende Deckenplatten ausgeführt werden.

Bei einer Kuppel kann eine Struktur aus Rippen, die in Meridian- oder auch in Ringrichtung verlaufen, ein steifes System vorgeben, dessen Felder ebenfalls mit dünnen Platten aus bewehrtem Beton gefüllt werden oder auch offen bleiben, wie dies bei der Jahrhunderthalle in Breslau der Fall war. Die Jahrhunderthalle war mit über 60 m Spannweite die größte Eisenbetonkonstruktion, die mit einer Rippenstruktur überwölbt wurde.

Bei gekrümmten Decken kann man aber auch den Ansatz verfolgen, eine ideale Wölbform zu finden, sodass im Tragwerk nur Normalkräfte auftreten. Dies macht es möglich, die Querschnitte zu reduzieren und leichte Konstruktionen auszubilden. Dies war vielleicht auch die Idee bei der weitgehend unbewehrten Kuppel von St. Ursula in München (Abb. 88). Diese Vorstellung machte viele gemauerte Kuppeltragwerke in der Vergangenheit erst möglich. Sie wurde in der Eisenbetonbauweise wiederum in Betracht gezogen und zur Ausführung gebracht. Darauf wird im nächsten Kapitel näher eingegangen.

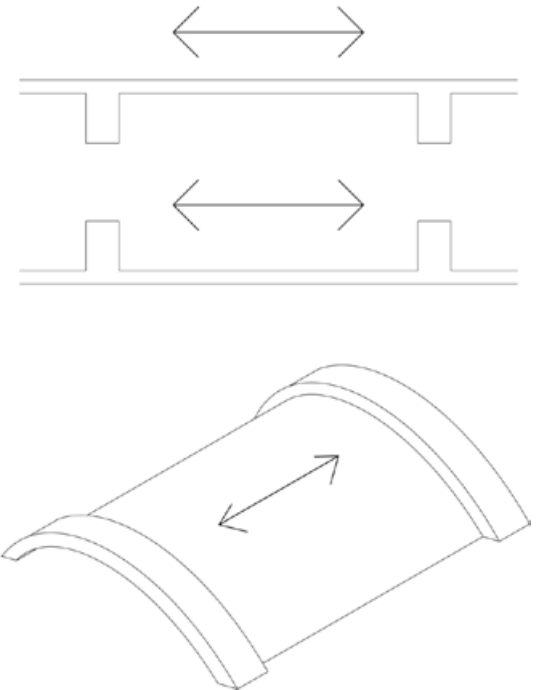


Abb. 87: Ausbildung von gerippten Decken (Plattenbalken) mit unten bzw. oben liegenden Balken bzw. Gurtbögen und dazwischen spannendem Deckenfeld. (JR).



Abb. 89: Statisches System eines Gurtbogens (JR).



Abb. 88: Die innenliegende Rippenkuppel über der Vierung der Pfarrkirche von St. Ursula am Kaiserplatz (Rendering: Sebastian Nägele).



**Abb. 90: Skelettstruktur im Wasserturm von Schwabmünchen (Foto: JR).**



**Abb. 91: Rahmentragwerk, das als Binderkonstruktion in einer Halle im Hauptzollamt in München ausgeführt wurde (Foto: JR).**

## 2.4 Zusammenfassung

Die vorliegende Arbeit befasst sich mit Hochbaukonstruktionen aus bewehrtem Beton. Der Begriff Beton subsummiert hydraulisch abbindende, also zementhaltige Mörtel mit Zuschlägen von wenigstens 4 mm Durchmesser. Mit dem Begriff Bewehrung sind stabförmige, biegeeweiche Eisenwerkstoffe gemeint, die allgemein erst in Verbindung mit dem Beton zu einer gemeinsamen Tragwirkung gelangen.<sup>54</sup>

Die Verwendung des Zements im Bauwesen geht auf die Entdeckung des Abbindeverhaltens bestimmter natürlich vorkommender Gesteine vulkanischen Ursprungs zurück. Mit der industriellen Produktion von Zement im frühen 19. Jahrhundert verbreitet sich die Anwendung des Bindemittels von England aus über den europäischen Kontinent und nach Amerika.

Beton wurde bis in das frühe 20. Jahrhundert hinein vornehmlich als unbewehrter Stampfbeton verwendet. Diese Anwendung hatte die sogenannte Pisé-Bauweise<sup>55</sup> zum Vorbild. Dabei wurde eine Mischung aus Lehm und Stroh in eine Schalung eingestampft, um Wandkonstruktionen zu errichten. Diese, letztlich aus der Antike überkommene Technik, die prinzipiell auch zur Herstellung von künstlichen Mauersteinen angewendet wurde, wurde zu Beginn des 19. Jahrhunderts wieder aufgegriffen.

Der frühe Eisenbetonbau bediente sich Vorbildern aus dem Holzbau oder dem Eisenbau. Diese Vorbilder dienten der Tragwerksreferenzierung, gaben jedoch auch Sicherheit bei der statischen Beurteilung von Tragstrukturen. Dabei können zwei Entwicklungslinien unterschieden werden. Zum einen ist dies die Nutzung stabförmiger Bauteile, um hierarchisch geordnete Tragsysteme aus Balken und Stützen herzustellen (Vgl. *Abb. 90*). Zum anderen ist es die Nutzung von ebenen oder gekrümmten, flächigen Tragwerken, die entweder ganz praktisch formgebende Funktion hatten oder durch die Krümmung von statischem Vorteil waren, wie dies bei Bogenbrücken der Fall ist.

Als Bauelemente kamen neben ebenen Decken Träger und Stützen zur Ausführung, die durch biegesteife Verbindung zu Rahmen gefügt werden konnten (*Abb. 91*). Dies wurden Grundbausteine des Hochbaus aus Eisenbeton. Flächige Deckenelemente wurden durch Krümmung auch zu Gewölben oder Kuppeln geformt. Im Untersuchungszeitraum bis 1918 wurden auch schalenartige, also dünnwandige, Gewölbe aus Eisenbeton als Weiterentwicklung der aus Eisenprofilen gefügten Schwedlerkuppel realisiert.

Ausgehend von einer flachen Decke mit Eisenprofilen und felderweiser Betonfüllung entstand der Plattenbalken. Im Untersuchungszeitraum wurden Plattenbalken auch in Anlehnung an

<sup>54</sup> Siehe Kapitel 2.1.1 Werkstoffe.

<sup>55</sup> Vgl. Kapitel 2.1.2 und Cointereaux 1803.



## 2.4 Zusammenfassung

die langjährige Tradition gemauerter Rippenkuppeln als gerippte Betonkuppeln zur Ausführung gebracht, die dann ihren frühen Höhepunkt bei der Jahrhunderthalle in Breslau nach Plänen des Architekten Max Berg und des Bauingenieurs Willy Gehler fand. Es war dabei auch naheliegend, den Plattenbalken einfach umzudrehen, und die Rippen als Gurtbögen auf der Oberseite eines Gewölbes anzuordnen, um eine flächige Untersicht zu erhalten (Abb. 92).

Die grundlegenden Tragelemente Balken und Stütze wurden weiter zu kontinuierlich durchlaufenden Trägern oder Stützen gefügt. Durch die Verbundwirkung von Bewehrung und Beton konnten auch liefer- bzw. verarbeitungsbedingt kurze Bewehrungsstäbe mithilfe der Übergreifung der Stabenden genutzt werden, um die Durchlaufwirkung zu erzielen. Der statische Vorteil, der sich dabei durch die Reduzierung der maximalen Biegemomente ergibt, wurde u.a. zur Stützweitenvergrößerung genutzt. Der Vorteil einer Auskragung über die Randstütze hinaus wurde schon früh erkannt und beförderte die Trennung von Gebäudehülle und Tragwerk.

Eine Herausforderung stellte die bewehrungstechnische Ausbildung der biegesteifen Rahmenecken dar. Sie war für die Errichtung von Skelettbauwerken und weitspannenden Rahmen- bzw. Bindertragwerken aus Eisenbeton von Bedeutung. Wandscheiben sollten möglichst vermieden werden, um die Grundrisse freigestalten und nutzen zu können. Die Deckensysteme aus Eisenbeton stellten die Aussteifung in dieser Ebene sicher.

Somit war der Eisenbetonbau zwar eine völlig neue Bauweise, für die eine eigenständige Technologie entwickelt wurde, aber es war auch eine Bauweise, die aus einer tradierten Formen- und Konstruktionssprache in die Gegenwart übertragen wurde. Über die architektonische Formensprache und die stilprägenden Ausdrucksmöglichkeiten des bewehrten Betons wird in den weiteren Kapiteln zu reden sein.

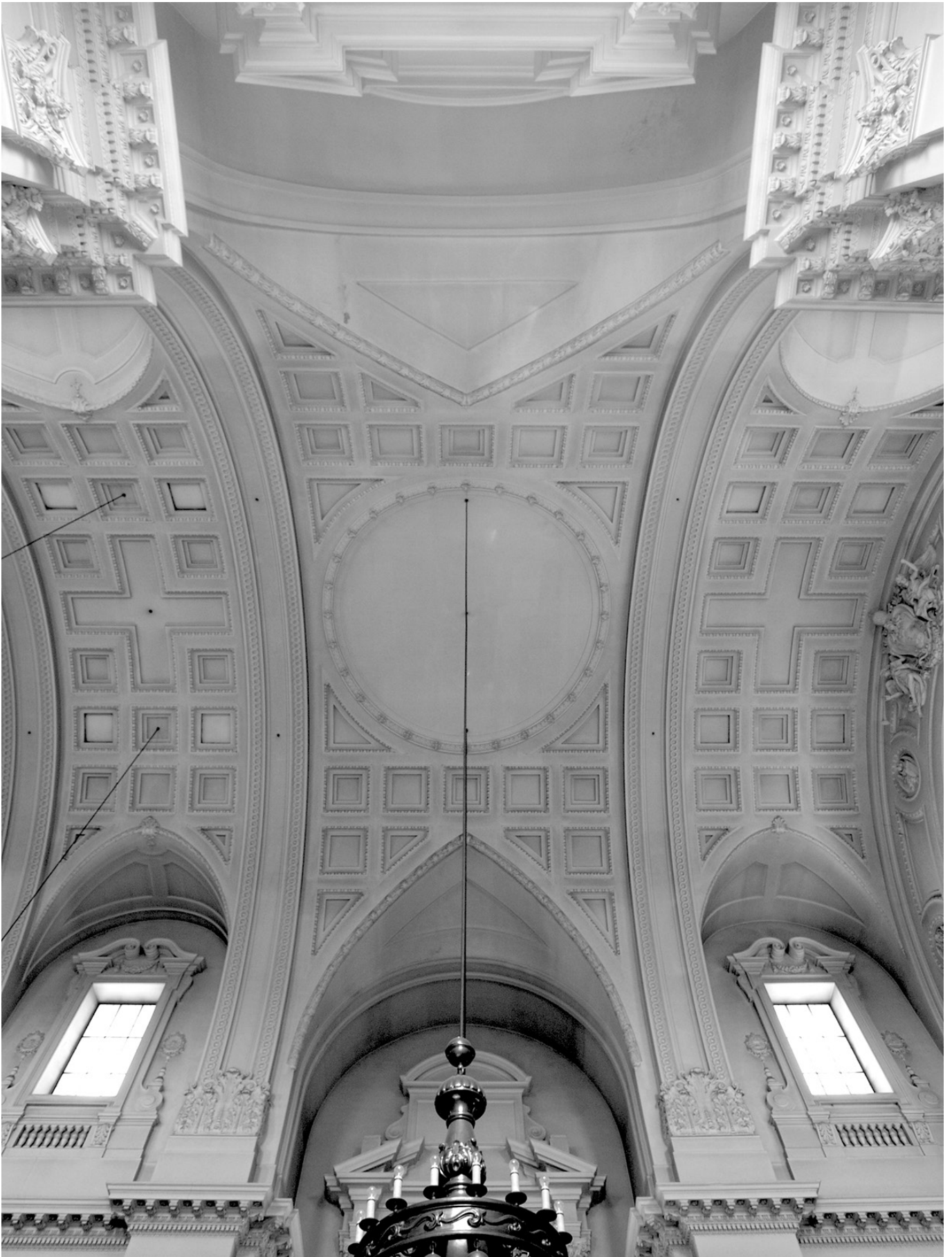


Abb. 92: Stichkappengewölbe in der Margaretenkirche in München (Foto: JR).



### 3 Bemessung von Eisenbetonbauteilen im Untersuchungszeitraum

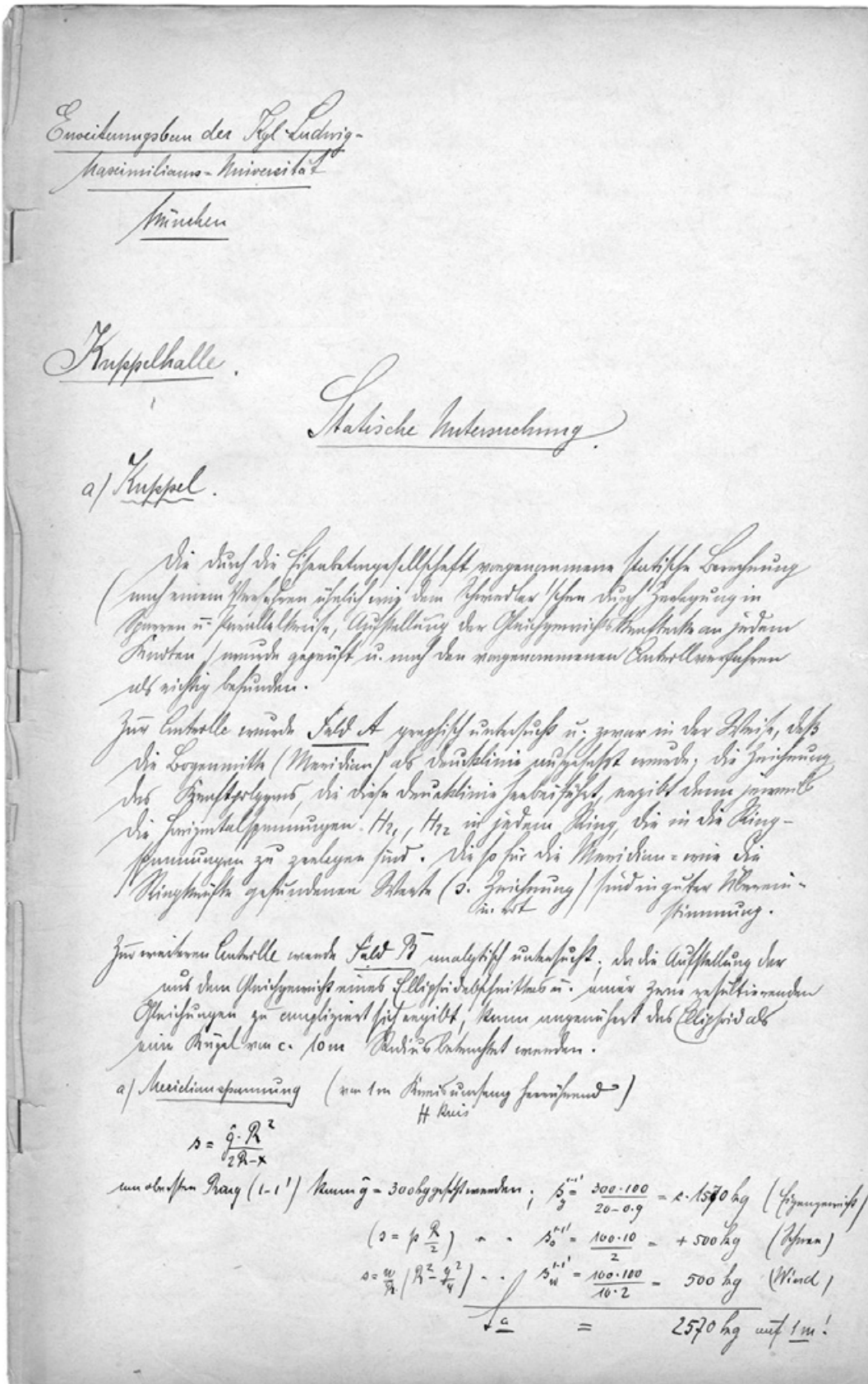


Abb. 93: Deckblatt zur statischen Untersuchung der Kuppelhalle der Ludwig-Maximilians-Universität (BSA, Unibauamt, Akt-Nr. 42-1).

## 3.1 Bemessungstheorien

### 3.1.1 Zielsetzung

Anleitungen für eine patentunabhängige und allgemein gültige Bemessungsweise für Bauteile aus Eisenbeton wurden schon in die ersten Leitsätze vom 04.06.1904 für die Anwendung von Eisenbeton im Hochbau aufgenommen und fanden unmittelbaren Eingang in die Lehre an den Hochschulen. Hierfür sorgte u.a. Emil Mörsch, der 1906 eine Professur für Massivbau an der ETH in Zürich übernahm. Der Anspruch an die Allgemeingültigkeit der Berechnungsmethoden, unabhängig von einer bestimmten Bauweise, war die wissenschaftliche Grundlage für die Prüfung und Nachvollziehbarkeit von statischen Nachweisen. Diese wurden von Anfang an bei Errichtung von Bauwerken aus Eisenbeton im deutschsprachigen Raum verlangt. Daneben stand die Sorge um die Qualität der Ausführung vor Ort im Fokus der schweizer, österreichischen und deutschen Genehmigungsbehörden.

Die Bauteilbemessung erfolgte gemäß dem Grundsatz des Gleichgewichts der Spannungen in einem Querschnitt. Das Zusammenspiel von Beton und Bewehrung wurde auf der Basis der jeweiligen Elastizitätsmodule ermittelt. Die Bemessung erfolgte darauf basierend last- und spannenweitenabhängig. Der Lastfall mit der wahrscheinlich höchsten Belastung für die Bauteile wurde der Bemessung zugrunde gelegt. Es ist wichtig anzumerken, dass Bemessungstheorien anfangs nur einzelne Tragelemente wie Decken, Balken und Plattenbalken sowie Stützen zum Gegenstand hatten. Die Aussteifung von räumlichen Gesamtkonstruktionen aus bewehrtem Beton blieb weitgehend unberücksichtigt. Es war den Erfindern und Bauingenieuren wichtig, die Möglichkeiten herauszustellen, die Eisenbeton bietet, um in „monolithischer“ Bauweise räumliche Tragwerke zu errichten. François Hennebique sprach von dem Anspruch, Gebäude aus einem Guss zu erstellen.<sup>56</sup> Seine Beispiele von Werkhallen und Warenhäusern zelebrierten geradezu dieses Prinzip des Weglassens aussteifender Massivwände oder Gefachefüllungen. Alle, auch der genannte Ingenieur Emil Mörsch, der ansonsten sehr fundiert bei der Herleitung seiner Theorien vorging, blieben mit Blick auf die Biegesteifigkeit von Knoten und Rahmenecken aber vage, wie im Folgenden noch näher ausgeführt wird.

Für die Berechnung der Stärke der Monierschen Cementplatten mit Eiseneinlage, welche auf Biegung in Anspruch genommen werden, gewinnt man ein angenähertes Verfahren, wenn man die inneren Kräfte, welche das Widerstandskräftepaar ergeben, in der hieneben angedeuteten Weise in Ansatz bringt, wobei auf die Zugspannung des Cementmörtels verzichtet ist. Drückt man die Plattendicke  $\delta$  in cm, die zulässige Druckspannung  $k$  des Cementmörtels und die gestattete Zugspannung  $k_1$  des Schmiedeeisens in kg f. d. qcm, den Eisenquerschnitt  $F$  f. d. m Plattenbreite in qcm aus, so berechnen sich  $\delta$  und  $F$  aus den beiden Gleichgewichtsbedingungen:

- 1)  $k_1 F = k \frac{\delta}{4} \cdot 100$
- 2)  $k \frac{\delta}{4} \cdot 100 \cdot \frac{3}{4} \delta = M_{max}$

worin  $M_{max}$  das größte angreifende Biegemomente bezeichnen. Für den Cement, dessen Mischung mit kiesigem Sand im Verhältniß 1 : 1 genommen werden muß, kann man bei mehr als zehnfacher Sicherheit  $k = 20$  setzen; mit  $k_1 = 750$  wird dann (abgerundet)

$$1) \delta = \frac{1}{20} \sqrt{M_{max}}; \quad 2) F = \frac{2}{3} \delta.$$

Z. B. wird für eine Platte von 1,2 m Spannweite, gleichmäßig verteilter Belastung von 600 kg f. d. qm,  $\delta = \frac{1}{20} \sqrt{\frac{600 \cdot 1,2 \cdot 120}{8}} = 5,2$  cm;

$$F = \frac{2}{3} \cdot 5,2 = 3,5 \text{ qcm, also bei 6 cm Theilung der Eisendrähte Drahtdurchmesser aus Gleichung } \frac{100 \pi d^2}{4} = 3,50, \text{ woraus } d = 0,52 \text{ cm.}$$

Die durch die Zugkraft angestrebte Verschiebung der Eisenstäbe innerhalb der Platte wird durch die bedeutende Flächenanziehung zwischen Cement und Eisen verhindert.

Die vorstehende Berechnungsweise liefert mit den von Herrn Ingenieur Wayfs hieselbst angestellten Belastungsproben genügend übereinstimmende Ergebnisse.

Berlin, den 25. October 1886. M. Koenen.

Abb. 94: Die erste Bemessungstheorie für bewehrte Betonplatten, erschienen im Centralblatt der Bauverwaltung in Berlin am 20. November 1886 (Koenen 1886, s. 462).

<sup>56</sup> Bereits Rondelet sprach in Zusammenhang mit Stampflehbauten von monolithischer Bauweise. Siehe auch Haegermann et.al 1964, Teil B ab S. 115.

### 3.1.2 Matthias Koenen

Gustav Adolf Wayss konnte 1887 beim Verfassen der sogenannten Monier-Broschüre den Bauingenieur Matthias Koenen (1849–1924) dafür gewinnen, last- und spannweitenabhängige Bemessungstabellen zu erarbeiten (Abb. 96). Wayss war Wirtschaftsingenieur und suchte bewusst Ingenieure, um wissenschaftlich fundierte Nachweise für die von ihm bevorzugte Bauweise in Eisenbeton erarbeiten zu lassen. Koenen war wohl überhaupt der erste Ingenieur, der eine Bemessungsformel zur Ermittlung des erforderlichen Betonquerschnitts und den erforderlichen Bewehrungsquerschnitt in einer Decke bzw. einem Biegeträger ausarbeitete (Abb. 94), die dann in die Monier-Bro-

# THEORIE

## einiger wichtiger Konstruktionen

nach System Monier

### Metallgerippe mit Cementumhüllung

nach der von Regierungs-Baumeister M. Koenen im Centralblatt der Bauverwaltung (Jahrgang 1886) angegebenen, mit den Belastungsversuchen übereinstimmenden Berechnungsweise.

---

#### I. Monier-Platten, beliebig belastet.

Monier-Platten, welche wie ein Balken auf zwei Stützen auf Biegung in Anspruch genommen werden, mögen dieselben eben oder von Auflager zu Auflager beliebig, aber einfach gekrümmt sein, also auch bogenförmige Gebilde, die bei freier Beweglichkeit der Auflager im wagerechten Sinne von nur senkrecht gerichteten Auflagerdrücken getragen werden, also keinen Seitenschub ausüben bzw. für sich in Anspruch nehmen sollen, erhalten Stärke und Eisenquerschnitt nach folgender Festigkeitsberechnung:

Es sei gegeben eine Platte, deren Breite gleich der Längeneinheit und es bezeichne:

- $\delta$  die Dicke der Platte,
- $F_e$  den Eisenquerschnitt,
- $M_{max}$  das grösste Biegemoment,
- $k$  die zulässige Druckspannung des Cementmörtels,
- $k_1$  die gestattete Zugspannung des Schmiedeeisens;

bringt man die inneren Kräfte, welche das Widerstandskräftepaar ergeben, in der hiernebenangedeuteten Weise in Ansatz (Abb. 1), wobei auf die Zugspannung des Cementmörtels verzichtet ist, so berechnen sich  $\delta$  und  $F_e$  aus den beiden Gleichgewichtsbedingungen:

Abb. 1.

Abb. 95: Auszug aus der Monier-Broschüre von 1887, S. 27 mit Abbildung des Verhältnisses zwischen Zug- und Druckkraft in einem Biegebalken.

### Tabelle

der Plattenstärken und der Gewichte für Spannweiten von 0,70 bis 3,00 m und Belastungen von 150 bis 1200 kg a. d. qm.

Spannweite	1,7 m		1,8 m		1,9 m		2,0 m		2,1 m	
	$\delta$	G	$\delta$	G	$\delta$	G	$\delta$	G	$\delta$	G
kg/qm	mm	kg/qm	mm	kg/qm	mm	kg/qm	mm	kg/qm	mm	kg/qm
150	22	51	23	53	24	55	25	58	27	62
200	25	58	27	62	28	64	29	67	31	72
250	28	64	30	69	31	72	33	76	35	81
300	31	72	33	76	34	80	36	83	38	88
350	33	76	35	81	37	85	39	90	41	95
400	36	83	38	88	40	92	42	97	44	101
450	38	89	40	92	42	97	44	101	47	108
500	40	92	42	97	44	101	47	108	49	113
550	42	97	44	101	46	106	49	113	51	117
600	43	99	46	106	49	113	51	117	54	124
650	45	104	48	110	51	118	53	122	56	129
700	47	108	50	115	53	122	55	127	58	133
750	49	113	52	120	54	124	57	131	60	138
800	50	115	53	122	56	129	59	136	62	142
900	53	122	56	129	59	136	62	142	66	151
1000	56	129	59	136	63	145	66	151	69	157
1100	59	136	62	142	66	151	69	157	73	168
1200	61	140	65	149	69	157	72	165	76	174

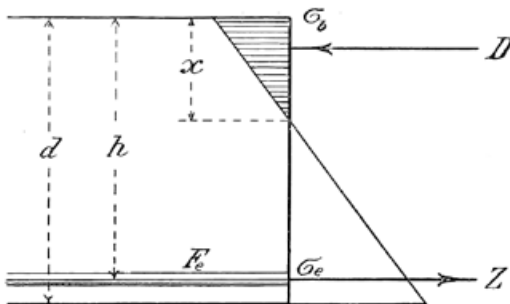
p gleichmässig vertheilte Last.  
 $\delta$  Plattenstärke. — G Gewicht der Platten.

Abb. 96: Dimensionierungstabelle aus der Monier-Broschüre, S. 70.

### 3.1 Bemessungstheorien

$$F_e = \frac{M}{\sigma_e \cdot \frac{3}{4} \cdot d}$$

**Abb. 97: Ermittlung des erforderlichen Querschnitts der Bewehrungsstäbe in einem Balken- oder Deckenquerschnitt nach Koenen (interpretiert aus der Monier-Broschüre von und abgedruckt in Mörsch 1906, S. 86).**



**Abb. 98: Zur Erläuterung verwendete Mörsch diese Grafik (Mörsch 1912, S. 80). Die Nulllinie verläuft am Wechsel von Druck- zu Zugspannung in einem Querschnitt.**

schüre aufgenommen wurde (Abb. 95).<sup>57</sup> Diese Formel geht – basierend auf den damals bekannten Festigkeitswerten – von den jeweils festzusetzenden zulässigen Bruchbeanspruchungen für Beton (auf Druck) und Eisen (auf Zug) aus, setzt diese Eigenschaften ins Verhältnis zu dem lastabhängigen Biegemoment in einem Träger oder einer Decke und ermittelt daraus in Abhängigkeit zum Abstand zwischen den gemittelten Druck- bzw. Zugzonen und der Spannweite den erforderlichen Querschnitt der Bewehrung bzw. des Betonbalkens (Abb. 97). Es ist dies ein deterministisches Berechnungsverfahren, das also mit definierten Rahmenbedingungen und Baustoffeigenschaften arbeitet.<sup>58</sup> Die Bemessung funktioniert, wenn zuvor für die Bewehrung oder den Bauteilquerschnitt aus Beton Maße angenommen werden, um nur eine Unbekannte in der Formel ermitteln zu müssen. Koenen lieferte jedoch auch eine Formel, bei der aus dem maximal anzunehmenden Biegemoment und der Bemessungsdruckspannung für Beton spannenabhängig die erforderliche Dicke einer bewehrten Platte ermittelt wird.

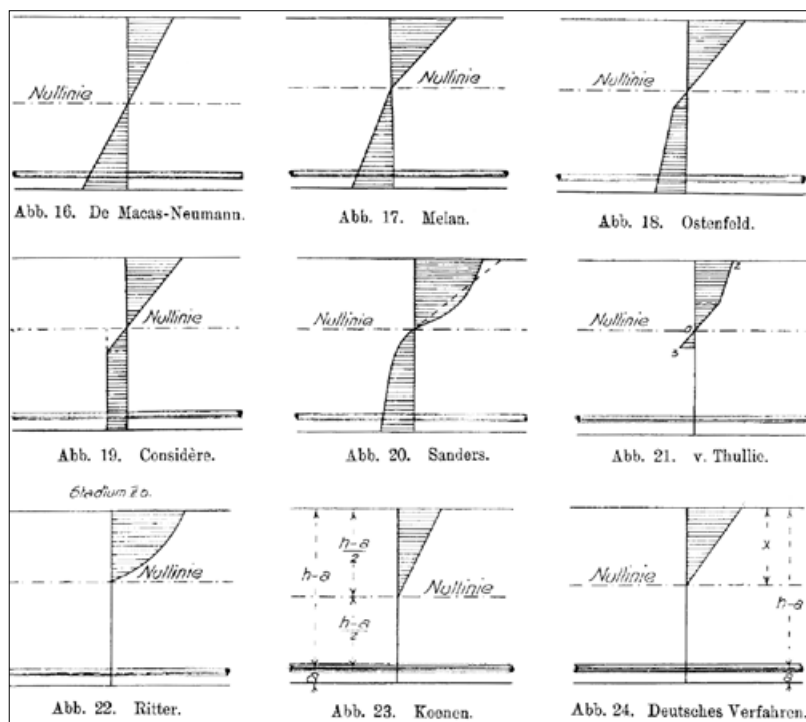
Koenen hatte mit der Veröffentlichung der Bemessungsformeln für Decken 1886 Grundzüge einer allgemeinen Vorgehensweise bei der statischen Berechnung skizziert. Er bildete ein Kräftepaar aus Druckspannung im Beton und Zugspannung im Eisenwerkstoff und untersuchte die Zusammenhänge innerhalb eines bewehrten Betonquerschnitts. Er legte damit die Grundlage für die später als n-Verfahren eingeführte Bemessung, bei der die Elastizitätsmodule von Beton und Eisen ins Verhältnis zueinander gesetzt werden und unter Annahme der Nulllinie die jeweiligen erforderlichen Querschnitte bestimmbar macht (Abb. 98).<sup>59</sup> Koenen war noch der Ansicht, dass die Nulllinie genau in der Mitte des Querschnitts liege (siehe ebenfalls Abb. 95). Die exakte Lage der Nulllinie und die Lage der resultierenden Druckkraft standen im Zentrum der Überlegungen der folgenden Jahre.

Koenen wies, wie der Amerikaner Hyatt mehr als 10 Jahre zuvor, dem Beton ausschließlich Druckspannungen und dem Eisen ausschließlich Zugspannungen zu. Dies ist ein, auch für die damalige Zeit, äußerst praxisnaher Ansatz. Er war jedoch keineswegs Konsens unter den Ingenieuren. Man denke nur an die zahllosen Zugversuche an Betonproben durch Michaelis seit den 1870er Jahren. Viele Ingenieure wiesen dem Beton Zugfestigkeiten zu, wie eine Darstellung von Völker in einer Veröffentlichung von 1908

57 vgl. hierzu auch Jürges 2000, S. 24, worin Koenen zitiert wird, wie er Gustav A. Wayss klar zu machen versuchte, wo das Eisen im Bauteilquerschnitt zu liegen hätte. Darauf bat Wayss Koenen um Erarbeitung einer Bemessungstabelle für die sogenannte Monier-Broschüre. Außerdem siehe die Ausführungen von Koenen zu Moniers Verfahren, erschienen im Centralblatt der Bauverwaltung 04.09.1886 und 20.11.1886. Siehe auch Anhang.

58 Bei einem deterministischen Bemessungsverfahren werden festgelegte Lastfälle angesetzt, bei unbestimmten Systemen der ungünstigste Lastfall.

59 vgl. Christophe 1905, der das n-Verfahren verschriftlichte.



**Abb. 99: Darstellung des Spannungsverhältnisses in einem bewehrten Biegebalken im Vergleich (Völker 1908, S. 232).**

klarmacht, die Kurrer in seiner Abhandlung über die Geschichte der Baustatik 2016 auf S. 683 abdruckte (Abb. 99). Koenen tat bereits 1886 den Schritt, dem Beton ausschließlich Druckkräfte zuzuweisen und kam dem Umstand entgegen, dass dieser allein durch Schwinden während des Abbindevorgangs reißen kann. Die Zugspannungen, die Beton im ungerissenen Zustand übernehmen kann, ließ Koenen also außer Acht. In den Leitsätzen sollte später dieser Ansatz übernommen werden.

Bereits François Coignet und William Boutland Wilkinson ordneten Bewehrungen an der Unterseite eines Decken- oder Balkenquerschnitts an, aber Koenen sprach das erstmals aus, was heute allgemein verständlich ist, dass die Bewehrungsseisen sinnvollerweise in der Zugzone des Balken- oder Plattenquerschnitts anzuordnen seien. Koenen hatte damit bereits eine wesentliche Verbesserung gegenüber dem Monierpatent von 1881<sup>60</sup> erreicht, das eigentlich Gegenstand der Monier-Broschüre war. Dies erscheint umso bemerkenswerter, als Monier und auch Wayss offenbar selbst keine konkrete Vorstellung von dem Tragverhalten der Baustoffe Beton und Eisen im Verbund hatten. Der Patentstreit zwischen Rabitz und Wayss in Zusammenhang mit der Ausführung von Deckenbauteilen am Berliner Reichstag nach dem System Monier um 1888 wird an anderer Stelle noch weiter analysiert. Er unterstreicht aber die Unsicherheit von Gustav

<sup>60</sup> Joseph Monier, Patent Deutsches Reich N° 14673 von 1881 für „Verfahren zur Herstellung von Gegenständen verschiedener Art aus einer Verbindung von Metallgerippen mit Zement. Es geht auf verschiedene vorausgegangene französische Patente von Monier zurück.



### 3.1 Bemessungstheorien

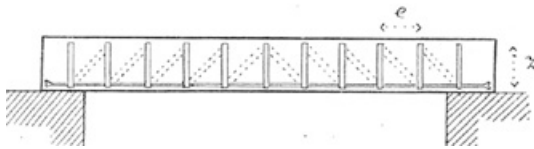


Abb. 100: Analogie eines nach System Hennebique bewehrten Balkens zu einem Fachwerkträger nach Ritter (Ritter 1899, S. 7).

$$F_e = \frac{M}{\left(h - \frac{x}{3}\right) \cdot \sigma_e}$$

Abb. 101: Formel zur Ermittlung des erforderlichen Bewehrungsquerschnitts in einem Balken nach Ritter (Mörsch 1906, S. 91).

$$F_e = \frac{M}{\sigma_e \cdot \frac{7}{8} \cdot h}$$

Abb. 102: Formel zur Ermittlung des erforderlichen Bewehrungsquerschnitts in einem Balken nach Mörsch (Mörsch 1906, S. 84).

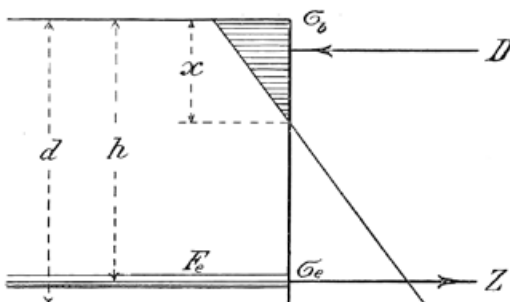


Abb. 103: Zur Erläuterung verwendete Mörsch diese Grafik (Mörsch 1912, S. 80).

Wayss hinsichtlich des Tragverhaltens von Eisenbeton. Erst das kompetente Eingreifen Koenens, der zuvor Wayss empfahl, die Bewehrung in einer ebenen Decke aus der Mitte des Betonquerschnitts nach unten nahe des Randes des Querschnitts zu legen, konnte hier Klärung zugunsten des Monierpatentes herbeiführen. Koenen teilte dem Gutachter zur Streitschlichtung und sicheren Unterscheidung der Systeme Monier und Rabitz mit, „daß der Eisenstab (beim System Monier) genau die Stelle im Querschnitt einnimmt, wo sich die Zugspannung bildet“.<sup>61</sup> Wayss hatte in einem ersten Schlichtungsversuch noch Verwirrung gestiftet, indem er der Bewehrung sowohl Zug- als auch Druckspannungen zuwies. Genau dies hat auch Monier getan, der in seiner Balkenbewehrung Halbprofile als Druckbögen einsetzte und ansonsten die Bewehrung bei flächigen, ebenen Bauelementen immer in der Mitte des Querschnitts anordnete, wie dies auch Rabitz tat. Monier wies also dem Beton eher eine Schutzfunktion und der Bewehrung eher eine Trag- und Formfindungsfunktion zu. Eigentlich wurde seit dem Patentstreit am Berliner Reichstag nicht mehr ein System Monier, sondern ein System Koenen zur Ausführung gebracht.

#### 3.1.3 Karl Wilhelm Ritter

Ähnlich wie Koenen ging auch Karl Wilhelm Ritter (1847–1906) bei der Beurteilung des Tragverhaltens von Eisenbetonkonstruktionen vor. Er war Professor für graphische Statik und Brückenbau an der ETH Zürich und veröffentlichte 1899 einen Aufsatz mit dem Titel „Die Bauweise Hennebique“. Darin bescheinigte Ritter dem System Hennebique eine hohe Tragfähigkeit. Er suchte nach einem statischen Modell, um die Tragfähigkeit erklären zu können. Der Biegebalken mit einer längsverlaufenden Bewehrung und vertikal eingesetzten Bügeln aus Flacheisen, wie ihn Hennebique in seinen Patenten vorschlug, verglich Ritter in diesem Sinne mit einem Fachwerkträger, bei dem die Eisen Zugstäbe darstellen und der Beton als Druckstab wirkt. Solche Druckstäbe befinden sich zwischen zwei Bügeln am oberen Rand des Balkens und diagonal vom oberen Ende eines Bügels zu dem am unteren Rand eingelegten Längseisen (Abb. 100).<sup>62</sup> Ritter stellte wie Koenen eine Formel zur Ermittlung der erforderlichen Bewehrungsquerschnitte auf (Abb. 101). Er ging davon aus, dass die neutrale Achse, in der also weder Zug- noch Druckkräfte im Biegebalken wirken, oberhalb der Mitte eines Balkens liegt. Dies konnte Emil Mörsch durch Versuche, die an der Materialprüfanstalt in Stuttgart durchgeführt wurden, präzisieren. Er fand heraus, dass die Nulllinie nicht immer an derselben Stelle liegt. Die neutrale Achse rückt mit zunehmendem Biegemoment im Balken

61 Zitat nach Schlüter 1923, zitiert in Jürges 2000, S. 26.

62 Vgl. Karl Wilhelm Ritter: Das System Hennebique, Zürich 1899; Fig. 19 auf S. 7.

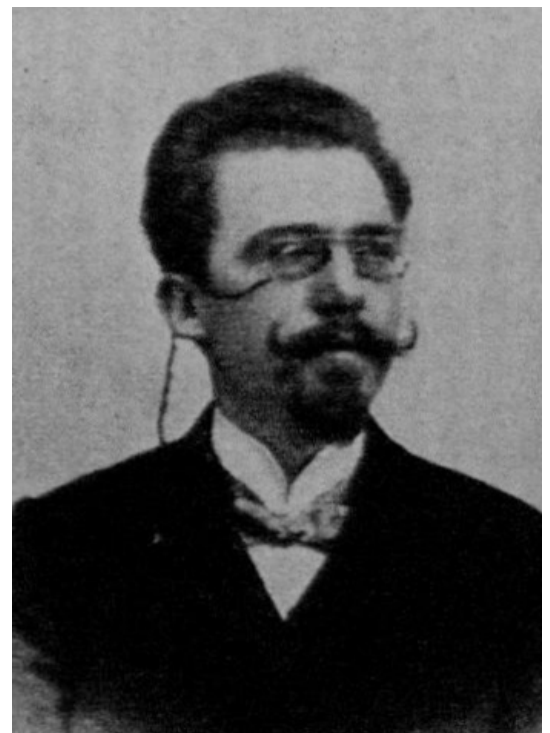
weiter nach oben. Wird ein zunehmend großer Querschnitt an Zugbewehrungen eingelegt, rückt die neutrale Achse wiederum im Balkenquerschnitt nach unten. Die Lage der neutralen Achse verlagert sich also in Abhängigkeit der Last und in Abhängigkeit der Materialquerschnitte. Die erhöhte aufnehmbare Druckspannung im Betonquerschnitt rechtfertigt aber nach Mörsch nicht die Einlage immer größerer Bewehrungsdurchmesser an der Unterseite. Von großer Bedeutung sei die Hebelarmlänge zwischen den Resultierenden Spannungen. Mörsch legte den Abstand dieses Hebelarms unabhängig von der veränderlichen Nulllinie fest, und empfahl einen gemittelten Standardabstand von  $7/8 \times h$  für die Bemessung (*Abb. 102*).

Hennebique selbst, der große Bewehrungsdurchmesser in mehreren Lagen vorsah, veröffentlichte keine Bemessungsgrundlagen. Vielmehr versuchte er diese als Geheimnis zu wahren. Er verpflichtete seine Patentnehmer, die Bemessung in seinen bureaux d'études durchführen zu lassen. Hennebique hatte damit großen Erfolg und realisierte bis 1909 über 20.000 Konstruktionen aus Eisenbeton weltweit.<sup>63</sup> Er betrieb zu der Zeit 62 Büros. In Deutschland erfuhr sein Einflus jedoch mit Einführung der Leitsätze 1904 ein jähes Ende.

### 3.1.4 Paul Christophe

Paul Christophe (1870–1957) war ein belgischer Ingenieur, der ab 1892 in der Straßen- und Brückenbauverwaltung Belgiens tätig war (*Abb. 104*). Er beschäftigte sich intensiv mit Beton und Eisenbeton und verfasste mehrere wissenschaftliche Abhandlungen zur Bemessung weitgespannter Tragwerke. Christophe lernte 1899 Hennebique auf dem Kongress zur Vorbereitung der Pariser Weltausstellung kennen und untersuchte in der Folge auch die Arbeit Hennebiques.

Christophe beobachtete in den 1890er Jahren bei Versuchen an bewehrten Biegebalken, dass diese durch Abplatzen der Betondeckung und diagonal verlaufende Risse in Auflagernähe versagen. Er stellte fest, dass durch das Aufbiegen der Bewehrung über dem Auflager und durch Anordnung von Bügeln bzw. Schlingen das Versagen deutlich verzögert wird.<sup>64</sup> Diese Endhaken wurden Standard bei der Bewehrung von Betonbauteilen und ergänzten entscheidend die Verbundwirkung zwischen dem Beton und den glatten Bewehrungsstäben. In Deutschland fanden die Adhäsionskräfte für die Bemessung als zulässige Haftspannung Berücksichtigung in der Bemessung. Die Endhaken waren konstruktiv und flossen nicht in die Bemessungen ein.



**Abb. 104: Paul Christophe**  
(*Beton und Eisen 1905, S. 1*).

<sup>63</sup> Collins, 2001, S. 187.

<sup>64</sup> Pauser 1994, S. 8.

Im Gegensatz zu Koenen, der zur Berechnung der erforderlichen Querschnitte von Beton und Bewehrung ausschließlich auf zulässige Spannungen für die einzelnen Werkstoffe setzte, lenkte Christophe den Blick auf die Elastizitätsmodule. Er setzte ein Verhältnis der E-Module von Beton zu Bewehrung von 1 zu 10 an. Er stützte sich bereits 1899 auf die wissenschaftlichen Untersuchungsergebnisse Carl v. Bachs, die dieser 1897 durchführte.<sup>65</sup> Dieses Verhältnis spielte in der Folge eine zentrale Rolle bei der Bemessung. Es wurde als n-Verfahren bekannt, wobei n das Verhältnis der E-Module von Beton und Flusseisen definierte. Dieses zu bestimmende Verhältnis fand Eingang in die Bestimmungen für die Bemessung von Bauteilen aus Eisenbeton.<sup>66</sup> Seine 1899 aufgestellte Formel für die Biegebemessung war in ihrer grundsätzlichen Form bis 1971 Grundlage für die Normierung der Biegebemessung in Deutschland.<sup>67</sup> Im Grundsatz wird dabei die last- und spannenweitenabhängig ermittelte Druckspannung in einem Balken ermittelt und durch das Verhältnis n der erforderliche Querschnitt der Zugbewehrung ausgerechnet. Die Berechnung kann auch in umgekehrter Weise erfolgen. Der E-Modul von Flusseisen wurde von Bach mit 215.000 N/mm<sup>2</sup> ermittelt. Beim Beton war man sich jedoch unsicher, da hier die örtliche Qualität der Ausführung einen erheblichen Einfluss auf den E-Modul hat. Es schwankten die Angaben des sicher erreichbaren E-Moduls zwischen 7.000 und 21.500 N/mm<sup>2</sup>.<sup>68</sup> Das Verhältnis läge also zwischen 1 zu 10 und 1 zu 25, wie weiter unten näher erläutert wird.

Christophes n-Verfahren basierte auf dem Zustand einer ausgefallenen Betonzugzone, wie dies auch Koenen bereits vorsah. Mörsch nannte dies später das „Stadium II b“ (s.u.).<sup>69</sup> Christophe berücksichtigte zudem die obere Bewehrungslage (konstruktive Bewehrung), die die Druckzone in einem Balken stärke. Auch dies floss in die später von Mörsch aufgestellten Bemessungstheorien ein.

Christophe hob durch wissenschaftliche Überlegungen die zuvor noch erforderliche Anwendung von geschützten Patenten bzw. Systemen auf. Es sollte jedoch noch einige Jahre dauern, bis sich dies in der Verabschiedung von Leitsätzen niederschlagen sollte.

65 Christophe 1905, S. 453.

66 abgedruckt bei Saliger 1904 und kommentiert bei Mörsch 1904.

67 Paul Christophe: *Le Beton armé et ses applications (suite et fin)*; *Annales des Travaux Publics de Belgique*; S. 961 ff, Dezember 1899; sein Buch wurde 1905 ins Deutsche übersetzt; Vgl. auch Jürges 2000: Hinweis auf Bedeutung Christophes für die Definition der deutschen Bestimmungen ab S. 56.

68 Zum Vergleich: Der E-Modul eines C20/25-Betons beträgt 30.000 N/mm<sup>2</sup>.

69 Mörsch 1908, S. 82.

### 3.1.5 Emil Mörsch

Emil Mörsch (1872–1950) übernahm Christophes Theorie des n-Verfahrens mehr oder weniger ohne Änderungen (Abb. 105). Auch den Vergleich eines bewehrten Betonbalkens mit einem Fachwerk, den Ritter erstmals 1899 zog, griff Mörsch auf. Mörsch kommt das Verdienst zu, dass er die Schubtragfähigkeit von Balken wirklichkeitsnah erklären konnte und mithilfe der von ihm ausgearbeiteten Fachwerkanalogie eine Bemessungsgrundlage vorlegte, die schon 1907 in die Bestimmungen zur Ausführung von Bauteilen aus Eisenbeton einfluss.<sup>70</sup> Mörsch nennt, wie zuvor Ritter, unter Verweis auf dessen Patente ab 1892 Hennebique als den entscheidenden Impulsgeber für die monolithische Bauweise. Mörsch folgte Ritter nach dessen Tod als Professor an der ETH Zürich. 1916 nahm er eine Professur für massive Tragwerke, Brückenbau und Eisenbeton an der TH Stuttgart an. Mörsch muss als einer der führenden Ingenieure in Deutschland angesehen werden, der ab 1902 den Planern und Ausführenden Werkzeuge an die Hand gab, um bewehrte Betonbauteile zu bemessen und damit eine Verwissenschaftlichung der Bauweise vorantrieb. Gustav Wayss holte den jungen Bauingenieur um 1900 in das Unternehmen Wayss & Freytag A.–G., um „...durch eine Vertiefung in die Kenntnis des Eisenbetons diesem selbst den besten Dienst zu erweisen“.<sup>71</sup>



Abb. 105: Emil Mörsch (Haegermann 1964, S. 111).

Als Voraussetzungen für die Bemessung von Eisenbetonbauteilen benannte Mörsch folgende Eigenschaften des Verbundwerkstoffs:

- Die innige Verbindbarkeit von Beton und Eisen. Es stelle sich ein gewisses Maß der Adhäsion oder Haftspannung zwischen Eisenbewehrung und umhüllender Betonoberfläche ein.<sup>72</sup> Daraus leite sich die erforderliche Verankerungslänge des Stabs im Beton ab.
- Nahezu gleiche Temperaturdehnungskoeffizienten von Beton und Eisen.
- Considères Feststellung: „Die Eigenschaften der einzelnen Komponenten verbessern sich durch ihr Zusammenspiel“.<sup>73</sup> Die Vorteile der Bauweise waren nach Mörsch:
- Feuersicherheit
- Eine insgesamt höhere Steifigkeit der Gesamtkonstruktion im

<sup>70</sup> Mörschs Verdienste werden u.a. in der Festschrift des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (ging 1907 aus dem Deutschen Beton-Verein hervor) von 1982 gewürdigt.

<sup>71</sup> Siehe Mörsch 1906, Vorwort.

<sup>72</sup> Bauschinger von der Materialprüfanstalt München stellte diese Haftspannung mit 40 kg/cm<sup>2</sup> oder 4 N/mm<sup>2</sup> in Versuchen fest. Mit dem genannten Flächenmaß ist die Oberfläche des mit Beton umhüllten Bewehrungsstabs gemeint.

<sup>73</sup> Armand Considère entwickelte spiralförmige Bewehrungen, insbesondere für Stützen, den sogenannten Béton fretté. Behandelt wird dies bei Mörsch 1906 und 1912.

$$Z = D$$

$$M = D \left( h - \frac{x}{3} \right)$$

Abb. 106: Festlegungen Mörschs zum inneren Spannungsverhältnis mit Zug im Bewehrungsstab gleich Druck im Beton. Der Beton im gerissenen Zustand II b. Das Moment ermittelt sich aus dem Abstand zwischen den resultierenden Spannungsachsen (Mörsch 1912, S. 80).

Vergleich zum Eisenbau (beim Eisenbau bestehe eine gewisse gelenkartige Beweglichkeit)

- Kostenvorteile gegenüber anderen Bauweisen: beschleunigter Bauprozess (bei der Werkhalle von Daimler in Untertürkheim, Baujahr 1905, wurden 500 m<sup>2</sup> Decke pro Tag hergestellt).
- Unempfindlichkeit gegenüber Stößen und Erschütterungen (hohe Masse wirke sich positiv aus).<sup>74</sup>

Ein Zeugnis der Feuersicherheit stellte am 16.09.1903 beispielsweise ein kgl. Brandversicherungsinspektor einem Gebäude der Firma Julius Glatz in Neustadt am Haardt aus, das durch das Bauunternehmen Wayss & Freytag A.–G. errichtet wurde.<sup>75</sup>

Mörsch machte auch Angaben zur richtigen Bauausführung:

- Mindestmaß für eine ausreichende Betondeckung für Tragbewehrung (nicht für Bügel!): 5 mm.
- Unterscheidung zwischen Tragstäben und Verteilungsstäben, die die Lagesicherung der Tragstäbe bis nach dem Betoniervorgang gewährleisten sollten.
- Einführung von Dehnungs- oder Dilatationsfugen, erstmals bei Daimler–Motorenfabrik in Untertürkheim 1903 bis 1905 (fünf quer und eine längs bei einem Gebäudegrundriss von 131 x 48 m).
- Steifigkeit des Bauwerks kann sehr unterschiedlich hergestellt werden, u.a. durch Bewehrungsführung. Bewehrungsführung erlaubt unterzuglose Deckenränder und Hängesäulen.

Diese ausführungstechnischen Rahmenbedingungen wurden in die Leitzsätze von 1904 und die vorläufigen Bestimmungen aufgenommen. Das Maß für die Betondeckung wurde jedoch in den Bestimmungen deutlich größer gewählt. Konstruktiv vorteilhafte, im Untersuchungszeitraum häufig Verteilungsstäbe genannte Bewehrungen, die in der oberen Hälfte von Balken angeordnet wurden, durften außerdem ausdrücklich zur Stärkung der aufzunehmenden Druckkräfte herangezogen werden. Die Ausführung von planmäßigen Dehnfugen ist in der Folgezeit tatsächlich relativ häufig an ausgeführten Bauwerken festzustellen, wenngleich in relativ großen Abständen von bis zu 30 m.

Mörsch definierte für bewehrte Biegebalken insgesamt vier Zustände oder Spannungsstadien, wie er es nannte. Sie definieren verschiedene Bruchzustände. Drei Zustände hatte schon zuvor Maximilian Ritter von Thullie (1852–1940) aufgestellt. Er sprach von Zustandsphasen. Es soll jedoch hier die ursprüngliche Termi-

<sup>74</sup> Diese Eigenschaften lassen sich mit den Ausführungen Hyatts direkt vergleichen und sind teilweise identisch.

<sup>75</sup> Vgl. Heft II und III Beton und Eisen von 1903. Das betreffende Gebäude brannte zuvor ab. Der hölzerne Dachwerk und die Ausstattung fielen dem Brand zum Opfer, die Eisenbetonkonstruktion blieb unversehrt.

nologie von Mörsch verwendet werden. Bei Stadium I handelt es sich um den Spannungszustand, bei dem der Beton keine Risse aufweist. Im Stadium II übernimmt die Bewehrung vollständig die Zugkräfte, der Beton vollständig die Druckkräfte. Das Stadium III bezeichnet den Bruch des Balkens, weil die Zugfestigkeit des Eisens oder die Druckfestigkeit des Betons überschritten wurde. Das Stadium II unterteilte Mörsch jedoch weiter in a und b. Bei Stadium II a wird dem Beton eine gewisse reduzierte Zugfestigkeit zugewiesen, wie dies u.a. Considère tat. Bei Stadium II b wird dem Beton keine Zugfestigkeit mehr zugeteilt. Da die Zugfestigkeit des Betons als unsicher galt und bereits Schwindrisse diese aufheben, wies auch Mörsch dem Beton keinerlei Zugfestigkeit zu und legte seinen Berechnungen das Stadium II b zugrunde (Abb. 106). Dies begründete Mörsch damit, dass in Versuchen die Spannungsverteilung im Querschnitt auch nach Auftreten von Zugrissen im Beton nahezu die gleiche bleibe. Eine Mindestsicherheit auf Bruchfestigkeiten von 1,5 für zulässige Spannungen gegen das Auftreten von Zugrissen im Beton schlug Mörsch für sinnvoll vor. In den ersten Leitsätzen wurde der Ansatz einer Zugfestigkeit für den Beton folgerichtig nicht erlaubt. Erst mit Einführung der Bestimmungen von 1916 war eine geringe Zugspannung von  $5 \text{ kN/cm}^2$  ( $0,5 \text{ N/mm}^2$ ) zugelassen.

Die Einteilung in Spannungsstadien bei der Beurteilung von bewehrten Betonkonstruktionen sollte in den nächsten Jahrzehnten die Ausbildung von Bauingenieuren an deutschen Hochschulen bestimmen. Es verwundert deshalb wenig, dass Fritz Leonhardt (1909–1999) noch in den 1970er Jahren in seinen „Vorlesungen über Massivbau“ an der Technischen Universität in Stuttgart die

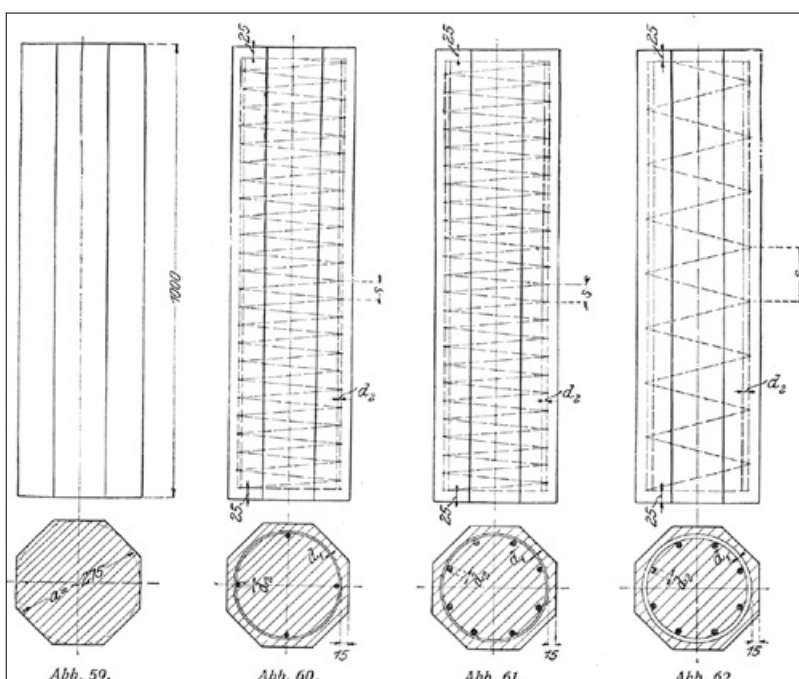


Abb. 107: Spiralförmige Bügelbewehrung in Stützen (Mörsch 1906, S. 70).

### 3.1 Bemessungstheorien

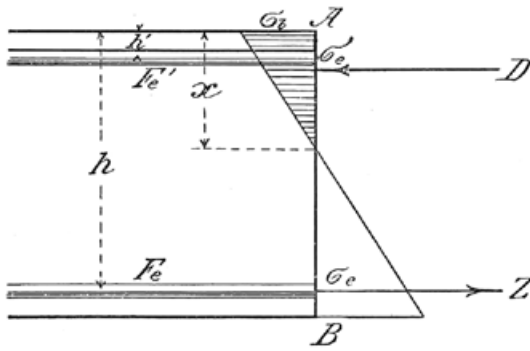


Abb. 108: Biegebalken mit unten liegender Zugbewehrung und oben liegender Verteilbewehrung, die die Druckfestigkeit des Betons stärkt (Mörsch 1906, S. 87).

Grundlagen von Mörsch übernimmt. Leonhardt spricht wie Thullie von Zustand statt von Stadien und behält die Gliederung in I bis III bei.

Neben der vorläufigen Klärung der theoretischen Berechnungsdetails legte Mörsch den Schwerpunkt auf die Auswirkungen von verschiedenen Bewehrungsführungen auf die Tragfähigkeit der Bauelemente. Mit Blick auf die praktische Ausführung von Bauteilen aus Eisenbeton lieferte Mörsch eine Vielzahl von Hinweisen für eine wirtschaftliche Bauweise. Bei Stützenkonstruktionen interessierte sich Mörsch für die Bügelbewehrungen, die horizontal um die vertikal verlaufende Bewehrung gelegt wurden. Als alternative Bügelbewehrung für Stützenkonstruktionen führte Mörsch den sogenannten „beton fretté“ nach Armand Considères deutschem Patent N° 149944 vom 10. Mai 1902 an: „Verfahren zur Herstellung von Betonkörpern, wie Säulen u. dergl(eichen)., ...“. Dabei werden die Längseisen in einer Stütze spiralförmig umwickelt. Die sogenannten Ganghöhen der einzelnen Spiralen untereinander sollten möglichst gering gehalten werden. Die Durchmesser der Längseisen sollten mit dem Durchmesser der Spiralen steigen (Abb. 107). Mörsch urteilte zunächst, dass Spiralen gegenüber Bügeln im Vorteil seien (er nannte den Faktor 2,4). Dies revidierte Mörsch später allerdings.<sup>76</sup> Die Firma Wayss & Freytag A.–G. erwarb von Considère das Ausführungsrecht für Deutschland.

Der Einsatz von Bügeln oder spiralförmigen Umschnürungen der Längseisen im Verbund mit dem Betonkörper ist wichtig für die Erhöhung der Tragfähigkeit einer Stütze. Diese verhindern das seitliche Ausbrechen des Betons bzw. der Längsbewehrung bei axialer Druckbeanspruchung.

Für Balken betrachtete Mörsch<sup>77</sup> die axiale Druckbeanspruchung. In der Druckzone eines Balkens eingelegte Längseisen stärken den Betonquerschnitt (Abb. 108). Die Druckfestigkeit der Längseisen rechnet Mörsch der Druckfestigkeit des Betons hinzu. Die Bügelabstände sollten nach Mörsch in einem maximalen Abstand untereinander angeordnet werden, der um 5 cm geringer ist als die schmalere Seitenbreite bzw. die Balkenbreite, jedoch nicht größer als 35 cm. In Versuchsreihen, die an der MPA Stuttgart unter von Bachs Leitung durchgeführt wurden, wurde festgestellt, dass sich aus einem geringeren Bügelabstand eine höhere Bruchfestigkeit ergibt. Dagegen bringt die Wahl von Längseisen größeren Durchmessers nicht automatisch eine proportionale Zunahme der Festigkeit.

<sup>76</sup> vgl. Bericht vor dem Beton-Verein im Jahr 1912, veröffentlicht in „Deutscher Bauzeitung“ IX. Jahrgang 1912, Heft 14, S. 105 ff. Vgl. auch die Patente von Melan und Emperger, die beton fretté bei gußeisernen Stützen anwendeten und zu sehr hohen Tragfähigkeiten gelangten.

<sup>77</sup> Mörsch 1906, ab S. 60.

Hinsichtlich des Belastungszustands der einfachen Biegung im Balken stellte Mörsch<sup>78</sup> fest, dass die zulässigen Elastizitätsverhältnisse von Beton und Eisen, die auch Eingang in die vorläufigen Leitsätze fanden, im Verhältnis von 1:15 stehen sollten. Die Nulllinie liegt nach Mörsch bei etwa  $\frac{3}{8}$  der Höhe des Gesamtquerschnitts (siehe *Abb. 103*), wobei Höhe den Abstand von der Oberkante des Balkens bis zur Achse der unteren Bewehrung meint. Die Nulllinie ermittelte er, wie erwähnt, aus Versuchen. Diese verlagere sich nach oben, je höher die angelegte Spannung wird und umso weiter nach unten, je größer der Durchmesser der unteren Bewehrung sei, da sich die Beanspruchungen von Eisen und Beton jeweils veränderten. Aus den Relationen ließen sich die erforderlichen Balkenquerschnitte und die erforderliche Bewehrungsmenge ermitteln bzw. im Wechselspiel überprüfen.

Die Formel für die Biegebemessung, die Matthias Koenen bereits 1886 aufgestellt hatte (*Abb. 97*), hielt Mörsch für richtig, wenngleich sie den Sachverhalt aufgrund fehlender wissenschaftlicher Versuche vereinfachend wiedergebe.

Karl Wilhelm Ritter hatte 1899 Bemessungsregeln für die Schweiz vordefiniert, die 1903 in die dortige Norm einfließen. Ritter hatte ein Verhältnis der Elastizitätsmodule von 1:20 angenommen und dem Beton eine maximale Bruchspannung von  $35 \text{ kg/cm}^2$  ( $3,5 \text{ N/mm}^2$ ) zugewiesen. Die Festlegung des richtigen Verhältnisses der Elastizitätsmodule von Eisenwerkstoffen und Beton beschäftigte die Wissenschaftler nachhaltig. Ingenieure wie W. L. Andrée, der für die Konzeption von Krananlagen bekannt wurde, kamen zu dem Schluss, dass dieses Verhältnis wohl eher bei 1 zu 25 liege.<sup>79</sup> Christophe hatte ein Verhältnis von 1 zu 10 für richtig gehalten. Daraus ergäbe sich aber mit Blick auf die geringen Bemessungsspannungen für Beton eine geringe Ausnutzung der Bewehrung (Vgl. Hennebiques überdimensionierte Balkenbewehrung).

In den Technischen Monatsheften erschien 1912 ein Aufsatz des Bauingenieurs Kayser, der für den Beton ein E-Modul von  $14.500 \text{ N/mm}^2$  und für Eisenwerkstoffe von  $215.000 \text{ N/mm}^2$  nennt, wie dies auch an der MPA Stuttgart ermittelt wurde. Diese Angaben entsprechen ziemlich genau dem in die Bestimmungen aufgenommenen Verhältnis von 1:15. Tatsächlich wird heute einem vergleichbaren Beton der Nenndruckfestigkeit von  $20 \text{ N/mm}^2$  ein E-Modul von  $30.000 \text{ N/mm}^2$  und einem einfachen Baustahl ein E-Modul von  $210.000 \text{ N/mm}^2$  zugewiesen. Das entspricht einem Verhältnis von 1:7.

Die Fachwerkanalogie wurde 1906 durch Emil Mörsch beschrie-

<sup>78</sup> Mörsch 1906, ab S. 74.

<sup>79</sup> Andrée 1909.



### 3.1 Bemessungstheorien

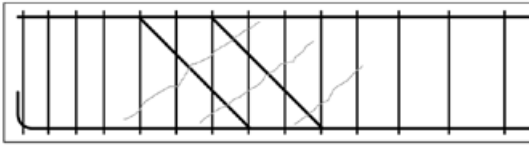


Abb. 109: Tendenziell sich einstellende Schubrisse in einem Biegebalken (Schemadarstellung: JR).

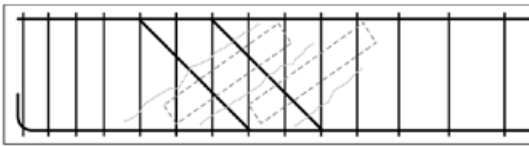


Abb. 110: Zwischen den Schubbrissen können sich Druckstreben (gestrichelt) einstellen (Schemadarstellung: JR).



Abb. 111: Edmond Coignets Vorschlag für Schubbewehrung (Bussel 1996, S. 15).

ben. Sie geht davon aus, dass sich Zug- und Druckspannungen in einem Eisenbetonbalken vergleichbar mit einem Fachwerk einstellen und in einem definierten Wechselspiel wirken. Der Untergurt aus Eisenstäben nimmt die Zugspannungen auf. Die im oberen Bereich eines Biegebalkens auftretenden Druckspannungen werden von dem Beton aufgenommen. Damit auch die Schubspannungen aufgenommen werden können, bedarf es der Verbindung von Zug- und Druckbereich über die Nulllinie hinweg. Die Fachwerkwirkung ist von der Verankerung der Bügel in der Druckzone abhängig, um die Druckkräfte wieder in die untere Zugzone umzulenken. Auf diese Weise bildet sich das virtuelle Fachwerk. Zwischen mehr oder weniger parallel verlaufenden Schubbrissen stellen sich die genannten Druckstreben im Beton ein (Abb. 109 und Abb. 110). Mörsch hielt sowohl Bügel, als auch zu den Auflagern hin aufgebogene Eiseneinlagen für geeignet, Schubrisse zu verhindern (Vgl. Abb. 111).<sup>80</sup> Für die Betondruckstreben nahm Mörsch eine Neigung von 45° als richtig an. Danach müssen Aufbiegungen oder Bügel so angeordnet sein, dass Schubrisse in jedem beliebigen unter 45° Neigung geführten Schnitt mindestens ein Eisen treffen. Daraus leitete Mörsch seine Maßgabe für den Bügelabstand von max. 35 cm ab.

Durch Verdichtung der Bügel kann eine zunehmende Schubtragfähigkeit, z.B. in Auflagernähe erreicht werden. Zulässige Schubbeanspruchungen wurden aber erst ab 1907 in die Bestimmungen aufgenommen.

Wird beispielsweise eine Unterzugdecke hergestellt, so gelten die Bewehrungsprinzipien für die Decke wie für die Balken. Der Balkenquerschnitt reicht bis Oberkante Deckenplatte. In einem beispielhaften Bewehrungsplan hat Mörsch die Lage der Aufbiegungen und die Übergreifungslängen eingezeichnet (Abb. 112).

<sup>80</sup> Vergleiche hierzu die Patentzeichnungen von Edmond Coignet, der bereits eine solche Bewehrungsführung vorschlug.

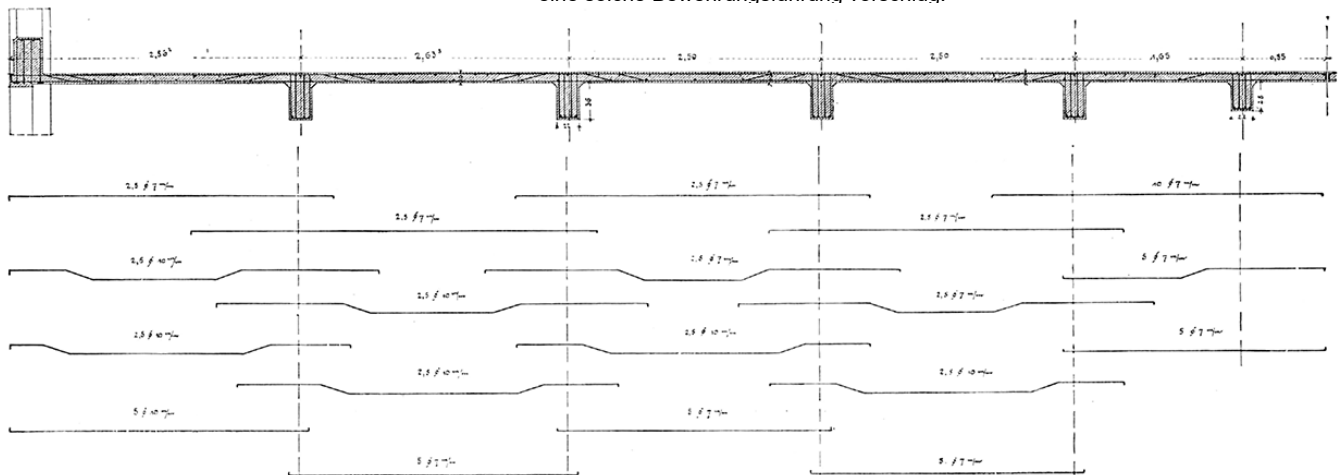
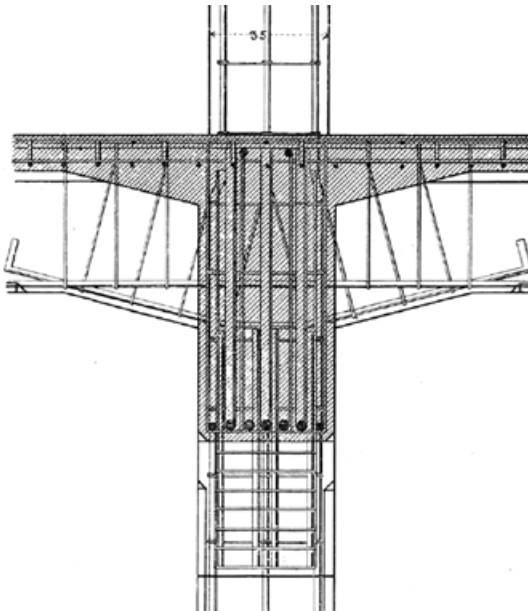


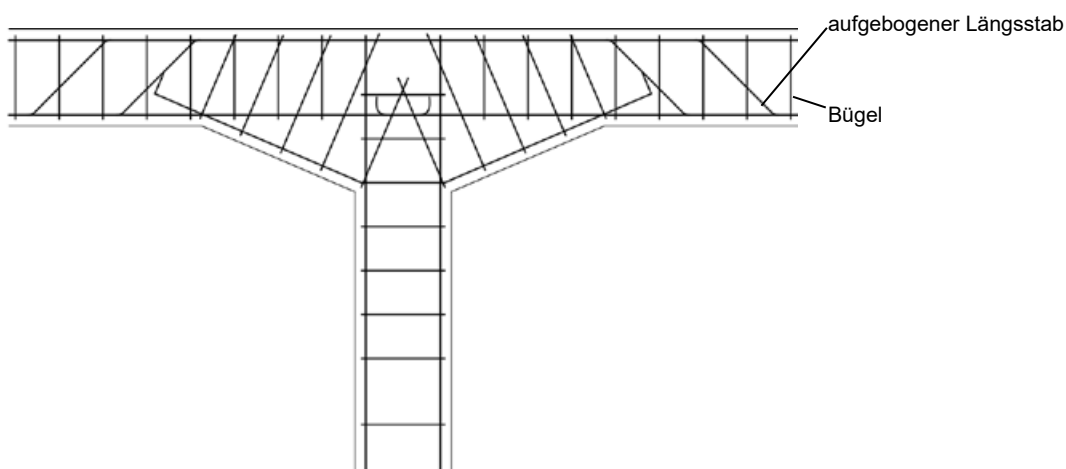
Abb. 112: Kontinuierliche Plattenbalkendecke mit Bewehrungsangaben und den Übergreifungen der Stäbe (Mörsch 1906, Abb. 145, S. 164).

Über dem Auflager ist das Stützmoment von dem Balken aufzunehmen. Die Ausrundungen oder Vouten hielt Mörsch in diesem Zusammenhang für wichtig, damit die zulässige Druckspannung an der Unterseite der Träger in Auflagernähe nicht überschritten wird (Abb. 113 und Abb. 114). Die Überbinde- oder Übergreifungslängen der oberen Bewehrungslagen über einer Stütze sind bei ihm sehr groß (Vgl. Abb. 112), sie wurden im Gegensatz zu den Übergreifungslängen für Druckstöße jedoch nicht in den Bestimmungen genormt.

Zur monolithischen Bauweise macht Mörsch, wie bereits angedeutet, nur vage Angaben. Wörtlich stellt sich die Biegesteifigkeit von bewehrten Knoten nach Mörsch folgendermaßen dar: „Alle Teile werden an Ort und Stelle hergestellt, so daß das ganze



**Abb. 113: Bewehrung eines Knotenpunktes**  
(Mörsch 1906, S. 161).



**Abb. 114: Umzeichnung von Mörschs Vorschlag für die Bewehrungsführung in einem Knotenpunkt. Wichtig sind die Vouten, die ausgebildet, um die Querkräfte im Biegebalken nahe dem Auflager besser aufnehmen zu können und eigens bewehrt wurden, um die Biegesteifigkeit des Knotens zu erhöhen**  
(Zeichnung JR).



Abb. 115: Bewehrung eines Unterzugs im Anschluss an eine Stütze mit Voutenausbildung. Der Befund (Schadstelle im Reinigergebäude des ehemaligen Gaswerks in Augsburg, Baujahr 1914) belegt die Ausführung in Anlehnung an Mörschs Vorschläge (Vgl. Abb. 114) (Foto: JR).

tragende Gerippe einen vollständig starren monolithischen Charakter erhält. Die Säulen bilden mit den Trägern eine steife Verbindung, die durch die Ausrundung der Trägeranschlüsse noch besonders verstärkt ist<sup>81</sup>. Wie es nun zur Steifigkeit der Gesamtkonstruktion kommt, lässt Mörsch relativ offen. Rechnerische Nachweise bleibt er in seinen ersten Auflagen des Buches „Der Eisenbetonbau“ schuldig. Er beschränkt sich auf Nachweise für Biegeträger, Stützen und Schalen bzw. Gewölbe. Die zu berücksichtigenden Horizontallasten könnten allein durch Einspannungen abgetragen werden, stellt Mörsch lapidar fest. Es reiche die Umbiegung der Bewehrungen und das Vorhandensein der oberen Bewehrung über den Säulen.

In Ermangelung einer Bemessungsgrundlage für die Quersteifigkeit der Knoten können die graphischen Darstellungen von Emil Mörsch analysiert werden. Dabei wird die Deckenbewehrung außer Acht gelassen. Wenn man seine Darstellungen zur Knotenausbildung eingehend betrachtet, so sind drei Hauptkomponenten festzustellen (Vgl. Abb. 113 und Abb. 114):

- Balkenbewehrung
- Stützenbewehrung
- Voutenbewehrung

Die untere und die obere Bewehrung der Balken verlaufen horizontal über der Stütze durch. Einzelne Stäbe im Balken werden aus der Zugzone nach oben über die Stützen gebogen. Ebenso verlaufen die vertikalen Bewehrungen der Stütze über den Kno-

<sup>81</sup> Mörsch 1906, ab S. 151.

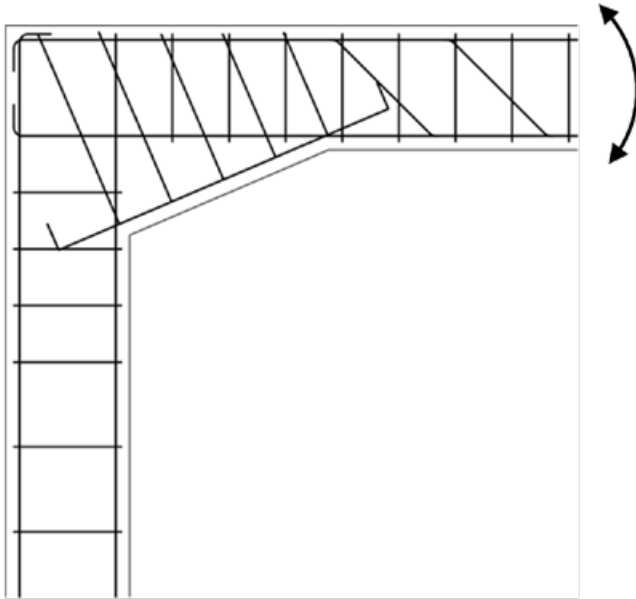


Abb. 116: Rahmenecke, bewehrt nach dem Vorschlag von Emil Mörsch mit gewisser Biegesteifigkeit (Umzeichnung: JR).

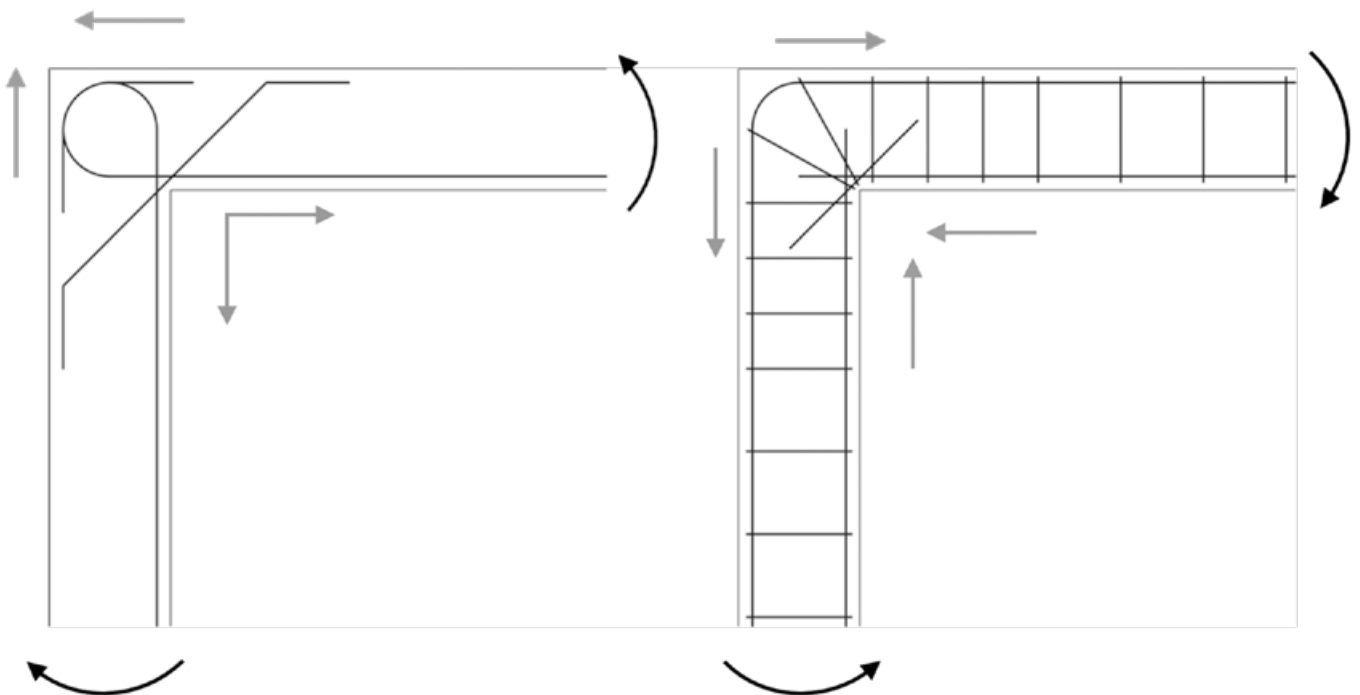


Abb. 117: Wirkweise von Knoten für positive (links) und negative (rechts) Momente mit einer heute üblichen Bewehrungsführung (aus Leonhardt 1984). Die Bewehrungsführung, wie von Mörsch vorgeschlagen, kann damit verglichen werden. Sie war derart geführt, dass es zu den zeittypisch betonierten Vouten kam. (Umzeichnung: JR).

ten hinaus in die nächste Stütze oder enden knapp unterhalb der Oberseite der Deckenplatte. Weiterhin wird eine V-förmige Bewehrung eingelegt. Wegen des aufzunehmenden Stützmoments sind die Übergreifungslängen der oberen Bewehrungslagen deutlich größer als die der unteren. Es werden zusätzlich zu den aus der unteren Bewehrungslage nach oben gebogenen Stäben Zulageeisen eingelegt. Die Bügel der Stützen werden kontinuierlich (auch innerhalb des Knotens) eingesetzt. Die Bügelabstände

der Balkenbewehrung werden zum Auflager hin kleiner. Die V-förmigen Eisen der Voutenbewehrung erhalten eigene Bügel. Die Bügel sind jeweils senkrecht zur Längsbewehrung angeordnet und umschließen diese unterseitig vollständig.

Die Balken und die Stützen werden vereinfacht als Durchlaufträger gerechnet.<sup>82</sup> Der Vergleich mit vorgeschlagenen Bewehrungsführungen in biegesteifen Rahmenecken in den 1970er Jahren<sup>83</sup>(Abb. 117) lässt aber den Schluss zu, dass Mörsch im Grundsatz richtig vorging, um Horizontallasten sicher aufzunehmen. Durch die von ihm mit Bewehrung gestärkten Vouten der Rahmenecken können sowohl positive, als auch negative Momente aufgenommen werden. Negative Momente sind aber bei der von Mörsch vorgeschlagenen Bewehrungsführung nicht ohne weiteres aufzunehmen, da die Längsstäbe über der Stütze nur

82 Hans Schlüter, der ein Schüler Koenens war und in Berlin wirkte, beschäftigte sich ausführlich mit statisch unbestimmten Systemen und verfasste hierzu ein umfangreiches Lehrbuch: Hans Schlüter: Eisenbeton Rahmen und Gewölbe, Berlin 1914.

83 Leonhardt 1977.

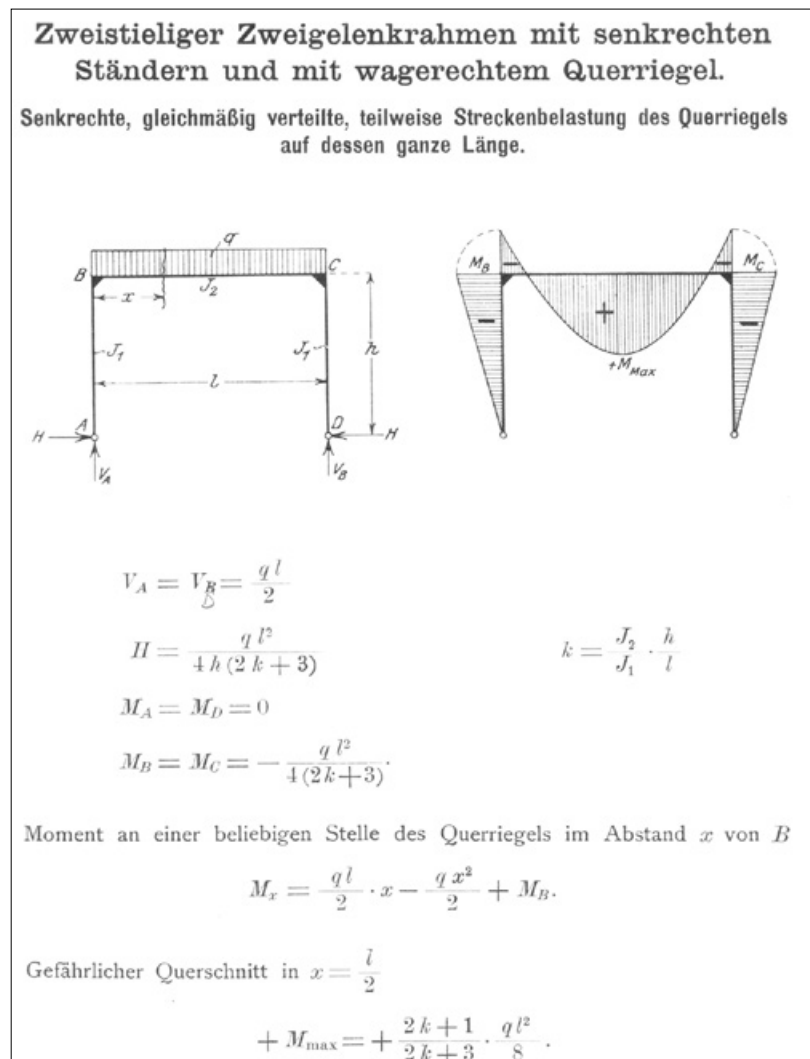


Abb. 118: Beispielhafte Berechnung eines Zweigelenrahmens mit gleichmäßiger Belastung (Kleinlogel 1914, S. 57).

umgebogen und nicht noch in die Stütze weitergeführt werden (*Abb. 116*). Negative Momente treten beispielsweise dann auf, wenn horizontal einwirkende Lasten eine parallelogrammartige Verformung von Rechteckrahmen induzieren oder wenn sehr einseitige Vertikallasten auf eine zusammenhängende Skelettstruktur einwirken. Hier besteht bei Randstützen eine gewisse Gefahr von Rissbildungen auf der Außenseite des Rahmens. Die teilweise kräftigen Vouten bieten den negativen Momenten einen gewissen Widerstand.

Für die statische Berechnung von Rahmentragwerken fanden die Berechnungsweisen von Adolf Kleinlogel (1877–1958) ab 1914 internationale Beachtung (*Abb. 118*).<sup>84</sup> Kleinlogel arbeitete bei Carl von Bach und wurde nach Emil Mörschs Ausscheiden bei der Bauunternehmung Wayss & Freytag A.–G. 1904 als Oberingenieur eingestellt.

### 3.1.6 Weitere Entwicklungen in der Folgezeit

Um Mörschs Aussagen zur Stärkung der Steifigkeit von Skelettkonstruktionen aus Stahl- oder Eisenbeton besser beurteilen zu können, können seine Vorschläge zur Bewehrungsführung von Knotenpunkten mit denen jüngerer wissenschaftlicher Untersuchungen verglichen werden. Fritz Leonhardt (1909–1999) war Schüler Mörschs an der TH Stuttgart und hatte dort ab 1957 den Lehrstuhl für Massivbau inne. Leonhardt arbeitete wie Mörsch sehr intensiv mit der Materialprüfanstalt in Stuttgart zusammen und untersuchte dabei insbesondere Bauweisen in Stahlbeton. Er prüfte verschiedene Arten der Bewehrungsführung an biegesteifen Ecken und versuchte diese zu optimieren. Er unterschied in seiner Betrachtung zwischen Bewehrungsführungen für negative und für positive Momente. Ein Vergleich zu Mörschs Vorschlägen wurde bereits weiter oben gezogen (siehe *Abb. 116* und *Abb. 117*). Es fällt auf, dass Leonhardt die Ausbildung der Voutenbewehrung soweit zurückzog, dass diese optisch nicht mehr in Erscheinung tritt. Damit vereinfachte sich die Ausführung, da die Ausbildung einer Voute schalungstechnisch aufwendig war. Prinzipiell bleibt diese Bewehrung als schräg verlaufendes Element bei Leonhardt erhalten. Die Bügelbewehrung spielt bei Mörsch und Leonhardt eine wichtige Rolle, wenngleich Leonhardt anhand von Schubversuchen nachweisen konnte, dass die Bügelspannungen geringer sind, als dies Mörsch angenommen hatte.<sup>85</sup> Entscheidender Unterschied beider Modelle ist die Führung der Längsbewehrung bzw. die Überführung derselben aus einem Bauteil in das andere. Leonhardt schlägt große Biegeradien vor, mit denen die Längsbewehrung aus dem Biegeträger in die Stütze überführt wird und

<sup>84</sup> Kleinlogel 1914.

<sup>85</sup> Vgl. Pauser 1994, S. 9-10.

### 3.1 Bemessungstheorien

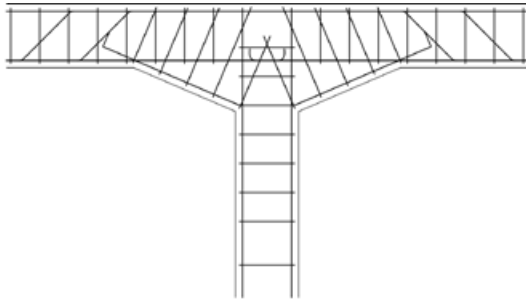


Abb. 119: Bewehrungsführung über einer Binnenstütze nach Mörsch (Umzeichnung: JR).

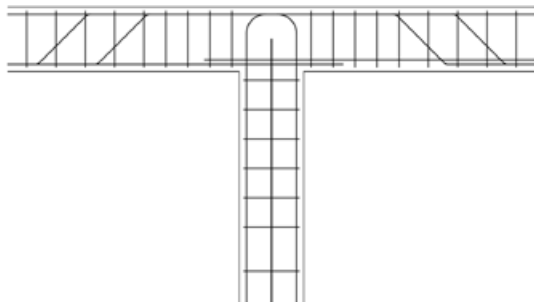


Abb. 120: Bewehrungsführung über einer Binnenstütze nach Leonhardt (Umzeichnung: JR).

umschließt so einen Kern aus Beton, der einer Verdrehung des Knotens widersteht. Bei Knoten von durchlaufenden Biegeträgern und Stützen gleicht aber das Bewehrungsbild von Leonhardt dem von Mörsch, zumindest bei Innenstützen mit geringen Momenten (Abb. 119 und Abb. 120). Der Unterschied liegt im Weglassen von Vouten bei Leonhardt. Leonhardt stellte in seinen Vorlesungen fest, dass Knoten von Randstützen größere Wichtigkeit bei der Bemessung zukommt als Mittelstützen.<sup>86</sup> Leonhardt empfiehlt, die Schnittgrößen anhand eines ungerissenen, unbewehrten Betonbauteils des „Zustandes I“ zu ermitteln. Sobald Risse auftreten kommt es zu Momentenumlagerungen, weshalb eine wirklichkeitsnahe Erfassung der Steifigkeiten nicht zu empfehlen sei. Vielmehr müsse man die ungünstigste Verkehrslastanordnung annehmen, um eine Bemessung durchzuführen. Diese trifft auf die Randstützen zu.

#### 3.1.7 Auswirkungen auf die Bauausführung

Der Beitrag, den Emil Mörsch mit seinen Veröffentlichungen zur Bemessung von bewehrten Betonbauteilen und Rahmentragwerken geleistet hat, ist herausragend. Er hatte entscheidenden Einfluss auf die Objektivierung von Planung und Ausführung von Eisenbetonbauwerken. Seine Berechnungsweisen und praktischen Handlungsanweisungen hatten direkten Einfluss auf die Einführung von allgemein gültigen Vorschriften im Deutschen Reich vor und während des Ersten Weltkriegs.<sup>87</sup> Andere Ingenieure wie Saliger, von Emperger oder Andrée stützten Mörsch's Ansätze. Die Prüfverfahren wurden durch von Bach, Kayser und Gary weiter entwickelt und den tatsächlichen Gegebenheiten auf der Baustelle angepasst (siehe auch Kapitel 4.3).

Bauunternehmen konnten in der Folge nach den bekannt gemachten Leitsätzen bzw. Bestimmungen einfache Hochbauten aus Eisenbeton eigenständig ausführen. Es lag in ihrer Hand, entsprechende Bemessungen selbst oder von ausgebildeten Bauingenieuren durchführen zu lassen. In jedem Fall wurde die Verantwortung in die Hand des Bauunternehmens und des Bauherrn gelegt, die gemeinsam gemäß Leitsätzen für die Vorlage nachvollziehbarer Planungen und Berechnungen bei der jeweiligen Genehmigungsbehörde verantwortlich zeichneten und eine fachkundige Bauüberwachung garantieren mussten. Die Bildung eigenständiger Bauingenieurbüros spielte in diesem Zusammenhang zunächst eine geringere Rolle.

Der Erfolg der Leitsätze, wie sie 1904 durch den Beton-Verein eingeführt wurden, war durchschlagend. Schon wenige Jahre

<sup>86</sup> Siehe Leonhardt 1977, S. 9.

<sup>87</sup> Beispielsweise im Spezialtiefbau oder im Brückenbau blieben Patente eine wichtige Grundlage für die Ausführungspraxis. So meldete beispielsweise Fritz von Emperger noch bis Anfang der 1920er Jahre Patente auf Ingenieurbausysteme an.

nach deren Einführung wurden im Untersuchungsgebiet keine Bauwerke mehr nach Patent ausgeführt. Die Bemessungsregeln waren neben den Vorgaben zu Betonzusammensetzung und Art der zu verwendenden Bewehrungen so einleuchtend und die Ausführung in einer Weise vereinfachend, dass die Bauunternehmen gerne darauf zurückgriffen. Die Ausführungstechniken haben sich im üblichen Baubetrieb bis heute trotz weiterer Entwicklungen nicht wesentlich verändert.

### 3.1.8 zu besonderen Bauelementen

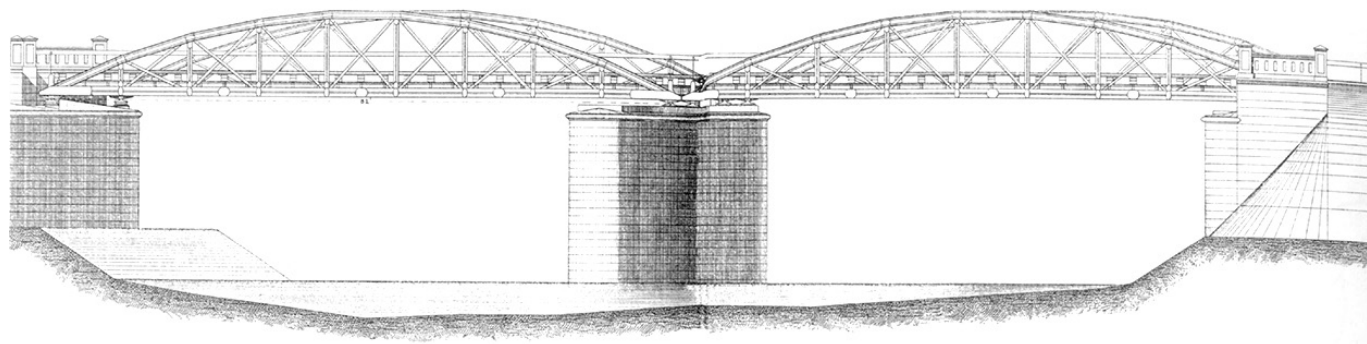
Die bisher beschriebenen Entwicklungen bezogen sich auf Biegebemessungen für unterschiedliche stabförmige oder flächige Bauelemente, die hierarchisch innerhalb einer Gesamttragstruktur angeordnet wurden. Deckenplatten erhielten lineare Auflager. Der Schweizer Bauingenieur Robert Maillart hatte 1908, wie wenig zuvor schon der US–Amerikaner Turner, die Idee Pilzkopfstützen zu verwenden, um eine ebene Deckeplatte ohne Unterzüge auszuführen.<sup>88</sup> Diese Erfindung ermöglichte die Loslösung von tradierten Bauformen.<sup>89</sup>

Für gekrümmte flächige Tragwerke wie Gewölbe oder gar Kuppeln war die Bemessungsweise der Leitsätze nicht anwendbar, weil diese reine Biegebemessungen behandelte. Es ist deshalb naheliegend, dass sich Ingenieure des Eisenbetonbaus nach Bauweisen umsahen, die zuvor schon erfolgreich angewendet wurden, um ähnliche Bauaufgaben zu lösen.

Johann Wilhelm Schwedler (1823–1894) war Bauingenieur, im preußischen Staatsdienst als Baurat tätig und wirkte auch an der Berliner Bauakademie in der Lehre. Schwedler befasste sich ausführlich mit Themen der Baustatik. Er führte konkrete statische Berechnungen von Tragwerken durch, statt diese empirisch zu

<sup>88</sup> Kurrer 2016, S. 701-710.

<sup>89</sup> Billington 1990. Billington gelingt eine sehr bildhafte Gegenüberstellung des Systems Hennebique und des Systems Maillart. Jedoch bleibt Billington zunächst die Erklärung schuldig, ob die Pilzkopfdecke auch ähnlich hohe Traglasten aufnehmen kann, wie dies bei einer Plattenbalkendecke der Fall ist.



**Abb. 121: Eine nach Schwedler hergestellte Eisenbahnbrücke in Czersk (abgedruckt in Knippers 2000, S. 108).**



entwickeln.<sup>90</sup> Er erarbeitete 1851 etwa zeitgleich mit Karl Culmann (1821–1881) eine Theorie zum statisch bestimmten Fachwerkträger, deren Bestandteile nur Normalkraft erfahren.

Durch die Ausbildung von Fachwerken war es ihm möglich mit zumeist geringerem Materialaufwand weniger Verbindungsmittel einsetzen zu können. Er konzipierte Bogenträger, die er nach dem Momentenverlauf krümmte (*Abb. 121*). Er optimierte die Träger, ordnete aber in der Mitte derselben Auskreuzungen an und konnte damit auch veränderliche Lasten aufnehmen, wie sie durch eine fahrende Eisenbahn entstehen.

1863 wurde in Berlin ein Gasbehälter (Hellweg Nr. 8) mit einer abschließenden Flachkuppel errichtet. Es wurden Bogenbinder mit einem horizontalen Untergurt zur Ausführung gebracht, die in einem inneren Zylinder unter einer Lichtöffnung zusammentrafen. Diese Flachkuppel brachte Schwedler auf den Gedanken, das von ihm zuvor konzipierte Fachwerk in die Neigung des Daches zu legen und somit von allen weiteren, räumlich wirksamen Verspannungen zu befreien. Er schaffte damit den Sprung vom linearen Dachbinder zum räumlich wirksamen Schalentragwerk und somit zum Urtyp aller Stabschalen und Netzkuppeln.<sup>91</sup>

Swedler benutzte Sparren, Ringe und Auskreuzungen für sein System. Vertikale Lasten werden mithilfe der Sparren in Meridianrichtung aufgenommen. Die sich ergebenden Ringzug- oder Ringdruckkräfte werden von den konzentrischen Ringen aufgenommen. Asymmetrische Lasten werden von den Zugdiagonalen in den Feldern zwischen Sparren und Ringen übernommen und über die gesamte Kuppelkonstruktion verteilt. Würden diese Diagonalen fehlen, müssten die Sparren und Ringe die einseitigen Kräfte über Biegung aufnehmen.

Die erste Flachkuppel, die nach diesem Prinzip errichtet wurde, ist die des Gasbehälters Hellweg Nr. 9 in Berlin von 1863, also in unmittelbarer Nachbarschaft zu dem Behälter Nr. 8, der Anlass für Schwedlers Überlegungen war und nur kurze Zeit vorher ausgeführt wurde. Die Kuppel Hellweg Nr. 9 besaß einen Durchmesser von 40,80 m und eine Stichhöhe von 4,75 m. Die Sparrenstücke wurden an jedem Ring gestoßen. Sie waren gemäß der geplanten Krümmung des Daches gebogen und erhielten einen geraden Untergurt. Beide Gurte wurden mit einem Gitterwerk verbunden. Die Ringe verliefen darüber und dienten als Unterkonstruktion für die Dachhaut (*Abb. 125*). Schon 1866 entwarf Schwedler eine noch kühner wirkende Kuppelkonstruktion für die Synagoge in Berlin, die gleichwohl von geringerem Durchmesser war und mit feldübergreifenden Diagonalen ausgeführt wurde. Die Kuppel besitzt einen Durchmesser von 13,8 m und ist 10 m hoch. Insgesamt

<sup>90</sup> Knippers 2000, S. 105-112.

<sup>91</sup> Siehe Knippers 2000.

samt erreichte Schwedler Spannweiten von etwa 60 m für seine filigranen Flachkuppeln, die unter dem Begriff Schwedlerkuppel in die Geschichte der Bautechnik eingehen sollte.

Es gelang Schwedler eine weitreichende Vereinfachung der erforderlichen Rüstung. Die einzelnen Ringe konnten am Boden bequem vormontiert und dann in die gewünschte Position hochgezogen werden. Jeder Fachwerkring, bestehend aus Druckring oben, Zugring unten, den Sparren und den Diagonalen, war für sich tragfähig. Die Lichtöffnung im Scheitel hatte den Sinn, die anlaufenden Sparren bequem unterzubringen und nicht auf einen Punkt zulaufen lassen zu müssen. Auch so teilte Schwedler im obersten Ring jeden zweiten Sparren auf und verringerte so die Gesamtzahl der am Druckring anzuschließenden Sparren (siehe Abb. 125). Gemäß Schwedler reichten 16 bis 24 Sparren sowie vier bis sechs Ringe, um die Konstruktion einer Flachkuppel ausreichend sicher zu dimensionieren. Er druckte in seiner Veröffentlichung von 1866 die elementare graphische Berechnungsweise ab (Abb. 122 und Abb. 123).<sup>92</sup>

Das Vorbild, das Schwedler lieferte, wurde Grundlage für die Bemessung und Planung von Kuppelkonstruktionen aus Eisenbeton, wie dies beim ehemaligen Armeemuseum und bei der Anatomie in München (Abb. 126) der Fall war. Der Unterschied zu den Schwedlerkonstruktionen besteht darin, dass bei den genannten Kuppeln die Diagonalen in den Feldern durch eine Betonfüllung ersetzt wurden (Vgl. auch Abb. 124 und Kapitel 5.4.3). Prinzipiell werden Zug- durch Druckdiagonale ersetzt. Die Meridiane und Ringe aus Eisen wirken als Zugstäbe. Insgesamt widersteht die gemeinsame statische Wirkung Verformungen.

Swedler wurde bereits in der Monier-Broschüre von Gustav A. Wayss genannt und seine Berechnungsweise für gekrümmte Deckensysteme empfohlen.<sup>93</sup> Vielleicht hatte auch hier Matthias Koenen erste Impulse für die Bemessung von Kuppelkonstruktionen gegeben. In jedem Fall hatte sich um den Wirtschaftsingenieur Wayss zwischen 1886 und 1906 eine Gruppe gebildet, die maßgeblichen Einfluss auf die Bauweise Eisenbeton hatte und auch zuvor existierende Bemessungsverfahren zu nutzen wusste.

92 Schwedler 1866, Spalte 16 bis 24.

93 siehe auch Kurrer 2016, S. 724.

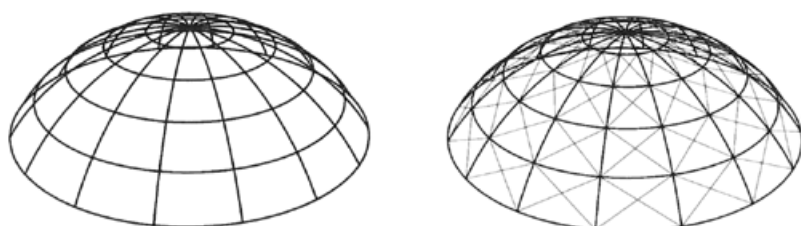


Abb. 124: Eine Rippenkuppel (links) und eine Schwedlerkuppel (rechts) im Vergleich (Schober 2015, Bild 2.4).

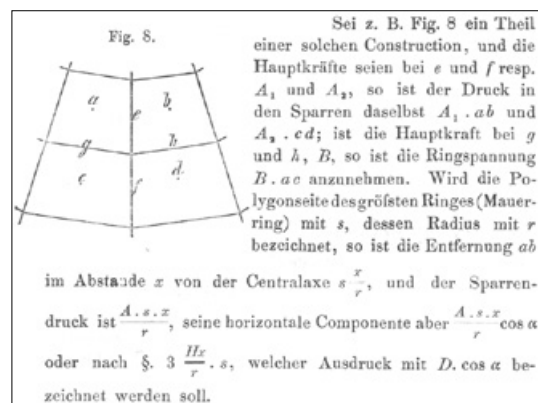


Abb. 122: Berechnung des Ringzugs in einer Fachwerkkonstruktion nach Schwedler (Schwedler 1866, Spalte 17).

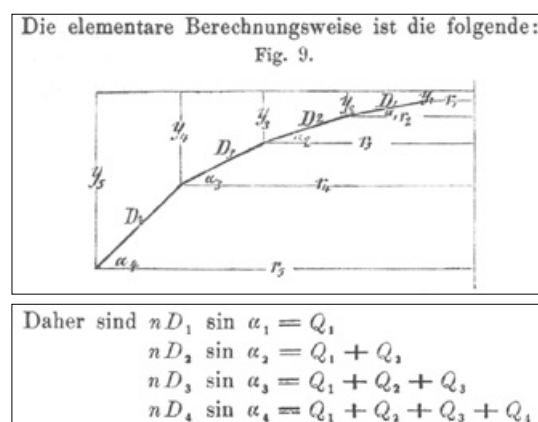


Abb. 123: Die graphische Berechnungsweise in Schwedlers Flachkuppel (Schwedler 1866, Spalte 19).

### 3.1 Bemessungstheorien

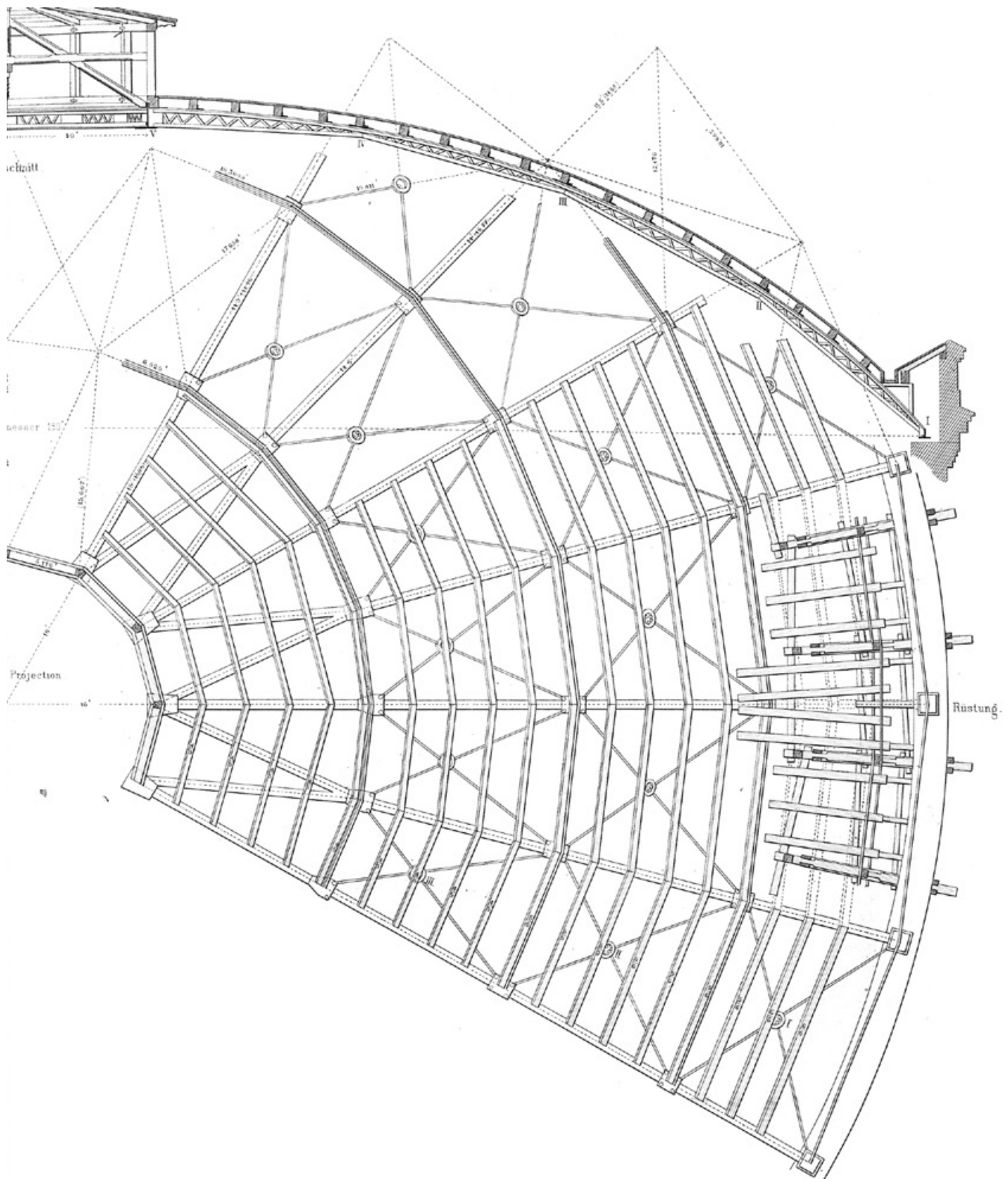


Abb. 125: Schwedlerkuppel über dem Gasbehälter im Hellweg Nr. 9 in Berlin von 1863 (Schwedler 1866, Atlas).

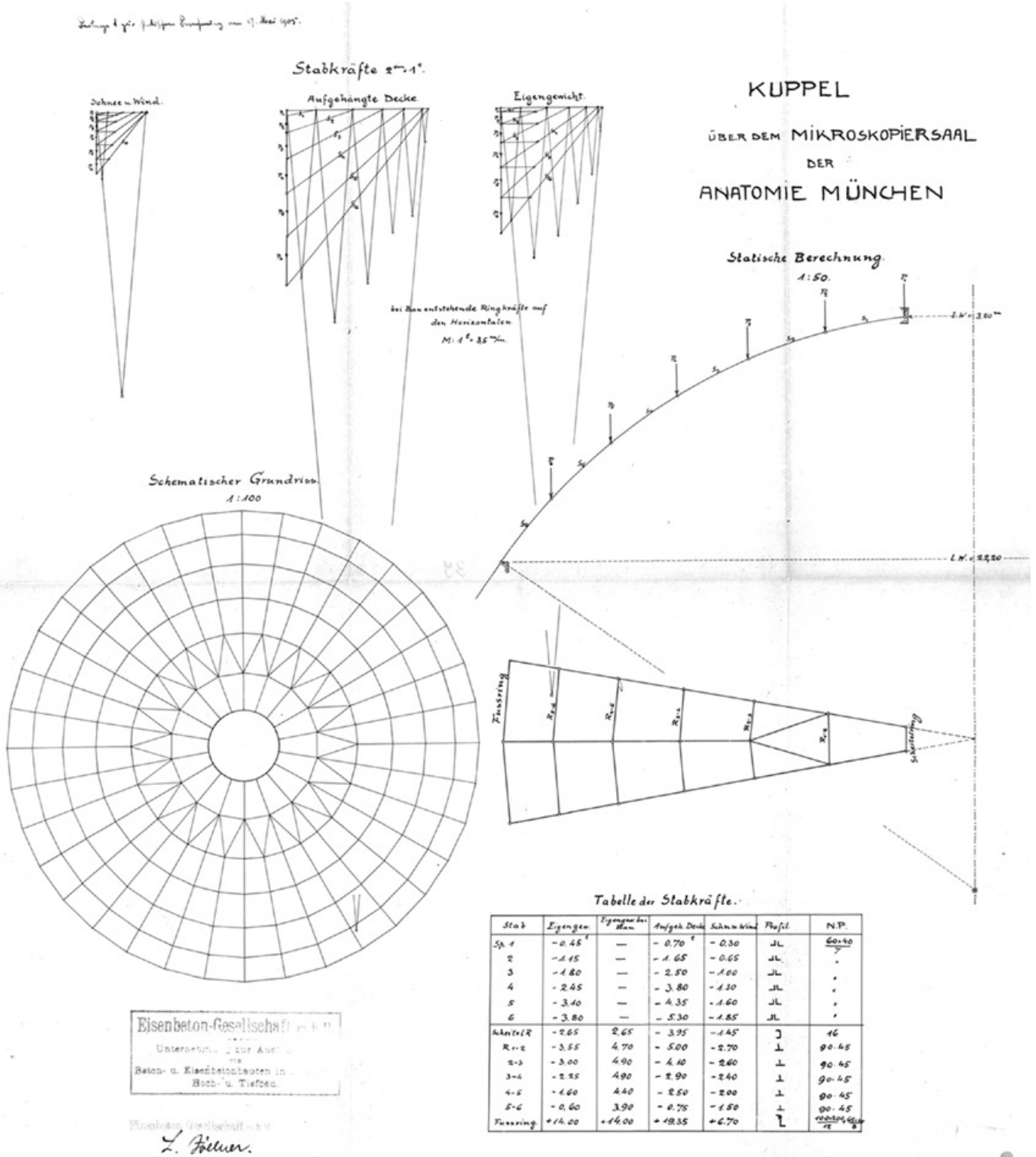


Abb. 126: Graphische Statik der Kuppel der Anatomie in München um 1905. Der schematische Grundriss weist die Zusammenführung von Sparren im vorletzten Ring aus, um deren Gesamtzahl nahe dem Druckring zu verringern. Die Ermittlung der Kräfte erfolgt analog zu den Vorgaben von Schwedler (BSA, Unibauamt, Akt-Nr. 225).

Eigenschaft ( Bemessungsspannung)	Leitsätze 1904	Bestimmung 16.04.1904	Bestimmung 24.05.1907	Bestimmung 13.01.1916	Literatur
Beton auf Druck	4 N/mm <sup>2</sup> (je nach Belastungsart 3,5 bis 5,0 N/mm <sup>2</sup> )	1/5 der Würfelfestigkeit	1/6 der Würfelfestigkeit	3,5 N/mm <sup>2</sup> (obere Grenze bei 5 N/mm <sup>2</sup> )	
Beton auf Druck bei Stützen		1/10 der Würfelfestigkeit	1/10 der Würfelfestigkeit	3,5 N/mm <sup>2</sup> (obere Grenze bei 5 N/mm <sup>2</sup> )	
Würfelfestigkeit Beton auf Druck we28	18 bis 20 N/mm <sup>2</sup>		>15 N/mm <sup>2</sup>	>15 N/mm <sup>2</sup>	15 bis 25 N/mm <sup>2</sup>
Beton auf Zug			1/10 der Druckfestigkeit (sämtliche Zugspannungen müssen aber von der Bewehrung aufgenommen werden)	0,5 N/mm <sup>2</sup>	1 bis 2 N/mm <sup>2</sup>
Schubspannung Beton		0,45 N/mm <sup>2</sup>	0,45 N/mm <sup>2</sup>	0,4 N/mm <sup>2</sup>	
Haftspannung (Adhäsion)	0,75 N/mm <sup>2</sup>	0,45 N/mm <sup>2</sup> (darf die Schubspannung nicht überschreiten)	0,45 N/mm <sup>2</sup> (max. +20% mit statischem Nachweis)	0,45 N/mm <sup>2</sup> ; statischer Nachweis gefordert	4 N/mm <sup>2</sup> (nach Bauschinger für glatte Bewehrung)
Überdeckungslänge Druckstoß			20-30 cm		
Mindeststababstand Bewehrungseisen				20 mm bei Größtkorn von 16 mm	
Biegerollendurchmesser Endhaken, Bügel, Schlaufen			nicht klar definiert	Haken mit lichtigem Durchmesser des 2,5-fachen Bewehrungsdurchmessers zu biegen.	
Biegerollendurchmesser Aufbiegungen				20 bis 30-facher Bewehrungsdurchmesser	
E-Modul Eisen			1887 festgestellt mit 210.000 bis 220.000 N/mm <sup>2</sup>		215.000 N/mm <sup>2</sup>
E-Modul Beton					14.500 N/mm <sup>2</sup>
E-Modul-Verhältnis n	15	15	15		15

Tab. 1: Bemessungsspannungen und Ausführungsvorschriften für Beton im Vergleich (JR).

Datierung	Bestimmung	Bemessungsspannung (gemäß Bestimmung)	Zugfestigkeit (gemäß Bestimmung)	Streckgrenze (Literatur)	Sicherheitsfaktor
17.04.1904	Vorläufige Bestimmungen für die Ausführung von Konstruktionen aus Eisenbeton bei Hochbauten (preußisches Ministerium der Öffentlichen Arbeiten)	120 N/mm <sup>2</sup> (Zug/Druck)	370 bis 440 N/mm <sup>2</sup>	240 bis 340 N/mm <sup>2</sup> (Förster 1926)	3,1 bis 3,7 (zur Zugfestigkeit); 2,0 bis 2,8 (zur Streckgrenze)
24.05.1907	Bestimmungen für die Ausführung von Konstruktionen aus Eisenbeton bei Hochbauten (preußisches Ministerium der Öffentlichen Arbeiten)	100 N/mm <sup>2</sup> (Zug/Druck/Biegung)			3,7 bis 4,4 (zur Zugfestigkeit); 2,4 bis 3,4 (zur Streckgrenze)
31.01.1910	Bestimmungen über die bei Hochbauten anzunehmenden Belastungen (Zentralblatt der Bauverwaltung Berlin)	120 N/mm <sup>2</sup>			3,1 bis 3,7 (zur Zugfestigkeit); 2,0 bis 2,8 (zur Streckgrenze)
22.04.1913/15.05.1913	Runderlass (preußisches Ministerium der Öffentlichen Arbeiten)	120 N/mm <sup>2</sup> (Rundeisendurchmesser 10 mm; A ≥ 25%)	> 420 N/mm <sup>2</sup>	268 bis 355 N/mm <sup>2</sup> (Petry 1913)	>3,5 (zur Zugfestigkeit); 2,2 bis 3,0 (zur Streckgrenze)
13.01.1916	Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Beton und Eisenbeton (Deutscher Ausschuss für Eisenbeton)	120 N/mm <sup>2</sup> (Biegung; Plattendicke ≥ 10 cm); 100 N/mm <sup>2</sup> (Biegung; Plattendicke < 10 cm)	> 370 N/mm <sup>2</sup>		>3,1 für 120 N/mm <sup>2</sup> ; >3,7 für 100 N/mm <sup>2</sup> (je zur Zugfestigkeit); zur Streckgrenze wie vor

Alle Werte gelten soweit nichts anderes angegeben ist für Stabdurchmesser oder Blechdicken von 5 bis 30 mm

Tab. 2: Bemessungsspannungen für Eisenwerkstoffe im Vergleich (Jürgen Villain, JR).

## 3.2 Bestimmungen

### 3.2.1 Werkstoffe

Vom königlich preußischen Ministerium der öffentlichen Arbeiten wurden am 16.04.1904 die zunächst vorläufigen<sup>94</sup> „Bestimmungen für die Ausführung von Konstruktionen aus Eisenbeton bei Hochbauten“ erlassen. Diese Bestimmungen waren nicht bindend. Sie wurden in einschlägigen Fachzeitschriften und in der Literatur veröffentlicht.<sup>95</sup> Die vorläufigen Bestimmungen waren nahe an die „Vorläufigen Leitsätze für die Vorbereitung, Ausführung und Prüfung von Eisenbetonbauten“ des Verbandes deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine und des Deutschen Beton-Vereins angelehnt. Diese wurden jedoch erst kurze Zeit später, nämlich am 04.06.1904, von den genannten Institutionen verabschiedet. Rudolph Saliger druckte die vorläufigen Bestimmungen im Anhang seiner Dissertation von 1904 ab. Er ergänzt unter Verweis auf die Leitsätze Bemessungsspannungen, so diese in den Bestimmungen noch nicht aufgeführt waren (vgl. *Tab. 1*). Für Mitglieder des Beton-Vereins war die Anwendung der Leitsätze ohnehin verbindlich. Es ist anzunehmen, dass kommunale Behörden die Einhaltung der Leitsätze oder der Bestimmungen bei der Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton einforderten. Deren Einführung hatte jedenfalls unmittelbar zu einem sprunghaften Anstieg der Anwendung von Eisenbeton im Hochbau im Untersuchungsgebiet geführt.

In den vorläufigen Bestimmungen von 1904 wurden noch keine genauen Angaben zu den Bindemitteln bzw. den Zuschlagsstoffen und dem Wasseranteil gemacht. Erst die Bestimmungen von 1907 beinhalteten einige Angaben zum Betonzuschlag. Die Festigkeit des Betons musste nach 28 Tagen Abbindezeit erreicht werden und wurde anhand von würfelförmigen Prüfkörpern von 20 bis 30 cm Kantenlänge überprüft. In der Folge wurden Versuchsanordnungen für die Prüfung festgelegt. Es kam zu einem Disput darüber, ob erdfeuchter oder plastischer Beton zur Ausführung kommen sollte. Diese Auseinandersetzung wurde wiederum in den Fachzeitschriften ausgefochten. Es wurden Versuchsreihen gestartet (Druck, Gleiten, Biegen, Schub). Die Materialprüfanstalten übernahmen in diesem Zusammenhang Verantwortung und trugen durch ihren wissenschaftlichen Anspruch zu einer einheitlichen Prüfung der Betonqualität bei (siehe auch Kapitel 4.3).

Die Bestimmungen von 1916 beinhalteten dann genaue Angaben zu den Zuschlägen (Definition von Sand und Kies nach Korngröße) und eine Mindestdruckfestigkeit für Beton von  $15 \text{ N/mm}^2$

<sup>94</sup> Die Vorläufigkeit der Bestimmungen beruhte darauf, dass man kurzfristig eine Bestimmung herausgeben wollte, obwohl noch viele Unsicherheiten hinsichtlich der zulässigen Spannungen bestanden und Bemessungsregeln weiter ausgearbeitet werden sollten.

<sup>95</sup> Saliger 1904, S. 132-139.

nach 28 Tagen. Weiterhin wurde Beton unterteilt in Stampfbeton, Schüttnbeton, Gussbeton und Füllbeton. Dabei war Gussbeton so wasserhaltig, dass Stampfen unmöglich war und auch ohne Verdichtung keine Hohlräume freiblieben. Zugleich wurde darauf hingewiesen, dass ein hoher Wasseranteil im Beton nachteilig sein kann (Stichwort Wasser–Zement–Wert oder w/z–Wert, Kapitel 4.3.4). Eine eigene DIN für Zuschlagsstoffe wurde aber erst in den 1940er Jahren mit der Definition von Festigkeitsklassen (zuvor unregelte Güteklassen) eingeführt. Dabei gab es bereits die 1878 in Deutschland eingeführte Norm für Zement und Zementwerkstoffe. Auf diese Norm wurde auch in den Bestimmungen verwiesen, jedoch musste die Thematik der Einbringtechnik bei bewehrten Bauteilen gegenüber Stampfbeton ganz neu gelöst werden.<sup>96</sup>

Für die Bewehrungswerkstoffe gab es vor dem Ersten Weltkrieg überhaupt keine allgemein verbindlichen Regelwerke. Auch aus den Bestimmungen von 1916 geht hierzu nichts hervor, außer der Vorgabe einer Bemessungsspannung (*Tab. 2*).

Was die Eigenschaften der zu verarbeitenden Werkstoffe angeht, wurde der Elastizitätsmodul von Beton und von Eisen die wichtigste Grundlage für die Bauteilbemessung. Der E–Modul von Flusseisen wurde bereits 1887 mit 215.000 N/mm<sup>2</sup> festgestellt. Für den Beton führte man angesichts der Unwägbarkeiten auf der Baustelle Sicherheiten ein. Man legte den E–Modul auf 14.500 N/mm<sup>2</sup> fest. Daraus ergibt sich ein Verhältnis von 15, was für das n–Verfahren in der Bemessung wichtig war (Vgl. *Tab. 1*).

Als Bewehrung wurde seit den 1880er Jahren neben Schmiedeeisen zunehmend Flusseisen verwendet. Dieser Werkstoff wurde industriell hergestellt. Ein Artikel zu den Eigenschaften und zur Herstellung von Flusseisen findet sich im Zentralblatt der Bauverwaltung vom 31.01.1891 auf S. 50.<sup>97</sup> Darin wurde darauf hingewiesen, dass eine größere Festigkeit des Flusseisens für die Nutzung im Eisenbetonbau zwar statisch vorteilhaft, aber eine höhere Sprödigkeit des Materials damit verbunden wäre. Dies war keinesfalls erwünscht. Schließlich musste die Bewehrung gebogen werden können. Flusseisen hatte eine recht homogene, körnige Zusammensetzung und damit zuverlässige Eigenschaften, die für die Verwendung als Bewehrung förderlich war.<sup>98</sup>

Eine erste Definition zur Unterscheidung von Eisen und Stahl wurde gemäß Deutschem Ausschuss für Stahlbeton 1910 veröffentlicht und eingeführt.<sup>99</sup> Dabei fand der Kohlenstoffgehalt, die

<sup>96</sup> Siehe zu dem Thema der Werkstoffe auch Kapitel 4.3 Die Rolle der Materialprüfanstalten.

<sup>97</sup> Definition von Flusseisen (1891): Kohlenstoff–Gehalt < 0,1%, Streckgrenze 240 bis 250 N/mm<sup>2</sup>, Zugfestigkeit 380 bis 450 N/mm<sup>2</sup>.

<sup>98</sup> Siehe hierzu auch die Kapitel 2.1.1 und 4.3.3 sowie Rehm et.al 2018.

<sup>99</sup> Deutscher Ausschuss für Stahlbeton 1982.

Zugfestigkeit und die Härtebarkeit Berücksichtigung. Stahl war demnach folgendermaßen definiert: Kohlenstoffgehalt  $< 0,5\%$ , Zugfestigkeit  $> 5.000 \text{ kg/cm}^2$  ( $500 \text{ N/mm}^2$ ), „deutliche“ Härtebarkeit. Solcher Stahl war teurer als Flusseisen und nicht kalt biegebar, was seine Verwendung bei bewehrten Betonkonstruktionen nicht attraktiv machte. Flusseisen war im Gegensatz dazu nicht härtbar, hatte einen Kohlenstoffgehalt von weniger als  $0,1\%$  und eine Zugfestigkeit von etwa  $4.000 \text{ kg/cm}^2$  ( $400 \text{ N/mm}^2$ ).

Eisenwerkstoffe wurden als glatte Rundstäbe eingesetzt, die zudem wesentlich kostengünstiger waren als profilierte. Die Materialprüfanstalten beschäftigten sich früh mit dem Verbund von Eiseninlage und Betonumhüllung. Carl von Bach und Otto Graf fanden in ihren Versuchen an der Materialprüfanstalt in Stuttgart heraus, dass der Gleitwiderstand vom  $w$ - $z$ -Wert (Wasser-Zement-Wert), der Betonfestigkeit und dem Alter von Beton, von der Nachbehandlung und vom Rostansatz des Eisens sowie von der Art und Anordnung der Bügelbewehrung abhängig ist.<sup>100</sup> Als Eigenschaften von glatten Rundstangen aus sogenannten Handels-Flusseisen galten eine Streckgrenze von min.  $2.500 \text{ kg/cm}^2$  ( $250 \text{ N/mm}^2$ ), eine Bruchspannung von  $3.900 \text{ kg/cm}^2$  ( $390 \text{ N/mm}^2$ ) und eine Bruchdehnung von  $25\%$ .<sup>101</sup> Die Bemessungsspannungen fanden Eingang in die Bestimmungen. Darin wurden der Form halber auch die Bruchspannungen aufgeführt, woraus sich Sicherheiten ableiten lassen (Tab. 2).

### 3.2.2 Planung und Ausführung

Die Art der Planung und der Ausführung wurde durch die kommunalen Bauvorschriften und durch die eingeführten Leitsätze bzw. Bestimmungen geregelt. Das Bauordnungsrecht wurde von den Kommunen, beispielsweise der Münchner Stadtverwaltung, hoheitlich geregelt. In der Bauordnung von 1895 werden explizite Forderungen aufgeführt, falls von der üblichen Massivbauweise mit Mauersteinen abgewichen werden sollte (Abb. 127).<sup>102</sup> Es waren folgende Voraussetzungen zu erfüllen, um eine Baugenehmigung erhalten zu können:

- Zeichnungen, statische Berechnungen (auf Verlangen), Beschreibungen seien vor Ausführung der Bauaufsichtsbehörde vorzulegen (Planvorlagen).
- Ursprung und Beschaffenheit sowie Mischungsverhältnis des Betons seien anzugeben (Dokumentation der Ausführung).

<sup>100</sup> Es wurden verschiedene Versuche unternommen, andere Bewehrungstypen einzuführen wie beispielsweise das Kahneisen, das als Kompromiss zwischen profilierten (Diamondeisen oder Johnsons Eisen in den USA) und glatten einfachen Rundstäben galt (siehe auch Kapitel 4.1). Durchsetzen konnten sie sich aber nicht.

<sup>101</sup> Siehe Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (Hrsg.), Festschrift 75 Jahre Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Berlin-München 1982.

<sup>102</sup> Münchener Bauordnung von 1895, u.a. § 14.



## 3.2 Bestimmungen

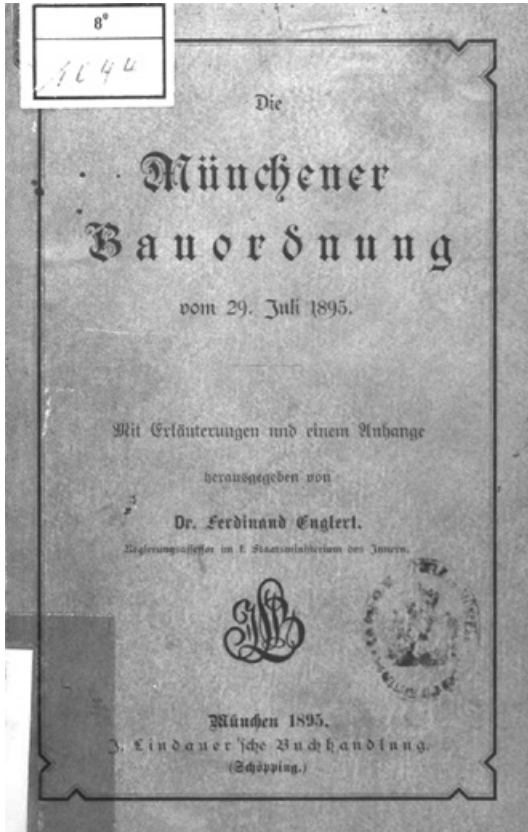


Abb. 127: Münchener Bauordnung von 1895.

– Bauherr und Planfertiger (die Positionspläne erarbeiteten zu meist die Bauunternehmen) müssten auf den Unterlagen unterschreiben (Verantwortungszuweisung).

Es ist nicht verwunderlich, dass die Architekten, Ingenieure und Unternehmer exakt auf diese Forderungen bei der Verabschiedung der Leitsätze eingingen, ohne die die Bedenken der Genehmigungsbehörden kaum zu überwinden gewesen wäre. Beachtenswert ist die Tatsache, dass in den Bestimmungen gegenüber der Bauordnung explizit die Unterschrift der Unternehmen unter statische Planunterlagen und Berechnungen verlangt wurde. Die Bauordnung blieb hier allgemeiner mit der Forderung der Unterschrift des Planfertigers. Das konnte der Architekt, ein Bauingenieur oder die ausführende Firma sein. Es ist anzunehmen, dass die Bauunternehmen ihren Einfluss auf die Verfassung der Bestimmungen geltend machten und hier ihre Selbstbestimmtheit bei der Bemessung von Bauteilen aus Eisenbeton sichern wollten.

Alle Vorschriften waren jedoch dazu geeignet, den gesamten Bauprozess von der Planung bis zur Nutzungsaufnahme zu dokumentieren und zu objektivieren. Die vorläufigen Bestimmungen respektive die vorläufigen Leitsätze (siehe Anhang 1) waren die ersten Instrumente in Deutschland, die diese Vorschriften in ausreichender Form bedienten.

Die vorläufigen Bestimmungen von 1904 (Abb. 128) gliederten sich in drei Teile:

### I Allgemeine Vorschriften

IA Prüfung

IB Ausführung

Auszug: „§7: Besondere Sorgfalt ist beim Einbringen des Zementmörtels anzuwenden, damit die Eiseneinlagen in ihrer Lage verbleiben und dicht mit Mörtel umschlossen sind. Der Beton ist in Schichten einzubringen, die nicht stärker als 15 cm sein dürfen und gehörig eingestampft werden müssen“.

IC Abnahme

### II Leitsätze für die statische Berechnung

IIA Eigengewicht

IIB Ermittlung der Äußeren Kräfte

**Auszug aus den Bestimmungen für die Ausführung  
von Konstruktionen aus Eisenbeton bei Hochbauten,  
erlassen vom Kgl. Preuß. Minister der öffentl. Arbeiten,  
16. April 1904.**

Abb. 128: Abdruck der vorläufigen Bestimmungen von 1904 (Saliger 1904, S. 132).

### IIC Ermittlung der Inneren Kräfte

Auszug: „Für das Eisen ist das 15-fache des Elastizitätsmaßes von Beton anzunehmen. Die Eiseneinlagen müssen sämtliche Zugkräfte aufnehmen können“.

### IID Zulässige Spannungen

### III Vorschriften für Decken und Treppen

Die Bestimmungen galten auch für Bauteile aus Ziegelsteinen mit Eiseneinlagen.

Auf Berechnungsbeispiele verzichtete man zunächst noch. Diese wurden in den folgenden Jahren ausgearbeitet und in die Bestimmungen von 1907 aufgenommen.

Bereits die vorläufigen Bestimmungen von 1904 lassen erkennen, dass an die Planung und Ausführung objektive Maßstäbe angelegt und die ausführenden Firmen, aber auch der Bauherr, in die Verantwortung genommen wurden, falls es zu Problemen bei der Ausführung und nach der Fertigstellung kommen sollte. In den Bestimmungen wurde ausschließlich von Eiseneinlagen gesprochen. Damit waren Stahlträgerdecken mit Betonfüllung nicht Gegenstand der Bestimmungen.<sup>103</sup>

Drei Jahre später wurden diese Bestimmungen in überarbeiteter Fassung in Preußen endgültig und verbindlich eingeführt. Die „Bestimmungen für die Ausführung von Konstruktionen aus Eisenbeton bei Hochbauten“, erlassen am 24.05.1907 (*Abb. 129*) vom königlich preußischen Minister der öffentlichen Arbeiten, sind gegenüber 1904 weiter ausdifferenziert und besitzen einen ausführlichen Teil III für die Bemessung.

Erstmals wurde in den Bestimmungen von 1907 eine Betondeckung von 20 mm für Balken und 10 mm für Platten vorgeschrieben.<sup>104</sup> Diese Deckung bezog sich jedoch nur auf die Tragbewehrung, nicht auf beispielsweise Bügel.

Für Bauteile, die aus Eisenbeton hergestellt wurden, galt wie zuvor schon:

- Vorlage von Zeichnungen, statischen Berechnungen, Beschreibungen vor Ausführung.
- Angaben über Ursprung und Beschaffenheit sowie Mischungsverhältnis des Betons.
- Unterschriften von Bauherr und Unternehmer.

Bei der Ausführung war darauf zu achten, dass die Tragstäbe über dem Auflager aufzubiegen seien.

<sup>103</sup> Siehe hierzu die Ausführungen in Kapitel 2.1.3 Abgrenzung zu anderen Bauweisen.

<sup>104</sup> In den Leitsätzen wurden 5 bis 10 mm Betondeckung als ausreichend erachtet.

1.1916 Nr. 113 u. 133.

## Amtliche Mitteilungen.

**Runderlaß, betreffend Bestimmungen für die Ausführung von Konstruktionen aus Eisenbeton bei Hochbauten.**

Berlin, den 24. Mai 1907.

Die auf dem Gebiete des Eisenbetonbaues in den letzten Jahren gesammelten Erfahrungen haben es notwendig gemacht, die unterm 16. April 1904 erlassenen „Bestimmungen für die Ausführung von Konstruktionen aus Eisenbeton bei Hochbauten“\*) zu ergänzen.

Ew. . . . . lasse ich beifolgend . . . . . Abdrucke der demgemäß neubearbeiteten Bestimmungen vom heutigen Tage, die an die Stelle derjenigen vom 16. April 1904 treten, mit dem Ersuchen zugehen, dafür Sorge zu tragen, daß sowohl den privaten Bauausführungen, wie auch den öffentlichen und Staatsbauten gegenüber von jetzt ab lediglich die neuen Vorschriften zur Anwendung gelangen. Die anliegenden Abdrucke sind für den Dienstgebrauch der Ew. . . . . begebenen Beamten, der Kreisbauinspektoren und, soweit die Baupolizei von staatlichen Behörden wahrgenommen wird, auch der beteiligten Beamten dieser Behörden bestimmt. Für den weiteren Bedarf, insbesondere den der Ortspolizeibehörden, weise ich darauf hin, daß die Abdrucke bei der Firma Wilhelm Ernst u. Sohn, Berlin W 66, Wilhelmstraße 90, zum Preise von 0,60 Mark für das Stück zu beziehen sind. Ich ersuche, den nachgeordneten Behörden auch hiervon Kenntnis zu geben.

Der Minister der öffentlichen Arbeiten.  
Breitenbach.

An die Herren Regierungspräsidenten und den  
Herrn Polizeipräsidenten hier. — III. B. 2391A.

**Bestimmungen für die Ausführung von Konstruktionen aus Eisenbeton bei Hochbauten.**

Abb. 129: Bekanntmachung der Bestimmungen von 1907 im Zentralblatt der Bauverwaltung.

Die Bestimmungen von 1907 (Abb. 129) gliederten sich ebenfalls in drei Teile (siehe Anhang 2):

I Allgemeine Vorschriften

IA Prüfung

IB Ausführung

Auszug: „§5: Der Beton ist in Schichten einzubringen, die nicht stärker als 15 cm sein dürfen und gehörig eingestampft werden müssen“.

„§6: Besondere Sorgfalt ist beim Einbringen des Zementmörtels anzuwenden, damit die Eiseneinlagen in ihrer Lage verbleiben und dicht mit Mörtel umschlossen sind. Es ist eine Betondeckung von min. 2 cm in Balken und 1 cm in Platten vorgeschrieben. Die Bewehrung muss amtlich abgenommen werden“.

IC Abnahme

II Leitsätze für die statische Berechnung

IIA Eigengewicht

IIB Ermittlung der Äußerer Kräfte

IIC Ermittlung der Inneren Kräfte

Auszug: „die Eiseneinlagen müssen sämtliche Zugkräfte aufnehmen können“.

IID Zulässige Spannungen

III Berechnungsverfahren mit Beispielen

IIIA Reine Biegung

IIIB Zentrischer Druck (Beton + Eisen)

IIIC Exzentrischer Druck (Eisen müssen Zugspannungen aufnehmen können)

IIID Bemessungsbeispiele (Decke, Balken, Plattenbalken, Stützen)

## Die deutschen Vorschriften für Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton.

Im Oktober 1915 hat der deutsche Ausschuss für Eisenbeton Bestimmungen herausgegeben, die in Preussen durch Erlass vom 13. Januar 1916 in Kraft getreten sind und die Vorschriften vom 24. Mai 1907 ersetzen sollen. Auch in den anderen Staaten Deutschlands sollen die neuen Bestimmungen bald genehmigt werden und künftighin als die „Deutschen Vorschriften von 1915“ gelten.

**Abb. 130: Die Bestimmungen von 1916**  
(abgedruckt in der Schweizer Bauzeitung von 1916).

Mit der Einführung dieser Bestimmungen wurde ein wirksames Instrument für die Qualitätssicherung bei der Herstellung von Hochbauten aus Eisenbetonwerkstoffen geschaffen. Zuvor wurden vorläufige, provisorische Bestimmungen konkretisiert.

Aber erst mit den Anfang 1916 wirksamen Bestimmungen für Ausführungen von Bauwerken aus Beton sowie für Ausführungen von Bauwerken aus Eisenbeton waren diese Bestimmungen für ganz Deutschland verbindlich zu beachten (Abb. 130). Nun wurden die Angaben zu Biegerollendurchmessern für Endhaken, Bügel, Schlaufen und Aufbiegungen ergänzt. Die Einlage von Bügeln in Plattenbalken und Stützen wurde zuvor schon 1914 Vorschrift. Auch die Anordnung von Dehnfugen in Abständen von maximal 40 m wurde Vorschrift.

### 3.2.3 Sicherheitsaspekte

In den Bestimmungen ab 1904 wurden Bemessungsspannungen und Bruchspannungen angegeben für Beton und Eisenwerkstoffe. Hinsichtlich des Betons wurde beispielsweise eine Mindestdruckfestigkeit nach 28 Tagen von 150 bis 200 kg/cm<sup>2</sup> (15 bis 20 N/mm<sup>2</sup>) erwartet. Als Bemessungsspannung wurde jedoch eine Druckfestigkeit von 15 bis 50 kg/cm<sup>2</sup> (1,5 bis 5,0 N/mm<sup>2</sup>) zugelassen. Es wurden also hinsichtlich des Betons ausführungsbedingte Sicherheiten von 3,0 bis 10,0 eingebaut. Bei durchgeführten Befunduntersuchungen an entsprechenden Gebäuden, die im Vorfeld von Baumaßnahmen oder zur Prüfung der Standsicherheit durchgeführt werden, werden in Einzelfällen Bruchfestigkeiten von weniger als 10 N/mm<sup>2</sup> festgestellt. Letztlich bleibt diese Druckfestigkeit noch über den Bemessungsspannungen, die zur Zeit der Errichtung der Gebäude galten. Die Kenntnis der bauzeitlichen Vorgaben ist für die nachträgliche Betrachtung von großer Relevanz.

Die zulässigen Spannungen oder Bemessungsspannungen waren Gegenstand der Betrachtung in den Veröffentlichungen von

Emil Mörsch. Er erläutert deren Ansatz und unterscheidet die folgenden drei grundsätzlichen Spannungsarten<sup>105</sup>:

- Schubspannung
- Haftspannung
- Hauptspannung

Beim Bruch stellen sich charakteristische, schräg verlaufende Risse im Balken ein, deren Ausbildung durch die Bewehrung verhindert werden müssen. Die zulässige Schubspannung im Beton benennt Mörsch mit  $4,5 \text{ kg/cm}^2$  ( $0,45 \text{ N/mm}^2$ ).

Die zulässige Spannung, mit der der Beton an der Oberfläche des Bewehrungsstabs anhaftet, könne, so Mörsch, mit  $7,5 \text{ kg/cm}^2$  ( $0,75 \text{ N/mm}^2$ ) festgelegt werden. Das Aufbiegen der Bewehrungsenden erhöhe zudem die aufnehmbare Schubspannung des Betons auf das Maß der Haftspannung.

Als Hauptspannung werden durch Mörsch die zulässigen Druck- bzw. Zugspannungen von Beton und Eisen benannt, die von ihm für den Beton bei Biegung mit  $40 \text{ kg/cm}^2$  ( $4 \text{ N/mm}^2$ ) und für Eisen auf Zug mit  $1.000 \text{ kg/cm}^2$  ( $100 \text{ N/mm}^2$ ) angesetzt werden.

Es wurde gemäß den Versuchen der Materialprüfanstalten eine tatsächliche Druckfestigkeit nach 28-tägiger Erhärtung von im Schnitt  $200 \text{ kg/cm}^2$  ( $20 \text{ N/mm}^2$ ), in Ausnahmen bis zu  $400 \text{ kg/cm}^2$  ( $40 \text{ N/mm}^2$ ), für Beton erreicht. Die Bruchfestigkeit auf Zug für Flussisen betrug  $4.000 \text{ kg/cm}^2$  ( $400 \text{ N/mm}^2$ ), maximal  $5.000 \text{ kg/cm}^2$  ( $500 \text{ N/mm}^2$ ).<sup>106</sup> Es wurde also von Mörsch eine vier- bis fünffache Sicherheit für den Bruch von Eisen bzw. Beton angesetzt. Diese Vorschläge Mörschs wurden in den vorläufigen Leitsätzen übernommen (Vgl. *Tab. 1*). In den vorläufigen Bestimmungen wurden seine Vorschläge modifiziert übernommen. So wurde die Bemessungsspannung von Beton noch reduziert, die für Flusseisen aber auf  $1.200 \text{ kg/cm}^2$  ( $120 \text{ N/mm}^2$ ) erhöht.

Die vorgesehenen Sicherheiten wurden bei der Einführung der Bestimmungen für die Ausführung von Konstruktionen aus Eisenbeton im Hochbau 1907 nochmals erhöht. Die zulässige Zug- bzw. Druckspannung von Eiseneinlagen wurde mit  $1.000 \text{ kg/cm}^2$  ( $100 \text{ N/mm}^2$ ) wieder herabgesetzt. Auch der durch den Beton aufnehmbare Schub wurde mit  $4,5 \text{ kg/cm}^2$  ( $0,45 \text{ N/mm}^2$ ) ohne Nachweis und die zulässigen Haftspannung mit  $4,5 \text{ kg/cm}^2$  ( $0,45 \text{ N/mm}^2$ ) festgeschrieben. Die zulässige Druckspannung von Beton durfte nur  $1/6$  der Betonfestigkeit für Biegeträger und  $1/10$  der Betonfestigkeit für Stützen betragen. Eine Würfel Festigkeit nach 28 Tagen ( $w_{e28}$ ) von wenigstens  $150 \text{ kg/cm}^2$  ( $15 \text{ N/mm}^2$ ) wurde

<sup>105</sup> Mörsch 1906, ab S. 120.

<sup>106</sup> Siehe Kollmann, Kayser et al. 1912.

gefordert (Vorschrift waren drei positive Versuche).<sup>107</sup> Daraus resultiert eine zulässige Druckspannung für Beton von 15 bis 25 kg/cm<sup>2</sup> (1,5 bis 2,5 N/mm<sup>2</sup>). Die Biegebemessung wurde nach dem n-Verfahren bei einem Verhältnis der E-Module von  $n = 15$  zugelassen. Es wurde empfohlen, die konstruktive Verteilbewehrung in der oberen Druckzone eines Betonbalkens mit heranzuziehen. Auch bei der Bemessung von Stützen durfte die Längsbewehrung für die Stärkung der Druckfestigkeit mit herangezogen werden, wenn die Bügelbewehrung in den erforderlichen Abständen eingesetzt wurde.

Besonders die rechnerischen Druckspannungen für Beton waren also gering. Das Vertrauen in die praktische Ausführung von Betonbauteilen war folglich nicht sehr ausgeprägt, die geforderten Sicherheiten entsprechend groß. Die in den Materialprüfanstalten festgestellten Bruchspannungen für Beton lagen weit höher.

Die aufgeführten Werte lassen sich näherungsweise mit aktuellen Eigenschaften für einen Beton der Güte C20/25 und zumindest einem Stabstahl der Güte S235 vergleichen. Bei einem Stabstahl der Güte S235 ist die Streckgrenze des Stahls die namensgebende Komponente. Die Streckgrenze wurde dagegen vor dem Ersten Weltkrieg nicht näher in die Betrachtung einbezogen. Die Streckgrenze ist jedoch für die Stand- und Verkehrssicherheit sehr wichtig. Ab dem Erreichen der Streckgrenze stellen sich Verformungen ein, die nicht mehr rückgängig gemacht werden können, also zu einer plastischen Veränderung des Werkstoffgefüges führen. Die Streckgrenze ist bereits seit langem die maßgebliche Kenngröße, an der sich das Sicherheitskonzept orientiert. In erster Linie beim Eisenwerkstoff spielt aber der Unterschied zwischen Streck- und Bruchgrenze eine Rolle. Im Zuge dieser Arbeit wurden an vier Gebäuden Bewehrungsstäbe entnommen, die gerade instandgesetzt oder bei denen lokal Arbeiten durchgeführt wurden. Die festgestellte Streckgrenze bei den entnommenen Stäben lag etwa bei 250 N/mm<sup>2</sup> und kommt einem Baustahl der Güte S235 tatsächlich sehr nahe. Somit beträgt hier die bauzeitliche Sicherheit gegenüber der zulässigen Zugfestigkeit von 100 N/mm<sup>2</sup> (Bestimmungen von 1907) 2,5 (*Tab. 2*). Gegenüber den heutzutage in den Normen definierten Teilsicherheitsbeiwerten für Stahl ist dies ein beträchtlicher Faktor.<sup>108</sup>

Die Sicherheitsabstände zwischen der Bruchspannung und der Bemessungsspannung betragen also in den Bestimmungen von 1907 für Beton 6 bis 10, für die Bewehrung immerhin 2,5. Die Sicherheit für die Haftspannung lag bei knapp 9.<sup>109</sup>

<sup>107</sup> Siehe Bargmann 2013 und Tabelle.

<sup>108</sup> Siehe Rehm et.al 2018.

<sup>109</sup> Bauschinger stellte diesen Wert schon Anfang der 1890er Jahre fest. Siehe auch Kapitel 4.3.

Es ergibt sich aus den Prüfungsergebnissen der von den Materialprüfanstalten durchgeführten Versuchsreihen zur Ermittlung von spezifischen Baustoffeigenschaften und den Umständen der bauseitigen Ausführung ein heterogenes Gesamtbild, das mit großen Abschlügen Eingang in die Leitsätze und Bestimmungen haben sollte. Die über die rechnerische Sicherheit von 1,0 auf der Basis ermittelter Festigkeitswerte weit hinausgehenden Bruchspannungen wurden soweit abgesenkt, dass eine Schädigung der Bauteile durch Materialversagen nahezu ausgeschlossen werden konnte. Tatsächlich erscheint eine Bemessungsdruckspannung von 1,5 bis 4 N/mm<sup>2</sup> für Beton<sup>110</sup> sehr gering und wurde bei nachträglichen Prüfungen nach derzeitigem Kenntnisstand nie unterschritten. Die hohen Sicherheiten sind Ausdruck des geringen Vertrauens der Behörden in die Qualität der tatsächlichen Ausführung. Die noch neuartige Bauweise erweckte Mißtrauen. Die oft mangelhafte Qualität der für die separate Prüfung des Ortbetons hergestellten Probewürfel stiftete Verwirrung und trug zusätzlich zu einem gesteigerten Sicherheitsbedürfnis bei. Es wurde deshalb sehr viel Energie in die Qualitätssicherung investiert, um objektive, mit dem Ortbeton vergleichbare Messergebnisse bei der Laborprüfung erreichen zu können.<sup>111</sup> Erfahrungswerte über einen längeren Zeitraum hinweg lagen zudem noch nicht vor.

Lastversuche nach Fertigstellung des Rohbaus, beispielsweise an realisierten Decken waren deshalb bis 1910 die Regel. Auch hierfür wurden genaue Vorgaben in die Bestimmungen aufgenommen. So heißt es in §12.1.: „Auch bleibt es vorbehalten, die einwandfreie Herstellung, den erreichten Erhärtungsgrad und die Tragfähigkeit durch besondere Versuche festzustellen.“<sup>112</sup> Probelastungen sollten frühestens nach 45 Tagen Erhärtungszeit durchgeführt werden. Für die Probelastung wurden die maximal aufzubringenden Lasten auf ein gewisses Maß in Abhängigkeit der genehmigten Nutzlasten und des Eigengewichts beschränkt, die, je nachdem wie die Probelastung durchgeführt wurde, variieren konnte.

Dem Bewehrungswerkstoff wurde dagegen vertraut, obwohl hierfür erst viel später eine Normung eingeführt wurde. Die Bewehrungsstäbe konnten aber unmittelbar überprüft, sprich in einer Versuchsanordnung auf Zug getestet werden, und sie wurden industriell hergestellt, waren also nicht das Produkt eines mehr oder weniger eigenständig handelnden Handwerkers vor Ort.

Die erreichten Werte, die in den Materialprüfanstalten gemessen und als relativ geringster Wert erreicht wurden, hat Kayser 1912

---

<sup>110</sup> Gemäß vorläufigen Bestimmungen von 1904.

<sup>111</sup> Siehe Kapitel 4.3 Die Rolle der Materialprüfanstalten.

<sup>112</sup> Bestimmungen von 1907, veröffentlicht im Zentralblatt der Bauverwaltung, Heft Nr. 46, 05. Juni 1907, S. 302.

in einem Überblick veröffentlicht (Literatur in *Tab. 1*).<sup>113</sup> Daneben werden Baustoffbenennungen nach den jeweils aktuellen Bestimmungen von Kayser genannt.

Für statische Tragsysteme aus Eisenbeton spielt das gewählte Sicherheitskonzept eine wichtige Rolle für die Dimensionierung der Bauteile. Die Biegebemessung beruhte anfangs darauf, dass man von einem linearen Verhältnis der E-Module von Beton und Eisen ausging. Die Last aus Eigengewicht und Verkehrslast bestimmte dabei den erforderlichen Bauteilquerschnitt und die notwendige Bewehrungsmenge. Das Sicherheitskonzept, das den Bestimmungen hinterlegt wurde, war verknüpft mit dem ungünstigsten Lastfall, von dem bei der Bemessung ausgegangen werden musste.

Diese Sicherheitskonzeption wurde über Jahrzehnte prinzipiell beibehalten. Erst seit der Einführung veränderter Bemessungsverfahren<sup>114</sup> in Deutschland seit Ende der 1970er Jahre, sollte sich das zugunsten einer probabilistischen Sicherheitskonzeption ändern. Dabei wird die Versagenswahrscheinlichkeit mit in Betracht gezogen. Es wurden wahrscheinliche Lastkombinationen entwickelt und daraus resultierende Abminderungsfaktoren für die Bemessung abgeleitet.<sup>115</sup> Wurden hierbei anfangs noch globale Sicherheitsbeiwerte angesetzt, ging man in den 1990er Jahren dazu über, Teilsicherheitsbeiwerte für die Ermittlung des Tragwiderstands einzuführen, die zumindest zu einem Teil den weiterhin bestehenden Unsicherheiten bei der Herstellung von Bauteilen aus Stahlbeton geschuldet war.

Bauingenieure, die im Untersuchungszeitraum aktiv waren, wussten bereits von den Redundanzen im System eines monolithisch errichteten Eisenbetonbauwerks. Die monolithische Bauweise ermöglichte es, die Annahme zu treffen, dass eine lokale Überschreitung der Belastbarkeit sofort zu Umlagerungen innerhalb des Gesamtsystems führen wird. Die Sicherheiten in einem solchen System waren bzw. sind als hoch einzuschätzen. Moderne Rechenmethoden machen die Inbetrachtziehung solcher Lastumlagerungen bzw. eine Erörterung der Versagenswahrscheinlichkeit möglich. Gleichzeitig sind aus heutiger Sicht natürlich auch gewisse Unsicherheiten bei der Bewehrungsführung der betreffenden Bauwerke aus dem Untersuchungszeitraum in Betracht zu ziehen. Sie müssen Teil der Beurteilung sein.

---

113 Siehe Kollmann, Kayser et al. 1912.

114 Dabei bestimmt das mechanische Materialverhalten die zulässige Traglast.

115 Am häufigsten wurde die Gleichzeitigkeit von Wind- und Schneelasten ausgeschlossen.



### 3.2 Bestimmungen

Die im Laufe der vergangenen 120 Jahre eindeutig vorangeschrittene Qualität bei der Herstellung von bewehrten Betonkonstruktionen und die verbesserten Baustoffeigenschaften sowie die gegebene Qualitätssicherung bei der Ausführung machten auch eine Veränderung der Sicherheitskonzepte möglich. So ist heute eine insgesamt höhere Ausnutzung der Konstruktionen machbar. Das größer werdende Vertrauen in die Ausführung von bewehrten Betonbauteilen schlug sich in steigenden Bemessungsspannungen in den Bestimmungen nieder. Die Bauteilquerschnitte wurden in der Folge immer schlanker. Sehr schön ist dies anhand der fortschreitenden Reduzierung der erforderlichen Stützenquerschnitte abzulesen, wie es der Deutsche Ausschuss für Stahlbeton 1982 in einer vergleichenden Darstellung auf den Punkt brachte (Abb. 131).

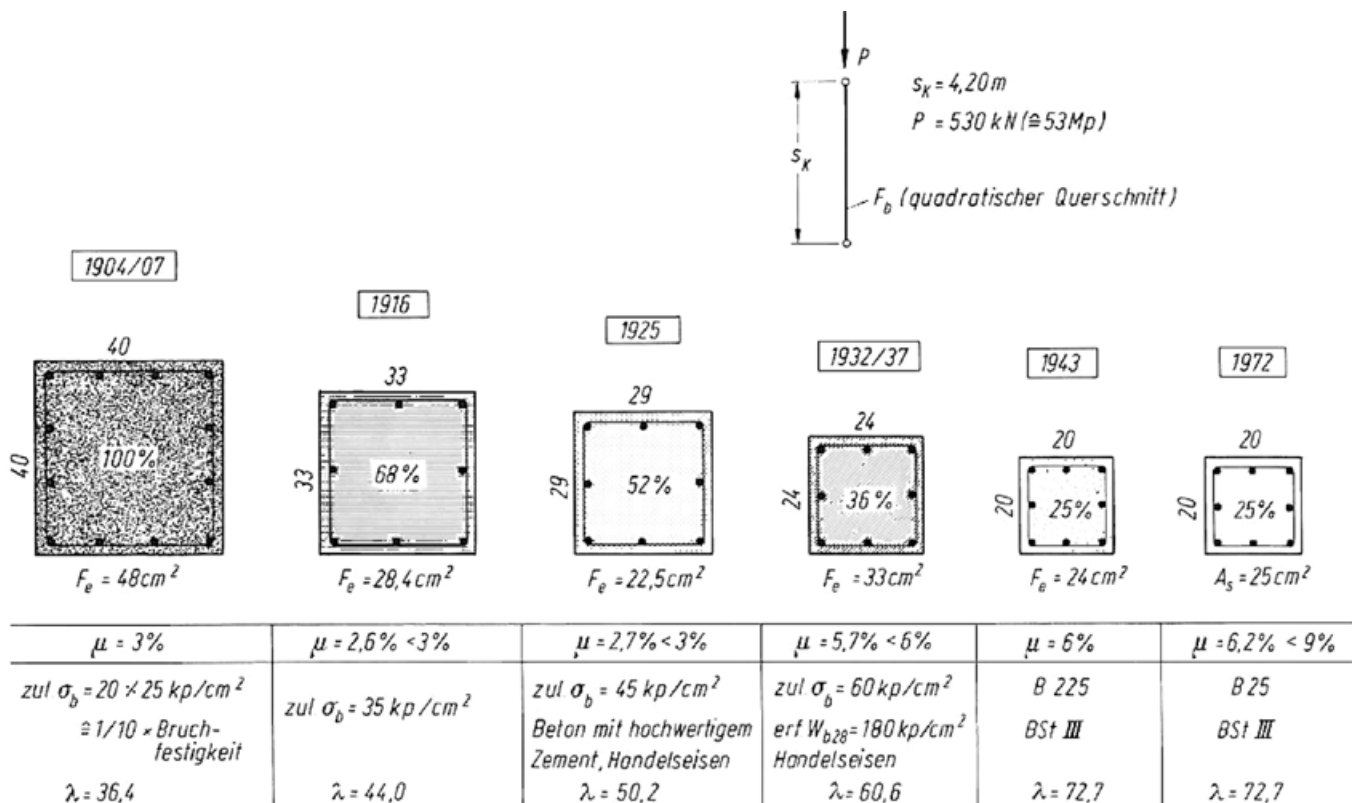


Abb. 131: Die Entwicklung von Stützenquerschnitten bei gleicher Belastung von 1904 bis 1972 im Vergleich (Deutscher Ausschuss für Stahlbeton 1982, S. 47).





**Abb. 132: Skelettkonstruktionen aus Eisenbeton: Baumwollspinnerei in Speyer (oben; Daimler-Motorenfabrik in Untertürkheim bei Stuttgart (unten). (Mörsch 1908, S. 228 und 231).**

### 3.3 Zusammenfassung

Einfluss auf die Formulierung von Leitsätzen und Bestimmungen hatten die Ermittlung der inneren Spannungen in einem Bauteil und praktische Erwägungen zur Ausführung von bewehrten Betonkonstruktionen. Zielführend war die Überlegung, dass dem Beton ausschließlich Druckspannungen, der Bewehrung ausschließlich Zugkräfte zugewiesen werden sollten. Diese Festlegung traf der Ingenieur Mathias Koenen schon 1886. Die Ermittlung des inneren Gleichgewichts war abhängig von der Lage der spannungsfreien neutralen Achse (Nulllinie) im Bauteil, die Koenen noch in der Mitte eines Balkenquerschnitts annahm, während Emil Mörsch feststellte, dass diese lastabhängig schwanke. Auch der Abstand der resultierenden Achsen der Druck- bzw. Zugspannung wurde von Mörsch endgültig festgelegt.

Wurde von Koenen die Ermittlung der erforderlichen Querschnitte noch abhängig von Bemessungsspannungen vorgenommen, erreichte Paul Christophe mit der Einführung des  $n$ -Verfahrens eine Vereinfachung der Bemessung. Nach Ermittlung der Elastizitätsmodule von Beton und Eisenwerkstoff konnten diese ins Verhältnis zueinander gesetzt werden. Wurde lastabhängig der erforderliche Querschnitt eines der beiden Werkstoffe ermittelt, konnte durch den Faktor des Verhältnisses zwischen den  $E$ -Modulen der erforderliche Querschnitt des jeweils anderen Werkstoffes berechnet werden. Dieses Verfahren sollte bis 1971 grundsätzlich in Deutschland Gültigkeit haben.

Mörsch gab auch praxisnahe Hinweise, wie die Bewehrung richtig geführt werden sollte. Für kontinuierliche Träger wurde die Übergreifungslänge der Bewehrungsstäbe bedeutsam. Bewehrte Vouten wurden im Bereich von Auflagern, z.B. an Stützen angeordnet. Diese wurden auch zur Stärkung der Biegesteifigkeit von Knotenpunkten verwendet.

Zum besseren Verständnis der Spannungsverhältnisse in einem Biegeträger trug der Vergleich eines bewehrten Trägers mit einer Fachwerkkonstruktion bei, wie ihn erstmals Wilhelm Ritter 1899 anhand des Systems Hennebique zog. Dieser Vergleich sollte Grundlage für die von Mörsch formulierte Fachwerkanalogie werden. Vielleicht war es dieser Vergleich, der Mörsch auf die Idee brachte, Schwedlers Systeme für Flachkuppeln auf den Eisenbetonbau zu übertragen. Schwedlers Auskreuzungen ersetzte Mörsch mit Betonfüllungen, also mit Druckbereichen zwischen dann auf Zug beanspruchten Meridianen und Ringstücken.

In den Bestimmungen wurden die Bemessungsspannungen gegenüber den ermittelten Bruchspannungen so weit abgesenkt, dass ein Versagen der Konstruktionen weitgehend ausgeschlossen werden konnte. Das Sicherheitsbedürfnis war groß, da die Bautechnik noch jung und keine Erfahrungswerte vorhanden waren. Dies sollte sich grundsätzlich durch Einführung probabilistischer Sicherheitskonzepte ab den 1970er Jahren ändern.



# 4 Akteure und ihr Einfluss auf die Bauweise



Abb. 133: Bewehrung im System Hennebique um 1907 auf einer Baustelle in Ivry-Port Frankreich (Delhumeau 1993, Abb. 110).

## 4.1 Die Rolle der Erfinder

### 4.1.1 Voraussetzungen und erste Versuche



Abb. 134: bureau d'études von François Hennebique in Paris um 1910 (Simonnet 2005, S. 67).

Die Voraussetzung für die verstärkte Anwendung von Beton war die industrielle Produktion von Zement, dem hydraulischen Bindemittel für den Betonwerkstoff. Mit Blick auf den Zement beschreibt der britische Autor Adrian Forty in seinem Buch "Concrete and Culture" die Entwicklungsstufen des Betonbaus und ihren Einfluss auf die gesellschaftliche Entwicklung im 19. und 20. Jahrhundert. Er äußert seine Meinung dazu wie folgt: „England dominated cement manufacture in the early nineteenth century, but French production increased in the latter half of the century, (...). In Germany cement production developed rapidly, and along much more scientific lines – it was Germany that first established industrial norms for cement, a factor that was important in the rapid subsequent development of reinforced concrete in that country“.<sup>116</sup> In übertragenem Sinn kann man sein Zitat zusammenfassend folgendermaßen übersetzen: Die Engländer brachten die Zementproduktion auf den Weg, die Franzosen stellten die Ware massenhaft her, die Deutschen etablierten Industriennormen für den Zement.

In Bezug auf den Beton wurden im deutschsprachigen Raum erstmals allgemein verbindliche Normen eingeführt. Damit wurde die Anwendung von Patenten obsolet. Einen der stärksten Impulse für die Einführung von Bestimmungen ging von Unfällen auf Baustellen aus. So stürzte im August 1901 der Rohbau einer Hotelanlage in Basel unvermittelt ein. Für die Planung war der Erfinder und Ingenieur François Hennebique verantwortlich. Seine Patente waren es, die der Ausführung zahlreicher Hochbauten aus Eisenbeton ab den 1890er Jahren zugrunde lagen. In seinem Büro in Paris, in dem 1913 mehr als 115 Mitarbeiter tätig waren, wurden die statischen Bemessungen und Planungen erarbeitet (Abb. 134). Er selbst zeichnete verantwortlich für die statischen Berechnungen zur Ausführung der bewehrten Betonbauteile. Der Fall der Hotelanlage in Basel wurde ausführlich in Fachkreisen diskutiert. In einem Gutachten des Schweizer ETH-Professors Wilhelm Ritter wurden schwerwiegende Vorwürfe gegenüber den ausführenden Firmen, aber auch gegenüber der Planung Hennebiques erhoben.<sup>117</sup> In einer Umfrage, an der sich auch in Deutschland zahlreiche Bauämter und Genehmigungsbehörden beteiligten, wurde nach den Erfahrungen mit Eisenbeton in der Praxis gefragt und welche Patente zur Ausführung gebracht wurden. Kurze Zeit nach dem Unglück von Basel wurden Hennebique seine Patentrechte in der Schweiz und in anderen Ländern aberkannt.

<sup>116</sup> Forty, 2012, S. 17.

<sup>117</sup> Vergleich Zentralblatt der Bauverwaltung von 25. Januar 1902.

Doch auch mit anderen Systembauweisen gab es Schwierigkeiten in der Anwendung. So wurde im Zentralblatt der Bauverwaltung vom 30. Juli 1898 berichtet, dass in der Nähe von Stettin eine Brücke „nach Monierart“<sup>118</sup> mit rund 30 m Spannweite gleich nach Entfernung der Rüstung einstürzte. Man stellte fest, dass die Pfähle der Rüstung nicht tief genug in den Boden getrieben wurden und während des Betonierens immer wieder nachgaben. Beim Neubau der Corneliusbrücke in München gab die Rüstung ebenfalls während des Betoniervorgangs nach. Zwei Bögen stürzten 1903 ein (Abb. 135). Hier wurde allerdings keine Bewehrung verwendet.

Dies sind Beispiele dafür, wie ambivalent der Umgang mit Betonkonstruktionen war. Einerseits wurden die neuartigen Möglichkeiten geschätzt, andererseits musste erkannt werden, dass das Bauen mit Beton und insbesondere das Bauen mit bewehrtem Beton besondere Anforderungen an die Planung, die Materialwahl, an die Bauzustände und damit an die ausführenden Firmen selbst stellte. Noch 1912 warnte der Ingenieur und Baubeamte Sonntag in den Technischen Monatsheften vor fehlerhafter Bau durchführung. Es werden Abbildungen von eingestürzten Gebäuden aus Eisenbeton gezeigt (Abb. 136).<sup>119</sup> Offenbar wurde der labile Bauzustand zwischen dem Einbringen des Betons in die Schalung und dem Erhärten desselben unterschätzt. Die Rüstung musste vorübergehend alle Lasten aufnehmen können. Da jedoch nicht in einem Zuge betoniert werden konnte, war auch mit Verformungen der Rüstung während des Herstellvorgangs selbst zu rechnen. Für die Rüstung mussten keine Bauvorlagen erarbeitet werden und es konnten im Rahmen dieser Forschungsarbeit keine statischen Berechnungen für Rüstungen gefunden werden.

Zugleich versprach das Bauen mit Beton statische und ökonomische Vorteile. Und die wirtschaftlichen Vorteile sollten sich auch auf das Allgemeinwohl auswirken. François Coignet (1814–1888) war Anhänger des Sozialreformers Charles Fourier und glaubte daran, dass der kostengünstige Betonbau einen positiven Beitrag zur Volksgesundheit leisten kann, indem auch für ärmere Bevölkerungsschichten feste und dauerhafte Wohngebäude errichtet werden könnten. Neben den strukturellen und konstruktiven Vorzügen des Betonbaus wurden von ihm Faktoren wie Einfachheit und Wirtschaftlichkeit als gleichrangig betrachtet.

Dies wirkte sich umgekehrt, und das war sicher nicht das Ansinnen Coignets, auch unmittelbar auf den Arbeitsmarkt aus. Im ausgehenden 19. Jahrhundert erhielten Arbeiter, die im Betonbau beschäftigt waren, im Vergleich zu anderen im Baugewerbe tätigen Handwerkern den geringsten Lohn. Es wurden häufig



**Abb. 135: Einsturz eines Gerüstbogens während der Betonierarbeiten an der Corneliusbrücke in München (Rädlinger 2008, S. 151).**



**Abb. 136: Einsturz einer Eisenbetonkonstruktion während der Bauphase (Kollmann 1912, S. 42).**

118 Zentralblatt der Bauverwaltung von 25. Januar 1902, S. 368.

119 Kollmann, 1912.



## 4.1 Die Rolle der Erfinder

Arbeiter ohne Ausbildung eingestellt. Nicht ausgebildete Arbeiter waren zumeist nicht in Gewerkschaften organisiert. Bauen mit Beton war damit für die Bauunternehmer auch ein Mittel, den beispielsweise in England verbreiteten Arbeitskämpfen begegnen und dennoch die großen Bauaufträge bewältigen zu können.

Wenn die Vorteile des Betonbaus in seinen geringen Herstellungskosten lagen, so trübte die erforderliche Vorbereitung des eigentlichen Betonvorgangs die Kostenbilanz zuweilen beträchtlich. Für die erforderliche Rüstung und Schalungsarbeit mussten ausgebildete, also „teure“ Zimmerleute beschäftigt werden. Noch in den 1960er Jahren waren nach Adrian Forty in Großbritannien 20% der Zimmerer Schalungsbauer. Da sich aber die Arbeitsschritte beim Betonbau wie Schalungs- sowie Bewehrungsarbeit und das Betonieren an sich gut voneinander trennen ließen, lag es nahe, eine gewisse Arbeitsteilung einzuführen. Zudem konnte man den Arbeitsschritten Zeitfenster pro Arbeitseinheit zuweisen. Der US-Amerikaner Frederic Taylor veröffentlichte zum Thema wissenschaftliches Baumanagement etliche Bücher. Eines davon, „Concrete Costs“ von 1912 führt Kostentabellen auf und stellt das erste Werk zum Baukostenmanagement dar. So wurde der Weg zu einer Industrialisierung des Bauens geebnet.

Neben den Unsicherheiten bei der Herstellung der Unterkonstruktionen für die Schalungen war auch die Sicherstellung einer Mindestqualität des Betons nicht selbstverständlich. Beim Abbruch der Weaver's Mills<sup>120</sup> 1984 in Manchester traten Mängel bei der Betonfestigkeit zutage. Gleichwohl war der Abbruch nicht auf diese Mängel zurückzuführen, sondern vielmehr darauf, dass der Platz, auf dem die Bauwerke standen, für ein Einkaufszentrum freigemacht werden sollte. Die Planung für die Weaver's Mills geht wie bei dem Hotelbau in Basel auf das bureaux d'études von François Hennebique zurück, der in England zahlreiche Skelettbauten realisieren konnte. Was Hennebique jedoch nicht plante und auch nicht durch eine örtliche Bauleitung gewährleisten konnte oder wollte, war die Qualitätssicherung vor Ort.

Ein Beispiel für mangelhafte Betonqualität ist auch in München zu finden. Bei der Generalinstandsetzung der ehemaligen Messehallen auf der Theresienhöhe in München zur Einrichtung des Verkehrszentrums als Außenstelle des Deutschen Museums hatte man große Mühe, die Halle III zu retten, da sich hinter einer festen Betonschicht von einigen Zentimetern Dicke im Kern nur weitgehend ungebundenes Material befand.<sup>121</sup>

Auch die Verantwortlichen um die Wende zum 20. Jahrhundert

<sup>120</sup> Gemäß Cusack, 1987, wurden die Weaver's Mills für das Unternehmen Weaver & Co. 1897 als eines der ersten Skelettbauten nach dem System Hennebique errichtet, nachdem Louis-Gustave Mouchel Hennebique's Generalvertreter in Großbritannien wurde.

<sup>121</sup> Walter, 2003, S. 21.

mussten wohl erkannt haben, dass die Ausführung von der Planung zu trennen sein wird und eine unabhängige Bauüberwachung eingesetzt werden muss. Die Qualität der Ausführung mit Einsatz von angelernten Arbeitskräften und wegen der noch geringen Erfahrung im Umgang mit Eisenbeton musste durch eine gesteigerte geistige Vorarbeit gesichert werden. Die Überprüfung der Ergebnisse musste unabhängig von den Ausführenden vor Ort erfolgen. Der Beginn dieser konsequenten Arbeitsteilung im Bauwesen ist an der Einführung des Eisenbetons als Bauwerkstoff festzumachen.<sup>122</sup>

Nachdem im deutschsprachigen Raum spätestens seit 1898 mit der Gründung des Deutschen Beton-Vereins die systematische Untersuchung von Bauteilen aus bewehrtem Beton vorangetrieben wurde, arbeitete man an den genannten Regelwerken, die Allgemeingültigkeit beanspruchen sollten. Nach dem Unglück in Basel wurde tatsächlich verstärkt an der Entwicklung solcher Regelwerke gearbeitet. 1903 wurde in der Schweiz die erste Norm für Hochbauten aus Beton eingeführt, 1904 folgte Preußen. Letztlich entwickelte sich daraus 1925 die Deutsche Industrienorm 1045.

Der Anfang war unternehmerischen Leistungen geschuldet. Der Umgang mit Beton wurde empirisch erarbeitet. Unternehmer versuchten sich mithilfe von Patentanmeldungen einen Vorteil auf den umkämpften Märkten zu verschaffen. Es ist interessant, dass nicht Spezialisten für den Hochbau die treibenden Kräfte für den Einsatz von Eisenbeton waren, sondern einfache Handwerker, die teilweise gar nichts mit der Errichtung von Bauwerken zu tun hatten. Bauingenieure bedienten sich bis in die 1880er Jahre hinein dagegen tradierter Bauweisen oder verwendeten Massenbeton und erkannten zunächst nicht das Potenzial des Eisenbetons.

Patente zu bewehrten Betonkonstruktionen wurden im 19. Jahrhundert in erster Linie in Frankreich angemeldet bzw. stammten von französischen und, in eingeschränktem Maße, englischen bzw. amerikanischen Erfindern. Ab 1890 folgten deutsche Ingenieure wie Mathias Koenen und meldeten überwiegend Patente auf Deckensysteme an. Eine Patentierung wurde von Erfindern angestrebt, die darauf setzten, dass Unternehmer, die in Lizenz ihre Patente zur Anwendung brachten, einen Teil ihres Gewinns an sie abführen würden. Neben Joseph Monier entwickelte François Hennebique Patente zu bewehrten Decken- und Balkensystemen mit hoher Tragfähigkeit und Spannweite, die auch in Deutschland und der Schweiz die Bautätigkeit beeinflussten.

Die Patente behandelten inhaltlich bestimmte typologische Ausführungen oder Bausysteme. Der Franzose François Coignet und

<sup>122</sup> Vgl. auch Forty, 2012, S. 225 ff, Kapitel „concrete and labour“.

## 4.1 Die Rolle der Erfinder

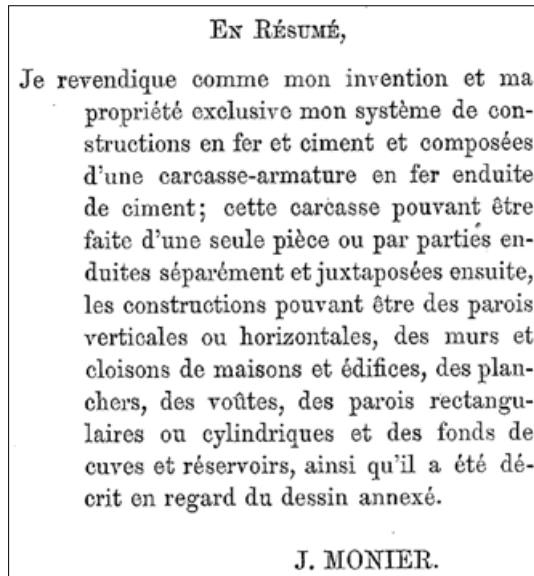


Abb. 137: Zusammenfassung am Ende des Textteils des Schweizer Patents N° 1229A von Joseph Monier, 1889. Daraus geht sehr gut hervor, dass es Monier mehr darum ging, eine Bewehrungstechnik im Sinne des Fügens zu schützen, als Aufschluss darüber zu geben, wie Hochbauten mithilfe dieses Systems statisch bemessen werden könnten oder sonstige Details der Ausführung näher zu beschreiben.

der Engländer Boutland Wilkinson entwickelten bereits 1854 bzw. 1855 differenzierte ebene Decken- bzw. Platten-Balken-Systeme. Diese Bauweise entwickelten Hennebique wie auch Koenen weiter, während Monier sich überwiegend mit schalenartigen gekrümmten Bauelemente befasste. Inhaltlich musste im Patent die Ausführung in Wort und Bild beschrieben werden. Die Führung der Bewehrung innerhalb des Bauteils, die Form und die Querschnittsabmessungen der Bauteile wurden erläutert, teilweise wurden Besonderheiten wie die vollständige Umhüllung der Bewehrung aufgeführt. Den Patentschriften mangelte es jedoch an entscheidenden Details (siehe beispielsweise Abb. 137). Eine statische Bemessung oder eine Nachweisführung lag den Patenten ebenso wenig zugrunde wie eine detaillierte Angabe zu den zu verwendenden Materialien. Exaktere Beschreibungen in Patenten wurden erst nach 1900 üblich. Eine Fremdüberwachung der Ausführung war im Patent nicht vorgesehen. Beim Lesen der Patente, deren Texte zumeist nur eine oder wenige Seiten lang sind, stellt man fest, dass es dabei mehr darauf ankam, eine Idee rasch schützen zu lassen, als diese bis ins Detail zu begründen und ihre Möglichkeiten nachvollziehbar darzulegen.

Als Conrad Freytag 1884 das deutsche Patent von Joseph Monier für weite Teile Deutschlands übernahm (Patent deutsches Reich N° 14673), musste ihm klar gewesen sein, dass die Idee, Beton zu bewehren, viele Vorteile mit sich bringt, aber dass das Patent allein nicht ausreicht, tragfähige Konstruktionen zu planen und herzustellen. So aufsehenerregend der Monierbogen in den 1880er Jahren auch war; er war doch aus dem Gedanken geboren, Öffnungen mit Baustoffen zu überbrücken, die keine Biegung aufnehmen können.<sup>123</sup> Freytag war dennoch so sehr von dem Monierprinzip begeistert, dass er noch im selben Jahr die eingangs bereits erwähnte Hundehütte aus Drahtgeflecht mit 105 cm Höhe errichtete und sie mit Beton bestrich. Die Hütte gilt als erster realisierter „Hochbau“ in Deutschland, der aus Eisenbeton hergestellt wurde (Abb. 138). In der Folge arbeitete Freytag intensiv an der Einführung des Eisenbetons im Hochbau.

Es wurden Patente für verschiedene Anwendungsgebiete angemeldet. Nicht immer war der Hochbau Gegenstand des Patents. Die Patente lassen sich dennoch gemäß ihres Verwendungszwecks einordnen. Diese Einordnung wurde in Kapitel 2.2 bereits vorgenommen. In den folgenden Unterkapiteln wird eine Einordnung nach stabförmigen und flächigen Bauelementen durchgeführt, nach denen sich die verschiedenen Patente beschreiben lassen.



Abb. 138: Hundehütte von Conrad Freytag 1884, der „erste Hochbau aus Eisenbeton“ in Deutschland (Archiv Deutsches Museum, Nr. BN 58267).

<sup>123</sup> Vgl. Mecenseffy, 1911. Darin spricht er vom Eisenbeton der 1. Stunde. M. trat daher die Ansicht, dass der gebaute Bogen nach Monier hinter den Möglichkeiten von Stützen, Balken und Platte zurücktritt (nennt als Beispiel die Kirche St. Jean Montmartre von Anatole de Baudot, 1894 bis 1904).

### 4.1.2 Stabförmige und ebene Systeme

François Coignet (1814–1888) widmete sich schon in den 1840er Jahren der Verwendung von Beton im Hochbau (Abb. 139). Die Verfügbarkeit von Zement zur Herstellung von künstlichem Stein verband er mit der damals bekannten Pisé-Bauweise,<sup>124</sup> die von François Cointereaux (geboren 1740) und Jean Baptiste Rondelet<sup>125</sup> (1743–1829) ausführlich untersucht wurde und insbesondere in Frankreich als kostengünstige Alternative zum Bau mit Steinen und gebrannten Ziegeln beworben wurde.<sup>126</sup> Coignet übertrug die Schalungs- und die Einbringtechnik der Pisé- oder Stampflehm-Bauweise auf den Betonbau. Er errichtete 1847 ein firmeneigenes Gebäude komplett aus Stampfbeton. Er nannte seinen Stampfbeton „beton aggloméré“.<sup>127</sup>

Bei einem weiteren privaten Wohngebäude, das er in St. Denis errichtete, hatte er 1855 die Idee, Eisenträger in Stampfbeton einzulegen, um eine Deckenplatte herzustellen. Dieses Gebäude schloss mit einem Flachdach. Neu war dabei, dass er Profilträger aus Eisen mit Beton verband.<sup>128</sup> Bei früheren Anwendungen wurden die Füllungen beispielsweise mit Ziegelsteinen hergestellt. Im selben Jahr meldete er seine Deckenkonstruktion in England zum Patent an.<sup>129</sup> Er ging bei diesem Patent aber noch einen Schritt weiter, indem er statt Profilträgern Rundstäbe als Bewehrung einsetzte. Eine Illustration blieb Coignet leider schuldig. Seine Ausführungen legen aber nahe, dass er ebene Decken im Kopf hatte. Irrtümlicherweise kursieren in der Literatur Zeichnungen, die aus dem englischen Patent von François Coignet



Abb. 139: François Coignet (Haegermann 1964, S. 13).

124 Unter Pisé-Bauweise versteht man die Herstellung von Bauwerken aus gestampftem Lehm. Ausführlich beschrieben in Cointereaux 1803, Reprint 1900 und Haegermann, Huberti, Möll 1964, Teil B, S. 13 mit Abbildungen der Schalungstechnik nach Rondelet.

125 Rondelet wendete auch den Begriff „monolithisch“ auf die Pisé-Bauweise an, da hier ja ein inniger Verbund des Baumaterials untereinander, möglicherweise mit einer Art Bewehrung aus Stroh, hergestellt wurde. Der Begriff des monolithischen Bauens wurde sinnbildlich für Skelettkonstruktionen aus bewehrtem Beton und beispielsweise von François Hennebique häufig verwendet.

126 Haegermann, Huberti, Möll 1964, Teil B, S. 13.

127 Siehe gleichnamiges Buch Coignets 1861.

128 Streng genommen handelt es sich nicht um Eisenbeton (siehe Kapitel 2.1.3).

129 Patent N° 2659 zu Eisenbeton François Coignet vom 26.11.1855.

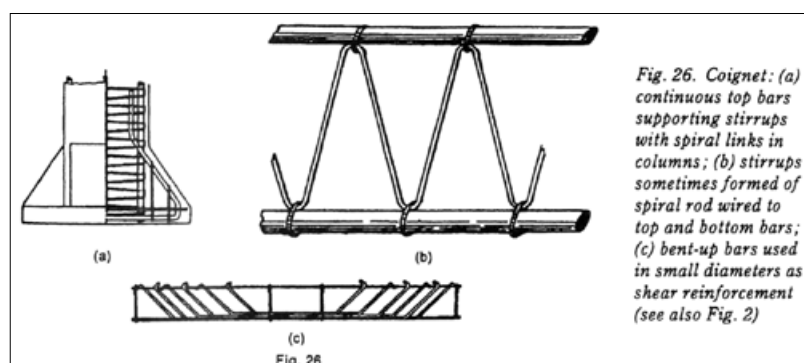


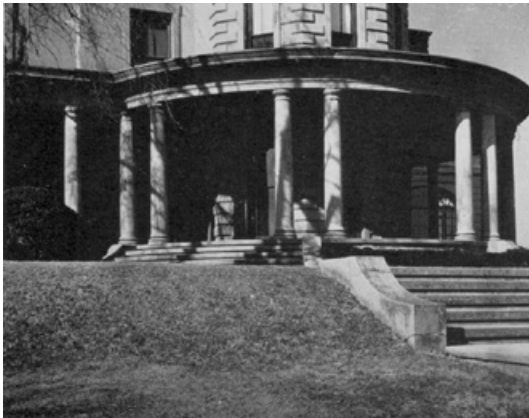
Fig. 26. Coignet: (a) continuous top bars supporting stirrups with spiral links in columns; (b) stirrups sometimes formed of spiral rod wired to top and bottom bars; (c) bent-up bars used in small diameters as shear reinforcement (see also Fig. 2)

Abb. 140: Bewehrungsdetails nach System Edmont Coignet (Bussel 1996, S. 201).

## 4.1 Die Rolle der Erfinder



**Abb. 141: Ward's Castle oder Ward's House, 1873 (Haegermann 1964, S. 40).**



**Abb. 142: Foto um 1959 von der Säulenhalle aus Eisenbeton (Collins 1959, Abb. 11).**

stammen sollen und Balken darstellen (Abb. 140). Sie sind jedoch seinem Sohn Edmond Coignet zuzuschreiben, der ab den 1890er Jahren sehr erfolgreich in Frankreich und Großbritannien als Bauunternehmer tätig war.<sup>130</sup>

In seinem Buch „Der Beton im Bauwesen“ beschreibt François Coignet zumindest die Herstellung einer solchen bewehrten ebenen Decke.<sup>131</sup> Darin führt er aus, dass ein Netz aus Eisenstangen auf eine Holzschalung gelegt und dann der Beton lagenweise eingestampft würde, bis die Eisenstangen vollständig umhüllt seien. Die sich ergebende Betonplatte sei geeignet, ohne weiteres Zutun als Decke genutzt zu werden. Er stellte fest, dass sich die Eiseneinlage nicht biegen könne, ohne dass sich der Beton böge, was nicht denkbar sei und somit das ganze System eine haltbare steife Form einnehme. Wörtlich heißt es in seinem Buch: „... die Eisenstangen sind nichts anderes als Zugstäbe, die den Zweck haben, den Einsturz der Decke im Falle von Rissbildungen zu verhindern“.<sup>132</sup> Coignet hatte damit sehr treffend das Zusammenwirken von Eisen und Beton definiert.

Nachdem Coignet zunächst bis etwa 1867 unternehmerisch sehr erfolgreich war und seine Bausysteme häufig zur Ausführung bringen konnte, scheiterte sein Betrieb letztlich am Kostendruck und den politischen Verhältnissen im Spannungsfeld der kriegerischen Auseinandersetzungen mit Deutschland um 1870. Dennoch erfuhr seine Bauweise durch zahlreiche Schriften und Veröffentlichungen international große Bekanntheit. In der Nähe von New York errichtete 1873 der Unternehmer William E. Ward ein Gebäude nach den Vorgaben von François Coignet, weil er für seine Frau ein feuersicheres Haus bauen wollte.<sup>133</sup> Das Ward's Castle steht heute noch und ist wohl der erste Hochbau aus Eisenbeton in den USA (Abb. 141 und Abb. 142).

Eine Weiterentwicklung der genannten ebenen Decke war die ökonomisch sinnvoll erscheinende Ausdifferenzierung und Hierarchisierung zu einem Plattenbalken. In England entstand 1865 ein Gebäude mit Eisenbetondecken, das dieser Beschreibung entspricht. Die ausgeführte Konstruktion setzte die Idee einer Holzbalkendecke mit Bohlenbelag konsequent in bewehrten Beton um. William Boutland Wilkinson

<sup>130</sup> Siehe Collins S. 27 - 35; sowie daselbst Beitrag von John W. de Courcy, S. 104. Darin bedauert Courcy die fehlende Illustration des englischen Patents durch François Coignet. Im gleichen Buch werden in dem Beitrag von M. N. Bussell „The era of the proprietary reinforced systems“ ab S. 187 die Zeichnungen, die vermeintlich François Coignet zugeschrieben werden, abgebildet. Die Bildunterschrift nennt nur den Nachnamen Coignet. Diese Bauweise taucht nochmals in einer Tabelle auf S. 189 auf, in der Tragsysteme abgebildet werden, die 1907 in Großbritannien gebräuchlich waren. Es ist nicht anzunehmen, dass 1907 noch ein Patent von 1855 zur Ausführung kam. Zu fortschrittlich erscheinen diese Bewehrungssysteme.

<sup>131</sup> Abgedruckt in Stark, Wicht 1998, S. 84.

<sup>132</sup> Haegermann, Huberti, Möll, 1964, S. 14 f und Coignet 1861, S. 97.

<sup>133</sup> Das Gebäude wurde noch 1905 in der Zeitschrift „Beton u. Eisen“ als „Ein Haus in Eisenbeton ...“ besprochen (S. 261) und auf das Jahr 1875 datiert.

(1819–1902) widmete sich schon ab den 1830er Jahren als Stuckateur unternehmerisch der Herstellung von Drahtputzkonstruktionen (*Abb. 145*). Da ganz in der Nähe seines Wirkens durch Joseph Aspdin Portlandzement hergestellt wurde, kam er auf die Idee, statt Gips und Kalk diesen Zement für seine Zwecke zu verwenden. Vielleicht kannte Wilkinson auch das Patent von François Coignet. Wilkinson bevorzugte statt „Eisenstangen“ jedoch Drahtseile oder Gliederketten für seine Ausführungen, um Balken zu bewehren. Dabei sah er den Vorteil gegenüber einer ebenen Decke darin, dass der tragende Querschnitt eines Balkens höher ist als der einer unterzuglosen Decke und damit eine wirtschaftlichere Lösung erreicht werden konnte. In jedem Fall konstruierte Wilkinson vielleicht den ersten Plattenbalken aus Eisenbeton überhaupt. In den Balken des Wohnhauses in Newcastle-upon-Tyne in England bog er seine Zugbewehrung außerdem über dem Auflager nach oben (*Abb. 143* und *Abb. 144*). Wilkinson hatte trotz dieser innovativen Idee zunächst geringen Einfluss auf die weitere Entwicklung des Eisenbetonbaus.

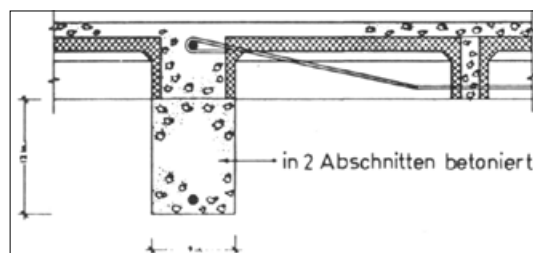
Anfang der 1890er Jahre drängte François Hennebique (1842–1921) mit Patenten auf den Markt, die er ab 1892 in verschiedenen Ländern Europas, als erstes in Belgien, anmeldete (*Abb. 149*).<sup>134</sup> Eines der ersten Patente mit der N° 223546 vom 07.08.1892 mit dem Titel „combinaison particulière du métal et du ciment en vue de la création de poutres très légères et de haute résistance“ beinhaltete bereits ein Detail zur Ausführung seiner Bewehrungen, das typisch werden sollte für Hennebique. Gegenstand seiner frühen Patente waren Plattenbalkenkonstruktionen, wie dies von Wilkinson fast 30 Jahre früher vorgedacht wurde.

Die Biegebalken sammeln die Lasten aus einer Decke und leiten sie auf punktförmige bzw. lineare Auflager, also Stützen oder Wandabschnitte, ab. In der Zugzone der Balken empfiehlt Hennebique die Verlegung eines oder mehrerer Rundstäbe mit einem reichlichen Durchmesser von bis zu 40 mm. Über den Auflagern biegt er einige Tragstäbe nach oben (*Abb. 146* und *Abb. 147*). Dies geschieht jedoch schon recht weit in der Mitte eines Balkens, was später Emil Mörsch in seinen Ausführungen als eine Art Hängeseil kritisiert. Als Schubbewehrung führt Hennebique Bügel aus Flacheisen mit Querschnitten von bis zu 4 x 40 mm ein (*Abb. 148*), die bis über die Oberkante des Balkens hinaus in die Deckenplatte geführt werden (siehe auch *Abb. 150*). Die Höhe der Platte wird im Bereich des Balkens dessen Querschnitt hinzugerechnet. Die Balken erhalten je nach Führung der Bügel rechteckige oder trapezförmige Querschnitte.

Bleibt die Platte in Hennebiques frühen Patenten zunächst ohne



*Abb. 143: Kassettendecke von Wilkinson um 1865; Dokumentation während des Abbruchs 1955 (Haegermann 1964, S. 28).*



*Abb. 144: Detail der Ausführung (Haegermann 1964, S. 28).*



*Abb. 145: William Boutland Wilkinson (Haegermann 1964, S. 27).*

<sup>134</sup> Als Beispiel für Hennebiques Systeme seien die schweizerischen Patente N° 6533 (21.02.1893) und N° 15975 (20.12.1897) genannt.

## 4.1 Die Rolle der Erfinder

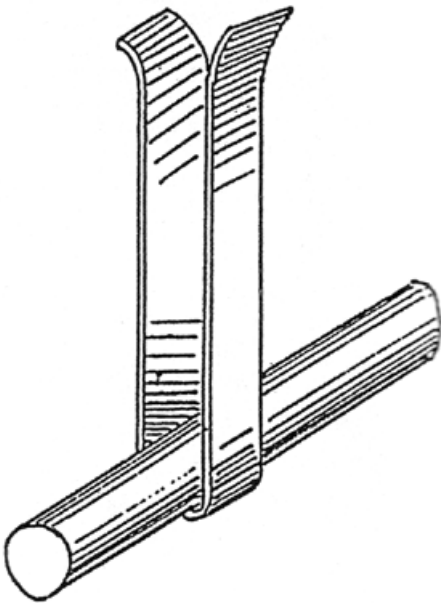


Abb. 148: Typisches Bewehrungsdetail nach System Hennebique mit Rundstab und Flacheisenbügel (Simonet 2005, S. 52).

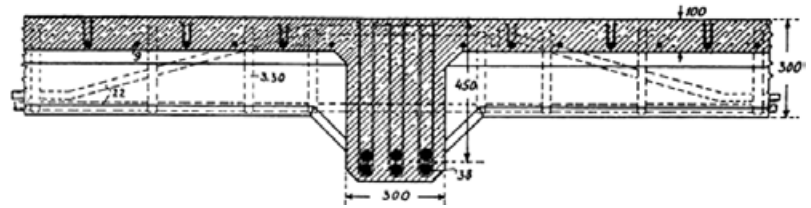


Abb. 146: Bewehrung eines Plattenbalkens nach System Hennebique (Beton-Atlas 1995, Abb. 1.17).

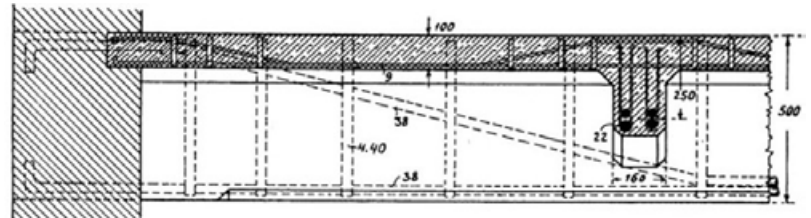


Abb. 147: Bewehrung eines Plattenbalkens in differenzierter hierarchischer Anordnung (Beton-Atlas 1995, Abb. 1.18).

eigene Bewehrung, differenziert er bei späteren Patenten die Konstruktion weiter aus und ermöglicht so größere Abstände zwischen den Balken. Auch entwickelt er Deckensysteme, bei denen die Unterseite geschlossen ist. Zwischen zwei ebenen Platten, die durch Balken verbunden werden, verbleiben Hohlräume. Die Ausbildung der Bügel wird ebenso weiter differenziert. Diese werden von der unteren Platte um die Tragbewehrung des Balkens in die Druckzone der oberen Platte geführt. Diese wird zudem mit einer eigenständigen kreuzweise verlegten Bewehrung versehen. Die Stabstöße mit gewissen, aber recht geringen Übergreifungslängen wurden über den Balken angeordnet. Hier kann man auch davon ausgehen, dass Hennebique nicht im Sinn hatte, durchlaufende Träger oder Platten herzustellen. Die Stab- und Bügelenden wurden grundsätzlich aufgeschnitten oder umgebogen, um die Bewehrung besser im Beton zu verankern.<sup>135</sup>

Hennebique ging in seinem Patent von 1897 noch einen Schritt weiter.<sup>136</sup> Er schaffte ein System aus sich kreuzenden Balken und führt eine Hierarchisierung ein. Es gab Hauptträger und Nebenträger, die quer zu den Hauptträgern verliefen und wiederum an diese anschlossen (Abb. 146). Die unten angeordnete Zugbewehrung kreuzte die Träger. Die Bewehrung wurde immer auch dazu verwendet, die einzelnen Bauelemente miteinander zu verbinden und zu einer Einheit werden zu lassen. Die Systeme nach Hennebique öffneten deshalb das Fenster hin zu einer monolithischen Skelettbauweise in Eisenbeton.<sup>137</sup> Hennebique machte



Abb. 149: François Hennebique (Haegermann 1964, S. 116).

<sup>135</sup> Karl Wilhelm Ritter untersucht in einer Veröffentlichung von 1899 („Das System Hennebique“) ausführlich die Bauweise nach Hennebique. Er beschreibt auch die Vorgehensweise bei der Herstellung von Betonbauteilen: „die Bügel werden nicht eigens mit den Stangen verbunden, sondern lose eingesetzt; die Verdichtung erfolgt mit gebogenen Eisenstangen durch Stochern; der Beton wird in geringen Schichthöhen eingebracht“.

<sup>136</sup> Siehe Beton-Atlas 1995 Abb. 1.17 und 1.18.

<sup>137</sup> Vgl. Fritz Eiselen in Büsing, Schumann, 1912.

in seinen Patentschriften keine Aussagen zur Zusammensetzung des Betons. Dieses Wissen setzte er im Gegensatz zu Joseph Monier bereits voraus. Die Patente der 1890er Jahre behandelten nicht die Ausbildung biegesteifer Ecken oder Rahmen, sondern ebenfalls nur ebener Bauteile. Zu seiner Veröffentlichung von 1904 zum Rahmentragwerk wurde dann wohl kein Patent mehr angemeldet.

Hennebique ist für die Entwicklung des Eisenbetonbaus von besonderer Bedeutung, weil er von Beginn seiner Auseinandersetzung mit dem Thema auf den statischen Verbund von Eisen und Beton aus war. Er mied grundsätzlich den Einsatz von profilierten Eisenträgern und brachte ausschließlich glatte Rund- und Flacheisen zum Einsatz. Er begründete dies mit der deutlich verbesserten Feuersicherheit der Bauteile gegenüber solchen, bei denen Eisenprofile nur teilweise mit Beton umhüllt würden, indem beispielsweise der Flansch eines Eisenträgers an der Unterseite einer Decke sichtbar bleibt. Diese Einschätzung brachte auch Fritz von Emperger in einem Beitrag von 1905<sup>138</sup> zum Ausdruck. Hennebique arbeitete seit 1879 mit Eisen und Beton und nach 1889 konsequent ohne den Einsatz von Profileisen.

Der Durchbruch gelang Hennebique mit der Weltausstellung in Paris im Jahr 1900 (Abb. 151). Diese Weltausstellung stand ganz im Zeichen von Hoch- und Ingenieurbauten aus Eisenbeton. Für zahlreiche Bauwerke zeichnete Hennebique's Büro verantwortlich. Die Ausstellung zog eine Vielzahl von Bauunternehmern an, die in der Folge für kurze Zeit Patentnehmer Hennebique's wurden. Hennebique's Bekanntheit nahm durch die Weltausstellung international stark zu.

138 Vgl. Fritz v. Emperger: Zur Geschichte des Eisenbetonbaus in Belgien, erschienen in der Zeitschrift „Beton und Eisen“, Berlin 1905, S. 1-2.



**Abb. 150: Balkenbewehrung nach System Hennebique mit über die Balken in die Deckenplatte überstehenden Bügeln (Delhumeau 1993, S. 18).**



**Abb. 151: Pavillons nach System Hennebique auf der Weltausstellung in Paris im Jahr 1900 (Haegermann 1964, S. 122).**



## 4.1 Die Rolle der Erfinder



Abb. 153: Mathias Koenen (Haegermann 1964, S. 82).

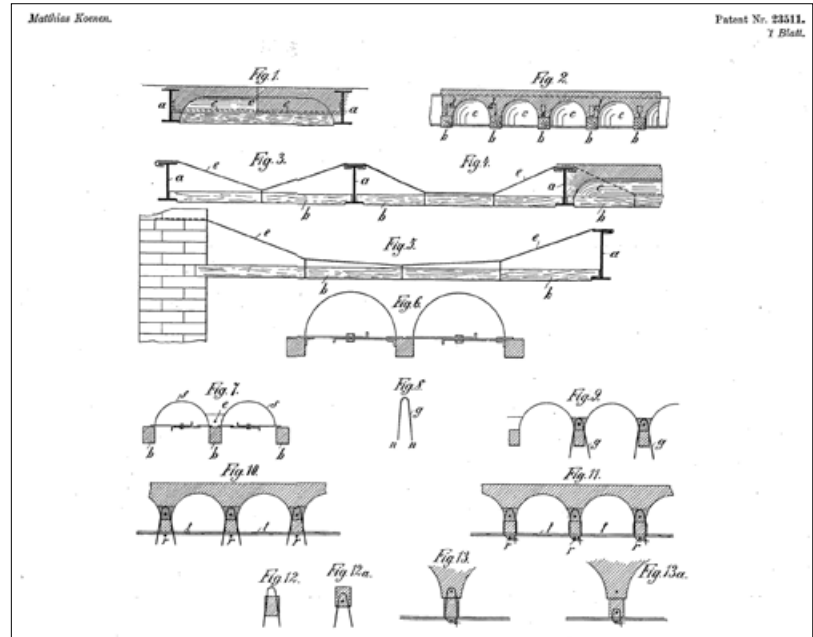


Abb. 152: Deutsches Patent Koenens, N° 23511 von 1901 für eine „Decke mit eisenarmerter Betonrippenplatte“.

Mathias Koenen (1849–1924) entwickelte das System Monier weiter und hinterlegte es mit einer Bemessungstheorie (Abb. 153). Er entwickelte aber auch selbst Deckensysteme, bei denen er bereits bekannte Systeme wie den Plattenbalken in wirtschaftlicher Weise weiterentwickelte (Abb. 152).<sup>139</sup> Dreidimensionale Systeme wurden von Koenen dagegen nicht bearbeitet. Für seine Ausführungen für Decken nutzte er Doppel-T-Träger als Hauptträger, um die Felder dazwischen mit bewehrtem Beton zu füllen (Vgl. Abb. 154). Die in einem frühen Patent für die sogenannte Vouten- oder Spiegeldecke schlaff, gemäß den Zeichnungen wie Seile durchhängenden Bewehrungen, führte er aus der Zugzone der Decke über den jeweiligen Auflagerpunkten nach oben (siehe auch Abb. 152). An den Deckenrändern bog er die Armierung um und hakte diese im Hauptträger ein. Etwas später verbesserte er dieses System dahingehend, dass die Bewehrungsstäbe polygonal geknickt wurden. Die relativ weit verbreitete sogenannte Koenen'sche Plandecke (im Patent „eisenarmierte Betonrippenplatte“ genannt) wurde zudem mit wieder verwendbaren halbrunden Schalungskörpern hergestellt, die auf Holzbalken verlegt wurden, die von Auflager zu Auflager reichten. Die Holzbalken wurden als verlorene Schalung für die Stege verwendet und verblieben in der Decke (Vgl. Abb. 154). Sie dienten später zur Befestigung des Deckenputzes. Die Balken wurden an die Hauptbewehrung der Stege angehängt. Der längs verlaufende Bewehrungsstab lag in den verbleibenden, betonierten Stegen bzw. Rippen. Der Bewehrungsstab wurde mit Bügeln versehen, die nach oben in die De-



Abb. 154: Koenen'sche Plandecke oder Betonrippendecke um 1904 im Gisela-Gymnasium (Foto 2007, JR).

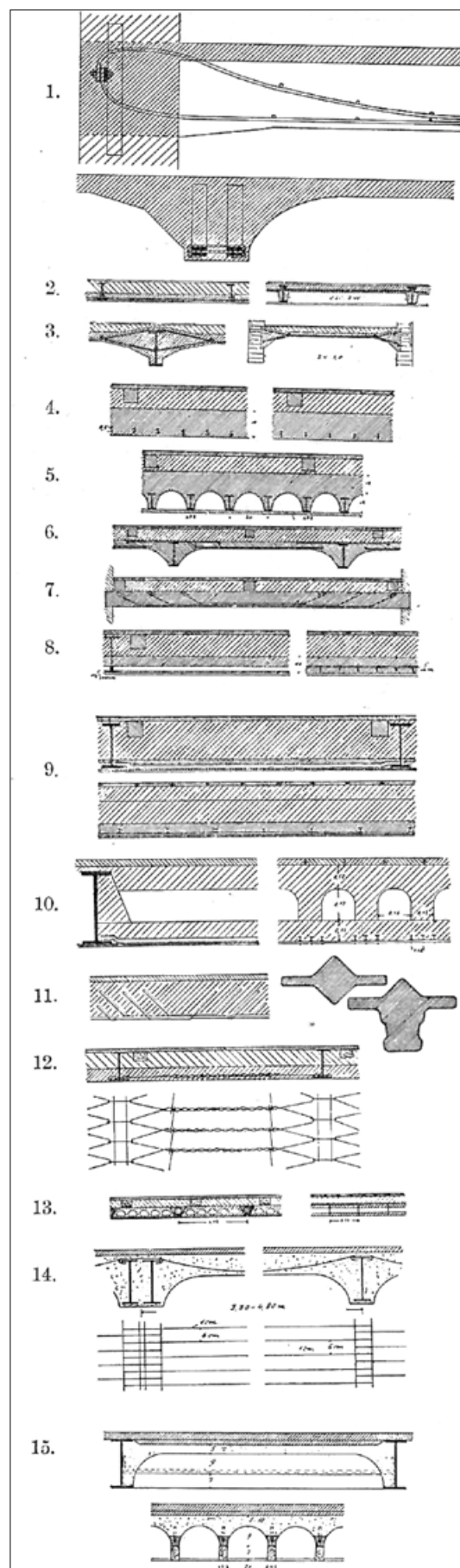
<sup>139</sup> Vergleich schweizerische Patente N° 16725 vom 28.03.1898 und N° 23511 vom 28.01.1901.

ckenplatte geführt wurden. Diese Bügel wurden gemäß Patentschrift erst nach dem Einfüllen eines Teils des Betons in den noch nicht abgeordneten Beton eingedrückt. Als Bewehrung wurden durchgehend glatte Rundstäbe verwendet. Koenen spricht die Eiseneinlagen zwar nicht explizit als Rundstab an, aber er stellt den Querschnitt in den Zeichnungen entsprechend dar. Zu den erforderlichen Eigenschaften der Holzbalken oder des Betons macht Koenen keine Aussagen.

Deckensysteme wurden in einer Vielfalt entwickelt und zum Patent angemeldet, dass sich Emil Mörsch zu der Aussage veranlasst sah, dass keines der Systeme besser sei als das zuvor bereits vorhandene.<sup>140</sup> Er schätzte die Zahl der Systeme um 1906 auf über 300. In der Süddeutschen Bauzeitung wurden 1910 mehr als 30 Deckensysteme behandelt (eine Auswahl daraus siehe *Abb. 155*).<sup>141</sup> Wobei hier auch Balken und Gitterträger aufgeführt wurden, die noch keine geschlossene Deckenplatte ausmachen. Im selben Jahrgang wird auch auf die Wirtschaftlichkeit von Hohldecken aus Eisenbeton eingegangen und ihr Vorteil gegenüber Holzbalkendecken hervorgehoben, die der „... Feuer- und Schwammgefahr und ihrer verhältnismässig kurzen Lebensdauer ...“ wegen ersetzt werden sollten.<sup>142</sup>

Koenen wiederum unternahm ab 1907 Versuche mit Spannbeton, der erstmals von dem US-Amerikaner P. H. Jackson 1886 zum Patent angemeldet wurde. Praktische Erfolge blieben jedoch zunächst aus, da es ihm nicht gelang, eine gewisse Vorspannkraft aufzubauen oder diese lange genug während des Abbindevorgangs aufrechtzuerhalten. Die Vorspannkraft wurde durch das Schwinden des Betons zudem wieder abgebaut. Für eine hohe Vorspannkraft hatte das verwendete Eisen nicht die erforderliche Festigkeit. Erfolg mit Spannbeton hatten erst in den 1920er und 1930er Jahren Franz Dischinger und Eugène Freyssinet.

Koenen befasste sich weiterhin bereits um 1892 mit der Ausführung von Stützen. Dabei empfahl er, in regelmäßigen Abständen Bügel um die Längsbewehrungen zu legen, um ein Ausknicken dieser Stäbe zu verhindern. Es gelang ihm nicht, dieses System in Deutschland zum Patent anzumelden. Vielleicht lag das auch an einer gewissen Nähe zu den Überlegungen von Joseph Monier bzw. Edmond Coignet (*Abb. 156*).



**Abb. 155: Eisenbetondeckensysteme, Auswahl (SBZ 1910, S. 372-374).**

140 Kurrer 2016, S. 680.

141 SBZ 1910-3.

142 SBZ 1910-3, Nr. 43.

## 4.1 Die Rolle der Erfinder

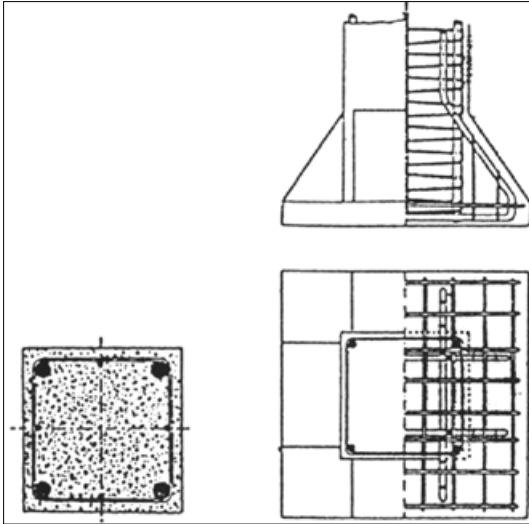


Abb. 156: Stützenbewehrung nach System Edmond Coignet um 1892 (Beton-Atlas 1995, Abb. 1.5).

Armand Considère (1841–1914) war französischer Brücken- und Straßenbauingenieur und befasste sich mit Bewehrungstechniken zur Herstellung von Säulen bzw. Stützen. Er führte den Begriff „béton fretté“ ein. Darunter versteht man Betonkörper mit einer Längsbewehrung, die spiralförmig mit Eisendrähten umwickelt werden. Diese Eisendrähte sollten bestenfalls ringförmig, also ohne Knick um die Längsstäbe gelegt werden. Considère meldete diese Bauweise im Mai 1902 auch in Deutschland unter der Patent-N° 149944 an. Das Bauunternehmen Wayss & Freytag A.-G. übernahm für Deutschland das Ausführungsrecht.

Emil Mörsch legte in seinen Untersuchungen als Hochschullehrer ein Programm zur Prüfung von umschnürten Betonsäulen auf, deren Ergebnisse er 1912 dem Deutschen Beton-Verein vorstellte (Abb. Abb. 157 und Abb. 158).<sup>143</sup> Dabei wurden Bügel und spiralförmige Umschnürungen verglichen. Prinzipiell traute Mörsch dem béton fretté eine höhere Tragfähigkeit zu als den Bügeln.

<sup>143</sup> vgl. DBZ, IX Jahrgang 1912 Nr. 14.

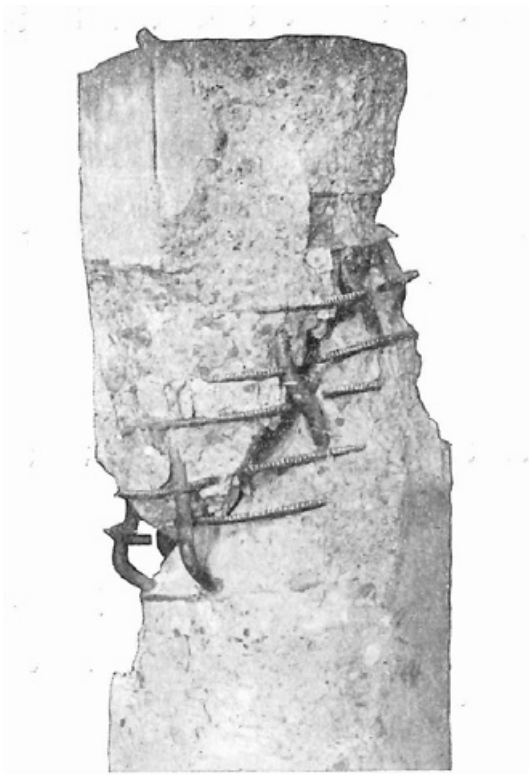


Abb. 63.  
Spirale gerissen.

Abb. 157: Bruchversuch an einer Stütze mit spiralförmigen Bügeln (Mörsch 1906, S. 72).

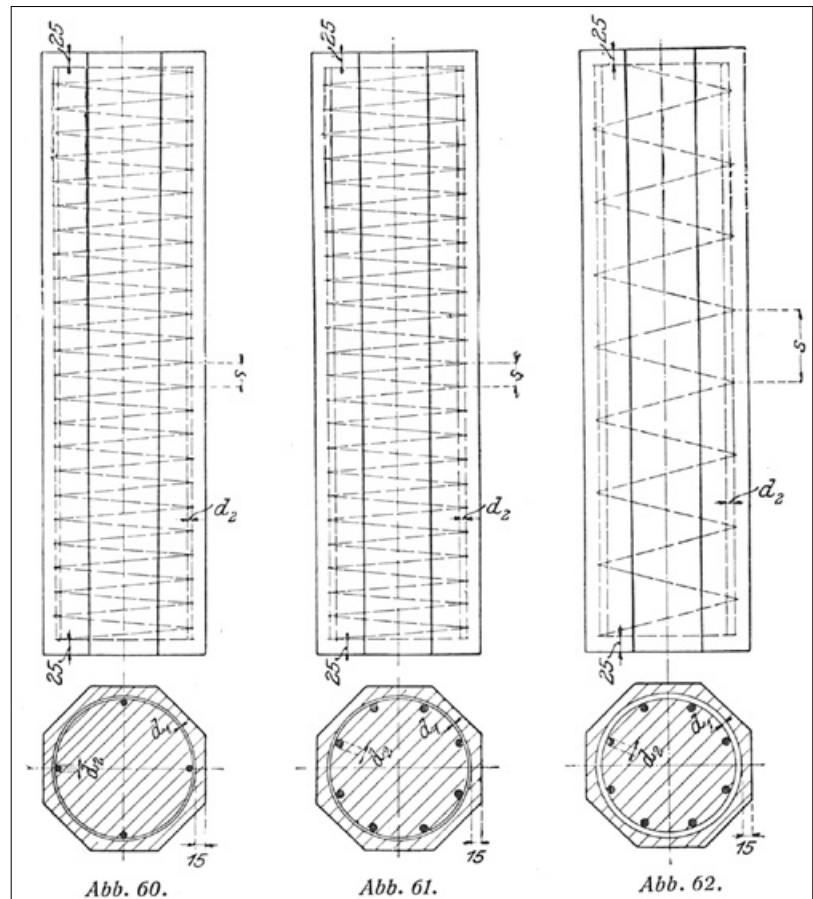


Abb. 158: Spiralförmige Umschnürung von Stützenbewehrungen (Mörsch 1906, S. 70).

### 4.1.3 Gekrümmte Systeme

Joseph Monier (1823–1906) war im Gegensatz zu François Coignet zunächst daran interessiert, Betonwaren für seine Zwecke im Landschaftsbau herzustellen (*Abb. 161*). Er stellte diese 1867 auf der Weltausstellung in Paris erstmals der Öffentlichkeit vor. Die Wasserfestigkeit des Bindemittels stand dabei für ihn im Vordergrund. Das verwendete Drahtgeflecht war Mittel zum Zweck. Es gab die Form für die Betonhülle vor. Zugleich hielt es den Beton zusammen und schützte ihn vor dem Zerreißen. Monier stand damit in der Tradition eines weiteren französischen Erfinders, Joseph Lambot (1814–1887), der mit ähnlicher Technik schon in den 1840er Jahren Boote herstellte (*Abb. 159*) und 1855 ein Patent darauf anmeldete. Zu beachten ist die parallel in England durch Wilkinson begonnene Entwicklungslinie. Wie Lambot und Monier hatte Wilkinson ebenfalls zunächst wasserfeste Drahtputze im Sinn und stellte Betonwaren her.

Moniers für die Anwendung im Hochbau wichtiges und in Frankreich angemeldetes Patent von 1876 beschrieb die Anwendung von bewehrten Betonkonstruktionen auch für Biegeträger. Prinzipiell haben seine Patentanmeldungen in den darauffolgenden Jahren alle möglichen Behälter, Bogenkonstruktionen und Träger zum Gegenstand. Am 21.12.1880 meldete er das Patent N° 14673<sup>144</sup> für Röhren, Behälter und Schalen in Berlin und damit erstmals in Deutschland an. Es wurde ihm am 04.08.1881 zuerkannt. In sehr ausführlicher Weise und schon kurze Zeit vorher meldete er ein Patent in Österreich an, das uns die ausführlichsten Zeichnungen überhaupt liefert (*Abb. 162* und *Abb. 163*).

Er nannte in seiner in der Schweiz angemeldeten Patentschrift<sup>145</sup> von 1889 als Vorteile der Bauweise die Wasser- und die Feuerfestigkeit mit Zement umhüllter Eisenstäbe. Er schilderte die Ausführungstechnik darin einigermaßen genau. Die in die Formen eingesetzten Stäbe sollten mit recht flüssigem Mörtel für eine gänzliche Umhüllung vergossen werden. Ohne Angabe der genauen Zusammensetzung nannte Monier als mögliche Bestandteile des Betons Zement, Kalk, Sand, Schlacke und vulkanische Erden. In der Anlage der Patentschrift wurden Ausführungsbeispiele aufgeführt für Decken und Balken sowie für Wandsysteme und Behälter (*Abb. 164*). Seine Patente waren grundsätzlich auf der Basis sich kreuzender, starker Drähte, aufgebaut, die an den Kreuzungspunkten mithilfe von verdrehten Drähten zu einem Netz verbunden wurden. Dabei wurden Längs- und Querdrähte bzw. bei korbartigen Gebilden vertikale Träger und horizontale Ringe



*Abb. 159: Boot aus Eisenbeton von Joseph Lambot um 1855 (Bosc et.al 2001, S. 23).*



*Abb. 160: Brücke nach System Monier bei Chazélet aus den 1870er Jahren (Bosc et.al 2001, S. 95).*



*Abb. 161: Joseph Monier (Bosc et.al 2001, S. 4; ursprünglich in Beton und Eisen 1903, S. 13).*

<sup>144</sup> „Verfahren zur Herstellung von Gegenständen verschiedener Art aus einer Verbindung von Metallgerippen mit Zement“. nach Werner 2016 wurde dieses Patent bereits ein Jahr zuvor auch in Österreich angemeldet.

<sup>145</sup> Schweizer Patent N° 1229 (1889); siehe Anlage.

## 4.1 Die Rolle der Erfinder

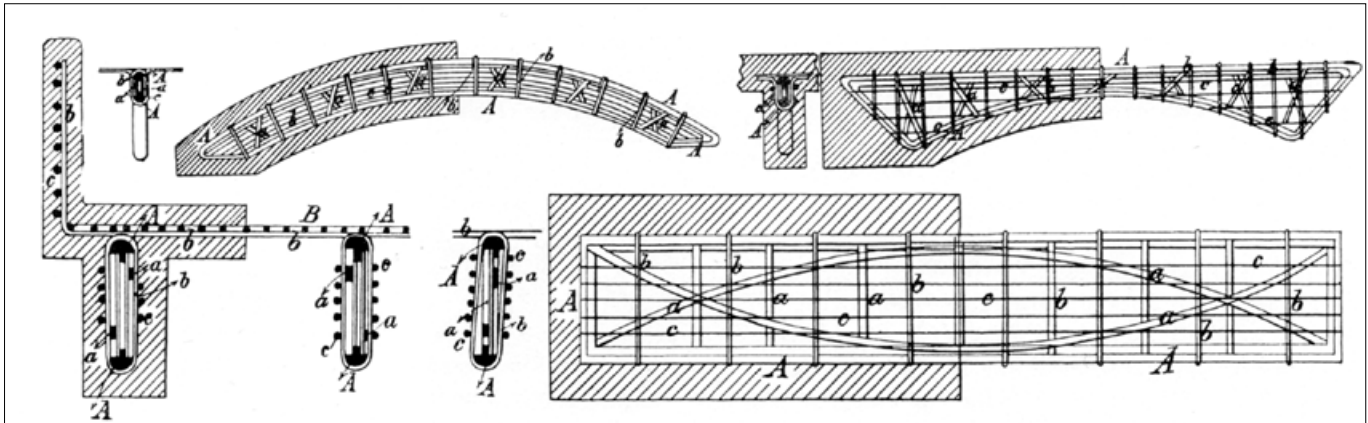


Abb. 162: Auszüge aus dem österreichischen Patent Joseph Moniers (Haegermann 1964, S. 68).

unterschieden. Bei Behältern sollten aus der Bodenplatte die Bewehrungen in die aufgehenden Wände gebogen werden (Siehe Abb. 164, Fig. 80). Monier sah für den oberen Abschluss eines Behälters einen Kranz aus T-Profilen vor, wohl um den fragilen Rand vor Verformungen und Beschädigungen zu schützen. Diese Art der Konstruktion kam beim Bau der Kuppel des ehemaligen Armeemuseums am Hofgarten in München zur Ausführung, wengleich in größerem Maßstab und mit einer statischen Bemessung hinterlegt.

Interessant ist, und das war gegenüber vorangegangenen Patenten Moniers eine wichtige Weiterentwicklung, dass er in seinen Anwendungsbeschreibungen von 1889 die Bauteile mit ein-, aber auch mit mehrlagigen Bewehrungsebenen ausführte. Dabei wurde die Bewehrung bei den Decken und bei den Wänden nahe an die Bauteiloberfläche gelegt und mit Bindestücken untereinander maßhaltig auf Abstand gehalten. Weiterhin führte er Bewehrungssysteme für ebene Decken und Gewölbe an. Eventuell waren bei diesen Überlegungen bereits die Erfahrungen vom Deutschen Reichstag und die Begegnung mit Matthias Koenen eingeflossen (Vgl. Kapitel 3.1).

Außerdem bildete Monier Mischkonstruktionen ab. Dabei wurden Füllelemente aus bewehrtem Beton zwischen Doppel-T-Profilen in der Art preußischer Kappendecken ausgeführt (Abb. 164, Figur 10, 11 und 12). Offensichtlich unterschied Monier bei der Wahl der Menge an Bewehrung nicht zwischen der Zug- und Druckzone im Bauteil, auch wenn er hier bereits eine obere und eine untere Bewehrungsebene einführte. Auch wird nicht klar, wo die Deckenkonstruktionen eigentlich auflagern sollten. Die Zeichnungen von Monier lassen vermuten, dass bei den Feldfüllungen zwischen Doppel-T-Trägern doppelt so viele Bewehrungsstäbe in Längsrichtung verlegt wurden, als in Querrichtung. Monier hatte letztlich bewusst oder unbewusst auch bei längsrechteckigen Bauteilen aus Eisenbeton eine kreuzweise Spannrichtung der Bewehrung beibehalten, wobei er die Längsrichtung stärker be-

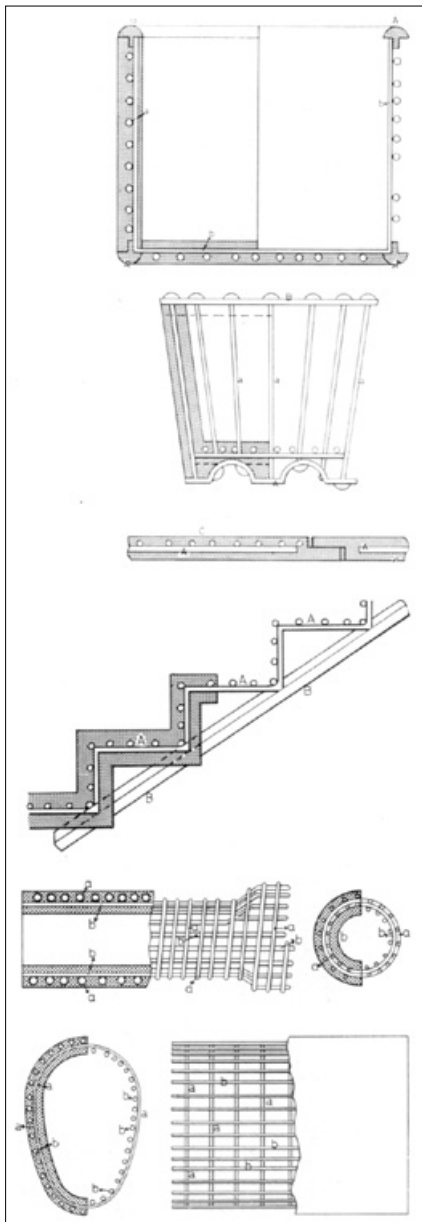


Abb. 163: Österreichisches Patent Joseph Moniers, weitere Abbildungen (Haegermann 1964, S. 68).

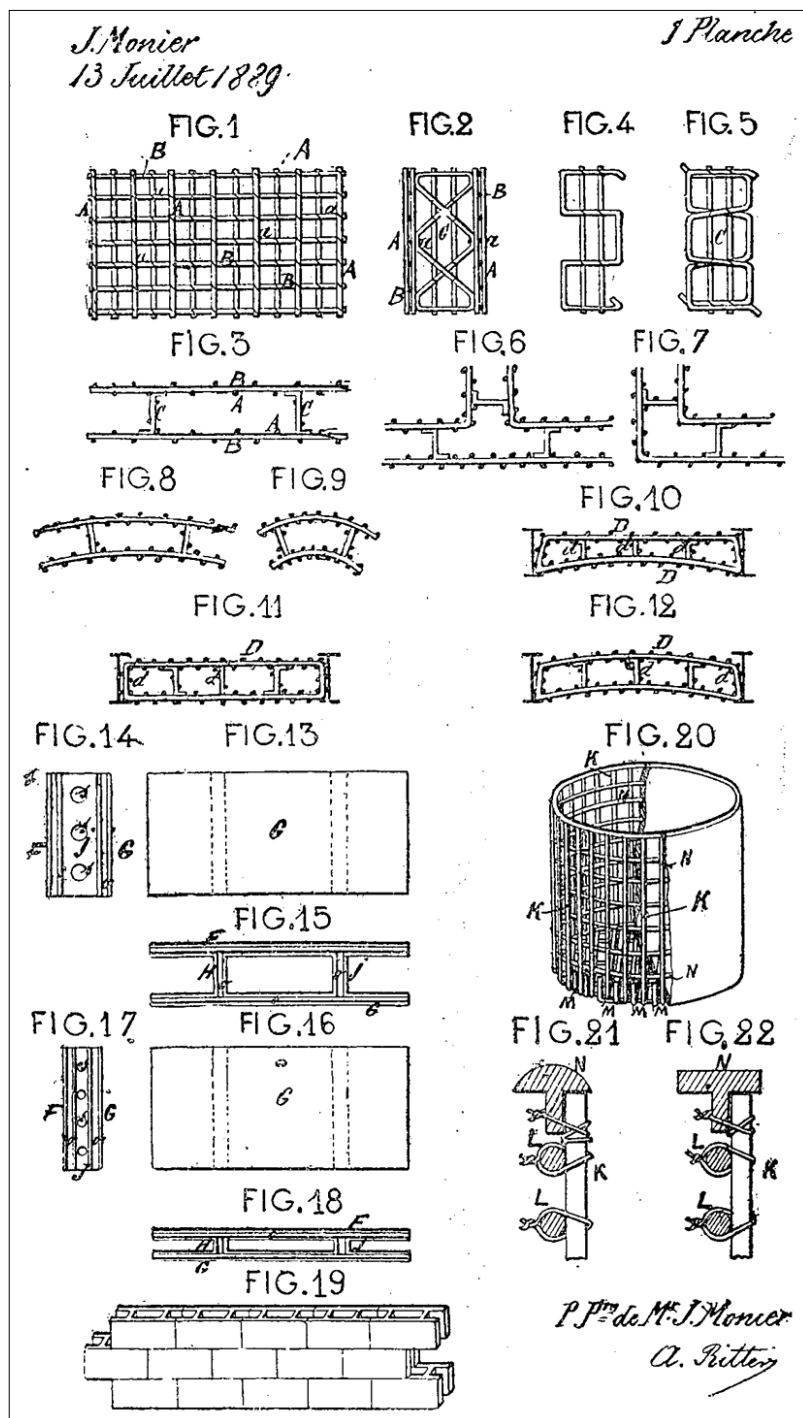


Abb. 164: Anhang aus dem Schweizer Patent N° 1229 von Monier aus dem Jahr 1889.

wehrte als die Querrichtung, die wegen der geringeren Spannweite als Haupttragrichtung bevorzugt werden sollte, um eine wirtschaftliche Ausnutzung der Bewehrung zu gewährleisten.<sup>146</sup> Vielmehr gewinnt man bei Moniers Ausführungen den Eindruck, dass er die Menge der Bewehrung proportional zur jeweiligen Spannweite einlegte. Je größer die Spannweite, umso mehr Stäbe verwendete er.

<sup>146</sup> Karl W. Ritter (in „Das System Hennebique“, Zürich 1899) beschreibt die Bauweise nach Monier als eine Struktur, bei der starke Längsdrähte und dünnere Querdrähte zu einem Netz verbunden werden. Ritter erkennt also durchaus eine Hierarchisierung der Durchmesser, was aus den Patenten aber nicht hervorgeht.

## 4.1 Die Rolle der Erfinder



Abb. 165: Bogenbrücke in Ingolstadt um 1890 (Ramm 2012).

Ein komplettes Gebäude aus Eisenbeton ist jedoch nach dem System Monier kaum denkbar und neben dem kleinen Modell von Conrad Freytag so auch nicht in Deutschland entstanden. In der Monierbroschüre von 1887 wurde nur ein fiktives Lagergebäude abgebildet mit flachen oder gewölbten, recht dünnen Monierdecken mit geringen Spannweiten, die auf einem Rost aus Eisenprofilen und gusseisernen Stützen auflagen. Moniers Eisenbeton hatte damit bauteilbezogene Funktionen und war nicht zur Herstellung komplexer räumlicher Hausgerüste gedacht. Dennoch gaben die Behälterbauten nach seinem System oder auch die Hundehütte von Conrad Freytag Hinweis darauf, dass Monier bzw. seine Patentnehmer das Ziel verfolgten, ganze Bauwerke aus Eisenbeton herzustellen und nicht nur Decken oder Wandscheiben.

Monier war intuitiv klar, dass er die Bewehrung des Bodens eines Behälters in die aufgehenden Wände einbiegen muss, damit der Boden nicht herausfällt. Auch die Hundehütte wurde nach dem Prinzip kommunizierender Bauteilebenen ausgeführt. Fritz von Emperger stützte jedoch den Eindruck, dass Monier den Eisenbeton vom Behälter her dachte. Emperger unterstrich dies 1905 in der Rückschau, indem er in einem Beitrag in „Beton und Eisen“ davon sprach, dass Monier nie das Ziel verfolgt habe, den Doppel-T-Träger vollständig durch Eisenbeton zu ersetzen.<sup>147</sup>

Die von Monier in seinen Patenten beschriebene Vorgehensweise zur Herstellung von Bauteilen aus Eisenbeton eignete sich also in erster Linie für die Ausbildung von gekrümmten, flächigen Bauteilen. Solche Schalen kamen folgerichtig häufig zur Ausführung. Monier selbst erweckte Aufsehen mit seinen ersten Brückenkonstruktionen, bei denen er auch die Geländer aus bewehrtem Beton, in naturalistischer Weise Holzästen nachempfunden, baute (Abb. 160). Interessanter als die Geländer war aber der Brückenbogen. Solche Bögen entstanden ab etwa 1890 auch in Deutschland, darunter auch Stabbogenbrücken, bei denen also die Fahrbahn und der Bogen getrennt und nur mit Wandscheiben oder Stützen verbunden wurden (Abb. 33).<sup>148</sup> Die Decken im Reichstag, die um 1887 unter der Bauleitung von Mathias Koenen ausgeführt wurden, waren dagegen als ebene Decken konzipiert, entstanden vor dem besagten Patent Moniers von 1889 und dürfen nicht als direkte Systemanwendung angesehen werden.

Zugleich denkt man bei den dünnen, gewölbten Monierdecken an Drahtputzkonstruktionen, mit deren Hilfe man den Brandschutz zwischen zwei Geschossebenen verbessern könnte. Es verwundert daher nicht, dass andere Bauunternehmer, die mit Drahtge-

<sup>147</sup> Fritz v. Emperger: Zur Geschichte des Eisenbetonbaus in Belgien, erschienen in der Zeitschrift Beton und Eisen, Berlin 1905, S. 1 - 2.

<sup>148</sup> Siehe Ramm, 2012: Straßenbrücke der Pulverfabrik in Ingolstadt.

flechten und Mörtel arbeiteten, in Konkurrenz zu den Patenten von Monier standen. Wie bereits erläutert, arbeitete auch William Boutland Wilkinson in England seit den 1830er Jahren mit Drahtputzsystemen, und Carl Rabitz tat dies seit den 1860er Jahren in Deutschland (*Abb. 166* und *Abb. 167*). Solcher Putz war jedoch zunächst einmal gips- oder kalkbasiert. Gips wies man eine relativ hohe Feuersicherheit zu. Das war bereits in der ersten Hälfte des 19. Jahrhunderts ein wichtiger Aspekt im Hochbau. Monier hatte wie gesagt mit dem Hochbau erst einmal nichts im Sinn. Er griff bei der Herstellung von seinen Behältern sofort zum wasserfesten Zementmörtel. Trotz der unterschiedlichen Wahl der Bindemittel focht Carl Rabitz (1823–1891) einen Zivilprozess gegen Gustav Wayss aus, der als Patentnehmer von Joseph Monier tätig war. Rabitz warf Wayss vor, beim Bau des Berliner Reichstags sein Patent<sup>149</sup> zu kopieren. Rabitz hatte Patente für Deckenputze auf Drahtgeflechten unter Holzbalkendecken erworben, die für Brandschutzzwecke weite Verbreitung fanden. Die Gewebe wurden auf Latten aufgewickelt und an den Tragbalken aus Holz mit Nägeln befestigt. Der Putz bestand aus Kalk und Gips.<sup>150</sup>

Die Drahtputzkonstruktionen von Rabitz waren nicht eigenständig tragfähig, was ja bei den Decken im Berliner Reichstag durchaus der Fall war.<sup>151</sup> Deshalb wurde damals die Klage von Carl Rabitz abgewiesen.<sup>152</sup> Und dennoch wurde nach weiteren rechtlichen Auseinandersetzungen 1895 das Monierpatent in Deutschland insgesamt aufgehoben.

Hatten bis dahin ganze vier Firmen<sup>153</sup> in Deutschland die Bauweise in Eisenbeton nach System Monier dominiert, versuchten sich nach der Aufhebung des Patentschutzes für diese Systeme immer mehr Bauunternehmen an der Ausführung bewehrter Betonkonstruktionen. Die vier Firmen hatten zuvor eine gewisse Qualität in Herstellung und Ausführung durch ihre Gewährleistung und Expertise garantiert. Um die durch die Anwendung der Patente zuvor vorhandene Marktposition nicht zu verlieren, förderten die Unternehmen daher die Entwicklung einer nachvollziehbaren, allgemein gültigen Bemessung und einer qualitätvollen Ausführung. 1898 wurde der Deutsche Beton-Verein gegründet, zu dessen Gründungsmitgliedern auch Conrad Freytag und Matthias Koenen zählten (siehe unter Kapitel 4.2).

149 Deutsches Patent N° 3789 (19.07.1878) und weitere, die folgten; siehe Anlage und Vgl. Ramm 2012.

150 Auch Paul Christophe weist darauf hin, dass Konstruktionen nach System Rabitz nicht als eigenständig tragfähig anzusehen sind. Christophe 1905, S. 58.

151 Drahtputzkonstruktionen nach den Patenten von Carl Rabitz sind bis heute auch im Münchener Raum anzutreffen. Gipsputze der Mörtelgruppe IV haben Zulassungen für Brandschutzertüchtigungen. Da es sich aber dabei nicht um Eisenbetonkonstruktionen handelt, werden sie hier nicht weiter untersucht. Siehe hierzu auch Kapitel 2.

152 Auf den Vorgang um die Klage von Rabitz wird später noch genauer eingegangen.

153 Auflistung nach Ramm, 2012: er nennt die Firmen Freytag & Heidschuch, A.-G. für Monierbauten (ehem. Wayss & Co), Gebr. Huber und Martenstein & Josseaux.



## 4.1 Die Rolle der Erfinder

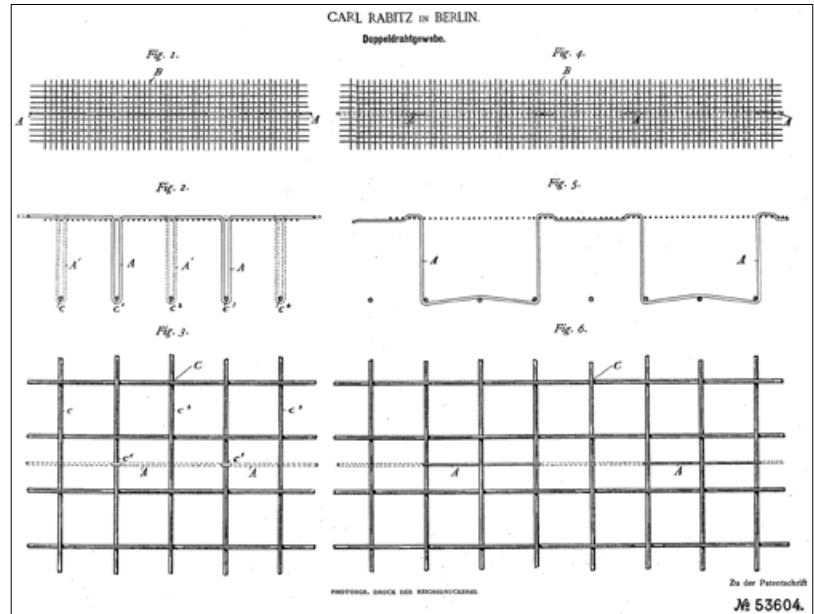


Abb. 166: Deutsches Patent N° 53604 von Carl Rabitz von 1889, das als Drahtputz angesehen werden kann.

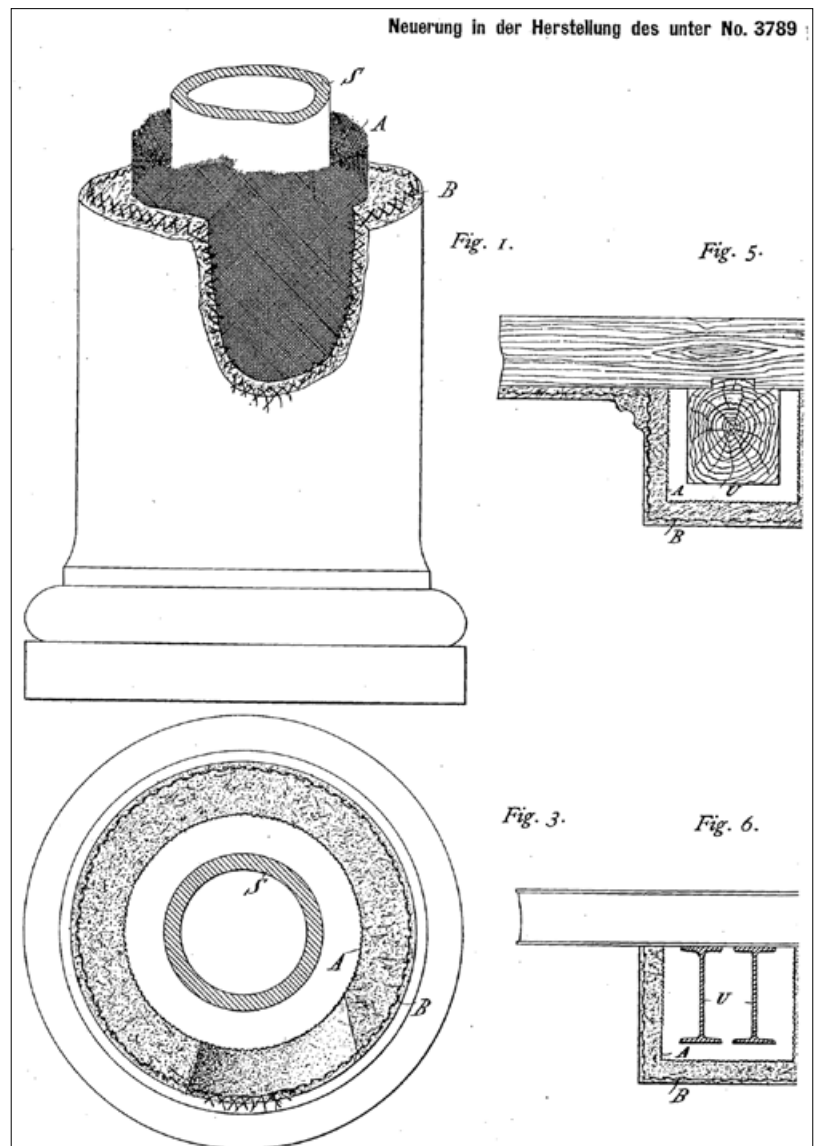


Abb. 167: Deutsches Patent N° 3789 von Carl Rabitz von 1878, das als feuersichere Verkleidung von Holz- und Stahlbauteilen vorgesehen war.

#### 4.1.4 Sonderkonstruktionen

Friedrich Ignaz von Emperger (1862–1942) war Schüler und Wegbegleiter von Joseph Melan (1853–1941). Die beiden österreichischen Ingenieure arbeiteten an der Entwicklung von hochtragfähigen Konstruktionen aus bewehrtem Beton. In erster Linie waren Brückenkonstruktionen das Ziel ihrer Überlegungen, aber auch mehrgeschossige Hoch- oder Industriebauten konnten mit ihren Systemen wirtschaftlich errichtet werden. Emperger war ein besonders umtriebiger und sendungsbewusster Ingenieur, der auch international tätig wurde. Er ging bei seinen Erfindungen davon aus, dass die Kombination von spröden mit elastischen Materialien die Elastizität des Ganzen erhöhen würde. Konkret verwendete er gusseiserne Hohlprofile, die er ineinander steckte und mit Flanschen untereinander verband und anschließend mit einer spiralförmig bewehrten Betonumhüllung versah (Abb. 168). Die gestoßenen Abschnitte der Gussteilstücke wurden zusätzlich bewehrt. Die so erzeugten Eisenbetonsäulen verwendete er für weit span nende Brücken, aber auch für mehrgeschossige Bauteile.

Noch davor entwickelte Joseph Melan Bewehrungssysteme, die auch ohne Betonumhüllung tragfähig waren. Melan meldete seine Bauweise 1892 zunächst für Decken zum Patent an. Aber ihm schwebte vor, Brücken in dieser Art zu errichten. Er hatte die Idee, selbsttragende Fachwerkstrukturen im freien Vorbau herzustellen und diese anschließend mit Beton zu umhüllen. Die Stahlkonstruktion diente als Schalungsträger und später nach Verguss mit Beton als Bewehrung. Durch die Errichtung des Fachwerkbogens erhielt das Eisen bereits eine gewisse Vorspannung. Melan stand jedoch vor dem Problem, dass durch den schrittweisen Betoniervorgang ungünstige Exzentrizitäten auftreten konnten. Der Ingenieur und Hochschulprofessor Heinrich Spangenberg (1879–1936), der u.a. an der Realisierung von Brückenbauten nach System Melan beteiligt war, löste dieses Problem durch eine künstliche Vorbelastung der Konstruktion mit Kies. Der Kies wurde nach und nach durch den eingebrachten Beton substituiert. Mithilfe dieser Bauweise konnten Brücken fast ohne Rüstung erstellt werden. Dies wird auch als Melan-Bauweise bezeichnet.<sup>154</sup> Bekannt ist die noch heute genutzte Echelsbacher Brücke bei Rottenbuch in Oberbayern (Abb. 169 und Abb. 170), die in den Jahren 1929 bis 1930 errichtet wurde und eine Spannweite von 130 m besitzt. Außerdem wurde die Ludwigsbrücke (Abb. 171) in München in den Jahren 1934 bis 1935 nach diesem System gebaut.

Die Systeme von Melan und Emperger förderten den Ingenieur-

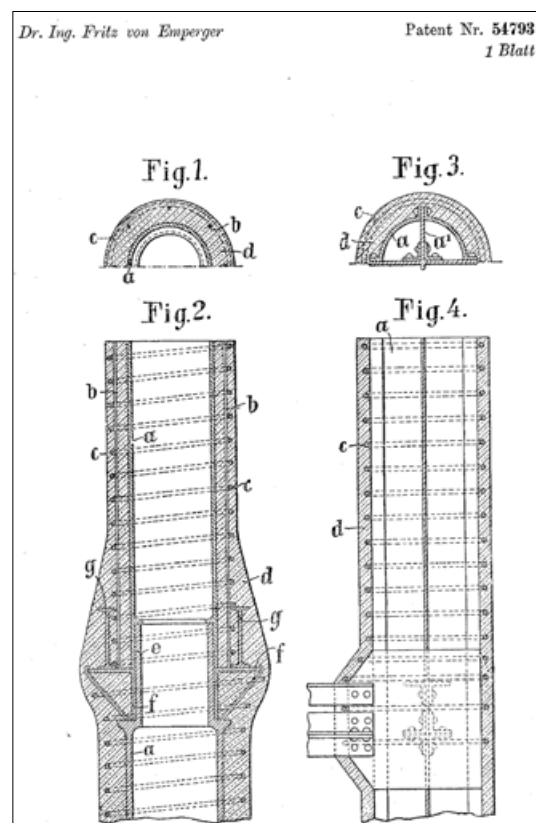


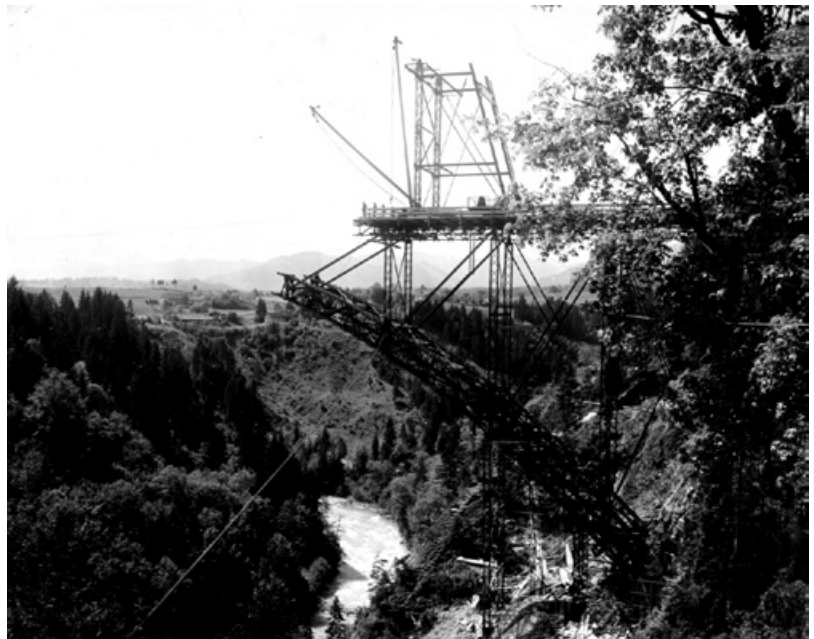
Abb. 168: Schweizer Patent N° 54793 von Fritz von Emperger für mit Eisenbeton umhüllte gusseiserne Stützen von 1910.

<sup>154</sup> Vgl. Holger Eggemann, Karl Eugen Kurrer: Zur internationalen Verbreitung des Systems Melan seit 1892: Konstruktion und Brückenbau. Beton- und Stahlbetonbau, November 2006.

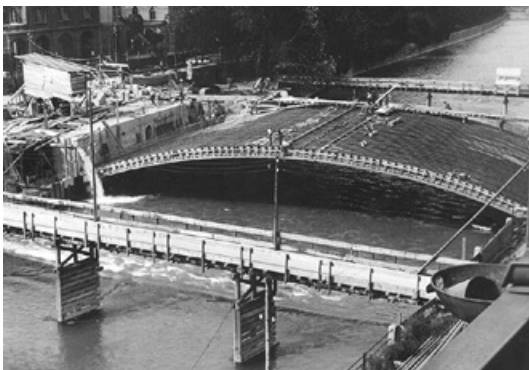
#### 4.1 Die Rolle der Erfinder



**Abb. 169:** Die Echelsbacher Brücke nach dem System Melan von 1929 mit 130 m Spannweite (Foto 2012: JR).



**Abb. 170:** Die Echelsbacher Brücke im Bauzustand (AM, Akt-Nr. kah-1-2).



**Abb. 171:** Die Ludwigsbrücke im Bau um 1935 (Rädlinger 2008, S. 179).

bau auch auf internationaler Ebene. Auf den Hochbau hatten sie jedoch geringen Einfluss.

Versuche zur Verbesserung und Beschleunigung des Bauprozesses waren ein zentrales Anliegen der Unternehmen, die mit bewehrtem Beton arbeiteten. Die Vorfertigung von Bauteilen aus Eisenbeton in witterungsunabhängigen Werkhallen hatte qualitative und wirtschaftliche Vorteile. Der Wiener Ingenieur Franz Visentini arbeitete ab 1902 an bewehrten Fachwerk- bzw. Gitterträgern, die er u.a. für Decken und Brücken in verschiedenen Größen konzipierte (Abb. 172). Die Träger erreichten üblicherweise Spannweiten von 4 bis 6 m.<sup>155</sup> Bei dem System wurden Rundeisen größeren Durchmessers verwendet und mit umschließenden Bügeln verbunden.

Der große Vorteil der vorgefertigten Träger ist die vor Ort entfallende Schalungsarbeit und der rasche Baufortschritt rein durch Montagearbeit. Neben solchen durchbrochenen Trägern wurden auch Vollwandträger angeboten.<sup>156</sup> Diese Träger waren so hergestellt, dass sie nach dem Verlegen auf entsprechend vorbereiteten Wänden oder Unterzügen nur noch mit Bewehrungen untereinander verbunden und zu Ende betoniert werden mussten. Es waren somit auch Vorläufer der heute häufig verwendeten Fertigteildecken.

Julius Kahn (1874–1942) wurde in Deutschland geboren und emigrierte 1881 mit seiner Familie in die USA. Er meldete 1903 das sogenannte Kahn-System (Kahn Trussed Bar) zum Patent an, mit dem er international Beachtung fand. Dabei handelt es sich um Profileisen unterschiedlicher Querschnitte, an die seitlich in Längsrichtung versetzt angeordnete Flacheisen angefügt wurden (Abb. 173). Diese Flacheisenstücke werden auf der Baustelle aufgebogen. Die so vorbereiteten, komplett vorgefertigten Bewehrungselemente werden in die Betonschalung eingesetzt und ausbetoniert. Das Kahnsystem wurde für Balken, Decken und Stützen verwendet. Das System wurde u.a. in England sehr häufig eingesetzt, spielte aber im Münchner Raum nach jetzigem Kenntnisstand keine Rolle. In Berlin existierte eine Niederlassung von Kahn.

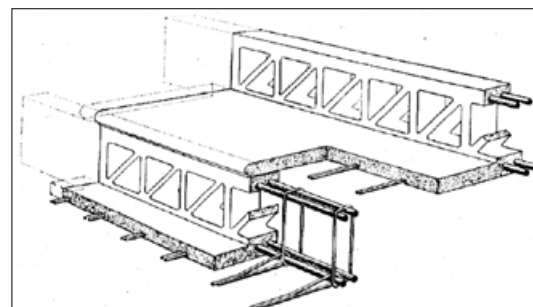


Abb. 172: Stufenanlage nach dem System Visentini (Beton und Eisen 1903, S. 160).

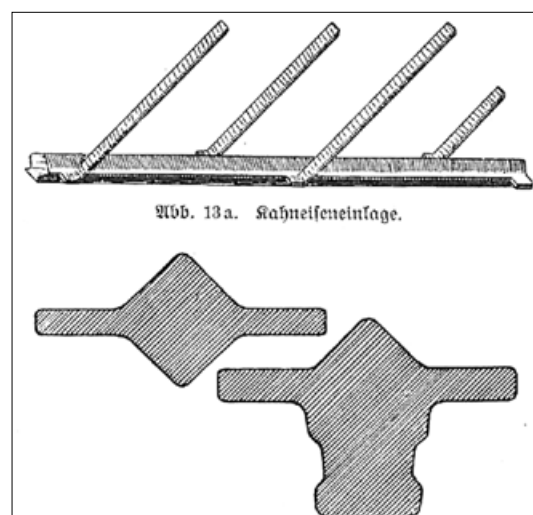


Abb. 173: Kahn-Eisen (Kollmann 1912, S. 76).

<sup>155</sup> Voomann 2005, S. 842. Voomann geht davon aus, dass die Träger auf der Baustelle vorgefertigt wurden, was auch denkbar erscheint.

<sup>156</sup> Z.B. das System Kiefer-Greutert, das in der SBZ von 1912, S. 62.

### 4.1.5 Sonstige Entwicklungen

Eine der wichtigsten Entwicklungen in der Bemessung und im Verständnis von Eisenbetonkonstruktionen war die Loslösung von bisher bekannten, traditionellen Bauweisen. Die neuen Möglichkeiten, die die Verbundwirkung von Beton und Eisen bot, waren geradezu sinnstiftend für eine völlig neue Denkweise des Konstruierens. Einen wichtigen Schritt in diese Richtung stellte die Entwicklung der Pilzkopfstütze mit Flachdecke dar, wie sie durch Robert Maillart in Zürich (*Abb. 174*), aber auch ab den 1920er Jahren in München ausgeführt wurde. Sie ermöglichte eine entscheidende Arbeits- und Materialersparnis. Die Arbeitsersparnis lag überwiegend in der reduzierten Schalungsarbeit für die Decke begründet. Außerdem benötigte man weniger Bewehrung und Beton.



**Abb. 174:** Lagerhaus Zürich mit Pilzkopfstützen, 1910 (Billington 1990, S. 14).



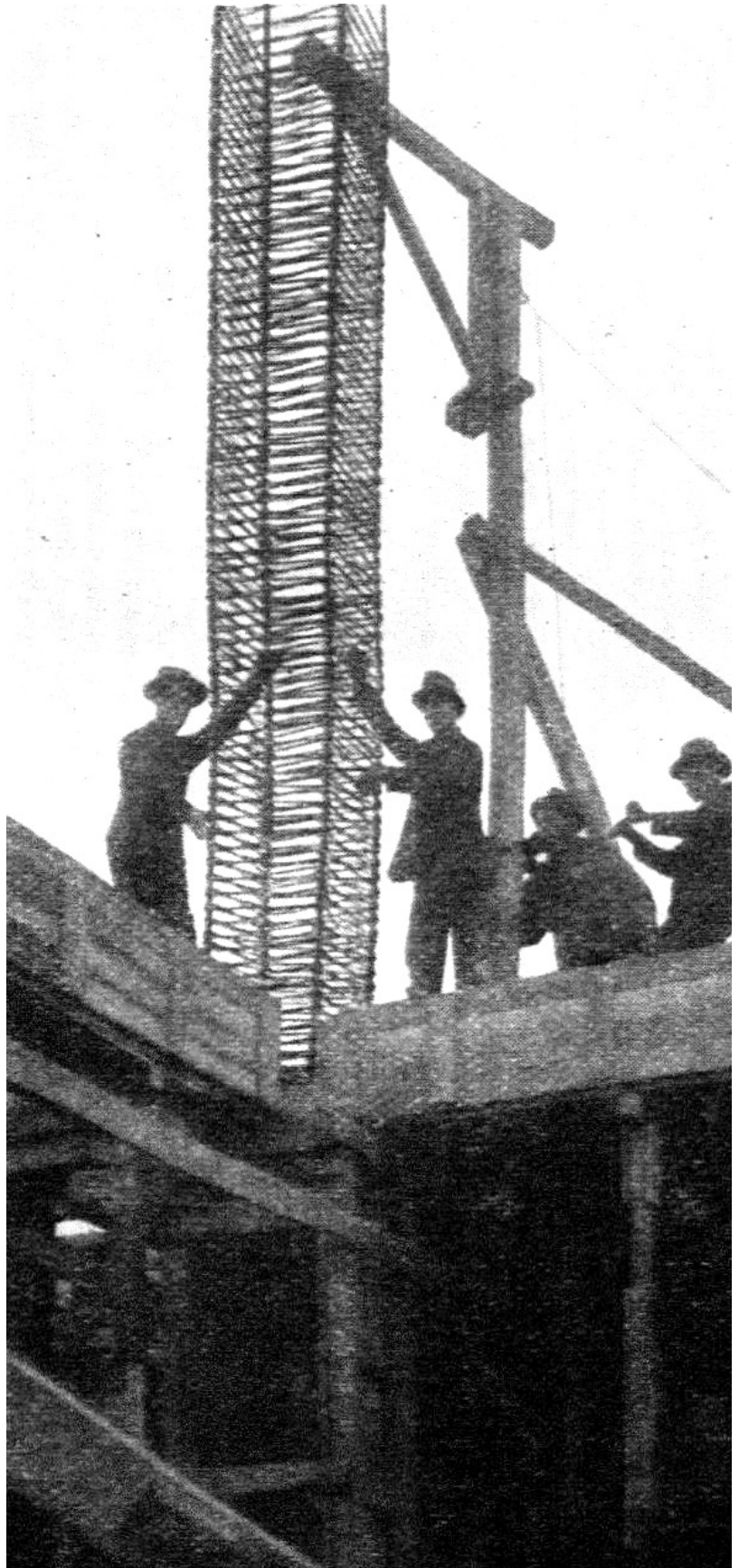
**Abb. 175:** Zeiss-Planetarium Jena, 1926 (Schunck 1996, S. 66).

Weitere Entwicklungen basierten auf der Schalentheorie von Franz Dischinger, mit der eine Weiterentwicklung der dünnen Schalen nach schwederschem Vorbild möglich wurde. Dadurch wurden weitergehende Einsparungen bei Material und Arbeitsaufwand möglich und weitspannende Tragwerke realisiert.

So konnte eine geodätische Kuppel ganz aus einfachen Eisenrundstäben hergestellt werden und die Oberfläche anschließend mit der Anfang der 1920er Jahre neuen Technik des Spritzbetons geschlossen werden. Dabei gelang es, einen hohen Grad an Maßhaltigkeit zu erreichen, wie es die Bauaufgabe, die Errichtung einer Projektionsfläche zur Nutzung als Planetarium, erforderlich machte (*Abb. 175*).<sup>157</sup> Nur die Ausführung mit Spritzbeton war durch ein Patent der Firma Torkret geschützt, nicht jedoch die Art der Bewehrung für die Ausführung einer geodätischen Kuppel.

---

<sup>157</sup> Planetarium Zeiss in Jena, 1926. Die Kuppel besaß einen Durchmesser von 25 m. Sie wurde durch die Bauunternehmung Dyckerhoff & Widmann hergestellt und nach Plänen von Franz Dischinger, der Mitarbeiter der Firma war. Er schuf 1923 die Grundlage für die Schalenbauweise.



*Abb. 176: Stützenbewehrung, die in die vorbereitete Schalung eingesetzt wird (Beton und Eisen 1911, S. 430).*

## 4.2 Die Rolle der Bauunternehmen

### 4.2.1 Patentnehmer

In Deutschland war seit 1884 die Firma Freytag & Heidschuch in Neustadt am Haardt in der Pfalz und die Firma Martenstein & Josseaux in Offenbach bei Frankfurt am Main Patentnehmer für das System Monier. Von Conrad Freytag stammt die besagte Hundehütte, die heute im Deutschen Museum in München untergebracht ist. Er trat die Patentrechte später teilweise an Gustav Adolf Wayss (*Abb. 177*) ab, der schon Mitte der 1880er Jahre in Berlin eine Reihe von Monierkonstruktionen verwirklichte. Freytag schloss sich nach dem Tod seines Partners Heidschuch 1891 mit Gustav Wayss zur Wayss & Freytag A.-G. zusammen. In Gustav Wayss fand Conrad Freytag einen vom Eisenbeton ebenso begeisterten Unternehmer, der von den Möglichkeiten der neuen Bautechnik überzeugt war. Wayss kam in Berlin in Kontakt mit Mathias Koenen, der als Staatsbediensteter Bauleiter beim Deutschen Reichstag in Berlin war. Wayss konnte den Ingenieur Koenen dazu überreden, beim Bau des Reichstags zunächst Wände und später etwa 1.500 m<sup>2</sup> Decken aus Eisenbeton herzustellen.<sup>158</sup> Koenen erarbeitete sogleich eine rechnerische Grundlage, die er im Centralblatt der Bauverwaltung 1886 veröffentlichte und die mit „Bemessung der Stärke der Monierschen Cementplatten“ titelte (siehe Kapitel 3.1). Dieser Artikel wurde in die Monier-Broschüre übernommen, die Gustav Wayss unter Mit Hilfe von Mathias Koenen erarbeitete und die durch Conrad Freytag finanziell unterstützt wurde. Sie erschien 1887 und liest sich als Werbeschrift für „Das System Monier“, die folgerichtig das Ziel verfolgte, die Eigenschaften von Beton und Eisen im Verbund zu erläutern und zugleich Bemessungstabellen zu liefern.

Karl Eugen Kurrer geht in seiner „Geschichte der Baustatik“ auf die Monier-Broschüre ein. Er stellt heraus, dass um 1885 im Umfeld von Mathias Koenen eigenständig agierende Ingenieurbüros entstanden, die in der Folge einen ganz wesentlichen Beitrag zur Entwicklung im Bauwesen lieferten.<sup>159</sup> Zunächst blieben aber solch selbstständige Ingenieurbüros die Ausnahme. Vielmehr waren Bauingenieure in Bauunternehmen tätig oder sie waren deren Geschäftsführer.

Schon mit ihren Anstrengungen zur Erarbeitung der Monier-Broschüre gingen Wayss und Koenen bei Weitem über die Überlegungen Moniers hinaus, der Koenen für die Positionierung der Eiseneinlagen am unteren Rand der Decken bei einem Besuch der Baustelle des Reichstags in Berlin kritisierte. Monier wollte, dass die Eiseneinlagen in der Mitte der Konstruktion zu liegen kommen. Vielleicht hatte er mehr den Schutz des Eisens vor Kor-



*Abb. 177: Gustav Adolf Wayss (Beton und Eisen 1903, S. 142).*

<sup>158</sup> Siehe Ramm, 2012.

<sup>159</sup> Kurrer 2016, S. 668.



## 4.2 Die Rolle der Bauingenieure und -unternehmer



Abb. 178: Johann Bauschinger (Haegermann 1964, S. 83).

rosion im Sinn als die Tragwirkung an sich oder er dachte mehr an eine formgebende Funktion des Eisengeflechts. Monier zog gleichwohl aus dieser Begegnung Konsequenzen und schob sein Patent von 1889<sup>160</sup> nach, in dem er nun auch zweilagige Bewehrungen in seine Patentschrift aufnahm, wobei die einzelnen Lagen nahe am oberen bzw. unteren Rand einer Decke angeordnet wurden.

Koenen tat bei der Deckenbewehrung des Berliner Reichstags basierend auf ingenieurmäßigen Überlegungen das Richtige, indem er das Eisen dort einsetzte, wo Beton zu reißen beginnt. Koenen und Wayss förderten mit ihren Bemessungen und Lastversuchen auch die Etablierung amtlicher Prüfungs- und Überwachungsverfahren. Um eine systematische Untersuchungsreihe zu beginnen, beschränkten sie sich zunächst auf ebene Bauteile wie Decken und Wände. Am 23. Februar 1886 führte Wayss eine öffentliche Probelastung von bewehrten und unbewehrten Betonbauteilen in Berlin durch.<sup>161</sup> 1887 trat Wayss an den Ingenieur Johann Bauschinger (1834–1893) heran, der an der Technischen Hochschule München Professor war und in den 1870er Jahren die erste Materialprüfanstalt an einer Hochschule in Deutschland überhaupt gründete (Abb. 178). Bauschinger hatte schon vor 1887 systematische Versuche mit Prüfkörpern aus Zementmörtel angestellt und führte nun weitere Versuche an bewehrten Bauteilen durch. Neben der Untersuchung von Prüfkörpern ließ Wayss auch versuchsweise Bogenkonstruktionen wie Brücken errichten, die Bauschinger dann mit Gewichten bis zum Bruch belastete (Abb. 179).<sup>162</sup>

Ab 1898, also ganze vierzehn Jahre nach der Übernahme des Monierpatents durch Freytag, gelang es François Hennebique Patentrechte an Unternehmer in Deutschland zu verkaufen. Der erste war der Architekt und Bauunternehmer Max Pommer, der in Leipzig Skelettbauwerke realisierte. In München waren es ab 1901 die Gebrüder Rank, in Augsburg Thorman & Stiefel. Die Patentnehmer von Hennebique hatten jedoch in Deutschland wenig Einfluss auf eine patentunabhängige Entwicklung, und nachdem die Kosten für die Patentnahme mit 15 bis 20% der Bausumme relativ hoch waren, hielten die Verträge nur wenige Jahre.

### 4.2.2 Patentunabhängige Entwicklungen

Für den Hochbau existierten zunächst keine Systeme, die eine eigenständig tragfähige und ausgesteifte Skelettkonstruktion möglich gemacht hätten, auch nicht die Systeme nach Hennebique. Die genannten Patente lassen sich nur auf spezifische,

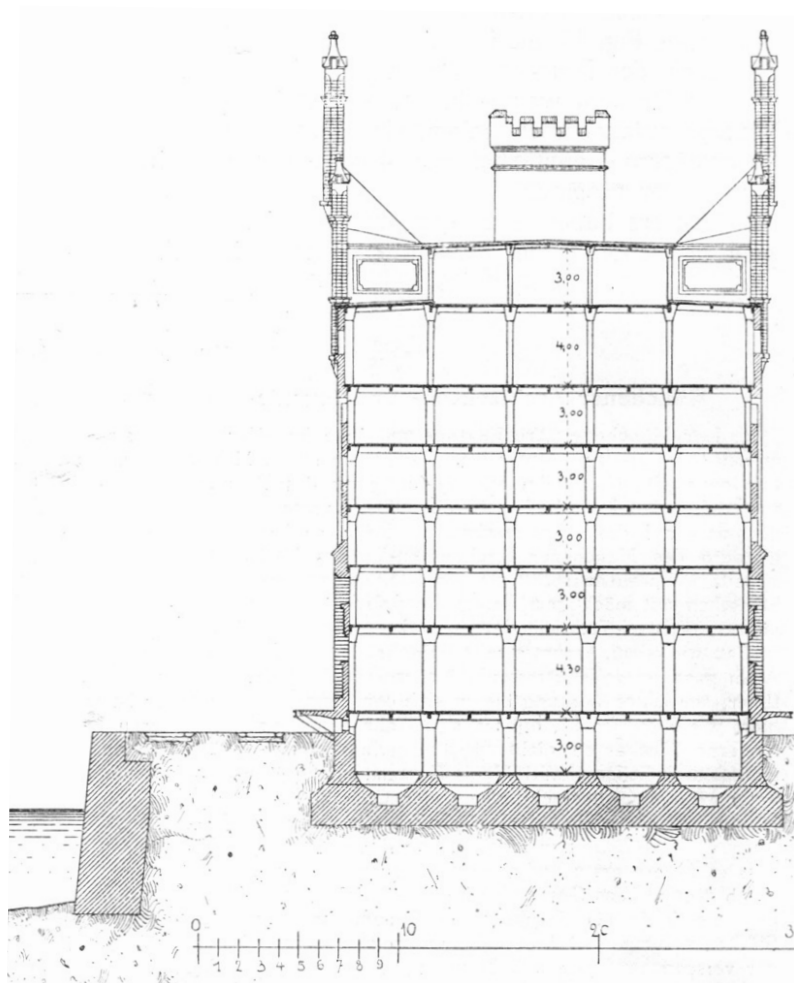


Abb. 179: Bauschingers Belastungsversuch an einer Brückenkonstruktion im Zuge der Erarbeitung der Monier-Broschüre (Stegmann et.al 2017, S. 550).

<sup>160</sup> Beispielsweise Moniers Schweizer Patent N° 1229 von 1889.

<sup>161</sup> Centralblatt der Bauverwaltung 1886, S. 88.

<sup>162</sup> Siehe Rehbein 1894, S. 62f mit ausführlicher Beschreibung der Versuchsanordnung und den Ergebnissen. Außerdem Stegmann et.al 2017.



**Abb. 180: Lagergebäude am Rheinhafen von Straßburg, 1898 durch Wayss & Freytag A.-G. ausgeführt (SBZ 1902, S. 115).**

stabförmige oder flächige Bauteile anwenden wie Decken, Balken, Wände oder Stützen. Die räumlichen Tragwerke, die Max Pommer im Raum Leipzig verwirklichte, weisen also über die verschriftlichten Patente auch von Hennebique, hinaus.<sup>163</sup> Man muss davon ausgehen, dass Hennebique Vorgaben für die biegesteife Ausbildung der Knotenpunkte machte. Klar wird seine beabsichtigte Bewehrungsführung für diesen Punkt aber nicht.

Das folgende Beispiel aus der damaligen Praxis zeigt, wie die Macht der Patente Ende des 19. Jahrhunderts allmählich an Kraft verlor. 1898 übernahm Eduard Züblin, der in Straßburg seinen Unternehmenssitz hatte, die Patente von François Hennebique für den süddeutschen Raum. Die Firma Wayss & Freytag, Patentnehmer von Joseph Monier, hatte dagegen dessen System bereits weiterentwickelt und die patentmäßigen Ausführungsdetails verändert. Gleichwohl erkannte die Firma Wayss & Freytag die statischen Vorzüge des Systems Hennebique. Nachdem sich die Unternehmensleitung jedoch nicht mit Hennebique auf einen Vertrag zur Übernahme des Patents einigen konnte und es

<sup>163</sup> Krieg et.al 2015.

## 4.2 Die Rolle der Bauingenieure und -unternehmer

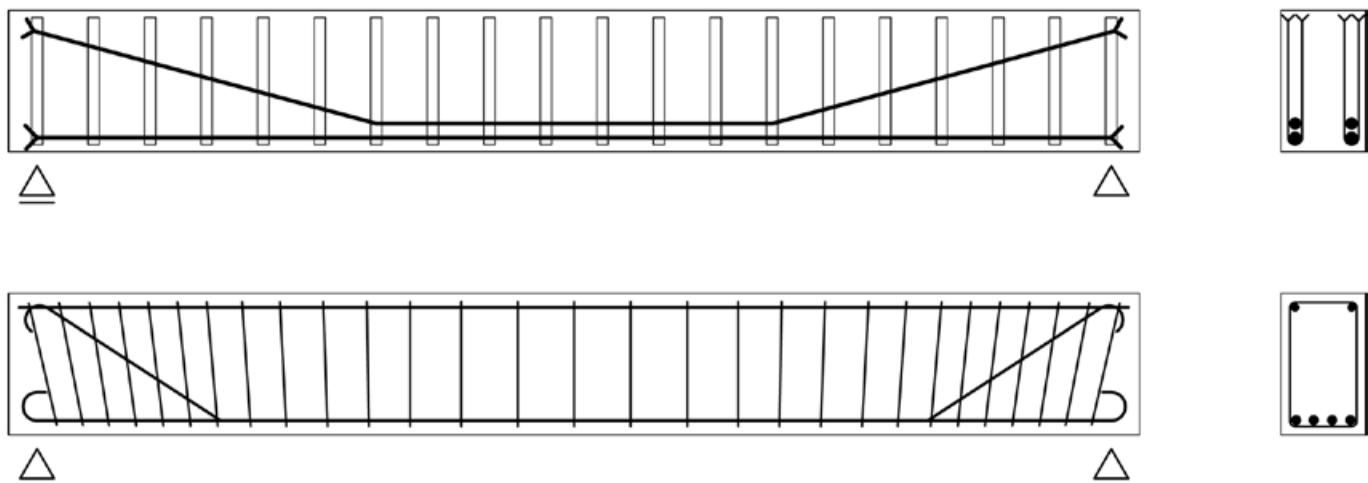


Abb. 181: Balkenbewehrungen nach System Hennebique (oben) und wie es Gustav A. Wayss um 1898 vorschlug (unten); M 1:20 (JR).

ablehnte, dass die Bemessung allein durch das statische Büro von Hennebique durchgeführt werden sollte, übernahm Wayss & Freytag die Planung und Ausführung für ein Speichergebäude in Straßburg kurzerhand selbst und ohne selbst zuvor ein Patent anzumelden (Abb. 180). Die ausgeführten Details unterschieden sich wesentlich von den systembasierten Vorgaben Hennebiques, sodass dieser keine Handhabe gegen die Ausführung hatte (vgl. die unterschiedlichen Bewehrungsmuster für Biegebalken in Abb. 181). Beispielsweise verzichteten Wayss & Freytag auf die Verwendung von Flacheisen. So gelang es der Unternehmung im Jahr 1898 das genannte Speichergebäude zu errichten ohne Geld an François Hennebique abführen zu müssen. Bemessung und Ausführung lagen allein in der Verantwortung der Firma Wayss & Freytag A.-G.. Von Gustav Wayss existieren bereits aus der Zeit um 1898 Zeichnungen von Eisenbetonbalken, die ausschließlich mit Rundstäben bewehrt wurden. Neben den Längseisen in der Zugzone, die teilweise zum Auflager hin aufgebogen wurden, setzte Wayss Bügel aus Rundstäben ein, – und das ist der entscheidende Unterschied zu Hennebique – die in Balkenmitte senkrecht und zu den Auflagern hin zunehmend nach außen verkippt eingesetzt wurden, um möglichst quer zu den zu erwartenden Schubrisen angeordnet zu sein.<sup>164</sup> Mithilfe einer längs verlaufenden Verteilbewehrung in der Druckzone des Balkens konnten die Bügel um die untere Bewehrung gelegt und in den oberen Bewehrungen eingehängt werden, um somit eine korbartige, zusammenhängende Bewehrungsanordnung zu schaffen.

Wayss & Freytag wichen also entscheidend von den Patenten Hennebiques ab. Sie verwendeten ausschließlich Rundstäbe. Sie reduzierten die maximale Querschnittsgröße der einzelnen

<sup>164</sup> Vergleiche Bewehrungssystem nach Gustav Wayss von 1898.

Stäbe und verbanden sich kreuzende Stäbe mit verdrehten Drähten geringen Querschnitts, um Bewehrungskörbe herstellen zu können, die auch außerhalb der Schalung vormontiert werden konnten. Die Reduktion der Bewehrungsdurchmesser lässt sich auch bei vielen Hochbauten in München feststellen. Gerade das ehemalige kgl. Bayerische Arbeitermuseum im Lehel ist ein gutes Beispiel für den Übergang vom Patent zur allgemein gültigen Ausführungspraxis. Bei der zentralen Maschinenhalle wurden für Balken und Deckenplatten Längs- und Bügelbewehrungen mit Durchmessern von 8 bis 24 mm verwendet. Die Bewehrung wurde miteinander verdrahtet. Die Ausführung erfolgte unter Mitwirkung der Bauunternehmung Wayss & Freytag innerhalb der Deutschen Eisenbeton-Gesellschaft m.b.H. Die Flacheisenbügel von Hennebique, die im Südflügel vorzufinden sind, mussten dagegen um die 40 mm dicken Hauptbewehrungen gefädelt werden. Sie wurden nicht vor dem Betoniervorgang mit diesen konstruktiv verbunden. Beim Betonieren konnten sie leicht aus ihrer Lage gebracht werden. Hier lag die Ausführung in den Händen der Bauunternehmung Gebrüder Rank, die zu Beginn des 20. Jahrhunderts Patentnehmer von François Hennebique war. Dies ist eine direkte Parallele zu den Vorgängen bei den Speichergebäuden von Straßburg, bei denen Teile durch die Unternehmung Züblin und andere durch die Unternehmung Wayss & Freytag ausgeführt wurden.

Dünnere Stäbe lassen sich leichter biegen und handhaben. Nach dem Bewehrungssystem von Wayss & Freytag werden die Summe der Querschnitte und die Gesamtoberfläche der Bewehrungsstäbe wichtig. Um diese Gesamtoberfläche der Bewehrungsstäbe ausnutzen zu können wurde die möglichst vollständige Umhüllung derselben mit Beton angestrebt. Das gelingt leichter, wenn die Bewehrung mit einem gewissen Mindestabstand untereinander verlegt wird. Bei dem System Hennebique behindern Bügel aus Flacheisen die Verteilung des Betons in der Schalung. Ein Flacheisen mit einem Querschnitt von 4 x 40 mm lässt sich hinsichtlich der Querschnittsfläche bereits durch einen Rundstab mit 14 mm Durchmesser ersetzen oder mit zwei Rundstäben von 8 mm Durchmesser in halbem Abstand. Der Beton ist aber ungleich leichter um einen Rundstab dicht zu füllen als um ein Flacheisen. Dass Wayss & Freytag hieraus keine eigenen Patentanmeldungen ableiteten und solche anmeldeten ist wohl darauf zurückzuführen, dass beispielsweise Wayss & Freytag schon bei der Ausführung des Lagerhauses in Straßburg die Verabschiedung allgemein gültiger Regelungen im Sinn hatten. Gegen solche Regelungen wehrte sich François Hennebique bis zuletzt vehement.<sup>165</sup>

<sup>165</sup> Siehe Simonnet 2005, S. 93-94.

## 4.2 Die Rolle der Bauingenieure und -unternehmer

In Deutschland förderten Unternehmer ganz wesentlich die Einführung von allgemein anerkannten Regelungen und Standards im Eisenbetonbau. Die Gründung des Deutschen Beton-Vereins hatte den Zweck, die Interessen der Unternehmen zu bündeln. Die Monopolstellung der Patentnehmer fiel in der Folge weg und die Konkurrenz auf dem Markt des Eisenbetonbaus wurde größer. Der Beton-Verein war ein Instrument, um die im Eisenbetonbau noch unerfahrenen Bauunternehmen zu binden und möglichst zur Anwendung gemeinsamer Regeln zu zwingen. Wichtige Impulse wurden in Richtung Forschung und Entwicklung gesendet. Wie eng dabei staatliche Stellen mit der Privatwirtschaft zusammen arbeiteten wird beispielsweise an der Person Emil Mörschs erkennbar. Er war Mitarbeiter der Bauunternehmung Ways & Freytag, arbeitete mit der Materialprüfanstalt in Stuttgart unter der Leitung von Carl von Bach zur Durchführung wissenschaftlich vorbereiteter Versuchsreihen zusammen und wurde 1906 Professor an der ETH Zürich, wie bereits weiter oben näher erläutert wurde.

Bei der vertieften Auseinandersetzung mit bewehrten Konstruktionen griffen die Wissenschaftler auf die Grundlagen zurück, die bereits seit den 1850er Jahren international erarbeitet wurden. Dies waren einerseits die Erfahrungswerte durch den Umgang mit Patenten, andererseits aber auch wissenschaftliche Grundlagen, die das Zusammenwirken der beiden Baustoffe zum Gegenstand hatten. Der US-Amerikaner Thaddäus Hyatt definierte 1877 Grundsätze für das Zusammenwirken von Beton und Eisen:<sup>166</sup> Beton sei feuersicher; Eisen müsse von Beton umhüllt werden, um feuersicher zu sein; der Verbund beider Baustoffe sei wirtschaftlich; die Wärmedehnung beider Stoffe sei gleich; das Verhältnis der E-Module von Beton zu Eisen betrage 1:20; Beton in Druckzonen und Eisen auf der Zugseite eigne sich für Hochbauten und Brücken gleichermaßen.

Diese grundsätzlichen Erkenntnisse waren bedeutsam für die Anwendungsfähigkeit bewehrter Betonkonstruktionen und wurden in der Folgezeit vielfach bestätigt. Korrekturen betrafen insbesondere das Verhältnis der E-Module, da die Qualität des Betons in der Folgezeit noch eine beachtliche Entwicklung nahm. Die gleiche Wärmedehnung von Beton und Eisen wurde schon 1863 abhängig von der Betonzusammensetzung bescheinigt und in der sogenannten Bouniceausschen Tafel festgehalten.<sup>167</sup> Diese Eigenschaft ist eine ganz grundsätzliche Voraussetzung für die Sicherstellung eines dauerhaften Verbundes beider Werkstoffe,

---

<sup>166</sup> Hyatts Veröffentlichung trägt den sperrigen Titel: "An account of some experiments with Portland Cement concrete with iron as a building material with reference to economy of metal in construction and for security against fire in the making of roofs, floors and walking surfaces".

<sup>167</sup> Gemäß M. Foerster, 1929, wurde die Bouniceaussche Tafel in der französischen Zeitschrift „Journal des Ponts et chaussée“ veröffentlicht.

ohne die eine allmähliche Zerrüttung des inneren Gefüges eintreten würde. Selbstverständlich bietet auch eine ausreichende Umhüllung der Bewehrung durch den massereichen Beton bereits eine große Sicherheit vor inneren temperaturbedingten Spannungen und gewährleistet darüber hinaus auch die gewünschte Feuersicherheit von bewehrten Betonbauteilen.

Das Wissen um die zur Verfügung stehende Technik verbreitete sich allgemein in Deutschland sehr rasch mithilfe der deutschsprachigen Veröffentlichungsorgane wie die „Deutsche Bauzeitung“, in der die Leitsätze und die Bemessungstheorien, beispielsweise von Emil Mörsch, abgedruckt wurden. Diese eigenständige Entwicklung in Deutschland bzw. innerhalb der Grenzen des Deutschen Reiches, wie es zwischen 1871 und 1918 Bestand hatte, muss separat von der internationalen Entwicklung betrachtet werden. Es wäre falsch, von den erhobenen Befunden an hier aufgeführten Bauwerken unmittelbar auf die Entwicklung im europäischen Ausland oder in Übersee Rückschlüsse zu ziehen. Diese nationale Entwicklung hatte aber durchaus Einfluss auf die Entwicklung in anderen Ländern. Dies lässt sich bereits aus der Tatsache ableiten, dass deutsche Unternehmen im Ausland tätig waren. So eröffnete beispielsweise die Actien-Gesellschaft für Beton- und Monierbauten unter Matthias Koenen in den 1890er Jahren eine Dependence in St. Petersburg.<sup>168</sup>

### 4.2.3 Verbandsarbeit

Der Eisenbeton war seit den 1880er Jahren für etwa 20 Jahre zunächst auf die Übernahme französischer Patente durch deutsche Firmen festgelegt. Die Behörden in den deutschsprachigen Ländern Europas blieben diesen Patenten gegenüber misstrauisch. Dagegen erfreuten sich bewehrte Betonkonstruktionen in anderen Ländern Europas und insbesondere in den USA größerer Akzeptanz und verbreiteten sich rasch. Friedrich von Emperger beklagte diesen Umstand noch 1912 in der „Süddeutschen Bauzeitung“. Das folgende Zitat von ihm wurde dort auf Seite 100 abgedruckt: „... Ich will nur hoffen, dass die hiesige Praxis auch das nötige Verständnis besitzt, um sie<sup>169</sup> rasch aufzunehmen und fortzuentwickeln, wie dies in der amerikanischen Praxis geschieht, und dass nicht wie sonst durch die Eulenrufe von zu Bedenken geneigten Würdenträgern jede gesunde Fortentwicklung verhindert wird, bis wir anderwärts wieder überholt sind.“

Um das Vertrauen der Behörden zu gewinnen, war es zielführend, allgemein verständliche und verbindliche Regeln zu etablieren. Hartwig Hüser (1834–1899) wurde 1898 der erste Vorsitzende

<sup>168</sup> An dieser Stelle sei auf die noch laufende Forschungsarbeit von Vladimir Korensky, Cottbus verwiesen, die sich mit der Anwendung von Eisenbeton im Untersuchungszeitraum in Russland befasst.

<sup>169</sup> Gemeint ist die Eisenbetonbauweise mit Gitterträgern.

des neu gegründeten Deutschen Beton-Vereins. Der Beton-Verein hatte das Ziel und den Zweck, die Interessen der Bauunternehmen zu vertreten, die Beton zur Ausführung bringen wollten. Hüser forderte, dass Bauteile aus Eisenbeton nach einer festgelegten Zeit eine bestimmte Druck-, Zug- oder Bruchfestigkeit aufweisen müssen. Er verlangte weiterhin einheitliche Prüfverfahren für den Eisenbeton. Sein Nachfolger im Vorsitz des Beton-Vereins war Eugen Dyckerhoff (1844–1924), der zur Triebfeder für die Gründung des späteren Deutschen Ausschusses für Eisenbeton wurde, aber zunächst einer der größten Bedenkenräger für die Ausführung bewehrten Betons war. Mathias Koenen (AG Beton- und Monierbau in Berlin) erhielt von ihm bezeichnenderweise als erstes die Aufgabe übertragen, Regeln festzulegen, wie der Beton bei der Ausführung von Bauwerken aus Stampfbeton geprüft werden soll. Koenen erarbeitete folgende Inhalte, die Teil der späteren Leitsätze werden sollten:

1. Einführung von Güteklassen (basierend auf Betonfestigkeiten)
2. Die Eignung der gewählten Ausführung ist durch Prüfung<sup>170</sup> nachzuweisen

1905 werden Güteklassen und Prüfung von Beton in die „Leitsätze für die Vorbereitung, Ausführung und Prüfung von Bauten aus Stampfbeton“ für Mitglieder des Betonvereins verbindlich eingeführt.

Dyckerhoff änderte seine Meinung zum bewehrten Beton alsbald und so kam es, dass für bewehrten Beton sogar schon am 04.06.1904 zunächst vorläufige Leitsätze für die Vorbereitung, Ausführung und Prüfung von Eisenbetonbauten vom Beton-Verein verabschiedet wurden. Sie wurden bis 1908 überarbeitet und dann als allgemein gültig verabschiedet. Darin waren Vorschriften zur Zusammensetzung des Betons beinhaltet. Die Mitglieder im Beton-Verein verpflichteten sich, die Leitsätze anzuwenden. Dieser Umstand lässt sich an der Art und Qualität der Bauwerke auch in München ablesen.

Emil Mörsch war 1902 noch Mitarbeiter bei der Bauunternehmung Wayss & Freytag A.-G.. In diesem Jahr erschien sein Buch „Der Betoneisenbau, seine Anwendung und seine Theorie“ in erster Auflage, in dem er Bemessungsgrundlagen vorstellte, die der Anwendung von Eisenbeton in Deutschland zum Durchbruch verhelfen sollten. Er forderte darin ebenso wie der Deutsche Beton-Verein, der 1907 zum Deutschen Ausschuss für Eisenbeton wurde, einheitliche Vorschriften, die allgemein gültig sein müssten. Zuvor existierten, wie in Kapitel 3.1 ausgeführt, nicht öffentliche oder nicht allgemein verbindliche Bemessungsregeln von

---

<sup>170</sup> Was unter Prüfung zu verstehen ist, geht aus den Leitsätzen zunächst nicht hervor.

François Hennebique (Paris, Brüssel) und Wilhelm Ritter (Zürich) bzw. Mathias Koenen (Berlin) und Paul Christophe (Brüssel). Emil Mörschs Buch lieferte aber die zusammenfassende Grundlage für die Leitsätze und die Verabschiedung der preußischen „Bestimmungen für die Ausführung von Konstruktionen aus Eisenbeton bei Hochbauten“ von 1904 und 1907 (s.u.).

Emil Mörsch ist Sinnbild für die Arbeit des Deutschen Beton-Vereins, mit dessen Hilfe es der Privatwirtschaft gelang, nachhaltiges Vertrauen in eine Bauweise zu schaffen, das zuvor vonseiten der Behörden nicht gegeben war.

Allerdings waren die Festlegung allgemein verbindlicher Bemessungsregeln für die Unternehmerschaft nur das eine Ziel. Die Verwendung qualitativvoller Werkstoffe waren ein weiteres Ziel. Hinsichtlich des Betons hatte man die Unterstützung der bereits erwähnten Zementindustrie, die sich ähnlich dem Beton-Verein schon in den 1870er Jahren zusammenschloss mit dem Ziel, Regeln für eine qualitativvolle Zementproduktion zu schaffen. Für Eisenwerkstoffe lag der Fall etwas anders. Noch später als für Zement und für Eisenbeton im Hochbau wurden die ersten Normen für Eisenwerkstoffe eingeführt.<sup>171</sup>

Im Beton-Verein waren Unternehmer organisiert, die sehr unterschiedlich agierten. Zum einen waren Unternehmen Mitglied, die als Triebfedern für die Entwicklung von Leitsätzen für den Eisenbetonbau fungierten. Diese Mitglieder gruppierten sich um den Bauingenieur Emil Mörsch. Andererseits waren solche Unternehmer wie Eugen Dyckerhoff Mitglied im Beton-Verein, die zunächst einmal abwartend bis ablehnend gegenüber der Bauweise auftraten. Dies manifestierte sich bei Eugen Dyckerhoff in der Aussage: „... wenn Sie ruhig schlafen wollen, dann lassen Sie das Eisen aus dem Beton heraus ...“<sup>172</sup>. Seine Aussage gipfelte in den beeindruckenden Stempfbetonbrücken bei Kempten im Jahr 1904 (Abb. 182). Eine dritte Gruppe von Unternehmern innerhalb des Beton-Vereins trug wohl nicht selbst zur Entwicklung von Leitsätzen bei, wollte aber unbedingt so früh wie möglich Eisenbeton für räumliche Tragwerke zur Ausführung bringen. Diese Gruppe erwarb Patentrechte bei François Hennebique. So entstanden die frühen Skelettbauten ab 1898 beispielsweise in Leipzig und ab 1903 im Raum München (Abb. 183). Alle Unternehmer arbeiteten aber nach Einführung der Leitsätze bereitwillig nach denselben und nutzten das nicht abgeführte Honorar für eigenständig erstellte statische Berechnungen.



Abb. 182: Die Illerbrücken bei Kempten 1904 (DBZ 1906, S. 219-222).

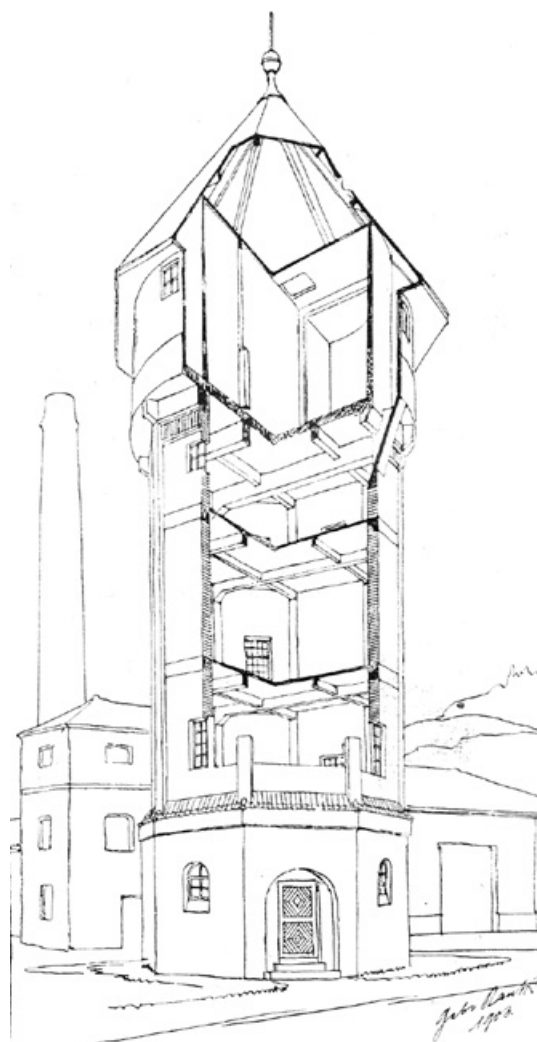


Abb. 183: Der Wasserturm von Kirchseeon, durch die Gebrüder Rank 1903-04 errichtet (Büsing et al 1912, S. 696). Vielleicht war dies der erste Skelettbau aus Eisenbeton in ganz Bayern, ausgeführt nach dem System Hennebique.

171 Siehe hierzu auch Kapitel 3.2.1.

172 Dubo (Leitender Mitarbeiter von Edmond Coignet) zu Eugen Dyckerhoff auf der Weltausstellung in Paris im Jahr 1900. Dyckerhoff zitierte Dubos auf einer der Hauptversammlungen des Deutschen Beton-Vereins (Haegermann et al 1964, Teil B, S. 92 und S. 69).



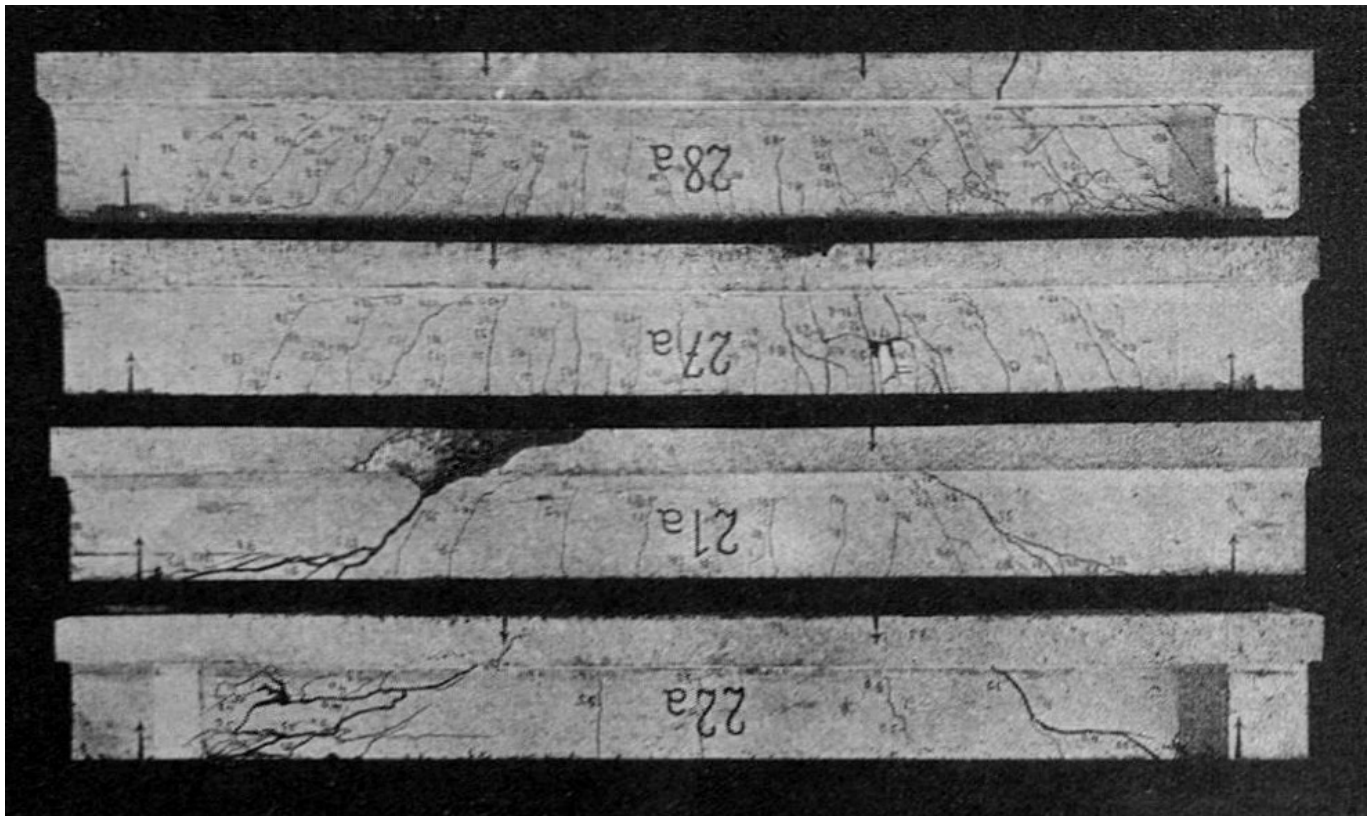


Abb. 184: Bruchversuche, die Rudolf Saliger an Betonbalken vornahm (Saliger 1913, S. 187).

## 4.3 Die Rolle der Materialprüfanstalten

### 4.3.1 Zielsetzung

Das Mißtrauen gegenüber der Eisenbetonbauweise war in Deutschland besonders ausgeprägt. In Breymanns Allgemeiner Baukonstruktionslehre von 1896 wurde dem Betonbau keine große Zukunft vorausgesagt. Die Funktion der Materialprüfanstalten war in diesem Zusammenhang von großer Bedeutung. Auf gemeinsame Initiative von Bauunternehmen und staatlichen Behörden wurden sie gefördert und vornehmlich damit beauftragt, diese Bauweise zu erforschen. Es lag nahe, zuerst stabförmige Bauteile wie Balken (*Abb. 184*) oder Stützen zu testen. Die Anstalten mussten sich jedoch auch aus Raummangel in ihren Werkstätten mit der Untersuchung solcher Bauelemente begnügen. Die Belastungsversuche, die nach Fertigstellung von Gebäuden vor Ort vorgenommen wurden, waren letztlich nicht nur eine beliebte öffentlichkeitswirksame Werbung für Patentgeber, sondern auch für die Bauunternehmen selbst einer der wenigen Wege, tatsächlich Vertrauen in die Ausführung zu schaffen.

Die Materialprüfanstalten hatten den Zweck, wissenschaftliche Versuche an Material- und Bauteilproben durchzuführen, die Erkenntnisse über deren tatsächliche Eigenschaften und statischen Wirkweisen lieferten. Materialprüfanstalten erarbeiteten Basisdaten für die Bemessung und lieferten Erkenntnisse zu vorteilhaften Bewehrungsführungen. Die Feststellung der Elastizitätsmodule (E-Modul) wäre kaum denkbar gewesen ohne diese Institutionen. Die Kenntnis der E-Module waren die Basis für das n-Verfahren (siehe Kapitel 3.1). Zuvor wurde der jeweilige E-Modul von Beton und Eisenwerkstoffen bereits in den 1870er Jahren in den USA unter Hyatt untersucht.

Die Materialprüfanstalten legten auch die Regeln für die Prüfverfahren fest. Prüfverfahren waren unter anderem für fertiggestellte Bauwerke und für Tests an Rückstellproben erforderlich. Nur wenn sichergestellt war, dass der E-Modul, insbesondere von Beton, wirklich erreicht wurde, war das n-Verfahren auch tatsächlich eine wirklichkeitsnahe Methode für die Bemessung. Somit wurden die halbstaatlichen Prüfanstalten zur verbindenden Klammer zwischen Planung und Ausführung und auch zu einem der wichtigsten Instrumente des von Karl Eugen Kurrer als Triade von Bauunternehmen, Behörden und Materialprüfanstalten bezeichneten Konstrukts deutscher Ingenieurskunst im Betonbau.<sup>173</sup>

Der Erfolg des Eisenbetons liegt darin begründet, dass bei der Vereinigung von Eisen und Beton die positiven Eigenschaften des jeweils anderen Werkstoffs nicht nur erhalten bleiben, sondern noch verbessert werden. Das Widerstandsmoment der einzelnen Werkstoffe widerstrebt der Zerstörung des jeweils anderen. Beide

<sup>173</sup> Kurrer 2016, S. 679.

## 4.3 Die Rolle der Materialprüfanstalten

Werkstoffe ergänzen sich also in besonderem Maße. Dass beide Materialien zusammenfanden, ist dieser Beobachtung bzw. Feststellung zu verdanken.

Damit diese gemeinsame Wirkweise gelingen kann, dürfen auch spezifische Eigenschaften keinen negativen Einfluss auf den jeweils anderen Werkstoff haben. Die nahezu gleiche Wärmedehnung beider Werkstoffe und die schützende Eigenschaft des Betons für das eingelegte Eisen vor Korrosion zählen zu den entscheidenden Bedingungen. Die große Zugfestigkeit des Eisenwerkstoffes konnte so mit der Widerstandsfähigkeit des Betons kombiniert werden. Im Verbund zusammenwirkend konnten schlanke, hoch tragfähige, feuersichere und witterungsbeständige Konstruktionen verwirklicht werden, wie sie bis dahin nur mit großem Aufwand gelingen konnten.

Die Materialprüfanstalten übernahmen die Aufgabe, das Wissen um die grundsätzlichen Eigenschaften von bewehrtem Beton mit vertieften Kenntnissen über die Ausgangsstoffe, ihre Zusammensetzung und die geeignete Ausführung zu untermauern.

### 4.3.2 Beton

Unter dem Begriff Betontechnologie sind alle Vorgänge und Verfahren von der Herstellung der Ausgangsstoffe bis zum fertigen Erzeugnis bzw. Bauwerk zu verstehen. Der Baustoff Beton war als unbewehrter Guß- oder Stampfbeton seit Ende des 18. Jahrhunderts bekannt. Den verwendeten, 1796 von James Parker so benannten Romanzement kann man jedoch noch als Zufallsprodukt ansehen. So konnte erst 1815 der deutsche Chemiker J. F. John (1786–1847) die hydraulischen Eigenschaften sicher dem tonhaltigen Kalk zuschreiben, was der Franzose Louis Joseph Vicat (1786–1861) bestätigte. Vicat stellte zudem fest, dass dem gebrannten Kalk maximal 40% Ton beigemischt werden sollte, bis dieser nicht mehr löslich sei. Diese Mischung sei wiederum bis zur Sinterung zu brennen. Das fein gemahlene Ergebnis binde unter Wasser ab. Joseph Aspdin nutzte diese Erkenntnisse zur industriellen Herstellung von Portlandzement ab 1824. Die Herstellungstechnik wurde durch Frederik Ransomes Erfindung des Drehrohrofens 1885 entscheidend vorangebracht und die Produktion ausgeweitet.

Die Verknüpfung von Beton mit Bewehrungsstäben aus Eisenwerkstoffen stellte neue und erhöhte Anforderungen an die Ausgangsstoffe. Auch die Einbringtechnik mittels Stampfen funktionierte nicht mehr, da die Bewehrung im Weg stand. Man neigte dazu, den Beton durch vermehrte Zugabe von Wasser flüssiger zu machen und auf eine Verdichtung gänzlich zu verzichten. Dies führte zu geringeren Betonfestigkeiten. Die Bauteile waren von geringer Dauerhaftigkeit. Die Wissenschaft und die Unternehmer

waren über Jahrzehnte mit dem Maß der Wasserzugabe und der Verdichtung von Beton beschäftigt.

Die Betontechnologie wurde ein zentrales Thema der Qualitätssicherung. Bis zur Fertigstellung eines Bauteils konnte den Ausführenden in einer fortlaufenden Kette von Produktion der Ausgangsstoffe, der Herstellung der Betonmischung und der Ausführung von Bauteilen aus Beton eine Vielzahl von Fehlern unterlaufen. Daraus begründeten sich Unsicherheiten hinsichtlich der Einschätzung der erreichbaren Festigkeitswerte des Betons, der Homogenität der Bewehrungswerkstoffe und dem Verbund dieser Komponenten untereinander. Es waren in der Entwicklungsarbeit alle Schritte vom Herstellungsprozess des Betonteils, wie die Zusammensetzung des Betons, die Zugabe von Wasser und die Misch-, Transport- sowie Einbringtechnik an sich, zu untersuchen.

Zement ist der wichtigste, die Qualität entscheidend mitbestimmende Bestandteil des Betons. Er wurde in Deutschland bereits am 10.11.1878 erstmals genormt.<sup>174</sup> Diese Norm wurde lange vorbereitet. Zwischen 1860 und 1878 wurden Prüfverfahren für Beton entwickelt, die Eingang in die Norm fanden. Wilhelm Michaelis (1840–1911) gründete 1872 eigens ein Prüflabor, in dem er reihenweise wissenschaftliche Versuche mit Betonprüfkörpern unternahm. Dabei untersuchte er das Abbindeverhalten der fertigen Mörtelmischung, das Verhalten von Beton in Salzwasser und die Herstellung von Zement.

Die Betonzusammensetzung wurde in der Norm von 1878 geregelt und mit einem Teil Zement und drei Teilen Sand sowie Wasserzugabe (bis der Beton „schwitzt“) angegeben. Dieses Mischungsverhältnis empfahl auch Paul Christophe in seinem Buch „Der Eisenbeton und seine Anwendung im Bauwesen“, das 1898 auf französisch und 1905 in überarbeiteter Auflage auf deutsch erschien.

In Vorbereitung der Norm kam es 1876 zu einer Zusammenkunft mehrerer deutscher Zement- und Ziegelfabrikanten, die durch die Initiative eines der Protagonisten der Zementherstellung in Deutschland, Dr. Hugo Delbrück,<sup>175</sup> eigene, also selbst auferlegte Standards für die Ausschussmitglieder verabschiedeten. Der Ent-

<sup>174</sup> Die Norm von 10.11.1878 wurde in Preußen eingeführt und hatte den Titel: „Normen zur einheitlichen Lieferung und Prüfung von Portland-Cement“. Die Prüfkriterien wurden von Wilhelm Michaelis entwickelt und 1869 veröffentlicht. Die Normen waren ähnlich wie später bei Eisenbeton durch den Verband der deutschen Zementfabrikanten vorbereitet und wurden von diesen als Qualitätssiegel angewendet. Vgl. Haegermann, Huberti, Möll 1964, Teil A, S. 63 und Verein Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten 1902, S. 10ff.

<sup>175</sup> Hugo Delbrück leitete unter dem Fabrikanten Johannes Quistorp die 1855 gegründete Zementfabrik in der Nähe von Stettin und wurde Vorsitzender des am 24.01.1877 gegründeten Vereins deutscher Cement-Fabrikanten, der 1889 in Verein Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten umbenannt wurde, um sich von Herstellern von Hüttenzementen abzugrenzen.

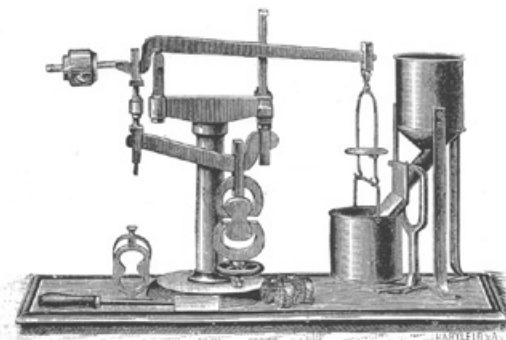


Abb. 185: Zerreißungsapparat nach Michaelis, 1870er Jahre (Stark et.al 1998, S. 152).



Abb. 186: Prüfanlage für die Ermittlung der Betonzugfestigkeit (Beton und Eisen 1910, S. 4).

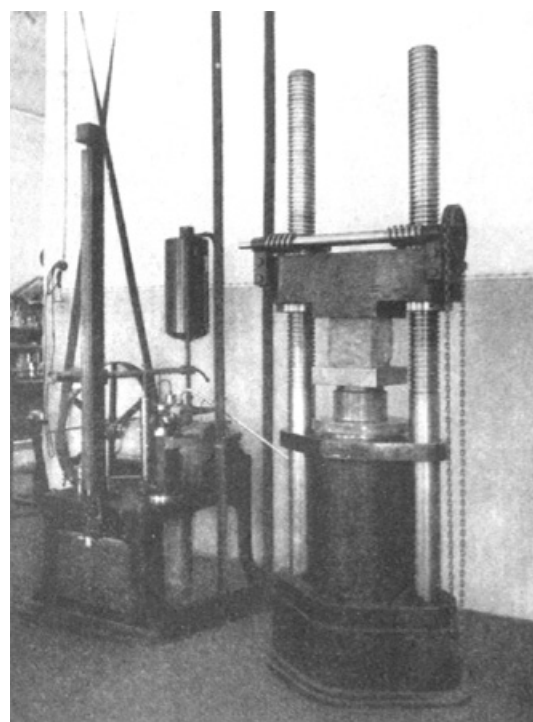
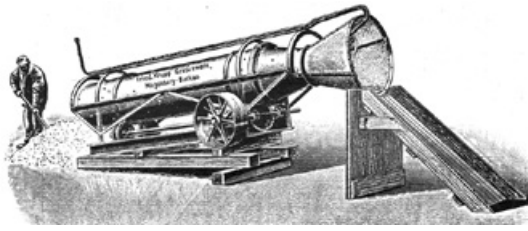


Abb. 187: Prüfapparat für die Ermittlung der Druckfestigkeit von Beton (Eisenbeton-Ausschuß Österreich 1912, S. 41).

### 4.3 Die Rolle der Materialprüfanstalten



**Abb. 188: Kieswaschanlage**  
(Büsing et.al 1912, S. 366).

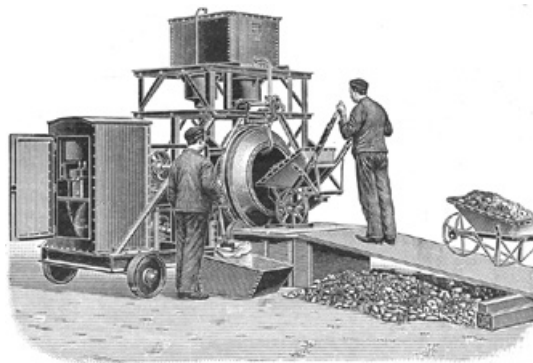


Abb. 186. Betonmischmaschine mit konischer Trommel.  
Betonmischmaschinen für kontinuierlichen Betrieb von Gauhe, Gocket & Cie.  
in Oberlahnstein a. Rh.

**Abb. 189: Betonmischmaschine**  
(Büsing et.al 1912, S. 383).

wurf war Grundlage für die 1878 eingeführten Bestimmungen zur einheitlichen Lieferung und Prüfung von Portland-Cement.

Interessant ist, dass für Beton in dem genannten Entwurf zur Zementnorm von 1878 eine Mindestzugfestigkeit von  $8 \text{ kg/cm}^2$ , also  $0,8 \text{ N/mm}^2$  (Mischungsverhältnis Zement zu Sand von 1 zu 3 Raumteilen) verlangt wurde, statt dessen Druckfestigkeit in den Vordergrund zu stellen. Als Zielvorgabe wurde die Festigkeit eines gut gebrannten Ziegelsteins angesetzt.<sup>176</sup> Michaelis entwickelte für die Prüfung 1876 einen speziellen Apparat (Abb. 185 und Abb. 186).<sup>177</sup> Die Mindestfestigkeit sollte nach wenigstens 28 Tagen erreicht werden. Diese Festlegung auf 28 Tage bis zum Erreichen der geforderten Festigkeiten ist auch heute noch in den Normen festgeschrieben. Erst am 28.07.1887 wurde eine Mindestdruckfestigkeit von Beton eingeführt, die auf  $160 \text{ kg/cm}^2$  oder  $16 \text{ N/mm}^2$  festgesetzt wurde (vgl. Prüfapparat in Abb. 187). Zugleich wurde die Mindestzugfestigkeit auf  $1,6 \text{ N/mm}^2$  erhöht. Die Zugfestigkeit des Betons spielte später Jahrzehnte lang keine besondere Rolle mehr für die Bemessung von Hochbauten aus Eisenbeton, wie bereits weiter oben ausgeführt wurde. Eine Mindestzugfestigkeit wurde bei der Novellierung der Zementnorm von 1909 aus dem Text herausgenommen. Die Mahlfinheit musste gemäß dem Entwurf zur Normung von 1876 so sein, dass in einem Sieb von 900 Maschen pro  $\text{cm}^2$  nur noch höchstens 25% Rückstand verbleibt. Bei der Einführung der Norm zwei Jahre später wurde diese Rückstandsmenge auf 20% reduziert. Die Zugfestigkeit wurde auf  $1 \text{ N/mm}^2$  festgesetzt.

Anders als beispielsweise in England erfuhr die Anwendung des Eisenbetons im Hochbau hierzulande große Unterstützung durch die Zementindustrie. So erschien 1912 schon in seiner 4. Auflage das Buch „Der Portlandzement und seine Anwendungen im Bauwesen“,<sup>178</sup> das in dieser Auflage einen ganz wesentlichen Beitrag der Zementindustrie zur Bewerbung der Nutzung von Eisenbeton im Hochbau in der damaligen Zeit darstellt. So wurden beispielsweise auch Verfahren zur Reinigung der Zuschlagsstoffe und die maschinelle Mischung von Beton in das Buch aufgenommen (siehe Abb. 188 und Abb. 189). Fritz Eiselen, der auch als Redakteur bei der Deutschen Bauzeitung für das Thema Eisenbeton zuständig war, definierte darin die Charakteristik von Beton folgendermaßen: „Beton, im weitesten Sinne des Wortes aufgefaßt, ist das Erzeugnis einer gleichmäßigen Mischung eines nach einiger Zeit erhärtenden Bindemittels mit Sand und Kies bzw. Steinschlag unter Zusatz von Wasser“. Heute wird wie schon durch Bélidor

<sup>176</sup> Verein Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten 1902, S. 11.

<sup>177</sup> Stark, Wicht 1998, S. 152.

<sup>178</sup> Büsing, Schumann et.al 1912: Die genannte Veröffentlichung wurde im Auftrag des „Vereins Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten“ verfasst (die erste Auflage erschien bereits 1892).

1753 festgelegt für hydraulisch wirkende Mörtelmischungen bei Zuschlägen ab einer Korngröße von 4 mm von Beton gesprochen im Vergleich zu Mörtel, der Zuschläge geringeren Durchmessers beinhaltet.

Carl von Bach (1847–1931) sowie sein Nachfolger Otto Graf (1881–1956) führten an der Materialprüfanstalt in Stuttgart wissenschaftliche Versuchsreihen durch, die sich mit der Zug- und Druckfestigkeit sowie der Elastizität von Beton, mit dem Mischungsverhältnis von Zement und Zuschlagsstoffen, der Zusammensetzung der Zuschläge und ihrer Korngrößen, der Wasserzugabe sowie dem Einfluss der Schalung, der Stampfarbeit und der Maschinenmischung auf die Festigkeit beschäftigten. Eiselen gibt in seinem Beitrag zu dem genannten Buch einen kurzen chronologischen Überblick von der Entwicklung und Nutzung von Beton in Deutschland und hebt das verdienstvolle Wirken von Bachs innerhalb der Materialprüfanstalt in Stuttgart hervor. Eiselen selbst maß den Eigenschaften und der Zusammensetzung des Zements größere Bedeutung zu als der Verdichtung in der Schalung (Vgl. *Abb. 190*). Ein Trugschluss, der seit den Patentanmeldungen durch Joseph Monier weit verbreitet war und uns heute häufig herausfordert, wenn es um die Beurteilung der weiteren Verkehrssicherheit von Bauwerken aus Eisenbeton aus der frühen Phase geht.

### 4.3.3 Bewehrung

Die Bewehrungsstäbe bestanden im Untersuchungszeitraum zu meist aus Flusseisen. Paul Christophe nennt daneben aber auch Schmiedeeisen mit Zugfestigkeiten von 32 bis 36 kg/mm<sup>2</sup>, also 320 bis 360 N/mm<sup>2</sup>, das zur Ausführung kam, aber zunehmend von Flusseisen abgelöst wurde.<sup>179</sup> Flusseisen wurde bereits in den 1880er Jahren beispielsweise im Siemens-Martin-Verfahren hergestellt. Es hatte einen relativ geringen Kohlenstoffanteil von weniger als 0,1%.<sup>180</sup> Die Oberfläche der handelsüblichen Rund-

<sup>179</sup> Christophe 1905, S. 294-295.

<sup>180</sup> Siehe Centralblatt der Bauverwaltung, 31. Januar 1891, S. 50 mit Abbildung zur Herstellung.

Verdichtungsart	Konsistenz des Bodens			
	steif KS	plastisch KP	weich KR	fließfähig KF
Stampfen	•			
Oberflächenrüttler (Platte, Stampfer)	•			
Oberflächenrüttler (Bohle, Schiene)	•	•	•	•
Innenrüttler	•	•	•	•
Außenrüttler		•	•	•
Stochern bzw. mehrmaliges Abziehen			•	•
zusätzliches Klopfen an der Schalung		•	•	•

*Abb. 190: Arten der Verdichtung von Beton (Düsterhaupt 2006, S. 8).*

### 4.3 Die Rolle der Materialprüfanstalten

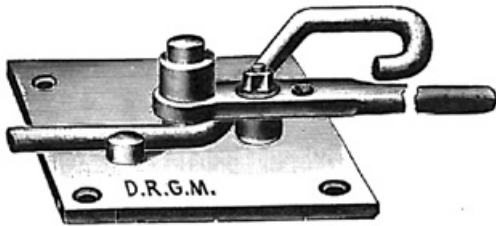


Abb. 191: Biegevorrichtung für kleinere Stabdurchmesser (Kollmann 1912, S. 36).

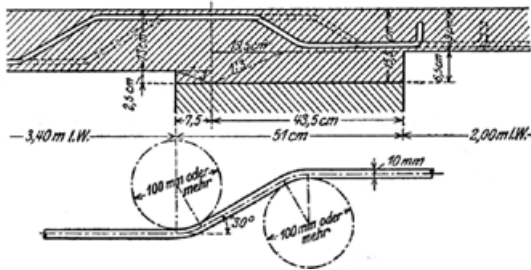


Abb. 192: Biegerollen (Hausen 1919, S. 7).

stäbe in Deutschland war glatt. Profilierte Stäbe waren dagegen aufwendiger in der Herstellung und teurer.<sup>116</sup> Im Untersuchungsgebiet von München und der näheren Umgebung konnten im Rahmen der vorliegenden Untersuchung für die Zeit bis 1918 keine profilierten Bewehrungen vorgefunden werden. Interessant ist, dass Edmond Coignet schon 1894 auf die äußere Form der Bewehrungsstäbe näher eingeht. Er stellt die Vorteile des runden, glatten Stabes heraus. Dieser lasse sich besser in den Beton einbetten und stelle die wirtschaftlichste Lösung dar.<sup>117</sup>

Auf dem Gebiet der Bewehrungsstabprofilierungen war die Entwicklung in den USA weiter fortgeschritten. Bereits Ernest Leslie Ransome (1852–1917), Sohn des Erfinders des Drehrohrofens Frederik Ransome, verdrehte bzw. tordierte 1893 Bewehrungsseisen, um die Anhaftung des Betons zu verbessern. Von Ransome und Edwin Thatcher (1840–1920) wurden noch weitere profilierte oder geprägte Bewehrungsstäbe entwickelt, die jedoch allesamt in Deutschland weitgehend bedeutungslos blieben, obwohl diese in der Materialprüfanstalt durch von Bach 1908 geprüft wurden.<sup>118</sup> Auch Emil Mörsch führte die profilierten Bewehrungsstäbe in seinen Veröffentlichungen an. Er hielt aber Endabbiegungen und die gegebene Adhäsion zwischen glatter Bewehrung und Beton für ausreichend. In Deutschland wurden profilierte Stäbe erst gegen Ende der 1920er Jahre entwickelt und auf dem Bau eingesetzt. Zu nennen sind der Itegstab, der Drillwulststab, der Torstab oder

116 In den USA verwendete man zu der Zeit bereits Diamond- und Johnsonseisen, die profiliert waren. Auch das sogenannte Kahneisen stammt aus den USA. Dabei handelt es sich um Längsbewehrungen unterschiedlicher Querschnittsform, an die aufbiegbare Flacheisen angeschweißt wurden.

117 Coignet, de Tedesco, 1894, S. 19 und S. 55 (tabellarische Übersicht der Bewehrungsstäbe).

118 Haegermann, Huberti, Möll 1964, Teil B, S. 47.

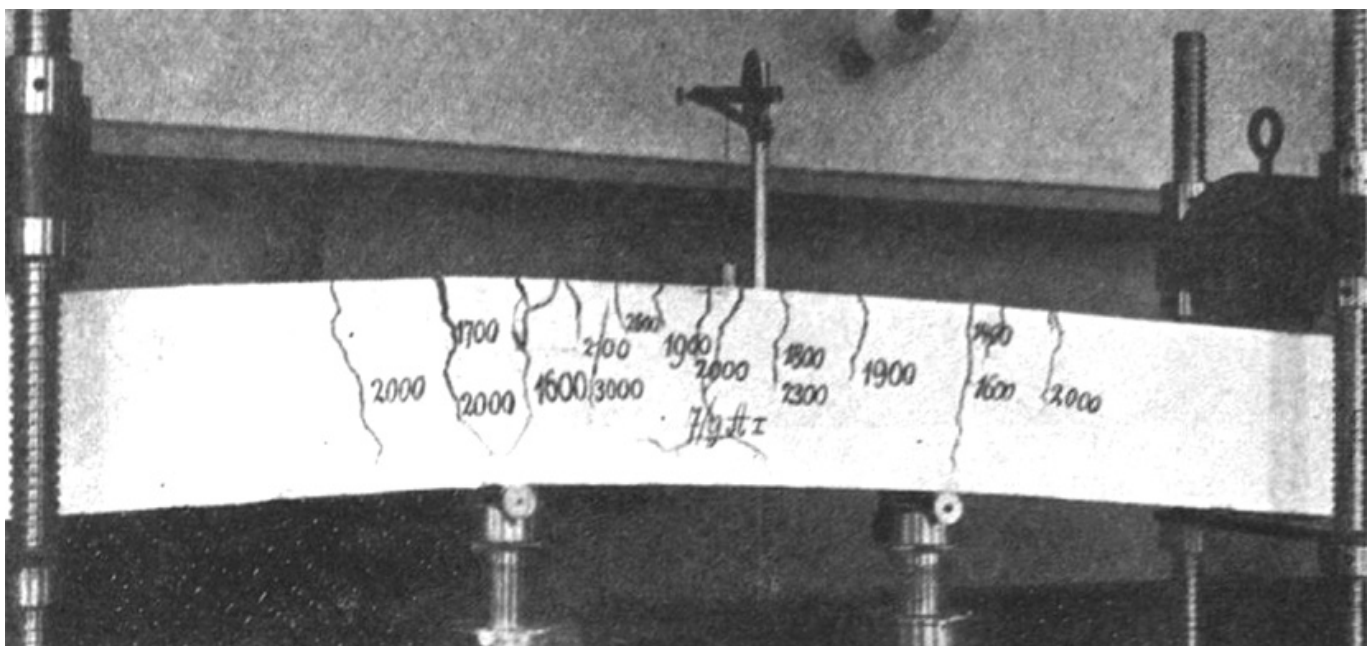


Abb. 193: Laboranordnung für einen Bruchversuch an einem bewehrten Betonbalken (Eisenbeton-Ausschuß Österreich 1912, S. 105).

der Querrippenstab, die bis etwa 1936 auf den Markt kamen. Geringe Bewehrungen wurden sogar erst Ende der 1940er Jahre in Deutschland üblich.

Das für die Bewehrungen bevorzugt verwendete Flusseisen eignete sich für die Herstellung von Eisenbetonbauteilen, da es einigermaßen gut biegsam ist. Das Biegen des Eisens entsprechend den Bewehrungsvorgaben war ein ganz wichtiger Teil der praktischen Tätigkeit auf der Baustelle und zur Herstellung der planmäßigen Biegungen der Bewehrungen unerlässlich. Eisen musste sich so um den eigenen Querschnitt biegen lassen, dass auf der Außenseite des Stabes keine Risse entstanden.<sup>119</sup> Das Flusseisen war geschmeidiger und erreichte dennoch eine gute Zugfestigkeit von etwa 400 N/mm<sup>2</sup>. Es war damit auch dem Schmiedeeisen mit 320 bis 360 N/mm<sup>2</sup> etwas überlegen. Kleinere Bewehrungsdurchmesser wurden mit einer Schraubenpresse gebogen (Vgl. *Abb. 191*). Durchmesser von mehr als 25 mm wurden warm gebogen (*Abb. 192*).<sup>120</sup>

Eine der vornehmsten Aufgaben der Materialprüfanstalten war es, stabförmige Betonelemente herzustellen und deren Verhalten auf Biegung zu überprüfen. Reihenweise wurden unterschiedliche Bewehrungsführungen getestet und an Balken punktuelle sowie lineare Belastungen angesetzt bis zum Versagen (vgl. *Abb. 193*).

#### 4.3.4 Inhaltsstoffe und Wasserzugabe

Die Herstellung von Zement verbreitete sich in der zweiten Hälfte des 19. Jahrhunderts über ganz Deutschland. Die Zementindustrie war gut organisiert und unterhielt Veröffentlichungsorgane wie die Zeitschrift „Zement und Beton“, die in Berlin verlegt wurde.<sup>121</sup>

In den Leitsätzen des Deutschen Betonvereins von 1904 wurde ausschließlich die Verwendung von „anerkannt gutem“ Portlandzement zugelassen (heute ähnlich dem CEM I). Firmen wie Dyckerhoff & Söhne stellten seit den 1860er Jahren Produkte aus Portlandzement her, der in Deutschland erstmals 1855 in größerem Umfang produziert wurde. Wilhelm Michaelis verfasste 1869 ein Buch über die richtige Zusammensetzung von Portlandzement, der aus zwei Teilen Kalk und einem Teil Ton bestehen sollte. Eugen Dyckerhoff untersuchte zu Beginn des 20. Jahrhunderts intensiver die Verwendungsfähigkeit von Hüttenzement, der aus sogenannten Hüttenanden – Abfallprodukten bei der Eisenproduktion wie zermahlene Schlacken – hergestellt werden kann. Hier gab es lange Zeit erbitterten Streit in der Fachwelt, der 1885 zur Verabschiedung des so benannten „Reinheitsgebots“

<sup>119</sup> Vgl. Bargmann 2013.

<sup>120</sup> Christophe 1905, S. 297.

<sup>121</sup> Siehe hierzu Kapitel 4 Voraussetzungen für den Eisenbetonbau in München.



für Portlandzement führte.<sup>122</sup> Streitpunkt war die Rolle gipsbildender Bestandteile in den Schlacken. Diese Bedenken finden auch Eingang in die Leitsätze. Geringe Gipsanteile von max. 2% im Zement wurden schließlich jedoch zugelassen und sogar als förderlich für den Abbindeprozess angesehen, da die Gipsanteile ein zu rasches Abbinden des Betons vermeiden helfen und das gleichmäßige „Wachstum“ des Betonsteins sicherstellen (Erstarungsregler). Hochofenschlacke ist latent hydraulisch wirksam. Doch reinen Hochofenzement gibt es bis heute nicht auf dem Markt und auch ein CEM III nach heutiger Normung beinhaltet einen Portlandzementanteil von wenigstens 20%.

Die Zuschläge mussten für sich eine Festigkeit aufweisen, die der angestrebten Festigkeit des Betons nicht entgegenstanden. Auch die Korngröße durfte nur so groß gewählt werden, dass eine vollständige Umhüllung der Bewehrungen sichergestellt werden konnte. Die Betonmischung sollte nicht zu mager, also der Zementanteil nicht zu gering sein. Je nach Anwendungsgebiet wurden Mischungsverhältnisse von Zement zu Zuschlagsstoffen von 1 : 3 bis 1 : 5 angegeben.<sup>123</sup> François Coignet hatte in seinen Schriften zur Bewerbung seines Stampfbetons 1861 Mischungsverhältnisse von Sand zu gebranntem Ton zu Sumpfkalk zu Zement von 7 : 1 : 1 : 1<sup>124</sup> angegeben und orientierte sich noch sehr stark an antikem opus caementitium bzw. Romanzement. Wobei Coignet dem damals noch üblichen Mörtel aus Sand, Ton und Sumpfkalk eben den Zement als hydraulisches Bindemittel hinzufügte. Dem von Coignet sogenannten gebrannten Ton, der wohl nicht bis zur Sinterung erhitzt wurde, ist bedingt eine hydraulische Wirkung zuzuschreiben.

In einem Bericht über die Ausführung der komplett aus Stampfbeton hergestellten Illerbrücken bei Kempten, den D. Colberg im Februar 1906 dem Deutschen Beton-Verein gab, wird für den Kernbeton ein Mischungsverhältnis von Zement zu Sand zu Kies von 1 : 5 : 5 bis 1 : 7 : 7 angegeben. Für den Vorsatzbeton<sup>125</sup> wurde ein etwas höherer Zementanteil vorgesehen bei Mischungen von 1 : 3 : 6. Dies entspricht in etwa dem Mischungsverhältnis von Coignet. Die Mischungsverhältnisse scheinen für unbewehrte Bauteile ausreichend gewesen zu sein, obwohl die Zementnorm von 1878 einen viel höheren Zementanteil für Beton vorsah. Für den Eisenbeton wurde dieser höhere Anteil in jedem Fall für

---

122 Das Gebot lautete: „Portland-Cement ist ein Produkt, entstanden durch innige Mischung von Kalk- und Thonhaltigen Mineralien, als wesentlichsten Bestandteilen, darauf folgendem Brennen, bis zur Sinterung, und Zerkleinern bis zur Mahlfineinheit“. Nachweis: Stark-Wicht 1998, S. 70.

123 Vergleich auch Gary 1917.

124 Vergleich Coignet 1861, S. 61.

125 Vorsatzbeton kam bei Bauwerken zum Einsatz, die eine betonsichtige Oberfläche erhalten und repräsentativ sein sollten. Beim Vorsatzbeton wurden andere Zuschläge verwendet als beim tragenden Massenbeton. Der Vorsatzbeton war häufig nur wenige Zentimeter dick und wurde in einem Zuge mit dem Massenbeton ausgeführt.

erforderlich erachtet, um das eingelegte Eisen ausreichend vor Korrosion zu schützen.

Die Zuschlagsstoffe, die bei Coignet oder auch Monier noch vielfältiger Natur sein sollten, wurden immer weiter auf Sand und Kies reduziert. Dagegen ließ man Tonscherben oder Kalk nach 1878 weitgehend aus dem Beton heraus. Jedenfalls befasst sich die verfügbare Literatur nicht weiter damit, sondern untersucht vielmehr die richtige Korngrößenmischung und betrachtet die empfehlenswerten Korngrößen. Eugen Dyckerhoff weist bereits 1868 darauf hin, dass die seines Erachtens richtige Korngrößenzusammensetzung und die Korneigenschaften sehr wichtig für die Betonfestigkeit sind. So sollten die Zuschläge für sich genommen eine mindestens ebenso große Druckfestigkeit aufweisen, wie sie der fertige Betonwerkstein später erreichen soll. Es wurden aber erst 1932 nach Vorarbeit von Otto Graf von der Materialprüfanstalt Stuttgart Sieblinienbereiche in die DIN 1045 aufgenommen.

Besonderes Augenmerk legten eigentlich alle Wissenschaftler auf die Zugabe von Wasser. Dies war, wie bereits erwähnt, auch sehr wichtig für die Entwicklung der Eisenbetonbautechnologie. Neben dem erdfeuchten Stampfbeton, der in dünnen Lagen von bis zu 15 cm Höhe in die Schalung eingebracht wurde, ist die Anwendung von Gußbeton überliefert, der sehr viel flüssiger und vermeintlich selbst verdichtend war, weil er bei seiner Einbringung von selbst in alle Hohlräume fließt. Joseph Monier gab in seinen Patentschriften vor, der Beton sei möglichst flüssig in die Schalung zu füllen.<sup>126</sup> François Coignet macht aber bereits 1861 auf das Problem zu hoher Wasserzugabe und einer daraus resultierenden herabgesetzten Betonfestigkeit aufmerksam. Auch die Materialprüfanstalten stellten fest, dass ein hoher Wasseranteil im Beton nachteilig für die erreichbare Festigkeit des Betons sein würde. Rudolf Saliger<sup>127</sup> führte hierzu aus, dass das Schwundmaß des Betons bei großer Wasserzugabe erhöht sei und es so bereits nach kurzer Zeit zu verstärkten Rissbildungen komme. In den USA führte der Wissenschaftler Duff A. Abrams (1880–1965) Versuchsreihen durch, um die erforderliche Menge des Anmachwassers und seines Einflusses auf die Betonkonsistenz, die richtigen Korngrößen und deren Verteilung sowie den allgemeinen Einfluss der Mischungsverhältnisse zu klären.<sup>128</sup> Er prägte den Begriff des Wasser-Zement-Werts (w/z-Wert) und erkannte wie schon Coignet im gewählten Wasseranteil den entscheidenden Faktor für die Endfestigkeit.

<sup>126</sup> Dies würde der Definition des „Gußbetons“ nach den Bestimmungen von 1916 entsprechen, der also nicht weiter verdichtet werden kann.

<sup>127</sup> Saliger 1904.

<sup>128</sup> Stark, Wicht 1998, ab S. 77 gehen sie auf die Problematik der Betonzusammensetzung ein. Außerdem Abrams 1918.

## 4.3 Die Rolle der Materialprüfanstalten

Barkhausen äußerte sich noch 1901 sehr kritisch zu dem Phänomen des Schwindens von Beton und behauptete, dass es durch die inneren Spannungen infolge des Schwindens zu einem Zerbrechen der Eiseneinlagen kommen könne, was kaum denkbar scheint, da die Bruchfestigkeiten von Flusseisen sehr viel größer sind als die von Beton. Barkhausen wurde für seine Annahme kritisiert, und sie wurde von den Materialprüfanstalten widerlegt. Gleichwohl wurde das Phänomen des Schwindens sehr ernst genommen, was zahlreiche Versuche nach sich zog, die bis 1918 noch nicht abgeschlossen waren. Die Wasserzugabe, die die Materialprüfanstalt in Stuttgart unter der Leitung von Bach seiner Betonmischung zusetzte, pendelte zwischen 8 und 14%. In den Bestimmungen von 1916 durfte der Wasserzusatz 10 bis 13,7% des Volumens der Betonmischung betragen. Heute ist die Wasserzugabe, wie durch Abrams eingeführt, im w/z-Wert<sup>129</sup> geregelt, der bestenfalls bei 0,4 liegt und damit den Vorschriften von damals entsprechen würde. Die Zahl 0,4 bedeutet dabei, dass der Wasseranteil bei 40 Volumenprozent des Bindemittels liegt. Die nicht wasserlöslichen Zuschläge werden also aus dem w/z-Wert herausgehalten.

### 4.3.5 Verarbeitung

Die Materialprüfanstalten stellten die in den Leitsätzen und Bestimmungen geforderte Qualitätssicherung auf eine wissenschaftliche Basis. Um die Eigenschaften von Beton in verschiedenen Mischungsverhältnissen prüfen und mit Ergebnissen

<sup>129</sup> Moderner ist der Begriff Wasserbindemittelwert (w/b-Wert).

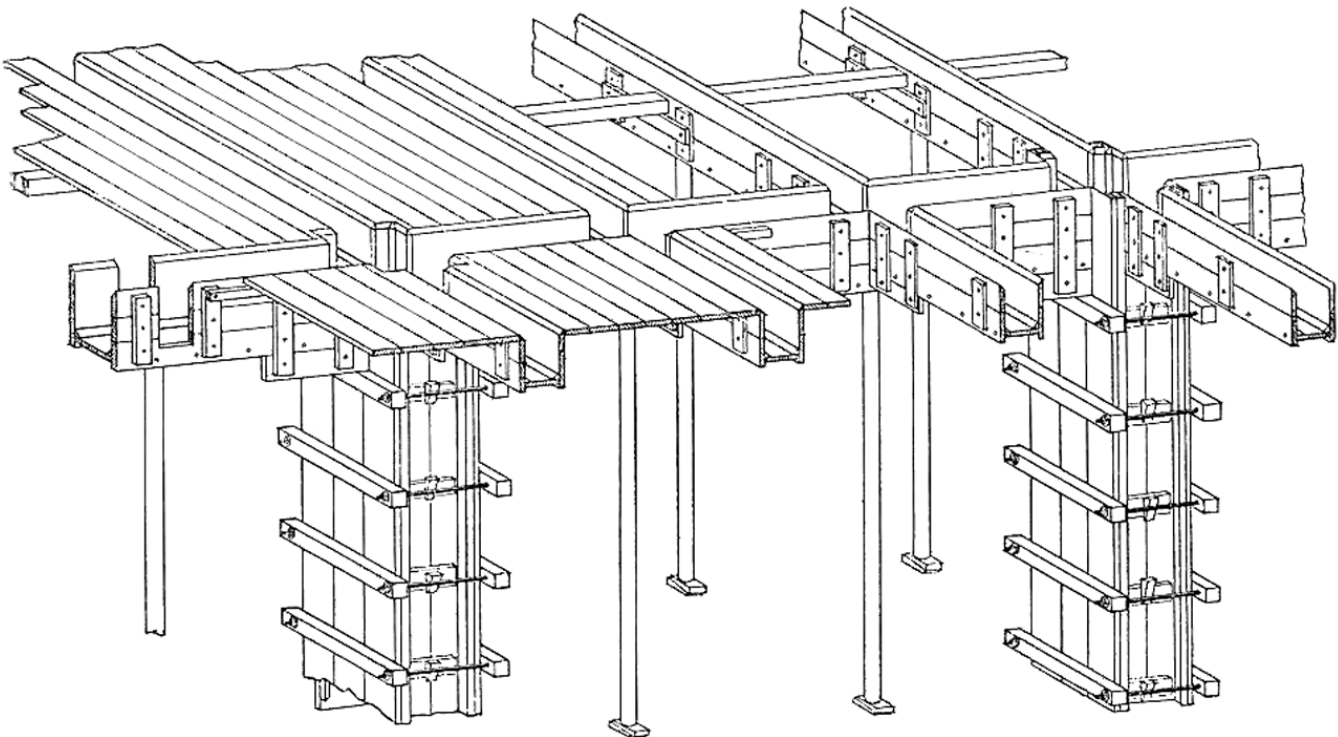


Abb. 194: Schalungstechnik um 1910 für die Ausführung von Skelettbauten (Mörsch 1912, S. 410).

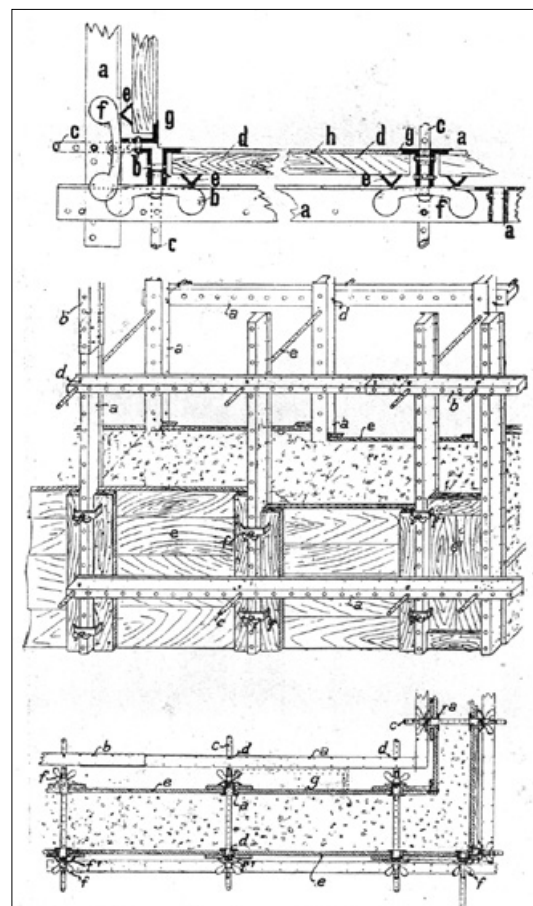
anderer Prüfanstalten vergleichen zu können, musste eine Vereinheitlichung der Prüfverfahren herbeigeführt werden. Zudem sollte Ortbeton einer Prüfung unterzogen werden, um die Qualität der tatsächlichen Ausführung mit den geforderten Werten vergleichen zu können. Die würfelförmigen Prüfkörper aus Stampfbeton mit 20 bis 30 cm Kantenlänge, die gemäß den Leitsätzen aus Baustellenmischungen bzw. unter Laborbedingungen hergestellt wurden, erreichten jedoch häufig nicht die Festigkeit, die durch Probelastungen auf der Baustelle festgestellt werden konnten. Max Gary<sup>130</sup> erkannte, dass die Art der Schalung einen wesentlichen Einfluss auf den Abbindevorgang des Betons hat. Trockene hölzerne Schalungen nehmen im Verhältnis zur Größe der Prüfkörper zu viel Wasser auf, solche aus Stahlblechen oder geöltem Holz dagegen überhaupt nicht.<sup>131</sup> Die Etablierung von geeigneten Prüfverfahren war bereits bei der Herstellung der Prüfkörper Unsicherheiten unterworfen. Dies wirkte sich auch direkt auf die Festlegung des Sicherheitsniveaus für die zulässigen Spannungen von Beton aus. Es ist nachvollziehbar, dass die Bauunternehmen sich über die schlechten Laborergebnisse beklagten und die Materialprüfanstalten aufforderten hier Klarheit und einheitliche Bedingungen zu schaffen, die eine wirklichkeitsnahe Prüfung garantierten.

Die Schalungsarbeit war der maßgebliche Kostenfaktor auf der Baustelle. Damit sich gegenüberliegende Schalungsflächen auf gleichen Abstand gehalten werden konnten, wurden Bindedrähte von etwa 4 mm Durchmesser verwendet, die später mit einbetoniert wurden (vgl. *Abb. 194*). Die überstehenden Enden wurden anschließend abgezwickelt. Diese Drähte führten in der Folge oft zu Rostfahnen an der Oberfläche. Büsing schlug bereits 1912 vor, Spanschlösser zu benutzen (*Abb. 195*). Die Verwendung von Brettern als Schalung hielt sich bis über den Ersten Weltkrieg hinaus. Alternativen standen zunächst kaum zur Verfügung. Holzwerkstoffplatten konnten noch nicht kostengünstig hergestellt werden und die verwendeten Leime waren nur bedingt wasserfest und somit nicht geeignet. In Ausnahmefällen, wie beim Hauptzollamt geschehen, wurden in der Praxis Bleche als Schalungsoberfläche verwendet. Es wurde viel Zeit investiert, um die Schalungsarbeit zu vereinfachen und zu vereinheitlichen. Wichtigste Elemente der Schalung war die erforderliche Unterkonstruktion für die eigentliche Schalungshaut.

Tatsächlich betrieben die ausführenden Bauunternehmen die Qualitätssicherung von sich aus, um eine bessere Betonqualität zu erreichen. Diese Entwicklung fand weitgehend unabhän-



**Abb. 196:** Bindedrähte am Kernbeton im Deutschen Museum, die durch die ausgeführte Vorsatzschale aus Bimsbeton nicht gänzlich abgeschnitten wurden (Foto: JR).



**Abb. 195:** Schalung eines Wandquerschnitts mit Spanschlössern (Büsing et.al 1912, S. 415).

<sup>130</sup> Max Gary war in der Materialprüfanstalt Berlin-Lichterfelde-West tätig.

<sup>131</sup> vgl. Gary, 1917. Er geht ausführlich auf dieses Problem ein. Die Materialprüfung erfuhr spätestens mit Gründung des Deutschen Beton-Vereins große Bedeutung in der Normierung.

### 4.3 Die Rolle der Materialprüfanstalten



**Abb. 197: Schüttbetonanlage, konstruiert durch die Baunternehmung Gebrüder Rank (DBZ 1915).**

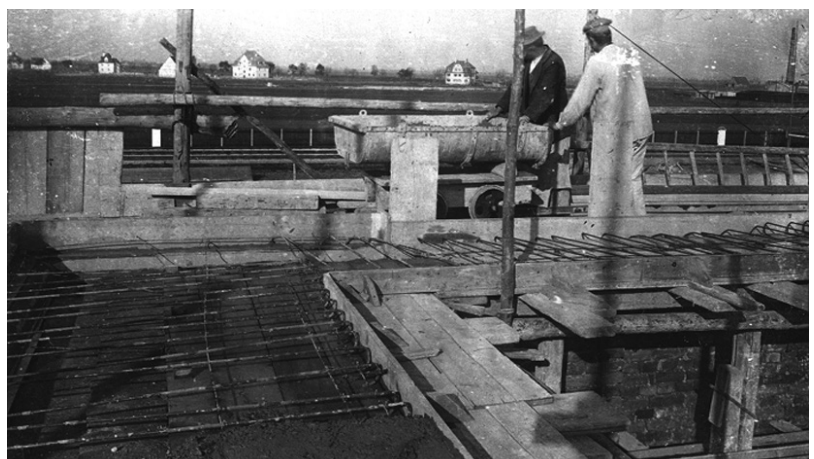
gig von den Materialprüfanstalten statt. Sie wurde unter dem Druck der angesetzten Maßstäbe für die Ausführung, wie sie in den Bestimmungen festgeschrieben wurde, vorangetrieben. Die Misch- und Einbringtechnik war ein wesentlicher Bestandteil der täglichen Arbeit der Unternehmen. Transportbeton existierte in den Anfangsjahren des Eisenbetonbaus noch nicht und gewann in Deutschland erst nach dem Zweiten Weltkrieg an Bedeutung, obwohl in den USA dieser seit 1903 zum Einsatz kam, beispielsweise zur Herstellung von Gehsteigen.<sup>132</sup>

Der Beton musste also auf der Baustelle gemischt und an den Einbringort verbracht werden. Hierzu bedurfte es einer eigenen Logistik. Die Baunternehmung Gebrüder Rank mit Hauptsitz in München machte sich um eine qualitativ hochwertige Herstellungstechnik verdient. Der Wissenstransfer erfolgte hierbei aus den USA, wo Josef Rank einen sechswöchigen Studienaufenthalt absolvierte und, beeindruckt von den großen Mischanlagen und der guten Logistik auf dortigen Baustellen, das Knowhow mit nach Deutschland brachte.<sup>133</sup>

Der erste Freifallmischer wurde um 1860 erfunden, der Trogmischer im Handbetrieb um 1870. Ein von Jürgen Hinrichs Magens konstruierter Durchlaufmischer wurde 1902 erstmals verwendet. Die Problematik bestand darin, dass die Betonmischung dazu neigte, sich bis zum Einbringen in die Schalung wieder zu entmischen. Dies ist schon dem Umstand geschuldet, dass Zement und die Zuschlagsstoffe eine größere spezifische Masse besitzen als Wasser und deshalb in den Transportbehältern absinken können. Auch die Abwurfhöhe des Betons spielte eine Rolle. Eine gute Durchmischung von Zement, Sand, Kies und Wasser war aber für die Erzielung einer guten Betonqualität wichtig. Josef Rank baute eine kaskadenartige Mischanlage, bei der die einzel-

<sup>132</sup> Stark, Wicht 1998, S. 91.

<sup>133</sup> Basiner 2012, S. 126.



**Abb. 198: Betoniervorgang, Gaswerk Augsburg, um 1914 (Archiv Gaswerksfreunde Augsburg e.V., Bild 036).**

nen Komponenten gut vermengt und die Fallhöhen nicht größer als 1,5 m waren (Abb. 197). Der Transport auf der Baustelle erfolgte vertikal über schräg gestellte Förderbänder und horizontal über Gleisanlagen mit Loren, die je nach Baufortschritt geschossweise weiter verbracht wurden (Abb. 198). So wurde die Durchmischung des frischen Betons erhalten. Mit der damit verbundenen logistischen Leistung konnten enorme Baufortschritte erzielt und ganze Gebäude innerhalb einer Saison fertiggestellt werden. Die Förderung des Betons mit Rohren wurde erst ab 1910 zur Anwendung gebracht.

Die Verdichtung des eingebrachten Betons in der Schalung erfolgte noch bis etwa 1910 mittels Stampfern, was mit der Bewehrung, die zuvor in die Schalung eingesetzt wurde, eigentlich nicht mehr gut funktionieren konnte. Als Stampfer wurden Schlagbretter mit 40 x 40 cm Grundfläche und gusseiserne Platten mit 7 x 7 cm Grundfläche, mit Holzstielen daran, verwendet, die bis zu 20 kg wogen (Abb. 199). Der Stampfbeton verdankt der Art der Verdichtung seinen Namen. Die Lagenhöhe betrug 15 bis 25 cm. Bewehrter Beton war dagegen mit Stampfern nur schwer oder gar nicht zu verdichten, da die Bewehrungseisen, je nach Bewehrungssystem im Wege waren. Das „Stochern“ mit kurzen Stäben oder eigens hergestellten Klauenfüßen war ebenfalls keine befriedigende Lösung. Teilweise behalf man sich mit Schlägen gegen die Schalung, um den Beton einzurütteln. Paul Christophe hat sich mit den Möglichkeiten des Verdichtens und den Arbeitsabläufen beim Betonieren von bewehrten Konstruktionen eingehend beschäftigt. Die beste Zugänglichkeit bietet ihm zufolge der Betonierablauf mit nachgeführter Schalung, um überhaupt eine Verdichtung mit Stäben oder Stampfern zu ermöglichen.<sup>134</sup>

Die Poren sind aber am Sichersten aus dem frischen Beton zu treiben, wenn durch die Verdichtung die Eigenfrequenz der Mischung erreicht wird. Eine wirkliche Verbesserung in dieser Richtung stellte die Zuhilfenahme von druckluftbetriebenen Stampfern dar (Abb. 200).<sup>135</sup> Dabei wurde das Stampfisen durch die Druckluft in Bewegung gesetzt und so der Beton gleichmäßig eingerüttelt. Dieses Stampfbrett konnte verschiedentlich ausgebildet werden, sodass man es auch zwischen die Bewehrungsstäbe einfädeln konnte. Dies bedeutete einen enormen Fortschritt für die Betonverdichtung. Druckluftbetriebene Rüttelflaschen, die zwischen die Bewehrungsstäbe eingefädelt werden konnten, kamen erst ab 1926 zur Anwendung. Dabei wird eine in der Rüttelflasche befindliche Masse in Schwingung versetzt. Seit den 1930er Jahren wurden Rüttelflaschen häufig elektrisch betrieben.<sup>136</sup>

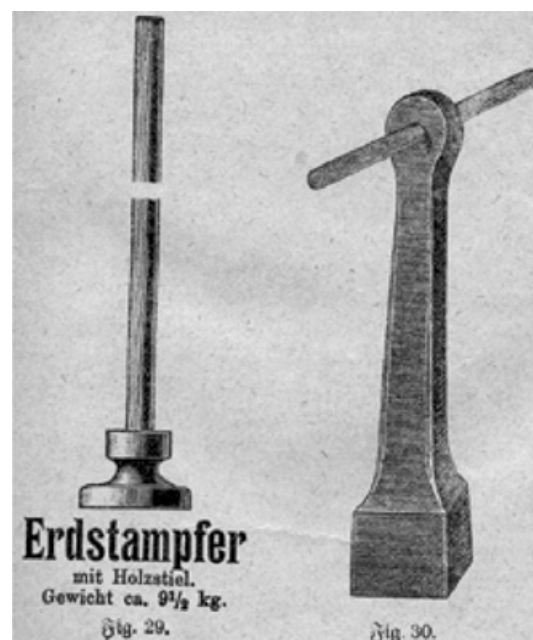


Abb. 199: Erdstampfer wie sie für Stampfbeton verwendet wurden, um 1905.



Abb. 200: druckluftbetriebene Rüttelplatte zur Verdichtung von Beton (Kollmann et.al 1912, S. 39).

134 Christophe 1905, S. 317-318.

135 Siehe Betonkalender 1912.

136 Düsterhaupt, 2006, S. 9.

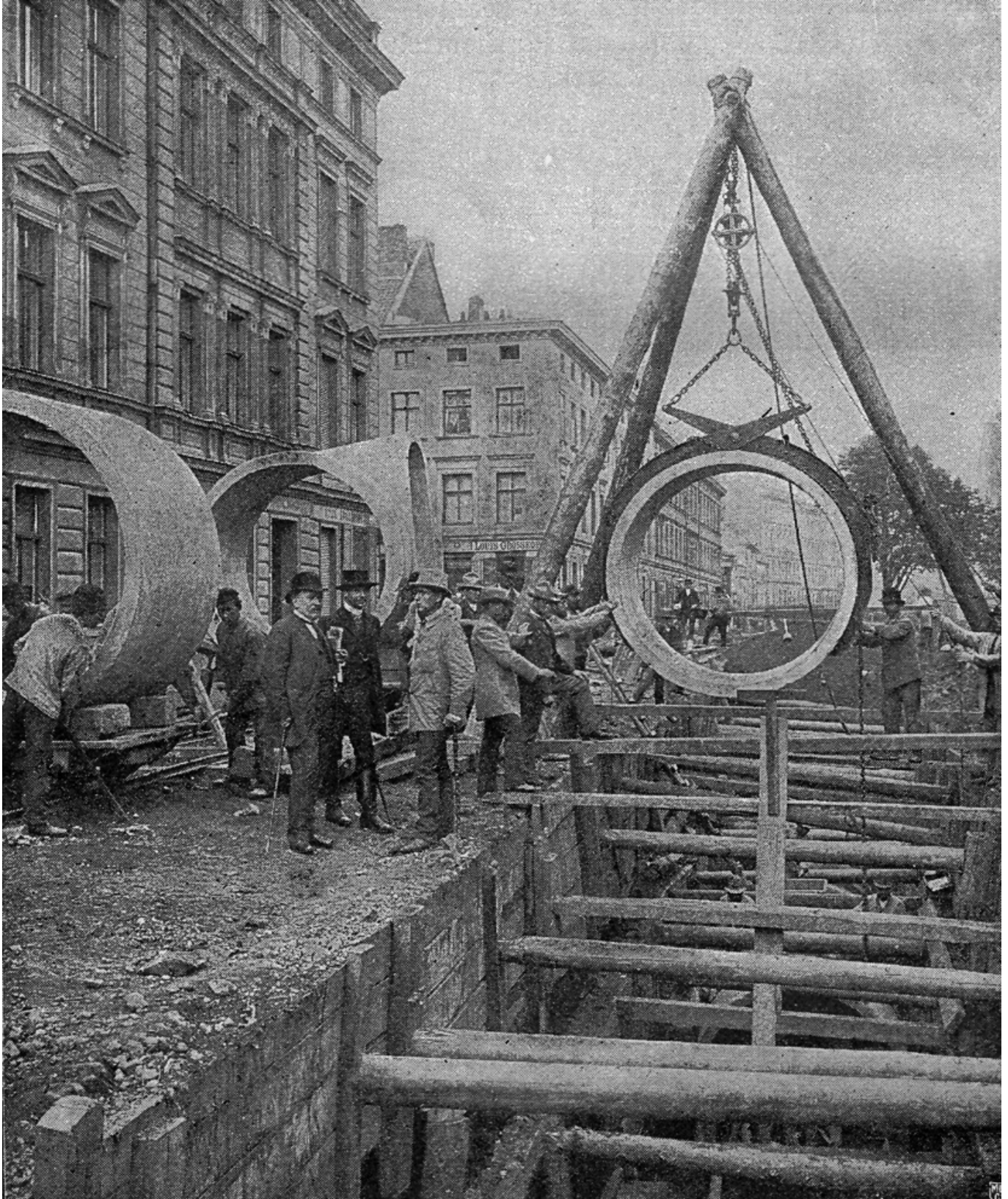


Abb. 201: Verlegung von Kanalrohren aus Eisenbeton in Königsberg (Büsing et.al 1912, S. 594).

## 4.4 Die Rolle der Behörden

### 4.4.1 Ministerien, Baubehörden

Auf den Einfluss des Gesetzgebers und der oberen Baubehörden wurde bereits in Kapitel 3.2 in Zusammenhang mit der Einführung von Bestimmungen für Zement und Zementwerkstoffe sowie für die Ausführung von Hochbauten aus Eisenbeton eingegangen. Erschwert wurde die deutschlandweite Einführung von gleichlautenden Bestimmungen auch durch die teilweise Eigenständigkeit der im Deutschen Reich vereinigten Länder wie dem Königreich Bayern. Während sich der preußische Einfluss über die meisten Gebiete erstreckte, waren beispielsweise Bayern und Württemberg in vielerlei Hinsicht, auch beim Baurecht, eigenständig. Das Königreich übte tatsächlich aber einen geringen Einfluss auf die Bauweise aus. Die Ausführungsvorschriften für die Anwendung von Eisenbeton im Hochbau, die ab 1907 für Preußen verbindlich eingeführt wurden, galten in Bayern nicht. Die bayerischen Behörden verwiesen lieber auf die Leitsätze. Erst die Bestimmungen von 1916 galten deutschlandweit.

Gleichwohl war auch die bayerische Landesregierung darauf bedacht, das Thema auf akademischer Ebene voranzutreiben. Die Technische Hochschule in München (heute Technische Universität) betrieb eine der ersten Materialprüfanstalten Deutschlands und bildete Ingenieure und Architekten gleichermaßen aus. Auch in Stuttgart und Berlin waren Materialprüfanstalten entstanden, also jeweils durch Unterstützung der einzelnen Landesregierungen und angeschlossen an die Technischen Hochschulen.

Auch waren die staatlichen Bauämter, die für die Errichtung und den Unterhalt zahlreicher behördlicher Institutionen in Bayern zuständig waren, extrem interessiert an der Bauweise. Solche Ämter waren beispielsweise das Universitäts- oder das Landbauamt in München. Vor wenigen Jahren wurden die einzelnen Bauämter in München in zwei Ämtern zusammengefasst. Die Bauämter besaßen eigene Planungsabteilungen, ließen die Bauaufgaben aber häufig in öffentlichen Architekturwettbewerben vorplanen und übernahmen dann die Bauleitung für die Objekte. Die Bauämter hatten das Recht, genauso wie heute, sich selbst die Genehmigung für Ihre Vorhaben auszustellen und waren nur eingeschränkt auf die kommunalen Genehmigungsbehörden angewiesen. Somit fand auf dieser Ebene eine direkte Auseinandersetzung zwischen Bauherren, Nutzern und Planungsbüros bzw. ausführenden Bauunternehmen statt.

Die Hauptaufgaben staatlicher Bauämter waren die Errichtung von Hochschulen, von Bahnhöfen (*Abb. 203*) und Gleisanlagen einschließlich Brücken, von Ministerien und Verwaltungsgebäuden.



### 4.4.2 Kommunale Verwaltungen

Die kommunale Verwaltung war ohne Vorsatz eine der treibenden Kräfte für die Einführung von Bestimmungen. Dies klingt zunächst paradox, weil die kommunalen Genehmigungsbehörden die tatkräftigsten Verhinderer von Hochbauten aus Eisenbeton waren und als Bedenkenräger auftraten. Sie verschleppten Genehmigungsverfahren oder lehnten Bauanträge gänzlich ab, bei denen Eisenbeton zur Ausführung gebracht werden sollte. Diese Haltung spornte jedoch die Unternehmen an, Planungs- und Durchführungsverfahren zu entwickeln, die Vertrauen in die Bauweise schaffen sollten. Es wurden von den Behörden Positionspläne und statische Berechnungen verlangt (siehe Kapitel 3.2), die die ausführenden Bauunternehmen erarbeiten mussten. Das war ab 1895 eine noch neue Vorgabe. Es ist aber aus diesem Grund nicht verwunderlich, dass angesichts fehlender bayerischer Bestimmungen für Hochbauten aus Eisenbeton zumindest auf die Anwendung der Leitsätze des deutschen Beton-Vereins bestanden wurde. Ab 1904 waren diese Leitsätze das geeignete Instrument, Vorhaben, für die Bauvorlagen zu erarbeiten waren, bei den Kommunen durchzusetzen. Die Mitarbeiter der lokalen Genehmigungsbehörden waren gut ausgebildete Architekten und Ingenieure. Sie waren in der Lage, die statischen Berechnungen und die Positionspläne zu beurteilen und zu prüfen. Sie griffen in die vorgelegten Bauantragsunterlagen auch ein. Die Genehmigungsbehörde übernahm damit einen Teil der Verantwortung für Planung und Ausführung. Der Einfluss der Kommunen auf die anzuwendende Bautechnik war im Untersuchungszeitraum damit größer als dies heute der Fall ist. Die Aufgabe der Prüfung von Plänen, Berechnungen und die Überwachung der Qualität der Ausführung liegt heute bei eigens vereidigten Ingenieuren.

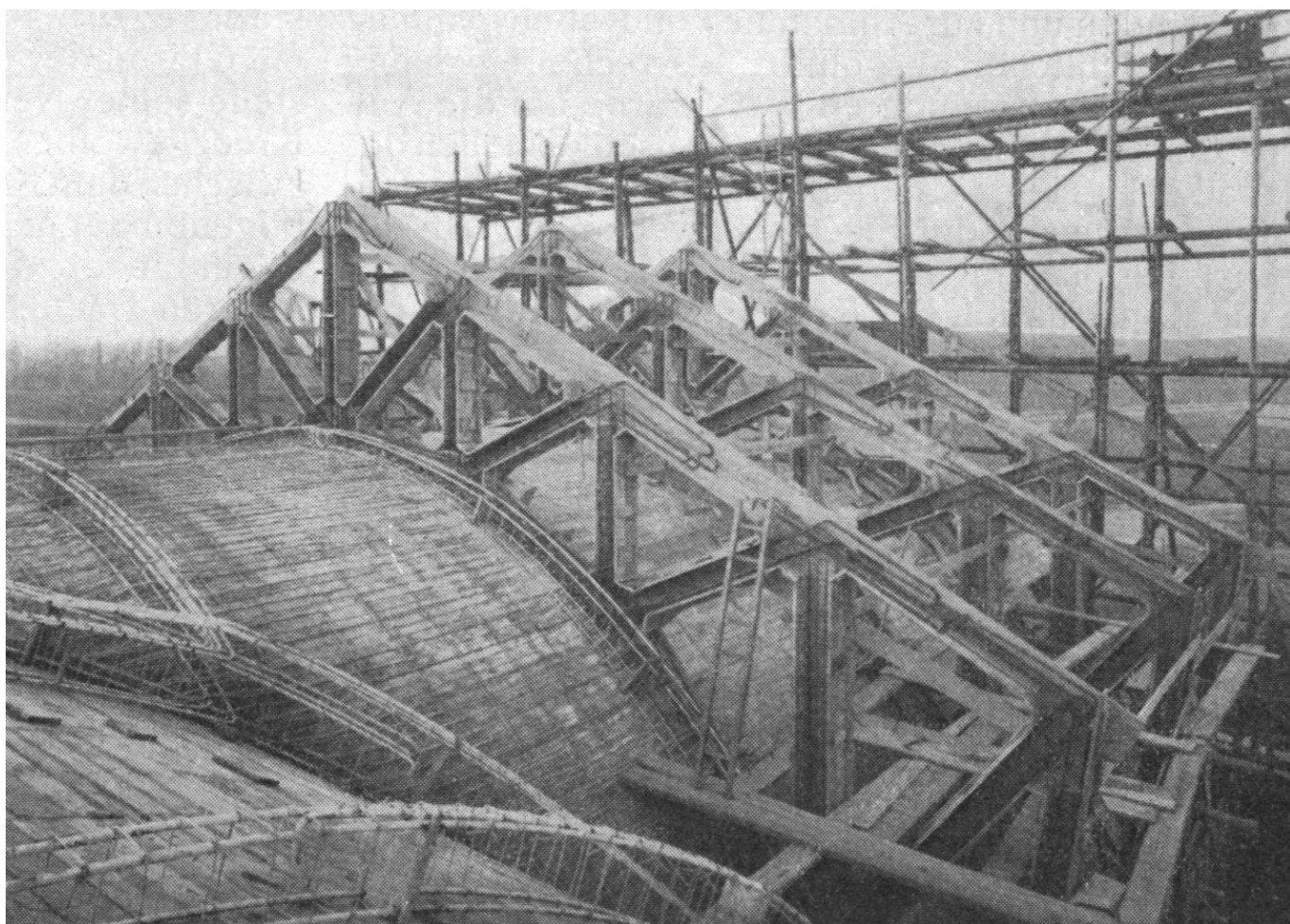


**Abb. 202:** Herstellung der Wölbbücke über die Rednitz bei Fürth (DBZ 1912, S. 140).

Die Kommunen erließen im Untersuchungszeitraum noch eigenverantwortlich Bauordnungen. Das Baurecht war also auf kommunaler Ebene geregelt, hatte sich jedoch am übergeordneten Baugesetz zu orientieren. Die Bauordnungen legten inhaltlich zunehmenden Wert auf Qualitätssicherung und auf den vorbeugenden Brandschutz.

Wiederum waren es die kommunalen Bauämter, die genauso wie staatliche Bauämter, sehr interessiert an der Bauweise Eisenbeton waren. Sie beteiligten sich also aktiv an dem vonseiten der öffentlichen Hand geförderten Bauboom. Fast immer ging es auch hier darum, relativ große Bauwerke mit hohen Anforderungen an die zu erreichenden Spannweiten, den aufzunehmenden Lasten und an die Feuersicherheit zu realisieren. Hauptaufgaben der kommunalen Auftraggeber waren die Anlage bzw. Errichtung von Kanalnetzen (Abb. 201) und Straßenbrücken (Beispiel Abb. 202), von Schulen und Krankenhäusern, von Markthallen und

sonstigen Versorgungseinrichtungen wie Wasserbehältern. Wenn man die Bauwerke in Betracht zieht, die bis 1904 im Untersuchungsgebiet erfasst werden konnten, so stellt man fest, dass abgesehen von dem Gewölbe im Hofbräuhaus oder im Rathaus nur Brücken und nachgeordnete Bauteile aus Eisenbeton errichtet wurden, die von den Kommunen und vom Staat beauftragt waren. Der Wasserturm von Kirchseeon stellte eine Ausnahme und erste Initiative der öffentlichen Hand dar, Skelettbauten aus Eisenbeton zu errichten. Die staatliche Kreisrealschule am Elisabethplatz, die 1904 fertiggestellt wurde, wurde dann zum Versuchsobjekt für unterschiedliche Deckensysteme aus Eisenbeton, die in der Folge immer wieder zur Ausführung gebracht wurden. Eisenbeton war das geeignete Mittel, um all die genannten Aufgaben in geeigneter Weise meistern zu können. Die Jahre 1903 bis 1904 wurden zum Wendepunkt für die Anwendung von Eisenbeton unter staatlicher bzw. kommunaler Aufsicht.



**Abb. 203: Schalungsarbeit an Fachwerkbindern der Bahnhofshalle in Karlsruhe (DBZ 1910, S. 253).**



**Abb. 204:** Das Wohnhaus in der Rue Franklin in Paris, nach Plänen der Gebrüder Peret 1903 als Eisenbetonskelettbau mit keramischer Verkleidung errichtet (Collins 1959, Abb. 50).

## 4.5 Die Rolle der Architekten

### 4.5.1 Ausgangslage im Untersuchungszeitraum

Nach dem großen Erfolg von Eisenkonstruktionen im 19. Jahrhundert war der Eisenbetonbau eine weitere Innovation im Bauwesen, die in erster Linie von Bauingenieuren hervorgebracht wurde. Die Architekten hatten an den ingenieurmäßigen Konstruktionen kein besonderes Interesse und waren gestalterisch im Historismus verhaftet. Der Massivbau für repräsentative und der Holzbau für zweckmäßige Bauwerke war die Klaviatur, auf der Architekten zu spielen wussten. Dabei gab es selbstverständlich Ausnahmen, und viele Architekten waren hervorragende Konstrukteure. Der Stil der Architektur war natürlich auch Ausdruck des politischen Systems, das bis 1918 in weiten Teilen Europas herrschte.

Beamtete oder freischaffende Architekten, die auch im Münchner Raum tätig waren, wie Theodor Fischer, Hans Grässel, Friedrich von Thiersch, Gabriel von Seidl, German Bestelmeyer, Cayetan Pacher u.v.a. blieben dem seit dem frühen 19. Jahrhundert überkommenen Gestaltungskanon des Historismus weitgehend treu. Es kann deshalb bei der Suche nach Hochbauten aus Eisenbeton auch vielfach nicht von der Fassadengestaltung auf die bautechnische Ausführung geschlossen werden. Man unterwarf sich letztlich dem allgemeinen Zeitgeschmack und blieb an den Straßenfassaden zurückhaltend, um in den Hinterhöfen Skelettbauten zu realisieren, wie dies auch in München öfter der Fall war.

Dennoch vollzog sich eine allmähliche Veränderung in der architektonischen Ausdrucksweise. Diese erfolgte im wörtlichen Sinne im Hinterhof. Eisenbeton wurde von der Öffentlichkeit ignoriert, solange es sich um reine Zweckbauten handelte, und diese Zweckbauten durften nicht in der ersten Reihe an der Straße stehen. Die Ingenieure entwickelten Werkzeuge, die Architekten zunächst irritiert zur Kenntnis nahmen. Der Hang zur Großform in der Architektur war jedoch auch in Bezug auf Eisenbeton einer der Motoren für die technische und gestalterische Entwicklung. Und Architekten wussten selbstverständlich die von Bauingenieuren eingeführten Innovationen zu nutzen.

Dabei hatte im 19. Jahrhundert eine gewisse Spezialisierung in Ausbildung und Beruf von Architekten von Frankreich ausgehend bereits stattgefunden, auch um den wachsenden technischen Anforderungen im Bauwesen gerecht zu werden. Diese Spezialisierung ist bis heute nicht abgeschlossen und führte zur separaten Ausbildung von Bauingenieuren. Eine solche Differenzierung fand auch in Deutschland statt. Meist boten die jeweiligen technischen Hochschulen aber beide Studiengänge an, und somit muss es hierzulande eine gewisse Berührung der künftigen Architekten und der Bauingenieure während des Studiums ge-

## 4.5 Die Rolle der Architekten



**Abb. 205: Wohnhaus in St. Denis 1853 aus Stampfbeton mit ebenen Decken, bestehend aus Doppel-T-Trägern mit Beton vergossen. Architekt: Théodore Lachèze, Bauunternehmer: François Coignet (Collins 1959, Abb. 2).**



**Abb. 206: Kirche Le Vésinet. Architekt: L. C. Boileau; Bauunternehmer: François Coignet (Collins 1959, Abb. 3).**

geben haben. Die Architekten zogen sich jedoch immer weiter von der statisch-konstruktiven Verantwortung zurück. Die Gestaltung der Gebäude blieb ihnen überlassen, das Tragwerk wurde von Bauingenieuren geplant. Hier vollzog sich allmählich eine Trennung der beiden Disziplinen im Planungs- und Ausführungsprozess. Die vorzulegenden Ausführungspläne mussten ja dann auch folgerichtig der Bauherr und der Ingenieur (also meist Bauunternehmen) unterschreiben, der für die statische Bemessung verantwortlich war.<sup>137</sup> Die gestalterische Entwurfsplanung unterzeichnete der Architekt.

Es können immerhin einige Beispiele genannt werden, bei denen schon im 19. Jahrhundert Architekten mit Ingenieuren bzw. spezialisierten Bauunternehmern in Zusammenhang mit Beton oder Eisenbeton zusammenarbeiteten. So war es François Coignet, der bereits in den 1850er Jahren Entwürfe von Architekten realisierte und dabei Beton und Eisenbeton zur Ausführung brachte. Sein Unternehmen war in St. Denis ansässig, und Coignet errichtete dort auf eigene Rechnung Gebäude. Das nebenstehend abgebildete Wohnhaus fällt durch die starke Auflösung der Fassade auf, ist aber ansonsten in klassizistischem Stil gehalten (Abb. 205).

Bei der Kirche von Le Vésinet (Abb. 206) konnte Coignet ebenfalls den Auftrag für die Ausführung des Massivbaus erhalten. Hier verblieben die Außenwände sogar in Sichtbeton. Da sich die Wände aber unschön färbten, hatte Coignet Ärger mit dem Architekten Boileau, der diesen Umstand bemängelte und von Beginn an über die beabsichtigte Ausführung in Beton klagte und seinen Ruf als Architekt gefährdet sah.

### 4.5.2 Werkzeuge für eine veränderte Gestaltung

Zunächst ging es also beim Beton- und Eisenbetonbau nach dem Willen der Architekten überhaupt nicht um eine veränderte Gestaltung, sondern um die Fortführung des tradierten Gestaltens mit anderen Mitteln. Wenn man diesem Ansinnen nachkommen wollte, stellte die Herstellung der Betonschalung erhebliche Anforderungen an die Handwerker. Es mussten nicht nur die gewünschte Form der Konstruktion als Negativ erarbeitet und der Bauzustand sicher aufgenommen werden, wenn der Beton in die Schalung eingefüllt und verdichtet wurde, aber noch nicht abgebunden hatte, sondern auch die künftige Oberflächengestaltung mit bedacht werden. Für die Herstellung von Betonschalungen wurden sägerauhe Holzbretter verwendet, die auf eine Unterkonstruktion genagelt werden mussten. Der Beruf des Zimmermanns war deshalb bei den Betonbauern ein angesehenes und vielleicht sogar das entscheidende Gewerk. Der Zimmerer musste letztlich auch dem prüfenden Anspruch der Architekten genügen, die an

<sup>137</sup> siehe Münchner Bauordnung 1895, § 14 und § 84.

die fertiggestellte Oberfläche hohe ästhetische Ansprüche stellen. Die Oberfläche des Betons war sozusagen die Legitimationsebene der Eisenbetonunternehmen. Hier wollten sie beweisen, dass mit Beton mindestens gleichwertige Oberflächen verglichen mit Naturstein erreicht werden können. Um Fassaden wirkungsvoller erscheinen zu lassen, wurden Pilaster und Nuten ausgebildet oder vorgefertigte Medaillons u.ä. in die Schalung eingelegt oder als später vortretendes Element in der Schalung ausgenommen. Der Schalungsbau wurde wesentlicher Gegenstand der Publizistik des Bundes Deutscher Zimmermeister, die im Zentralverband des Deutschen Baugewerbes organisiert waren.

Die steinmetzmäßige Nachbearbeitung der Betonoberfläche war darüber hinaus bei Sichtbetonbauteilen zwingend. Schalungsraue Oberflächen waren nach dem Willen der Planer nur in einfachen Lagerhäusern oder Kellerräumen denkbar. Die Flächen wurden gespitzt oder mit einem Hammer gestockt, Ränder mit der Fläche schariert. Selbst Scheinfugen wurden teilweise ausgebildet, um Natursteinmauerwerk zu imitieren. Dies ist beispielsweise bei dem Haus Pronath in der Augustenstraße nachweisbar (Abb. 207). Dabei wurde sehr genau darauf geachtet, dass der Beton noch frisch und die Oberfläche relativ leicht zu bearbeiten war. Gleich nach dem Ausschalen wurde mit der Nachbearbeitung begonnen. Der Zementleim wurde durch das Stocken ausgebrochen und die Zuschläge angeschlagen, die dann ihre Materialfarben sichtbar werden ließen (Abb. 208). Die Wahl der Zuschläge war also wichtig für die zu erzielende Optik. Es wurden bewusst Zuschläge aus bestimmten Gesteinssorten verwendet oder beispielsweise Muscheln zerstoßen und der Betonmischung beigegeben. Denn auch der kühlgraue Farbton des Zements störte die Architekten. Naturstein besitzt selten einen zementgrauen Farbton. So weist beispielsweise Sandstein eine warme Grautönung auf. Beim Bau des Deutschen Museums hatte man deshalb sogenannten Muschelquetschsand beigemischt und so der Fassade einen natursteinfarbenen Charakter verliehen. Oberflächen wurden aber nicht nur steinmetzmäßig nachbearbeitet, sondern auch durch die Behandlung mit Salzsäure, die den basischen Mörtel angreift und abwaschbar macht. Damit konnten die Zuschläge unbeschädigt durch mechanische Nachbearbeitung freigelegt und zur Geltung gebracht werden. Die Bearbeitung der Oberfläche erfolgte mit Bürsten und Wasser zum Nachreinigen.

Um Kosten zu sparen, wurde der mit edlen Zuschlägen versehene Betonmörtel möglichst nur da eingesetzt, wo er auch zur ästhetischen Verbesserung der Oberfläche beitrug. Es findet sich in der Literatur immer wieder der Begriff des Vorsatz- oder Vorsatzbetons. Mit Vorsatzbeton war beispielsweise ein Fertigteil aus Beton gemeint, das beispielsweise einem Sockel vorgesetzt



Abb. 207: In Sichtbeton immitierter Steinschnitt am Haus Pronath von 1907 (Foto: JR).



Abb. 208: Sichtbeton, steinmetzmäßig nachbearbeitet am Deutschen Museum um 1914 (Foto: JR).

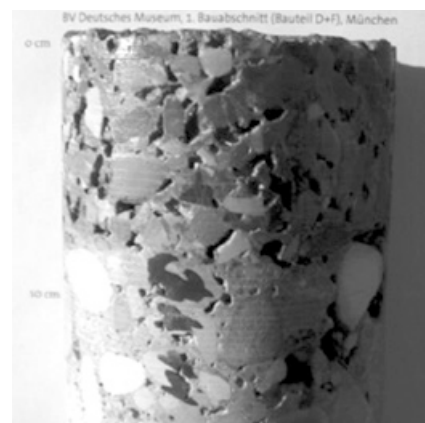


Abb. 209: Bohrkern aus dem Deutschen Museum mit dunkel sich abzeichnendem Vorsatzbeton (überlassen durch die Bauverwaltung des Deutschen Museums).

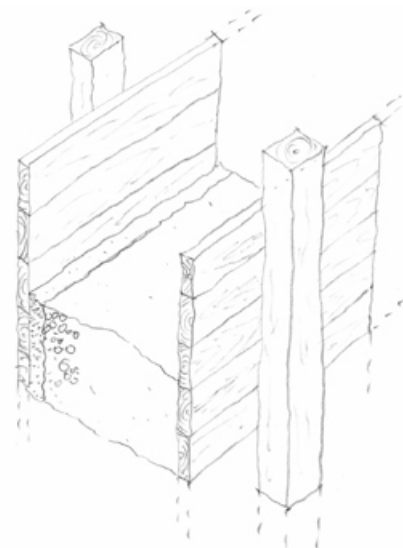
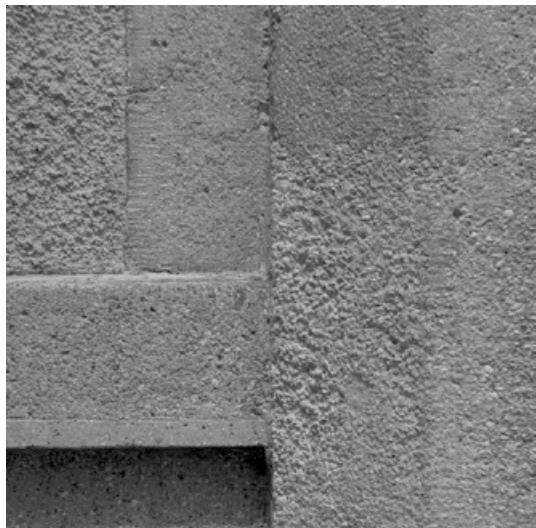


Abb. 210: Ausführung von Vorsatzbeton als dünne, durch ein nachgeführtes Blech getrennte Schicht (JR).

## 4.5 Die Rolle der Architekten



**Abb. 211: Kombination aus Sichtbeton und Putzfläche an der Messehalle III (Foto: JR).**



**Abb. 212: Kombination unterschiedlicher Betonoberflächen am Deutschen Museum (Foto: JR).**



**Abb. 213: Auskragende ebene Decken als Elemente der architektonischen Gestaltung, hier in der Richard-Wagner-Straße, München (Foto: JR).**



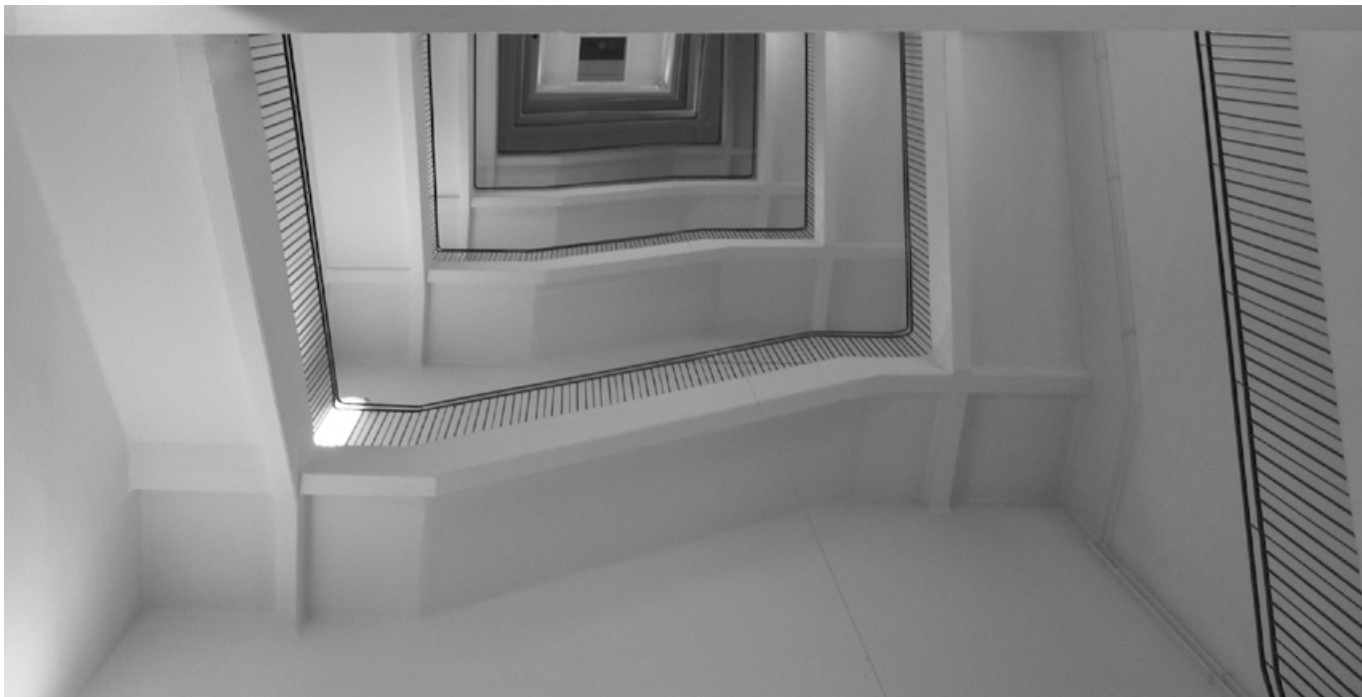
**Abb. 214: Flacherker als Gestaltungselement in der Weinstraße, München (Foto: JR).**

wurde. Dieses Fertigteil konnte in der Werkstatt angefertigt und dann vor Ort gebracht werden. Hinter einem solchen Vorsatzbeton konnte noch eine Abdichtung aufgeführt werden. Der Nachteil solchen Vorsatzbetons ist die große Anzahl von Fugen und die erforderliche Rückverankerung. Mit Vorsatzbeton war die zeitgleiche Aufführung von einem einfachen Rücklagenbeton und dem speziellen Vorsatzbeton in einem gemeinsamen Betoniervorgang gemeint. Der wertvolle, mit besonderen Zuschlägen vergütete Betonmörtel wurde durch ein Blech von dem allgemeinen Beton getrennt eingefüllt und eingestampft bzw. verdichtet. Die Dicke des Vorsatzbetons wird in der Literatur mit 10 cm angegeben.<sup>138</sup> Die Höhe der Lagen betrug bis zu 30 cm. Hatte man den Beton eingestampft, wurde das Blech gezogen und für die nächste Lage vorbereitet. Die beiden Betonmischungen wurden also absolut nass in nass eingebracht und verbanden sich zu einem homogenen Gesamtquerschnitt (Vgl. *Abb. 209* und *Abb. 210*).

Es wird klar, dass die großen wirtschaftlichen Vorteile des Eisenbetonbaus rasch zunichte gemacht wurden durch einen allzu hohen ästhetischen Anspruch, wodurch sowohl die Schalungsarbeit, als auch die Nachbearbeitung verteuert wurde. Bei ersten repräsentativen Bauwerken aus Beton oder Eisenbeton allerdings scheute man keinerlei Mühen, um den Beton allgemein bekannt und sozusagen salonfähig zu machen (Bsp. *Abb. 212*). Bei den meisten Bauwerken sah man aber aus den genannten Gründen von einer aufwendigen Nachbearbeitung ab und beließ es dabei, die Betonoberflächen zu verputzen wie bei einem Ziegelbau. Besonders rauhe Putze mit groben Zuschlägen bis zu 8 mm Durchmesser waren im Münchener Raum beliebt und konnten wegen der Materialverträglichkeit ebenfalls sogleich nach Erreichen einer Mindestfestigkeit des Betons nach dem Ausschalen appliziert werden, damit der Beton und der Putz wiederum sozusagen nass in nass eine gute Verbindung eingehen (auch als Kombination von Sichtbeton mit Putzflächen siehe *Abb. 211*).

Die komplizierte Oberflächenbehandlung von Sichtbetonflächen wurde den tatsächlichen Möglichkeiten des industrialisierten Bauens mit Beton nicht gerecht. Diese lagen vielmehr darin begründet, kontinuierliche Träger und auskragende Deckenelemente bewehrungstechnisch herstellen zu können, was auch gestalterisch relevant war (*Abb. 213*). Ein anderer Aspekt waren die Möglichkeiten des Skelettbau. Mit ihm konnten Fassaden in einer gewissen Weise aufgelöst werden, ohne den historischen Charakter von Fassaden aufgeben zu müssen. Der aus der Renaissancezeit überkommene, stark zurückgenommene Flacherker wurde zu einem der beliebtesten Details des Bürgerhauses des

<sup>138</sup> Colberg 1906, S. 98 ff.: Colberg, Mitarbeiter der Firma Dyckerhoff & Widmann, beschreibt auf einer Tagung die Ausführung von Vorsatzbeton bei den Pfrontener Illerbrücken.



**Abb. 215:** Treppenraum in einem der Türme auf der Westseite des Deutschen Museums (Foto: JR).

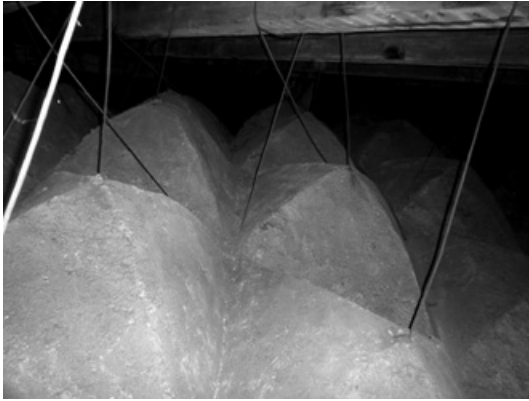
frühen 20. Jahrhunderts (Abb. 214).

Für Innenräume war die Anwendung von Glättputzen beliebt, mit denen eine sehr feine, dichte und glatte Oberfläche erzeugt werden konnte. Mit Glättputzen konnten scharf gearbeitete Kanten hergestellt und selbst geschwungene Konturen exakt herausgearbeitet werden. Glättputze bestehen im Allgemeinen in erster Linie aus Gips, in zweiter Linie aus Kalk. Gips war für feine Stuckarbeiten seit dem Barock in Innenräumen beliebt und wurde häufig verwendet. Er haftet gut auf allen Untergründen. Gips war überdies bekannt dafür, gute Brandschutzeigenschaften zu besitzen. Carl Rabitz verwendete für seine Trennwände und Unterdecken zumeist Kalkgips- oder reine Gipsmörtel. Dies ist im Übrigen auch interessant für die Beurteilung der Feuersicherheit von bestehenden Konstruktionen aus Eisenbeton. Sichtbeton in Innenräumen ist dagegen bei frühen Repräsentationsbauwerken eher selten anzutreffen. Ausnahmen bilden Vestibüle und Treppenräume, gewerblich genutzte Räume oder Keller. Wenn überhaupt, so wurde Beton in diesen Bereichen mit einer einfachen weißen Kalkfarbe getüncht. Diese gestalterisch zurückgenommenen Räume bestehen oft durch die einfache Eleganz, wie dies auch in Treppenräumen des Deutschen Museums der Fall ist (Abb. 215).

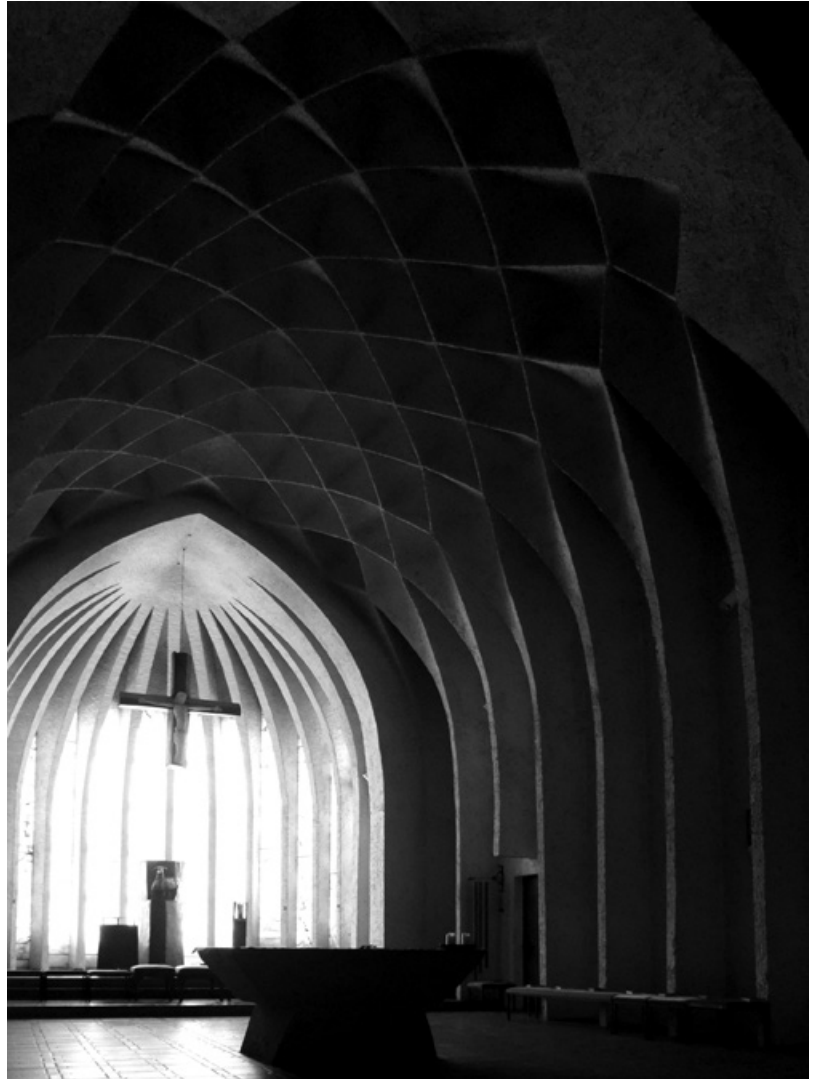
Carl Rabitz lässt wiederum an das Stichwort Drahtputz denken. Drahtputz war ein beliebtes Mittel des Kulissenbaus an Theatern und wurde beispielsweise zur Ausgestaltung der Grotte von Schloss Linderhof in den 1870er Jahren großflächig eingesetzt. Auch expressionistische Architekten wie Domenikus Böhm verwendeten Drahtputz, um Innenräume zu gestalten, wie das Bei-



## 4.5 Die Rolle der Architekten



**Abb. 216: Drahtputzgewölbe von oben gesehen in St. Johannes Baptist in Neu-Ulm (Foto: Christian Kayser).**



**Abb. 217: Kirche St. Johannes Baptist in Neu-Ulm, die nach Plänen des Architekten Domenikus Böhm zwischen 1922 und 1926 umgestaltet wurde (Foto: Christian Kayser).**

spiel der Kirche St. Johannes Baptist in Neu-Ulm zeigt (Abb. 217). Dabei wurde der Drahtputz als Eisenbeton aufgefasst, was aus Unterlagen Böhms zur Kirche in Neu-Ulm hervorgeht. Der Putzträger wurde also mit hydraulisch abbindendem Mörtel versehen, der mit groben Zuschlägen versetzt war. Die Konstruktionen waren nach dem Abbindevorgang so steif, dass sie bedingt eigenständig tragfähig waren und die zuvor zur Herstellung des Drahtgeflechts benötigten Abhänger überflüssig wurden (Abb. 216). Zumindest vermittelt das Faltnetzwerk von St. Johannes Baptist den Eindruck von eigenständiger Standsicherheit.

### 4.5.3 Vorboten einer modernen Architektursprache

Unter Architekturhistorikern gilt das Wohnhaus in der Rue Franklin in Paris von 1903 als erster Hochbau aus Eisenbeton, dessen Grundgerüst, eine Skelettstruktur, an der Fassade zwar mit Keramikplatten belegt, aber eindeutig ablesbar ist (Abb. 204). Es



**Abb. 218:** Büroraum in der Postsparkasse in Wien nach Plänen des Architekten Otto Wagner, zwischen 1904 und 1906 errichtet (Wagner 1996).

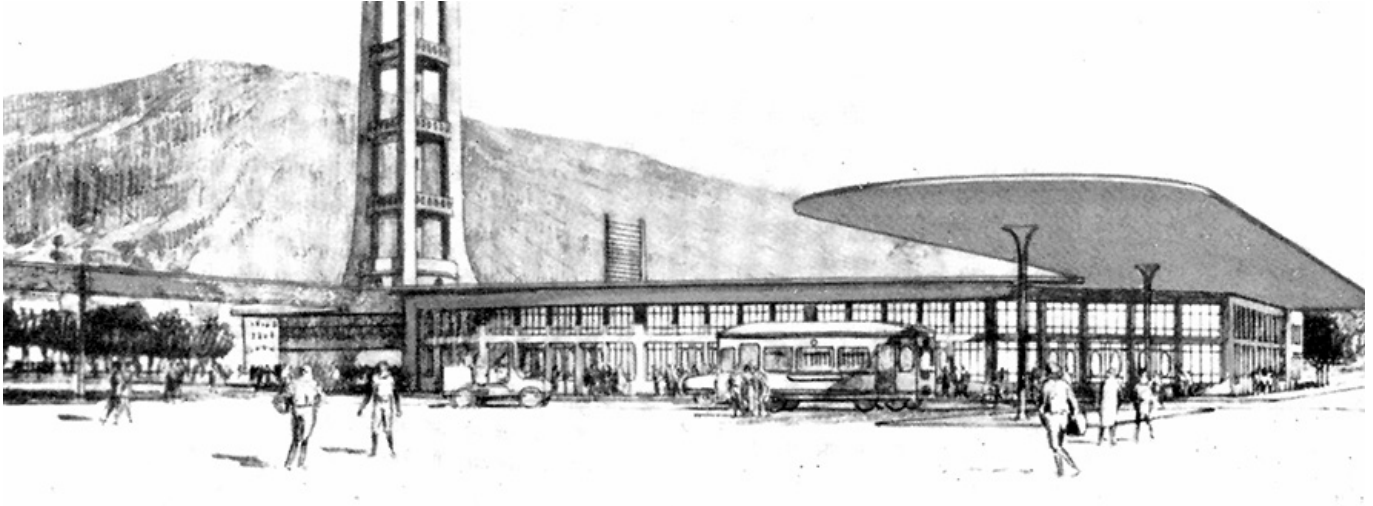
wurde nach Plänen der Brüder Perret errichtet. Auguste Perret (1874–1954) war Architekt und nach dem Tod seines Vaters im Jahr 1905 auch Bauunternehmer, was nach dem französischen Ehrenkodex der Architekten von 1895 eigentlich nicht zulässig war. Er entwarf dennoch Gebäude und setzte seine Projekte selbst um, ähnlich wie es viele der zuvor genannten Architekten in Deutschland auch machten. Bei dem Haus in der Rue Franklin übernahm noch das Bauunternehmen Latron & Vincent die Rohbauarbeiten. Es wurde das System Hennebique zur Ausführung gebracht.<sup>139</sup> Später übertrug Perret die Bemessung seiner Bauwerke dem Ingenieur Louis Gellusseau.<sup>140</sup>

Perret war 29 Jahre alt, als er das Gebäude in der Rue Franklin umsetzte. Er drängte das Ornament stark zurück und stellte die tragende Konstruktion in den Vordergrund. Dieses Wohnhaus muss eine Provokation für die etablierten Architekten gewesen sein. Es bedeutete die Abwendung von Eklektizismus und Historismus. Bei Perret ist mit dem Gebäude in der Rue Franklin der Drang zu spüren, mit Eisenbeton etwas Neues, nie Dagewesenes in der Architektur zu schaffen. Perret kam aber in den 1920er Jahren wieder von seiner fortschrittlichen jugendlichen Linie ab,

<sup>139</sup> Werner 2017, S. 185.

<sup>140</sup> Freigang 2003.

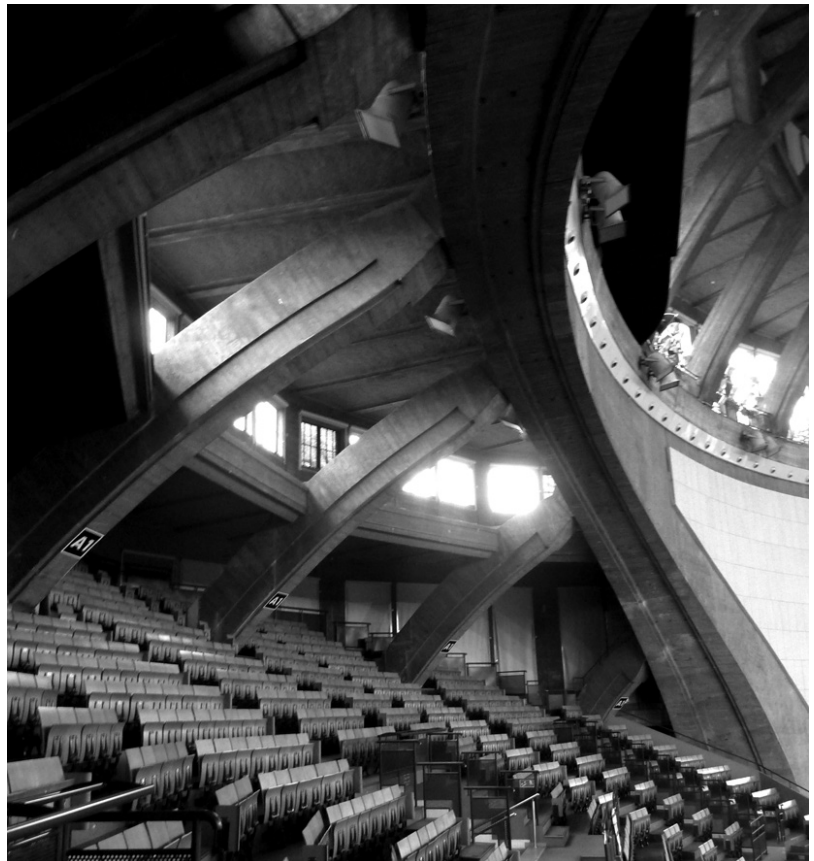
## 4.5 Die Rolle der Architekten



**Abb. 219: Tony Garnier, Cité Industrielle 1904**  
(Giedion 1928, S. 78).

und es gelang ihm nicht, einen neuen Stil in der Architektur zu prägen. Er pflegte vielmehr eine klassizistische Formensprache und geriet darüber mit den Avantgardisten der aufkeimenden Moderne in der Architektur in Streit.

Adolf Loos griff den Gedanken der reduzierten Gestaltung auf, die bei dem Wohnhaus in der Rue Franklin erstmals Wirklichkeit wurde und prangerte das Ornament in seinem Buch „Ornament und Verbrechen“ von 1908 wörtlich als „Unglück“ an. Nach Loos ist die „... evolution der kultur (...) gleichbedeutend mit dem ent-



**Abb. 220: Jahrhunderthalle von 1913 (Foto: JR).**

fernen des ornamentes aus dem Gebrauchsgegenstande.“<sup>141</sup> Die Fassade des von ihm entworfenen Geschäftshauses in Wien bricht konsequent mit dem Ornament (*Abb. 221*) und schon beim Anblick der Blumenkästen vor den Fenstern, wie sie jetzt an einzelnen Brüstungen des Gebäudes hängen, würde sich Loos wohl im Grabe umdrehen. Es verwundert wenig, dass dieses Geschäftshaus ein Eisenbetonbau ist.<sup>142</sup> Andere Architekten, die bereits vor dem Ersten Weltkrieg tätig waren, waren weniger polemisch. Otto Wagner versuchte durch gute Proportionen und einheitliche Materialwahl zu überzeugen. Das von ihm entworfene und gestaltete Postsparkassengebäude in Wien, zwischen 1904 und 1906 errichtet, überzeugte selbst den österreichischen Kaiser, dem bei der Einweihung des Gebäudes die Verlautbarung entfuhr: „Eigenartig, wie gut die Menschen hineinpassen“ (*Abb. 218*).<sup>143</sup>

Einer der Avantgardisten und Visionäre der klassischen Moderne war der Franzose Tony Garnier. Er entwarf 1904 eine futuristische Arbeiterstadt, die neue städtebauliche Strukturen für die Zukunft abbildete. Seine „cité industrielle“ aus Glas und Beton war der ungebaute Prototyp einer Stadt für die mobile Industriege-

141 Loos 1908.

142 Barbisan et.al 2007, S. 46.

143 Kaiser Franz Joseph bei der Eröffnung des großen Kassensaals 1906 (Innerhofer 2017).



**Abb. 221: Ehemaliges Geschäftshaus Goldman & Salatsch am Michaelerplatz in Wien, nach Plänen von Adolf Loos 1910 bis 1911 errichtet (Foto: Ludwig Steiger).**

sellschaft. Darin skizzierte Garnier eine visionäre Architektur, die damals bereits bautechnisch möglich war. In einer Entwurfszeichnung stellte er einen Bahnhof mit Skelettfassaden, auf dünnen Stützen aufliegenden Flachdächern und einem hohen schlanken Turm mit einer kassettierten Rippenkonstruktion dar (Abb. 219). Garnier nahm in seiner Vision einen gesellschaftlichen, politischen und wirtschaftlichen Wandel vorweg, der unter den 1904 in Europa vorherrschenden politischen Verhältnissen noch nicht dem Zeitgeist entsprach.<sup>144</sup> Dieser Zeitgeist war es auch, der dem entwerfenden Architekten der Jahrhunderthalle in Breslau (Abb. 220), Max Berg, zu schaffen machte. Dieses noch heute beeindruckende Eisenbetonbauwerk mit seiner Kuppelhalle mit 65 m Spannweite wurde aus Anlass des 100-jährigen Gedenkens an den Aufruf des preußischen Königs von 1813 errichtet, in dem sich dieser eine Kriegswende im Kampf gegen Napoleon erhoffte. Für Max Berg war es sehr schmerzlich, dass Kaiser Wilhelm II. erst gar nicht zur Feierlichkeit nach Breslau kam, weil er das Bauwerk verabscheute.

Die Industrialisierung und der unternehmerische Geist, der alles für machbar hielt, führten in der zweiten Hälfte des 19. Jahrhunderts in Europa zu tiefgreifenden Veränderungen. Bevölkerungswachstum und Siedlungsströmungen mussten bewältigt werden. Die Industrialisierung veränderte das gesellschaftliche Gefüge nachhaltig. Der Bedarf an allen möglichen Waren des täglichen Bedarfs war groß. Gleichzeitig blieben die politischen Systeme verkrustet und rückwärtsgewandt. Eine Folge war, dass die Industrie billige Massenware in historisierendem Stil produzierte, die auf den Weltausstellungen zur Schau getragen wurde. Hermann Muthesius (1861–1927) war einer der engagiertesten Kritiker dieser Entwicklung. Er prangerte beispielsweise die Herstellung industriell gefertigter Barockmöbel an und forderte, die hergestellten Waren sollten doch denjenigen dienlich sein, die diese kaufen und nicht nur dem Selbstzweck. Er griff damit eines der Kernanliegen modernen Designs auf, nämlich Funktionalität. Die Herstellung sollte den Anforderungen der Zeit angepasst und typologisiert werden. Er war 1907 Mitbegründer des Deutschen Werkbundes, dem hervorragende Designer und Architekten angehörten, die Deutschland zu einem der Stammländer der Klassischen Moderne der 1920er Jahre machen sollten.<sup>145</sup> Der Werkbund versuchte seine Ziele in Form einer verbesserten Ausbildung für Handwerker und Architekten zu verwirklichen und gründete das Bauhaus, das seine erste Niederlassung ab 1919 in Weimar hatte. Es zog in das Gebäude ein, das Henry van de Velde als Leiter der Kunstgewerbeschule von Weimar entworfen

<sup>144</sup> Giedion 1928, S. 78-79.

<sup>145</sup> Werkbund-Archiv 1990; vgl. auch Muthesius Buch „Stilarchitektur und Baukunst“ von 1902.

hatte (Abb. 222). Van de Velde war bis zum Ausbruch des Ersten Weltkrieges dessen Leiter.

Der Durchbruch für eine radikale Erneuerung der architektonischen Entwurfsauffassung gelang aber erst nach Ende des Ersten Weltkriegs und somit nach dem Ende der bisherigen Herrschaftssysteme in Europa. Die Grundlagen wurden zuvor schon geschaffen, sowohl intellektuell als auch technologisch. Eisenbeton wurde der Baustoff der 1920er Jahre.



**Abb. 222:** Das erste Bauhausgebäude in Weimar nach Plänen von Henry Clemens van de Velde 1904 bis 1911 errichtet (Foto: Ludwig Steiger).



**Abb. 223: Bibliothekssaal in der LMU nach Plänen von German Bestelmeyer (AM, Akt-Nr. bes-12-1006).**

## 4.6 Zusammenfassung

Der Erfolg von Eisenbeton ist auf die Initiative von Unternehmern seit den 1850er Jahren zurückzuführen. Eine Gruppe von ihnen verband mit der Herstellung wasserfester Gebrauchsgegenstände wie Behältern die Hoffnung auf neue Geschäftsfelder. Dies war beispielsweise bei dem Franzosen Joseph Monier der Fall. Eine andere Gruppe versuchte etwa zur gleichen Zeit die hohe Zugfestigkeit von Eisenwerkstoffen für die Herstellung von Deckensystemen zu nutzen, wie dies bei dem Engländer Boutland Wilkinson der Fall war. Ein Hemmschuh für die Bauweise war jedoch die richtige Beurteilung der Verbundwirkung und das Misstrauen gegenüber der Bewehrungsführung, die mangels Erfahrung im Umgang mit Eisenbeton bestand.

Die patentierten Systeme in der zweiten Hälfte des 19. Jahrhunderts lassen sich in stabförmige und flächige sowie jeweils gekrümmte Systeme einteilen, wie dies in Kapitel 2 bereits erläutert wurde. Die stabförmigen und flächigen Systeme wurden in erster Linie von dem belgischstämmigen Franzosen François Hennebique entwickelt. Er meldete ab 1892 zahlreiche Patente für Plattenbalkendecken an und führte eine strenge Hierarchisierung von Haupt- und Nebenträgern sowie feldfüllenden Flächen ein. Hennebique nutzte runde Tragbewehrungen und Flacheisenbügel, die für seine Konstruktionen charakteristisch wurden. Er führte die Bewehrung so, dass Platte und Balken statisch als monolithische Einheit wirkten. Ihm gelang aufgrund fehlender Übergreifungslängen der Bewehrungsstäbe über den Auflagern jedoch keine Durchlaufwirkung der Träger oder der Platten. Es wurden abgesehen davon bis in die 1920er Jahre hinein hunderte verschiedene Deckensysteme entwickelt und zum Patent angemeldet.

Neben Balken sind auch Stützen als stabförmige Elemente anzusehen. Sie wurden für den Eisenbetonbau erst dann wirklich interessant, als damit Skelettkonstruktionen hergestellt wurden. Auch dabei war Hennebique ein wichtiger Impulsgeber, da er erstmals die monolithische Bauweise von Skelettbauwerken aus Eisenbeton vordachte und an der Realisierung solcher Hochbauten aktiv beteiligt war. Solche Bauwerke wurden ab 1898 in Leipzig realisiert. Auf Stützenkonstruktionen wurden ebenfalls Patente angemeldet. Diese unterschieden sich im Wesentlichen in der Art der Anordnung der Bügel. Diese wurden ring-, aber auch spiralförmig um die Längsbewehrung gelegt. Der Ingenieur Fritz von Emperger kombinierte gusseiserne Stützen mit bewehrtem Beton, den er als Mantel um die Stützen legte.

Gekrümmte Systeme wurden in erster Linie von dem Franzosen Joseph Monier konzipiert. Er führte auch Gewölbe und Bögen aus. Während Hennebique durch sein bureau d'études auf die tatsächliche Ausführung direkten Einfluss ausübte, entglitt Mo-



nier schon kurz nach Verkauf der Patentrechte an deutsche Bauunternehmer die Handhabe. Gustav Adolf Wayss veränderte in Zusammenarbeit mit Mathias Koenen die Ausführungsvorgaben und grenzte sich dabei auch von anderen bereits eingeführten Patenten wie dem von Carl Rabitz für Drahtputz ab.

Es wurden zahlreiche Sonderkonstruktionen auf den Bauplatz gebracht. Eine der erfolgreichsten war die sogenannte Melankonstruktion. Es handelte sich um selbstständig tragfähige Konstruktionen aus Eisenprofilen, die im Nachgang eingeschalt und mit Beton vergossen wurden. Die Bauweise wurde in erster Linie im Brückenbau eingesetzt. Es wurde außerdem versucht, durch Vorfertigung die Bauprozesse zu optimieren. Der Visentiniträger war ein solches vorgefertigtes Bauelement. Tatsächlich wurde aber in der Zeit vor dem Ersten Weltkrieg überwiegend Ortbeton zur Ausführung gebracht.

Als Bewehrung wurden im deutschsprachigen Raum in erster Linie glatte Rundstäbe genutzt. Profilierte Bewehrungsstäbe wurden in den USA entwickelt. Sie hatten jedoch keinen Einfluss auf die Baupraxis hierzulande. Eine Sonderrolle nahm die Bewehrung nach System Kahn ein, der Profileisen mit angesetzten aufgebogenen Flacheisen entwickelte und auch in Berlin vertrieb.

Der Eisenbetonbau ermöglichte letztlich die Loslösung von tradierten Konstruktionsweisen wie dem Fachwerkbau. Beispiele hierfür sind die Entwicklung der Pilzkopfstützen in Verbindung mit Flachdecken sowie die Ausführung von Gitterschalen, wie sie in den 1920er Jahren gelang.

Die deutschen Bauingenieure und Bauunternehmer wussten den Wissenstransfer aus dem Ausland auf der Basis von Patenten zu nutzen und betrieben bereits in den 1880er Jahren deren wissenschaftliche Weiterentwicklung. Dies gelang mithilfe der Materialprüfanstalten, die an den Technischen Hochschulen angesiedelt waren und so zu einem Bindeglied zwischen Staatlicher Aufsicht und unternehmerischer Leistungsfähigkeit wurden. Frühes Ergebnis der Unabhängigkeit deutscher Unternehmen von Patenten war 1898 die Ausführung der Lagerhäuser in Straßburg als Skelettbauten aus Eisenbeton ohne Patentanwendung, realisiert durch die Unternehmung Wayss & Freytag A.-G..

Um die Interessen der Unternehmerschaft zu bündeln wurde 1898 der Deutsche Beton-Verein gegründet, der später im Deutschen Ausschuss für Eisenbeton aufging. Im Verein waren zu Anfang drei Gruppierungen vertreten:

- Anhänger des bewehrungslosen Stampfbetons
- Anhänger einer fundierten Bauweise in Eisenbeton
- Anhänger einer systembasierten Ausführung

Letztlich setzten sich die Anhänger einer wissenschaftlich fundierten Bauweise mit der Verabschiedung der vorläufigen Leitsätze für die Anwendung von Eisenbeton im Hochbau 1904 durch.

Die Materialprüfanstalten beschäftigten sich mit allen Belangen des bewehrten Betonbaus. Sie führten Bruchversuche an Biegeträgern und Stützen durch und leiteten Erkenntnisse für die optimale Bewehrungsführung ab. Sie befassten sich mit der Zusammensetzung des Betons und grenzten den zuträglichen Wasseranteil ein. Sie erforschten die Zusammenhänge von Schalungswerkstoffen und der Qualität des Betons. Auch die ausführenden Firmen arbeiteten laufend an einer verbesserten Betontechnologie und trugen wesentlich zur Qualitätssicherung auf der Baustelle bei.

Der Beitrag der Behörden war zweigleisig. Einerseits traten sie als Gesetzgeber auf. Auf Länderebene wurden Vorschriften in Form von Bestimmungen für die Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton erlassen. Auf kommunaler Ebene wurden die Bauordnungen verabschiedet und Baugenehmigungen erteilt. Die Baugenehmigungsbehörden setzten hohe Maßstäbe an Planung und Qualitätskontrolle, was die Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton teilweise verzögerte oder gar verhinderte. Staatliche und kommunale Behörden traten aber andererseits auch als Bauherren auf. In diesem Zusammenhang ist festzustellen, dass vonseiten der Bauämter die Bauweise durchaus gefördert und bevorzugt wurde.

Die Architekten trugen zunächst nur wenig dazu bei, die Möglichkeiten der Bauweise für ihre Zwecke auszunutzen. Der architektonische Stil war bis zum Ende des Ersten Weltkriegs weitgehend vom Historismus geprägt. Es gab jedoch Versuche, die historistisch geprägte Gestaltung von Fassaden abzulösen. Dies geschah in Form von teils provokanten Publikationen, aber auch in Form von realisierten Bauwerken wie dem vollkommen detaillosen Geschäftshaus am Michaelerplatz in Wien nach Plänen von Adolf Loos 1910 bis 1911.

Der Eisenbeton selbst war das Werkzeug, das einen veränderten Stil möglich machte. Wesentliche Elemente waren durchlaufende Träger bzw. Kragplatten, die bewehrungstechnisch in Eisenbeton herstellbar waren. Die Skelettstruktur fand zurückhaltend Ausdruck in repräsentativen Fassaden in Form von Fensterbändern und Flacherkern.

Damit waren die Mittel, um neue Ausdrucksformen in der Architektur zu ermöglichen, bis 1918 gegeben. Die Demokratiebewegungen der 1920er Jahre verhalfen ihrer Anwendung zum Durchbruch und führten zur klassischen Moderne in der Architektur.



## 5 Entwicklung im Raum München



**Abb. 224:** Die sogenannte Zollhalle des Hauptzollamtes in München kurz nach der Fertigstellung 1912 (Zentralblatt der Bauverwaltung 1912).

## 5.1 Geopolitische Voraussetzungen

### 5.1.1 Gesellschaftliche Entwicklung

Im strukturschwachen Königreich Bayern setzte die Industrialisierung nur zaghafte ein. Sie war außerdem weitgehend auf die größeren Städte und Ballungszentren beschränkt. Die Städte waren untereinander mit der Eisenbahn verbunden. Der Transport von Rohstoffen, Waren und Personen wurde dadurch erleichtert. Die arme Landbevölkerung versprach sich ein besseres Leben von einem Umzug in die Städte. Auch München erfuhr deshalb einen starken Zuzug im ausgehenden 19. Jahrhundert. Die Menschen, die nach München kamen, waren jedoch schlecht oder gar nicht ausgebildet. Es wurden aber tatsächlich Arbeiter benötigt. Die einsetzende Arbeitsteilung auf den Baustellen kam diesem Umstand entgegen. An anderer Stelle wurde bereits ausgeführt, dass die einsetzende Rationalisierung auf dem Bau auch eine Folge von Wirtschaftlichkeitsüberlegungen war. Der Eisenbetonbau war bestens geeignet, wenig ausgebildete oder auch nur angelernte Arbeiter effizient und kostengünstig einsetzen zu können.

Dabei wurde auch einiges für eine gute Ausbildung in Handwerk und Wissenschaft getan. Die Polytechnische Schule und heutige Technische Universität wurde 1868 durch König Ludwig II gegründet. Sie trug ganz wesentlich zum Gelingen einer nachhaltigen Entwicklung in München und Bayern bei, indem sie Ingenieure verschiedener Fachrichtungen ausbildete, die anschließend in Wirtschaft und Verwaltung tätig wurden. Zentrale Themen einer gelungenen Stadtentwicklung waren die Verbesserung der hygienischen Verhältnisse und ein geregelter Städtebau.

In München kam es bis nach 1850 zu verheerenden Choleraepidemien. Bis 1887 wurde nach Plänen des Stadtbaurats und Bauingenieurs Arnold Zenetti ein weitläufiges Kanalsystem angelegt, das als Schwemmkanalisation geschickt die 90 Höhenmeter Differenz zwischen Solln und Freimann nutzte und die Abwässer so nach Norden ausleitete (Abb. 226). Das vornehmliche Ziel einer geregelten Entwässerung war es, die unkontrollierte Kontamination der Frischwasserbrunnen durch Fäkalien künftig zu unterbinden. Es wurden außerdem Badeanstalten (Abb. 227) und öffentliche Schwimmbäder für die Bevölkerung eingerichtet. 1899 wurde das Spülklosett in München Standard. Entlang der Isar wurden Stauwehre angelegt, um die Strömung zur Energiegewinnung nutzen zu können (Abb. 225).

Zudem musste dafür Sorge getragen werden, dass den sich bildenden Armenvierteln mit einem Wildwuchs an kümmerlichen Siedlungen am Stadtrand durch eine geregelte Stadtentwicklungsplanung entgegengetreten wird. Dies erfolgte mithilfe der sogenannten Staffelbauordnung.

Schließlich war es sicher ein relativ freier unternehmerischer und

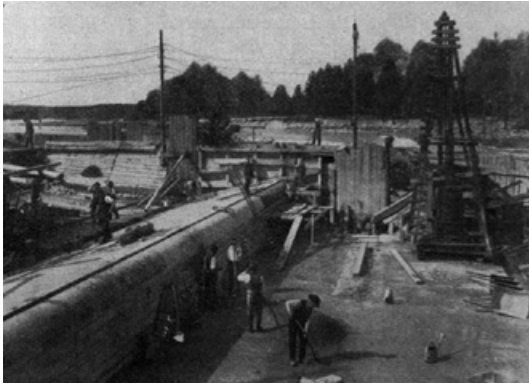


Abb. 225: Die Errichtung von Stauwehren in der Nähe der Museumsinsel zur Stromgewinnung (Beton und Eisen 1910, S. 7).



Abb. 226: Das Kanalsystem in München (Münchener Stadtentwässerung 2017, S. 9).

künstlerischer Geist, der in München herrschte und durch eine liberale Politik unterstützt und zur freien Entfaltung gebracht wurde. So entwickelte sich München zu einem der Zentren für den Jugendstil, der mit Architekten wie Martin Dülfer seinen Einfluss auf die Architektur ausübte. Etablierte Bauunternehmen förderten die neuen Möglichkeiten der Bauweise und machten sie zu einem festen Bestandteil ihres täglichen Schaffens.

Wie bereits ausgeführt beteiligten sich die Architekten nur zögerlich an einer Stildebatte, die eine veränderte Architektursprache hätte hervorrufen können. Der Skelettbau hatte gesellschaftlich eine schlechte Reputation, kannte man ihn doch nur aus dem Holz- oder aus dem Stahlbau, die man zu repräsentativen Zwecken für eher weniger angemessen hielt. Holzhäuser waren zudem etwas für ärmere Bevölkerungsschichten. Herrschaftliche Häuser mussten aus Stein gemauert und herrschaftlich sein. Dieses Bild von Architektur, das in der gesamten Gesellschaft verankert war, muss man sich bewusst machen, um die Ablehnung gegenüber Skelettbauten aus Eisenbeton zu verstehen, die in der hierarchisch geordneten Gesellschaft in Deutschland um 1900 vorherrschte. Dabei gab es durchaus regionale Unterschiede. Während sich im Norden Deutschlands eine großstädtische, bürgerlich geprägte Architektur etabliert hatte und der neugotische Stil beliebt war, blieb gerade Bayern in diesem Zusammenhang in einer konservativen, eher dem Barock anhängenden Denkweise verhaftet.

Viele Architekten und Ingenieure nutzten die neue Bautechnik dafür, um große Spannweiten und hohe Tragfähigkeiten zu erreichen. Sie stellten sich dabei in eine Traditionslinie beispielsweise mit Leo von Klenze, der bereits zu den Architekten zählte, die die immer neueste Bautechnik anwendeten, um traditionelle Baustile in Szene zu setzen. Als Beispiel sei hier nur die Dachkonstruktion der Befreiungshalle in Kelheim genannt, die bis 1863 fertiggestellt wurde und aus beeindruckenden Fachwerkbindern aus Schmiedeeisen auf Rollenlagern besteht. Die äußere Anmutung des Bauwerks an sich ist klassizistisch (Abb. 228 und Abb. 229).



Abb. 227: Das ehemals öffentliche Brausebad am Bavariaring von 1892 (BAI 1912, S. 656).



Abb. 228: Die Befreiungshalle in Kelheim, die nach Plänen von Leo von Klenze 1863 fertiggestellt wurde (Foto: JR).



Abb. 229: Der obere Abschluss der Befreiungshalle. Die innere Kuppel wurde als gemauerte Rippenkuppel ausgeführt. Die äußere Kuppel als Bindertragwerk aus Eisen (Foto: JR).

### 5.1.2 Materialverfügbarkeit

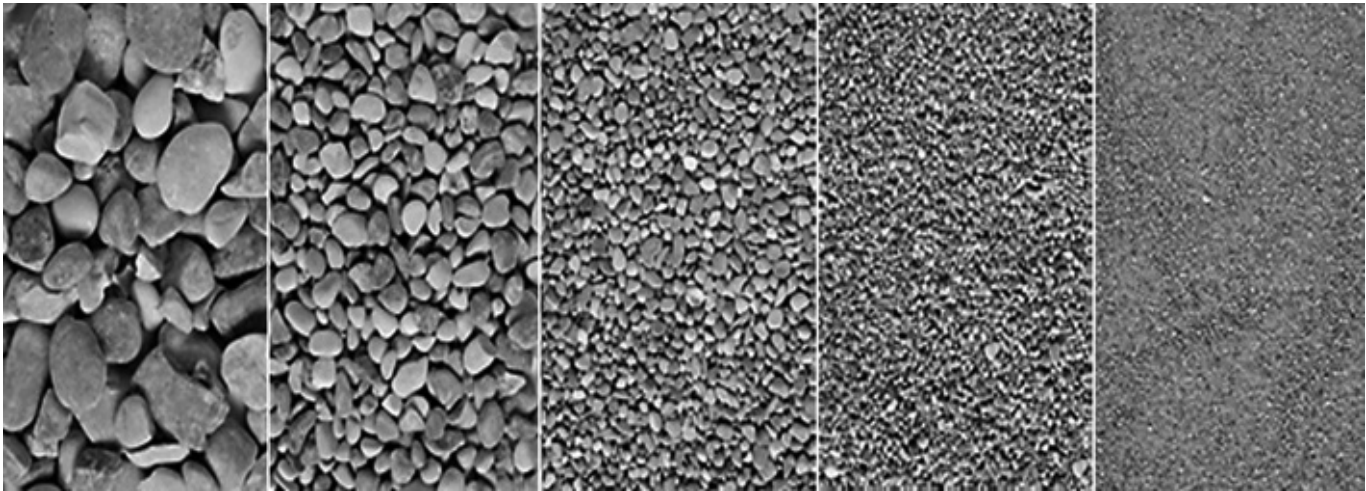


Abb. 230: Korngrößengruppen (www.gansergruppe.de).

In München stehen drei wichtige Rohstoffe für den Bau massiver Gebäude zur Verfügung. Dies sind mittelbar Lehm und Kies sowie unmittelbar der Naturstein Nagelfluh. Lehm und Kies benötigen für ihre Anwendung im Bauwesen eine gewisse Bearbeitung bzw. Weiterverarbeitung oder Veredelung. Kies ist ein typischer Zuschlagsstoff für die Betonherstellung, der ohne weitere Zutaten kaum als Baumaterial anzusehen ist (Abb. 230).

Lehm ist ein Baumaterial, das historisch gesehen seit Jahrtausenden verwendet wird. In der Antike wurde gebrannter Lehm massenhaft für die Herstellung von Gefäßen und Gebrauchsgegenständen aller Art, aber auch für die Herstellung von Ziegeln oder -platten verwendet. Für den Raum München spielte gebrannter Lehm tatsächlich erst im 15. Jahrhundert eine entscheidende Rolle. Man darf soweit gehen, zu sagen, dass München die Entwicklung zur Residenzstadt seit dem Mittelalter nicht nur dem Salzhandel, sondern auch seinen Lehmvorkommen verdankt. Östlich der Stadt verläuft eine etwa 16 km lange Lehmzunge (Abb. 231).<sup>212</sup> Der dort anstehende Lehm eignet sich gut für die Herstellung von Mauerziegeln, wegen seines vergleichsweise hohen Kalkgehalts jedoch weniger für Dachdeckungen. Das Bauen mit gebrannten Ziegeln wurde bedeutend für die Stadtentwicklung hinsichtlich Stadtbefestigung und Verwirklichung von Großbauten wie der Frauenkirche. Nach wiederkehrenden Brandkatastrophen führte schon Ludwig der Bayer 1342 eine Bauordnung für München ein, in der vorgeschrieben wurde, Dächer mit gebrannten Ziegeln zu decken. Aber erst in den 1440er Jahren entstanden in und um München Ziegeleien. Die Stadtentwicklung erfuhr den genannten bemerkenswerten Entwicklungsschub, der bis in das 20. Jahrhundert hinein anhielt und sich sogar noch beschleunigen sollte. Auch die in den 1880er Jahren unter dem Stadtbaumeister Arnold Zenetti (1824–1891) angelegte Ka-

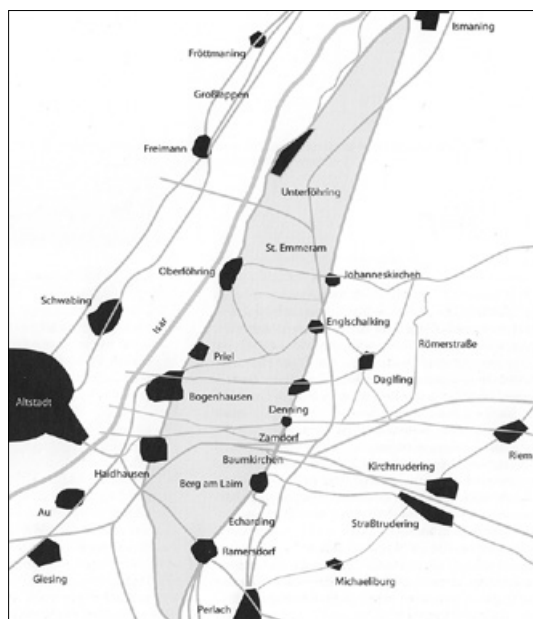


Abb. 231: Die Münchner Lehmzunge (Kasberger et.al 2008, S. 21).

<sup>212</sup> Siehe Kasberger 2008.

nalisation wurde aus stark gebrannten Ziegeln gebaut. Letztlich geriet der erforderliche hohe Energieaufwand zur Herstellung von Ziegeln diesem zum Nachteil gegenüber dem Beton.<sup>213</sup> In den 1920er Jahren erschöpften sich zudem die Lehmvorräte der Lehmzunge im Osten der Stadt. Alle Ziegeleien schlossen nach und nach ihre Werke.

Der Naturstein Nagelfluh ist ein mit eiszeitlicher Molasse verbackenes Kiesgemenge. Dieses Konglomerat ist geologisch gesehen relativ jung und stammt aus dem Quartär.<sup>214</sup> Der Nagelfluh ist als Werkstein bekannt und findet bis heute Verwendung (Abb. 232). Er steht in verschiedenen Gebieten zwischen Reichenhall und München oberflächennah an und war als Naturwerkstein seit dem Mittelalter sehr beliebt. Das Konglomerat lässt sich auch an vielen Bauwerken in München nachweisen. Die Vorkommen sind jedoch heute weitgehend erschöpft. Nagelfluh wird nur noch im Raum Brannenburg südlich von Rosenheim abgebaut. Weitere Natursteine stehen im Raum München selbst nicht zur Verfügung. Die nächstgelegenen Natursteinvorkommen sind alpine Kalksteine aus Garmisch oder Füssen, Steingadener Sandsteine, Kelheimer Jurakalk oder Regensburger Grünsandstein.<sup>215</sup>

So hatte der noch junge Werkstoff Beton in München durchaus Aussicht auf Erfolg. Er wurde in der zweiten Hälfte des 19. Jahrhunderts vielfach als Stampfbeton angewendet. Wie weiter oben beschrieben, boten sich Konstruktionen aus Beton auch deshalb an, weil der aus dem Flussbett der Isar entnommene, aber auch überall unter einer geringmächtigen Humus- bzw. Lehmschicht anstehende Kies von hoher Qualität ist. Der Bodenaushub konnte so sofort und mit geringem Aufwand für die Herstellung von Beton verwendet werden, wie dies beispielsweise beim Bau des Deutschen Museums der Fall war und auch dokumentiert wurde.<sup>216</sup> Dabei wurde der erforderliche Zement für die Bauteile aus Beton und Eisenbeton am Deutschen Museum von Mitgliedern der deutschen Zementindustrie gestiftet. Zu den Fabrikanten zählten Unternehmen wie Dyckerhoff & Söhne, Heidelberger Portland-Cement-Werke oder Liebold aus Holzminden, die um 1900 seit Jahrzehnten mit der Herstellung von Zement befasst waren und auch Zementwaren anboten. Zementfabriken wurden in der zweiten Hälfte des 19. Jahrhunderts auch im Bayerischen Raum und angrenzenden Städten gegründet. So sind die Werke E. Schwenk in Ulm und Märker in Harburg (Schwaben) in der Zeitschrift Zement und Beton von 1907 verzeichnet. Die Anlage in Harburg wurde 1889 von August Märker aufgebaut und gehört heute zur Hasit-Gruppe. In dem Begleitbuch zur Düsseldorfer

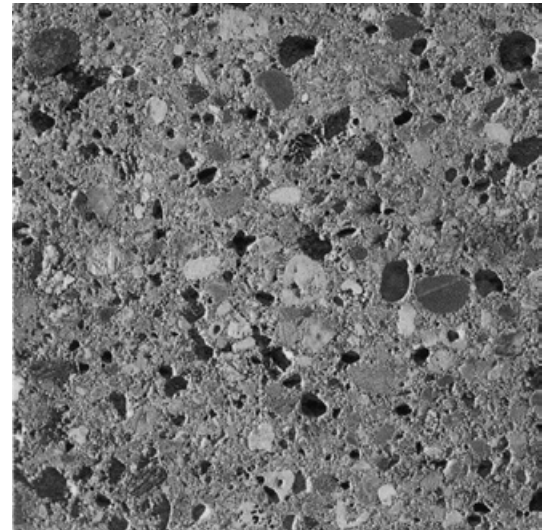


Abb. 232: Ansicht einer geschnittenen Nagelfluhoberfläche (Hugues et.al 2013, S. 52).



Abb. 233: Die Deutsche Portland-Cement-Industrie auf der Düsseldorfer Ausstellung 1902 (Verein deutscher Portland-Cement-Fabrikanten 1902).

213 Kasberger 2008, S. 118.

214 Das Quartär begann vor etwa 2,6 Mio. Jahren.

215 Grimm 1990, S. 142-143.

216 Matschoß 1925, S. 45-69.



## 5.1 Geopolitische Voraussetzungen



Abb. 234: Briefkopf der Walhalla Portlandcement-Fabrik 1907 (Cramer et.al 2013, S. 16).

Ausstellung von 1902 des Vereins Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten (Abb. 233) werden insgesamt 85 deutsche und 10 ausländische Fabrikanten aufgeführt, die Mitglieder im Verein waren und sich an der Ausstellung beteiligten. Darunter wurde auch das Bayerische Portland-Cement-Werk Marienstein (Landkreis Miesbach) aufgelistet, das schon 1850 gegründet wurde und bis 1960 Zement produzierte. Daneben wird auch die Regensburger Portland-Cement-Fabrik „Walhalla“ genannt, die seit den 1860er Jahren Kalk brannte und ab 1892 Zement herstellte (Abb. 234).<sup>217</sup> Der Ulmer Apotheker Leube begann bekanntlich schon 1838 mit der Produktion von Romanzement und war damit einer der ersten im deutschsprachigen Raum. Portlandzement erzeugte er aber erst ab 1864.<sup>218</sup>

Es werden in der Literatur auch noch andere Zementhersteller aufgeführt,<sup>219</sup> die sicher auch den Raum München belieferten. Besonders wichtig erscheinen E. Schwenk Zement und Steinwerke Ulm, August Märker mit der Zementfabrik Harburg (Rieß) und die Hartsteinfabrik Gertrudswerk GmbH A.–G. in Oberau. Interessant ist auch die Schwemmsteinfabrik Michael Eckmüller in München, die vielleicht an der Kuppel der Pfarrkirche St. Ursula beteiligt war.<sup>220</sup>

Der Verbrauch an Zement stieg um die Wende zum 20. Jahrhundert stark an.<sup>221</sup> Zugleich wurde der wichtiger werdende Rohstoff kostengünstiger, nachdem durch Ransome die Brenntechnik im Drehrohrofen eingeführt und diese ständig weiter verbessert wurde. In dem o.g. Ausstellungsband der Düsseldorfer Ausstellung wird für 1901 eine Produktion von 19,5 Mio. Fass Zement mit je 170 kg aufgeführt, dem eine Produktion von 2,2 Mio. Fass im Jahr 1877 gegenübergestellt wird. Der Verein beklagt jedoch 1902 die Überproduktion, die auch durch Exporte bis nach Amerika nicht kompensiert werden konnte und zu einem Preisverfall führte. Die größten Zementhersteller in Deutschland hatten Zugang zu schiffbaren Flüssen wie dem Rhein oder lagen küstennah an der Ost- und Nordsee. Bayern eignete sich trotz des immer dichter werdenden Schienennetzes und der ab Kelheim schiffbaren Donau nur bedingt für den Vertrieb von Zement in andere Landesteile. Auch mag die landwirtschaftliche Prägung Bayerns dazu beigetragen haben, dass es hier nur eine begrenzte industrielle Entwicklung bis zum Ersten Weltkrieg gab. Jedenfalls sind die

217 Weitere Fabrikanlagen für die Zementproduktion entstanden in Bayern nach dem Ersten Weltkrieg. So Solnhofener Zement 1933 und Rohrdorfer Zement 1930 (gehört heute zu Heidelberger Zement).

218 Werner 2017, S. 39.

219 Zement und Beton 1908, Heft 27 bis 52.

220 Schwemmstein ist ein durch hydraulischen Abbindeprozess hergestellter Mauerstein aus 90% Bims und 10% Bindemittel. Er wurde wohl seit den frühen 1870er Jahren verwendet. Die innere Vierungskuppel von St. Ursula wurde gemäß den bauzeitlichen Unterlagen aus Schwemmstein hergestellt (Appuhn–Radtke 2013).

221 Bühler 2015, S. 119.

Kapazitäten der bayerischen Zementhersteller wirklich gering zu nennen gegenüber den großen Fabrikanten, die 1901 einen Ausstoß von bis zu 1,4 Mio. Fass pro Jahr aufwiesen. So produzierte 1901 das schon 1850 gegründete Portland–Cement–Werk Marienstein 150.000 Fass, das Regensburger Walhalla–Werk 100.000 Fass. Andere Fabriken wie Rohrdorfer Zement entstanden erst nach dem Ersten Weltkrieg und hatten somit keinen Einfluss auf das Baugeschehen des Untersuchungszeitraums.<sup>222</sup>

Eisenwerkstoffe wurden in Bayern historisch betrachtet gleichfalls nur in geringem Umfang seit etwa 1850 hergestellt. Bekannt ist die Eisenproduktion aus dem Raum Sulzbach–Rosenberg (ehemalige Maxhütte, *Abb. 235*).

Welchen besonderen Einfluss die Rohstoffverfügbarkeit auf die Ausführung bewehrter Betonkonstruktionen hatte ist aber anhand dieser Sachlage offensichtlich. Der Eisenbetonbau eignete sich für München und Bayern als wirtschaftliche Bauweise hervorragend, da sowohl Eisenwerkstoffe als auch Zement sparsam eingesetzt werden konnten. Bei den gleichzeitig einfach zur Verfügung stehenden Zuschlagsstoffen und knappen Natursteinvorkommen war Beton geradezu ideal. Die geringen Kapazitäten der bayerischen Zement- und Stahlproduktion sind deshalb kein Widerspruch zu der markanten Entwicklung des Eisenbetonbaus. Vielmehr sind sie überhaupt eines der treibenden Prinzipien der Entwicklung im Münchener Raum, zumal zugleich der wirtschaftliche Einsatz des Bindemittels und der Bewehrung Ziel und Bestreben der Forschung sowie der industriellen Entwicklung seit den 1870er Jahren war.

Die laufend verbesserten Rezepte für die Zement- und Betonherstellung, die auch Gegenstand der Zementnormung seit 1878 war, waren für den Einsatz im Hochbau hilfreich. Es konnten die zu erwartenden Festigkeiten von Feststoffen aus zementgebundenem Mörtel oder Beton besser eingeschätzt werden.<sup>223</sup> Die qualitativen, herstellungsbedingten Verbesserungen des Zements ließen es außerdem zu, dass dessen Anteil im Betongemisch kontinuierlich abnehmen konnte. So veränderte sich das Verhältnis von Zement zu Kies von 1 zu 3 Raumteilen im Jahr 1878 auf 1 zu 14 im Jahr 1906.<sup>224</sup>

<sup>222</sup> Siehe Verein Deutscher Portland–Cement–Fabrikanten, 1902, S. 20.

<sup>223</sup> Es darf aber nicht vergessen werden, dass die Herstellung von Beton große Risiken barg und Unsicherheiten hinsichtlich der tatsächlich erreichten Festigkeiten von Beton herrschten (siehe dazu Kapitel 4.3).

<sup>224</sup> Siehe hierzu auch Kapitel 4.3.4 Inhaltsstoffe und Wasserzugabe.



**Abb. 235: Maxhütte in einer Aufnahme von 1946 (Bundesarchiv, Bild 183–W0128–310 / CC–BY–SA 3.0).**



Abb. 236: Münchner Staffelbauplan von 1904 (Haffner 2005).

## 5.2 Bauaufgaben

### 5.2.1 Infrastruktur

Die Stadt München wurde um 1900 zu einem der Zentren für die Anwendung von bewehrtem Beton im Hoch- und Tiefbau in Süddeutschland. Eisenbeton eignete sich, den hohen Anforderungen an die wachsende Infrastruktur, die die rasche Stadtentwicklung seit den 1880er Jahren in München hervorrief, gerecht zu werden. Der Zuzug in die Stadt war in jenen Jahren extrem. So verdoppelte sich die Einwohnerzahl Münchens innerhalb von nur 17 Jahren auf 500.000, was im Vergleich zu anderen Städten in Deutschland eine der höchsten Wachstumsraten war.<sup>225</sup>

Der Bauunternehmer Jakob Heilmann (1846–1927) regte deshalb 1892 beim Stadtrat an, dem Bevölkerungsdruck einen geordneten städtebaulichen Rahmen zu geben. Aus einem Wettbewerb zur Erarbeitung eines Bauleitplans ging der Architekt Theodor Fischer als Gewinner hervor. 1895 wurde die von ihm entwickelte Staffelbauordnung vom Stadtrat zur weiteren Ausarbeitung beauftragt und 1904 verabschiedet (*Abb. 236*). Sie beeinflusst bis heute maßgeblich das Stadtbild Münchens. In neuen Vierteln wurden zuerst Infrastrukturbauwerke errichtet, die diese Viertel von Anfang an städtebaulich prägten. Die kommunale und staatliche Verwaltung finanzierte und verwirklichte diese Infrastrukturmaßnahmen.

Zu den Bauaufgaben gehörten u.a. Schulbauten, Schwimmbäder (*Abb. 240*), Verkehrsbauwerke wie Brücken, allgemeine Versorgungseinrichtungen wie die Großmarkthalle am Südbahnhof, Hochschul- und Klinikbauten wie die Erweiterungsbauten der Ludwig–Maximilians–Universität, die Thierschbauten der Technischen Universität oder die Anatomie. Weiterhin wurden Krankenhäuser errichtet wie das Schwabinger Krankenhaus oder die Kliniken in der Innenstadt, allen voran die Augenklinik und die Poliklinik. Doch auch Museumsbauten wie das ehemalige Armeemuseum am Hofgarten oder das Deutsche Museum standen auf dem Programm der Verwaltung. Diese benötigte außerdem selbst neue Bürogebäude wie das ehemalige Verkehrsministerium an der Arnulfstraße, von dem heute nur noch Reste existieren oder das Hauptzollamt an der Landsberger Straße, das als Ersatzbau für das zu klein gewordene Zollamt nach Plänen Bürkleins an der Bayerstraße errichtet wurde.

Für die Wasserversorgung wurden Wassertürme mit Hochbehältern geschaffen, die beeindruckende Skelettkonstruktionen darstellen und noch heute im wahrsten Sinne des Wortes herausragende Bauwerke sind, wie dies beim Wasserturm in Neuaußing der Fall ist (*Abb. 237*). Im Zusammenhang mit der Versorgung und Schaffung von Infrastruktur sind auch die städtischen Gas-

<sup>225</sup> Haegermann et.al 1964, S. 96.

## 5.2 Bauaufgaben



Abb. 237: Wasserturm in Neuau-  
bing (Chevalley 2004, S. 50).



Abb. 238: Flügelbauten an der Gabelsberger Straße  
der TUM (Chevalley 2004, S. 86).



Abb. 239: Anatomische Anstalt in der Pettenkofer  
Straße (Foto: JR).

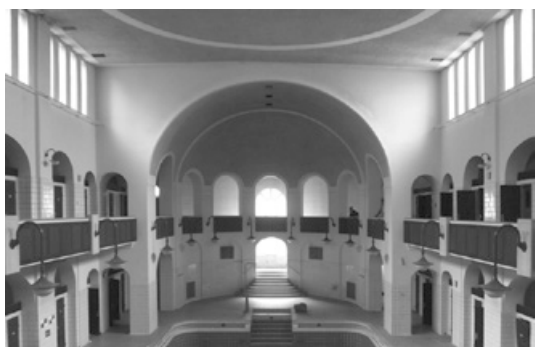


Abb. 240: Das Frauenbad des Nürnberger Volksba-  
des (Foto 2011: JR).

werke zu nennen. Hier wurden Abfüllanlagen für Koks errichtet und ganze Gebäude aus Eisenbeton wie sie noch beim ehemaligen Gaswerk in Augsburg bis heute existieren.

Die Anordnung und Ausbildung der Präpariersäle der Anatomischen Anstalt der Ludwig–Maximilians–Universität (Abb. 239), die nach Plänen von Ludwig von Stempel und Max Littmann entstanden, setzten national und international Maßstäbe. Vom Münchner Zollamt an der Donnersberger Brücke und dem Hellabrunner Zoo (Elefantenhaus) bis zur Technischen Universität (Abb. 238) sowie den Erweiterungsbauten für die Ludwig–Maximilians–Universität entstanden großmaßstäbliche Bauwerke. Allen genannten Bauwerken gemein ist die Verwendung von Eisenbeton.

### 5.2.2 Wirtschaft

Auch die Förderung der Wirtschaft stand auf dem Programm der Regierung. Die Ausstellungshallen der Messe auf der Theresienhöhe (Abb. 244), die 1908 in Nutzung gingen, beendeten den jahrzehntelangen provisorischen Charakter von Industrie- und Handelsausstellungen und waren die ersten ihrer Art in Deutschland.<sup>226</sup> Hier sollte ein sichtbares Zeichen für die Fortschrittlichkeit Bayerns gesetzt werden. Die bayerische Wirtschaft sollte ein öffentliches Forum erhalten und der Handel angeregt werden.

Ein weiteres Signal kommunaler Wirtschaftsförderung war die Errichtung der Großmarkthalle am Südbahnhof (Abb. 242), die die beengten Verhältnisse am Viktualienmarkt mit der Schrammnhalle beendete. Sie wurde nach Plänen von Richard Schachner gebaut und hatte Vorbildcharakter, weil Schachner gegenüber der bereits zuvor in Breslau nach Plänen von Plüddemann entstandenen Markthalle (Abb. 241) hinsichtlich Wegführung und Erschließung den inneren Ablauf maßgeblich zu optimieren wusste. Auch Schlachthöfe gehörten zu einer der Bauaufgaben um 1900, die von der öffentlichen Hand errichtet wurden. Fritz von Emperger widmete diesem Bautypus in seinem Handbuch für Eisenbeton sogar ein eigenes Kapitel.<sup>227</sup>

Oskar von Miller initiierte den Bau des Deutschen Museums, bei dem von den Pfahlgründungen bis zu den Dachtragwerken Eisenbeton verwendet wurde. Es handelte sich seinerzeit um die größte Baustelle in Deutschland überhaupt, bei der Eisenbeton zum Einsatz kam (Abb. 245). Oskar von Miller verstand es, die Größe der Baustelle dazu zu nutzen, verschiedenste Bauunternehmen aus ganz Deutschland mit der Werbewirksamkeit anzulocken, das die Teilnahme an diesem Vorhaben versprach. Er konnte so die Baukosten auf ein Mindestmaß reduzieren.

<sup>226</sup> Vgl. Walter 2003.

<sup>227</sup> Handbuch für Eisenbeton 1915.



**Abb. 241: Die Markthalle in Breslau (Foto: JR).**



**Abb. 242: Die Großmarkthalle München in einer historischen Aufnahme (Rädlinger 2010, S. 144).**

Zugleich wurde das Deutsche Museum zu einem Aushängeschild für die Fortschrittlichkeit der Region.

Unter Wirtschaft kann man auch die rege Bautätigkeit der Münchener Brauereien einordnen. Besonders die Löwenbrauerei entwickelte sich im Untersuchungszeitraum zu einem international agierenden Unternehmen von beträchtlicher Größe. Auf den Grundstücken an der Nymphenburger Straße entstanden mehrere Bauten aus Eisenbeton, insbesondere Siloanlagen.

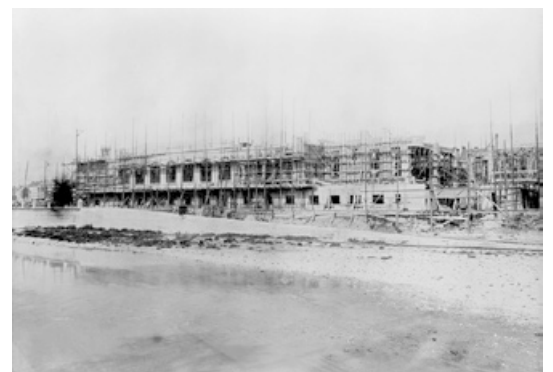
Doch auch Gasthäuser wie das Hofbräuhaus, die Augustiner Braugaststätte in der Neuhauser Straße (Abb. 243) und das ehemalige Vergnügungsetablissemment Elysium wurden in Teilen aus Eisenbeton ausgeführt. Dabei wurde immer wieder der Bautypus des Volksbades aufgegriffen, bei dem hallenartige Räume mit großen Spannweiten und korbogenförmigen Gewölben realisiert wurden.



**Abb. 243: Die Brauereigaststätte von Augustiner in der Neuhauser Straße (Foto: JR).**



**Abb. 244: Die Messebauten auf der Theresienhöhe in einer historischen Aufnahme (BAI 1912, S. 728).**



**Abb. 245: Historische Aufnahme der Baustelle des Deutschen Museums (Archiv des Deutschen Museum, Nr. BN 10131).**



**Abb. 246: Wohnhaus in der Richard-Wagner-Straße (Foto: JR).**

### 5.2.3 Privatfinanzierte Projekte

Private Bauherren wurden von Anfang an von der Bauweise angezogen. Es entstanden Lagerhäuser und Ladengeschäfte oder kurz zusammengefasst Warenhäuser wie der Lindwurmhof oder das Kaufhaus Tietz. Die Errichtung von Kaufhäusern war ohnehin ein sehr wichtiger Impulsgeber für die städtische Entwicklung. Der wachsende Regionalverkehr machte das Einkaufen in der Stadt auch für die ländliche Bevölkerung attraktiv. Das Kaufhaus Tietz steht auch aus diesem Grund direkt am Hauptbahnhof in München (Abb. 248). Weitere Kauf- und Geschäftshäuser entstanden zwischen Hauptbahnhof und Rathaus bzw. in dessen Umfeld. Auch das stark wachsende Publikationswesen förderte die Nachfrage nach Bauwerken aus Eisenbeton. So entstanden Druckereien und Verlagshäuser.

Immer, wenn hohe Verkehrs- oder Brandlasten zu erwarten waren, wurde Eisenbeton die erste Wahl. Interessant ist die Rolle der Münchener Bauunternehmung Gebrüder Rank, die als Bauherren und Generalübernehmer auftraten und aus eigenem Antrieb private Projekte finanzierten und realisierten. Teilweise verkauften sie nach Fertigstellung die Objekte wieder wie dies bei dem Wohn- und Geschäftshaus Pronath in der Augustenstraße der Fall war. Teilweise nutzten sie die Gebäude aber auch selbst. Dies war beispielsweise beim Lindwurmhof (Abb. 249) der Fall, den die Gebrüder Rank erst nach dem Ersten Weltkrieg unter dem Eindruck der schwachen wirtschaftlichen Lage wohl aus finanzieller Not verkauften.

Eine relativ geringe Rolle spielte dagegen der private Wohnungsbau. Einige Gebäude wie das in der Rumfordstraße 6 wurden als Wohn- und Geschäftshaus in Auftrag gegeben. Sie werden aber heute ausschließlich geschäftlich genutzt. Auch hier war die Bauunternehmung Gebrüder Rank in der Funktion eines Bauherrn die Ausnahme. Sie errichtete in Eigeninitiative einige Wohnhäuser, so in der Wotanstraße und in der Richard-Wagner-Straße, die sie dann wiederum nach Fertigstellung verkauften oder sogar selbst zeitweise bezogen (Abb. 246).

Mit Aufkommen großer Rahmentragwerke etwa ab 1905 wurde ein gewisser Nachteil der Skelettkonstruktionen aufgehoben. Jetzt konnten noch großzügigere und weitgehend stützenfreie Grundrisse realisiert werden. Es wurden Industrieanlagen, insbesondere im Norden von München angesiedelt, allen voran die Waggonfabrik Rathgeber in der Untermenzinger Straße ab 1908, die Schlafwagengesellschaft in der Brunhamstraße um 1912 (Abb. 247) oder die Rapp-Motorenwerke in der Moosacher Straße um 1918.



**Abb. 247: Die Montagehallen der Deutschen Schlafwagengesellschaft an der Brunhamstraße (Foto: JR).**



**Abb. 248:** Das Kaufhaus Tietz am Bahnhofplatz (AM, Akt-Nr. lit-63-1000).



**Abb. 249:** Straßenansicht des Lindwurmhofs (Foto: JR).





Abb. 250: Die kath. Kirche St. Anton (Foto: JR).



Abb. 251: Die kath. Pfarrkirche St. Ursula (Foto: JR).



Abb. 252: Die kath. Pfarrkirche St. Margaret (Foto: JR).

### 5.2.4 Sakralbau

Obwohl der Sakralbau nicht eben prädestiniert war einen neuen architektonischen Stil zu begründen, will sagen, er war dem Historismus besonders verschrieben, scheuten sich zahlreiche Architekten und Bauingenieure nicht, Eisenbeton bei der Errichtung von Kirchen anzuwenden. Insbesondere die Herstellung von Gewölben versprach mit dem Verbundwerkstoff einfacher, günstiger und haltbarer verwirklicht werden zu können.

Eines der frühesten Beispiele ist die katholische Kirche St. Anton von 1894 (Abb. 250). Sie wurde im neuromanischen Stil errichtet. Das Langhaus wurde mit einer Eisenbetonschale nach dem Vorbild des Systems Monier überwölbt.

Die Pfarrkirche St. Ursula am Kaiserplatz wurde 1897 vollendet (Abb. 251 und Abb. 254) und war eines der ersten Bauwerke in München im Stil der Neorenaissance. Ihre Vierungskuppel wurde aus Beton weitgehend ohne Bewehrung errichtet.<sup>228</sup>

Die monumentale Margaretenkirche in Sendling wurde in neubarockem Stil entworfen und ausgeführt (Abb. 252). Sie besitzt über Langhaus und Chor ein Rippengewölbe aus Eisenbeton mit 21 m Spannweite.

Die Garnisonskirche in Ulm nach Plänen von Theodor Fischer wurde überregional bekannt, schon wegen ihrer enormen Größe und Spannweite von über 27 m (Abb. 253). Sie kann bis zu 2000 Menschen aufnehmen. Bei der Garnisonskirche ist nicht nur das Tragwerk beeindruckend, sondern auch die Ausführung des Sichtbetons. Stilistisch ist die Kirche ebenfalls der Neuromanik zuzuordnen.

<sup>228</sup> Rehm 2018.



Abb. 253: Die ev. Pauluskirche in Ulm (ehem. Garnisonskirche; Foto: JR).



Abb. 254: Außenansicht der Kirche St. Ursula kurz nach der Fertigstellung (AM, Akt-Nr. thie\_a-72-1258).

Actien-Gesellschaft für Monier-Bauten  
vorm. G. A. Wayss & Co.  
München, Linprunstrasse 77.

Abb. 255: Bewehrungsplan Ludwig-Ferdinand-Brücke, 1892 (AM-thie\_a-29-25).

**Wayss & Freytag A.-G.**  
in Vertretung  
*Richter*

Abb. 256: Positionsplan Rapp-Motoren-Fabrik, 1918 (LBK, Akt.-Nr. 179056).

**GEBR. RANK**  
Betonbau-Unternehmung  
München, Karlstr. 6

Abb. 257: Positionsplan Haus Pronath, 1907 (LBK, Akt.-Nr. 05716).

Baugeschäft  
**HEILMANN & LITTMANN**  
G. m. b. H.  
*Rosenfeld*

Abb. 258: Schriftverkehr zur Weinstr. 4, 1908 (LBK, Akt.-Nr. 140182).

**Eisenbeton-Gesellschaft m. b. H.**  
Unternehmung zur Ausführung  
von  
Beton- u. Eisenbetonbauten in München  
Hoch- u. Tiefbau.

Abb. 259: Bewehrungsplan Anatomie, 1905 (BSA, Unibauamt Nr. 225).

**Leonhard Moll**  
Bauunternehmung  
München  
Krausen-Strasse 129/131  
*Leonhard Moll*

Abb. 260: Ausführungsplan Großmarkthalle, 1910 (Archiv Großmarkt).

### 5.3 Einflussnahme auf die Ausführung

#### 5.3.1 Unternehmensstrukturen

Gustav A. Wayss realisierte unter verschiedenen Firmierungen sehr viele Konstruktionen aus Eisenbeton und wurde u.a. 1892 beim Bau der Ludwig–Ferdinand–Brücke über den Nymphenburger Kanal auch in München aktiv, während Matthias Koenen in Berlin das Unternehmen Gesellschaft für Monierbauten, das er zuvor zusammen mit Gustav A. Wayss leitete, allein weiterführte. In München waren schon seit 1889 Firmen in Zusammenhang mit Eisenbeton tätig, die sich immer wieder um den Unternehmer Wayss bildeten, der wie ein Kristallisationspunkt für Firmengründungen wirkte. In München schloss sich das Unternehmen Wayss & Freytag A.–G. später mit der Bauunternehmung Heilmann & Littmann GmbH zur Deutschen Eisenbeton–Gesellschaft m.b.H. (1903 bis 1907) zusammen und errichtete in dieser Zeit u.a. das Kaufhaus Hermann Tietz (Hertie) am Bahnhofplatz, die zentrale Maschinenhalle des ehemaligen Arbeitermuseums im Lehel und die Grünwalder Brücke, eine Stabbogenkonstruktion, die heute nicht mehr existiert.

Einer der ersten deutschen Patentnehmer für das System Hennebique war der Architekt und Bauunternehmer Max Pommer in Leipzig. Dort entstanden ab 1898 Skelettkonstruktionen nach diesem System.<sup>229</sup> Diese Hochbauten gelten als die ersten ihrer Art in den Grenzen des damaligen Deutschen Reiches überhaupt. In München übernahm die Bauunternehmung Gebrüder Rank 1901 das Patent von Hennebique für Oberbayern und verwirklichte die ersten Hochbauten nach dem System in München. In den anderen Teilen Bayerns hatte die Bauunternehmung Thormann und Stiefel in Augsburg die Patentrechte inne. Nachdem der Patentschutz aus verschiedenen Gründen<sup>230</sup> auslief, entfiel auch die Monopolstellung der Patentnehmer für die Ausführung von Bau-

229 Pommer, 1900.

230 Die Patentgeber Monier und Rabitz, sowie Monier und Hennebique überzogen sich gegenseitig mit Klagen. Der Patentschutz für die Systeme Hennebique wurde 1903 zuerst in Frankreich, dann auch in Deutschland aberkannt.

	1889	1890	1891	1892	1893	1894	1895	1896	1897	1898	1899	1900	1901	1902	1903	1904	1905	1906	1907	1908	1909	1910	1911	1912	1913	1914	1915	1916	1917	1918							
8	8		1			1			2	1				4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	7	8					7	4						
					8				8					4	4	4	4	2	4	4	4	4	4	7		8	5			1							
														4	4	3	2	3	4	6	2	4	4	8						1							
														1	2	3	3	3	4	6	5	2	4														
														8	3	3	5	1	1			5	4														
														8	3	5	6	3	8			7	4														
																8	8	8	5			6	2														
																8	8	8	7			1	5														
																			6			8	7														
																			8			8	7														
																			8			8	7														
																			8			8	7														
																			8			8	7														
																			8			8	7														
																			8			8	7														
																			8			8	7														
1																			8			8	7														
2																																					
3																																					
4																																					
5																																					
6																																					
7																																					
8																																					

Tab. 3: Übersicht an Münchner Hochbauten und Brücken vornehmlich beteiligter Bauunternehmen im Untersuchungszeitraum (JR).

### 5.3 Einflussnahme auf die Ausführung

werken nach System Hennebique. Es war nun für alle Bauunternehmen möglich, ohne Lizenz Hochbauten aus Eisenbeton zu errichten. In München waren bis 1918 verschiedene Unternehmen im Eisenbetonbau tätig. Dazu zählten die Firmen Leonhard Moll und später Karl Stöhr, aber auch Unternehmen wie Dyckerhoff & Widmann sowie Rudolf Wolle und Eduard Züblin, die jeweils ihren Hauptsitz weitab von München hatten. Diese, sagen wir externen Unternehmen, hatten es schwer, in München dauerhaft Fuß zu fassen. Die Firma Züblin, die wie andere auf der Basis einer Selbstkostenerstattung am Bau des Deutschen Museums beteiligt war, wendete sich danach enttäuscht wieder ab.

Zu den ortsansässigen Firmen, die in München die meisten Bauwerke aus Eisenbeton ausführten, zählen die Gebrüder Rank und Heilmann & Littmann, wie gesagt zeitweise zusammen mit der Firma Wayss & Freytag innerhalb der Deutschen Eisenbeton-Gesellschaft m.b.H.. Franz Rank (1870–1949) und Max Littmann (1862–1931) waren jedoch nicht nur Unternehmer bzw. in einem Bauunternehmen assoziiert, sondern in erster Linie Architekten, die auch Gestaltungswillen zeigten. Sie profitierten von den Kenntnissen ihrer Bauunternehmen im Hintergrund. Max Littmann war Schwiegersohn von Jakob Heilmann, der seit 1877 ein Bauunternehmen in München führte. Littmann war den neuen Strömungen des Jugend- und Reformstils gegenüber offen und prägte ab 1907 ganze Ortsbilder durch seine Theater- und Bäderarchitektur.<sup>231</sup> Der Eisenbeton eröffnete ihm die Möglichkeit, den

<sup>231</sup> Oelwein 2013, Monographie über Littmann's Schaffen, insbesondere in Bad



**Abb. 261:** Das Verlagshaus in der Sendlinger Straße nach Plänen von Max Littmann (Oelwein 2013, S. 177).



**Abb. 262:** Das ehem. Wohnhaus Rank in der Richard-Wagner-Straße (Foto: JR).

Stilrichtungen im Hochbau ein prägendes Äußeres zu verleihen. Dies offenbart sich in München in seinen umgesetzten Entwürfen wie beispielsweise beim Verlagsgebäude in der Sendlinger Straße (Abb. 261).

Der etwas jüngere Franz Rank führte mit seinen beiden Brüdern Ludwig und Josef das väterliche Bauunternehmen fort, das 1862 gegründet wurde. Er studierte wie Littmann Architektur. Während in erster Linie Josef Rank sich um die Bauausführung kümmerte, war Franz Rank für die Entwurfsarbeit zuständig. Er arbeitete auch einige Zeit bei dem Jugendstilarchitekten Martin Dülfer. Franz Rank übernahm die Formensprache des Jugendstils und entwickelte sie für sich in einer ihm eigenen Art des Reformstils weiter. Auch Franz Rank setzte ganz bewusst die konstruktiven Möglichkeiten des Eisenbetons dafür ein, einem neuen architektonischen Ausdruck zum Durchbruch zu verhelfen. Die Stilmittel des Jugend- und Reformstils waren beispielsweise der Flacherker, das Fensterband, konsolfreie Gesimse und Balkone oder Rahmenkonstruktionen in Korbbogenform. Stellvertretend für Ranks Architekturauffassung stehen das Gebäude in der Rum-

---

Kissingen.

### 5.3 Einflussnahme auf die Ausführung



**Abb. 263:** Die Straßenansicht des Kaufhauses Bach in der Sendlinger Straße (Chevalley 2004, S. 1032).

fordstraße 6 oder das Wohnhaus in der Richard-Wagner-Straße 17 (Abb. 262).

Zumindest Max Littmann versuchte beispielsweise bei den Kaufhäusern Tietz und Oberpollinger die typologisch prägende Skelettbauweise an den repräsentativen Fassaden sichtbar werden zu lassen. Er konnte sich jedoch bei beiden Bauwerken damit gegenüber der Genehmigungsbehörde nicht durchsetzen. Andere Architekturbüros hatten da kurz zuvor mehr Glück, wie beispielsweise Höhnig & Söldner bei dem Kaufhaus Bach in der Sendlinger Straße 3 ab 1903, das mit seinen in der Fassade geschossübergreifenden Bogenstellungen schon fast postmodern anmutet (Abb. 263). Nur eines dieser Bauwerke ist aber tatsächlich ein Eisenbetonskelettbau, nämlich das Kaufhaus Tietz am Bahnhof. Bei den beiden anderen wurden noch überwiegend Eisenträger verwendet, die aus Brandschutzgründen mit Beton ummantelt wurden.

Radikal avantgardistische Architektur wurde in München in diesen Jahren nicht geschaffen. Es sind eher Details oder die Hinterhöfe, die den Blick in eine andere Zukunft öffnen. Ein filigran geschwungenes Vordach am Hauptzollamt etwa (Abb. 265) oder eine aufgelöste Fassade beim Rückgebäude des Hauses Pronath in der Augustenstraße, bzw. die Innenhoffassade des Lindwurmhofes (Abb. 264). Viele Architekten, aber noch mehr die Baubehörden waren in München einer neuen Architektursprache gegenüber nicht aufgeschlossen und pflegten den Historismus. Dieser zeichnete sich beispielsweise durch Lochfassaden aus, die der überkommenen materialgerechten Ausführung eines Mauerwerksbaus entsprechen.



**Abb. 264:** Lindwurmhof, Innenhoffassaden (Foto: JR).



**Abb. 265:** Ein Vordach am Hauptzollamt im Bereich einer Laderampe (Foto: JR).

### 5.3.2 Planende Behörden

Der Bau von öffentlichen Einrichtungen wurde durch Beamte der Bauämter begleitet oder gar von diesen entworfen. Auch die Bauleitung wurde von ihnen übernommen. Diese Architekten unterlagen in ihrer Entwurfsarbeit der Aufsicht der höheren staatlichen Stellen. Anschaulich lässt sich dieser Umstand am ehemaligen Arbeitermuseum im Lehel ablesen. Der Bauamtmann Schulze zeichnete verantwortlich für die Gestaltung des Bauwerks. Er hatte zunächst für die zentrale Maschinenhalle eine Eisenkonstruktion vorgesehen, änderte den Entwurf aber ab und entschied sich letztlich für die Eisenbetonbauweise. Der Grund geht nicht aus den Archivalien hervor, dürfte aber im dadurch verbesserten Brandschutz liegen. Die Fassade zur Pfarrstraße hin lässt aber nicht vermuten (*Abb. 266*), dass hier im Inneren eine der ersten Skelettstrukturen aus Eisenbeton in München geschaffen wurde. Die Ausführung durch die Bauunternehmung Gebrüder Rank, zumindest für den südlichen Flügelbau und durch die Deutsche Eisenbeton-Gesellschaft m.b.H. für die Maschinenhalle, dem Kernstück des Museums, belegen, dass die Unternehmen hier nicht als Entwerfer, sondern als Ingenieure und Bauunternehmer auftraten.



**Abb. 266:** Straßenfassade des ehemaligen Arbeitermuseums in neubarockem Stil, dessen Tragwerke überwiegend aus Eisenbeton sind (Foto: JR).



### 5.3.3 Prüfende Behörden

Der Einfluss des damals noch kommunal geregelten Baurechts auf die Bautechnik ist wichtig für das Verständnis der Situation in München um 1900.<sup>232</sup> Die Stadt München schuf am Ende des 19. Jahrhunderts mit Staffelbauordnung neue rechtliche Rahmenbedingungen für die Ausführung von Hochbauten und legte die Dichte und zulässige Höhe für die Bebauung der Grundstücke fest. Wesentliche Kernpunkte für eine künftige Ordnung waren der Brandschutz und die Förderung der Gesundheit der Bevölkerung.

Daneben wurde auch das Bauordnungsrecht geändert und den gestellten Anforderungen angepasst. Die Münchner Bauordnung von 1895 fordert ausdrücklich einen verbesserten Brandschutz.

<sup>232</sup> Hartwig Schmidt weist in seinem Beitrag zu Bühler 2015, S. 10-47 darauf hin. Er nennt München für die Zeit vor 1914 ein Zentrum des Eisenbetonbaus. Neben der Münchner Bauordnung seien außerdem der freie Zugang zu Kies und ein günstiges Zusammenspiel von Architekten und Ingenieuren Gründe für die vermehrte Anwendung von Eisenbeton. Er stützt seine Recherchen überwiegend auf das Buch „München und seine Bauten“, herausgegeben vom Bayerischen Architekten- und Ingenieurverein von 1912 (BAI 1912).

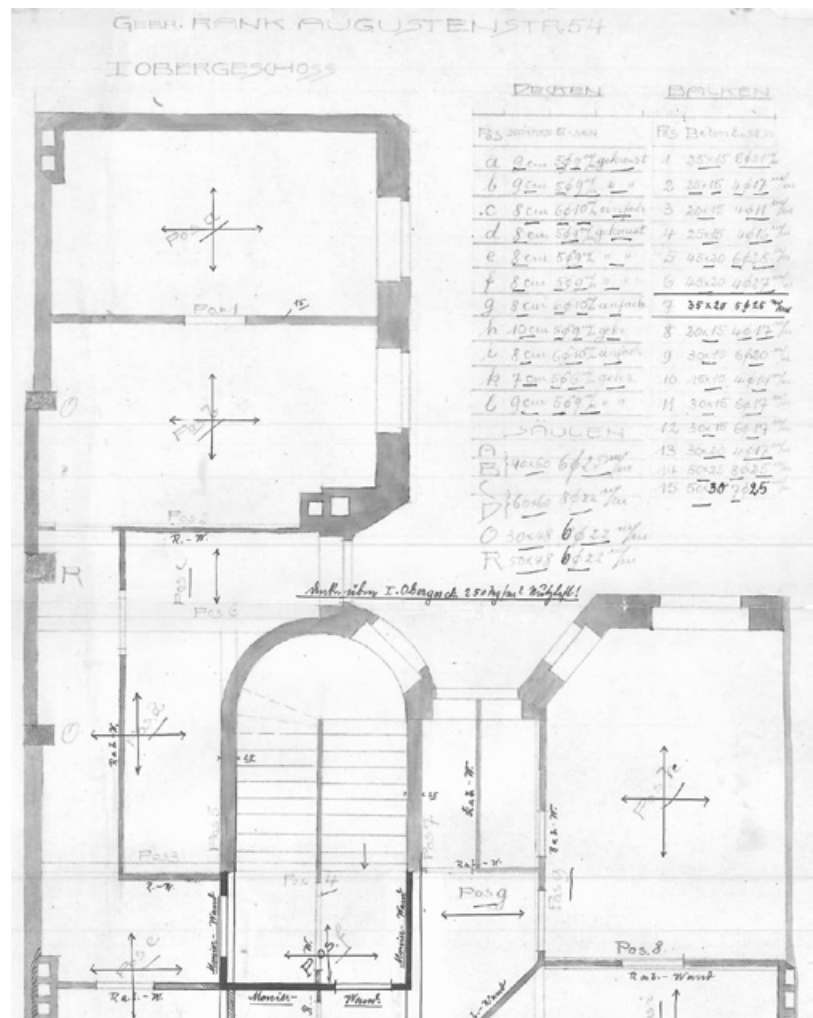


Abb. 267: Augustenstr. 54, Ausschnitt eines Positionsplans des Vordergebäudes, 1. OG, mit Korrekturen (Roteintrag) durch die Genehmigungsbehörde (LBK, Akt-Nr. 05716).

So müssen gemäß § 33 Decken massiv ausgeführt werden. Holzbalkendecken müssen danach eine feuersichere Füllung und einen unterseitigen Verputz erhalten. Nach § 38 mussten Treppen aus einem unbrennbaren Material bestehen. In § 46 wurde für vortretende Bauteile eine massive Ausführung vorgeschrieben oder es mussten nicht brennbare Materialien verwendet werden. Die Bauordnung trug damit der zunehmenden Verdichtung der Innenstadt und dem in der Staffelbauordnung festgelegten Maß der baulichen Nutzung in den Quartieren Rechnung. Auch die zunehmende Monumentalität der einzelnen Bauwerke wurde dabei in die Betrachtung einbezogen und die Schaffung von Brandabschnitten gefordert.

Diese Anforderungen sind für Wandkonstruktionen mit Stein- und Ziegelmauerwerk leicht zu erfüllen. Für Decken müssen jedoch entweder feuersichere Verkleidungen verwendet werden oder man greift auf die Anwendung von Beton und Eisenbeton bzw. Steineisendecken zurück. Um die ausführungstechnischen Bedenken gegen das Material Eisenbeton, die 1895 durchaus bei den Genehmigungsbehörden vorhanden waren,<sup>233</sup> kontrolliert in den Griff zu bekommen, wurden in der genannten Bauordnung bestimmte Mechanismen eingeführt. Jedem Baugesuch waren nach § 14 Pläne hinzuzufügen, aus denen die Bauweise eindeutig hervorgeht. „Besondere Konstruktionen müssen unter Angabe des Materials in den Plänen deutlich eingetragen werden; auch sind auf Verlangen die erforderlichen Tragfähigkeitsberechnungen beizubringen“, heißt es auf S. 21.

Entscheidend für die bevorzugte Bauweise in Eisenbeton war wohl der § 17 der Bauordnung, in dem unter Absatz 2. „Baumaterial“ Feuersicherheit gefordert wird und Eisenkonstruktionen vor Feuer zu schützen sind. Ohne das Material Beton explizit zu be-

233 Zumindest in der Festschrift des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton von 1982 werden diese Bedenken genannt. Nach Einführung der Leitsätze 1904 nimmt die Ausführung von Skelettbauwerken aus Eisenbeton in jedem Fall deutlich zu bzw. setzt damit ein (Deutscher Ausschuss für Stahlbeton 1982).



Abb. 268: Positionspläne für Deckenbewehrungen am Lindwurmhof in zwei verschiedenen Geschossen, die als statische Bauvorlagen bei der Genehmigungsbehörde eingereicht wurden. Die Querschnitte der Bauelemente wurden genauso angegeben wie die Anzahl und die Durchmesser der Bewehrungsstäbe. Die Prüfbehörde nahm teilweise in rot Korrekturen vor, die durch die unterschiedliche Handschrift hier ablesbar sind (StadtAM, DE-1992-LBK-19330).

### 5.3 Einflussnahme auf die Ausführung

nennen, ermöglichte und förderte die Bauordnung also indirekt die Anwendung von Beton und bewehrtem Beton. Zugleich wurde der Kontrollfunktion der Genehmigungsbehörde besondere Wichtigkeit zugemessen. Dies äußerte sich in der Folge auch in der Art der Korrekturen in den genehmigten Planunterlagen. Statische Angaben in den Baugesuchsplänen wie Bauteilquerschnitte und Anzahl sowie Durchmesser der Bewehrungseisen, die zumeist durch die ausführende Firma eingetragen wurden, wurden durch die Amtmänner der Lokalbaukommission geprüft und mit Rotstift abgehakt bzw. korrigiert (Abb. 267).

Als Beispiel seien die Planunterlagen zum Lindwurmhof (Lindwurmstr. 88, Baujahr 1910–11) angeführt (Abb. 268). In den Bau-

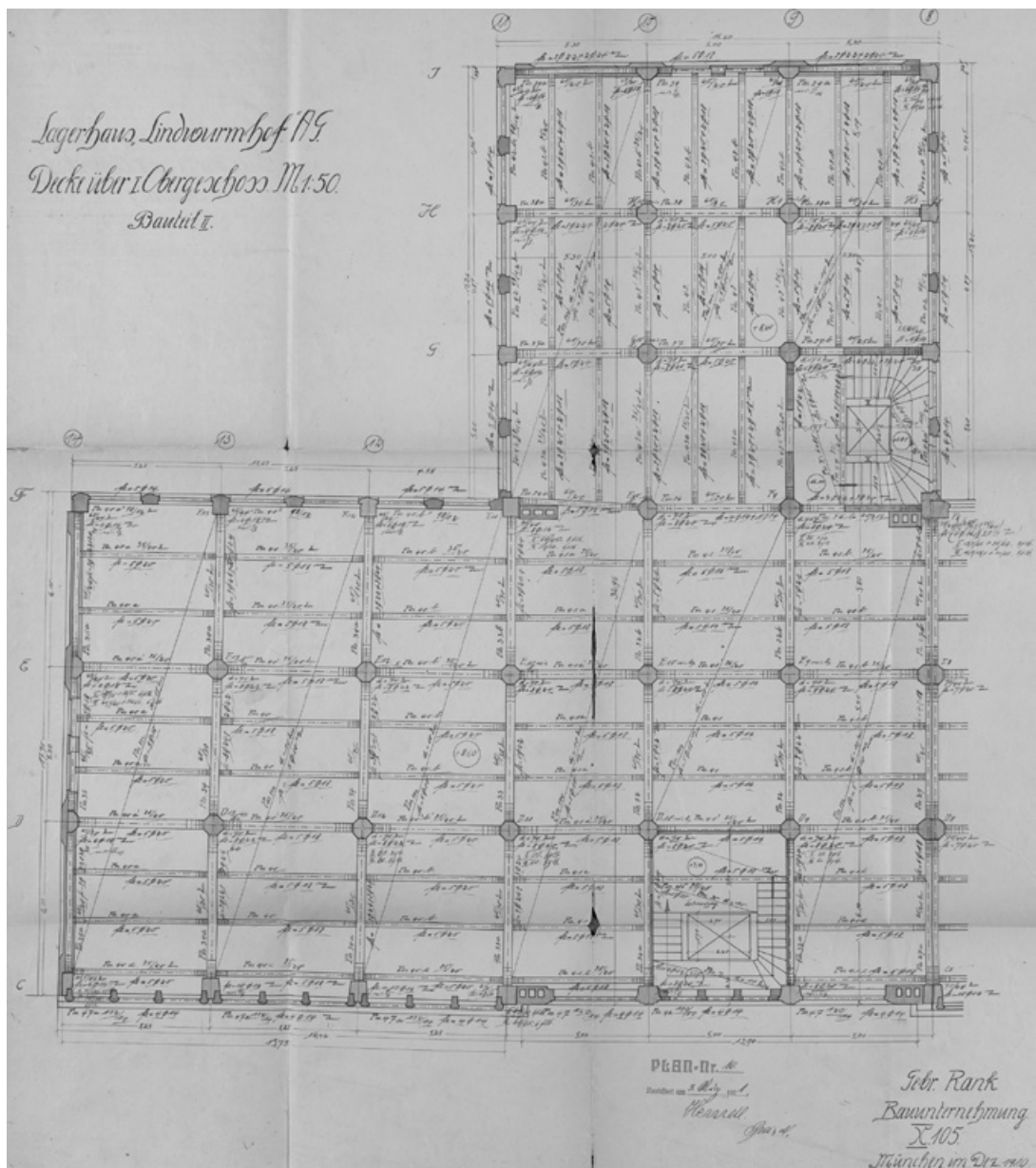


Abb. 269: Positionsplan o.M., Lindwurmhof, 1. OG, Bauteil II, 1910 (StadtAM, DE-1992-LBK-19330).

gesuchsunterlagen<sup>234</sup>, die inzwischen im Stadtarchiv München lagern, findet sich ein umfangreicher Schriftverkehr zwischen der Bauunternehmung Gebrüder Rank, der Lokalbaukommission und der städtischen Feuerwehr. Es wurden immer wieder Unterlagen nachgefordert und Verbesserungen zum vorbeugenden Brandschutz eingefordert. Die ebenfalls im Stadtarchiv lagernden Positionspläne beinhalten detaillierte Angaben zur Ausführung. Jedes Bauteil erhielt durch die Behörde einen Prüfvermerk durch Roteintrag.

234 Dort lagernd unter der Signatur LBK 19330.

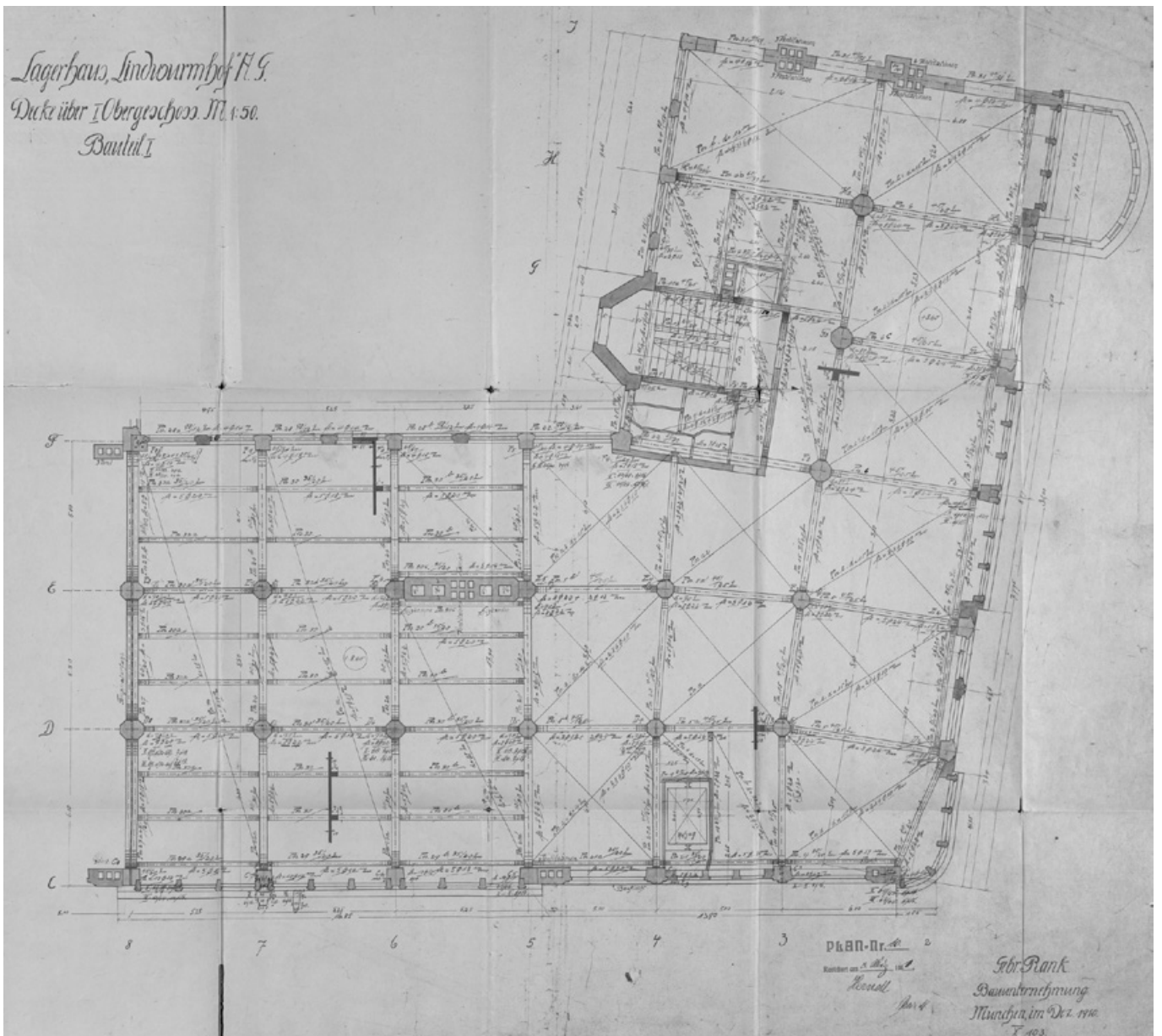


Abb. 270: Positionsplan o.M., Lindwurmhof, 1. OG, Bauteil I, 1910 (StadtAM, DE-1992-LBK-19330).



**Abb. 271: Das Hauptzollamt: Baustellenfoto von der Zollhalle um 1912 (Archiv Hauptzollamt).**

## 5.4 Realisierte Gebäude

### 5.4.1 Skelettkonstruktionen

Die allgemeine bautechnische Entwicklung im Eisenbetonbau ging derjenigen in München voraus, und sie ist für die Beurteilung von Skelettkonstruktionen, die in München errichtet wurden, wichtig. In München wurde einer Bautechnik zum Durchbruch verholfen, die im nationalen und internationalen Umfeld über einen Zeitraum von knapp 10 Jahren heranreifte. Am Beispiel von München lässt sich der Schluss ziehen, dass durch verschärfte bauordnungsrechtliche Vorgaben und die Einführung von Leitsätzen und Bestimmungen das Bauen mit bewehrtem Beton allgemein möglich wurde und auch tatsächlich erfolgte.

Diese allgemeinen Vorgaben und Regeln begünstigten den Einsatz von Eisenbeton in München in besonderem Maße, was aus der Gleichzeitigkeit von Einführung der Vorgaben und Beginn der Errichtung von Skelettbauten ersichtlich ist. Die verwirklichten Bauten sind im Untersuchungsgebiet durchaus stadtbildprägend und großmaßstäblich. Sie stellen bis heute repräsentative Bauwerke von zeittypischem Charakter dar. Dennoch lässt sich bis 1918 nur eine überschaubare Anzahl an Zeugnissen für Hoch-



Abb. 272: Das Hauptzollamt in München von Norden gesehen (Foto: JR).

	1889	1890	1891	1892	1893	1894	1895	1896	1897	1898	1899	1900	1901	1902	1903	1904	1905	1906	1907	1908	1909	1910	1911	1912	1913	1914	1915	1916	1917	1918	
Skelett																															
Binder																															
Gewölbe																															
Kuppel																															
Sonstige																															

Tab. 4: Übersicht über ausgeführte Bautypen (ohne Brücken) im Untersuchungszeitraum anhand der dokumentierten Bauwerke (JR).

## 5.4 Realisierte Gebäude



Abb. 273: Skelettkonstruktion im Deutschen Museum (Foto: JR).

bauten aus Eisenbeton in München finden. Gemessen an den insgesamt hier realisierten Hochbauten nimmt sich der Anteil an Eisenbetonbauwerken sehr gering aus.<sup>235</sup> Zwischen 1900 und 1918 wurden über 6.700 Gebäude in München neu errichtet. Das ist ein Viertel des Gebäudebestands von 1918.<sup>236</sup> Die Zahl der Bauwerke, bei denen Eisenbeton zur Ausführung kam, nimmt sich dagegen mit etwa 70 identifizierten Hochbauten (Wohn- und Nichtwohngebäude) recht gering aus. Es sind gerade mal gut 0,01% der Neubauten. Auch wenn es sicherlich wesentlich mehr Bauwerke waren, bei denen Eisenbeton als wesentlicher Baustoff verwendet wurde, so bleibt die Zahl im Verhältnis zu anderen Ausführungen gering.

Die Statistik aus dem Untersuchungszeitraum spiegelt aber nicht das jeweilige Volumen der einzelnen Bauwerke wider und da ist man wiederum bei dem stadtbildprägenden Aspekt. Hier würde der Anteil deutlich größer ausfallen, da die meisten der identifizierten Bauwerke als monumentale Großbauten anzusehen sind. Allein das Verwaltungsgebäude und die Zollhalle des Hauptzollamtes an der Donnersberger Brücke besitzen einen Bruttorauminhalt von über 185.000 m<sup>3</sup>.<sup>237</sup> Zusammen mit den angrenzenden Beamtenwohnungen (Abb. 274) und der Prüfanstalt erreicht das Hauptzollamt ein Bauvolumen von über 250.000 m<sup>3</sup>. Das entspricht in etwa einer Zahl von 350 Reihenhäusern mit je 120 m<sup>2</sup> Wohnfläche.

Da im Untersuchungszeitraum aber auch im Umland von München mit Eisenbeton gearbeitet wurde und die ermittelte Gesamtzahl an entsprechenden Bauten überschaubar ist, wurden auch Bauwerke aus der Region in die vorliegende Dokumentation aufgenommen. Es konnten hierbei zum Teil sehr interessante Befunde erhoben werden, die die Frage nach der Art der Bewehrungsführung klären helfen. Ein besonderer Bautypus konnte dabei mit in die Betrachtung einbezogen werden, der auch in München selbst eine Rolle spielte, der Wasserbehälter. François Hennebique hatte 1895 erstmals einen solchen Hochbehälter aus Ei-

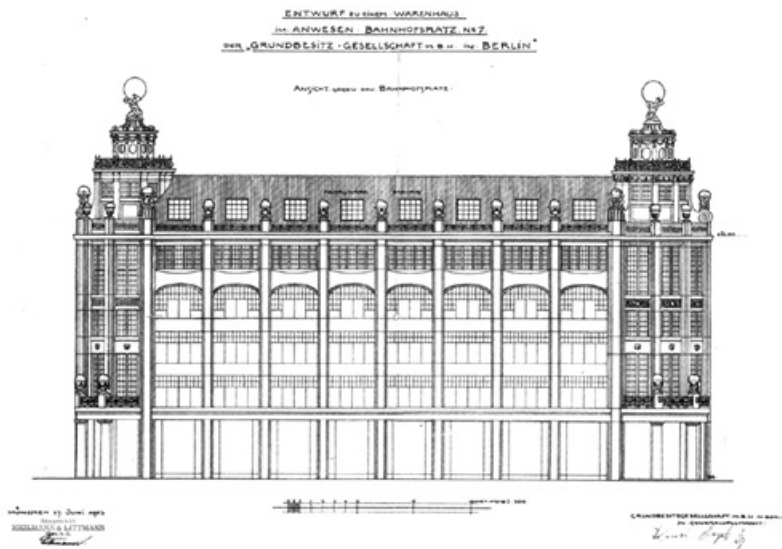
235 Rehm et.al 2018.

236 Angaben durch das Statistische Amt der Stadt München.

237 Zentralblatt der Bauverwaltung 1912.



Abb. 274: Die Wohngebäude für Bedienstete des Hauptzollamts, Straßenansicht (Zentralblatt der Bauverwaltung 1912).



**Abb. 275: Entwurfsplanung für das Kaufhaus Oberpollinger von Max Littmann (aus Laiblin 2016).**

senbeton errichtet.<sup>238</sup> Die Bauunternehmung Gebrüder Rank, die Patentnehmer Hennebiques war, brachte einige der ersten Hochbehälter u.a. im Umland von München zur Ausführung. Dabei entstanden interessante Skelettkonstruktionen, die an die 30 m hoch waren.

Der Skelettbau war ein aus der Industrialisierung geborener Bautypus. Es sollte möglichst viel Licht für die Arbeiter in die Werkhallen der Gebäude gelangen. Gleichzeitig sollten hohe Lasten von den Geschossdecken aufgenommen werden können. Die Tragwerke sollten Kranbahnen oder Rollen für Transmissionsbänder aufnehmen. Die Gebäude sollten haltbar und feuersicher sein. Alles dies waren Wünsche aus der Industrie, die hervorragend mithilfe des Eisenbetons, aber weniger gut mithilfe von Ziegelmauerwerk oder von eisernen Tragwerken realisiert werden konnten (Vgl. Abb. 273).

Dies bildet sich durchaus in den Planungen derjenigen Architekten ab, die mit Eisenbeton arbeiteten. Erst kürzlich erschien das Buch von Martin Laiblin<sup>239</sup> als Begleitband zu einer Ausstellung in München über das Schaffen Max Littmanns, in dem verschiedene Entwürfe für dessen Kaufhausbauten abgebildet sind. Littmann fiel bei der städtischen Lokalbaukommission aber sowohl beim Kaufhaus Tietz als auch beim Kaufhaus Oberpollinger mit seinen ersten Entwürfen durch, die die fortschrittliche, mutig die innere Struktur nach außen abbildende Skelettkonstruktion zum Inhalt hatten (Abb. 275). Zu sehr erinnerten diese Entwürfe an gotisierende Kontorhäuser in Hamburg oder Berlin. Auch der große Maßstab stieß auf Ablehnung. Littmann verstand es jedoch, bei der Überarbeitung seines Entwurfs, trotz der den Maßstab

<sup>238</sup> Haegermann et.al 1964, S. 72.

<sup>239</sup> Laiblin 2016.



## 5.4 Realisierte Gebäude



Abb. 276: Bogenbrücke bei Ingolstadt um 1890 (Ramm 2012).



Abb. 277: Bogenbrücke aus Eisenbeton (im Vordergrund) bei Höllriegelskreuth (Mörsch 1908, S. 286).

der kleinteiligen Münchner Altstadt aufnehmenden Fassaden, einen derart würdigen, bürgerlichen Charakter zu schaffen, dass die Gebäude überregional Aufmerksamkeit erregten und zu einem großen Erfolg für ihn machten. Abgesehen davon hatte er beim Kaufhaus Tietz vielleicht erstmalig bei einem repräsentativen Gebäude in München Eisenbeton für die Herstellung einer Skelettstruktur verwendet und mit dem großen zentralen Lichthof die Vorteile dieser Bauweise grandios in Szene gesetzt. Beim Kaufhaus Oberpollinger wurde dagegen entgegen den Ausführungen von Laiblin eine Skelettkonstruktion mithilfe von gusseisernen Stützen und Stahlträgern realisiert, die feuerfest verkleidet wurden.

Den Wassertürmen und Kaufhäusern folgten weitere bedeutende Skelettkonstruktionen im Raum München. Die Stützweite reicht von 4 m beim Körnerrieselmagazin in Ingolstadt bis zu 11 m beim Deutschen Museum. Die höchste Skelettkonstruktion erreicht der Wasserturm von Schwabmünchen mit über 41 m. Besonders beliebt wurde der Skelettbau für den Geschossbau, bei dem innerstädtische Gebäude mit bis zu sechs Obergeschossen wie beim Hauptzollamt realisiert wurden. Bei einigen Gebäuden wurden Skelettkonstruktionen auch nur in Teilbereichen geplant wie in den Fabrikanlagen an der Ständlerstraße (heute MVG-Museum) und den Rapp-Motorenwerken an der Moosacher Straße. Aber auch im Gaswerk Augsburg existieren einige Gebäude, die als Mischkonstruktion anzusehen und in Teilen als Skelettstruktur anzusprechen sind wie bei dem dortigen Scheibengasbehälter oder beim Reinigergebäude.

### 5.4.2 Binder- und Bogenkonstruktionen

Für Brückenbauwerke, die im Untersuchungszeitraum entstanden, wurde Eisenbeton zu einem willkommenen Hilfsmittel für die Ausführung flacher Bögen (Abb. 276). Bei fast allen Vorhaben ab 1890 wurde der Werkstoff eingesetzt, weshalb einige auch in der vorliegenden Arbeit im Anhang aufgeführt werden. So sind in der Dokumentation acht Brücken enthalten, bei denen Eisenbeton eingesetzt wurde. Den frühesten Nachweis liefert die Ludwig-

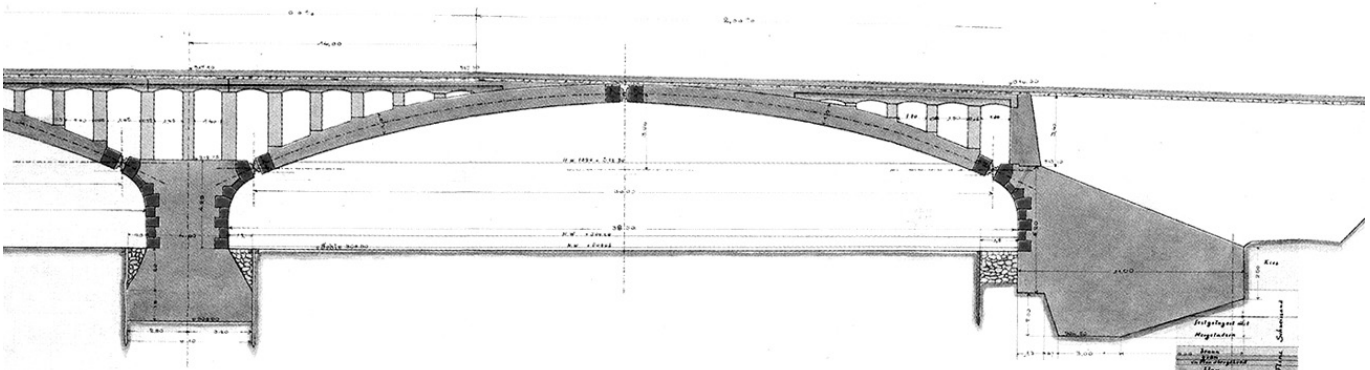


Abb. 278: Die Corneliusbrücke in München, weitgehend aus unbewehrtem Beton errichtet (Rädlinger 2008, S. 151).

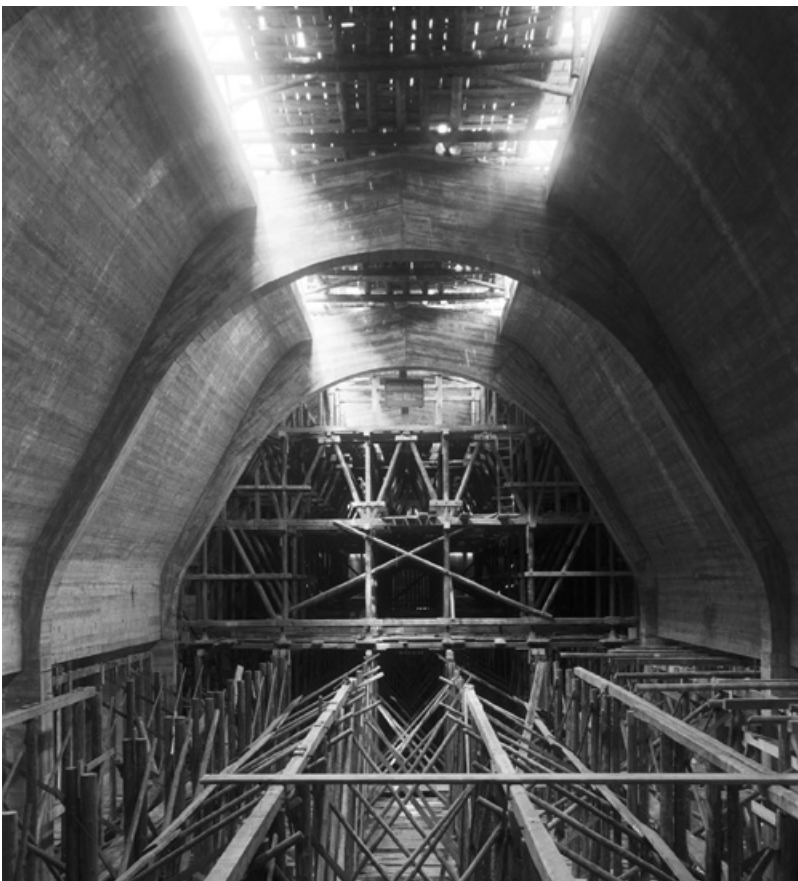
Ferdinand-Brücke über den Waisenhauskanal von 1892 nach Plänen des Architekten August Thiersch. Sie ist eine Monierkonstruktion, die durch die Bauunternehmung Wayss & Freytag A.–G. hergestellt wurde. Die Fußgängerbrücke über den Werkkanal<sup>240</sup> bei der Großhesseloher Brücke, die ebenfalls durch die Bauunternehmung Wayss & Freytag A.–G. ausgeführt wurde, ist nicht mehr vorhanden und wurde schon vor Jahren ersetzt (*Abb. 277*). Die Fußgängerbrücke bestand vollständig aus Eisenbeton. Über einem Bogen wurden Querwände aufgesetzt und darauf die Fahrbahn. Bei der Ausführung der Brücke wurde vollständig auf Zierrat verzichtet. Leider konnten im Zuge dieser Arbeit keine genaueren Unterlagen dazu gefunden werden. Auch die von der Deutschen Eisenbeton-Gesellschaft ausgeführte Grünwalder Brücke, eine Stabbogenkonstruktion, existiert nicht mehr.

Darüber hinaus wurde bei mehreren Brücken, die nach dem Hochwasser von 1899 als Ersatz für zerstörte Bauwerke errichtet wurden, unbewehrter Beton verwendet. So wurden zwei Bögen der Corneliusbrücke einschließlich Aufständering und Fahrbahn vollständig aus unbewehrtem Beton errichtet (*Abb. 278*). Dabei erreichten die betonierten Bögen eine jeweilige Spannweite von 38 m bei einer Pfeilhöhe von nur 3,2 m. Der dritte und größte



*Abb. 279: Die Markthalle in Breslau im Bauzustand (Simonnet 2005, S. 136).*

<sup>240</sup> Mörsch 1907 (3. Auflage), S. 286.



*Abb. 280: Binderkonstruktion im Deutschen Museum (Archiv Deutsches Museum, Nr. BN\_10167).*

## 5.4 Realisierte Gebäude



**Abb. 281:** Gewölbte Plattenbalkendecke in der ehemaligen Garnisonskirche in Ulm (Mecenseffy 1911, S. 190).



**Abb. 282:** Die Schalterhalle des Hauptzollamts mit kassetierter Decke zwischen Binderkonstruktionen (Foto: JR).

Bogen wurde dagegen gemauert. Weiterhin ist auch die nach Plänen von Theodor Fischer und Ausführung durch die Bauunternehmung Sager und Wörner entstandene Max-Joseph-Brücke zu nennen, deren über 64 m weit spannender Bogen zwar aus Kalkstein hergestellt wurde, dessen Fahrbahn und Aufständering auf dem Bogen aber ebenfalls aus Beton bestehen.

Bindertragwerke wurden erst einige Zeit nach den Brücken zur Ausführung gebracht und stellen eine Weiterentwicklung der Skelettbauweise dar. Im Hochbau wurde der Zweigelenkbinder bevorzugt. Es wurden erhebliche Spannweiten realisiert. Die Halle III auf dem Messegelände auf der Theresienhöhe von 1906 erreichte eine Spannweite von 26 m, die Garnisonskirche in Ulm gar 27,3 m (Abb. 281). Bindertragwerke kamen bei Hallenbauwerken zum Einsatz, die im Allgemeinen nur eine nutzbare Ebene aufwiesen. Weitspannende Binder waren gegenüber Skelettbauten von Vorteil, da die von ihnen umschriebenen Grundflächen stützenfrei und somit völlig flexibel genutzt werden konnten. Sie waren deshalb nicht nur für Markt- und Messehallen (Vgl. Abb. 279 und Abb. 280) sowie Kirchen, sondern auch für bestimmte Montagewerke von Vorteil. Wenn die Tragwerke selbst für die Montage von Maschinen benötigt wurden wie bei Transmissionsgeräten, wurde jedoch der Skelettbau bevorzugt.

Von großem Vorteil waren die Bindertragwerke für eine typische architektonische Bauform im späten Historismus, dem Korbboogen. Die gedrungene Art dieser Bögen machte es möglich, dem Raum eine gewisse anmutige Schwere zu geben. Der Korbboogen ließ es darüber hinaus zu, dass die Gebäude niedriger bleiben, die Dächer flacher geneigt und tiefer ansetzen konnten. Korbbögen wurden zum bestimmenden Bauteil in den öffentlichen



**Abb. 283:** Das Deckengewölbe der Margaretenkirche (hier Chorgewölbe) mit oberseitig angeordneten Rippen (Foto: JR).

Volksbädern der Zeit wie es im Volksbad in Nürnberg der Fall ist. Korbbögen wurden aber auch in der Schaltherhalle des Hauptzollamts (*Abb. 282*) ausgeführt und in abstrahierter Form bei der Messehalle III auf der Theresienhöhe.

Binderkonstruktionen wurden jedoch auch in Geschossbauten ausgeführt. So erhielten die Flügel der Technischen Universität, die nach Plänen von Friedrich von Thiersch ausgeführt wurden Binderkonstruktionen in den obersten Geschossen, um hier hohe und lichtdurchflutete Atelierräume zu schaffen.

### 5.4.3 Gewölbekonstruktionen

Die Anfänge der Verwendung von Eisenbeton im Hochbau in München sind erstaunlich vielfältig und spiegeln durchaus den Inhalt und die Empfehlungen der Monier-Broschüre. Neben den genannten Bogenkonstruktionen zur Errichtung von Brücken konnten auch etliche Gewölbe identifiziert werden, die nach System Monier oder in dessen Weiterentwicklung konzipiert und ausgeführt wurden. Es finden sich auch in der Literatur Hinweise auf einige Gewölbekonstruktionen. Beeindruckend ist in diesem Sinne das Stichkappengewölbe über dem Langhaus der Kirche St. Anton in der Kapuziner Straße mit beachtlichen 16 m Spannweite und nur wenigen Zentimetern Dicke von 1894. Solche Schalentragerwerke in Systembauweise blieben zwar eher die Ausnahme, wurden jedoch in abgewandelter Form bis 1906 immer wieder ausgeführt, so im ehemaligen Arbeitermuseum von 1905.

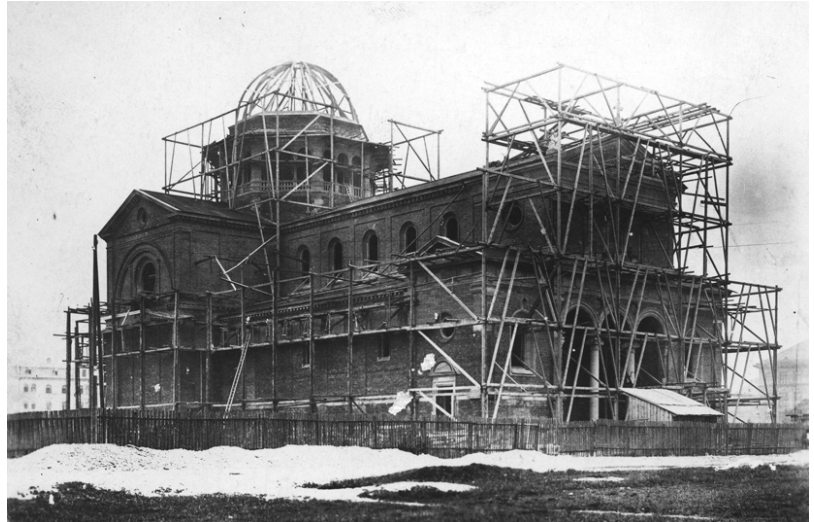
Bei weiteren Gewölbekonstruktionen ohne Rippen muss man genau prüfen, wie das statische System funktioniert. Beim Ofenhaus des Gaswerks Augsburg spannen die Gewölbeschalen von Binder zu Binder und damit nur 6 m. Sie sind deshalb als gekrümmte Flachdecken anzusehen. Bei der Schaltherhalle des Hauptzollamts sind es gar nur 4 m Spannweite und die gekrümmten Deckenabschnitte werden noch von schlanken Rippen unterstützt, die in einer Kassettierung versteckt wurden.

Über der Turnhalle der Schule am Gotzinger Platz wurde ein dünnwandiges Gewölbe mit Gurtbögen ausgeführt. Es erhielt sechs Joche mit Stichkappen und wurde von Mörsch als feuersicher bezeichnet.<sup>241</sup>

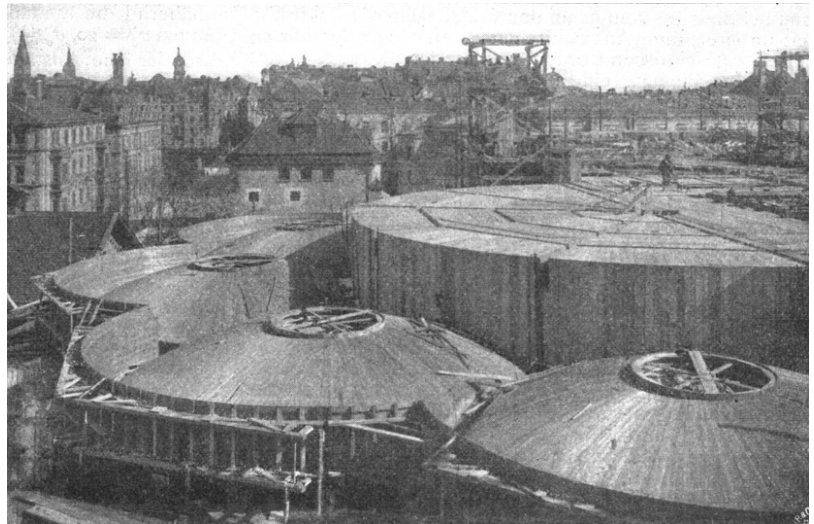
Beliebter waren Rippenkonstruktionen. Das Gewölbe über dem Langhaus der Margartenkirche in Sendling erreicht mit 21 m Spannweite eine Größe, die einzigartig in München ist und dem großen Vorbild der Michaelskirche an der Neuhauser Straße nacheiferte. Die kassettierte Untersicht gibt nicht das tatsächliche Tragsystem wider. Vielmehr wurde eine umgekehrte Plattenbalkendecke zur Ausführung gebracht (*Abb. 283*).

<sup>241</sup> Mörsch 1912 (4. Auflage), S. 251.

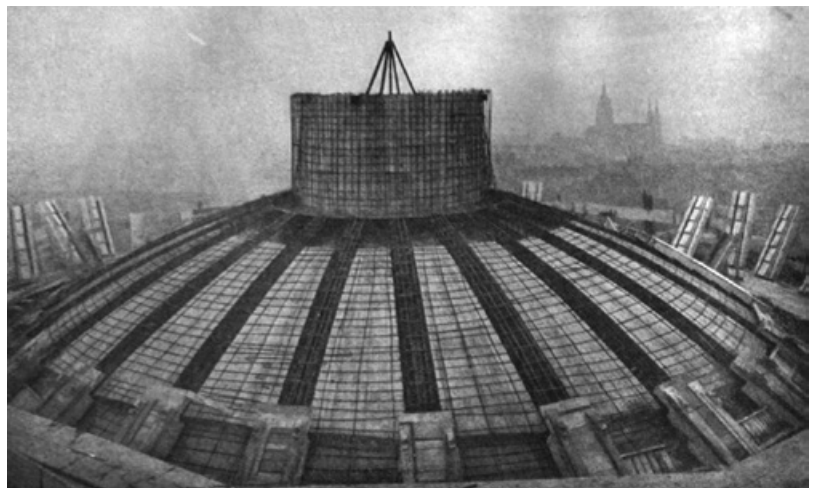
## 5.4 Realisierte Gebäude



**Abb. 284:** Die Pfarrkirche St. Ursula im Bau um 1897  
(Appuhn–Radtke 2013, S. 62).



**Abb. 285:** Schalungsarbeiten an den Kuppeln der Anatomie um 1906  
(DBZ 1908, S. 21).



**Abb. 286:** Schal- und Bewehrungsarbeiten an der Kuppel des Verkehrsministeriums in München (Beton und Eisen 1914, Tafel VIII).

### 5.4.4 Kuppelkonstruktionen

Kuppeln stellen eine seit der römischen Antike geschätzte architektonische Würdeform dar. Sie fanden bereits mit dem Bau des Pantheons in Rom im 1. Jahrhundert n. Chr. mit etwa 43 m Durchmesser ihren frühen Höhepunkt, der bis zur Errichtung der 65 m spannenden Jahrhunderthalle in Breslau im Jahr 1913, einem Massivbau aus Eisenbeton, unübertroffen war. Eisenbeton war auch in diesem Zusammenhang das Material, mit dem man Großes schaffen konnte.

Kuppeln weisen im Gegensatz zu Gewölben statisch-konstruktive Vorteile auf, wie bereits in Kapitel 2.3.3 ausgeführt wurde. Wenn die Ringzugkräfte sicher aufgenommen werden können, so entsteht eine sehr stabile Tragkonstruktion, die nur vertikale Lasten auf die Außenwände überträgt. In München lassen sich drei verschiedene Typologien von Ausführungen vorfinden:

- die als Massivbeton ausgeführte Kuppel
- die Schalenkuppeln nach Vorbild Monier bzw. Schwedler
- die Rippenkuppeln nach Vorbild Hennebique

Die direkte Übertragung einer gemauerten Kuppelkonstruktion in Beton wagte August Thiersch bei der zweiteiligen Kuppelschale von St. Ursula am Kaiserplatz mit gut 11 m Spannweite von 1897, weitgehend ohne Einlage einer Bewehrung (Abb. 284).<sup>242</sup>

Man möchte sagen, geradezu genial waren die Kuppeln der Deutschen Eisenbeton-Gesellschaft für das ehemalige Armeemuseum von 1905 und für die Anatomie von 1907, die nach der Berechnungsweise von Schwedler ausgeführt wurden. Besonders interessant und ungewöhnlich ist dabei die Flachkuppel der Anatomie mit 22 m Spannweite (Abb. 285). Die innere geneigte Decke wurde an der äußeren Schale abgehängt. Zugleich verbindet der konisch geformte zentrale Abluftschacht die beiden Schalen. Die äußere Schale funktioniert wie eine Schwedlerkuppel. Zusätzliche Sicherheit liefern aber die Abhänger, die bei asymmetrischer Belastung die Kuppel zusätzlich versteifen und evtl. auch der Leitgedanke bei der Planung des großen Oberlichts war, das wegen der Verglasung ohne aussteifende Feldfüllung auskommen muss.

Die Rippenkuppel als dritter Bautypus wurde wie bei den Gewölben erst etwas später angewendet. Die Konstruktionen sind beeindruckend hinsichtlich ihrer Ausführung, aber auch hinsichtlich des erforderlichen Aufwandes bei deren Herstellung. So musste doch jede Rippe eigens geschalt und bewehrt werden (Abb. 286). Da waren die dünnen Schalen der oben genannten Kuppeln sehr viel einfacher und schneller realisierbar. Es sind einige solcher



Abb. 287: Koenen'sche Plandecke, an Doppel-T-Träger anschließend, im Gisela-Gymnasium (ehemaligen Kreisrealschule) in einer Aufnahme von 2007 (Foto: JR).

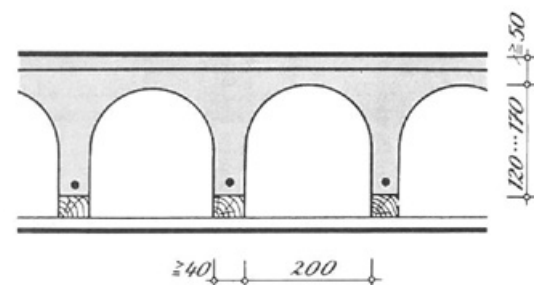


Abb. 288: Darstellung einer Koenen'schen Plandecke (Ahnert et.al 1996, S. 174).

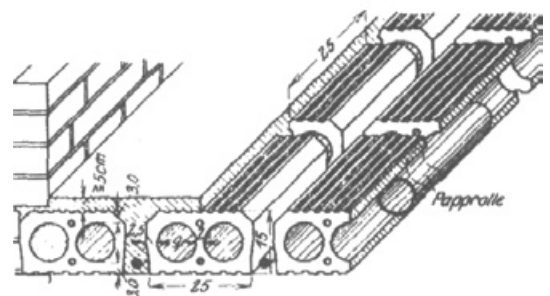


Abb. 289: Darstellung einer Westphaldecke (Hohlkörperdecke), wie sie auch im Gisela-Gymnasium zur Ausführung kam (Bargmann 2013, S. 601).



Abb. 290: Eine Hennebiquedecke im Gisela-Gymnasium in einer Aufnahme von 2007 (Foto: JR).

<sup>242</sup> Rehm 2018.

## 5.4 Realisierte Gebäude

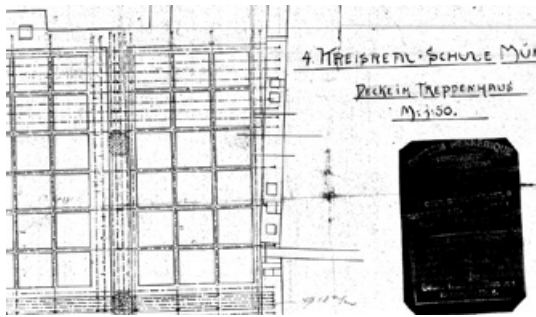


Abb. 291: Auszug aus einem Ausführungsplan der Bauunternehmung Gebr. Rank für eine Hennebique-Decke im Gisela-Gymnasium um 1903 mit Stempel für die Dokumentation der Anwendung des Systems Hennebique (siehe auch unten; Archiv des Baureferats).



Abb. 292: Stempel in einem Ausführungsplan: „System Hennebique, Konstruktionen aus armiertem Beton“. Bestellung 75, Plan 4; 19. Dez. 1903. Gebr. Rank München, Karlstraße). (Archiv des Baureferats).

Rippenkuppeln erhalten geblieben, so bei der Synagoge in Augsburg mit 16,5 m Spannweite. Auch die Lichtkuppel des Hauptzollamtes in München ist eine kupferblechverkleidete Rippenkuppel.

### 5.4.5 Sonstige Anwendungen

Die ersten Nachweise für Eisenbeton in München sind nach dem System Monier entstanden und beispielsweise beim Brausebad in der Ohlmüllerstraße von 1889<sup>243</sup> anhand von Archivalien nachweisbar, das jedoch nicht mehr existiert. Außerdem zu nennen ist das ehemalige Brausebad am Bavariaring von 1894. Dieses Gebäude steht noch. Die originalen Konstruktionen gingen jedoch verloren. Bei beiden Bauten wurden Trennwände und leichte Deckensysteme ausgeführt.

Es wurden auch Bauwerke, bei denen Systemdecken zur Ausführung gebracht wurden, in den vorliegenden Katalog aufgenommen. Sie standen immer in Konkurrenz zu den bewehrten Ortbetondecken. Sie hatten wegen des z.T. ausgenutzten Vorfertigungsgrades den Vorteil, schnell montiert werden zu können. Tatsächlich sind aber überwiegend Deckensysteme vorzufinden, die vor Ort hergestellt wurden. Deckensysteme nach Koenen wurden beispielsweise in der ehemaligen Mädchenrealschule am Elisabethplatz (heutiges Gisela-Gymnasium), das um 1904 nach Entwurf von Kajetan Pacher errichtet wurde, eingebaut (Abb. 287 und Abb. 288). Die Bauausführung erfolgte durch die Gebrüder Rank. Diese Decken wurden nach 100 Jahren Standzeit ausgebrochen und existieren nicht mehr.<sup>244</sup> Neben Koenen's Systemen waren noch zahlreiche weitere Konstruktionssysteme für Decken relevant. In „München und seine Bauten“ von 1912<sup>245</sup> werden u.a. die Systeme Westphal (Abb. 289), Klein, Secura, Rettig und Ackermann aufgeführt. In der Süddeutschen Bauzeitung von 1910 werden insgesamt 36 verschiedene Deckensysteme abgebildet und mit einer kurzen Beschreibung hinterlegt.<sup>246</sup> Letztlich erhoben diese Systeme nicht den Anspruch, für räumliche Tragstrukturen genutzt zu werden. Sie blieben auf Decken beschränkt.

In München wurden auch Decken nach System Visentini ausgeführt. Die Bauunternehmung Gebrüder Rank übernahm hierfür das Patent. Es entstand 1907 eine Fußgängerbrücke westlich des Nymphenburger Schlossparks mit solchen Trägern. Etwa zeitgleich wurden in der Augenklinik in München durch dieselbe Firma Decken mit Visentini-Trägern eingebaut. Es lassen sich vereinzelt auch Deckenkonstruktionen nach dem System Hennebique nachweisen. So nochmals in der genannten Mädchenrealschule am Elisabethplatz. Auf den Ausführungsplänen der Firma

243 Christophe 1905 S. 105.

244 ab 2007 wurden umfangreiche Instandsetzungsarbeiten an der Schule durchgeführt.

245 Siehe BAI 1912.

246 Süddeutsche Bauzeitung Nr. 47 vom 19.11.1910, S. 371-374 (SBZ 1910).

Gebrüder Rank wurde ein entsprechender Stempel mit Datum aufgebracht (Abb. 290, Abb. 291 und Abb. 292).

Die typische Konstruktion mit Bügeln aus Flacheisen findet sich außerdem bei Deckenkonstruktionen in dem südlichen Flügelbau des ehemaligen Arbeitermuseums im Lehel von 1905. Dass hier Hennebique'sche Bewehrungsführungen angewendet wurden, ist darauf zurückzuführen, dass dieser Flügel durch die Bauunternehmung Gebrüder Rank errichtet wurde, während den Rest des Gebäudes die sog. Eisenbeton-Gesellschaft ausführte. Dies ist auch im sog. Haus Pronath in der Augustenstraße der Fall, das ebenfalls von den Gebrüder Rank geplant und gebaut wurde.<sup>247</sup>

Nicht nur bei den Deckenkonstruktionen, sondern auch bei der Ausführung von Stützen kamen Systeme zur Ausführung, wie in Kapitel 4.1.2 beschrieben ist. Die Systemanwendung für Stützen lässt sich im Raum München jedoch nur vereinzelt nachweisen. Im Allgemeinen wurden hier horizontal verlaufende Bügel eingesetzt, wie sie in den Leitsätzen und Bestimmungen bereits Vorschrift waren. Teilweise, wie auch im Gaswerk Augsburg, bestanden diese Bügel jedoch aus dünnen Drähten, die dann als Bündel die Tragbewehrung umspannten. Der Hintergrund dieser Art der Ausführung ist nicht ganz klar. Er könnte damit zusammenhängen, dass man fürchtete, die Bügel könnten beim Befüllen der Stützenschalung abrutschen. Spiralförmig umschnürte Stützensysteme konnten bisher in München im Untersuchungszeitraum nicht gefunden werden.

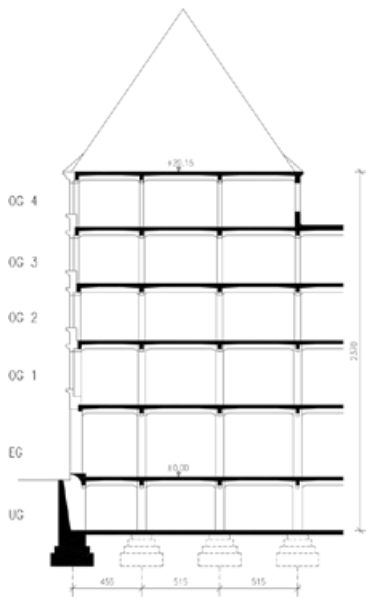
<sup>247</sup> Vergleiche hierzu auch Ostendorf 2007, S. 42. Darin wird auch auf die Übernahme des Hennebique-Patents in 1901 verwiesen.



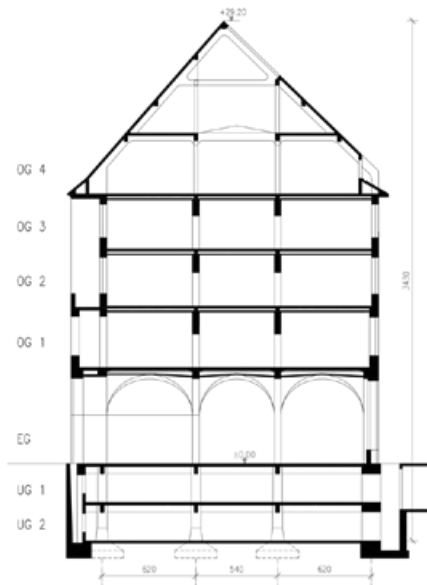
**Abb. 293: Bügelbewehrung im Reinigergebäude, Gaswerk Augsburg (Foto: JR).**



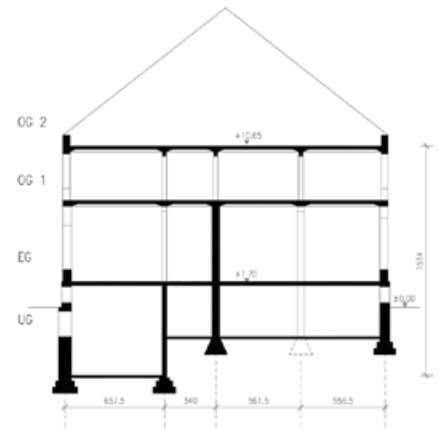
### 5.4.6 Vergleichende Übersichten



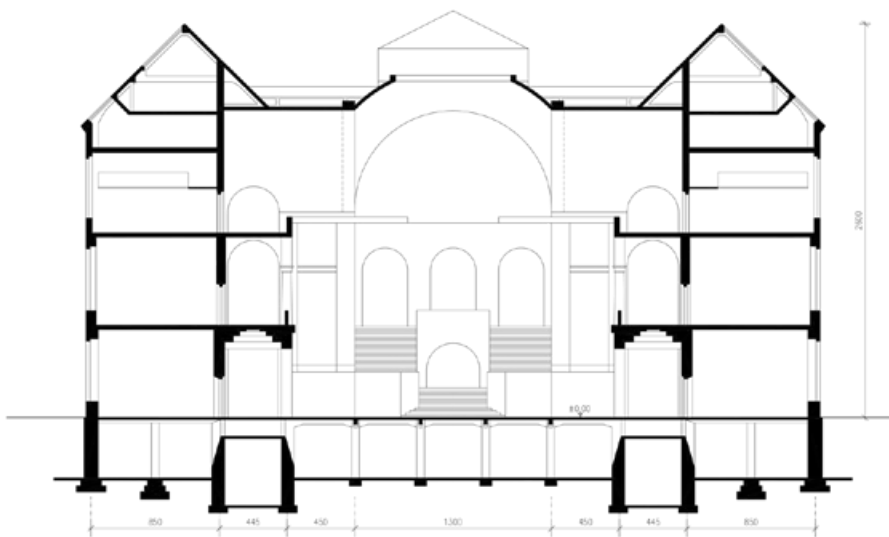
<b>Kaufhaus Tietz, München</b>	
Ausführungszeit	1904
Stützweite	5,2 m



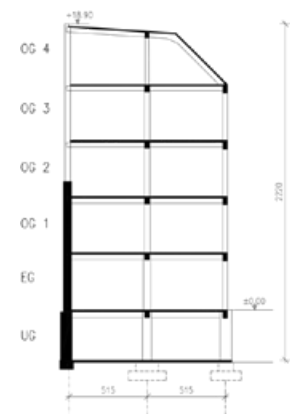
<b>Münchner Neueste Nachrichten, München</b>	
Ausführungszeit	1905
Stützweite	6,2 m



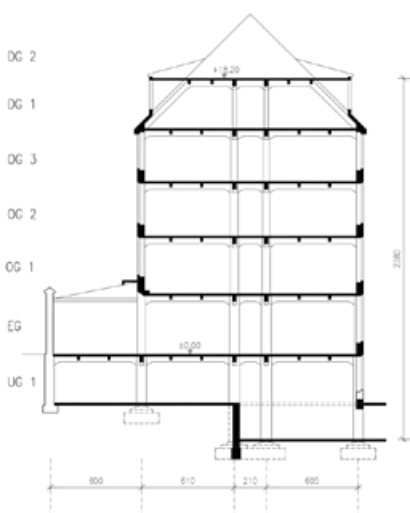
<b>Ehem. Kuvertfabrik, München</b>	
Ausführungszeit	1906
Stützweite	6,5 m



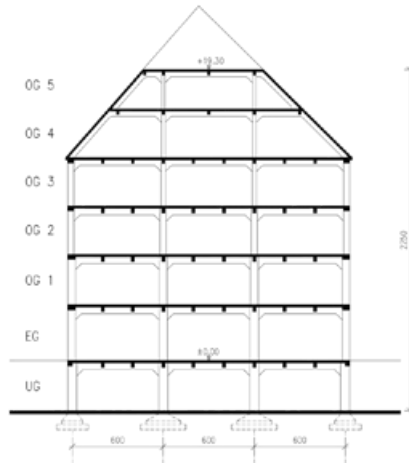
<b>Erweiterungsbauten der LMU, München</b>	
Ausführungszeit	1907
Stützweite	4,5 – 8,5 m



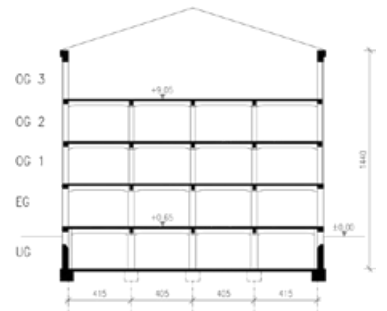
<b>Ehem. Papierfabrik, München</b>	
Ausführungszeit	1907
Stützweite	5,2 – 7,0 m



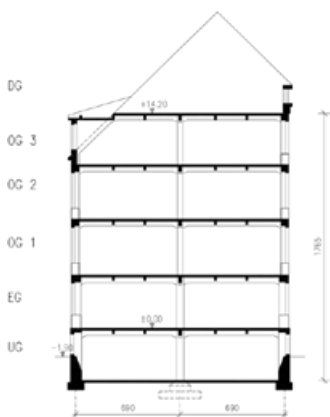
<b>Gerberblock, München</b>	
Ausführungszeit	1907
Stützweite	6,0 m



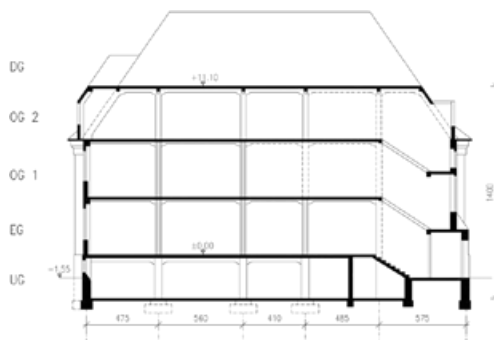
<b>Haus Pronath, München</b>	
Ausführungszeit	1907
Stützweite	6,0 m



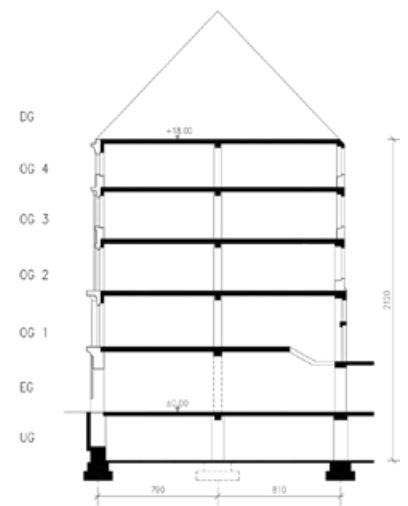
<b>Ehem. Körnermagazin, Ingolstadt</b>	
Ausführungszeit	1908
Stützweite	4,0 m



<b>Ehem. Bürstenfabrik, München</b>	
Ausführungszeit	1908
Stützweite	6,9 m

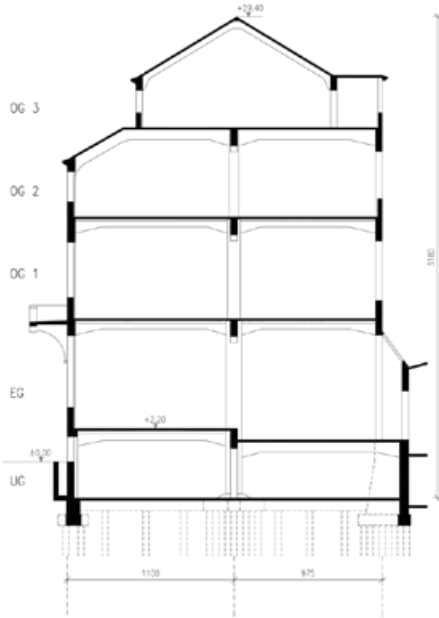


<b>Ehem. Waggonfabrik, Verwalterhaus, München</b>	
Ausführungszeit	1909
Stützweite	5,5 m

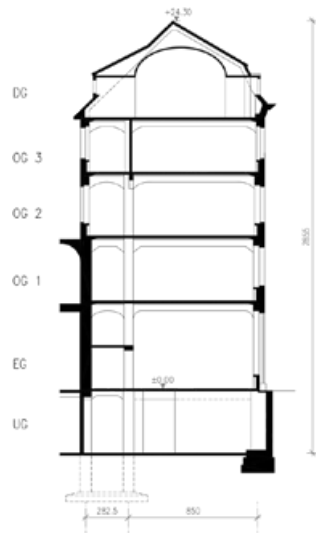


<b>Geschäftshaus Salamander, München</b>	
Ausführungszeit	1909
Stützweite	8,0 m

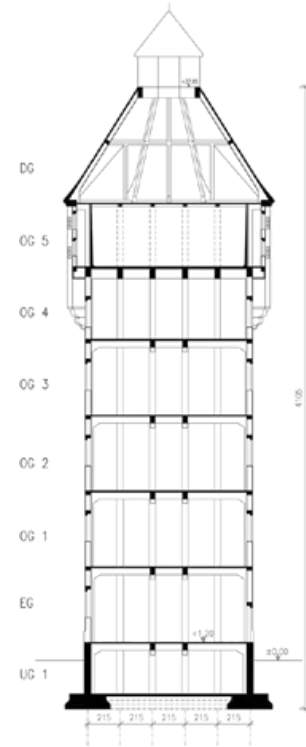
## 5.4.6 Skelettkonstruktionen



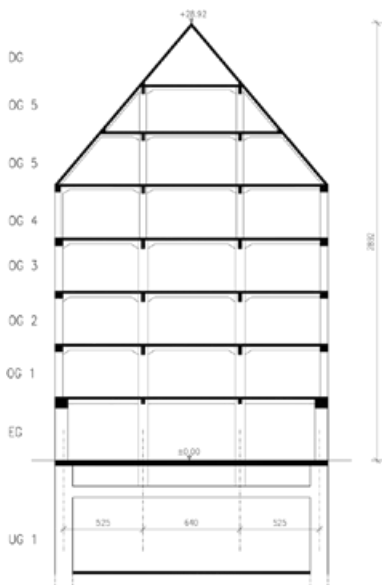
<b>Dt. Museum, Sammlungsbau, München</b>	
Ausführungszeit	1910
Stützweite	11,0 m



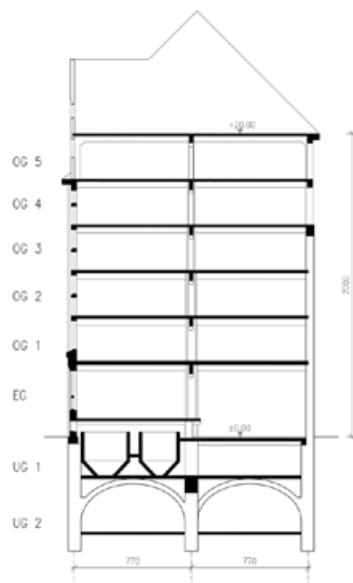
<b>Geschäftshaus Bernheimer, München</b>	
Ausführungszeit	1910
Stützweite	8,5 m



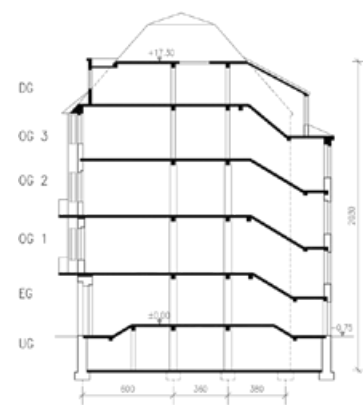
<b>Wasserturm, Schwabmünchen</b>	
Ausführungszeit	1910
Stützweite	11,0 m



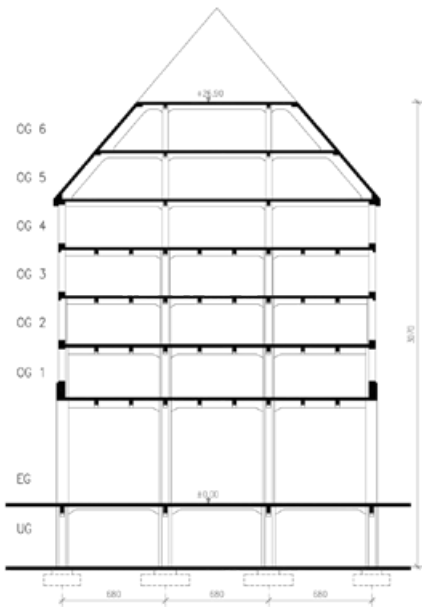
<b>Sog. Littmannbau der Löwenbräu AG, München</b>	
Ausführungszeit	1910
Stützweite	6,4 m



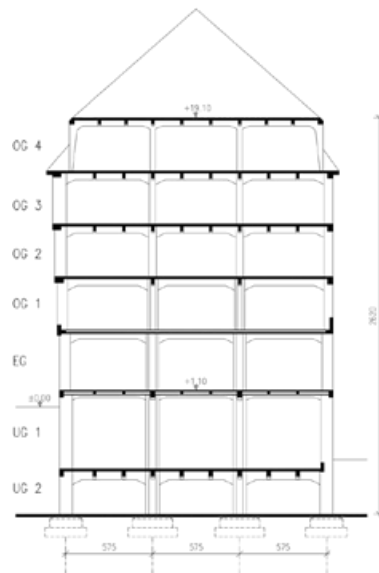
<b>Gerstenhaus der Löwenbräu AG, München</b>	
Ausführungszeit	1910
Stützweite	7,7 m



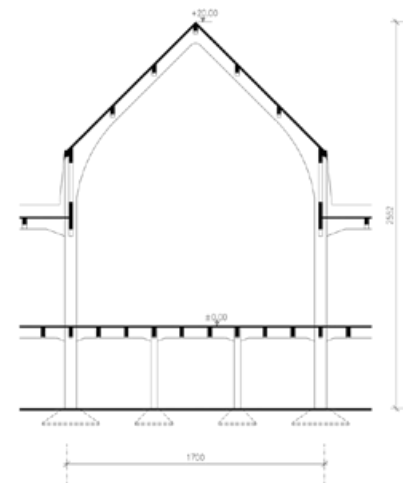
<b>Wohnhaus, München</b>	
Ausführungszeit	1910
Stützweite	6,0 m



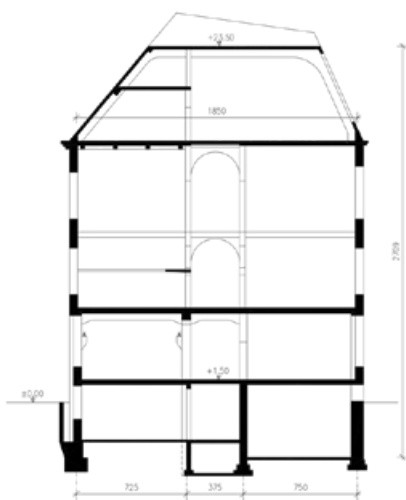
<b>Hauptzollamt, Zollhalle, München</b>	
Ausführungszeit	1911
Stützweite	6,8 m



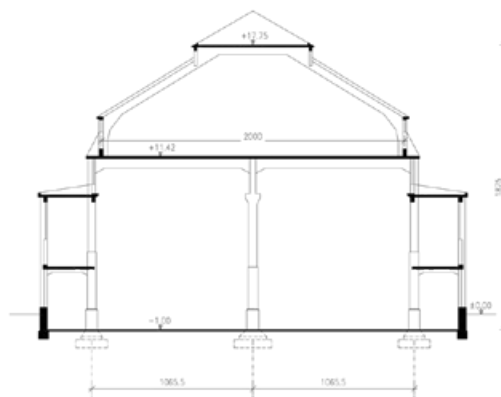
<b>Lindwurmhof, München</b>	
Ausführungszeit	1911
Stützweite	5,8 m



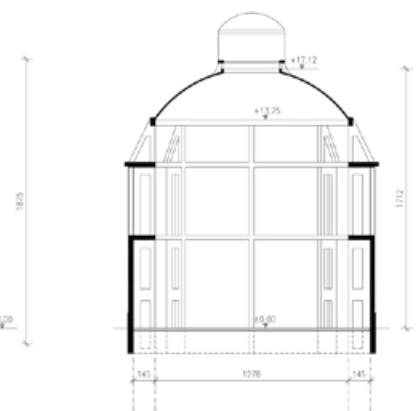
<b>Großmarkthalle, München</b>	
Ausführungszeit	1911
Stützweite	5,5 – 8,8 m



<b>Sog. Thierschbau der TU, München</b>	
Ausführungszeit	1912
Stützweite	7,5 m

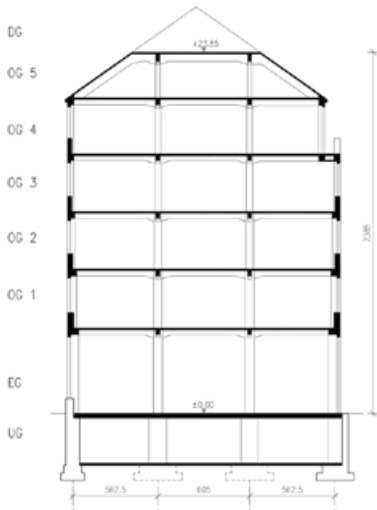


<b>Reinigergebäude, Gaswerk, Augsburg</b>	
Ausführungszeit	1914
Stützweite	10,7 m

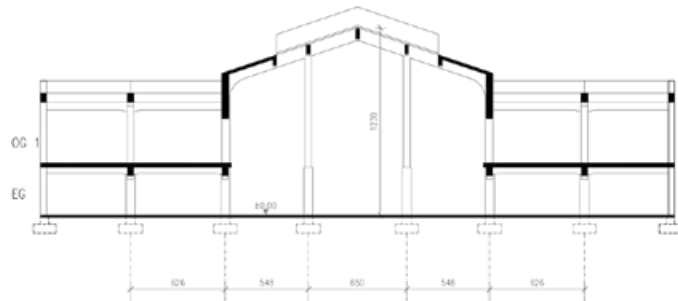


<b>Scheibengasbehälter, Gaswerk, Augsburg</b>	
Ausführungszeit	1914
Stützweite	6,0 m

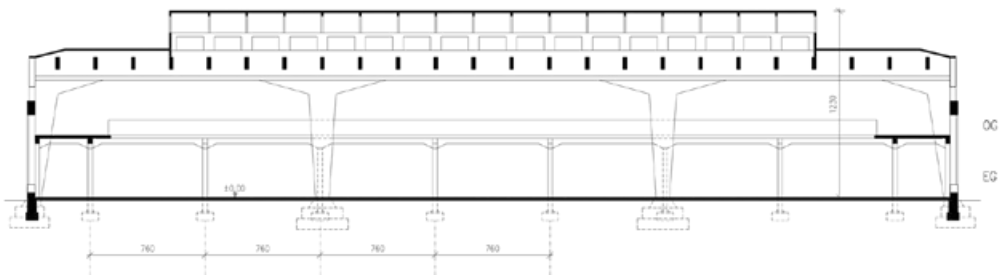
## 5.4.6 Skelettkonstruktionen



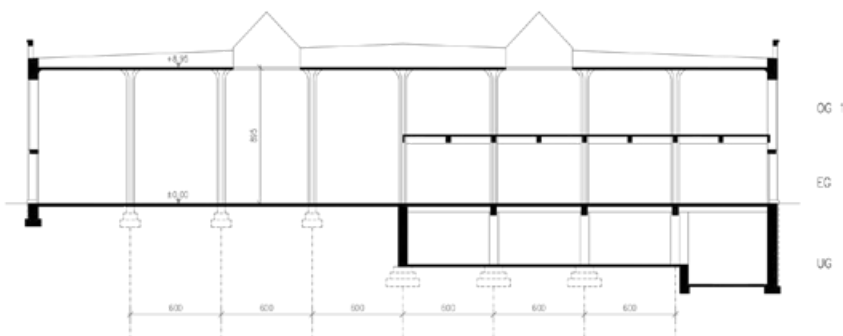
<b>Geschäftshaus, München</b>	
Ausführungszeit	1915
Stützweite	6,8 m



<b>Ehem. Kriegsmetallwerk, München</b>	
Ausführungszeit	1917
Stützweite	6,3 m



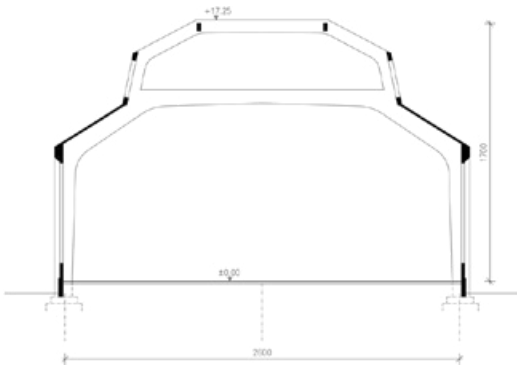
<b>Ehem. Maschinenfabrik, Querhalle, München</b>	
Ausführungszeit	1919
Stützweite	7,6 m



<b>Paketzustellamt, München</b>	
Ausführungszeit	1925
Stützweite	6,0 m

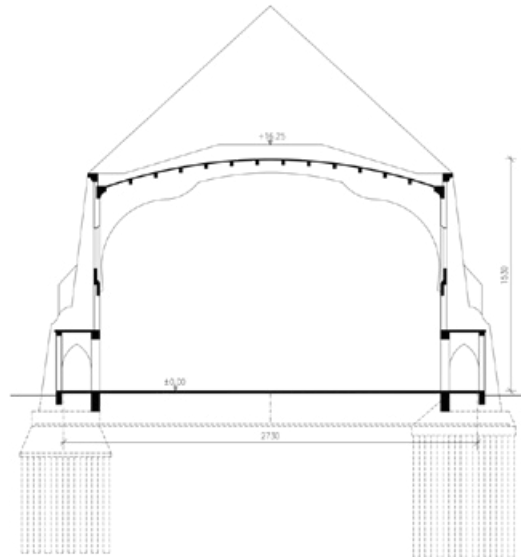


## 5.4.6 Binderkonstruktionen



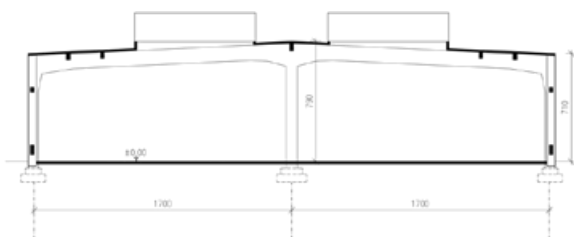
**Messe, Halle III, München**

Ausführungszeit	1907
Spannweite	26,0 m



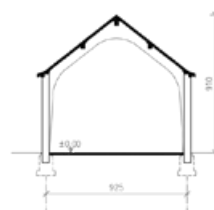
**Garnisonskirche, Ulm**

Ausführungszeit	1908
Spannweite	27,3 m



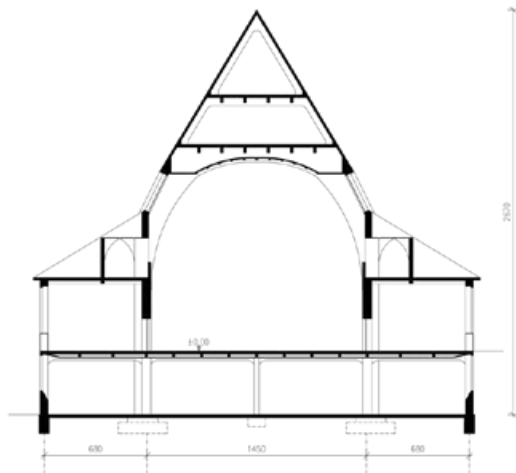
**Ehem. Waggonfabrik, München**

Ausführungszeit	1909
Spannweite	17,0 m

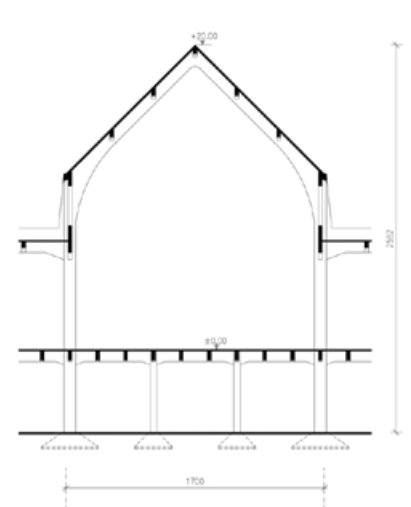


**Schlachthof, Fürstenfeldbruck**

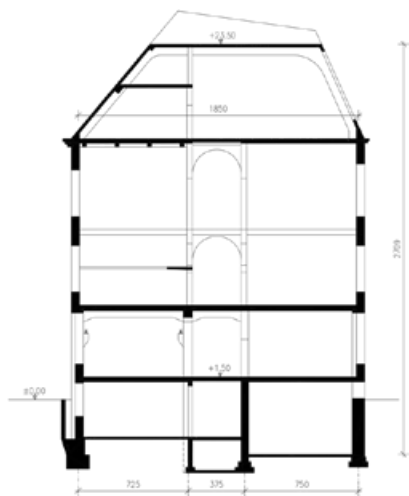
Ausführungszeit	1910
Spannweite	9,5 m



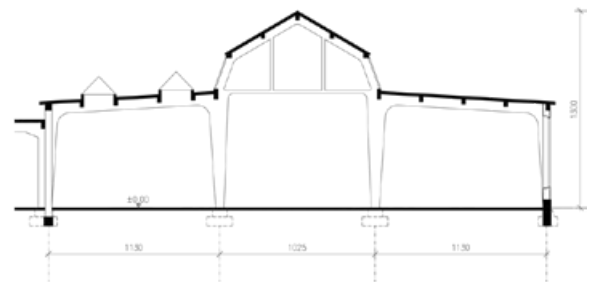
<b>Hauptzollamt, Schaltherhalle, München</b>	
Ausführungszeit	1911
Spannweite	14,5 m



<b>Großmarkthalle, München</b>	
Ausführungszeit	1911
Spannweite	17,0 m



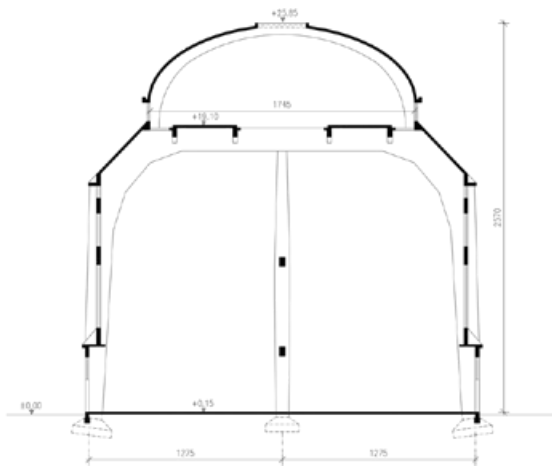
<b>Sog. Thierschbauten, TU, München</b>	
Ausführungszeit	1912
Spannweite	18,5 m



<b>Ehem. Schlafwagengesellschaft, München</b>	
Ausführungszeit	1913
Spannweite	11,3 m

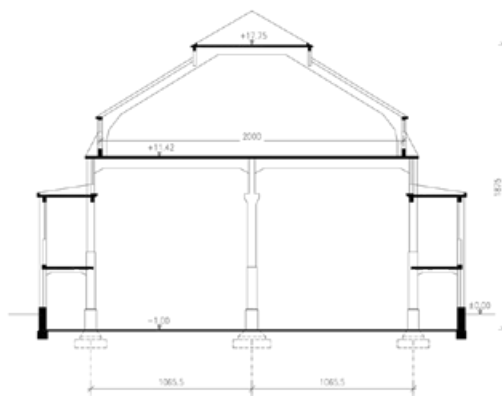


## 5.4.6 Binderkonstruktionen



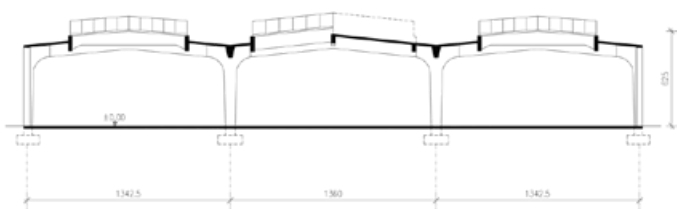
**Ofenhaus, Gaswerk Augsburg**

Ausführungszeit	1914
Spannweite	12,8 – 17,5 m



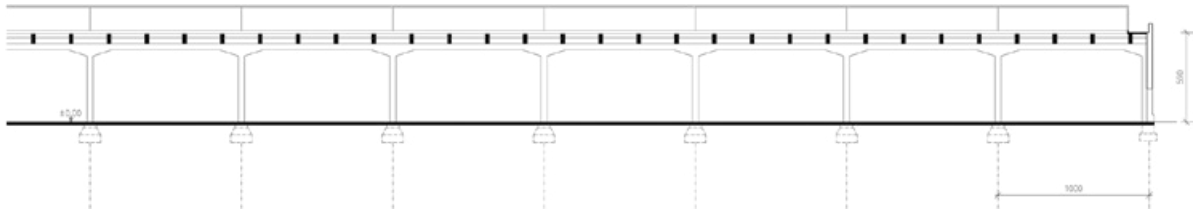
**Reinigergebäude, Gaswerk Augsburg**

Ausführungszeit	1914
Spannweite	20,0 m

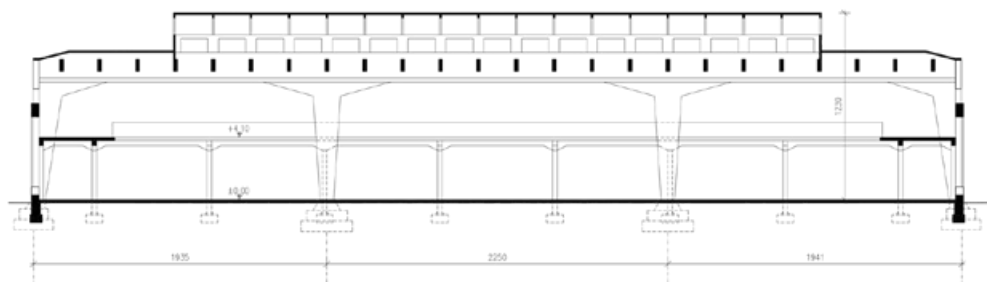


**Ehem. Kriegsmetallfabrik, München**

Ausführungszeit	1917
Spannweite	13,6 m

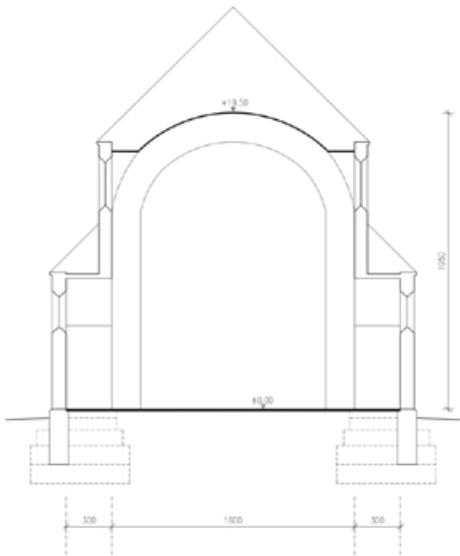


<b>Ehem. Motorenfabrik, Halle A, München</b>	
Ausführungszeit	1917
Spannweite	10,0 m



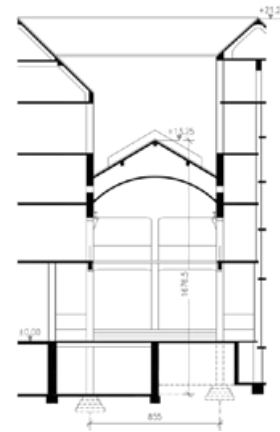
<b>Ehem. Motorenfabrik, Querhalle, München</b>	
Ausführungszeit	1919
Spannweite	22,5 m

## 5.4.6 Gewölbekonstruktionen



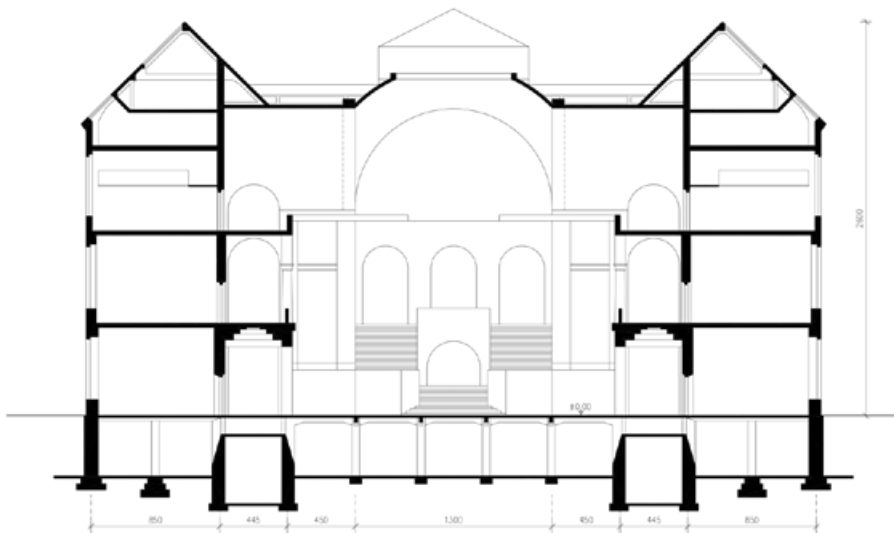
### Katholische Kirche St. Anton, München

Ausführungszeit	1894
Spannweite	16,0 m
Stichhöhe	6,5 m
Schalendicke	6 – 8 cm



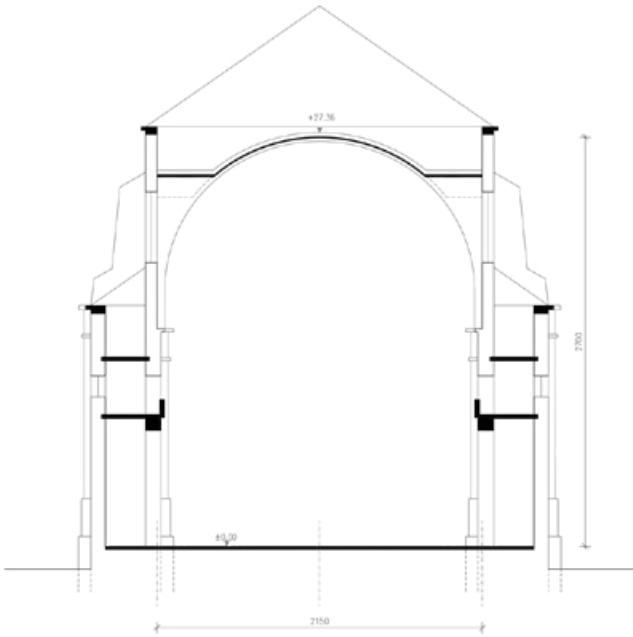
### ehemaliges Arbeitermuseum, München

Ausführungszeit	1905
Spannweite	8,0 m
Stichhöhe	1,7 m
Schalendicke	8 cm

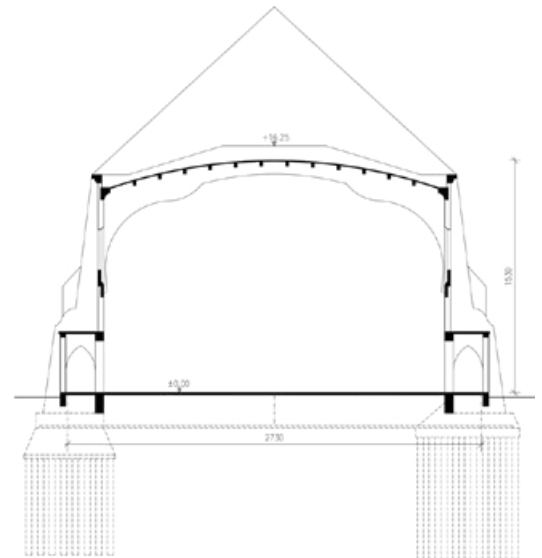


### Erweiterungsbauten der LMU, München

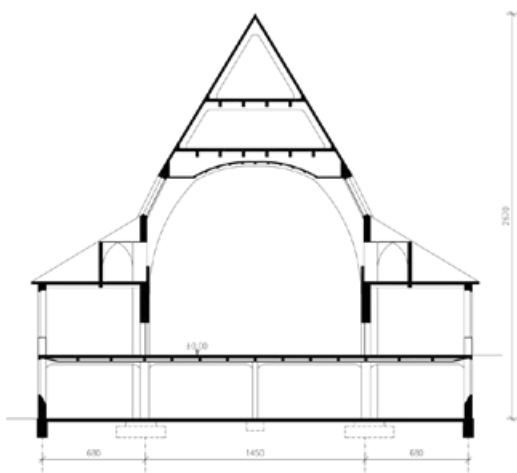
Ausführungszeit	1907
Spannweite	13,0 m
Stichhöhe	6,5 m
Schalendicke	8 – 10 cm



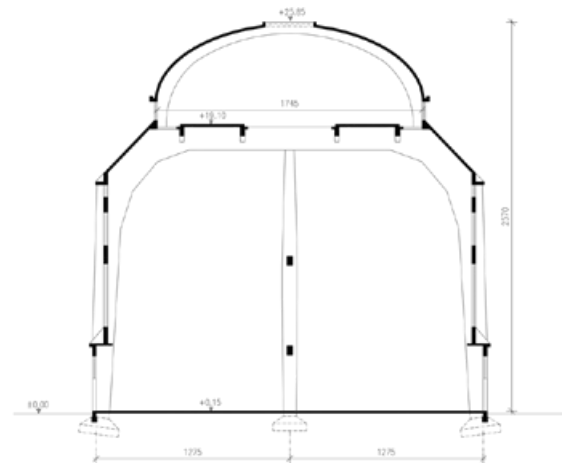
<b>Katholische Kirche St. Margaret, München</b>	
Ausführungszeit	1908
Spannweite	21,0 m
Stichhöhe	10,0 m
Schalendicke	9 cm
Rippenhöhe	40 – 50 cm



<b>Garnisonskirche, Ulm</b>	
Ausführungszeit	1908
Spannweite	27,3 m (7,5 m)
Stichhöhe	2,0 m
Schalendicke	7 cm
Rippenhöhe	37 cm



<b>Hauptzollamt (Schalterhalle), München</b>	
Ausführungszeit	1911
Spannweite	14,5 m (4,0 m)
Stichhöhe	8,4 m
Schalendicke	7 cm
Rippenhöhe	14 cm

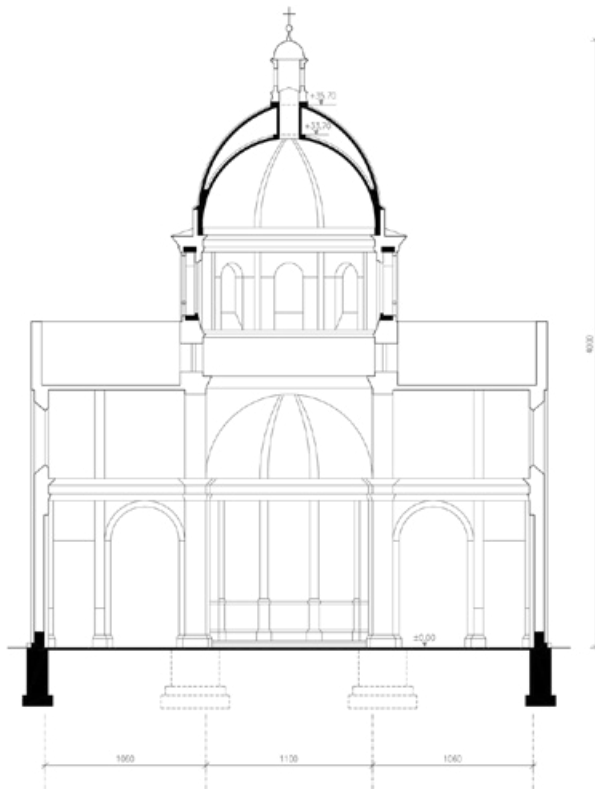


<b>Ofenhaus, Gaswerk, Augsburg</b>	
Ausführungszeit	1914
Spannweite	17,5 m (6,0 m)
Stichhöhe	5,0 m
Schalendicke	15 cm

## 5.4.6 Kuppelkonstruktionen

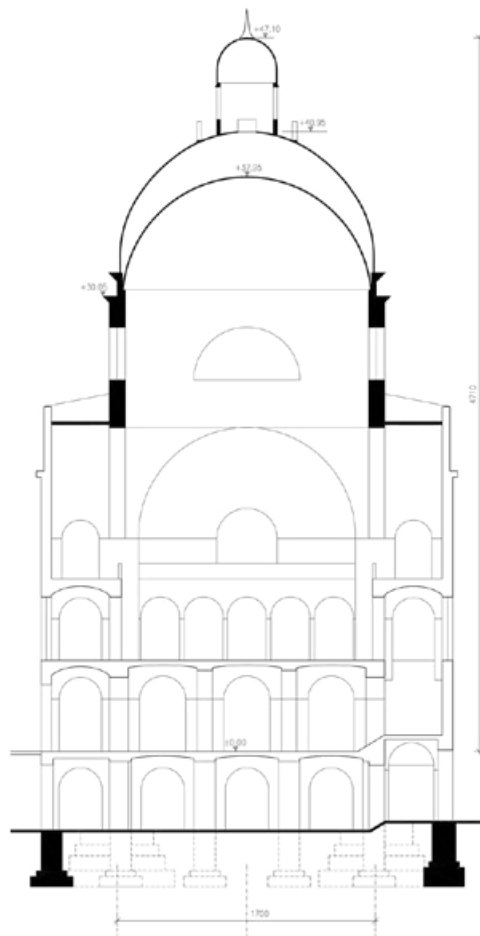
### Katholische Kirche St. Ursula, München

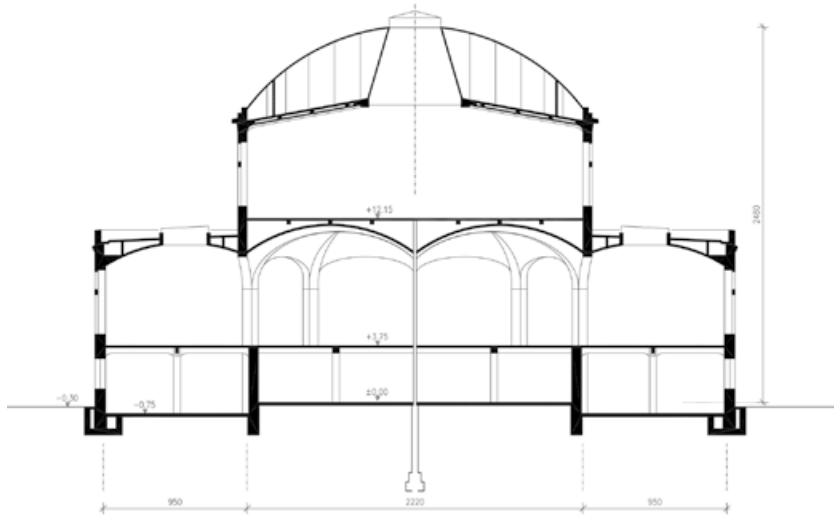
Ausführungszeit	1897
Durchmesser	11,8 m
Kuppelhöhe	4,4 – 6,2 m
Schalendicke	15 – 16 cm
Rippenhöhe	29 cm (Innenkuppel)



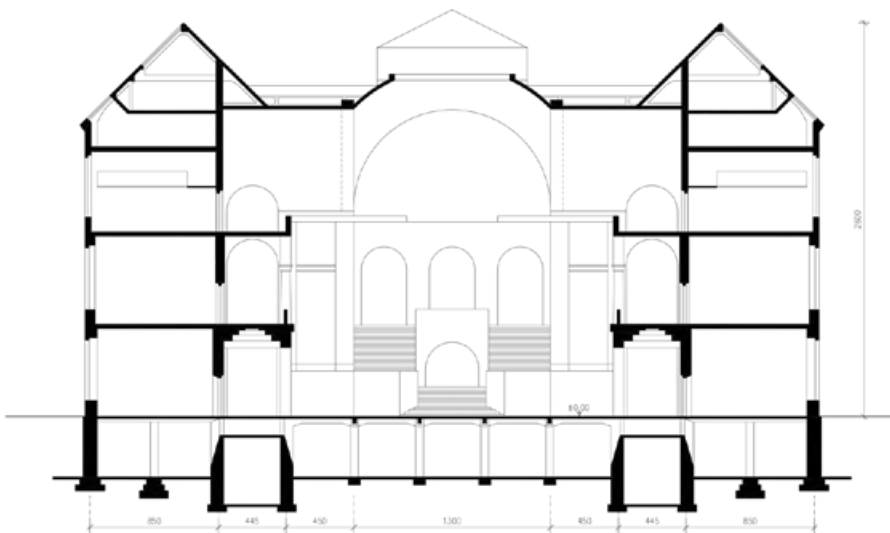
### Ehemaliges Armeemuseum, München

Ausführungszeit	1904
Durchmesser	16,2 m
Kuppelhöhe	7,5 m
Schalendicke	5 – 7 cm





<b>Anatomie, München</b>	
Ausführungszeit	1906
Durchmesser	22,0 m
Kuppelhöhe	5,8 m
Schalendicke	10 cm

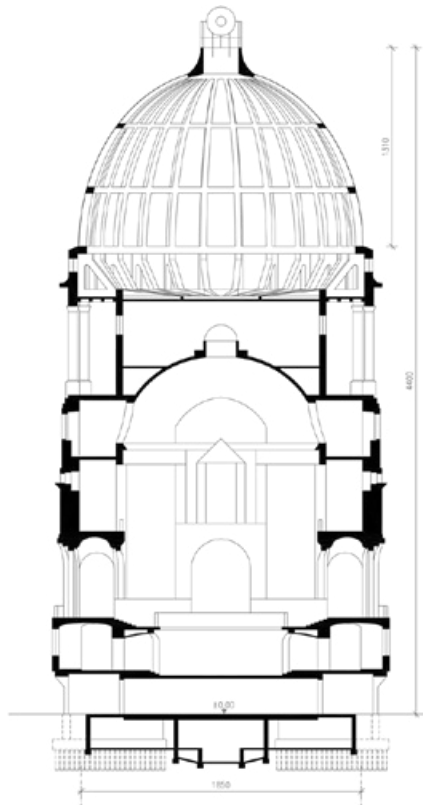


<b>Erweiterungsbauten der LMU, München</b>	
Ausführungszeit	1907
Durchmesser	18,0 m
Kuppelhöhe	8,0 m
Schalendicke	8 – 10 cm

## 5.4.6 Kuppelkonstruktionen

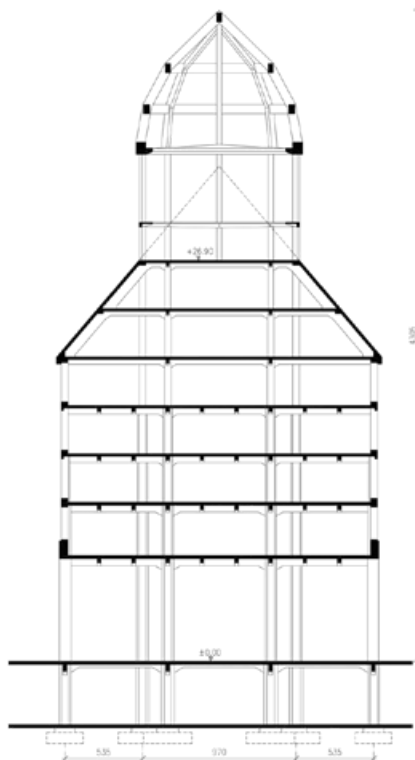
### ehem. Verkehrsministerium, München

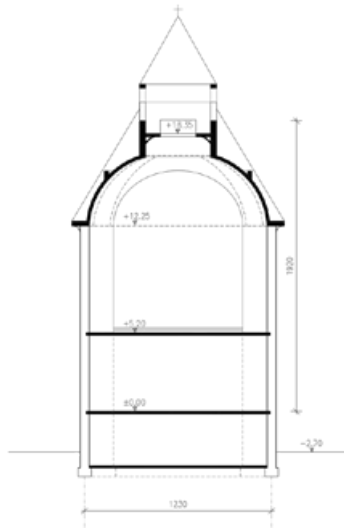
Ausführungszeit	1910
Durchmesser	18,5 m
Kuppelhöhe	11,5 m
Schalendicke	ca. 5 cm
Rippenhöhe	45 cm



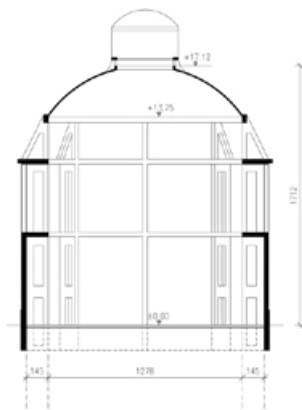
### Hauptzollamt, München

Ausführungszeit	1910
Durchmesser	9,7 / 15,7 m
Kuppelhöhe	16,2 m
Rippenquerschnitt	30/60–35/70 cm

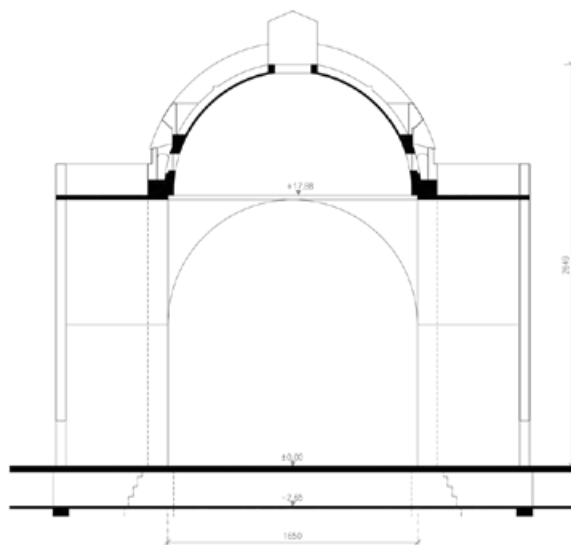




<b>Kapelle 3. Orden, München</b>	
Ausführungszeit	1911
Durchmesser	12,3 m
Kuppelhöhe	4,7 m
Schalendicke	8 cm
Rippenhöhe	25 – 40 cm



<b>Scheibengasbehälter, Gaswerk, Augsburg</b>	
Ausführungszeit	1914
Durchmesser	12,8 m
Kuppelhöhe	3,4 m
Schalendicke	8 cm



<b>Synagoge, Augsburg</b>	
Ausführungszeit	1914
Durchmesser	16,5 m
Kuppelhöhe	7,5 m
Schalendicke	12 cm
Rippenhöhe	60 cm





**Abb. 294: Schal- und Bewehrungsarbeiten am Hauptzollamt in München in einer Baustellenaufnahme um 1912 (Archiv Hauptzollamt).**

## 5.5 Ausführungspraxis

### 5.5.1 Bewehrungsführung

Bis 1904 war die Ausführung von Bau- bzw. Tragwerken aus Eisenbeton im Untersuchungsgebiet überwiegend systemorientiert. Im Katalog ist die Anzahl von Bauwerken, die bis dahin zur Ausführung gebracht wurden, gering. 1904 setzte dann die vermehrte Anwendung ein. Der erste Skelettbau aus Eisenbeton in München war das Kaufhaus Tietz. Der erste Skelettbau im Untersuchungsgebiet war der Wasserturm in Kirchseeon von 1902 bis 1903. Bei frühen Bauwerken aus Eisenbeton mit Skelettstruktur sind noch bautechnische Unsicherheiten bei der Ausführung zu beobachten. Das betrifft die Bewehrungsführung an sich, die Anzahl der Bügel und deren Abstände untereinander sowie die Dichte der Verlegung der Längseisen im Besonderen. Grundsätzlich lassen sich drei Arten von Bewehrung in einem biegebeanspruchten Bauteil unterscheiden, denen unterschiedliche Funktionen zugewiesen werden können:

- Trag- oder Längsbewehrung
- Verteil- oder konstruktive Bewehrung
- Bügelbewehrung

Wie bereits weiter oben ausgeführt zeigt der Vergleich der Bewehrungsführungen unterschiedlicher Patentgeber seit den 1850er Jahren, dass bei Balkenkonstruktionen häufig der Längs- oder Tragbewehrung im unteren, überwiegend zugbeanspruchten Bereich eines Biegeträgers die größte Bedeutung zugemessen wurde. Joseph Monier kommt eine Sonderrolle zu. Er stellte die formgebende Eigenschaft der Bewehrung in den Vordergrund oder nutzte die Biegesteifigkeit von profilierten Eisen, die sowohl Normal-, als auch Querkkräfte aufnehmen konnten und eine übergeordnete statische Funktion übernahmen (als Bogen innerhalb eines Biegeträgers). Jedoch hatte Monier, evtl. unter dem Eindruck der Entwicklungen beim Bau des Berliner Reichstags 1889 auch für Wand- oder Deckensysteme zwei netzartige Bewehrungsebenen eingeführt, die nahe dem jeweiligen Rand eines Querschnitts angeordnet und mit Querstäben verbunden wurden. Er hatte damit Bügel verwendet, die zwei Bewehrungsebenen verbinden (Abb. 297, Schweizer Patent N° 1229 von 1889). Solche Bewehrungen wurden beispielsweise bei den frühen Bogenbrücken in München eingesetzt.

Hennebique hat den Bügeln in Biegeträgern, die er als Flacheisen einsetzte, herausragende Bedeutung zugemessen. Diese versetzte er sehr dicht nebeneinander und verkürzte deren Abstand untereinander zum Auflager hin noch zusätzlich (Abb. 295 und Abb. 296). Verteilbewehrungen – beispielsweise als obere Bewehrungslage – sah er aber in den frühen Anwendungen nicht

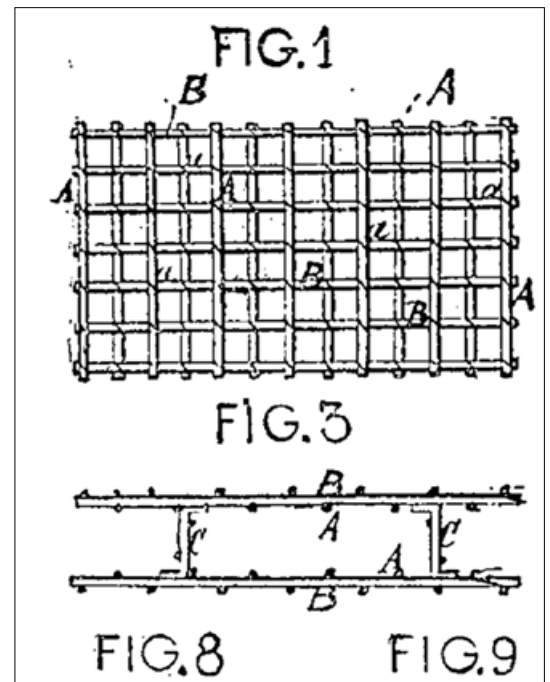


Abb. 297: Schweizer Patent von Joseph Monier N° 1229 von 1889.



Abb. 295: Die Tragbewehrung nimmt beinahe die gesamte Breite des Unterzugs ein: Südflügel des ehem. Arbeitermuseums nach System Hennebique (Foto: JR).

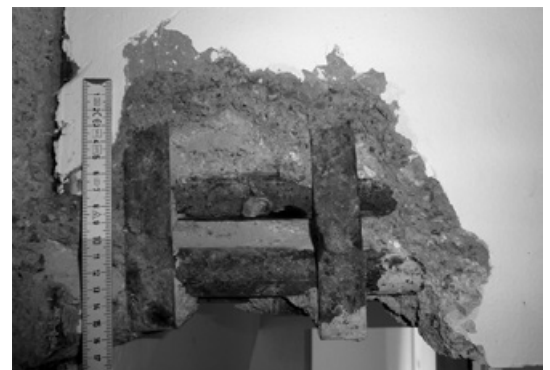
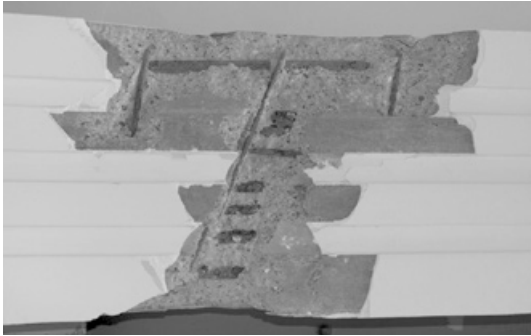


Abb. 296: Bewehrung im Südflügel des ehemaligen Arbeitermuseums nach System Hennebique. Die Bügel sind gegenüber der Tragbewehrung deutlich tiefer liegend (Foto: JR).



**Abb. 298: Maschinenhalle des ehem. Arbeitermuseums: Balkenbewehrung (Foto: JR).**



**Abb. 299: Maschinenhalle des ehem. Arbeitermuseums: Stützenbewehrung (Foto: JR).**



**Abb. 300: Ofenhaus des Gaswerks Augsburg, Bügel bei einer Binderstütze (Foto: JR).**

vor. Eine solche Verteilbewehrung wurde erst durch Gustav A. Wayss bzw. Emil Mörsch gezielt eingesetzt, um auch Bügel und Tragbewehrung in ihrer Lage während des Betoniervorgangs zu sichern.

Eine Ausführung nach Hennebique konnte wie zuvor angemerkt im ehemaligen Arbeitermuseum nach Befundöffnung durch die bauseitig tätigen Bauunternehmen während der rezent erfolgten Instandsetzungsmaßnahmen im Südflügel eingesehen werden. Die Längsbewehrung und die Bügel wurden nicht mit Draht verbunden. Die Bewehrung nimmt außerdem beinahe die gesamte Breite des Unterzugs ein. Beim Betonieren schwamm diese auf, sodass die Bügel unterseitig einen Abstand zur Bewehrung aufweisen (Abb. 296).

Bereits bei den meisten frühen Eisenbetonskelettbauwerken in München lässt sich jedoch die Anwendung der Leitsätze auf die Ausführung direkt belegen. Nur wenige gebaute Beispiele verweisen auf die Anwendung von Patenten, wie dies bei dem o.g. ehemaligen Arbeitermuseum in der Pfarrstraße bei den Flügelbauten der Fall ist. Die Befundöffnungen in der zentralen Maschinenhalle, die im Jahr 2012 an Stützen und Balken der Maschinenhalle im Zuge von Standsicherheitsprüfungen hergestellt wurden, belegen, dass die Ausführung der Bewehrung den Vorgaben der Leitsätze des Deutschen Beton-Vereins bzw. der vorläufigen Bestimmungen von 1904 entsprechen (Abb. 298 und Abb. 299). Die Längsbewehrungen der Deckenbalken wurden relativ dicht nebeneinander und mit einer sehr geringen Betondeckung von 5 bis 10 mm eingelegt. Diese geringe Betondeckung stellt einzig eine Abweichung von den Leitsätzen dar, die eine Mindestdeckung von 20 mm für die Tragbewehrung vorsahen. Die Bügel mit einem Durchmesser von 8 mm wurden in einem Abstand von 35 cm verlegt. Die Längseisen haben Durchmesser von 10 bis 24 mm und wurden zum Auflager hin teilweise als Schubbewehrung nach oben gebogen. Die Stützen wurden mit Längseisen von 30 mm Durchmesser und Bügeln von 8 mm Durchmesser in Abständen von 25 cm eingelegt. Der Bügelabstand entspricht dabei den Vorgaben, die Mörsch<sup>248</sup> selbst aufgestellt hatte (max. Bügelabstand 35 cm und 5 cm kleiner als die Stützenbreite). Die Stützen besitzen im Grundriss Abmessungen von etwa 46 x 46 cm. Die Unterzüge sind ebenso breit.<sup>249</sup>

Solche Bügelabstände konnten auch in dem knapp 10 Jahre später ausgeführten Ofenhaus des Gaswerks in Augsburg festgestellt werden (Abb. 300). Hier liegen die Bügel so knapp unter der Oberfläche der Stützen, dass sie mühelos ablesbar sind. Auch im 1907 errichteten Haus Pronath in der Augustenstraße

<sup>248</sup> Mörsch 1902.

<sup>249</sup> Siehe hierzu Artikel in den Denkmalpflege Informationen: Rehm 2012.

beträgt der Bügelabstand in den Stützen im Kellergeschoss mit einem Querschnitt von 60 x 60 cm nur 20 bis 25 cm und bleibt damit deutlich innerhalb der Anforderung von max. 35 cm. Der Anzahl und Lage der Bügel kommt in der weiteren Entwicklung eine zunehmende Bedeutung zu. Mörsch selbst weist darauf hin, dass mit abnehmendem Bügelabstand die Festigkeitswerte der Bauteile zunehmen.

Die geometrische Ausformung von Skelettkonstruktionen aus Eisenbeton blieb bei der überwiegenden Zahl der ausgeführten Beispiele angelehnt an Hennebiques Vorbild, das einem Holzfachwerk ohne Streben ähnlich ist. Während Hennebique jedoch nur für die Hauptträger seiner Plattenbalken Vouten vorsieht (Abb. 301), werden diese bald auch bei Nebenträgern eingesetzt. Dies ist beim Lindwurmhof ebenso der Fall wie beim Hauptzollamt an der Donnersberger Brücke und beim Deutschen Museum



**Abb. 301: Skelettkonstruktion im Haus Pronath (Foto: JR).**

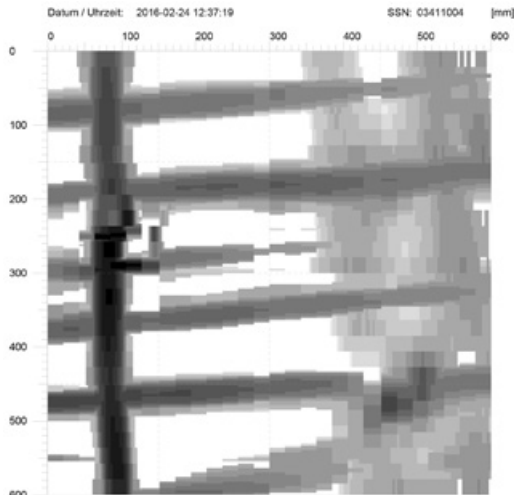


**Abb. 302: Deutsches Museum: Ablesbare Bügelbewehrung in einem Biegebalken (Foto: JR).**

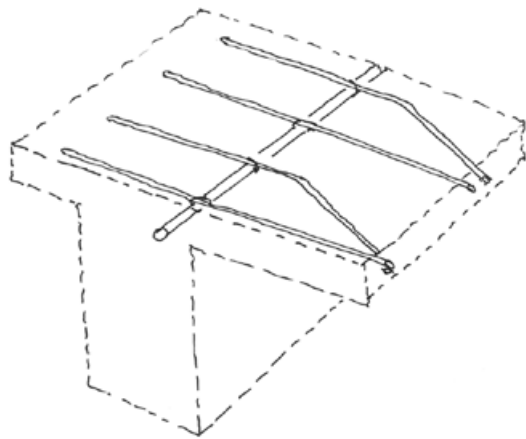


**Abb. 303: Kellergeschoss Lindwurmhof: Ablesbare Bügelbewehrung (Foto: JR).**

## 5.5 Ausführungspraxis



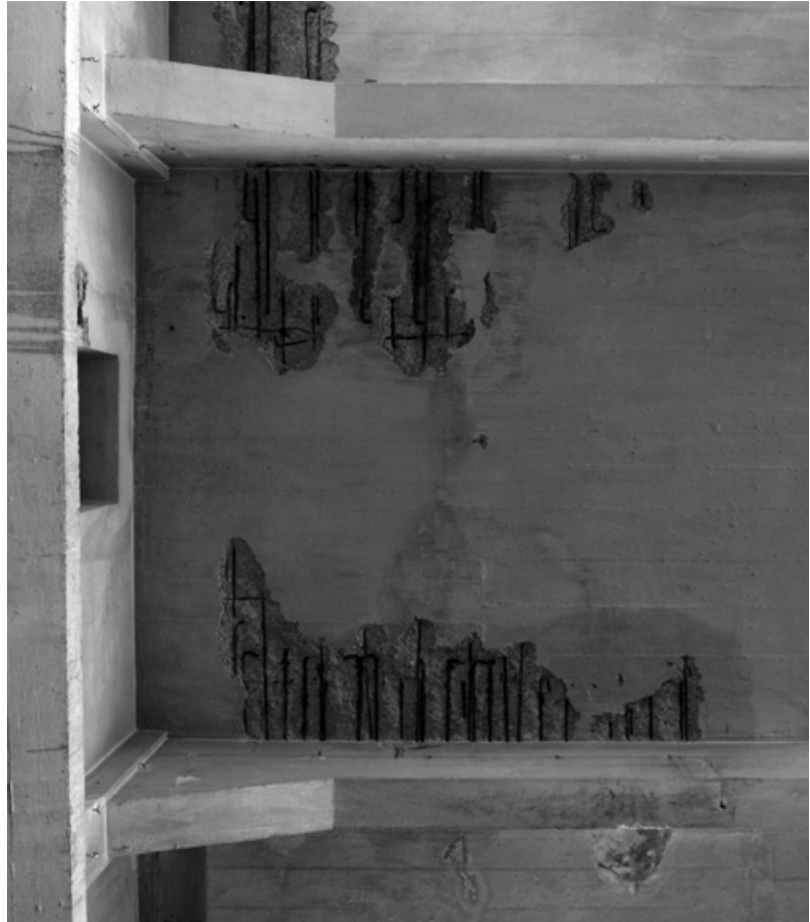
**Abb. 304: Deutsches Museum, Ferroskan über einem Unterzug (Aufnahme: JR).**



**Abb. 305: Bewehrungsverlauf nachgezeichnet (Vorlage Ferroskan aus Dt. Museum. JR).**



**Abb. 306: Verkröpfte Deckenbewehrung an einem Durchbruch im Lindwurmhof unter dem Dachgeschoss (Foto: Christian Kaut, JR).**



**Abb. 307: Reinigergebäude im Gaswerk Augsburg, Deckenuntersicht. Durch die bestehenden Schäden kann sehr gut die Zulagebewehrung über den Unterzügen erkannt werden (Foto: JR).**

(Abb. 302 und Abb. 303). Die Stützenquerschnitte sind dabei i.A. größer als die Balkenbreiten, sodass die Längsbewehrung in den Stützen, die in das nächste Geschoss, soweit vorhanden, geführt wird, seitlich an den Balken vorbei verlaufen kann. Die Bewehrung der Balken selbst kann gerade über die Stütze in den angrenzenden Balken weiter verlaufen. Die Voutenbewehrung wird wie Mörsch dies schon 1902 empfahl, als v-förmig gebogenes Bauteil eingelegt. Die schräg verlaufenden Bügel in geringen Abständen von etwa 10 bis 15 cm lassen sich beim Lindwurmhof und beim Deutschen Museum im Bereich der ehemaligen Chemiesammlung wiederum wegen der geringen Betondeckung leicht ablesen (siehe Abb. 302 und Abb. 303).

Die geringmächtigen Deckenplatten, die über den Biegebalken und im Verbund mit diesen ausgeführt wurden, besitzen bei den untersuchten Gebäuden zwischen 10 und 16 cm Dicke. Eine obere, zweite Bewehrungslage lässt sich oft nicht feststellen. Beim Lindwurmhof konnte die Decke über dem 1. Dachgeschoss genauer untersucht werden, da hier ein Deckendurchbruch hergestellt wurde. Der tragende Teil der Decke ist dort 12 bis 14 cm stark. Bedenkt man, dass die unteren Bewehrungsstäbe mit

12 mm Durchmesser etwa 20 mm Betondeckung aufweisen, konnten die Stäbe über dem Balken etwa 60 bis 80 mm zur Aufnahme von Schubkräften aufgebogen oder verkröpft werden. Dies wurde auch tatsächlich so gemacht (Abb. 306). Bei der Herstellung des Deckendurchbruchs konnte die freiliegende Bewehrung eingesehen werden. Weiterhin konnte festgestellt werden, dass über dem angrenzenden Unterzug etliche Zulageeisen eingelegt wurden, die also die Zugzone über dem Auflager stärkten. Solche Zulageeisen ließen sich auch mithilfe einer elektroinduktiven Untersuchung beim Deutschen Museum feststellen und beim Reinigergebäude des Gaswerks Augsburg direkt einsehen (Abb. 304, Abb. 305 und Abb. 307). Den ausführenden Firmen war bei rechteckigen Deckenfeldern auch klar, dass es sinnvoll ist, die Tragbewehrung über die kürzere Distanz zu verlegen. So sind wiederum beim Lindwurmhof und beim Deutschen Museum dichter verlegte Tragstäbe und weniger dicht verlegte Verteilungsstäbe vorhanden. Die Verteilungsstäbe wurden üblicherweise und folgerichtig an der Oberseite der Deckenplatten eingelegt.

### 5.5.2 Realisierung

Bei der Herstellung der Unterzüge wurden vormontierte Bewehrungskörbe hergestellt, die daraufhin in die Schalung eingelegt wurden. Die Trag- oder Längsbewehrung sowie die konstruktive Verteilbewehrung wurden dabei mit den Bügeln umschlossen, die insbesondere bei Balken oder Unterzügen zunächst aber noch nicht oberseitig umliefen, sondern nur eine Art Klammer bildeten (Vgl. Abb. 294). Mithilfe von Drähten wurden die einzelnen Stäbe verbunden und auf Abstand zueinander gehalten. Es ließ sich, auch mithilfe der aufgebogenen Schubbewehrung, ein einigermaßen steifer Korb ausbilden, der in die Schalung eingesetzt werden konnte. Die nach vorläufigen Leitsätzen vorgeschriebene Betondeckung wurde aber in den ersten Jahren nach Verabschiedung (1904) noch nicht durchgehend eingehalten, wie bereits erwähnt wurde. Die geforderte Betondeckung von 20 mm ist bei Balken an der Unterseite selten vorzufinden, die Bügel weisen häufig gar keine Betondeckung auf (s.o.). Die Betondeckung wurde aber vor 1916 auch nur für die Hauptbewehrung und nicht für die Bügel gefordert. Emil Mörsch selbst schreibt, dass eine Deckung von 5 mm für Bügel und von 10 mm für Tragstäbe ausreichend sei und insofern wichtig, als ein Haftverbund mit dem Beton möglich sein sollte. Er legt größeren Wert auf den Abstand zwischen Trag- und Verteilbewehrung, um eine größere wirksame Traghöhe für Decken zu erreichen.<sup>250</sup>

Die Stützenquerschnitte waren im 1. Jahrzehnt des 20. Jahrhunderts deutlich größer, als dies in der weiteren Entwicklung der Fall

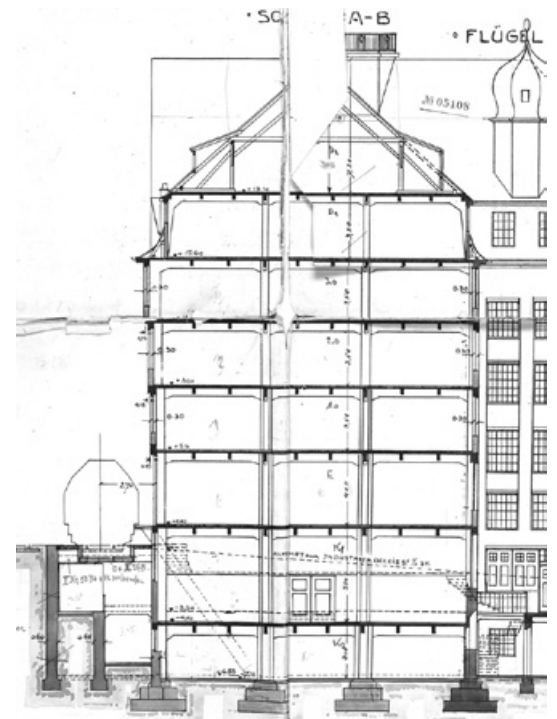


Abb. 308: Lindwurmhof, Bauvorlagen Schnitt, Gebr. Rank mit ablesbar sich nach oben verjüngenden Stützenquerschnitten (StadtAM, DE-1992-LBK-19330).

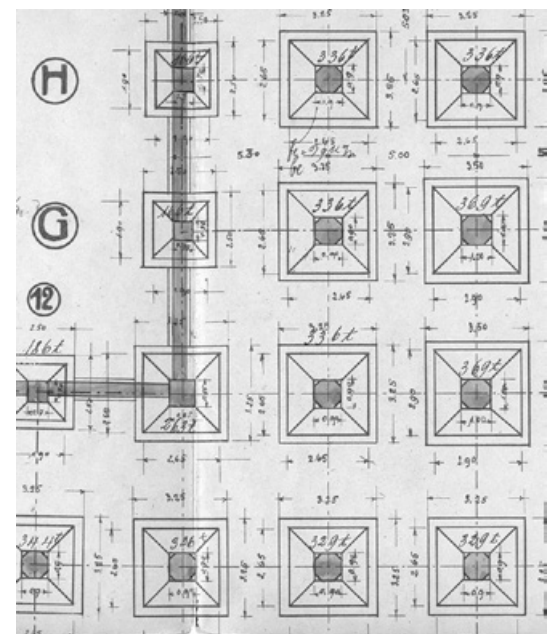
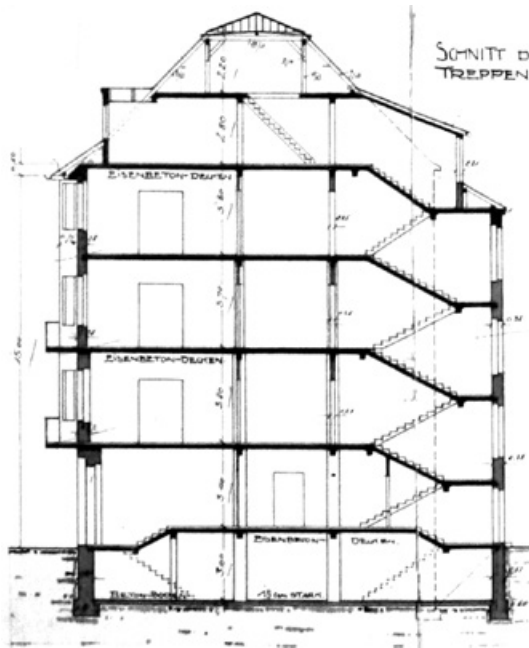


Abb. 309: Lindwurmhof, Bauvorlage Positionsplan Kellergeschoss (StadtAM, DE-1992-LBK-19330).

<sup>250</sup> Mörsch 1908, S. 5-6.



**Abb. 310: Querschnitt Wohnhaus Richard-Wagner-Str. 17, Positionsplan Gebr. Rank um 1910. Zu sehen ist die Ausführung von Flachdecken zwischen Unterzügen ohne Nebenträger (Basiner 2012, S. 151).**

war. Beim Lindwurmhof scheint das Verhältnis von Kellerstütze zu Dachgeschossstütze besonders weit auseinander zu liegen. So besitzen die Kellerstützen dort im Fundamentbereich einen Querschnitt von 100 x 100 cm, im Dachgeschoss nur noch von 33 x 33 cm (siehe *Abb. 308* und *Abb. 309*). Die Stützen müssen von Geschoss zu Geschoss die Lasten aus den Decken aufnehmen. Die großen Stützendurchmesser sind aber auch der geringen zulässigen Spannung geschuldet, die dem Beton gemäß den damaligen Bestimmungen zugewiesen werden durfte und gegenüber Balken bei Stützen nochmals geringer war.

Diese hierarchisch gewählten Stützenquerschnitte lassen sich in eigentlich allen untersuchten Skelettbauten finden. Die Hochbauten aus dieser Zeit ähneln sich in der Folge alle ein wenig und prägen den typischen Charakter der Bauwerke. Es fällt auf, dass die Stützen in den unteren Geschossen meist achteckig waren, auch und in erster Linie, um ihnen ihre Massivität etwas zu nehmen (*Abb. 311*).

Unterschiede gibt es in der Ausführung der Plattenbalken. Je nach Verkehrslast entfallen Nebenträger und es werden Flachdecken zwischen Unterzügen ausgeführt wie dies auch bei dem Wohnhaus in der Richard-Wagner-Straße der Fall ist (*Abb. 310*).

Interessant ist in Zusammenhang mit den Plattenbalkendecken, dass deren Ausbildung an eine Holzbalkendecke erinnert, während Pilzkopfstützen, die eine Flachdecke aufnehmen, etwas gänzlich Neues darstellten. Die Pilzkopfstütze wurde beispielsweise durch den Schweizer Robert Maillart, einem Schüler von Karl Wilhelm Ritter, bei der Errichtung eines Lagergebäudes in Zürich im Jahr 1910 zur Ausführung gebracht. Es wurden die Stützen über großzügig ausladenden Vouten direkt mit einer Flachdecke verbunden. Zu dem Gebäude in Zürich liegen dem Verfasser keine Bewehrungspläne vor.<sup>251</sup> Die Bauweise findet sich jedoch auch in München beim ehemaligen Paketzustellamt in der Arnulfstraße, das ab 1924 errichtet wurde (*Abb. 312*). Die Stützen sind hier mit ca. 8 m Höhe recht schlank und der Pilzkopf relativ knapp dimensioniert. Die Decke muss nur eine minimale Verkehrslast für Revisionszwecke aufnehmen. Die Dachlasten werden von einem hölzernen Dachtragwerk ausschließlich auf die Stützen abgetragen. Die Bewehrung des Pilzkopfes ist ganz nach dem Vorbild von Emil Mörsch nicht mit eingebogenen Längsseisen, sondern im Sinne sich kreuzender Längs- und Querstäbe mit abgewinkelten Enden eingesetzt. Eine Einspannung der Stützen in den Fundamenten kann nicht oder nur bedingt in Ansatz gebracht werden, sodass Horizontalkräfte durch die Steifigkeit der Knoten, also der Pilzköpfe sichergestellt werden müssen. Die



**Abb. 311: Kellergeschoss des Lindwurmhofs mit achteckigen Stützen (Foto: JR).**

<sup>251</sup> Eine Forschergruppe der ETH Zürich befasst sich derzeit mit dem Thema der frühen Pilzkopfkonstruktionen.



Abb. 312: Paketzustellamt, Verteilerhalle (Foto: JR).

Vertikalstäbe der Stützen und die gebogenen Voutenstäbe werden bis in die obere Zone der Deckenplatte geführt und die Bewehrungen der Felder zwischen den Pilzköpfen sozusagen darin eingehängt. Die regelmäßig eingesetzten Bügelbewehrungen der Stützen umschließen auch die Vouten. Zusätzliche Vertikaleisen nehmen die Bügel auf und hängen diese in die Deckenplatte zurück (Abb. 313). Die Vertikal- und die Voutenstäbe sowie die Längs- und Querstäbe der Deckenplatte umschließen einen Betonkern in der Größe des Pilzkopfes, sodass sich eine gewisse Steifigkeit des Knotens einstellt. Günstiger wäre jedoch das Einbiegen von Deckenbewehrungen in die Stützen und umgekehrt gewesen, um die Diagonalszugkraft in den Knoten aufnehmen zu können, die Leonhardt beschreibt. Mörsch löste dieses Problem mit zusätzlichen Bügeln – senkrecht zu den Voutenbewehrungen eingesetzt. Man erhält den Eindruck, dass der Pilzkopf als Auflagervergrößerung für die Decke dient, die aber für die Aufnahme von Horizontallasten, insbesondere am freien Rand zu dünn erscheint.

Ganz allgemein wurde die Planung um 1900 intensiver und differenzierter. Neben den statischen Unterlagen wie Bewehrungs- und Positionsplänen wurden geometrische Unterlagen zur Festlegung der genauen Form von Plattenbalkendecken, Fundamenten, Stützen, Bögen etc. erarbeitet. Es ist erstaunlich, dass Schalungspläne zunächst nicht so sehr im Fokus standen. Vielleicht lassen sie sich aber auch nicht mehr in so großer Zahl finden, da sie nicht Teil der Bauvorlagen waren. Dies ist merkwür-

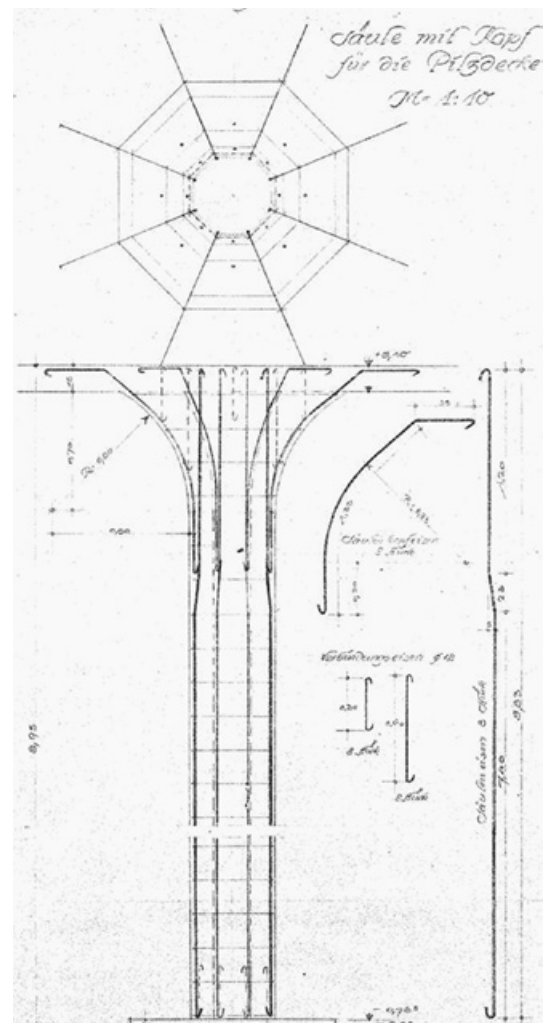


Abb. 313: Paketzustellamt, Bewehrungsplan (Gebrüder Rank).





**Abb. 314:** Aufwendige Gestaltung der verputzten Oberflächen am ehemaligen Arbeitermuseum (Foto: JR).



**Abb. 315:** Die Kanten von Unterzügen wurden auch bei nachgeordneten Gebäudeteilen mit Kantenprofilen gebrochen, die Betonoberflächen anschließend mit einem Anstrich versehen wie hier im Haus Pronath (Foto: JR).

dig, da in Zusammenhang mit den Schalungsgerüsten die meisten Unfälle geschahen.

Zumindest in Bezug auf die Großmarkthalle am Südbahnhof konnte im Archiv des Großmarkts ein Gerüstplan zur Herstellung der Hallenbinder gefunden werden. Es handelt sich um eine aufwendige zimmermannsmäßige Konstruktion, die erahnen lässt, welch hohen Aufwand die Bauunternehmen betrieben, um größere Spannweiten herzustellen. Die Schnittzeichnung gibt auch Aufschluss über den Bauablauf und aus welchen Gründen an welchen Stellen Fugen angeordnet wurden. So wurden bei der Großmarkthalle die Binder zunächst bis auf Höhe der zwischen den Hallen liegenden Flachdachbereiche aufgeführt und gemeinsam mit den Flachdachbereichen betoniert. Dann erst wurde die Rüstung für die Bogenbinder hergestellt und die Flachdächer genutzt, um hier an der Fassade ein Gehgerüst aufbauen zu können. Die Rüstung wurde an den Fußpunkten der bereits ausgeführten Pfeiler befestigt und somit ausgesteift (Abb. 318).

Auf die Gestaltung der Oberflächen von Beton wurde in vielen öffentlich zugänglichen Bereichen großer Wert gelegt. Die Schalungsarbeit war häufig sehr aufwendig. Dies war nicht nur in Bereichen der Fall, die betonsichtig blieben und steinmetzmäßig nachbearbeitet wurden, sondern auch in Innenbereichen, die mit einem, zumeist gipshaltigen, Putz versehen wurden, wie dies im ehemaligen Arbeitermuseum der Fall war. Hier fällt auf, dass Konsolen oder Nuten nicht nur putztechnisch ausgeführt wurden. Die Profilierungen wurden bereits bei der Herstellung des Ortbetons durch Einlage von Leisten o.ä. vorgesehen (Abb. 314).<sup>252</sup>

Jedoch wurde nicht immer eine Putzschicht geplant. Auch wenn nur ein Anstrich zur Ausführung kam, wurde beispielsweise den Deckenunterzügen die optische Härte genommen, indem Kantenprofile in die Schalung eingelegt wurden (Abb. 315).

Die Zusammensetzung der Zuschlagsstoffe war noch nicht an einer Sieblinie orientiert wie bereits erwähnt wurde. Dies fällt besonders auf, wenn man heute Schnitte in Bestandsbauteilen vornimmt. Besonders interessant war in diesem Zusammenhang ein zufälliger Fund in der Nähe der Polyklinik. Zwar handelt es sich um eine Hofeinfassung aus Stampfbeton, der Befund ist dennoch sehr erstaunlich und zeigt, wie sehr Betonierabschnitte in der Qualität der Zusammensetzung voneinander abweichen. So ist die Krone der Mauer mit sehr großen Zuschlagsstoffen versetzt, während der untere Teil doch relativ feinkörnig ausgeführt wurde (Abb. 316). Die Verdichtung der Mauerkrone mit dem sattelartigen Abschluss war nicht mehr möglich. Hier ist die Dichte des Betons deutlich reduziert.

<sup>252</sup> Vgl. hierzu auch die Ausführungen in Rehm 2012.



Abb. 316: Betonzusammensetzung an einer Einfriedung bei der Polyklinik (Foto: JR).

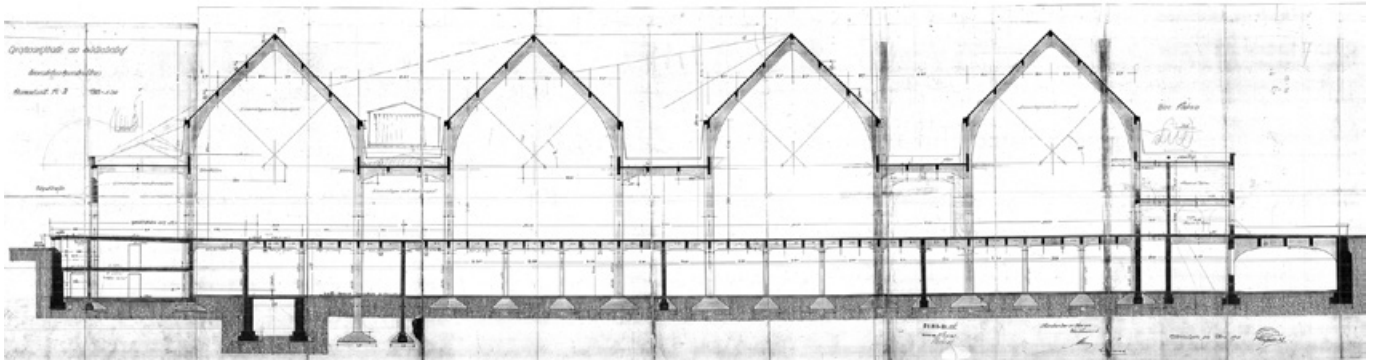


Abb. 317: Großmarkthalle Gesamtschnitt (Bauvorlage) Bauunternehmen Leonhard Moll, 31.05.1910 (Archiv der Großmarkthalle).

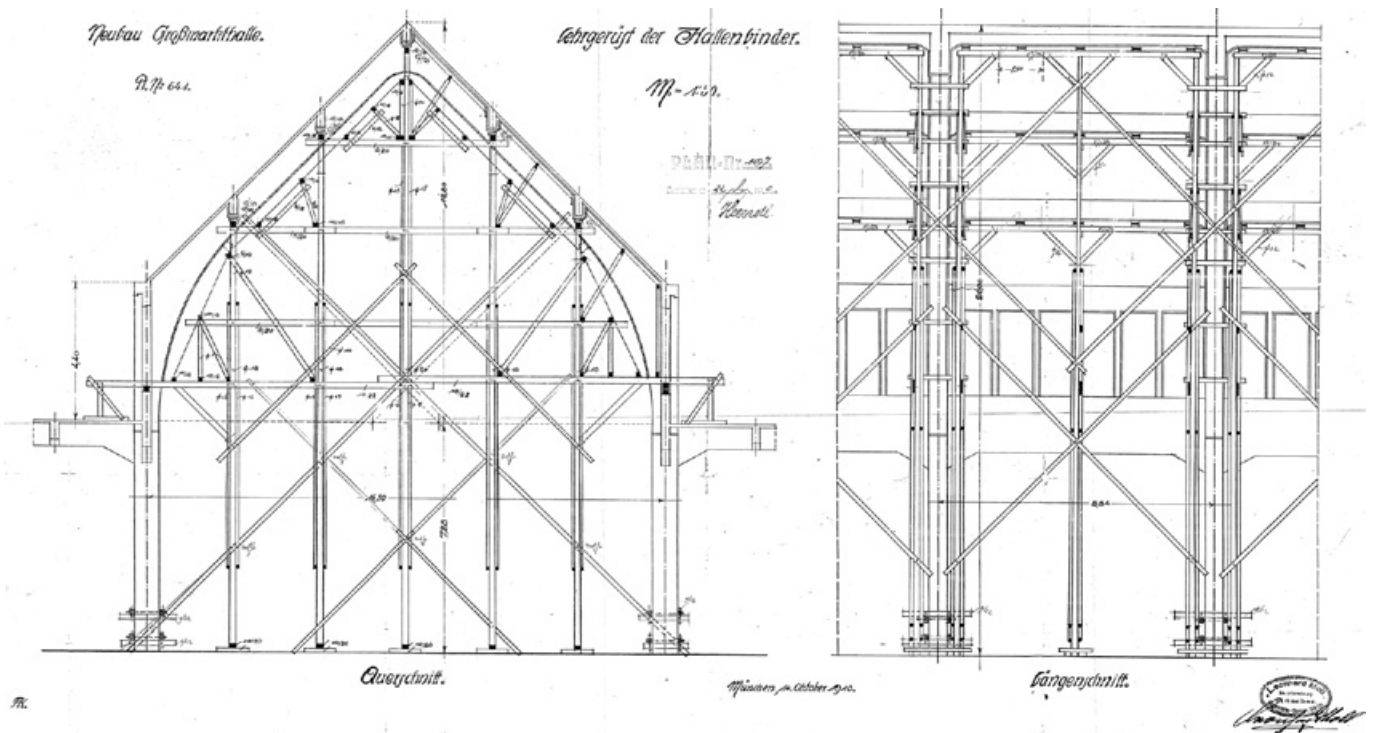
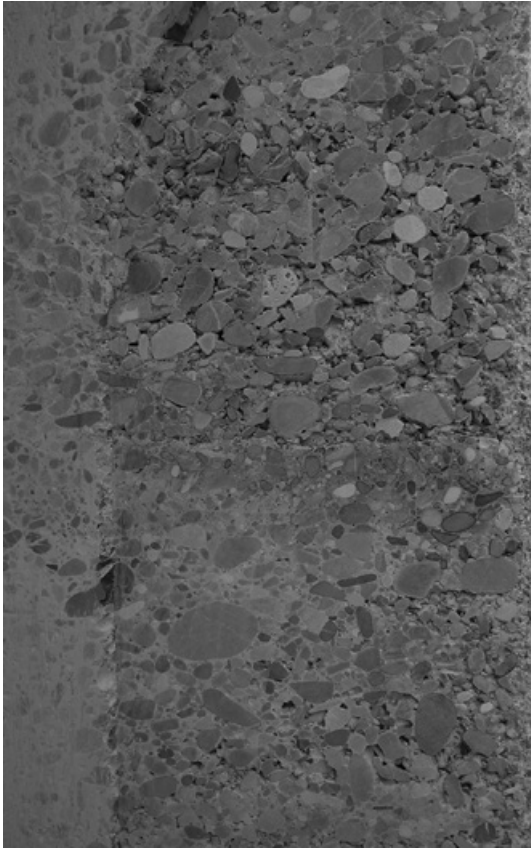


Abb. 318: Sog. „Gehgerüst“ für die Herstellung der Hallenbinder der Großmarkthalle, Bauunternehmen Leonhard Moll, 14.10.1910 (Archiv der Großmarkthalle).



**Abb. 319:** Kiesnest in einer Stampfbetonwand nach Herstellung einer Öffnung an einem Gebäude der TUM. Klar erkenntlich sind Bereiche, die porenreich, also mit wenig Zementleim versetzt sind (Foto: JR).

### 5.5.3 Alltag auf der Baustelle

Wie im Kapitel 4.3.5 zur Verarbeitung ausgeführt, stellte die zur Verfügung stehende Technik zur Herstellung von Betonbauwerken, insbesondere die Betonverdichtung bei bewehrten Bauteilen, die Ausführenden vor Herausforderungen. Die Bewehrung stand dem Verdichten des Betons im Sinne des Einstampfens entgegen. Christophe meinte dazu, dass die Einlage kein Einstampfen vertrage.<sup>253</sup> Die zumindest an das System Hennebique angelehnten Bewehrungssysteme mit großen Bewehrungsdurchmessern bzw. die dichte Verlegung der Bewehrungsstäbe behinderten zudem die allseitig dichte Umhüllung der Stäbe mit Beton, was ja auch die Voraussetzung dafür ist, dass Adhäsionskräfte zwischen Beton und Eisen wirksam werden können. Um dem Problem der Verdichtung bei bewehrten Konstruktionen zu begegnen wurde deshalb die Wasserzugabe im Beton erhöht, damit das nun flüssigere Gemisch sozusagen weitgehend selbstständig seinen Weg in der Schalung und zwischen die Bewehrungsstäbe finden konnte. Zuschlagsstoffe größeren Durchmessers blieben folglich zwischen den Stäben hängen. Aber auch bei Bauelementen, die ohne Bewehrung hergestellt wurden, sind Kiesnester keine Seltenheit (Abb. 319). Allerdings bleiben sie zunächst ohne Folgen auf die Dauerhaftigkeit, da eben keine Bewehrung geschützt werden muss. Die porösen Bereiche bieten aber an der Oberfläche grundsätzlich Raum für Bewuchs (Vgl. Abb. 320).

Das Problem der Verdichtung lässt sich anhand verschiedener Befunde belegen. Fast immer verbleiben aufgrund der ungleich-

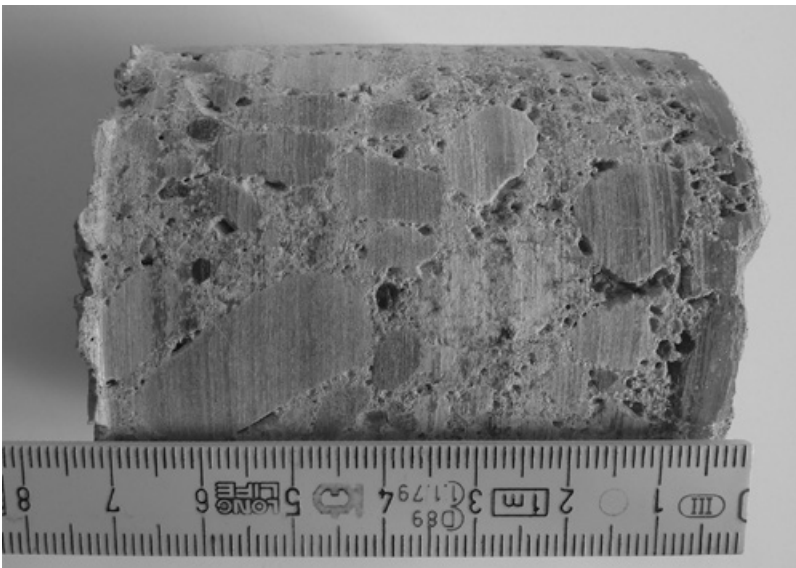
<sup>253</sup> Christophe 1905, S. 296.



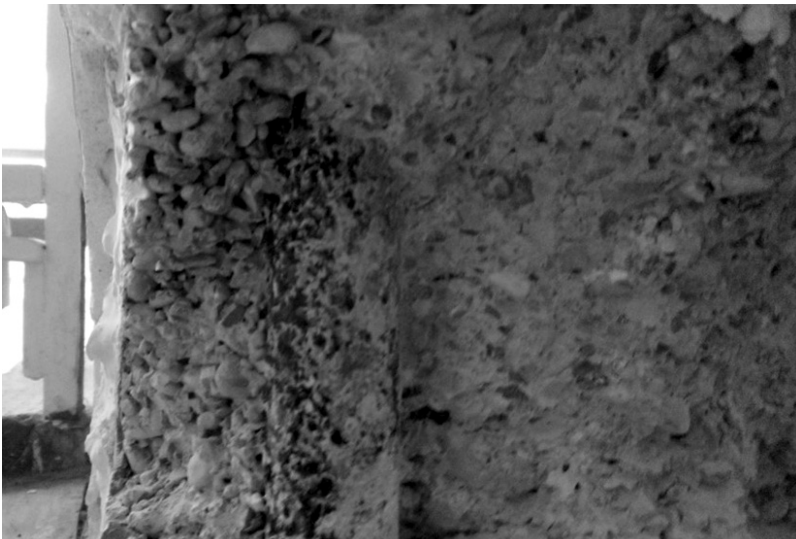
**Abb. 320:** Stampfbetonsockel einer Einfriedung in der Albrechtstraße in München (Foto: JR).



**Abb. 321: Deutsches Museum: Ein Bohrkern, der 2017 an einer Vorsatzschale aus Leicht- oder Bimsbeton entnommen wurde (Foto: JR)**



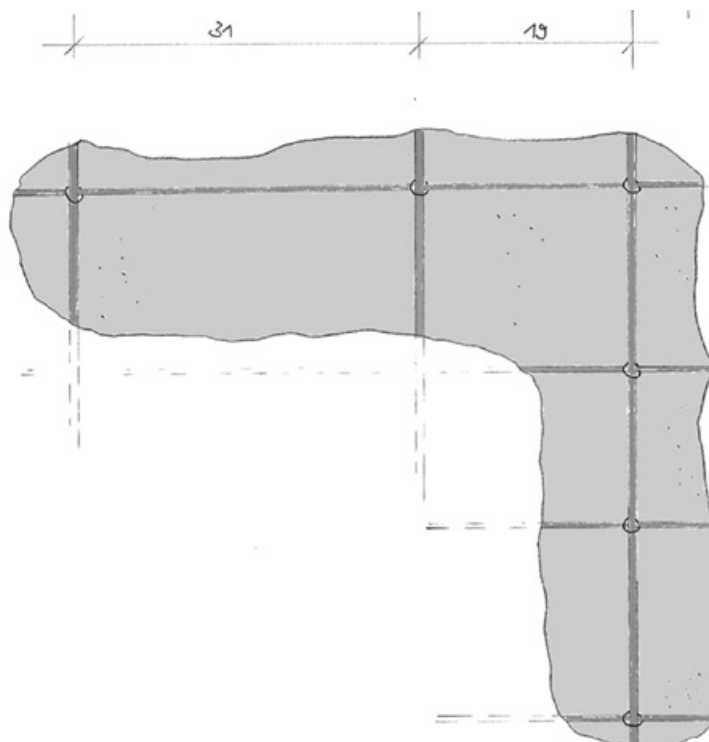
**Abb. 322: Deutsches Museum: Ein Bohrkern, der 2017 an einer Außenwand entnommen wurde aus Normalbeton (Foto: JR).**



**Abb. 323: Ehemaliges Arbeitermuseum: Schalungsnah, also an der Betonoberfläche einer Stütze ist das Gefüge sehr porös (Foto: JR).**



**Abb. 324:** Ehem. Arbeitermuseum: Abfallende Betondeckung und sich abzeichnende Bewehrung im Dachraum (Foto: JR).



**Abb. 325:** Umzeichnung des vorherigen Befunds (JR).

mäßigen und ungenügenden Verdichtung des Betons Poren im Feststoff zurück. Dies konnte sowohl an entnommenen Bohrkernen am Deutschen Museum (Abb. 321 und Abb. 322), als auch bei eigens hergestellten Befundöffnungen u.a. am ehemaligen Arbeitermuseum (Abb. 323), am Körnermagazin in Ingolstadt oder beim Gaswerk in Augsburg nachgewiesen werden.

Bereichsweise sind auch größere Kiesnester festzustellen. Kiesnester entstehen durch eine frühzeitige Entmischung des Betons während des Transports oder während des unmittelbaren Einbringvorgangs. Die Zuschlagsstoffe erfahren dann keine ausreichende Umhüllung durch den Zementleim. Kiesnester treten vermehrt an der Bauteiloberfläche auf, also schalungsorientiert



Abb. 326: Lindwurmshof, Kellergeschoss: der Betonierabschnitt zeichnet sich durch die verminderte Dichte des Betons ab (Foto: JR).

(Abb. 324 und Abb. 325). Eine ungenügende Gegenwart an Bindemitteln kann jedoch auch im Kern eines Bauteilquerschnitts auftreten, wie dies an der Halle III der ehemaligen Messe auf der Theresienhöhe der Fall war. Kiesnester treten zudem dann auf, wenn der Wasseranteil im Betongemisch zu groß ist. Das überschüssige Wasser nimmt einen gewissen Raum im Betongemisch ein, kann jedoch von dem Zement nicht gebunden werden.

Die Befunde schlagen sich letztlich auch in der Feststellung nieder, dass Beton aus dem Untersuchungszeitraum eine weit streuende Festigkeit aufweist. In ein und demselben Gebäude sind Druckfestigkeiten von weniger als  $10 \text{ N/mm}^2$  bis über  $35 \text{ N/mm}^2$  nachweisbar.<sup>254</sup> Die Festigkeiten erreichen also teilweise nicht die bauzeitlich geforderte Mindestdruckfestigkeit von  $15 \text{ N/mm}^2$ . Sie liegen i.A. aber immer über den Bemessungsspannungen, die den statischen Berechnungen in der Errichtungszeit zugrunde lagen.

Es waren deshalb diese technologischen Aspekte, die im Fokus der Wissenschaft und der Unternehmen standen:

- Die Querschnitte und Verlegungsdichte der Bewehrungsstäbe
- Das Maß der Wasserzugabe
- Die Betonverdichtung

Die Standardisierung der Bewehrungstechnik wurde schon mit den Bemessungstheorien von Paul Christophe ab 1898

<sup>254</sup> Siehe ehemaliges Arbeitermuseum, Untersuchungen an entnommenen Bohrkernen 2011 (Rehm 2012).

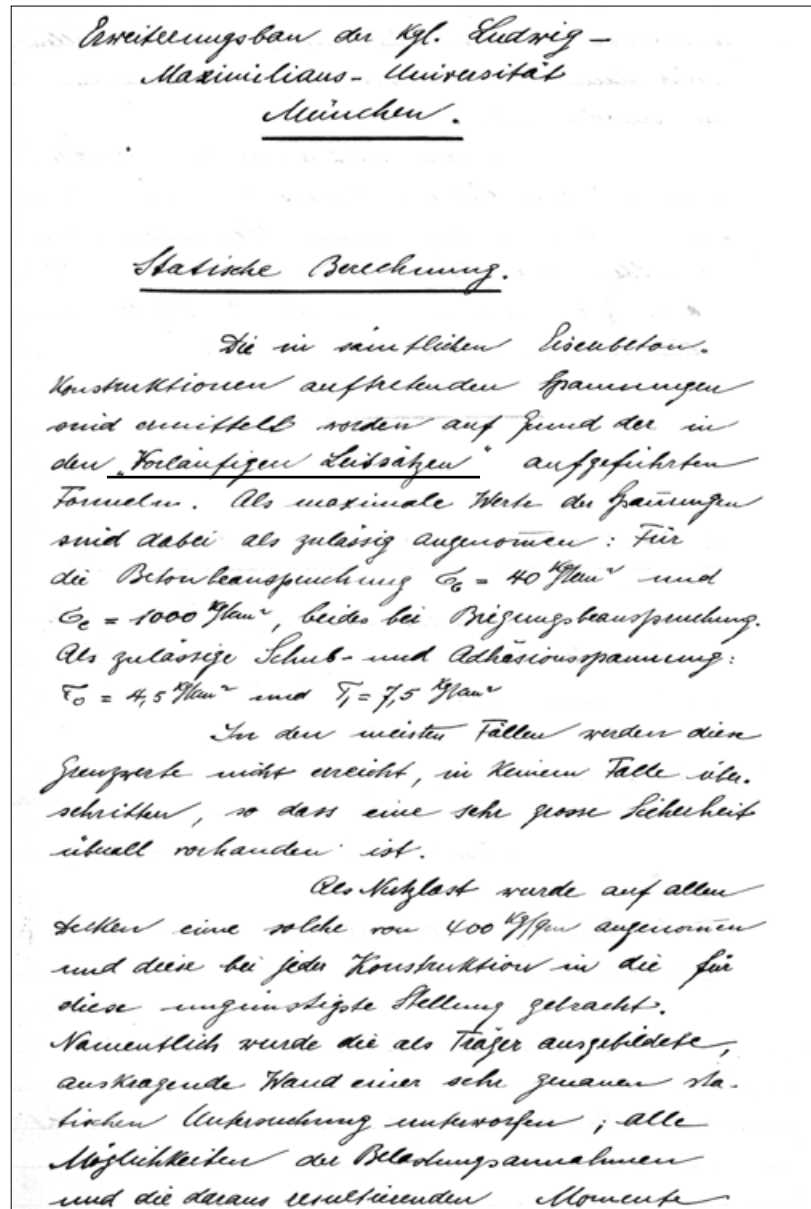


Abb. 327: Die Forderung vonseiten des Bauherrn bei der Herstellung der Bauteile aus Eisenbeton in den Erweiterungsbauten der LMU die Leitsätze anzuwenden (BSA, Uni 42).

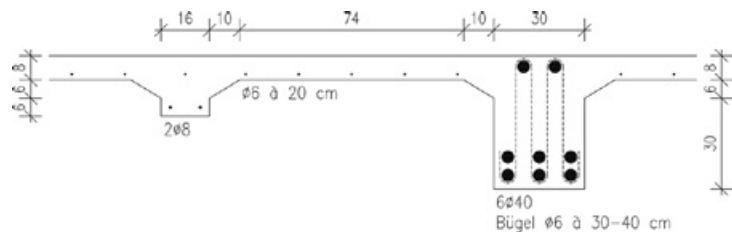


Abb. 328: Bewehrung eines Plattenbalkens im Erweiterungsbau der LMU (JR; Vorlage Bewehrungsplan Fa. Leonhard Moll, 1907; BSA, Uni 42). M 1:25.

befördert und sie lässt sich ab 1904 in München gut nachvollziehen. Patentbasierte Ausführungen sind selten. Interessant ist aber, dass manche Bauunternehmen wie Leonhard Moll oder die Gebrüder Rank noch Jahre nach Einführung der vorläufigen Leitsätze den Begriff „System Hennebique“ verwendeten und die Ausführung von Flacheisenbügeln vorsahen. Wenn man die Planungsprozesse genauer nachvollzieht, ist festzustellen, dass vonseiten der Baubehörden oder staatlichen Bauabteilungen die

Anwendung der Leitsätze geradezu eingefordert wurde (Abb. 327). Dies wird besonders klar beim Bau des Erweiterungsbaus der LMU nach Plänen von German Bestelmeyer. Die Bauunternehmung Leonhard Moll erhielt den Zuschlag für die überwiegende Zahl der Konstruktionen aus Eisenbeton. Im Bayerischen Staatsarchiv konnten statische Unterlagen gefunden werden, aus denen hervorgeht, dass Moll noch Anfang 1907 nach System Hennebique bauen wollte, aber letztlich Bewehrungspläne zur Prüfung einreichte, die keinerlei Bezug zu Hennebique aufweisen (Abb. 328).

Auch Planer unterlagen lange der Versuchung, allgemein Eisenbetonkonstruktionen dem System Hennebique zuzuordnen. So geschehen ist dies bei der Ausführung des Rupprecht-Gymnasiums in der Albrechtstraße nach Plänen des Architekten Cayetan Pacher, das 1911 errichtet wurde. Pacher hatte einige Jahre zuvor Erfahrungen mit Hennebique-Decken und Treppen bei der Kreisrealschule am Elisabethplatz gemacht. Nun schrieb er in die Pläne „Decken nach System Herbst“ und an anderer Stelle „Decken System Hennebique“, obwohl er schwerlich noch eine ausführende Firma gefunden haben mag, die ihm seinen Wunsch erfüllt hat. Leider sind keine Bewehrungspläne von den Decken erhalten geblieben, um dies direkt belegen zu können. Was jedoch bei der Schule in der Albrechtstraße erhalten blieb, sind Ausführungspläne für Türstürze, die in den Kellergeschossen ebenfalls bewehrt wurden. Sie belegen, dass auch für nachgeordnete Bauelemente wie Öffnungen zunehmend Eisenbeton zum Einsatz kam und die Ausführung mithilfe von Doppel-T-Trägern, die verbreitet war, ablöste (Abb. 329).

Das Maß der Wasserzugabe wurde bis etwa 1918 in ganz Deutschland soweit eingegrenzt, dass eine einheitliche Qualität des Betons in der Ausführung gewährleistet werden konnte. Auch die Misch- und Einbringtechnik wurde bis dahin weit entwickelt. Die Verdichtungstechnologie erfuhr mit der Einführung des druckluftbetriebenen Rüttelstampfers um 1911 einen entscheidenden Fortschritt. Bis zur Anwendung des Flaschenrüttlers, der auch zwischen die Bewehrungsstäbe eingefädelt werden konnte, dauerte es jedoch noch über 10 Jahre. Das Einbringen von geringmächtigen Lagen von Beton in die Schalung blieb deshalb auch zunächst Teil der Ausführungsvorschriften und lässt sich verschiedentlich an den Bauteilen ablesen (Abb. 326).

Für die nachträgliche Beurteilung der Tragfähigkeit sind Kenntnisse über die Bewehrungsführung wichtig. Die Qualität, insbesondere die Zugfestigkeit der Bewehrungsstäbe an sich kann als einigermaßen gesichert angenommen werden wie bereits näher ausgeführt wurde.<sup>255</sup> Die Führung der Bewehrungen war dagegen vor 1918 von Unsicherheiten und Fehlurteilen geprägt. Zwar

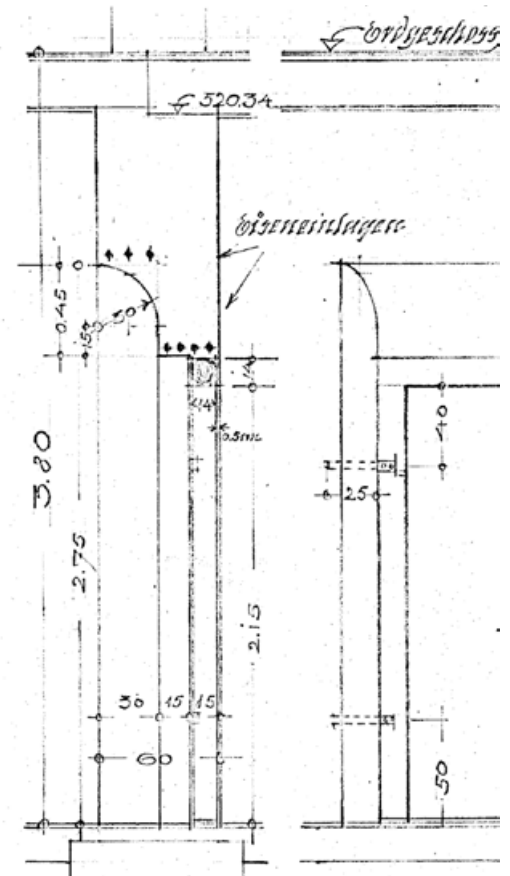


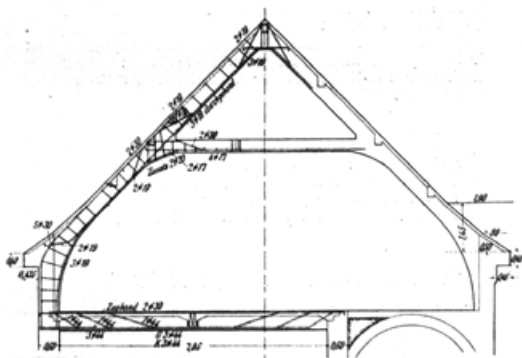
Abb. 329: Schule an der Albrechtstraße: Bewehrungsplan für einen Türsturz im Kellergeschoss (Bauref., Akt-Nr. 177).



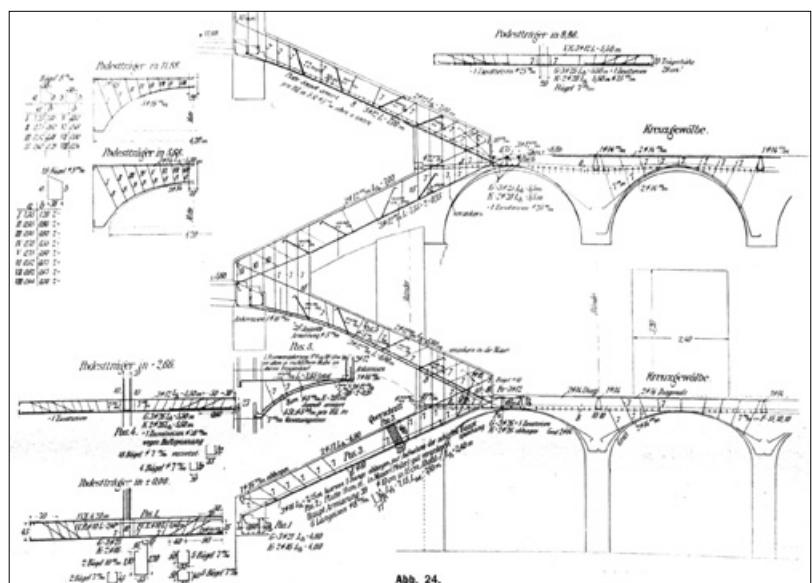
lagen ausführliche theoretische Abhandlungen vor wie im Kapitel 3.1 dargelegt. Jedoch behandelten auch diese Theorien das komplexe Thema nicht abschließend. Dies betrifft beispielsweise den fehlenden Ansatz von Horizontallasten aus Wind. Auch die Verarbeitung von glatten Rundeisen und die damit recht geringe Adhäsionskraft zwischen Eisen und Beton macht es schwieriger, die Bauteile nach heutigen Gesichtspunkten statisch nachzuweisen. Der Endhaken, mit dem eigentlich alle Bewehrungsstäbe versehen wurden, wird in diesem Zusammenhang sehr wichtig. Offenbar floß der Endhaken nicht in die Bemessung ein. Hier galt die Bemessungsspannung für die Anhaftung. Er wurde aber dringend empfohlen.

Sehr hilfreich sind in diesem Zusammenhang die Veröffentlichungen von Fritz von Emperger, der beispielsweise in der Zeitschriftenreihe Beton und Eisen stets versuchte, Bewehrungspläne zu veröffentlichen. Diese stellen heute häufig die einzige Quelle dar, die uns ein Bild darüber vermittelt, wie die Bewehrungen planmäßig geführt werden sollten (Beispiele siehe *Abb. 330* und *Abb. 331*). Die Positionspläne selbst geben oft nur Auskunft über die Anzahl und die Durchmesser der Bewehrungen sowie die Querschnitte der Bauteile (*Abb. 332*).

Die Schalungsarbeit war bei der Herstellung der Bauwerke von größter Wichtigkeit und wie weiter oben ausgeführt, verformten sich die Schalungen während des Betoniervorgangs und führten teilweise zum Versagen der Bauzustände. Die Schalungen und die erforderlichen Gerüste haben aber eine geringere Auswirkung auf die vorliegende Betrachtung und werden deshalb nicht intensiver untersucht.



**Abb. 330: Bewehrung eines Binders in einem der Flügelbauten des Erweiterungsbaus der LMU (Beton und Eisen 1909, S. 247).**



**Abb. 331: Bewehrungsplan einer Treppenanlage im Erweiterungsbau der LMU (Beton und Eisen 1909, S. 247).**

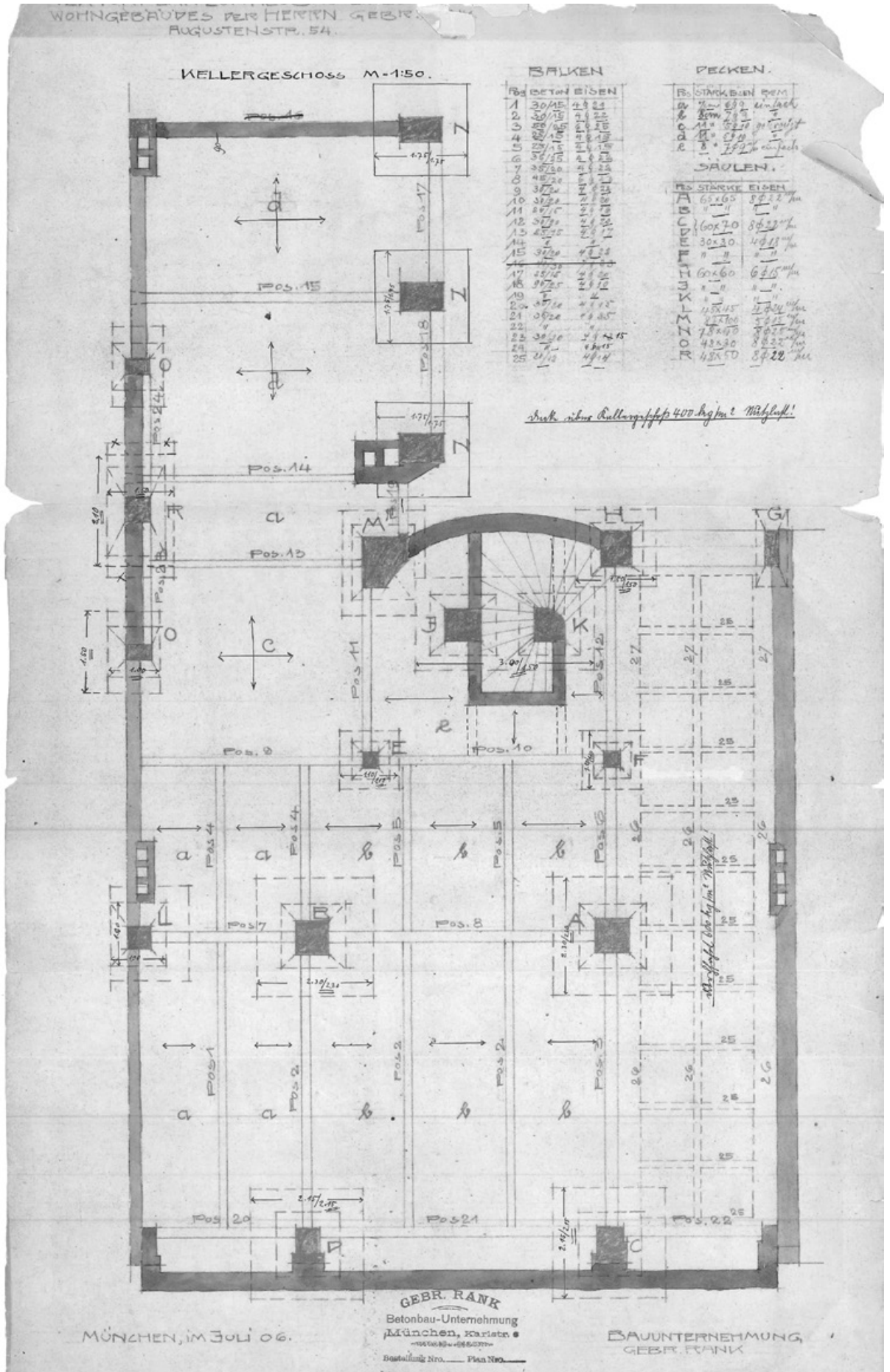


Abb. 332: Augustenstr. 54, Positionsplan, Kellergeschoss Vordergebäude, Gebr. Rank (LBK, Akt-Nr. 05716).



**Abb. 333: Spaltkorrosion an einem Biegebalken im Lindwurmhof im Kellergeschoss (Foto: JR).**

## 5.6 Mängel und Schadensbilder

### 5.6.1 Ausführungsmängel

Im vorhergehenden Kapitel wurden ausführungstechnische Schwierigkeiten analysiert, mit denen die Unternehmen bei der Herstellung von Bauteilen aus bewehrtem Beton zu kämpfen hatten. Aus heutiger Sicht lassen sich diese Probleme unmittelbar als Mangel der Ausführung ansehen und mit Sicherheit waren es auch bereits Mängel zur Zeit der Errichtung der Bauwerke. Andererseits bestanden diese Schwierigkeiten in Zusammenhang mit der noch unterentwickelten Betontechnologie, wie ebenfalls bereits eingehend erörtert wurde. Die Mängel lassen sich folgendermaßen benennen:

- Poröser, gering verdichteter Beton (*Abb. 334*)
- Geringe Betonüberdeckung der eingelegten Bewehrung

Beide Phänomene mangelhafter Bauausführung können wir an den untersuchten Bauwerken feststellen. Sie sind bei fast jedem Bauwerk punktuell feststellbar. Dennoch ist man geneigt zu behaupten, dass solche Mängel auch an jüngeren Bauwerken aus Stahlbeton zu finden sind und es ist erforderlich, genauere Untersuchungen darüber anzustellen, ob die Mängel auch wirklich als Schaden anzusehen sind, der eine Maßnahme erforderlich macht.

Eines ist aber ganz klar, und das ist wichtig: Je gravierender die Mängel in Form von Porosität des Gefüges und fehlender Betonüberdeckung sind, umso größer ist das Risiko für den weiteren Erhalt des Bauwerks, und das hat Auswirkungen auf die Einschätzung der weiteren Lebensdauer. Diese Risiken ergeben sich aus einem beschleunigten Alterungsprozess durch die Porosität und der Anfälligkeit freiliegender Bewehrungen für Korrosion. Weiterhin sind auch statische Gesichtspunkte zu beachten. So kann aus einem porösen Gefüge unmittelbar eine reduzierte Festigkeit des Betons geschlossen werden. Eine nicht vollständig umhüllte Bewehrung weist reduzierte Bindekräfte zum Beton auf.

Es ist deshalb unerlässlich die bestehenden Phänomene an einem Gebäude aus Eisenbeton zu dokumentieren und auch mengenmäßig zu erfassen, um daraus Rückschlüsse auf die Tragfähigkeit ziehen und ggf. Maßnahmen einleiten zu können.

### 5.6.2 Natürliche Alterung

Neben den statisch–konstruktiven Sicherheitsaspekten, die heute wie zur Zeit der Errichtung der Bauwerke von Interesse sind und waren, ist die Beurteilung des Alterungsprozesses eines Bauwerks Gegenstand einer grundlegenden Betrachtung der Stand- und Verkehrssicherheit. Wie haben sich die Eigenschaften des Betons bzw. des Eisenwerkstoffs nach 100 Jahren



*Abb. 334: Kiesnester an einem Wandbauteil im Thierschbau der TUM (Foto: JR).*

Standzeit erhalten? Wie ist die Verbundwirkung nach dieser Zeit einzuschätzen? Ist ein phänomenologisch schadensfreies Gebäude zugleich auch für die nächsten Jahre als verkehrssicher einzustufen?

Die Bewehrungswerkstoffe selbst erhalten ihre Eigenschaften, wenn ausgeschlossen wird, dass diese einem Oxidationsprozess unterworfen werden. Im Zentrum der Betrachtung steht vielmehr die Alterung von Beton und damit die Karbonatisierung, die nach 100 Jahren Standzeit Tiefen von mehreren Millimetern bis einigen Zentimetern erreicht, je nach Qualität des Betons.

Neben den ausführungsbedingten Mängeln ist die Karbonatisierung eines der Phänomene, die von größter Bedeutung für den weiteren Erhalt ist. Man kann die Karbonatisierung auch schon als Schaden ansehen, weil sie nicht der Zweckbestimmung des Werkstoffs zur Zeit der Errichtung entspricht. Streng genommen wird ein Phänomen aber erst dann zu einem Schaden, wenn dem weiteren Erhalt des Bauwerks daraus unmittelbar eine Gefahr erwächst. Dieser Aspekt muss also differenziert betrachtet werden.

Um der Frage eingehend nachzugehen, was als Schaden anzusehen ist und was unter dem Gesichtspunkt „Risiko für den weiteren Erhalt“ betrachtet werden sollte, lohnt es sich wiederum, zu prüfen, welches Wissen zur Zeit der Errichtung der hier untersuchten Gebäude vorhanden war. Und einiges wurde hierzu bereits detailliert erörtert. François Coignet, den wir hinsichtlich seines Erfindergeistes im Umgang mit bewehrten Betonkonstruktionen bereits kennengelernt haben, kannte das hydraulische Abbindeverhalten von Zement und dessen Dauerhaftigkeit unter Wasser; und er beschrieb bereits 1861 den Alterungsprozess von Beton, den er völlig richtig mit „Karbonatisierung“ bzw. „Versteinerung“ benannte.<sup>256</sup> Wie er auf diesen Gedanken bzw. zu diesem Schluss kam, ist unklar, was dem Wahrheitsgehalt aber nicht entgegen steht.

Die Versteinerung verursacht eine deutliche Veränderung der inneren Bindekräfte und des chemischen Zustands des Betons. Die Hydratphasen werden durch allmähliche Einlagerung von Kohlenstoff aus dem in der Luft enthaltenen Kohlendioxid abgebaut. Der dem frischen Beton eigene hohe pH-Wert reduziert sich dadurch allmählich und geht gegen neutral. Die Karbonatisierung erfolgt von der Betonoberfläche ausgehend in die Tiefe, entsprechend dem zur Verfügung stehenden Kohlendioxid. Die Umwandlung ist nur dann möglich, wenn eine gewisse Feuchtigkeit zur Verfügung steht, also i.A. an den der Witterung ausgesetzten Flächen oder in Feuchträumen. Bei normalen Innenraumbedingungen mit einer maximalen Luftfeuchtigkeit von 65% ist die Karbonatisierung

---

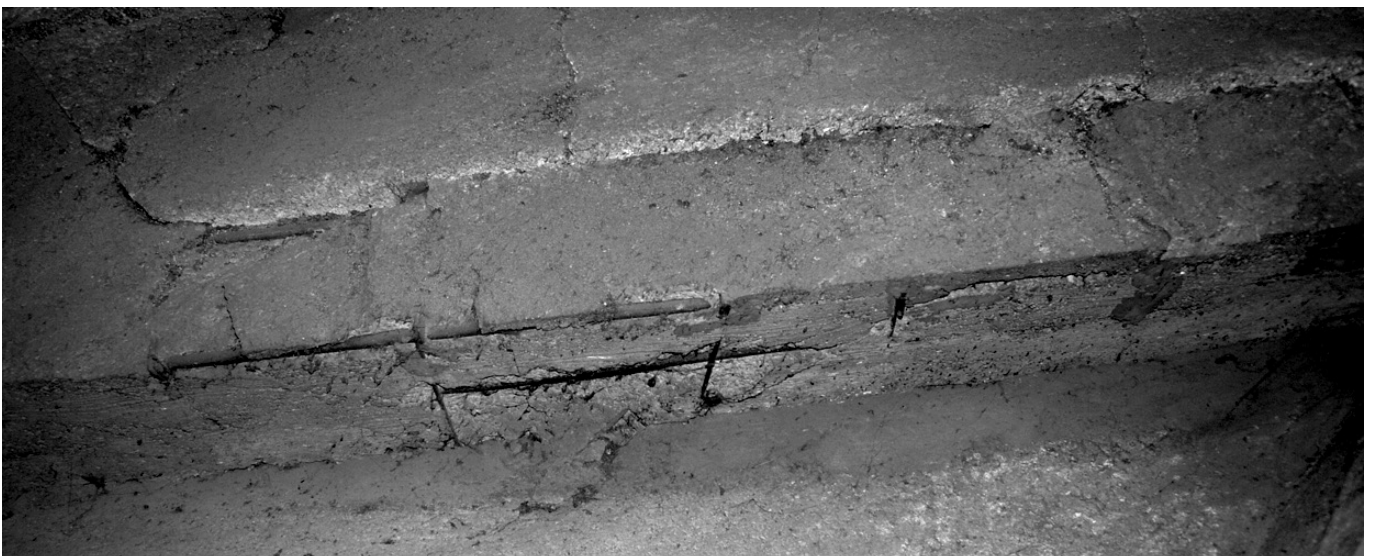
<sup>256</sup> Coignet 1861, S. 6-7.

dagegen kaum oder gar nicht möglich. Genausowenig findet der Vorgang unter Wasser statt, wenn kein Kohlendioxid zur Verfügung steht. Zugleich nimmt der Karbonatisierungsfortschritt mit zunehmender Eindringtiefe ab, der Prozess verlangsamt sich und kommt schließlich weitgehend zum Erliegen. Je poröser der Beton ist, umso besser kann Feuchtigkeit eindringen und so die Karbonatisierung auch in der Tiefe des Bauteilquerschnitts voranschreiten.

Der so „versteinerte“ Beton ist weiterhin hoch tragfähig, verliert nicht seine Bindekräfte zur Bewehrung und wird durch die Versteinerung sogar noch härter. Wenn diese die Bewehrung jedoch erreicht, ist das Eisen im Grundsatz nicht mehr durch die passivierende Wirkung des umhüllenden Betons vor Korrosion geschützt.

Die Karbonatisierungstiefe ist aber an ein und demselben Gebäude nicht automatisch überall gleich. So werden an Betonflächen mit guter Nachbehandlung oder starker Bewitterung nach dem Betoniervorgang geringere Karbonatisierungstiefen festgestellt, als an Betonflächen mit schlechter Nachsorge. Eine nach Westen oder Norden ausgerichtete Fläche kann daher ggf. die Zeit wesentlich besser überdauern haben, als eine nach Süden, der Sonne ausgelieferten Fassade oder bedingt auch regengeschützte Innenräume. Wie tief die Karbonatisierung vorangeschritten ist, kann sehr einfach mit dem Indikator Phenolphthalein nachgewiesen werden, der auf basisches Milieu mit Rosafärbung reagiert. Eine kleine Befundstelle reicht aus, um diesen Nachweis führen zu können.

Die Nachsorge ist auch heute eine der wichtigsten Voraussetzungen für die Dauerhaftigkeit von Betonkonstruktionen. Wird der frische Beton durch geeignete Maßnahmen wie Abdecken oder Nachwässern nicht wenigstens drei bis fünf Tage vor dem Austrocknen geschützt, kann der oberflächennahe Beton nicht aus-



**Abb. 335:** *Herstellungsbedingte Mängel an der Betondeckung an einer Rippe des Deckengewölbes der Margaretenkirche (Foto: JR).*

reichend abbinden und ist von Anfang an schadensanfällig.

Für die Gebäude, die im Zuge dieser Forschungsarbeit untersucht wurden, ist festzustellen, dass die Karbonatisierung i.A. die Bewehrungen erreicht hat. Dies ist nach über 100 Jahren und wegen der genannten Mängel bei der Herstellung der Bauteile auch nicht anders zu erwarten. Jedoch muss man auch in diesem Zusammenhang die Weitsicht der Planer und Unternehmer anerkennen, die den qualitativen Abstrichen bei der Ausführung durchaus Rechnung trugen. So wurde sehr selten an den Fassaden bewehrter Beton zur Ausführung gebracht. Wenn dies der Fall war, so achtete man doch sehr genau darauf, dass die Betondeckung eingehalten wurde. Dies ist auch beispielsweise beim ehemaligen Körnermagazin in Ingolstadt der Fall, bei dem zwar punktuell Korrosionsschäden an den Fassaden vorhanden sind, diese jedoch fast immer in Bereichen zu finden sind, die einer überdurchschnittlichen und dauerhaften Durchfeuchtung ausgesetzt sind wie hinter Regenfallrohren (Abb. 337).

### 5.6.3 Feuchte und Korrosion

Eigentlich ist Beton ein Werkstoff, der bevorzugt dann eingesetzt wird, wenn mit einem fortgesetzten Angebot an Feuchtigkeit gerechnet wird. Die hydraulische Bindekraft des Zements spricht für diese Einsatzgebiete. Bei Wasserbehältern wurde Beton sogar bereits als wasserundurchlässiges Material verwendet. So wurde der Behälter des Wasserturms in Schwabmünchen mit einem Zementputz als einziger Abdichtung versehen, was auch nach 100 Jahren Nutzungsdauer noch tadellos funktioniert.

Der zuvor beschriebene Alterungsprozess und die Tatsache, dass zwei so verschiedene Baustoffe wie Beton und Eisenwerkstoff im Verbund zur Ausführung gebracht werden, birgt aber grundsätzlich die genannten Risiken. Hat der Beton erst einmal seine basische Eigenschaft verloren, wird bei fortgesetztem Feuchteangebot die Bewehrung beginnen zu korrodieren. Korrosion hat eine Volumenvergrößerung der Eisenwerkstoffe zur Folge, die Betondeckung platzt ab (Abb. 333). Ist dies erst einmal der Fall, so ist der Schaden eindeutig zu beheben, um eine bestimmungsgemäße weitere Nutzung gewährleisten zu können.

Unter einem fortgesetzten Feuchteangebot ist aber Staufeuchte zu verstehen. Wird Durchfeuchtung an Bauteilen festgestellt, so hat dies fast immer damit zu tun, dass die Gebäudeentwässerung nicht mehr funktioniert oder die Dachdeckung undicht ist und sich Feuchte in Bereichen sammeln kann, die kein Abtrocknen zulassen. Jede mineralische Oberfläche wird einem durch Beregnung nass erscheinen und das Material nimmt Feuchte auf. Der Grad der Aufnahme sollte so gering wie möglich sein, die Möglichkeit



Abb. 336: Das Phänomen des Rostens wurde schon immer wahrgenommen. Genauso wurde erkannt, dass die basische Eigenschaft des Betons die Bewehrung vor Korrosion schützt (Grafik aus SBZ 1911).

der Abtrocknung maximal groß.<sup>257</sup> Dauerhaft durchfeuchtete Bereiche sind frostanfällig.

Ein zu großes und fortgesetztes Angebot an Feuchtigkeit kann also eindeutig als Risiko für die Erhaltung von Bauwerken aus bewehrtem Beton angesehen werden. Die Verbundwirkung von Beton und Eisenwerkstoffen leidet unter dauerhafter Durchfeuchtung in einem Maße, dass das Gefüge allmählich zerrüttet wird. Besondere Gefahren gehen dabei von Salzen aus, die beispielsweise bei Verkehrsbauwerken durch die Winterstreu in die Konstruktion eingebracht werden, aber auch bei Schwimmbädern, beispielsweise durch Chlor. Salze sind deshalb so gefährlich für den Beton, weil sie die durch die Hydratgruppen zur Verfügung gestellten Elektronen aufnehmen und dem Beton so allmählich die Bindemittel entziehen. Salze schädigen aber auch in hohem Maße die eingelegte Bewehrung, die noch leichter Elektronen abgibt und also korrodiert. Diese Korrosion nimmt man oft optisch nicht wahr, weil besonders bei Chloridbelastung die Bewehrung allmählich aufgelöst wird. Es kommt in diesen Fällen nicht zu einer Volumenvergrößerung durch die Korrosion. Dieses Phänomen wird in der Fachwelt auch als Lochfraß bezeichnet. Salze sind zudem deshalb gefährlich, weil sie hygroskopisch wirken und Feuchte, auch aus der Luft binden. Dies führt zu einer nachhaltig erhöhten Durchfeuchtung von Bauteilen. Mit solchen Phänomenen hat man auch in anderen Bereichen der Bauwerkserhaltung zu kämpfen.<sup>258</sup>

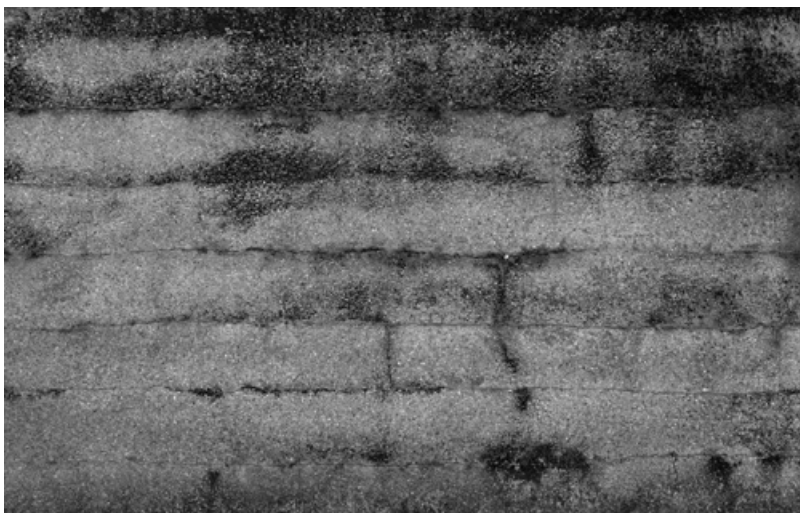
Durch Feuchtigkeit kann es auch zur Ausbildung von Sinterfahnen kommen. Im Bereich von Schwachstellen im Betongefüge (Haarrisse oder Betonierabschnitte) kommt es zur Durchleitung von Feuchtigkeit, die auf ihrem Weg Salze und andere Stoffe aus

<sup>257</sup> Künzel 2009, S. 68.

<sup>258</sup> Künzel 2009, S. 41. Künzel geht dabei eigentlich auf die Wirkung von Salzen in Mauerwerk ein. Der Effekt ist aber ähnlich.



**Abb. 337: Ablösung von Betonüberdeckungen hinter einem Regenfallrohr am Körnermagazin in Ingolstadt (Foto: JR).**



**Abb. 338: Stützmauer aus Stampfbeton an einem Bahndamm in der Nähe des Südbahnhofs mit Bewuchs in den Stampffugen (Foto: JR).**





**Abb. 339: Verformter Binder in einem Atelier des Thierschbaus der TUM (Foto: JR).**

dem Gefüge löst. Wenn die Feuchtigkeit an der Oberfläche verdunstet verbleiben die zuvor gelösten Stoffe als Ablagerung an der Oberfläche.

Obwohl an zahlreichen Bauwerken Mängel in Form von porösem Beton und geringer Betondeckung in Teilbereichen festzustellen sind, stellten sie zunächst keine unmittelbare Gefährdung dar. Es kam also trotz der dargestellten Mängel nicht zu gravierenden Schäden wie Abplatzungen der Betonüberdeckung. Dies kann auch darauf zurückzuführen sein, dass doch die überwiegende Mehrheit der Bauteile aus Eisenbeton innerhalb der Gebäudehülle zur Ausführung kam und deshalb unter normalen Umständen in einem mehr oder weniger beheizten und trockenen Bereich. Doch auch die Sichtbetonfassaden sind in einem Maße intakt, dass man von einer hohen Qualität der Ausführung sprechen kann. Wie weiter oben ausgeführt, ist der Beton durchaus geeignet, der Witterung ausgesetzt zu werden. Filmbildende Anstriche und Oberflächenschutzsysteme senken dagegen die Wasserdampfdurchlässigkeit<sup>259</sup> und stellen damit grundsätzlich ein gewisses Risiko dar, wenn sie rissig werden oder wegen der Porosität der Oberfläche nicht vollkommen flächig aufgebracht werden können.

Rostfahnen sind darüber hinaus auch an manchen Betonoberflächen feststellbar. Sie können darauf zurückzuführen sein, dass Bindedrähte bis an die Betonoberfläche heranreichen. Bindedrähte wurden zur Sicherung von Betonschalungen verwendet und verblieben i.A. im Betonquerschnitt.

Ein besonderes Schadensbild soll jedoch noch erwähnt werden, das im Gaswerk in Augsburg festzustellen war. Das sogenannte Reinigergebäude, in dem der aus der Gasgewinnung verbleibende, noch heiße Koks gewaschen wurde, weist besonders starke Schäden an den Betonoberflächen auf. Es ist zu vermuten, dass dies auf die stark schwefelhaltigen Dämpfe zurückzuführen ist, die bei dem Reinigungsvorgang emittierten. Die Betondeckungen sind in diesem Gebäude in großen Flächen abgefallen und die Bewehrungen liegen frei. Dies ist sicher ein außergewöhnliches Phänomen in speziell diesem Gebäude und auf die extreme Nutzung zurückzuführen.

<sup>259</sup> Wasserdampfdurchlässigkeit wird als  $s_d$ -Wert angegeben und meint die wasserdampfdiffusionsäquivalente Luftschichtdicke eines Stoffes. Schon bei einem  $s_d$ -Wert von 2 m spricht man von einer dampfbremsenden Wirkung. Oberflächenschutzsysteme weisen meist einen höheren Wert auf. Mineralische Mörtel sind dagegen als absolut diffusionsoffen anzusehen.

### 5.6.4 Rissbildung und Verformung

Risse sind danach zu beurteilen, welche Ursache sie haben. Wie alle anderen Schäden und nicht unmittelbar bestimmungsgemäßen Phänomene sind Risse im Zuge einer gutachterlichen Schadensaufnahme zu dokumentieren.

Risse können die verschiedensten Ursachen haben. Zunächst sei wiederum auf die Standards der Ausführung in der Zeit der Errichtung verwiesen. Baufugen wurden nur zögerlich Stand der Ausführung. Mörsch hatte als einer der ersten bei der Motorenfabrik von 1903 in Untertürkheim bei Stuttgart Dilatationsfugen im Abstand von etwa 30 m angeordnet.<sup>260</sup> Fugen wurden bei den großen Hallenbauwerken in der Ständlerstraße oder der Moosacher Straße verwirklicht, wenngleich in sehr großen Abständen. Auch in den großen Waren- und Kontorhäusern wie dem Lindwurmhof sind solche Baufugen vorhanden.

Die Anordnung von Baufugen trägt der Temperaturdehnung des Betons Rechnung. Werden größere Bauteile ohne Baufugen errichtet, kann es zu Rissbildungen kommen. An den hier untersuchten Bauwerken sind Dehnungsrisse aber eher die Ausnahme. Selbst bei dem ehemaligen Arbeitermuseum, das weitgehend ohne Dehnfugen errichtet wurde, finden sich Risse nur im Bereich von Öffnungen. So waren dort über den Zustiegen in die einzelnen Dachräume Risse in den Öffnungsstürzen vorhanden.

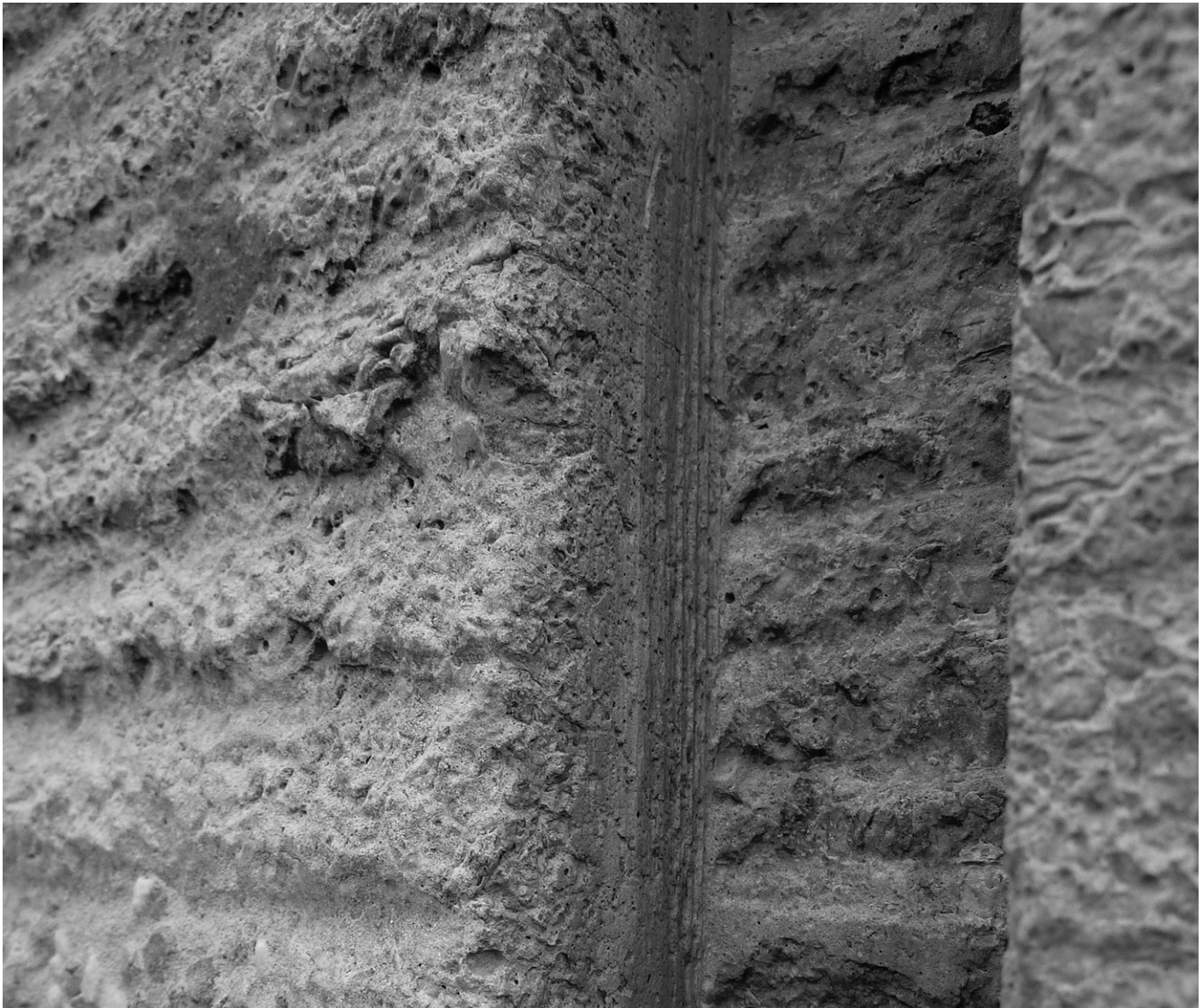
Andere Rissbildungen orientieren sich an Betonierabschnitten und verlaufen zumeist horizontal (*Abb. 338* mit Bewuchs in den Fugen). Risse markieren jedoch auch sich lösende Betonpartien und haben dann andere Ursachen als Temperaturdehnungen.

Verformungen sind noch seltener an Betonbauteilen vorzufinden. Sie waren auch nicht Gegenstand der bauzeitlichen Bemessung, also nicht Teil der planerischen Auseinandersetzung im Untersuchungszeitraum. Im Zuge dieser Untersuchung waren Verformungen an einzelnen Bauteilen im Thierschbau der TUM vorzufinden. Sie stellen eine Ausnahme dar und sind auf kriegsbedingte Einwirkungen zurückzuführen. In einem der Atelierräume wurde ein beschädigter Binder, der seitlich auslenkte, notdürftig wieder hergestellt, aber in seiner Verformung belassen (*Abb. 339*). Auch eine der Kassettendecken war durch Brandeinwirkung geschädigt und wies einen deutlichen Durchhang auf (*Abb. 340*). Dennoch verblieb sie über viele Jahrzehnte an Ort und Stelle und wurde lediglich mit einer Abhängdecke verkleidet.



*Abb. 340: Kassettendecke mit Durchhang im Obergeschoss des Flügelbaus des Thierschbaus der TUM (Foto: JR).*

<sup>260</sup> Mörsch 1906.



**Abb. 341: Sichtbetonoberfläche am Deutschen Museum, Westflügel. Zu erkennen sind sowohl die steinmetzmäßigen Bearbeitungsspuren, als auch Reste der Oberfläche der Holzschalung in der Nut (Foto: JR).**

## 5.7 Risiken für den weiteren Erhalt

### 5.7.1 Aus baurechtlichen Gründen

Schon in den ersten Bestimmungen wurden für die Bemessung von Konstruktionen Sicherheiten angesetzt. Die rechnerische Grenzsicherheit nutzt die statischen Eigenschaften der verarbeiteten Baustoffe optimal aus. Die Unsicherheiten bei der Ausführung, ungünstige Lastzustände, die Alterung des Materials etc. machen es aber erforderlich, Sicherheiten vorzusehen. Dies ist auch heute so. Der rechnerische Sicherheitsabstand, der schon in den ersten vorläufigen Bestimmungen zur Ausführung von Hochbauten aus Eisenbeton vorgesehen wurde ist aber bemerkenswert hoch, wie bereits in Kapitel 3.2 ausgeführt wurde.

Grundsätzlich stellen heute immer häufiger gewünschte Nutzungsänderungen den verantwortlichen Tragwerksplaner vor die Aufgabe und Herausforderung, einen statischen Nachweis für das vorhandene, über 100 Jahre alte Bauwerk erstellen zu müssen. Dabei weisen die bauzeitlichen Ausführungen nach heute gültigen Vorschriften kaum Tragreserven auf, wenn man ein Bauteil isoliert betrachtet. Weitgehend schadensfrei überkommene Bauwerke werden und müssen schon genehmigungsrechtlich bei Nutzungsänderungen überprüft werden. Sie halten der Überprüfung selten stand, obwohl zur Zeit der Errichtung stark abgesenkte Bemessungsspannungen zugrunde lagen und die bereits erwähnte Sicherheit des Gesamtsystems recht groß ist. Die globale Betrachtung des Gesamtsystems gerade bei Skelettbauten ist deshalb von Bedeutung.<sup>261</sup> Der verantwortliche Ingenieur tut sich aber oft schwer, einen Nachweis zu führen, wenn keine bauzeitlichen Unterlagen aufzufinden sind. Bestenfalls existieren statische Berechnungen und Positionspläne, die schon zu Beginn des 20. Jahrhunderts gefordert wurden. Von großem Wert sind Bewehrungspläne. All diese Unterlagen sind von größtem Nutzen für eine „Nachrechnung“. Es ist zu hoffen, dass mit der vorliegenden Arbeit darüber hinaus größere Klarheit geschaffen wird, wie bis 1918 Bauwerke aus Eisenbeton ausgeführt wurden.

Der Ausgangspunkt der Entwicklung räumlicher Skelettstrukturen aus Eisenbeton waren Deckensysteme. Es verwundert kaum, dass der Übergang zur homogen bewehrten Skelettstruktur nicht gänzlich glatt funktionierte. Die im Untersuchungszeitraum realisierte Einbindung der Bewehrung von einem Bauteil in das nächste, um eine monolithische Tragstruktur herzustellen, ist nach heutigen Gesichtspunkten nicht immer schlüssig. Die Herstellung von Bauteilübergängen, wie beispielsweise die Einbindung eines Randträgers in eine Deckenplatte, die Anordnung von Bügeln etc. musste erst entwickelt und vereinheitlicht werden. Die Aus-

<sup>261</sup> Hassler 2010, S. 125. Darin wird auch ausgeführt, dass „... in der Mehrzahl der Fälle eine ausreichende Tragfähigkeit vorhanden ist ...“.

führung der Deckensysteme selbst war von der Wirtschaftlichkeit des Systems geleitet. Die tragenden Querschnitte sind hier teilweise sehr gering. Im Zuge der Erhebungen für die vorliegende Arbeit wurden aber nur vereinzelt Schäden festgestellt, die auf eine Überlastung oder ein Versagen des Tragwerks zurückzuführen sind. Es ist erforderlich, dass ein Tragwerksplaner, der sich mit einem solchen Gebäude befasst, alle verfügbaren Informationen sammelt und nicht nur einzelne Tragelemente isoliert, sondern vielmehr das gesamte Bauwerk ganzheitlich betrachtet.

Der bauliche Brandschutz ist einer der wichtigsten Aspekte des Baurechts. Die oft geringe Betondeckung der Bewehrungsseisen erschwert aus heutiger Sicht einen befriedigenden Nachweis. Auch wenn die nach den frühen Bestimmungen vorgeschriebenen Betondeckungen eingehalten wurden, liegen die Bügelbewehrungen oft unmittelbar unter der Oberfläche, wie zahlreiche Beispiele auch in München belegen. Dabei war der vorbeugende Brandschutz eines der Hauptargumente für die Errichtung von Hochbauten aus Eisenbeton. Erst mit Einführung der Bestimmungen von 1916 wurde die Einhaltung der Betondeckung auch für Bügel gefordert. Sie betrug für Platten 10 mm, für alle weiteren Bauteile in Innenräumen 15 mm und für Außenräume 20 mm. Anforderungen an den baulichen Brandschutz führen deshalb nicht selten zur Infragestellung von Bauwerken aus Eisenbeton.

Entgegen der Vorschriften zur Errichtungszeit werden heute gerade in Fluren höhere Verkehrslasten angesetzt. Bei Nutzungsänderungen müssen diese berücksichtigt werden. Decken sind dafür oft nicht ausreichend dimensioniert. Es müssen im Planungsprozess Entscheidungen getroffen werden, die zugleich den berechtigten rechtlichen Anforderungen gerecht werden und die zur Authentizität der Bauwerke beitragenden überkommenen Bauelemente bewahren helfen. Die Seltenheit der Bauwerke sollte jedoch dazu führen, dass man die Nutzung den Gegebenheiten anpasst. Beim Brandschutz sind alternative Lösungen gefragt.



**Abb. 342: Ehemaliges Arbeitermuseum: Ertüchtigung einer Rippendecke im Westflügel. Durch Ausnutzung der Bruttomaße der mit Gipsputz versehenen Oberflächen konnten einzelne Rippen querschnittsgleich ersetzt werden (Foto: Josef Jordan).**

### 5.7.2 Aus schadensbedingten Gründen

Veränderungen, die an einem Gebäude aus nutzungstechnischen oder anderweitigen Erwägungen heraus vorgenommen werden sollen oder müssen, bedingen also häufig schon aus baurechtlichen Gründen eine Überprüfung der Tragfähigkeit der Bauteile.

Vorhandene Schäden machen es darüber hinaus selbstverständlich immer erforderlich, sich über die gegenwärtige Tragfähigkeit der betroffenen Bauteile Gedanken zu machen. Werden Schäden festgestellt, sind deren Ursachen zu ergründen. Diese können daher rühren, dass zur Zeit der Errichtung Fehler bei der Ausführung begangen oder im Laufe der Zeit Veränderungen am Bauwerk vorgenommen wurden. Auch können äußere Einflüsse wie Witterung oder Abnutzung Schäden hervorrufen.

Eine gründliche Untersuchung ist in jedem Fall unerlässlich, und das Gebäude muss sozusagen in gutachterliche Hände übergeben werden. Der Dreiklang aus Anamnese, Diagnose und Therapie ist auch bei Bauwerken aus Eisenbeton die objektivste und sicherste Methode, um sich Klarheit über das Gebäude zu verschaffen und die richtigen Maßnahmen in die Wege leiten zu können. Letztlich ist diese wissenschaftliche Methode die Voraussetzung dafür, die Bauwerke in ihrer authentischen Gestalt auch bewahren zu können.

Eine solche Vorgehensweise wurde bei der Instandsetzung des ehemaligen Arbeitermuseums im Lehel in München beherzigt. In den Kassettendecken des Westflügels wurden bei gutachterlichen Untersuchungen Risse festgestellt. Eine genaue Erkundung der Bewehrung und anschließende statische Bemessung der Decke ergab, dass die vorhandenen Querschnitte nicht ausreichten, um die anzusetzenden Verkehrslasten, auch unter Berücksichtigung der Vorschriften zur Zeit der Errichtung, aufnehmen zu können. Die vorhandene Decke wurde bauzeitlich mit einem etwa 10 mm dicken Gipsputz versehen. Es zeigte sich, dass die Einlage einer neuen etwas weiter unten angeordneten Bewehrung ausreichen würde, um für die wesentlichen Träger der Kassettendecke ausreichende Tragfähigkeiten zu erreichen. Die Betonoberflächen wurden abschließend nur gespachtelt. So wurde die Rettung großer Teile der feingliedrigen Kassettendecke möglich (Abb. 342).

Es sei aber an dieser Stelle darauf hingewiesen, dass statisch-konstruktive Schäden bei den untersuchten Gebäuden äußerst selten angetroffen wurden. Lastabhängige Ursachen für Rissbildungen oder Verformungen wurden an Deckensystemen festgestellt, an aufgehenden Bauteile jedoch nur ausnahmsweise.

Deshalb muss man sich viel mehr mit den Schäden befassen, die im Laufe der Jahre durch natürliche Alterung und äußere Einflüsse verursacht wurden. Wie bereits eingehend beschrieben, stellt

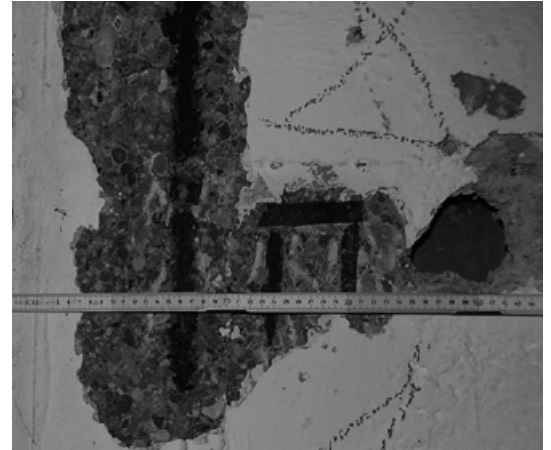


Abb. 343: Schadstelle an einem Randträger im Haus Pronath im Bereich der Hofzufahrt (Foto: JR).



Abb. 344: Fehlendes Regenfallrohr am ehemaligen Körnermagazin (Foto: JR).

die Karbonatisierung ein Risiko für den langfristigen Erhalt von Bauteilen aus Eisenbeton dar, und sie hat i.A. nach 100 Jahren Standzeit die Bewehrung erreicht, sowohl an Bauteilen, die der Witterung ausgesetzt sind, als auch an Bauteilen im Innenbereich. Die Folge ist eine Depassivierung, sprich der Verlust des Korrosionsschutzes für die Bewehrung.

Ein typischer Schaden, der durch die Karbonatisierung des Betons begünstigt bzw. erst möglich wird, ist folglich Bewehrungskorrosion. Der Beton kann nur geringfügig Zugspannungen, im Falle der korrosionsbedingten Volumenvergrößerung der Bewehrung in Form von Spaltzug, aufnehmen. Die Betondeckung der Bewehrung hebt sich in der Folge zunächst ab, reißt und fällt zu Boden. Der in die Jahre gekommene Beton ist je nach Exposition, Dichte des Betons und Qualität der Nachsorge bei der Herstellung bis in einige Zentimetern Tiefe karbonatisiert. Das Risiko für Schädigungen ist deshalb bei Bauteilen, die der Witterung ausgesetzt sind, gegeben. Auch in Feuchträumen besteht die Gefahr von Korrosion. Hier muss für die Zukunft insofern Vorsorge getroffen werden, dass Feuchte abgehalten wird oder die Bauteile ausreichend Zeit haben, die eingedrungene Feuchtigkeit wieder abzugeben, also abzutrocknen.

Die Gefahr dauerhafter Durchfeuchtung ist für Decken unter Innenhöfen oder unter Zufahrten sehr hoch, wenn Abdichtungen Leckagen aufweisen und deshalb die fortgesetzte Zufuhr von Feuchtigkeit gegeben ist. So fanden sich bei dem Haus Pronath in der Augustenstraße genau in diesen Bereichen Schadstellen

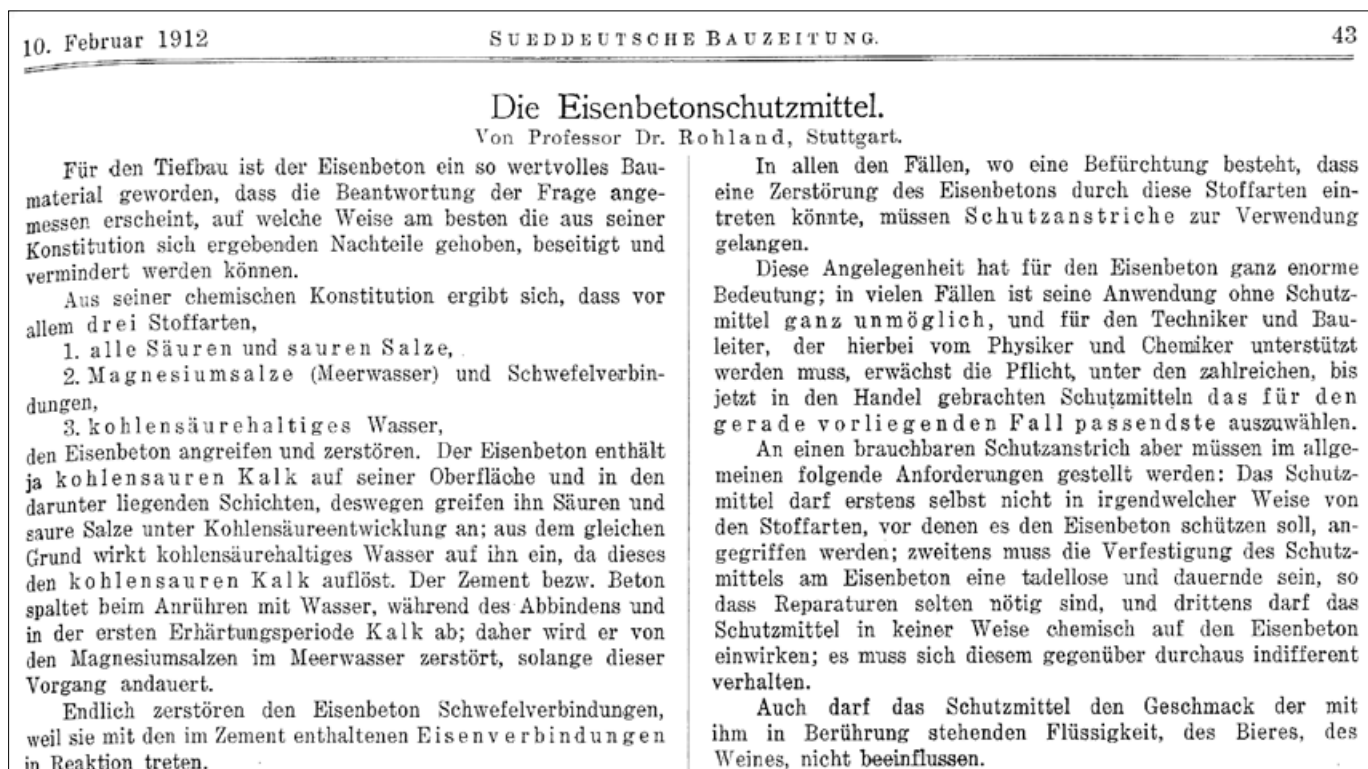


Abb. 345: Gefährdungen für den Beton wurden schon immer analysiert und geeignete Schutzmittel gesucht (SBZ 1912, S. 43).



Abb. 346: Testflächen an einer nachträglich durch Unterhaltsmaßnahme beschichteten Sichtbetonoberfläche (Foto: JR).

(Abb. 343). Eine Betoninstandsetzung wurde erforderlich und die Ursache für die dauerhafte Durchfeuchtung der Bauteile musste beseitigt werden.

Weitere Schadensschwerpunkte sind Bauteilfugen oder Betonierabschnitte, wenn die Fugenabdichtung schadhaft geworden ist. Hier kann sich Feuchtigkeit möglicherweise im Bauteil stauen und im Außenbereich Bewuchs festsetzen. Es kommt zu einer dauerhaften Durchfeuchtung und im Winter zu Frostsprengung. Am Körnermagazin in Ingolstadt führten fehlende Regenfallrohre zu einem entsprechenden dauerhaften Feuchteangebot in den Bauteilen und in der Folge zu Korrosionsschäden (Abb. 344). Dort zeigte sich aber auch, dass trotz fehlender Öffnungsverschlüsse die tragenden Bauteile keinen Schaden nahmen. Die Dachdeckung war weitgehend intakt und lieferte eine der wichtigsten Voraussetzungen für die Vermeidung von nachhaltigen Schäden an den Eisenbetonbauteilen. Es ist daraus zu folgern, dass der übliche Unterhalt eines Gebäudes bereits weitreichenden Schutz vor der Entwicklung von Schäden gewährleistet. Eine intakte Dachentwässerung ist dabei die wichtigste Voraussetzung.

Für in Betrieb befindliche Innenräume besteht insgesamt ein geringes Risiko, dass ausgehend von der Alterung des Betons Schäden entstehen. Werden Innenräume beheizt und instand gehalten, wird die relative Luftfeuchtigkeit Werte von 65 % kaum überschreiten. Ansonsten ist es möglich, die relative Luftfeuchtigkeit durch haustechnische Maßnahmen soweit zu reduzieren, dass Bewehrungskorrosion verhindert werden kann.

Die Behebung von Schäden an Bauelementen aus Sichtbeton stellt die Beteiligten vor Herausforderungen. Sie bewegen sich im Spannungsfeld von denkmalschutzrechtlicher Erwartung und baurechtlicher Verpflichtung. Das noch geringste Problem ist bei hochwertigen Sichtbetonflächen die Abstimmung der Rezeptur der Ergänzungsstoffe auf die Farbigekeit der umgebenden Sichtbetonflächen. Hier können bei Verwendung örtlich gewonnener Zuschlagsstoffe meist gute Ergebnisse erzielt werden. Auch ge-

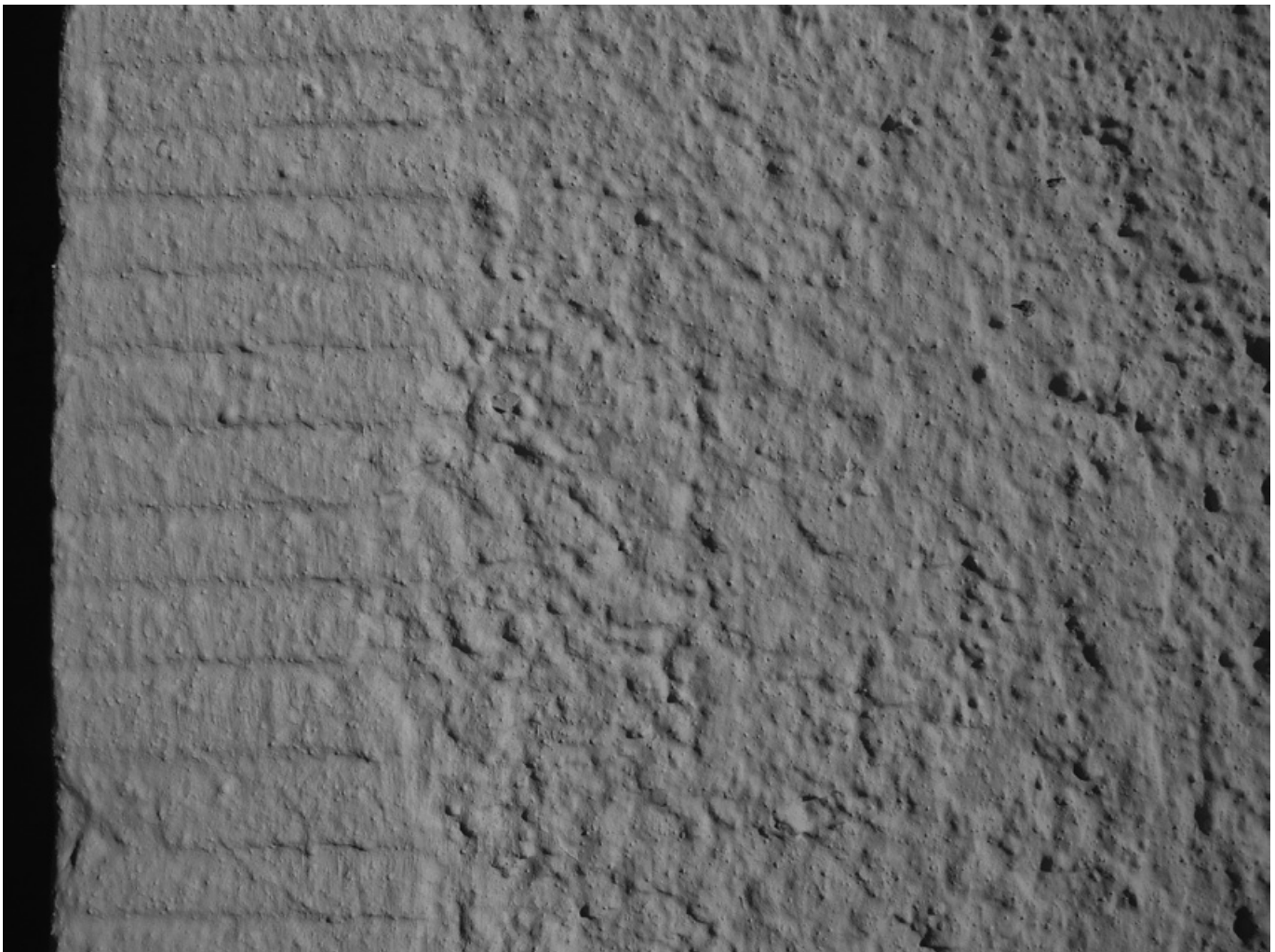


## 5.7 Risiken für den weiteren Erhalt

ben häufig Unterlagen aus der Zeit der Errichtung Aufschluss über die Zusammensetzung des Betons. Oder es werden Analysen von Bauteilproben vorgenommen.

Gemäß der Richtlinie Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen von Oktober 2001 muss aber die gesamte Betonoberfläche im Nachgang einer erforderlich gewordenen Reparatur mit einer Beschichtung versehen werden. Dies hat den Hintergrund, dass man davon ausgeht, dass sich im direkten Anschlussbereich einer Reparaturstelle zum Bestand der Schadensprozess fortsetzt, wenn nicht künftig das Eindringen von Feuchtigkeit mithilfe eines geeigneten Oberflächenschutzsystems verhindert wird. Die Erforderlichkeit der Anwendung dieser aus dem Straßenbau stammenden Richtlinie auf den Hochbau wird von Denkmalpflegern zurecht kritisiert und infrage gestellt. Die Richtlinie lief im Herbst 2015 aus.

Es ist natürlich ganz interessant, dass Beschichtungssysteme schon im Untersuchungszeitraum eine bedeutende Rolle gespielt haben, wenngleich sich dabei der äußere Einfluss eher auf die Stoffe bezog, die von einem Becken oder einer Röhre aus Be-

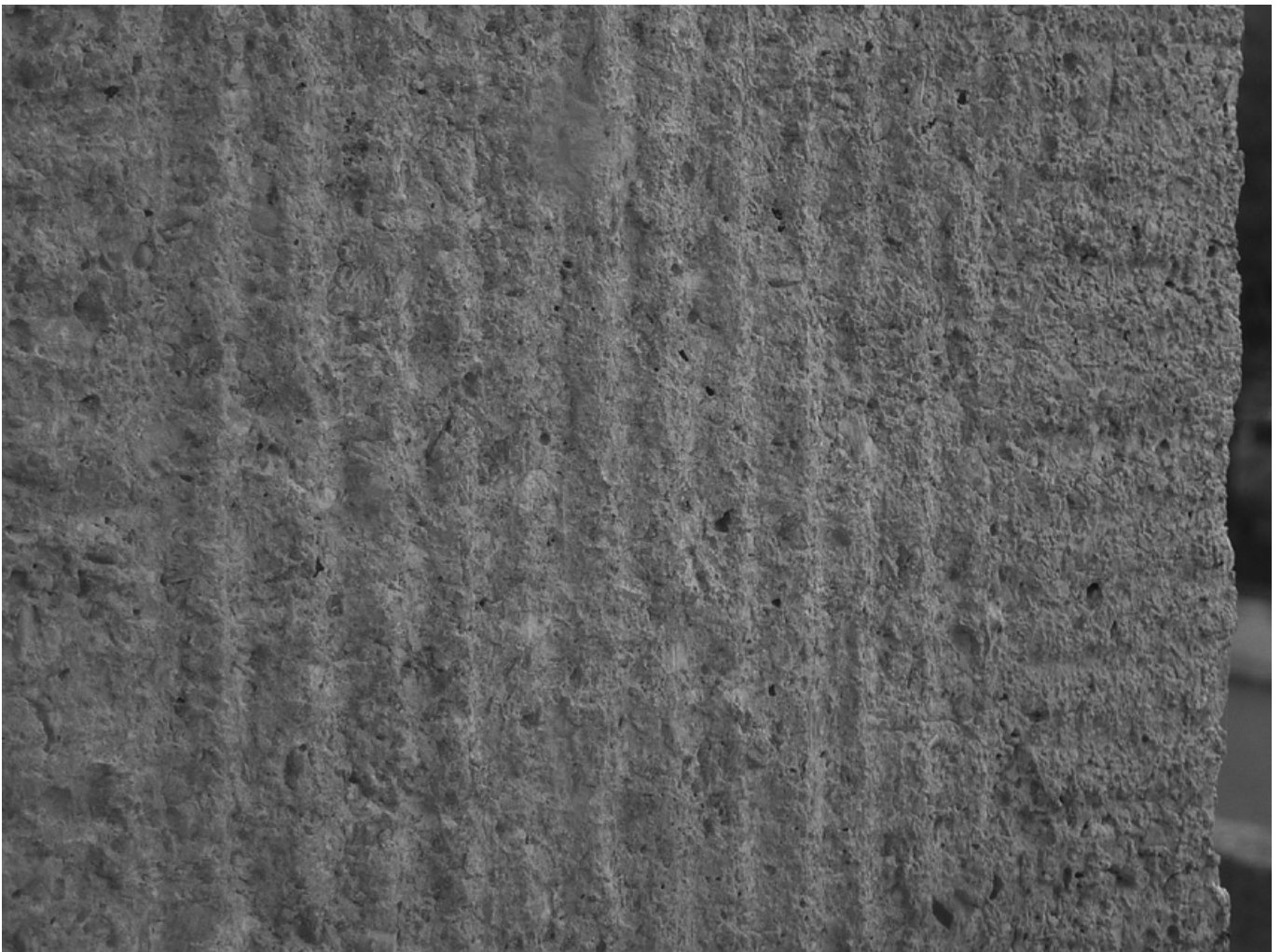


**Abb. 347:** Vormalig betonsichtige Oberfläche an der Fassade des Lindwurmhofs (Foto: JR).

ton aufgefangen oder weitergeleitet werden sollte (Abb. 345). Es existieren jedoch auch Beispiele dafür, dass bereits vor über 100 Jahren Zementmörtel selbst als Abdichtung verwendet wurde, wie der bis heute betriebene Behälter aus Eisenbeton des Wasserturms in Schwabmünchen zeigt.

Mit Blick auf Sichtbetonoberflächen bedeutet die nachträgliche Beschichtung mit einem außerdem filmbildenden Material eine tiefgreifende Veränderung des Oberflächencharakters einer Fassade (Vgl. Abb. 347 und Abb. 348). Durch die Beschichtung werden die Poren der Oberfläche geschlossen und die Materialfarbigkeit des Sichtbetons gelöscht. Die Lichtwirkung ändert sich und die feinen Farbnuancen der Zuschlagsstoffe kommen nicht mehr zur Geltung. Ein Atmen der Oberfläche ist unter verschiedensten Gesichtspunkten der Bauphysik und der Optik eingeschränkt oder gar nicht mehr möglich.

Wenn ein Oberflächenschutzsystem gefordert wird, ist jedoch nicht nur die künftig vergrößerte Dichte der Oberfläche zu beklagen. Damit das Schutzsystem seine geforderte Funktion erfüllen kann, wird es dann auch zusätzlich notwendig, mithilfe einer



**Abb. 348:** betonsichtige Oberfläche am Deutschen Museum (Foto: JR).

Spachtelung einen ebenflächigen Untergrund herzustellen. Damit ist die Oberfläche vollständig verändert und der Charakter der Fassade geht kaum wiederbringlich verloren.

Aus diesen Gründen ist es wichtig, dass ein Instandsetzungskonzept fachlich einwandfrei abgestimmt wird und alle Folgen einer geplanten Maßnahme bedacht werden.

Häufig erhalten Sichtbetonflächen seit der Errichtungszeit von Bauwerken bereits vor Jahren einen solchen Anstrich, aus welchen Gründen auch immer. In vielen Fällen besteht der Wunsch oder auch die Erfordernis, eine bereits aufgetragene Beschichtung wieder abzunehmen. Ist diese schadhafte oder gefährdet den langfristigen Erhalt der Bauteile, so ist eine Abnahme Teil des Instandhaltungskonzepts. Die Abnahme mithilfe von lösemittelhaltigen Reinigern ist heikel und kann sich ggf. schädigend auf die Betonoberflächen auswirken. Es muss jeweils durch Musterflächen im Vorfeld geprüft werden, welches Mittel geeignet ist (*Abb. 346*). Die Inhaltsstoffe dürfen keineswegs zu einer Schädigung des Betons führen. Dies ist bei säurehaltigen Reinigern zu befürchten.

Auch eine Abnahme älterer Beschichtungsstoffe mithilfe von Strahlmitteln kann zielführend sein, wenn der Untergrund eine einigermaßen dichte und feste Oberflächensstruktur aufweist. Andernfalls kann das Strahlen der Oberfläche zum Verlust der Oberflächenstruktur des Betons führen. Der Druck darf nicht zu hoch und das Strahlmittel nicht zu stark mechanisch auf die Oberfläche einwirken. Auch hier müssen zwingend Musterflächen angelegt werden. Gute Erfahrungen werden mit Warmwasserstrahl gemacht.

Für den Außenbereich gibt es Alternativen zu filmbildenden Beschichtungen, die möglicherweise auch Pigmente enthalten. Bisher nicht beschichtete Betonoberflächen können auch weiter so belassen werden, wenn das Feuchteangebot nicht dauerhaft ist und der Beton im jahreszeitlichen Wechsel wieder austrocknen kann. Es gibt diesbezüglich gelungene Projekte mit Vorbildcharakter, die diesem Umstand Rechnung tragen und vollständig auf Beschichtungen, auch nach Behebung von partiellen Schäden verzichten. Einen wichtigen Beitrag zum restauratorischen Umgang mit Betonoberflächen und zur Bewusstseinsbildung lieferte die im Jahr 2008 stattgefundene Tagung der Landesdenkmalpfleger mit dem Titel „Denk-mal an Beton“.<sup>262</sup> Einen Leitfaden erarbeitete 2010 das Institut für Denkmalpflege und Bauforschung IDB der ETH Zürich.<sup>263</sup> Uta Hassler hat in diesem Zusammenhang den Begriff der „behutsamen“ Betoninstandsetzung geprägt. Es

---

262 Vereinigung der Landesdenkmalpfleger 2008.

263 Hassler 2010.

werden darin von verschiedenen Autoren bisher gemachte Erfahrungen dokumentiert und erforderliche Planungsschritte vorgeschlagen.

Auch erscheint es erwähnenswert, dass derzeit vom Deutschen Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb) eine Instandhaltungsrichtlinie für Betonbauwerke erarbeitet wird, die die bis 2015 gültige Richtlinie für den Schutz und die Instandsetzung von Betonbauteilen (RiLiSIB) ablösen soll. Dabei wird künftig die Expertise der verantwortlichen Architekten und Tragwerksplaner stärker in den Vordergrund gestellt.

Weiterhin hat sich innerhalb der Wissenschaftlich–Technischen Arbeitsgemeinschaft (WTA) im Referat 5 – Beton die Arbeitsgruppe 5.25 mit dem Arbeitstitel „Historische Betonkonstruktionen“ gebildet, die einen Sachstandsbericht als Beitrag zur langfristigen Erhaltung entsprechender Bauwerke erarbeitet. Der Arbeitsgruppe, in der auch der Verfasser mitwirkt, gehören sowohl Ingenieure und Restauratoren aus Wissenschaft und Wirtschaft, als auch Denkmalpfleger an. Mit dem Sachstandsbericht sollen Begriffe geklärt, einschlägige, im deutschen Raum übliche historische Bauweisen und Bautechniken erläutert, die normativen Rahmenbedingungen untersucht und ästhetische Belange zur Zeit der Errichtung aufgezeigt werden. Weiterhin soll eine allgemein zielführende Vorgehensweise bei der Bestands- und Zustandserfassung vorgeschlagen und die unterschiedlichen Zielstellungen bei erforderlichen Instandsetzungsmaßnahmen formuliert werden. Dabei wird eine gesamtheitliche Betrachtung angestrebt, die sowohl statisch–konstruktive und restauratorische, als auch denkmalrechtliche Belange berücksichtigt. Weiterhin sollen Grundsätze für ein dauerhaftes Monitoring vorgeschlagen werden, die es ermöglichen sollen, die Erfordernis von Instandsetzungskampagnen möglichst weit in die Zukunft hinauszuzögern.

Diese Entwicklungen zeigen, für wie wichtig die historischen Konstruktionen aus Beton und Eisenbeton gehalten werden. Diese seltenen Zeugnisse der Bautechnikgeschichte werden inzwischen ganz allgemein als gefährdetes kulturelles Erbe angesehen.



**Abb. 349: Goldener Engel im Treppenaufgang des Thierschbaus, TUM  
(Foto: JR).**

## 5.8 Zusammenfassung

Im Raum München gab es im ausgehenden 19. Jahrhundert verschiedene Voraussetzungen, die für den vermehrten Einsatz von Beton und bewehrtem Beton sprachen:

- ein überdurchschnittliches Bevölkerungswachstum, insbesondere in der Stadt München und die damit verbundene Notwendigkeit, entsprechende Infrastrukturen zu schaffen
- baurechtliche Rahmenbedingungen, die erhöhte Anforderungen an den baulichen Brandschutz und die Qualität der Bauvorlagen stellten
- geringe Natursteinvorkommen in der näheren Umgebung
- hochwertiger Kies, der direkt aus der Baugrube als Zuschlagsstoff für Beton verwendet werden konnte (*Abb. 350*)
- ein geringer Grad an Industrialisierung, insbesondere hinsichtlich Schwerindustrie
- eine frühe wissenschaftliche Auseinandersetzung mit Eisenbeton in den Materialprüfanstalten

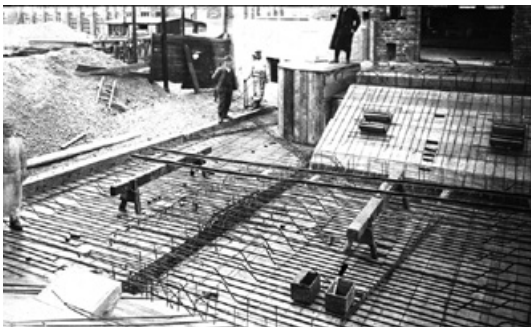
Auf die Landeshauptstadt des Königreiches Bayern konzentrierten sich vielfältigste behördliche und versorgungstechnische Aufgaben. Eine verbesserte gesundheitliche Versorgung sowie die Nutzung der München durchziehenden Isar zur Energiegewinnung standen auf dem Programm. Daneben wurde nach Kräften die Wirtschaft gefördert, indem Gebäude für Leistungsschauen, aber auch für Märkte und Schlachthöfe geschaffen wurden. Die private Initiative trat im Gegensatz dazu in den Hintergrund. Sie manifestierte sich in erster Linie in der Errichtung von Waren- und Kontorhäusern sowie Druckereien und Verlagshäusern. Das Auftreten des Staates als Bauherr unter der Prämisse, Eisenbeton bei der Errichtung von Hoch- und Ingenieurbauwerken zu verwenden, ist hervorzuheben (Beispiel Hochschulbau *Abb. 349*). Interessant ist, dass Eisenbeton auch für den Sakralbau von großer Bedeutung war. So wurden im Untersuchungsgebiet wenigstens sechs Sakralbauten mit Gewölben aus Beton oder Eisenbeton ausgeführt. Etliche weitere sind für den süddeutschen Raum bekannt.

Eine innovative Unternehmerschaft, die architektonische Gestaltung und statische Bemessung zu verbinden wusste, beförderte den Einsatz von Eisenbeton und gelangte vor der allgemeinen Architektenschaft zu einer veränderten stilistischen Ausdrucksweise, die über die Zeit der autokratischen Gesellschaft hinaus in die klassische Moderne der Architektur wies. Besonders erfolgreich war der zeitweise Zusammenschluss der Unternehmen Wayss & Freytag A.–G. und Heilmann u. Littmann GmbH zur Deutschen Eisenbeton–Gesellschaft m.b.H. Diese Gesellschaft errichtete die innovativsten Kuppel- und Brückenkonstruktionen in München in der Zeit von 1904 bis 1907.

## 5.8 Zusammenfassung



**Abb. 350: Bodenaushub, Gaswerk Augsburg um 1914 (Archiv Gaswerksfreunde Augsburg e.V., Bild 065a).**



**Abb. 351: Deckenbewehrung, Gaswerk Augsburg um 1914 (Archiv Gaswerksfreunde Augsburg e.V., Bild 069).**

Ein Hemmnis für die vermehrte Verwendung von bewehrtem Beton war bis 1904 das Fehlen von allgemein anerkannten Regeln für die Ausführung. In Bayern und besonders auch in München war die Genehmigungsfähigkeit der Bauweise wegen der Bedenken der entsprechenden Behörden sehr gering. Die baurechtlichen Bedingungen wurden zwar bereits in den Bauordnungen der 1890er Jahre geschaffen. Die verlangten statischen Nachweise waren jedoch vonseiten der Patentgeber mit Ausnahme Hennebiques nicht zu erhalten. Die ausführenden Unternehmen, die die Verantwortung für die Standsicherheit trugen, waren deshalb gezwungen, solche Nachweise selbst zu erarbeiten und vorzulegen. Die Einführung der Leitsätze, die auch die Möglichkeit eröffneten, statische Bemessungen durchführen zu können, waren deshalb eine wichtige Voraussetzung für die Verbreitung der Bauweise.

Ab 1902 wurden Skelettkonstruktionen im Untersuchungsgebiet errichtet. Schon wenige Jahre später wurden auch weitspannende Rahmen- bzw. Bindertragwerke realisiert, die noch freier nutzbare, weitgehend stützenfreie Grundrisse zuließen und die Schaffung weiter Räume erlaubten (Abb. 353). Für kurze Zeit waren die Messehalle auf der Theresienhöhe mit 26 m Spannweite, gefolgt von der Garnisonskirche in Ulm mit 27,3 m Spannweite weltweit die größten Bauwerke ihrer Art.

Ebenso wurden mit Gewölben und Kuppeln in München Maßstäbe gesetzt. Die Eisenbetonkuppeln des ehemaligen Armeemuseums und der Anatomie sind diesbezüglich einzigartig dünn und waren äußerst fortschrittlich auch hinsichtlich der Art der Bemessung wie in Kapitel 3.1 bereits näher erläutert wurde.



**Abb. 352: Schalung der Balken mit Blechen beim Zollamt in München (Archiv Hauptzollamt).**

Insbesondere anhand der Bewehrungsführung (*Abb. 351 und Abb. 352*) an Skelett- und Binderkonstruktionen lässt sich der Einfluss der Leitsätze und der zunächst vorläufigen Bestimmungen zur Ausführung von Hochbauten aus Eisenbeton ablesen. Nur wenige Tragwerke sind zu finden, die systembasiert realisiert wurden. Es war auch nur die Unternehmung Gebrüder Rank als Patentnehmer von François Hennebique in München tätig. Die Bauunternehmung Leonhard Moll, die noch verschiedentlich versuchte, Hennebiques System zur Ausführung zu bringen, konnte dies erst nach Aufhebung des Patentschutzes tun und wurde i.A. vom Bauherrn aufgefordert, stattdessen die Leitsätze anzuwenden. So kann man systembasierte Details an den besagten Bauwerken tatsächlich nur noch vereinzelt bis 1907 finden. Ansonsten entspricht die vorgefundene Bewehrungsführung stets den Vorgaben der Leitsätze von 1904.



**Abb. 353: Rohbau des Ofenhauses, Gaswerk Augsburg um 1914 (Archiv Gaswerksfreunde Augsburg e.V., Bild 179).**



Dennoch hatten die ausführenden Firmen auf der Baustelle Schwierigkeiten, eine ausreichende Qualität sicherzustellen. Eines der schwerwiegendsten Themen war die Verdichtung des Betons. Die Kiesnester und die mangelhafte Verteilung des Zementleims kann immer wieder an den Bauwerken festgestellt werden.

Ein weiteres Thema war die geringe oder auch nicht vorhandene Betonüberdeckung. Dabei muss berücksichtigt werden, dass es zur Zeit der Herstellung der Bauwerke für Bügel zunächst nicht Vorschrift war, eine Deckung sicherzustellen, auch wenn sie empfohlen wurde. Die Führung der Bewehrung war auch nicht immer ausgereift und die Frage der Haftzugfestigkeit der glatten Bewehrungsstäbe nur mit dem sicherheitstechnisch bedingten Umbiegen der Stabenden zur Verbesserung der Verbundwirkung vorläufig gelöst.

Abgesehen von den ausführungstechnischen Mängeln lassen sich an den untersuchten Gebäuden nach über 100 Jahren Standzeit nur wenige Schäden feststellen. Eine Ausnahme stellen Systemdecken dar, die häufig als eingeschränkt tragfähig anzusehen sind und in den letzten Jahren häufig ersetzt werden mussten. Plattenbalkendecken in Skelettkonstruktionen sind dagegen von Ausnahmen abgesehen hoch tragfähig und wurden schon zur Zeit ihrer Errichtung für Verkehrslasten bis zu  $20 \text{ kN/m}^2$  oder  $2.000 \text{ kg/m}^2$  ausgelegt.

Festgestellte Schäden sind ansonsten zumeist auf äußere Einwirkung und fortgesetzte Feuchtebeanspruchung zurückzuführen. Ausführungsmängel fördern zwar das Eindringen von Feuchtigkeit in die Bauteile. Jedoch führt erst dauerhafte Durchfeuchtung wirklich zu nachhaltigen Schädigungen, die durch Korrosion der Bewehrung und daraus sich ergebenden Abplatzungen der Betondeckung die Zerrüttung des Gefüges herbeiführt.

Die natürliche Alterung des Betons erfolgt durch die allmähliche „Versteinerung“ des Materials und dem damit einhergehenden Verlust seiner basischen Eigenschaft. Der Korrosionsschutz, den frischer Beton von sich aus mitbringt, geht über die Jahre also verloren. Das Risiko, dass Eisenbeton in der Folge schadhaft wird ist erhöht. Wir können mit Sicherheit davon ausgehen, dass bei den meisten betreffenden Bauwerken nach etwa 100 Jahren die Karbonatisierung die Bewehrungen erreicht hat. Dennoch sind die Bauwerke nicht automatisch dem Verfall anheimgestellt. Sie funktionieren weiterhin gut, wenn der Feuchtehaushalt der Bauteile ausgeglichen ist und sich keine Feuchte stauen kann.

Eine der größten Gefahren für den Erhalt von frühem Eisenbeton geht von Nutzungsänderungen und erhöhten Anforderungen an den baulichen Brandschutz aus. Es ist schwer, einen statischen

Nachweis für ein Bestandsgebäude zu erstellen, wenn man nichts von diesem Gebäude und der zur Errichtungszeit vorherrschenden Bautechnologie weiß. Nur profundes Wissen über zur Zeit der Errichtung übliche Bautechnik und genaue gutachterliche Untersuchungen erlauben eine ganzheitliche Betrachtung, die über die punktuelle Beurteilung von einzelnen Bauteilen hinausgehen kann.

Es wird für die nächsten Jahre eine der vornehmsten Aufgaben von Ingenieuren und Restauratoren sein, Lösungen für den nachhaltigen Umgang mit frühen Bauwerken aus Eisenbeton zu finden, die einerseits dem berechtigten Sicherheitsbedürfnis und andererseits dem notwendigen Anspruch auf Erhalt unseres kulturellen Erbes gerecht werden und zu einer authentischen Überlieferung dieser Bauwerke beitragen.



**Abb. 354: Bewehrung eines Behälters, Gaswerk Augsburg um 1914 (Archiv Gaswerksfreunde Augsburg e.V., Bild 158).**



## 6 Katalog



Abb. 355: Der zentrale Mittelbau des ehemaligen Armeemuseums, Zustand in den 1970er Jahren (AM, Akt-Nr. mell-1-1018).

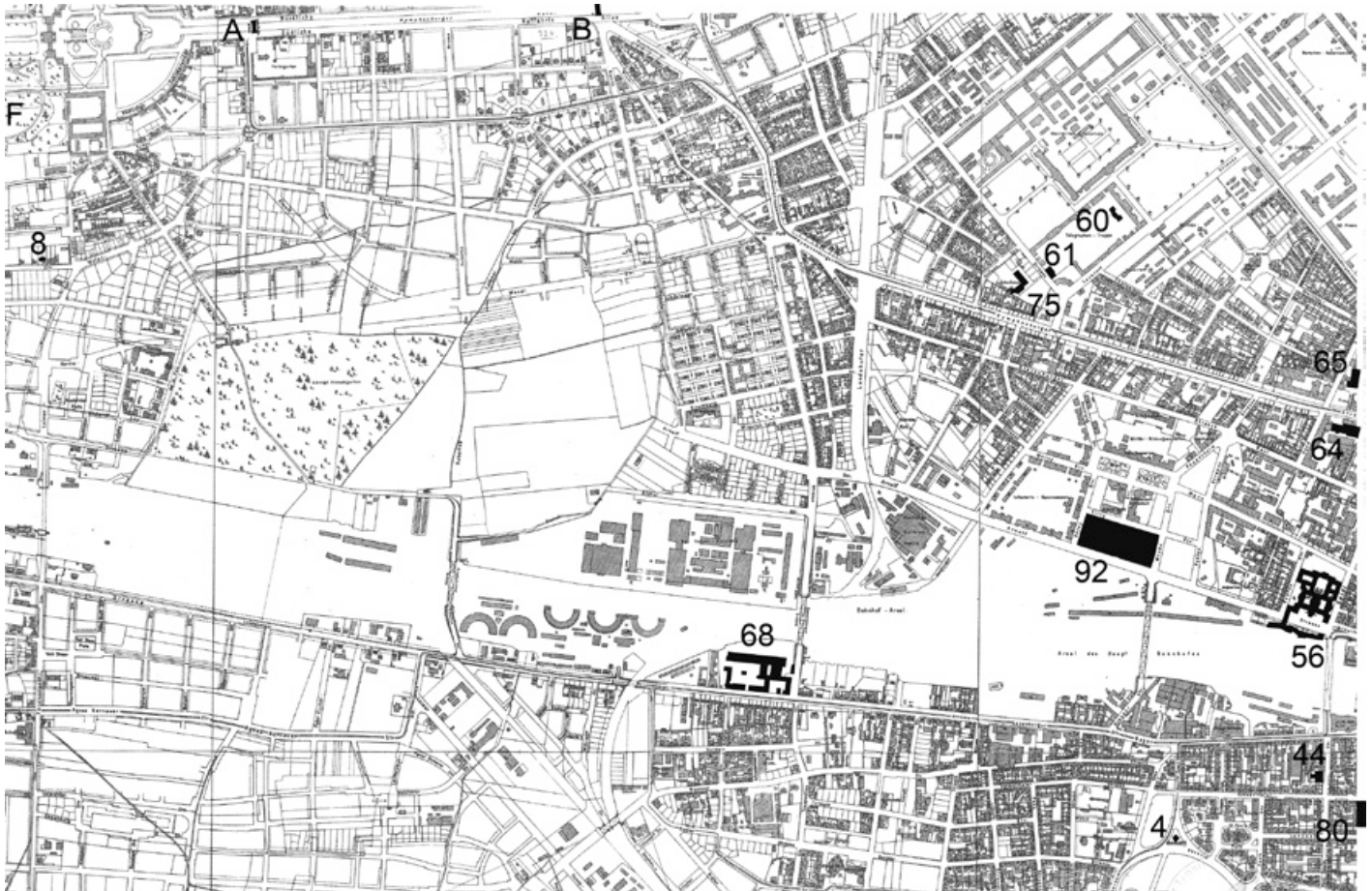


Abb. 356: Stadtkarte 1912, nordwestlicher Abschnitt ohne Maßstab  
(Geobasisdaten © Landeshauptstadt München – Kommunalreferat – GeodatenService 2016).

## 6.1 Hochbauten

Der Katalog beinhaltet die überwiegende Mehrzahl der identifizierten Hochbauten mit Beschreibung, vorgefundenen Archivalien und Literatur. Außerdem wurden Aussagen zum gegenwärtigen Zustand der Gebäude gemacht. Die Bautypen werden in Kapitel 5 erklärt. „Sonstige Gebäude“ lassen sich nicht in diese Bautypen einordnen. Dies ist der Fall, wenn beispielsweise nur Decken aus Eisenbeton zur Ausführung kamen.

In Kapitel 6.2 sind zusätzlich noch einige Brücken enthalten. In der Stadtkarte von 1912 wurden diejenigen Hochbauten und Brücken verortet, die im damaligen Gebiet der Stadt München errichtet wurden. Die Ziffern entsprechen der Ordnungsnummer im folgenden Katalog.



Abb. 357: Stadtkarte 1912, nordöstlicher Abschnitt ohne Maßstab  
(Geobasisdaten © Landeshauptstadt München – Kommunalreferat – GeodatenService 2016).

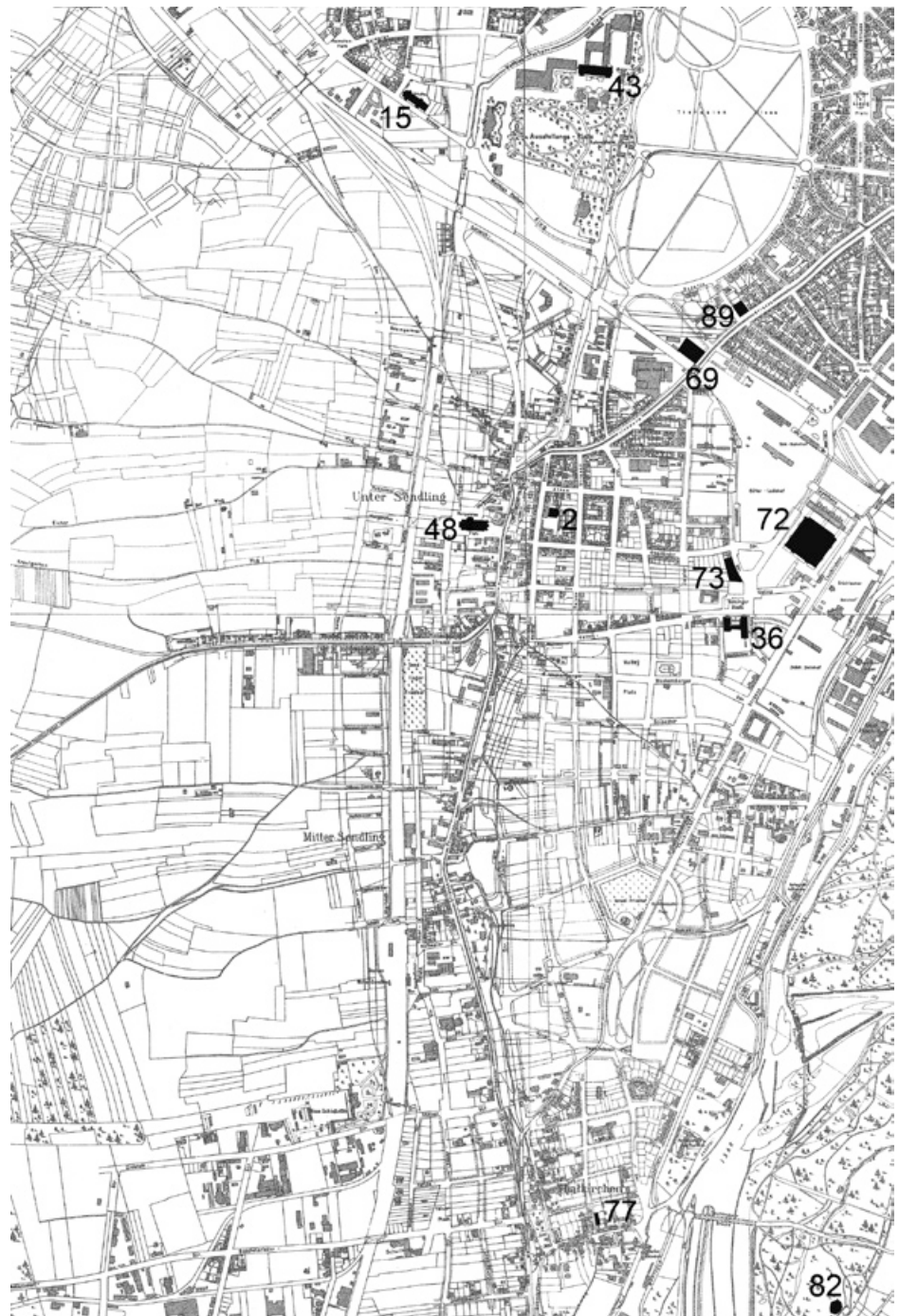


Abb. 358: Stadtkarte 1912, südwestlicher Abschnitt ohne Maßstab (Geobasisdaten © Landeshauptstadt München – Kommunalreferat – GeodatenService 2016).

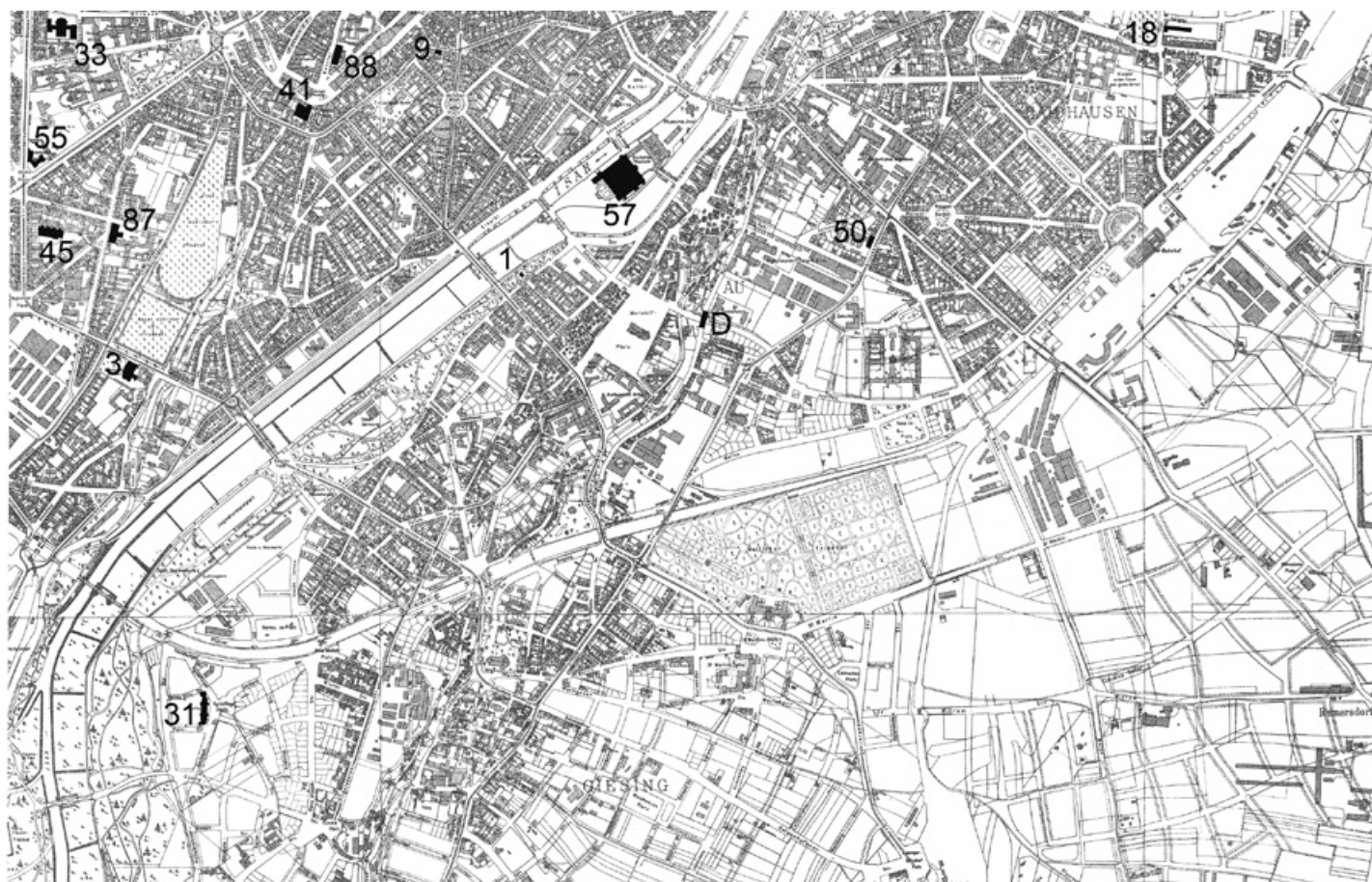


Abb. 359: Stadtkarte 1912, südöstlicher Abschnitt ohne Maßstab  
(Geobasisdaten © Landeshauptstadt München – Kommunalreferat – GeodatenService 2016).



## 1 Ehemaliges Brausebad

Eduard-Schmid-Straße (ehem. Frühlingstraße 9a), München	
Ausführungszeit	1889
Bautypus	Sonstige Gebäude
Merkmal Bauweise	Binnenwände, Gewölbe System Monier
Bauherr	Stadt München
Geschoße	1-E
Grundfläche	11 x 11 m
Erhaltungszustand	abgebrochen

**Beschreibung:** Der neoklassizistische, oktogonale Zentralbau besitzt Außenmaße im Grundriss von 11 x 11 m und wurde in Ziegelbauweise mit einem Zeltdach aus Holz und zentraler Laterne errichtet. Die leichten Trennwände und die Gewölbekonstruktion im Inneren wurden aus Eisenbeton hergestellt. Der erdgeschossige Bau wurde vollständig unterkellert.

**Erhaltungszustand:** Als Badeanstalt wurde das Gebäude 1905 geschlossen. Ein Ersatzbau entstand in der Pilgersheimer Straße. Das Gebäude existiert nicht mehr. Gleichzeitig ist es der früheste Nachweis für die Ausführung von Eisenbeton in München.

**Literatur:** Christophe 1905, S. 105; Megele 1951, S. 18.

**Archiv:** Bauref., Akt-Nr. 557c.

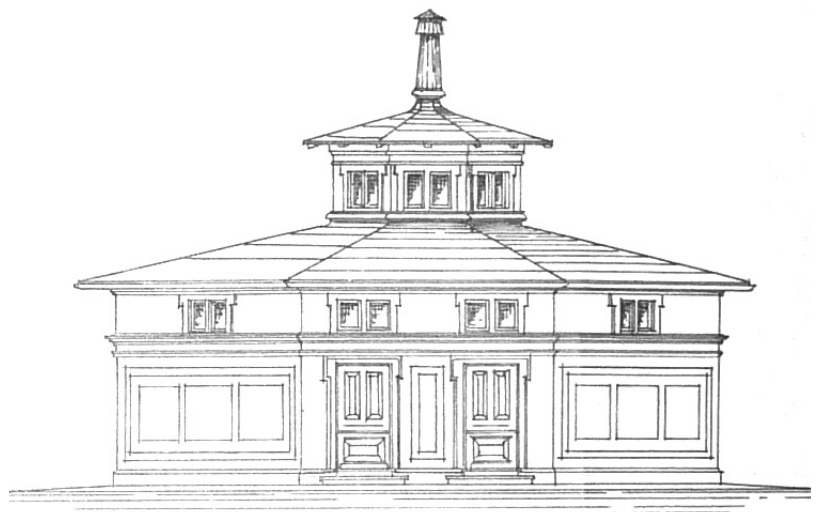


Abb. 360: Ansicht Brausebad (Bauref., Akt-Nr. 557c).

## 2 Vergnügungsetablisement Elysium (heute ev. Himmelfahrtskirche)

Kidlerstraße 15, München	
Ausführungszeit	1889–1891 (1890 Kellerdecke)
Bautypus	Sonstige Gebäude
Merkmal Bauweise	bewehrte Eisenträgerdecke System Monier
Architekt	Lincke und Littmann
Geschoße	1–E
Saalgröße	47 x 15 m
Erhaltungszustand	Decke in Teilen erhalten



Abb. 361: ehem. Vergnügungsetablisement Elysium (Chevalley et.al 2004, S. 349).

**Beschreibung:** Der ursprünglich historisierende Saal mit Seitenschiffen war zu Lagerzwecken und für Kegelbahnen vollständig unterkellert. Das dreischiffig angelegte Gebäude erhielt einen basilikalischen Querschnitt mit Oberlichtbändern und endet im Osten mit einer halbrunden Apside, die als Bühne diente. Zu den Seitenschiffen wurden Arkaden eingebaut. Nach Süden war der Zugang in den noch heute bestehenden großzügigen Garten möglich. Die lichte Raumbreite beträgt 15 m. Dem Saal vorgelagert war ein Geschossbau mit Café und den erforderlichen Nebenräumen. Hier liegt auch der Ausgang zur Empore.

Es handelt sich im Wesentlichen um einen Massivbau in Ziegelbauweise. Die Kelleraußenwände wurden in Stampfbeton hergestellt. Die Eisenträgerdecken erhielten Füllungen in Form von Flachdecken, die in Monierbauweise bewehrt wurden.

**Erhaltungszustand:** 1917 wurde das Gebäude an die ev. Gemeinde Sendling verkauft, die hier nach Plänen des Architekten Georg Zeitler eine Kirche einrichtete. Im Südosten wurde in diesem Zuge ein Glockenturm angebaut. Während des Zweiten Weltkriegs erlitt das Gebäude schwere Zerstörungen. Der Saal wurde ab 1950 wieder aufgebaut, das Gebäude zur Kidlerstraße wurde abgebrochen. Stattdessen wurde ein neuer Glockenturm an der Straße errichtet, der den nun freigewordenen Vorplatz fasst. Zum weitläufigen, im Süden gelegenen Garten wurde rezent ein niedriger Anbau mit Nebenräumen realisiert, der auf dieser Seite den ehemals vorhandenen basilikalischen Querschnitt wieder herstellt. Nach Norden sind die Arkaden im Erdgeschoss bis heute vermauert und nur als Nischen vorhanden. Eisenbetondeckenfüllungen sind unterhalb der ehemaligen apsidialen Bühne in Resten vorhanden.

**Literatur:** Architektonische Rundschau 1891; Chevalley et.al 2004, S. 349; Oelwein 2013; Rädlinger 2010, S. 56-58.

**Archiv:** EKGA (ungeordnet).

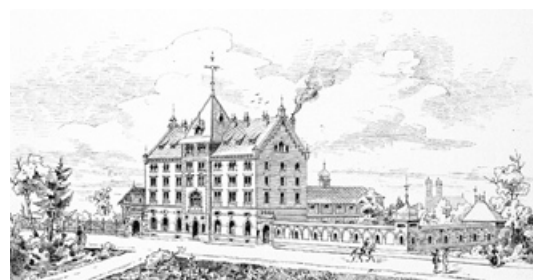


Abb. 362: Perspektivische Straßenansicht mit Vordergebäude (Weigle 1891).

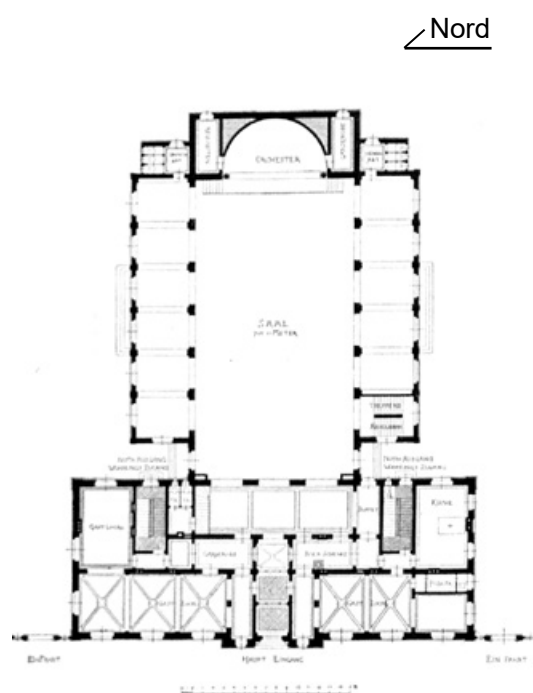


Abb. 363: Grundriss (Weigle 1891).

### 3 Katholische Kirche St. Anton



Abb. 364: Kirche St. Anton von Osten gesehen (SBZ 1896, S. 430).

Kapuzinerstr. 36, München	
Ausführungszeit	1893–1894 (1894 Gewölbe)
Bautypus	Gewölbe
Merkmal	Stichkappengewölbe
Bauweise	System Monier
Bauherr	Kapuzinerkloster, Erzbistum München und Freising
Architekt	Ludwig Marckert
Bauunternehmen	Wayss & Freytag A.–G. (Gewölbe)
Geschoße	E+Empore
Grundfläche	60 x 24 m
Spannweite	16 m
Stichhöhe	6,5 m
Schalendicke	6 – 8 cm
Erhaltungszustand	vollständig erhalten

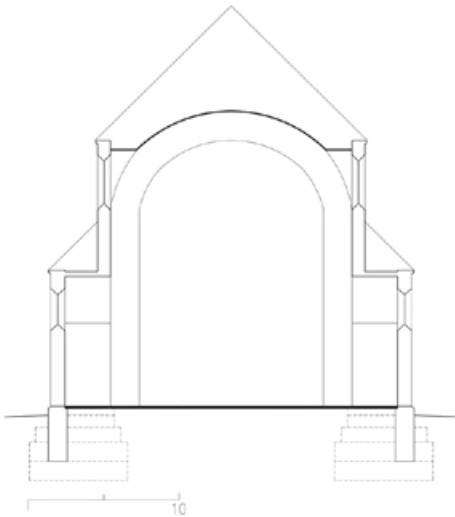


Abb. 365: Querschnitt M 1:500 (JR, Vorlage SBZ 1896 und eigenes Aufmaß).

**Beschreibung:** Der neuromanische, turmlose Kirchenbau mit basilikalem Querschnitt und halbrundem Chor besitzt Außenmaße von 60 x 24 m. Der mit Ziegeln und hellem Naturwerkstein ausgeführte Mauerwerksbau ist reich gegliedert. Das Mittelschiff weist eine Spannweite von 16 m auf und wird mit einem Korbogengewölbe aus Eisenbeton nach dem System Monier überspannt. Die im Pfarrarchiv vorhandenen Planunterlagen belegen, dass das Gewölbe zunächst als Holzspantenkonstruktion geplant war. Es sind sowohl die Spanten, als auch Abhängungen von dem hölzernen Dachtragwerk eingezeichnet. Das bis heute existierende Eisenbetongewölbe ist dagegen frei tragend und nur wenige Zentimeter dick.

Die Kirche wurde als Pfarrkirche geplant und errichtet, nachdem der Zuzug in die Umgebung des Schlachthofviertels gegen Ende des 19. Jh. stark zunahm und die bereits zuvor bestandene Klosterkirche zu klein war.

**Erhaltungszustand:** Die originalen Eisenbetongewölbekonstruktionen sind vollständig erhalten.

**Literatur:** SBZ 1896, S. 430-441; Chevalley et.al 2004, S. 339-340.

**Archivalien:** Pfarrarchiv (ungeordnet).



Abb. 366: Innenraumaufnahme (Foto: JR).

## 4 Ehemaliges Brausebad

Bavariaring 5, München	
Ausführungszeit	1894
Bautypus	Sonstige Gebäude
Merkmal	Binnenwände
Bauweise	System Monier
Bauherr	Stadt München
Architekt	Hans Grässel
Geschoße	1–E
Grundfläche	13,9 x 13,9 m
Erhaltungszustand	Monierkonstruktionen abgebrochen

**Beschreibung:** Der achteckige Zentralbau wurde in neoklassizistisch-palladianischen Formen mit nach Süden zur Theresienviese hin ausgerichtetem Portikus errichtet. In seiner inneren Anlage ähnelt er sehr stark dem Brausebad in der Frühlingstraße. Der Zentralbau wurde vollständig unterkellert. Die Geschosdecke wurde von vier Gusseisenstützen und einem Unterzugsystem aus Doppel-T-Trägern getragen. Die aufgehenden Außenwände wurden insgesamt gemauert (Ziegelformat 12,5 x 28 x 6,5 cm).

Im Erdgeschoss wurden die Brausezellen eingerichtet, deren Trennwände aus Eisenbeton hergestellt wurden. Im Zentrum des Raumes führte eine Treppe in den Keller. Dort befand sich die Heizungsanlage. Ein Kamin wurde zentral über die Dachhaube nach oben geführt. Diese Haube war wohl ebenfalls gemauert und mit Lüftungsöffnungen versehen. Das Dachtragwerk bestand aus einer Holzkonstruktion.

**Erhaltungszustand:** Bereits 1913 wurde der sehr kompakte Achteckbau im Norden um eine kleine WC-Anlage erweitert, die nach dem Zweiten Weltkrieg nochmals deutlich vergrößert wurde und bis heute besteht. Die Eisenträger-Verbunddecke über dem Keller, der Ringanker auf der Mauerkrone und das darüber liegende Dachtragwerk wurden in diesem Zuge erneuert bzw. ersetzt. Dabei wurden die Monierkonstruktionen vollständig abgebrochen. Die Deckenöffnung in der Raummitte zum Keller wurde geschlossen. Die bestehende Kellerdecke wurde verschiedentlich mit Stützen ertüchtigt. Außerdem wurde das alte Dachtragwerk einschließlich der Haube erneuert und auf den heute sichtbaren Stahlbetonringbalken aufgesetzt. Die Geometrie des Daches wurde erst 2018 wieder hergestellt, sodass die äußere Erscheinung gegenwärtig der Errichtungszeit nahe kommt.

**Literatur:** BAI 1912, S. 656; Megele 1951, S. 18; Chevalley 2004, S. 97.

**Archivalien:** Bauref., Akt-Nr. 557c.



Abb. 367: Ansicht von Süden mit Blick auf den Portikus, Zustand 2017 (Foto: JR).



Abb. 368: Gusseiserne Stütze im Keller (Foto: JR).

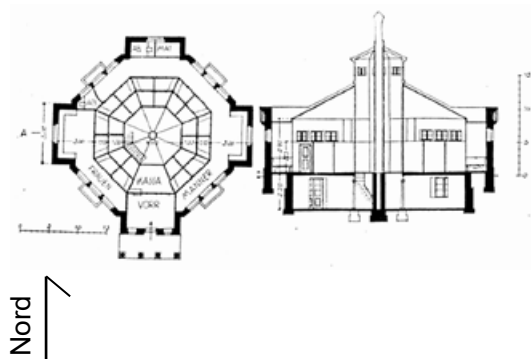


Abb. 369: Grundriss und Schnitt (BAI 1912, S. 656).

## 5 Katholische Kirche St. Ursula

Kaiserplatz 1a, München	
Ausführungszeit	1894–1897 (1897 Kuppel)
Bautypus	Kuppel
Merkmal Bauweise	innen Rundkuppel, außen Klostergewölbe ohne Systemanwendung
Bauherr	Kirchenbauverein St. Ursula, Erzdiözese München und Freising
Architekt Bauunternehmen	August Thiersch Johann Odorico, Frankfurt a. Main (Kuppeln)
Geschoße	E
Grundfläche	60 x 35 m
Durchmesser	bis 11,8 m
Kuppelhöhe	6,2 m (Außenkuppel); 4,4 m (Innenkuppel)
Schalendicke	16 cm (Außenkuppel); 15 cm (Innenkuppel)
Rippendicke	29 cm (Innenkuppel)
Erhaltungszustand	vollständig erhalten

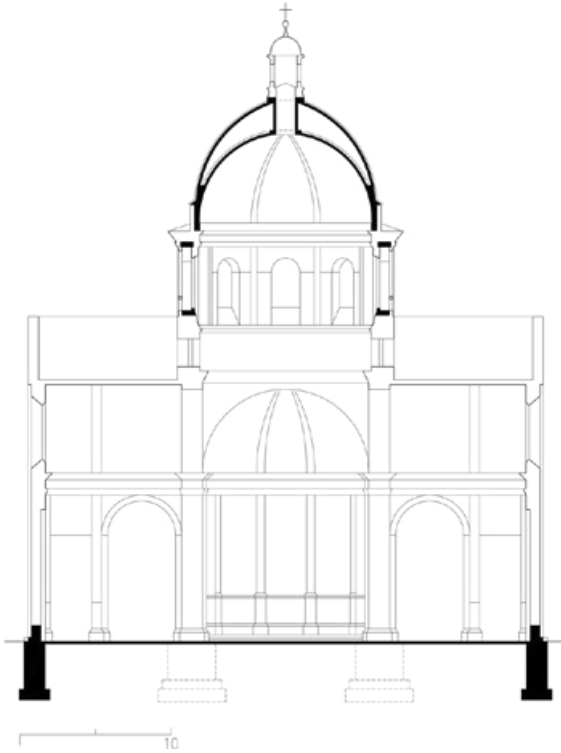


Abb. 370: Querschnitt durch die Vierung M 1:500 (JR, Vorlage AM thie\_a 72–50 und eigenes Aufmaß).

**Baubeschreibung:** Der Kirchenbau ist als dreischiffige backsteinsichtige Basilika in Formen der italienischen Renaissance mit Vierungskuppel und Portikus sowie freistehendem backsteinsichtigem Spitzdachturm angelegt.

Die Vierung besitzt lichte Grundrissabmessungen von etwa 11 x 11 m. Die innere kreisrunde Kuppel besitzt einen Durchmesser von 11,2 m und eine Höhe von 4,4 m. Das Gewölbe hat eine Stärke von 15 cm, im Bereich der Rippen von 29 cm. Es wurde aus einer Art Leichtbeton, sogenanntem Schwemmstein, hergestellt. Die äußere Kuppel ist im Grundriss achteckig und leicht überhöht und besteht aus Normalbeton. Es wurden Grate aufbetoniert. Die Ziegeldeckung wurde in Mörtel versetzt. Der Durchmesser der äußeren Kuppel beträgt 11,8 m, ihre Höhe 6,2 m. Die Schalenstärke beträgt 16 cm. Zwischen den beiden Kuppeln besteht ein begehbare Zwischenraum. Das durchgehende Opäum misst etwa 1,6 m im Durchmesser. Die darüber aufgeführte Laterne ist 6,2 m hoch und besteht aus Sandstein. Eine regelhafte Beweh-



Abb. 372: Raum zwischen den beiden Gewölben (Foto: Joram Tutsch).



Abb. 371: Blick von Süden auf die Kirche während der Instandsetzungsarbeiten an der Kuppel um 2017 (die Laterne wurde bereits abgenommen). (Foto: JR).

rung wurde nicht zur Ausführung gebracht. Am Anläufer geben zerstörungsfreie Messungen Anlass zu der Vermutung, dass hier aus der Errichtungszeit ringförmig umlaufende Bewehrungen vorhanden sind. Die Kuppelkonstruktionen sind einzigartig. Direkte Vergleiche mit anderen Kuppeln sind nur bedingt möglich. August Thiersch wählte einen ganz eigenen Weg für die Ausführung.

**Erhaltungszustand:** Wegen akuter Schäden an der Kuppeldeckung und an den Gewölben wurden 1933 durch das Ingenieurbüro Streck & Zenns Instandsetzungsmaßnahmen eingeleitet. Als Ertüchtigungen wurden am Kämpfer der Gewölbe zwei umlaufende Zugringe aus Stahlbeton eingesetzt. Weiterhin wurde die äußere Kuppel vollständig mit einem ergänzenden äußeren Betonmantel versehen, der konstruktiv bewehrt und als Unterkonstruktion für eine neue Kupferblechdeckung verwendet wurde. Die ältere Ziegeldeckung verblieb unter der neuen Betonschale. Die innere Kuppel erhielt verstärkende Rippen, die auf bzw. seitlich an die älteren Rippen angesetzt wurden. Die Bereiche zwischen den Rippen wurden ebenfalls mit einem Stahlbetonmantel versehen. Die Ergänzungen wurden mit der älteren Konstruktion regelhaft verbunden. Auch die Wandungen des Opäum wurden ertüchtigt. Die originalen Kuppelkonstruktionen blieben aber vollständig erhalten. Neuerliche Instandhaltungsmaßnahmen sehen vor, die Kuppel wieder mit einer Ziegeldeckung zu versehen.

**Literatur:** DBZ 1897, S. 534; Appuhn-Radtke 2013; Rehm 2018.

**Archivalien:** AM, Reg.-Nr. thie\_a-72-1 bis 72-217; StadtAM: DE-1992-LBK-19323.

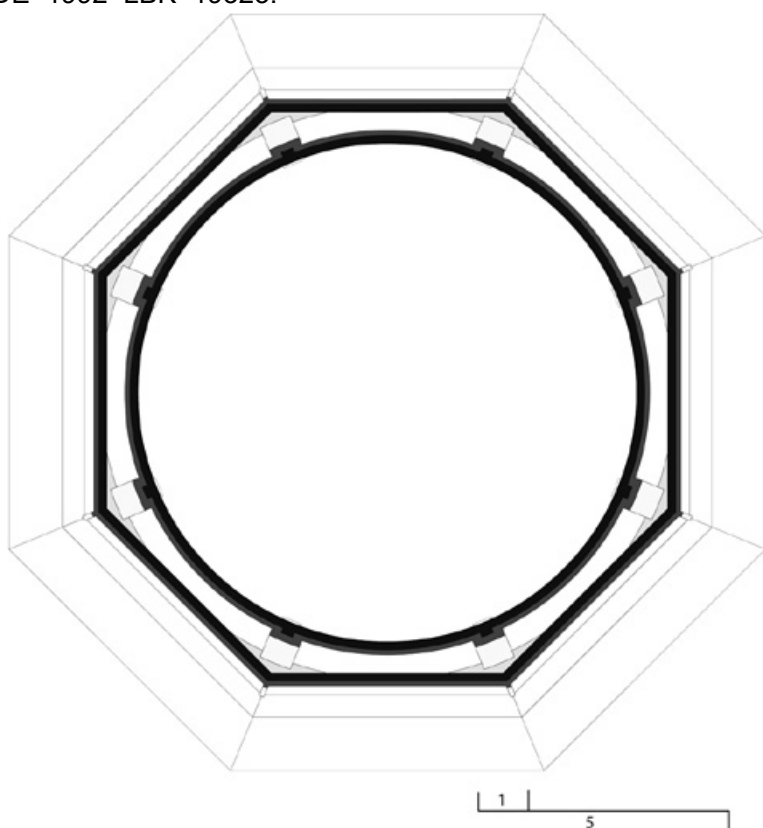


Abb. 375: Grundriss der Kuppeln (Darstellung: Sebastian Nägele).

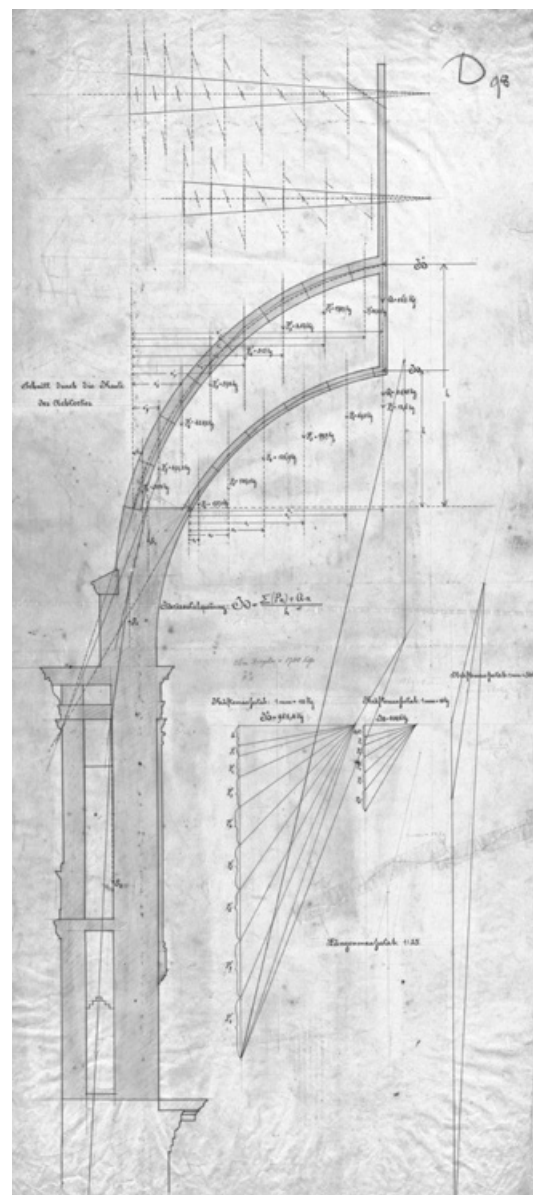


Abb. 373: Graphische Bemessung durch August Thiersch um 1897 (AM 72-138).

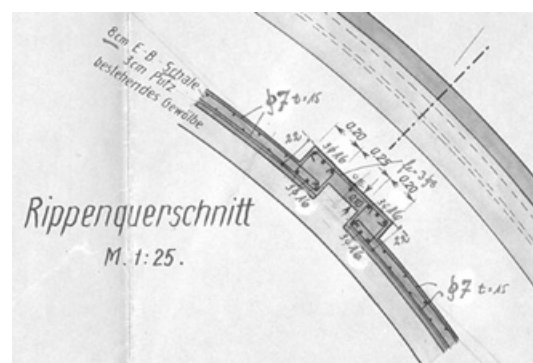


Abb. 374: Ertüchtigungsmaßnahmen im Jahr 1933 nach Plänen des Ingenieurbüros Streck & Zenns AG. (StadtAM DE-1992-LBK-19323).

## 6 Augustiner Brauereigaststätte



Abb. 376: Brauereigaststätte von der Straße aus gesehen (Foto: JR).

Neuhauser Str. 27, München	
Ausführungszeit	1896–1897
Bautypus	Sonstige Gebäude
Merkmal Bauweise	Treppenanlage System Monier
Bauherr Architekt Bauunternehmen	Augustiner Brauerei Emanuel v. Seidl Lincke und Vent
Geschoße Grundfläche	1–E+4+DG ca. 26 x 85 m
Erhaltungszustand	Treppe erhalten

**Beschreibung:** Das Gaststättengebäude im Stil der Neurenaissance besitzt insgesamt fünf oberirdische Geschosse und ein ausgebautes Dachgeschoss. Teile des älteren Bestands wurden in den Neubau von 1897 integriert. Das Gebäude wurde hinsichtlich der Fassadengestaltung zur Neuhauser Straße wie zwei nebeneinander gestellte Einzelgebäude konzipiert. Der rechte Teil ist etwas prächtiger mit einem mittigen Flacherker gestaltet. Das kreisrunde durchgehende Binnentreppenhaus besitzt einen Durchmesser von etwa 6 m und wird über das Dach belichtet. Die Treppenläufe wurden in Eisenbeton hergestellt und mit schmiedeeisernen Geländern versehen. Die Oberflächen verblieben betonsichtig. In den Podesten wurden auch in die Wände eingespannte Profilträger eingebaut.

Die Gastwirtschaft gliedert sich in mehrere Räume, deren Ausstattung mit Stuck und Malereien im Jugendstil gehalten wurde. Einer der Räume ist von einem verglasten Gewölbe überdeckt. Ein kleiner Garten ist von Arkadenstellungen eingefasst.

**Erhaltungszustand:** Die originale Treppenkonstruktion einschließlich Geländer ist erhalten.

**Literatur:** Habel et.al 2009, Band 2, S. 693-695.



Abb. 377: Blick in den Treppenraum (Foto: JR).



Abb. 378: Detailansicht der filigranen Kragstufen (Foto: JR).

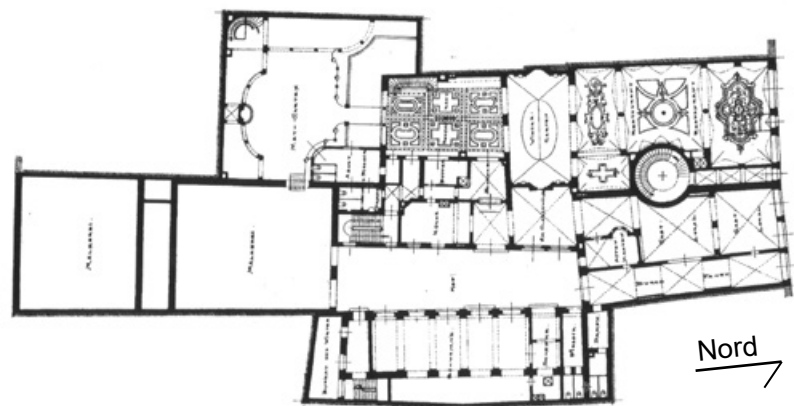


Abb. 379: Grundriss Erdgeschoss (Habel et.al 2009, S. 694).

## 7 Hofbräuhaus

Platzl 9, München	
Ausführungszeit	1896–1897
Bautypus	Gewölbe
Merkmal	Stichkappengewölbe
Bauweise	System Monier
Bauherr	Kgl. Bay. Hofbräu
Architekt	Max Littmann
Bauunternehmen	Heilmann & Littmann GmbH
Geschoße	1–E+2
Grundfläche	ca. 60 x 80 m
Spannweite	17,5 m
Stichhöhe	4,5 m
Erhaltungszustand	abgebrochen



Abb. 380: Historische Ansicht (BAI 1912, S. 512).

**Beschreibung:** Das Gaststättengebäude wurde im Stil der Neurenaissance errichtet. Bei dem Neubau von 1897 wurden ältere Gebäudeteile integriert. Der Brauereibetrieb wurde an die Innere Wiener Straße verlegt. Das ehemalige Sudhaus wurde abgerissen. Der neue Komplex am Platzl mit Eckerker und Arkadenstellungen im Erdgeschoss wurde im Grundriss gestaffelt ausgeführt. Dadurch wurde trotz der Größe des Gebäudes eine maßstäbliche Gestaltung des Platzraumes erreicht. Der große Festsaal im Obergeschoss erhielt ein korbbogenförmiges Gewölbe aus einer dünnen Eisenbetonschale mit 17,5 m Spannweite und ist damit vergleichbar mit ähnlichen Konstruktionen der Zeit wie dem Gewölbe in der Kirche St. Anton an der Kapuzinerstraße (siehe Ordnungsnummer 3). Der großzügige Innenhof wurde mit Terrassenanlagen ausgestattet, die ebenfalls für die Bewirtung zur Verfügung stehen.

**Erhaltungszustand:** Nach schweren Beschädigungen während des Zweiten Weltkrieges wurde das Gewölbe abgebrochen und um 1961 durch eine hölzerne Konstruktion ersetzt. Insgesamt wurden um 1960 erhebliche Umbauarbeiten nach Plänen des Architekten Walter von Breunig durchgeführt.

**Literatur:** BAI 1912, S. 512-514; Habel et.al 2009, S. 786-787; Laiblin 2016; Megele 1951, S. 33.

**Archivalien:** BSA, Landbauamt Mü.: Akt-Nr. 7890; AM, Reg.-Nr. lit-18.

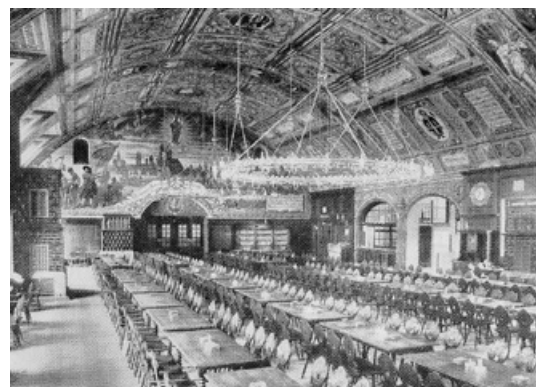


Abb. 381: Historisches Innenfoto (BAI 1912, S. 514).





Abb. 383: Ansicht des Doppelhauses (SBZ 1903, S. 75).

## 8 Wohnhaus

Wotanstr. 42–44, München	
Ausführungszeit	1902
Bautypus	Sonstige Gebäude
Merkmal Bauweise	Decken, Dachschrägen System Hennebique
Bauherr Architekt Bauunternehmen	Gebr. Rank Franz Rank Gebr. Rank
Geschoße Grundfläche	1–E+1+DG 7 x 10 m
Erhaltungszustand	abgebrochen

**Beschreibung:** Bei dem Wohnhaus handelt es sich um ein zurückhaltend historisierendes Doppelhaus mit Ober- und Dachgeschoss sowie Unterkellerung. Es kann als erstes nach dem System Hennebique errichtetes Eisenbetongebäude in München angesehen werden, das als Prototyp durch die Bauunternehmung Gebr. Rank geplant und errichtet wurde. Die Bewehrungspläne wurden durch das bureau d'étude der Firma Hennebique gezeichnet. Zuständig war der Ingenieur Andina, der in der Frankfurter Niederlassung des Büros arbeitete. Die Bauweise kam für die Innentreppe, die geschlossene Veranda, die Kassettendecken und die Dachschrägen zur Anwendung.

**Erhaltungszustand:** Die Gebäude wurden um das Jahr 2000 abgerissen.

**Literatur:** SBZ 1903, S. 74; Basiner 2012, S. 96- 99.

**Archivalien:** Privataarchiv Basiner.

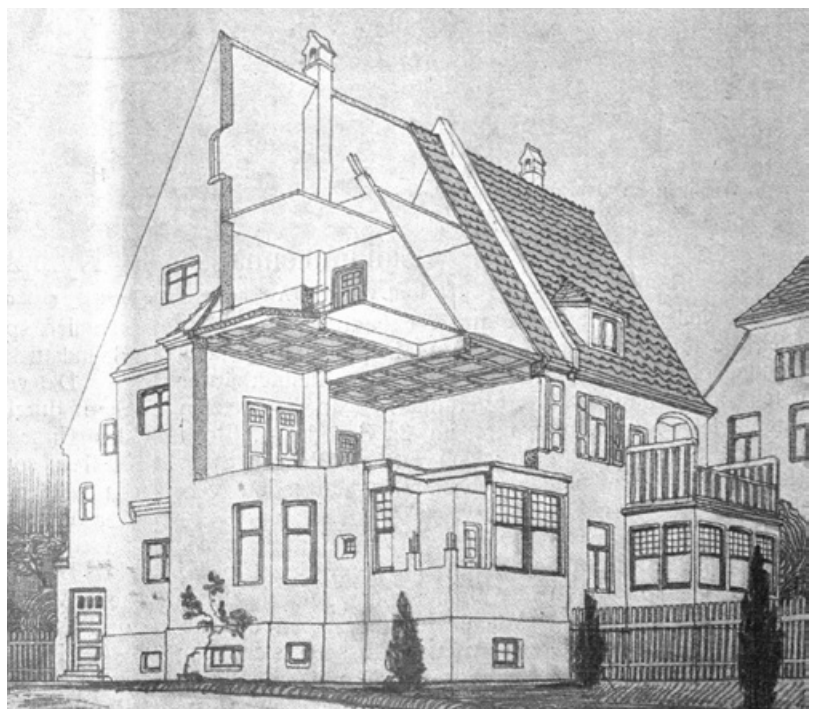


Abb. 382: Perspektivischer Schnitt (SBZ 1903, S. 74).

## 9 Haus Bechthold

Rumfordstr. 6, München	
Ausführungszeit	1902–1903
Bautypus	Sonstige Gebäude
Merkmal	Decken
Bauweise	System Monier
Bauherr	Geschäftsmann Bechthold
Architekt	Franz Rank
Bauunternehmen	Gebr. Rank
Geschoße	1–E+4
Grundfläche	16 x 25 m
Erhaltungszustand	erhalten

**Beschreibung:** Das Geschäftshaus wurde mit Wohneinheiten in den Obergeschossen geplant. Die Fassadengestaltung orientierte sich an einem streng geometrischen Jugendstil. Die Ladenfront im Erdgeschoss ist dagegen sehr einfach gehalten. Insgesamt besitzt das Gebäude vier Obergeschosse und ein ausgebautes Dachgeschoss. Es ist vollständig unterkellert. Die Decke über dem Dachgeschoss wird in einem bauzeitlichen Plan als „Monierdecke“ ausgewiesen. Der dreiachsige Grundriss wird mittig durch Stützen aus Gusseisen im Erdgeschoss und 1. Obergeschoss sowie darüber angeordneten Unterzügen (aus Doppel-T-Trägern) in Längsrichtung unterteilt. Insgesamt stellt die statische Konzeption des Gebäudes eine Ausnahme in einer Reihe von Eisenbetonbauwerken des Baugeschäfts Gebr. Rank dar, die kurz zuvor und in den darauf folgenden Jahren in erster Linie nach dem System Hennebique gearbeitet hatten.

**Erhaltungszustand:** Das Gebäude ist noch im Original erhalten.

**Literatur:** DBZ 1904, S. 550-551; Chevalley et.al 2004, S. 548; Basiner 2012, S. 148-149.

**Archivalien:** Privataarchiv Basiner; LBK Registratur.



Abb. 385: Historische Ansicht des Gebäudes (DBZ 1904, S. 551).



Abb. 384: Straßenansicht (Foto: JR).

## 10 Wasserturm

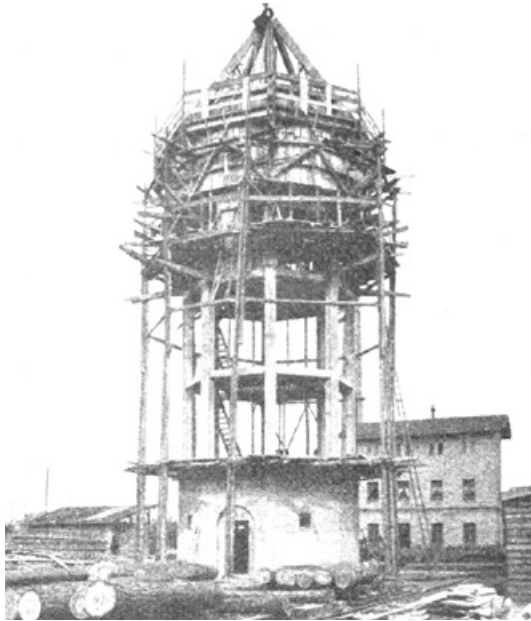


Abb. 386: Wasserturm im Bau (SBZ 1903, S. 148).

Fiat-Werk 4, Kirchseeon	
Ausführungszeit	1902–1903
Bautypus	Skelett
Merkmal Bauweise	Skelettkonstruktion mit Behälter System Hennebique
Bauherr Architekt Bauunternehmen	Kgl. Bay. Staatseisenbahnen Gebr. Rank Gebr. Rank (wohl unter Beteiligung der Held & Francke Aktien-Gesellschaft)
Geschoße Gesamthöhe Behältervolumen	E+4+DG 27 m 130 m <sup>3</sup>
Erhaltungszustand	erhalten

**Beschreibung:** Der achteckige Turm mit rundem Behältergeschoss besitzt eine Gesamthöhe von 27 m. Er gliedert sich in vier Schaftgeschosse, das Behältergeschoss und den Dachraum über dem Behälter. Die Zwischendecken wurden jeweils als Plattenbalkendecken hergestellt. Der Behälterboden liegt in einer Höhe von 15 m über Gelände. Der zweiteilige Behälter ist als Flachbodenbehälter zu bezeichnen und besitzt ein Volumen von insgesamt 130 m<sup>3</sup>. Der polygonale Turmschaft besteht aus dem betonierten Sockel mit etwa 5 m Höhe und acht daraus hervorgehenden Eisenbetonstützen mit einem Querschnitt von je 30 x 40 cm. Die Bereiche zwischen den Stützen wurden mit Sichtmauerwerk gefüllt. Die innere Erschließung erfolgt mithilfe von betonierten Treppenaufgängen, ab dem Behälter, der mit einem 60 cm tiefen Umgang versehen wurde, mit Steigleitern. Die Schaftstützen treten oberhalb des massiv betonierten Sockels lisenartig etwa 10 cm vor die Ausmauerung und nehmen als Konsolen den Umgang in Höhe des Behälters auf. Der Turm schließt mit dem achteckigen Zeltdach, das ebenfalls vollständig aus Eisenbeton mit Rippen errichtet wurde.

**Erhaltungszustand:** Der Wasserturm ist vollständig erhalten, wird jedoch seit 1993 nicht mehr genutzt.

**Literatur:** SBZ 1903, S. 147-148; Mecenseffy 1911, S. 50-51.

**Archivalien:** Privatarhiv Basiner.

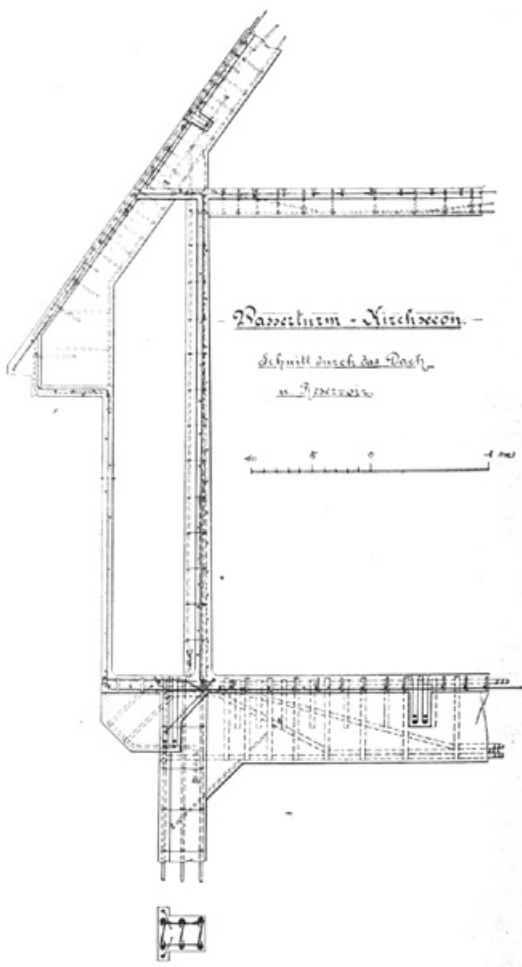


Abb. 387: Bewehrungsplan (SBZ 1903, S. 148).

## 11 Volkstheater

Josefspitalstr. 10a, München	
Ausführungszeit	1903
Bautypus	Sonstige Gebäude
Merkmal	Tribünen und Unterzugdecken
Bauweise	System Hennebique
Bauherr	Josef Gerstenecker
Architekt	Karl Tittlich
Bauunternehmen	Gebr. Rank
Geschoße	1–E+2
Spannweite	bis 12 m
Grundfläche	24,25 x 50 m
Erhaltungszustand	abgebrochen



Abb. 388: Perspektivischer Schnitt (Beton & Eisen 1904, S. 140).

**Beschreibung:** Der neoklassizistische Theaterbau mit Portikus war für 1.200 Zuschauer konzipiert. Das Gebäude besaß zwei Obergeschosse und war vollständig unterkellert. Die Geschossdecken, Dachschrägen und die Zuschauertribünen einschließlich Stützen wurden in Eisenbeton nach dem System Hennebique hergestellt. Die größte Spannweite eines der Unterzüge betrug bis zu 12 m. Der Architekt arbeitete eng mit der Bauunternehmung Gebr. Rank zusammen, die sich bei der möglichst stützenfreien Konzeption der Ränge an dem Vorbild des Eldorado-Theaters in Montpellier orientierte. Das Bauwerk wurde verschiedentlich u.a. mit Bewehrungsplänen, veröffentlicht und ist gut dokumentiert.

**Erhaltungszustand:** Nach Schäden im Zweiten Weltkrieg wurde das Theater abgebrochen und in der Nähe des Stiglmaierplatzes neu errichtet.

**Literatur:** Beton und Eisen 1904, S. 140-143; SBZ 1904, S. 154-157; SBZ 1905, S. 259; Basiner 2012, S. 100-102.

**Archivalien:** Privatarchiv Basiner.

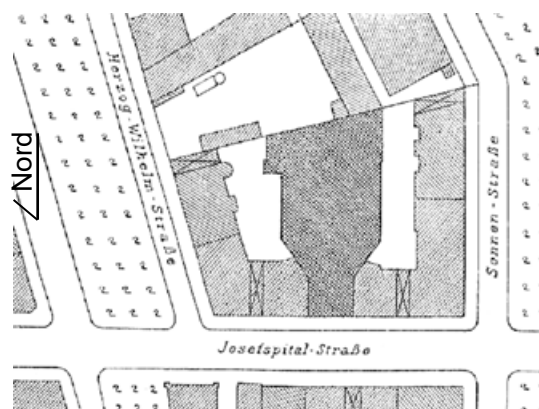


Abb. 390: Lageplan (Emperger 1904, S. 141).

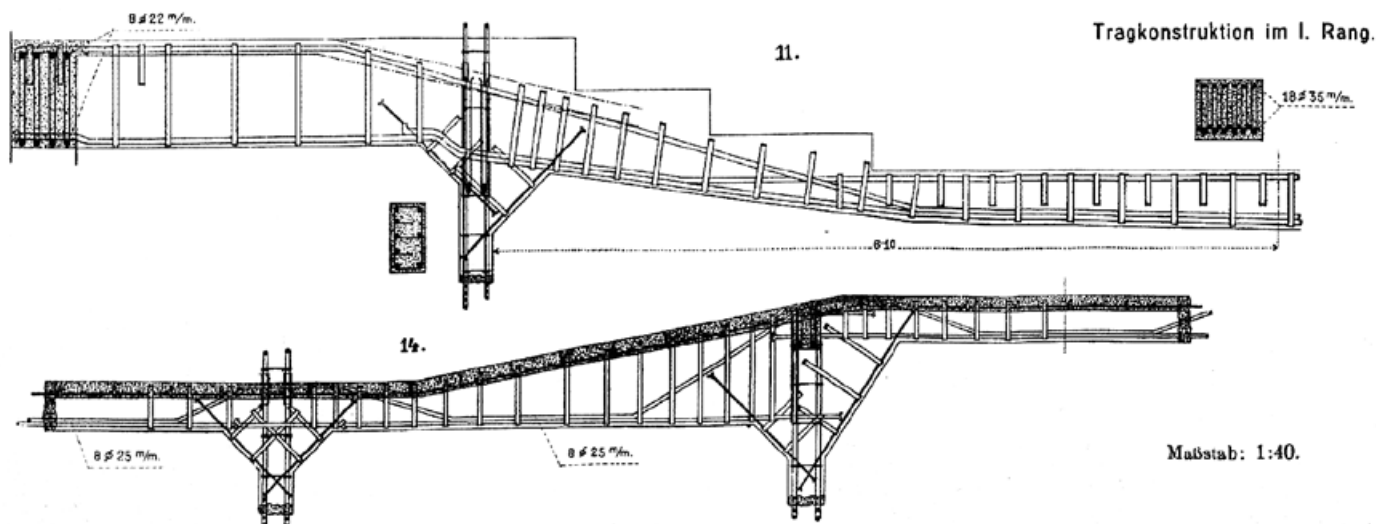


Abb. 389: Details der Bewehrungsführung (Beton & Eisen 1904, Ausschnitt aus Tafel XI).

## 12 Haus Falkeneck



Abb. 391: Straßenansicht (Foto: JR).

Residenzstr. 3, München	
Ausführungszeit	1903–1904
Bautypus	Sonstige Gebäude
Merkmal Bauweise	Unterzugdecken und Stützen System unbekannt
Bauherr Architekt	Ignaz Magnus Mayer Eugen Dollinger
Geschoße Stützweite Grundfläche	E+3+DG 5 m 16 x 32 m
Erhaltungszustand	weitgehend erhalten

**Beschreibung:** Das Gebäude im Neurokokostil wurde als Wohn- und Geschäftshaus geplant und errichtet. Es besitzt drei Obergeschosse zzgl. Dachgeschoss und prägt die Straßenecke zum Hofgraben hin. Im Zentrum wurde ein durchgehendes Treppenhaus eingebaut. Aus der Literatur ist zu entnehmen, dass Stützen und Decken aus Eisenbeton hergestellt wurden. Tatsächlich weisen auch die Baugenehmigungspläne Stützen aus Eisenbeton aus. Über die Decken geben die verbliebenen Fragmente im Archiv der LBK keine Auskunft. Es konnte auch nicht ermittelt werden, nach welchem System diese Bauteile ausgeführt wurden. Der Rohbau war 1904 fertiggestellt. Es wurden jedoch sogleich Umbauten im Innenraum vorgenommen. Die Trennwände sind recht frei angeordnet und sehr dünn. Daraus lässt sich schließen, dass die Skelettstruktur bewusst gewählt wurde, um dies zu ermöglichen. Der unregelmäßige Stützabstand beträgt im Schnitt 5 m.

**Erhaltungszustand:** Nach erheblichen Beschädigungen im Zweiten Weltkrieg wurde das Gebäude oberhalb des 3. Obergeschosses vereinfacht wieder hergestellt. Ein Notdach wurde bereits Anfang 1944 aufgeschlagen. Die Eisenbetonkonstruktionen sind erhalten. Der Ladeneingang an der Ecke wurde erst 1936 eingerichtet, zuvor lag er weiter im Hofgraben.

In der Zeit nach dem Zweiten Weltkrieg wurden vielfach Umbauten vorgenommen. U.a. wurde 1966 ein Aufzug eingebaut.

**Literatur:** BAI 1912, S. 344; Habel et.al 2009, S. 925; Megele 1951, S. 69.

**Archivalien:** LBK, Akt.-Nr. 183536.



Abb. 392: Perspektivische Zeichnung um 1903 (Eugen Dollinger).

## 13 Geschäftshaus Fischer

Theatiner Str. 38, München	
Ausführungszeit	1903–1904
Bautypus	Sonstige Gebäude
Merkmal Bauweise	Decken System unbekannt
Bauherr Architekt Bauunternehmen	Franz Fischer Max Littmann Heilmann & Littmann GmbH
Geschoße Grundfläche	E+5 12 x 26 m
Erhaltungszustand	erhalten

**Beschreibung:** Das Jugendstilgebäude wurde als Geschäfts- und Wohnhaus auf einer Grundstücksfläche von etwa 12 x 26 m geplant und errichtet. Es besitzt fünf Obergeschosse. Die Skelettstruktur des Binnenraums wurde mit Stützen aus Gusseisen hergestellt, die aus brandschutztechnischen Gründen mit Beton umhüllt wurden. Die Decken werden in der Literatur (SBZ) als Decken aus „Eisen und Beton“ ausgewiesen. Tatsächlich weist der in der SBZ abgedruckte Schnitt Kassetten- und Unterzugsdecken aus. Die Unterzüge wurden mit Kehlungen zu den Auflagern hin ausgebildet. Dies deutet auf eine Ausführung mit bewehrtem Beton hin.

Das Gebäude gilt als Schlüsselbau für Max Littmanns Entwurfsbegabung, mit dessen Prachtfassade er einen ihm eigenen Stil in Szene setzte und eine Reihe zahlreicher erfolgreicher Gebäudeentwürfe begann.

**Erhaltungszustand:** Das Vordergebäude ist trotz Beschädigungen im Zweiten Weltkrieg vollständig erhalten. Es war damit eines der ganz wenigen Hochbauten, die in der Theatiner Straße den Bombardierungen der letzten Kriegsjahre widerstanden. Seit 1990 wurden verschiedene Umbauplanungen zur Genehmigung eingereicht.

**Literatur:** SBZ 1904, S. 258-260.; Habel et.al 2009, S. 1132-1133; Laiblin 2016, S. 37.

**Archivalien:** LBK, Akten-Nr. 239730 (keine Baupläne aus der Errichtungszeit).



Abb. 393: Das Gebäude kurz nach der Fertigstellung (SBZ 1904, S. 258).

## 14 Kreisrealschule (heute: Gisela-Gymnasium)



Abb. 394: Historische Ansicht (BAI 1912, S. 564).

Arcisstr. 65, München	
Ausführungszeit	1903–1904
Bautypus	Sonstige Gebäude
Merkmal Bauweise	Decken und Treppen u.a. System Koenen, Klein, Westphal, Hennebique Treppe System Hennebique
Bauherr Architekt Bauunternehmen	Königreich Bayern Cayetan Pacher Gebr. Rank
Geschoße Grundfläche	1–E+4+DG L-förmig 19,5 x 47 + 35 m
Erhaltungszustand	Decken ersetzt, Treppen erhalten

**Beschreibung:** Das historisierende Schulgebäude wurde als Versuchslabor für verschiedene Deckensysteme in Eisenbeton genutzt. Es handelt sich um eine zweiflügelige Anlage, die kurz nach Errichtung und nochmals um 2010 jeweils nach Süden er-

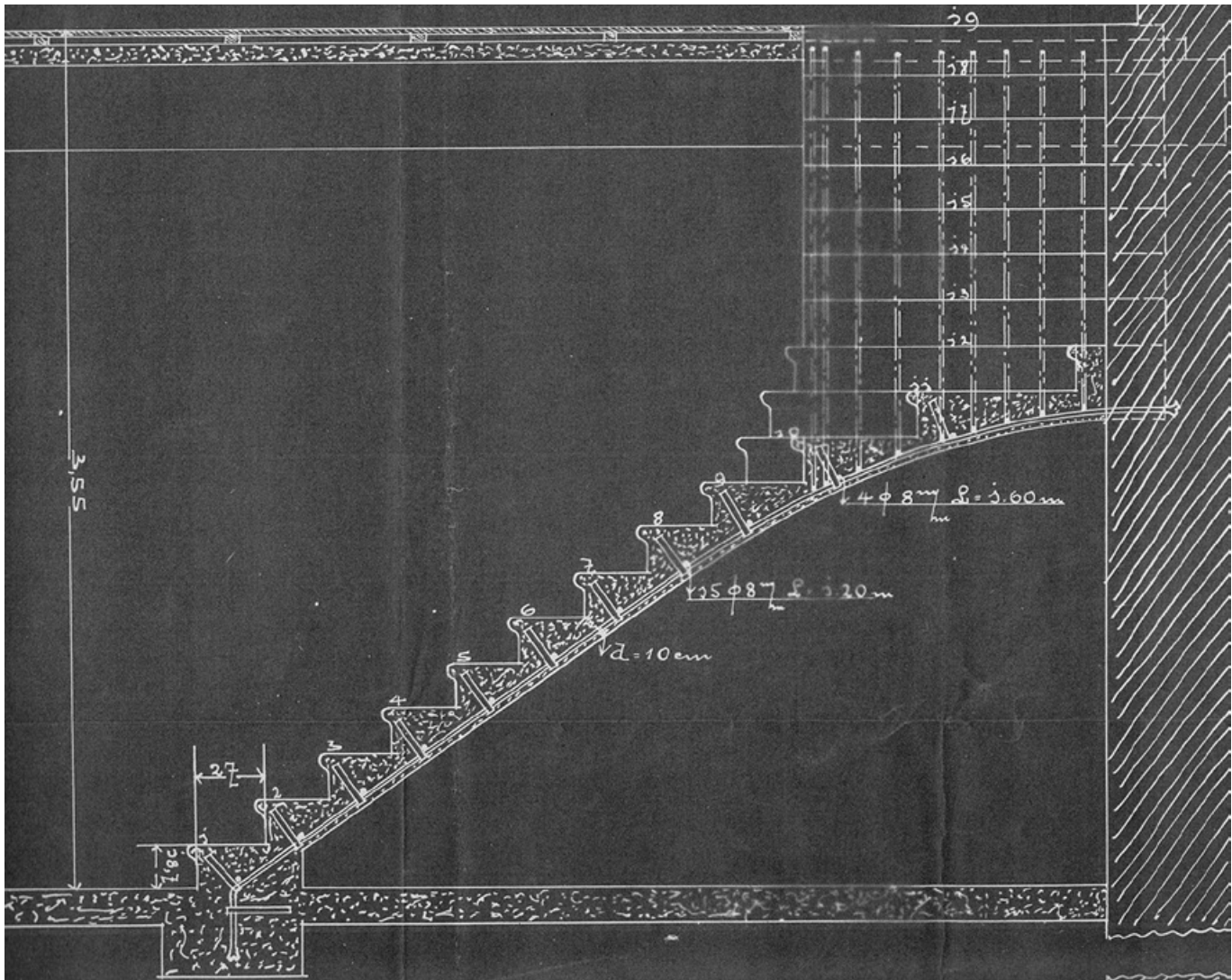


Abb. 395: Bewehrungsplan einer Treppenanlage (Bauref. Akt-Nr. 296 b–f und 297 a–b).

weitert wurde. Die maximale Tiefe der Flügel beträgt 19,5 m, die Seitenlänge entlang der Straßen etwa 47 und 35 m. Die zentrale durchgehende Treppenanlage besteht auch aus Eisenbeton, die Bögen und Säulen jedoch aus Stampfbeton. Hinweise auf Ausführungen nach System Hennebique finden sich u.a. in den Akten des Landbauamtes. Das Gebäude besitzt vier Obergeschosse zzgl. Dachgeschoss und ist vollständig unterkellert. Es bildet mit dem benachbarten Schulgebäude nach Plänen von Theodor Fischer ein städtebauliches Ensemble am Elisabethplatz.

Von den Kassettendecken des zentralen Treppenraumes und von der Treppenanlage liegen Konstruktionspläne der Firma Hennebique vor, deren Patentnehmer die Bauunternehmung Gebr. Rank war.

**Erhaltungszustand:** Die Deckensysteme sind nicht mehr erhalten. Die Treppenanlage ist noch im Original vorhanden. Sie wurde zwischenzeitlich aus Brandschutzgründen mit Trennwänden und Türen eingehaust, die während der rezent durchgeführten Instandsetzungsmaßnahmen nach Plänen des Architekturbüros Fischer + Steiger, München, wieder entfernt werden konnten.

**Literatur:** BAI 1912, S. 564-566 ; Basiner 2012, S. 174.

**Archivalien:** Bauref., Akt-Nr. 296 b–f und 297 a–b; BSA, Landbauämter, Akt-Nr. 2093.

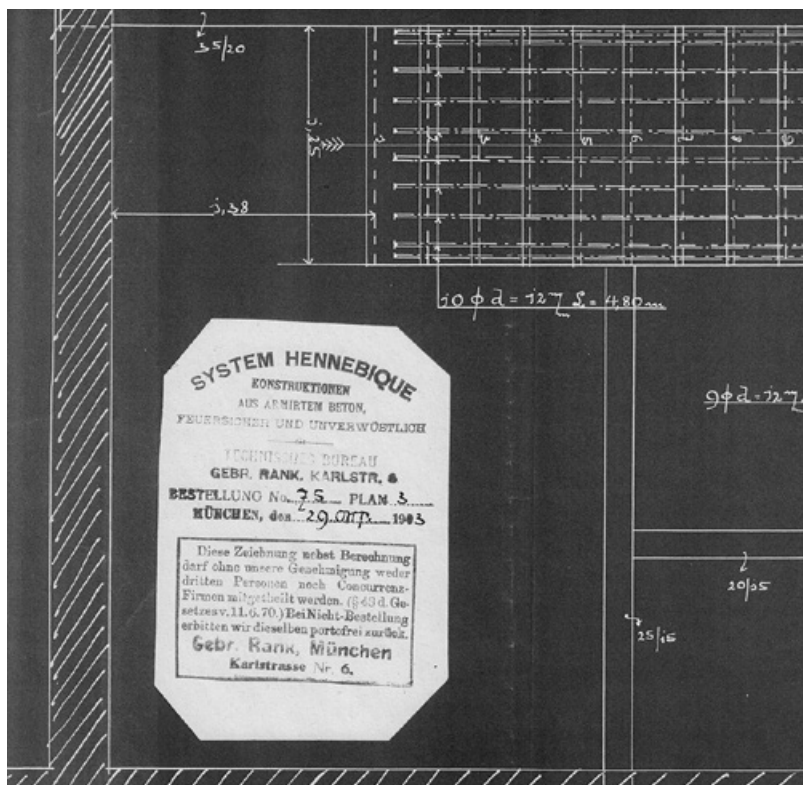


Abb. 396: Ein anderer Ausschnitt des Plans mit Systemstempel (Bauref., Akt-Nr. 296 b–f und 297 a–b).



Abb. 397: Treppenraum nach Instandsetzung 2010 (Foto: JR).



Abb. 398: Kassettendecke System Hennebique (Foto: JR, 2007).



Abb. 399: Koenen'sche Plandecke (Foto: JR 2007).



## 15 Volksschule (heute: Carl-von-Linde-Realschule)



Abb. 400: Straßenansicht kurz nach Fertigstellung (Chevalley et.al 2004, S. 539).

Ridlerstr. 26, München	
Baujahr	1903–1905 (1903 Rohbau)
Bautypus	Sonstige Gebäude
Merkmal Bauweise	Decken u.a. Koenen und Hennebique
Bauherr Architekt Bauunternehmen	Stadt München Hans Grässel Gebr. Rank
Geschoße Grundfläche	1–E+4+DG 20 x 86 m
Erhaltungszustand	stark verändert

**Beschreibung:** Das im Stil des Neubarock entworfene Schulgebäude besitzt vier Obergeschosse und ist vollständig unterkellert. Das Gebäude erstreckt sich entlang der Ridlerstraße mit zwei Treppenanlagen und östlich anschließender zweigeschossiger Turnhalle. Das Gebäude ist etwa 86 m lang und 20 m tief (Vgl. Ordnungsnummer 31). Die Deckensysteme wurden nach Patent in Eisenbeton zur Ausführung gebracht.

**Erhaltungszustand:** Das Gebäude weist einen stark veränderten Gesamteindruck durch neue Fenster und eine rezent vorgenommene Aufstockung auf. Ob die originalen Deckensysteme erhalten sind, ist nicht bekannt.

**Literatur:** BAI 1912, S. 622; DBZ 1910, S. 15-16; Chevalley et.al 2004, S. 539.

**Archivalien:** Bauref., Akt-Nr. 159.

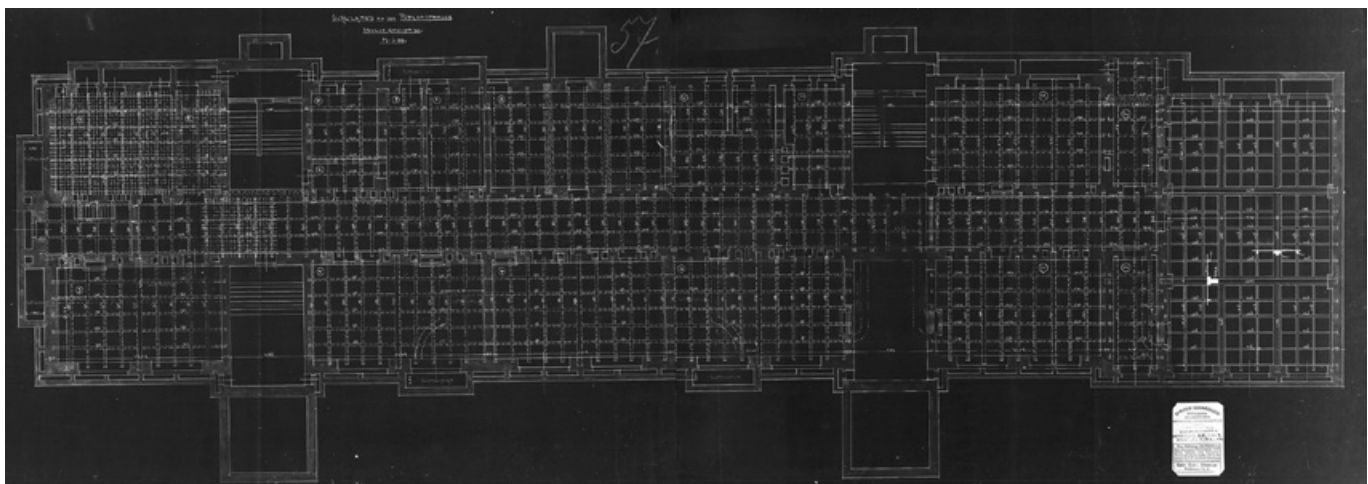


Abb. 401: Bewehrungsplan einer Decke nach System Hennebique mit Systemstempel (Bauref., Akt-Nr. 159).

## 16 Kaufhaus Bach (heute Konen)

Sendlinger Str. 3, München	
Baujahr	1903 (1910–1911 Erweiterung)
Bautypus	Sonstige Gebäude
Merkmal	Decken (Stützen aus Eisen)
Bauweise	System unbekannt
Bauherr	Isidor Bach
Architekt	Eugen Hönig & Karl Söldner
Geschoße	1–E+4+DG
Grundfläche	32 x 70 m (1911)
Erhaltungszustand	teilweise erhalten

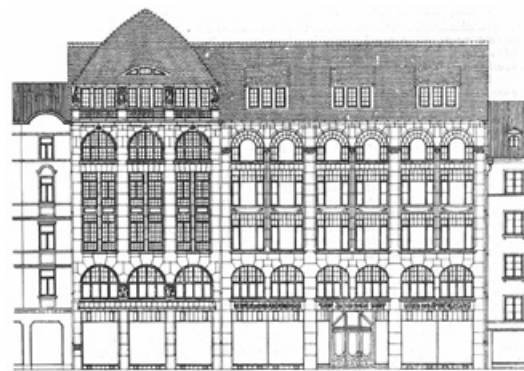


Abb. 402: Straßenansicht 1911 (SBZ 1911, S. 379).

**Beschreibung:** Der Kleiderfabrikant Bach erwarb mehrere Grundstücke an der Sendlinger Straße, sodass das Geschäftshaus in zwei Abschnitten errichtet werden konnte. Dabei wurden auch ältere Teile eines bestehenden Gebäudes am Rosenthal integriert. Die Fassadengestaltung des ersten Gebäudes orientiert sich an einem streng geometrischen Jugendstil, der durch eine flächige, wenig dekorierte Oberfläche geprägt ist. Die großen Fensteröffnungen waren bis dahin untypisch für München. Dabei wurde die Skelettstruktur des Gebäudes deutlich betont und die Öffnungen geschossübergreifend zusammengefasst. Den Architekten gelang es so, die internationale Kaufhauskultur nach München zu holen. Diese mutige Gestaltung wurde jedoch bei der Erweiterung um 1910 aufgegeben. Diese konservativere, neoklassizistische Fassade ist prinzipiell bis heute vorhanden. Das Erdgeschoss wurde nun deutlich mit einem horizontalen Band von den Obergeschossen getrennt und die Fensteröffnungen der Obergeschosse vereinzelt, sodass die Fläche der geschlossenen, aus Hausteinen bestehenden Fassade stärker in den Vordergrund tritt. Die Erdgeschosszone wurde rezent durch ein horizontal vorstehendes Vordach noch betont. Dennoch bleibt die skelettartige Struktur in den Geschossen 2 bis 4 nach wie vor ablesbar. Das Kaufhaus ist vollständig unterkellert. Der Entwurf vermittelt so auch zu der tiefer liegenden Straße Oberanger.

Aus den verfügbaren Unterlagen geht nicht klar hervor, welche Bauteile aus Eisenprofilen und welche als bewehrte Betonkonstruktionen ausgeführt wurden.

**Erhaltungszustand:** 1936 wurde das Kaufhaus an Johann Konen verkauft. Die historischen Tragkonstruktionen sind erhalten. Das Kaufhaus wurde um das Jahr 2000 instandgesetzt. Es entstand entlang des Rosenthals ein Neubau. Hier hatte der Fabrikant Ebenböck schon um 1880 ein Gebäude errichten lassen.

**Literatur:** SBZ 1911, S. 377-379; Habel et.al 2009, Band 3, S. 1032-1033; Megele 1951, S. 68.

**Archivalien:** LBK Akt-Nr. 99132 (Hinweis, dass Pläne zum Kaufhaus Isidor Bach's 1996 an das Stadtarchiv abgegeben wurden); Akt-Nr. 99146: Umbaupläne.

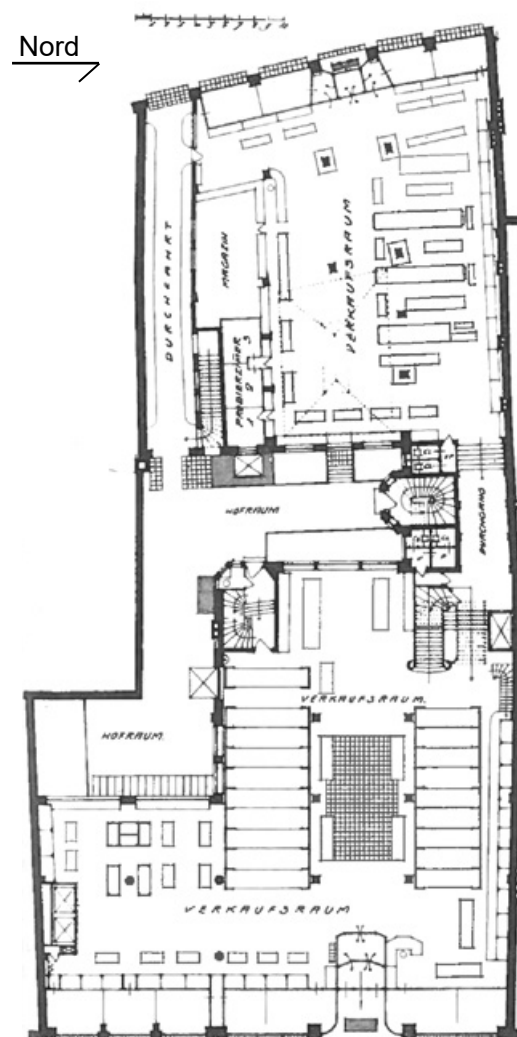


Abb. 403: Grundriss EG (SBZ 1911, S. 378).

## 17 Kaufhaus Oberpollinger



Abb. 404: Historische Straßenansicht des Kaufhauses (BAI 1912, S. 316).

Neuhauser Str. 18, München	
Ausführungszeit	1903–1904
Bautypus	Sonstige Gebäude
Merkmal Bauweise	Treppen (Stützen aus Eisen, einbetoniert) Im Vorgriff auf die Leitsätze von 1904
Bauherr Architekt Bauunternehmen	M. J. Emden Söhne Max Littmann Eisenbeton-Gesellschaft m.b.H.
Geschoße Grundfläche	1–E+4 51 x 41 m
Erhaltungszustand	weitgehend erhalten

**Beschreibung:** Das Kaufhaus zeichnet sich durch die charakteristischen risalitartig vorspringenden Giebfassaden aus, die in einem zurückhaltenden Renaissancestil entworfen wurden. Das Gebäude strahlt eine vornehme hanseatische Eleganz aus, die sich von dem weiteren durch Max Littmann entworfenen Kaufhaus Tietz am Hauptbahnhof (siehe Ordnungsnummer 23) abhebt. Den Sockel bilden das Erd- und das 1. Obergeschoss, die mit Bogenöffnungen durchgängig und zusammenhängend gestaltet wurden. Um zu der Nachbarbebauung zu vermitteln wurde die insgesamt 53 m lange Straßenfront in der Höhe abgetrept ausgeführt. Das Gebäude besitzt vier Obergeschosse und ist vollständig unterkellert.



Abb. 406: Lichthof, Konstruktion aus umhüllten Eisenprofilen (Mecenseffy 1911, S. 9).

Die Binnenstruktur wurde mit gusseisernen Stützen und Eisenprofilen für die Deckenkonstruktionen errichtet. Die Eisenbauteile wurden aus brandschutztechnischen Gründen mit Beton ummantelt. Als unmittelbarer Vorläufer des Kaufhauses Tietz am Bahnhof stellt das Kaufhaus ein wichtiges Bindeglied in der Verwendung verschiedener Baustoffe dar. Die Treppenanlage im Oberpollinger wurde bereits vollständig aus bewehrtem Beton hergestellt. Dabei ist davon auszugehen, dass bereits in Anlehnung an bzw. im Vorgriff auf die Leitsätze von 1904 gearbeitet wurde.

**Erhaltungszustand:** Die Fensteröffnungen von Erd- und 1. Obergeschoss wurden rezent verändert und sind heute rechteckig. Historische Treppenanlagen sind erhalten. Das Gebäude wurde während des Zweiten Weltkriegs erheblich beschädigt.

**Literatur:** SBZ 1905, S. 205; Mecenseffy 1911, S. 9; BAI 1912, S. 316-317; Habel et.al 2009, S. 690-691; Megele 1951, S. 69

**Archivalien:** AM, Reg-Nr. lit-20.

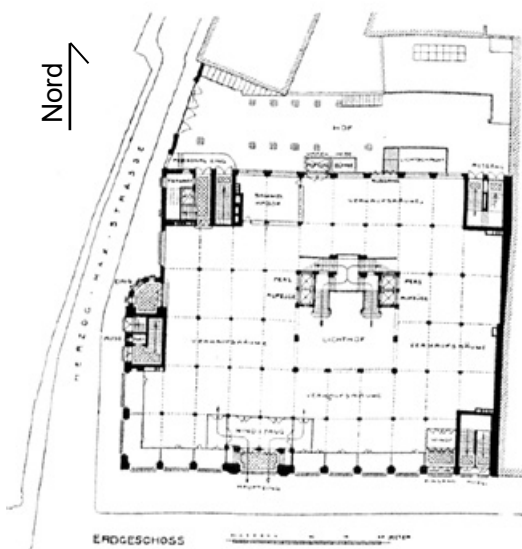


Abb. 405: Grundriss (BAI 1912, S. 316).

## 18 Volksschule (heute Realschule)

Flurstr. 1–4, München	
Baujahr	1903–1905
Bautypus	Sonstige Gebäude
Merkmal	Treppen, Decken (Hohlkörperdecken)
Bauweise	System unbekannt
Bauherr	Stadt München
Architekt	Wilhelm Bertsch
Geschoße	1–E+3+DG
Grundfläche	L-förmig 55 x 100 m
Erhaltungszustand	erhalten

**Beschreibung:** Die im Grundriss L-förmige Anlage erstreckt sich entlang der Flurstraße mit etwa 55 m Länge und in die Tiefe des Grundstücks mit etwa 100 m. Das historisierende Gebäude wurde nur entlang der Flurstraße zweihüftig ausgeführt. Der Massivbau wurde mit Unterzugdecken aus Eisenträgern errichtet. Die Deckenplatten wurden als Eisenbetonhohlkörperdecken hergestellt. Dabei wurden sehr wahrscheinlich Fertigteilhalbschalen verwendet, die dann vor Ort verlegt, bewehrt und von oben vergossen wurden. Eine Bügelbewehrung kann vor Ort jedoch nicht detektiert werden. Interessant ist die Ausführung von Treppen aus Eisenbeton.

**Erhaltungszustand:** Das Gebäude wird inzwischen als städtische Realschule genutzt. Die originalen Treppenanlagen und Decken sind noch vorhanden.

**Literatur:** Megele 1951, S. 132.

**Archivalien:** Bauref., Reg.-Nr. 130.



*Abb. 407: Die Schule von der Straße aus gesehen (Foto: JR).*

## 19 Hubertusbrunnen

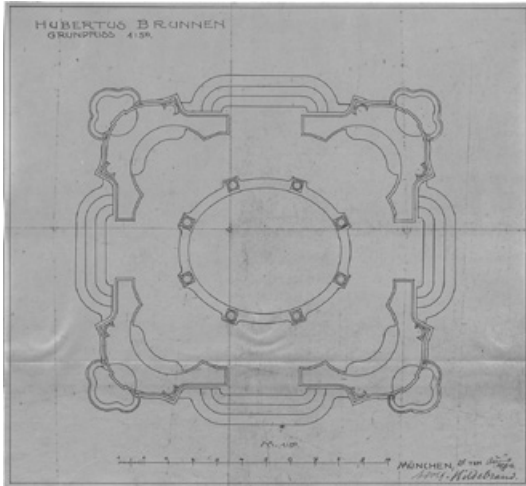


Abb. 408: Grundriss (AM, Akt-Nr. hild-244).

Nymphenburger Kanal, Ostende, München	
Ausführungszeit	1903–1907 (1904 Kuppel?)
Bautypus	Kuppel
Merkmal Bauweise	Zwei Kuppelschalen System unbekannt
Bauherr Architekt	Königreich Bayern Adolf v. Hildebrandt, Carl Sattler
Geschoße Spannweite Schalendicke Grundfläche	E 6 m 8 – 10 cm 12 x 13,5 m
Erhaltungszustand	weitgehend erhalten, Gewölbekonstruktionen wahrscheinlich ersetzt.

**Beschreibung:** Die Brunnenanlage wurde in der Prinzregentenstraße vor dem Nationalmuseum errichtet. Das offene Gebäude mit Gitterverschlüssen besitzt Grundrissabmessungen von etwa 12 x 13,5 m. Das ovale Gewölbe über dem zentralen Brunnen besitzt 5 x 6 m Spannweite und eine Schalendicke von 8 bis 10 cm. In das Gewölbe wurden Ochsenaugen zur Belichtung des Innenraumes eingebaut. Es ruht auf acht Natursteinsäulen. Der Umgang um den Brunnen erhielt in allen vier apsidialen Gebäudeecken Sitznischen und ist mit einem tonnenförmigen Gewölbe überdeckt. Die Ecken des Gebäudes erhielten jeweils eine Dachhaube und sind so auch in der äußeren Erscheinung eigens betont.

**Erhaltungszustand:** Die Tempelanlage wurde 1937 abgetragen, eingelagert und 1953 an neuem Ort, ganz am östlichen Ende des Nymphenburger Kanals wieder aufgebaut. Es ist sehr wahrscheinlich, dass die originalen Eisenbetonkuppeln beim Wiederaufbau neu hergestellt wurden.

**Literatur:** Mecenseffy 1911, S. 73; Saliger 1911, S. 250; Megele 1951, S. 37.

**Archivalien:** AM, Reg.-Nr. hild-244.



Abb. 409: Das Brunnenhaus an seinem jetzigen Standort (Foto: JR).

## 20 Wasserturm Putzbrunn

Ortsmitte, Nähe Dorfkirche, Putzbrunn	
Ausführungszeit	1904
Bautypus	Skelett
Merkmal Bauweise	Skelettkonstruktion mit Behälter System Hennebique
Bauherr Architekt Bauunternehmen	Königreich Bayern kgl. technisches Bureau für Wasserversorgung Gebr. Rank
Geschoße Grundfläche Tankvolumen	E+3+DG 5 x 5 m 50 m <sup>3</sup>
Erhaltungszustand	abgebrochen

**Beschreibung:** Wie bei dem Vorbild in Kirchseeon (Ordnungsnummer 10) wurde ein Flachbodenbehälter zur Ausführung gebracht, der ein Volumen von 50 m<sup>3</sup> Wasser umschloss. Zusammen mit dem direkt angeschlossenen eingeschossigen Maschinenhaus mit Satteldach bildete der Turm ein kleines Ensemble. Um keine Konkurrenz zum nahen Kirchturm aufkommen zu lassen, wurde der Behälterumgang mit einer Holzschalung verkleidet und darüber ein Zeltdach ausgeführt. Der im Grundriss quadratische Turmschaft mit Außenmaßen von etwa 5 m besaß vier Eckstützen aus Eisenbeton mit Ausmauerung. Der Schaft erhielt eine vollständige Putzoberfläche mit weißer Fassung, so dass die Eisenbetonstruktur nach außen nicht ablesbar war. Der Schaft zog sich über drei Geschosse.

**Erhaltungszustand:** Der Wasserturm existiert nicht mehr und ist nicht zu verwechseln mit dem Wasserturm von Oedenstockach (nicht im Katalog enthalten!).

**Literatur:** SBZ 1904, S. 69-71; Basiner 2012, S. 110.



Abb. 410: Perspektivische Zeichnung (SBZ 1904, S. 69).

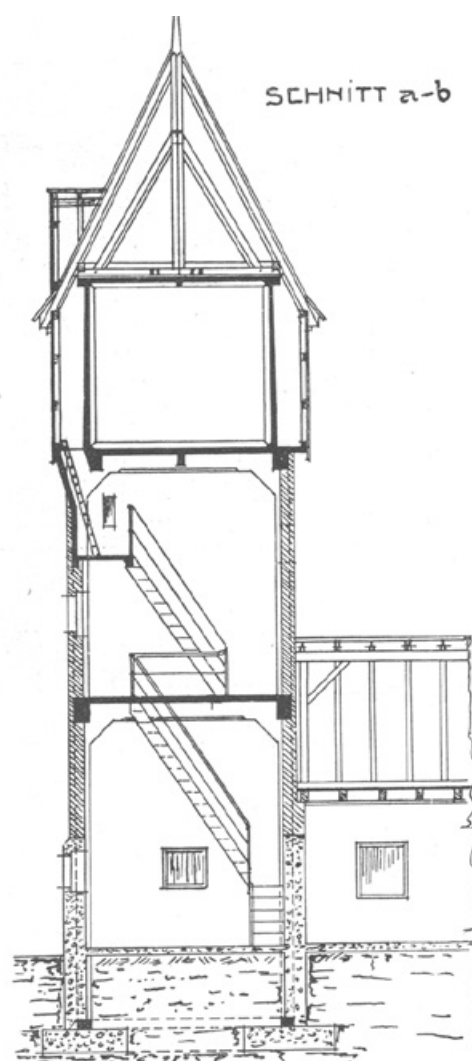


Abb. 411: Schnitt (SBZ 1904).

## 21 Armeemuseum (heute Staatskanzlei)



Abb. 412: Die heutige Staatskanzlei, vom Hofgarten aus gesehen (Foto: JR).



Abb. 413: Zustand 1946, nach dem Zweiten Weltkrieg (Habel 1982, S. 44).

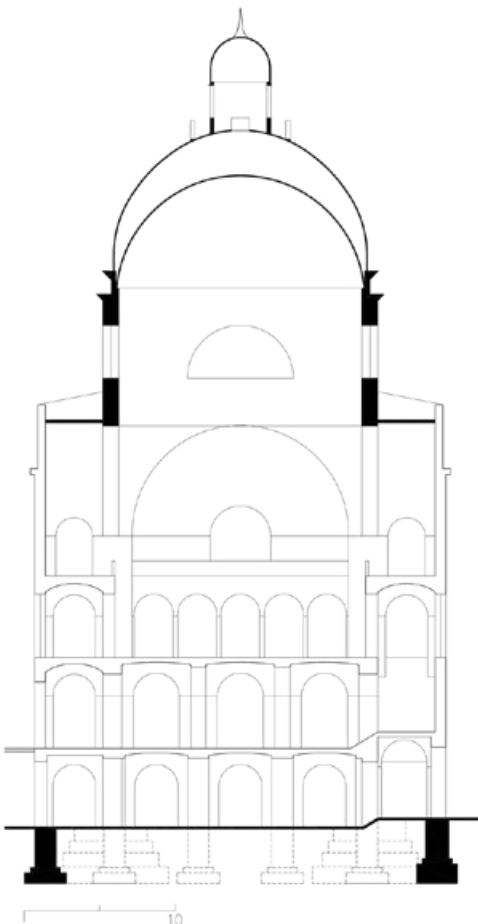


Abb. 414: Querschnitt durch die Kuppelhalle M 1:500 (JR, Vorlage AM mell-1-22).

Franz-Josef-Strauß-Ring 1, München	
Ausführungszeit	1903–1905 (1903 Kuppel)
Bautypus	Kuppel
Merkmal Bauweise	innen Rundkuppel, außen Rundkuppel, Gurtbögen System Monier
Bauherr Architekt Bauunternehmen	Königreich Bayern Joseph von Mellinger, Bauleitung Wilhelm Maxon Eisenbeton-Gesellschaft m.b.H.
Grundfläche Durchmesser Kuppelhöhe Schalendicke	190 x 32 m 16,2 m 7,5 m (Innenkuppel) 5 – 7 cm
Erhaltungszustand	Zentralbau mit Kuppel erhalten

**Beschreibung:** Seit 1898 entstanden verschiedene Planungen für die Errichtung eines zweiten, größeren Armeemuseums am Hofgarten, wie Archivalien belegen. Das erste Armeemuseum wurde 1880 in dem 1864 an der Lothstraße, Ecke Dachauer Straße neu errichteten Zeughaus in neugotischem Stil eingerichtet.

Die ausgeführte Tambourkuppel über dem Zentralbau des ehemaligen Armeemuseums und heutigen Staatskanzlei besteht einschließlich der darunter angeordneten Gurtbögen über quadratischem Grundriss aus Eisenbeton. Ihre Form wurde in den Planungen von Mellinger, Zöllner und Maxon vom 14.05.1903 endgültig festgelegt und findet ihr typologisches Vorbild im Heeresmuseum von Wien bzw. im Nationalmuseum von Prag. Die Kuppel war hinsichtlich der Bautechnik eine der ersten ihrer Art weltweit.

Der quadratische Unterbau besitzt eine Seitenlänge von 17,1 m. Die Abseiten nehmen umlaufende zweigeschossige Umgänge auf, die mit Tonnengewölben überdeckt sind. Die Pendentifs vermitteln zu dem Tambour. Die Kuppel selbst wurde zweischalig ausgeführt. Die innere Schale ist halbkugelförmig und besitzt einen Durchmesser von 16,2 m. Die äußere Schale hat dagegen eine überhöhte parabolische Form. Mit der aufgesetzten Laterne ist der Zentralbau insgesamt 57 m hoch. Beide Kuppelschalen lagern mit einem Zugring, bestehend aus einem liegenden U-Profil („D.N.P. 14“), über dem gemauerten Tambour auf. Die Kuppeln selbst bestehen aus einem Gerüst aus T-Profilen in Meridianrichtung und in Richtung von Parallelkreisen, die in einem Druckring aus einem L-Profil enden, der wiederum ein Opäum begrenzt. Die aus Eisenprofilen zusammengesetzte Konstruktion der Kuppelschalen wurde in Betonmörtel eingebettet. Die einzelnen Schalen sind 5 bis max. 9 cm dick. Die ebenfalls betonierte Laterne über dem Opäum ist dagegen nur mit Rundeisen bewehrt.

Die gesamte Kuppelkonstruktion erhebt sich über Gurtbögen aus Eisenbeton, die zu den vier massiven Eckpfeilern zusammengezogen und mit einem vierseitig umlaufenden, in die Brüstung eingelassenen Zugband verbunden sind. Es sind Bewehrungspläne der Deutschen Eisenbeton-Gesellschaft im Archiv zugänglich. Danach zeichnete letztlich Emil Mörsch für die statische Bemessung (15.04.1903) verantwortlich, aber auch der Geschäftsführer der Bauunternehmung Ludwig Zöllner unterschrieb auf den Plänen.

**Erhaltungszustand:** Das ehemalige Armeemuseum wurde im 2. Weltkrieg stark beschädigt. Der Zentralbau und Eckrisalite blieben jedoch weitgehend erhalten. Der Bayerische Ministerrat beschloss 1962 auf dem Gelände des ehemaligen Armeemuseums künftig die Staatskanzlei unterzubringen. 1966 entstanden im Zuge eines Architektenwettbewerbs Planungen zur Instandsetzung bzw. Wiederherstellung des Bauwerks. Dabei sah ein Großteil der Beiträge den Abriss der verbliebenen Gebäudereste und der Kuppel vor. In dieser Zeit wurde für Teilbereiche ein Notdach errichtet. Heinrich Habel verfasste über den Bau ein Arbeitsheft, das durch das Bayerische Landesamt für Denkmalpflege veröffentlicht wurde. Es war für die Amtliche Denkmalpflege schwierig,



Abb. 415: Historische Luftaufnahme des ehemaligen Armeemuseums (Habel et.al 2009, S. 206).



Abb. 417: Kuppeluntersicht (Foto: JR).

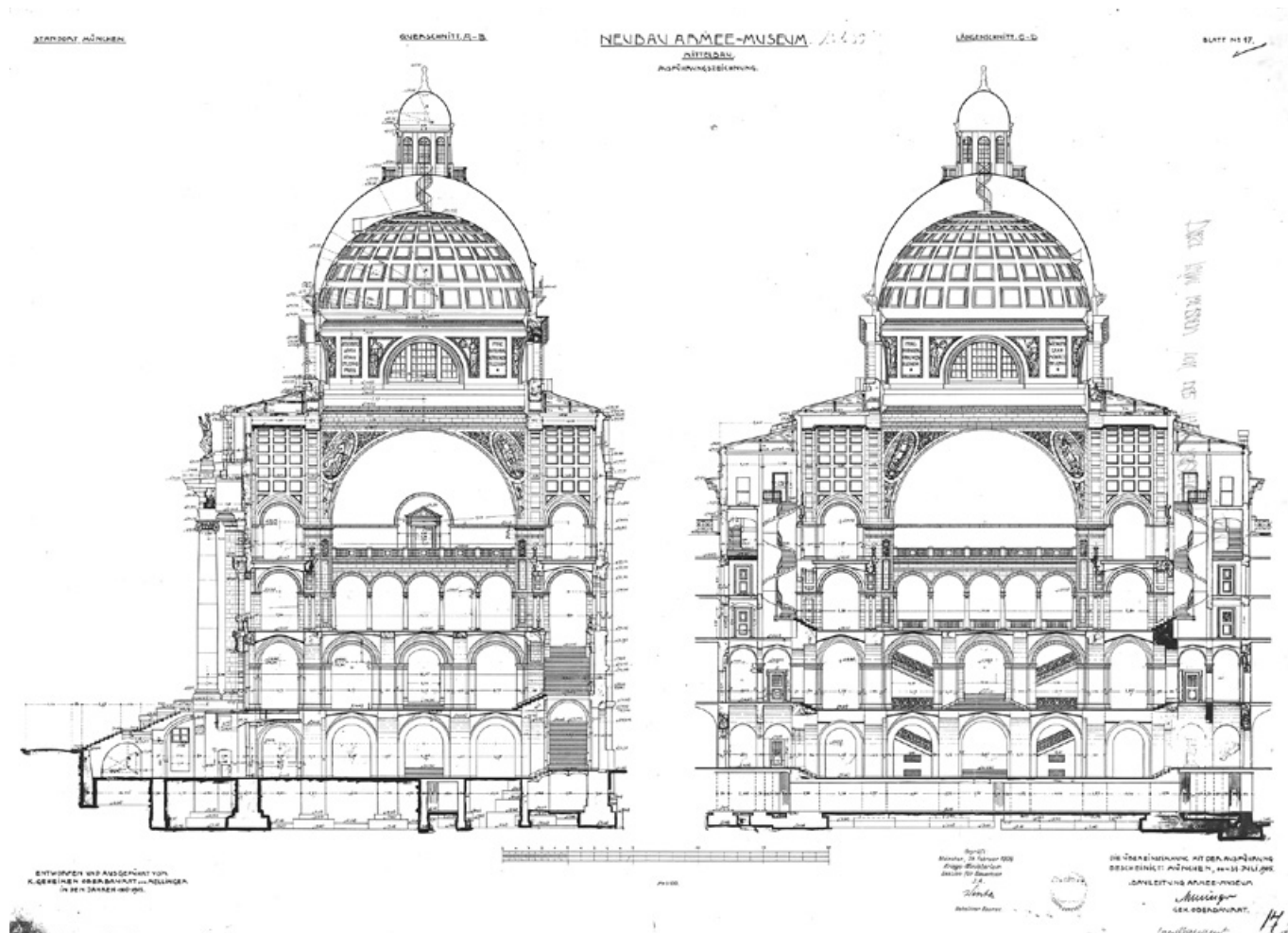


Abb. 416: Schnittzeichnungen des Oberbauers Josef von Mellinger, 1905 (AM, Reg.-Nr. mell-1-22).



6.1 Hochbauten

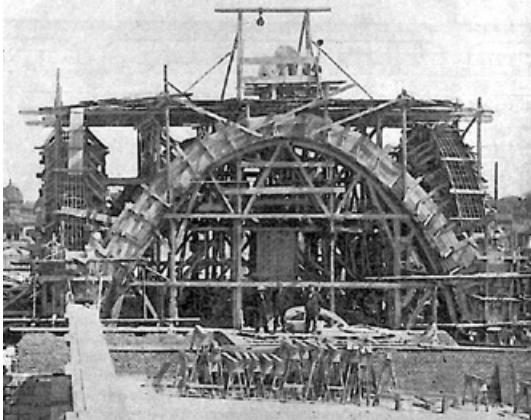


Abb. 418: Bogenkonstruktionen während der Ausführung (Büsing et.al 1912, S. 422).

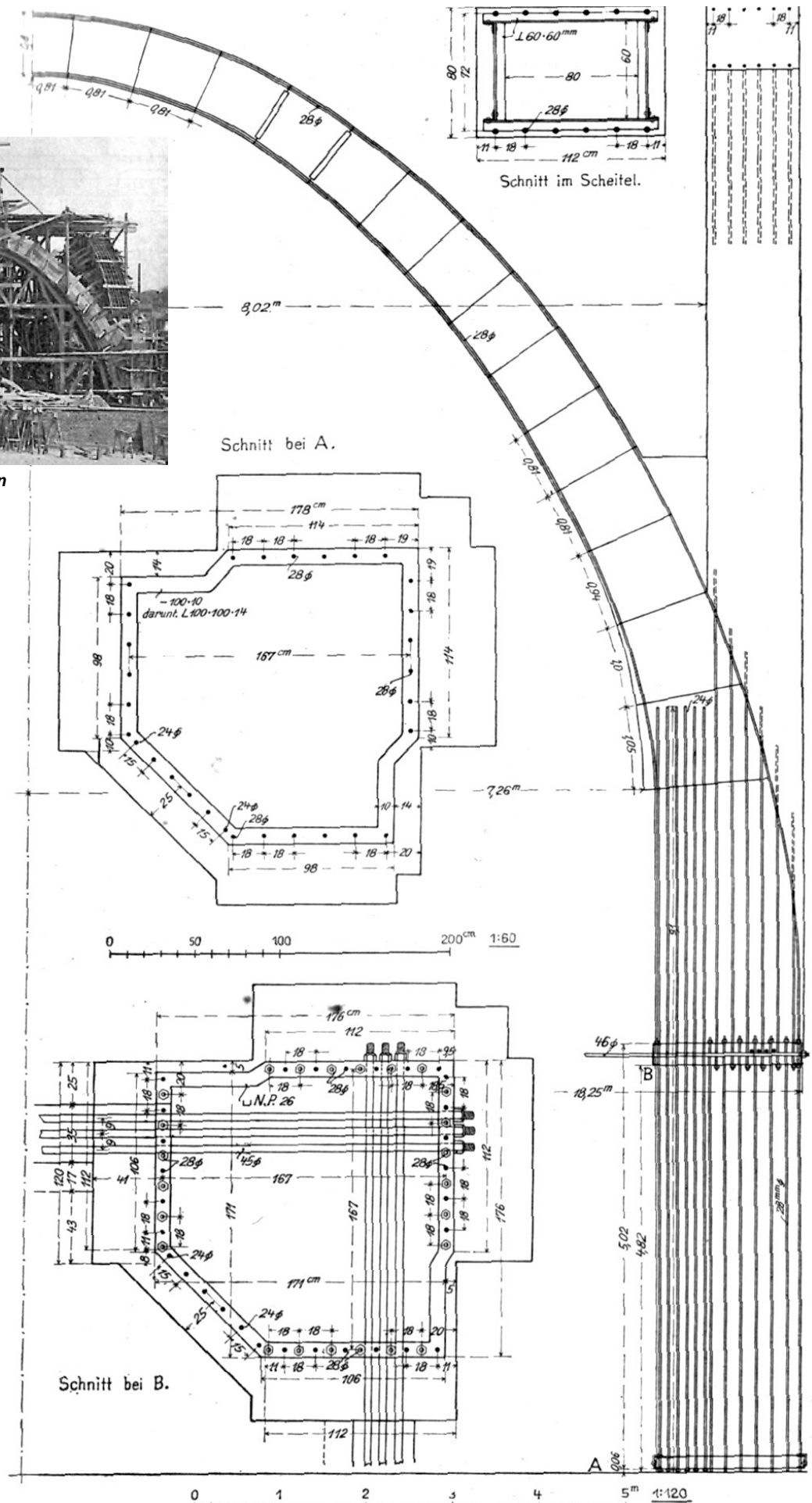


Abb. 419: Armeemuseum: Bewehrung der Gurtbögen (Büsing et.al 1912, S. 645).

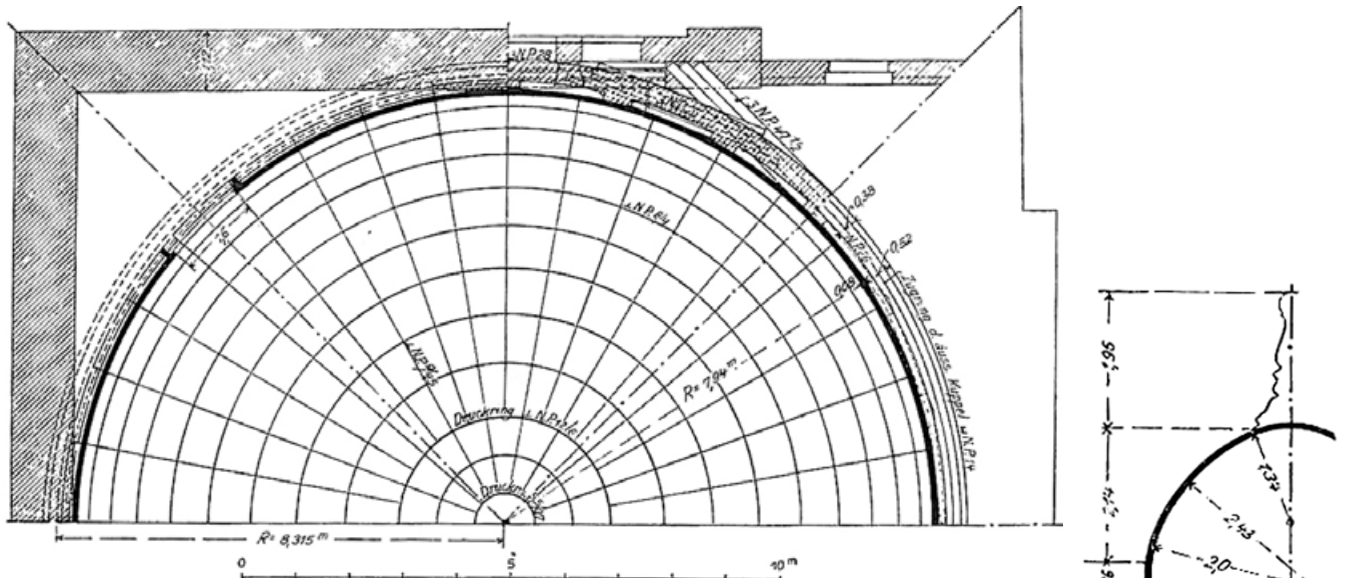


Abb. 420: Armeemuseum: Grundriss der Kuppelkonstruktion (Mörsch 1912, S. 454).

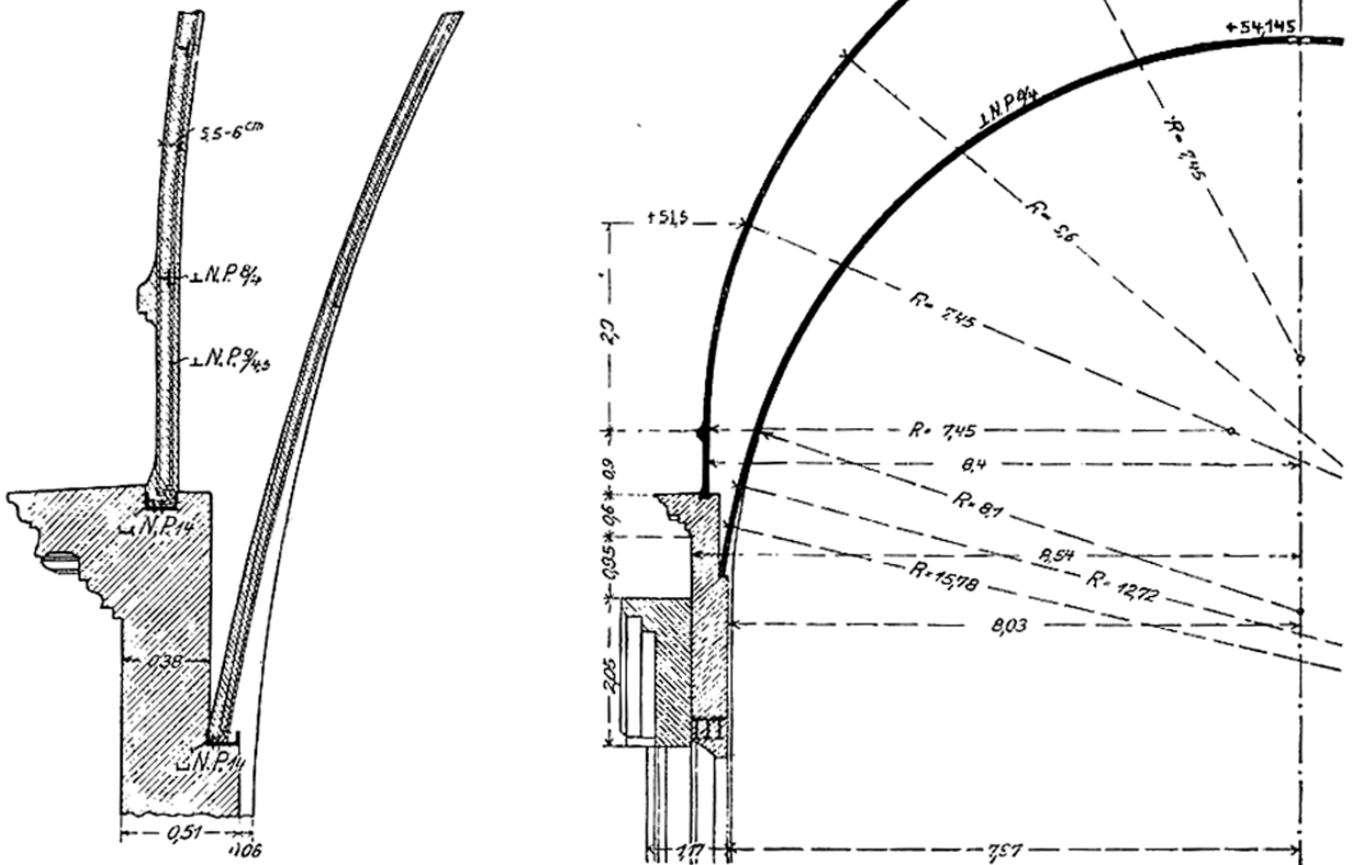


Abb. 421: Armeemuseum: Teilschnitt und Details Kuppelkonstruktion (Mörsch 1912, S. 453).



Abb. 422: Blick aus dem Zentralbau auf den historischen Treppenaufgang (Foto: JR).

den politisch unbeliebten, an hochprominenter Stelle errichteten Bau zumindest in Teilen zu erhalten.

Letztlich ist dies wenigstens hinsichtlich des Zentralbaus gelungen. Die Eisenbetonkonstruktion beider Kuppelschalen ist im Original erhalten. Eine Instandsetzung erfolgte in den 1980er Jahren. Die äußere Kuppel wurde von innen mit einem Zementputz versehen. Die innere Kuppel wurde oberseitig mit einer mineralischen Dämmung abgedeckt. Die Betonkonstruktion der Laterne wurde ertüchtigt. Dabei wurde außenseitig ein Aufbeton aufgebracht, der den originalen Bestand vor Verwitterung schützt. Außerdem wurden restauratorische Maßnahmen an den Natursteinverkleidungen und Mauerwerksbereichen durchgeführt. Die bauzeitlichen Erschließungen in der Kuppel sind vollständig im Original erhalten. Die Flügelbauten wurden dagegen erneuert. Der ehemals auf der Hofgartenseite mit Freitreppe angelegte Haupteingang wurde auf die Ostseite verlegt, auch um eine für Kraftfahrzeuge geeignete Anbindung an den Altstadttring organisieren zu können. Der Zugang liegt aber deshalb jetzt ein Stockwerk tiefer als zuvor.

Die baulichen Maßnahmen wurden 1993 abgeschlossen und die Nutzung als Staatskanzlei aufgenommen.

**Literatur:** SBZ 1904, S. 351; Zöllner 1906, Beilage, S. 61-67; Saliger 1911, S. 251; Büsing et.al 1912, S. 422, 645 und 678; Mörsch 1912, S. 453-455; BAI 1912, S. 550-551; Habel 1982; Habel et.al 2009, Seite 206-210; Pogacnik 2009, S. 346.

**Archivalien:** BSA: Landbauamt München, Akt 2301 (statische Berechnungen); BSA: Landbauamt, Akt 8236/a und 8236/b; AM, Reg.-Nr. mell-1-22.



Abb. 423: Blick über den nördlichen Flügelbau auf den Zentralbau mit Kuppel (Foto: JR).



**Abb. 424:** Innenseite der äußeren Kuppelschale mit rezent appliziertem Zement- oder Spritzputz. Die ehem. erhabenen Meridiane sind nicht mehr sichtbar (Foto: JR).



**Abb. 425:** Der innere Rand der Kuppelöffnung wurde mit Ziegelsteinen geschalt (Foto: JR).



**Abb. 426:** Der spiralförmig angelegte, rampenartige Aufgang auf der inneren Kuppelschale ist vollständig erhalten, darf jedoch nicht genutzt werden (Foto: JR).



**Abb. 427:** Einer der acht Pfeiler der Laterne. Hier gut zu sehen sind die nachträglich eingesetzten Verbindungsanker und der etwas wellige Aufbeton, wohl verursacht durch eine Blechschalung (Foto: JR).



**Abb. 428:** Die noch aus der Errichtungszeit stammende Spindeltreppe aus Eisen führt in die Laterne (Foto: JR).

## 22 Wasserturm Feldkirchen

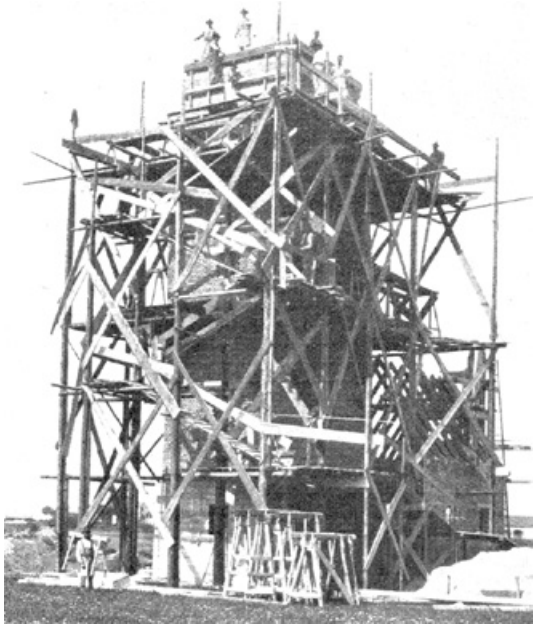


Abb. 430: Wasserturm während der Bauphase (SBZ 1904, S. 71).

Ortsmitte, Feldkirchen	
Ausführungszeit	1904
Bautypus	Skelett
Merkmal Bauweise	Skelettkonstruktion mit Behälter System Hennebique
Bauherr Architekt Bauunternehmen	Königreich Bayern kgl. technisches Bureau für Wasserversorgung Gebr. Rank
Geschoße Grundfläche Tankvolumen	E+3+DG 5 x 5 m 50 m <sup>3</sup>
Erhaltungszustand	abgebrochen

**Beschreibung:** Ähnlich wie der Wasserturm von Putzbrunn (Ordnungsnummer 20) wurde auch hier das Prinzip Zurückhaltung geübt, um gegenüber den nahen Sakralbauten des Ortes nicht zu sehr aufzufallen. Der Behälterumgang wurde deshalb als Fachwerkkonstruktion ausgeführt und darüber ein Satteldach errichtet. Der im Grundriss quadratische Turmschaft, an den wiederum ein kleines Maschinenhaus mit Satteldach angegliedert wurde, besaß drei Geschossebenen. Der kubische Flachbodenbehälter erhielt eine Kammer von ähnlicher Größe wie in Putzbrunn. Die Zwischendecken bestanden aus Unterzugsdecken aus Eisenbeton. Der Schaft wurde über dem betonierten Sockelgeschoss mit vier Eckstützen aus Eisenbeton errichtet. Die Flächen dazwischen wurden ausgemauert und verputzt.

**Erhaltungszustand:** Der Wasserturm existiert nicht mehr.

**Literatur:** SBZ 1904, S. 69-71; Basiner 2012, S. 110.

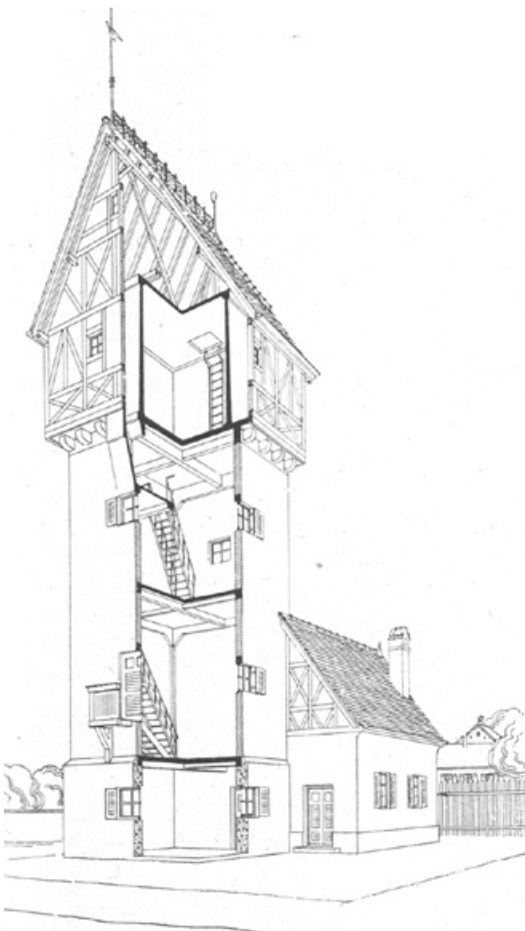


Abb. 429: Isometrische Schnittzeichnung (SBZ 1904, S. 71).

## 23 Kaufhaus Tietz (Hertie)

Bahnhofplatz 7, München	
Ausführungszeit	1904
Bautypus	Skelett
Merkmal Bauweise	Skelettkonstruktion nach vorläufigen Leitzsätzen 1904
Bauherr Architekt Bauunternehmen	Hermann Tietz Max Littmann Eisenbeton-Gesellschaft m.b.H.
Geschoße Stützweite Grundfläche	1-E+4+DG 5,15 m 72 x 60 m
Erhaltungszustand	erhalten

**Beschreibung:** Stilistisch griff Max Littmann auch bei diesem Kaufhausentwurf auf die Neurenaissance zurück. Im Gegensatz zum Kaufhaus Oberpollinger (Ordnungsnummer 17) gab er diesem Gebäude einen schlossartigen Charakter mit Vorsprüngen, Giebeln und Gauben sowie einem markanten Eckturm. Die vertikalen Elemente werden durch horizontale Bänderungen und zu Gruppen zusammengefasste Fenster verbunden. Das Kaufhaus besitzt vier Obergeschosse und ein Dachgeschoss und ist vollständig unterkellert. Im Inneren des Gebäudes wurde ein Lichthof angelegt, in dem auch die Vertikalerschließung organisiert ist. Der Skelettbau besteht vollständig aus Eisenbeton und ist auf einem Quadratraster von 5,15 m Kantenlänge aufgebaut.

Der ursprüngliche Entwurf Littmanns sah ein sehr viel modernes Fassadenbild vor mit vertikalen Fensterbändern, die den skelettartigen Charakter der Binnenstruktur deutlich an den Fassaden gezeigt hätten (vgl. Kaufhaus von Isidor Bach, Ordnungsnummer 16). Dieser Entwurf wurde jedoch von der Genehmigungsbehörde abgelehnt. Das Kaufhaus ist vermutlich der erste Eisenbetonskelettbau in München, der zudem nach den zum gleichen Zeitpunkt verabschiedeten vorläufigen Leitzsätzen ausgeführt wurde.

**Erhaltungszustand:** Die historische Skelettkonstruktion ist erhalten. Nach Beschädigungen während des Zweiten Weltkriegs wurden Veränderungen an den Fassaden vorgenommen.

**Literatur:** SBZ 1905, S. 221; BAI 1912, S. 314-315; Mörsch 1906, S. 165 und 1912, S. 402; DBZ 1905, S. 325-338; Büsing et.al 1912, S. 717; Mecenseffy 1911, S. 11; Chevalley et.al 2004, S. 91-92; Oelwein 2013, S. 170-172; Laiblin 2016, S. 38-39; Megele 1951, S. 69.

**Archivalien:** AM, Reg.-Nr. lit-21.



Abb. 433: Historische Ansicht von 1909 (Postkarte, aus Laiblin 2016, S. 39).

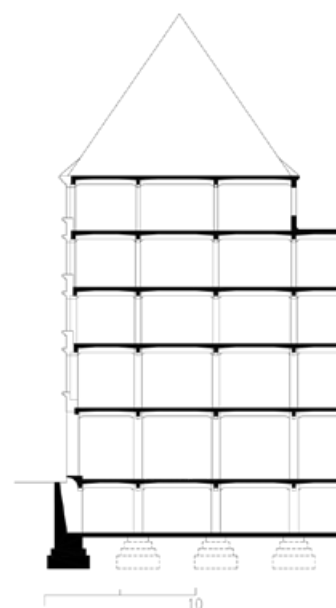


Abb. 431: Teilschnitt M 1:500 (JR, Vorlage DBZ 1905).

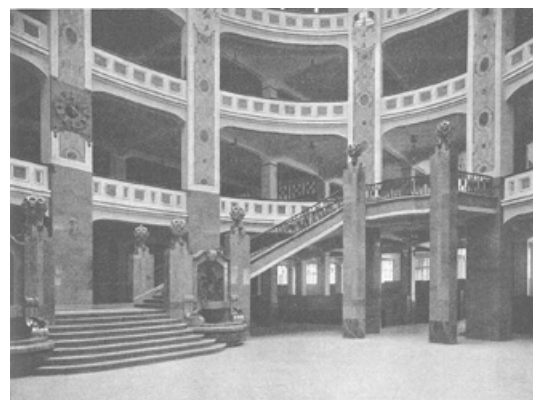


Abb. 432: Historische Aufnahme des Lichthofs (DBZ 1905, S. 335).

## 24 Krankenhaus Schwabing

Kölner Platz 1, München	
Ausführungszeit	1904–1908 (Rohbau 1905)
Bautypus	Sonstige Gebäude
Merkmal Bauweise	Decken und Dachtragwerke nach vorläufigen Leitsätzen 1904
Bauherr Architekt	Stadt München Richard Schachner
Geschoße Grundstücksfläche	1–E+2 178.000 m <sup>2</sup>
Erhaltungszustand	weitgehend erhalten

**Beschreibung:** Die überwiegend verputzten Fassaden wurden in einem zurückhaltend historisierenden Stil entworfen. Das sogenannte Pavillonkrankenhaus besitzt mehrere, parallel zueinander angeordnete Flügel. Die einzelnen Flügel besitzen zwei Obergeschosse und ein Dachgeschoss und sind jeweils voll unterkellert und durch unterirdische Gänge zusätzlich verbunden. Das Krankenhaus wurde in mehreren Bauphasen erweitert. Neben den Krankenflügeln wurden zahlreiche Nebengebäude, Labore, Wohn- und Dienstgebäude errichtet. Aus der Literatur geht hervor, dass verschiedene Bauteile aus Eisenbeton hergestellt wurden. Ein direkter Nachweis konnte jedoch nicht gefunden werden. Eine örtliche Untersuchung war bislang nicht möglich.

**Erhaltungszustand:** Historische Deckenkonstruktionen sind vermutlich erhalten.

**Literatur:** BAI 1912, S. 672-676; Habel 1980; Megele 1951, S. 93.

**Archivalien:** AM, Reg.-Nr. scha–11.



Abb. 434: Historische Aufnahme des Krankenhauses (BAI 1912, S. 673).

## 25 Silobauten der Löwenbrauerei

Nymphenburger Straße, München	
Ausführungszeit	1905
Bautypus	Skelett
Merkmal, Bauweise	Skelettkonstruktion, Behälter nach vorläufigen Leitsätzen 1904
Bauherr	Löwenbrauerei
Bauunternehmen	Eisenbeton-Gesellschaft m.b.H.
Zellengröße	3,52 x 3,65 m, 16,5 m hoch
Erhaltungszustand	abgebrochen

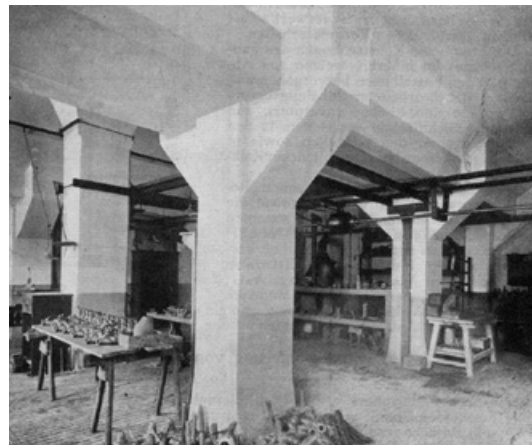


Abb. 436: Unterbau der Silozellen (DBZ 1905, S. 41).

**Beschreibung:** Das im Grundriss rechteckige Gebäude bestand aus 3 x 6 Zellen für Malzsilobehälter mit einer jeweiligen Grundrissfläche von 3,52 x 3,75 m. Die lichte Höhe der Zellen betrug 16,5 m. Auch das Dachtragwerk wurde aus Eisenbeton hergestellt. An den Außenwänden blieben die Eisenbetonrippen sichtbar.

**Erhaltungszustand:** Das Bauwerk existiert nicht mehr.

**Literatur:** DBZ – Zement, Beton und Eisenbetonbau 1905, S. 41-42 (Bericht von Ludwig Zöllner); Mörsch 1906, S. 315.

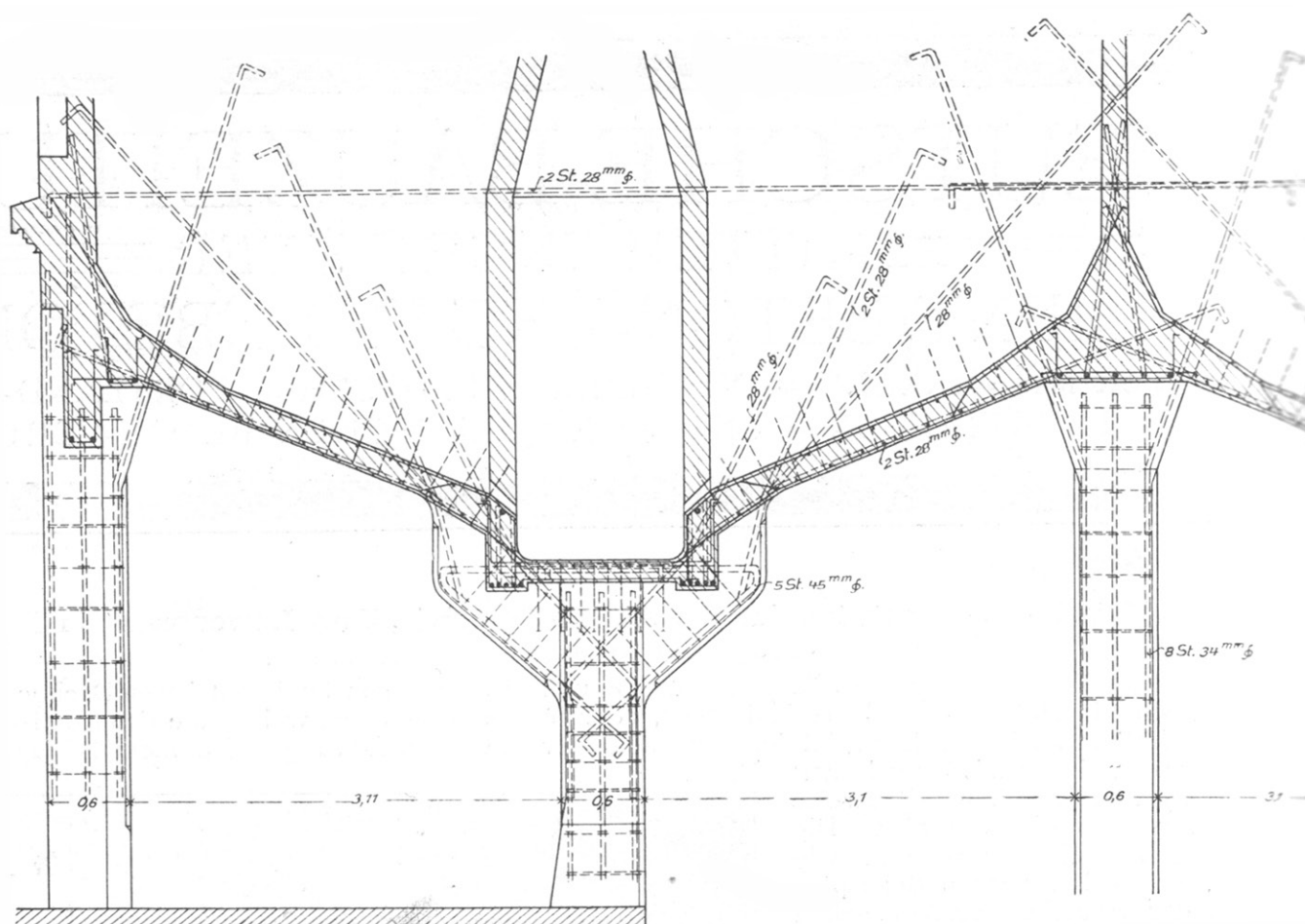


Abb. 435: Bewehrungsplan der Eisenbeton-Gesellschaft m.b.H (DBZ 1905, S. 42).



## 26 Ehemaliges Arbeitermuseum



Abb. 437: Ansicht von Westen (Foto: JR).

Pfarrstr. 3, München	
Ausführungszeit	1905
Bautypus	in Teilen Skelett, Gewölbe
Merkmal Bauweise	Skelett, Gewölbe, Decken, Unterzüge nach vorläufigen Leitsätzen 1904 bzw. System Hennebique
Bauherr Architekt Bauunternehmen	Königreich Bayern, Landbauamt Bauamtman Adolf Schulze Halle, Südflügel Eisenbeton–Gesellschaft m.b.H.; Südflügel Gebr. Rank
Geschoße	1–E+4+DG
Spannweite	8 m
Stichhöhe	1,7 m
Schalendicke	8 cm
Grundfläche Halle	13 x 28,5 m
Erhaltungszustand	überwiegend erhalten

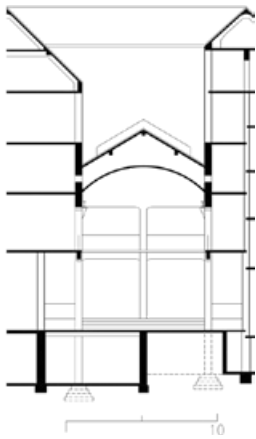


Abb. 438: Querschnitt  
Maschinenhalle M 1:500  
(JR, eigenes Aufmaß).

**Beschreibung:** Die Vorplanungen begannen im Jahr 1900. Geplant war ein Arbeitermuseum nebst Straßen- und Flussbauamt. Aus dem Jahr 1902 befinden sich zwei Varianten für den Komplex als Plan im Staatsarchiv. In einem Plan von Adolf Schulze vom 23.05.1903 ist eine zentrale Ausstellungshalle dargestellt, wie sie in ähnlicher Form auch zur Ausführung gelangte. Die Planungen sahen zunächst eine konventionelle Bauweise für die Halle in Eisen vor. Die Ausführung in Eisenbeton wurde erst unmittelbar vor Baubeginn beschlossen. Der Vertrag mit der Deutschen Eisenbeton–Gesellschaft wurde im März 1905 unterzeichnet. Die Bauunternehmung verwendete bereits „Schlackencement“, was nach Leitsätzen eigentlich nicht zulässig war. Daneben wurde für den westlichen Flügelbau ein Vertrag mit der Bauunternehmung Gebrüder Rank geschlossen. Das historische Bautagebuch belegt die parallel stattfindenden Arbeiten der beiden Unternehmen.

Das viergeschossige Gebäude mit gewaltem Mansarddach umschließt U-förmig die zentrale zweigeschossige Maschinenhalle. Die Straßenfassade wurde im neubarocken Stil gestaltet. Die zentrale Halle besitzt eine Länge von 28,5 m und eine Breite von 13 m sowie eine Innenhöhe von knapp 11 m. Das Dach der Maschinenhalle ist zum Innenraum als gewölbte Betonschale ausgebildet. Nach oben schließt es mit einem ebenfalls betonierten Sattel ab. Die Halle wird über Glasoberlichte belichtet. Die Stützen der Halle mit einer Gesamthöhe von über 8 m werden durch die umlaufende Galerie in gut 5 m Höhe unterteilt. Die Halle ist teilweise unterkellert.



Abb. 439: Maschinenhalle (Foto: JR).

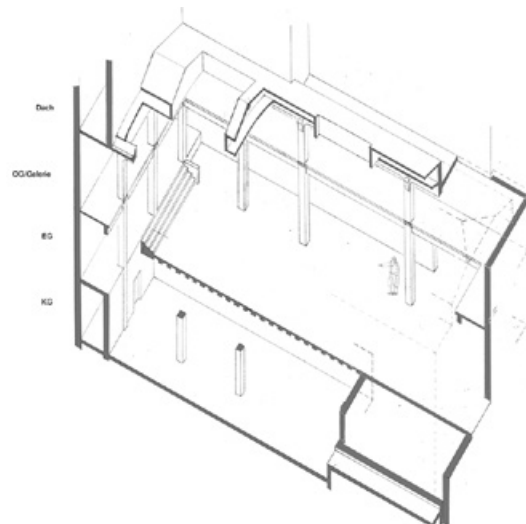
Im westlichen Flügel zur Pfarrstraße hin wurden die kassettierten Decken ebenfalls in Eisenbeton mit Rundstabbewehrung hergestellt. Die Unterzugdecken im Südflügel wurden im Gegensatz dazu von der Bauunternehmung Gebr. Rank nach System Hennebique hergestellt. Die Längsbewehrungen besitzen Durchmes-

ser von 40 mm. Die Bügel bestehen systemtypisch aus Bandei- sen mit 40 mm Breite. Die Unterzüge besitzen Querschnitte von 16 cm Breite und bis zu 60 cm Höhe. Darin wurden jeweils drei nebeneinander liegende Stäbe in zwei Lagen untergebracht.

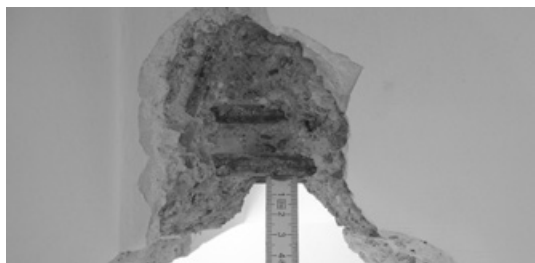
**Erhaltungszustand:** Während in den Flügelbauten einige Ver- änderungen bei den Treppenhäusern und den Raumaufteilungen vorgenommen wurden, ist die Maschinenhalle selbst im Wesentli- chen erhalten geblieben. Die Eisenbetonkonstruktionen sind ins- gesamt weitgehend erhalten.

**Literatur:** SBZ 1907 (Notiz); BAI 1912, S. 466-467; Habel et.al 2009, S. 773; Büsing et.al 1912, S. 422; Rehm 2012; Basiner 2012, S. 220, Abb. 431.

**Archivalien:** BSA, Landbauamt München, Akt-Nr. 2881.



**Abb. 440:** Isometrie der Maschinenhalle (Rehm 2012, S. 39).



**Abb. 441:** Bewehrung der Kassettendecke im West- flügel nach Leitsätzen (Foto: Josef Jordan).



**Abb. 442:** Bewehrung eines Unterzugs im Südflügel nach System Hennebique (Foto: JR).



**Abb. 443:** Historisches Foto der Kassettendecken im Westflügel (BSA, Landbauamt München, Akt-Nr. 2881).

## 27 Münchner Neueste Nachrichten



Abb. 444: Historische Straßenansicht (DBZ 1906, S. 358).

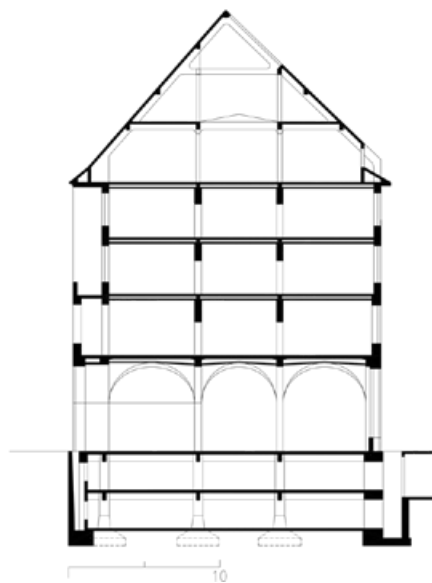


Abb. 445: Querschnitt M 1:500 (JR, Vorlage DBZ 1906).



Abb. 446: Binderkonstruktion Dachgeschoss (Mörsch 1906, S. 424).

Sendlinger Str. 8, München	
Ausführungszeit	1905–1908 (1905 Rohbau)
Bautypus	Skelett
Merkmal Bauweise	Skelettkonstruktion, Treppen, Dach nach vorläufigen Leitsätzen 1904
Bauherr	Münchener Neueste Nachrichten (Verleger Thomas Knorr, Publizist Georg Hirth)
Architekt Bauunternehmen	Max Littmann Heilmann & Littmann GmbH
Geschoße Stützweite Grundfläche	1–E+3+DG bis 6,2 m 20 x 65 m
Erhaltungszustand	überwiegend erhalten

**Beschreibung:** Das 65 m lange Gebäude an der Sendlinger Straße ist eines der repräsentativsten von Max Littmann entworfenen Bauwerke in München und aufwendig mit reichlich Naturstein im malerischen Reformstil als gelungene Mischung zwischen Neurenaissance und Neuklassizismus gestaltet. Über einem langgestreckten Sockel mit Arkadenstellungen im Erdgeschoss, Fenstergruppen im Obergeschoss und horizontaler Bänderung springt die Fassade kräftig vor und zurück. Die erkerartigen Vorsprünge werden wiederum durch weit auskragende Gesimsplatten gefasst, wobei der Mittelteil überhöht ist und ein eigenes, leicht vorspringendes Walmdach hat. Das Gebäude besitzt drei Obergeschosse und ein ausgebautes Dachgeschoss und ist vollständig unterkellert. Das Stützenraster beträgt 5,4 bis 6,2 m.

**Erhaltungszustand:** Nach Beschädigungen im Zweiten Weltkrieg, bei denen die Obergeschosse weitgehend zerstört wurden, wurde bei den folgenden Instandsetzungen der reiche Fassadenschmuck abgenommen. Die Eisenbetonkonstruktionen sind in den unteren Geschossen jedoch erhalten.

**Literatur:** DBZ 1906, S. 358–387; SBZ 1906, S. 281.; Mörsch 1906, S. 424; BAI 1912, S. 328–329; Habel et.al 2009, S. 1034; Oelwein 2013, S. 177; Megele 1951, S. 68.

**Archivalien:** AM, Reg.-Nr. lit–64.

## 28 Neues Rathaus

Marienplatz 8, München	
Ausführungszeit	1867–1873; 1889–1892; 1899–1909 (1905 Eisenbetongewölbe)
Bautypus	Gewölbe
Merkmal Bauweise	Kreuzgratgewölbe unter dem Dachgeschoss System unbekannt
Bauherr Architekt	Stadt München Georg v. Hauberrisser
Geschoße Grundfläche	1–E+3+DG 110 x 92 m
Erhaltungszustand	nicht gesichert

**Beschreibung:** Der erste Bauabschnitt des neugotischen Gebäudes wurde als Ersatz für das zu klein gewordene Alte Rathaus auf der Ostseite des Grundstücks und anstelle des älteren Landschaftshauses errichtet, das für den Neubau abgebrochen wurde. Der zweite Bauabschnitt wurde im Nordosten des Grundstücks an der Dienerstraße realisiert. Der gesamte westliche Bereich des Grundstücks zur Weinstraße hin wurde in der 3. Bauphase errichtet. Charakteristisch sind der über 80 m hohe Turm und die reiche Natursteinverkleidung. Insgesamt wurde vorwiegend Mauerwerk zur Ausführung gebracht.

Die genannten Kreuzgratgewölbe wurden im letzten Bauabschnitt zumindest für die Decken unter den Dachräumen aus Brandschutzgründen in feuerbeständigem Eisenbeton ausgeführt und sollten auch im Brandfalle die Lasten eines einsinkenden Dachtragwerks aufnehmen können.

**Erhaltungszustand:** Es ist nicht sicher, ob die historischen Eisenbetongewölbe erhalten sind. Während des Zweiten Weltkriegs kam es zu starken Beschädigungen, in erster Linie auf der Nordseite zum Marienhof hin. Es wurden aber auch weitgehend alle Dachtragwerke zerstört.

**Literatur:** DBZ – Zement, Beton und Eisenbeton 1905, S. 55; SBZ 1903, S. 109-110; SBZ 1911, S. 137; Habel et.al 2009, S. 556-564.

**Archivalien:** StadtAM, Reg.-Nr. PS–A–0240 bis 0258; AM, Reg.-Nr. hau\_g–11.



Abb. 447: Historisches Foto des Innenhofs (SBZ 1911, S. 137).

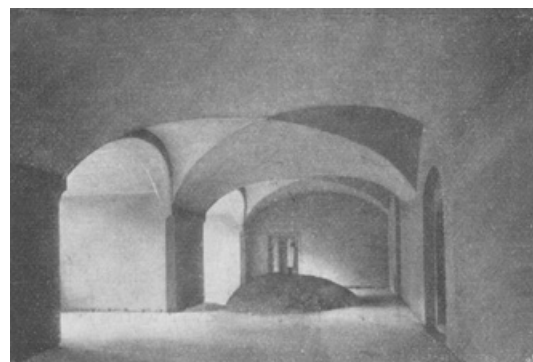


Abb. 448: Gewölbe, kurz nach der Fertigstellung (DBZ, 1905, S. 55).

## 29 Oberpostdirektion Augsburg



Abb. 449: Blick in einen der Innenhöfe (Foto: JR).

Grottenau 1, Augsburg	
Ausführungszeit	1905–1908 (Rohbau 1906)
Bautypus	Sonstige Gebäude, Kuppel
Merkmal	Rippenkuppel, Decken, Treppen nach vorläufigen Leitsätzen 1904
Bauweise	(wohl noch Teile nach Hennebique)
Bauherr	Königreich Bayern
Architekt	Baubeamter Wicklein
Geschoße	1–E+3+DG,
Spannweite	16 m (Schalterhalle)
Grundfläche	75 x 60 m
Erhaltungszustand	erhalten

**Beschreibung:** Die weitläufige Geschäftshausanlage wurde im Stil des Neubarocks errichtet. Die umlaufende Blockrandbebauung umschließt insgesamt drei Binnenhöfe. Einer davon ist überdeckt und bildet die Schaltherhalle mit einer im Schnitt polygonal gebrochenen und überhöhten Oberlichtkonstruktion aus Eisenbeton und Glasfüllung. Diese Schaltherhalle besitzt Grundrissabmessungen von etwa 17 x 16 m. Darüber befinden sich vierseitig umlaufende Arkadengänge.

Die Gestalt der Fassaden wird durch die Natursteinverkleidungen aus Nagelfluh bestimmt. Im gesamten Gebäude wurden Deckensysteme aus Eisenbeton zur Ausführung gebracht. In eingesehenen Unterlagen wird verschiedentlich auf die Ausführung von Systemen nach Patent Hennebique (Hauptgebäude, Decken von 1906–1907) verwiesen. Tatsächlich entsprechen alle Bewehrungen nach Befundlage einer Ausführung nach Leitsätzen. Eine Systemanwendung ist aber in Teilbereichen möglich und denkbar.

**Erhaltungszustand:** Durch Beschädigung während des Zweiten Weltkriegs gingen der Mittelgiebel an der Grottenau und das steile Walmdach verloren. Es wurden daraufhin Veränderungen am 4. Obergeschoss vorgenommen. Heute fällt insbesondere die 1973–1975 durchgeführte moderne Aufstockung weiter Teile der Anlage auf. Die meisten Originalkonstruktionen sind aber erhalten.



Abb. 450: Treppenaufgang aus Eisenbeton (Foto: JR).



Abb. 451: Verglaste Rippenkuppel über der Schaltherhalle (Foto: JR).

## 30 Augenklinik

Mathildenstr. 8, München	
Ausführungszeit	1905–1908 (Rohbau 1906)
Bautypus	Sonstige Gebäude
Merkmal Bauweise	Decken und Dach, Sichtbetonfassade System Visintini bzw. unbekannt
Bauherr Architekt Bauunternehmen	Königreich Bayern Ludwig von Stempel Gebr. Rank
Geschoße Grundfläche	1–E+3+DG U-förmig (90+100+50 m)
Erhaltungszustand	erhalten

**Beschreibung:** Der neubarocke, weitgehend verputzte Klinikbau besitzt drei Obergeschosse und ein ausgebauten Dachgeschoss. Der Komplex ist vollständig unterkellert. Die Stampfbetonwände verblieben umlaufend betonsichtig. Es sind außerdem aus der Errichtungszeit Nebengebäude vorhanden. Bemerkenswert ist der konvex vorstehende OP–Saal auf der Nordseite des Gebäudes. Er wurde vollständig aus Eisenbeton hergestellt. Die Lage eignete sich für die Errichtung eines lichtdurchfluteten Raumes mit großen Fensteröffnungen besonders gut. Die Betonbauteile blieben auch an der Fassade unverputzt und wurden steinmetzmäßig überarbeitet.

Für die Decken verlegte die Bauunternehmung vorgefertigte Visintini-Träger und betonierte die Deckenplatten anschließend vor Ort. In den Archivalien findet sich der Beleg, dass die Gebrüder Rank den Rohbau der Klinik errichteten, aber sonst liegen keine Unterlagen zur Ausführung vor.

**Erhaltungszustand:** Es ist nicht gesichert, ob die Decken aus Eisenbeton noch vorhanden sind. Der OP–Saal ist erhalten. Die Betonbrüstung über dem eingeschossigen Saal ist jedoch nicht mehr vorhanden.

**Literatur:** BAI 1912, S. 503-504; Chevalley et.al 2004, S. 440; Basiner 2012, S. 220.

**Archivalien:** BSA, Akt-Nr. 235;  
AM, Reg.-Nr. stem–1.



Abb. 452: Außen betonsichtige Skelettkonstruktion des OP–Saales auf der Nordseite des Gebäudes (Foto: JR).



Abb. 453: Entwurf von Ludwig von Stempel in einer perspektivischen Ansicht (AM, Akt-Nr. stem–1–1).

## 31 Agilolfinger Schule



Abb. 454: Schule im Bau  
(Süddeutsche Zeitung 2005).

Agilolfinger Platz 1, München	
Ausführungszeit	1905–1907 (Rohbau 1906)
Bautypus	Sonstige Gebäude
Merkmal Bauweise	Fensterbänder nach vorläufigen Leitsätzen 1904
Bauherr Architekt	Stadt München Hans Grässel
Geschoße Grundfläche	1–E+3+2DG 20 x 100 m
Erhaltungszustand	erhalten

**Beschreibung:** Der monumentale Schulbau mit neubarocken Fassaden zeichnet sich durch seine zusammengezogenen Fenstergruppen aus. Die einzelnen Fenster dieser Gruppen wurden nur mit dünnen Eisenbetonpfeilern voneinander getrennt. Die Brüstungen wurden gleichzeitig als Fenstersturz bzw. Deckenüberzug über die jeweilige gesamte Öffnung gelegt und nehmen auch die Deckenträger in diesem Abschnitt auf. Die Decken bestehen aus Stahlprofilen mit ausbetonierten Feldern ohne Bewehrung. Die Sturzkonstruktionen wurden mit Rundeseisen bewehrt. Grässel gelang mit dieser Fassadengestaltung eine wesentlich verbesserte Belichtung der Klassenräume. Prinzipiell findet sich diese Art, Fenster zu großen Öffnungen zu gruppieren an vielen Gebäuden dieser Zeit und wird charakteristisch für die Skelettbauweise.

Der mit fast 100 m langgestreckte Schulbau besitzt zwei Haupteingänge, ursprünglich getrennt für Jungen bzw. Mädchen. Leicht abgewinkelt als Kopfbau wurde ein mehrgeschossiger Turnhallenbau im Norden angegliedert, der nach Beschädigung im Krieg in vereinfachter Form teilweise erneuert und bei der letzten Generalinstandsetzung ähnlich dem ursprünglichen Vorbild nach Plänen der Architekten Fischer + Steiger wieder hergestellt wurde. Das Gebäude besitzt drei Obergeschosse und zwei, teilweise ausgebaute Dachgeschosse. Es ist vollständig unterkellert.

Das Gebäude mit steilem, gestaffeltem Satteldach ist ähnlich konzipiert wie die Carl-von-Linde-Realschule (Ordnungsnummer 15) in der Ridlerstraße, die ebenfalls von Hans Grässel entworfen wurde. Die zweibündig angeordneten Klassenräume werden von einem durchgehenden, längs verlaufenden Flur aus erschlossen, der von den zwei Treppenträumen unterbrochen wird. Die Gebäudetiefe beträgt etwa 20 m.

**Erhaltungszustand:** Die originalen Eisenbetonkonstruktionen der Fensterbänder sind erhalten.

**Literatur:** DBZ 1910, S. 17-28; Megele 1951, S. 131.

**Archivalien:** Bauref., Reg.-Nr. 20 a–d.

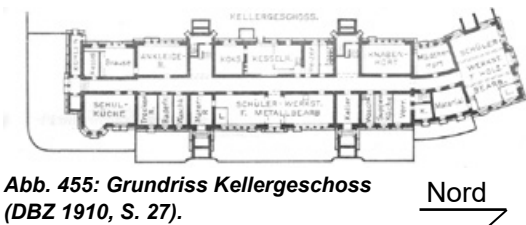


Abb. 455: Grundriss Kellergeschoss  
(DBZ 1910, S. 27).

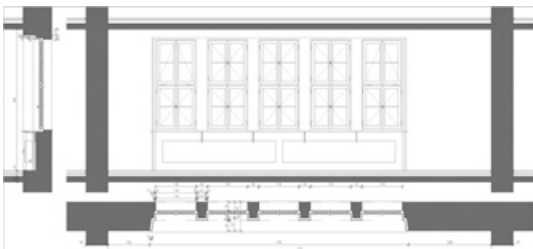


Abb. 456: Fensterbänder im Bestand  
(Zeichnung JR).



Abb. 457: Straßenansicht (DBZ 1910, S. 17).

## 32 Ehemalige Kuvertfabrik

Landsberger Str. 444, München	
Ausführungszeit	1906
Bautypus	Skelett
Merkmal Bauweise	Skelettkonstruktion, Treppen System unbekannt
Bauherr Architekt Bauunternehmen	Isolatorenwerke, Fabrikant Pensberger Leonhard Moll Leonhard Moll
Geschoße	1-E+1+DG
Grundfläche	43 x 25 m
Stützweite	bis 6,5 m
Erhaltungszustand	erhalten

**Beschreibung:** Die dreischiffige Skelettkonstruktion wurde mit einem Ober- und einem ausgebauten Dachgeschoss ausgeführt und vollständig unterkellert. Die Stützweiten betragen etwa 6,5 m. Der Industriebau wurde in einem zurückhaltenden Jugendstil entworfen. Auch die Außenanlagen und Zäune wurden entsprechend gestaltet.

**Erhaltungszustand:** Ursprünglich wurde das Gebäude von den Isolatorenwerken errichtet und kurze Zeit nach Fertigstellung um ein Stockwerk erhöht. Ab 1909 wurde es als Kuvertfabrik genutzt. Die historischen Eisenbetonkonstruktionen sind noch vollständig erhalten. Durch Anbauten und Veränderungen an den Fassadenöffnungen wurde das äußere Erscheinungsbild beeinträchtigt.

**Literatur:** Megele 1956 Band 7, S. 52.

**Archivalien:** LBK (Bauantragsplanung von 1906).



Abb. 461: Teilansicht Rückseite (Foto: JR, 2014).

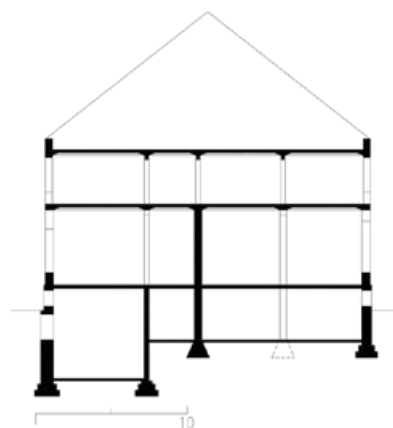


Abb. 458: Querschnitt M 1:500  
(JR, Vorlage Bauantragsplan von 1906).



Abb. 460: Unterzugsdecke (Foto: JR).

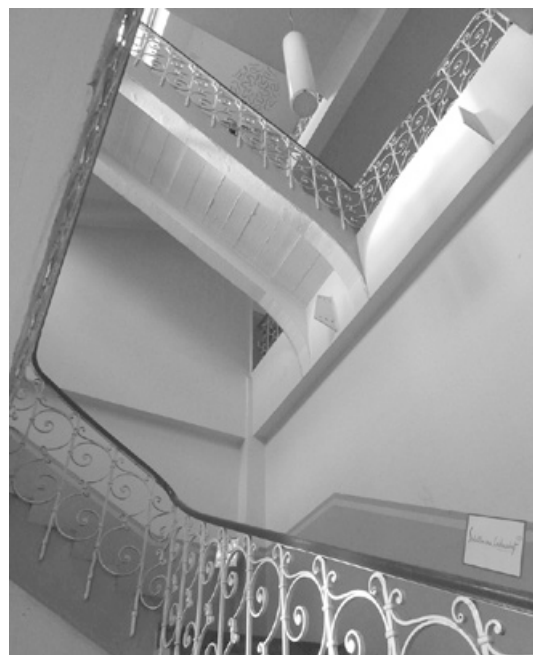


Abb. 459: Treppenraum (Foto: JR).



## 33 Anatomie



Abb. 464: Flügelbau zur Pettenkoflerstraße (Foto: JR).

Pettenkoflerstr. 11, München	
Ausführungszeit	1905–1907 (1906 Kuppel)
Bautypus	Kuppel, Skelett
Merkmal Bauweise	Flachkuppeln, Skelettkonstruktionen System Monier (Kuppel); vorläufige Leitsätze 1904
Bauherr Architekt	Königreich Bayern, Universitätsbauamt Max Littmann, Ludwig von Stempel, Bauleitung Bauamtmann Wilhelm Maxon
Bauunternehmen	Deutsche Eisenbeton-Gesellschaft m.b.H.
Geschoße	1–E+2+DG
Grundfläche	Z-förmig 45 + 90 + 45 m
Durchmesser	22 m
Kuppelhöhe	5,75 m
Schalendicke	10 cm
Erhaltungszustand	überwiegend erhalten

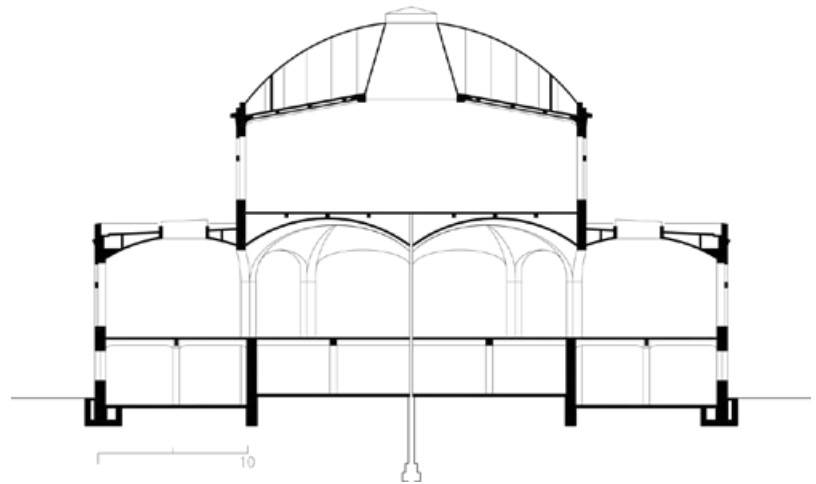


Abb. 462: Schnitt durch den zentralen Kuppelraum M 1:500 (JR, Vorlage DBZ 1908).

**Beschreibung:** Die ehemals königlich bayerische Anatomie ist Teil des Klinikums der Ludwig-Maximilians-Universität und wird bis heute in ihrer ursprünglichen Funktion genutzt. Beton wurde umfassend eingesetzt, auch für die Gestaltung der Fassadenoberflächen. Das Gebäude erstreckt sich über insgesamt 90 m entlang der Pettenkoflerstraße. Im Westen und Osten schließen Flügelbauten mit bis zu 45 m Länge an, die so angeordnet sind, dass im Grundriss eine Z-förmige Anlage entsteht. Die Erschließung des Gebäudes erfolgt durch die Flügelbauten.

Der Entwurf durch den königlichen Oberbaurat Ludwig von Stempel unter der wahrscheinlichen Mitwirkung von Max Littmann wurde in der Fachwelt vielfach als äußerst fortschrittlich gelobt. Auch bestand großes Interesse an Besichtigungen während und kurz nach Fertigstellung des Bauwerks. Dies belegen Anfragen, u.a. vom Akademischen Architekten-Verein vom 06.07.1907 an die Bauleitung. Trotz des in vielen Bereichen zur Ausführung gelangten Sichtbetons und der Schmucklosigkeit der Fassaden hieß es



Abb. 463: Ansicht des Präpariersaals (Foto: JR).

in der Deutschen Bauzeitung von 1908 auf Seite 2 dazu: „Und doch ist durch die glückliche Abwägung der Massen, durch den Gegensatz zwischen den geschlossenen Flächen der Seitenbauten und dem in ein leichtes Gerippe aufgelösten, den Arbeitssälen eine Fülle von Licht zuführenden Mittelbau eine harmonische Wirkung erzielt, die das Bauwerk über den Charakter eines reinen Nützlichkeitsbaues weit hinaushebt“.

Für den Hochschulbau revolutionär war die Gestaltung des zentralen Präpariersaales als Unterrichtsraum mit fünf rosettenförmig und offen daran anschließenden Apsiden für die Arbeit der Studierenden. Im Obergeschoss darüber wurde der Mikroskopierraum angeordnet. Beide Säle liegen auf der Nordseite des Gebäudes, sodass sie nur indirekt belichtet werden. Der Mikroskopierraum wird aber über einen Schacht in der Kuppel zusätzlich zu den großen Fensteröffnungen belichtet. Dem Präpariersaal gegenüber auf der Südseite liegt der über zwei Geschosse reichende, amphitheatralisch angelegte Hörsaal mit eigenem zentralem Oberlicht.

Die zweiteilige Kuppel über dem Mikroskopierraum besitzt einen Durchmesser von 22 m bei einer Stichhöhe von 5,75 m. Die Schalenstärke beträgt nur 10 cm. Sie ist vollständig in Eisenbeton hergestellt. Die Bewehrung dieser zentralen Kuppel wurde selbsttragend ausgeführt, und der Beton wurde gemäß den Ausführungen in der Literatur ohne Schalungsarbeit direkt auf das dichte Netz aus Bewehrungsstäben aufgebracht. Es wurden für die Bewehrungen glatte Rundstäbe verwendet, aber auch profilierte Halbzeuge. Es liegen Bewehrungspläne der Kuppel vor. Danach wurde die Kuppel in der Art in Anlehnung an Konstruktionen von Schwedler konzipiert. Die Bemessung der Kuppeltragwerke basierte also letztlich auf der Bemessung einer Eisenkonstruktion.

Es sind einige Parallelen zum Bau des ehemaligen Armeemuseums zu erkennen. Die Bauleitung vonseiten des staatlichen Universitätsbauamts übernahm wiederum der Bauamtmann Wilhelm Maxon. Die Rohbauarbeiten wurden der Deutschen Eisenbetongesellschaft m.b.H. übertragen. Eine Beteiligung der Deutschen Eisenbetongesellschaft m.b.H. wird auch von Pogacnik direkt nahegelegt, obwohl die Gesellschaft schon 1905 aufgelöst wurde. Im Staatsarchiv liegt der Bauvertrag vom 22.05.1905 vor, der dies belegt. Weiterhin liegen Bewehrungspläne vor, die von Ludwig Zöllner unterzeichnet sind, dem Geschäftsführer der Eisenbetongesellschaft m.b.H. Auch die Bauunternehmung Leonhard Moll war am Bau beteiligt und konkurrierte wie auch die Gebr. Rank um die Vergabe der Eisenbetonarbeiten. Moll führte jedoch nur Putzarbeiten aus und war am Ausbau beteiligt. Dagegen war die Bauunternehmung Dyckerhoff & Widmann an dem Bau nicht beteiligt, wie dies teilweise zu lesen ist. Der Rohbau war mit Durch-

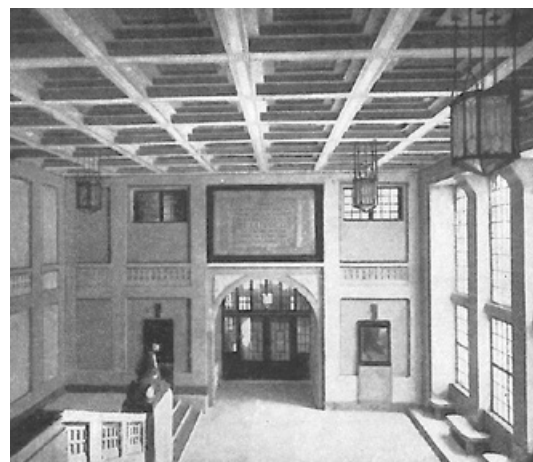


Abb. 465: Historisches Foto des Vestibüls im Flügelbau (Mecenseffy 1911, Abb. 58, S. 87).

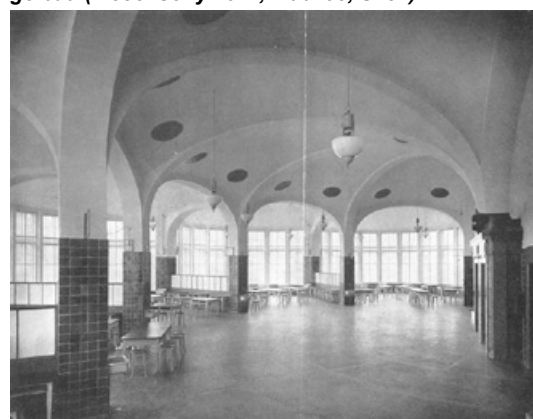


Abb. 466: Präpariersaal, historische Aufnahme (DBZ 1908, Nr. 2).

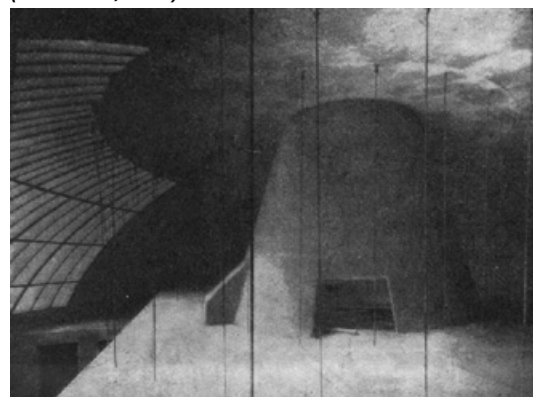


Abb. 467: Kuppelzwischenraum (DBZ 1908, S. 20).

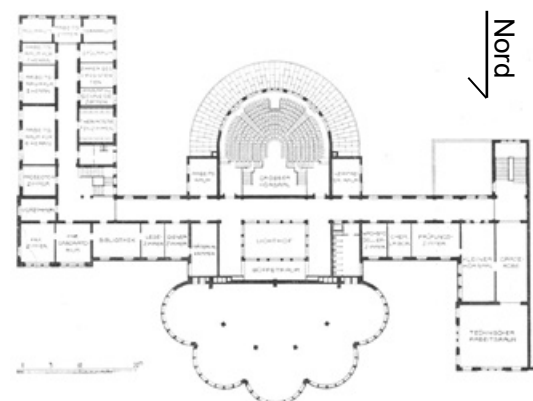


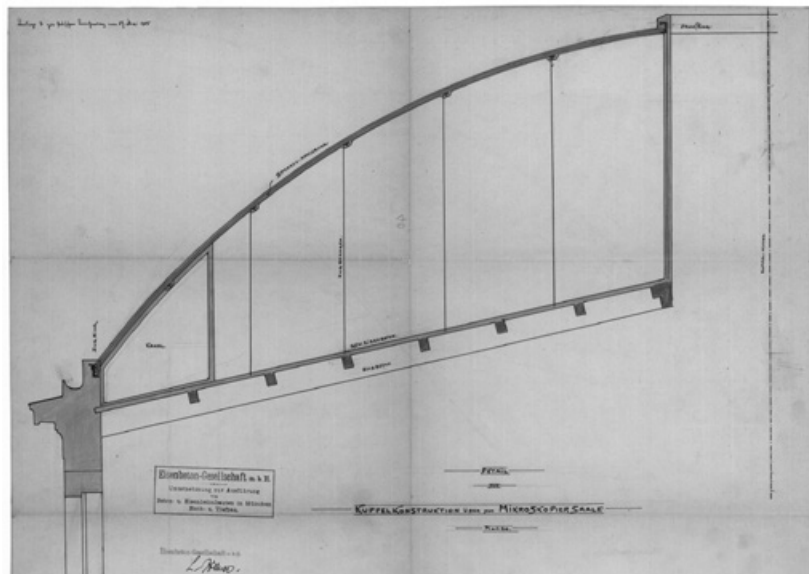
Abb. 468: Grundriss 1. Obergeschoss (DBZ 1908, S.3).

führung der Hebfeier am 02.06.1906 fertiggestellt.

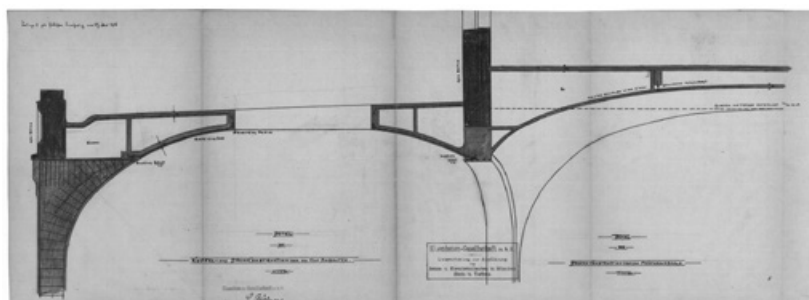
**Erhaltungszustand:** Die Eisenbetonkonstruktionen sind erhalten. Das Gebäude wurde bis 2015 behutsam instand gesetzt.

**Literatur:** DBZ 1908, S. 2-21; SBZ 1908, S. 89-92 und 97-98; Zement und Beton 1908, Nr. 29, S. 450-455; Büsing et.al 1912, S. 677 und 718-727.; Mecenseffy 1911, S. 87; Kähler 2000, S. 32-33; Mörsch 1912, S. 421; BAI 1912, S. 500-502; Chevalley et.al 2004, S. 500-501; Pogacnik 2009 S. 349-356; Oelwein 2013, S. 204-205; Stegmann 2014.

**Archivalien:** BSA, Unibauamt, Akt-Nr. 219, 220, 225; AM, Reg.-Nr. lit-63; Wayss und Freytag-Archiv des Deutschen Museums.



**Abb. 469:** Bewehrungsplan der Eisenbeton-Gesellschaft m.b.H. für die Kuppel (BSA, Unibauamt Nr. 225).



**Abb. 470:** Bewehrungsplan der Eisenbeton-Gesellschaft m.b.H. für die Apsiden und die Gurtbögen (BSA, Unibauamt Nr. 225).

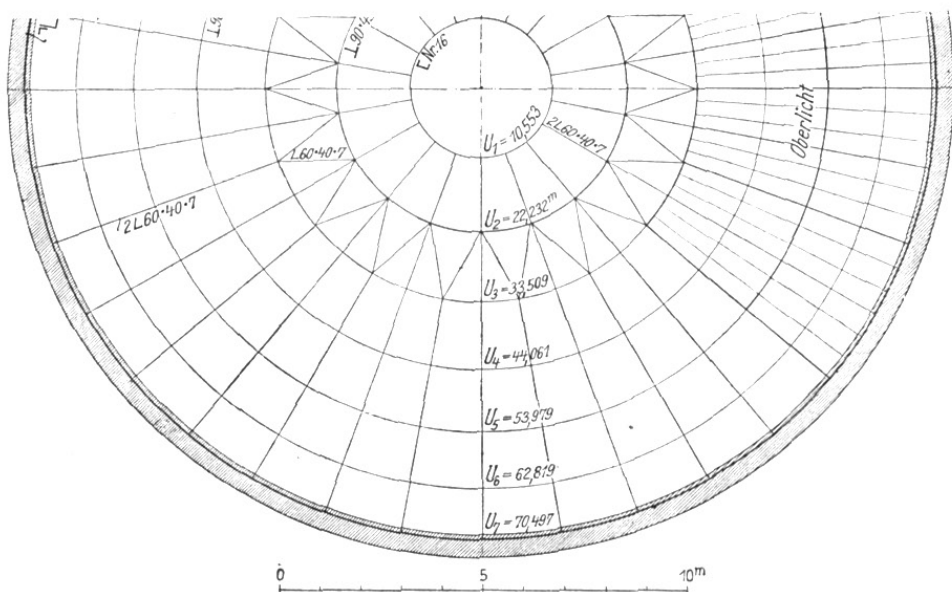
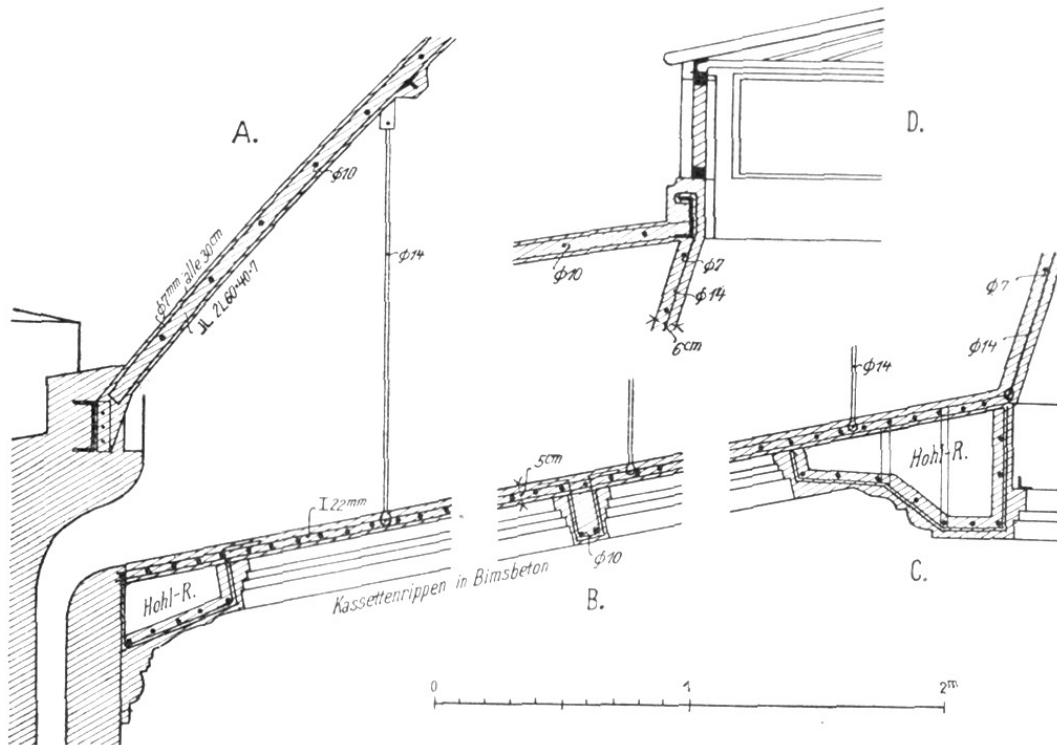
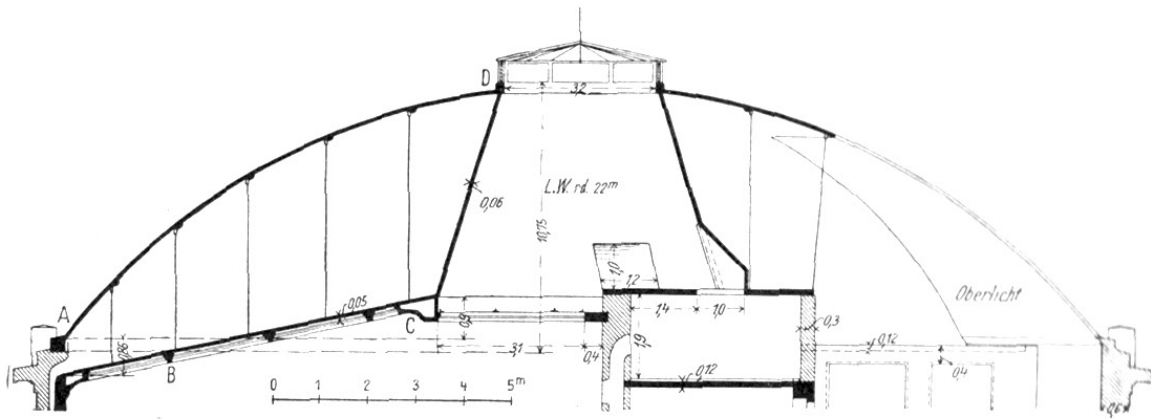


Abb. 471: Anatomie: Kuppeldetails gemäß zeitgenössischer Veröffentlichung (Büsing 1912, S. 677).

# 6.1 Hochbauten

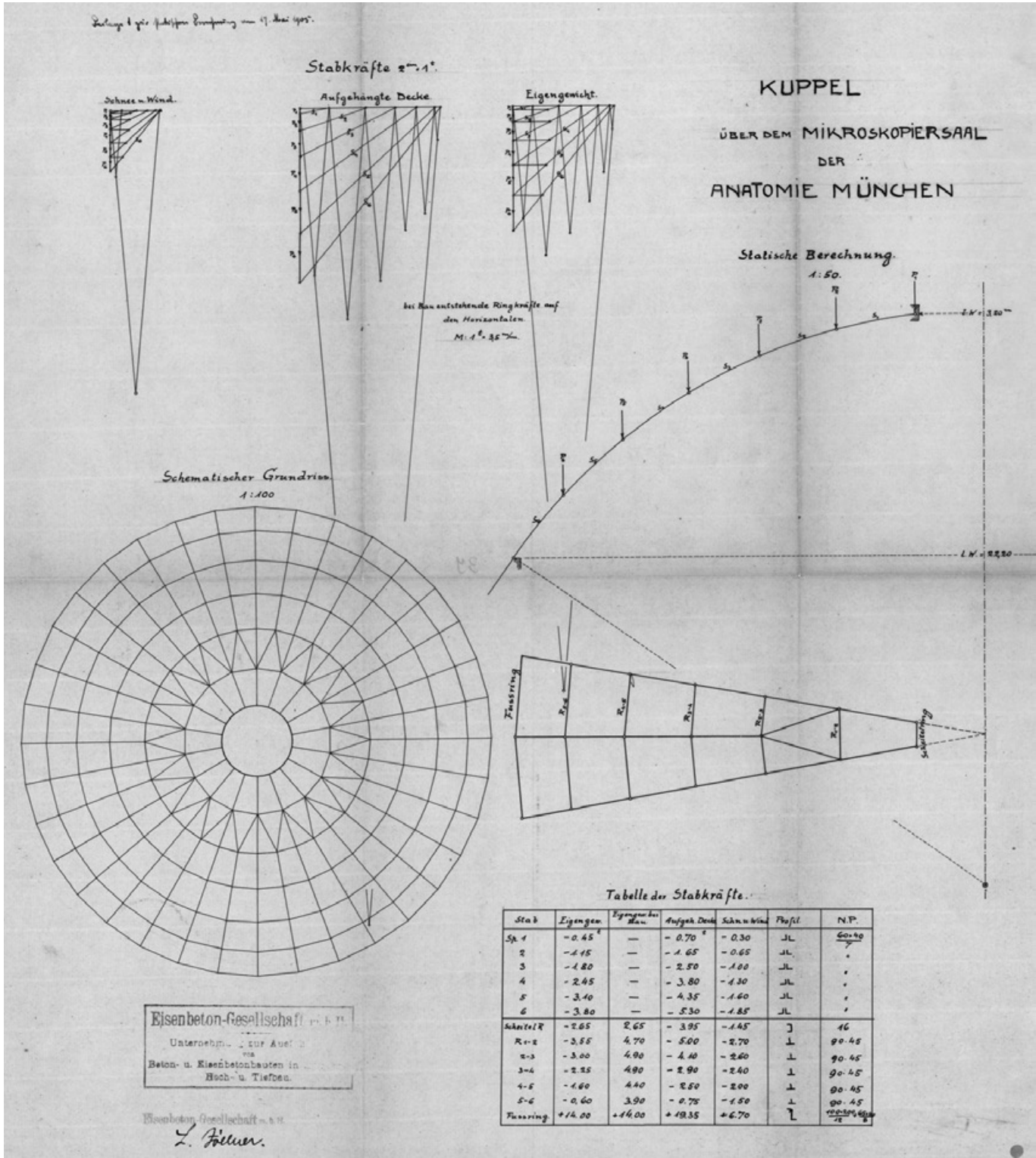


Abb. 472: Graphische Statik der Kuppelkonstruktion, Deutsche Eisenbeton-Gesellschaft m.b.H. 17.05.1905, unterschrieben von Ludwig Zöllner (BSA, Unibauamt, Akt-Nr. 225).

## 34 ehem. Dresdner Bank

Promenadenplatz 7, München	
Ausführungszeit	1906–1907
Bautypus	Sonstige Gebäude
Merkmal	Dachtragwerk Eisenbeton
Bauweise	nach vorläufigen Leitsätzen 1904
Bauherr	Dresdner Bank
Architekt	Max Littmann
Bauunternehmen	Heilmann & Littmann GmbH
Geschoße	1–E+3
Grundfläche	35 x 35 m
Erhaltungszustand	überwiegend erhalten

**Beschreibung:** Es handelt sich um ein zurückhaltend gestaltetes Geschäfts- und Bürogebäude mit neoklassizistischen Fassaden und Eckgiebel. Über dem stark rustizierten Erdgeschoss erheben sich zwei repräsentative Obergeschosse, ehe die Fassaden mit einem zur Gesimszone reduzierten 3. Obergeschoss abschließen. Das Gebäude ist vollständig unterkellert. Die Vierflügelanlage umschließt einen mit einem Glasdach versehenen zweigeschossigen Lichthof, der als Schaltherhalle genutzt wurde. Das Dachtragwerk wurde betoniert.

**Erhaltungszustand:** Insbesondere die Schaltherhalle wurde in den 1960er Jahren nach Plänen des Architekten Josef Wiedemann stark verändert und purifiziert. Die Eisenbetonkonstruktionen sind erhalten.

**Literatur:** SBZ 1908, Nr. 4 und 5, S. 24-35; BAI 1912, S. 324-325; Habel et.al 2009, S. 846; Oelwein 2013, S. 180-182; Megele 1951, S. 21.

**Archivalien:** AM, Reg.-Nr. lit-27.



Abb. 474: Historische Straßenansicht (SBZ, Nr. 4, S. 24, 1908).

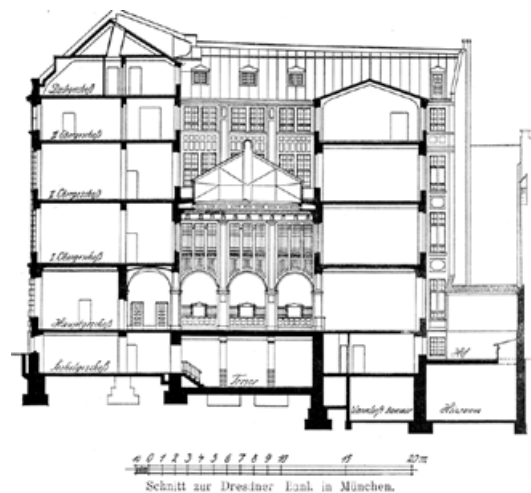


Abb. 473: Schnitt (SBZ, Nr. 5, S. 35, 1908).

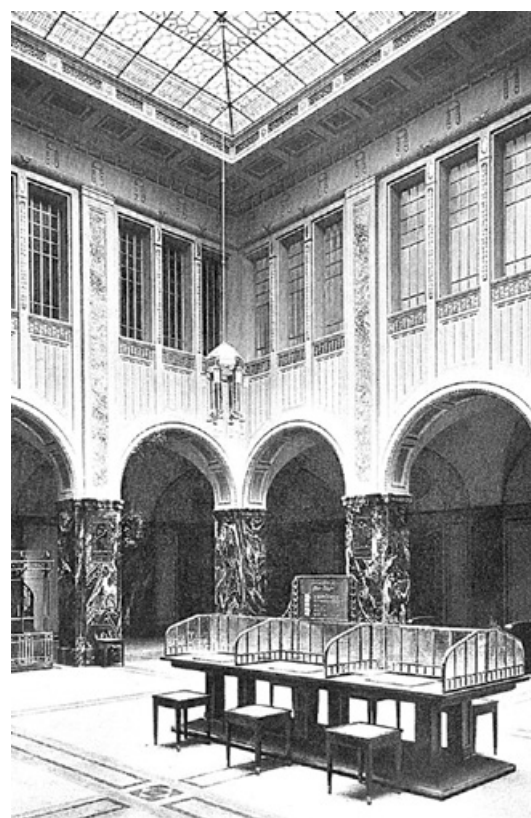


Abb. 475: Schaltherhalle, historische Aufnahme (Oelwein 2013, S. 182).

## 35 Wasserturm Gaswerk Moosach



Abb. 476: Der Wasserturm in Moosach von Nordwesten aus betrachtet (Foto: JR).

Emmy-Noether-Straße 10, München	
Ausführungszeit	1906–1907
Bautypus	Skelett
Merkmal Bauweise	Skelettkonstruktion nach vorläufigen Leitsätzen 1904
Bauherr Architekt Bauunternehmen	Stadt München Hans Ries, Robert Rehlen Dyckerhoff und Widmann
Geschoße Grundfläche Tankvolumen	1–E+5 9 x 9 m 90 bis 120 m <sup>3</sup>
Erhaltungszustand	erhalten

**Beschreibung:** Der Wasserturm war Teil des ehemaligen Gaswerks in Moosach, von dem ansonsten nur noch wenige bauliche Reste überdauert haben. Das Gaswerk wurde 1975 stillgelegt.

Es handelt sich um einen Turm im sogenannten Reduktions- oder Reformstil mit quadratischem Unterbau und oktogonaler Verjüngung sowie Zeltdachabschluss. Das Zeltdach wurde mit einer kleinen Lüftunglaterne versehen und besitzt vier Satteldachgauben. Im untergliederten Oktagon sind in den vier Himmelsrichtungen Zifferblätter eingefügt.

Der Turm besitzt Grundrissabmessungen von 9 x 9 m und ist knapp 40 m hoch. Er ist gegliedert in fünf oberirdische Geschosse und dem Dachgeschoss. Er ist unterkellert. Oberhalb des Kellers wurde das Tragwerk als Skelettkonstruktion ausgeführt. Zwei sich kreuzende Eisenbetonachsen überlagern sich im Grundriss im Abstand von 3,5 m. Die Eckbereiche und die Binnenfelder wurden in Stampfbeton aufgeführt. Die Querschnitte der bewehrten Säulen verjüngt sich nach oben hin. Sie weisen in den unteren Geschossen einen Querschnitt von 60 x 75 cm auf. Die Stützen sind so im Grundriss angeordnet, dass sie über alle Geschosse durchgehend ohne Versatz verlaufen können. Der oktagonale Abschnitt des Turms geht in das Zeltdach über, dessen Tragwerk ebenfalls aus Eisenbetonrippen gebildet wird. Nur die Laterne ist eine Holzkonstruktion. Hier wurden auch zwei Glocken eingebaut.

Die Unterzugdecken sind Teil der genannten Gliederung. Die Decken sind 10 cm dick. Die Unterzüge erreichen Höhen von 35 bis etwa 100 cm (einschließlich Decke).

In dem Turm wurden insgesamt drei Behälter untergebracht. Im Untergeschoss ein Abwasserbehälter, in den Geschossen 4 und 5 je ein Brauchwasserbehälter. Der größte Behälter hatte ein Volumen von 120 Kubikmetern und bestand aus einer zylindrischen Eisenkonstruktion. Sein Durchmesser betrug 5,4 m.

Die Erschließung erfolgte über Holztreppe. Ab dem 4. OG wurden Leitern aus Stahl eingebaut.



Abb. 477: Auf der Westseite bestehen einzelne Schäden, die auf Bewehrungskorrosion zurückzuführen sind (Foto: JR).

**Erhaltungszustand:** Der Wasserturm ist hinsichtlich seiner Konstruktion vollständig erhalten. Er wird jedoch seit den 1970er Jahren nicht mehr genutzt. Die Wasserbehälter wurden ausgebaut.

**Literatur:** Landeshauptstadt München 2013. BAI 1978, 1984.

**Archivalien:** Stadtarchiv München.

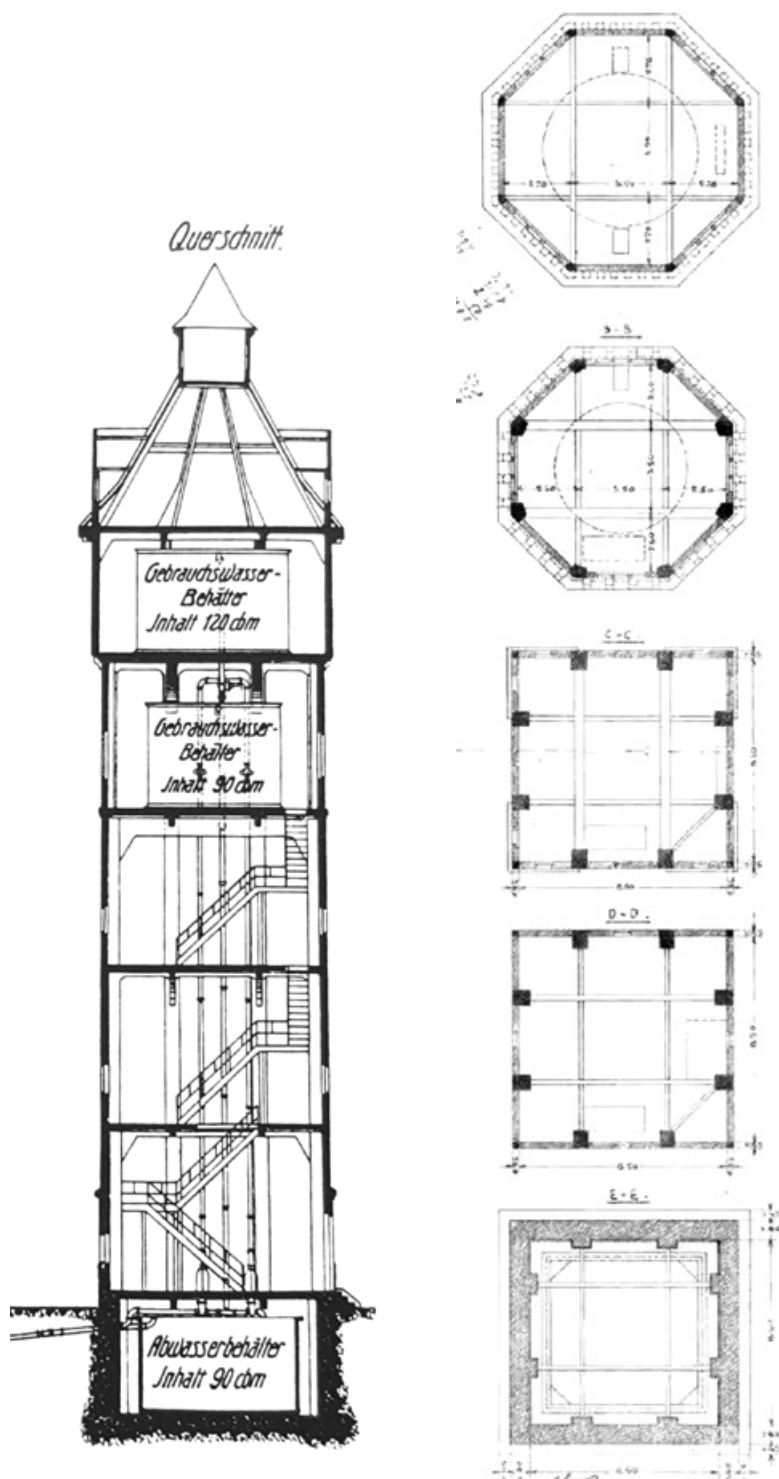


Abb. 479: Schnitt und Grundrisse durch den Wasserturm ohne Maßstab (BAI 1978).



Abb. 478: Das Gaswerk Moosach in einer Luftaufnahme von 1915. Der Wasserturm, hier von Südosten gesehen, war dreiseitig von Gebäuden umgeben (Aus: Landeshauptstadt München 2013, S. 14; ursprüngliche Quelle: Stadtarchiv München).



Abb. 480: Innenansicht unterhalb des oben liegenden Wasserbehälters (Foto: Sandra Glück).



Abb. 481: Blick in die Dachkonstruktion unterhalb der Laterne (Foto: Sandra Glück).



### 36 Schule am Gotzinger Platz



Abb. 482: Gotzinger Schule, Ansicht von Norden (Foto: JR).

Gotzinger Platz 1, München	
Ausführungszeit	1906–1907
Bautypus	Gewölbe
Merkmal Bauweise	Stichkappengewölbe nach vorläufigen Leitsätzen 1904
Bauherr Architekt Bauunternehmen	Stadt München Hans Grässel Eisenbeton-Gesellschaft m.b.H
Geschoße Spannweite Schalendicke Rippendicke	1–E+4 10,86 m 8 cm 35 cm
Erhaltungszustand	überwiegend erhalten



Abb. 484: Innenraum mit dem Gewölbe, heute Lehrerzimmer (Foto: Joram Tutsch).

**Beschreibung:** Das städtische Schulgebäude (heute Maria-Probst-Realschule) wurde als Infrastrukturmaßnahme am Rande der damaligen städtischen Bebauung errichtet. Es besteht aus zwei getrennten, parallel zueinander liegenden Flügeln mit drei bzw. vier Obergeschossen und einem zweigeschossigen Verbindungstrakt, der etwa in der Mitte der Längsflügel angeordnet wurde. In diesem befindet sich die überwölbte Turnhalle. Zum Platz hin entstand der höhere Flügel, dem auf der Westseite ein Uhrenturm mit Zwiebelhaube beige stellt wurde.

Das Gebäude ist ein gemauerter Massivbau in neubarockem Stil mit Kellerwänden aus Stampfbeton. Über dem im Zwischenbau errichteten Turnsaal wurde ein Stichkappengewölbe aus Eisenbeton hergestellt. Gemäß den bauzeitlichen statischen Unterlagen handelt es sich um ein Gewölbe mit 8 cm dicken Schalen zwischen paarweisen Rippen im Zwickelbereich. Diese Rippen besitzen eine Gesamthöhe von bis 35 cm und je 15 cm (planmäßig 30 cm) Breite. In Verlängerung der Rippen wurden betonierte Wandvorlagen mit etwa 80 cm Tiefe und 140 cm Breite realisiert. Diese Vorlagen wurden eigens mit Rundeseisen (Durchmesser 30 mm) und I-Profilen bewehrt. Die Stichkappen wurden planmäßig ebenfalls mit einem Gurtbogen im Anschluss an die aufgehenden Außenwände ausgeführt, der jedoch nicht zur Ausführung kam.

Es sind statische Planunterlagen vorhanden, die aus den Jahren 1904 und 1905 stammen. Der Schulbau wurde wohl bereits 1905 begonnen. In diesen Unterlagen sind auch Korrektur eintragungen der Genehmigungsbehörde enthalten.

**Erhaltungszustand:** Die Schule wurde im 2. Weltkrieg beschädigt. Es sind aber noch drei Joche des Gewölbes vorhanden. In den Jahren 1994 bis 1999 wurde die Schule in einer Generalinstandsetzung überarbeitet.

**Literatur:** Mörsch 1912, S. 251.

**Archivalien:** LBK, Akt-Nr. 07247.

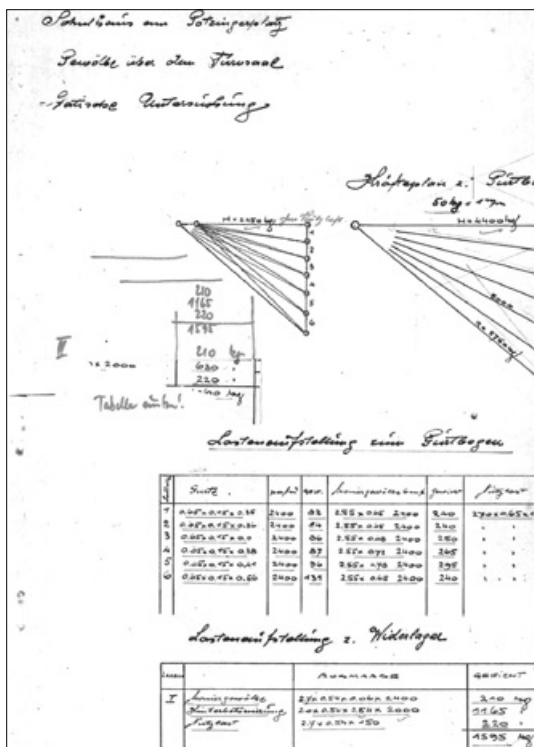


Abb. 483: grafische Statik unter Berücksichtigung der Eigenlasten (LBK, Akt-Nr. 07247).

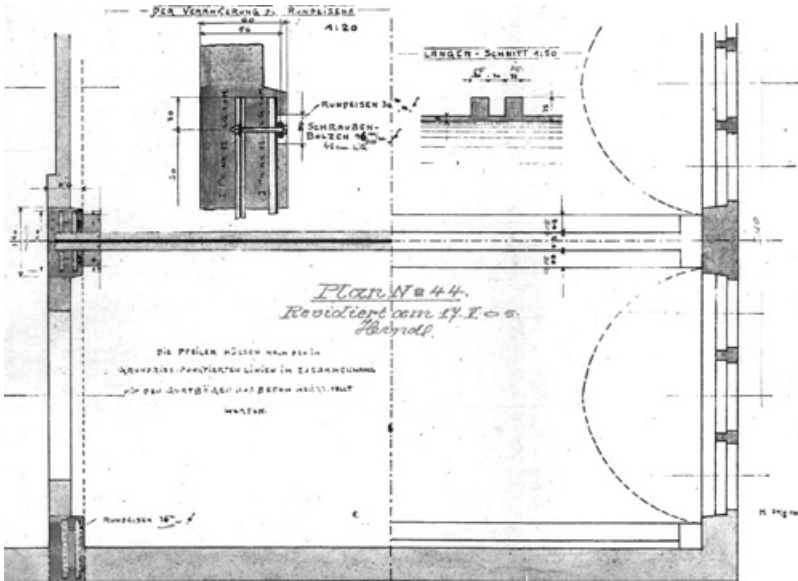


Abb. 487: Der Rohbau der Turnhalle mit dem unter dem hölzernen Satteldach angeordneten Stüchkap-pengewölbe. Die Halle wurde in im Verbindungsbau errichtet (Mörsch 1912, S. 251).

Abb. 485: Ausführungsplanung Grundriss mit Detailangaben zur Ausbildung der Pfeiler und der Rippen (LBK, Akt-Nr. 07247).

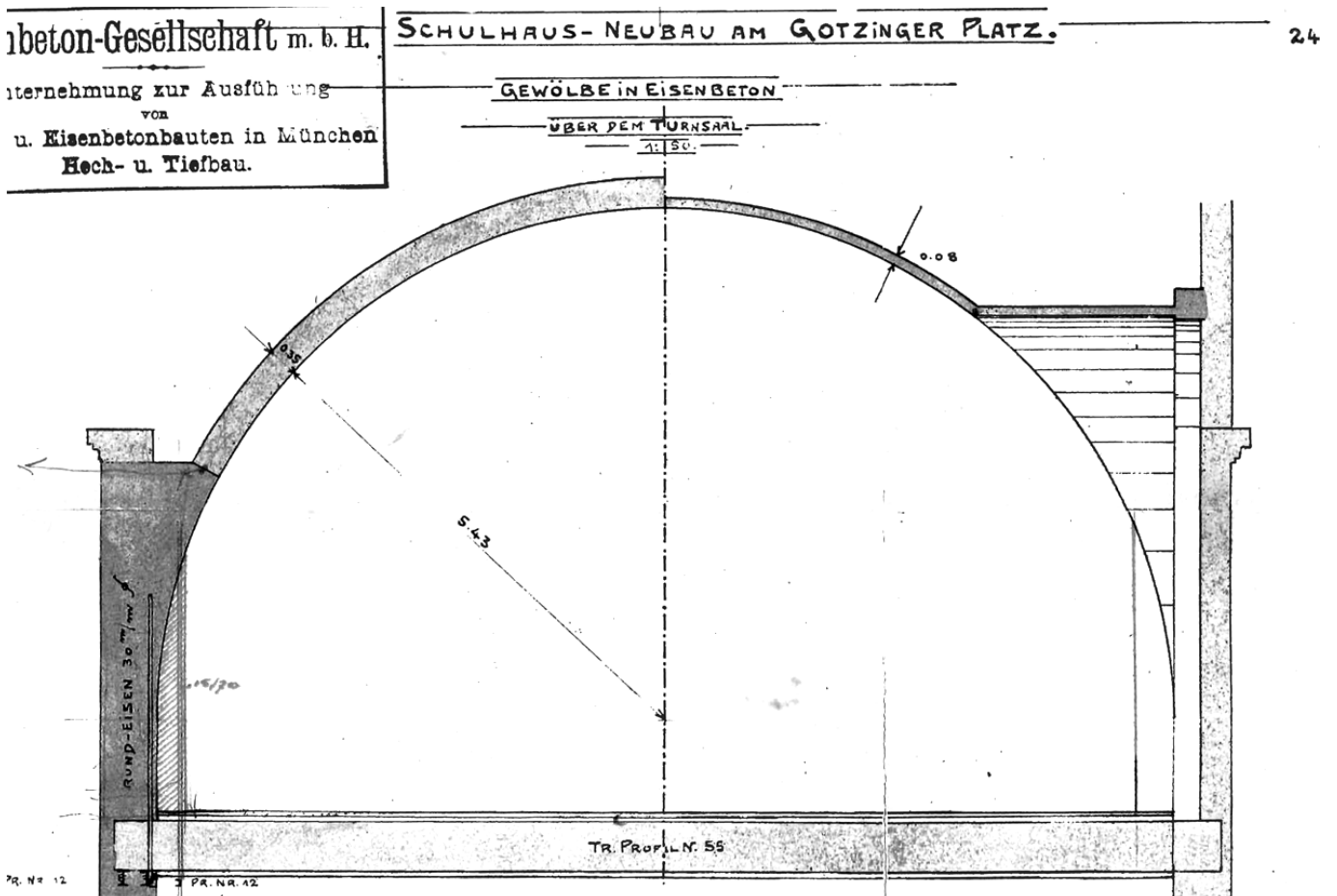


Abb. 486: Querschnitt durch das Gewölbe mit Stüchkappe (rechts) und die Pfeiler mit Rippen zwischen den Kappen (links) mit händischen Eintragungen durch die Genehmigungsbehörde (LBK, Akt-Nr. 07247).

### 37 Erweiterungsbauten der Ludwig–Maximilians–Universität



Abb. 490: Ansicht an der Amalienstraße.  
Historische Aufnahme (AM, Akt-Nr. bes-12-1004).

Geschwister–Scholl–Platz 1, München	
Ausführungszeit	1906–1909 (1907 Kuppel)
Bautypus	Gewölbe, Kuppel, Skelett
Merkmal Bauweise	Decken, Treppen, Hängekuppel, Gewölbe, Dach nach vorläufigen Leitsätzen 1904
Bauherr Architekt	Königreich Bayern Universitätsbauamt: German Bestelmeyer, Bauamt mann Ludwig Ritter von Stempel, Bauleitung Bauamt mann Bach, statische Prüfung Bauamt- mann J. Bosch
Bauunternehmen	Leonhard Moll; Karl Stöhr; Deutsche Eisenbeton- Gesellschaft m.b.H. (Decke Bibliothek)
Geschoße	E+1
Grundfläche	T-förmig: 60 x 105 m (Erweiterungsbau)
Spannweite	18 m (diagonal); Gewölbe 13 m
Kuppelhöhe	8 m; Stichhöhe Gewölbe 6,5 m
Schalendicke	8 – 10 cm (Kuppel)
Erhaltungszustand	überwiegend erhalten

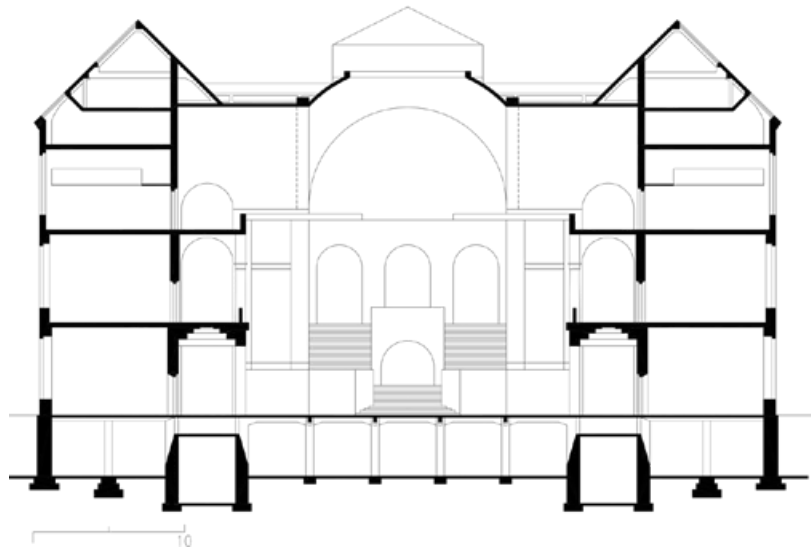


Abb. 488: Schnitt durch die Kuppelhalle M 1:500  
(JR, Vorlage AM bes-12-4).

**Beschreibung:** Die Platzbildung an der Ludwigstraße geht auf den städtebaulichen Entwurf Friedrich von Gärtners zurück, der die mehrflügelige Anlage im italienischen Rundbogenstil konzipierte. Die nach seinen Plänen errichtete Ludwig–Maximilians–Universität nahm im Jahr 1840 ihren Betrieb für 1.500 Studierende auf.

Zur Amalienstraße hin wurde durch German Bestelmeyer der westliche Erweiterungsbau geplant und realisiert. Bestelmeyer war zu der Zeit Mitarbeiter im Universitätsbauamt und konnte sich mit seinem Entwurf durchsetzen. Bestelmeyers Erweiterungsbau nimmt die bestehende Anlage Gärtners und die bereits an der Adalbertstraße erfolgten Erweiterungsbauten auf und spiegelt



Abb. 489: Perspektivischer Schnitt von  
German Bestelmeyer um 1906 (AM, Akt-Nr. bes-12-8).

den Grundriss sozusagen zur Amalienstraße. Es werden zwei Ehrenhöfe gebildet. Die wegen der Straßenführung erforderliche leichte Verdrehung des Grundrisses zur Amalienstraße wird durch die inneren Treppenanlagen zur hohen Kuppelhalle hin aufgenommen. Die Fassadenstruktur Bestelmeyers ist angelehnt an Gärtners Rundbogenfensterfront.

Konstruktiv und entwurfstechnisch bemerkenswert ist das Auditorium Maximum für 800 Zuhörer, das mit einer freitragenden dreiseitig umlaufenden Empore aus Eisenbeton ausgestattet wurde. Das Audimax und die zentrale Kuppelhalle wurden mit Gewölben aus Eisenbeton versehen. Im Audimax wurde ein tonnenförmiges Stichkappengewölbe mit darin eingeschnittenem längsrechteckigem Oberlicht ausgeführt. Die über rechteckigem Grundriss mit Abmessungen von 16,75 x 13 m (das Achsmaß der Arkaden entlang der Umgänge beträgt etwa 4 m) ausgeführte Hängekup-

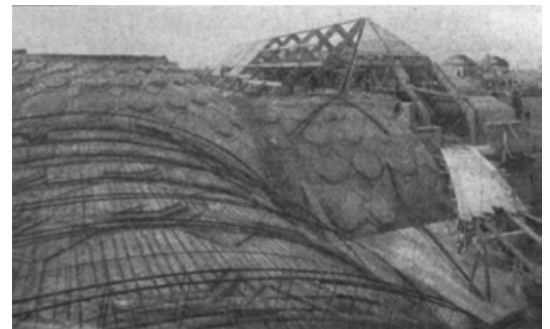


Abb. 493: Historische Aufnahme während der Schal- und Bewehrungsarbeiten der Gewölbe (Bosch in Beton und Eisen 1909, S. 246, Abb. 23).

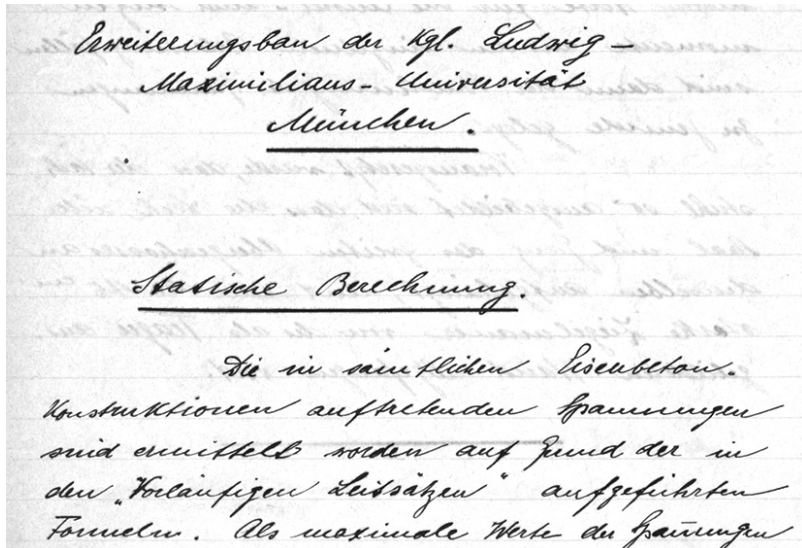


Abb. 491: Auszug aus der Statischen Berechnung von Bauamtman Bosch von 1906, aus der hervorgeht, dass die Berechnungen nach „Vorläufigen Leitsätzen“ erfolgen solle (BSA, Unibauamt, Akt-Nr. 42).

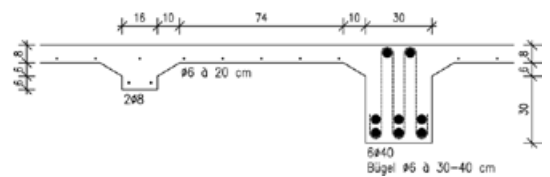


Abb. 496: Bewehrung der Decken (Umzeichnung JR, Vorlage BSA, Unibauamt, Nr. 42).

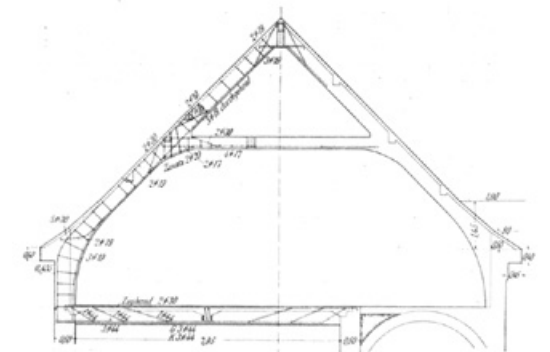


Abb. 495: Bewehrung Dachbinder (Bosch in Beton und Eisen 1909, S. 247).

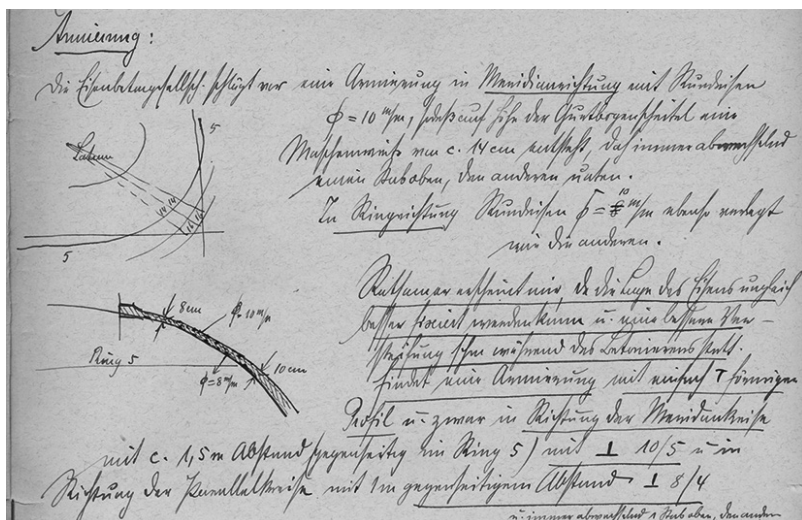


Abb. 492: Auszug aus der Statischen Berechnung mit Angaben zur Bewehrung der Hängekuppel (BSA, Unibauamt, Akt-Nr. 42).

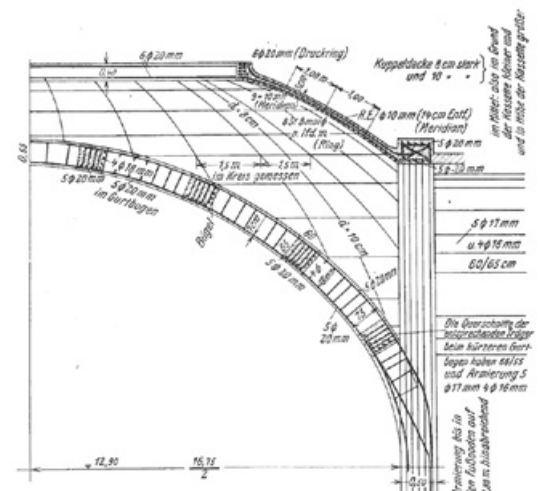


Abb. 494: Bewehrungsplan der Hängekuppel (Dischinger 1928, Abb. 152).

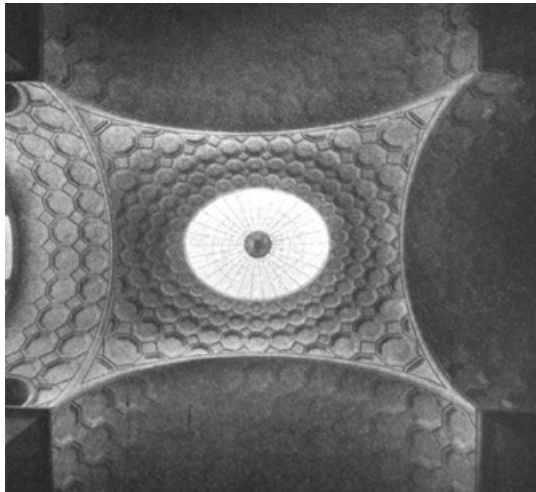


Abb. 497: Gewölbe der Kuppelhalle nach Fertigstellung (Bosch in Beton und Eisen, S. 246, Abb. 22).



Abb. 498: Innenraum im Bereich Kuppelhalle (AM, Akt-Nr. bes-12-1005).

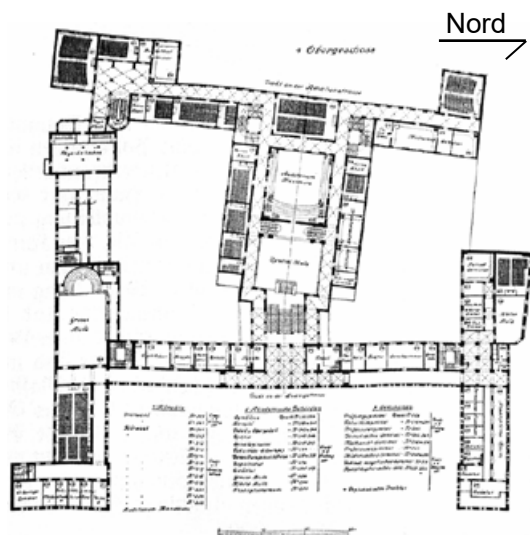


Abb. 499: Gesamtgrundriss (BAI 1912, S. 508).

pel der Halle erhielt seitlich abgehende Quertonnen, jeweils mit Kassettierungen versehen, die hoch in der Kuppel ansetzen. Zusammen mit dem großen Oberlicht der Kuppel erhält der Raum trotz seiner Größe eine gewisse Leichtigkeit. Von der Kuppel liegen statische Planunterlagen vor. Die Schalendicke beträgt demnach 8 bis 10 cm. In Ringrichtung wurden oberseitig Bewehrungen mit einem Durchmesser von 10 mm, unterseitig von 8 mm eingelegt. Zusätzlich wurden ringförmig im Abstand von 1,5 m T-Profile mit Abmessungen von 10 x 5 cm und in Meridianrichtung im Abstand von 1 m T-Profile mit Abmessungen von 8 x 4 cm eingelegt. Für das große Opäum wurde ein bewehrter Druckring hergestellt, der einen Querschnitt von etwa 35 x 40 cm besitzt. Die Quertonnen wurden mit Gurtbögen verstärkt, die einen Querschnitt von etwa 80 x 40 cm aufweisen. Die Gewölbekonstruktion verweist wiederum auf die Kuppel des Armeemuseums bzw. der Anatomie (siehe Ordnungsnummern 21 und 33). Auch alle weiteren Kassetten- und Unterzugdecken, Gewölbe und Arkaden sowie Treppen wurden in Eisenbeton errichtet. Die Gliederung aus Haupt- und Nebenträgern der Decken blieb unterseitig sichtbar. Ein weiterer Raum mit ausladenden Emporenkonstruktionen stellt die große Aula dar. Zudem wurde der Dachstuhl, bestehend aus über 12 m spannenden Pfetten, die auf Querbindern ruhen, und den Dachschrägen in dieser Art hergestellt.

In den Unterlagen finden sich umfangreiche statische Berechnungen und Positions- bzw. Bewehrungspläne. Eine Vorstatik erarbeitete ein Mitarbeiter des Universitätsbauamts mit Namen Bosch, der auch sämtliche eingereichte Unterlagen der ausführenden Firmen prüfte. Er merkt in seiner Vorstatik an, dass die vorläufigen Leitsätze als Grundlage der Berechnungen dienen sollten. Die Unternehmung Leonhard Moll, die den größten Teil der Eisenbetonarbeiten ausführte, hat jedoch zunächst Unterlagen vorgelegt, aus denen hervorgeht, dass sie nach System Hennebique Flacheisenbügel zur Ausführung bringen möchte (Positionsplan für eine Kassettendecke im Nordflügel und eine statische Berechnung für „Decken und Säulen in Eisenbeton nach System Hennebique“. In Positionsplänen vom August 1907 sind die Bügel durchgängig als Rundstäbe mit 6 mm Durchmesser angegeben.

**Erhaltungszustand:** Die originalen Eisenbetonkonstruktionen sind weitgehend erhalten. Insbesondere das Auditorium Maximum wurde im Zweiten Weltkrieg nicht beschädigt und konnte sofort wieder genutzt werden.

**Literatur:** BAI 1912, S. 508-511; Mecenseffy 1911, S. 75 und 107; Bosch 1909, S. 246-248; Dischinger 1928, S. 292-293; Habel et.al 2009, S. 272-279; SBZ 1910, Nr. 29.

**Archivalien:** BSA, Unibauamt, Akt-Nr. 42; AM, Reg.-Nr. bes-12.

## 38 Wasserkraftwerk 1

Zentralländstr. 41, München	
Ausführungszeit	1906–1908 (Rohbau 1907)
Bautypus	Sonstige Gebäude
Merkmal Bauweise	Decken nach vorläufigen Leitsätzen 1904 (als Monierdecken ausgewiesen) bzw. System Kalb
Bauherr Architekt	Stadt München August Blössner
Geschoße	3
Grundfläche	36 x 17 m
Spannweite	8 m
Erhaltungszustand	erhalten

**Beschreibung:** Das erste städtische Elektrizitätswerk wurde als Walmdachbau mit symmetrischer Fassadengliederung errichtet. Auf der Oberstromseite wurde es mit einem Geschoss, auf der Unterstromseite mit zwei Geschossen ausgeführt. Der Entwurf stand unter dem Einfluss des Jugendstils, wobei das Ergebnis einen nüchtern ländlichen Charakter aufweist.

Es handelt sich um einen verputzten Stampfbetonbau. Der Turbinenraum ist fast 33 m lang, 8 m breit und 9 m hoch. Die Betondecke über der Turbinenhalle wurde gemäß Eingabeplan im System Monier mit 8 cm Dicke ausgeführt. Auch alle Fensterstürze wurden aus bewehrtem Beton hergestellt. Die Decken im dreigeschossigen Teil des Gebäudes wurden mit 20 cm dicken Decken nach System Kalb ausgeführt. Das Gebäude wurde in Zusammenhang mit der Anlage des Isarkanals errichtet, in dessen Zuge auch zumindest eine Brücke nahe der Großhesseloher Brücke aus Eisenbeton entstand und die Dücker am Auermühlbach.

Das Dachtragwerk besteht aus einer Eisenkonstruktion mit harter Bedachung.

**Erhaltungszustand:** Das Kraftwerk ist bis heute in Betrieb und wurde nicht wesentlich verändert. Zwischen 2010 und 2012 wurde eine Betonsanierung durchgeführt, die von dem Ingenieurbüro Kupfer geplant wurde.

**Literatur:** Bosch 1910, S. 5-10.; Chevalley et.al 2004, S. 696.

**Archivalien:** LBK, Akt.-Nr. 151701.



Abb. 500: Turbinengebäude 2018 (Foto: JR).



Abb. 501: Historische Ansicht (Chevalley et.al 2004, S. 696).

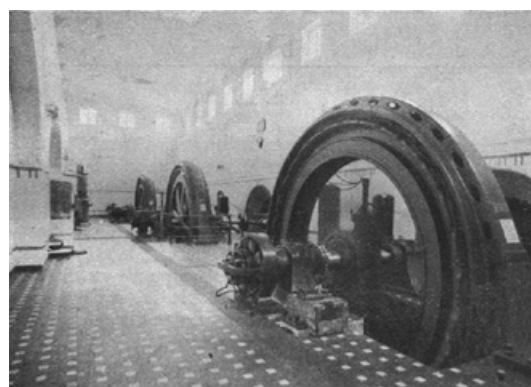


Abb. 502: Historische Aufnahme des Turbinenraums (Bosch 1910, Abb. 15, S. 7).

## 39 Ehemalige Papierfabrik



Abb. 505: Ansicht nach Abbruch der Gebäude an der Goethestraße (Foto: JR).

Goethestr. 34, München	
Ausführungszeit	1907–1909 (Rohbau 1907)
Bautypus	Skelett
Merkmal Bauweise	Skelettkonstruktion, Treppen, Dach nach vorläufigen Leitsätzen 1904
Bauherr Architekt	Papierhandlung Tillmann und Witz Imre Könyves
Geschoße Grundfläche Stützweite	1–E+3+DG 11 m tief, Mehrflügelanl. 5,2 – 7 m
Erhaltungszustand	erhalten

**Beschreibung:** Das schmucklose Lagergebäude ist unterkellert und bis in das Dachgeschoss ausgebaut. An das Hauptgebäude wurden zwei Flügel für die Vertikalerschließung angesetzt. In einem davon sind außerdem Büroräume vorhanden.

Gemäß den im Archiv vorgefundenen Planunterlagen wurde zunächst ein gemauertes Gebäude mit Eisenträgerdecken geplant. Aus der nachträglich eingereichten Tekturzeichnung von 1909 geht die Änderung der Planung hervor. Die Pläne sind mit Angaben zu Anzahl und Durchmesser der erforderlichen Bewehrungsstäbe versehen. Die Unterzugdecken wurden in allen Geschossen ausgeführt. Die längs und quer verlaufenden Unterzüge weisen im Kellergeschoss die gleichen Querschnitte auf. In den weiteren Geschossen wurde der längsverlaufende Unterzug kräftiger dimensioniert als die Querträger, die in die Kommunwand bzw. in einem weiteren Unterzug in der Fassadenfront einbinden. Diese Nebenträger wurden einmal in der Achse der Stützen und einmal mittig zwischen zwei Stützen zur Ausführung gebracht. Die Verkehrslasten wurden mit 300 bis 650 kg/m<sup>2</sup> angesetzt.

Im Dachgeschoss wurden in der Dachebene von der rückwärtigen Kommunwand zur Hoffassade bügelartige Binder aus Eisenbeton ausgeführt. Die Felder zwischen den Bindern wurden mit Flachdecken aus Eisenbeton versehen, in die Dachgauben, ebenfalls in Eisenbeton, eingeschnitten wurden. Das Hauptgebäude ist in zwei Längsachsen mit mittiger Stützenstellung gegliedert. Die Querschnitte der Stützen verjüngen sich vom Keller bis ins Dachgeschoss von 60 x 60 auf 25 x 25 cm. Die Spannweite der Unterzüge beträgt 5,15 m in Längs- und Querrichtung. Das Gebäude besitzt eine Höhe über Gelände von fast 19 m. Der westliche Querflügel wurde ohne Stützen ausgeführt. Die Unterzugsdecken spannen über 7 m von Außenwand zu Außenwand.

Der Architekt Könyves ist im Zusammenhang mit der Verwendung von Eisenbeton in München sonst nicht aufgetreten. Leider konnte auch die ausführende Firma nicht ermittelt werden.

**Erhaltungszustand:** Die Betonkonstruktionen sind erhalten.

**Archivalien:** LBK (Positionspläne).

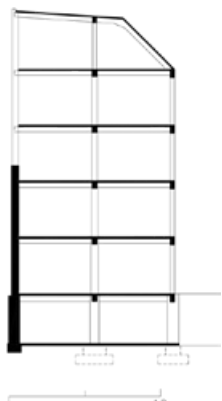


Abb. 503: Schnitt M 1:500 (JR, Vorlage LBK, Positionspläne).



Abb. 504: Arbeitsplätze im Dachgeschoss (Foto: Burkhard Körner).

## 40 Verbindungshaus Isaria

Karl-Theodor-Str. 19, München	
Ausführungszeit	1907
Bautypus	Sonstige Gebäude
Merkmal Bauweise	Kassettendecken System unbekannt
Bauherr Architekt	Verbindung Corps Isaria e.V. German Bestelmeyer
Geschoße Grundfläche	1-E+1+DG 19 x 13 m
Erhaltungszustand	erhalten

**Beschreibung:** Das neuklassizistische Gebäude wurde mit einem Erd- und einem Obergeschoss sowie einem ausgebauten Mansarddach ausgeführt. Das Gebäude ist vollständig unterkellert. Es bildet mit dem Gebäude Siegfriedstraße 27 eine Gruppe. Die kassettierten Geschossdecken wurden sichtbar belassen.

**Erhaltungszustand:** Das Gebäude sollte schon in den 1970er Jahren abgerissen werden, wurde jedoch unter Denkmalschutz gestellt. Um 2009 wurden umfassende Instandhaltungsmaßnahmen an den Fassaden zur Ausführung gebracht, die eng mit den Fachbehörden des Denkmalschutzes abgestimmt wurden. Die historischen Bausysteme und Fassadengliederung sind noch vollständig vorhanden, so auch die originalen Decken. Es sind keine Planunterlagen aus der Zeit der Errichtung im Archiv der LBK vorhanden.

**Archivalien:** LBK, Akten-Nr. 264460 (zum Denkmalschutz).



Abb. 506: Gartenansicht des Gebäudes (Foto: JR).



## 41 Gerberblock



Abb. 508: Aktuelle Straßenansicht (Foto: JR).

Angertorstr. 2; Blumenstr. 31, München	
Ausführungszeit	1907–1908 (Rohbau Angertor 1907); 1912–1913 (Blumenstraße)
Bautypus	Skelett
Merkmal Bauweise	Skelettkonstruktion, Decken, Dach nach vorläufigen Leitsätzen 1904
Bauherr Architekt Bauunternehmen	Buchdruckerei Karl Gerber GmbH Gebr. Rank Gebr. Rank
Geschoße Stützweite Grundfläche	1–E+4+DG 6 m 50 x 45 m
Erhaltungszustand	weitgehend erhalten

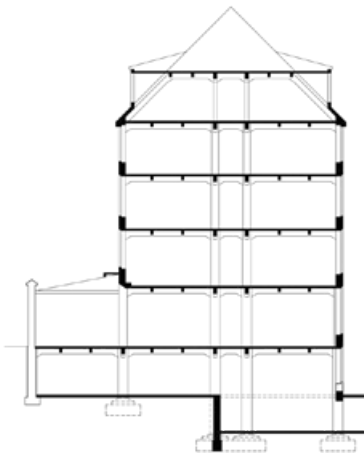


Abb. 507: Schnitt Angertorstraße M 1:500 (JR, Vorlage LBK Akt-Nr. 6735).

**Beschreibung:** Zunächst wurde der Gebäudeabschnitt in der Angertorstraße mit einer 30 m breiten Straßenfront und 45 m tiefem Bau realisiert. Später wurde das noch markantere Eckgebäude an der Blumenstraße errichtet. Das Wohn- und Geschäftshaus besitzt im Erdgeschoss eine bis in die Blumenstraße umlaufend konzipierte Laden- und Lagerzone mit unterschiedlich breiten Arkadenstellungen und Durchfahrten. Insgesamt sind die Fassaden in jugendstilhaften Formen entworfen, wobei lokale Bautraditionen aufgenommen wurden. Über einem durchgehenden Gesimsband wurden in der gegliederten Fassade drei bis vier Obergeschosse aufgeführt. An der Straßenecke wurde ein polygonaler Eckerker über drei Geschosse realisiert, dessen teilweise geschossübergreifende Fensterpfeiler offenbar auch aus Eisenbeton hergestellt wurden. In der Angertorstraße sind die Fensteröffnungen zwischen leicht vorspringenden Pilasterstellungen integriert. Darüber löst sich die Fassade in halbe und ganze Quergiebel auf. Dazwischen wurden Balkone eingesetzt. Dagegen bleibt die Fassade in der Blumenstraße kompakter. Das 4. Obergeschoss wird hier teilweise in einer Mansarde untergebracht. Der eigenständigere, durch vorspringende Flacherker gefasste Block in der Blumenstraße ist nochmals etwas höher und schließt mit einem durchgehenden Dachgesims.

Die Erdgeschosszone wurde in betonsichtigem, steinmetzmäßig bearbeitetem Stampfbeton gehalten. Das Gebäude ist vollständig unterkellert. Alle Stützen, die Unterzugdecken der Geschosse und die Dachtragwerke wurden in Eisenbeton hergestellt. Dabei wurden entsprechend der Nutzung als Druckerei Verkehrslasten von bis zu 1.200 kg/m<sup>2</sup> angesetzt. Ob sich die Bauunternehmung Gebr. Rank beim ersten Bauabschnitt des Gerberblocks in der Angertorstraße noch teilweise am System Hennebique orientierte (vgl. Augustenstr. 54, Ordnungsnummer 40), ist nicht bekannt. Die im Archiv vorgefundenen statischen Pläne deuten darauf hin, dass bereits nach den Bestimmungen von 1907 gearbeitet



Abb. 509: Ansicht von der Blumenstraße (Habel 2009, S. 124).



Abb. 510: Historische Ansicht des ersten Bauabschnitts in der Angertorstraße (Basiner 2012, S. 155).

wurde. Hier sind sehr differenzierte Stabdurchmesser von etwa 14 bis 26 mm für die Tragbewehrung eingetragen. Der Begriff Hennebique taucht in den Plänen nicht auf. Für die Kellerdecken erwähnt Emperger im Handburch für Eisenbetonbau von 1915 auch die Verwendung von Visintin-Trägern, wie sie die Bauunternehmung Gebr. Rank auch bei anderen Vorhaben zum Einsatz brachte.

**Erhaltungszustand:** Um 1950 wurden die im Krieg beschädigten Dachtragwerke erneuert. 1959 wurde ein Lastenaufzug eingebaut. Die Eisenbetonkonstruktionen sind erhalten.

**Literatur:** BAI 1912, S. 330; Handbuch für Eisenbetonbau 1915, S. 598-599; Basiner 2012, S. 154-155; Habel et.al 2009, S. 124; Megele 1951, S. 68

**Archivalien:** LBK, Akt-Nr. 6735.

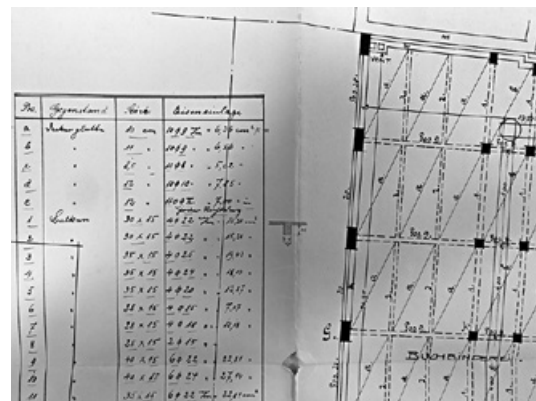


Abb. 512: Ausschnitt aus einem Positionsplan des 3. Obergeschosses mit Auflistung der Deckenstärken und Bewehrungsmengen (LBK Akt-Nr. 6735).

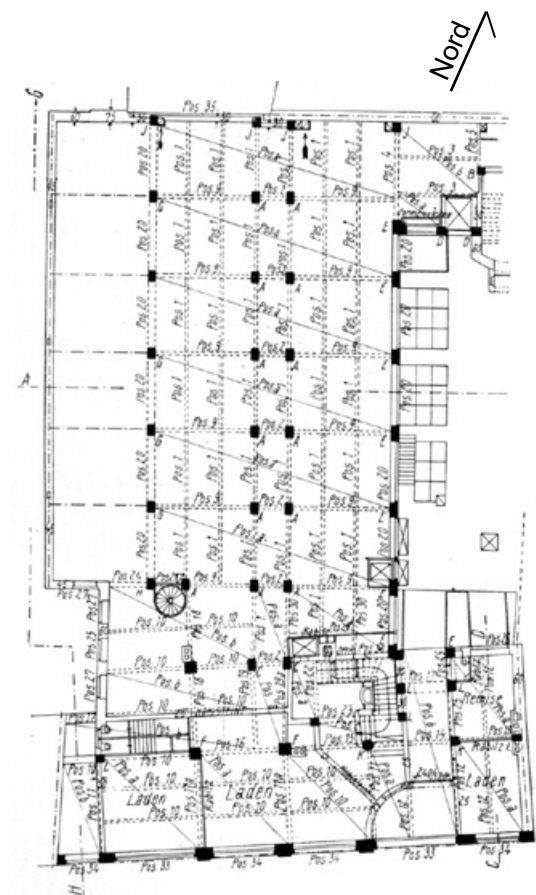


Abb. 511: Grundriss erster Bauabschnitt (Emperger 1915, S. 598, Abb. 166).

## 42 Haus Pronath

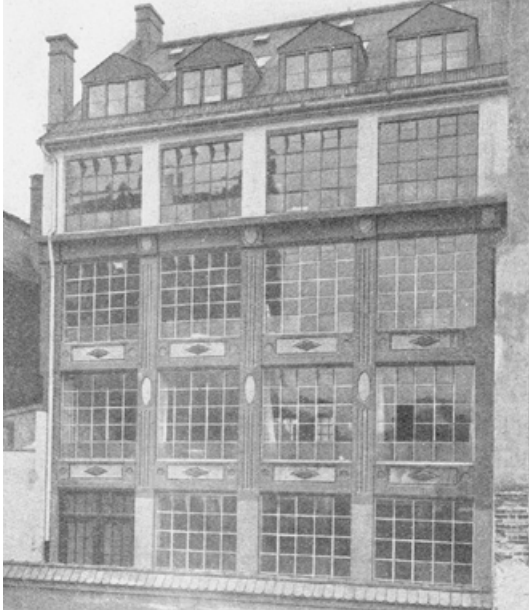


Abb. 513: Rückansicht (SBZ 1908, S. 196).

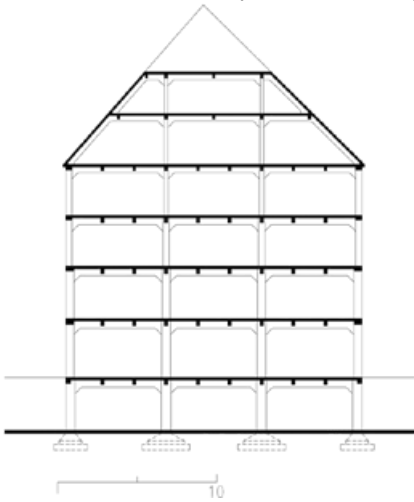


Abb. 514: Schnitt Rückgebäude M 1:500 (JR, eigenes Aufmaß).



Abb. 515: Innenraum im Rückgebäude (Foto: JR).

Augustenstr. 54, München	
Ausführungszeit	1907–1909 (Rohbau 1907)
Bautypus	Skelett
Merkmal	Skelettkonstruktion, Dach, Kassettendecken, Balkone
Bauweise	nach vorläufigen Leitsätzen 1904 (Anleihen System Hennebique)
Bauherr	Gebr. Rank
Architekt	Franz Rank
Bauunternehmen	Gebr. Rank
Geschoße	1–E+4+DG
Stützweite	6 m
Grundfläche	12,3 x 53 m; 12,3 x 19 m (Rückgeb.)
Erhaltungszustand	überwiegend erhalten

**Beschreibung:** Das Gebäude wurde kurze Zeit nach seiner Fertigstellung an den Pelzhändler Pronath verkauft, dem es seinen Namen verdankt. Das Gebäude besteht aus dem Vorder-, dem eingezogenen Mittel- und dem skelettartig aufgelösten Rückgebäude. Die Anlage wurde auf einer 12,3 m breiten Parzelle errichtet und präsentiert sich zur Straße mit einer durch Flacherker, Balkone und einem Dachhaus gegliederten und im sog. Reformstil ornamentierten Fassade über fünf Vollgeschosse. Das 1. Obergeschoss und das Ladengeschoss des Vordergebäudes verfügen über großzügige Öffnungen zwischen Eisenbetonpfeilern. Insgesamt wurden vier Obergeschosse und ein ausgebautes Dachgeschoss errichtet. Alle Decken einschließlich der Balkone, die Dachschrägen sowie die Treppenanlagen bestehen ebenso aus Eisenbeton. Die Decken sind teilweise repräsentativ kassettiert. Im 1. Obergeschoss war in den ersten Jahrzehnten ein Café untergebracht. Im Innenhof und an Durchgängen sind Sichtbetonflächen vorhanden, die steinmetzmäßig bearbeitet wurden. Dabei wurden sogar Setz- und Stoßfugen mit einer sog. Fläche nachgebildet bzw. imitiert.

Das Rückgebäude wurde als Lager bzw. Druckerei konzipiert mit planmäßigen Traglasten von bis zu 800 kg/m<sup>2</sup>. Die tragende Konstruktion besteht hier durchgehend aus einem Eisenbetonskelett. Das Stützenraster beträgt 6 m in Längs- und Querrichtung. Die zwei zentralen Binnenstützen gliedern das Gebäude in zwei Längsachsen und vier Querzonen. Die Stützen besitzen im Querschnitt Abmessungen von 75 auf 75 cm im Kellergeschoss und verjüngen sich bis in das Dachgeschoss auf 23 mal 23 cm. Die Decken wurden als Unterzugsdecken hergestellt, die optisch genau am System Hennebique orientiert sind. Die Kanten von Pfeilern und Unterzügen sind aufwendig mit schalungstechnisch hergestellten, abgeschrägten Ecken oder einer Rundung versehen. Alle Betonoberflächen sind auf Sicht gehalten, wurden nicht nachbearbeitet und lediglich weiß gefasst. Die Gesamthöhe der

Anlage beträgt ca. 22,5 m. Alle Gebäudeabschnitte sind unterkellert. Anhand von Schäden an der Hofdurchfahrt konnte hier die Bewehrung eingesehen werden. Als Bügel wurden zumindest in diesem Bereich Flacheisen verwendet.

Bemerkenswert ist, dass bei der Fassadengestaltung des Rückgebäudes die Skelettstruktur mittels großer Fensteröffnungen an der Fassade visualisiert wurde und so der industrielle Charakter ablesbar wurde (vgl. Lindwurmhof, Ordnungsnummer 69).

**Erhaltungszustand:** Die Eisenbetonkonstruktionen sind vollständig erhalten. Am Vordergebäude wurden durch den Zweiten Weltkrieg Beschädigungen am Dach verursacht. Dieses wurde anschließend zusammen mit dem Dachhaus in vereinfachter Weise wieder hergestellt.

**Literatur:** SBZ 1908, S. 193; Mecensseffy 1911, S. 17 und 163; Handbuch für Eisenbetonbau 1915, S. 583-584; Dartsch 1984, S. 28; Habel et.al 2009, S. 107-108; Basiner 2012, S. 103-106; Rüdiger 2015.

**Archivalien:** LBK, Akt-Nr. 05716.

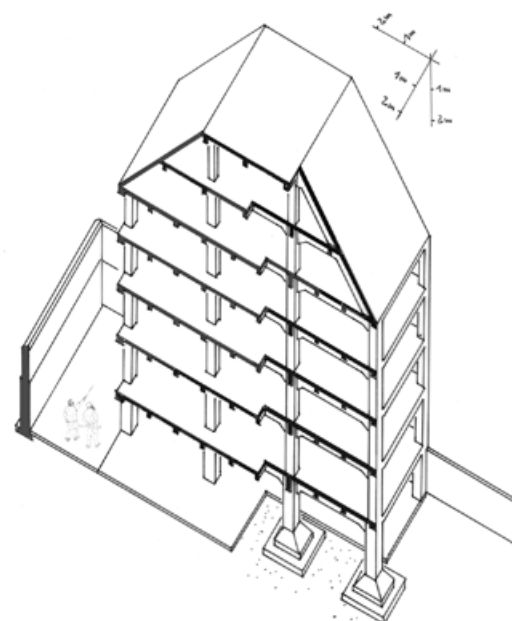


Abb. 516: Isometrie des Rückgebäudes (JR).

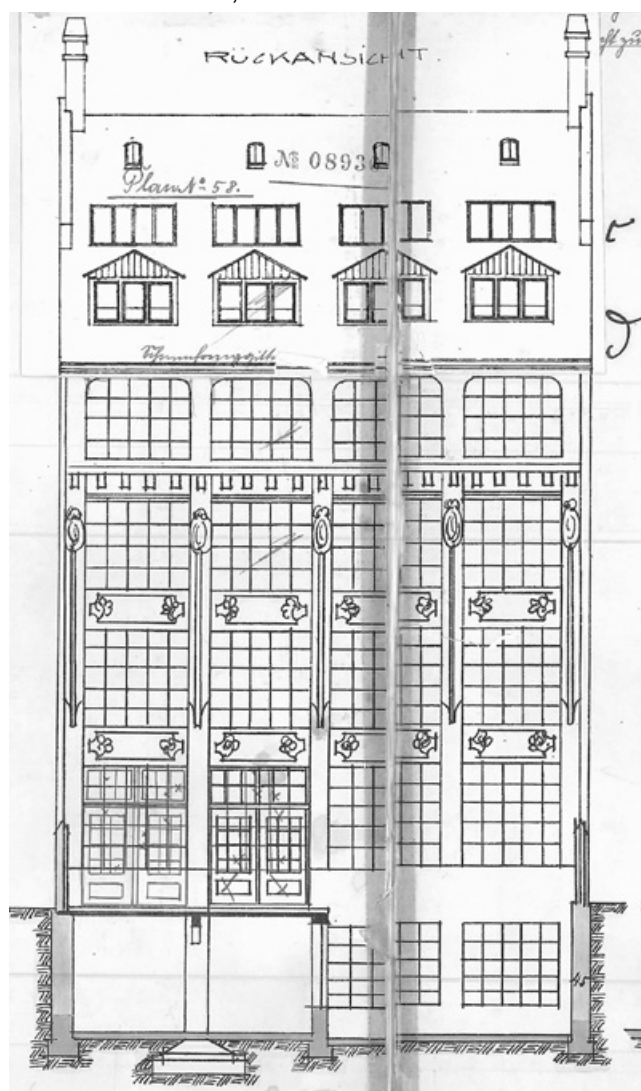


Abb. 517: Baugenehmigungsplan: Ansicht Rückgebäude, Gebr. Rank (LBK, Akt-Nr. 05716).



Abb. 518: Straßenansicht (Foto: JR).

### 43 Halle III der Messe München (heute Verkehrszentrum, dt. Museum)



Abb. 522: Halle in der Ansicht (Foto: JR).

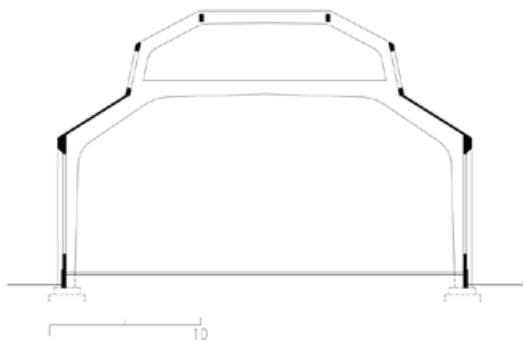


Abb. 519: Querschnitt M 1:500 (JR, Vorl. DBZ 1908).



Abb. 520: Innenraum nach Fertigstellung  
(Chevalley 2004, S. 633).

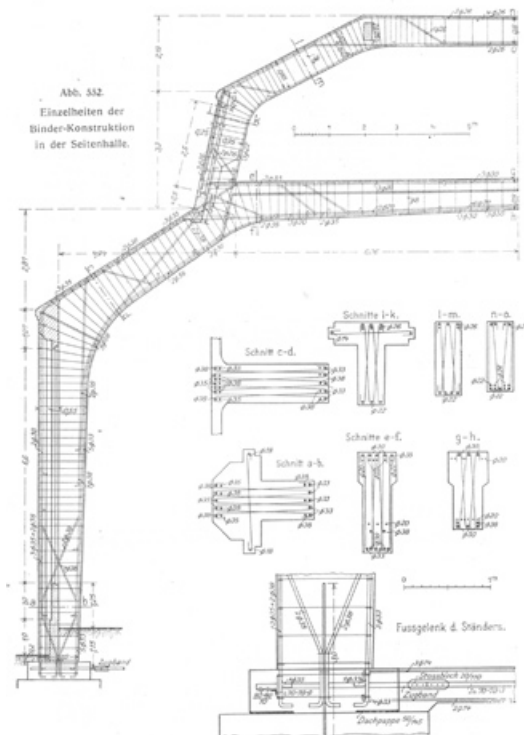


Abb. 521: Bewehrungsplan (Büsing 1912, S. 709).

Am Bavariapark 5, Theresienhöhe, München	
Ausführungszeit	1907–1908 (Rohbau 1907)
Bautypus	Binder
Merkmal Bauweise	Bindertragwerk, Dach nach vorläufigen Bestimmungen 1907
Bauherr Architekt Bauunternehmen	Stadt München Wilhelm Betsch Dyckerhoff & Widmann
Geschoße Spannweite Hallenlänge	E 26 m 104 m
Erhaltungszustand	erhalten

**Beschreibung:** In den Hallenbauwerken der ehemaligen Messe in München wurde nach Instandsetzung inzwischen das Verkehrszentrum des Deutschen Museums untergebracht. In der äußeren Erscheinung wurden die Bauwerke in zurückhaltendem Reformstil entworfen.

Das Rahmentragwerk der Halle III wurde vollständig aus Eisenbeton errichtet. Die Betonoberflächen wurden nicht verputzt, sondern nach Ausschalung steinmetzmäßig mit einem Randschlag und gestockten Binnenflächen überarbeitet. Die Halle war zum Zeitpunkt ihrer Errichtung mit 26 m Spannweite die größte ihrer Art und wurde vielfach veröffentlicht. Es liegen Bewehrungspläne vor. Die Halle setzt sich aus den charakteristisch verkröpften Zweigelenkbindern zusammen, die in Abständen von etwa 7 m errichtet wurden. Die Form dieser Binder zeichnet die äußere Gestalt mit eingezogenem Oberlichtband nach. In der Mitte der Halle wurde ein annähernd quadratischer Raum eingefügt, der überhöht und mit einer Laterne bekrönt wurde. Dieser Raum wird von vier diagonal über Eck gestellten Binderpfeilern gebildet, die in einem rechteckigen Druckring enden.

**Erhaltungszustand:** Die originale Eisenbetonkonstruktion ist vollständig erhalten.

**Literatur:** Büsing et.al 1912, S. 707-709.; DBZ 1908, S. 669-690; DBZ 1910, S. 162; Mecenseffy 1911, S. 35; BAI 1912, S. 724-731; Chevalley et.al 2004, S. 630-633; Stegmann 2014.

**Archivalien:** Bauref., Akt-Nr. 221f; DM.

## 44 Geschäftshaus Einhorn

Paul–Heyse–Str. 10 (früher Nr. 6), München	
Ausführungszeit	1907–1908 (Rohbau 1907)
Bautypus	Sonstige Gebäude
Merkmal Bauweise	Treppe System unbekannt (nach Chevalley 2004 Eisenbetonskelettbau)
Bauherr Architekt	J. Einhorn & Co. Hönig und Söldner
Geschoße Grundfläche	1–E+4(+DG) 30 x 22 m
Erhaltungszustand	verändert

**Beschreibung:** Das traufständig zur Straße errichtete Gebäude ist 22 m tief und nahm eine Baulücke von 30 m Breite ein. Die verputzten Fassaden wurden sehr zurückhaltend in einem klassizierenden Stil gestaltet. Dennoch verleiht die Gliederung dem Gebäude eine gewisse Monumentalität. Es wurde als Lagergebäude genutzt. Der im Hof angegliederte Flügelbau enthielt die Büros und Nebenräume. Der Hauptbau gliedert sich in sechs Zonen mit Arkadenstellungen im Erdgeschoss. In den vier Obergeschossen sind die Fenster der mittleren vier Zonen zu Gruppen zusammengezogen. Die Fassade gliedert sich in das Sockelgeschoss mit abschließendem Gesimsband, die ersten drei Obergeschosse mit durchgehenden Pilastern und wiederum abschließendem Konsolgesims und das etwas niedrigere 4. Obergeschoss. Die linke und rechte Zone der Fassade wurde geschlossener gestaltet mit einem geringeren Fensteranteil. Das 1. Dachgeschoss war ausgebaut. In das steile Satteldach wurden hier Gauben eingesetzt. Das Gebäude und der Hof sind vollständig unterkellert.

Es findet sich kein eindeutiger Hinweis auf die Verwendung von Eisenbeton. Wahrscheinlich ist, dass Eisenträger einbetoniert wurden. Dies legen die verfügbaren Entwurfszeichnungen nahe. Die Spannweiten der Skelettkonstruktion betragen bis zu 6,5 m. Das Gebäude wurde in sechs Zonen und drei Achsen aufgeteilt. Für den Transport der Waren wurden auch mehrere Aufzüge eingebaut. Aus der Literatur geht hervor, dass die zentrale Treppenanlage aus bewehrtem Beton errichtet wurde.

**Erhaltungszustand:** Ob die originalen Treppen erhalten sind, ist nicht gesichert. Das Satteldach wurde rezent abgenommen und ein Flachdach aufgesetzt. Inzwischen wird das Gebäude als Hotel genutzt.

**Literatur:** SBZ 1908, S. 369-371; DBZ 1910, S. 440-443; BAI 1912, S. 318; Megele 1951, S. 68; Chevalley et.al 2004, S. 485.



Abb. 523: Historische Aufnahme der Straßenfront (DBZ 1910, S. 440).



Abb. 524: Straßenansicht heute (Foto:JR).



Abb. 525: Schnitt (SBZ 1908, S. 271).

## 45 Turnhalle des Männerturnvereins (MTV)

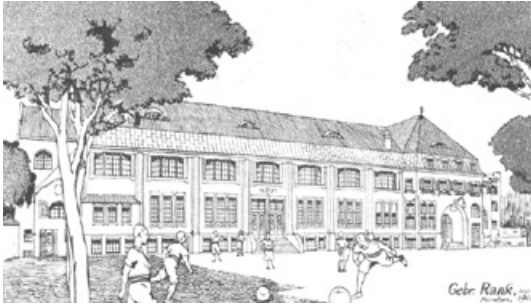


Abb. 526: Perspektivische Ansicht, Gebr. Rank (Basiner 2012, S. 188).

Häberlstr. 11b, München	
Baujahr	1907–1908 (Rohbau 1907)
Bautypus	Skelett
Merkmal Bauweise	in Teilen Skelettkonstruktion, Kassettendecken nach vorläufigen Bestimmungen 1907
Bauherr Architekt Bauunternehmen	MTV München Gebr. Rank Gebr. Rank
Geschoße Stützweiten Grundfläche	1–E+1 bis 10 m 80 x 30 m
Erhaltungszustand	erhalten

**Beschreibung:** Der langgestreckte Saal mit Kopfbau wurde im Reformstil entworfen. Der Zugang mit anschließendem Vestibül wurde in dem leicht hervortretenden Kopfbau mit gewalmttem Mansarddach eingerichtet. In diesem insgesamt dreigeschossigen Kopfbau sind kleinere Turnräume, Restaurationen und Kegelbahnen untergebracht. Unter dem großen Festsaal befinden sich die Umkleiden. Das Gebäude wurde unmittelbar an die nördlich anschließende Grundstücksgrenze gebaut. Um auch von Norden Licht in den Saal zu bringen, wurden Lichthöfe gebildet. Dazwischen sind Geräteräume angeordnet.



Abb. 528: Historische Aufnahme des Saals (Basiner 2012, S. 190).

Die Fassaden wurden in einem zurückhaltenden klassizierenden Reformstil gestaltet, der Jugendstilelemente enthielt. Der Sockel bzw. das Kellergeschoss wurden in Stampfbeton aufgeführt, die sonstigen Fassaden wurden verputzt. Im Bereich der Halle waren die großen Oberlichtfenster ursprünglich als Flacherker ausgebildet. Erdgeschoss- und Oberlichtfenster wurden in Feldern angeordnet und von kolossalen Pilastern voneinander getrennt.

Das Gewölbe mit Stichkappen im Saal besteht aus einer Drahtputzschale, die an der Dachkonstruktion aus Eisengitterträgern angehängt wurde. Die Decken über dem Kellergeschoss und dem Erdgeschoss wurden aus Eisenbeton hergestellt, ebenso die Stützenstellungen. In Teilbereichen wurde also ein Skelettbau realisiert. Die Unterzugdecken gliedern sich in Haupt- und Nebenträger. Im Keller sind diese sehr einfach als gerade durchgehende Balken mit Rechteckquerschnitt gehalten. In dem erdgeschossigen Restaurant wurden die Hauptträger stark überhöht und mit geschweiften Vouten versehen. Die Felder zwischen diesen Trägern erhielten nochmals kleine Nebenträger, sodass insgesamt das Bild einer Holzbalkendecke entsteht, was zusätzlich durch die differenzierte Farbgebung hervorgehoben wurde.



Abb. 527: Foyer mit Kassettendecke (Foto: JR).

Der Saal wurde mit einer dreiseitig umlaufenden Zuschauertribüne versehen, die über Konsolen aus Eisenbeton zu liegen kommt. Am Ende der Halle befindet sich eine erhöhte Bühne, sodass der





## 46 Poliklinik



Abb. 534: Ecksituation zur Mathildenstraße  
(Foto: JR).

Pettenkofer Str. 8a, München	
Ausführungszeit	1907–1910 (Rohbau 1908)
Bautypus	Sonstige Gebäude
Merkmal Bauweise	Decken, Dachtragwerk nach vorläufigen Bestimmungen 1907
Bauherr	Königreich Bayern, Universitätsbauamt, Bauleitung Bauamtman Theodor Kollmann
Architekt Bauunternehmen	Ludwig von Stempel, Theodor Kollmann Gebr. Rank
Geschoße	1–E+3+DG
Grundfläche	U-förmig 140 + 2 x 75 m
Erhaltungszustand	in Teilen erhalten

**Beschreibung:** Der Krankenhausbau in neubarocken Formen umschließt zusammen mit der etwas früher auf gleichem Gelände errichteten Augenklinik einen geräumigen Gartenhof. Das Gebäude besitzt ein Hochparterre und zwei Obergeschosse sowie ein ausgebautes Mansarddach. Das gesamte Gebäude ist unterkellert. Die Kellerwände wurden aus Stampfbeton erstellt.

Das Krankenhaus ist Teil der Universitätskliniken, beherbergt verschiedene Fachrichtungen und ist mit Hörsälen ausgestattet. Gemäß den Angaben in der Literatur wurden die Decken und auch das Dachtragwerk in Eisenbeton ausgeführt. Leider konnten im Archiv keine statischen Unterlagen aus der Zeit der Errichtung gefunden werden.

**Erhaltungszustand:** Die Klinik wurde 1944 während des Zweiten Weltkriegs schwer getroffen. Für alle Decken ab Kellergeschoss wurden schon im Oktober 1944 Instandsetzungspläne erarbeitet. Die Kriegsschäden wurden bis etwa 1947 behoben. Ob die originalen Eisenbetonkonstruktionen noch vorhanden sind ist deshalb nicht sicher.

**Literatur:** BAI 1912, S. 505-507; Megele 1951, S. 95; Chevalley et.al 2004, S. 449-500.

**Archivalien:** BSA, Unibauamt, Akt-Nr. 171, 176.

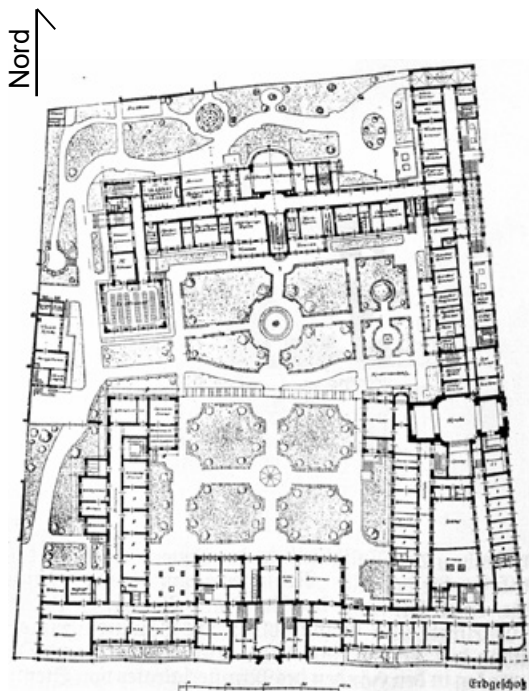


Abb. 532: Grundriss der Gesamtanlage. Im Norden liegt die Augenklinik (BAI 1912, S. 505).



Abb. 533: Straßenansicht (Foto: JR).

## 47 Ehem. Körnermagazin Ingolstadt

Esplanade, Ingolstadt	
Ausführungszeit	1908
Bautypus	Skelett
Merkmal Bauweise	Skelettkonstruktion nach vorläufigen Bestimmungen 1907
Bauherr Bauunternehmen	Königreich Bayern Dyckerhoff & Widmann
Geschoße Stützweite	1–E+3 4 m
Grundfläche	59 x 17,5 m
Erhaltungszustand	erhalten

**Beschreibung:** Das neoklassizistische Lagergebäude besitzt im Grundriss Außenabmessungen von 59 x 17,5 m. Die Firsthöhe beträgt 15 m über Gelände. Das Gebäude wurde vollständig unterkellert. Es ist in 15 Längs- und 5 Querachsen unterteilt. Es wurden 2 Bewegungsfugen auf die Gesamtlänge eingebaut. Der Stützenabstand beträgt in beide Richtungen gut 4 m und variiert leicht zwischen dem Rand- und dem Binnenbereich. Der östlichen Fassade ist ein eingezogener Giebel vorgesetzt, in dem u.a. ein Treppenraum untergebracht wurde. Die Geschosshöhe beträgt durchgängig 2,8 m. Im Dachgeschoss wurde die Binnenkonstruktion aus Holzständern hergestellt, die konstruktiv mit dem hölzernen Dachtragwerk in Verbindung stehen. Die Fassadenkonstruktion, ebenfalls bestehend aus einem Eisenbetonskelett, endet jedoch erst unterhalb der Traufe, krägt also im Trauf- und Giebelbereich über die Geschosssdecke des 2. Obergeschosses nach oben aus. Das Eisenbetonskelett blieb an den Fassaden sichtbar und wurde aufwendig bearbeitet. Es wurde auf diese Weise eine Gliederung von Kanneluren, Kapitellen und Gesimsen erzeugt. Der Beton wurde im Außenbereich nicht gefasst, also ohne Beschichtung ausgeführt und war als Sichtbeton konzipiert.

Die Stützen der Tragkonstruktion besitzen einen Querschnitt von 45 x 45 cm im Keller bis 30 x 30 cm im 2. Obergeschoss. Die Unterzugdecken weisen tragende Stärken von 15 cm für die Platten und 20 x 28 cm für die Unterzüge auf. Die Unterzüge schließen mit eigens bewehrten Vouten an die Stützen an. Die glatten Bewehrungsstäbe haben Durchmesser von 10 bis 20 mm. Die Betondeckung beträgt im Durchschnitt 30 mm.

**Erhaltungszustand:** Im Westen wurden in den 1950er Jahren Anbauten mit einem weiteren Treppenraum ergänzt. Zusätzlich wurde noch ein drittes Treppenhaus auf der Südseite in die vorhandenen Decken gebrochen. Die Eisenbetonbauteile und die originalen Dachtragwerke sind noch vollständig erhalten. Die Fassaden wurden sehr stark verändert. Das Gebäude wird seit einigen Jahren nicht mehr genutzt und steht leer.

**Literatur:** Rehm et al. 2016, S. 26-31; Stegmann 2014, S. 316.

**Archivalien:** Registratur Stadt Ingolstadt.



Abb. 537: Historische Ansicht (Stegmann 2014, S. 316).



Abb. 535: Schnitt M 1:500 (JR, eigenes Aufmaß).

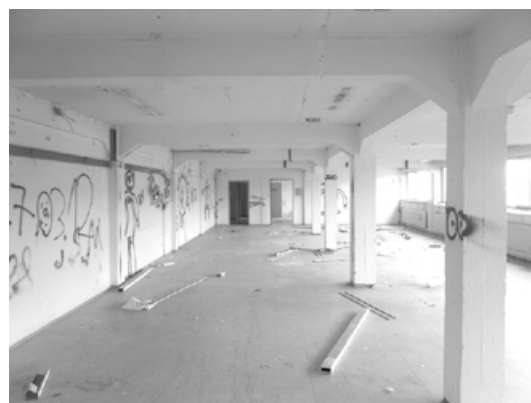


Abb. 536: Innenraum 2. OG, 2011 (Rehm 2016, S. 30).



Abb. 538: Dachraum mit Holztragwerk (Foto: JR).

## 48 Katholische Kirche St. Margaret



Abb. 541: Stichkappe im Bereich der Vierung  
(Foto: JR).

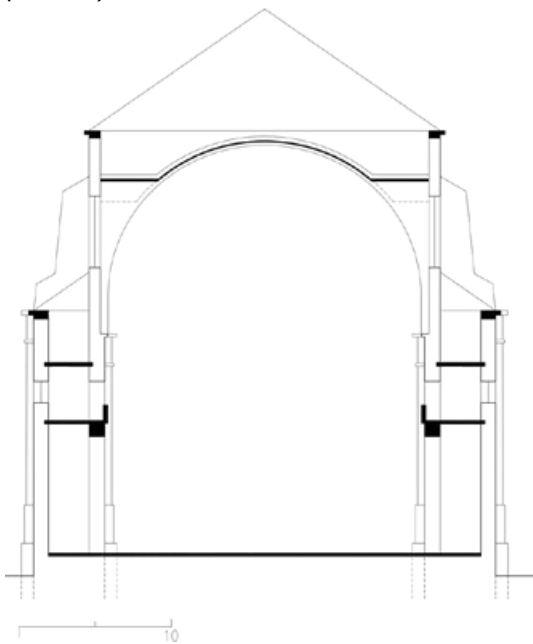


Abb. 539: Querschnitt M 1:500 (JR, Vorlage Lieb et.al 1973 und eigenes Aufmaß).



Abb. 540: Gewölbeuntersicht (Foto: JR).

Margaretenplatz 5c, München	
Ausführungszeit	1902–1913 (Eisenbeton 1908)
Bautypus	Gewölbe
Merkmal Bauweise	Stichkappengewölbe mit Rippen nach vorläufigen Bestimmungen 1907
Bauherr Architekt	Kirchenbauverein St. Margaret Michael Dosch, vollendet von Franz Xaver Boemmel
Spannweite	21 m
Stichhöhe	10 m
Schalendicke	9 cm
Rippenstärke	40 bis 50 cm
Erhaltungszustand	vollständig erhalten

**Beschreibung:** Der monumental angelegte Entwurf Michael Doschs von 1899 wurde erst in reduzierter Form genehmigt und zur Ausführung gebracht. Die Pfarrkirche St. Margaret ersetzte die barocke Vorgängerkirche St. Georg aus dem 18. Jahrhundert. Die Fassadengestaltung orientiert sich stilistisch an italienischen Vorbildern und wurde in neubarockem Stil entworfen. Der westliche, gesprengte Giebel mit von den niedrigeren Seiten zum Mittelschiff vermittelnden Voluten zeichnet den basilikalen Querschnitt nach. Das Grundrissprogramm mit seitlich angestelltem Turm und runder Chorapsis lehnt sich an weitere Kirchenbauvorhaben der Zeit an (Vgl. St. Ursula in Schwabing, Ordnungsnummer 5). Der Innenraum ist sehr nüchtern gestaltet. Die Kirche besitzt eine Gesamtlänge von etwa 75 m und eine lichte Breite von 21 m (ohne seitliche Kapellen). Die lichte Raumhöhe beträgt 27 m. Der Baustoff Eisenbeton wurde für das Gewölbe und Teile der Turmkonstruktion verwendet. Das Gewölbe im Langhaus wurde bis 1908 fertiggestellt. Gemäß Mörsch handelt es sich bei dem Gewölbe um eine Gurtbogenkonstruktion, die an den Auflagern eingespannt wurde. Zwischen den Bögen sind die kassettierten Felder eingesetzt. Die Kassettierung wurde vollständig mit eingeschalt. Die Spannweite beträgt 21 m. Gemäß vor Ort erhobenen Befunden wurden die Bewehrungen und Bügel ausschließlich mit Rundstäben ausgeführt.

**Erhaltungszustand:** Das Gebäude ist noch im Original erhalten. Der Turm wurde von etwa 1995 bis 2005 instandgesetzt.

**Literatur:** Mörsch 1912, S. 451; Lieb et.al 1973, S. 255-260; Chevalley et.al 2004, S. 424-426; Hildemann et.al 2008, S. 315; Rädlinger 2010, S. 74-77.

**Archivalien:** EDA (keine Reg.-Nr.); Pfarrarchiv St. Margareten (unsortiert).



*Abb. 542: Gewölbeoberseite (Foto: JR).*



*Abb. 543: Ansicht von Westen (Foto: JR).*



*Abb. 544: Historische Ansicht (Rädlinger 2010, S. 77).*

## 49 Garnisonskirche Ulm (heute ev. Pauluskirche)

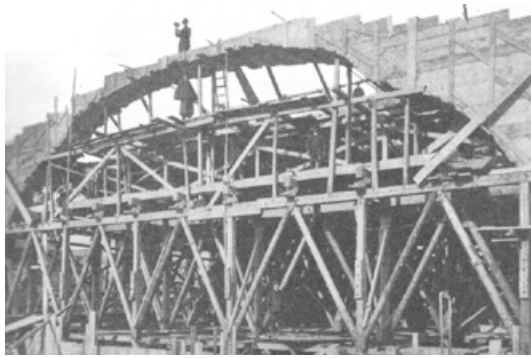


Abb. 547: Schalung eines Bogenbinders (DBZ 1910, S. 227).

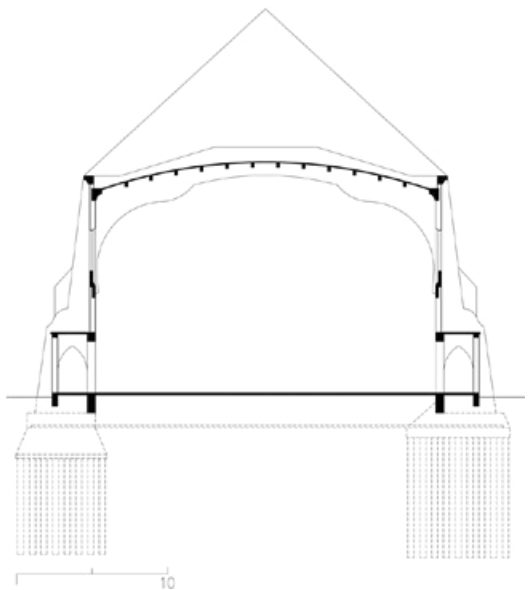


Abb. 545: Schnitt M 1:500 (JR, Vorlage DBZ 1910).

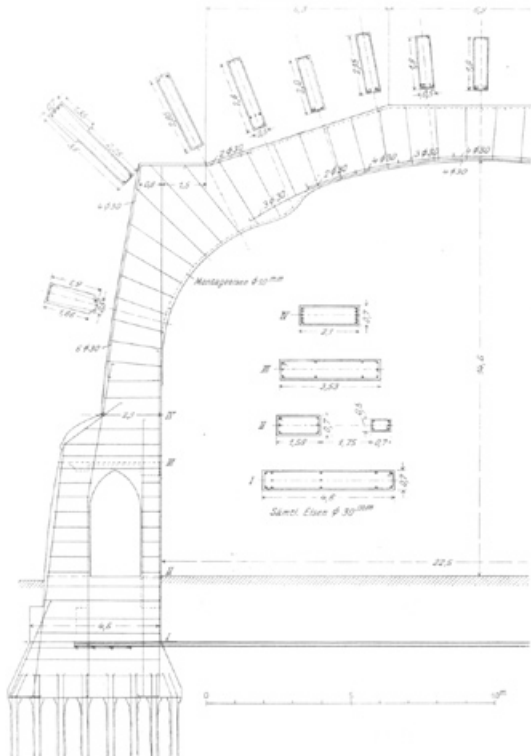


Abb. 546: Bewehrungsplan eines Bogenbinders (DBZ 1910, S. 223).

Frauenstr. 110, Ulm	
Ausführungszeit	1908–1909 (Rohbau 1908)
Bautypus	Gewölbe, Binder
Merkmal Bauweise	Gewölbe, Bogenbinder, Gründung nach vorläufigen Bestimmungen 1907
Bauherr Architekt Bauunternehmen	Königreich Württemberg? Theodor Fischer Dyckerhoff & Widmann
Grundfläche Spannweite Stichhöhe Schalendicke Rippenstärke	62 x 28 m 27,3 m (quer); 7,5 m (längs) 2 m 7 cm 37 cm
Erhaltungszustand	vollständig erhalten

**Beschreibung:** 1905 wurde in Ulm der Wettbewerb für eine evangelische Garnisonskirche mit Sitzplätzen für 2000 Soldaten ausgelobt, aus dem als Siegerentwurf der Beitrag von Theodor Fischer hervorging. Für die Umsetzung der geforderten Größe des Kirchenraumes suchte Fischer nach einer völlig neuen Lösung und fand diese schließlich in der Eisenbetonbauweise. Fast alle tragenden Bauteile der Kirche außer den Osttürmen sind aus Beton, während Füllungen und nichttragende Bauteile aus Backstein errichtet wurden. Die erforderliche Tiefengründung erfolgte mit Strauß-Pfählen.

Seine Entscheidung für den Eisenbeton begründete Fischer mit seinem Ziel einen möglichst stützenfreien Kirchenraum zu verwirklichen. Während man bei kleineren Kirchenbauten von konventioneller Größe dies auch noch mit traditionellen Mitteln erreichen konnte, sah Fischer bei den nun erforderlichen Spannweiten eine passende Anwendung für den Eisenbetonbau: „Wenn aber ausnahmsweise eine Sitzplatzzahl von solcher Höhe, wie in diesem Falle, verlangt wird, so wäre es wohl nicht gerechtfertigt, die Hilfsmittel, welche die Ingenieure dem Architekten anbieten, von der Hand zu weisen.“

Der 28 m breite Kirchenraum ist daher mit Bogenbindern überspannt. Material und Konstruktion wurden sowohl im Innenraum als auch an der Außenfassade offen gezeigt, was zuvor noch nie an einem Sakralbau in Deutschland gewagt wurde. Fischers Entwurf löste folgerichtig öffentliche Empörung aus.

Der Bau weist klassische Bauteile wie Apsis, Doppelturmfassade etc. auf, aber Fischer weist diesen Bauteilen neue, ungewohnte Nutzungen zu. Entsprechend der protestantischen Liturgie schloss Fischer die Ostwand hinter dem Altar und erzeugte so eine nüchterne Atmosphäre. Erst beim Auszug aus der Kirche wendet sich der Blick der rückwärtigen Orgelempore zu, die von

Licht durchflutet ist. Der Eingangsbereich im Westen hat die Form einer Apsis. Man betritt den Kirchenraum quasi unter dem Vierrichtungsturm. Das Westwerk mit den Doppeltürmen steht stattdessen im Osten und markiert den Altarbereich.

Bei der Planung der Eisenbetonkonstruktion arbeitete Fischer eng mit dem ausführenden Bauunternehmen Dyckerhoff & Widmann zusammen, die Fischers ambitionierten Entwurf auch statisch durcharbeiteten. Die Konstruktion besteht aus den vier Bogenbindern, an deren Bogensehne ein Zugband zur Aufnahme des Horizontalschubes gespannt ist. Die Form der Bogenbinder entspricht dem sogenannten Fischerbogen, der durch eine starke Betonung der Horizontalen leichte Ecken ausbildet und damit schon eher Rahmen als Bogen ist. Einzige Ausnahme ist der Bogen über der Empore, bei dem es sich um einen Fachwerkbinder mit zwei Eisenbetonstützen handelt. Diese Ausnahme entsteht durch die Verschneidung des Trägers mit der Orgelempore und deren Decke.

Zwischen den Bogenbindern spannt sich die Kirchendecke als Plattenbalkenkonstruktion, deren Unterzüge aus gestalterischen Gründen in relativ dichten Abständen liegen. Durch die Vielzahl der kleineren Unterzüge wird die Monumentalität der Bogenbinder stärker betont. Die stählerne Dachkonstruktion besteht aus Polenceau-Bindern, die am Auflager keinen Horizontalschub sondern nur vertikale Lasten erzeugen, die von den Bogenbindern aufgenommen werden. Die Polenceau-Binder sind dabei auf einer Seite rollend gelagert, um Verformungen auszugleichen.

**Erhaltungszustand:** Die Kirche ist vollständig erhalten.

**Literatur:** DBZ 1910, Nr. 30, S. 222-223; Mecenseffy 1911, S. 189-190; Büsing et.al 1912, S. 514, 714-715; Nerdinger 1988, S. 152; Stegmann 2014, S. 215.

**Archivalien:** AM, Reg.-Nr. fis\_t-94.

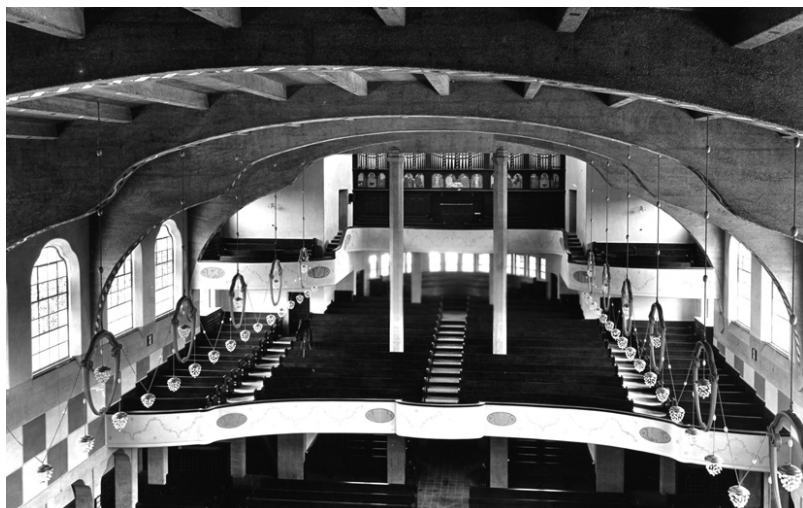


Abb. 548: Innenansicht (AM, Akt-Nr. fis\_t-94-1030).

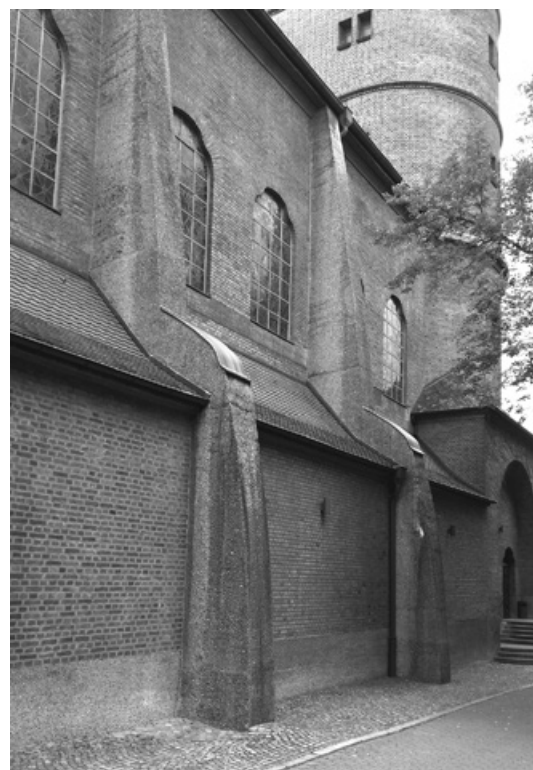


Abb. 549: Strebepfeiler, die Teil der Bogenbinder sind (Foto: JR).



Abb. 550: Ansicht von Norden (Foto: JR).

## 50 Ehemalige Bürstenfabrik



Abb. 551: Historische Straßenansicht (Basiner 2012, S. 153).



Abb. 552: Schnitt M 1:500 (JR, Vorlage LBK Akt-Nr. 186430).

Franziskanerstr. 6, München	
Ausführungszeit	1908–1909 (Rohbau 1908)
Bautypus	Skelett
Merkmal Bauweise	Skelettkonstruktion nach vorläufigen Bestimmungen 1907
Bauherr Architekt Bauunternehmen	Bürstenfabrikation Pensberger & Co A.G. Gebr. Rank Gebr. Rank
Geschoße Stützweite Gebäudetiefe	1–E+4+DG 6,9 m 14,5 m
Erhaltungszustand	erhalten

**Beschreibung:** Auf dem Grundstück wurden ab 1894 Fabrikgebäude errichtet, deren Tragwerke aus gusseisernen Stützen bzw. Eisenträgern mit Betonfüllung bestanden. Bereits diese Bauwerke wurden von der Bauunternehmung Rank errichtet.

Das zweiachsige repräsentative Vordergebäude besitzt eine längsverlaufende Binnenstruktur aus Eisenbetonstützen und ebensolchen Unterzugdecken. Das Dachtragwerk wurde aus Holz konstruiert. Die relativ streng gestaltete, verputzte Jugendstilfassade unterstreicht die Nutzung als Fabrikgebäude. Das Dachgeschoss wurde schon zur Errichtungszeit ausgebaut. Das Gebäude erhielt ein durchgehendes Souterraingeschoss. Über dem Erdgeschoss aus sichtbar verbliebenem Stampfbeton verläuft ein horizontal durchgehendes Gesimsband, über dem die in sechs vertikale Zonen gegliederte und über drei Geschosse verlaufende Fassade mit mittigem Quergiebel aufgeführt wurde. In diesen Zonen sind pro Geschoss jeweils zwei Fenster in Gruppen zusammengefasst und von geschossübergreifenden Lisenen begrenzt.

**Erhaltungszustand:** Die Gebäude im Binnenbereich des Areals wurden vollständig um 1992 abgebrochen und durch Neubauten ersetzt. Das Vordergebäude an der Franziskanerstraße ist dagegen vollständig erhalten und wird für Büros der Stadt München genutzt.

**Literatur:** Basiner 2012, S. 153.

**Archivalien:** LBK, Akten-Nr. 186430, 32855.

## 51 Koksanlage Gaswerk Moosach

Dachauer Str. 148, München	
Ausführungszeit	1908
Bautypus	Binder
Merkmal Bauweise	Binderkonstruktion, Dachtragwerk nach vorläufigen Bestimmungen 1907
Bauherr Bauunternehmen	Stadt München Gesellschaft für Beton- und Monierbau m.b.H. München
Geschoße	E
Stützabstand	6,4 m
Grundfläche	14 x 45 m
Erhaltungszustand	abgebrochen

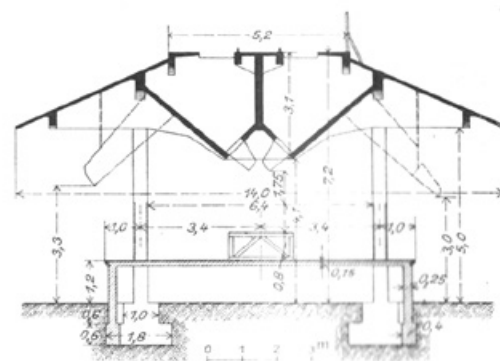


Abb. 553: Schnittzeichnung (DBZ 1909, S. 93).

**Beschreibung:** Die Koksanlage des Gaswerks wurde in Moosach vollständig neu errichtet. In Eisenbeton wurden der Koksfüllrumpf, Silobauten und Koksauzüge ausgeführt. Die Gebäude wurden mit Zementmörtel verputzt.

Über dem Koksfüllrumpf wurden Gleise verlegt, um den Koks abwerfen zu können. Diese verliefen über zwei längs gerichtete Stützenreihen in einem Achsabstand untereinander von 6,8 m. Die Stützenpaare wurden mit kräftigen, seitlich ausladenden Querträgern verbunden. Diese waren wiederum in Längsrichtung mit Nebenträgern und einem hohen mittleren Träger verbunden. Zwischen den Trägern waren Wandungen eingezogen, die die jeweiligen Zellen bildeten. In der offenen Halle darunter konnte der Koks wiederum auf kleinere Fahrzeuge verteilt werden.

In der Veröffentlichung wurde explizit auf die Ausführung nach den preußischen ministeriellen Bestimmungen vom 24.05.1907 hingewiesen.

**Erhaltungszustand:** Die Anlagen existieren nicht mehr.

**Literatur:** DBZ 1909, S. 93-94.

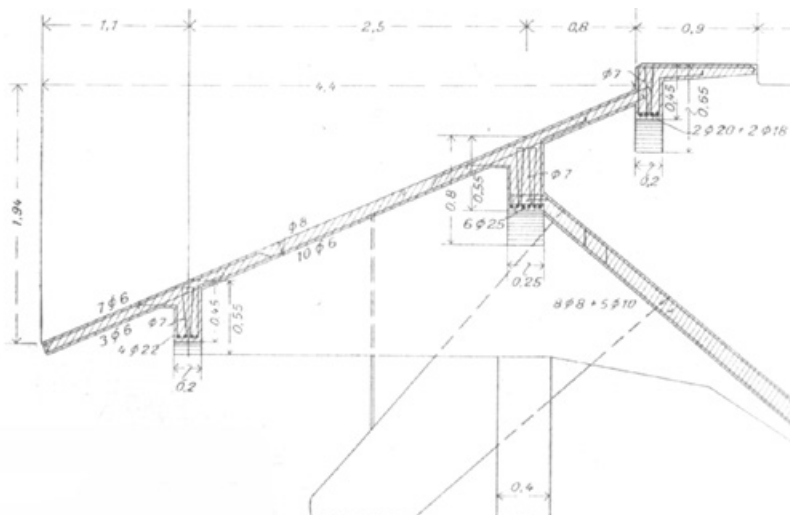


Abb. 554: Bewehrungsplan (DBZ 1909, S. 94).



## 52 Ehem. Waggonfabrik



Abb. 557: Historische Aufnahme des Verwaltergebäudes (DBZ 1915, S. 28).

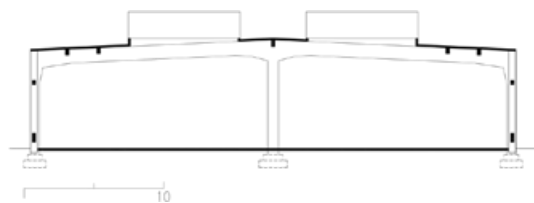


Abb. 555: Querschnitt Montagehalle ca. M 1:500 (JR, Vorlage DBZ 1915).

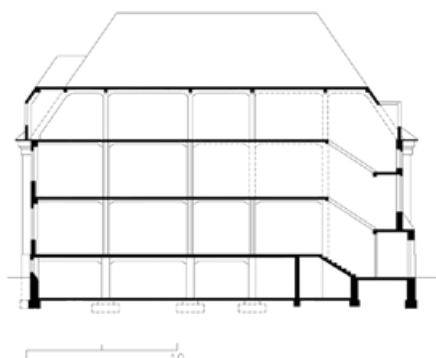


Abb. 556: Längsschnitt Direktionsgebäude M 1:500 (JR, Vorlage DBZ 1915).

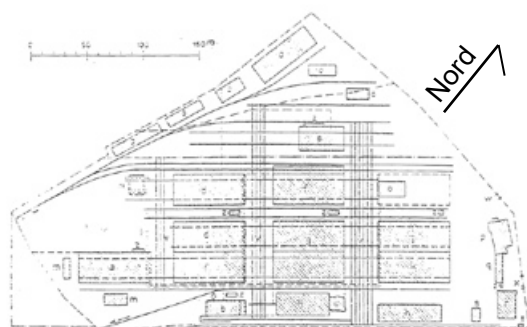


Abb. 558: Lageplan (DBZ 1915, S. 18).

Untermenzinger Str. 1, München	
Ausführungszeit	1908–1911 (Rohbau 1909)
Bautypus	Skelett, Binder
Merkmal,	Skelettkonstruktion, Treppen, Binderkonstruktion, Dachtragwerke
Bauweise	nach vorläufigen Bestimmungen 1907
Bauherr	Joseph Rathgeber
Architekt	Franz Rank
Bauunternehmen	Gebr. Rank
Geschoße	1–E+2+DG (Direktion) E (Hallen)
Spannweite	bis 17 m
Stützweite	5,5 m (Verwaltergebäude)
Grundflächen	65 x 27 m + 82 x 37 m
Erhaltungszustand	erhalten

**Beschreibung:** Das vormals in der Marsstraße untergebrachte Werk wurde 1908 mit Gleisanschluss nach Moosach verlegt. Dem ersten Bau (Halle 1) von 1908 folgten weitere Hallen bis 1918. Bis in die 1980er Jahre hinein wurden auch Hallen ersetzt oder ergänzt. Die bis 1918 entstandenen elf Fertigungshallen standen einzeln bzw. zu Zweiergruppen zusammengefasst auf dem weitläufigen Gelände und besaßen Grundrissabmessungen von jeweils 27 x 65 m bis zu 37 x 82 m. Die Hallen wurden von Gleisanlagen durchzogen. Die Innenräume wurden mithilfe von quergestellten Oberlichtern aus Eisenrahmen großzügig belichtet. Bei den Hallen, deren Tragwerke vollständig aus Eisenbeton bestehen, beträgt die Spannweite mit nur einer mittigen Stützenstellung in den Hallen für die Hauptträger bis zu 17 m. Die Binder wurden in Längsrichtung in einem Abstand von 7,15 m angeordnet. Nebenträger wurden in Längsrichtung sowohl in Wand- als auch in Dachebene eingesetzt. Die Dachflächen wurden auch aus Eisenbeton hergestellt. Der Querschnitt der Hallen weist eine leichte mittige Überhöhung von 80 cm auf, sodass ein Satteldach mit geringem Gefälle entsteht.

Die Halle 1 (Schmiede) wurde im Gegensatz zu allen anderen Gebäuden mit Fachwerkträgern für die Dachkonstruktion aus Eisenprofilen errichtet. Nur die Stützen bestehen aus Eisenbeton.

Im Gegensatz zu den schmucklosen Hallen, wurden das Direktionsgebäude und die Kantine sehr repräsentativ und herrschaftlich in historisierenden Formen gestaltet mit steilem Satteldach und Quergiebel sowie Erkern. Auch hier wurde eine Skelettkonstruktion aus Eisenbeton zur Ausführung gebracht. Die Dachtragwerke wurden jedoch in Holz hergestellt.

**Erhaltungszustand:** Bis auf die Halle 1, 2 und 3 wurden die Fabrikationsgebäude aus der ältesten Bauphase jüngst abgebrochen. Bei der Halle 1 handelt es sich um die Schmiede, die mit

Eisenfachwerk auf Eisenbetonstützen ausgeführt wurde.

Das Kantinengebäude wurde bereits früher durch einen Neubau ersetzt. Das Direktionsgebäude und das Kontrollhäuschen am Eingang zu der Anlage sind erhalten.

**Literatur:** DBZ 1915, Nr. 3, S. 17-19 (Wohnhaus und Mensa), Nr. 4, S. 25-30 (Hallen); Basiner 2012, S. 222-224; Megele 1951, S. 53.

**Archivalien:** LBK, Akten-Nr. 129918 für Halle 1.



Abb. 559: Historische Innenansicht Montagehalle (DBZ 1915, Nr. 4, S. 29).

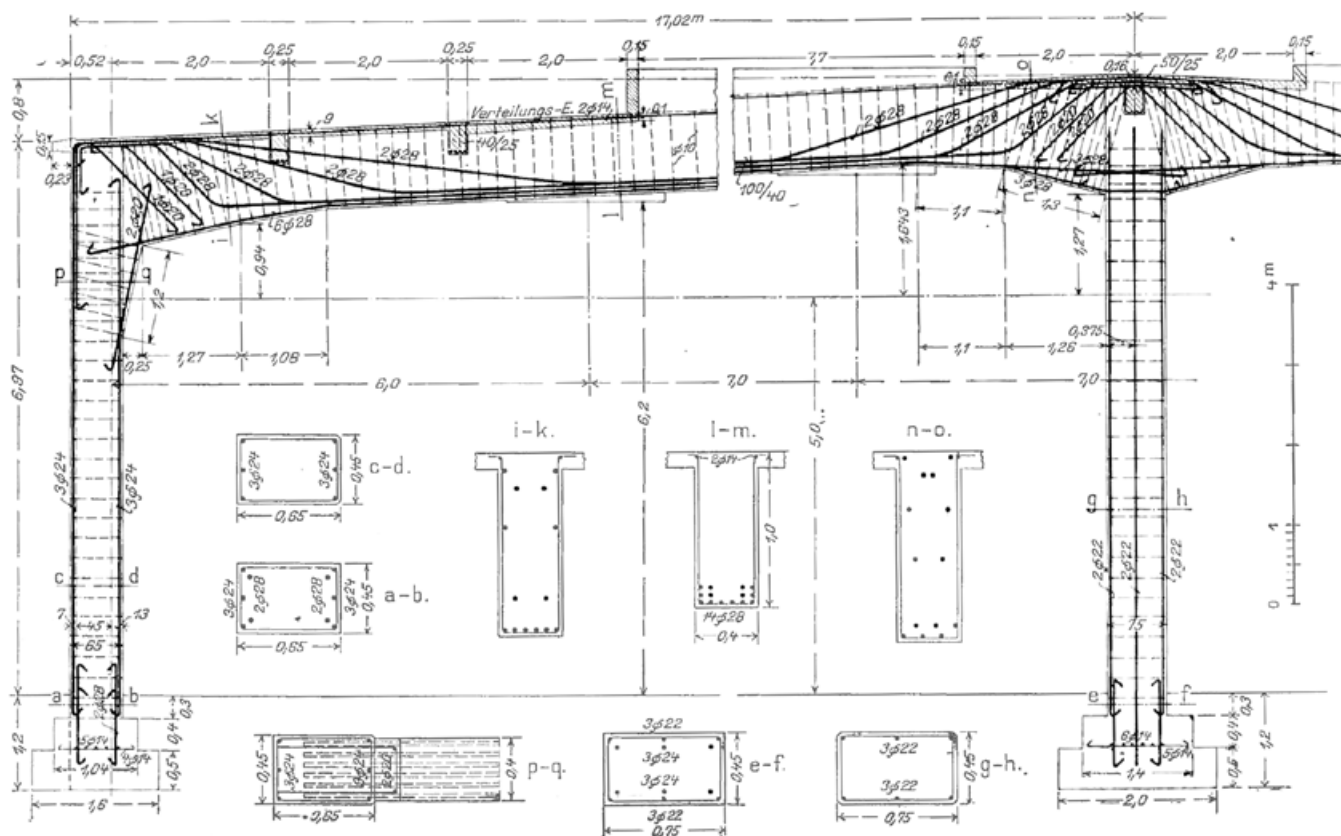
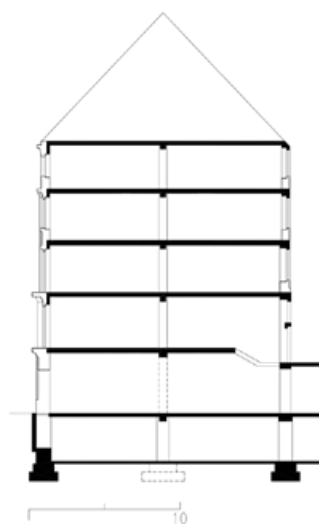


Abb. 560: Bewehrungsplan Montagehalle (DBZ 1915, Nr. 4, S. 26).

## 53 Wohn- und Geschäftshaus Salamander



Abb. 562: Straßenfassade (Foto: JR).

Abb. 561: Schnitt Vordergebäude  
M 1:500  
(JR, Vorlage LBK Akt-Nr. 140182).

Weinstr. 4, München	
Ausführungszeit	1908–1909
Bautypus	Skelett
Merkmal Bauweise	Skelettkonstruktion nach vorläufigen Bestimmungen 1907
Bauherr Architekt Bauunternehmen	Leopold und Paul Regensteiner Max Neumann Heilmann & Littmann GmbH
Geschoße Stützweite Grundfläche	1–E+4+DG bis 8 m 12 x 50 m
Erhaltungszustand	weitgehend erhalten

**Beschreibung:** Das Gebäude wurde auf einem mit 12 m sehr schmalen, aber mit 50 m recht tiefen Grundstück errichtet. Die Fassade wurde anspruchsvoll mit Naturstein in neoklassizistischem Stil verkleidet und mit reichlich Bauplastik versehen. Das Erdgeschoss wurde großzügig für die über 8 m breite Ladenfront geöffnet, die bis ins 1. Obergeschoss reicht. Hier sind die Fenster zeittypisch im Grundriss polygonal gebrochen wie Flacherker. Über einem durchgehenden Gesims sind die Fensteröffnungen zwischen kolossalen Pilastern eingesetzt. Das einfachere 4. Obergeschoss erhebt sich über einem weiteren Gesims. Die Obergeschosse 2 bis 4 waren ursprünglich zu Wohnzwecken geplant. Die Fensterstürze bestehen aus bewehrtem Beton.

Der Grundriss ist raffiniert organisiert. Das zentrale Treppenhaus kann sowohl von dem seitlichen Durchgang als auch aus dem Ladengeschäft heraus erreicht werden und trennt Laden und Lager voneinander. Im Bereich des Treppenhauses wird zugleich über Oberlichter im Dach Tageslicht in die Tiefe des Gebäudes gebracht. Das Treppenhaus wurde in Mauerwerk errichtet, die Treppe selbst mit Eisenträgern und in Holzbauweise.

Zunächst war geplant die tragenden Bauteile aus Eisenträgern herzustellen. Im April und August 1909 reichte Heilmann & Littmann Positionspläne und eine statische Berechnung nach, aus der hervorgeht, dass für Stützen, Unterzüge und die Decken Eisenbeton zur Ausführung gebracht wurden. Teilweise teilt nur eine Stütze den 12 m breiten Raum, teilweise sind es zwei Stützen. Bei asymmetrischer Anordnung sind Spannweiten von etwa 8 m in Quer- und Längsrichtung vorhanden. Für die Ausführung von Hohlsteindecken (System Westphal) gibt es in den Archivalien entgegen der Angaben in der Literatur keine Hinweise.

**Erhaltungszustand:** Bereits 1925 wurde das Gebäude nach Plänen der Bauunternehmung Heilmann & Littmann umgebaut. 1939 erfolgte die Umnutzung der Wohnungen zu Büros. 1947 wurde der Dachbereich nach Kriegsschäden wieder hergestellt.

Das Erdgeschoss wurde um 2010 verändert und vereinfacht. Ob die originalen Deckensysteme erhalten sind, ist nicht sicher.

**Literatur:** BAI 1912, S. 319; Habel et.al 2009, S. 1200-1201.

**Archivalien:** LBK, Akt-Nr. 140182.



Abb. 563: Lageplanausschnitt Genehmigungsplanung (LBK Akt-Nr. 140182).

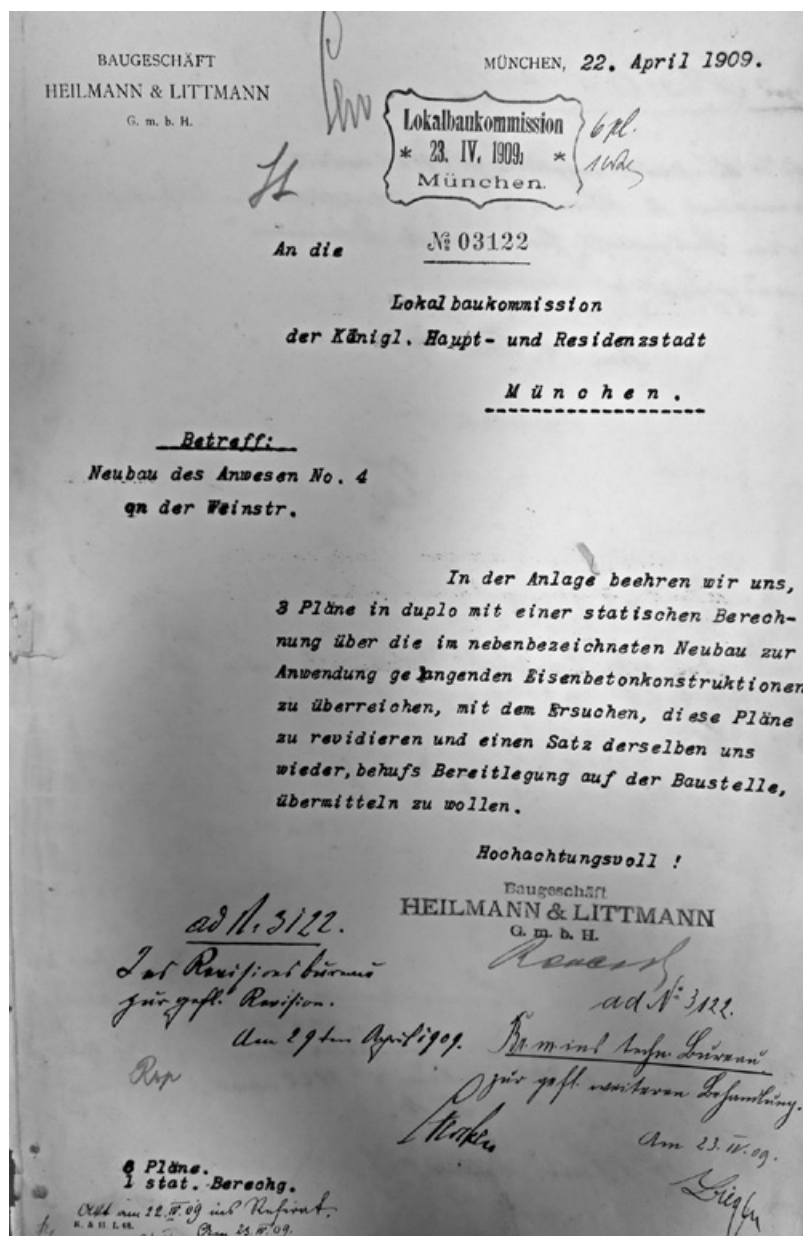


Abb. 564: Dokumentation der Nachreichung der geänderten Planung vom 22.04.1909 (LBK Akt-Nr. 140182).

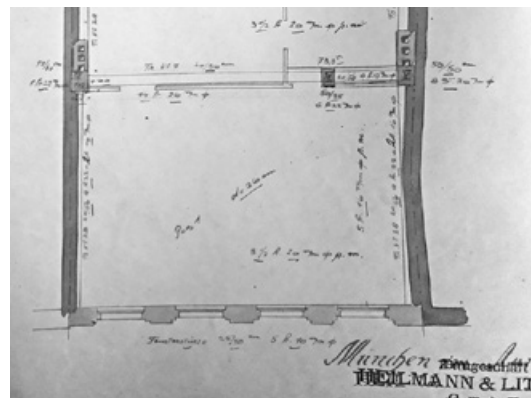


Abb. 565: Ausschnitt des Positionsplans für die Ausführung in Eisenbeton (LBK Akt-Nr. 140182).

## 54 Wohn- und Geschäftshaus Schirmer



Abb. 566: Straßenansicht (Foto: JR).

Neuhauser Str. 25, München	
Ausführungszeit	1908–1909
Bautypus	Sonstige Gebäude
Merkmal Bauweise	Fassadenkonstruktion nach vorläufigen Bestimmungen 1907
Bauherr Architekt Bauunternehmen	Jakob Schirmer Franz Rank Gebr. Rank
Geschoße Grundfläche	1–E+4+DG 10 x 22 m
Erhaltungszustand	Fassade erhalten

**Beschreibung:** Das schmale Gebäude wurde ähnlich wie das vorgenannte mit einer breiten, hier jedoch gewölbten Öffnung für das Ladengeschäft mit Galerie und einer schmalen für die Erschließung der darüber angeordneten Wohnungen organisiert. Eine vierachsige Obergeschossfront mit anschließendem Gesims vermittelt von der asymmetrischen Erdgeschosszone zu den dreiachsigen verputzten Geschossen 2 bis 4. Die mittlere Fensterachse wurde als Flacherker hervorgehoben, auf den auch die Traufe des Daches mit einem Konsolgesims Rücksicht nimmt. Franz Rank entwarf die Fassade in der ihm eigenen Art im sog. Reformstil mit Anleihen aus dem Jugendstil. Bemerkenswert ist die Eisenbetonkonstruktion der Fassade bis ins 1. Obergeschoss, von der ein Bewehrungsplan erhalten ist.

**Erhaltungszustand:** Die Fassadenfront aus Eisenbeton ist noch im Original erhalten. Bei schweren Beschädigungen während des Zweiten Weltkriegs ging die Binnenstruktur verloren.

**Literatur:** Habel et.al 2009, S.692-693; Basiner 2012, S. 160-161.

**Archivalien:** Privatarhiv Basiner.

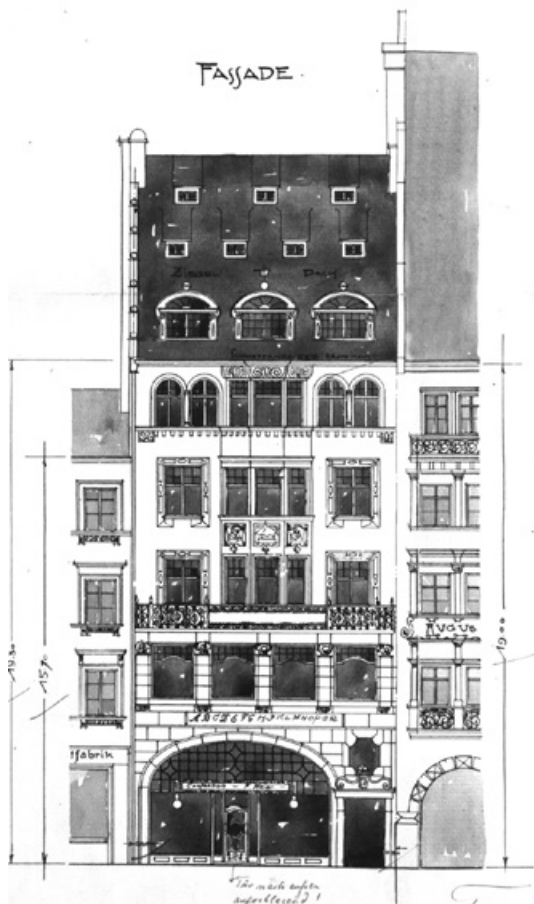


Abb. 567: Ansicht aus der Genehmigungsplanung (Basiner 2012, S. 161).

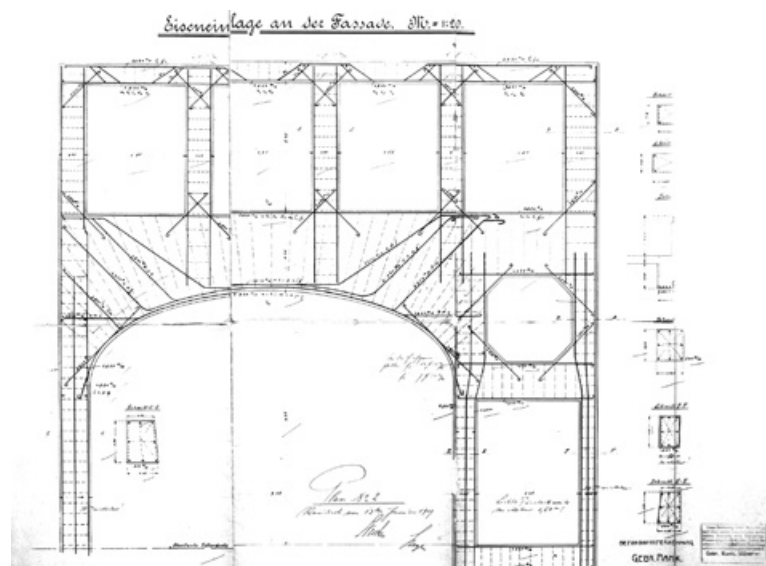


Abb. 568: Bewehrungsplan der Fassadenfront (Basiner 2012, S. 160).

## 55 Kinderklinik

Lindwurmstr. 4, München	
Ausführungszeit	1908–1909
Bautypus	Sonstige Gebäude
Merkmal Bauweise	Untergugdecken nach vorläufigen Bestimmungen 1907
Bauherr	Königreich Bayern
Architekt	Karl Hoepfel
Bauunternehmen	Leonhard Moll
Geschoße	1–E+2+DG
Stützweite	4,5 m
Grundfläche	13,5 x 50 m
Erhaltungszustand	stark verändert

**Beschreibung:** Der erste Bauabschnitt wurde entlang der Goethestraße errichtet. Dabei handelt es sich um den etwa 50 langen Flügel mit abgewinkeltm Treppenraum. Die Fassaden sind zurückhaltend klassizistisch gestaltet. Über dem Kellergeschoss in Stampfbeton wurde eine rustizierende Erdgeschosszone mit abschließendem umlaufendem Gesimsband errichtet. Darüber sind die beiden Obergeschosse mit einer einfachen Putzfassade versehen.

Gemäß den zugänglichen Archivalien wurden die Untergugdecken in Eisenbeton nach den Bestimmungen hergestellt. Es wurden ausschließlich Rundstäbe für Trag- und Verteilbewehrung sowie für Bügel verwendet. Die Durchmesser betragen 7 bis 26 mm. Vouten vermitteln von den Untergügen zu den Deckenplatten, die 13 cm dick ausgeführt wurden. Auch der Hörsaal mit gestaffelten und im Halbkreis angeordneten Sitzreihen wurde vollständig in Eisenbeton hergestellt. Noch kurz zuvor (September 1907) hatte die Bauunternehmung Leonhard Moll bei der Errichtung des Erweiterungsbaus der LMU vorgeschlagen, Bügel aus Flacheisen nach System Hennebique einzubauen (Ordnungsnr. 37).

**Erhaltungszustand:** Bereits 1923–1924 wurde die Klinik entlang der Lindwurmstraße nach Plänen von Franz Geiger erweitert. Der heutige Zugang von der Lindwurmstraße entstand in dieser Bauphase. Während des Zweiten Weltkriegs wurde der Flügel an der Lindwurmstraße stark beschädigt. Die Klinik wurde vor wenigen Jahren instandgesetzt. Ob die originalen Tragwerke aus Eisenbeton überdauert zu haben ist deshalb fraglich.

**Literatur:** Chevalley et.al 2004, S. 398.

**Archivalien:** BSA, Universitätsbauamt, Akt-Nr. 192.



Abb. 569: Straßenansicht des Flügels an der Lindwurmstraße, der 1923 ergänzt wurde (Chevalley et.al 2004, S. 398).

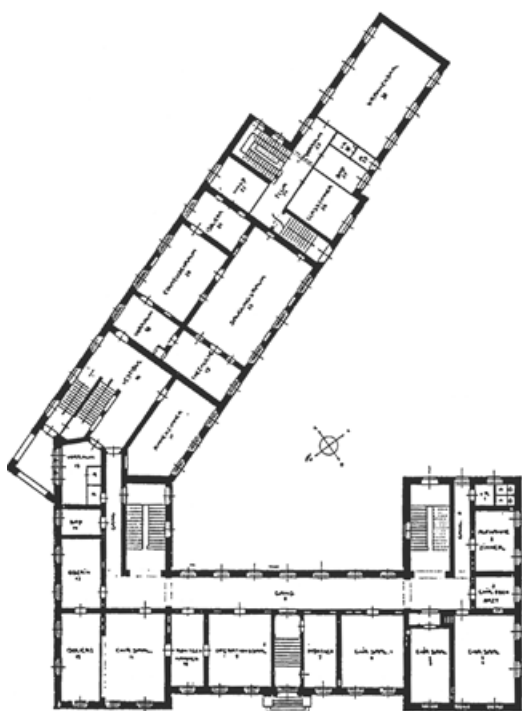


Abb. 571: Grundriss Gesamtanlage (Chevalley et.al 2004, S. 398).

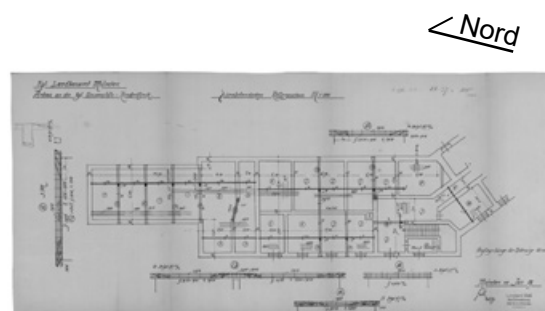


Abb. 570: Positions- und Bewehrungsplan des Flügels, 1909 (BSA, Universitätsbauamt, Akt-Nr. 192).

## 56 Ehemaliges Verkehrsministerium

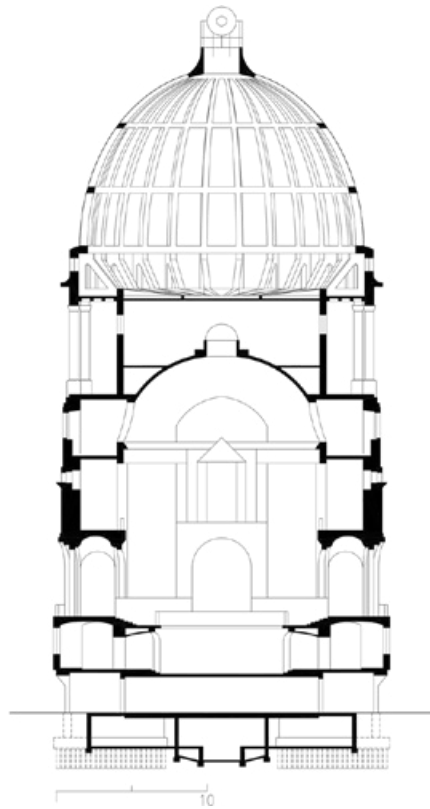


Abb. 572: Schnitt der Kuppelhalle mit insgesamt 47,5 m Höhe M 1:500 (JR, Vorlage SBZ 1913).

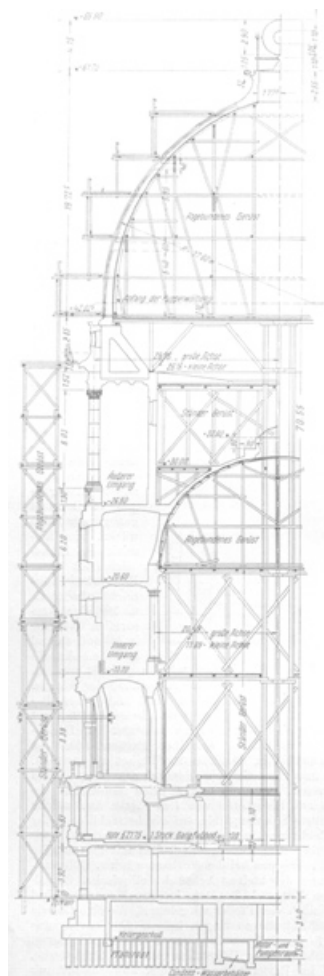


Abb. 574: Gerüstplan (Emperger 1914, S. 76).

Hopfenstr. 10, München	
Ausführungszeit	1905–1913 (Kuppel um 1910)
Bautypus	Skelett, Kuppel
Merkmal Bauweise	Skelettkonstruktion, Rippenkuppel, Pfahlgründung nach vorläufigen Bestimmungen 1907
Bauherr Architekt Bauunternehmen	Königreich Bayern Carl Hocheder Leonhard Moll mit Peter Schneider; Karl Stöhr (für die Rippenkuppel)
Geschoße Durchmesser Kuppelhöhe Schalendicke Rippenstärke Gesamtrauminhalt	1–E+3+DG 18,5 m (Kuppel) 11,5 m ca. 5 cm 45 cm 361.000 m <sup>3</sup>
Erhaltungszustand	Kuppel abgebrochen, Flügel in Teilen erhalten

**Beschreibung:** Die weitläufige Anlage in neubarockem Stil besaß drei Obergeschosse zzgl. ausgebautem Dachgeschoss und eine durchgehende Unterkellerung. Die Gründung erfolgte mit 9 m ab Oberkante Baugrube in den Boden eingetieften Simplex-Betonpfählen. Darüber wurde eine 1 m starke Eisenbetonplatte hergestellt.

Die innere Kuppel mit einer kassettierten Oberfläche wurde in der Form eines Rotations-Ellipsoides hergestellt, das zu den Seiten Stichkappen erhielt. Ein durchgehender Ringbalken konnte somit in der inneren Kuppel nicht ausgeführt werden. Zusätzlich wurde die Halle über ein zentrales Opäum in der Kuppel belichtet. Die

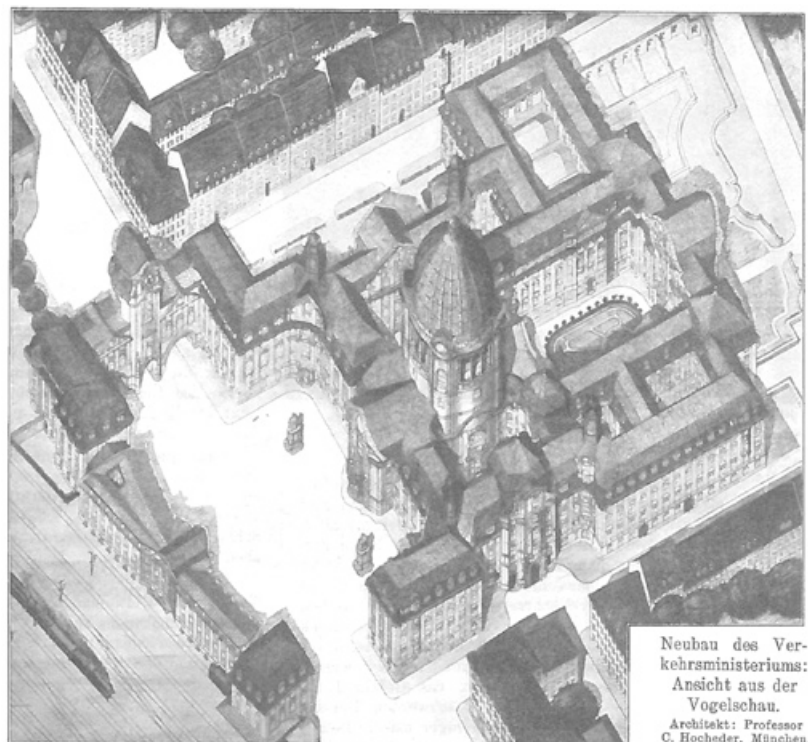


Abb. 573: Isometrische Darstellung der Gesamtanlage (SBZ 1911, S. 153).

äußere Kuppel setzte weiter oben über einem im Grundriss elliptischen Tambour an und bestand aus insgesamt 24, am Fußpunkt einschnürenden, Rippenträgern und dreifach in der Waagerechten eingesetzten Zwischenrippen, die jeweils auch als Ringbalken fungierten. Ringe und Rippen wurden monolithisch zu einem Gesamttragwerk zusammengefügt. Die Konstruktion kann deshalb auch als Kassettenkuppel angesehen werden. Die Füllung der verbliebenen Trapezflächen erfolgte ebenfalls mit Eisenbeton. Die Kuppel wurde mit einer Mönch- und Nonnen-Deckung versehen. Der Durchmesser der Kuppel betrug an der weitesten Stelle 18,5 m, die Gesamthöhe 47,5 m über Gelände.

Das monumentale Bauwerk war eines der größten staatlichen Vorhaben vor dem Ersten Weltkrieg und unterstrich demonstrativ die Eigenständigkeit des Königreichs Bayern innerhalb des Kaiserreiches. Die Fassadenlänge betrug insgesamt etwa 1.000 m und der umbaute Raum 361.000 m<sup>3</sup>! Die Bauzeit von acht Jahren lässt zunächst offen, nach welchen Vorgaben die Bauteile aus Eisenbeton hergestellt wurden. Aufgrund der Veröffentlichungen kann es als recht sicher angenommen werden, dass die Kuppel zwischen 1910 und 1912 zur Ausführung gelangte.

**Erhaltungszustand:** Die zentrale Kuppel und die östlichen Flügel wurden nach Kriegsschäden um 1960 abgebrochen. Heute sind noch der westliche sowie der südliche Flügel entlang der Bahngleise vorhanden. Die Fassaden und die Bauplastik wurden stark vereinfacht wieder hergestellt. Die ursprünglichen Natursteinfassaden wurden dabei überwiegend verputzt.

**Literatur:** SBZ 1911, S. 153-155; SBZ 1913, S. 129 und S. 137; Beton und Eisen 1914, S. 76-78; Chevalley et.al 2004, S. 62; Habel et.al, 2009, S. 337-340; Pogacnik 2009, S. 343.

**Archivalien:** AM, Reg.-Nr. hoch-7-3.



Abb. 575: Historische Aufnahme des Raumes unter der Kuppel (Emperger 1914, S. 76).

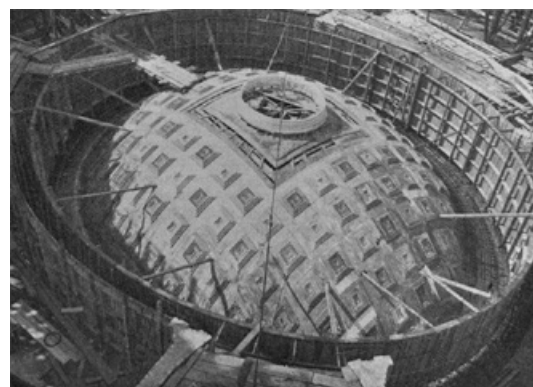


Abb. 576: Mit Gipsmodellen belegte Innenkuppel (Emperger 1914, S. 76).

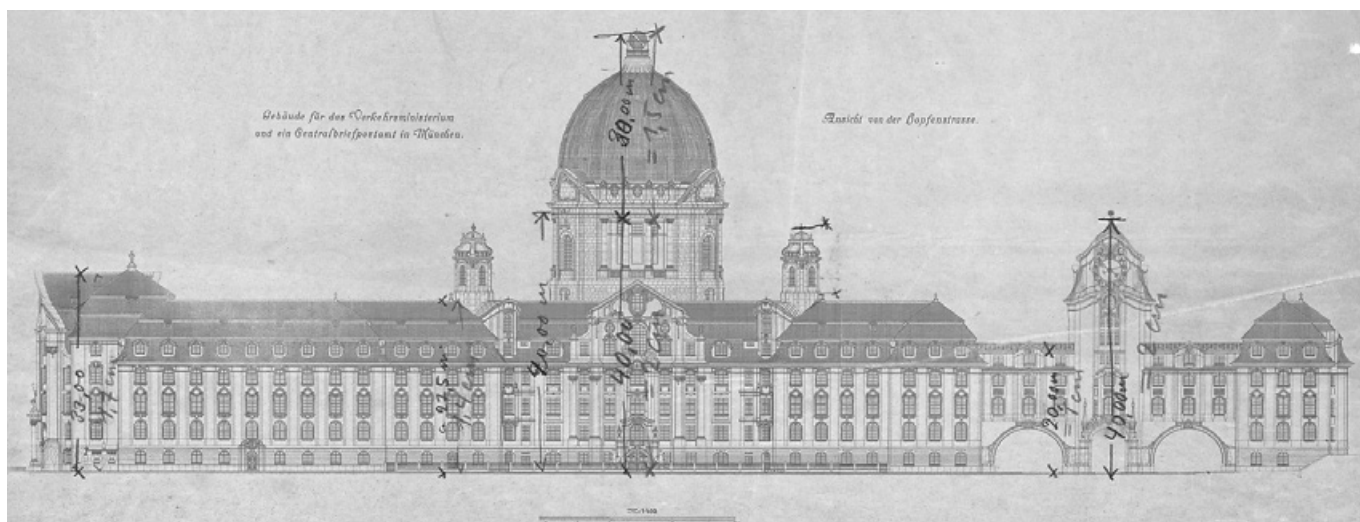


Abb. 577: Ansichtszeichnung von Carl Hocheder mit handschriftlichen Eintragungen (AM Reg.-Nr. hoch-7-3).



## 57 Deutsches Museum, Sammlungsbau



Abb. 580: Bewehrungsarbeiten an einem der Dächer (Archiv Deutsches Museum).

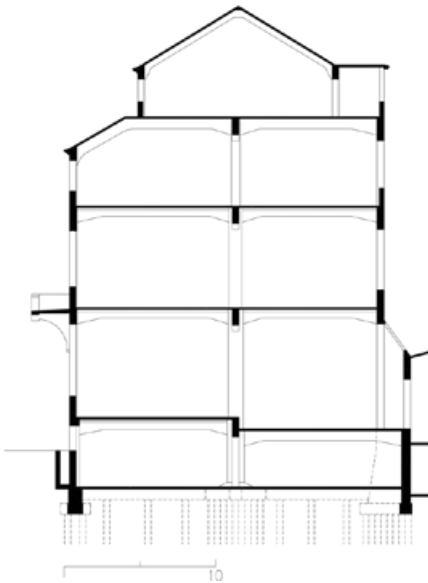


Abb. 578: Schnitt Westflügel M 1:500 (JR, Vorlage Matschoß 1933, S. 58).

Museumsinsel 1, München	
Ausführungszeit	1909–1916 (Rohbau 1910)
Bautypus	Skelett, Gewölbe, Binder
Merkmal Bauweise	Skelettkonstruktion, Treppen, Gewölbe, Dach nach vorläufigen Bestimmungen 1907
Bauherr Architekt Bauunternehmen	Deutsches Reich Gabriel v. Seidl u.a. Gebr. Rank (Turm), Dyckerhoff & Widmann AG, Rudolf Wolle Leipzig (Gründung), Eduard Züblin Straßburg
Geschoße Stützweite Grundfläche	1–E+4 11 m 20 x 52 m (Westflügel)
Erhaltungszustand	in großen Teilen erhalten

**Beschreibung:** Von der heute recht weitläufigen viergeschossigen Anlage wurde zunächst der Sammlungsbau errichtet. Er besteht aus einer geschlossenen Vierflügelanlage mit einer Seitenlänge von etwa 100 m. Der umschriebene Innenhof wurde mit drei etwa 62 m langen saalartigen Hallen gefüllt. Die Mittelhalle ist 20,5 m breit und 22,5 m hoch, während die beiden anderen Hallen 17,5 m breit und 13,5 m hoch sind. Auf der Westseite wird der Bau von einem 63 m hohen Turm überragt. In der Mitte der Nordseite befindet sich der oval vortretende Eingangsbereich mit Vestibül und großem Ehrensaal im Obergeschoss, der als einziger eine Natursteinverkleidung erhielt. In den jeweiligen Ecken des Sammlungsbaus befinden sich Treppenaufgänge, die teilweise erkerartig vor die Fassadenflucht treten und an der Nordseite mit Sternwarten schließen.

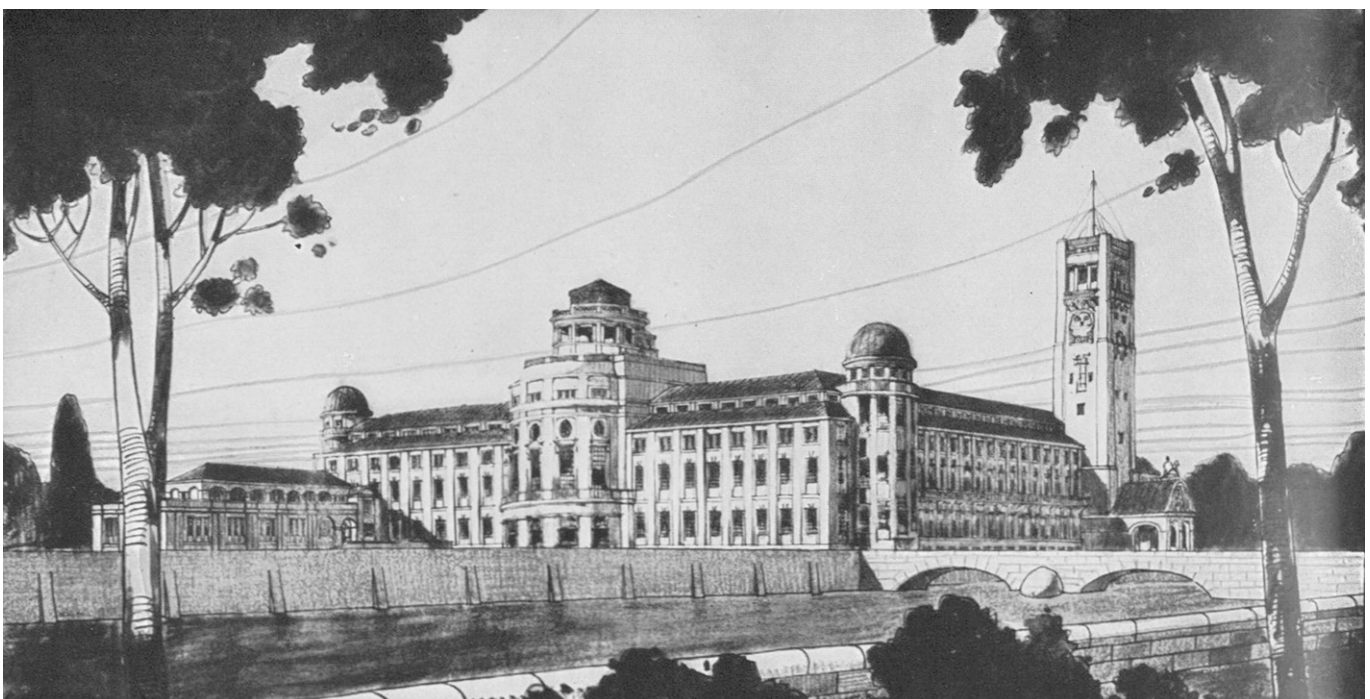


Abb. 579: Perspektivische Entwurfszeichnung (Matschoß 1933, S. 54).

Im Deutschen Museum wurde eine Vielzahl von Konstruktionen aus Eisenbeton realisiert. Es soll hier exemplarisch ein Teilbereich näher erläutert werden. Die Räume der ehemaligen Chemiesammlung befinden sich im 1. Obergeschoss im Westflügel des Sammlungsbaus. Dieser Raum konnte im Jahr 2016 vom Verfasser näher untersucht werden. Der Raum besitzt Innenmaße von etwa 20 m Breite und 50 m Länge. Die lichte Raumhöhe beträgt 6,6 m. Die Tragstruktur besteht aus Eisenbetonstützen mit einem quadratischen Grundriss von 85 x 85 cm, die zusammen mit den längs verlaufenden Hauptunterzügen in einer Achse in der Mitte des Flügels angeordnet sind und etwa in einem Achsabstand von 10,2 m zueinander stehen. Diese Hauptunterzüge besitzen einen Querschnitt von 45 x 105 cm. Die Querschnittshöhe nimmt zur Stütze voutenartig auf 145 cm zu. Der Raum wird durch die Stützen mit den Hauptunterzügen bzw. durch die jeweiligen Außenwände in zwei in etwa gleich breite Achsen geteilt. Die Achsen werden nochmals mit untergeordneten Unterzügen in etwa 3,4 m breite Felder regelmäßig geteilt. Diese Nebenträger sind 55 cm hoch und 30 cm breit. Auch deren Querschnittshöhe nimmt zu den Stützen, Hauptunterzügen und Außenwänden hin um 40 cm zu. Die Deckenplatte selbst spannt also von Nebenträger zu Nebenträger über 3,4 m und weist selbst eine Stärke von 14 cm auf. Die Deckenplatte ist unterseitig zum Träger hin angeschrägt und vermittelt so voutenartig zwischen Träger und Platte.

Die Betonstützen weisen eine regelhafte Bewehrung aus vertikalen Hauptstäben im Abstand von 25 bis 30 cm und horizontalen Bügeln auf, die in einem vertikalen Abstand von etwa 15 cm angeordnet sind. Die Betondeckung beträgt gemäß elektroiduktiver Untersuchung ca. 40 mm. An einer Schadensstelle konnte für die vertikal verlaufenden Eisen ein Querschnitt von 24 mm festgestellt werden. Die Bügel haben einen Querschnitt

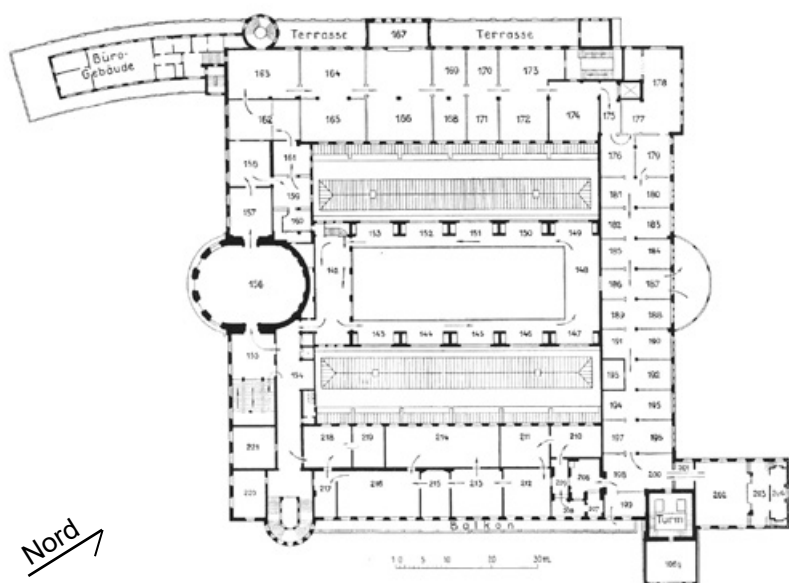


Abb. 581: Grundriss des 1. OG (Matschoß 1933, S. 57).



Abb. 582: Westflügel (Rehm et.al 2018, S. 55).



Abb. 583: ehemalige Chemiesammlung im 1. OG des Westflügels der Sammlung (Foto: JR).

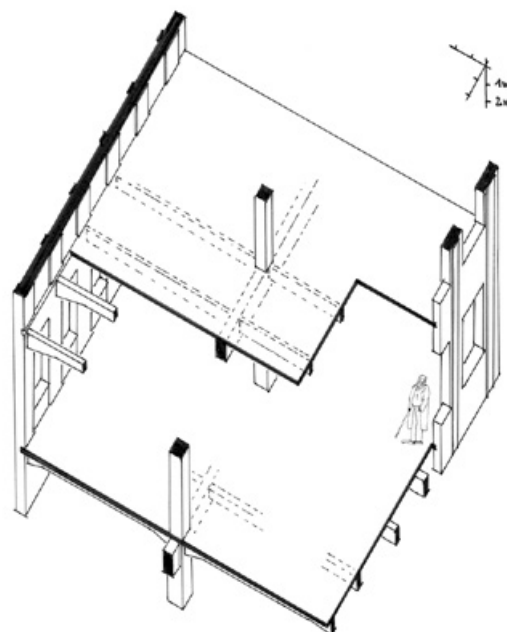
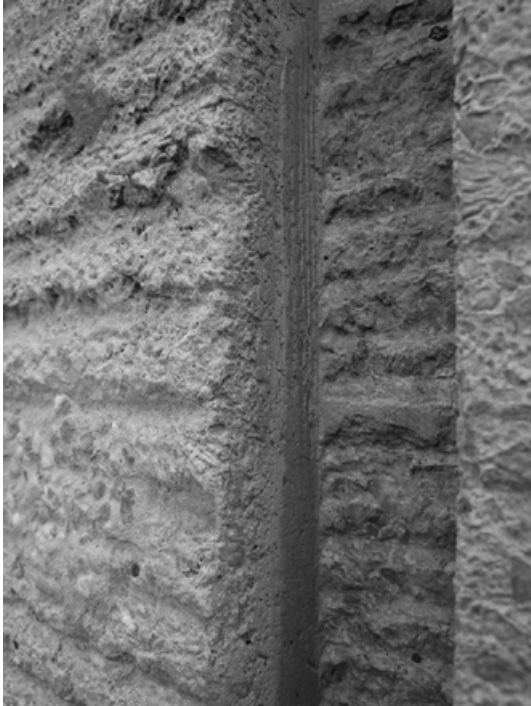


Abb. 584: Isometrische Darstellung der Konstruktion der Chemiesammlung (JR).



**Abb. 585: Oberflächenbearbeitung der Vorsatzschale im Bereich der Chemiesammlung (Foto: JR).**



**Abb. 586: Historische Aufnahme im Bereich des Südflügels (Matschoß 1933, S. 59).**



**Abb. 587: Treppenraum im Nordwesten (Foto: JR).**

von 8 mm. Dagegen lassen sich die Bügel an den Unterzügen teilweise deutlich ablesen. Hier ist nur eine geringe oder gar keine Betondeckung vorhanden. Die an der Unterseite vorhandene Längsbewehrung in den Unterzügen wird mit diesen Bügeln in die oberseitige Druckzone eingehängt, die sich aus Unterzug und Deckenplatte zusammensetzt. Die Bügel sind zu den Auflagern mit Abständen von max. 10 cm sehr dicht angeordnet. Die Hauptbewehrung der Deckenplatte wurde mit 10 bis 12 cm Abstand untereinander recht dicht verlegt. Sie wurde über dem Nebenträger (Unterzug) nach oben gebogen. Über den Nebenträgern wurden zusätzlich Zulageeisen in die Decke eingelegt. Der Nebenträger selbst weist oberseitig Längsstäbe auf, um die die Deckenbewehrung geführt wurde. Die Verbindung der glatten Rundstäbe untereinander erfolgte mithilfe von sog. Rödeldrähten mit geringen Querschnitten von 2 bis 3 mm, die an den Kreuzungspunkten um die Eisenstäbe gewickelt und verdreht wurden.

Die Außenwände weisen einen ursprünglich dreischaligen Aufbau auf. Sie besitzen im Kern eine Wandstärke von 40 bis 45 cm. Dieser Kern ist von relativ hoher inhomogener Festigkeit, wurde aber mit kostengünstigen Zuschlagsstoffen ausgeführt. Er übernimmt zusammen mit der Vorsatzschale die Vertikallasten und die Längsaussteifung. Auf der Raumseite wurde zumindest im Bereich der ehemaligen Chemiesammlung im 1. Obergeschoss eine Bimsbetonschale vorgesetzt, die auch in den Aufzeichnungen von Conrad Matschoß Erwähnung findet. Dieser Bimsbeton erhielt eine eigene Bewehrung, die mithilfe von nachträglich eingesetzten Ankereisen mit dem ansonsten nicht regelhaft bewehrten Kernbeton verbunden und gegen Kippen gesichert wurde. Der Bimsbeton auf der Innenseite war einerseits wärmedämmtechnisch von Vorteil, und es lassen sich andererseits daran leicht Gegenstände oder Konsolen befestigen. Die äußere Schale, der sog. Vorsetzbeton, ist nur 35 bis 65 mm stark. Dieser Vorsetzbeton wurde mit muschelhaltigem Zuschlag versetzt, um so eine beige Färbung zu erhalten, die einer Natursteinoptik näher kommt als üblicher Beton. Gewonnene Bohrkerne aus dem Sockelbereich der Fassade geben eine raufächige Trennlinie zwischen den Betonsorten zu erkennen. Der Vorsetzbeton weist eine größere Porosität auf als der Kernbeton und wurde ebenfalls mit einer Holzschalung in Form gebracht und nachträglich steinmetzmäßig bearbeitet.

Der Sammlungsbau ist ein Skelettbau mit Lochfassade. Um möglichst ungestörte Innenräume zu erhalten, wurde ein Skelettbau hergestellt, dessen Außenwände jedoch in massiver Weise ausgeführt wurden. Das Skelett beschränkt sich also auf den Binnenbereich und besteht aus einer bis dahin bereits häufiger ausgeführten Struktur von Stützen und Plattenbalkendecken, die

biegesteif miteinander durch planmäßige Bewehrungsführung verbunden wurden. Hervorzuheben ist aber, dass die erreichten Spannweiten von mehr als 10 m im Deutschen Museum bis dahin unerreichte Maße im Skelettbau aus Eisenbeton aufweisen. Die Balken der Deckensysteme lagern in den Außenwänden auf und binden bewehrungstechnisch in diese ein, ohne dass die gesamten Außenwände eine planmäßige Bewehrung aufweisen würden. Vielmehr erfüllen die Außenwände die verschiedenen Funktionen aus optischem Anspruch und nutzungsbedingter Zweckmäßigkeit.

**Erhaltungszustand:** Der Museumsbau wurde während des Zweiten Weltkriegs schwer getroffen. Dennoch überdauerten die meisten originalen Konstruktionen aus Eisenbeton bis heute.

**Literatur:** BAI 1912, S. 572-576; Matschoß 1925/33; Chevalley et.al 2004, S. 449-452; Basiner 2012, S. 221; Stegmann 2014; Bühler 2015; Rehm et.al 2018, S. 54-59.

**Archivalien:** DM, Bauabteilung.



Abb. 588: Das Museum im Bau (Archiv Dt. Museum, Reg-Nr. BN 10156).

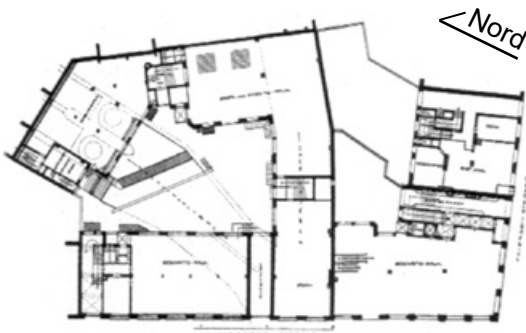


Abb. 590: Ablesbare Bügelbewehrung (Foto: JR).



Abb. 589: Bewehrungsführung einer Unterzugdecke (Archiv Deutsches Museum, Reg-Nr. CD 57853).

## 58 Geschäftshaus

Abb. 591: *Bebauung Straßenecke (SBZ 1911, S. 196).*Abb. 593: *Grundriss (Habel et.al 2009, S. 1145).*Abb. 592: *Bebauung Liebherrstraße (DBZ 1910, S. 440).*

Thierschstr. 11; Liebherrstr. 5, München	
Ausführungszeit	1909–1910
Bautypus	Skelett
Merkmal Bauweise	Skelettkonstruktion, Balken nach vorläufigen Bestimmungen 1907
Bauherr Architekt	Oskar Schmid Hönig und Söldner
Geschoße Stützweite Grundfläche	1–E+4+DG 6,5 m 65 x 35 m
Erhaltungszustand	weitgehend erhalten

**Beschreibung:** Der leicht vorspringende Eckbau dominiert das Ensemble mit seiner kräftigen vertikalen Struktur. Über dem mit Arkaden unterteilten Erdgeschoss und einem Gesimsband werden drei Geschosse mit durchgehenden Pfeilerstellungen und dazwischen angeordneten Fenstern zusammengefasst, ehe über einem weiteren Gesimsband nochmals ein Vollgeschoss folgt. Das 4. Obergeschoss wurde in der Liebherrstraße zu einem niedrigeren Mezzanin reduziert, zur Straßenecke hin wurde ein Giebel aufgeführt.

Die Fassadengestaltung ist rein auf die Außenwirkung abgestellt und lässt sich im Grundriss nicht wieder finden. Hier dominiert der entlang der Liebherrstraße angeordnete Bau, der mittig einen Flügel zum Rückgebäude aufweist, der zwei Innenhöfe abgrenzt. Das Vordergebäude an der Liebherrstraße besitzt eine zweiachsige Teilung mit mittig angeordneter Stützenstruktur aus Eisenbeton.

Es wurden Eisenbetonträger mit bis zu 16 m Spannweite und 80 cm Höhe zur Ausführung gebracht, um die unter dem Gebäude sich gabelnden Stadtbäche zu überbrücken.

**Erhaltungszustand:** Nach Beschädigung während des Zweiten Weltkriegs wurde der ursprüngliche Giebel zur Liebherrstraße nicht wieder errichtet und durch einen Walm ersetzt. In der Folge wurde die Fassade in weniger reduzierter Form wieder hergestellt.

Ob die originalen Eisenbetonkonstruktionen erhalten sind, ist nicht sicher. Es wurden die Fassade und der Dachaufbau verändert und vereinfacht.

**Literatur:** DBZ 1910, Nr. 57, S. 440-443; SBZ 1911, Nr. 25, S. 193-195; Habel et.al 2009, S. 470 und 1044-1045.

## 59 Geschäftshaus Bernheimer

Lenbachplatz 3, München	
Ausführungszeit	1909–1910
Bautypus	Skelett (Erweiterungsbau)
Merkmal Bauweise	Skelettkonstruktion, Dach, Treppen nach vorläufigen Bestimmungen 1907
Bauherr Architekt	L. Bernheimer Altbau: Friedrich v. Thiersch mit Martin Dülfer; Er- weiterungsbau Fr. v. Thiersch mit Heinrich Lömpel
Geschoße	1–E+3+DG
Stützweite	8,5 m
Grundfläche	57 x 15,5 m
Erhaltungszustand	weitgehend erhalten

**Beschreibung:** Das eigentliche Bernheimer-Haus (sog. Altbau) zum Lenbachplatz hin wurde bereits bis 1891 fertiggestellt und nach Plänen von Friedrich v. Thiersch unter Mitwirkung von Martin Dülfer im neubarocken Stil äußerst herrschaftlich entworfen und gestaltet. Um einen möglichst großzügigen Verkaufsraum herstellen zu können, war dieser mit gusseisernen Stützen konstruiert, die 1897 mit Beton ummantelt wurden.

Der etwa 81 m lange Erweiterungsbau entlang der Ottostraße wurde viergeschossig ausgeführt und entsprechend der Situierung an einer Nebenstraße weitaus weniger aufwendig gestaltet mit neubarocken Putzfassaden. Dabei setzte v. Thiersch die erhalten gebliebene Fassadenordnung des ehemaligen Café-Eckhauses fort. Zu den benachbarten Gebäuden bildete sich ein Hof, den Thiersch im italienischen Stil mit Arkadenumgang im Obergeschoss und Freitreppe gestaltete.

Im Neubau entlang der Ottostraße wurden alle wesentlichen Tragkonstruktionen außer den gemauerten Fassaden aus Eisenbeton hergestellt.

**Erhaltungszustand:** Ob die originalen Deckensysteme erhalten sind, ist nicht sicher.

**Literatur:** DBZ 1910, S. 445-448; Habel et.al, 2009, S. 457-461; Megele 1951, S. 68.

**Archivalien:** AM, Reg.-Nr. thie\_f-20.



Abb. 596: Historische Aufnahme des Innenhofs (DBZ 1910, S. 446).



Abb. 594: Schnitt M 1:500 (JR, Vorlage DBZ 1910).

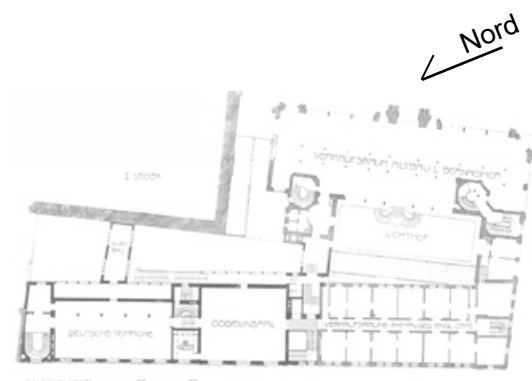


Abb. 595: Grundriss EG (DBZ 1910, S. 445).

## 60 Wirtschaftsgebäude des Telegraphenbataillons

Lazarettstraße, München	
Ausführungszeit	1909–1910
Bautypus	Sonstige Gebäude
Merkmal Bauweise	Hohlkörperdecken System Westphal
Bauherr Architekt	Königreich Bayern Sigismund Göschel
Geschoße Grundfläche	1–E+1+DG 46 x 16 m
Erhaltungszustand	abgebrochen

**Beschreibung:** Das zweigeschossige Gebäude besaß im Grundriss Außenmaße von etwa 46 x 16,5 m. Die Dachbereiche der Kopfbauten wurden ausgebaut. Das Gebäude wurde vollständig unterkellert. Die lange Fassadenfront wurde nach Südwesten ausgerichtet und fiel durch die beiden großzügig durchfensterten etwa 80 m<sup>2</sup> großen Räume auf, deren Fassaden konvex nach außen schwangen und so die Fassade insgesamt gliederten, aber unter einer durchgehenden geraden Traufe endeten.

Über einem aus gestocktem Stampfbeton bestehenden Sockel wurde eine Putzfassade aufgeführt und ein Walmdach aufgesetzt, das an den Schmalseiten nochmals überhöht wurde, um ein Fensterband im Dachgeschoss einsetzen zu können. Der Entwurf war letztlich dem Reformstil zuzuordnen, der dem Bauwerk ein ländliches, aber dennoch würdiges Aussehen verlieh.

**Erhaltungszustand:** Das Gebäude existiert nicht mehr.

**Literatur:** BAI 1912, S. 554; Habel et.al 1980, S. 50.

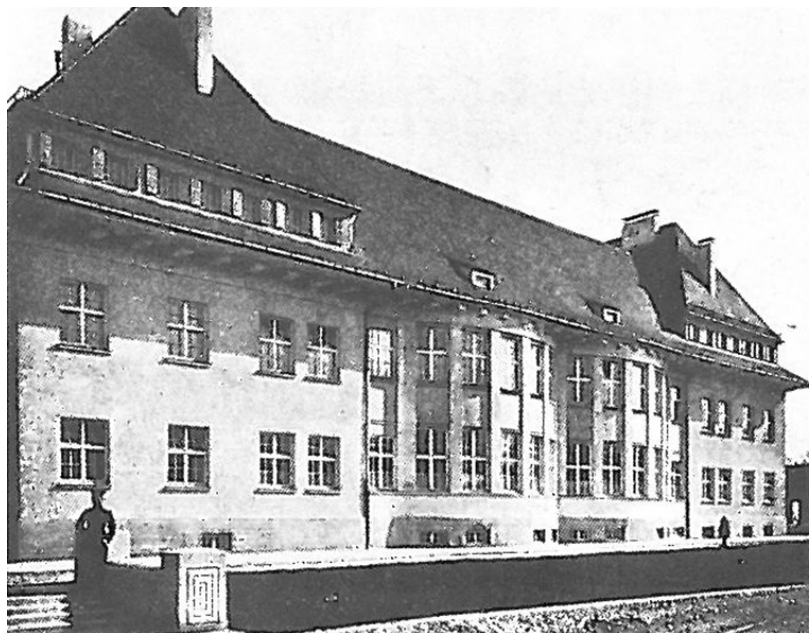


Abb. 597: Historische Ansicht (BAI 1912, S. 554).

## 61 Werkstattgebäude des Telegraphenbataillons

Lazarettstraße, München	
Ausführungszeit	1909–1910
Bautypus	Sonstige Gebäude
Merkmal Bauweise	Decken, Treppe nach vorläufigen Bestimmungen 1907
Bauherr Architekt	Königreich Bayern Sigismund Göschel
Geschoße Grundfläche	1–E+1+DG 40x 16 m
Erhaltungszustand	abgebrochen

**Beschreibung:** Das zweigeschossige Gebäude besaß im Grundriss Außenmaße von etwa 37 x 18,5 m. Das Gebäude war in ein eingeschossiges Depot und ein zweigeschossiges Werkstattgebäude, das etwas hervorgehoben und für sich etwa 21 m lang war, unterteilt. Dieser Gebäudeabschnitt besaß ein Walmdach mit teilweise zu Lagerzwecken ausgebautem Dachraum. Eine Satteldachgaube wurde hierfür auf der Südseite eingebaut.

Die einfach gestaltete Putzfassade erhielt im Erdgeschoss große Rundbogenfenster, im Obergeschoss rechteckige Fenster mit teilweise eigener Einteilung.

**Erhaltungszustand:** Das Gebäude existiert nicht mehr.

**Literatur:** BAI 1912, S. 555.



Abb. 598: Historische Ansicht (BAI 1912, S. 555).



## 62 Wasserturm



Abb. 599: Aktuelle Ansicht mit Veränderungen an der Fassade (Foto: JR).

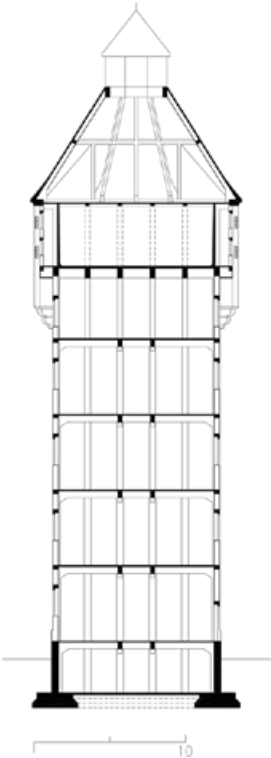


Abb. 600: Schnitt M 1:500 (JR, Vorlage Bewehrungsplan 1909, eigenes Aufmaß).

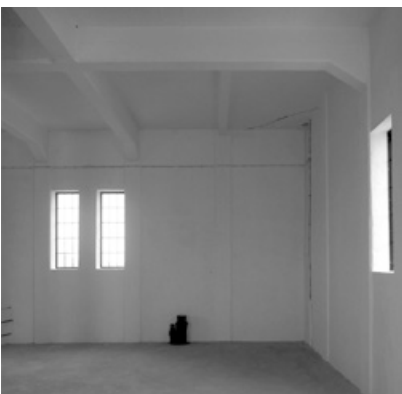


Abb. 601: Blick in eines der Zwischengeschosse (Foto: JR).

Museumstr. 18, Schwabmünchen	
Ausführungszeit	1909–1910
Bautypus	Skelett
Merkmal Bauweise	Skelettkonstruktion, Behälter, Dach, Treppen nach vorläufigen Bestimmungen 1907
Bauherr Architekt Bauunternehmen	Gemeinde Schwabmünchen Thormann & Stiefel, Augsburg Thormann & Stiefel
Geschoße Grundfl. x Höhe Behältervolumen	1–E+5+DG 11 x 11 x 43 m 400 m <sup>3</sup>
Erhaltungszustand	vollständig erhalten

**Beschreibung:** Der Wasserturm in Schwabmünchen liegt östlich der historischen Altstadt auf einer Anhöhe. Er wurde im Zuge der Einrichtung einer geregelten Wasserversorgung für die Orte Schwabmünchen und Mittelstetten errichtet und 1910 in Betrieb genommen. Die äußere Gestaltung erfolgte nach funktionalen Gesichtspunkten, die in historistischem Stil gehaltene Fassaden begünstigten. Die typische Erscheinung mit vorspringendem Umgang auf Höhe des Wasserbehälters wurde auch bei anderen Wasserbehältern realisiert (siehe u.a. Kirchseeon, Ordnungsnummer 10).

Der im Grundriss quadratische Wasserturm besitzt Außenmaße von 11 x 11 m. Der Turm ist insgesamt knapp 43 m hoch und bindet 3,7 m tief in den Baugrund ein. Bis auf die Laterne wurde das Bauwerk als Skelettkonstruktion errichtet, dessen Gefache mit Ziegelsteinen verfüllt und verputzt wurden. Der Keller besteht abweichend von der bauzeitlichen Planung komplett aus Eisenbeton. Der Turmschaft gliedert sich pro Seite in fünf Gefachfelder mit sechs Stützen. Die Querschnitte der Stützen verjüngen sich nach oben geschossweise von 45 x 60 cm auf 40 x 45 cm. Die jeweiligen Eckstützen verjüngen sich von 50 x 50 cm im Kellergeschoss auf 40 x 40 cm im 4. Obergeschoss.

Die Geschosshöhen betragen durchgängig etwa 5 m. Die Zwischendecken wurden in Form von Plattenbalkendecken hergestellt. Die Balken besitzen einen Querschnitt von 30 x 53 cm einschließlich der 8 cm dicken Deckenplatten. Diese Balken setzen in Nord–Süd– bzw. in Ost–West–Richtung paarweise an den mittleren beiden Fassadenstützen an und kreuzen sich ebenengleich in der Mitte des Raumes. In den verbleibenden Eckfeldern wurden zusätzlich Unterzüge mit einem Querschnitt von 20 x 16 cm (B x H, ohne Deckenplatte) eingefügt. Diese Unterzüge wurden von Geschoss zu Geschoss in der Spannrichtung wechselnd eingebaut und nehmen so Rücksicht auf die Spannrichtung der Treppenaufgänge, die ebenfalls aus Eisenbeton bestehen.

Der Wasserbehälter hat zwei Kammern, liegt in 30 m Höhe und

besitzt ein Fassungsvermögen von insgesamt 400 m<sup>3</sup>. Die Umfassungswände des Behälters wurden direkt in Verlängerung des Turmschaftes aufgeführt. Die Skelettstruktur des Schaftes wird zur Stützenstruktur des Wasserbehälters. Die konstruktive Durcharbeitung wurde dabei analog zu einer zeittypischen Deckenkonstruktion ausgeführt. Die Stützen sind als Biegebalken, die Wandungen wie Deckenplatten anzusehen. Beide Teile wurden im Verbund bewehrt und betoniert. Die Plattendicke beträgt planmäßig 7 cm, der Querschnitt der Stützen 35 x 40 cm. Die Wandungen erhielten zu den Stützen voutenförmige Verdickungen (8 x 18 cm). Die Behälterzwischenwand verläuft in Ost–West–Richtung und wurde ebenfalls mit flankierenden Stützen hergestellt. Die Kammern wurden innenseitig mit Portlandzementputz ausgekleidet. Unter dem Wasserbehälter wurde die Decke mit kassettierten Unterzügen versehen, die jeweils einen Querschnitt von 35 x 80 cm (einschließlich 15 cm Deckenplatte) aufweisen. Der Wasserbehälter wurde mit einer dünnen Decke versehen.

Als Bewehrung wurden glatte Rundstäbe verwendet mit Durchmessern von 26 bis 30 mm für die Haupt- bzw. Biegebewehrung und 12 bis 16 mm für Bügel und Verteilbewehrungen. Die Biegebewehrungen der Deckenbalken wurden zu den Auflagern hin nach oben gebogen. Die Bewehrungen erhielten Endhaken. Der Durchmesser der Deckenbewehrung beträgt 8 mm. Die Stäbe wurden im Abstand von etwa 25 cm eingelegt. Die Betondeckung beträgt an den Decken 15 mm und hält sich damit an die Bestimmungen, die 10 mm vorschrieben. Die Geometrie der Hauptunterzüge weist Vouten zu den Auflagern auf, die jedoch nicht planmäßig bewehrt wurden. Unterzüge und Deckenplatten bzw. die Rippen der Dachkonstruktion und die Dachseiten wurden in einem Zuge geschalt und anschließend betoniert. Dies belegen die Schalungsabdrücke.

In Höhe des Wasserbehälters wurde ein Umgang angelegt, der sich an der Fassade als vorspringendes Bauteil mit Eckerkern abzeichnet und dem Turm sein charakteristisches Aussehen verleiht. Dieser Umgang wurde wie der Schaft als Eisenbetonskelettkonstruktion mit ausgemauerten Gefachen hergestellt. Das Dachtragwerk ist eine Rippenkonstruktion mit betonierten Dachseiten. Die Rippen besitzen jeweils einen Querschnitt von 25 x 40 cm.

**Erhaltungszustand:** Die originalen Eisenbetonkonstruktionen sind vollständig erhalten. Der Turm wird bis heute in seiner ursprünglichen Funktion genutzt. Der Wasserturm erfuhr zwischenzeitlich eine zusätzliche Nutzung als Museum im Erd- und 1. Obergeschoss. Die zu diesem Zweck eingefügten Einbauten sind noch vorhanden. Auch wurden in diesem Zuge in der Westfassade Fensteröffnungen eingefügt. Weitere Veränderungen an Agententechnik und Bauwerk wurden vorgenommen.

**Archivalien:** Stadtbauamt Schwabmünchen.

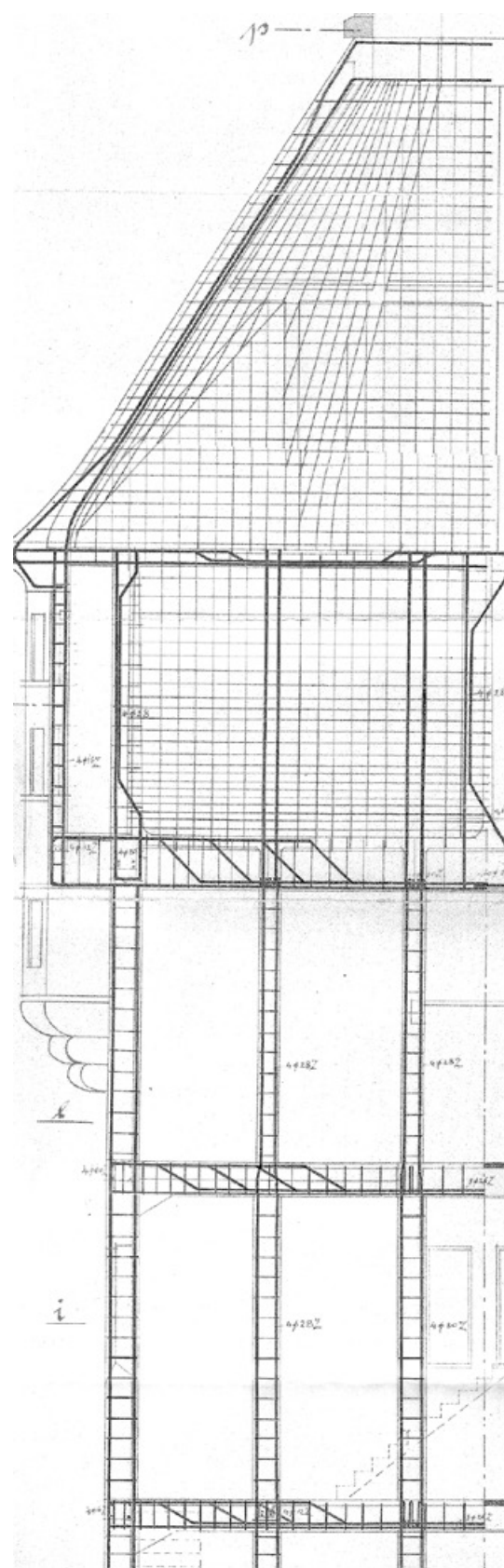


Abb. 602: Ausschnitt aus dem Bewehrungsplan von Thormann + Stiefel 1909 (Archiv Stadt Schwabmünchen).

## 63 Wasserturm



Abb. 603: Aktuelle Ansicht (Foto: JR).

Am Aubinger Wasserturm 39, München	
Ausführungszeit	1909–1910
Bautypus	Skelett
Merkmal Bauweise	Skelettkonstruktion, Dach, Treppen, Behälter nach Bestimmungen
Bauherr Architekt Bauunternehmen	Wasserwerk Neuaubing Josef Fischer Josef Fischer?
Geschoße Grundfl. x Höhe Behältervolumen	1–E+6+2DG 6,5 x 6,9 x 36,5 m 120 m <sup>3</sup>
Erhaltungszustand	vollständig erhalten

**Beschreibung:** Der Wasserturm entstand mit der Gründung der Siedlung Neuaubing. Dem Turm beige stellt und mit diesem direkt verbunden ist ein eingeschossiges Brunnenhaus mit Mansarddach. Der Turm mit rechteckigem Grundriss besitzt Außenmaße von 6,5 x 6,9 m und wurde mit einem ungewöhnlichen, wohnhausartigen Gebilde mit Mansarddach und Querhaus in einem zurückhaltenden Heimatstil abgeschlossen. Darin wurde der Wasserbehälter mit 120 m<sup>3</sup> Fassungsvermögen untergebracht, der aus zwei Kammern besteht. Die Gesamthöhe des Turms beträgt 36,5 m. Der Turm ist unterkellert. Die Gründungstiefe beträgt 2,8 m.

Die Skelettkonstruktion des Turmes besteht aus vier Eckstützen. Die Geschossdecken sind als Flachdecken anzusprechen, die mit Unterzügen in der Ebene der 25 cm dicken Außenwände ausgeführt und so mit den Eckstützen verbunden wurden. Die Felder zwischen den Stützen wurden ausgemauert und verputzt. Die Wandstärken nehmen vom Kellergeschoss bis zum 1. Obergeschoss von 65 auf 38 cm ab. Darüber betragen sie 25 cm. Ob der Querschnitt der Stützen auch nach oben hin abnimmt, geht aus den eingesehenen Unterlagen nicht hervor. In dem genannten Mansardhaus auf dem Turmschaft befindet sich der Flachbodenbehälter. Unterhalb des Quergiebels wurde ein schmaler Treppenaufgang untergebracht, um in Höhe des Wasserbehälters den Umgang erreichen zu können. Der Wasserbehälter wurde auf einer kräftigen gevouteten Unterzugdecke errichtet.

**Erhaltungszustand:** Das Bauwerk wird nicht mehr als Wasserturm genutzt, ist jedoch vollständig erhalten. Seit dem Jahr 2000 gibt es Bestrebungen, eine Umnutzung für den Turm herbeizuführen. Bisher wurden jedoch keine baulichen Veränderungen in diesem Sinne vorgenommen.

**Literatur:** Chevalley et.al 2004, S. 50.

**Archivalien:** LBK, Akt.-Nr. 231721 (keine ursprünglichen Pläne).

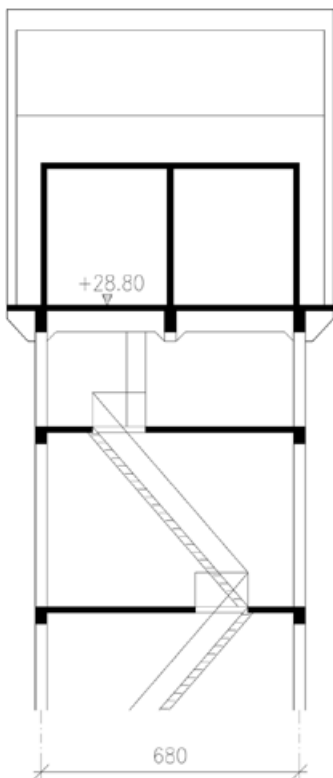


Abb. 604: Teilschnitt M 1:200; Bereich Wasserbehälter (JR, Vorlage LBK Akt.-Nr. 231721).

## 64 Sog. Littmannbau der Löwenbräu AG

Nymphenburger Str. 5, München	
Ausführungszeit	1910
Bautypus	Skelett
Merkmal Bauweise	Skelettkonstruktion, Dachtragwerk nach vorläufigen Bestimmungen 1907
Bauherr	Löwenbräu AG
Architekt	Max Littmann
Bauunternehmen	Heilmann und Littmann GmbH?
Geschoße	1–E+2+DG
Stützweite	6,4 m
Grundfläche	16 x 38 m
Erhaltungszustand	weitgehend erhalten



Abb. 606: Aktuelle Ansicht (Habel et.al 2009, S. 710).

**Beschreibung:** Das Gebäude wurde mit drei oberirdischen Geschossen ausgeführt und ist einschließlich Dachtragwerk bis zum First aus Eisenbeton konstruiert. Das Dachgeschoss ist ausgebaut, der Komplex ist vollständig unterkellert. Das Lagergebäude wurde als Leerfasslager und Zentralmagazin genutzt. Die Fassaden sind sehr einfach gestaltet.

**Erhaltungszustand:** Das Gebäude ist vollständig erhalten und wird heute als Bürogebäude genutzt. Das Gebäude steht nicht unter Denkmalschutz, wird jedoch im Inventarband des Bayerischen Landesamtes für Denkmalpflege als wichtiges Bauwerk gewürdigt. Tatsächlich dürfte es sich um das letzte verbliebene Gebäude auf dem Gelände der Löwenbräu AG aus dieser Zeit handeln, bei dem maßgeblich Eisenbeton zur Ausführung gebracht wurde.

**Literatur:** Habel et.al 2009, S. 710.

**Archivalien:** LBK, Akten-Nr. 198934 (keine Planunterlagen aus der Errichtungszeit vorhanden).

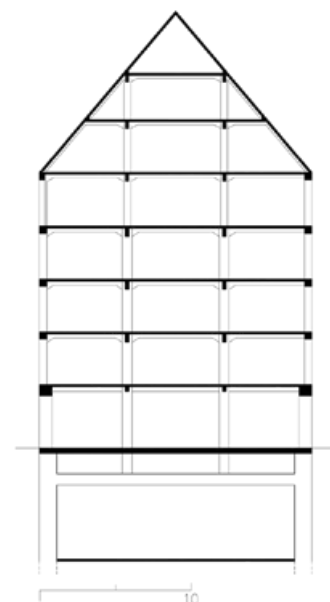


Abb. 605: Schnitt M 1:500 (JR, Vorlage LBK Akt-Nr. 198934).

## 65 Gerstenhaus der Löwenbräu AG



Abb. 609: Historische Ansicht (SBZ 1912, S. 129).

Nymphenburger Str. 4, München	
Ausführungszeit	1910
Bautypus	Skelett
Merkmal Bauweise	Skelettkonstruktion nach vorläufigen Bestimmungen 1907
Bauherr Architekt Bauunternehmen	Löwenbräu AG Gebr. Rank Gebr. Rank
Geschoße Stützweite Grundfläche	1–E+4+2DG 7,7 m 16 x 38 m
Erhaltungszustand	abgebrochen

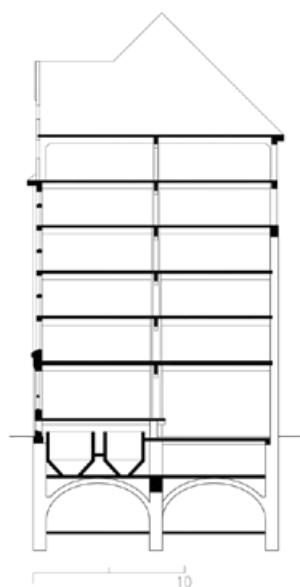


Abb. 607: Schnitt M 1:500 (JR, Vorlage SBZ 1912).

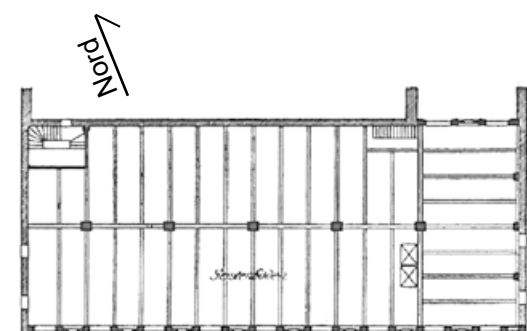


Abb. 608: Grundriss 2. OG (SBZ 1912, S. 130).

**Beschreibung:** Das Gebäude stand etwa 80 m von der Nymphenburger Straße aus zurück versetzt, war aber nicht durch ein Vordergebäude verdeckt und deshalb gut einsehbar. Über einem Erdgeschoss aus Stampfbeton mit Bogenöffnungen wurden vier Obergeschosse aufgeführt, deren 16 Fassadenpfeiler aus Betonfertigteilen aufgemauert wurden, die nachträglich bewehrt und vergossen wurden (vgl. Lindwurmhof, Ordnungsnummer 69). Diese Hohlsteine hatten gemäß den Ausführungen in der Süddeutschen Bauzeitung 40 cm Höhe und eine Wandungsstärke von 3 cm. Sie wurden sozusagen als verlorene Schalung verwendet. Die Pfeiler erhielten eine konvex-konkave Grundform, sodass sich dazwischen Flacherker mit kleinen Fenstern und Ornamenttafeln unterbringen ließen, während die nebenliegenden Metallsprossenfenster größer waren. Die äußere Gliederung gab dem Gebäude eine aufstrebende, recht erhabene Außenerscheinung. Über einem durchgehenden Gesims wurde das gewalmte Steildach mit Mansarde und zweigeschossigen spitzgiebeligen Gauben errichtet, die zugleich die Fassadengliederung darunter aufnahmen und das Dach strukturierten. Der Entwurf wurde in der zeitgenössischen Kritik sehr wohlwollend aufgenommen.

Das im Grundriss rechteckige Gebäude besaß Außenmaße von 16 x 38 m bei einer Gesamthöhe über Gelände von etwa 28 m. Es wurde auf den Fundamenten des älteren, von 1820 stammenden, Gerstenhauses errichtet. Die Fassadenpfeiler nahmen prinzipiell jeweils einen Nebenträger der Unterzugsdecken auf, die jeweils an den mittig längs verlaufenden Hauptträger anschlossen. Dieser band in die Eisenbetonstützen ein, die von Geschoss zu Geschoss einen abnehmenden Querschnitt aufwiesen. Die somit monolithische Bauweise wurde vom 1. Kellergeschoss bis in die Mansarde zur Ausführung gebracht. Nur das Dachtragwerk darüber war in Holz ausgeführt. Mauerwerk wurde für die Schmalseiten des Gebäudes verwendet.

Alle Geschossebenen wurden für die Lagerung von Gerste genutzt und waren deshalb mit Geschosshöhen von etwa 3 m recht niedrig. Im Keller befanden sich die gewölbten Malztennen, die über ein Zwischengeschoss beschickt wurden.

**Erhaltungszustand:** Das Gebäude wurde bereits während der Unruhen um die bayerische Räterepublik 1919 und noch stärker im Zweiten Weltkrieg beschädigt, aber jeweils wieder aufgebaut. Das Gebäude wurde im Jahr 2007 abgebrochen.

**Literatur:** SBZ 1912, S. 129-131; BAI 1912, S. 331; Heckhorn 1989, S. 226; Habel et.al 2009, S. 710; Basiner 2012, S. 228-229; Winkler 2016, S. 107 und 150; Megele 1951, S. 28.



Abb. 610: Beschädigungen im Mai 1919 (Heckhorn 1989, S. 226).

## 66 Schlachthof



Abb. 614: Binderkonstruktion mit Schalungsabdrücken (Foto: Christian Kayser).

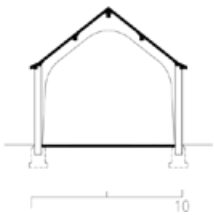


Abb. 611: Schnitt M 1:500 (JR, Vorlage Emperger 1915).

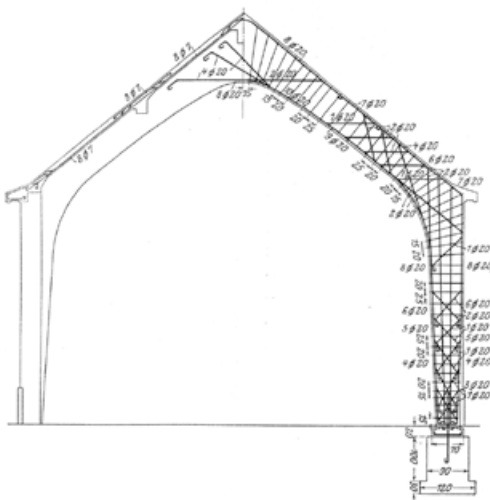


Abb. 612: Bewehrungsplan (Emperger 1915, S. 79).

Auf der Lände 7, Fürstenfeldbruck	
Ausführungszeit	1910
Bautypus	Binder
Merkmal Bauweise	Rahmenkonstruktion, Dachflächen nach vorläufigen Bestimmungen 1907
Bauherr Architekt Bauunternehmen	Gemeinde Fürstenfeldbruck A. Voll Wayss & Freytag A.–G.
Geschoße Spannweite Grundfläche	E+DG 9,5 m bis zu 12 x 35 m
Erhaltungszustand	erhalten

**Beschreibung:** Die Gesamtanlage besteht aus insgesamt fünf Gebäuden, wovon um 1910 vier neu errichtet wurden. Die Anlage verbindet die Nutzungen eines Schlachthauses und einer Badeanstalt, die jedoch räumlich voneinander getrennt wurden.

Die Schlachthalle wurde als Binderkonstruktion aus Eisenbeton mit betonierten Dachschrägen und längsverlaufenden Pfetten errichtet. Die Spannweiten betragen 9,5 m.

**Erhaltungszustand:** Die originalen Eisenbetonkonstruktionen sind erhalten.

**Literatur:** SBZ 1911, Nr. 13, S. 97-98; Handbuch für Eisenbetonbau 1915, S. 77-80.



Abb. 615: Aktuelle Außenansicht (Foto: Christian Kayser).

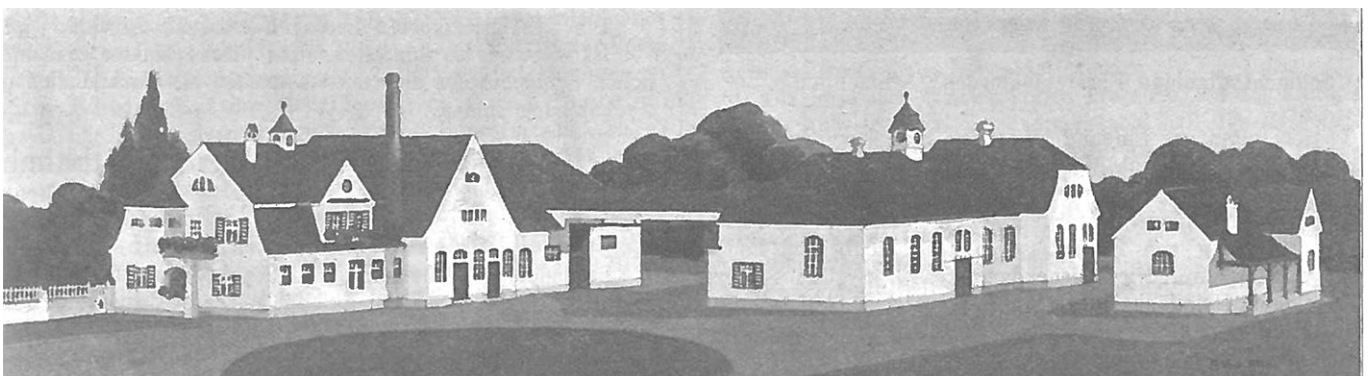


Abb. 613: Modellansicht (SBZ 1911, S. 97).

## 67 Wohnhaus

Richard-Wagner-Str. 17, München	
Ausführungszeit	1910–1911
Bautypus	Skelett
Merkmal Bauweise	Skelettkonstruktion, Treppen, Balkone nach vorläufigen Bestimmungen 1907
Bauherr	Gebr. Rank
Architekt	Franz Rank
Bauunternehmen	Gebr. Rank
Geschoße	1–E+3+DG
Stützweite	6 m
Grundfläche	14 x 23 m
Erhaltungszustand	überwiegend erhalten

**Beschreibung:** Nachdem die Gebrüder Rank 1904 das Grundstück Augustenstr. 54 und Richard-Wagner-Str. 17 erwerben konnten, entstanden nach Grundstücksteilung die heute noch erhaltenen Wohn- und Geschäftshäuser aus Eisenbeton. Der z-förmige Zuschnitt des Grundstücksteils an der Richard-Wagner-Straße erschwerte jedoch den Entwurf. Es wurden Maisonettewohnungen mit bis zu sieben Zimmern eingerichtet. Der erste Entwurf von 1905 war noch sehr stark dem Historismus verschrieben mit Quergiebel und asymmetrisch davor gesetztem Erker. Die schließlich realisierte Fassade mit symmetrisch angeordneten polygonalen Erkern und dazwischen liegenden Balkonen endet in einer durchgehenden weit auskragenden Gesimsplatte und ist viel stärker einer gewissen Sachlichkeit zuzurechnen.

Die Binnenkonstruktion wurde als Eisenbetonskelett errichtet mit Unterzugdecken und Treppenanlagen. Die Trennwände wurden aus Mauerziegeln hergestellt. Auch das Dachtragwerk besteht im 1. Dachgeschoss aus Eisenbeton. Hierzu ist auch ein Bewehrungsplan verfügbar. Es wurden Tragbewehrungen mit Durchmessern von 24 mm eingelegt. Die Stützweiten betragen etwa 6 m.

**Hinweis:** Das benachbarte Gebäude, die ehemalige Privatklinik von Alfred Haas, mit der Hausnummer 19 wurde fast zeitgleich nach Plänen des Architekten Max Neumann errichtet und in ähnlichem Stil gehalten. Aus den vorgefundenen Archivunterlagen und der zur Verfügung stehenden Literatur geht jedoch nicht hervor, dass dort Eisenbeton zur Anwendung kam.

**Erhaltungszustand:** Die originalen Eisenbetonkonstruktionen sind erhalten. Das Gebäude wurde rezent instandgesetzt.

**Literatur:** Ostendorf 2007; Habel et.al 2009, S. 936; Basiner 2012, S. 150-152.

**Archivalien:** Privatarchiv Basiner.



Abb. 618: Straßensicht (Foto: JR).



Abb. 619: Detail Balkone (Foto: JR).



Abb. 616: Schnitt M 1:500 (JR, Vorlage Basiner 2012).

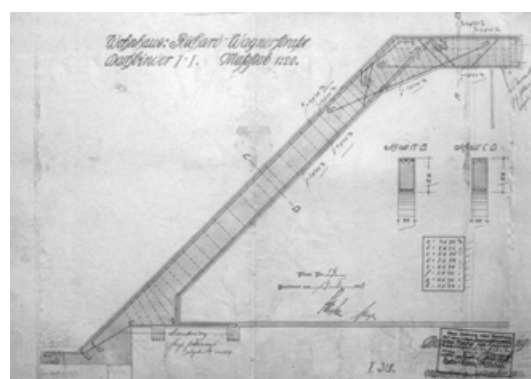


Abb. 617: Bewehrungsplan (Basiner 2012, S. 151).



## 68 Hauptzollamt



Abb. 623: Ansicht Schalterhalle (Foto: JR).

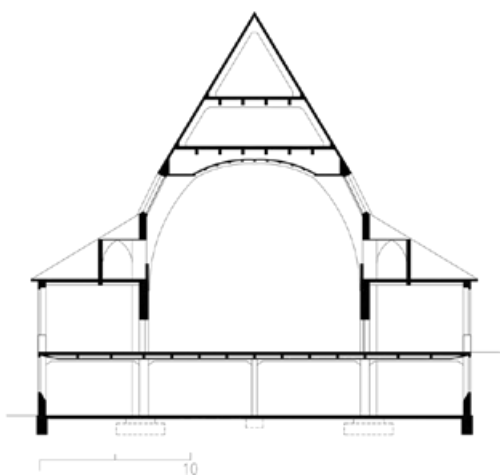


Abb. 620: Schnitt Schalterhalle M 1:500 (JR, Vorlage Archiv Zollamt und eigenes Aufmaß).



Abb. 621: Schalterhalle (Foto: JR).



Abb. 622: Revisionssaal (Foto: JR).

Landsberger Str. 122–132, München	
Ausführungszeit	1909–1912 (Rohbau 1911)
Bautypus	Skelett, Gewölbe, Binder
Merkmal	Skelettkonstruktion, Dach, Gewölbe, Treppen, Binderkonstruktion
Bauweise	nach vorläufigen Bestimmungen 1907
Bauherr	Königreich Bayern
Architekt	Freiherr v. Schacky auf Schönfeld, Hugo Kaiser
Bauunternehmen	Gebr. Rank, Heilmann und Littmann
Geschoße	1–E+4+2DG
Grundfläche	20 x 180 m (Zollhalle)
Stützweite	6,8 m (Skelett)
Spannweite	14,5 m (Gewölbe Schalterhalle); 4 m (längs)
Stichhöhe	8,4 m (Gewölbe Schalterhalle)
Schalendicke	7 cm (Schalterhalle)
Rippenstärke	14 cm
Kuppelhöhe	16,15 m
Rippenquerschnitt	30/60 – 35/70 cm
Erhaltungszustand	überwiegend erhalten

**Beschreibung:** Die Bauten an der Landsberger Straße in Höhe der Donnersberger Brücke ersetzen das ältere Zollamtsgebäude an der Bayerstraße, das nach Plänen von Friedrich Bürklein 1874 errichtet wurde. Das Gelände hat eine Größe von 35.000 m<sup>2</sup>, wovon 14.000 m<sup>2</sup> überbaut wurden. Neben dem Hauptzollamt mit der hoch aufragenden Zollhalle entlang der Gleisanlagen und dem rechtwinklig daran anschließenden Bürogebäude wurde ein Gebäude für die Technische Prüfungs- und Lehranstalt direkt an der Donnersberger Straße geschaffen sowie mehrere Wohngebäude entlang der Landsberger Straße. Der Zugang auf das Grundstück erfolgt von der Landsberger Straße. Nach einem Pfortnerhäuschen gelangt man in den Ehrenhof.

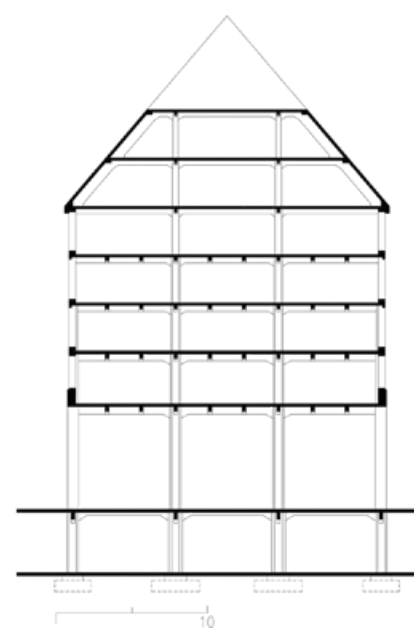
Die historisierende Gestaltung der Fassade ist mit Jugendstilelementen durchsetzt. Die Schalterhalle befindet sich hinter einer repräsentativ konvex vorschwingenden und verputzten Giebelfassade mit Natursteinverkleidungen und Ornamenten sowie einem Dachreiter mit Uhr. Der Giebel ist gegenüber den anschließenden zweigeschossigen Flügeln überhöht und im Obergeschoss mit kolossalen Pilasterstellungen markant betont. Die zweigeschossige Schalterhalle ist 35 m lang, 14,5 m breit und 14 m hoch. Diese Halle ist mit einem korbogenförmigen Gewölbe mit Gurtbögen und seitlichen, schräg gestellten Oberlichtfenstern überdeckt. Westlich von der Schalterhalle ist nach einem Lichthof ein weiterer mehrgeschossiger Bau angegliedert, in dem sich große Räume für die Begutachtung besonderer Waren befinden, u.a. der Revisionssaal im 1. Obergeschoss. Der gesamte Flügel ist zweiseitig umlaufend von Büros flankiert. Nördlich davon befindet sich die sog. Zollhalle, die 180 m lang und 20 m breit ist. Diese

besitzt sechs Obergeschosse und ein nicht ausgebautes Dachgeschoss. Sie ist zusammen mit dem nach Süden abgehenden Flügel unterkellert. Im Bereich des Büroflügels wurde ein Lichthof in die Zollhalle eingefügt, der eine sechseckige Grundrissfläche von 100 m<sup>2</sup> aufweist und mit einer verglasten und weit über das Dach geführten Kuppel die Außenansicht beherrscht. Die Zollhalle mit ihrem steilen Satteldach besitzt eine Gesamthöhe ab Oberkante Gelände von über 33 m, die Kuppel von etwa 45 m. Die Skelettkonstruktionen aus Eisenbeton erreichen eine Stützweite von 6,8 m in der Zollhalle, die Spannweite des Gewölbes der Schalterhalle beträgt 14 m.

Alle wesentlichen Tragkonstruktionen wurden in Eisenbeton ausgeführt, auch die Skelettstruktur der Glaskuppel. Die ausgewiesenen Tragfähigkeiten für die Decken in der vierschiffigen Zollhalle betragen bis zu 2.000 kg/m<sup>2</sup>. Nach der Fertigstellung wurden Lastversuche vorgenommen. Die Unterzugsdecken bestehen aus Hauptträgern in den Achsen der Stützen in Querrichtung und Nebenträgern in Längsrichtung in Abständen von etwa 2,3 m und mit einer Spannweite von ca. 5 m. Die Träger besitzen jeweils zu den Stützen bzw. zu den Hauptträgern Vouten. Im Erdgeschoss wurden an den Stützen Konsolen ausgebildet um eine längs verlaufende Kranbahn aufnehmen zu können. Im Bereich des Oberlichtes weichen die Stützen aus der Längsachse zurück. Die im Grundriss achteckigen Stützen wurden im mehreren Geschossen bereits bei der Herstellung mit einem runden Stahlmantel versehen, der als verlorene Schalung verwendet wurde und die Stützen vor Anprall schützen sollte. Ab dem 3. Obergeschoss wurden die Stützen mit einem quadratischen Querschnitt ausgeführt. Die Stützen besitzen im Keller Außenquerschnitte von 80 x 80 cm, im Dachgeschoss von 40 x 40 cm.



**Abb. 625: Bewehrung von Unterzugsdecken (Emperger 1913, Abb. 26).**



**Abb. 626: Schnitt Zollhalle M 1:500 (JR, Vorlage Archiv LBK).**

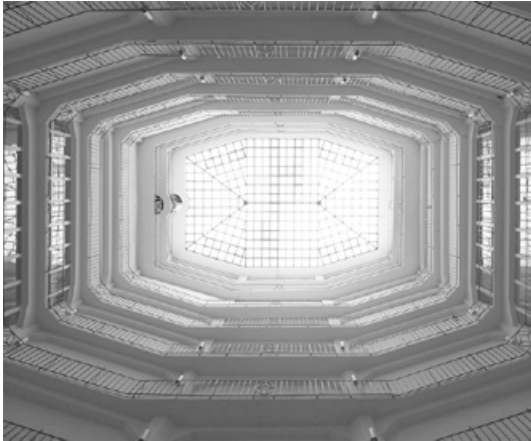


**Abb. 624: Historische Aufnahme nach Abschluss der Betonarbeiten in der Zollhalle (Archiv Hauptzollamt).**



**Abb. 627: Zollhalle im Erdgeschoss (Zentralblatt der Bauverwaltung 1912, S. 17).**

## 6.1 Hochbauten

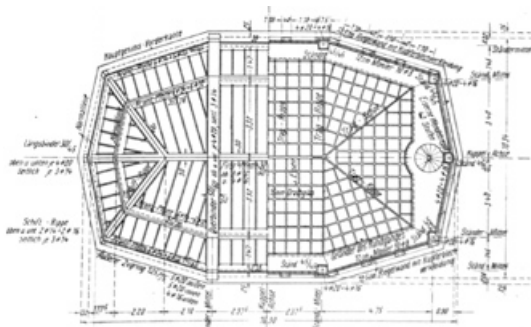


**Abb. 628: Lüftungsschacht unter der Kuppel**  
(Foto: JR).

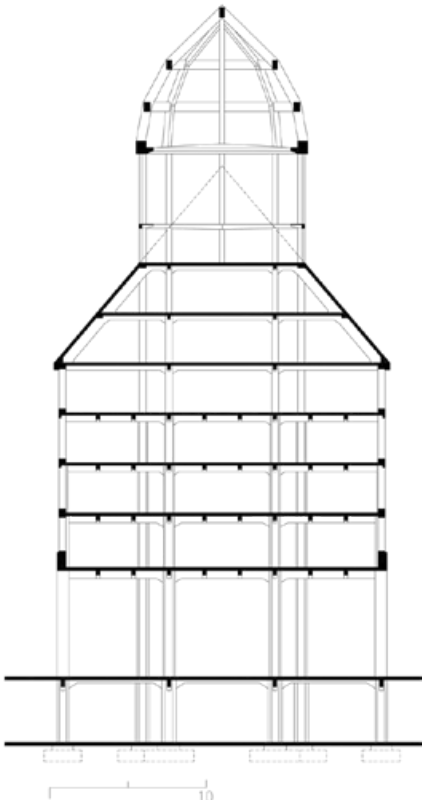
Die Bauausführung ist gut dokumentiert. Die Ausführung gemäß den Bestimmungen von 1907 ist nachvollziehbar. Die Bewehrungsführung ist gut ersichtlich. Planunterlagen aus der Zeit der Errichtung der Anlage sind leider nicht mehr verfügbar.

Es wurden je sechs Lastenaufzüge und Treppenaufgänge in der Zollhalle eingebaut. Das Gebäude wurde mit damals moderner Lüftungstechnik ausgestattet. Das Gebäude wurde im April 1910 im Rohbau vollendet (Fertigstellungsanzeige).

Bemerkenswert sind die ausgeführten, frei auskragenden Vordächer aus einer dünnen Eisenbetonschale, von denen noch eine verblieben ist.



**Abb. 629: Grundriss der Kuppel**  
(Empgerger 1913, Tafel VI).



**Abb. 630: Schnitt Zollhalle mit zentraler Kuppel über dem Lichtschacht. M 1:500**  
(JR, Vorlage Empgerger 1913, Tafel V/VI).



**Abb. 631: Blick in die Rippenkuppel**  
(Foto: Archiv Hauptzollamt).

**Erhaltungszustand:** Die originalen Eisenbetonkonstruktionen sind erhalten. Durch Beschädigungen im Zweiten Weltkrieg ging das originale Dachtragwerk aus Holz verloren und wurde in der Folge durch die Firma Leonhard Moll durch räumliche Stahlgitterträger ersetzt. An den angrenzenden Wohnbauten wurden die markanten jugendstilartigen Dachaufbauten über den Treppenhäusern abgenommen.

**Literatur:** BAI 1912, S. 517-519; SBZ 1912, S. 350-359; Zentralblatt der Bauverwaltung (Hrsg.): Die Zollneubauten, 1912; Emperger, Beton und Eisen 1913, S. 48-50; Habel et.al, Arbeitsheft Nr. 7, 1980, S. 50-51; Chevalley et.al 2004, S. 375-377; Franke-Fuchs 2012.

**Archivalien:** LBK (Instandsetzung nach Zweiten Weltkrieg), Hausarchiv Hauptzollamt (ungeordnet).



Abb. 632: Spindeltreppe als Ausgang in die Kuppel (Foto: JR).



Abb. 633: Konsole für die Kranbahn im Erdgeschoss im Bereich des Luftschachts (Foto: JR).

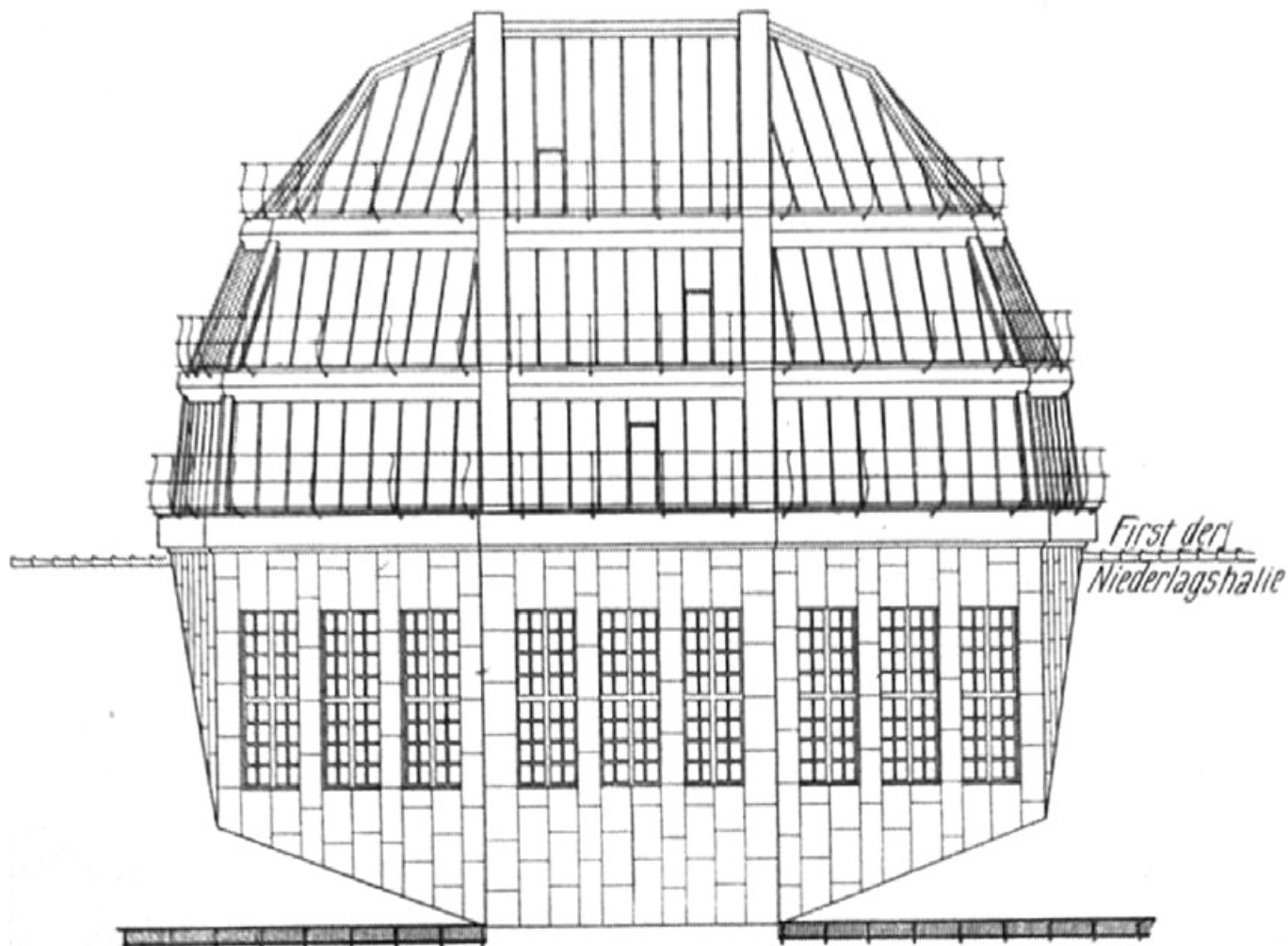


Abb. 634: Ansicht von Süden auf die Kuppel (Emperger 1913, Abb. 15).

## 6.1 Hochbauten



Abb. 635: Historische Aufnahme von Südwesten gesehen (Zentralblatt der Bauverwaltung 1912, S. 4).

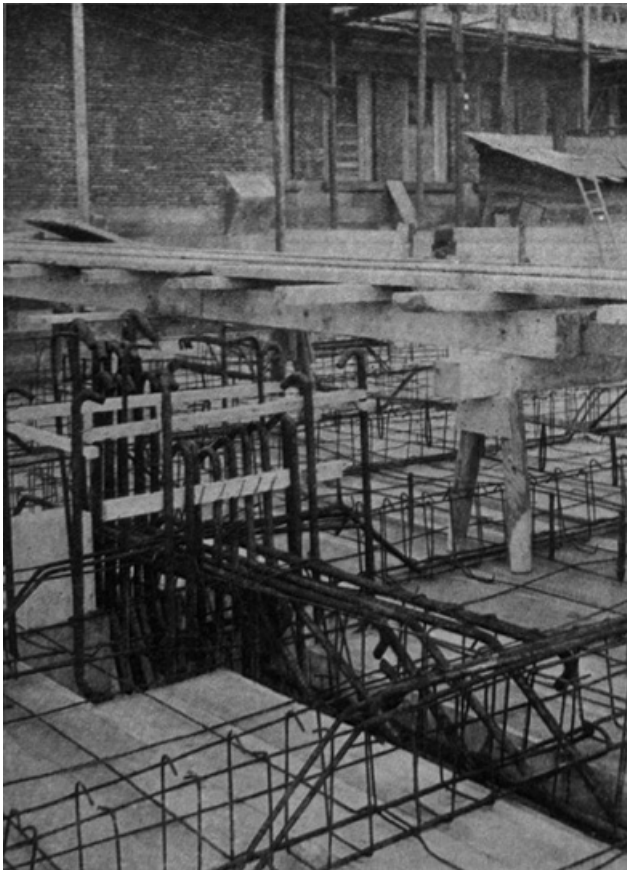


Abb. 636: Bewehrungsarbeiten mit Stützenanschluss. Im Hintergrund sind auf Böcke verlegte Gleise für die Verteilung des Betons zu sehen (Emperger 1913, Abb. 29).

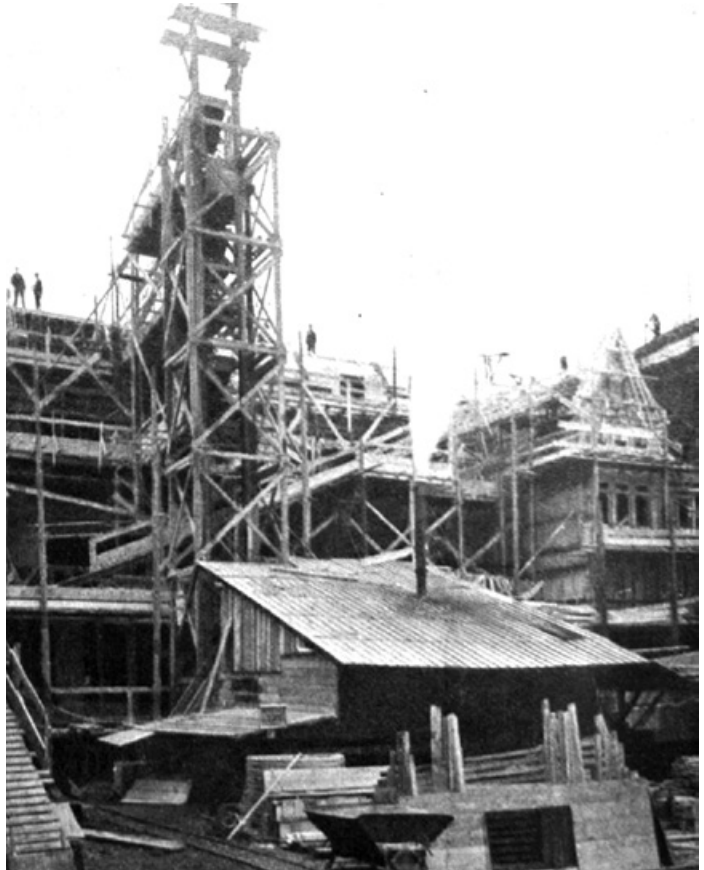


Abb. 637: Betonaufzug am Zollamt (Emperger 1913, Abb. 30).

## 69 Lindwurmhof

Lindwurmstr. 88, München	
Ausführungszeit	1910–1911
Bautypus	Skelett
Merkmal Bauweise	Skelettkonstruktion, Treppen nach vorläufigen Bestimmungen 1907
Bauherr Architekt Bauunternehmen	Gebr. Rank Franz Rank Gebr. Rank
Geschoße Stützweite Grundfläche	1–E+4+2DG 5,75 m 33 x 61 m (KG)
Erhaltungszustand	vollständig erhalten

**Beschreibung:** Das monumentale Kontorhaus wurde entlang der Gleisanlagen zum Südbahnhof bzw. entlang der Lindwurmstraße errichtet. Die Fassaden wurden in historisierenden Formen mit Giebeln, Quergiebeln und vorspringenden, dem mittelalterlichen Fachwerkbau nachempfundenen Flacherkern gestaltet. Im Gegensatz dazu wurden die innenliegenden Hoffassaden sehr geometrisch gehalten mit klar ablesbaren Skelettkonstruktionen und großzügigen Sprossenverglasungen, die bis heute erhalten sind.

Der erste Bauabschnitt weist eine Länge von 61 m und 33 m Tiefe auf. Diese Anlage umfasst kammartig zwei dreiseitig umschlossene Innenhöfe. Ein weiterer Bauabschnitt auf der Nordseite, der diese Innenhöfe auch von dieser Seite umschlossen hätte, wurde zunächst nicht ausgeführt. Die gesamte ursprüngliche Anlage einschließlich der beiden Höfe wurde unterkellert. Die einzelnen zwei- bis dreiaxigen Flügel haben Breiten von bis zu 17,7 m und Stützenabständen von bis zu 8,1 m. In Längsrichtung wurden in großen Abständen Bewegungsfugen eingefügt, die auch Stützen und Unterzüge teilen. Bei Geschosshöhen von maximal 5,2 m besitzt das Gebäude über sämtliche Geschosse hinweg bis zu 28 m Höhe zzgl. des hölzernen Satteldachs.

Die Stützen besitzen einen Grundriss von max. 105 x 105 cm im Keller und wurden in den unteren Geschossen oktogonal ausgeführt. Im Dachgeschoss wurde der Querschnitt der dann quadratischen Stützen auf 40 x 40 cm reduziert. Es wurden Plattenbalkendecken und Unterzugsdecken zur Ausführung gebracht. Über dem Keller bestehen die Decken aus Hauptträgern in Richtung der Stützachsen und Nebenträgern, die das Deckenfeld unterteilen. Die Unterzüge haben einen Querschnitt von 30 x 70 cm im Keller bis hin zu 27 x 45 cm im Dachgeschoss (jeweils mit Deckenplatte). Die Deckenplatten selbst sind jeweils etwa 12 cm dick. Es wurden aber auch Hohlkammerdecken mit glatter Unterseite ausgeführt (Decke über Souterrain).

Als Bewehrung wurden glatte Rundstäbe verwendet. Die Bügel



Abb. 640: Von den Bahngleisen gesehen (Foto: JR).

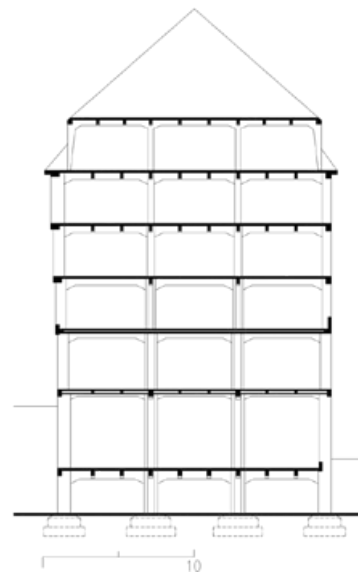


Abb. 638: Schnitt Westflügel M 1:500 (JR, Vorlage StadtAM, DE-1992-LBK-19330).

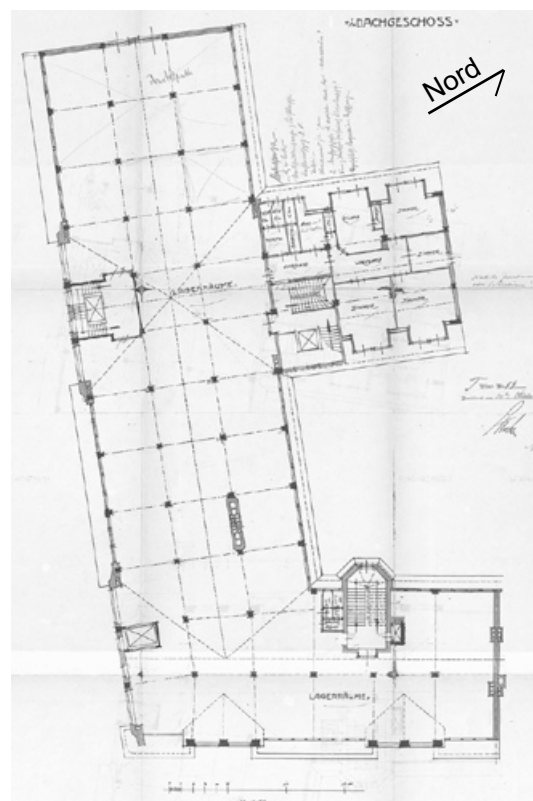


Abb. 639: Grundriss Dachgeschoss (StadtAM, DE-1992-LBK-19330).

## 6.1 Hochbauten



Abb. 641: Ausschnitt der Hoffassade (Foto: JR).

haben einen Durchmesser von 8 mm und wurden in Auflagenähe in Abständen von etwa 10 cm und in Feldmitte von 20 cm verlegt. Die Unterzüge wurden mit Durchmessern von 16 bis 24 mm bewehrt. Die Deckenplatten erhielten Bewehrungen mit einem Durchmesser von 12 mm, die über den jeweiligen Unterzügen nach oben verkröpft wurden. Die Betondeckung beträgt für die Hauptbewehrung der Unterzüge etwa 25 mm und entspricht damit den Bestimmungen, die hierfür 20 mm vorschrieben.

Der Beton wurde an den Fassaden auf Sicht steinmetzmäßig überarbeitet, in den Innenräumen lediglich mit einem Glättputz versehen und weiß gestrichen. Bemerkenswert ist die Verwendung von Kunsthohlsteinen zur Herstellung der Skelettstruktur zu den Binnenhöfen, wie dies kurz zuvor bereits beim Gebäude für die Löwenbräu (Ordnungsnummer 65) zur Ausführung kam. Diese vorgefertigten Hohlsteine wurden vor Ort versetzt, mit Bewehrung versehen und ausgegossen.

**Erhaltungszustand:** Der zunächst fehlende Nordflügel wurde um 1970 in modernem Stil verwirklicht. An den Dachtragwerken mussten nach dem Zweiten Weltkrieg Reparaturen vorgenommen werden. Die Aussichtsplattform ging verloren. Die originalen Eisenbetonkonstruktionen des Bauabschnitts sind vollständig erhalten.

**Literatur:** Handbuch für Eisenbetonbau 1915, S. 592-593; Chevalley et.al 2004, S. 401; Basiner 2012, S. 122-125; Burgmair 2016; Rehm et.al 2018.

**Archivalien:** StadtAM, DE-1992-LBK-19330.



Abb. 642: Innenhof zur Lindwurmstraße (Foto: JR).



Abb. 643: Fassade zu den Gleisen (Foto: JR).



Abb. 644: Unterzug im Kellergeschoss mit sich abzeichnenden Bügelbewehrungen (Foto: JR).

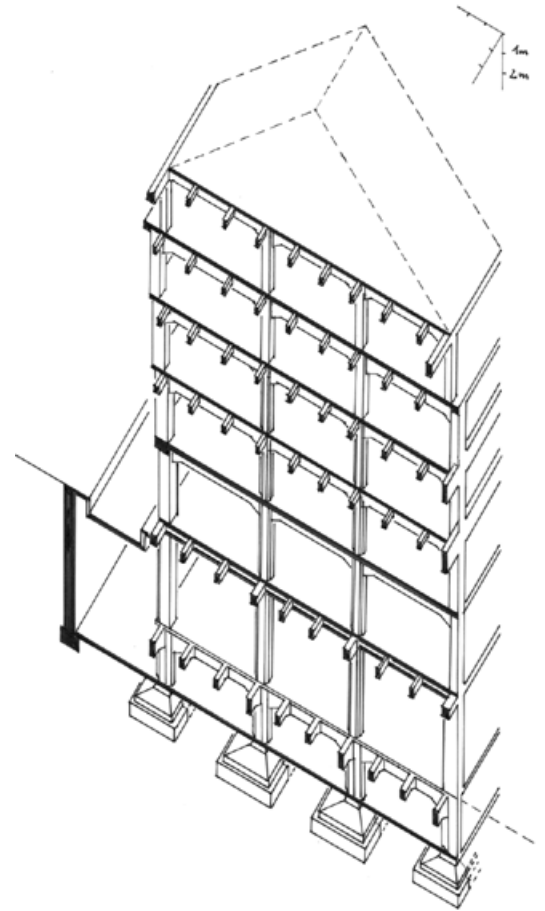


Abb. 645: Isometrie des Westflügels (JR).

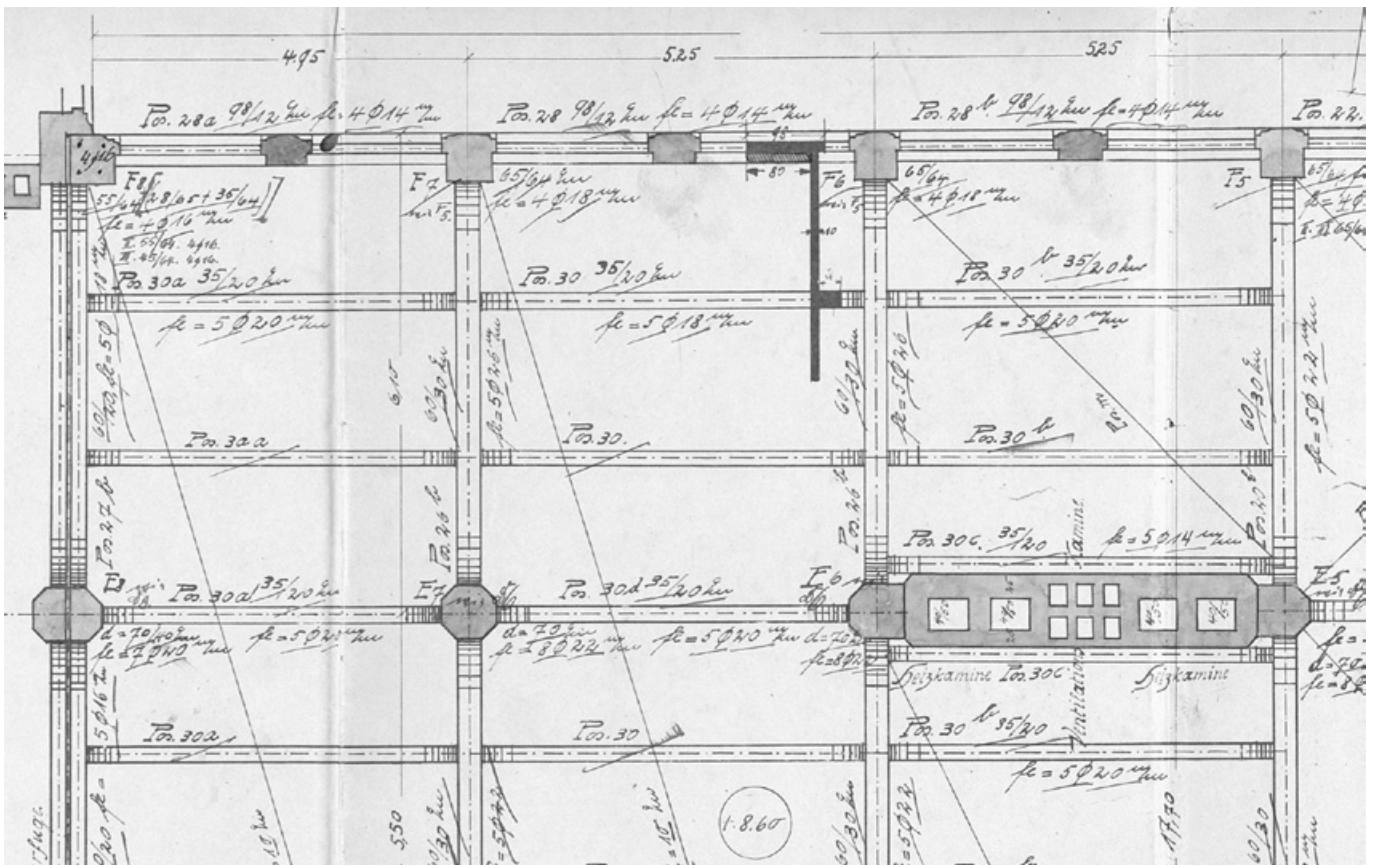


Abb. 646: Originaler Positionsplan der Decke über dem 1. Obergeschoss mit Korrektüreinträgen (StadtAM, DE-1992-LBK-19330).



## 70 ehem. Mädchen-Erziehungs-Institut



Abb. 647: Historische Ansicht (DBZ 1914, S. 220).

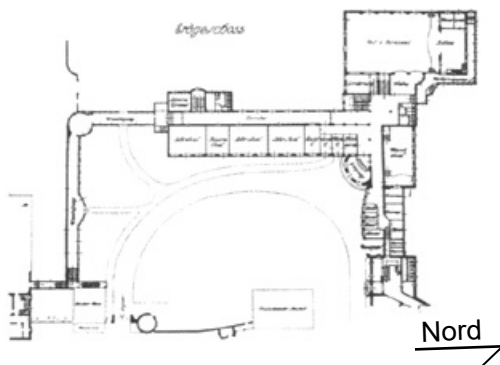


Abb. 650: Lageplan (Basiner 2012, S. 178).



Abb. 648: Turnhalle (DBZ 1914, S. 221).

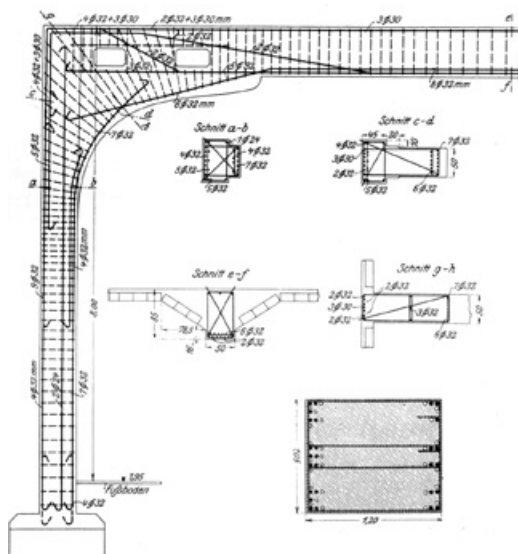


Abb. 649: Bewehrungsplan der Hallenbinder (Emperger 1915, Abb. 174, S. 223).

Maria-Ward-Str. 5, München	
Ausführungszeit	1910–1912 (Rohbau 1911)
Bautypus	Binder
Merkmal Bauweise	Decken, Binderkonstruktion nach vorläufigen Bestimmungen 1907
Bauherr Architekt Bauunternehmen	Orden der Englischen Fräulein Franz Rank Gebr. Rank
Geschoße Grundfläche Spannweite	1–E+2+DG 2 Flügel mit je 13 x 67 m 16 m
Erhaltungszustand	erhalten

**Beschreibung:** Die Englischen Fräulein waren seit 1835 im Nordflügel des Nymphenburger Schlosses untergebracht. Sie suchten in der Nähe einen neuen Ort für Schulräume. Um 1889 wurde mit Planungen für Neubauten an dem heutigen Standort begonnen wie aus Unterlagen im Staatsarchiv hervorgeht. Dem aktuellen Ensemble gingen andere Bauwerke voraus, von denen ein Flügel erhalten ist. Franz Rank entschied sich für einen würdevollen, aber sehr einfachen Entwurf für die Putzfassaden. Der ältere Flügel entlang der Maria-Ward-Straße (Nordflügel) wurde in die Planungen integriert, dessen Geschoss- und Traufhöhen übernommen. Die neuen Flügel besitzen eine relativ geringe Tiefe von 13 m. Es handelt sich um eine einhüftige Anlage. Die Klassenräume sind also nur auf einer Seite des Flurs angeordnet.

Das dreigeschossige Gebäude mit ausgebautem Dachgeschoss und vollständiger Unterkellerung ist im Grundriss so organisiert, dass am Schnittpunkt der beiden neu errichteten Flügel der Zugang mit Vorhalle und zentraler Treppenanlage liegt. Von hier gelangt man auch in den abgesenkten, zweigeschossigen Saal mit Bühne und rückwärtiger Empore, der als Turn- und Veranstaltungssaal noch heute genutzt wird. Insbesondere die genannte Vorhalle wurde aufwendig mit teilweise vorgefertigten Kunststeinelementen ausgestattet. Die bewehrten Betondecken in der Vorhalle wurden kassettiert. Besonders zu erwähnen ist jedoch die Decke über dem Festsaal, die aus über 16 m weit spannenden Bindern in Eisenbeton besteht, an denen ein Drahtputzgewölbe abgehängt wurde. Auch die tief in den Raum hinein auskragende Emporenkonstruktion besteht aus Eisenbeton.

**Erhaltungszustand:** Die originalen Eisenbetonkonstruktionen sind vollständig erhalten.

**Literatur:** DBZ 1914, S. 217-224; Handbuch für Eisenbetonbau 1915, S. 222-226; Basiner 2012, S. 177-179.

**Archivalien:** BSA, Landbauamt München, Akt-Nr. 2821, 2822 (ohne Hinweise auf Arbeiten durch Fa. Rank).

## 71 Volksbad

Rothenburger Str. 10, Nürnberg	
Ausführungszeit	1910–1913 (Rohbau 1911)
Bautypus	Gewölbe, Binder
Merkmal	Decken, Binderkonstruktionen, Rippengewölbe, Becken
Bauweise	nach vorläufigen Bestimmungen 1907
Bauherr	Stadt Nürnberg
Architekt	Friedrich Küfner
Geschoße	1–E+2+DG
Grundfläche	80 x 100 m überbaut
Spannweite	22 m (Gewölbe)
Erhaltungszustand	in Teilen erhalten

**Beschreibung:** Die drei Schwimmhallen wurden zusammen mit einer Eingangshalle und Nebenanlagen als zusammenhängendes städtebauliches Ensemble mit vielfältiger Dachlandschaft auf einer Grundstücksfläche von etwa 100 x 80 m an der Peripherie der historischen Altstadt errichtet. Es sind zahlreiche Jugendstilelemente vorhanden.

Der Gebäudekomplex ist in weiten Teilen zweigeschossig und vollständig unterkellert. Ein zusätzlicher Tiefkeller wurde für die Zulufttechnik eingerichtet. Die drei Schwimmhallen mit Firsthöhen von etwa 16 m sind in Ost–West–Richtung ausgerichtet und überragen die umliegenden Gebäudeteile. Die Belichtung erfolgt über Obergadenfenster. Die einzelnen Schwimmhallen haben Grundrissabmessungen von 36 bis 46 m Länge und 22 m Breite.

Die aufgehenden Wände wurden aus Vollziegeln errichtet. Eisenbeton kam i.W. für die Schwimmbecken und für einige Deckenbereiche wie die Decken über dem Kellergeschoss in den Schwimmhallen sowie den Gewölben in der Halle I (Herrenbad) zum Einsatz. Die filigran auskragenden Emporenumgänge in den Hallen mit gestockten Betonoberflächen erscheinen in diesem Zusammenhang außerdem erwähnenswert.

**Erhaltungszustand:** Während des Zweiten Weltkriegs wurde das Bad stark beschädigt. Instandsetzungsmaßnahmen wurden in den 1940er und 1950er Jahren zur Ausführung gebracht. Der heutige Bestand ist einerseits geprägt von bauzeitlichen Stilelementen, insbesondere bei Halle I, andererseits von den vereinfachenden Instandsetzungsmaßnahmen der Nachkriegszeit. In den Hallen II und III wurden beispielsweise die Obergadenfenster durch Glasbausteine ersetzt, eine innenliegende Kuppel rückgebaut und neue Deckensysteme im Dachbereich eingebaut. Der ehemalige Wasserturm wurde nur teilweise wieder hergestellt. Der Bäderbetrieb wurde 1994 eingestellt. Abgesehen davon bestehen in Teilbereichen feuchtebedingte Schäden, die aufgrund des lange andauernden Leerstands den Erhalt des Bauwerks gefährden.

**Archivalien:** Bauamt Nürnberg, ungeordnet.



Abb. 653: Aktuelle Ansicht von der Straße mit dem reduziert wieder hergestellten Wasserturm (Foto: JR).

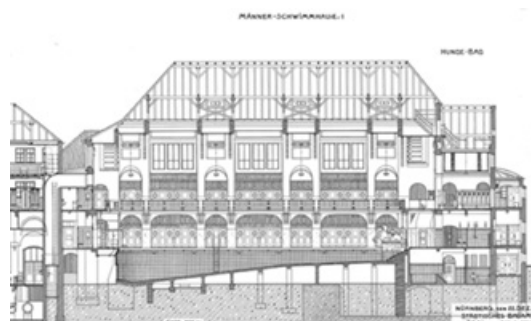


Abb. 651: Längsschnitt durch das Herrenbad (Bauamt Nürnberg).



Abb. 652: Herrenbad (Foto: JR).



Abb. 654: Wartehalle (Foto: JR).

## 72 Großmarkthalle



Abb. 657: Außenansicht von Süden (Foto: JR).

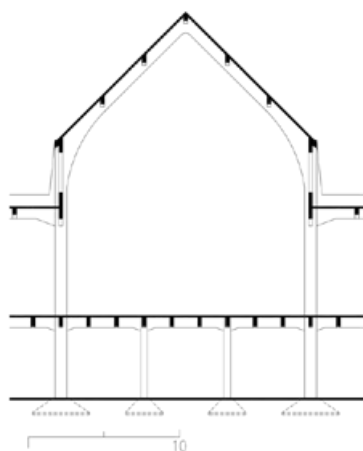
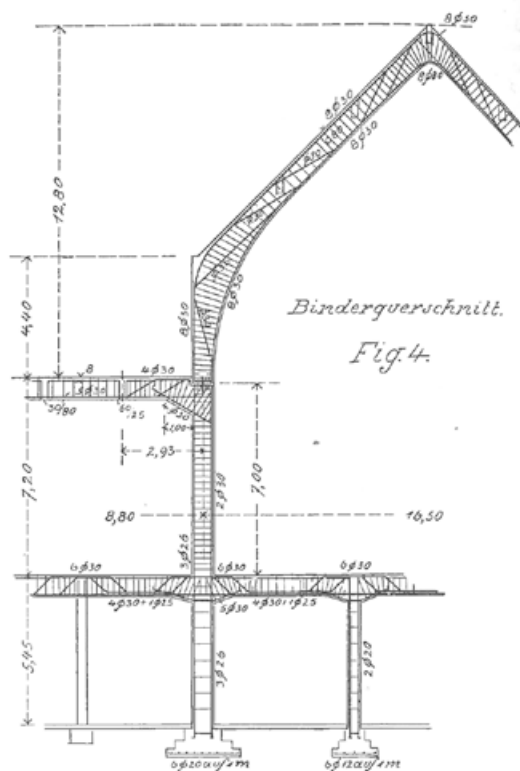
Abb. 655: Schnitt durch eine der Hallen  
M 1:500  
(JR, eigenes Aufmaß und SBZ 1911).

Abb. 656: Bewehrungsplan (SBZ 1911, Abb. 4, S. 342).

Schäftlarnstr. 10, München	
Ausführungszeit	1910–1912 (Rohbau 1911)
Bautypus	Skelett, Binder
Merkmal Bauweise	Skelettkonstruktion, Binderkonstruktion, Treppen nach vorläufigen Bestimmungen 1907
Bauherr Architekt Bauunternehmen	Stadt München Richard Schachner Leonhard Moll
Geschoße Spannweite Stützweite Grundfläche	1–E 17 m (Halle) 5,5 – 8,8 m (Keller) 17,3 x 97 m (pro Halle)
Erhaltungszustand	in Teilen erhalten

**Beschreibung:** Die Großmarkthalle hatte ihr Vorbild in der Halle von Breslau, die 1907 nach Plänen von Richard Plüddemann realisiert wurde und die Richard Schachner eingehend studierte. Die charakteristische detaillose Fassadenfront der Großmarkthalle in München war zur Zeit ihrer Errichtung sicher eine der modernsten architektonischen Entwurfsideen in München überhaupt.

Die vierachsige Anlage wurde auf einer Grundfläche von 11.650 m<sup>2</sup> errichtet und vollständig unterkellert. Dieses knapp 5 m hohe Kellergeschoss ermöglichte neben der Unterbringung von Lager- und Kühlräumen auch eine maximal offene Querschließung unter der eigentlichen Markthalle. Zwischen den vier Haupthallen wurden drei Flachdachgebäude mit 7,2 m Höhe und 8 m Breite eingefügt.

Die Hallen mit steilem Satteldach wurden aus Zweigelenbindern zusammengesetzt, wobei die Gelenke oberhalb der Flachdachbauten liegen. Jede Halle weist 12 solcher Binder auf, deren Scheitel 20 m über dem Erdgeschossniveau liegt. Die Hallen sind 97 m lang und 17,3 m breit. In die aufgelösten Giebelfronten wurden großflächige Glasfüllungen eingesetzt. Auch längs verlaufende Oberlichtbänder unterhalb der Traufen begünstigen eine natürliche Belichtung in den Hallen. Die Dachflächen zwischen den in Abständen von 8 m voneinander angeordneten Bindern wurden ebenfalls mit Eisenbetondecken gefüllt, die auf den Traufbalken, je zwei Mittelpfetten und einer Firstpfette mit jeweils 25 x 60 cm Querschnitt aufliegen.

Unterzüge der Kellerdecke und in den Flachdachbereichen wurden als gevoutete Biegeträger hierarchisch als Haupt- und Nebenträger mit bis zu 30 x 80 cm Querschnitt zur Ausführung gebracht. Die Stützen erhielten im Keller Querschnitte von 45 x 45 cm. Die Achsabstände der Stützen betragen 5,5 bis 8,8 m. Die Hallenbinder haben jeweils einen Querschnitt von 60 x 125 cm, der sich zum Scheitel der Halle hin verjüngt. In zwei Binderach-

sen wurden Baufugen eingebaut, die auch die Binder teilen. Die Binder wurden hier mit 36 x 125 cm ausgeführt. Damit weicht die tatsächliche Bauausführung von den Plänen deutlich ab, in denen die Binder nur eine Tiefe von 80 cm aufwiesen. Auch die Anzahl der eingelegten Tragbewehrung wurde gegenüber der Planung deutlich erhöht.

Es wurden glatte Bewehrungsstäbe mit Durchmessern von 16, 20 und 30 mm verarbeitet. Für Bügel und Plattenbewehrungen wurden geringere Durchmesser verwendet.

**Erhaltungszustand:** Nach starker Beschädigung im Zweiten Weltkrieg wurden drei Hallen in reduzierter Form ohne Satteldach wieder aufgebaut. Nur die südliche Halle ist unverändert erhalten geblieben.

**Literatur:** DBZ 1910, S. 621-624; Herndl in SBZ 1911, S. 335-345 (statische Berechnung); BAI 1912, S. 702-705; Schachner 1912 und 1914; Handbuch für Eisenbetonbau 1915, S. 15-19; Nerdinger in BLfD Arbeitsheft Nr. 7 1980; Prinz-Krauss 1988; Chevalley et.al 2004, S. 360-361; Schmidt 2008; Rädlinger 2010; Maier 2015.

**Archivalien:** LBK; Archiv der Großmarkthalle (ungeordnet); AM, Reg.-Nr. scha-11.



Abb. 658: Innenraum (Foto: JR).

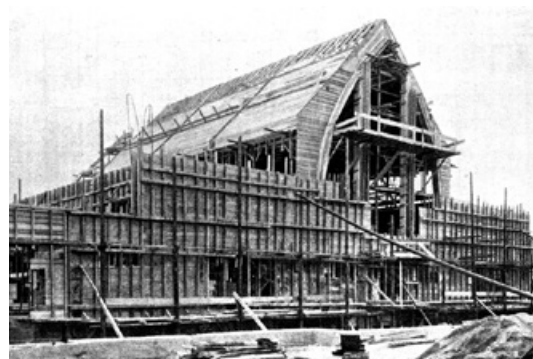


Abb. 659: Baustellenfoto (Emperger 1915, Abb. 9, S. 19).

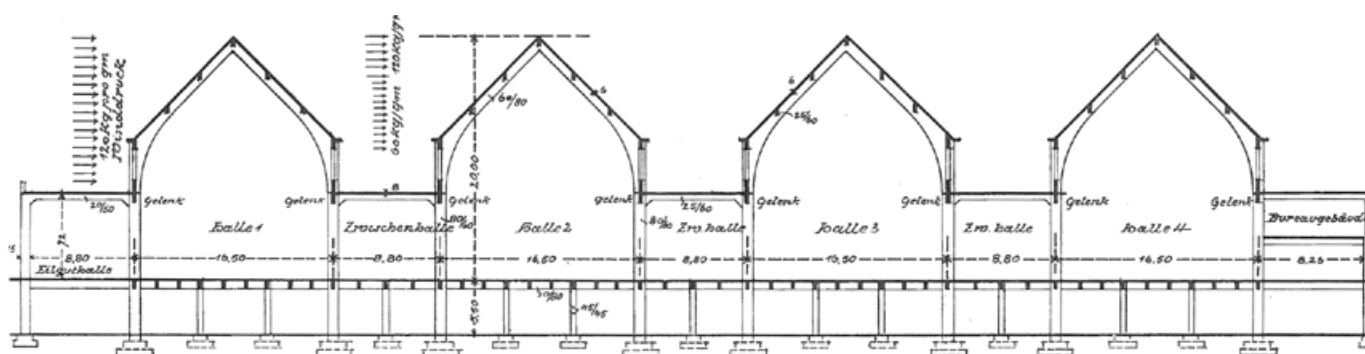


Abb. 660: Schnitt Gesamtanlage (SBZ 1911, Abb. 3, S. 342).



Abb. 661: Ansicht von Südosten, 1950. Wiederaufbauprojekt nach kriegsbedingten Zerstörungen, Stadtbauamt (Archiv der Großmarkthalle).

## 73 Fruchthof



Abb. 662: Skelettstrukturen in den Durchfahrten (Foto: JR).

Gotzinger Str. 52–54, München	
Ausführungszeit	1911
Bautypus	Skelett
Merkmal Bauweise	Skelettkonstruktion nach vorläufigen Bestimmungen 1907
Bauherr Architekt Bauunternehmen	Stadt München Karl Stöhr Karl Stöhr
Geschoße	1–E+3+DG
Erhaltungszustand	Weitgehend erhalten

**Beschreibung:** Das barockisierende Gebäude ist in mehrere Flügel auf schiefwinkligem Grundstück unterteilt. Die Straßenfront besteht aus 10 Achsen. Die erdgeschossige Arkadenfront wurde in Sichtbeton ausgeführt, der steinmetzmäßig überarbeitet wurde. Dabei wurden Quadergliederungen nachempfunden. Die ausgearbeiteten Fugen wurden zudem farbig nachgezeichnet. Über einem Gesimsband sind drei Obergeschosse angeordnet. Die Fassade erhielt zwei geschweifte Giebel unterschiedlicher Breite, die der Fassade ihre Länge nehmen. Dazwischen wurden die Binnenflächen der Fassaden etwas zurückgesetzt. Das 1. Dachgeschoss wurde ausgebaut und mit rundbogigen Gauben versehen. Skelettstrukturen mit Stützen und Unterzugdecken sind auch in den offenen Durchgängen zu den jeweiligen Binnenhöfen vorhanden.

**Erhaltungszustand:** Die originalen Eisenbetonkonstruktionen sind erhalten.

**Literatur:** Megele 1951, S. 68.

**Archivalien:** Hausarchiv Großmarkthalle (ungeordnet).



Abb. 664: Detail Sichtbetonarkade (Foto: JR).



Abb. 663: Straßenansicht (Foto: JR).

## 74 Krankenhaus mit Kapelle, 3. Orden

Menzinger Str. 44, München	
Ausführungszeit	1911
Bautypus	Skelett, Kuppel
Merkmal Bauweise	Skelettkonstruktion, Rippenkuppel nach vorläufigen Bestimmungen 1907
Bauherr	Dritter Orden
Architekt	Franz Rank
Bauunternehmen	Gebr. Rank
Geschoße	1–E+2+DG
Spannweite	12,3 m
Kuppelhöhe	4,7 m
Schalendicke	8 cm
Rippenstärke	konisch: 25 – 40 cm
Erhaltungszustand	erhalten

**Beschreibung:** Die Gesamtanlage aus der ersten Bauphase besteht aus einem über 70 m lang gestreckten Flügel mit kurzen Querbauten an den jeweiligen Enden sowie einem Flügel nach Norden, der mit der über mehrere Geschosse aufgeführten Kapelle St. Elisabeth über ovalem Grundriss endet. Unter der Kapelle wurde die Küche eingerichtet, was der Kirche von außen gesehen zudem Höhe und Gewicht verleiht. Die Kapelle erhielt eine ungewöhnliche Kuppel mit Opäum, das den Sakralraum belichtet. Im Anschluss an die Kuppel setzt emporenseitig eine Tonne und altarseitig eine Halbkuppel an. Diese statisch und geometrisch komplizierte Lösung wurde durch die Bauunternehmung Gebr. Rank mithilfe von Eisenbeton realisiert. Es wurde ein System aus umlaufenden und in Meridianrichtung verlaufenden Betonbalken zur Ausführung gebracht, deren Zwischenbereiche gemäß Basiner mit gebrannten Ziegeln gefüllt wurden. Die Kuppel besitzt eine Spannweite in Ost–West–Richtung von 12,3 m.

Die Krankenzimmer des eigentlichen Krankenhausflügels wurden nach Süden ausgerichtet, während alle Funktionsräume und Treppenaufgänge nach Norden hin angeordnet wurden. Bemerkenswert ist der großzügig aufgeglaste Operationssaal im Dachgeschoss auf der Nordseite, dessen Fenster mit einem Eisenbetonbinder überspannt wird. Im Anschlussbereich an die Kapelle wurde der Flur großzügig aufgeweitet und die Decke mit einer mittigen Betonstütze und entsprechenden Unterzügen getragen. Auch die Balkonvorbauten auf der Südseite wurden aus Eisenbeton errichtet.

**Erhaltungszustand:** Die originalen Konstruktionen sind erhalten.

**Literatur:** Handbuch für Eisenbetonbau 1915, S. 142-145; Basiner 2012, S. 170, 180-181.

**Archivalien:** Privatarchiv Basiner.

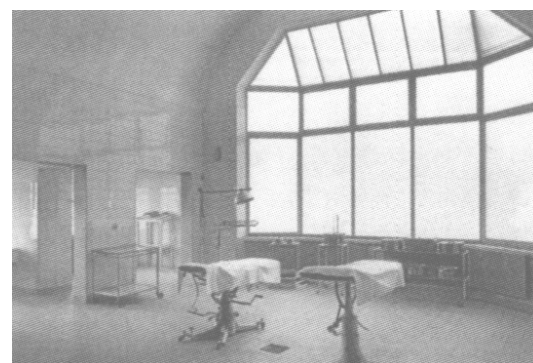


Abb. 668: Historische Aufnahme des OP-Saals (Basiner 2012, S. 180).

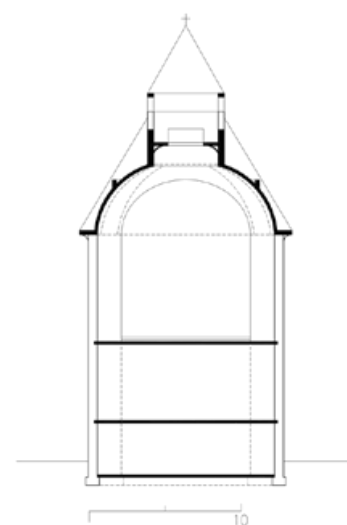


Abb. 665: Schnitt Kapelle (JR, Vorlage Emperger 1915).



Abb. 666: Schal- und Bewehrungsarbeiten an der Kuppel (Emperger 1915, S. 145).

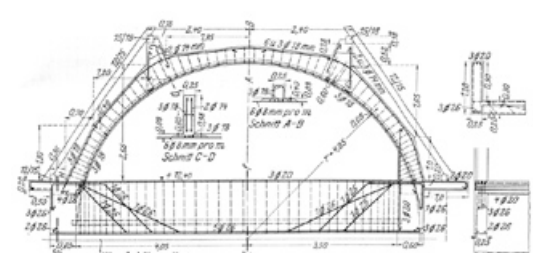


Abb. 667: Bewehrungsplan Binder über der Orgelempore (Emperger 1915, S. 144).

## 75 Rupprecht-Gymnasium



Abb. 670: Treppenhaus, von der Straße aus gesehen (Foto: JR).

Albrechtstr. 4–7, München	
Ausführungszeit	1911
Bautypus	Sonstige Gebäude
Merkmal Bauweise	Decken, Treppen System Herbst und nach vorl. Bestimmungen 1907
Bauherr Architekt Bauunternehmen	Stadt München Cayetan Pacher, Hermann Buchert vermutlich Gebr. Rank
Geschoße Grundfläche	1–E+3 L-förmig, 50 x 65 m
Erhaltungszustand	in Teilen erhalten

**Beschreibung:** Im Zuge der Stadterweiterungen innerhalb der Staffelbauordnung von Theodor Fischer entstand auch die ehemalige Kreisrealschule an der Albrechtstraße. Mit historisierenden Stilmitteln entworfen stellt sie einen typischen Schulbau für die Zeit dar. Der Architekt Cayetan Pacher hatte einige Jahre zuvor bereits die Kreisrealschule in der Arcisstraße 65 entworfen (siehe Ordnungsnummer 14).

Vielleicht liegt es daran, dass Pacher zuvor schon eine Vielzahl von Deckensystemen ausführen ließ. Jedenfalls sollten die Decken gemäß den Ausführungsplanungen zur Errichtungszeit um 1910 zum Teil nach dem System Hennebique bzw. dem System Herbst gebaut werden. Beim System Herbst handelt es sich um eine der ersten Zylinderstegdecken aus Fertigteilen mit anschließendem Betonverguss. Etliche Decken wurden aber tatsächlich als Eisenträger-Verbunddecken ausgeführt. Ob das System Hennebique tatsächlich hier nochmals zur Ausführung kam, darf bezweifelt werden. Letzte – nicht konsequente – Anwendungen des Systems sind für 1907 bekannt (siehe oben). Weitere Bauteile wurden in Eisenbeton ausgeführt wie Fenster- und Türstürze, Flacherker und Teile der Treppenanlagen einschließlich der Treppenwände.

**Erhaltungszustand:** In einer ersten Erweiterungsphase wurde das vormals dreigeschossige Schulgebäude 1934 um ein Stockwerk aufgestockt. Im zweiten Weltkrieg wurden weite Teile der Schule zerstört. 1957 wurden umfangreiche Instandsetzungs- und Wiederherstellungsarbeiten durchgeführt. Auch wurde ein zusätzlicher separat stehender Flügelbau errichtet. Bei den Arbeiten wurden Decken ertüchtigt oder ganz erneuert, wie aus Positionsplänen des damals planenden IB Franz Schwaiger hervorgeht. Wie viele der ursprünglichen Deckensysteme noch erhalten sind, ist deshalb nicht ganz klar. Die anderen Bauteile aus Eisenbeton sind jedoch erhalten.

**Archivalien:** Bauref., Akt-Nr. 177; BSA, Landbauamt München, Akt-Nr. 2053 (Bautagebuch).

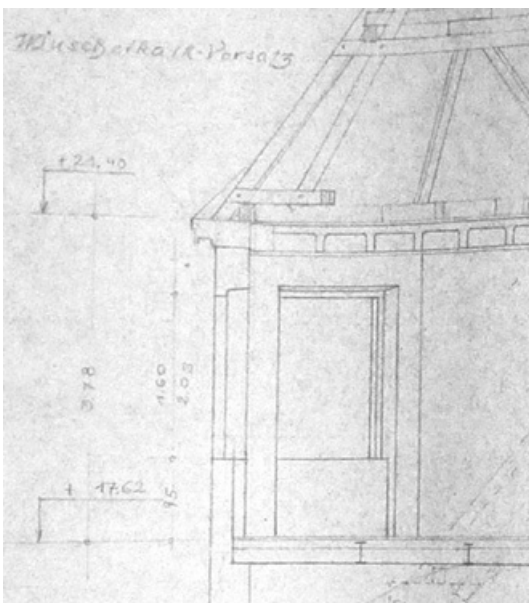


Abb. 669: Teilschnitt mit Darstellung einer Rippendecke unter dem Dachtragwerk (Bauref. Akt-Nr. 177).

## 76 Umbau der Residenzpost

Residenzstr. 2, München	
Ausführungszeit	1911
Bautypus	Binder
Merkmal	Binderkonstruktionen
Bauweise	nach vorläufigen Bestimmungen 1907
Bauherr	Königreich Bayern
Bauunternehmen	Karl Stöhr (Ingenieur G. Eichbauer)
Geschoße	1-E+4
Grundfläche	11–13 x 45 m
Erhaltungszustand	abgebrochen



Abb. 671: Historische Aufnahme des Saals (Emperger 1915, Abb. 211, S. 247).

**Beschreibung:** Ein langgestreckter Saal der Residenzpost mit konisch zulaufendem Grundriss erhielt eine neue Decke. Der Saal war 45 m lang und 11 bis 13 m breit. Die neue Decke erhielt im Querschnitt eine geknickte Form. Die so geknickten Zweigelenkbinder aus Eisenbeton teilen die Decke in 18 Felder. Die Bereiche zwischen den Bindern wurden mit 13 cm starken Hohlsteindecken gefüllt. In jedes dritte Feld wurde ein Oberlicht eingefügt.

Da die Decke in den Bestand eingefügt werden und die bestehende Dachgeometrie erhalten bleiben sollte, wurden die einfach gewinkelten Binder auf der Traufseite auf die Außenwand aufgesetzt und auf der Binnenseite in eigens hergestellte Auflagertaschen eingesetzt. Die zweifach gewinkelte Form der Decke ergab sich erst durch die separate Herstellung einer binnenseitigen Voute.

**Erhaltungszustand:** Die Residenzpost wurde während des Zweiten Weltkriegs stark beschädigt. Die Eisenbetonkonstruktionen gingen spätestens bei den rezent durchgeführten Gesamtinstandsetzungen und Umbauarbeiten verloren. Heute sind in der Residenzpost Büros und Geschäfte untergebracht.

**Literatur:** Handbuch für Eisenbetonbau 1915, S. 247-249.

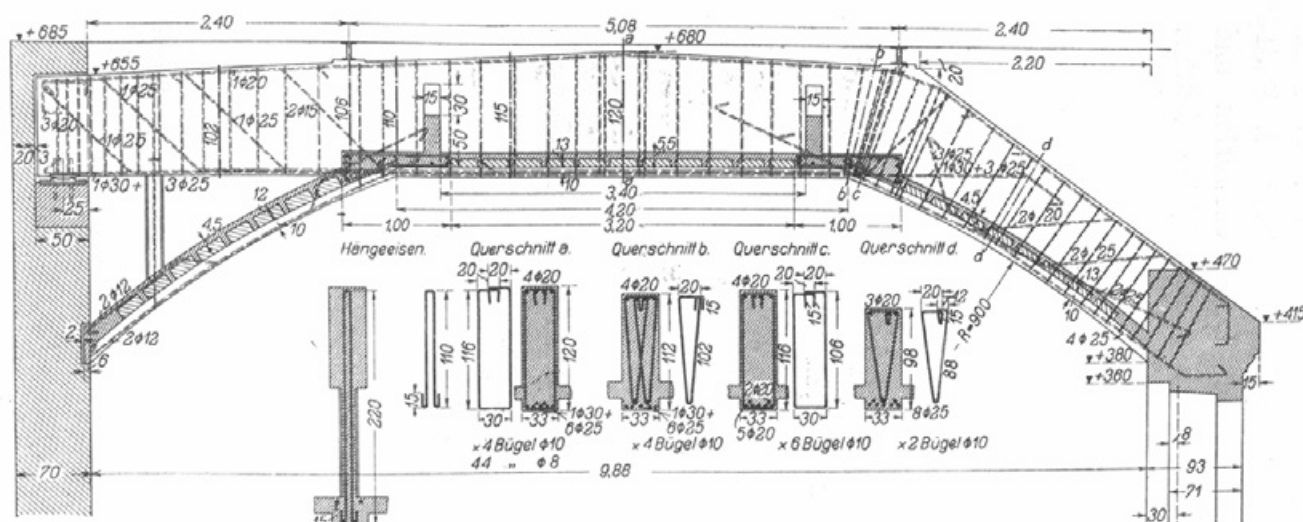


Abb. 672: Bewehrung des Binders (Emperger 1915, Abb. 212a, S. 248).



## 77 Kunststickerei Schmidt



Abb. 674: Aktuelle Ansicht  
(Chevalley et.al 2004, S. 168).

Emil-Geis-Str. 39, München	
Ausführungszeit	1911–1912
Bautypus	Skelett
Merkmal Bauweise	Skelettkonstruktion, Sichtbetonfassade nach vorläufigen Bestimmungen 1907
Bauherr Architekt Bauunternehmen	Fabrikant Schmidt Eduard Thom Gebr. Rank
Geschoße Stützweite Grundfläche	1–E+2+DG 6,5 m 13 x 27,5 m
Erhaltungszustand	erhalten

**Beschreibung:** Der Entwurf war überaus ambitioniert und markant für die Übergangsphase vom Jugendstil zur Moderne. Das Gebäude ist 27,5 m lang und 13 m tief und steht 9 m von der Straße zurück versetzt, obwohl die vorgegebene Baulinie ein näheres Heranrücken an die Straße zugelassen hätte. Der gewonnene Vorgarten ermöglicht jedoch einen würdigen Empfang der Besucher, die das Gebäude durch eine halbrund vorstehende, figurenbekrönte Säulenhalle betreten und sogleich über eine Differenztreppe ins Hochparterre geleitet werden. Auf der straßenabgewandten Seite wurde noch ein Flügel angebaut, in dem der Treppenraum und Sanitäräume untergebracht sind.

Über dem erhabenen Sockel des Kellergeschosses wurden zwei Geschosse mit großen Fensteröffnungen aufgeführt, die mit durchgehenden Pfeilerstellungen getrennt wurden. Darüber folgt ein Dachgesims, bevor noch ein zurückgesetztes Dachgeschoss ergänzt wurde. Das Satteldach mit Giebelabschlüssen an den geschlossenen Schmalseiten wurde mit Schleppegauben versehen. Die gesamte Fassade wurde in zwölf Zonen eingeteilt. Die mittleren vier Zonen sind überhöht mit einem 3. Obergeschoss und abschließendem gewalmten Mansarddach versehen. Dieser Fassadenfront wird markant der mittige runde Vorbau vorgesetzt, der in der Tiefe gestaffelt bis über das Walmdach fortgesetzt wird und mit einem geschweiften und gezierten Giebel endet. Die ansonsten klassizistische Anmutung der Fassade steht gekonnt im Spannungsfeld mit dem eigenwillig gestalteten Vorbau.

Eine mittig in Längsrichtung angeordnete Stützenreihe teilt das Gebäude in zwei Achsen. Über den Stützen verläuft in Längsrichtung gemäß der geringeren Spannweite ein Nebenträger, zu den Fassaden hin wurden die 6,5 m spannenden höheren Hauptträger verlegt. Alle Unterzüge wurden zu den Auflagern hin gevoutet. Zur Unterteilung in Räume wurden leichte Trennwände eingebaut.

Das Gebäude wurde bis auf das Dachtragwerk weitgehend in



Abb. 673: Schnitt (Baumeister 1912, Tafel 67).

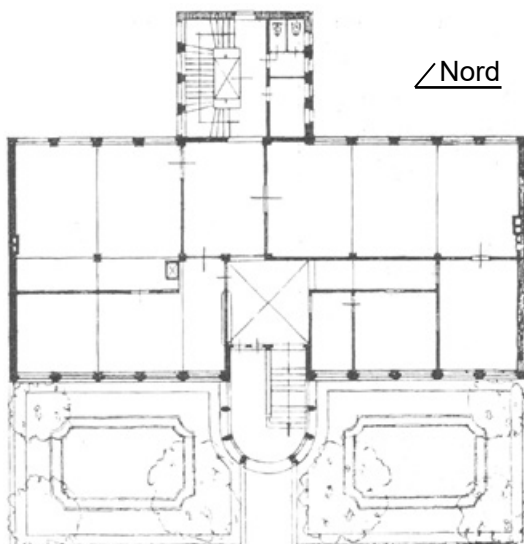


Abb. 675: Grundriss (SBZ 1913, S. 256).

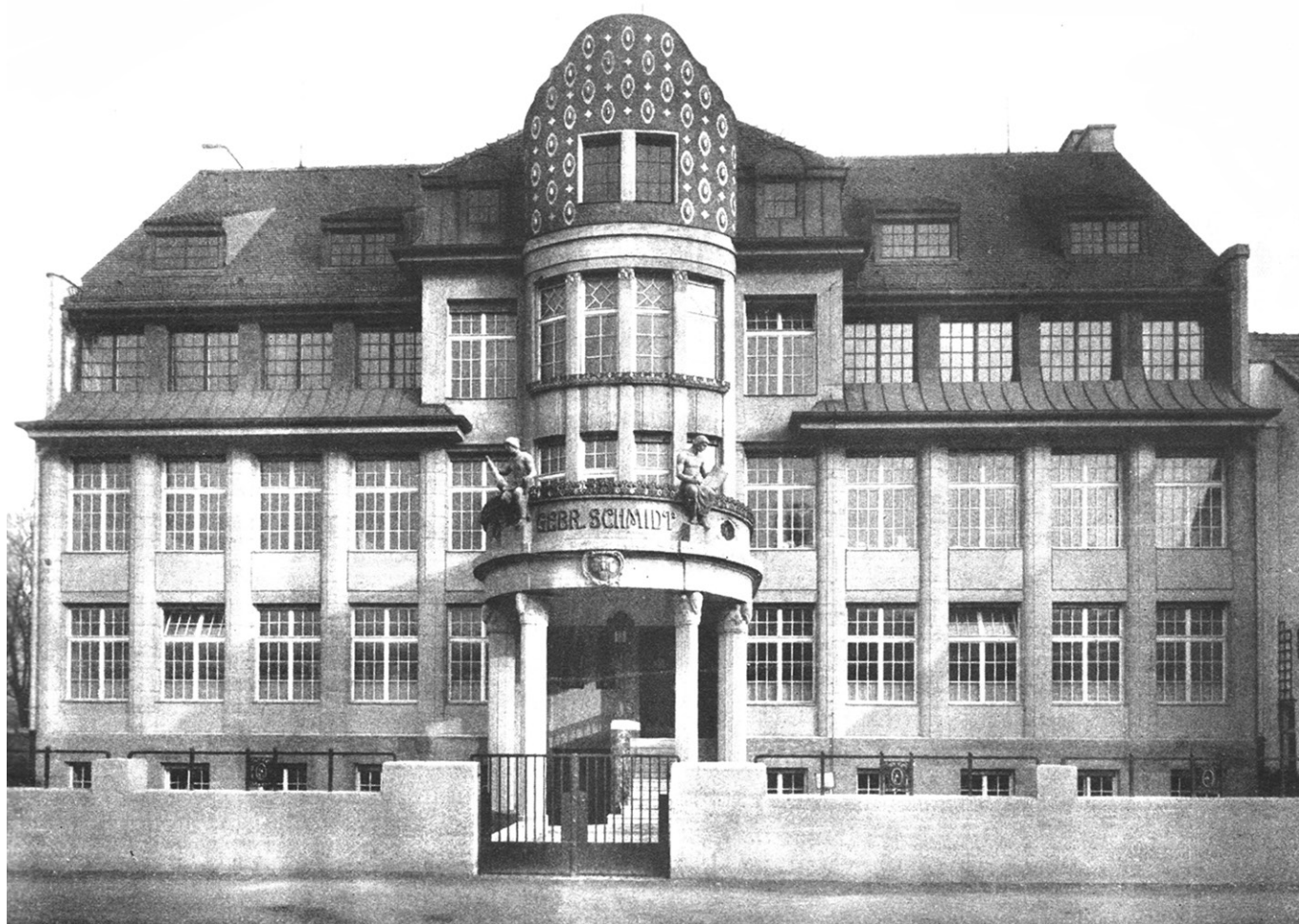
Eisenbeton hergestellt. Auch die Fassaden und die Einfriedung sind in Sichtbeton gehalten, der steinmetzmäßig nachbearbeitet wurde. Der Schalungsaufwand muss erheblich gewesen sein. So sind die Pfeiler der Fassade im Grundriss ausgerundet und mit Längsbändern versehen. Nur die figürlichen Ornamente scheinen aus Kunststein in der Werkstatt gefertigt worden zu sein.

**Erhaltungszustand:** Die originalen Fassaden und Einfriedungen sind erhalten. Das Gebäude scheint insgesamt wenig verändert erhalten zu sein.

**Literatur:** SBZ 1913, S. 253-256; Der Baumeister 1912–1913, Tafel 67; Chevalley et.al 2004, S. 168.



**Abb. 676:** Ausschnitt der Ansicht (Baumeister, Tafel 67, 1912).



**Abb. 677:** Historische Ansicht (SBZ 1913, S. 253).

## 78 Sog. Thierschbau der TUM



Abb. 679: Ansicht von der Hofseite (Foto: JR).

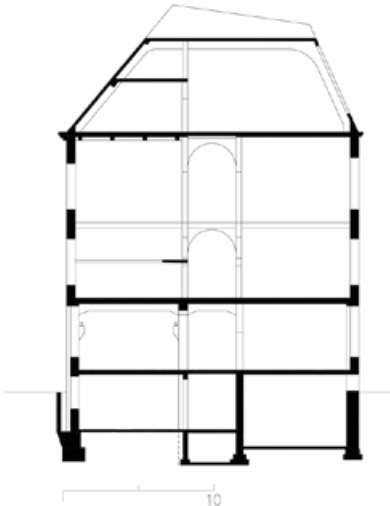


Abb. 678: Schnitt Flügel in der Luisenstraße (JR, Vorlage Zentralblatt der Bauverwaltung).



Abb. 681: Kassettendecken Treppenraum (Foto: JR).



Abb. 680: innenliegende Galerie (Foto: JR).

Arcisstr. 21, Flügel Luisen–Gabelsberger Straße, München	
Ausführungszeit	1910–1916 (Rohbau 1912)
Bautypus	Skelett, Binder
Merkmal	Skelettkonstruktion, Treppen, Fassaden, Binderkonstruktion
Bauweise	nach vorläufigen Bestimmungen 1907
Bauherr	Königreich Bayern
Architekt	Friedrich v. Thiersch
Geschoße	1–E+2+2DG
Stützweite	7,5 m
Spannweite	18,5 m (Bogenbinder)
Grundfläche	20 x 70 + 90 m
Erhaltungszustand	weitgehend erhalten

**Beschreibung:** Friedrich v. Thiersch wurde 1906 zum Rektor der damals Technischen Hochschule ernannt und arbeitete ab 1908 Pläne zur Errichtung der o.g. Flügel aus. Die dreigeschossigen Gebäude mit bis in den Hofbereich ausgedehnter Unterkellerung wurden wegen kriegsbedingter Verzögerungen erst 1916 fertiggestellt und der Nutzung übergeben. Der Flügel an der Luisenstraße ist knapp 70 m lang, der an der Gabelsberger Straße knapp 90 m und reicht bis zum Uhrenturm. Beide Flügel sind knapp 20 m tief und besitzen eine Höhe über Gelände von 25 m.

Das Dachgeschoss wurde ausgebaut und ebenso in Eisenbeton errichtet wie weite Teile der Decken und der Bauteile im Binnenbereich. Dabei wurde das Ziegelmauerwerk mit Eisenbetonpfeilern durchsetzt, um die Unterzug- und Kassettendecken anbinden zu können. Darunter sind dreiseitig umlaufende Galerien in den hohen Studierzimmern und der Bibliothek sowie den Sammlungsräumen zu nennen, die als dünne Eisenbetonplatten mit Profilträgerverstärkung ausgeführt wurden. Die Gewölbe in den Gängen bestehen dagegen zumeist aus Drahtputzkonstruktionen, die an Holzbalkendecken abgehängt wurden. Auf der Südseite wurden Eisenbetonstützen mit einem Querschnitt von 60 x 60 cm mit Konsolen für Kranbahnen eingebaut. Die Bewehrung der Konsolen wurde zusammen mit den Stützen ausgeführt. Die Längsbewehrung der Stützen weist einen Durchmesser von 24 mm auf. Bügel wurden in Abständen von etwa 30 cm angeordnet. Die Spannweiten für die Decken betragen bis zu 7,5 m.

Bemerkenswert ist das im Zwickel von Süd- und Westflügel eingefügte Treppenhaus, das vollständig aus Eisenbeton hergestellt wurde. Dabei wurde die Laufplatte zwischen zwei dem geschwungenen Verlauf der Treppe folgende, balkenartige Träger gespannt. Die Unterseite wurde aber glatt ausgeführt, um der Treppe einen plattenartigen Charakter zu verleihen. Die Fassade des Treppenraums zum Innenhof besteht vollständig aus Eisen-

beton, der hier nur verputzt wurde und große hochrechteckige Fensteröffnungen erhielt. Hier tritt der Skelettbau aus Eisenbeton sichtbar an die Fassade. Die Pfeiler werden sogar aus der Fläche etwas herausgehoben.

In den Obergeschossen wurden u.a. im Treppenraum Kassetendecken aus Eisenbeton zur Ausführung gebracht. Die Dachgeschosse der Flügel wurden wiederum vollständig als Eisenbetonskelettkonstruktionen hergestellt. Im Westflügel spannen Bogenbinder über 18,5 m von Außenwand zu Außenwand und umschließen einen zweigeschossigen Raum, der an der Straßenseite eine Galerie erhielt. Die Binder wurden mit glatten Rundeißen mit bis zu 30 mm Durchmesser und Bügel mit Durchmessern von 12 mm bewehrt. Die Flächen bzw. Dachschrägen zwischen den Bindern wurden mit Flachdecken gefüllt. Auf der Ostseite dieses Flügels wurden zum Hof hin große Fensteröffnungen ausgespart. Die Zwischenwände wurden gemauert. Im Südflügel wurde das Dachgeschoss vollständig mit Zwischendecken versehen und für Lagerzwecke genutzt.

Die Fassaden sind in einfacher Sachlichkeit in einem neoklassizistischen Stil entworfen. Über dem aus Naturstein gemauerten Sockelgeschoss mit Rundbogenfenstern wurden Putzfassaden ausgeführt. Die Gliederungen in den Obergeschossen wurden ebenfalls mit Naturstein ausgeführt. Sowohl der Eckrisalit, als auch der Endrisalit dieses Flügels wurden um ein niedriges Geschoss erhöht und mit einem Walmdach versehen. Der markante Uhrenturm auf der Südseite schließt den Bau ab und wurde mit Pilastern und Gesimsen stärker gegliedert und im oberen Bereich vollständig mit Kupferblech verkleidet.

Bewehrungspläne sind nicht verfügbar. Im Zuge laufender Instandsetzungsarbeiten wurden Befundöffnungen zur Erkundung der Bewehrungen hergestellt, die vom Verfasser eingesehen werden konnten. Die Kassetendecken verfügen danach über eine untere Bewehrungslage von vier bis sechs Rundstäben mit Durchmessern von etwa 20 mm, die regelmäßig mit Bügeln in die Druckzone der Deckenplatte nach oben gehängt wurden.

**Erhaltungszustand:** Die originalen Eisenbetonkonstruktionen sind weitgehend erhalten. Beschädigungen durch den Zweiten Weltkrieg wurden behoben, lassen sich aber noch erkennen. Einige Decken wurden in der Folge durch neue Plattenbalkendecken, dann bereits mit profiliertem Bewehrungsstahl erneuert. Die Flügelbauten wurden rezent instandgesetzt.

**Literatur:** Zentralblatt der Bauverwaltung 1919; Schröter 1912–1913; Schröter 1917; Habel et.al 2009, S. 84-90; Rehm et.al 2018.

**Archivalien:** AM, Reg.-Nr. thie\_f-79.



Abb. 685: Stammgelände aus der Vogelperspektive (TUM-Chronik 1868–1918).



Abb. 682: Skelettkonstruktion im Bereich der ehemaligen Laborräume mit Kranbahn (Foto: JR).

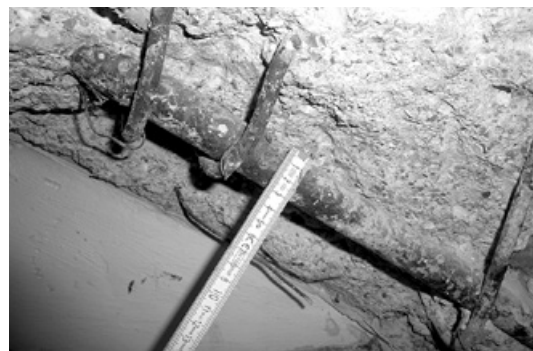


Abb. 683: Bewehrung eines Binders (Foto: JR).



Abb. 684: Binderkonstruktion im DG (Foto: JR).

## 79 Internationale Schlafwagengesellschaft



Abb. 688: Ansicht der Halle (Foto: JR).

Brunhamstr. 19a, München	
Ausführungszeit	1912–1913
Bautypus	Skelett, Binder
Merkmal Bauweise	Skelettkonstruktion, Binderkonstruktion nach vorläufigen Bestimmungen 1907
Bauherr Architekt Bauunternehmen	Compagnie Internationale des Wagons–Lits Karl Stöhr Karl Stöhr
Geschoße Stützweite Grundfläche	E 11,3 m 70 x 100 m
Erhaltungszustand	erhalten



Abb. 689: Blick in den Innenraum einer der Werkhallen mit Oberlichtern (Foto: JR).

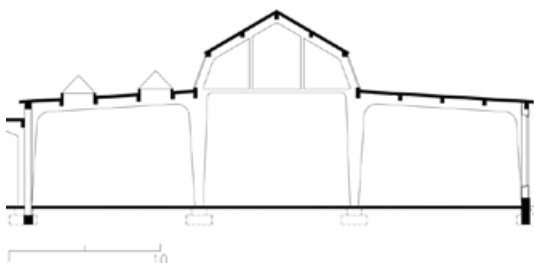


Abb. 686: Schnitt durch die Halle auf der Nordseite M 1:500 (JR, Vorlage LBK, Akt-Nr. 45600).

**Beschreibung:** Die Gesamtanlage umfasst ein Verwaltungsgebäude und verschiedene Bauten für Transformatoren, Heizung etc. Die Werkhallen sind auf einem rechteckigen, voll bebauten Grundstücksteil von 70 x 100 m zusammengefasst. Weitere Werkstätten und freistehende Gebäude wie das Verwalterhaus wurden L-förmig im Westen und Süden der Hallen errichtet.

Die mit 33 x 70 m Grundfläche größte Halle auf der Nordseite besteht aus einer dreischiffigen Anlage mit basilikalem Querschnitt, der großzügige Oberlichtöffnungen ermöglicht. Die anschließenden Hallenbereiche blieben etwas niedriger und erhielten aufgesetzte Oberlichtöffnungen in Form von Satteldächern. Um die Hallen zu zonieren wurden gemauerte Zwischenwände eingebaut. Die Unterzugdecken bestehen vollständig aus Eisenbeton. Es wurden Stützweiten von bis zu 11,3 m realisiert.

**Erhaltungszustand:** Die Anlage wurde 1937–1940 erweitert und bis 1945 von den Dornier-Werken genutzt. Nach dem Zweiten Weltkrieg mussten Nebengebäude wieder aufgebaut werden. Um- und Ausbaurbeiten wurden um 1955 und 1962 durchgeführt. Die originalen Eisenbetonkonstruktionen der Hallen sind noch vorhanden. Auch Teile der Eisenkonstruktionen der Oberlichtöffnungen sind noch erhalten.

**Literatur:** Megele 1956 Band 7, S. 52.

**Archivalien:** LBK, Akt-Nr. 45600.



Abb. 687: Innenraum der großen Halle auf der Nordseite (Foto: JR).

## 80 Geschäftshaus Continental–Reifen

Schwanthaler Str. 55, München	
Ausführungszeit	1912–1913
Bautypus	Skelett
Merkmal, Bauweise	Skelettkonstruktion, Formsteindecken nach vorläufigen Bestimmungen 1907
Bauherr	Continental–Reifen
Architekt	Karl Stöhr
Bauunternehmen	Karl Stöhr
Geschoße	1–E+4+DG
Stützweite	7,5 m
Grundfläche	11 x 70 m
Erhaltungszustand	weitgehend erhalten

**Beschreibung:** Das Geschäftshaus steht traufständig an der Schwanthaler Straße. Die Schmuckfassade aus Sichtbeton wurde im Stil des Neoklassizismus reich gegliedert mit mittigem Flacherker zwischen Kolossalstützen, Mezzaningeschoss und Zwerchgiebel. Das Gebäude wurde in zeitlich enger Abfolge zusammen mit dem Gebäude Schwanthaler Straße 57 errichtet, bei dem in Teilen ebenfalls Eisenbeton zur Ausführung kam. Das vollständig unterkellerte Gebäude mit der Hausnummer 55 wurde mit vier Obergeschossen (Vordergebäude) errichtet. Es greift auf einem etwa 11 m breiten Grundstück fächerartig über 70 m in die Tiefe desselben ein. Die Firsthöhe des Vordergebäudes beträgt fast 29 m. Das Vorder- und das Mittelgebäude besitzen einen zweiachsigen Grundriss. Die Mittelstützen nehmen einen längs verlaufenden Unterzug auf. Die Stützen und Unterzüge wurden aus Eisenbeton hergestellt. Die Systemdecken wurden dagegen als Formsteindecken eingebaut. Die Stützweiten betragen 7,5 m.

**Erhaltungszustand:** Im Zweiten Weltkrieg wurden nur die Dachtragwerke aus Holz weitgehend zerstört und ersetzt. Weitere Umbauten betrafen nicht die Tragwerke. Rezent wurden am Gebäude mit der Hausnummer 57 Abbrucharbeiten durchgeführt.

**Archivalien:** StadtAM, Reg.-Nr. LBK 08971.



Abb. 690: Straßenansicht, links das Gebäude mit der Hausnummer 55 (Foto: JR).

## 81 Gebele-Schule

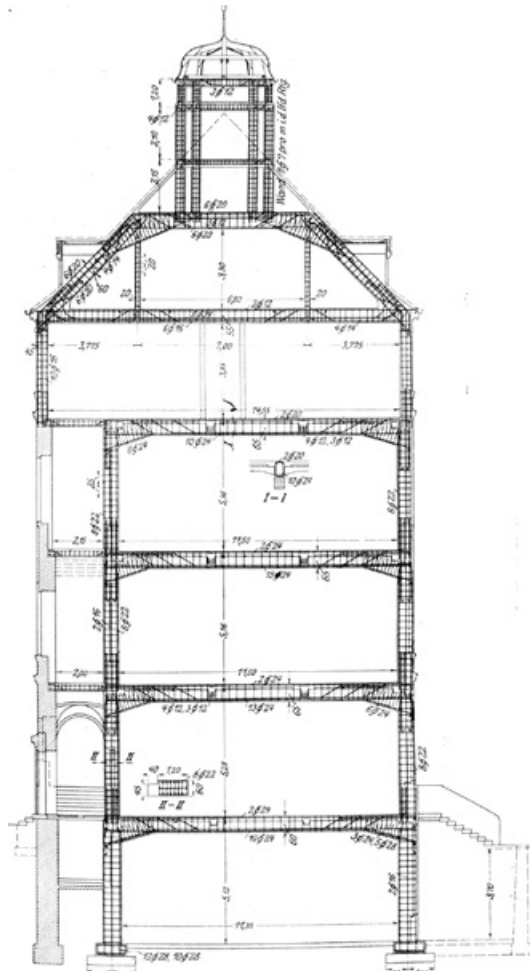


Abb. 691: Schnitt, Bewehrungsplan Mitteltrakt (Empferger 1915, Abb. 180).



Abb. 693: Bewehrung einer Decke (Empferger 1915, Abb. 182).



Abb. 692: Deckenuntersicht (Empferger 1915, Abb. 183).

Gebelestr. 2, München	
Ausführungszeit	1913
Bautypus	Skelett
Merkmal Bauweise	Skelettkonstruktion nach vorläufigen Bestimmungen 1907 („Berechnungsweise nach R. Wuczkowski“)
Bauherr Architekt Bauunternehmen	Stadt München Wilhelm Bertsch Max Jung; statische Berechnungen Ingenieurbüro Thumb und Siegfried (s.o.), München
Geschoße Spannweite Grundfläche	1-E+3+DG 13 m Z-förmig 18 x 40 + 50 m + 23,5 x 15,5 m (Mitteltrakt)
Erhaltungszustand	erhalten

**Beschreibung:** Der Schulbau reiht sich in die zahlreichen ausgeführten Beispiele ein, die seit den 1890er Jahren in München realisiert wurden. Gleichwohl stellt diese Schule eine Besonderheit dar, weil hier letztlich im Mitteltrakt ein Skelettbau aus Eisenbeton realisiert wurde, dessen Gefache ausgemauert wurden. Der im Grundriss abgewinkelte Bau wurde in historisierenden Formen entworfen mit etwa 50 und 40 m Länge der Flügel. Das Gebäude ist vollständig unterkellert.

Eisenbeton wurde bei der Ausführung von Decken (auch Gewölbe in den Fluren), bei der Turnhalle und bei den Treppen verwendet. Der Mitteltrakt wurde insgesamt in Eisenbeton errichtet. Er besitzt einen rechteckigen Grundriss mit 23,5 m Länge und 15,5 m Breite. Die Turnhallen weisen eine lichte Spannweite von etwa 13 m auf. Auch die Laterne und die Geschossdecken des längs verlaufenden Flures wurden aus Eisenbeton hergestellt, sodass sich eine Gesamthöhe der Eisenbetonkonstruktion von 36 m ergibt.

Die übereinander angeordneten Turnhallen mit jeweils 18,5 m Länge wurden in fünf Felder eingeteilt. Die durchgehenden Decken verlaufen über den gevouteten Unterzügen als Durchlaufträger und besitzen Dicken von bis zu 14 cm. In Längsrichtung wurden Nebenträger angeordnet. Die Hauptunterzüge bilden mit vertikalen Eisenbetonstützen Rahmen. Die Fundamente nehmen Punktlasten auf und wurden ebenfalls mithilfe von Eisenbeton ausgeführt. Die nachgewiesenen Nutzlasten betragen bis zu 400 kg/m<sup>2</sup>.

**Erhaltungszustand:** Die Schule wurde rezent instandgesetzt. Die Eisenbetonbauteile blieben weitgehend erhalten.

**Literatur:** Handbuch für Eisenbetonbau 1915, S. 226-229.

**Archivalien:** Bauref. (nicht gesichert).

## 82 Elefantenhaus

Siebenbrunner Str. 6 (Tierpark Hellabrunn), München	
Ausführungszeit	1913–1914
Bautypus	Kuppel
Merkmal, Bauweise	Rippenkuppel nach vorläufigen Bestimmungen 1907
Bauherr Architekt	Stadt München Emanuel v. Seidl
Geschoße	E
Spannweite	26 x 36 m
Erhaltungszustand	Kuppel abgebrochen und erneuert

**Beschreibung:** Die Gesamtanlage des Tierparks wurde durch den Architekten Emanuel v. Seidl 1910 geplant. Bei dem Elefantenhaus handelt es sich um einen orientalisierenden Bau mit querovalen Grundriss und vier Eckpavillons. Der Grundriss war unterteilt in Bereiche für Elefanten, Giraffen und andere Tiere sowie den zentralen Besucherraum. Die Kuppel des Gebäudes setzte sich aus 16 in Meridianrichtung verlaufenden Rippen zusammen, die in einem Druckring für ein Oberlicht endeten. Die Rippen wurden nochmals durch einen Ring auf halber Höhe gefasst. Die Kuppel besaß einen Durchmesser von 26 x 36 m bei einer Gesamthöhe von 18 m. Die Pavillons erhielten eigene kegelförmige Dachkonstruktionen, ebenfalls mit Oberlicht. Als Innenverkleidung der Rippenkuppel wurde eine abgehängte Drahtputzschale eingebaut. Die Kuppel wurde über einem massiven Sockel aufgeführt, in den die vier Pavillons einbeschrieben wurden. Ein zweiter, weiter außen zwischen den Pavillons angeordneter Mauerring wurde mit einem flach geneigten Dach versehen und umschrieb Zwischenzonen, Windfänge, Einzelboxen etc. Die Kuppel lagerte auf dem inneren Ring in Form eines umlaufenden Balkens auf.

**Erhaltungszustand:** Die Kuppel wurde 2014 abgebrochen und in Stahl ersetzt. Die Umfassungsmauern blieben erhalten.

**Literatur:** Lübbeke 1985, S. 302.

**Archivalien:** Hausarchiv Tierpark (nicht gesichert).



Abb. 694: Historische Ansicht (Lübbeke 1985, S. 302).

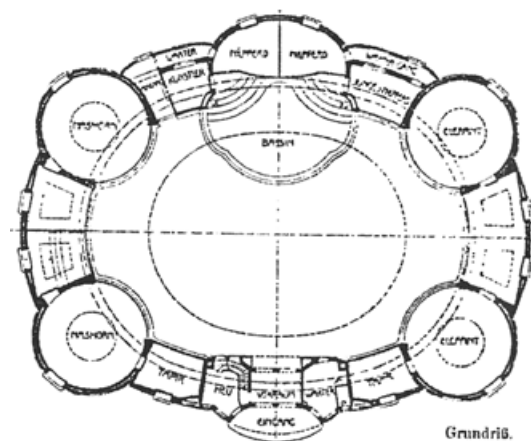


Abb. 695: Grundriss. Die Kuppel erhob sich über dem inneren Ring (Lübbeke 1985, S. 302).



Abb. 696: Innenraum nach Abschluss der Arbeiten und Erneuerung der Kuppelkonstruktion (Münchener Merkur Oktober 2016).



## 83 Ofenhaus, Gaswerk Augsburg



Abb. 699: Das Ofenhaus von der Rückseite. Die geplante Verlängerung wurde nie ausgeführt. Deutlich ablesbar sind die Binderkonstruktionen (Foto: JR).

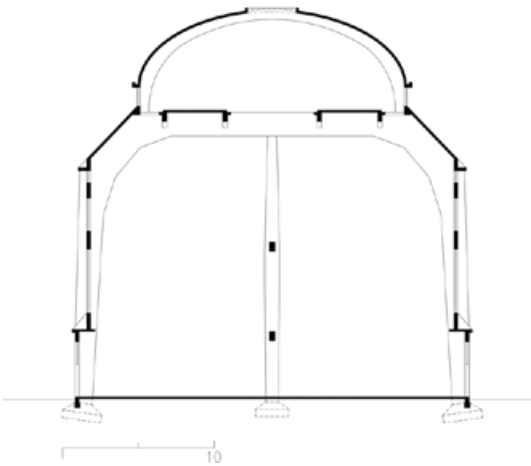


Abb. 697: Schnitt Ofenhaus M 1:500 (JR, eigenes Aufmaß und nach StadtAA, KPS 6803).

August–Wessels–Str. 30, Augsburg	
Ausführungszeit	1913–1914
Bautypus	Binder, Gewölbe
Merkmal Bauweise	Binderkonstruktion, Rippengewölbe nach vorläufigen Bestimmungen 1907
Bauherr Architekt Bauunternehmen	Stadt Augsburg Gebr. Rank A. Keller, Bemessung Gebr. Rank
Geschoße	E+DG
Spannweite	13 m; 17,45 m (Gewölbe quer); 6,4 m (Gew. längs)
Stichhöhe	5 m Gewölbe
Schalendicke	15 cm (Gewölbe)
Grundfläche	26 x 35 m
Erhaltungszustand	erhalten

**Beschreibung:** Das Gaswerk in Oberhausen ersetzte zwei ältere, innenstadtnah gelegene Werke. Es wurde auf einem Grundstück mit etwa 18,7 ha Größe ab 1910 geplant und errichtet. Die Anlage wurde mittlerweile stillgelegt und wird seit 2017 einer neuen Nutzung zugeführt. Vor Umbauarbeiten war es möglich, Teile der Gebäude näher zu untersuchen. Alle Bauteile wurden mit zurückhaltend historisierenden Fassaden gestaltet. Zu den genauen Funktionen der Gebäude soll hier auf die einschlägigen Informationen des Fördervereins des Gaswerks Augsburg und die weitere einschlägige Literatur (Berger 2015) verwiesen werden.

Das Ofenhaus stellt eine zweiachsige Anlage mit mittiger Stützenreihe dar. Es besitzt Grundrissabmessungen von etwa 26 m Breite und 35 m Länge. Die Gesamthöhe beträgt 25,75 m. Die Fassaden sind verputzt. Zwischen den Eisenbetonstützen wurden die Wandflächen der Fassaden ausgemauert und mit Fensterfüllungen versehen. Das Gebäude gliedert sich in die über



Abb. 698: Das Gaswerk in Augsburg. Im Vordergrund das Ofenhaus (Foto: JR).

19 m hohe Halle und ein Dachgeschoss mit durchbrochenem Längsgewölbe. Die Halle wurde in Längsrichtung in insgesamt sieben Binderachsen mit Abständen von etwa 6,4 m untereinander unterteilt. Die Binder wurden als Zweigelenkbinder mit einem Querschnitt von 40 x 130 cm ausgebildet, die mittig nochmals durch die genannten Stützen unterteilt werden. Ob diesen Stützen auch Vertikallasten aus den Zweigelenkbindern zugewiesen wurden ist nicht klar. Das korbbofenförmige Gewölbe bildet zugleich die Dachhaut und wird durch Bogenbinder in gleichem Abstand wie unten in der Halle versteift. Als Bewehrung wurden glatte Rundstäbe mit Durchmessern von 8 mm für Bügel bis zu 28 mm für Biegebewehrungen verwendet. Die Bügel wurden in Abständen von etwa 30 cm eingesetzt.

**Erhaltungszustand:** Die ursprüngliche Funktion ist nicht mehr gegeben. Im Zuge einer umfassenden Umnutzungskampagne sollen wesentliche Teile der Eisenbetonbauwerke instandgesetzt und erhalten werden. Das Ofenhaus wird derzeit für die Nutzung des Volkstheaters Augsburg vorbereitet.

**Literatur:** Ganser et.al 2007; Basiner 2012, S. 254-256; Göppel 2017.

**Archivalien:** StadtAA, KPS 6792, 6803, 6804, 6807, 6808, 6811.



Abb. 700: Dachraum (Foto: JR).



Abb. 701: Halle (Foto: JR).

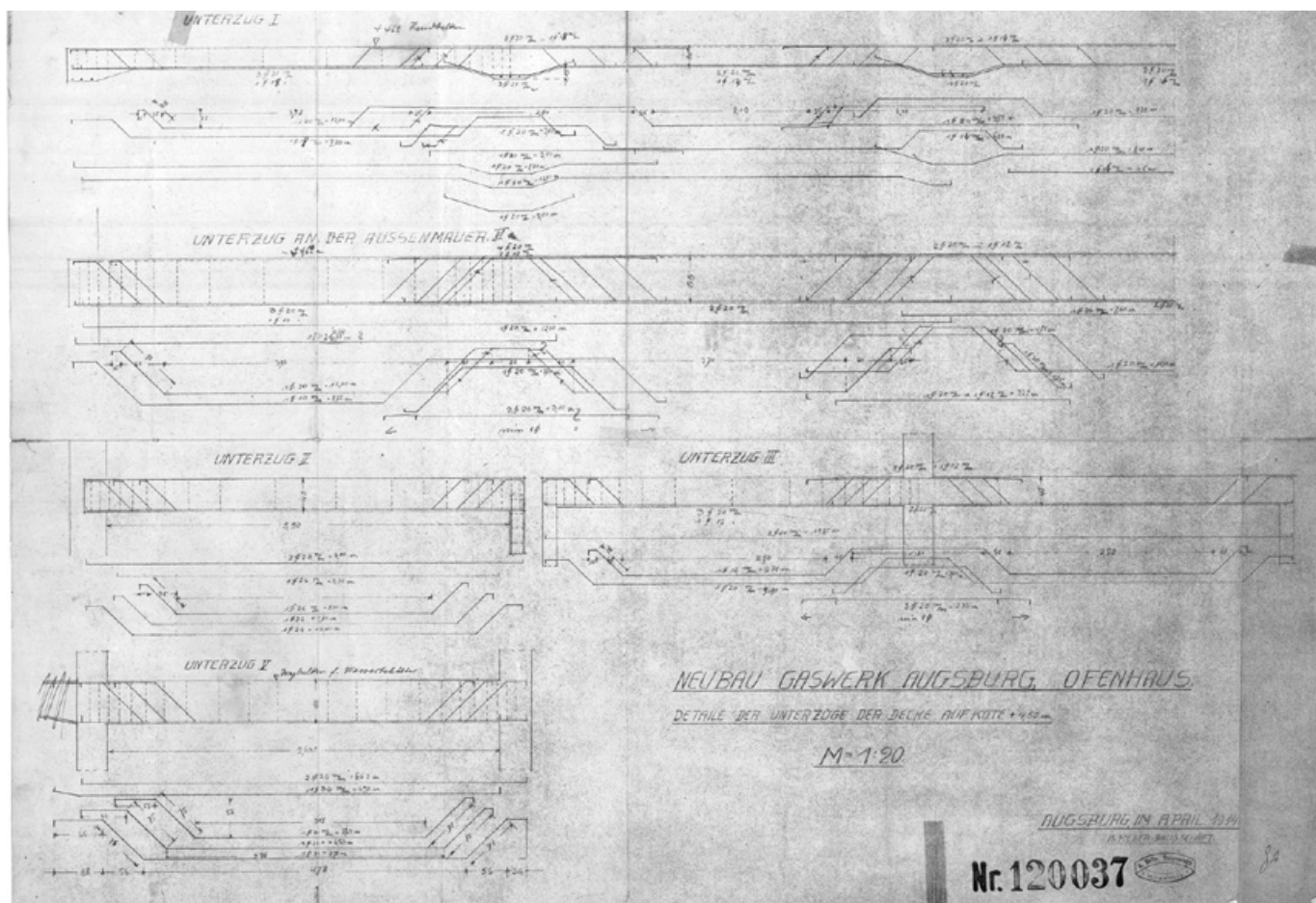


Abb. 702: Bewehrungsplan der Deckenunterzüge (StadtAA, KPS 6811).

## 84 Reinigergebäude, Gaswerk Augsburg



Abb. 705: Ansicht von Südosten im Jahr 2017 (Foto: JR).

August-Wessels-Str. 30, Augsburg	
Ausführungszeit	1913–1914
Bautypus	Skelett, Binder
Merkmal Bauweise	Skelettkonstruktion, Binderkonstruktion, Treppen nach vorläufigen Bestimmungen 1907
Bauherr	Stadt Augsburg
Architekt	Gebr. Rank
Bauunternehmen	A. Keller, Bemessung: Gebr. Rank
Geschoße	1–E+DG
Spannweite	20 m (Dachbinder); 10,65 m Stützweite
Grundfläche	28 x 40 m
Erhaltungszustand	erhalten, stark geschädigt

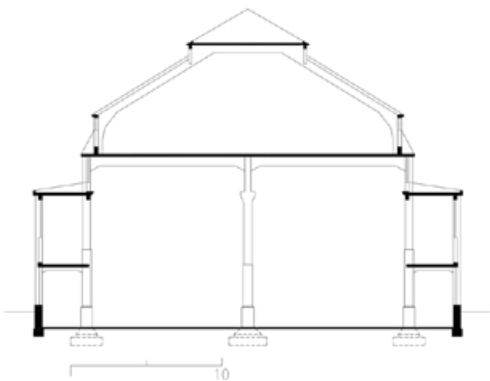


Abb. 703: Schnitt Reinigergebäude M 1:500 (JR, eigenes Aufmaß und nach StadtAA, KPS 7405).

**Beschreibung:** Das Reinigergebäude besitzt Grundrissabmessungen von 28 m Breite und 40 m Länge mit Treppenaufgängen an den beiden Stirnseiten. Die Gesamthöhe beträgt 20 m. Seitlich an die zentrale, zweiachsige Halle mit Mittelstützenreihe wurden Erschließungs- bzw. Kontrollgänge angeordnet. Die Halle weist 10 Zonen auf. Die lichte Raumhöhe beträgt etwa 8 m. Die Halle ist 21 m breit, und sie ist anders als beim Ofenhaus aus Pendelstützen mit verbindenden Biegeträgern zusammengesetzt. Die Abstände zwischen den Binderachsen betragen 3,5 bis 5 m. Die Binderstützen besitzen einen Querschnitt von 40 x 55 bis 55 x 65 cm. Als Bewehrung wurden ähnlich wie beim Ofenhaus glatte Rundstäbe mit 8 mm Durchmesser für Bügel und bis zu 26 mm für Tragbewehrungen eingesetzt. Die Betondeckungen betragen etwa 20 mm und entsprechen damit den damals gültigen, aber



Abb. 704: Innenraum (Foto: JR).

als vorläufig bezeichneten Bestimmungen von 1907. Zum Dachgeschoss hin wurde eine Flachdecke zur Ausführung gebracht. Hier lässt sich sehr gut erkennen, dass über den Unterzügen Zulageeisen auf der Oberseite in die Decke eingelegt wurden. Alle Eisen wurden mit Endhaken versehen. Über der Halle befindet sich ein stützenfreies Dachgeschoss, das von einem Satteldach abgeschlossen wird. Aus Eisenbeton wurden über 20 m frei spannende Dachbinder hergestellt, die den hölzernen Dachaufbau aufnehmen.

**Erhaltungszustand:** Im Reinigergebäude wurde rezent eine zusätzliche Nutzungsebene aus Stahlbeton eingebaut, die auf eigens hergestellten Stützen ruht. Durch die langjährige Nutzung als Gaswerk bestehen insbesondere beim Reinigergebäude erhebliche Schäden, die auf schwefelhaltige Gase zurückzuführen sind.

**Literatur:** Ganser et.al 2007; Basiner 2012, S. 254-256; Göppel 2017.

**Archivalien:** StadtAA, KPS 7401, 7402, 7403, 7405, 7422.



Abb. 706: Ansicht von Südosten (Foto: JR).



Abb. 709: Gesims mit steinmetzmäßiger Bearbeitung (Foto: JR).



Abb. 707: Dachraum des Reinigergebäudes (Foto: JR).



Abb. 710: Schal- und Bewehrungsarbeiten im September 1913 (Archiv Gaswerksfreunde Augsburg e.V., Bild 020).



Abb. 708: Unterzugdecke mit korrosionsbedingten Schäden (Foto: JR).

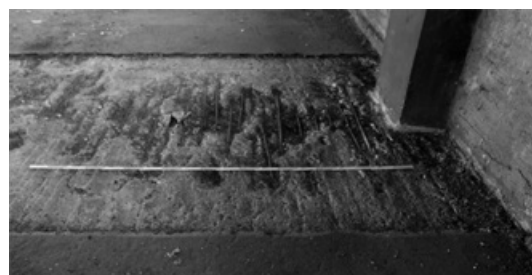


Abb. 711: Zulagebewehrung oberhalb der Unterzüge, Befundöffnung (Foto: JR).

## 85 Scheibengasbehälter, Gaswerk Augsburg



Abb. 714: Detail der Ausführung. Im oberen Teil wurden die Bereiche zwischen den Skelettstützen flach ausgebildet, sodass sich ein polygonaler Grundriss ergibt (Foto: JR).

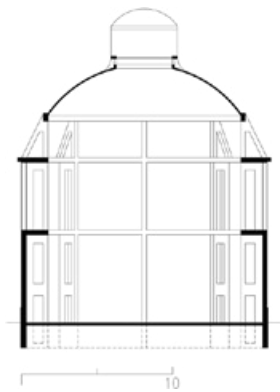


Abb. 712: Schnitt (JR, eigenes Aufmaß).



Abb. 713: Innenraum des Gasbehälters (Foto: JR).

August-Wessels-Str. 30, Augsburg	
Ausführungszeit	1914
Bautypus	Skelett, Kuppel
Merkmal Bauweise	Skelettkonstruktion, Kuppel, nach vorläufigen Bestimmungen 1907
Bauherr Bemessung	Stadt Augsburg Peter Müller
Geschoße Durchmesser	E 15,6 m 12,75 m (Kuppel)
Kuppelhöhe Schalendicke	3,35 m 8 cm
Erhaltungszustand	in Teilen erhalten

**Beschreibung:** Der kreisrunde Scheibengasbehälter war gemäß Berger der erste seiner Art, der nach einem Patent von 1914 errichtet wurde und der erste Gasbehälter des Gaswerks in Oberhausen. Er ist Teil eines größeren in Ost-West-Richtung verlaufenden Gebäudeabschnitts, in dem u.a. Labore und Werkstätten untergebracht waren. Dieser Flügel schließt an das östlich davon liegende Reinigergebäude an.

Der Gasbehälter besitzt einen Innendurchmesser von 15,6 m und ist bis zum Opäum in der Flachkuppel 16,85 m hoch. Der Opäum wurde mit einer kleinen Laterne abgedeckt. Das gesamte Tragwerk besteht aus Eisenbeton. Die Umfassungswände wurden jedoch zwischen den acht durchbrochenen Bindern aus Mauerwerk hergestellt. Die Binderkonstruktionen sind insgesamt 167 cm tief und 30 cm breit. Die Kuppel setzt in 13,4 m Höhe an und besitzt einen Innendurchmesser von 12,75 m bei einer Höhe von 3,2 m. Ihre 8 cm dicke Schale spannt von dem auf dem Auflager liegenden bewehrten Betonzugring zu dem im Bereich des Opäums angeordneten ebensolchen Druckring.

Es wurden Bügelabstände von 30 bis 50 cm eingehalten. Die Bewehrungsdurchmesser betragen 6 bis 14 mm, für die inneren Teile der Binder und den Ringbalken unter der Kuppel 22 mm. Die Kuppel selbst wurde mit einer unteren und einer oberen Bewehrungslage ausgeführt, wobei die Stäbe in Meridianrichtung 10 mm Durchmesser aufweisen und die ringförmigen Lagen 7 mm. Die Bügel, die alle 50 cm eingesetzt wurden besaßen einen Durchmesser von 10 mm.

**Erhaltungszustand:** An der Kuppel wurden rezent Instandsetzungsarbeiten durchgeführt und das Dach neu gedeckt. Der westlich an den Gasbehälter anschließende Gebäudekomplex wurde ersatzlos abgebrochen. Der Behälter steht derzeit leer.

**Literatur:** Ganser et.al 2007; Berger 2015.

**Archivalien:** StadtAA, KPS 8242, 8245, 8248, 8249, 8250.

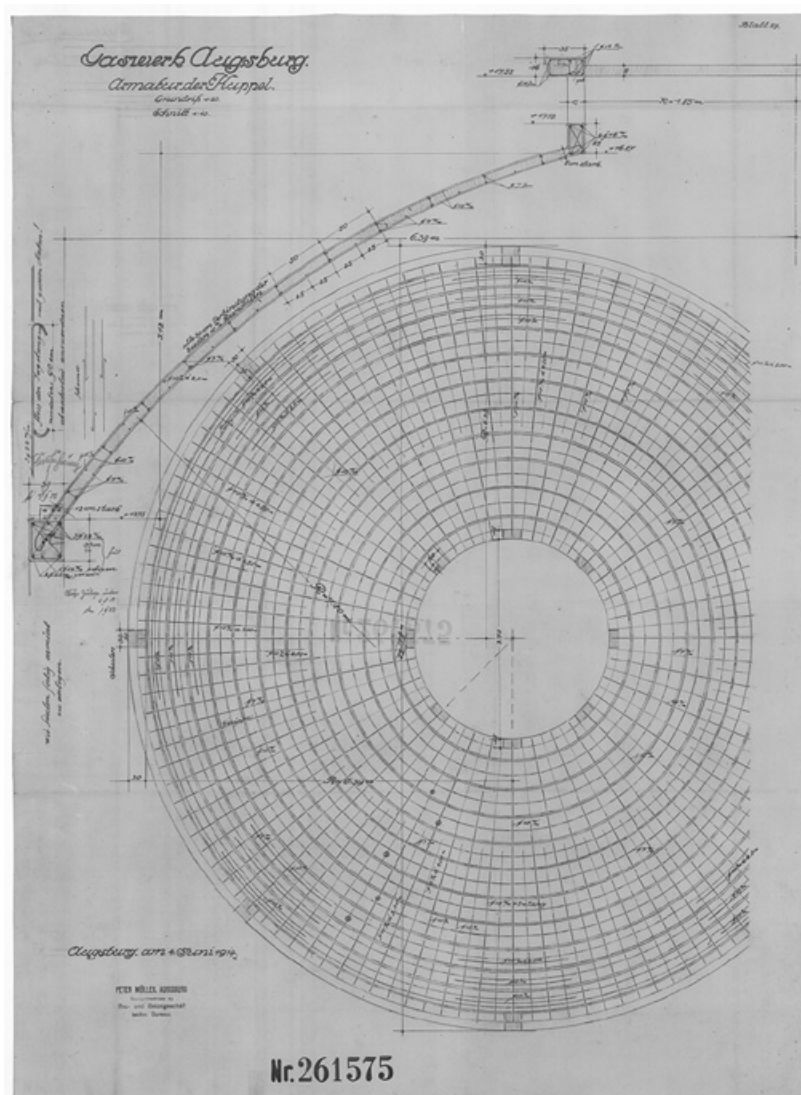


Abb. 715: Bewehrungsplan der Kuppel (StadtAA, KPS 8242).



Abb. 718: Ansicht von Westen (Foto: JR).

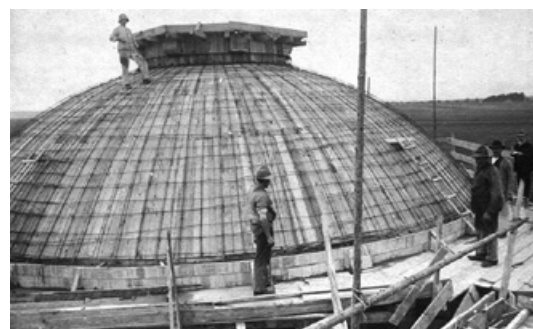


Abb. 716: Baustellenfoto von Juni 1914 (Archiv Gaswerksfreunde Augsburg e.V., Bild 116).



Abb. 717: Blick in die 2015 erneuerte Kuppel (Foto: JR).

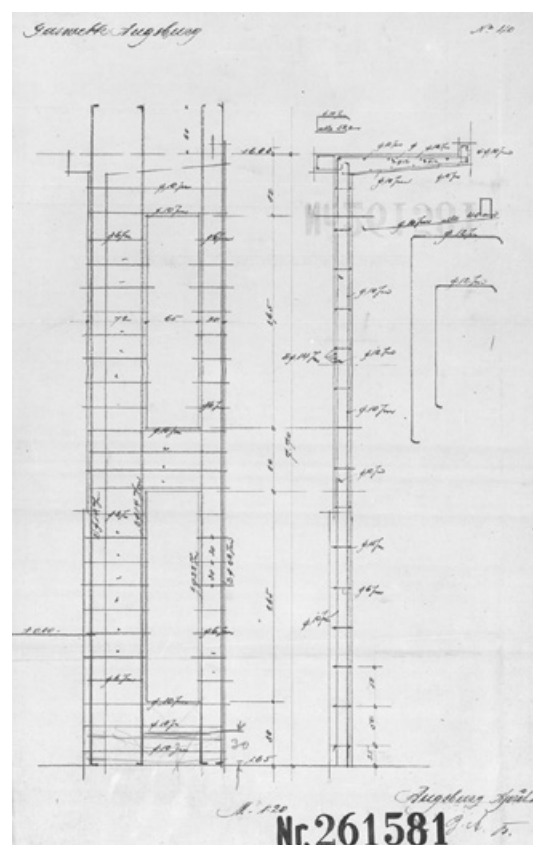


Abb. 719: Bewehrung von Fundament und Skelett (StadtAA, KPS 8248).

## 86 Synagoge



Abb. 722: Ansicht von Westen (Foto: JR).

Haldenstr. 6–8, Augsburg	
Ausführungszeit	1914–1917 (Rohbau 1914)
Bautypus	Kuppel, Gewölbe
Merkmal Bauweise	Rippenkuppel, Rippengewölbe, Unterzugdecken nach vorläufigen Bestimmungen 1907
Bauherr Architekt Bauunternehmen	Israelitische Kultusgemeinde Augsburg Fritz Landauer, Heinrich Lömpel Thormann & Stiefel
Geschoße	1–E+2+DG
Spannweite	9 m (Unterzugdecken)
Durchmesser	16,5 m (Kuppel)
Kuppelhöhe	7,5 m
Schalendicke	12 cm
Rippendicke	60 cm
Grundfläche	27 x 27 m (Synagoge)
Erhaltungszustand	vollständig erhalten

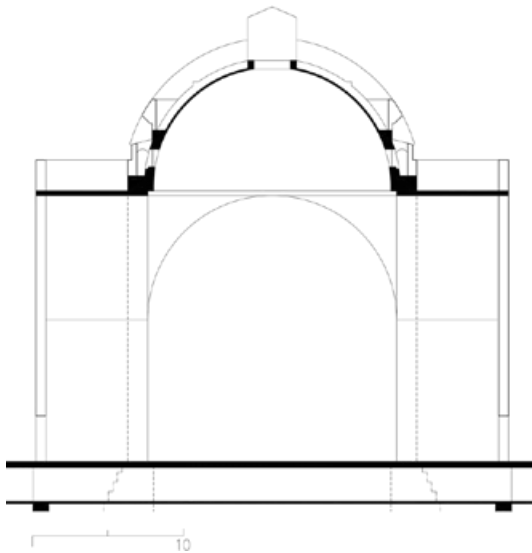


Abb. 720: Schnitt durch die Synagoge M 1:500 (JR, eigenes Aufmaß).

**Beschreibung:** Die Synagoge an der Halderstraße ist ein bauliches Ensemble auf innerstädtischem Grundstück mit etwa 60 x 60 m Größe. Es setzt sich aus mehreren Gebäudeteilen zusammen, die unterschiedliche Funktionen übernehmen. Die nach Süden ausgerichteten, längs zur Straße verlaufenden dreigeschossigen Flügelbauten mit Walmdach nehmen Gemeinde-, Verwaltungs- und Wohnräume auf. Zwischen den Flügelbauten gelangt man durch eine dreitorige flach gedeckte Säulenhalle in den Brunnenhof. Dahinter erhebt sich der den gesamten Komplex beherrschende Kuppelbau, den man über die westlich angeordnete Vorhalle betritt. Östlich des Brunnenhofes wurde ein weiterer Flachdachbau angeordnet, in dem die Werktagssynagoge untergebracht ist.

Die über dem Grundriss eines griechischen Kreuzes aufgebaute Synagoge erhält durch eine jeweils verlängerte West- und Osttonne eine leichte Betonung dieser West–Ost–Achse. Die Seitenarme nehmen die Emporen und die bauzeitlich vorhandene Orgel auf. Der zentrale Synagogenraum hat eine lichte Raumhöhe von Oberkante Fußboden bis Unterkante Opäum von 25 m. Die Pendentivkuppel hat einen Durchmesser von 16,5 m und eine Höhe von 7,5 m. Der nördliche und südliche Seitenarm mit den etwa 1,2 m in den Kultraum eingreifenden, gestaffelten Emporen hat eine Tiefe von je 6,5 m, die Empore über dem westlichen Seitenarm ist gut 8 m tief. Alle Seitenarme sind mit Tonnen aus Eisenbeton überwölbt. Diese Tonnen haben eine Scheitelhöhe von 7,6 m. Der Kämpfer liegt auf 10 m Höhe. Die Tonnengewölbe wurden oberseitig mit betonierten Überzügen in Längsrichtung versehen (Querschnitt 16 x 20 cm). Die massiven Pfeiler der Kuppel haben jeweils eine Grundfläche von etwa 1,5 x 1,5 m und wurden mit abgetreppten, nicht hinterfüllten Fundamenten aus Stampfbeton versehen. Die Kuppel ist

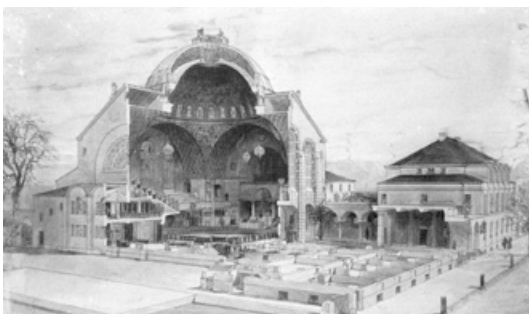


Abb. 721: Perspektivischer Schnitt (Lömpel 1913).

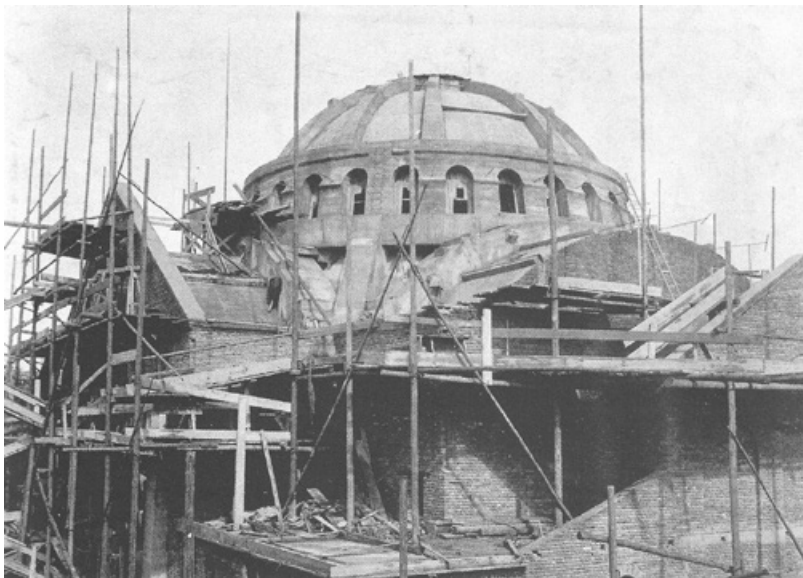


Abb. 723: Baustellenfoto (Klotz 2001, S. 47).

auf einem eisenbewehrten betonierten Ringbalken mit 1 m Höhe und etwa 1,5 m Tiefe aufgeführt. Die Kuppel selbst besteht aus einer Schale mit 10 bis 12 cm Dicke und zwölf Rippen (Querschnitt  $b \times h$  mit Schale jeweils  $41 \times 65$  cm). Diese Rippen verlaufen in Meridianrichtung vom Bereich über den Fenstern der Kuppel bis zum oberen Druckring (Querschnitt  $b \times h = 55 \times 40$  cm), der den Rand des Opäums mit einem Innendurchmesser von 2,9 m definiert. Es sind jeweils drei Rippen zusammengefasst, die in einem Winkel von  $27,8^\circ$  voneinander verlaufen. Diese Gruppen begrenzen Zwischenfelder, in die jeweils in Ringrichtung ein Überzug von  $20 \times 20$  cm eingesetzt wurde. Alle weiteren aufgehenden Bauteile wurden mit gebrannten Vollziegeln gemauert. Die Erschließung des Dachraums über der Kuppel erfolgt mithilfe eines mit Dachflächenfenstern belichteten Umgangs. Die Kuppel selbst wurde mit einem gewölbten hölzernen Spantendach überdeckt, das einen begehbaren Dachraum definiert.

Die drei Flachdachbauten wurden mit teilweise kassettierten Unterzugdecken aus Eisenbeton hergestellt. Die Spannweiten betragen bis zu 9 m.

**Erhaltungszustand:** Das Gebäude hat die Zeit des Nationalsozialismus überstanden. Es wurde in den 1970er und 1980er Jahren instandgesetzt. Dabei wurde die Dachdeckung erneuert und die Laterne über der Kuppel abgenommen und vereinfacht erneuert. Größere Eingriffe wurden nicht vorgenommen. Die originalen Eisenbetonkonstruktionen sind insgesamt erhalten.

**Literatur:** Klotz, 2001.

**Archivalien:** Nachlass Walter-Bau, übergeben an das Staatliche Bauamt Augsburg bzw. an die jüdische Gemeinde.

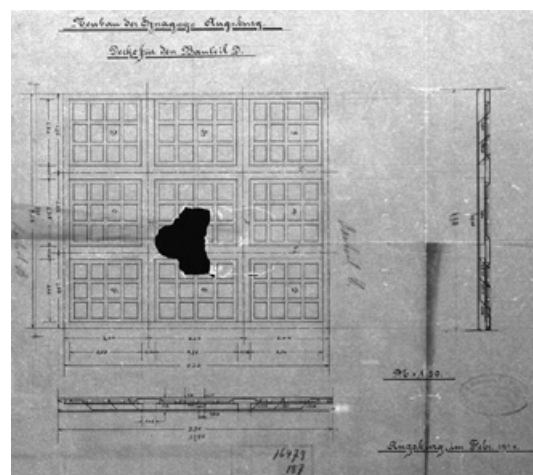


Abb. 724: Bewehrungsplan Vorhalle (Thormann & Stiefel 1914).

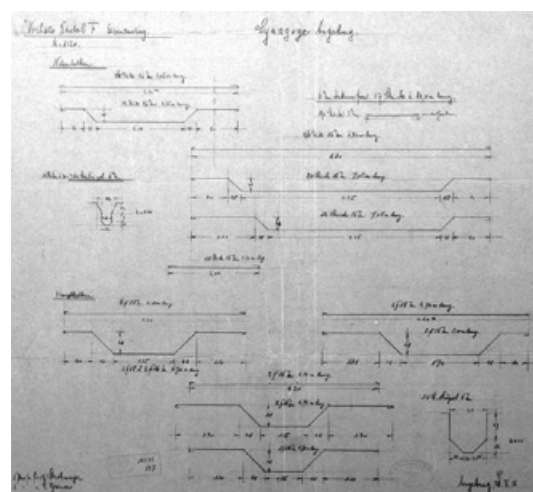


Abb. 725: Bewehrungsplan Unterzüge des Foyers (Thormann & Stiefel 1914).



## 87 Ortskrankenkasse



Abb. 728: Eingang, historische Ansicht  
(Der Baumeister 1914, S. 121).

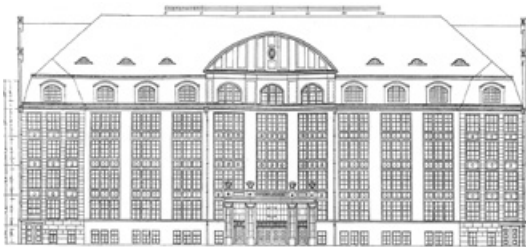


Abb. 726: Straßenansicht  
(Der Baumeister 1914, Tafel 174).

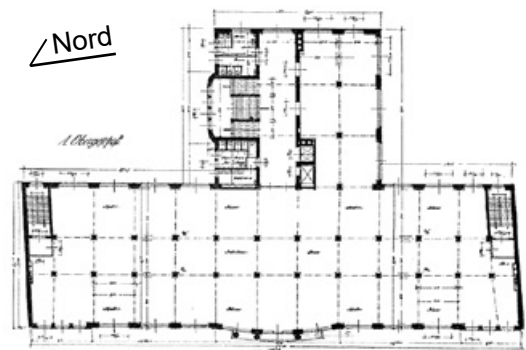


Abb. 729: Grundriss 1. Obergeschoss  
(Der Baumeister 1914, Tafel 174).



Abb. 727: Innenraum, historische Aufnahme  
(Der Baumeister 1914, S. 123).

Maistr. 43, München	
Ausführungszeit	1914
Bautypus	Skelett
Merkmal	Skelettkonstruktion
Bauweise	nach vorläufigen Bestimmungen 1907
Bauherr	Königreich Bayern
Architekt	Heinrich Neeb
Geschoße	1-E+3+DG
Stützweite	7,5 m
Grundfläche	20 x 70 m
Erhaltungszustand	in Teilen erhalten

**Beschreibung:** Das monumentale Verwaltungsgebäude wurde im neoklassizistischen Stil entworfen. In Verlängerung des zentralen Eingangs mit hohem Vestibül wurde ein 22 m langer und 23 m tiefer Querflügel angefügt, in dem sich der zentrale Treppenraum befindet. Weitere Flucht- und Erschließungstreppten befinden sich am jeweiligen Ende des straßenseitigen Flügels.

Der Hauptflügel wird durch Stützenstellungen in Längsrichtung in drei Achsen gegliedert. Die Stützen sind jeweils auf die Pfeiler der Fassaden bezogen. Die Spannweiten der Unterzugdecken betragen bis zu 7,5 m. Das Gebäude ist über Gelände etwa 33 m hoch.

Über einem Kunststeinsockel wurde eine viergeschossige verputzte Lochfassade aufgeführt mit mittigem konvex vorschwingendem Giebel mit spitzbogigem Dach. An den Schmalseiten wurden ebenfalls solche Giebel ausgeführt. In die Mansarde des steilen Satteldachs wurden rundbogige Gauben eingesetzt. Jeweils drei Fassadenfenster wurden zu Gruppen zusammengefasst, nur von schlanken Stahlbetonpfeilern getrennt und mit leicht zurückspringenden Brüstungsfeldern geschossübergreifend verbunden. Die Kanten der hervorgehobenen, über alle Obergeschosse durchlaufenden Pfeiler, wurden mit Eierstäben gebrochen. Die drei Fensterachsen an den Ecken des Gebäudes wurden dagegen etwas auseinander gezogen, um dem Gebäude hier mehr Halt zu geben.

Im Inneren wurde ein Skelettbau realisiert, der sich mit Unterzugdecken und Innenhöfen die Möglichkeiten des Materials zu Nutze macht. Die Treppenaufgänge wurden in die Struktur eingefügt. Die Treppenläufe bestehen aus umgekehrten Wannen. Dabei wurde die Laufplatte auf einen umlaufenden Balken gelegt. Balken und Platte wurden mit Kehlungen verschliffen. Die rechteckigen Unterzüge verlaufen in Längs- und Querrichtung ohne weitere Gestaltung oder Voutung.

**Erhaltungszustand:** Das Gebäude wurde verkauft und bis 2010 zu Wohnzwecken umgebaut. In dem Gebäude wurden 150 Wohneinheiten realisiert. Ob die originalen Eisenbetonkonstruktionen noch vorhanden sind, ist nicht sicher. Zumindest das ursprüngliche Vestibül und das Treppenhaus sowie die Fassaden scheinen noch prinzipiell erhalten zu sein.

**Literatur:** Der Baumeister 1914, S. 121-123, Tafeln 174, 175.



*Abb. 730: Historische Ansicht von der Straße (Der Baumeister 1914, S. 122).*

## 88 Städtische Verwaltung der Gaswerke



Abb. 731: Straßenansicht (Habel et.al 2009, S. 1183).

Unterer Anger 3, München	
Ausführungszeit	1913–1917 (Rohbau 1915)
Bautypus	Sonstige Gebäude
Merkmal Bauweise	bewehrte Fundamente, Decken, Sichtbetonfassade nach vorläufigen Bestimmungen 1907; System Westphal für Decken
Bauherr Architekt Bauunternehmen	Stadt München Robert Rehlen (Stadtbauamt) Leonhard Moll
Geschoße Grundfläche	1–E+4+DG 65 x 83 m
Erhaltungszustand	weitgehend erhalten

**Beschreibung:** Der entlang der Straße mit 83 m gestreckte Bau ersetzte die an gleicher Stelle stehende ehem. Fronfeste (Zentralgefängnis), das 1913 eigens abgebrochen wurde, um dem Neubau Platz zu machen. Dem neuen Hauptflügel wurden noch zwei senkrecht dazu angeordnete Nebenflügel auf der Hofseite angefügt. Die überbaute Fläche ist etwa 65 m tief.

Die neoklassizistische Schauffassade ist durch mehrere kräftige Gesimse und eine Balustrade sehr stark horizontal ausgerichtet. Dieser Eindruck wird nur durch den markanten Portalbau mit den vorgesetzten kolossalen ionischen Pfeilern unterbrochen. Hier wird die Balustrade mitgeführt und bildet einen Balkon. Über dem bereits zweigeschossigen Sockel mit hohen arkadenartigen Öffnungen folgt ein mezzaninartiges Obergeschoss mit Nischen zwischen Rechteckfenstern. Dieses Obergeschoss schließt mit einem kräftigen Konsolgesims und der genannten durchgehenden Brüstung ab. Die Fassaden der genannten Geschosse wurden einschließlich dem darüber befindlichen Konsolgesims entgegen der Erläuterung in der Literatur aus sichtbar belassenem und steinmetzmäßig überarbeitetem Stampfbeton hergestellt. Die horizontal verlaufenden Arbeitsfugen der Betonierabschnitte sind sehr deutlich ablesbar.

Darüber folgen gemauerte Putzfassaden. Es wurden zunächst zwei weitere Obergeschosse ausgeführt, bevor wiederum ein Konsolgesims und ein weniger hohes letztes Obergeschoss als Mezzanin folgen. Auch die Mansarde des Walmdaches wurde ausgebaut.

Neben der Sichtbetonfassade fallen in den Planunterlagen die bewehrten Fundamente und die Ausführung von Hohlsteindecken nach dem System Westphal auf. Hierzu können aus den Archivalien auch Positionspläne entnommen werden mit Angaben zu den Bewehrungsquerschnitten, die in die Decken eingelegt wurden. Darüber hinaus wurden Eisenträger-Verbunddecken und ebensolche Unterzüge hergestellt.

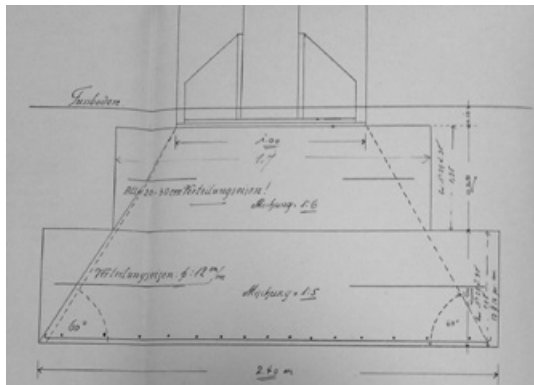


Abb. 732: Fundamentplanung (LBK, Akt-Nr. 129777).

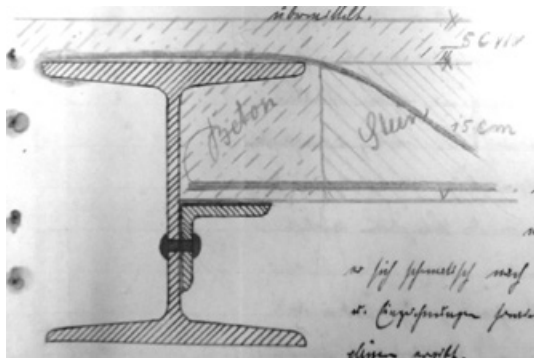


Abb. 733: Deckenausführung im Detail (LBK, Akt-Nr. 129777).

**Erhaltungszustand:** Der nördliche Flügelbau wurde 1930 aufgestockt. Die Sichtbetonfassaden entlang der Straße sind erhalten. Ob die Systemdecken noch vorhanden sind, ist nicht bekannt. Das Gebäude ist seit dem Jahr 2001 an private Unternehmen vermietet.

**Literatur:** Habel et.al 2009, S. 1182-1183.

**Archivalien:** LBK, Akt-Nr. 129777 und 129778; Bauref., Akt-Nr. 427 a–g.



**Abb. 734:** Ausschnitt der Sichtbetonfassade (Foto: JR).

## 89 Geschäftshaus



Abb. 736: Ansicht von Südwesten  
(Chevalley et.al 2004, S. 400).



Abb. 735: Schnitt Westflügel M 1:500  
(JR, Vorlage LBK Akt-Nr. 159263).

Lindwurmstr. 76, München	
Ausführungszeit	1912–1916 (Rohbau 1915)
Bautypus	Skelett
Merkmal Bauweise	Skelettkonstruktion, Sichtbetonfassaden nach vorläufigen Bestimmungen 1907
Bauherr Architekt Bauunternehmen	Münchner Wohnungsbaugesellschaft GmbH Heilmann und Littmann Heilmann & Littmann GmbH
Geschoße Stützweite Grundfläche	1–E+4+DG 6,75 m 28 x 37,5 m
Erhaltungszustand	weitgehend erhalten

**Beschreibung:** Während die Kellerdecke mit Eisenprofilträgern ausgeführt wurde, endet der Skelettbau mit bewehrten Betondecken erst oberhalb des 1. Dachgeschosses. Nur der Dachspitze wurde in Holzbauweise errichtet. Die Planung, Bemessung und Baudurchführung erfolgte durch die Bauunternehmung Heilmann & Littmann GmbH. Die Fassaden wurden in einem sachlich zurückhaltenden Jugendstil entworfen. Das stattliche Gebäude gliedert sich in die hohe Erdgeschosszone mit durchgehendem Gesims, die drei Obergeschosse mit polygonal gebrochenen Flacherkern zwischen massiven Wandpfeilern sowie darüber durchgehendem Gesimsband und das zurückgesetzte 4. Obergeschoss mit Balustrade. Die Fenstererker sind dreiteilig mit schlanken Pfeilern ausgeführt. Zu den Straßen hin wurde jeweils ein konvex gekrümmter Giebel eingefügt, der über zwei Flacherkerachsen aufgeführt wurde. An der Lindwurmstraße wurden fünf, an der Güllstraße sechs Fensterachsen realisiert.

Nicht nur die Arkaden des massiven Erdgeschosses wurden vollständig in Sichtbeton konstruiert, sondern auch die Obergeschosse. Die Betonflächen wurden steinmetzmäßig aufwendig überarbeitet. Die Fassade imitiert eine Natursteingliederung mit Fugenschnitt und Randschlag. Diese Bogenimitate fassen die Rundbogenöffnungen im Erdgeschoss, strukturieren aber auch die Pfeiler in den Obergeschossen. Die Unterzugdecken wurden nicht verkleidet und zu den Stützen und Hauptträgern hin mit Vouten ausgeführt.

Eine genaue Datierung der Errichtung fällt auch nach Einsicht der Archivalien schwer. Der Neubau wurde mit dem 30.07.1912 von der lokalen Baugenehmigungsbehörde genehmigt. Die statischen Planunterlagen reichen jedoch bis in das Jahr 1916. Eine Fertigstellungsanzeige konnte zunächst nicht gefunden werden. Entweder wurden Planunterlagen nachgereicht oder die Fertigstellung zog sich tatsächlich bis 1916 hin. Es liegen aber Positionspläne und eine vollständige Statik im Archiv, die die Ausführung in Eisenbeton belegen.

**Erhaltungszustand:** Das zweigeschossige Ladengeschäft empfängt heute den Besucher mit einem breiten Treppenaufgang, der aber erst 1954 zwischen die Binnenstützen eingesetzt wurde. Wegen des U-Bahnbaus in der Lindwurmstraße wurden um 1976 die straßenseitigen Fundamente unterfangen. Es sind die originalen Eisenbetonkonstruktionen erhalten. Die Betonfassade wurde mittlerweile farbig überfasst.

**Literatur:** Chevalley et.al 2004, S. 400.

**Archivalien:** LBK, Akten-Nr. 159263, 159264, 159270 (Positionspläne und statische Bemessung).

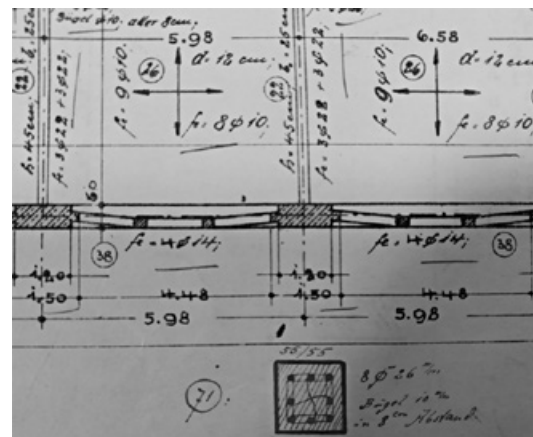


Abb. 737: Ausschnitt Positionsplan Decke über 1. Obergeschoss (LBK, Akt-Nr. 159270).



Abb. 739: Sichtbeton an den Fassaden: Durch steinmetzmäßige Bearbeitung wurde der Fugenschnitt einer Natursteinfassade imitiert. Die Oberfläche wurde mindestens ein Mal farbig beschichtet (Foto: JR).



Abb. 740: Detail der Sichtbetonfassade mit Oberflächenbearbeitung (Foto: JR).



Abb. 738: Ansicht von der Lindwurmstraße (Foto: JR).

## 90 Ehem. Kriegsmetallwerk (heute MVG–Museum)



Abb. 743: Luftbild 1928 (MVG Museum).

Ständlerstr. 20, München	
Ausführungszeit	1917–1918
Bautypus	Skelett, Binder
Merkmal Bauweise	Skelettkonstruktion, Binderkonstruktion, Dach nach Bestimmungen 1916
Bauherr Architekt Bauunternehmen	Königreich Bayern? Karl Stöhr Karl Stöhr?
Geschoße Stützweite Grundfläche	E 13,6 m; 6,25 m in der Vorhalle 40 x 120 m (Montage)
Erhaltungszustand	erhalten

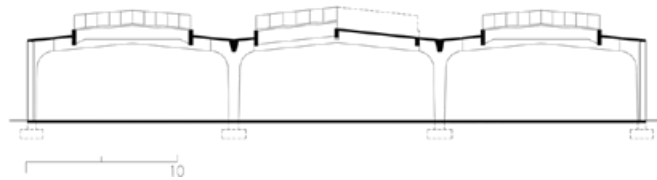


Abb. 741: Querschnitt Werkhalle M 1:500 (JR, eigenes Aufmaß).

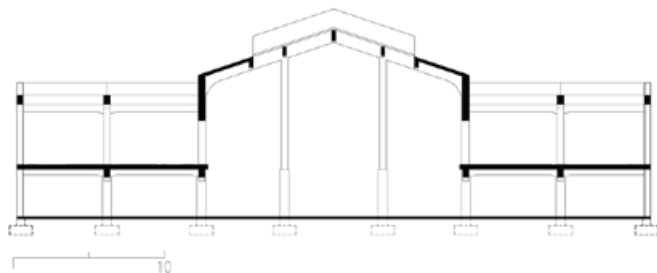


Abb. 742: Querschnitt Vorhalle M 1:500 (JR, eigenes Aufmaß).



Abb. 744: Vorhalle (Foto: JR).



Abb. 745: Skelettkonstruktion Vorhalle (Foto: JR).

**Beschreibung:** Die weitgehend eingeschossige Hallenanlage wurde in einem zurückhaltenden neoklassizistischen Stil entworfen. Das Werk wurde wegen Beendigung des Ersten Weltkrieges nicht mehr seiner Bestimmung zugeführt, sondern 1922–1924 zur Hauptwerkstätte für die Münchner Straßenbahn umgebaut.

Im Bereich des heutigen MVG–Museums im Osten des Grundstücks setzt sich die Anlage aus der überhöhten Vorhalle und der Ausstellungshalle zusammen. Diese Ausstellungshalle wurde als dreiaxige Anlage mit insgesamt 13 Zonen errichtet. Die beiden Stützenreihen gliedern die Halle in Quer- und Längsrichtung. Die Halle ist 40 m breit, die Spannweite von Stütze zu Stütze beträgt bis zu 13,6 m. Die Binder wurden in Abständen von 9,2 m angeordnet, sodass die Halle insgesamt 120 m Länge aufweist. Das leicht geneigte Dach wird durch Unterzugdecken aus Eisenbeton gebildet, das in jeder Zone von Oberlichtern in Satteldachform mit

Tageslicht versorgt wird. Die gesamte Konstruktion, außer die Wandfüllungen in den Fassaden wurde in Eisenbeton hergestellt. Die lichte Raumhöhe beträgt ca. 5 m.

Die Vorhalle ist dagegen mit einer Firsthöhe von 12,5 m höher. An den Seiten wurde eine Obergeschossebene eingefügt. Die Spannweite der Unterzugsdecken beträgt hier bis zu 6 m.

Es wurden Stützen mit Querschnitten von bis 60 x 60 cm realisiert. Die Unterzüge der Decken besitzen teilweise v-förmige Querschnitte mit im Mittel 25 cm Breite und bis zu 1 m Gesamthöhe.

**Erhaltungszustand:** Die originalen Skelettkonstruktionen sind noch vorhanden. Die Hallen wurden rezent instandgesetzt. Heute ist dort das MVG-Museum untergebracht.

**Literatur:** Megele 1951, S. 51.



**Abb. 746:** Detail eines Bogenbinders mit Deckenuntersicht. Die Schalungsabdrücke sind gut erkennbar (Foto: JR).



**Abb. 747:** Innenraum der Werkhalle (Foto: JR).



**Abb. 748:** Außenansicht von Osten (im Hintergrund die Vorhalle (Foto: JR).



**Abb. 749:** Fugenausbildung Werkhalle (Foto: JR).



## 91 Ehem. Maschinenfabrik der Rapp-Motoren-Werke GmbH

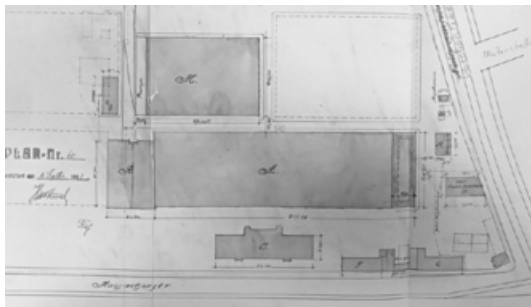


Abb. 752: Lageplan. Umrandet die Querhalle (LBK Akt-Nr. 179055).

Moosacher Str. 80, München	
Ausführungszeit	1917 + 1919
Bautypus	Skelett, Binder
Merkmal, Bauweise	Skelettkonstruktion, Rahmenkonstruktion, Dach nach Bestimmungen 1916
Bauherr	Rapp-Motoren-Werke GmbH
Architekt	Eduard Herbert und Otho Orlando Kurz
Bauunternehmen	Halle A durch Wayss & Freytag A.–G.
Geschoße	E
Stützweite	10 m (Halle A) 7,6 – 20 m (Querhalle)
Grundfläche	50 x 220 m (Halle A) 19,6 x 61 m (Querhalle)
Erhaltungszustand	erhalten

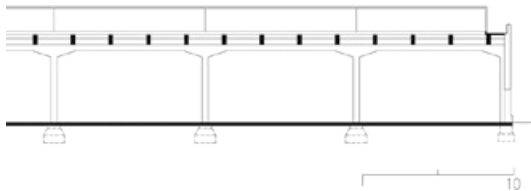


Abb. 750: Teilquerschnitt Halle A, M 1:500 (JR, Vorlage LBK Akt-Nr. 179056).

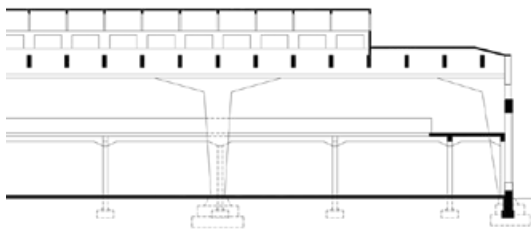


Abb. 751: Teillängsschnitt Querhalle, M 1:500 (JR, Vorlage LBK Akt-Nr. 179056).



Abb. 753: Historische Luftaufnahme aus den 1920er Jahren (wikipedia: bmw\_galerie-980).

**Beschreibung:** Die Halle A der Motorenwerke wurde Anfang 1917 mit insgesamt 22 Querachsen und sechs Längsachsen für die Rapp-Motorenwerke errichtet, aus denen schon 1919 die Bayerischen Motoren-Werke (BMW) hervorgingen. Die Fassaden wurden in einem neoklassizistischen Stil gestaltet. Das Fabrikgelände erreicht man durch entsprechend gestaltete Portale zwischen Eingangs- und Verwaltungsgebäuden.

Das Achsraster der Halle A beträgt 10 x 9,6 m. Südlich der Halle vorgelagert befinden sich Nebenräume, die in separaten Einbauten untergebracht sind. Diese Einbauten wurden wohl durch die Bauunternehmung Leonhard Moll hergestellt. Darauf lässt der Schriftverkehr in den Archivalien schließen. Die übergeordnete Skelettkonstruktion der Halle wurde jedoch nach Plänen der Bauunternehmung Wayss & Freytag A.–G. errichtet. Sie besteht aus quadratischen Stützen mit Außenmaßen von 40 x 40 cm. In Ost-West-Richtung wurden die Hauptunterzüge in den Achsen der Stützen entsprechend der darüber angeordneten Rinnen in einer verkröpften Geometrie ausgebildet. Diese Unterzüge sind bis zu 90 cm (in den Endfeldern) hoch und 40 bis 52 cm breit. In Ost-West-Richtung verlaufen die untergeordneten Unterzüge mit Querschnitten von 25 x 35 bis 25 x 65 cm. Sie bilden eine leichte Dachneigung aus. Vier solcher Unterzüge teilen das Stützenraster in Abständen von 2,5 m. Darüber verlaufen Satteldachoberlichter. Über den Querachsen wird in Nord-Süd-Richtung in den genannten Rinnen das Niederschlagswasser gesammelt und abgeleitet. Jede sechste Längsachse wurde als Gebäudefuge angelegt, die durch alle Bauteile hindurchgeht. Die Stützen wurden geteilt ausgeführt mit einem jeweiligen Querschnitt von 30 x 40 cm. In den Plänen für die Halle A sind Angaben zu den eingelegten Bewehrungen enthalten. Die Dachflächen zwischen den Oberlichtern wurden ebenfalls in Eisenbeton hergestellt. Diese Decken sind

8 cm dick. Es wurde wohl noch ein Estrich mit 5 cm Stärke ausgeführt. Die Außenwände zwischen den Eisenbetonstützen wurden ausgemauert.

Westlich schließt an Halle A das Bauteil B an. Es wurde wie ein Geschossbau gestaltet und aus Eisenbeton errichtet. Es wurde jedoch erst nach Ende des Ersten Weltkriegs ausgeführt.

Östlich der Halle A wurde eine Querhalle gebaut, die ebenfalls erst 1919 zur Ausführung kam und etwas kurios erscheint. Hier wird absolut der Wille zur Großform verdeutlicht. Die Halle ist 19,6 m breit und knapp 61 m lang. Diese sog. Kleinmaschinenhalle wird durch einen monumentalen Längsbinder von 2 m Höhe in zwei Achsen geteilt. Dieser Längsbinder besitzt vier Stützen mit jeweiligen Abständen von bis zu 20 m. Darüber verlaufen quer wiederum Eisenbetonbinder im Abstand von 2,5 m und Spannweiten von knapp 10 m. Bei den die Halle A im Westen bzw. Osten abschließenden Bauten ist nicht klar, wer sie ausgeführt hat. Leider sind nur Entwurfspläne der Architekten im Archiv vorzufinden. Es ist aber wahrscheinlich, dass entweder die Firma Wayss & Freytag A.–G. oder Leonhard Moll hierfür verantwortlich zeichnet. Geometrisch entspricht die tatsächliche Ausführung den Plänen.

**Erhaltungszustand:** Die originalen Skelettkonstruktionen sind noch vorhanden. In einem Teilbereich ist heute ein Teil des BMW-Museums untergebracht. Die große Querhalle wird für Vorträge und Eventveranstaltungen genutzt.

Bereits kurz nach Fertigstellung der Halle A wurden Ausbauarbeiten durch die Bauunternehmung Leonhard Moll ausgeführt. Es ist aber anhand des Schriftverkehrs in den Archivalien als gesichert anzunehmen, dass die Skelettkonstruktion durch die Bauunternehmung Wayss & Freytag A.–G. errichtet wurde. Die Arbeiten an den weiteren Hallen kamen aufgrund von Arbeitermangel am Ende des Ersten Weltkriegs zum Erliegen.

**Literatur:** Neher 1955; Megele 1951, S. 50.

**Archivalien:** LBK, Akt.-Nr. 179056 (Halle A); Nr. 179055 (Querhalle).

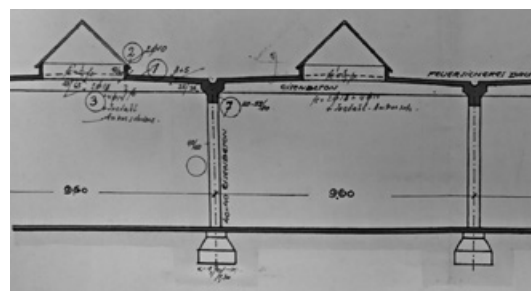


Abb. 754: Ausschnitt Positionsplan für Halle A (LBK Akt-Nr. 179056).

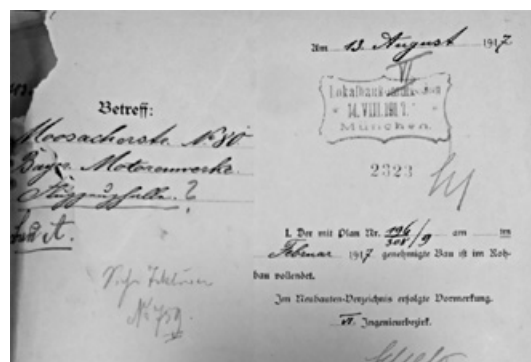


Abb. 755: Fertigstellungsanzeige für die Halle A (LBK Akt-Nr. 179056).

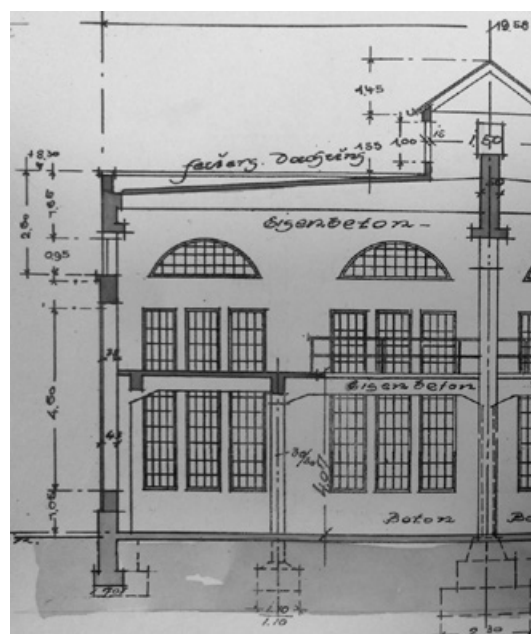


Abb. 756: Ausschnitt Querschnitt Querhalle (LBK Akt-Nr. 179055).

## 92 Paketzustellamt



Abb. 758: Erschließungsgasse, rechts Säulenhalle (Foto JR).

Arnulfstr. 62, München	
Ausführungszeit	1924–1930 (Rohbau 1925)
Bautypus	Skelett
Merkmal Bauweise	Skelettkonstruktion, Pilzkopfstützen nach Bestimmungen 1916 bzw. DIN 1045 von 1925
Bauherr Architekt	Deutsche Post Franz Holzhammer, Robert Vorhoelzer, Walther Schmidt
Bauunternehmen	Gebr. Rank
Geschoße Stützweite Grundfläche	E 6 m 49,5 x 82 m 100 x 240 m (gesamt)
Erhaltungszustand	weitgehend erhalten

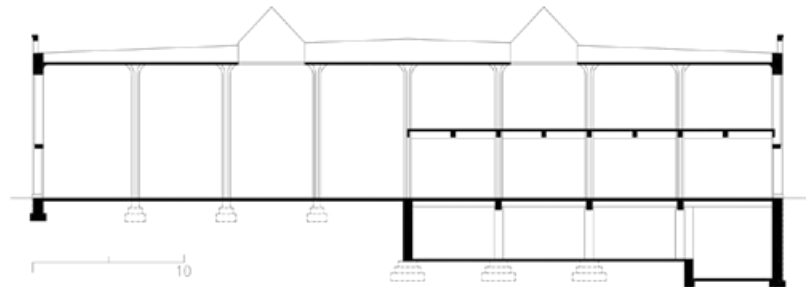


Abb. 757: Querschnitt Säulenhalle M 1:500 (JR, eigenes Aufmaß).

**Beschreibung:** Das Gebäude ist Teil einer Reihe von klassisch modernen Postgebäuden im München der 1920er Jahre und wird hier aufgrund der besonderen Bauausführung mit unterzuglosen Flachdecken mit Pilzkopfstützen aufgeführt.

Die Anlage wird von der Arnulfstraße im Süden, der Tillystraße im Norden sowie von der Wredestraße im Osten und der Derostraße im Westen begrenzt. Das Grundstück hat eine Länge von 240 m und eine Tiefe von 100 m. An den Längsseiten sind die sog. Gürtelbauten angeordnet. Von der Wredestraße besteht eine breite Zufahrt in den Osthof, wo das ehemalige kreisrunde Verteilerzentrum untergebracht wurde. Direkt angeschlossen ist ein Querbau. Zwischen diesem Querbau und der weiter westlich liegenden Säulenhalle ist ein Mittelhof angeordnet, der Zufahrten von der Arnulf- und der Tillystraße besitzt.

Die Säulenhalle selbst ist 82 m lang und 46,5 m breit. Sie ist im Lichten 8,8 m hoch und besitzt über einer Eisenbetonflachdecke ein flach geneigtes Dach. Die Decke wird von schlanken achteckigen Pilzkopfstützen getragen, die im Allgemeinen in einem Raster von 6 x 6 m angeordnet wurden. Die Stützen haben einen Durchmesser von 49 cm, die Aufweitung am Pilzkopf beträgt umlaufend etwa 40 cm, sodass ein achteckiges Gesamtaulager von etwa 1,3 m Durchmesser entsteht. Die Bereiche in der Decke zwischen vier Säulen waren ursprünglich offen und mit Oberlichtern



Abb. 759: Verteilerhalle (Foto: JR).

versehen. Das statische System der 15 cm dicken Decke besteht aus 3 m breiten Gurtstreifen zwischen den Oberlichtern. Diese Gurtstreifen können ihr Eigengewicht und geringe Verkehrslasten (für Revisionszwecke) aufnehmen und leiten sie in die jeweiligen Stützen ein. Die Dachkonstruktion leitet ihre Eigenlasten aus Schnee und Wind direkt in die Stützen ein. Der Pilzkopf bildet durch die einbindende Bewehrung mit der Decke eine bedingt biegesteife Verbindung aus, die auch begrenzt Windlasten aufnehmen kann.

Das Paketzustellamt diente der Überführung der Pakete vom Hauptbahnhof an die einzelnen Zustellbezirke. In den ersten Jahren erfolgte die Anlieferung mithilfe von Trambahnen, die über die Deroystraße in die Säulenhalle einfuhren. Von dort wurden die Pakete in das runde Verteilerzentrum auf gleichem Grundstück verbracht und nach Sortierung den Bezirken zugeteilt.

**Erhaltungszustand:** Das Gebäude wurde im Zweiten Weltkrieg beschädigt, wobei fast alle hölzernen Dachtragwerke verloren gingen. Die Eisenbetonkonstruktionen konnten dagegen nach einigen Reparaturen erhalten werden und sind damit bis heute vorhanden. Derzeit werden nur Teile der weitläufigen Anlage genutzt, insbesondere die runde Verteilerhalle. Im Westen der Anlage wurde inzwischen ein Geschosswohnungsbau errichtet.

**Literatur:** Megele 1951, S. 45.

**Archivalien:** Hausarchiv der Oberpostdirektion; AM, Reg.-Nr. vorho-23.

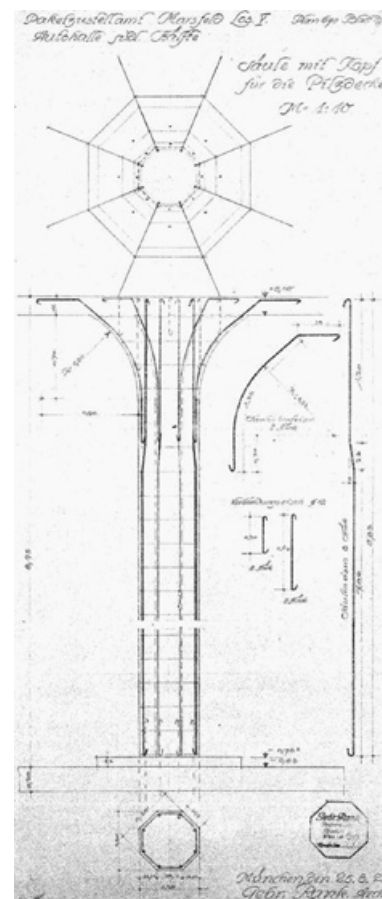


Abb. 760: Bewehrungsplan Pilzkopfstützen (Gebr. Rank).



Abb. 761: Blick in die Säulenhalle (Foto: JR).



## 6.2 Brücken



**Abb. 762: Gessattelbrücke mit Blick in die Stadt (Foto: JR).**

## A Ludwig–Ferdinand–Brücke



Abb. 763: Ludwig–Ferdinand–Brücke (Foto: JR).

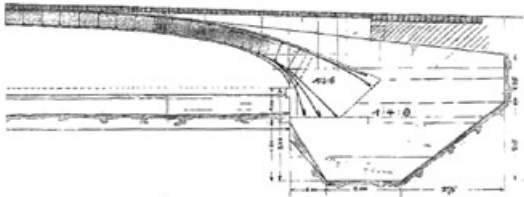


Abb. 765: Teilschnitt mit Bewehrung und Angaben zur Betonmischung (Bosc et.al 2001, S. 117).

Tab. 1: Nymphenburger Kanal, München	
Ausführungszeit	1892
Bautypus	Brücke
Merkmal, Bauweise	Bogenbrücke, System Monier
Auftraggeber Architekt Bauunternehmen	Königliches Hofbauamt August Thiersch Actiengesellschaft für Monierbauten, ehem. G. A. Wayss & Co.
Spannweite Pfeilhöhe Pfeilverhältnis	17,5 m 1,88 m 0,107
Erhaltungszustand	erhalten, erweitert

**Beschreibung:** Die flache Bogenbrücke besitzt 17,5 m Spannweite und 1,88 m Pfeilhöhe. August Thiersch erarbeitete mehrere Entwürfe mit unterschiedlichen Konstruktionsüberlegungen. Letztlich entschied er sich für ein neubarockes Erscheinungsbild mit massiven, durchbrochenen Brüstungselementen und ebensolchen, im Grundriss vorspringenden Laternenpfeilern an den Anläufern. Die Verkleidungen bestehen aus Kelheimer Kalkstein bzw. Granit, sodass Beton nur an der Unterseite der Brücke in Erscheinung tritt. Die Brücke verbindet die Notburgastraße mit der Menzinger Straße. Der gewünschte flache Gewölbebogen sprach wohl für die gewählte Art der Ausführung als bewehrte Betonkonstruktion, wobei der Beton insbesondere im Bereich der Anläufer sehr massenhaft verwendet wurde.

**Erhaltungszustand:** Die originale Gewölbekonstruktion ist erhalten. Die Brücke wurde 1912 sowie 1956 auf insgesamt 33 m Breite erweitert.

**Literatur:** Rehbein 1894, S. 17 und Tafel V; Büsing et.al 1912; Rädlinger 2008, S. 123 und 251; Megele 1951, S. 35 und Megele 1960, S. 18; Bosc 2001, S. 116 und 117.

**Archivalien:** AM, Reg.–Nr. thie\_a–29–1 bis 29–46; Bauref. Akt–Nr. 30/43/1.

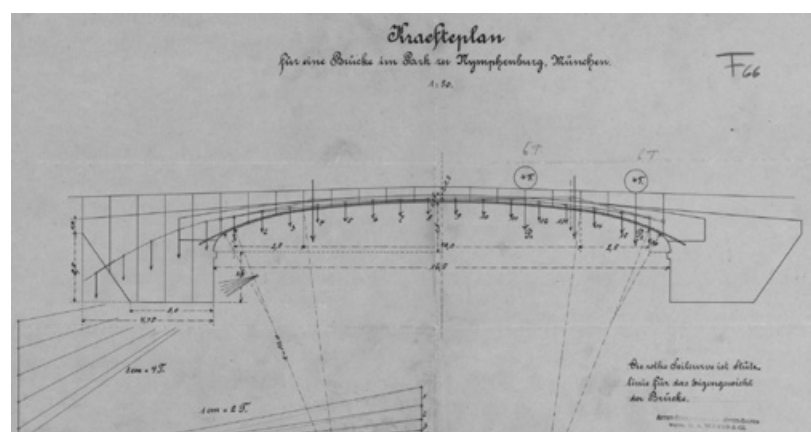


Abb. 764: Kräfteplan, Actiengesellschaft für Monierbauten (AM thie\_a–29–45).

## B Gerner Brücke

Tab. 2: Nymphenburger Kanal, München	
Ausführungszeit	1896–1897
Bautypus	Brücke
Merkmal, Bauweise	Bogenbrücke, System Monier
Auftraggeber Architekt	Stadt München Stadtbauamt
Spannweite	16 m
Pfeilhöhe	1,85 m
Pfeilverhältnis	0,116
Erhaltungszustand	erhalten



Abb. 767: Detailansicht Anläufer (Foto: JR).

**Beschreibung:** Nach dem Vorbild der älteren, weiter westlich gelegenen Ludwig–Ferdinand–Brücke wurde die Gerner Brücke ebenfalls als eingespannte Bogenbrücke mit 16 m Spannweite und 1,85 m Pfeilhöhe in neubarockem Stil entworfen und errichtet. Alle Teile der Brücke wurden in Beton hergestellt, der an den Oberflächen steinmetzmäßig überarbeitet wurde. Die seitlichen Brüstungen sind in den Feldern mit Balustern gefüllt.

**Erhaltungszustand:** Im Gegensatz zur Ludwig–Ferdinand–Brücke besitzt die Gerner Brücke heute keine über die Brüstung hinausgehende Laternenpfeiler mehr. Die Brücke blieb abgesehen davon aber vollständig erhalten. Sie wurde in mindestens zwei Kampagnen instandgesetzt bzw. verändert. Die Brücke wird mittlerweile nur noch als Fußgänger– und Radfahrbrücke genutzt und verbindet die Gerner– und die Renatastraße.

**Literatur:** Rädlinger 2008, S. 241.

**Archivalien:** Bauref., Akt–Nr. 30/43/2.



Abb. 766: Die Gerner Brücke mit Blick in Richtung Schloss (Foto: JR).



## C Kabelsteg

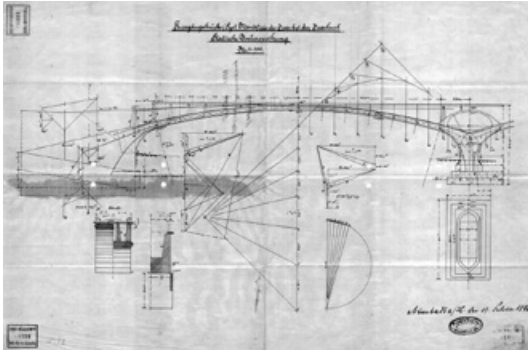


Abb. 768: Graphische Statik der Bauunternehmung Wayss & Freytag A.–G. (Bauref., Akt-Nr. 33/13).

Tab. 3: Praterinsel, München	
Ausführungszeit	1898
Bautypus	Brücke
Merkmal, Bauweise	Stabbogenbrücke, System Monier
Bauherr	Stadt München
Architekt	Bauamt Männer Schwiening und Altmann
Bauunternehmen	Wayss & Freytag A.–G.
Spannweite	2 x 37 m
Pfeilhöhe	5 m
Pfeilverhältnis	0,135
Erhaltungszustand	erhalten

**Beschreibung:** Der sog. Kabelsteg wurde 1898 errichtet. Seinen Namen verdankt der Steg dem Umstand, dass in der Gehwegbahn Leitungen zur Wasser- und Elektrizitätsversorgung von dem nahen Muffatwerk in die Stadt verlegt wurden. Die Kabel lagen in drei Kanälen in der Brückenplatte. Der Steg überquert den „Kleine Isar“ genannten Seitenarm des Flusses.

Die Brücke besteht aus zwei Bögen mit je 37 m Spannweite und darauf aufgeständerter Fußgängerbahn. Die Pfeilhöhe beträgt 5 m. Die Jugendstilbrücke war ursprünglich mit Muschelkalksteinen verkleidet. Sie ist insgesamt 76,5 m lang. Ihre beiden Bögen haben eine Spannweite von je 37 m. Die Öffnung über dem Mittelpfeiler dient der Reduzierung des Gewichts der Brücke und der Widerstandsfläche gegenüber einem sehr großen Hochwasser.

**Erhaltungszustand:** Die Brücke hat dem Hochwasser von 1899 standgehalten, dem die Luitpoldbrücke und die Max-Joseph-Brücke zum Opfer fielen. Die Natursteinverkleidungen wurden inzwischen entfernt. Die offenen Aufständereien zwischen Bögen und Gehbahn sind heute mit Natursteinen ausgemauert. Die Eisenbetonkonstruktionen sind vollständig erhalten und wurden 1994 nach Plänen des IB Kupfer instandgesetzt und ertüchtigt.

**Literatur:** Rädlinger 2008, S. 122 und 247; Megele 1951, S. 35; Bosc 2001, S. 151.

**Archivalien:** Bauref., Akt-Nr. 33/13.

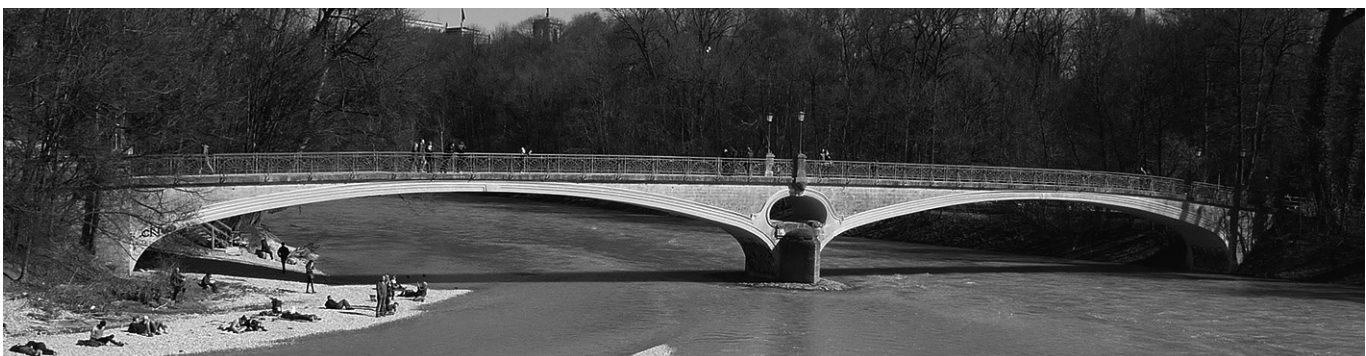


Abb. 769: Der Kabelsteg verbindet das Ostufer der Isar (rechts) mit der Praterinsel (Foto: JR).

## D Gebattelbrücke

Tab. 4: Gebattel / Hochstraße, München	
Ausführungszeit	1901–1902
Bautypus	Brücke
Merkmal, Bauweise	Bogenbrücke, System Monier
Bauherr Architekt Bauunternehmen	Stadt München Theodor Fischer Wayss & Freytag A.–G.
Spannweite	18 m
Pfeilhöhe	5,5 m
Pfeilverhältnis	0,306
Erhaltungszustand	erhalten



Abb. 770: Gebattelbrücke (Foto: JR).

**Beschreibung:** Die Bogenbrücke besitzt eine Spannweite von 18 m. Der Bogen wurde in Eisenbeton ausgeführt. Die Geländer und weitere Elemente sind im Jugendstil gehalten. Die aufgehenden Wände, Brüstungen und ein WC-Häuschen wurden in Sichtbetonbauweise oder aus Betonfertigteilen hergestellt. Die Bärenskulptur stammt von dem Künstler Viktor Schneiber.

**Erhaltungszustand:** Die Eisenbetonkonstruktionen sind vollständig erhalten; es wurden kleinere Reparaturen an den Aufgängen durchgeführt.

**Literatur:** Rädlinger 2008, S. 163 und 241.

**Archivalien:** Bauref., Akt-Nr. 40/17, AM (siehe Rädlinger).

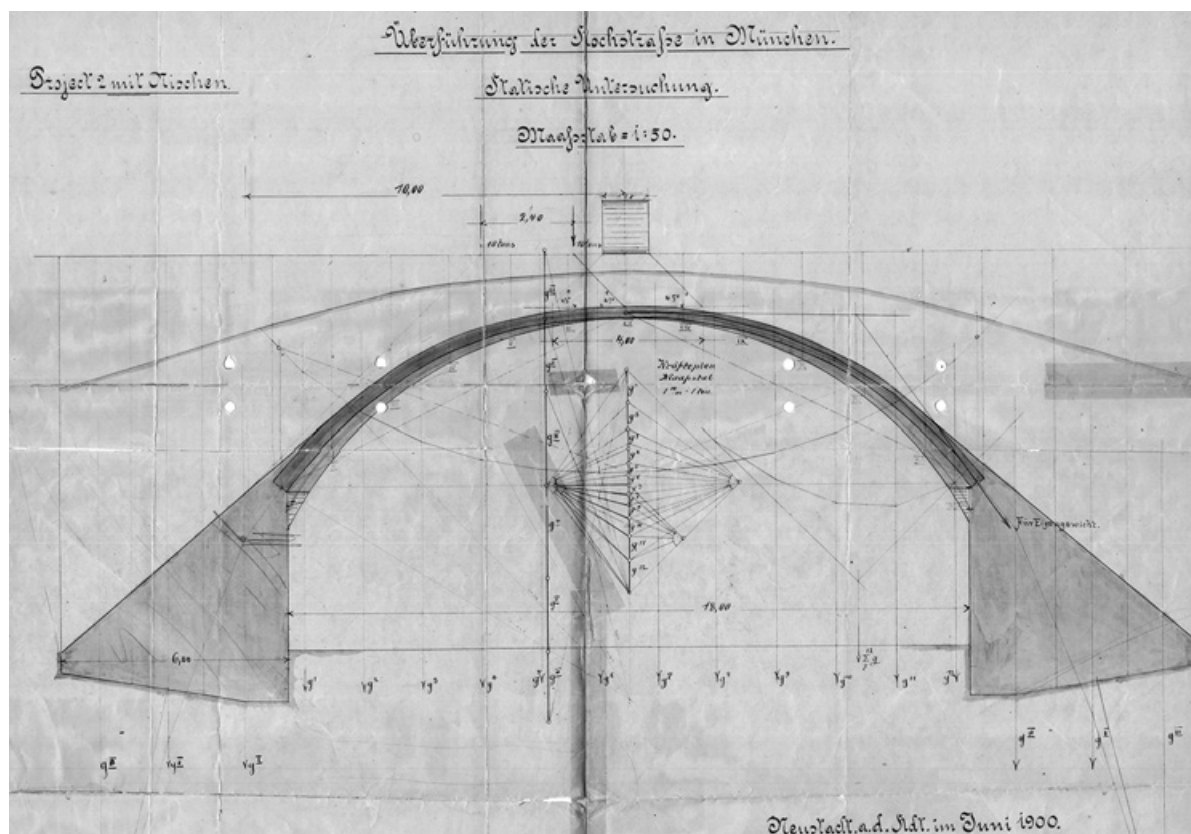


Abb. 771: Graphische Statik M 1:250 (Bauref., Akt-Nr. 40/17).

## E Brücke über die Isar bei Grünwald

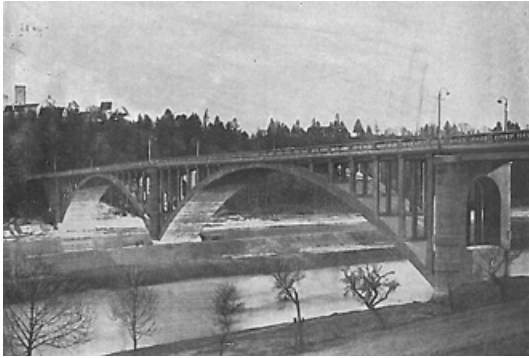


Abb. 772: Die Brücke nach Fertigstellung (Mörsch 1912, S. 534).

Tab. 5: Höllriegelskreuth / Grünwald	
Ausführungszeit	1904
Bautypus	Brücke
Merkmal, Bauweise	Stabbogenbrücke, nach vorläufigen Leitsätzen 1904
Bauherr Architekt Bauunternehmen	Gemeinden Höllriegelskreuth und Grünwald Ludwig Zöllner Eisenbeton-Gesellschaft m.b.H., Bemessung Emil Mörsch
Spannweite Pfeilhöhe Pfeilverhältnis	bis 70 m 12,8 m 0,183
Erhaltungszustand	abgebrochen

**Beschreibung:** Die Stabbogenbrücke empfindet die etwas kleinere Brücke über die Vienne von 1899 von François Hennebique nach und ist zugleich hinsichtlich des Verhältnisses von Spannweite zu Pfeilhöhe konservativer ausgelegt. Die größte Spannweite der beiden Bögen betrug bis zu 70 m bei einer Pfeilhöhe von 12,8 m. Dennoch stellt die Brücke ein absolutes Statement gegenüber den zeitgleich entstandenen Illerbrücken bei Kempten dar, die durch die Bauunternehmung Dyckerhoff & Widmann aus Stampfbeton hergestellt wurden.

**Erhaltungszustand:** Einer der Bögen wurde schon im Zweiten Weltkrieg gesprengt und musste in der Folge ersetzt werden. Die Brücke wurde 1999 abgebrochen und ersetzt.

**Literatur:** DBZ 1904 – Eisenbetonbeilage S. 49 (Bericht von Ludwig Zöllner); DBZ 1905 – Zement, Beton- und Eisenbetonbau, S. 53; Mörsch 1912, S. 534–535.



Abb. 773: Kurz vor Fertigstellung. Die zwischen Bogen und Fahrbahn eingestellten Stützen sind gut erkennbar (DBZ 1904, S. 49).

## F Fußgängerbrücken

Tab. 6: Schlosspark Nymphenburg, München	
Ausführungszeit	1905–1906
Bautypus	Brücke
Merkmal, Bauweise	Bogenbrücke, System unbekannt
Bauherr	kgf. Oberhofmeisterstab
Architekt	Gebr. Rank
Bauunternehmen	Gebr. Rank
Spannweite	8 m
Pfeilhöhe	0,75 m
Pfeilverhältnis	0,094
Erhaltungszustand	vollständig erhalten



Abb. 774: Eine der Brücken mit sichtbaren Schalungsabdrücken (Foto: JR).

**Beschreibung:** Die beiden Fußgängerbrücken befinden sich im südlichen Parkbereich. Sie sind in der Ausführung optisch und konstruktiv an die Ludwig–Ferdinand–Brücke von 1892 angelehnt. Die Spannweite beträgt 8 m, die Pfeilhöhe 75 cm. Zwischen massiven Pfeilern aus sichtbar belassenem Stampfbeton wurden schmiedeeiserne Geländer eingefügt. Der Sichtbeton wurde steinmetzmäßig überarbeitet. Die Schichten der einzelnen Betonierabschnitte sind an den Pfeilern ablesbar. Der Gewölbobogen wurde glatt geschalt und ebenfalls sichtbar belassen. Eine weitere Brücke in der Nähe besitzt etwa 5 m Spannweite. Im Park existieren noch weitere kleine Brücken aus Stampfbeton.

**Erhaltungszustand:** Die Brücken sind noch im Original vorhanden. Es bestehen einige Schäden in Form von Aussinterungen (Auswaschungen) an den Brüstungskonstruktionen. Die Brücken sind i.A. nur für Fußgänger geöffnet und für Betriebsfahrzeuge bis 1 to Gesamtgewicht.

**Literatur:** Basiner 2012, S. 114.

**Archivalien:** Privatarchiv Basiner.



Abb. 775: In Stampfbeton ausgeführter Pfeiler mit steinmetzmäßiger Bearbeitung (Foto: JR).



Abb. 776: Eine der Brücken mit sehr flachem Bogen und schmiedeeisernen Geländern (Foto: JR).

## G Gunezrainer Brücke



Abb. 778: Ansicht der Brücke (Rädlinger 2008, S. 243).

Tab. 7: Englischer Garten, München	
Ausführungszeit	1906
Bautypus	Brücke
Merkmal, Bauweise	Bogenbrücke, Brüstungen nach vorläufigen Leitsätzen 1904
Bauherr	Stadt München
Architekt	Ingenieure des Stadtbauamtes: Norkauer, Knorr, Blau, Hartmann
Bauunternehmen	Leonhard Moll
Spannweite	12 m
Pfeilhöhe	1,8 m
Pfeilverhältnis	0,150
Erhaltungszustand	erhalten

**Beschreibung:** Bei der Brücke handelt es sich um eine einfache Bogenbrücke über den Schwabinger Bach, der Fußgänger vorbehalten ist. Der Bogen besitzt eine Spannweite von 12 m und eine Pfeilhöhe von 1,8 m. Über dem Bogen mit seinen geschlossenen Flanken verläuft ein Konsolgesims mit geschlossener Brüstung aus Beton.

Rädlinger spricht die Konstruktion als Zweigelenkbogen an. Es handelt sich vermutlich aber um einen an den Anläufern eingespannten Bogen.

**Erhaltungszustand:** Die Brückenkonstruktion ist vollständig erhalten.

**Literatur:** Rädlinger 2008, S. 243; Megele 1951, S. 35

**Archivalien:** Bauref., Reg.-Nr. 30/32/6

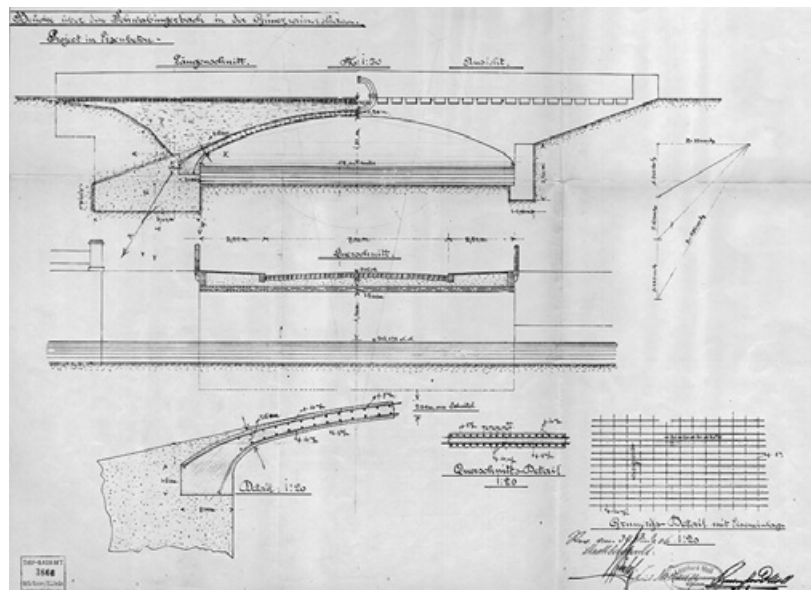


Abb. 777: Bewehrungsplan von Leonhard Moll (Bauref., Akt-Nr. 30/32/6).

## H Fußgängerbrücke

Tab. 8: westlich Nymphenburger Park, München	
Ausführungszeit	1907
Bautypus	Brücke
Merkmal, Bauweise	Balkenträger, System Visintini
Bauherr	kgf. Oberhofmeisterstab
Architekt	Gebr. Rank
Bauunternehmen	Gebr. Rank
Spannweite	ca. 8 m
Erhaltungszustand	abgebrochen

**Beschreibung:** Aufgrund der geringeren Anforderungen an die Gestaltung wegen der großen Entfernung zum Schloss war es möglich eine Balkenbrücke und damit eine bogenlose Form zu realisieren. Die Gitterträger nach System Visintini waren als Fertigteile besonders geeignet, da eine den Bachlauf beeinträchtigende Rüstung nur für die Auflager erforderlich war. Die Träger wurden dicht nebeneinander verlegt und darauf die Gehbahn aufgebracht. Dennoch vermittelt die Brücke, abgesehen von den sichtbar bleibenden Trägern, insgesamt einen neoklassizistischen Eindruck. Die geschlossenen, aber gegliederten Brüstungen schließen mit einem Pfeiler ab.

**Erhaltungszustand:** Die Brücke, die im Westen des Schlossparks gebaut wurde, existiert nicht mehr und wurde durch eine einfache Stahlträgerbrücke ersetzt.

**Literatur:** Basiner 2012, S. 114.

**Archivalien:** Privatarchiv Basiner.

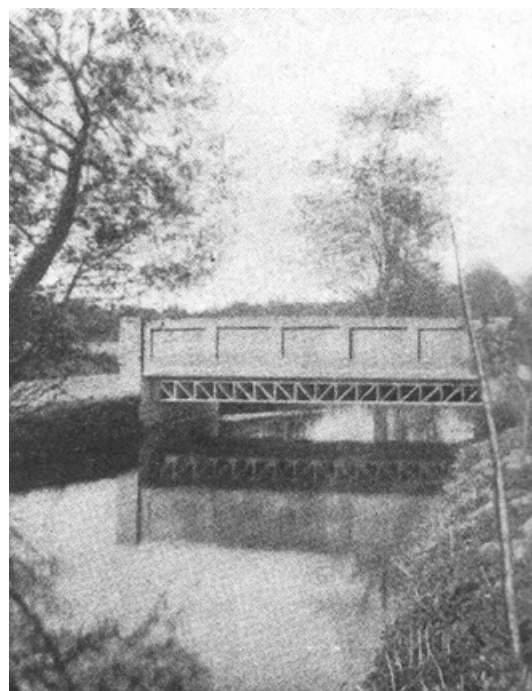


Abb. 779: Historische Ansicht (Basiner 2012, S. 114).

## J Fußgängerbrücke

Tab. 9: Bei Großhesseloher Brücke, München	
Ausführungszeit	1906–1908
Bautypus	Brücke
Merkmal, Bauweise	Stabbogenbrücke, nach vorläufigen Leitsätzen 1904
Bauherr Architekt Bauunternehmen	Stadt München Bauamtmann J. Bosch Wayss & Freytag A.–G.
Spannweite Pfeilhöhe Pfeilverhältnis	22 m 3,2 m 0,145
Erhaltungszustand	abgebrochen

**Beschreibung:** Der 3 m breite Steg wurde mit einem Eisenbetonbogen errichtet, der an den Kämpfern 30 cm und am Scheitel 20 cm stark ist. Die Spannweite beträgt 22 m bei 3,2 m Pfeilhöhe. Die Fahrbahn wurde auf einer Eisenbetonplatte hergestellt, die nur 10 cm dick war. Diese ruhte auf Wandscheiben von 12 cm Stärke.

**Erhaltungszustand:** Die Brücke existiert nicht mehr. Sie wurde ersetzt.

**Literatur:** Bosch, J. in: Beton und Eisen 1910, S. 6–7; Mörsch 1908, S. 286.

**Archivalien:** nicht bekannt.

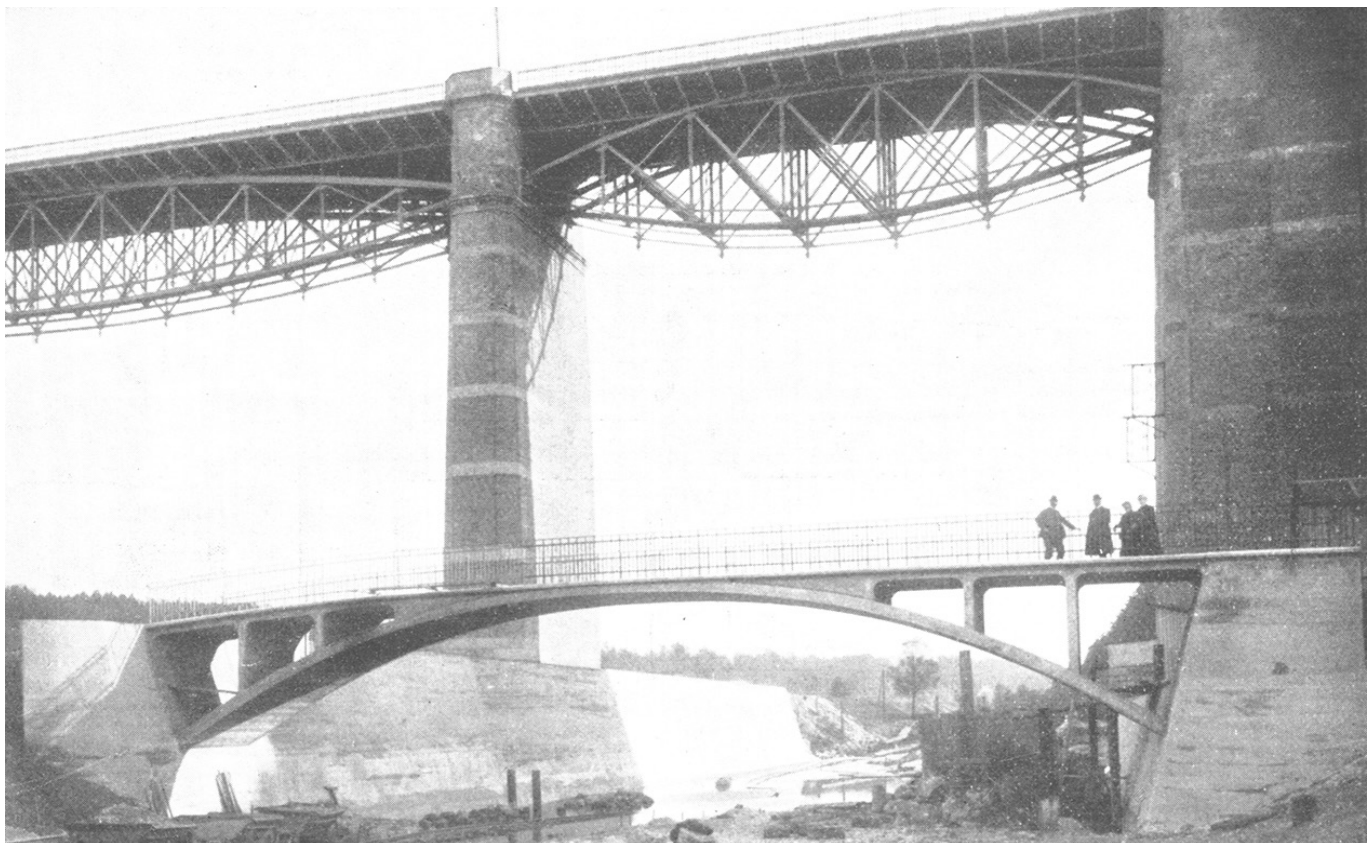


Abb. 780: Die Fußgängerbrücke im Vordergrund, kurz nach ihrer Errichtung (Mörsch 1908, Abb. 291, S. 286).







**Abb. 781: Baustellenfoto von 1911 des Hauptzollamtes (Archiv Hauptzollamt).**

## Schlussbetrachtung und Ausblick

Die vorliegende Forschungsarbeit befasst sich mit Hochbauten aus bewehrtem Beton, die bis 1918 im Raum München errichtet wurden. Im Zentrum des Interesses steht, ob die im Untersuchungszeitraum entstandenen Bauwerke nach einheitlichen Kriterien für die Planung und die Ausführung geplant und errichtet wurden. Es wurden deshalb möglichst viele realisierte Bauwerke identifiziert und untersucht. Hilfsmittel zur Identifikation waren zeitgenössische Publikationen sowie Untersuchungen und Literatur zum Thema aus der jüngeren Vergangenheit. Die identifizierten Gebäude wurden daraufhin verortet, der Bestand dokumentiert und der Erhaltungszustand überprüft. In einzelnen Fällen wurden Befunde erhoben. Es wurde überprüft, welche Teile der Gebäude aus Eisenbeton hergestellt wurden. Wichtig waren Bauteilabmessungen, Bewehrungsführung, Gefügestand und Oberflächenbeschaffenheit. Wenn die Zugänglichkeit zu Gebäuden nicht möglich war, wurde auf der Grundlage der verfügbaren Literatur und anhand von Archivalien eine Einordnung vorgenommen.

Es wurde eine statisch-konstruktive Typologisierung erarbeitet. Grundsätzlich werden stabförmige und flächige Bauelemente unterschieden, die aus Eisenbeton hergestellt wurden. Die Bauwerke werden unterteilt in Skelettkonstruktionen (Beispiel siehe Abb. 782), in Binder- und Bogenkonstruktionen sowie in Gewölbe- bzw. Kuppelkonstruktionen (Beispiel siehe Abb. 785). Außerdem werden unter „sonstige Konstruktionen“ Bauwerke subsummiert, bei denen einzelne Bauteile wie Decken aus Eisenbeton hergestellt wurden.

Im Zuge der Forschungsarbeit fiel auf, dass die Zielsetzung für die Ausführung von bewehrten Betonkonstruktionen die Groß-

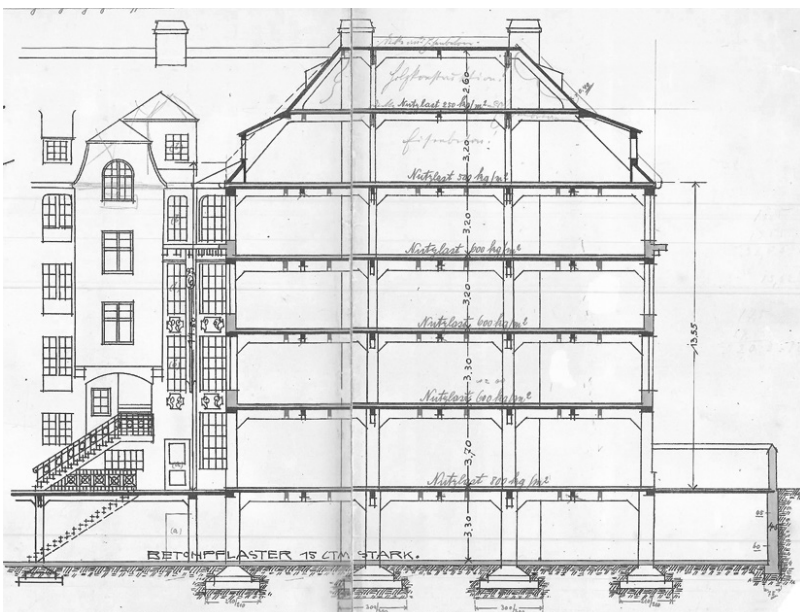


Abb. 782: Augustenstr. 54, Längsschnitt Rückgebäude, 1907, Bauvorlageplan (LBK, Akt-Nr. 05716).

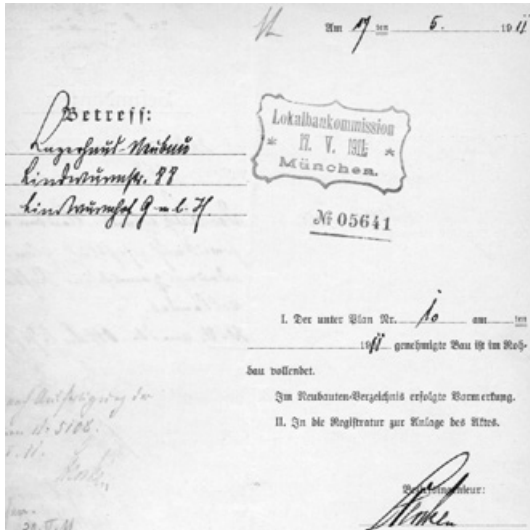


Abb. 783: Fertigstellungsanzeige Lindwurmhof 1911 (StadtAM, DE-1992-LBK-19330-No-05641).

form war. Der Massivbau erfuhr mit dem Einsatz von Eisenbeton eine Wende vom tradierten und handwerklich hergestellten Mauerwerksbau hin zur umfassenden und sparsamen Ausführung von räumlichen, monolithisch gefügten Großstrukturen, die ingenieurmäßige Planung und Bauüberwachung erforderlich machten. Dabei erfuhr das Baugewerbe eine industriell differenzierte Entwicklung hinsichtlich Arbeitsteilung und Baustellenlogistik (vgl. Abb. 781). Der Eisenbeton löste den älteren Eisenbau mit Glasfüllungen, wie er für Markthallen und Ausstellungsgebäude beliebt war, weitgehend ab.

Die Schritte, die von unterschiedlichen Seiten unternommen wurden, damit der noch junge Verbundwerkstoff im Hochbau eingesetzt bzw. von behördlicher Seite als genehmigungsfähig eingestuft werden konnte, werden chronologisch aufgearbeitet. Die Ermittlung der inneren Spannungen war 1886 der Ausgangspunkt für den Ingenieur Mathias Koenen, um in Zusammenarbeit mit dem Bauunternehmer Gustav A. Wayss beim Bau des Deutschen Reichstags erstmals in Deutschland in großem Stil ebene Decken aus Eisenbeton zu realisieren. Koenen war es auch, der bereits dem jeweiligen Baustoff eindeutig einen Spannungszustand zuwies, nämlich dem Beton Druck, der Bewehrung Zug. Das in der Folge von dem belgischen Ingenieur Paul Christophe entwickelte  $n$ -Verfahren nutzte das Verhältnis der Elastizitätsmodule von Eisenwerkstoff und Beton, um lastabhängige Bemessungen vornehmen zu können. Die grundsätzliche statische Modellbildung für die Abbildung der inneren Spannungen in einem Biegeträger erfolgte mithilfe der Fachwerkanalogie, die von dem Schweizer Wilhelm Ritter vorgedacht und von Emil Mörsch konkret untersucht wurde. Um Träger und Decken mit Durchlaufwirkung herstellen zu können, beschäftigte sich Mörsch mit den erforderlichen Übergreifungslängen der Bewehrungen.

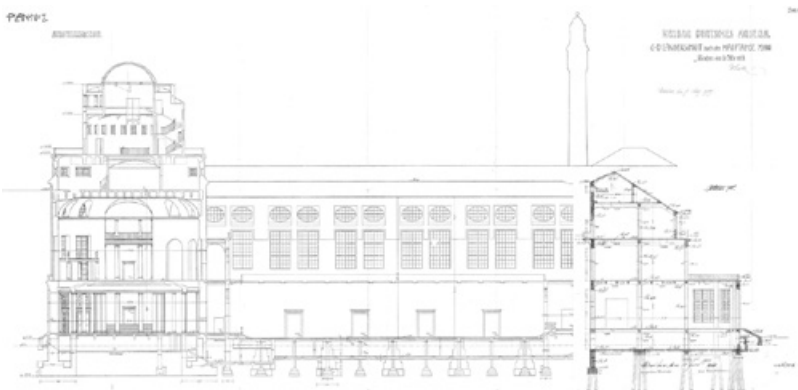
In Bezug auf die Biegesteifigkeit von Knoten blieben die Ingenieure konkrete Bemessungstheorien im Untersuchungszeitraum schuldig. In praktischen Ausführungshinweisen wurde die Ausbildung von eigens bewehrten voutenartigen Auflagererweiterungen, beispielsweise über Stützen, Standard. Solche Vouten wurden bereits in der Systembauweise nach François Hennebique vorgegeben. Dennoch war die Überführung von Bewehrungen aus einem Bauteil in das nächste, wie beispielsweise aus einem Balken in eine Stütze, noch unausgereift. Die vielfache statische Unbestimmtheit der Gesamtsysteme trug jedoch dazu bei, dass man von einer hohen Aufnahmefähigkeit von Lasten, auch von Horizontallasten ausging.

Interessant ist, dass das statische Modell eines Fachwerks auch auf die Ausführung von Kuppeln übertragen wurde. Als Vorbild dienten Flachkuppeln aus Eisenprofilen, die nach Planungen

des Ingenieurs Wilhelm Schwedler bereits in den 1860er Jahren ausgeführt wurden. Aussteifende Auskreuzungen, bei Schwedler bestehend aus Zugseilen oder Zugstangen, wurden bei der Eisenbetonbauweise durch Feldfüllungen aus Beton ersetzt, die Druckdiagonalen entsprechen.

In den ersten Leitsätzen bzw. Bestimmungen zur Ausführung von Hochbauten aus Eisenbeton wurden die Theorien der genannten Ingenieure aufgenommen. Um eine Bemessung vornehmen zu können, war es erforderlich, Bemessungsspannungen festzulegen. Da die tatsächliche Ausführung noch wenig erprobt und auch technisch noch nicht ausgereift war, wurden die zulässigen Druck- bzw. Zugspannungen soweit reduziert, dass ein Versagen der Konstruktionen nahezu ausgeschlossen werden konnte.

Bei den im Zuge dieser Arbeit untersuchten älteren Bauwerke konnten Systembauweisen festgestellt werden. In Einzelfällen wurden Bewehrungsarten und Bewehrungsführungen nach System Hennebique vorgefunden, die durch den Münchner Patentnehmer Gebrüder Rank ausgeführt wurden. Ganz überwiegend wurden jedoch Ausführungen gemäß Bestimmungen bzw. Leitsätzen vorgefunden. Die Übereinstimmungen betreffen die Anordnung und die Durchmesser der Bewehrungsstäbe, deren Querschnittsform und Abstände untereinander, aber auch die erforderliche Betondeckung und die Ausbildung von Bewehrungskörben sowie die Führung im jeweiligen Bauteil. Die Ausbildung von Körben für Träger und Stützen hatte den Vorteil der möglichen Vorfertigung außerhalb der Schalung, aber auch die Stärkung der Druckzonen des Betons durch Anordnung von konstruktiver Bewehrung sowie die verbesserte Schubkraftaufnahme durch Bügel. Die gezielte Aufbiegung von einzelnen Tragstäben in einem Balken trug zudem zu einer verbesserten Schubkraftaufnahme bei. Anhand der Befundlage kann der Schluss gezogen werden, dass nach Einführung von Bestimmungen im Jahr 1904 schon nach wenigen Jahren für räumliche Tragwerke keine systembasierten Bauweisen im Hochbau mehr zur Ausführung gebracht wurden. Gefördert wurde dieser Umstand sowohl durch



**Abb. 784: Deutsches Museum Schnitt CD von 1908 (Archiv des Dt. Museums).**

die Genehmigungsbehörden als auch durch öffentliche Auftraggeber, die auf einer entsprechenden Ausführung bestanden.

Systembauweisen blieben aber für Deckenkonstruktionen beliebt. Auch Sonderkonstruktionen für beispielsweise hochtragfähige Brückenbauwerke waren verbreitet. Spannbeton sollte erst nach 1918 erfolgreich eingesetzt werden. Interessant ist für die Folgezeit außerdem die Entwicklung der geodätischen Kuppeln, also maßhaltige dünnwandige Gitterschalen.

Triebfeder für die beschriebene Entwicklung in Deutschland waren Bauunternehmer. Sie arbeiteten sofort nach Übernahme von Patenten an deren Weiterentwicklung und Verbesserung. Sie wurden maßgeblich durch Ingenieure unterstützt, die teilweise in den Unternehmen selbst, teilweise an Hochschulen und seltener selbstständig tätig waren. Verlockend waren Bauteile aus Eisenbeton wegen ihrer hohen Tragfähigkeit und Widerstandsfähigkeit, aber auch wegen den mit der Bauweise verbundenen wirtschaftlichen Vorteilen. So konnten der Bauprozess beschleunigt und die Lohnkosten reduziert werden.

Die Unternehmen bündelten ihre Interessen im Deutschen Beton-Verein, der 1898 gegründet wurde und aus dem 1907 der Ausschuß für Eisenbeton hervorging. Der Beton-Verein förderte maßgeblich eine unabhängige Forschung am Verbundwerkstoff durch Materialprüfanstalten, die an den Hochschulen in Deutschland angesiedelt waren. Sie befassten sich mit allen Aspekten der Ausgangsstoffe, der Verarbeitung und der geeigneten Bewehrungsführung sowie dem Zusammenwirken der beiden Ausgangsstoffe im Verbund. Wichtig wurde die Menge der Wasserzugabe zum Beton und die Zusammensetzung der Zuschläge, aber auch der zulässige Anteil von Hüttenzement im Bindemittel. Die Misch- und Einbringtechnik sowie die Verdichtung des Betons waren weitere Themen, die untersucht und weiterentwickelt wurden. Es wurden in Versuchsreihen verschiedene Anordnungen der Tragbewehrung getestet und das Maß des Haftzugs der Bewehrung im Beton festgestellt. Bis Ende des Ersten Weltkrieges hatte sich die Bautechnik des Eisenbetons in Deutschland etabliert. Das Wissen wurde durch Gründung von Niederlassungen im Ausland auch auf internationaler Ebene transferiert.

Die Synthese aus Bemessungsverfahren und Ausführungstechnik bewirkte, dass ab 1904 vermehrt Hochbauten aus Eisenbeton auf deutschem Gebiet genehmigt und errichtet wurden. Die kommunalen oder regionalen Genehmigungsbehörden verlangten für die Anwendung der neuen Bautechnik statische Berechnungen, Positionspläne (Abb. 787) und Nachweise (Abb. 783) für die Sicherstellung der geforderten Qualität in der Ausführung. Die Behörden prüften alle Unterlagen und griffen auch in diese ein, indem sie Korrekturen und Ergänzungen vornahmen. Dies lässt



**Abb. 785: Perspektivstudie zur katholischen Kirche St. Ursula von August Thiersch um 1894 (AM, Akt-Nr. thie\_a-72-172).**

sich anhand verfügbarer Archivalien nachvollziehen.

Die technischen Möglichkeiten, die bewehrter Beton bot, führten bis 1918 nicht zu einer grundlegend veränderten Entwurfshaltung der Architekten. Nur vereinzelt wurden modern anmutende Bauwerke in repräsentativen Stadtvierteln verwirklicht. Eisenbeton wurde mit dem Industriebau in Verbindung gebracht. Dennoch gaben diese Bauten Ausblicke auf die klassische Moderne in der Architektur der 1920er Jahre (vgl. *Abb. 786*). Die mögliche hohe Lastaufnahme und die guten brandschutztechnischen Eigenschaften von bewehrtem Beton waren bereits bei den ersten Skelettbauten aus Eisenbeton ausschlaggebend und führten deshalb zur Realisierung beispielsweise von Warenhäusern und Druckereien. Die hohe Tragfähigkeit ermöglichte architektonische Großformen (vgl. *Abb. 784*). Die Bauweise wurde so auch für Architekten interessant.

Die Bauwerke, die für die vorliegende Forschungsarbeit untersucht wurden, befinden sich im Raum München. Dieses Gebiet und die Stadt München im Besonderen eignen sich für eine Erhebung, weil im Untersuchungszeitraum hier ein überdurchschnittliches Bevölkerungswachstum die kurzfristige Schaffung von Infrastruktur, Verkehrs-, Versorgungseinrichtungen und Verwaltungsbauten erforderlich machten. Die Privatwirtschaft zog mit Industrie-, Warenhaus- und Druck- bzw. Verlagshausbauten nach. Die Bauweise wurde auch aus Mangel an Naturwerksteinvorkommen bevorzugt. Der anstehende Kies konnte im Gegenzug fast unmittelbar als Zuschlagsstoff verwendet werden. Die teuren Rohstoffe Zement und Eisen wurden nur in geringem Umfang in Bayern selbst hergestellt. Sie konnten beim Eisenbeton aber wirtschaftlich eingesetzt werden.

In München waren innovative Unternehmer tätig, die Einflüsse von außen aufnahmen. Gustav A. Wayss wurde bereits Anfang der 1890er Jahre in München als Unternehmer tätig. Es gelang ihm, mit dem erfolgreichen Münchner Unternehmen Heilmann & Littmann eine Kooperation einzugehen, die als Deutsche Eisenbeton-Gesellschaft m.b.H. bekannt wurde. Diese Gesellschaft verwirklichte zwischen 1904 und 1907 einige der weltweit innovativsten und bedeutsamsten Bauwerke aus Eisenbeton. Darunter Kuppeln, Skelettkonstruktionen und Brücken. Eine weitere ortsansässige Bauunternehmung, die Gebrüder Rank, wurden durch Übernahme der Patentrechte von François Hennebique im Eisenbetonbau aktiv. Sie führten zahlreiche Hochbauten aus Eisenbeton als Generalübernehmer aus. Mit der Bauunternehmung Heilmann & Littmann hatten sie gemeinsam, dass jeweils ein Architekt in der Geschäftsführung mitwirkte. Damit gelangten die gestalterischen Möglichkeiten der Bauweise wie die Auflösung der Fassade und unterzugfreie Vorsprünge sowie Vordächer,



*Abb. 786: Vorhalle des Gebäudes in der Ständlerstraße (Foto: JR).*

aber auch der Korbbogen zum Durchbruch und wurden prägend für den Späthistorismus in Bayern.

Von dem Standpunkt eines Denkmalpflegers stellt sich in Zusammenhang mit Bauwerken, deren Tragwerk in erster Linie aus bewehrtem Beton errichtet wurde, die Frage nach dem weiteren möglichen Erhalt. Das Tragwerk ist ein wesentlicher Teil des gesamten Bauwerkes und wird bestimmend für eine statische Beurteilung, die über die Zukunft des Gebäudes mitentscheidet. Darüber hinaus sind die künstlerische Ausstattung und die Oberflächen wichtig für die zeittypische Authentizität von Bauwerken. Zahlreiche Gebäude, die untersucht wurden, sind hervorragende Beispiele dafür, wie Architekten, Unternehmer und Bauherren versuchten, den Gebäuden eine eigene Prägung zu verleihen, sei es in der Art der Zuschlagsstoffe, der nachträglichen Oberflächenbearbeitung, der Schalungstechnik, der angewandten Putztechnik oder der farbigen Fassung von Oberflächen. Dies alles gilt es für die Zukunft zu bewahren.

Es können drei Arten von Beeinträchtigungen historischer Bauwerke unterschieden werden. Einerseits sind es Fehler bei der Herstellung, andererseits Schäden, die sich im Laufe der Zeit durch äußere Einflüsse einstellen und zum Dritten altersbedingte Veränderungen. Ausführungstechnisch bedingte Mängel konnten bei den untersuchten Gebäuden in Form von Kiesnestern, zu geringen Betondeckungen für die Bewehrungen und Schwundrissen festgestellt werden. Schäden durch äußere Einflüsse bestehen durch dauerhafte Durchfeuchtung von Bauteilen und Korrosion bzw. Betonabplatzungen. Die Alterung des Betonsteins ist ein ernst zu nehmendes Risiko für die weitere Lebensdauer der Bauwerke. Die chemische Veränderung unter Einlagerung von Kohlenstoff aus der Luft kann nur mithilfe eines gewissen Feuchteangebots stattfinden. Sie verändert aber die Eigenschaften des Betons dahingehend, dass der Korrosionsschutz für die Bewehrungen nicht weiter gewährleistet ist. Bauteile, bei denen die Karbonatisierung des Betons die Bewehrungen erreicht hat – und das ist nach über 100 Jahren Standzeit zumeist der Fall – bedürfen deshalb der besonderen Aufmerksamkeit. Es müssen Umgebungsbedingungen geschaffen werden, die eine dauerhafte Durchfeuchtung bzw. ein fortgesetztes Feuchteangebot ausschließen.

Die betreffenden Bauwerke sind aber in weit größerem Maße von den Gefahren des gegenwärtig hohen Veränderungsdrucks betroffen. Geplante Nutzungsänderungen machen es erforderlich, eine Baugenehmigung einzuholen. Die Tragfähigkeit des gesamten Bauwerks muss in der Folge nachgewiesen werden. Der bauliche und vorbeugende Brandschutz muss nachgewiesen werden. Die aktuellen Anforderungen an die Bauwerke sind zu-

meist höher, als dies zur Zeit der Errichtung der Gebäude der Fall war. Selbstverständlich muss dem Baurecht und den Bau-gesetzen genüge getan werden und auch ohne eine bauliche Veränderung, die geplant wäre, müssen Gebäude dem Bedürfnis an die Sicherheit gerecht werden. Die Seltenheit der Bauwerke, ihre besondere Architektur und die stadtbildprägende Dominanz sind nur beispielhafte Merkmale einer bautechnikgeschichtlich hoch relevanten Bauweise, die es erforderlich machen, einen be-hutsamen Umgang zu finden. Dabei sollte auch eine geplante Nutzungsänderung einmal zugunsten des Erhalts des Ganzen in Frage gestellt werden dürfen.

Neben der objektivierenden Gegenüberstellung verschiedener Ausführungen von Bewehrungen in Balken, Stützen und Platten, der Analyse von Tragstrukturen und der vergleichenden Visualisierung von verschiedenen Tragwerken steht die Dokumentation von realisierten Hochbauten im Mittelpunkt dieser Arbeit. Die gesammelten Daten sollen Anhaltspunkte dafür liefern, wie die betreffenden Bauwerke zu charakterisieren sind, welche Merkmale sie haben und wo weiterführende Angaben zu finden sind. Der Katalog wird durch den Anhang zu Brückenbauwerken ergänzt. Der Katalog ist nicht als vollständig anzusehen und lässt sich mit Sicherheit ergänzen bzw. erweitern. Es ist jedoch wünschenswert, dass der Katalog und die gesammelten Daten über die Verbundbauweise ein geeignetes Werkzeug für alle Interessierten sein wird, die mit Eisenbeton im Hochbau bis 1918 befasst sind.

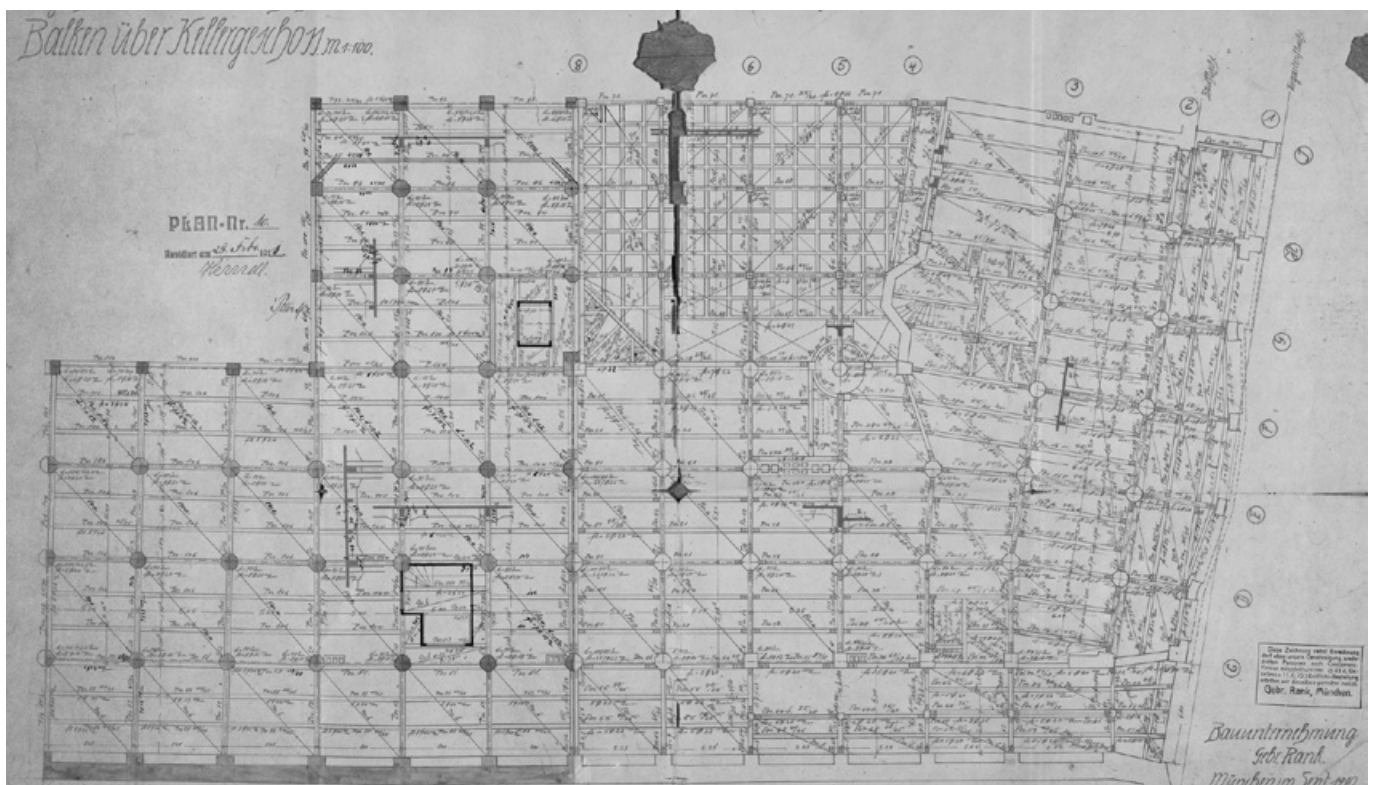


Abb. 787: Positionsplan des Kellergeschosses des Lindwurmhofes 1910, erstellt durch das Bauunternehmen Gebrüder Rank als Bauvorlage (StadtAM, DE-1992-LBK-19330).





# Anhang 1

Leitsätze 1904

Die Vorläufigen Leitsätze wurden in **Mörsch 1908** (3. Auflage seines Buches „Der Eisenbetonbau“) ab Seite 338 abgedruckt.

Siehe hierzu auch Kapitel 3.2 – Bestimmungen.

## **Vorläufige Leitsätze für die Vorbereitung, Ausführung und Prüfung von Eisenbetonbauten.**

**Aufgestellt vom Verbands deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine und dem Deutschen Beton-Verein im Jahr 1904.**

### **I. Allgemeines.**

Die Leitsätze beziehen sich auf Bauten oder Bauteile aus Beton mit beliebig geformten Eiseneinlagen, bei welchen beide Konstruktionselemente für die Lastübertragung zu gemeinsamer statischer Wirkung gelangen \*).

### **II. Bauvorbereitung.**

Für Eisenbetonbauten sind an Bauvorlagen in der Regel erforderlich:

1. Zeichnungen, welche die Anordnung im ganzen und im einzelnen klarstellen,
2. statische Berechnungen, welche die Belastungsannahmen und den Nachweis der hinreichenden Sicherheit der Konstruktion in übersichtlicher und prüfbarer Form enthalten,
3. Angaben über die Herkunft, die Beschaffenheit und die Zusammensetzung der zur Verwendung bestimmten Materialien,
4. Angaben über die Zugfestigkeit der Eiseneinlagen sowie über die gewährleistete Druckfestigkeit (Würfelfestigkeit) des Betons,
5. Erläuterungen, z. B. zu schwierigen Konstruktionen, zum Baufortgang u. dergl.

Diese Bauvorlagen sind außer von den Verfassern spätestens vor Baubeginn auch von demjenigen Unternehmer zu unterschreiben, welcher die Ausführung des Eisenbetonbaues unmittelbar übernimmt.

Durch die Zulassung der Bauausführung seitens der zuständigen Behörde wird der Unternehmer in keiner Weise von seiner vollen Verantwortung für Entwurf und Ausführung entbunden.

### **III. Prüfung der Bauvorlagen.**

Da es zur Zeit noch an einer allgemein anerkannten Theorie für die Berechnung der Eisenbetonbauten fehlt, wird empfohlen, bis auf weiteres die Entwürfe für Eisen-

---

\*) Sinngemäße Anwendung finden die Leitsätze auch auf den Steinbau mit Eiseneinlagen, bei welchem das eingemörtelte Eisen die Zug- oder Biegungsspannungen aufzunehmen hat.

betonbauten unter Zugrundlegung der im Anhang gegebenen und durch Beispiele erläuterten angenäherten Berechnungsweise zu prüfen.

#### IV. Bauausführung.

##### A. Bauleitung und Bauarbeiter.

Der Unternehmer von Eisenbetonbauten darf die unmittelbare Leitung derartiger Bauten nur solchen Personen übertragen, welche diese Bauart gründlich kennen.

Zur Ausführung müssen geschulte Arbeiter unter dauernder Aufsicht vollständig mit der Bauweise vertrauter Techniker oder zuverlässiger Vorarbeiter verwendet werden.

Auf Anfordern des Bauherrn oder der zuständigen Behörde ist der Unternehmer verpflichtet, nachzuweisen, daß die mit der Leitung und Beaufsichtigung betrauten Personen bei Ausführung von Eisenbetonbauten schon mit Erfolg tätig gewesen sind.

##### B. Material und seine Verarbeitung.

###### 1. Eiseneinlagen.

Vor der Verwendung ist das Eisen von Schmutz und Fett sowie von losem Rost zu befreien.

Es wird empfohlen, die auf Zug beanspruchten Eiseneinlagen an den freien Enden umzubiegen oder derart zu gestalten, daß dadurch ein Gleiten der Eisen im Beton erschwert wird.

Schweißstellen sind möglichst zu vermeiden, jedenfalls sollen sie nicht an den gefährlichen Stellen liegen.

Das Einlegen der Eisen muß derart erfolgen, daß ihre planmäßige Lage möglichst genau innegehalten wird und daß ein vollständiges Umschließen der Eiseneinlagen durch den Beton erzielt werden kann.

Die Deckung der Eisenstäbe, d. i. der Abstand der Oberfläche des Eisens von der Außenfläche des Betons, soll in der Regel nicht weniger als 1 cm betragen. Bei geringerer Stabdike als 1 cm kann die Stärke der Deckung bis auf 0,5 cm ermäßigt werden, wenn später Putz aufgetragen wird.

###### 2. Zement.

Es darf nur anerkannt guter und den für Portlandzement geltenden Normen entsprechender Zement verwendet werden.

###### 3. Sand, Kies und sonstige Zuschläge.

Sand, Kies und sonstige Zuschläge müssen zur Betonbereitung geeignet sein (vergl. hierzu II 4 und VA 4).

Das Korn der Zuschläge darf nur so grob sein, daß die Verarbeitung des Betons zwischen den Eiseneinlagen und zwischen Schalung und Eiseneinlagen noch mit Sicherheit stattfinden kann.

Saure \*) Schlacke darf als Zuschlag nur verwendet werden, wenn ihre Unschädlichkeit nachgewiesen wird.

###### 4. Beton.

Der Beton soll in der Regel nach 28tägiger Erhärtung unter normalen Witterungsverhältnissen in Würfeln von 30 cm Seitenlänge eine Druckfestigkeit von 180 bis 200 kg/qcm besitzen.

\*) Probe mit Lackmuspapier in der Regel genügend.

Er muß so weich verarbeitet werden, daß eine vollständig dichte Umschließung der Eiseneinlagen durch den Mörtel des Betons erzielt wird.

Der im Beton enthaltene Mörtel darf bei Verwendung eines gemischtkörnigen Sandes bis 7 mm Korngröße nicht magerer als 1 : 3 sein. Zuschläge von Kiessteinen oder harten Steingeschlägen passender Größe dürfen bis zu gleichen Teilen wie Sand beigegeben werden.

Das Zubereiten des Betons muß derart erfolgen, daß die Menge der einzelnen Bestandteile jederzeit kontrolliert werden kann. Sofern die Mischung des Betons nach Raumteilen (d. h. durch Messung) erfolgt, gilt als Voraussetzung, daß der Zement ohne Fall in das Maßgefäß eingeschüttet (nicht eingerüttelt) wird.

Zur Umrechnung von Raumteilen auf Gewichtsteile ist das Kubikmeter Portlandzement zu 1400 kg Gewicht anzunehmen.

### C. Schalung und Stützung. Ausrüstungsfristen.

Die Schalungen müssen so stark sein, auch so fest verbunden und unterstützt werden, daß eine genaue Herstellung der Bauteile in den beabsichtigten Formen gewährleistet ist.

Sie müssen auch ein Einstampfen des Betons in dünnen Schichten ermöglichen und leicht und gefahrlos unter Belassung der etwa noch notwendigen Stützung entfernt werden können.

Die Fristen, welche zwischen der Beendigung des Einstampfens und dem Ausrüsten (d. i. Entfernung von Schalung und Stützung) liegen müssen, sind von der jeweiligen Witterung, von der Stützweite und dem Eigengewicht der Bauteile abhängig. Die seitliche Schalung von Balken und Stützen sowie die Schalung von Deckenplatten kleinerer Abmessungen kann schon nach genügender Erhärtung des Betons, d. h. nach wenigen Tagen, entfernt werden, während die Stützung der Balken nie vor Ablauf von 14 Tagen beseitigt werden darf. Bei größeren Stützweiten und Querschnittsabmessungen sind unter Umständen Fristen von 4—6 Wochen erforderlich.

Bei mehrgeschossigen Gebäuden darf die Stützung der untenliegenden Decken erst entfernt werden, wenn die Erhärtung der Decken so weit vorgeschritten ist, daß deren Tragfähigkeit zur Aufnahme der vorhandenen Auflast ausreicht.

Tritt während der Erhärtungsdauer Frost ein, so sind die Ausrüstungsfristen mindestens noch um die Dauer der Frostperiode zu verlängern.

### D. Schutz der Bauteile.

Die Eisenbetonkonstruktionen müssen sofort nach Beendigung des Stampfens in geeigneter Weise gegen Beschädigungen sowie gegen Einwirkungen geschützt werden, welche auf die Erlangung einer ausreichenden Tragfähigkeit von nachteiligem Einfluß sein könnten. Auch ist dafür Sorge zu tragen, daß die Konstruktionen nach Erlangung ihrer Tragfähigkeit nicht durch Vornahmen irgend welcher Art geschwächt werden, z. B. durch Einstemmen von Löchern und Schlitzern für Rohrleitungen u. dergl. an ungeeigneter Stelle.

## V. Beaufsichtigung und Prüfung der Bauausführung.

### A. Prüfung während der Ausführung.

In der Regel muß sich die Prüfung erstrecken:

1. auf die sachgemäße Ausführung der Schalung und Stützung,
2. auf die planmäßige Verwendung, Anordnung und Stärke der Eiseneinlagen,
3. auf die Verwendung der richtigen Betonmischung,

4. auf die Feststellung, daß die verwendeten Materialien die vom Unternehmer angegebene Festigkeit besitzen (vergl. unter II 4). Die Feststellung kann z. B. erfolgen durch die Prüfung auf der Druckpresse, von Betonwürfeln mit 30 cm Seitenlänge, zu deren Herstellung der an der Baustelle zur Verwendung kommende Beton zu nehmen ist, oder durch Beibringung der Prüfungszeugnisse über Festigkeitsproben, welche mit Teilen des Baumaterials in einer Versuchsanstalt stattgefunden haben.

Unter Umständen kann die Prüfung auch durch Ausführung eines Probebauteiles (z. B. eines Plattenbalkens) und Belastung desselben bis zum Bruch nach Ablauf einer Erhärtungsfrist von 28 Tagen erfolgen, wobei die Einsenkungen im Verlauf der Probelastung möglichst genau zu ermitteln sind.

#### **B. Prüfung nach Beendigung der Ausführung.**

Die Prüfung hat sich zu erstrecken:

1. auf die Feststellung ausreichender Erhärtung der Bauteile vor ihrer Ausrüstung,
2. auf die Feststellung, ob sämtliche Bauteile nach dem Ausrüsten unversehrt sind,
3. auf die Feststellung, daß die rechnermäßigen Konstruktionsstärken vorhanden sind, durch Stichproben (z. B. durch Herstellung einzelner Löcher in einzelnen Decken),
4. unter Umständen auch auf die Vornahme von Belastungsproben.

Derartige Proben sind stets vorzunehmen, wenn begründeter Verdacht vorhanden ist, daß Bauteile nicht einwandfrei hergestellt oder daß sie durch Einflüsse irgend welcher Art in ihrer Tragfähigkeit beeinträchtigt sind.

Belastungsproben dürfen erst nach 45tägiger Erhärtung des Betons stattfinden.

Bei Probelastung von Deckenplatten und Balken soll, wenn mit  $g$  das Eigengewicht und mit  $p$  die gleichförmig verteilte Nutzlast bezeichnet wird, bei Belastung des ganzen Feldes und bei Nutzlasten bis zu 1000 kg/qm die aufzubringende Last den Wert von  $0,8 g + 1,8 p$  nicht übersteigen.

Bei höheren Nutzlasten als 1000 kg/qm sind die Probelasten entsprechend herabzumindern.

Die derart belasteten Bauteile können als ausreichend sicher dann angesehen werden, wenn nennenswerte bleibende Formänderungen nicht entstanden sind.

Auf eine möglichst genaue Ermittlung der Einsenkungen des Bauteiles in den einzelnen Abschnitten der Belastungsprobe ist Gewicht zu legen.

#### **C. Pflichten des Unternehmers.**

Der Unternehmer muß gewärtig sein und ist verpflichtet, auf Erfordern des Bauherrn oder der zuständigen Behörde den Nachweis für die Richtigkeit seiner Angaben und für die Güte seiner Bauausführung durch die vorstehend unter VA 4, VB 3 und VB 4 bezeichneten Veranstaltungen zu führen.

Die hierfür aufzuwendenden Kosten müssen in angemessenem Verhältnis zu den Gesamtkosten der Bauausführung stehen.

#### **VI. Ausnahme-Bestimmung.**

Abweichungen von den in vorstehenden Leitsätzen gegebenen Regeln sind zulässig, sobald sie durch eingehende Versuche, durch die an vorhandenen Bauten gesammelten Erfahrungen oder durch Urteile maßgebender Persönlichkeiten ausreichend begründet werden können.

## Anhang zu vorstehenden Leitsätzen betreffend die bei der Prüfung von Eisenbetonbauten anzuwendende Berechnungsweise.

### I. Grundlagen für die Berechnung.

#### A. Äußere Kraftwirkungen.

##### 1. Lasten.

Es sind zu unterscheiden:

- a) das Eigengewicht des Eisenbetons, welches mit dem Durchschnittswert von 2400 kg/cbm anzunehmen ist, sofern nicht geringeres Gewicht nachgewiesen wird,
- b) die übrige ständige Belastung,
- c) die Nutz- oder Verkehrslast.

##### 2. Lagerdrücke, Momente, Querkräfte.

a) Für die Berechnung der Lagerdrücke, Momente und Querkräfte sind die Regeln der Statik und Elastizitätslehre maßgebend.

b) Um die Grenzwerte zu erhalten, ist die ungünstigste Verteilung und Stellung der Nutz- oder Verkehrslast in Betracht zu ziehen.

c) Etwaige Stoßwirkungen können durch die sonst üblichen Zuschläge zu den Verkehrslasten berücksichtigt werden.

d) Als Stützweite ist in Rechnung zu stellen:

1. bei Balken die Entfernung der Auflagermitten.

Sofern der Berechnung nicht andere Annahmen zu Grunde gelegt werden müssen:

2. bei frei aufliegenden Deckenplatten die Freilänge der Deckenplatten zuzüglich der Plattendicke in der Mitte,
3. bei kontinuierlichen Platten die Entfernung von Mitte bis Mitte der Balken.

e) Sofern für Einspannung und Kontinuität von Deckenplatten und Balken die erforderlichen Voraussetzungen vorhanden sind, müssen die an den Auflagern auftretenden Biegemomente bei Bemessung der Auflagerquerschnitte durch Anordnung der Eiseneinlagen nahe der gezogenen Oberfläche berücksichtigt werden.

Wird für kontinuierliche Balken oder Platten eine Berechnung auf Kontinuität nicht durchgeführt, oder bei letzteren eine Einspannung zwischen Trägern oder Mauern nicht nachgewiesen, so dürfen bei gleicher Feldweite und gleichförmig verteilter Last die Momente über den Auflagern nicht kleiner als  $\frac{p l^2}{8}$  und in Feldmitte

nicht kleiner als  $\frac{p l^2}{10}$  angenommen werden. Bei ungleicher Feldweite bezieht sich

$\frac{p l^2}{8}$  für das Stützenmoment auf die größte Feldweite.

Eine Einspannung von Balkenenden in Mauern ist in den wenigsten Fällen vorhanden und soll daher unberücksichtigt bleiben, sofern nicht besondere konstruktive Anordnungen eine Einspannung der Enden gewährleisten. In diesem Falle ist die Möglichkeit der Einspannung durch Rechnung nachzuweisen.

f) Bei Berechnung von Stützen ist die Möglichkeit exzentrischer Belastung in Betracht zu ziehen.

#### B. Innere Kraftwirkungen.

a) Die inneren Kräfte und Spannungen im Beton werden ermittelt unter der Voraussetzung homogenen Materials. Der Elastizitätsmodul des Betons auf Druck  $E_b$  wird als konstant derart angenommen, daß das Verhältnis des Elasti-

zitätsmoduls des Eisens zu dem des Betons  $E_e : E_b = n = 15$  wird, so daß demnach die Eisenquerschnitte mit dem 15fachen ihres wirklichen Wertes in Rechnung zu stellen sind.

b) Die Ermittlung der inneren Kräfte und Spannungen des auf Zug beanspruchten Eisens erfolgt unter der Voraussetzung, daß die auftretenden Zugspannungen sämtlich vom Eisen aufgenommen werden müssen, die Zugfestigkeit des Betons somit außer Betracht bleibt.

c) Das auf Druck beanspruchte Eisen wird mit dem 15fachen seines Querschnittes in die Rechnung eingeführt. Die Knickgefahr ist zu berücksichtigen.

### C. Zulässige Spannungen.

a) Die zulässige Beanspruchung richtet sich nach der Bruchfestigkeit der zur Verwendung gelangenden Materialien und nach der Berechnungsart.

b) In der Voraussetzung, daß der verwendete Beton nach 28tägiger Erhärtung eine Druckfestigkeit von 180—200 kg/qcm und das Eisen eine Zugfestigkeit von 3800 bis 4000 kg/qcm besitzt, sollen bei Anwendung der im folgenden gegebenen Annäherungsrechnung die nachstehenden Spannungswerte nicht überschritten werden:

bei Beton auf Druck bei Biegung . . . . .	40 kg/qcm,
» » » unmittelbaren Druck . . . . .	35 »
» » » Schub bei Biegung . . . . .	4,5 » *)
» » » Adhäsion . . . . .	7,5 »
» Eisen » Zug . . . . .	1000 »

Für Beton von höherer Druckfestigkeit sind entsprechend höhere Spannungswerte für Druck zulässig, bis zu 50 kg/qcm. Gleiches gilt von Eisen mit höherer Zugfestigkeit.

## II. Annäherungsrechnung.

### A. Einfache Biegung.

#### 1. Rechteckiger Querschnitt. Platten.

a) Mit einfacher Eiseneinlage. Es bedeute:

$F_e$  = Querschnitt der auf die Plattenbreite  $b$  (in Zentimetern) entfallenden gezogenen Eiseneinlagen in Quadratcentimetern,

$h$  = Nutzhöhe,  $n = \frac{E_e}{E_b} = 15$ ,

$M$  = Moment der äußeren Kräfte in Zentimeterkilogramm,

$V$  = Querkraft des betreffenden Querschnittes in Kilogramm.

Dann ist nach Abbildung 1: die Entfernung der neutralen Schicht vom oberen Rand

$$x = \frac{n F_e}{b} \left[ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 b h}{n \cdot F_e}} \right],$$

$$\text{die Beanspruchung des Betons } \sigma_b = \frac{2 M}{b x (h - x/3)},$$

$$\text{die Beanspruchung des Eisens } \sigma_e = \frac{M}{F_e (h - x/3)},$$

$$\text{die Schubspannung } \tau_0 = \frac{V}{b (h - x/3)},$$

\*) Sofern sich bei Deckenplatten und Balken eine höhere Schubspannung als die zulässige von 4,5 kg/qcm ergibt, ist mit Rücksicht auf die unter 45° geneigten, in der Nähe der Auflager auftretenden Zugspannungen, welche der Schubspannung gleichgesetzt werden können, ein Teil der unteren Eiseneinlagen daselbst in geneigter Richtung nach oben abzubiegen und in der Druckzone zu verankern. Die Zahl der abzubiegenden Eisen bestimmt sich daraus, daß sie die über 4,5 kg/qcm hinausgehenden geneigten Zugspannungen aufzunehmen haben.

Mit Rücksicht auf die bessere Übertragung der Schubkräfte aus dem Balkensteg in die Deckenplatte wird empfohlen, bei Plattenbalken den Übergang mit einer Ausrundung oder Abschrägung zu versehen.



die Adhäsionsspannung der in dem betreffenden Querschnitt hierfür in Betracht kommenden Eiseneinlagen

$$\tau_1 = \frac{b \tau_0}{\text{Umfang der Eiseneinlagen}}$$

Eine Berechnung der Schub- und Adhäsionsspannungen ist bei einfachen Platten in der Regel entbehrlich.

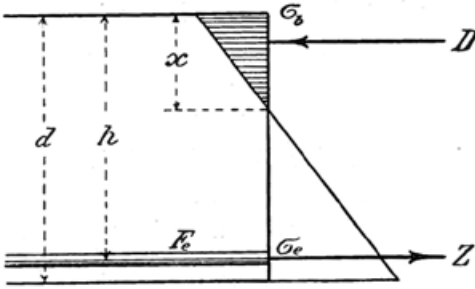


Abb. 1.

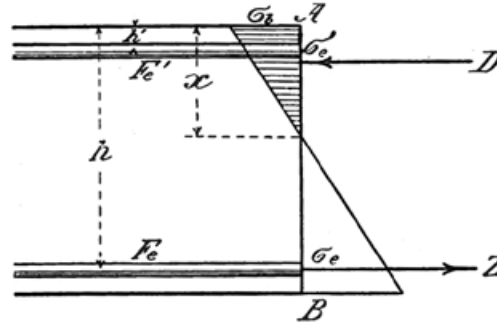


Abb. 2.

b) Mit doppelter Eiseneinlage. Mit den Bezeichnungen der Abbildung 2 ergibt sich der Abstand  $x$  der neutralen Schicht aus der quadratischen Gleichung:

$$x^2 + 2 x n \frac{F_e + F_e'}{b} = \frac{2 n}{b} (h \cdot F_e + h' \cdot F_e')$$

Ist hieraus  $x$  ermittelt, so folgt als Druckspannung des Betons

$$\sigma_b = \frac{6 \cdot M \cdot x}{b x^2 (3 h - x) + 6 F_e' \cdot n (x - h') (h - h')}$$

als Zugspannung der unteren Eiseneinlage

$$\sigma_e = \frac{\sigma_b (h - x) n}{x}$$

als Druckspannung der oberen Eiseneinlage

$$\sigma_e' = \frac{\sigma_b (x - h') \cdot n}{x}$$

2. T-förmiger Querschnitt. Plattenbalken.

Die wirksame Plattenbreite  $b$  ist mit  $b \leq \frac{1}{3} l$  anzunehmen, worin  $l$  die Stützweite des Balkens bedeutet;  $b$  darf aber hierbei nicht größer sein als der Trägerabstand.

Zu unterscheiden sind zwei Fälle:

a)  $x \leq d$  (vergl. Abbildung 3).

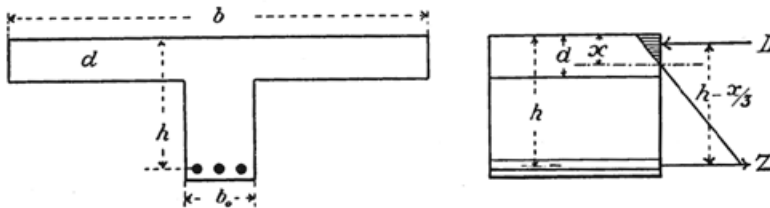


Abb. 3 a und b.

Die unter A<sub>1a</sub> gegebenen Formeln sind auch hier gültig. Zu berechnen sind unter Umständen die Schubspannungen im Steg und die Adhäsionsspannungen an den am Auflager noch vorhandenen Eiseneinlagen. Diese sind

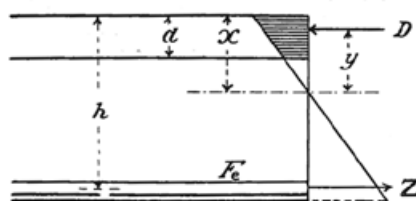


Abb. 4.

$$\tau_0 = \frac{V}{b_0 (h - x/3)}$$

$$\tau_1 = \frac{b_0 \tau_0}{\text{Umfang der Eiseneinlagen}}$$

b)  $x > d$  (vergl. Abbildung 4).

Unter der Vernachlässigung der geringen Druckspannungen im Steg ergibt sich:

$$x = \frac{2 n h F_e + b d^2}{2 (n F_e + b d)} \quad \text{und} \quad y = x - \frac{d}{2} + \frac{d^2}{6 (2 x - d)}$$

$$\sigma_e = \frac{M}{F_e (h - x + y)} \quad \text{und} \quad \sigma_b = \frac{\sigma_e x}{n (h - x)}$$

### B. Druck.

Die Eiseneinlagen der Stützen müssen mindestens 0,8% des Gesamtquerschnittes betragen. Die auf Druck beanspruchten Eiseneinlagen sind durch Querverbindungen (in der Regel Rundeseisen) gegen Ausknicken zu sichern. Der Abstand der Querverbindungen soll nicht größer sein als die Säulendicke.

#### 1. Stützen ohne Knickgefahr.

##### a) Zentrischer Druck.

Wenn  $F_b$  den Querschnitt des Betonkörpers bedeutet, so wird die zulässige Belastung

$$P = \sigma_b (F_b + n F_e), \quad \text{worin } n = 15.$$

$$\text{Ferner ist } \sigma_b = \frac{P}{F_b + n F_e}, \quad \sigma_e = \frac{P}{F_e + \frac{F_b}{n}} = n \cdot \sigma_b.$$

##### b) Exzentrischer Druck (Biegung mit Axialkraft).

Die Berechnung kann in der gleichen Weise erfolgen wie für Querschnitte aus homogenem Material, dabei ist jedoch in den Ausdrücken für Querschnittsfläche und Trägheitsmoment der Querschnitt der Eiseneinlagen mit dem  $n = 15$ fachen seines Wertes zu dem Betonquerschnitt hinzuzurechnen. Treten Zugspannungen auf, so muß das auf der Zugseite gelegene Eisen auch im stande sein, diese aufzunehmen.

Knickgefahr ist nicht vorhanden, solange die Stützen mindestens folgende Abmessungen erhalten:

Beanspruchung des Betons in kg/qcm	Geringster Durchmesser bei runden Säulen in Bruchteilen der Stützlänge	Geringste Länge der kurzen Seite bei rechteckigem Querschnitt in Bruchteilen der Stützlänge
30	$\frac{1}{18}$	$\frac{1}{21}$
35	$\frac{1}{17}$	$\frac{1}{20}$
40	$\frac{1}{16}$	$\frac{1}{19}$
45	$\frac{1}{15}$	$\frac{1}{18}$
50	$\frac{1}{14}$	$\frac{1}{17}$

Da genügende Versuche über die Knickfestigkeit noch fehlen, sollten geringere Querschnittsabmessungen, als vorstehend angegeben, nicht ausgeführt werden.

### III. Beispiele zu der Annäherungsrechnung für einige einfache Fälle.

#### A. Einfache Biegung.

##### 1. Platten.

##### a) Frei aufliegende Platten mit einfachen Eiseneinlagen.

Lichte Weite = 2,00 m

Plattendicke = 0,15 m

Stützweite = 2,15 m

Die Nutzlast beträgt  $p = 1000 \text{ kg/qm}$ , das Eigengewicht ist  $g = 0,15 \cdot 2400 = 360 \text{ kg}$ , also die Gesamtlast  $q = 1360 \text{ kg/qm}$  und das Moment für 1 m Breite (vergl. Abbildung 1 und 5).

$$M = 1360 \cdot \frac{2,15^2}{8} \cdot 100 = 78\,583 \text{ cmkg.}$$

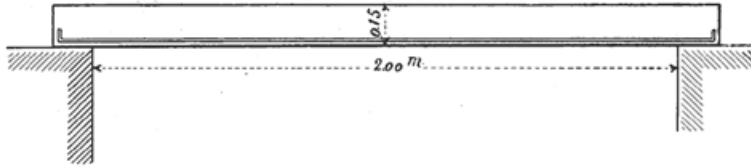


Abb. 5.

Auf 1 m Breite sind unten eingelegt 9 Rundeisen von 10 mm Durchmesser mit  $F_e = 7,07 \text{ qcm}$ . Für  $h = 13,5$ ,  $n = 15$  und  $b = 100$  ergibt sich der Abstand  $x$  der neutralen Achse vom oberen Plattenrand zu:

$$x = \frac{n \cdot F_e}{b} \left[ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 b h}{n F_e}} \right]$$

$$= \frac{15 \cdot 7,07}{100} \left[ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 100 \cdot 13,5}{15 \cdot 7,07}} \right] = 4,39 \text{ cm;}$$

Beanspruchung des Betons

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot M}{b \cdot x \cdot (h - x/3)} = \frac{2 \cdot 78\,583}{100 \cdot 4,39 \left(13,5 - \frac{4,39}{3}\right)} = 29,7 \text{ kg/qcm;}$$

Beanspruchung des Eisens

$$\sigma_e = \frac{M}{F_e (h - x/3)} = \frac{78\,583}{7,07 \left(13,5 - \frac{4,39}{3}\right)} = 923 \text{ kg/qcm;}$$

Die Querkraft am Auflager ist  $V = \frac{1}{2} \cdot 1360 \cdot 2,0 = 1360 \text{ kg}$ , die Schubspannung somit

$$\tau_0 = \frac{V}{b (h - x/3)} = \frac{1360}{100 \left(13,5 - \frac{4,39}{3}\right)} = 1,13 \text{ kg/qcm,}$$

bleibt also unter dem zulässigen Wert von 4,5 kg/qcm.

Die Adhäsionsspannung an den am Auflager vorhandenen Eiseneinlagen ist

$$\tau_1 = \frac{b \cdot \tau_0}{\text{Umfang der Eiseneinlage}} = \frac{100 \cdot 1,13}{9 \cdot 1,0 \cdot 3,14} = 4,0 \text{ kg/qcm.}$$

b) Frei aufliegende Platte mit doppelten Eiseneinlagen.

Die Abmessungen und Belastungen der Platte seien dieselben wie im vorigen Beispiel, also

$$M = 78\,583 \text{ cmkg.}$$

Außer der unteren Eiseneinlage von 9 Rundeisen mit 10 mm Durchmesser sei noch eine obere Einlage vorhanden von 6 Rundeisen mit 10 mm Durchmesser. Dann ist

$$F_e' = 4,71, \quad h' = 1,5 \text{ (vergl. Abbildung 2, S. 344).}$$

Der Abstand  $x$  der neutralen Schicht vom oberen Plattenrand berechnet sich aus der quadratischen Gleichung

$$x^2 + 2 x n \frac{F_e + F_e'}{b} = 2 \cdot \frac{n}{b} (h \cdot F_e + h' \cdot F_e')$$

— 347 —

oder

$$x^2 + 2 \cdot x \cdot 15 \cdot \frac{7,07 + 4,71}{100} = 2 \cdot \frac{15}{100} (13,5 \cdot 7,07 + 1,5 \cdot 4,71).$$

Somit

$$x^2 + 3,534 x = 30,75$$

und

$$x = 4,05 \text{ cm.}$$

Dann ist die Druckspannung im Beton

$$\sigma_b = \frac{6 \cdot M \cdot x}{b \cdot x^2 (3h - x) + 6 F_e' \cdot n (x - h') (h - h')} = \frac{6 \cdot 78583 \cdot 4,05}{100 \cdot 4,05^2 (3 \cdot 13,5 - 4,05) + 6 \cdot 4,71 \cdot 15 (4,05 - 1,5) (13,5 - 1,5)} = 26,25 \text{ kg/qcm,}$$

die Zugspannung der unteren Eiseneinlage

$$\sigma_e = \frac{\sigma_b (h - x) \cdot n}{x} = \frac{26,25 (13,5 - 4,05) \cdot 15}{4,05} = 918 \text{ kg/qcm}$$

und die Druckspannung in der oberen Eiseneinlage

$$\sigma_e' = \frac{\sigma_b (x - h') \cdot n}{x} = \frac{26,25 (4,05 - 1,5) \cdot 15}{4,05} = 248 \text{ kg/qcm.}$$

Der Abstand zwischen Zug- und Druckmittelpunkt wird hier

$$= \frac{M}{F_e \cdot \sigma_e} = \frac{78583}{7,07 \cdot 918} = 12,1 \text{ cm,}$$

also

$$\tau_0 = \frac{V}{100 \cdot 12,1} = \frac{1360}{100 \cdot 12,1} = 1,13 \text{ kg/qcm}$$

und die Adhäsionsspannung an den unteren Eiseneinlagen am Auflager

$$\tau_1 = \frac{b \cdot \tau_0}{\text{Umfang der Eiseneinlagen}} = \frac{100 \cdot 1,13}{9 \cdot 1,0 \cdot 3,14} = 4,0 \text{ kg/qcm.}$$

## 2. Plattenbalken.

## Einfache und frei aufliegende Plattenbalken.

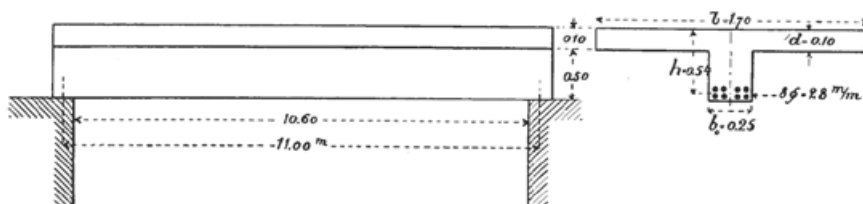


Abb. 6 a und b.

Lichtweite 10,60 m, Stützweite  $l = 11,00$  m, Nutzlast 400 kg/qm,Belastung für 1 laufend. m Träger: Nutzlast  $400 \cdot 1,7 = 680$  kgAsphaltbelag . . . . .  $30 \cdot 1,7 = 51$  »Eigenlast . . . . .  $2400 (0,25 \cdot 0,50 + 1,7 \cdot 0,10) = 708$  »Gleichförmige Gesamtlast  $q$  rd. = 1400 kg/m

$$M = q \frac{l^2}{8} = 1400 \cdot \frac{11,00^2}{8} \cdot 100 = 2178000 \text{ cmkg.}$$

Die Eiseneinlage besteht aus 8 Rundstählen von 28 mm Durchmesser mit  $F_e = 49,26$  qcm; alsdann berechnet sich der Abstand der Neutralachse vom oberen Plattenrand (vergl. Abbildung 4, S. 345) nach der Formel

$$x = \frac{2n \cdot h \cdot F_e + b \cdot d^2}{2(n F_e + b \cdot d)}$$

zu

$$x = \frac{2 \cdot 15 \cdot 54 \cdot 49,26 + 170 \cdot 10^2}{2(15 \cdot 49,26 + 170 \cdot 10)} = 19,84 \text{ cm}$$

und

$$y = x - \frac{d}{2} + \frac{d^2}{6(2x-d)} = 19,84 - \frac{10}{2} + \frac{10^2}{6(2 \cdot 19,84 - 10)}$$

oder

$$y = 15,40.$$

Dann ergibt sich schließlich

$$\sigma_e = \frac{M}{F_e (h - x + y)} = \frac{2\,178\,000}{49,26 (54,0 - 19,84 + 15,40)} = 892 \text{ kg/qcm},$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_e \cdot x}{n (h - x)} = \frac{892 \cdot 19,84}{15 (54 - 19,84)} = 34,5 \text{ kg/qcm}.$$

Die Querkraft erreicht am Auflager ihren größten Wert von

$$V = 1440 \cdot \frac{10,6}{2} = 7632 \text{ kg},$$

somit würde die Schubspannung im Beton

$$\tau_1 = \frac{V}{b_0 (h - x + y)} = \frac{7632}{25 (54 - 19,84 + 15,4)} = 6,2 \text{ kg/qcm}$$

und die Adhäsionsspannung am Auflager an den daselbst noch unten liegenden 4 Rundeisen 28 mm

$$\tau_1 = \frac{25 \cdot 6,2}{4 \cdot 3,14 \cdot 2,8} = 4,4 \text{ kg/qcm}.$$

Die Schubspannung erreicht ihren zulässigen Wert von 4,5 kg/qcm an derjenigen Stelle, wo

$$V = \frac{7632 \cdot 4,5}{6,2} = 5540 \text{ kg},$$

d. h. im Abstand

$$x = \frac{7632 - 5540}{1440} = 1,45 \text{ m (vergl. Abbildung 6c),}$$

und die gesamte schiefe Zugkraft  $Z_1$ , die von den abzubiegenden Eisen aufzunehmen ist, wird

$$Z_1 = \frac{145}{\sqrt{2}} (6,2 - 4,5) \cdot \frac{1}{2} \cdot 25 = 2180 \text{ kg}.$$

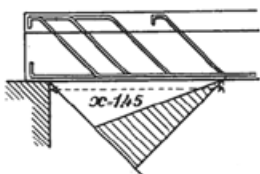


Abb. 6c.

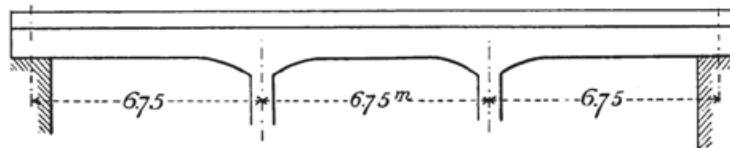


Abb. 7.

Wenn also innerhalb der Strecke von 1,45 m die 4 oberen Rundeisen von 28 mm Durchmesser abgelenkt werden, so kommt auf jedes nur eine Spannung von

$$\sigma_e = \frac{2180}{4 \cdot 6,16} = 89 \text{ kg/qcm. *)}$$

### 3. Kontinuierliche Plattenbalken.

Auf den laufenden  $m$  Träger (Abb. 7) sei eine ständige Belastung von  $g = 2000 \text{ kg}$  und eine Nutzlast von  $p = 3600 \text{ kg}$  ermittelt worden. Alsdann ergeben sich folgende Momente:

\*) Die Berücksichtigung der Schubfestigkeit des Betons mit 4,5 kg/qcm bei Berechnung der abgelenkten Eisen ist nicht einwandfrei, vgl. hierüber Seite 192 und 197.  
Der Verfasser.

a) bei 0,4  $l$  der ersten Öffnung

$$\begin{aligned} M_g &= + 0,080 \cdot 2000 \cdot 6,75^2 \cdot 100 = + 728\,960 \text{ cmkg,} \\ - M_p &= - 0,020 \cdot 3600 \cdot 6,75^2 \cdot 100 = - 328\,032 \text{ »} \\ + M_p &= + 0,100 \cdot 3600 \cdot 6,75^2 \cdot 100 = + 1\,640\,160 \text{ »} \\ &\text{also } M_{max} = + 2\,369\,120 \text{ »} \end{aligned}$$

b) über einer Mittelstütze

$$\begin{aligned} M_g &= - 0,100 \cdot 2000 \cdot 6,75^2 \cdot 100 = - 911\,200 \text{ cmkg,} \\ - M_p &= - 0,11\,667 \cdot 3600 \cdot 6,75^2 \cdot 100 = - 1\,913\,575 \text{ »} \\ + M_p &= + 0,01\,667 \cdot 3600 \cdot 6,75^2 \cdot 100 = + 273\,415 \text{ »} \\ &\text{also } M_{max} = - 2\,824\,775 \text{ »} \end{aligned}$$

c) in der Mittelöffnung

$$\begin{aligned} M_g &= + 0,025 \cdot 2000 \cdot 6,75^2 \cdot 100 = + 227\,800 \text{ cmkg,} \\ - M_p &= - 0,050 \cdot 3600 \cdot 6,75^2 \cdot 100 = - 820\,080 \text{ »} \\ + M_p &= - 0,075 \cdot 3600 \cdot 6,75^2 \cdot 100 = + 1\,230\,120 \text{ »} \\ &\text{also } \begin{cases} + M_{max} = + 1\,457\,920 \text{ »} \\ - M_{max} = - 592\,280 \text{ »} \end{cases} \end{aligned}$$

Diese Momente ergeben folgende Beanspruchungen:

a) Bei 0,4  $l$  der ersten Öffnung.

Die Hauptträger haben einen Abstand von 4,5 m, die nutzbare Plattenbreite beträgt  $b = l/3 = \frac{6,75}{3} = 2,25$  m.

$$\begin{aligned} F_e &= 4 \text{ Rundeisen von } 32 \text{ mm Durchmesser} = 32,17 \text{ qcm,} \\ h &= 77 \text{ cm, } d = 12 \text{ cm, } b = 225 \text{ cm (vergl. Abbildung 8);} \end{aligned}$$

der Abstand  $x$  der neutralen Achse von Oberkanteplatte berechnet sich aus der Formel

$$x = \frac{2 n \cdot h \cdot F_e + b \cdot d^2}{2 (n F_e + b \cdot d)}$$

zu

$$x = \frac{2 \cdot 15 \cdot 77 \cdot 32,17 + 225 \cdot 12^2}{2 (15 \cdot 32,17 + 225 \cdot 12)} = 16,8 \text{ cm,}$$

ferner

$$y = x - \frac{d}{2} + \frac{d^2}{6 (2x - d)}$$

$$y = 16,8 - \frac{12}{2} + \frac{12^2}{6 (2 \cdot 16,8 - 12)} = 11,9 \text{ cm,}$$

und es ist dann

$$\sigma_e = \frac{M}{F_e (h - x + y)} = \frac{2\,369\,120}{32,17 (77 - 16,8 + 11,9)} = 1020 \text{ kg/qcm,}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_e \cdot x}{n (h - x)} = \frac{1020 \cdot 16,8}{15 (77 - 16,8)} = 19,0 \text{ kg/qcm.}$$

Die Beanspruchung des Eisens kann leicht unter 1000 kg/qcm gebracht werden, indem 1 Rundeisen von 32 mm Durchmesser durch ein solches von 34 mm Durchmesser ersetzt wird.

b) Über einer Zwischenstütze.

Da die Zugfestigkeit des Betons nicht berücksichtigt wird, so kommt für das negative Stützenmoment die Deckenplatte nicht in Betracht, vielmehr ist für die Berechnung nur

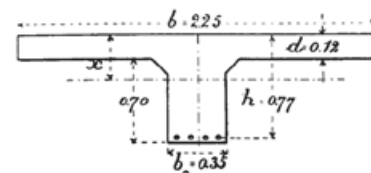


Abb. 8.

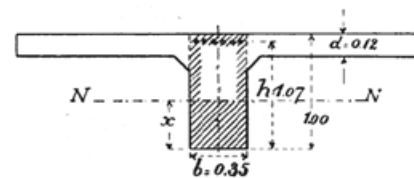


Abb. 9.

der rechteckige Querschnitt (vergl. Abbildung 9) von der Breite  $b = 35$  cm vorhanden.

$$F_e = \frac{4 \cdot 3,2^2 \cdot \pi}{4} + \frac{2 \cdot 3,4^2 \cdot \pi}{4} = 50,33 \text{ qcm.}$$

$$b = 35 \text{ cm, } h = 107 \text{ cm, } n = 15.$$

$$x = \frac{n \cdot F_e}{b} \left[ -1 + \sqrt{1 + \frac{2b \cdot h}{n \cdot F_e}} \right],$$

d. h.

$$x = \frac{15 \cdot 50,33}{35} \left[ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 35 \cdot 107}{15 \cdot 50,33}} \right],$$

oder

$$x = 49,5 \text{ cm.}$$

Ferner

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot M}{b \cdot x (h - x/3)} = \frac{2 \cdot 2824775}{35 \cdot 49,5 \left(107 - \frac{49,5}{3}\right)} = 36,0 \text{ kg/qcm.}$$

$$\sigma_e = \frac{M}{F_e (h - x/3)} = \frac{2824775}{50,33 \left(107 - \frac{49,5}{3}\right)} = 621 \text{ kg/qcm.}$$

c) In der Mitte der Mittelöffnung

$$+ M_{max} = + 1457920 \text{ cmkg,}$$

$$F_e = \frac{3 \cdot 3,2^2 \cdot \pi}{4} = 24,13 \text{ qcm, } b = 225 \text{ cm, } h = 77 \text{ cm, } d = 12 \text{ cm,}$$

sonst wie unter a)

$$x = \frac{2 \cdot 15 \cdot 24,13 \cdot 77 + 225 \cdot 12^2}{2 (15 \cdot 24,13 + 225 \cdot 12)} = 14,4 \text{ cm,}$$

$$y = 14,4 - \frac{12}{2} + \frac{12^2}{6 (2 \cdot 14,4 - 12)} = 9,8 \text{ cm.}$$

$$\sigma_e = \frac{M}{F_e (h - x + y)} = \frac{1457920}{24,13 (77 - 14,4 + 9,8)} = 833 \text{ kg/qcm,}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_e \cdot x}{n (h - x)} = \frac{833 \cdot 14,4}{15 (77 - 14,4)} = 12,8 \text{ kg/qcm,}$$

$$- M_{max} = - 592280 \text{ cmkg.}$$

$$h = 77 \text{ cm, } F_e = \frac{1 \cdot 3,4^2 \cdot \pi}{4} = 9,08 \text{ qcm, } b = 35 \text{ cm.}$$

$$x = \frac{n \cdot F_e}{b} \left[ -1 + \sqrt{1 + \frac{2b \cdot h}{n \cdot F_e}} \right],$$

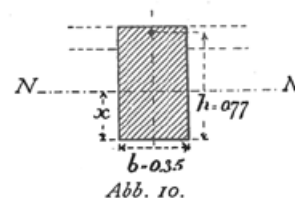
oder

$$x = \frac{15 \cdot 9,08}{35} \left[ -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 35 \cdot 77}{15 \cdot 9,08}} \right],$$

$$x = 20,9 \text{ cm.}$$

$$\sigma_b = \frac{2M}{b \cdot x (h - x/3)} = \frac{2 \cdot 592280}{35 \cdot 20,9 \left(77 - \frac{20,9}{3}\right)} = 23,2 \text{ kg/qcm.}$$

$$\sigma_e = \frac{M}{F_e (h - x/3)} = \frac{592280}{9,08 \left(77 - \frac{20,9}{3}\right)} = 932 \text{ kg/qcm.}$$



Die Berechnung der Schubkräfte erfolgt ähnlich wie Beispiel 2.

— 351 —

**B. Druck. Stützen.**

Die Zwischenstütze des Beispiels 3 hat (falls man von der Kontinuität absieht) eine Last aufzunehmen von

$$P = 6,75 (2000 + 3600) = 37\,800 \text{ kg.}$$

Der Querschnitt sei 35/35 cm, und es seien 4 Rundeisen von 24 mm Durchmesser mit  $F_e = 18,10$  qcm Querschnittsfläche eingelegt. Dann ist

$$F_b = 1225 \text{ qcm}$$

$$F_e = 18,10 \text{ »}$$

$$\sigma_b = \frac{P}{F_b + n F_e} = \frac{37\,800}{1225 + 15 \cdot 18,10} = 25,3 \text{ kg/qcm,}$$

$$\sigma_e = n \cdot \sigma_b = 25,3 \cdot 15 = 380 \text{ kg/qcm.}$$





## Anhang 2

Bestimmungen 1907

Die Bestimmungen wurden in **Mörsch 1908** (3. Auflage seines Buches „Der Eisenbetonbau“) ab Seite 351 abgedruckt.

Siehe auch hierzu Kapitel 3 – Bestimmungen.

**Bestimmungen**  
des Kgl. Preußischen Ministeriums der öffentlichen Arbeiten  
für die  
**Ausführung von**  
**Konstruktionen aus Eisenbeton bei Hochbauten**  
vom 24. Mai 1907.

**I. Allgemeine Vorschriften.**

**A. Prüfung.**

§ 1.

1. Der Ausführung von Bauwerken oder Bauteilen aus Eisenbeton hat eine besondere baupolizeiliche Prüfung voranzugehen. Zu diesem Zwecke sind bei Nachsichtung der Bauerlaubnis für ein Bauwerk, welches ganz oder zum Teil aus Eisenbeton hergestellt werden soll, Zeichnungen, statische Berechnungen und Beschreibungen beizubringen, aus denen die Gesamtanordnung und alle wichtigen Einzelheiten zu ersehen sind.

Falls sich der Bauherr oder Unternehmer erst im Verlauf der Ausführung des Baues für die Eisenbetonbauweise entscheidet, hat die Baupolizeibehörde darauf zu halten, daß die vorbezeichneten Unterlagen für die Prüfung der in Eisenbeton auszuführenden Bauteile rechtzeitig vor dem Beginn ihrer Ausführung beigebracht werden. Mit der Ausführung darf in keinem Fall vor erteilter Genehmigung begonnen werden.

2. In der Beschreibung ist der Ursprung und die Beschaffenheit der zum Beton zu verwendenden Baustoffe, ihr Mischungsverhältnis, der Wasserzusatz sowie die Druckfestigkeit, die der zu verwendende Beton aus den auf der Baustelle zu entnehmenden Baustoffen in dem vorgesehenen Mischungsverhältnis nach 28 Tagen in Würfeln von 30 cm Seitenlänge erreichen soll, anzugeben. Die Druckfestigkeit ist auf Erfordern der Baupolizeibehörde vor dem Beginn durch Versuche nachzuweisen.

3. Der Beton soll nach Gewichtseinheiten gemischt werden; als Einheit hat der Sack = 57 kg oder das Faß = 170 kg Zement zu gelten. Die Zuschläge können entweder zugewogen oder in Gefäßen zugemessen werden, deren Inhalt vorher so zu bestimmen ist, daß sein Gewicht dem vorgesehenen Mischungsverhältnis entspricht.

4. Die Vorlagen sind von dem Bauherrn, dem Unternehmer, der den Entwurf aufgestellt hat, und demjenigen, der die Ausführung bewirkt, zu unterschreiben. Ein Wechsel in der Person des ausführenden Unternehmers ist der Polizeibehörde sofort mitzuteilen.

#### § 2.

1. Die Eigenschaften der zum Beton zu verwendenden Baustoffe sind erforderlichenfalls durch Zeugnisse einer amtlichen Prüfungsanstalt nachzuweisen. Diese Zeugnisse dürfen in der Regel nicht älter als ein Jahr sein.

2. Es darf nur Portlandzement verwendet werden, der den preußischen Normen entspricht. Die Zeugnisse über die Beschaffenheit müssen Angaben über Raumbeständigkeit, Bindezeit, Mahlfineinheit sowie über Zug- und Druckfestigkeit enthalten. Von der Raumbeständigkeit und Bindezeit hat sich der Ausführende durch eigene Proben zu überzeugen.

3. Sand, Kies und sonstige Zuschläge müssen zur Betonbereitung und zu dem beabsichtigten Verwendungszwecke geeignet sein. Das Korn der Zuschläge darf nur so grob sein, daß das Einbringen des Betons und das Einstampfen zwischen den Eiseneinlagen und zwischen der Schalung und den Eiseneinlagen noch mit Sicherheit und ohne Verschiebung der Eisen möglich ist.

#### § 3.

1. Das Verfahren der statischen Berechnung muß mindestens dieselbe Sicherheit gewähren, wie die Berechnung nach den Leitsätzen in Abschnitt II und nach dem Rechnungsverfahren mit Beispielen in Abschnitt III dieser Bestimmungen. Dies ist auf Erfordern von dem Unternehmer nachzuweisen.

2. Bei noch unerprobter Bauweise kann die Baupolizeibehörde die Zulassung von dem Ausfalle zuvoriger Probeausführungen und Belastungsversuche abhängig machen. Die Belastungsversuche sind bis zum Bruche durchzuführen.

### B. Ausführung.

#### § 4.

1. Die Baupolizeibehörde kann die Eigenschaften der in der Verarbeitung begriffenen Baustoffe durch eine amtliche Prüfungsanstalt oder in einer sonst ihr geeignet scheinenden Weise feststellen sowie eine Festigkeitsprüfung des aus ihnen hergestellten Betons vornehmen lassen. Die Prüfung der Festigkeit kann auch auf der Baustelle mittels einer Betonpresse, deren Zuverlässigkeit durch eine amtliche Prüfungsanstalt bescheinigt ist, erfolgen.

2. Die für die Prüfung bestimmten Betonkörper müssen Würfelform von 30 cm Seite erhalten. Die Probekörper sind mit der Bezeichnung des Anfertigungstages zu versehen, durch ein Siegel zu kennzeichnen und bis zu ihrer Erhärtung nach Anweisung der Baupolizeibehörde aufzubewahren.

3. Der Zement ist in der Ursprungspackung auf die Verwendungsstelle anzuliefern.

4. Das Mischen des Betons muß derart erfolgen, daß die Menge der einzelnen Bestandteile dem vorgesehenen Mischungsverhältnis stets genau entspricht und jederzeit leicht gemessen werden kann. Bei Benutzung von Meßgefäßen ist die Füllung zur Erzielung möglichst gleichmäßig dichter Lagerung in stets gleicher Weise zu bewirken.

#### § 5.

1. Die Verarbeitung der Betonmasse muß in der Regel sofort nach ihrer Fertigstellung begonnen werden und vor Beginn ihres Abbindens beendet sein.

2. Die Betonmasse darf bei warmer und trockener Witterung nicht länger als eine Stunde, bei kühler oder nasser Witterung nicht länger als zwei Stunden unverarbeitet liegen bleiben. Nicht sofort verarbeitete Betonmasse ist vor Witterungs-

einflüssen wie Sonne, Wind, starkem Regen zu schützen und vor der Verwendung umzuschaukeln.

3. Die Verarbeitung der eingebrachten Betonmasse muß stets ohne Unterbrechung bis zur Beendigung des Stampfens durchgeführt werden.

4. Die Betonmasse ist in Schichten von höchstens 15 cm Stärke einzubringen und in einem dem Wasserzusatz entsprechenden Maße durch Stampfen zu verdichten. Zum Einstampfen sind passend geformte Stampfen von angemessenem Gewicht zu verwenden.

#### § 6.

1. Die Eiseneinlagen sind vor der Verwendung sorgfältig von Schmutz, Fett und losem Rost zu befreien. Mit besonderer Sorgfalt ist darauf zu achten, daß die Eiseneinlagen die richtige Lage und Entfernung voneinander sowie die vorgesehene Form erhalten, durch besondere Vorkehrungen in ihrer Lage festgehalten und dicht mit besonderer, entsprechend feinerer Betonmasse umkleidet werden. Liegen in Balken die Eisen in mehreren Lagen übereinander, so ist jede Lage für sich zu umkleiden. Unterhalb der Eiseneinlagen muß in Balken noch eine Betonstärke von mindestens 2 cm, in Platten von mindestens 1 cm vorhanden sein.

2. Die Schalungen und Stützen der Decken und Balken müssen vollkommenen Widerstand gegen Durchbiegungen und ausreichende Festigkeit gegen die Einwirkungen des Stampfens bieten. Die Schalungen sind so anzuordnen, daß sie unter Belassung der bis zur völligen Erhärtung des Betons notwendigen Stützen gefahrlos entfernt werden können. Zu den Stützen sind tunlichst nur ungestoßene Hölzer zu verwenden. Sind Stöße unvermeidlich, so müssen die Stützen an den Stoßstellen fest und sicher verbunden werden.

3. Verschalungen von Säulen sind so anzuordnen, daß das Einbringen und Einstampfen der Betonmasse von einer offenen, mit dem Fortschreiten der Arbeit zu schließenden Seite erfolgen und genau beobachtet werden kann.

4. Von der Beendigung der Einschalung und dem beabsichtigten Beginn der Betonarbeiten in jedem einzelnen Geschoße ist der Baupolizeibehörde mindestens drei Tage vorher Anzeige zu machen.

#### § 7.

1. Die einzelnen Betonschichten müssen tunlichst frisch auf frisch verarbeitet werden; auf alle Fälle ist die Oberfläche der älteren Schicht aufzurauen.

2. Beim Weiterbau auf erhärtetem Beton muß die alte Oberfläche aufgeraut, sauber abgekehrt, angenäßt und unmittelbar vor Aufbringen neuer Betonmasse mit einem dünnen Zementbrei eingeschlemmt werden.

#### § 8.

Bei der Herstellung von Wänden und Pfeilern in mehrgeschossigen Gebäuden darf mit der Ausführung in dem höheren Geschoß erst nach ausreichender Erhärtung dieser Bauteile in den darunter liegenden Geschossen begonnen werden. Von der Fortsetzung der Arbeiten im höheren Geschoß ist der Baupolizeibehörde mindestens drei Tage vorher Nachricht zu geben.

#### § 9.

1. Bei Frostwetter darf nur in solchen Fällen gearbeitet werden, wo schädliche Einwirkungen des Frostes durch geeignete Maßnahmen ausgeschlossen sind. Gefrorene Baustoffe dürfen nicht verwendet werden.

2. Nach längeren Fröstzeiten (§ 11) darf beim Eintritt milderer Witterung die Arbeit erst wieder aufgenommen werden, nachdem die Zustimmung der Baupolizeibehörde dazu eingeholt ist.

#### § 10.

1. Bis zur genügenden Erhärtung des Betons sind die Bauteile gegen die Einwirkungen des Frostes und gegen vorzeitiges Austrocknen zu schützen, sowie vor Erschütterungen und Belastungen zu bewahren.

2. Die Fristen, die zwischen der Beendigung des Einstampfens und der Entfernung der Schalungen und Stützen liegen müssen, sind von der jeweiligen Witterung, von der Stützweite und dem Eigengewicht der Bauteile abhängig. Die seitliche Schalung der Balken, die Einschalung der Stützen, sowie die Schalung von Deckenplatten darf nicht vor Ablauf von acht Tagen, die Stützung der Balken nicht vor Ablauf von drei Wochen beseitigt werden. Bei größeren Stützweiten und Querschnittsabmessungen sind die Fristen unter Umständen bis zu sechs Wochen zu verlängern.

3. Bei mehrgeschossigen Gebäuden darf die Stützung der unteren Decken und Balken erst dann entfernt werden, wenn die Erhärtung der oberen so weit vorge-schritten ist, daß diese sich selbst zu tragen vermögen.

4. Ist das Einstampfen erst kurze Zeit vor Eintritt von Frost beendet, so ist beim Entfernen der Schalung und der Stützen besondere Vorsicht zu beachten.

5. Tritt während der Erhärtungsdauer Frost ein, so sind mit Rücksicht darauf, daß die Erhärtung des Betons durch den Frost verzögert wird, die in Absatz 2 genannten Fristen um die Dauer der Frostzeit zu verlängern.

6. Beim Entfernen der Schalungen und Stützen müssen durch besondere Vorkehrungen (Keile, Sandtöpfe u. dergl.) Erschütterungen vermieden werden.

7. Von der beabsichtigten Entfernung der Schalungen und Stützen ist der Baupolizeibehörde rechtzeitig, und zwar mindestens drei Tage vorher Anzeige zu machen.

#### § 11.

Über den Gang der Arbeiten ist ein Tagebuch zu führen und auf der Baustelle stets zur Einsichtnahme bereit zu halten. Frosttage sind darin unter Angabe der Kältegrade und der Stunde ihrer Messung besonders zu vermerken.

### C. Abnahme.

#### § 12.

1. Bei der Abnahme müssen die Bauteile an verschiedenen, von dem abnehmenden Beamten zu bestimmenden Stellen freiliegen, so daß die Art der Ausführung zu erkennen ist. Auch bleibt es vorbehalten, die einwandfreie Herstellung, den erreichten Erhärtungsgrad und die Tragfähigkeit durch besondere Versuche festzustellen.

2. Bestehen über das Mischungsverhältnis und den Erhärtungsgrad begründete Zweifel, so können Proben aus den fertigen Bauteilen zur Prüfung entnommen werden.

3. Werden Probelastungen für nötig erachtet, so sind diese nach Angabe des abnehmenden Beamten vorzunehmen. Dem Bauherrn und dem Unternehmer wird rechtzeitig davon Kenntnis gegeben und die Beteiligung anheimgestellt. Probelastungen sollen erst nach 45tägiger Erhärtung des Betons vorgenommen und auf den nach Ermessen der Baupolizeibehörde unbedingt notwendigen Umfang beschränkt werden.

4. Bei der Probelastung von Deckenplatten und Balken ist folgendermaßen zu verfahren. Bei Belastung eines ganzen Deckenfeldes soll, wenn mit  $g$  das Eigengewicht und mit  $p$  die gleichmäßig verteilte Nutzlast bezeichnet wird, die Auflast den Wert von  $0,5 g + 1,5 p$  nicht übersteigen. Bei höheren Nutzlasten als  $1000 \text{ kg/qm}$  können Ermäßigungen bis zur einfachen Nutzlast eintreten. Soll nur ein Streifen des Deckenfeldes zur Probe belastet werden, so ist die Auflast in der Deckenmitte gleichmäßig auf einem Streifen zu verteilen, dessen Länge gleich der Spannweite und dessen Breite ein Drittel der Spannweite, mindestens aber  $1 \text{ m}$  ist. Die Auflast soll hierbei den Wert von  $g + 2 p$  nicht übersteigen. Als Eigenlast gelten die sämtlichen zur Herstellung der Decken und Fußböden bestimmten Bauteile, als Nutzlasten die in § 16 Ziffer 3 aufgeführten erhöhten Werte.

5. Bei Probelastungen von Stützen ist ein ungleichmäßiges Setzen der Bauteile und eine das zulässige Maß überschreitende Belastung des Untergrundes zu verhüten.

## II. Leitsätze für die statische Berechnung.

### A. Eigengewicht.

#### § 13.

1. Das Gewicht des Betons einschließlich der Eiseneinlagen ist zu 2400 kg für das Kubikmeter anzunehmen, sofern nicht ein anderes Gewicht nachgewiesen wird.

2. Bei Decken ist außer dem Gewicht der tragenden Bauteile das Gewicht der zur Bildung des Fußbodens dienenden Baustoffe nach bekannten Einheitssätzen zu ermitteln.

### B. Ermittlung der äußeren Kräfte.

#### § 14.

1. Bei den auf Biegung beanspruchten Bauteilen sind die Angriffsmomente und Auflagerkräfte je nach der Art der Belastung und Auflagerung den für frei aufliegende oder durchgehende Balken geltenden Regeln gemäß zu berechnen.

2. Bei frei aufliegenden Platten ist die Freilänge zuzüglich der Deckenstärke in der Feldmitte, bei durchgehenden Platten die Entfernung zwischen den Mitten der Stützen als Stützweite in die Berechnung einzuführen. Bei Balken gilt die um die erforderliche Auflagerlänge vergrößerte freie Spannweite als Stützweite.

3. Bei Platten und Balken, die über mehrere Felder durchgehen, darf, falls die wirklich auftretenden Momente und Auflagerkräfte nicht rechnerisch nach den für durchgehende Balken geltenden Regeln unter Voraussetzung freier Auflagerung auf den Mittel- und Endstützen oder durch Versuche nachgewiesen werden, das Biegemoment in den Feldmitten zu vier Fünfteln des Wertes angenommen werden, der bei einer auf zwei Stützen frei aufliegenden Platte vorhanden sein würde. Über den Stützen ist dann das negative Biegemoment so groß wie das Feldmoment bei beiderseits freier Auflagerung anzunehmen. Als durchgehend dürfen nach dieser Regel Platten und Balken nur dann berechnet werden, wenn sie überall auf festen, in einer Ebene liegenden Stützen oder auf Eisenbetonbalken aufliegen. Bei Anordnung der Eiseneinlagen ist unter allen Umständen die Möglichkeit des Auftretens negativer Momente sorgfältig zu berücksichtigen.

4. Bei Balken darf ein Einspannungsmoment an den Enden nur dann in Rechnung gestellt werden, wenn besondere bauliche Vorkehrungen eine sichere Einspannung nachweislich gewährleisten.

5. Die rechnerische Annahme des Zusammenhanges darf nicht über mehr als drei Felder ausgedehnt werden. Bei Nutzlasten von mehr als 1000 kg/qm ist die Berechnung auch für die ungünstigste Lastverteilung anzustellen.

6. Bei Plattenbalken darf die Breite des plattenförmigen Teiles von der Balkenmitte ab nach jeder Seite mit nicht mehr als einem Sechstel der Balkenlänge in Rechnung gestellt werden.

7. Ringsum aufliegende, mit sich kreuzenden Eiseneinlagen versehene Platten können bei gleichmäßig verteilter Belastung, wenn ihre Länge  $a$  weniger als das Ein- und Einhalbfache ihrer Breite  $b$  beträgt, nach der Formel  $M = \frac{p b^2}{12}$  berechnet werden. Gegen negative Angriffsmomente an den Auflagern sind Vorkehrungen durch Form und Lage der Eisenstäbe zu treffen.

8. Die rechnerisch sich ergebende Dicke der Platten und der plattenförmigen Teile der Plattenbalken ist überall auf mindestens 8 cm zu bringen.

9. Bei Stützen ist auf die Möglichkeit einseitiger Belastung Rücksicht zu nehmen.

**C. Ermittlung der inneren Kräfte.**

## § 15.

1. Das Elastizitätsmaß des Eisens ist zu dem Fünfzehnfachen von dem des Betons anzunehmen, wenn nicht ein anderes Elastizitätsmaß nachgewiesen wird.
2. Die Spannungen im Querschnitt des auf Biegung beanspruchten Körpers sind unter der Annahme zu berechnen, daß sich die Ausdehnungen wie die Abstände von der Nulllinie verhalten und daß die Eiseneinlagen sämtliche Zugkräfte aufzunehmen vermögen.
3. Bei Bauten oder Bauteilen, die der Witterung, der Nässe, den Rauchgasen und ähnlichen schädlichen Einflüssen ausgesetzt sind, ist außerdem nachzuweisen, daß das Auftreten von Rissen im Beton durch die vom Beton zu leistenden Zugspannungen vermieden wird.
4. Schubspannungen sind nachzuweisen, wenn Form und Ausbildung der Bauteile ihre Unschädlichkeit nicht ohne weiteres erkennen lassen. Sie müssen, wenn zu ihrer Aufnahme keine Mittel in der Anordnung der Bauteile selbst gegeben sind, durch entsprechend gestaltete Eiseneinlagen aufgenommen werden.
5. Die Eiseneinlagen sind möglichst so zu gestalten, daß die Verschiebung gegen den Beton schon durch ihre Form verhindert wird. Die Haftspannung ist stets rechnerisch nachzuweisen.
6. Die Berechnung der Stützen auf Knicken soll erfolgen, wenn ihre Höhe mehr als das Achtzehnfache der kleinsten Querschnittsabmessung beträgt. Durch Querverbände ist der Abstand der eingelegten Eisenstäbe unveränderlich gegeneinander festzulegen. Der Abstand dieser Querverbände muß annähernd der kleinsten Abmessung der Stütze entsprechen, darf aber nicht über das Dreißigfache der Stärke der Längsstäbe hinausgehen.
7. Zur Berechnung der Stützen auf Knicken ist die Eulersche Formel anzuwenden.

**D. Zulässige Spannungen.**

## § 16.

1. Bei den auf Biegung beanspruchten Bauteilen soll die Druckspannung des Betons den sechsten Teil seiner Druckfestigkeit, die Zug- und Druckspannung des Eisens den Betrag von 1000 kg/qcm nicht übersteigen.
2. Wird in den unter § 15, Ziffer 3 bezeichneten Fällen die Zugspannung des Betons in Anspruch genommen, so sind als zulässige Spannung zwei Drittel der durch Zugversuche nachgewiesenen Zugfestigkeit des Betons anzunehmen. Bei fehlendem Zugfestigkeitsnachweis darf die Zugspannung nicht mehr als ein Zehntel der Druckfestigkeit betragen.
3. Dabei sind folgende Belastungswerte anzunehmen:
  - a) Bei mäßig erschütterten Bauteilen, z. B. bei Decken von Wohnhäusern, Geschäftsräumen, Warenhäusern: die wirklich vorhandene Eigen- und Nutzlast,
  - b) bei Bauteilen, die stärkeren Erschütterungen oder stark wechselnder Belastung ausgesetzt sind, wie z. B. bei Decken in Versammlungsräumen, Tanzsälen, Fabriken, Lagerhäusern: die wirkliche Eigenlast und die bis zu fünfzig vom Hundert erhöhte Nutzlast,
  - c) bei Belastungen mit starken Stößen, wie z. B. bei Kellerdecken unter Durchfahrten und Höfen: die wirkliche Eigenlast und die bis zu hundert vom Hundert erhöhte Nutzlast.
4. In Stützen darf der Beton mit nicht mehr als einem Zehntel seiner Druckfestigkeit beansprucht werden. Bei Berechnung der Eiseneinlagen auf Knicken ist fünf-  
fache Sicherheit nachzuweisen.



5. Die Schubspannung des Betons darf das Maß von 4,5 kg/qcm nicht überschreiten. Wird größere Schubfestigkeit nachgewiesen, so darf die auftretende Spannung nicht über ein Fünftel dieser Festigkeit hinausgehen.

6. Die Haftspannung darf die zulässige Schubspannung nicht überschreiten.

### III. Rechnungsverfahren mit Beispielen.

#### A. Reine Biegung.

##### a. Ohne Berücksichtigung der Betonzugspannungen.

Bei einfacher Eiseneinlage vom Gesamtquerschnitt  $f_e$  auf Balken- oder Plattenbreite  $b$  ergibt sich, wenn das Verhältnis der Elastizitätsmaße des Eisens und des Betons mit  $n$  bezeichnet wird, der Abstand der Nulllinie von der Oberkante aus der Gleichung der statischen Momente der Flächenelemente für die Nulllinie (vergl. Abb. 1).

1) 
$$\frac{b x^2}{2} = n f_e (h - a - x) \text{ zu}$$

2) 
$$x = \frac{n f_e}{b} \left[ \sqrt{1 + \frac{2 b (h - a)}{n f_e}} - 1 \right].$$

Aus der Gleichsetzung der Momente der äußeren und inneren Kräfte folgt dann

3) 
$$M = \sigma_b \frac{x}{2} b \left( h - a - \frac{x}{3} \right) = \sigma_e f_e \left( h - a - \frac{x}{3} \right),$$

worin  $\sigma_b$  die größte Betondruckspannung und  $\sigma_e$  die mittlere Eisenzugspannung bedeutet. Hieraus folgt

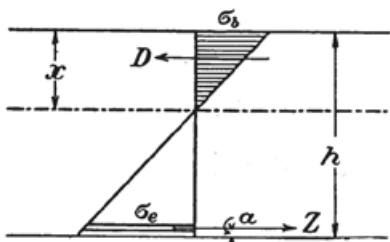


Abb. 1.

4) 
$$\sigma_b = \frac{2 M}{b x \left( h - a - \frac{x}{3} \right)}$$

5) 
$$\sigma_e = \frac{M}{f_e \left( h - a - \frac{x}{3} \right)}$$

Unter Umständen kommen auch folgende leicht ablesbare Gleichungen in Betracht

6) 
$$x = \frac{n (h - a) \sigma_b}{\sigma_e + n \sigma_b}$$

7) 
$$\frac{b x}{2} \cdot \sigma_b = \sigma_e f_e$$

Bei T-förmigen Querschnitten, sogenannten Plattenbalken, unterscheidet sich die Berechnung nicht von der vorigen, wenn die Nulllinie in die Platte selbst oder in die Unterkante der Platte fällt.

Geht die Nulllinie durch den Steg, so können die geringen im Steg auftretenden Druckspannungen vernachlässigt werden.

Dann ist (vergl. Abb. 2):

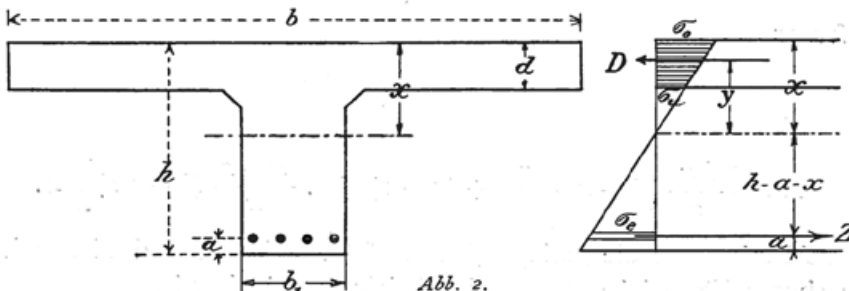


Abb. 2.

$$8) \quad \sigma_u = \frac{x-d}{x} \sigma_0$$

$$9) \quad \sigma_e = n \cdot \frac{h-a-x}{x} \sigma_0$$

$$10) \quad \frac{\sigma_0 + \sigma_u}{2} b d = \sigma_e f_e$$

oder nach Einsetzen der Werte von  $\sigma_u$  und  $\sigma_e$  aus den Gleichungen 8) und 9) in Gleichung 10):

$$11) \quad x = \frac{\frac{b d^2}{2} + n f_e (h-a)}{b d + n f_e}$$

Da der Abstand des Schwerpunktes des Drucktrapezes von der Oberkante

$$12) \quad x - y = \frac{d}{3} \frac{\sigma_0 + 2 \sigma_u}{\sigma_0 + \sigma_u}$$

ist, so wird nach Einsetzen des Wertes von  $\sigma_u$  in Gleichung 8):

$$13) \quad y = x - \frac{d}{2} + \frac{d^2}{6(2x-d)} = \frac{2}{3} \left( x + \frac{(x-d)^2}{2x-d} \right)$$

$$14) \quad \sigma_e = \frac{M}{f_e (h-a-x+y)}$$

$$15) \quad \sigma_0 = \frac{x}{n(h-a-x)} \sigma_e$$

Erhalten Balken und Platten auch obere Eiseneinlagen, so kommen folgende Gleichungen zur Anwendung:

Für die Lage der Nulllinie:

$$16) \quad \frac{b x^2}{2} - f_e' (x-a) + n f_e' (x-a) = n f_e (h-a-x),$$

woraus

$$17) \quad x = - \frac{(n-1) f_e' + n f_e}{b} + \sqrt{\left( \frac{(n-1) f_e' + n f_e}{b} \right)^2 + \frac{2}{b} \left[ (n-1) f_e' a + n f_e (h-a) \right]}$$

Für das Angriffsmoment:

$$18) \quad M = \frac{b x}{2} \sigma_b \left( h-a-\frac{x}{3} \right) - f_e' \sigma_b' (h-2a) + f_e' \sigma_e' (h-2a).$$

Hierin bedeutet  $\sigma_b'$  die Betondruckspannung in mittlerer Höhe der oberen Eiseneinlage und ist bestimmt durch

$$\sigma_b' = \frac{x-a}{x} \sigma_b.$$

Da ferner

$$\sigma_e' = \frac{n(x-a)}{x} \sigma_b,$$

so wird

$$19) \quad M = \left[ \frac{b x}{2} \left( h-a-\frac{x}{3} \right) + (n-1) f_e' \cdot \frac{x-a}{x} (h-2a) \right] \sigma_b.$$

Vernachlässigt man die geringe Querschnittsverminderung des Betondruckgurtes durch die oberen Eiseneinlagen, so geht Gleichung 17) über in

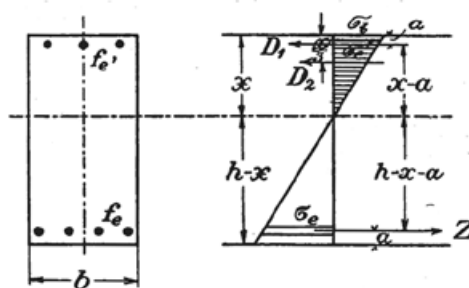


Abb. 3.

$$20) \quad x = -\frac{n(f_e + f_e')}{b} + \sqrt{\left(\frac{n(f_e + f_e')}{b}\right)^2 + \frac{2 \cdot n}{b} (f_e' \cdot a + f_e (h - a))}$$

und Gleichung 19) in

$$21) \quad M = \left[ \frac{b x}{2} \left( h - a - \frac{x}{3} \right) + n f_e' \frac{x - a}{x} (h - 2a) \right] \sigma_b.$$

Hat man bei gegebenem Angriffsmoment aus Gleichung 21)  $\sigma_b$  berechnet, so finden sich die Spannungen  $\sigma_e$  und  $\sigma_e'$  leicht aus dem Gesetz, daß sich die Spannungen wie die Abstände von der Nulllinie verhalten. Hat man bei gegebener Betondruckspannung  $\sigma_b$  den Wert des Angriffsmoments ermittelt, so finden sich die Spannungen  $\sigma_e$  und  $\sigma_e'$  aus

$$22) \quad M = f_e \sigma_e \left( h - a - \frac{x}{3} \right) \pm f_e' \sigma_e' \left( \frac{x}{3} - a \right)$$

oder da

$$\sigma_e' = \frac{x - a}{h - a - x} \sigma_e,$$

$$23) \quad M = \left[ f_e \left( h - a - \frac{x}{3} \right) \pm f_e' \frac{x - a}{h - a - x} \left( \frac{x}{3} - a \right) \right] \sigma_e.$$

Man kann auch den gemeinsamen Schwerpunkt des Betons und der Eiseneinlage in der Druckzone bestimmen aus

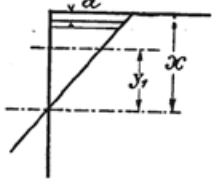


Abb. 4.

$$24) \quad y_1 = \frac{\frac{b x}{2} \cdot \frac{2}{3} x \sigma_b + \sigma_e' f_e' (x - a)}{\frac{b x}{2} \sigma_b + \sigma_e' f_e'}$$

$$= \frac{\frac{b x^3}{3} + n f_e' (x - a)^2}{\frac{b x^2}{2} + n f_e' (x - a)},$$

dann wird

$$25) \quad M = f_e \sigma_e (h - a - x + y_1).$$

#### b. Mit Berücksichtigung der Betonzugspannungen.

Bei einfacher Eiseneinlage wird entsprechend Gleichung 1) (vergl. Abb. 5):

$$26) \quad \frac{b x^2}{2} = \frac{b (h - x)^2}{2} + n f_e (h - a - x),$$

also

$$27) \quad x = \frac{\frac{b h^2}{2} + n f_e (h - a)}{b h + n f_e}.$$

Aus der Gleichsetzung der Zug- und Druckkräfte folgt

$$28) \quad \frac{b x}{2} \sigma_{bd} = b \cdot \frac{h - x}{2} \sigma_{bz} + \sigma_e f_e$$

und aus der Proportionalität von Dehnungen und Spannungen

$$29) \quad \sigma_{bz} = \frac{h - x}{x} \cdot \sigma_{bd}.$$

$$29 a) \quad \sigma_e = n \cdot \frac{h - a - x}{x} \sigma_{bd}.$$

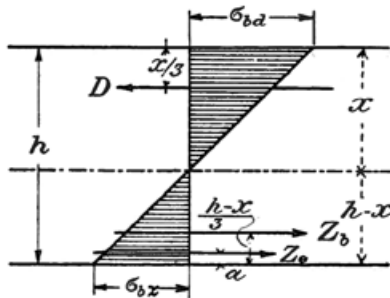


Abb. 5.

Die Momentengleichung für die Nulllinie wird dann

$$30) \quad M = \frac{bx}{2} \sigma_{bd} \cdot \frac{2}{3} x + b \cdot \frac{h-x}{2} \sigma_{bz} \cdot \frac{2}{3} (h-x) + \sigma_e f_e (h-a-x),$$

woraus mit Hilfe von Gleichung 29) und 29 a) folgt:

$$31) \quad M = \frac{\sigma_{bd}}{x} \left[ \frac{bx^3}{3} + \frac{b(h-x)^3}{3} + n f_e (h-a-x)^2 \right].$$

Ist  $M$  gegeben, so folgt zunächst aus Gleichung 31)  $\sigma_{bd}$  und dann mit Gleichung 29) und 29 a)  $\sigma_{bz}$  und  $\sigma_e$ .

Bei Plattenbalken wird, wenn die Nulllinie durch den Steg geht:

$$32) \quad x = \frac{b_1 \frac{h^2}{2} + (b-b_1) \frac{d^2}{2} + n f_e (h-a)}{b_1 h + (b-b_1) d + n f_e},$$

$$33) \quad M = b \cdot \frac{\sigma_0 + \sigma_u}{2} \cdot d \cdot y + b_1 \frac{\sigma_u}{2} \cdot \frac{2}{3} (x-d)^2 + b_1 \frac{h-x}{2} \cdot \sigma_{bz} \cdot \frac{2}{3} (h-x) + \sigma_e f_e (h-a-x),$$

$$33 a) \quad M = \frac{\sigma_0}{x} \left[ \frac{b}{2} \cdot d (2x-d) \cdot y + \frac{b_1}{3} ((x-d)^3 + (h-x)^3) + n f_e (h-a-x)^2 \right],$$

$$34) \quad \sigma_{bz} = \frac{h-x}{x} \cdot \sigma_0,$$

$$34 a) \quad \sigma_e = n \cdot \frac{h-a-x}{x} \cdot \sigma_0.$$

Zur Ermittlung der Querschnittsabmessungen bei gegebenem Angriffsmoment sind diese Gleichungen sehr unbequem. Sind  $b$ ,  $b_1$ ,  $h$  und  $f_e$  gegeben und macht man zur Voraussetzung, daß die Nulllinie in die Unterkante der Platte fällt, so wird

$$35) \quad \frac{bx^2}{2} = b_1 \frac{(h-x)^2}{2} + n f_e (h-a-x),$$

woraus

$$36) \quad \frac{b-b_1}{2} \cdot x^2 + (b_1 h + n f_e) x = \frac{b_1 h^2}{2} + n f_e (h-a).$$

Hieraus ist  $x$ , also die Plattenstärke zu finden.

Die auftretenden Spannungen finden sich dann aus

$$37) \quad M = \frac{\sigma_0}{x} \left[ \frac{bx^3}{3} + b_1 \frac{(h-x)^3}{3} + n f_e (h-a-x)^2 \right]$$

sowie aus den Gleichungen 34) und 34 a).

Werden Eisenstäbe auch in der Druckzone angebracht, so wird bei Balken und Platten (vergl. Abb. 6)

$$38) \quad x = \frac{\frac{bh^2}{2} + (n-1) [f_e' \cdot a + f_e (h-a)]}{bh + (n-1) (f_e' + f_e)}.$$

$$39) \quad M = \left[ \frac{bx^3}{3} + \frac{b(h-x)^3}{3} + (n-1) (f_e' (x-a)^2 + f_e (h-a-x)^2) \right] \frac{\sigma_{bd}}{x}.$$

Sind die oberen und unteren Eisenstäbe von gleichem Querschnitt, so wird  $x = \frac{h}{2}$  und

$$40) \quad M = \left[ \frac{bh^2}{6} + \frac{4(n-1)f_e}{h} \left( \frac{h}{2} - a \right)^2 \right] \sigma_{bd}.$$

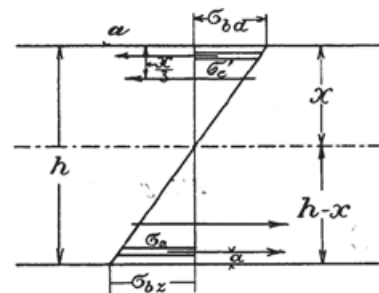


Abb. 6.

Für die am häufigsten vorkommenden Bauteile, Platten und Balken von rechteckigem Querschnitt und mit Eiseneinlagen nur auf der Zugseite, lassen sich Vereinfachungen der Ausdrücke 2), 4) und 5) auf folgende Weise erzielen. Ist das Angriffsmoment sowie der Querschnitt des Betonkörpers und der Eisenstäbe gegeben und will man hiernach die auftretenden Spannungen ermitteln, so werde zur Vereinfachung  $f_e = \frac{b(h-a)}{m}$  gesetzt, wobei  $m = \frac{b(h-a)}{f_e}$  aus den gegebenen Abmessungen zu erhalten ist. Für verschiedene Werte  $m$  läßt sich hiernach folgende Zusammenstellung der zugehörigen Werte von  $x$ ,  $\sigma_b$  und  $\sigma_e$  benutzen.

Zusammenstellung I.

Werte von $f_e$	Zugehörige Werte von $x$	Spannungen $\sigma_b$	Spannungen $\sigma_e$
$\frac{b(h-a)}{100}$	0,418 (h-a)	$5,559 \cdot \frac{M}{b(h-a)^2}$	$116 \frac{M}{b(h-a)^2} = 20,867 \sigma_b$
$\frac{b(h-a)}{110}$	0,403 (h-a)	$5,735 \cdot \frac{M}{b(h-a)^2}$	$127 \frac{M}{b(h-a)^2} = 22,145 \sigma_b$
$\frac{b(h-a)}{120}$	0,391 (h-a)	$5,895 \cdot \frac{M}{b(h-a)^2}$	$138 \frac{M}{b(h-a)^2} = 23,409 \sigma_b$
$\frac{b(h-a)}{130}$	0,379 (h-a)	$6,040 \cdot \frac{M}{b(h-a)^2}$	$149 \frac{M}{b(h-a)^2} = 24,668 \sigma_b$
$\frac{b(h-a)}{140}$	0,368 (h-a)	$6,194 \cdot \frac{M}{b(h-a)^2}$	$160 \frac{M}{b(h-a)^2} = 25,831 \sigma_b$
$\frac{b(h-a)}{150}$	0,358 (h-a)	$6,344 \cdot \frac{M}{b(h-a)^2}$	$170 \frac{M}{b(h-a)^2} = 26,797 \sigma_b$
$\frac{b(h-a)}{160}$	0,349 (h-a)	$6,485 \cdot \frac{M}{b(h-a)^2}$	$181 \frac{M}{b(h-a)^2} = 27,911 \sigma_b$
$\frac{b(h-a)}{170}$	0,341 (h-a)	$6,617 \cdot \frac{M}{b(h-a)^2}$	$192 \frac{M}{b(h-a)^2} = 29,016 \sigma_b$
$\frac{b(h-a)}{180}$	0,333 (h-a)	$6,756 \cdot \frac{M}{b(h-a)^2}$	$203 \frac{M}{b(h-a)^2} = 30,049 \sigma_b$
$\frac{b(h-a)}{190}$	0,326 (h-a)	$6,883 \cdot \frac{M}{b(h-a)^2}$	$213 \frac{M}{b(h-a)^2} = 30,946 \sigma_b$
$\frac{b(h-a)}{200}$	0,320 (h-a)	$7,000 \cdot \frac{M}{b(h-a)^2}$	$224 \frac{M}{b(h-a)^2} = 32,000 \sigma_b$

Werden bei gegebenem Angriffsmoment und angenommenen Beton- und Eisen- spannungen die Querschnittsabmessungen gesucht, so findet sich aus Gleichung 6) zunächst  $x = s(h-a)$ , wenn  $s = \frac{n \sigma_b}{\sigma_e + n \sigma_b}$  gesetzt wird. Dieser Wert, in Gleichung 4) eingesetzt, ergibt

$$41) \quad h-a = \sqrt{\frac{2}{\left(1 - \frac{s}{3}\right) s \cdot \sigma_b}} \cdot \sqrt{\frac{M}{b}} = r \sqrt{\frac{M}{b}}$$

Der Ausdruck für  $f_e$  findet sich aus Gleichung 5) zu

$$f_e = \frac{M}{\sigma_e \left( h-a - \frac{s(h-a)}{3} \right)}$$

oder wenn  $h-a = r \sqrt{\frac{M}{b}}$  eingesetzt wird, zu

$$42) \quad f_e = \frac{1}{r \left(1 - \frac{s}{3}\right) \sigma_e} \cdot \sqrt{M \cdot b} = t \sqrt{M b}$$

Die hiernach für verschiedene Spannungen  $\sigma_e$  und  $\sigma_b$  sich ergebenden Werte von  $x$ ,  $h - a$  und  $f_e$  zeigt nachfolgende Zusammenstellung.

Zusammenstellung II.

Werte in kg/qcm von		Zugehörige Werte von $x = s (h - a)$	Zugehörige Werte von $h - a = r \sqrt{\frac{M}{b}}$	Zugehörige Werte von $f_e = t \sqrt{M b}$
$\sigma_e$	$\sigma_b$			
1000	45	0,403 (h - a)	0,357 $\sqrt{\frac{M}{b}}$	0,00324 $\sqrt{M b}$
1000	44	0,398 (h - a)	0,363 $\sqrt{\frac{M}{b}}$	0,00317 $\sqrt{M b}$
1000	42	0,387 (h - a)	0,376 $\sqrt{\frac{M}{b}}$	0,00306 $\sqrt{M b}$
1000	40	0,375 (h - a)	0,390 $\sqrt{\frac{M}{b}}$	0,00293 $\sqrt{M b}$
1000	38	0,363 (h - a)	0,406 $\sqrt{\frac{M}{b}}$	0,00280 $\sqrt{M b}$
1000	36	0,351 (h - a)	0,423 $\sqrt{\frac{M}{b}}$	0,00267 $\sqrt{M b}$
1000	34	0,338 (h - a)	0,443 $\sqrt{\frac{M}{b}}$	0,00254 $\sqrt{M b}$
1000	32	0,325 (h - a)	0,464 $\sqrt{\frac{M}{b}}$	0,00242 $\sqrt{M b}$
1000	30	0,310 (h - a)	0,490 $\sqrt{\frac{M}{b}}$	0,00228 $\sqrt{M b}$
1000	28	0,296 (h - a)	0,518 $\sqrt{\frac{M}{b}}$	0,00214 $\sqrt{M b}$
1000	26	0,280 (h - a)	0,550 $\sqrt{\frac{M}{b}}$	0,00200 $\sqrt{M b}$
1000	24	0,265 (h - a)	0,585 $\sqrt{\frac{M}{b}}$	0,00187 $\sqrt{M b}$
1000	22	0,248 (h - a)	0,632 $\sqrt{\frac{M}{b}}$	0,00173 $\sqrt{M b}$
1000	20	0,230 (h - a)	0,686 $\sqrt{\frac{M}{b}}$	0,00159 $\sqrt{M b}$
900	40	0,400 (h - a)	0,380 $\sqrt{\frac{M}{b}}$	0,00337 $\sqrt{M b}$
900	35	0,368 (h - a)	0,420 $\sqrt{\frac{M}{b}}$	0,00302 $\sqrt{M b}$
900	30	0,333 (h - a)	0,475 $\sqrt{\frac{M}{b}}$	0,00263 $\sqrt{M b}$
900	25	0,294 (h - a)	0,549 $\sqrt{\frac{M}{b}}$	0,00224 $\sqrt{M b}$

Werte in kg/qcm von		Zugehörige Werte von $x = s (h - a)$	Zugehörige Werte von $h - a = r \sqrt{\frac{M}{b}}$	Zugehörige Werte von $f_e = t \sqrt{M b}$
$\sigma_e$	$\sigma_b$			
900	20	0,250 ( $h - a$ )	0,660 $\sqrt{\frac{M}{b}}$	0,00184 $\sqrt{M b}$
800	40	0,429 ( $h - a$ )	0,367 $\sqrt{\frac{M}{b}}$	0,00397 $\sqrt{M b}$
800	35	0,396 ( $h - a$ )	0,408 $\sqrt{\frac{M}{b}}$	0,00353 $\sqrt{M b}$
800	30	0,360 ( $h - a$ )	0,459 $\sqrt{\frac{M}{b}}$	0,00309 $\sqrt{M b}$
800	25	0,319 ( $h - a$ )	0,530 $\sqrt{\frac{M}{b}}$	0,00264 $\sqrt{M b}$
800	20	0,273 ( $h - a$ )	0,635 $\sqrt{\frac{M}{b}}$	0,00217 $\sqrt{M b}$

Bei Plattenbalken lassen sich die Zusammenstellungen ebenfalls anwenden, wenn die Nulllinie in die Unterkante der Platte fällt, oder wenn man eine solche Lage der Nulllinie zur Bedingung macht.

**B. Zentrischer Druck.**

Ist  $F$  der Querschnitt der gedrückten Betonfläche und  $f_e$  der der gesamten gedrückten Eiseneinlage, so wird die zulässige Belastung

43) 
$$P = (F + n f_e) \cdot \sigma_b,$$

also

44) 
$$\sigma_e = \frac{P}{F + n f_e},$$

45) 
$$\sigma_e = n \sigma_b = \frac{n P}{F + n f_e}.$$

**C. Exzentrischer Druck.**

Die Berechnung erfolgt wie bei homogenem Baustoff, wenn in den Ausdrücken für die Querschnittsfläche und das Trägheitsmoment der Querschnitt der Eiseneinlagen mit seinem  $n$ -fachen Werte zum Betonquerschnitt hinzugerechnet wird. Auftretende Zugspannungen müssen durch die Eiseneinlagen aufgenommen werden können.

**D. Beispiele.**

1. Bei einer 2 m weit freiliegenden Wohnhausdecke von 10 cm Stärke und mit Eiseneinlagen von 5,02 qcm Querschnitt auf 1 m Deckenbreite (10 Stück Rundeseisen von je 8 mm Durchmesser) und mit 1,5 cm Abstand der Balkenunterkante von der Mitte der Eisenstäbe sollen die auftretenden größten Spannungen im Beton und im Eisen ermittelt werden.

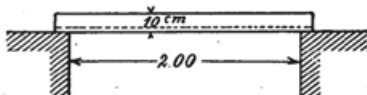


Abb. 7.

Das Eigengewicht der Decke für 1 qm	ist 0,10 · 2400	. . . . .	240 kg
dazu Überschüttung mit gewalzter Schlacke in 10 cm Stärke		. . . . .	60 „
3,3 cm starker Holzfußboden mit Lagern		. . . . .	20 „
1,2 cm starker Putz		. . . . .	20 „
Nutzlast		. . . . .	250 „
			Zusammen 590 kg.

— 364 —

$$\begin{aligned} \text{Dann ist } M &= \frac{590 \cdot 2,1^2 \cdot 100}{8} = 32\,500 \text{ kgcm,} \\ x &= \frac{15 \cdot 5,02}{100} \left[ \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 100 \cdot 8,5}{15 \cdot 5,02}} - 1 \right] = 2,9 \text{ cm,} \\ \sigma_b &= \frac{2 \cdot 32\,500}{100 \cdot 2,9 (8,5 - 0,97)} = 29,8 \text{ kg/qcm,} \\ \sigma_e &= \frac{32\,500}{5,02 (8,5 - 0,97)} = 860 \text{ kg/qcm.} \end{aligned}$$

Die Betondruckspannung von 29,8 kg/qcm ist zulässig, wenn der verwendete Beton eine Druckfestigkeit von  $6 \cdot 29,8 = 178,8$  kg/qcm besitzt.

Bei Benutzung der Zusammenstellung I findet sich, da  $f_c = 5,02$ , also

$$\begin{aligned} m &= \frac{100 \cdot 8,5}{5,02} = \text{rd. } 170 \text{ ist,} \\ \sigma_b &= \frac{6,617 \cdot 32\,500}{100 \cdot 8,5^2} = 29,8 \text{ kg/qcm,} \\ \sigma_e &= 29,016 \cdot 29,8 = 865 \text{ kg/qcm.} \end{aligned}$$

Um die auftretenden Schub- und Haftspannungen am Auflager zu untersuchen, ist zunächst die Schubkraft  $V = \frac{590 \cdot 2,00}{2} = 590$  kg zu ermitteln. Die Schubspannung

$$\text{ist dann } \tau_0 = \frac{V}{b \left( h - a - \frac{x}{3} \right)} = \frac{590}{100 \left( 8,5 - \frac{2,9}{3} \right)} = 0,78 \text{ kg/qcm.}$$

Dann ist die Haftspannung

$$\tau_1 = \frac{b \cdot \tau_0}{u},$$

wobei  $u$  den Umfang der Eiseneinlagen bedeutet.

$$\tau_1 = \frac{100 \cdot 0,78}{10 \cdot 0,8 \cdot 3,14} = 3,10 \text{ kg/qcm.}$$

Weder Schub- noch Haftspannung erreicht die zulässigen Werte.

**2.** Es sei eine frei aufliegende ebene Deckenplatte mit einfacher Eiseneinlage von 2 m Spannweite gegeben. Die Nutzlast sei 1000 kg/qm für ein Fabrikgebäude. Die erforderliche Stärke der Betonplatte und der Eiseneinlage soll unter der Voraussetzung ermittelt werden, daß der zu verwendende Beton eine Druckfestigkeit von 180 kg/qcm besitzt.

Für die Berechnung des Eigengewichts der Decke werde die Dicke der Platte einstweilen zu 18 cm angenommen, so daß die in Rechnung zu stellende Stützweite 2,18 m ist.

Das Eigengewicht der Platte für 1 qm ist

0,18 · 2400 =	. . . . .	432 kg
dazu Überschüttung mit gewalzter Schlacke, in 20 cm Höhe	. . . . .	120 „
2,5 cm starker Zementestrich, rund	. . . . .	48 „
	Zusammen	600 kg

$$\text{Dann ist } M = \frac{600 + 1,5 \cdot 1000}{8} \cdot 2,18^2 \cdot 100 = 124\,700 \text{ kgcm.}$$

Da  $\sigma_b = \frac{180}{6} = 30$  und  $\sigma_e = 1000$  kg/qcm zulässig sind, so wird nach Gleichung 6):

$$x = \frac{15 \cdot 30}{1000 + 15 \cdot 30} (h - a) = 0,31 (h - a)$$

und nach Gleichung 41):

$$h - a = \sqrt{\frac{2}{\left(1 - \frac{0,31}{3}\right) \cdot 0,31 \cdot 30}} \cdot \sqrt{\frac{124\,700}{100}} = 17,3 \text{ cm.}$$



$f_e$  findet sich nach Gleichung 1) zu

$$f_e = \frac{bx^2}{2n(h-a-x)} = \frac{100 \cdot 0,31^2 \cdot 17,3^2}{2 \cdot 15 (17,3 - 0,31 \cdot 17,3)} = 8 \text{ qcm.}$$

Es sind 9 Stück Rundeisen von 11 mm Durchmesser mit einem Gesamtquerschnitt von 8,55 qcm zu verwenden. Die Gesamtdeckenstärke ist wegen der erforderlichen Deckung der Eisen auf 19 cm zu vergrößern.

Aus der Zusammenstellung II hätte sich für  $\sigma_e = 1000$  und  $\sigma_b = 30$  gefunden

$$h - a = 0,49 \sqrt{1247} = 17,3 \text{ cm,}$$

$$f_e = 0,00228 \sqrt{12470000} = 8 \text{ qcm.}$$

Die Querkraft am Auflager ist

$$V = 600 + 1,5 \cdot 1000 = 2100 \text{ kg.}$$

Die Schubspannung

$$\tau_0 = \frac{2100}{100 \left( 17,3 - \frac{0,31 \cdot 17,3}{3} \right)} = 1,36 \text{ kg/qcm.}$$

Die Haftspannung

$$\tau_1 = \frac{100 \cdot 1,36}{9 \cdot 1,1 \cdot 3,14} = 4,38 \text{ kg/qcm.}$$

3. Die unter 2. berechnete Decke werde darauf untersucht, welche Spannungen unter der Voraussetzung entstehen, daß der Beton Zugspannungen aufzunehmen vermag.

Nach Gleichung 27) ist für die Mitwirkung des Betons auf Zug

$$x = \frac{\frac{100 \cdot 19^2}{2} + 15 \cdot 8,55 \cdot 17,3}{100 \cdot 19 + 15 \cdot 8,55} = 10,02 \text{ cm}$$

und nach Gleichung 31):

$$\sigma_{bd} = \frac{124700 \cdot 10,02}{100 \cdot 10,02^3 + \frac{100 \cdot 8,98^3}{3} + 15 \cdot 8,55 \cdot 7,28^2} = 19,4 \text{ kg/qcm,}$$

$$\sigma_{bz} = \frac{19 - 10,02}{10,02} \cdot 19,4 = 17,4 \text{ kg/qcm,}$$

$$\sigma_e = \frac{15 (17,3 - 10,02)}{10,02} \cdot 19,4 = 211,4 \text{ kg/qcm.}$$

Die Zugspannung des Betons von 17,4 kg/qcm ist zulässig, wenn seine Zugfestigkeit von  $\frac{3}{2} \cdot 17,4 = 26,1$  kg/qcm durch Zugversuche nachgewiesen wird; ist dieser Nachweis nicht erbracht, so muß der zu verwendende Beton eine Druckfestigkeit von  $10 \cdot 17,4 = 174$  kg/qcm besitzen. Die Druckfestigkeit muß indessen wegen der angenommenen Druckspannung von 30 kg bereits 180 kg/qcm betragen.

Um die Schubspannung in Höhe der Nulllinie zu finden, ist zunächst der Abstand  $z$  von Zug- und Druckmittelpunkt zu suchen. Dieser findet sich aus der Bedingung  $M = D \cdot z$ , wo  $D = \frac{bx}{2} \cdot \sigma_b = \frac{100 \cdot 19,4 \cdot 10,02}{2} = 9720$ ;

$$\text{also } z = \frac{124700}{9720} = 12,83 \text{ cm.}$$

$$\text{Dann ist } \tau_0 = \frac{2100}{100 \cdot 12,83} = 1,64 \text{ kg/qcm.}$$

Die Schubkraft ist in Höhe der Eiseneinlagen bei Mitwirkung von Betonzug etwas kleiner. Allgemein ist

$$\tau_0 = \frac{V \cdot S}{\mathcal{I} \cdot b},$$

wobei  $S$  das statische Moment des oberhalb der untersuchten Schicht befindlichen Querschnittes,  $\mathcal{I}$  das Trägheitsmoment des ganzen Querschnitts ist. Also ist für die Schicht in Höhe der Eiseneinlage

— 366 —

$$S = 100 \left( \frac{8,98^2}{2} - \frac{7,28^2}{2} \right) + 15 \cdot 8,55 \cdot 7,28 = 3698.$$

$$\mathcal{F} \text{ ist } = \frac{M \cdot x}{\sigma_b} = \frac{124\,700 \cdot 10,02}{19,4} = 64\,420,$$

also 
$$\tau_0' = \frac{2100 \cdot 3698}{64\,420 \cdot 100} = 1,21 \text{ kg/qcm.}$$

Die Haftspannung ist dann

$$\tau_1' = \frac{100 \cdot 1,21}{9 \cdot 1,1 \cdot 3,14} = 4 \text{ kg/qcm.}$$

4. Ein Eisenbetonbalken von 4 m Spannweite und mit nebenstehenden Abmessungen sei einem Angriffsmoment von 120 000 kgcm ausgesetzt; es sollen die größte Betondruckspannung und die Spannungen in den Eiseneinlagen bei Vernachlässigung der Betonzugspannungen ermittelt werden.

Nach Gleichung 17) wird

$$x = - \frac{14 \cdot 1,51 + 15 \cdot 4,52}{20} + \sqrt{\left( \frac{14 \cdot 1,51 + 15 \cdot 4,52}{20} \right)^2 + \frac{2}{20} (14 \cdot 1,51 \cdot 3 + 15 \cdot 4,52 \cdot 33)} = 11,35 \text{ cm.}$$

Nach Gleichung 19) ist dann

$$\sigma_b = \frac{120\,000}{\frac{20 \cdot 11,35}{2} (33 - 3,78) + 14 \cdot 1,51 \cdot \frac{8,35}{11,35} \cdot 30} = 31,7 \text{ kg/qcm,}$$

$$\sigma_e' = \frac{15 \cdot 8,35}{11,35} \cdot 31,7 = 350 \text{ kg/qcm,}$$

$$\sigma_e = \frac{21,65}{8,35} \cdot 350 = 908 \text{ kg/qcm.}$$

Zur Berechnung der Schubspannung ist der Abstand  $y_1$  aus Gleichung 24) zu ermitteln zu

$$y_1 = \frac{\frac{20 \cdot 11,37^3}{3} + 14 \cdot 8,37^2 \cdot 1,51}{\frac{20 \cdot 11,37^2}{2} + 14 \cdot 8,37 \cdot 1,51} = 7,67 \text{ cm.}$$

Da die Belastung für 1 m Länge 600 kg beträgt, so wird  $V = 2 \cdot 600 = 1200$  kg und

$$\tau_0 = \frac{1200}{20 (21,65 + 7,67)} = 2,05 \text{ kg/qcm,}$$

$$\tau_1 = \frac{20 \cdot 2,05}{4 \cdot 1 \cdot 3,14} = 3,27 \text{ kg/qcm.}$$

An den oberen Eiseneinlagen wird, da  $S = 20 \cdot \frac{11,35^2 - 8,35^2}{2} + 15 \cdot 1,51 \cdot$

$$8,35 = 780 \text{ und } \mathcal{F} = \frac{120\,000 \cdot 11,35}{31,7} = 42\,970 \text{ ist,}$$

$$\tau_0' = \frac{1200 \cdot 780}{20 \cdot 42\,970} = 1,09 \text{ kg/qcm,}$$

$$\tau_1' = \frac{20 \cdot 1,09}{3 \cdot 0,8 \cdot 3,14} = 2,9 \text{ kg/qcm.}$$

Werden Betonzugspannungen berücksichtigt, so wird nach Gleichung 38):

$$x = \frac{\frac{20 \cdot 36^2}{2} + 14 (1,51 \cdot 3 + 4,52 \cdot 33)}{20 \cdot 36 + 14 (1,51 + 4,52)} = 18,8 \text{ cm;}$$

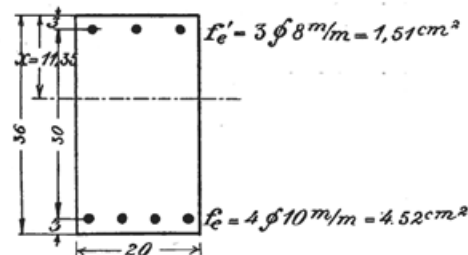


Abb. 8.

nach Gleichung 39) wird dann

$$\sigma_{bd} = \frac{120\,000 \cdot 18,8}{\frac{20 \cdot 18,8^3}{3} + \frac{20 \cdot 17,2^3}{3} + 14 (1,51 \cdot 15,8^2 + 4,52 \cdot 14,2^2)} = 23,4 \text{ kg/qcm,}$$

$$\sigma_{bz} = \frac{17,2}{18,8} \cdot 23,4 = 21,4 \text{ kg/qcm,}$$

$$\sigma_e = 15 \cdot \frac{14,2}{17,2} \cdot 21,4 = 265 \text{ kg/qcm.}$$

Die Schubspannung in Höhe der oberen Eiseneinlage wird, da  $\mathcal{F} = 96\,410$  ist,

$$\tau_0 = \frac{1200}{96\,410} \left( \frac{18,8^2 - 15,8^2}{2} + \frac{15 \cdot 1,51 \cdot 15,8}{20} \right) = 0,87 \text{ kg/qcm}$$

und die Haftspannung

$$\tau_1 = \frac{20 \cdot 0,87}{3 \cdot 0,8 \cdot 3,14} = 2,3 \text{ kg/qcm.}$$

In der Nulllinie wird

$$\tau_0 = \frac{1200}{96\,410} \left( \frac{18,8^2}{2} + \frac{15 \cdot 1,51 \cdot 15,8}{20} \right) = 2,4 \text{ kg/qcm.}$$

5. Ein Deckenfeld von 3 m Breite und 4 m Länge soll mit einer ringsum aufliegenden ebenen Betonplatte mit gekreuzten, zu den Seiten parallel laufenden Eiseneinlagen überdeckt werden. Nutz- und volle Eigenlast betrage 600 kg/qm. Es soll die erforderliche Stärke der Decke und der Eiseneinlagen bestimmt werden.

Das Angriffsmoment, bezogen auf die kürzere Spannweite, ist

$$M = \frac{600 \cdot 3,1^2 \cdot 100}{12} = 48\,050 \text{ kgcm.}$$

Zugelassene Spannungen seien  $\sigma_e = 1000$  und  $\sigma_b = 40$  kg/qcm. Dann wird nach Zusammenstellung II

$$h - a = 0,39 \sqrt{\frac{48\,050}{100}} = 8,54 \text{ cm,}$$

$$f_e = 0,00293 \sqrt{48\,050\,000} = 6,42 \text{ qcm.}$$

Die Deckenstärke ist auf 10 cm zu bringen. Als Eiseneinlagen nach der Richtung der kürzeren Seite werden zehn Stück Rundeseisen von 9 mm mit dem Gesamtquerschnitt von 6,36 qcm auf 1 m Breite verwendet. Die Längseisen können geringere, etwa im umgekehrten Verhältnis der Länge und Breite der Decke stehende Stärken erhalten. Es genügen acht Stück Rundeseisen derselben Stärke auf 1 m Deckenbreite.

6. Ein Plattenbalken von nebenstehenden Abmessungen sei bei 7,5 m Spannweite und 7,8 m Stützweite durch eine Nutzlast von 500 kg auf 1 m Länge in einem Geschäftshause belastet. Die Eiseneinlagen, bestehend aus 6 Rundeseisen von 2,5 cm Durchmesser, haben einen Gesamtquerschnitt von 29,45 qcm. Es sollen die größten im Beton und im Eisen auftretenden Spannungen ermittelt werden.

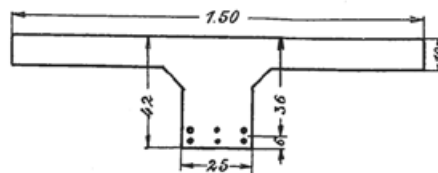


Abb. 9.

Das Eigengewicht setzt sich zusammen aus

dem Gewicht des Plattenbalkens von $(1,5 \cdot 0,1 + 0,32 \cdot 0,25) \cdot 2400 =$	552 kg
dem Gewicht der Überschüttung, 6 cm hohe gewalzte Schlacke	36 kg
dem Gewicht des Zementfußbodens von 2 cm Stärke . . . . .	40 „
dem Gewicht des Deckenputzes . . . . .	14 „
für 1 qm zusammen	90 kg

also für 1,5 qm  $1,5 \cdot 90 =$  . . . . . 135 kg

dazu Nutzlast . . . . . 500 „

zusammen 1187 kg

oder rund 1200 kg für 1 m Balkenlänge.

— 368 —

Daher ist  $M = \frac{1200 \cdot 7,8^2 \cdot 100}{8} = 912\,600 \text{ kgcm}$ ,  
 nach Gleichung 11) ist

$$x = \frac{\frac{150 \cdot 10^2}{2} + 15 \cdot 29,45 \cdot 36}{150 \cdot 10 + 15 \cdot 29,45} = 12,05 \text{ cm},$$

nach Gleichung 13):

$$y = 12,05 - 5 + \frac{10^2}{6(2 \cdot 12,05 - 10)} = 8,23 \text{ cm},$$

mithin nach Gleichung 14):

$$\sigma_e = \frac{912\,600}{29,45(36 - 12,05 + 8,23)} = 963 \text{ kg/qcm}$$

und nach Gleichung 15):

$$\sigma_b = \frac{12,05}{15(36 - 12,05)} \cdot 963 = 32,3 \text{ kg/qcm}.$$

Die Querkraft am Auflager ist

$$V = \frac{7,5 \cdot 1200}{2} = 4500 \text{ kg},$$

daher die Schubspannung im Beton

$$\tau_0 = \frac{V}{b_1(h - a - x + y)} = \frac{4500}{25(36 - 12,05 + 8,23)} = 5,6 \text{ kg/qcm}.$$

Der zulässige Wert der Schubspannung wird also etwas überschritten. Es empfiehlt sich, zwei der oberen Eiseneinlagen an den Enden aufzubiegen. Die Stelle, wo mit dem Aufbiegen zu beginnen ist, findet sich aus der Bedingung, daß an dieser Stelle die Querkraft  $V_1$  nur sein darf

$$\frac{4500 \cdot 4,5}{5,6} = 3616 \text{ kg}.$$

Dies ist erfüllt bei  $\frac{4500 - 3616}{1200} = 0,74 \text{ m}$  Entfernung vom Auflager.

Die von den aufgebogenen Eisenstäben aufzunehmende Gesamtzugkraft  $Z$  ist gleich der zu übertragenden Schubkraft, d. i.

$$Z = \frac{74}{\sqrt{2}} (5,6 - 4,5) \frac{1}{2} \cdot 25 = 720 \text{ kg}.$$

Die Spannung der aufgebogenen Stäbe ist daher

$$\sigma_e = \frac{720}{2 \cdot 4,91} = 73 \text{ kg/qcm}.$$

Die Haftspannung an den vier unteren Rundeisen beträgt am Auflager

$$\tau_1 = \frac{b_1 \tau_0}{u} = \frac{25 \cdot 5,6}{4 \cdot 2,5 \cdot 3,14} = 4,5 \text{ kg/qcm}.$$

Will man auch in diesem Falle die auftretende Betonzugspannung ermitteln, so ist zunächst nach Gleichung 32)  $x$  zu bestimmen aus

$$x = \frac{\frac{25 \cdot 42^2}{2} + \frac{125 \cdot 10^2}{2} + 15 \cdot 29,45 \cdot 36}{25 \cdot 42 + 125 \cdot 10 + 15 \cdot 29,45} = 16,12 \text{ cm},$$

und nach Gleichung 13):

$$y = 16,12 - 5 + \frac{100}{6(32,24 - 10)} = 11,87 \text{ cm},$$

dann wird aus Gleichung 33a):

$$M = 912\,600 = \left[ \frac{150 \cdot 10 \cdot 11,87}{2} (2 \cdot 16,12 - 10) + \frac{25}{3} (6,12^3 + 25,88^3) + 15 \cdot 29,45 \cdot 19,88^2 \right] \frac{\sigma_b d}{16,12}$$

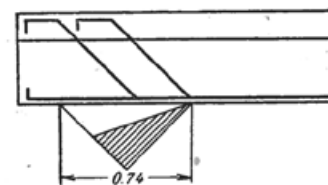


Abb. 10.

woraus

$$\sigma_{bd} = 28,4 \text{ kg/qcm},$$

$$\sigma_{bz} = \frac{25,88}{16,12} \cdot 28,4 = 45,6 \text{ kg/qcm},$$

$$\sigma_e = 15 \cdot \frac{19,88}{16,12} \cdot 28,4 = 525 \text{ kg/qcm}.$$

Die Spannung  $\sigma_{bz} = 45,6 \text{ kg/qcm}$  ist jedenfalls zu groß; die Stegbreite des Balkens und der Querschnitt der Eiseneinlagen müssten verstärkt werden.

7. Ein durchgehender Plattenbalken auf vier Stützen mit nachstehendem Querschnitt werde mit  $500 \text{ kg/m}$  in einem Geschäftshause belastet. Es sollen die größten im Beton und im Eisen auftretenden Spannungen ermittelt werden.

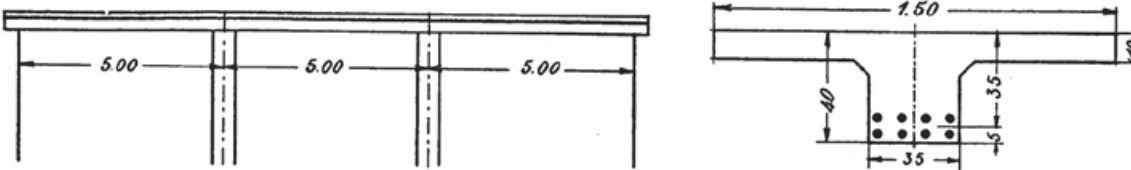


Abb. 11.

Das Eigengewicht für 1 m Balkenlänge beträgt  $(1,5 \cdot 0,10 + 0,3 \cdot 0,35) \cdot 2400 = 612 \text{ kg}$   
 dazu die übrige ständige Belastung wie im vorigen Beispiel . . . . . 135 „  
 zusammen 747 kg

oder rund  $750 \text{ kg}$  für 1 m Balkenlänge.

Die Berechnung wird nach dem üblichen Verfahren für durchgehende Balken von überall gleichem Trägheitsmoment ohne Rücksicht auf dessen Veränderlichkeit infolge der wechselnden Stärke und Lage der Eisenstäbe und etwaiger Verstärkung an den Stützen durchgeführt; derartige Abweichungen kommen der Sicherheit der Konstruktion zu gute.

Die Angriffsmomente sind:

a. bei 0,4 l der ersten Öffnung

$$\begin{aligned} M_g &= + 0,08 \cdot 750 \cdot 5,0^2 \cdot 100 = + 150\,000 \\ - M_p &= - 0,02 \cdot 500 \cdot 5,0^2 \cdot 100 = - 25\,000 \\ + M_p &= + 0,10 \cdot 500 \cdot 5,0^2 \cdot 100 = + 125\,000 \\ \text{daher } M_{max} &= + 275\,000, \end{aligned}$$

b. über der Mittelstütze

$$\begin{aligned} M_g &= - 0,10 \cdot 750 \cdot 5,0^2 \cdot 100 = - 187\,500 \\ - M_p &= - 0,11667 \cdot 500 \cdot 5,0^2 \cdot 100 = - 145\,838 \\ + M_p &= + 0,01667 \cdot 500 \cdot 5,0^2 \cdot 100 = + 20\,838 \\ \text{daher } M_{max} &= - 333\,338, \end{aligned}$$

c. in der Mittelöffnung

$$\begin{aligned} M_g &= + 0,025 \cdot 750 \cdot 5,0^2 \cdot 100 = + 46\,875 \\ - M_p &= - 0,05 \cdot 500 \cdot 5,0^2 \cdot 100 = - 62\,500 \\ + M_p &= + 0,075 \cdot 500 \cdot 5,0^2 \cdot 100 = + 93\,750 \\ \text{also } + M_{max} &= + 140\,625 \\ - M_{max} &= - 15\,625. \end{aligned}$$

Hiernach berechnen sich die Spannungen:

a. Bei 0,4 l der ersten Öffnung.

Die Eiseneinlage besteht aus acht Rundeseisen von 15 mm Durchmesser und  $14,14 \text{ qcm}$  Gesamtquerschnitt mit 5 cm Abstand von der Unterkante.

## — 370 —

Da die Nulllinie in die Platte fällt, wird ihre Lage mit Hilfe der Gleichung 2) gefunden zu

$$x = \frac{15 \cdot 14,14}{150} \left[ \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 150 \cdot 35}{15 \cdot 14,14}} - 1 \right] = 8,63 \text{ cm.}$$

$\sigma_b$  und  $\sigma_e$  ergeben sich dann aus den Gleichungen 4) und 5) zu

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 275000}{150 \cdot 8,63 \cdot 32,12} = 13,2 \text{ kg/qcm,}$$

$$\sigma_e = \frac{275000}{14,14 \cdot 32,12} = 606 \text{ kg/qcm.}$$

## b. Über der Zwischenstütze.

Für das negative Stützenmoment kommt, da der Beton keine Zugspannungen aufnehmen soll, nur der balkenförmige Teil des Querschnitts mit den nach oben verschobenen Eiseneinlagen in Betracht. Dabei werden zwei weitere Rundeisen von 15 mm Durchmesser eingelegt, so daß der Gesamteisenquerschnitt 17,67 qcm beträgt.

Die Ermittlung der Lage der Nulllinie erfolgt wieder nach Gleichung 2)

$$x = \frac{15 \cdot 17,67}{35} \left[ \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 35 \cdot 35}{15 \cdot 17,67}} - 1 \right] = 16,66 \text{ cm,}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 333338}{35 \cdot 16,66 \cdot 29,45} = 38,8 \text{ kg/qcm,}$$

$$\sigma_e = \frac{333338}{17,67 \cdot 29,45} = 640 \text{ kg/qcm.}$$

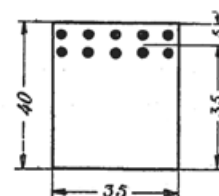


Abb. 12.

## c. In der Mittelöffnung.

Das positive Maximalmoment ist erheblich kleiner als bei 0,4 l der ersten Öffnung. Es genügen vier Rundeisen mit dem Gesamtquerschnitt 7,07 qcm.

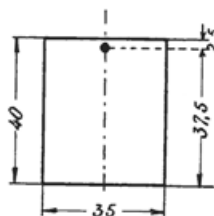


Abb. 13.

$$x = \frac{15 \cdot 7,07}{150} \left[ \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 150 \cdot 37,25}{15 \cdot 7,07}} - 1 \right] = 6,58 \text{ cm,}$$

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 140625}{150 \cdot 6,58 \cdot 35,06} = 8,1 \text{ kg/qcm,}$$

$$\sigma_e = \frac{140625}{7,07 \cdot 35,06} = 565 \text{ kg/qcm.}$$

Für das negative Moment – 15 625 genügt es, ein Rundeisen von 1 cm Durchmesser und 0,79 qcm Querschnitt in den oberen Teil zu legen. Dann wird

$$x = \frac{15 \cdot 0,79}{35} \left[ \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 35 \cdot 37,5}{15 \cdot 0,79}} - 1 \right] = 4,71 \text{ cm,}$$

$$\sigma_e = \frac{15625}{0,79 \cdot 35,93} = 550 \text{ kg/qcm.}$$

Will man auch hier, und zwar bei 0,4 l der letzten Öffnung, die auftretende Betonzugsspannung untersuchen, so ist zunächst

$$x = - \frac{\frac{35 \cdot 40^2}{2} + \frac{115 \cdot 10^2}{2} + 15 \cdot 14,14 \cdot 35}{35 \cdot 40 + 115 \cdot 10 + 15 \cdot 14,14} = 14,9 \text{ cm,}$$

$$y = 14,9 - 5 + \frac{10^2}{6(29,8 - 10)} = 10,74 \text{ cm.}$$

Dann ist nach Gleichung 33 a)

$$275000 = \frac{\sigma_{bd}}{14,9} \left[ \frac{150}{2} \cdot 10 \cdot 10,74 (29,8 - 10) + \frac{35}{3} (4,9^3 + 25,1^3) + 15 \cdot 14,14 \cdot 20,1^2 \right]$$

$$275000 = 29000 \sigma_{bd},$$

$$\sigma_{bd} = \frac{275\,000}{29\,000} = 9,5 \text{ kg/qcm,}$$

und

$$\sigma_{bz} = \frac{25,1}{14,9} \cdot 9,5 = 16 \text{ kg/qcm.}$$

Die Ermittlung der Schub- und Haftspannungen erfolgt überall wie bei den früheren Beispielen.

8. Ein Eisenbetonpfeiler von 30 . 30 cm Querschnitt mit 4 Rundeisenstäben von 16 qcm Gesamtquerschnitt sei mit 30 000 kg zentrisch belastet. Die auftretenden Beton- und Eisenspannungen sollen berechnet werden.

Nach Gleichung 43) bis 45) wird

$$30\,000 = \sigma_b (30 \cdot 30 + 15 \cdot 16),$$

$$\sigma_b = \frac{30\,000}{1140} = 26,3 \text{ kg/qcm,}$$

$$\sigma_e = 15 \cdot 26,3 = 395 \text{ kg/qcm.}$$

9. Derselbe Pfeiler soll auf Knicken untersucht werden, wenn seine Höhe 4 m beträgt.

In der Eulerschen Formel

$$P = \frac{\pi^2 E \mathcal{F}}{s l^2}$$

ist für den Beton  $E = \frac{2\,100\,000}{15} = 140\,000$

und  
anzusetzen,

$$s = \text{Sicherheitsgrad} = 10$$

$$\mathcal{F} = \frac{30^4}{12} + 15 \cdot 4 \cdot 4,0 \cdot 12^2 = 102\,060,$$

also

$$P = \frac{10 \cdot 140\,000 \cdot 102\,060}{10 \cdot 160\,000} = 89\,303 \text{ kg.}$$

Da  $P$  nach dem vorigen Beispiel nur 30 000 kg ist, so ist hinsichtlich des Betons keine Knickgefahr vorhanden. Damit auch bei den Eiseneinlagen ein Knicken nicht eintritt, muß sein

$$\frac{\pi^2 \cdot E \mathcal{F}}{5 l^2} = F \cdot k.$$

Die Spannung  $k$  des Eisens hatte sich oben zu 395 kg/qcm gefunden. Da beim Rundeisen

$$F = \frac{\pi d^2}{4} \text{ und } \mathcal{F} = \frac{\pi d^4}{64}$$

ist, so wird

$$\frac{\mathcal{F}}{F} = \frac{d^2}{16}$$

und es wird die zulässige Knicklänge der Eisenstäbe

$$l = d \sqrt{\frac{10 \cdot 2\,100\,000}{80 \cdot 395}} = 25,8 d.$$

Um daher ein Knicken der Eisenstäbe zu vermeiden, sind sie in Abständen von höchstens  $25,8 \cdot 2,26 = 58$  cm durch Quereisen zu verbinden. Die Abstände sollen indessen nach § 15 Z. 6 höchstens 30 cm betragen.

10. Ein Eisenbetonpfeiler von 25 . 25 cm Querschnitt und mit vier Eisenstäben von 2 cm Durchmesser werde mit 5000 kg exzentrisch, und zwar 10 cm aus der Mitte belastet. Es sollen die auftretenden Beton- und Eisenspannungen ermittelt werden.

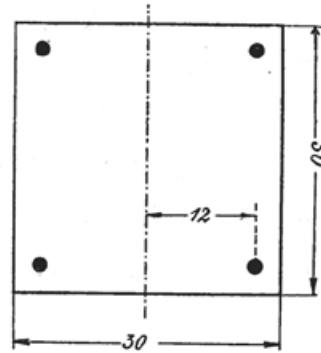
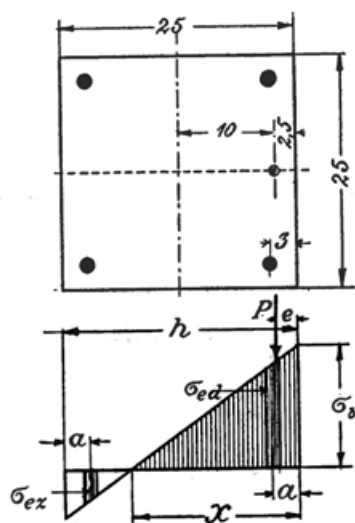


Abb. 14.

— 372 —



Zur Lösung stehen die beiden Bedingungen zur Verfügung:

1. die Summe der äußeren und inneren Kräfte muß Null sein;  $\Sigma V = 0$ ,
2. die Summe der statischen Momente der auf den Querschnitt wirkenden Kräfte muß Null sein;  $\Sigma M = 0$ .

Ferner kommt die Bedingung in Betracht, daß die Spannungen sich verhalten wie die Abstände von der Nulllinie, multipliziert mit dem Elastizitätsmaß, d. h.

$$\begin{aligned}\sigma_b : \sigma_{ed} &= x : n(x - a), \\ \sigma_b : \sigma_{ez} &= x : n(h - a - x).\end{aligned}$$

Aus der Bedingung 1. ergibt sich dann:

$$a) \quad P = \frac{bx}{2} \sigma_b + n f_e \sigma_b \left( \frac{x-a}{x} - \frac{h-a-x}{x} \right) = \sigma_b \left[ \frac{bx}{2} + \frac{n f_e}{x} (2x - h) \right]$$

und aus der Bedingung 2.:

$$\begin{aligned}b) \quad P(x - e) &= \sigma_b \frac{bx^2}{3} + n f_e \sigma_b \left[ \frac{(x-a)^2}{x} + \frac{(h-a-x)^2}{x} \right] \\ &= \sigma_b \left[ \frac{bx^2}{3} + \frac{n f_e}{x} (2x^2 - 2hx + 2a^2 + h^2 - 2ah) \right].\end{aligned}$$

Setzt man die aus diesen beiden Gleichungen sich ergebenden Werte von  $\sigma_b$  einander gleich, so ergibt sich durch weitere Zusammenziehung:

$$\frac{b}{6 n f_e} x^3 - \frac{b e}{2 n f_e} x^2 - (2e - h) x = 2a^2 + h^2 - (2a + e) h,$$

oder unter Einsetzung der Werte  $b = 25$ ;  $n = 15$ ;  $f_e = 6,28$ ;  $e = 2,5$ ;  $h = 25$ ;  $a = 3$ :

$$\begin{aligned}\frac{25}{6 \cdot 15 \cdot 6,28} \cdot x^3 - \frac{25 \cdot 2,5}{2 \cdot 15 \cdot 6,28} x^2 + 20x &= 2 \cdot 3^2 + 25^2 - 8,5 \cdot 25; \\ x^3 - 7,5 x^2 + 452,16 x &= 9734.\end{aligned}$$

Die Auflösung geschieht am einfachsten durch Versuchsrechnung und es findet sich so genau genug

$$x = 16,3 \text{ cm.}$$

Dann ist mittels Gleichung a):

$$\begin{aligned}5000 &= \sigma_b \left( \frac{25 \cdot 16,3}{2} + \frac{15 \cdot 6,28}{16,3} \cdot 7,6 \right) \\ \sigma_b &= 20,2 \text{ kg/qcm}\end{aligned}$$

und es wird ferner:

$$\begin{aligned}\sigma_{ed} &= \frac{15 \cdot 13,3 \cdot 20,2}{16,3} = 249 \text{ kg/qcm,} \\ \sigma_{ez} &= 249 \cdot \frac{5,7}{13,3} = 107 \text{ kg/qcm.}\end{aligned}$$





## Glossar

- Aussinterung:** Bei hoher Wasserdurchdringung von Beton oder Mörtel werden Bestandteile gelöst und an die Bauteiloberfläche transportiert. Dort verdunstet das Wasser und die vormals gelösten Bestandteile lagern sich ab. Es entstehen Sinterkrusten.
- Beton:** Hydraulisch abbindender Werkstoff, bestehend aus Wasser, Zuschlägen mit Anteilen von mehr als 4 mm Durchmesser und Zement (hydraulisch wirksames Bindemittel). Beton erhält seine Festigkeit durch die Fähigkeit, Wasser so stark zu binden, dass ein Feststoff entsteht.
- Betontechnologie:** Alle im Zusammenhang mit der Materialität und Herstellung stehenden Prozesse zur Errichtung von Bauwerken oder Teilen davon.
- Bewehrung:** Es ist auch der Begriff Armierung gebräuchlich. Damit gemeint ist die Verstärkung eines Betonbauteils, dessen Widerstandsfähigkeit gegen äußere Einwirkung durch Einlage einer Bewehrung deutlich erhöht wird. Voraussetzung für die Wirksamkeit der Bewehrung ist die vollständige Einbettung des Materials im Beton.
- Eisenbeton:** Bewehrter Beton, wobei die Bewehrung aus einem kohlenstoffarmen Flusseisen besteht, also nicht aus Stahl. Der Begriff Eisenbeton hatte in Deutschland bis Anfang der 1940er Jahre Gültigkeit.
- Fachwerk:** Stabwerk, in dem statisch betrachtet in den einzelnen Stäben, aus denen das Fachwerk besteht, nur Normalkräfte auftreten. Alle Knoten sind gelenkig und nehmen keine Momente auf.
- Flachdecke:** Im Gegensatz zu einer ebenen Decke, die lineare Auflager wie Unterzüge oder Wände besitzt, ist die Flachdecke punktförmig gestützt. Die Flachdecke ist typischerweise aus bewehrtem Beton konstruiert und wurde Anfang des 20. Jahrhunderts mithilfe von Pilzkopfstützen ausgeführt.
- Flusseisen:** Durch besondere Herstellungsverfahren konnte in der Zweiten Hälfte des 19. Jahrhunderts ein sehr reines Eisen hergestellt werden, das fließend aus den Konvertern entnommen wurde. Es zeichnet sich durch einen Kohlenstoffgehalt von weniger als 0,1 % aus und wurde im Untersuchungszeitraum bevorzugt als Bewehrungsmaterial verwendet. Flusseisen ist nicht härtbar.
- Geschoßbau:** Im Massivbau steht der Begriff für mehrgeschossige Hochbauten.
- Gusseisen:** Eisenwerkstoff mit mehr als 2 % Kohlenstoffgehalt, der sich durch hohe Härte und Sprödigkeit auszeichnet.
- Karbonatisierung:** Prozess, bei dem die Hydratphasen des Bindemittels (Zement) im Beton durch Einlagerung von Kohlenstoff aufgelöst werden. Aus den Hydraten bilden sich Karbonate. Man spricht auch von Versteinerung. Bei diesem Prozess verliert der Beton seine basische Eigenschaft.
- Nulllinie:** Auch neutrale Faser genannt. Sie bezeichnet den Bereich im Querschnitt eines Biegeträgers, in dem keine Inneren Spannungen auftreten.
- n-Verfahren:** Mit n wurde im Untersuchungszeitraum das Verhältnis der Elastizitätsmodule von Bewehrungswerkstoff und Beton angegeben. Mit dem n-Verfahren wurde eine Bemessungstheorie auf dieser Grundlage bezeichnet, bei der durch Kenntnis des Querschnitts eines der beiden Werkstoffe, der des anderen ermittelt werden kann.
- Pfeilhöhe:** Bei Brückengewölben ist damit das lichte Maß zwischen der Kämpferhöhe und der Unterkante des Bogenscheitels gemeint.
- Pfeilverhältnis:** Wird bestimmt durch das Verhältnis von Pfeilhöhe zu lichter Spannweite eines Brückenbogens.

**Plattenbalkendecke:** Eine solche Deckenkonstruktion setzt sich aus Unterzügen, die in einem Abstand von wenigstens 70 cm angeordnet sind und einer darüber angeordneten ebenen Deckenfläche zusammen. Der Begriff Plattenbalken kommt auch daher, dass die Balken und die Platte durch Bewehrung eine zusammenhängende Tragstruktur bilden. Plattenbalkendecken sind von Rippendecken (mit Abständen der Rippen untereinander von weniger als 70 cm) und Unterzugdecken zu unterscheiden.

**Schmiedeeisen:** Eisenwerkstoff mit i.A. geringem Kohlenstoffgehalt, im 19. Jahrhundert im Puddelverfahren hergestellt und im Gegensatz zu Flusseisen inhomogener in Bezug auf die innere Struktur. Schmiedeeisen ist nicht härtbar.

**Spannbeton:** Im Herstellungsprozess werden die Bewehrungen vorgespannt, bevor der Beton eingebracht wird. Die Rissbildung kann dadurch reduziert werden und die Tragfähigkeit eines Bauelements signifikant erhöht werden.

**Stahl:** Es handelt sich um einen Werkstoff, der als Hauptbestandteil Eisen enthält. Er kann bis zu etwa 2 % Kohlenstoff enthalten, mindestens aber 0,2 %. Stahl ist härtbar.

**Stichhöhe:** Vgl. Pfeilhöhe: Gemeint ist das lichte Maß zwischen Scheitel und Kämpferhöhe in einem Gewölbe (Hochbau).

**Systembauweise:** Als solche werden patentbasierte Ausführungen bezeichnet, die sich also nicht an allgemein verbindlichen Vorschriften orientieren, sondern an Erfindungen.

**Tragwerk:** Die Gesamtheit der statisch wirksamen Elemente eines Bauwerks.

**Verbundwerkstoff:** Ein aus mindestens zwei eigenständig verwendbaren Werkstoffen bestehender Baustoff. Eisen- oder Stahlbeton ist ein solcher Baustoff, der sich aus Bewehrung und Beton zusammensetzt und zu gemeinsamer statischer Wirkung gelangt.

**Voute:** Schiefwinklige Vermittlung zwischen einem Balken und einer Stütze oder einer Deckenplatte und typisch für die frühe Ausführung von Skelettkonstruktionen aus bewehrtem Beton.

**w/z-Wert:** Wasserzementwert. Mit ihm wird der Wassermassenanteil im Verhältnis zum Zementmassenanteil (in kg/m<sup>3</sup>) in der Betonmischung angegeben.

**Zement:** Eine Mischung aus Kalk und Ton, die bis zur Sinterung gebrannt wird und zu Mehl zerkleinert als Bindemittel in Mörtel und Beton Anwendung findet.

**Zuschlagsstoff:** Neben Wasser und Bindemittel wesentlicher Bestandteil von Beton, bestehend aus Sand und/oder Kies, aber auch aus anderen Stoffen, je nach gewünschter Dichte und Festigkeit des Endprodukts.

## Literaturverzeichnis

- Abrams 1918:** Abrams, Duff: Design of Concrete Mixtures. 1918
- Adam et.al 2015:** Adam, Thomas; Krieg, Stefan W.; Müller, Anett; Pommer, Dieter: Max Pommer, Architekt und Betonpionier. Leipzig 2015.
- Addis 2007:** Addis, Bill: Building: 3000 Years of Design Engineering and Construction. London 2007.
- Ahnert et.al 1996:** Ahnert, Rudolf; Krause, Karl Heinz: Typische Baukonstruktionen von 1860 bis 1960, zur Beurteilung der vorhandenen Bausubstanz, Gründungen, Wände, Decken, Dachtragwerke. Berlin, München 1996.
- Andrée 1909:** Andrée, W. Ludwig: Zur Eisenbetontheorie, Eine neue Berechnungsweise. München, Berlin 1909.
- Appuhn–Radtke 2013:** Appuhn–Radtke, Sibylle: Harmonie als zeitlose Qualität – St. Ursula in München–Schwabing – ein Kirchenbau von August Thiersch. München 2013.
- Architektonische Rundschau 1891:** Vergnügungs–Etablissement Elysium.  
In: Architektonische Rundschau, Weigle, Carl (Hrsg.), 7. Jahrgang, Tafel 79, 1891.
- BAI 1912:** Bayerischer Architekten– und Ingenieurverein (Hrsg.): München und seine Bauten. München 1912.
- BAI 1978:** Bayerischer Architekten– und Ingenieurverein (Hrsg.): München und seine Bauten. München 1978.
- Barbisan 2007:** Barbisan, Umberto; Guardini, Matteo: Reinforced Concrete: A Short History. Venice 2007.
- Bargmann 2013:** Bargmann, Horst: Historische Bautabellen, Normen und Konstruktionshinweise 1870–1960. Neuwied 2013.
- Basiner et.al 2012:** Basiner, Paul; Basiner, Katrin: 150 Jahre Gebrüder Rnk, Fünf Generationen 1862–2012. München 2012.
- Bauer 1982:** Bauer, Richard: Das Alte München – Photographien 1855–1912, gesammelt von Karl Valentin. München 1982.
- Bélidor 1753:** Bélidor, Bernard de: Architecture hydraulique, 4. Band, 1753.
- Der Baumeister 1912:** Geschäftshaus der Kunststickerei Gebr. Schmidt, Thalkirchen bei München.  
In: Der Baumeister, 11. Jahrgang, Heft 7, Tafel 67. München 1912.
- Der Baumeister 1912:** Ortskrankenkasse für München. In: Der Baumeister, Nr. 22, S. 121–123, Tafeln 174 und 175, 1914.
- Berger 2015:** Berger, Barbara: The Gasholder – Shaped by its function. The Italian Example.  
In: SICCH. Chicago 2015.
- Berger 2015:** Berger, Barbara: gas holders part 2. In: Industrial Archaeology News 173. Leicester 2015.
- Berger 2018:** Berger, Barbara: Der Gasbehälter als Bautypus, München 2018 (in Vorbereitung).
- Beton–Atlas 1995:** Kind–Barkauskas, Friedbert; Kauhsen, Bruno; Polónyi, Stefan; Brandt, Jörg: Beton Atlas – Entwerfen mit Stahlbeton im Hochbau. Düsseldorf 1995.
- Beton und Eisen 1904:** Das neue Münchener Volkstheater. In: Emperger (Hrsg.): Beton und Eisen, S. 140–143, 1904.
- Beton und Eisen 1909:** Die Eisenbetonkonstruktionen bei dem Erweiterungsbau der Kgl. Ludwig–Maximilians–Universität München. In: Emperger (Hrsg.): Beton und Eisen, S. 246–248, 1909.

- Beton und Eisen 1910:** Die Wasserkraftanlage im Süden der Stadt München. In: Emperger (Hrsg.): Beton und Eisen, S. 5–10, 1910.
- Beton und Eisen 1913:** Ausführung des Zollamtsneubaues in München. In: Emperger (Hrsg.): Beton und Eisen, S. 48–50, 1913.
- Beton und Eisen 1914:** Der Kuppelbau im Neubau des Königl. bayerischen Verkehrsministeriums. In: Emperger (Hrsg.): Beton und Eisen, S. 75–78, 1914.
- Billington 1990:** Billington, David P.: Robert Maillart und die Kunst des Stahlbetonbaus, Zürich, München 1990.
- Bindseil et.al 2002:** Bindseil, Peter; Schmitt, Mirco: Betonstähle – Vom Beginn des Stahlbetonbaus bis zur Gegenwart. Berlin 2002.
- Bosc 2001:** Bosc, Jean-Louis: Joseph Monier et la Naissance du Ciment Armé. Paris 2001.
- Bosch 1908:** Bosch, J.: Die neue königliche Anatomie in München. In: Zement und Beton, 7. Jahrgang, Nr. 29, S. 450–455, 1908.
- Bosch 1909:** Bosch, J.; Emperger (Hrsg.): Die Eisenbetonkonstruktionen bei dem Erweiterungsbau der Kgl. Ludwig–Maximilians–Universität München. In: Beton und Eisen, Heft X, S. 246–248, 1909.
- Bosch 1910:** Bosch, J.; Emperger (Hrsg.): Die Wasserkraftanlage im Süden der Stadt München. In: Beton und Eisen, Heft 1, S. 5–10, 1910.
- Breymann 1903:** Breymann, G. A.: Allgemeine Baukonstruktionslehre mit besonderer Beziehung auf das Hochbauwesen (Band I: Stein). Leipzig 1903.
- Bühler 2015:** Bühler, Dirk: Museum aus gegossenem Stein – Betonbaugeschichte im Deutschen Museum. München 2015.
- Büsing et.al 1912:** Büsing; Schumann: Der Portlandzement und seine Anwendungen im Bauwesen. 4. Auflage. Berlin 1912.
- Büttner et.al 1985:** Büttner, Oskar; Hampe, Erhard: Bauwerk, Tragwerk, Tragstruktur – Klassifizierung – Tragqualität – Bauwerksbeispiele. Berlin 1985.
- Burgmair 2016:** Burgmair, Wolfgang: Der Lindwurmhof in München – 100 Jahre im Dienst von Industrie und Kultur. Lindenberg 2016.
- Bussell 1996:** Bussell, M. N.: The era of the proprietary reinforcing systems. In: Proceedings of the Institution of Civil Engineers – Structures and Buildings. London 1996.
- Chevalley et.al 2004:** Chevalley, Denis A; Weski, Timm: Denkmäler in Bayern – Landeshauptstadt München Südwest. Band 1 und 2. München 2004.
- Christophe 1899:** Christophe, Paul: Annales des Travaux Publics de Belgique. Brüssel 1899.
- Christophe 1905:** Christophe, Paul: Le béton armé et ses applications. Brüssel 1902.
- Christophe 1905:** Christophe, Paul: Der Eisenbetonbau. Berlin 1905  
(auf französisch 1898 in Brüssel erschienen).
- Clarke 2016:** Clarke, Jonathan: The exception, not the norm: pre-1940 concrete-framed commercial offices in England. Cambridge 2016.
- Coignet 1861:** Coignet, François: Les bétons agglomérés appliqués à l'art de construire. Paris 1861.
- Coignet, De Tedesco 1894:** Coignet, Edmond; De Tedesco, N.: Du Calcul des Ouvrages en ciment avec ossature métallique. Paris 1894.

- Cointereaux 1803:** Cointereaux, François: Der Lehmbau, Pisé–Baukunst. 1803, Reprint 1900.
- Colberg 1906:** Colberg, Otto; Luft, Wilhelm: Die Kemptener Illerbrücken und architektonische Ausgestaltung von Betonbauten. In: Bericht über die IX. Hauptversammlung des Deutschen Beton–Vereins am 14. und 15. Februar 1906, S. 91–104. 1906.
- Collins 1958:** Collins, Peter: Concrete, The Vision of a New Architecture. London 1958.
- Cramer et.al 2013:** Cramer, Dietmar; Hesse, Daniela: Die Geschichte von Walhalla Kalk. Heidelberg 2013.
- Cusak 1987:** Cusak, Patricia: Agents of Change: Hennebique, Mouchel and ferro–concrete in Britain 1897–1908. 1987. In: Construction History, Vol. 3, S. 61–74.
- Dartsch 1984:** Dartsch, Bernhard: Jahrhundertbaustoff Stahlbeton, Kritisches Protokoll einer Entwicklung. Dissertation, S. 28. Düsseldorf 1984.
- DBZ 1897:** Die neue St. Ursula–Pfarrkirche in München–Schwabing. In: DBZ, Nr. 85, S. 534, 1897.
- DBZ 1904:** Miethaus Bechthold in der Rumfordstraße in München. In: DBZ, Nr. 38, S. 550–551, 1904.
- DBZ 1905:** Die Eisenbetonbauweise und ihre Beziehungen zur Architektur (Münchner Rathaus). In: DBZ – Zement, Beton und Eisenbeton, Nr. 14, S. 55, 1905.
- DBZ 1905:** Das Warenhaus Hermann Tietz. In: DBZ, Nr. 54, S. 325–338, 1905.
- DBZ 1908:** Konstruktion der Ausstellungs–Hallen der Stadt München. In: DBZ, S. 669–690, 1908.
- DBZ 1908:** Neubau der königlichen Anatomie in München. In: DBZ, Nr. 1, S. 2–21, 1908.
- DBZ 1910:** Die Geschäftshäuser Einhorn und Schmid, München. In: DBZ, Nr. 57, S. 440–443, 1910.
- DBZ 1910:** Hallenbauwerke im Vergleich. In: DBZ, Nr. 25, S. 162, 1910.
- DBZ 1910:** Der Neubau der Großmarkthalle in München. In: DBZ, Nr. 78, S. 621–624, 1910.
- DBZ 1910:** Neue Münchener Schulbauten. In DBZ, S. 15–28, 1910.
- DBZ 1910:** Die Turnhalle des Männerturnvereins München. In: DBZ, Nr. 21, S. 133–138, 1910.
- DBZ 1914:** Das königliche Mädchen–Erziehungs–Institut in Nymphenburg. In: DBZ, Nr. 22, S. 217–224, 1914.
- Delhumeau 1993:** Delhumeau, Gwenaël; Institut Francais d´Architecture (Hrsg.): Le Béton en Representation, la mémoire photographique de l´entreprise Hennebique 1890–1930. Paris 1993.
- Dering et.al 2010:** Dering, Florian; Eymold, Ursula (Hrsg.): Das Oktoberfest 1810–2010. München 2010.
- Deutscher Ausschuß für Stahlbeton 1982:** Deutscher Ausschuß für Stahlbeton (Hrsg.): Festschrift 75 Jahre Deutscher Ausschuß für Stahl(Eisen)beton. Berlin, München 1982.
- Dischinger 1928:** Dischinger, Franz; Emperger (Hrsg.): Kuppelbau der Ludwig–Maximilian–Universität in München. In: Handbuch für Eisenbetonbau, S. 292–293, 1928.
- Donath 1986:** Donath, Dietrich: 100 Jahre Biegebemessung im Stahlbetonbau – Zur Geschichte des Stahlbetons in Deutschland. In: Beton– und Stahlbetonbau, 81. Jahrgang, Heft 11, Berlin 1986.
- Düsterhaupt 2006:** Düsterhaupt, Stephan: Betonverdichtung – Der Einsatz von Innenvibratoren. Görlitz 2006.
- Eggemann 2006:** Eggemann, Holger; Kurrer, Karl Eugen: Zur internationalen Verbreitung des Systems Melan seit 1892: Konstruktion und Brückenbau. 2006.
- Eidenbenz 2010:** Eidenbenz, Michael: Innovation im Bauprozess. Zürich 2010.

- Espion 2017:** Espion, Bernard et.al: Blaton, Une dynastie de constructeurs. Brüssel 2017.
- Fingerloos 2015:** Fingerloos, Frank et.al: Tragwerksplanung im Bestand – Bewertung bestehender Tragwerke. Berlin 2015.
- Fischer 2008:** Fischer, Michael: Steineisendecken im Deutschen Reich 1892–1925. Lichtenstein 2008.
- Foerster 1929:** Foerster, M.: Matthias Koenen, der geistige Vater des Eisenbetonbaus.  
In: Der Bauingenieur, 10. Jahrgang, Heft 10, S. 853–860, 1929.
- Forty 2012:** Forty, Adrian: Concrete and Culture. London 2012.
- Franke–Fuchs 2012:** Franke–Fuchs, Siglinde: 100 Zolldienstgebäude, Landsberger Str. 124, München; München 2012.
- Freigang 2003:** Freigang, Christian: Auguste Perret: die Architekturdebatte und die „Konservative Revolution“ in Frankreich 1900–1930. München, Berlin 2003.
- Ganser et.al 2007:** Ganser, Karl; Frühschütz, Oliver; Stadtwerke Augsburg (Hrsg.): Die Geschichte des Gaswerks in Augsburg–Oberhausen. Augsburg 2007.
- Gary 1917:** Gary, Max: Flüssige Betongemische für Eisenbeton. Berlin 1917.
- Giedion 1928:** Giedion, Siegfried; Georgiadis, Sokratis (Hrsg.): Bauen in Frankreich. Leipzig, Berlin 1928.
- Göppel 2017:** Göppel, Lisa: Die Eisenbetonbauweise des dritten, ehem. Gaswerkes in Augsburg–Oberhausen. Bachelorarbeit TUM, 2017 (unveröffentlicht).
- Graefe 1989:** Graefe, Rainer (Hrsg.): Zur Geschichte des Konstruierens. Stuttgart, 1989.
- Grimm 1990:** Grimm, Wolf–Dieter: Bildatlas wichtiger Denkmalgesteine der Bundesrepublik Deutschland.  
In: Arbeitsheft 50 des Bayerischen Landesamtes für Denkmalpflege. München 1990.
- Habel et.al 1980:** Habel, Heinrich, Nerdinger, Winfried: Das Schwabinger Krankenhaus.  
In: Arbeitshefte des Bayerischen Landesamtes für Denkmalpflege, Heft–Nr. 7. München 1980.
- Habel 1982:** Habel, Heinrich: Das Bayerische Armeemuseum. In: Arbeitshefte des Bayerischen Landesamtes für Denkmalpflege, Heft–Nr. 10. München 1982.
- Habel et.al 2009:** Habel; Hallinger; Weski: Denkmäler in Bayern – Landeshauptstadt München Mitte. Band 1 bis 3, München 2009.
- Haegermann et.al 1964:** Haegermann, Gustav; Huberti, Günter; Möll, Hans: Vom Caementum zum Spannbeton. Beiträge zur Geschichte des Betons, Wiesbaden 1964.
- Haffner 2005:** Haffner, Horst: Orte Plätze Räume – Vom Umgang mit der Stadt. München 2005.
- Handbuch für Eisenbetonbau 1914:** Der Kuppelbau im Neubau des Königl. bayerischen Verkehrsministeriums. In: Emperger (Hrsg.): Handbuch für Eisenbetonbau, S. 76–78, 1914.
- Handbuch für Eisenbetonbau 1915:** Fernleitesaal der Residenzpost in München. In: Emperger (Hrsg.): Handbuch für Eisenbetonbau, S. 247–249, Abb. 211–213, 1915.
- Handbuch für Eisenbetonbau 1915:** Geschäftshaus für die Buchdruckerei Gerber, München.  
In: Emperger (Hrsg.): Handbuch für Eisenbetonbau, S. 598–599, Abb. 166–168, 1915.
- Handbuch für Eisenbetonbau 1915:** Großmarkthalle am Südbahnhof in München.  
In: Emperger (Hrsg.): Handbuch für Eisenbetonbau, S. 15–19, Abb. 5–9, 1915.
- Handbuch für Eisenbetonbau 1915:** Schlachthofanlage in Fürstenfeld–Bruck. In: Emperger (Hrsg.): Handbuch für Eisenbetonbau, S. 77–80, 1915.

- Handbuch für Eisenbetonbau 1915:** Turnhalle der Schule in Bogenhausen (München).  
In: Emperger (Hrsg.): Handbuch für Eisenbetonbau, S. 226–229, 1915.
- Handbuch für Eisenbetonbau 1915:** Turnsaal des Mädchenerziehungsinstituts Nymphenburg in München. In: Emperger (Hrsg.): Handbuch für Eisenbetonbau, S. 222–226, 1915.
- Handbuch für Eisenbetonbau 1915:** Wohn- und Geschäftshaus in der Augustastraße in München.  
In: Emperger (Hrsg.): Handbuch für Eisenbetonbau, S. 583–584, Abb. 135–139, 1915.
- Handbuch für Eisenbetonbau 1915:** Kirche im Krankenhaus Nymphenburg in München.  
In: Emperger (Hrsg.): Handbuch für Eisenbetonbau, S. 142–145, 1915.
- Hassler et.al 2004:** Hassler, Uta; Schmidt, Hartwig: Häuser aus Beton. Tübingen, Berlin 2004.
- Hassler 2010:** Hassler, Uta (Hrsg.): Was der Architekt vom Stahlbeton wissen sollte. Institut für Denkmalpflege und Bauforschung IDB, Zürich 2010.
- Hausen 1919:** Hausen, Otto: Ausgeführte Eisenbetonkonstruktionen, 29 Beispiele aus der Praxis. Berlin 1919.
- Heckhorn 1989:** Heckhorn, Evelin; Wiehr, Hartmut: München und sein Bier – Vom Brauhandwerk zur Bierindustrie, München 1989.
- Helmerich 2005:** Helmerich, Rosemarie: Alte Stähle und Stahlkonstruktionen. Forschungsbericht 271. Berlin 2005.
- Herndl 1911:** Herndl, A.: O.A.: Statische Berechnung der Hallenbinder der Großmarkthalle am Südbahnhof in München. In: SBZ, Nr. 42 und Nr. 43, S. 335–345, 1911.
- Hildemann et.al 2008:** Hildemann, Andreas; Jocher, Norbert (Hrsg.): Die Münchner Kirchen – Architektur–Kunst–Liturgien. Regensburg 2008.
- Hocheder et.al 1911:** Hocheder, Carl; Lorenz, Christian: Neubau des Verkehrsministeriums.  
In: SBZ, Nr. 20, S. 153–155, 1911.
- Hollweck 1972:** Hollweck, Ludwig: Das Alte München – Photographisches Album 1850–1914. München 1972.
- Holzer 2018:** Holzer, Stefan: Building breakwaters with precast concrete blocks (1834–67).  
In: Building Knowledge, Cosntructing Histories – Wouters, Van de Voorde, Bertels et.al. Brüssel 2018.
- Hugues et.al 2013:** Hugues, Theodor; Steiger, Ludwig; Weber, Johann: Naturwerkstein – Gesteinsarten, Details, Beispiele. In: Detail Praxis, 2. Auflage, München 2013.
- Innerhofer 2017:** Innerhofer, Judith E.: Requiem für ein Juwel. In: Zeit Österreich, Nr. 38. 2017.
- Jürges 2000:** Jürges, Thomas: Die Entwicklung der Biege-, Schub- und Verformungsbemessung im Stahlbetonbau und ihre Anwendung in der Tragwerkslehre. Aachen 2000.
- Kasberger et.al 2008:** Kasberger, Erich; Eckardt, Winfried (Hrsg.): LehmZiegelStadt, München 2008.
- Kähler 2000:** Kähler, Gert: Ein Jahrhundert Bauen in Deutschland. Stuttgart, München 2000.
- Kleinlogel 1914:** Kleinlogel, Adolf: Rahmenformeln. Berlin 1914.
- Klotz 2001:** Klotz, Sabine: Fritz Landauer – Leben und Werk eines jüdischen Architekten. Berlin 2001.
- Knippers 2000:** Knippers, Jan: Johann Wilhelm Schwedler (1823–94). In: Deutsche Bauzeitung 4/2000, S. 105–112. Berlin 2000.
- Koenen 1886:** Koenen, Matthias: Für die Berechnung der Stärke der Monierschen Cementplatten,  
In: Centralblatt der Bauverwaltung, S. 462. Berlin 1886.



- Kollmann, Kayser et.al 1912:** Kollmann; Kayser; Schönhöfer; Sonntag; Otzen; Kleinlogel; Bleich; Domke; Wendt: Eisen- und Eisenbetonbau, Gemeinverständliche Einzeldarstellungen aus Theorie und Praxis beider Bauweisen. 1912.
- Kraft 1951:** Kraft, Sachisthal: 75 Jahre – Thosti – Thormann & Stiefel AG. – Augsburg – 1876–1951. Darmstadt 1951.
- Krieg et.al 2015:** Krieg, Stefan W.; Pommer, Dieter: Max Pommer. Architekt und Betonpionier. Sächsisches Wirtschaftsarchiv (Hrsg.). Markkleeberg 2015.
- Kuban 2017:** Kuban, Sabine: Konstruieren in einer regellosen Zeit. Eisenbetonbemessung zwischen Monier-Broschüre und den ersten behördlichen Vorschriften (1887–1904). In: Tagungsband 2015, Gesellschaft für Bautechnikgeschichte e.V. (Hrsg.). Dresden, Berlin 2017.
- Künzel 2009:** Künzel, Helmut: Bauphysik und Denkmalpflege. 2. Auflage, Stuttgart 2009.
- Kurrer 1988:** Kurrer, Karl-Eugen: Zur Frühgeschichte des Stahlbetonbaus in Deutschland – 100 Jahre Monier-Broschüre. In: Beton- und Stahlbetonbau 83, Heft 1, S. 6–12. Berlin 1988.
- Kurrer 2016:** Kurrer, Karl-Eugen: Der Einfluss des Stahlbetonbaus auf die Baustatik. In: Geschichte der Baustatik – Auf der Suche nach dem Gleichgewicht. 2. Auflage. Berlin 2016
- Laiblin 2016:** Laiblin, Martin: Theater.Bau.Effekte! – Der Architekt Max Littmann und München zur Prinzregentenzeit. Berlin 2016.
- Lamprecht 2001:** Lamprecht, Heinz O.: Opus Caementitium – Bautechnik der Römer. 5. Auflage 2001.
- Landeshauptstadt München 2013:** Landeshauptstadt München (Hrsg.): Kulturgeschichtspfad 10 – Moosach. München 2013.
- Le Corbusier 1914:** Le Corbusier: Dom-Ino. Entwurf. Paris 1914.
- Le Corbusier 1922:** Le Corbusier: Vers une Architecture / Ausblick auf eine Architektur. Berlin, Frankfurt, Wien, 1922.
- Leonhardt 1977:** Leonhardt, Fritz: Vorlesungen über Massivbau, Teil 1 und Teil 3. Berlin, Heidelberg, New York, Tokyo 1977 und 1984.
- Lieb et.al 1973:** Lieb, Norbert; Sauermost, Heinz Jürgen (Hrsg.): Münchens Kirchen – mit einem chronologischen Verzeichnis der bestehenden Kirchenbauten. München 1973.
- Loos 1908:** Loos, Adolf: Ornament und Verbrechen. In: Adolf Loos: Sämtliche Schriften; Glück, Franz (Hrsg.). Wien, München 1962.
- Lorenz 2014:** Lorenz, Werner: Das Neue Museum Berlin. Berlin 2014.
- Lübbecke 1985:** Lübbecke, Wolfram: Dokumente der Architektur des 20. ahrhunderts. In: Der Architekt, S. 302, 1985.
- Maier 2015:** Maier, Martin: Analyse historischer Tragwerke – Die Großmarkthalle am Südbahnhof in München. Bachelorarbeit TUM, 2015 (unveröffentlicht).
- Mathschoß 1933:** Mathschoß, Conrad: Das Deutsche Museum – Geschichte, Aufgaben, Ziele. 3. Auflage. Berlin, München 1933.
- Mecenseffy 1911:** Mecenseffy, Emil von; Emperger, Fritz von (Hrsg.): Handbuch für Eisenbetonbau, Ergänzungsband „Die künstlerische Gestaltung der Eisenbetonbauten“. Berlin 1911.
- Megele 1951–1956–1958–1960:** Megele, Max; Schattenhofer, Michael (Hrsg.): Baugeschichtlicher Atlas der Landeshauptstadt München. Band 3, 7 und 10. München 1951, 1956, 1958, 1960.

- Mehrtens:** Ueber eine Neuerung in der Flußseisen–Herstellung, Berlin.  
In: Centralblatt der Bauverwaltung, S. 50, 1891.
- Mörsch 1906–1908–1912:** Mörsch, Emil: Der Eisenbetonbau, seine Theorie und Anwendung.  
2., 3. und 4. Auflage. Stuttgart 1906, 1908, 1912.
- Münchner Stadtentwässerung 2017:** Wünsch, Mathias: Geschäftsbericht 2016; oben – unten.  
Münchner Stadtentwässerung, München 2017.
- Muthesius 1990:** Muthesius, Herrmann: Herrmann Muthesius im Werkbund Archiv.  
Deutscher Werkbund (Hrsg.) 1990.
- Neher 1955:** Neher, Franz Ludwig: Fünfzig Jahre Knorr–Bremse. Berlin, München 1955.
- Nelva 1990:** Nelva, Signorelli: Il Sistema Hennebique. Milano 1990.
- Nerdinger 1988:** Nerdinger, Winfried: Theodor Fischer, Architekt und Städtebauer (1862–1938).  
München 1988.
- Nerdinger et.al 1980:** Nerdinger, Winfried; Habel, Heinrich: Die Großmarkthalle in München.  
In: Arbeitshefte des Bayerischen Landesamtes für Denkmalpflege, Heft–Nr. 7. München 1980.
- Newby 2001:** Newby, Frank (Hrsg.): Early Reinforced Concrete. Aldershot, Burlington (USA),  
Singapore, Sydney 2001.
- Oelwein 2013:** Oelwein, Cornelia: Max Littmann (1862–1931), Architekt – Baukünstler – Unternehmer.  
Petersberg 2013.
- Ostendorf 2007:** Ostendorf, Jutta: Die Richard–Wagner–Straße in München. München 2007.
- Pauser 1994:** Pauser, Alfred: Eisenbeton 1850–1950. Wien, 1994.
- Pfeifer et.al 2001:** Pfeifer, Günter; Ramcke, Rolf; Achtziger, Joachim; Zilch, Konrad: Mauerwerk Atlas.  
München, 2001
- Pogacnik 2009:** Pogacnik, Marco: Zwei Kuppeln in München: Armeemuseum und Anatomie (1903–1905)  
– Die ersten Betonschalen Europas. In: Bautechnik. Berlin 2009.
- Polonyi 2018:** Polonyi, Stefan: Der Stahl: Freund und Feind des Betons – Oft keine Unterstützung  
notwendig. In: Deutsches Ingenieurblatt, Heft 7–8, S. 51–53. Berlin 2018.
- Pommer 1900:** Pommer, Max: Ausführungen in Hennebique Bauweise. In: Centralblatt der Bauverwaltung,  
Nr. 39, XX. Jahrgang. Berlin am 19.05.1900.
- Prinz et.al 1988:** Prinz, Friedrich; Krauss, Marita: München – Musenstadt mit Hinterhöfen, München 1988.
- Rädlinger 2008:** Rädlinger, Christine; Landeshauptstadt München (Hrsg.): Geschichte der Münchner  
Brücken, Brücken bauen von der Stadtgründung bis heute. München 2008.
- Rädlinger 2010:** Rädlinger, Christine; Graf, Eva, Stadtarchiv München (Hrsg.): Sendling. München 2010.
- Ramm 2012:** Ramm, Wieland: Über die Anfänge des Eisenbetonbaus in Deutschland und die Pioniere  
der ersten Jahre. In: Bautechnik, Heft 5: Beton– und Stahlbetonbau 107. Berlin 2012.
- Referat für Stadtplanung 2004:** Referat für Stadtplanung und Bauordnung Landeshauptstadt München  
(Hrsg.): München wie geplant – Die Entwicklung der Stadt von 1158 bis 2008. München 2004.
- Rehbein 1894:** Rehbein, F.: Ausgewählte Monier– und Beton–Bauwerke. Berlin 1894.
- Rehm 2012:** Rehm, Jörg: Vorbote der Moderne. In: Denkmalpflege Informationen,  
Nr. 152, S. 38–41, München 2012.

- Rehm et.al 2016:** Rehm, Jörg, Lukas-Kroh, Viktoria; Tutsch, Joram; Denkmaleigenschaft gerichtlich bestätigt: Das Ingolstädter Körnerrieselmagazin. In: Denkmalpflege Informationen, Nr. 163, S. 26–31, München 2016.
- Rehm 2018:** Rehm, Jörg: The first concrete dome in Germany? – a church building using modern methods. In: Building Knowledge, Constructing Histories – Wouters, Van de Voorde, Bertels et.al. Brüssel 2018.
- Rehm et.al 2018:** Rehm, Jörg; Villain, Jürgen: Betonbewehrung im frühen 20. Jahrhundert. In: Denkmalpflege Informationen, Nr. 168, S. 54–58, München 2018.
- Riesel 2012:** Riesel, Tobias: Analyse des Querkrafttragverhaltens bewehrter Bauteile ... Weimar 2012.
- Ritter 1899:** Ritter, Wilhelm: Die Bauweise Hennebique. Zürich 1899.
- Rüdiger 2015:** Rüdiger, Tilman: Eisenbeton im Wohnungsbau – Das Haus Pronath in München. Bachelorarbeit TUM, 2015 (unveröffentlicht).
- Saliger 1904:** Saliger, Rudolph: Über die Festigkeit veränderlich elastischer Konstruktionen insbesondere von Eisenbeton-Bauten. 1911.
- Saliger 1911:** Saliger, Rudolph: Der Eisenbeton in Theorie und Konstruktion. Leipzig 1911.
- Saliger 1913:** Saliger, Rudolph: Neue Versuche über den Schubwiderstand in Eisenbetonbalken. In: Zeitschrift für Betonbau. Leipzig 1913.
- Salmon 2013:** Salmon, Ryan; Elliott, Meghan: The Kahn System of Reinforced Concrete. In: Structure Magazine. 2013.
- SBZ 1896:** Die St. Antoniuskirche in München. In: SBZ, Nr. 49, S. 430–441, 1896.
- SBZ 1903:** Einfamilienhäuser in Nymphenburg. In: SBZ, Nr. 10, S. 73–75, 1903.
- SBZ 1903:** Das neue Rathaus in München. In: SBZ, Nr. 14, S. 109–110, 1903.
- SBZ 1903:** Ein Wasserturm in armiertem Beton, System Hennebique. In: SBZ, Nr. 19, S. 147–148, 1903.
- SBZ 1904:** Das Armeemuseum in München. In: SBZ, S. 351–352, 1904.
- SBZ 1904:** Geschäftshaus Franz Fischer in München. In: SBZ, Nr. 33, S. 258–260, 1904.
- SBZ 1904:** Das neue Münchener Volkstheater. In: Beton & Eisen, S. 140–143 und Tafel XI, 1904. Außerdem in: SBZ, S. 154–157, 1904. In: SBZ, S. 259, 1905.
- SBZ 1904:** Neue Wasserturbauten in Eisenbetonkonstruktionen. In: SBZ, Nr. 9, S. 69–71, 1904.
- SBZ 1905:** Geschäftshaus Oberpollinger in München. In: SBZ, S. 205, 1905.
- SBZ 1908:** Geschäftshaus der Firma Einhorn & Co., München. In: SBZ, Nr. 46, S. 369–371, 1908.
- SBZ 1908:** Neubau der Dresdner Bank in München. In: SBZ, Nr. 4 und 4, S. 24–35, 1908.
- SBZ 1908:** Die neue Anatomie in München. In: SBZ, Nr. 12 und 13, S. 89–92 und 97–98, 1908.
- SBZ 1908:** Wohn- und Geschäftshaus in München, Augustenstr. 54. In: SBZ, Nr. 25, S. 193–196, 1908.
- SBZ 1910:** Der Neubau der Münchner Universität an der Amalienstraße. In: SBZ, Nr. 29, 1910.
- SBZ 1910–2:** Turnhalle des Münchener ännerturnvereins. In: SBZ, Nr. 11, S. 82–83, 1910.
- SBZ 1910–3:** Neuere Eisenbetonkonstruktionen. In: SBZ, 1910, S. 372–374. Und: Eisenbeton-Hohldecke, U-Decke. In SBZ, Nr. 43, 1910.
- SBZ 1911:** Bauten von Georg v. Hauberrisser. In: SBZ, Nr. 18, S. 137, 1911.
- SBZ 1911:** Geschäftshausneubauten Oskar Schmid, München. In: SBZ, Nr. 25, S. 193–196, 1911.

- SBZ 1911:** Geschäftshaus Bach in München, Sendlingerstrasse 5. In: SBZ, Nr. 48, S. 377–379, 1911.
- SBZ 1911:** Schlachthofanlage Fürstenfeldbruck. In: SBZ, Nr. 13, S. 97–98, 1911.
- SBZ 1912:** Das Gerstenhaus der Löwenbrauerei in München. In: SBZ, Nr. 17, S. 129–131, 1912.
- SBZ 1912:** Münchner Zollneubauten. In: SBZ, Nr. 44, S. 350–359, 1912.
- SBZ 1913:** Geschäftshaus der Kunststickerei Gebr. Schmidt in Thalkirchen bei München.  
In: SBZ, Nr. 32, S. 253–256, 1913.
- SBZ 1913:** Der Neubau des Verkehrsministeriums in München. In: SBZ, Nr. 18, S. 129 und 137, 1913.
- Schachner 1912:** Schachner, Richard: Die Großmarkthalle in München. In: Der Industriebau, Heft 6, S. 121–144, Leipzig 1912.
- Schachner 1914:** Schachner, Richard: Märkte und Markthallen für Lebensmittel. Die Großmarkthalle in München. Band II, S. 81–96, Berlin 1914.
- Schädlich 1989:** Schädlich, Christian: Der Baustoff Eisen als Grundlage für die Herausbildung qualitativ neuer Baukonstruktionen im 19. Jahrhundert. In: Graefe, Rainer (Hrsg.): Zur Geschichte des Konstruierens. Stuttgart, 1989, S. 138–151.
- Schlüter 1914:** Schlüter, Hans: Eisenbeton – Rahmen und Gewölbe, Berlin 1914.
- Schlüter 1923:** Schlüter, Hans: Mathias Koenen. In: Beton und Eisen 1923.
- Schmidt 2008:** Schmidt, Hartwig: Vom Hofbräuhaus zum Deutschen Museum. Münchner Bauten aus Eisenbeton 1890–1914. In: Bautechnik, Jahrgang 85, Nr. 11, S. 769–781, 2008.
- Schober 2015:** Schober, Hans: Transparente Schalen – Form Topologie Tragwerk. Berlin 2015.
- Schöne 2011:** Schöne, Lutz: Eisenbetonschalen zwischen 1898 und 1928. Aachen 2011.
- Schröter 1909–1912–1913–1917:** Schröter, Moritz: Denkschrift betreffend der Erweiterungsbauten der kgl. Technischen Hochschule München, München 1909, 1912, 1913, 1917.
- Schunck 1996:** Schunck, Eberhard: Schalen; Vorträge im Wintersemester 95/96, München 1996.
- Schwedler 1866:** Schwedler, Johann Wilhelm: Die Construction der Kuppeldächer. In: Zeitschrift für Bauwesen, Berlin 1866, ab Spalte 7.
- Seelhofer–Schilling 2008:** Seelhofer–Schilling, Birgit: Umschnürte Stahlbetonstützen – Geschichtliche Entwicklung. Zürich 2008.
- Simonnet 2005:** Simonnet, Cyrille: Le Béton. Histoire d'un matériau. Paris 2005.
- Sinn 1993:** Sinn, Börries H.: Und machten Staub zu Stein, die faszinierende Archäologie des Betons von Mesopotamien bis Manhattan. Düsseldorf 1993.
- Springer 2005:** Springer, Veronika: Beton. Material und Oberflächengestaltung im 1. Drittel des 20. Jahrhunderts am Beispiel Münchner Bauten. München 2005.
- Stark, Wicht 1998:** Stark, Jochen; Wicht, Bernd: Geschichte der Baustoffe. Wiesbaden, Berlin, 1998.
- Stegmann 2014:** Stegmann, Knut: Das Bauunternehmen Dyckerhoff & Widmann. Tübingen, Berlin 2014.
- Stegmann et.al 2017:** Stegmann, K.; Kuban, S.: „Ruhelos und unstillen Sinnes“ – Zur Bedeutung des Stahlbetonpioniers Gustav A. Wayss (1851–1917). In: Beton– und Stb–Bau 112, Heft 8, Berlin 2017.
- Steinbock 2017:** Steinbock, Oliver et.al: Willy Gehler – Karrieren eines deutschen Bauingenieurs. Dresden 2017.
- Taylor 1912:** Taylor, Frederic: Concrete Costs. 1912.

- Technische Hochschule Leipzig 1990:** Technische Hochschule Leipzig (Hrsg.): Johann Wilhelm Schwedler (1823–1894) – Erbe und Traditionen in den Bauingenieurwissenschaften. Leipzig 1990.
- Van de Voorde 2011:** Van de Voorde, Stephanie: Bouwen en Beton in België (1890–1975). Gent 2011.
- Verein deutscher Portland–Cement–Fabrikanten 1902:** Verein deutscher Portland–Cement–Fabrikanten; Deutscher Beton–Verein (Hrsg.): Deutsche Portland–Cement– und Beton–Industrie auf der Düsseldorfer Ausstellung 1902, Berlin 1902. Nachdruck 1982, Verein Deutscher Zementwerke e.V.
- Vereinigung der Landesdenkmalpfleger 2008:** Vereinigung der Landesdenkmalpfleger in der Bundesrepublik Deutschland: Denkmal an Beton. Petersberg 2008.
- Vicat, Louis–Joseph 1818:** Recherches expérimentales sur les chaux de construction, les bétons et les mortiers ordinaires (Experimentelle Untersuchungen über Baukalke, Betone und gewöhnliche Mörtel). Paris 1818.
- Völker 1908:** Völker, P.: Theorie des Eisenbetonbaus. In: Emperger (Hrsg.): Handbuch für Eisenbetonbau, S. 214–301, Berlin 1908.
- Voormann 2005:** Voormann, Friedmar: Von der unbewehrten Hohlsteindecke zur Spannbetondecke. In: Beton– und Stahlbetonbau 100, Heft 9, Berlin 2005.
- Wagner 1996:** Wagner, Otto: Otto Wagner – Die österreichische Postsparkasse. Tabor, Jan; Wenzl–Bachmayer, Monika (Hrsg.). Wien 1996.
- Walter 2003:** Walter, Uli: Die Münchner Ausstellungshallen von 1908. Restaurierung und Umbau zum Verkehrszentrum des Deutschen Museums. In: Denkmalpflege Informationen, Ausgabe B, Nr. 124, S. 18–21. München 2003.
- Warth 1903:** Warth, Otto: Die Konstruktionen in Stein. Leipzig 1903.
- Wayss 1887:** Wayss, Gustav Adolf (Hrsg.): Das System Monier Eisengerippe mit Cementumhüllung, Berlin 1887.
- Werner 2017:** Werner, Ferdinand: Der lange Weg zum Neuen Bauen – 43 Männer erfinden die Zukunft. 2017.
- Winkler 2016:** Winkler, Richard: Ein Bier wie Bayern – Geschichte der Münchener Löwenbrauerei 1818–2003, Neustadt a. d. Aisch 2016.
- Wolfram 1999:** Wolfram, Armin: Vom Handbetrieb zur Hochtechnologie im Betonbau – 100 Jahre Entwicklung in der Baumaschinenteknik.
- Zement und Beton 1908:** Ein Besuch beim Münchener Kindl. In: Zement und Beton, Nr. 29, S. 450–455, Berlin 1908.
- Zement und Beton 1908:** Das Zurichten von Eiseneinlagen. In: Zement und Beton, Nr. 46, S. 725–726, Berlin 1908.
- Zentralblatt der Bauverwaltung 1912:** Die Zollneubauten an der Landsbergerstrasse in München. In: Zentralblatt der Bauverwaltung (Hrsg.), München 1912.
- Zentralblatt der Bauverwaltung 1919:** 50 Jahre Technische Hochschule München. In: Zentralblatt der Bauverwaltung, 39. Jahrgang, Nr. 25, S. 125, 1919.
- Zöllner 1904:** Zöllner, Ludwig: Brücke über die Isar bei Grünwald. In: Deutsche Bauzeitung, Eisenbetonbeilage, S. 49, 1904.
- Zöllner 1906:** Zöllner, Ludwig: Das Armeemuseum in München. In: Deutsche Bauzeitung, S. 61–67, 1906 und Zement, Beton und Eisenbetonbau, S. 53, 1905.

## Abbildungsverzeichnis

Hinweis: Alle nicht aufgeführten Abbildungen stammen vom Verfasser.

<b>Abb. 1:</b> Luftbildaufnahme des Deutschen Museums 1916 (Matschoß 1933, S. 51).	21
<b>Abb. 2:</b> Das Oktoberfest auf der Theresienwiese Mitte des 19. Jahrhunderts (Dering et.al 2010, S. 41).	22
<b>Abb. 3:</b> Das Hofbräuhaus am Platzl um 1897 (Bauer 1982, S. 75).	23
<b>Abb. 4:</b> Die Münchener Innenstadt um 1850 ohne Maßstab (Hollweck 1972).	24
<b>Abb. 5:</b> Die Münchener Innenstadt um 1920 ohne Maßstab (Hollweck 1972).	24
<b>Abb. 7:</b> Die Zollhalle mit Glaskuppel des Hauptzollamts in München um 1912 (Zentralblatt der Bauverwaltung 1912, S. 8).	26
<b>Abb. 9:</b> Der Verfasser bei örtlichen Untersuchungen (Foto: Joram Tutsch).	27
<b>Abb. 10:</b> Luftbild Hauptzollamt München. Aufnahme aus den 1950er Jahren (Archiv Hauptzollamt).	29
<b>Abb. 11:</b> Entwurf einer utopischen Stadt: Cité industrielle, Tony Garnier um 1904 (Giedion 1928, S. 78).	30
<b>Abb. 12:</b> Dom–Ino. Neue Ausdrucksweise beim Konstruieren mit Stahlbeton (Le Corbusier 1914).	30
<b>Abb. 15:</b> Garnisonskirche Ulm (Mecenseffy 1911, S. 55).	31
<b>Abb. 20:</b> Das Kaufhaus Oberpollinger in einer Aufnahme von 1931 (Oelwein 2013, S. 167).	33
<b>Abb. 21:</b> Das Liver–Building in Liverpool, 1909 errichtet (Bussel 1996, S. 28).	34
<b>Abb. 22:</b> Schalungsarbeiten an der Synagoge in Augsburg (Haegermann et.al 1964, S. 125).	34
<b>Abb. 24:</b> System Hennebique: das Rahmentragwerk (Simmonet 2005, S. 109).	35
<b>Abb. 27:</b> Eine Weberei in Frauenalb mit Transmissionen (Mörsch 1912, S. 245).	38
<b>Abb. 28:</b> Deutsches Patent von Joseph Monier (Haegermann 1964, S. 69).	39
<b>Abb. 29:</b> Das Deutsche Reich in den Grenzen von 1910 (aus: Putzger – Historischer Weltatlas, 89. Auflage, 1965).	41
<b>Abb. 32:</b> Darstellung eines Martinofens (Mehrtens 1891, S. 50).	46
<b>Abb. 33:</b> Schemadarstellung eines Drehrohrofens (Haegermann 1964).	46
<b>Abb. 36:</b> Rundeisenbiegevorrichtung für dünne Stäbe (Zement und Beton 1908, Nr. 46, S. 725).	48
<b>Abb. 37:</b> Rundeisenbiegevorrichtung für stärkere Stäbe (Zement und Beton 1908, Nr. 46, S. 725).	48
<b>Abb. 38:</b> Eddystone Leuchtturm, Schnittzeichnung von John Smeaton 1759 (Hassler 2010, S. 14).	49
<b>Abb. 39:</b> Trasszement, hergestellt von der Firma Dyckerhoff (Haegermann et.al 1964, S. 34).	49
<b>Abb. 40:</b> Fasszement aus England (Haegermann et.al 1964, S. 47).	50
<b>Abb. 41:</b> Die Stampfbetonbrücke von Louis–Joseph Vicat, Souillac, 1822 (Bosc et.al 2001, S. 15).	50
<b>Abb. 42:</b> Schalungs– und Einbringtechnik bei der Pisé–Bauweise in einer Darstellung von Rondelet (Haegermann 1964, S. 13).	51
<b>Abb. 43:</b> Baufortschritt an einem Stampfbetonbau um 1870. (Aus Hassler 2010, S. 23; ursprünglich aus Durm, Josef et.al: Handbuch der Architektur, Dritter Teil, Band 2, Stuttgart 1900, S. 117).	51
<b>Abb. 44:</b> Auszug aus dem deutschen Patent von Carl Rabitz vom 19.07.1878 mit der N° 3789 für „Feuerfesten Deckenputz unter hölzernen Balken“.	52
<b>Abb. 46:</b> Typisches Detail nach Monier (Deutsches Patent N° 14673).	54

<b>Abb. 47:</b> Typisches Detail nach Hennebique (Patent N° 223546).	54
<b>Abb. 48:</b> Auszug aus Moniers Schweizer Patent N° 1229 vom 15.07.1889: „Système de construction en ciment et fer“.	55
<b>Abb. 49:</b> Ausführungsdetail der Kuppel des ehemaligen Armeemuseums (Mörsch 1912, S. 453).	55
<b>Abb. 50:</b> Französische Hohlstein–Decken um 1880 (Voormann 2005, S. 836).	56
<b>Abb. 51:</b> Ausführung eines gemauerten Kappengewölbes (nach Pfeiffer et.al 2001, S. 140).	56
<b>Abb. 55:</b> Boot aus bewehrtem Beton von Lambot um 1855 (Bosc 2001, S. 23).	59
<b>Abb. 56:</b> Monier bei der Herstellung eines Pflanzkübels um 1863 (Stark et.al 1998, S. 85).	59
<b>Abb. 57:</b> King´s College Chapel Cambridge 1515 (wikipedia: Agnete – Own work, Public Domain).	60
<b>Abb. 58:</b> Basilika Dillingen 1620 (Foto: Achim Bunz).	60
<b>Abb. 59:</b> Klosterkirche Neresheim 1770 (Graefe 1989, S. 127).	60
<b>Abb. 62:</b> Schwedlerkuppel über dem Gasbehälter in der Fichtestraße in Berlin (Berger 2018 unter Verwendung eines Abdruckes in der Zeitschrift für Bauwesen 1876, Blatt 32).	62
<b>Abb. 63:</b> Eine Rippenkuppel (links) und eine Schwedlerkuppel (rechts) im Vergleich (Schober 2015, Bild 2.4).	63
<b>Abb. 64:</b> Mollers Konstruktion der Vierungskuppel, Mainzer Dom von 1828 (Graefe 1889, S. 142).	64
<b>Abb. 65:</b> Philibert de L´Ormes Stecksystem von 1561 (Graefe 1989, S. 100).	64
<b>Abb. 66:</b> Santa Maria del Fiore, Florenz (Breymann 1903, S. 235 und 236).	65
<b>Abb. 71:</b> Das Rathaus in Heilbronn, wie es um 1910 Bestand hatte (Mecenseffy 1911, S. 27).	67
<b>Abb. 77:</b> Plattenbalken mit Bewehrungsempfehlungen (Mörsch 1906, S. 163).	72
<b>Abb. 78:</b> Das Liver–Building 1908 bis 1909 im Bau (Haegermann 1964, S. 127).	73
<b>Abb. 79:</b> Perspektivische Ansicht, Tragwerk beim Kaufhaus Tietz in München (Addis 2007, S. 423).	74
<b>Abb. 82:</b> Beispiele für die Ausbildung von Vouten in einem Plattenbalken (Mörsch 1908, S. 10).	74
<b>Abb. 84:</b> Flachdecke ohne und mit Einspannung: Die Bewehrungsführung ist entsprechend auszubilden (Mörsch 1908, S. 6).	75
<b>Abb. 85:</b> Schule am Gotzinger Platz mit Stichkappengewölbe über der Turnhalle von 1906 (Mörsch 1912, S. 251).	76
<b>Abb. 88:</b> Innenliegende Rippenkuppel über der Vierung, St. Ursula (Rendering: Sebastian Nägele).	77
<b>Abb. 93:</b> Deckblatt, statische Untersuchung der Kuppelhalle der LMU (BSA, Unibauamt, Akt-Nr. 42–1).	83
<b>Abb. 94:</b> Die erste Bemessungstheorie für bewehrte Betonplatten (Koenen 1886, s. 462).	84
<b>Abb. 95:</b> Auszug aus der Monier–Broschüre von 1887, S. 27.	85
<b>Abb. 96:</b> Dimensionierungstabelle aus der Monier–Broschüre, S. 70.	85
<b>Abb. 97:</b> Ermittlung des erforderlichen Querschnitts der Bewehrungsstäbe in einem Balken– oder Deckenquerschnitt nach Koenen (Mörsch 1906, S. 86).	86
<b>Abb. 98:</b> Zur Erläuterung verwendete Mörsch diese Grafik (Mörsch 1912, S. 80).	86
<b>Abb. 99:</b> Darstellung: Spannungsverhältnis in einem bewehrten Biegebalken (Völker 1908, S. 232).	87

<b>Abb. 100:</b> Analogie eines nach System Hennebique bewehrten Balkens (Ritter 1899, S. 7).	88
<b>Abb. 101:</b> Formel: Ermittlung des erforderlichen Bewehrungsquerschnitts, Balken (Mörsch 1906, S. 91).	88
<b>Abb. 102:</b> Formel zur Ermittlung des erforderlichen Bewehrungsquerschnitts in einem Balken (Mörsch 1906, S. 84).	88
<b>Abb. 103:</b> Zur Erläuterung verwendete Mörsch diese Grafik (Mörsch 1912, S. 80).	88
<b>Abb. 104:</b> Paul Christophe (Beton und Eisen 1905, S. 1).	89
<b>Abb. 105:</b> Emil Mörsch (Haegermann 1964, S. 111).	91
<b>Abb. 106:</b> Festlegungen Mörschs zum inneren Spannungsverhältnis (Mörsch 1912, S. 80).	91
<b>Abb. 107:</b> Spiralförmige Bügelbewehrung in Stützen (Mörsch 1906, S. 70).	93
<b>Abb. 108:</b> Biegebalken (Mörsch 1906, S. 87).	94
<b>Abb. 111:</b> Edmond Coignets Vorschlag für Schubbewehrung (Bussel 1996, S. 15).	96
<b>Abb. 112:</b> Kontinuierlicher Träger mit Bewehrungsangaben (Mörsch 1906, Abb. 145, S. 164).	96
<b>Abb. 113:</b> Bewehrung eines Knotenpunktes (Mörsch 1906, S. 161).	97
<b>Abb. 118:</b> Beispielhafte Berechnung eines Zweigelenkrahmens (Kleinlogel 1914, S. 57).	100
<b>Abb. 121:</b> Nach Schwedler: Eisenbahnbrücke, Czersk (abgedruckt in Knippers 2000, S. 108).	103
<b>Abb. 122:</b> Berechnung des Ringzugs in einer Fachwerkkonstruktion (Schwedler 1866, Spalte 17).	105
<b>Abb. 123:</b> Die graphische Berechnungsweise in einer Flachkuppel (Schwedler 1866, Spalte 19).	105
<b>Abb. 124:</b> Eine Rippenkuppel und eine Schwedlerkuppel im Vergleich (Schober 2015, Bild 2.4).	105
<b>Abb. 125:</b> Schwedlerkuppel über dem Gasbehälter im Hellweg Nr. 9, Berlin (Schwedler 1866, Atlas).	106
<b>Abb. 126:</b> Graphische Statik der Kuppel der Anatomie in München (BSA, Unibauamt, Akt-Nr. 225).	107
<b>Abb. 127:</b> Münchener Bauordnung von 1895.	112
<b>Abb. 128:</b> Abdruck der vorläufigen Bestimmungen von 1904 (Saliger 1904, S. 132).	112
<b>Abb. 129:</b> Bekanntmachung der Bestimmungen von 1907 (In: Zentralblatt der Bauverwaltung, 1907).	114
<b>Abb. 130:</b> Die Bestimmungen von 1916 (In: Schweizer Bauzeitung, 1916).	115
<b>Abb. 131:</b> Die Entwicklung von Stützenquerschnitten bei gleicher Belastung von 1904 bis 1972 im Vergleich (Deutscher Ausschuß für Stahlbeton 1982, S. 47).	120
<b>Abb. 132:</b> Skelettkonstruktionen aus Eisenbeton (Mörsch 1908, S. 228 und 231).	122
<b>Abb. 133:</b> Bewehrung im System Hennebique um 1907 in Ivry-Port (Delhumeau 1993, Abb. 110).	125
<b>Abb. 134:</b> bureau d'études von François Hennebique in Paris um 1910 (Simonnet 2005, S. 67).	126
<b>Abb. 135:</b> Einsturz eines Gerüstbogens während der Betonierarbeiten an der Corneliusbrücke (Rädlinger 2008, S. 151).	127
<b>Abb. 136:</b> Einsturz einer Eisenbetonkonstruktion während der Bauphase (Kollmann 1912, S. 42).	127
<b>Abb. 137:</b> Zusammenfassung am Ende des Textteils des Schweizer Patents N° 1229A von Joseph Monier, 1889.	130
<b>Abb. 138:</b> Hundehütte von Conrad Freytag 1884 (Archiv Deutsches Museum, Nr. BN 58267).	130



<b>Abb. 139:</b> François Coignet (Haegermann 1964, S. 13).	131
<b>Abb. 140:</b> Bewehrungsdetails nach System Edmont Coignet (Bussel 1996, S. 201).	131
<b>Abb. 141:</b> Ward’s Castle oder Ward’s House, 1873 (Haegermann 1964, S. 40).	132
<b>Abb. 142:</b> Foto um 1959 von der Säulenhalle aus Eisenbeton (Collins 1959, Abb. 11).	132
<b>Abb. 143:</b> Kassettendecke von Wilkinson um 1865 (Haegermann 1964, S. 28).	133
<b>Abb. 144:</b> Detail der Ausführung (Haegermann 1964, S. 28).	133
<b>Abb. 145:</b> William Boutland Wilkinson (Haegermann 1964, S. 27).	133
<b>Abb. 146:</b> Bewehrung eines Plattenbalkens nach System Hennebique (Beton–Atlas 1995, Abb. 1.17).	134
<b>Abb. 147:</b> Bewehrung eines Plattenbalkens (Beton–Atlas 1995, Abb. 1.18).	134
<b>Abb. 148:</b> Typisches Bewehrungsdetail nach System Hennebique (Simonnet 2005, S. 52).	134
<b>Abb. 149:</b> François Hennebique (Haegermann 1964, S. 116).	134
<b>Abb. 150:</b> Balkenbewehrung nach System Hennebique (Delhumeau 1993, S. 18).	135
<b>Abb. 151:</b> Pavillons nach System Hennebique in Paris im Jahr 1900 (Haegermann 1964, S. 122).	135
<b>Abb. 152:</b> Deutsches Patent Koenens, N° 23511, 1901, „Decke mit eisenarmerter Betonrippenplatte“.	136
<b>Abb. 153:</b> Mathias Koenen (Haegermann 1964, S. 82).	136
<b>Abb. 155:</b> Eisenbetondeckensysteme, Auswahl (SBZ 1910, S. 372–374).	137
<b>Abb. 156:</b> Stützenbewehrung nach System Edmond Coignet um 1892 (Beton–Atlas 1995, Abb. 1.5).	138
<b>Abb. 157:</b> Bruchversuch an einer Stütze mit spiralförmigen Bügeln (Mörsch 1906, S. 72).	138
<b>Abb. 158:</b> Spiralförmige Umschnürung von Stützenbewehrungen (Mörsch 1906, S. 70).	138
<b>Abb. 159:</b> Boot aus Eisenbeton von Joseph Lambot um 1855 (Bosc et.al 2001, S. 23).	139
<b>Abb. 160:</b> Brücke nach System Monier bei Chazélet aus den 1870er Jahren (Bosc et.al 2001, S. 95).	139
<b>Abb. 161:</b> Joseph Monier (Bosc et.al 2001, S. 4; ursprünglich in Beton und Eisen 1903, S. 13).	139
<b>Abb. 162:</b> Auszüge aus dem österreichischen Patent Joseph Moniers (Haegermann 1964, S. 68).	140
<b>Abb. 163:</b> Österreichisches Patent Joseph Moniers, weitere Abbildungen (Haegermann 1964, S. 68).	140
<b>Abb. 164:</b> Anhang aus dem Schweizer Patent N° 1229 von Monier aus dem Jahr 1889.	141
<b>Abb. 165:</b> Bogenbrücke in Ingolstadt um 1890 (Ramm 2012).	142
<b>Abb. 166:</b> Deutsches Patent N° 53604, Carl Rabitz von 1889, Drahtputz.	144
<b>Abb. 167:</b> Deutsches Patent N° 3789, Carl Rabitz von 1878, feuersichere Verkleidung.	144
<b>Abb. 168:</b> Schweizer Patent N° 54793, Fritz von Emperger, mit Eisenbeton umhüllte Gussstützen.	145
<b>Abb. 170:</b> Die Echelsbacher Brücke im Bauzustand (AM, Akt-Nr. kah–1–2).	146
<b>Abb. 171:</b> Die Ludwigsbrücke im Bau um 1935 (Rädlinger 2008, S. 179).	146
<b>Abb. 172:</b> Stufenanlage nach dem System Visentini (Beton und Eisen 1903, S. 160).	147
<b>Abb. 173:</b> Kahneisen (Kollmann 1912, S. 76).	147
<b>Abb. 174:</b> Lagerhaus Zürich mit Pilzkopfstützen, 1910 (Billington 1990, S. 14).	148

<b>Abb. 175:</b> Zeiss–Planetarium Jena, 1926 (Schunck 1996, S. 66).	148
<b>Abb. 176:</b> Stützenbewehrung, in Schalung eingesetzt (Beton und Eisen 1911, S. 430).	150
<b>Abb. 177:</b> Gustav Adolf Wayss (Beton und Eisen 1903, S. 142).	151
<b>Abb. 178:</b> Johann Bauschinger (Haegermann 1964, S. 83).	152
<b>Abb. 179:</b> Bauschingers Belastungsversuch: Brückenkonstruktion (Stegmann et.al 2017, S. 550).	152
<b>Abb. 180:</b> Lagergebäude am Rheinhafen von Straßburg, 1898 (SBZ 1902, S. 115).	153
<b>Abb. 182:</b> Die Illerbrücken bei Kempten 1904 (DBZ 1906, S. 219-222).	159
<b>Abb. 183:</b> Der Wasserturm von Kirchseeon, Gebr. Rank 1903–04 (Büsing et.al 1912, S. 696).	159
<b>Abb. 184:</b> Bruchversuche, die Rudolf Saliger an Betonbalken vornahm (Saliger 1913, S. 187).	160
<b>Abb. 185:</b> Zerreißungsapparat nach Michaelis, 1870er Jahre (Stark et.al 1998, S. 152).	163
<b>Abb. 186:</b> Prüfanlage für die Ermittlung der Betonzugfestigkeit (Beton und Eisen 1910, S. 4).	163
<b>Abb. 187:</b> Prüfapparat für die Ermittlung der Druckfestigkeit von Beton (Eisenbeton–Ausschuß Österreich 1912, S. 41).	163
<b>Abb. 188:</b> Kieswaschanlage (Büsing et.al 1912, S. 366).	164
<b>Abb. 189:</b> Betonmischmaschine (Büsing et.al 1912, S. 383).	164
<b>Abb. 190:</b> Arten der Verdichtung von Beton (Düsterhaupt 2006, S. 8).	165
<b>Abb. 191:</b> Biegevorrichtung für kleinere Stabdurchmesser (Kollmann 1912, S. 36).	166
<b>Abb. 192:</b> Biegerollen (Hausen 1919, S. 7).	166
<b>Abb. 193:</b> Laboranordnung für einen Bruchversuch an einem bewehrten Betonbalken (Eisenbeton–Ausschuß Österreich 1912, S. 105).	166
<b>Abb. 194:</b> Schalungstechnik um 1910 für die Ausführung von Skelettbauten (Mörsch 1912, S. 410).	170
<b>Abb. 195:</b> Schalung eines Wandquerschnitts mit Spannschlössern (Büsing et.al 1912, S. 415).	171
<b>Abb. 197:</b> Schüttbetonanlage, konstruiert durch die Baunternehmung Gebrüder Rank (DBZ 1915).	172
<b>Abb. 198:</b> Betoniervorgang, Gaswerk Augsburg, 1914 (Archiv Gaswerksfr. Augsburg e.V., Bild 036).	172
<b>Abb. 200:</b> druckluftbetriebene Rüttelplatte zur Verdichtung von Beton (Kollmann et.al 1912, S. 39).	173
<b>Abb. 201:</b> Verlegung von Kanalrohren aus Eisenbeton in Königsberg (Büsing et.al 1912, S. 594).	174
<b>Abb. 202:</b> Herstellung der Wölbbücke über die Rednitz bei Fürth (DBZ 1912, S. 140).	176
<b>Abb. 203:</b> Schalungsarbeit an Fachwerkbindern der Bahnhofshalle in Karlsruhe (DBZ 1910, S. 253).	177
<b>Abb. 204:</b> Das Wohnhaus in der Rue Franklin in Paris (Collins 1959, Abb. 50).	178
<b>Abb. 205:</b> Wohnhaus in St. Denis 1853 aus Stampfbeton (Collins 1959, Abb. 2).	180
<b>Abb. 206:</b> Kirche Le Vésinet. Architekt: L. C. Boileau (Collins 1959, Abb. 3).	180
<b>Abb. 209:</b> Bohrkern aus dem Deutschen Museum (überlassen durch: Bauverwaltung Dt. Museum).	181
<b>Abb. 216:</b> Drahtputzgewölbe in St. Johannes Baptist in Neu–Ulm (Foto: Christian Kayser).	184
<b>Abb. 217:</b> Kirche St. Johannes Baptist in Neu–Ulm (Foto: Christian Kayser).	184
<b>Abb. 218:</b> Büroraum in der Postsparkasse in Wien, 1904 bis 1906 (Wagner 1996).	185

<b>Abb. 219:</b> Tony Garnier, Cité Industrielle 1904 (Giedion 1928, S. 78).	186
<b>Abb. 221:</b> Ehemaliges Geschäftshaus Goldman & Salatsch am Michaelerplatz in Wien, nach Plänen von Adolf Loos 1910 bis 1911 errichtet (Foto: Ludwig Steiger).	187
<b>Abb. 222:</b> Das erste Bauhausgebäude in Weimar, 1904 bis 1911 (Foto: Ludwig Steiger).	189
<b>Abb. 223:</b> Bibliothekssaal, LMU nach Plänen von German Bestelmeyer (AM, Akt-Nr. bes-12-1006).	190
<b>Abb. 224:</b> Die Zollhalle des Hauptzollamtes in München 1912 (Zentralblatt der Bauverwaltung 1912).	195
<b>Abb. 225:</b> Errichtung von Stauwehren in der Nähe der Museumsinsel (Beton und Eisen 1910, S. 7).	196
<b>Abb. 226:</b> Das Kanalsystem in München (Münchener Stadtentwässerung 2017, S. 9).	196
<b>Abb. 227:</b> Das ehemals öffentliche Brausebad am Bavariaring von 1892 (BAI 1912, S. 656).	197
<b>Abb. 230:</b> Korngrößengruppen ( <a href="http://www.gansergruppe.de">www.gansergruppe.de</a> ).	198
<b>Abb. 231:</b> Die Münchner Lehmzunge (Kasberger et.al 2008, S. 21).	198
<b>Abb. 232:</b> Ansicht einer geschnittenen Nagelfluhoberfläche (Hugues et.al 2013, S. 52).	199
<b>Abb. 233:</b> Die Deutsche Portland-Cement-Industrie auf der Düsseldorfer Ausstellung 1902 (Verein deutscher Portland-Cement-Fabrikanten 1902).	199
<b>Abb. 234:</b> Briefkopf der Walhalla Portlandcement-Fabrik 1907 (Cramer et.al 2013, S. 16).	200
<b>Abb. 235:</b> Maxhütte, Aufnahme von 1946 (Bundesarchiv, Bild 183-W0128-310 / CC-BY-SA 3.0).	201
<b>Abb. 236:</b> Münchner Staffelbauplan von 1904 (Haffner 2005).	202
<b>Abb. 237:</b> Wasserturm in Neuaubing (Chevalley 2004, S. 50).	204
<b>Abb. 238:</b> Flügelbauten an der Gabelsberger Straße der TUM (Chevalley 2004, S. 86).	204
<b>Abb. 242:</b> Die Großmarkthalle München in einer historischen Aufnahme (Rädlinger 2010, S. 144).	205
<b>Abb. 244:</b> Die Messebauten, Theresienhöhe in einer historischen Aufnahme (BAI 1912, S. 728).	205
<b>Abb. 245:</b> Historische Aufnahme der Baustelle des Deutschen Museums (Archiv des Deutschen Museum, Nr. BN 10131).	205
<b>Abb. 248:</b> Das Kaufhaus Tietz am Bahnhofplatz (AM, Akt-Nr. lit-63-1000).	207
<b>Abb. 254:</b> Außenansicht Kirche St. Ursula nach der Fertigstellung (AM, Akt-Nr. thie_a-72-1258).	209
<b>Abb. 255:</b> Bewehrungsplan Ludwig-Ferdinand-Brücke, 1892 (AM-thie_a-29-25).	210
<b>Abb. 256:</b> Positionsplan Rapp-Motoren-Fabrik, 1918 (LBK, Akt.-Nr. 179056).	210
<b>Abb. 257:</b> Positionsplan Haus Pronath, 1907 (LBK, Akt.-Nr. 05716).	210
<b>Abb. 258:</b> Schriftverkehr zur Weinstr. 4, 1908 (LBK, Akt.-Nr. 140182).	210
<b>Abb. 259:</b> Bewehrungsplan Anatomie, 1905 (BSA, Unibauamt Nr. 225).	210
<b>Abb. 260:</b> Ausführungsplan Großmarkthalle, 1910 (Archiv Großmarkt).	210
<b>Abb. 261:</b> Das Verlagshaus in der Sendlinger Straße, Max Littmann (Oelwein 2013, S. 177).	212
<b>Abb. 263:</b> Straßenansicht Kaufhaus Bach in der Sendlinger Straße (Chevalley 2004, S. 1032).	214
<b>Abb. 267:</b> Augustenstr. 54, Ausschnitt Positionsplan des Vordergebäudes (LBK, Akt.-Nr. 05716).	216
<b>Abb. 268:</b> Positionspläne Deckenbewehrungen am Lindwurmhof (StadtAM, DE-1992-LBK-19330).	217

<b>Abb. 269:</b> Positionsplan o.M., Lindwurmhof, 1. OG, Bauteil II, 1910 (StadtAM, DE–1992–LBK–19330).	218
<b>Abb. 270:</b> Positionsplan o.M., Lindwurmhof, 1. OG, Bauteil I, 1910 (StadtAM, DE–1992–LBK–19330).	219
<b>Abb. 271:</b> Das Hauptzollamt: Baustellenfoto von der Zollhalle um 1912 (Archiv Hauptzollamt).	220
<b>Abb. 274:</b> Die Wohngebäude für Bedienstete, Hauptzollamt (Zentralblatt der Bauverwaltung 1912).	222
<b>Abb. 275:</b> Entwurfsplanung für das Kaufhaus Oberpollinger von Max Littmann (aus Laiblin 2016).	223
<b>Abb. 276:</b> Bogenbrücke bei Ingolstadt um 1890 (Ramm 2012).	224
<b>Abb. 277:</b> Bogenbrücke aus Eisenbeton bei Höllriegelskreuth (Mörsch 1908, S. 286).	224
<b>Abb. 278:</b> Die Corneliusbrücke in München (Rädlinger 2008, S. 151).	224
<b>Abb. 279:</b> Die Markthalle in Breslau im Bauzustand (Simonnet 2005, S. 136).	225
<b>Abb. 280:</b> Binderkonstruktion im Deutschen Museum (Archiv Deutsches Museum, Nr. BN_10167).	225
<b>Abb. 281:</b> Gewölbte Plattenbalkendecke, ehem. Garnisonskirche in Ulm (Mecenseffy 1911, S. 190).	226
<b>Abb. 284:</b> Die Pfarrkirche St. Ursula im Bau um 1897 (Appuhn–Radtke 2013, S. 62).	228
<b>Abb. 285:</b> Schalungsarbeiten an den Kuppeln der Anatomie um 1906 (DBZ 1908, S. 21).	228
<b>Abb. 286:</b> Schal- und Bewehrungsarbeiten an der Kuppel des Verkehrsministeriums in München (Beton und Eisen 1914, Tafel VIII).	228
<b>Abb. 288:</b> Darstellung einer Koenen´schen Plandecke (Ahnert et.al 1996, S. 174).	229
<b>Abb. 289:</b> Darstellung einer Westphaldecke (Hohlkörperdecke) (Bargmann 2013, S. 601).	229
<b>Abb. 291:</b> Auszug aus einem Ausführungsplan der Bauunternehmung Gebr. Rank für eine Hennebique–Decke im Gisela–Gymnasium um 1903 (Archiv des Baureferats).	230
<b>Abb. 292:</b> Stempel in einem Ausführungsplan: „System Hennebique, Konstruktionen aus armiertem Beton“, Dez. 1903 (Archiv des Baureferats).	230
<b>Abb. 294:</b> Schal- und Bewehrungsarbeiten, Hauptzollamt in München, 1912 (Archiv Hauptzollamt).	248
<b>Abb. 297:</b> Schweizer Patent von Joseph Monier N° 1229 von 1889.	249
<b>Abb. 306:</b> Verkröpfte Deckenbewehrung, Durchbruch im Lindwurmhof (Foto: Christian Kaut, JR).	252
<b>Abb. 308:</b> Lindwurmhof, Bauvorlagen Schnitt, Gebr. Rank (StadtAM, DE–1992–LBK–19330).	253
<b>Abb. 309:</b> Lindwurmhof, Bauvorlage Positionsplan Kellergeschoss (StadtAM, DE–1992–LBK–19330).	253
<b>Abb. 310:</b> Schnitt Wohnhaus Richard–Wagner–Str. 17, Positionsplan, 1910. (Basiner 2012, S. 151).	254
<b>Abb. 313:</b> Paketzustellamt, Bewehrungsplan (Gebrüder Rank).	255
<b>Abb. 317:</b> Großmarkthalle Schnitt (Bauvorlage), Leonhard Moll, 1910 (Archiv der Großmarkthalle).	257
<b>Abb. 318:</b> Sog. „Gehgeruest“, Großmarkthalle, Leonhard Moll, 1910 (Archiv der Großmarkthalle).	257
<b>Abb. 327:</b> Forderung des Bauherrn, bei der LMU die Leitsätze anzuwenden (BSA, Uni 42).	262
<b>Abb. 328:</b> Bewehrung eines Plattenbalkens im Erweiterungsbau der LMU (JR; Vorlage Bewehrungsplan Fa. Leonhard Moll, 1907; BSA, Uni 42). M 1:20.	262
<b>Abb. 329:</b> Schule an der Albrechtstraße: Bewehrungsplan (Bauref., Akt-Nr. 177).	263
<b>Abb. 330:</b> Bewehrung eines Binders, Flügelbauten der LMU (Beton und Eisen 1909, S. 247).	264

<b>Abb. 331:</b> Bewehrungsplan einer Treppenanlage der LMU (Beton und Eisen 1909, S. 247).	264
<b>Abb. 332:</b> Augustenstr. 54, Positionsplan, Kellergeschoss Vordergebäude (LBK, Akt-Nr. 05716).	265
<b>Abb. 336:</b> Das Phänomen des Rostens (Grafik aus SBZ 1911).	270
<b>Abb. 342:</b> Ehem. Arbeitermuseum: Ertüchtigung, Rippendecke im Westflügel (Foto: Josef Jordan).	276
<b>Abb. 345:</b> Gefährdungen für den Beton (SBZ 1912, S. 43).	278
<b>Abb. 350:</b> Bodenaushub, Gaswerk Augsburg, 1914 (Archiv Gaswerksfr. Augsburg e.V., Bild 065a).	286
<b>Abb. 351:</b> Deckenbewehrung, Gaswerk Augsburg, 1914 (Archiv Gaswerksfreunde Augsburg e.V., Bild 069).	286
<b>Abb. 352:</b> Schalung der Balken mit Blechen, Zollamt in München (Archiv Hauptzollamt).	286
<b>Abb. 353:</b> Rohbau des Ofenhauses, Gaswerk Augsburg, 1914 (Archiv Gaswerksfreunde Augsburg e.V., Bild 179).	287
<b>Abb. 354:</b> Bewehrung eines Behälters, Gaswerk Augsburg, 1914 (Archiv Gaswerksfreunde Augsburg e.V., Bild 158).	289
<b>Abb. 355:</b> Zentraler Mittelbau, ehemaligen Armeemuseums, 1970er Jahre (AM, Akt-Nr. mell-1-1018).	291
<b>Abb. 356:</b> Stadtkarte 1912, nordwestlicher Abschnitt ohne Maßstab (Geobasisdaten © Landeshauptstadt München – Kommunalreferat – GeodatenService 2016).	292
<b>Abb. 357:</b> Stadtkarte 1912, nordöstlicher Abschnitt ohne Maßstab (Geobasisdaten © Landeshauptstadt München – Kommunalreferat – GeodatenService 2016).	293
<b>Abb. 358:</b> Stadtkarte 1912, südwestlicher Abschnitt ohne Maßstab (Geobasisdaten © Landeshauptstadt München – Kommunalreferat – GeodatenService 2016).	294
<b>Abb. 359:</b> Stadtkarte 1912, südöstlicher Abschnitt ohne Maßstab (Geobasisdaten © Landeshauptstadt München – Kommunalreferat – GeodatenService 2016).	295
<b>Abb. 360:</b> Ansicht Brausebad (Bauref., Akt-Nr. 557c).	296
<b>Abb. 361:</b> ehem. Vergnügungsetablissement Elysium (Chevalley et.al 2004, S. 349).	297
<b>Abb. 362:</b> Elysium: Perspektivische Straßenansicht mit Vordergebäude (Weigle 1891).	297
<b>Abb. 363:</b> Elysium: Grundriss (Weigle 1891).	297
<b>Abb. 364:</b> Kirche St. Anton von Osten gesehen (SBZ 1896, S. 430).	298
<b>Abb. 369:</b> St. Anton: Grundriss und Schnitt (BAI 1912, S. 656).	299
<b>Abb. 372:</b> St. Anton: Raum zwischen den beiden Gewölben (Foto: Joram Tutsch).	300
<b>Abb. 373:</b> St. Ursula: Graphische Bemessung durch August Thiersch um 1897 (AM 72-138).	301
<b>Abb. 374:</b> St. Ursula: Ertüchtigungsmaßnahmen, 1933; IB Streck & Zenns (StadtAM DE-1992-LBK-19323).	301
<b>Abb. 375:</b> St. Ursula: Grundriss der Kuppeln (Darstellung: Sebastian Nägele).	301
<b>Abb. 379:</b> Augustinerbräu: Grundriss Erdgeschoss (Habel et.al 2009, S. 694).	302
<b>Abb. 380:</b> Hofbräuhaus: Historische Ansicht (BAI 1912, S. 512).	303
<b>Abb. 381:</b> Hofbräuhaus: Historisches Innenfoto (BAI 1912, S. 514).	303

<b>Abb. 382:</b> Wotanstraße: Perspektivischer Schnitt (SBZ 1903, S. 74).	304
<b>Abb. 383:</b> Wotanstraße: Ansicht des Doppelhauses (SBZ 1903, S. 75).	304
<b>Abb. 385:</b> Rumfordstraße: Historische Ansicht des Gebäudes (DBZ 1904, S. 551).	305
<b>Abb. 386:</b> Wasserturm Kirchseeon im Bau (SBZ 1903, S. 148).	306
<b>Abb. 387:</b> Wasserturm Kirchseeon: Bewehrungsplan (SBZ 1903, S. 148).	306
<b>Abb. 388:</b> Volkstheater: Perspektivischer Schnitt (Beton & Eisen 1904, S. 140).	307
<b>Abb. 389:</b> Volkstheater: Details Bewehrungsführung (Beton & Eisen 1904, Ausschnitt aus Tafel XI).	307
<b>Abb. 390:</b> Volkstheater: Lageplan (Emperger 1904, S. 141).	307
<b>Abb. 392:</b> Haus Falkeneck: Perspektivische Zeichnung um 1903 (Eugen Drollinger).	308
<b>Abb. 393:</b> Haus Fischer: Das Gebäude kurz nach der Fertigstellung (SBZ 1904, S. 258).	309
<b>Abb. 394:</b> Kreisrealschule Elisabethplatz: Historische Ansicht (BAI 1912, S. 564).	310
<b>Abb. 395:</b> wie vor: Bewehrungsplan einer Treppenanlage (Bauref. Akt-Nr. 296 b–f und 297 a–b).	310
<b>Abb. 396:</b> wie vor: Ausschnitt des Plans mit Systemstempel (Bauref., Akt-Nr. 296 b–f und 297 a–b).	311
<b>Abb. 400:</b> Schule Ridlerstraße: Straßenansicht nach Fertigstellung (Chevalley et.al 2004, S. 539).	312
<b>Abb. 401:</b> wie vor: Bewehrungsplan Decke, System Hennebique mit Stempel (Bauref., Akt-Nr. 159).	312
<b>Abb. 402:</b> Kaufhaus Bach: Straßenansicht 1911 (SBZ 1911, S. 379).	313
<b>Abb. 403:</b> wie vor: Grundriss EG (SBZ 1911, S. 378).	313
<b>Abb. 404:</b> Historische Straßenansicht des Kaufhauses Oberpollinger (BAI 1912, S. 316).	314
<b>Abb. 405:</b> wie vor: Grundriss (BAI 1912, S. 316).	314
<b>Abb. 406:</b> wie vor: Lichthof, Konstruktion aus umhüllten Eisenprofilen (Mecenseffy 1911, S. 9).	314
<b>Abb. 408:</b> Hubertusbrunnen: Grundriss (AM, Akt-Nr. hild–244).	316
<b>Abb. 410:</b> Wasserturm Putzbrunn: Perspektivische Zeichnung (SBZ 1904, S. 69).	317
<b>Abb. 411:</b> wie vor: Schnitt (SBZ 1904).	317
<b>Abb. 413:</b> Ehemaliges Armeemuseum: Zustand 1946, nach Zweitem Weltkrieg (Habel 1982, S. 44).	318
<b>Abb. 415:</b> wie vor: Historische Luftaufnahme (Habel et.al 2009, S. 206).	319
<b>Abb. 416:</b> wie vor: Schnittzeichnungen, Josef von Mellinger, 1905 (AM, Reg.-Nr. mell–1–22).	319
<b>Abb. 418:</b> wie vor: Bogenkonstruktionen während der Ausführung (Büsing et.al 1912, S. 422).	320
<b>Abb. 419:</b> Armeemuseum: Bewehrung der Gurtbögen (Büsing et.al 1912, S. 645).	320
<b>Abb. 420:</b> Armeemuseum: Grundriss der Kuppelkonstruktion (Mörsch 1912, S. 454).	321
<b>Abb. 421:</b> Armeemuseum: Teilschnitt und Details Kuppelkonstruktion (Mörsch 1912, S. 453).	321
<b>Abb. 429:</b> Wasserturm Feldkirchen: Isometrische Schnittzeichnung (SBZ 1904, S. 71).	324
<b>Abb. 430:</b> Wasserturm Feldkirchen während der Bauphase (SBZ 1904, S. 71).	324
<b>Abb. 432:</b> Kaufhaus Tietz: Historische Aufnahme des Lichthofs (DBZ 1905, S. 335).	325
<b>Abb. 433:</b> wie vor: Historische Ansicht von 1909 (Postkarte, aus Laiblin 2016, S. 39).	325

<b>Abb. 434:</b> Krankenhaus Schwabing: Historische Aufnahme (BAI 1912, S. 673).	326
<b>Abb. 435:</b> Silobauten Löwenbräu: Bewehrungsplan, Eisenbeton–Gesellschaft m.b.H (DBZ 1905, S. 42).	327
<b>Abb. 436:</b> wie vor: Unterbau der Silozellen (DBZ 1905, S. 41).	327
<b>Abb. 440:</b> wie vor: Isometrie der Maschinenhalle (Rehm 2012, S. 39).	329
<b>Abb. 441:</b> Ehemaliges Arbeitermuseum: Bewehrung Kassettendecke Westflügel (Foto: Josef Jordan).	329
<b>Abb. 443:</b> wie vor: Historisches Foto Kassettendecken Westflügel (BSA, Landbauamt Mü., Akt-Nr. 2881).	329
<b>Abb. 444:</b> Münchner Neueste Nachrichten: Historische Straßenansicht (DBZ 1906, S. 358).	330
<b>Abb. 446:</b> wie vor: Binderkonstruktion Dachgeschoss (Mörsch 1906, S. 424).	330
<b>Abb. 447:</b> Neues Rathaus: Historisches Foto des Innenhofs (SBZ 1911, S. 137).	331
<b>Abb. 448:</b> wie vor: Gewölbe, kurz nach der Fertigstellung (DBZ, 1905, S. 55).	331
<b>Abb. 453:</b> Augenklinik: Entwurf Ludwig von Stempel, perspektivische Ansicht (AM, Akt-Nr. stem–1–1).	333
<b>Abb. 454:</b> Agilolfinger Schule im Bau (Süddeutsche Zeitung 2005).	334
<b>Abb. 455:</b> wie vor: Grundriss Kellergeschoss (DBZ 1910, S. 27).	334
<b>Abb. 457:</b> wie vor: Straßenansicht (DBZ 1910, S. 17).	334
<b>Abb. 465:</b> Anatomie: Historisches Foto des Vestibüls im Flügelbau (Mecenseffy 1911, Abb. 58, S. 87).	337
<b>Abb. 466:</b> wie vor: Präpariersaal, historische Aufnahme (DBZ 1908, Nr. 2).	337
<b>Abb. 467:</b> wie vor: Kuppelzwischenraum (DBZ 1908, S. 20).	337
<b>Abb. 468:</b> wie vor: Grundriss 1. Obergeschoss (DBZ 1908, S.3).	337
<b>Abb. 469:</b> wie vor: Bewehrungsplan Kuppel, Eisenbeton–Gesellschaft m.b.H. (BSA, Unibauamt Nr. 225).	338
<b>Abb. 470:</b> wie vor: Bewehrungsplan Apsiden (BSA, Unibauamt Nr. 225).	338
<b>Abb. 471:</b> wie vor: Kuppeldetails gemäß zeitgenössischer Veröffentlichung (Büsing 1912, S. 677).	339
<b>Abb. 472:</b> wie vor: Graphische Statik der Kuppelkonstruktion, Deutsche Eisenbeton–Gesellschaft m.b.H. 17.05.1905, unterschrieben von Ludwig Zöllner (BSA, Unibauamt, Akt-Nr. 225).	340
<b>Abb. 473:</b> Schnitt (SBZ, Nr. 5, S. 35, 1908).	341
<b>Abb. 474:</b> Dresdner Bank: Historische Straßenansicht (SBZ, Nr. 4, S. 24, 1908).	341
<b>Abb. 475:</b> wie vor: Schalterhalle, historische Aufnahme (Oelwein 2013, S. 182).	341
<b>Abb. 478:</b> Das Gaswerk Moosach in einer Luftaufnahme von 1915. (Aus: Landeshauptstadt München 2013, S. 14; ursprüngliche Quelle: Stadtarchiv München).	343
<b>Abb. 479:</b> Wasserturm Moosach: Schnitt und Grundrisse ohne Maßstab (BAI 1978).	343
<b>Abb. 480:</b> wie vor: Innenansicht unterhalb des oben liegenden Wasserbehälters (Foto: Sandra Glück).	343
<b>Abb. 481:</b> wie vor: Blick in die Dachkonstruktion unterhalb der Laterne (Foto: Sandra Glück).	343
<b>Abb. 483:</b> Schule Gotzinger Platz: grafische Statik Gewölbe (LBK, Akt-Nr. 07247).	344
<b>Abb. 484:</b> Schule Gotzinger Platz: Innenraum mit Gewölbe, heute Lehrerzimmer (Foto: Joram Tutsch).	344
<b>Abb. 485:</b> wie vor: Ausführungsplanung Grundriss, Details zu Pfeiler u. Rippen (LBK, Akt-Nr. 07247).	345

<b>Abb. 486:</b> wie vor: Querschnitt durch Gewölbe und Pfeiler (LBK, Akt-Nr. 07247).	345
<b>Abb. 487:</b> wie vor: Rohbau der Turnhalle (Mörsch 1912, S. 251).	345
<b>Abb. 489:</b> LMU: Perspektivischer Schnitt von German Bestelmeyer um 1906 (AM, Akt-Nr. bes–12–8).	346
<b>Abb. 490:</b> LMU: Ansicht an der Amalienstraße. Historische Aufnahme (AM, Akt-Nr. bes–12–1004).	346
<b>Abb. 491:</b> LMU: Auszug Statische Berechnung, Bauamtman Bosch 1906 (BSA, Unibauamt, Akt-Nr. 42).	347
<b>Abb. 492:</b> LMU: Auszug Statische Berechnung Hängekuppel (BSA, Unibauamt, Akt-Nr. 42).	347
<b>Abb. 493:</b> LMU: Historische Aufnahme, Schal- und Bewehrungsarbeiten (Bosch in Beton und Eisen 1909, S. 246, Abb. 23).	347
<b>Abb. 494:</b> LMU: Bewehrungsplan der Hängekuppel (Dischinger 1928, Abb. 152).	347
<b>Abb. 495:</b> LMU: Bewährung Dachbinder (Bosch in Beton und Eisen 1909, S. 247).	347
<b>Abb. 497:</b> LMU: Gewölbe Kuppelhalle nach Fertigstellung (Bosch in Beton und Eisen, S. 246, Abb. 22).	348
<b>Abb. 498:</b> LMU: Innenraum im Bereich Kuppelhalle (AM, Akt-Nr. bes–12–1005).	348
<b>Abb. 499:</b> LMU: Gesamtgrundriss (BAI 1912, S. 508).	348
<b>Abb. 501:</b> Wasserkraftwerk 1: Historische Ansicht (Chevalley et.al 2004, S. 696).	349
<b>Abb. 502:</b> wie vor: Historische Aufnahme des Turbinenraums (Bosch 1910, Abb. 15, S. 7).	349
<b>Abb. 504:</b> Ehemalige Papierfabrik: Arbeitsplätze im Dachgeschoss (Foto: Burkhard Körner).	350
<b>Abb. 509:</b> Gerberblock: Ansicht von der Blumenstraße (Habel 2009, S. 124).	352
<b>Abb. 510:</b> wie vor: Historische Ansicht der Angertorstraße (Basiner 2012, S. 155).	353
<b>Abb. 511:</b> wie vor: Grundriss erster Bauabschnitt (Emperger 1915, S. 598, Abb. 166).	353
<b>Abb. 512:</b> wie vor: Ausschnitt Positionsplan des 3. Obergeschosses (LBK Akt-Nr. 6735).	353
<b>Abb. 513:</b> Haus Pronath: Rückansicht (SBZ 1908, S. 196).	354
<b>Abb. 517:</b> wie vor: Baugenehmigungsplan: Ansicht Rückgebäude, Gebr. Rank (LBK, Akt-Nr. 05716).	355
<b>Abb. 520:</b> Messe, Halle III: Innenraum nach Fertigstellung (Chevalley 2004, S. 633).	356
<b>Abb. 521:</b> wie vor: Bewehrungsplan (Büsing 1912, S. 709).	356
<b>Abb. 523:</b> Haus Einhorn: Historische Aufnahme der Straßenfront (DBZ 1910, S. 440).	357
<b>Abb. 525:</b> wie vor: Schnitt (SBZ 1908, S. 271).	357
<b>Abb. 526:</b> MTV: Perspektivische Ansicht, Gebr. Rank (Basiner 2012, S. 188).	358
<b>Abb. 528:</b> MTV: Historische Aufnahme des Saals (Basiner 2012, S. 190).	358
<b>Abb. 529:</b> MTV: Bewehrungsplan großes Kneippzimmer, Erdgeschoss (Emperger 1915, Abb. 171).	359
<b>Abb. 530:</b> MTV: Kellerräume, historische Aufnahme (Mecenseffy 1911, S. 79, Abb. 53).	359
<b>Abb. 531:</b> MTV: Kneippzimmer im Erdgeschoss, historische Aufnahme (DBZ 1910, S. 137).	359
<b>Abb. 532:</b> Poliklinik: Grundriss der Gesamtanlage. Im Norden die Augenklinik (BAI 1912, S. 505).	360
<b>Abb. 536:</b> Ehemaliges Körnermagazin: Innenraum 2. OG, 2011 (Rehm 2016, S. 30).	361
<b>Abb. 537:</b> Ehemaliges Körnermagazin: Historische Ansicht (Stegmann 2014, S. 316).	361



<b>Abb. 544:</b> St. Margaret: Historische Ansicht (Rädlinger 2010, S. 77).	363
<b>Abb. 546:</b> Ehemalige Garnisonskirche: Bewehrungsplan eines Bogenbinders (DBZ 1910, S. 223).	364
<b>Abb. 547:</b> Ehemalige Garnisonskirche: Schalung eines Bogenbinders (DBZ 1910, S. 227).	364
<b>Abb. 548:</b> wie vor: Innenansicht (AM, Akt-Nr. fis_t-94-1030).	365
<b>Abb. 551:</b> Ehemalige Bürstenfabrik: Historische Straßenansicht (Basiner 2012, S. 153).	366
<b>Abb. 553:</b> Ehemalige Koksanlage Moosach: Schnittzeichnung (DBZ 1909, S. 93).	367
<b>Abb. 554:</b> wie vor: Bewehrungsplan (DBZ 1909, S. 94).	367
<b>Abb. 557:</b> Ehem. Waggonfabrik: Historische Aufnahme des Verwaltergebäudes (DBZ 1915, S. 28).	368
<b>Abb. 558:</b> wie vor: Lageplan (DBZ 1915, S. 18).	368
<b>Abb. 559:</b> wie vor: Historische Innenansicht Montagehalle (DBZ 1915, Nr. 4, S. 29).	369
<b>Abb. 560:</b> wie vor: Bewehrungsplan Montagehalle (DBZ 1915, Nr. 4, S. 26).	369
<b>Abb. 563:</b> Haus Salamander: Lageplanausschnitt Genehmigungsplanung (LBK Akt-Nr. 140182).	371
<b>Abb. 564:</b> Haus Salamander: Nachreichung geänderte Planung, 22.04.1909 (LBK Akt-Nr. 140182).	371
<b>Abb. 565:</b> wie vor: Ausschnitt Positionsplan (LBK Akt-Nr. 140182).	371
<b>Abb. 567:</b> Haus Schirmer: Ansicht aus der Genehmigungsplanung (Basiner 2012, S. 161).	372
<b>Abb. 568:</b> wie vor: Bewehrungsplan der Fassadenfront (Basiner 2012, S. 160).	372
<b>Abb. 569:</b> wie vor: Straßenansicht des Flügels an der Lindwurmstraße (Chevalley et.al 2004, S. 398).	373
<b>Abb. 570:</b> Kinderklinik: Positions- und Bewehrungsplan, 1909 (BSA, Universitätsbauamt, Akt-Nr. 192).	373
<b>Abb. 571:</b> wie vor: Grundriss Gesamtanlage (Chevalley et.al 2004, S. 398).	373
<b>Abb. 573:</b> Ehemaliges Verkehrsministerium: Isometrie der Gesamtanlage (SBZ 1911, S. 153).	374
<b>Abb. 574:</b> Ehemaliges Verkehrsministerium: Gerüstplan (Emperger 1914, S. 76).	374
<b>Abb. 575:</b> wie vor: Historische Aufnahme des Raumes unter der Kuppel (Emperger 1914, S. 76).	375
<b>Abb. 576:</b> wie vor: Mit Gipsmodellen belegte Innenkuppel (Emperger 1914, S. 76).	375
<b>Abb. 577:</b> wie vor: Ansichtszeichnung mit handschriftlichen Eintragungen (AM Reg.-Nr. hoch-7-3).	375
<b>Abb. 579:</b> Sammlungsbau dt. Museum: Perspektivische Entwurfszeichnung (Matschoß 1933, S. 54).	376
<b>Abb. 580:</b> Sammlungsbau: Bewehrungsarbeiten an einem der Dächer (Archiv Deutsches Museum).	376
<b>Abb. 581:</b> wie vor: Grundriss des 1. OG (Matschoß 1933, S. 57).	377
<b>Abb. 582:</b> wie vor: Westflügel (Rehm et.al 2018, S. 55).	377
<b>Abb. 586:</b> wie vor: Historische Aufnahme im Bereich des Südflügels (Matschoß 1933, S. 59).	378
<b>Abb. 588:</b> wie vor: Das Museum im Bau (Archiv Dt. Museum, Reg-Nr. BN 10156).	379
<b>Abb. 589:</b> wie vor: Bewehrungsführung Unterzugdecke (Archiv Dt. Museum, Reg-Nr. CD 57853).	379
<b>Abb. 591:</b> Bebauung Straßenecke Thierschstraße (SBZ 1911, S. 196).	380
<b>Abb. 592:</b> Bebauung Liebherrstraße (DBZ 1910, S. 440).	380
<b>Abb. 593:</b> wie vor: Grundriss (Habel et.al 2009, S. 1145).	380

<b>Abb. 595:</b> Haus Bernheimer: Grundriss Erdgeschoss (DBZ 1910, S. 445).	381
<b>Abb. 596:</b> wie vor: Historische Aufnahme des Innenhofs (DBZ 1910, S. 446).	381
<b>Abb. 597:</b> Lazarettstraße: Historische Ansicht (BAI 1912, S. 554).	382
<b>Abb. 598:</b> Lazarettstraße: Historische Ansicht (BAI 1912, S. 555).	383
<b>Abb. 602:</b> Wasserturm Schwabmünchen: Ausschnitt Bewehrungsplan 1909 (Archiv Stadt Schwabmünchen).	385
<b>Abb. 606:</b> Littmannbau Löwenbräu: Aktuelle Ansicht (Habel et.al 2009, S. 710).	387
<b>Abb. 608:</b> Gerstenhaus Löwenbräu: Grundriss 2. OG (SBZ 1912, S. 130).	388
<b>Abb. 609:</b> wie vor: Historische Ansicht (SBZ 1912, S. 129).	388
<b>Abb. 610:</b> wie vor: Beschädigungen im Mai 1919 (Heckhorn 1989, S. 226).	389
<b>Abb. 612:</b> Schlachthof FFB: Bewehrungsplan (Emperger 1915, S. 79).	390
<b>Abb. 613:</b> wie vor: Modellansicht (SBZ 1911, S. 97).	390
<b>Abb. 614:</b> wie vor: Binderkonstruktion mit Schalungsabdrücken (Foto: Christian Kayser).	390
<b>Abb. 615:</b> wie vor: Aktuelle Außenansicht (Foto: Christian Kayser).	390
<b>Abb. 617:</b> Wohnhaus Wagner–Straße: Bewehrungsplan (Basiner 2012, S. 151).	391
<b>Abb. 624:</b> Hauptzollamt: Historische Aufnahme (Archiv Hauptzollamt).	393
<b>Abb. 625:</b> wie vor: Bewehrung von Unterzugsdecken (Emperger 1913, Abb. 26).	393
<b>Abb. 627:</b> wie vor: Zollhalle im Erdgeschoss (Zentralblatt der Bauverwaltung 1912, S. 17).	393
<b>Abb. 629:</b> wie vor: Grundriss der Kuppel (Emperger 1913, Tafel VI).	394
<b>Abb. 631:</b> wie vor: Blick in die Rippenkuppel (Foto: Archiv Hauptzollamt).	394
<b>Abb. 634:</b> wie vor: Ansicht von Süden auf die Kuppel (Emperger 1913, Abb. 15).	395
<b>Abb. 635:</b> wie vor: Historische Aufnahme (Zentralblatt der Bauverwaltung 1912, S. 4).	396
<b>Abb. 636:</b> wie vor: Bewehrungsarbeiten mit Stützenanschluss (Emperger 1913, Abb. 29).	396
<b>Abb. 637:</b> wie vor: Betonaufzug am Zollamt (Emperger 1913, Abb. 30).	396
<b>Abb. 639:</b> Lindwurmhof: Grundriss Dachgeschoss (StadtAM, DE–1992–LBK–19330).	397
<b>Abb. 646:</b> wie vor: Originaler Positionsplan Decke über 1. OG (StadtAM, DE–1992–LBK–19330).	399
<b>Abb. 647:</b> Schule Maria–Ward–Straße: Historische Ansicht (DBZ 1914, S. 220).	400
<b>Abb. 648:</b> wie vor: Turnhalle (DBZ 1914, S. 221).	400
<b>Abb. 649:</b> wie vor: Bewehrungsplan der Hallenbinder (Emperger 1915, Abb. 174, S. 223).	400
<b>Abb. 650:</b> wie vor: Lageplan (Basiner 2012, S. 178).	400
<b>Abb. 651:</b> Volksbad Nürnberg: Längsschnitt durch das Herrenbad (Bauamt Nürnberg).	401
<b>Abb. 656:</b> Großmarkthalle: Bewehrungsplan (SBZ 1911, Abb. 4, S. 342).	402
<b>Abb. 659:</b> wie vor: Baustellenfoto (Emperger 1915, Abb. 9, S. 19).	403
<b>Abb. 660:</b> wie vor: Schnitt Gesamtanlage (SBZ 1911, Abb. 3, S. 342).	403
<b>Abb. 661:</b> wie vor: Ansicht von Südosten, 1950. Wiederaufbauprojekt (Archiv der Großmarkthalle).	403

<b>Abb. 666:</b> 3. Orden: Schal- und Bewehrungsarbeiten an der Kuppel (Emperger 1915, S. 145).	405
<b>Abb. 667:</b> 3. Orden: Bewehrungsplan Binder über der Orgelempore (Emperger 1915, S. 144).	405
<b>Abb. 668:</b> 3. Orden: Historische Aufnahme des OP-Saals (Basiner 2012, S. 180).	405
<b>Abb. 669:</b> Schule Albrechtstraße: Teilschnitt mit Darstellung einer Rippendecke (Bauref. Akt-Nr. 177).	406
<b>Abb. 671:</b> Residenzpost: Historische Aufnahme des Saals (Emperger 1915, Abb. 211, S. 247).	407
<b>Abb. 672:</b> Residenzpost: Bewehrung des Binders (Emperger 1915, Abb. 212a, S. 248).	407
<b>Abb. 673:</b> Stickerei Schmidt: Schnitt (Baumeister 1912, Tafel 67).	408
<b>Abb. 674:</b> wie vor: Aktuelle Ansicht (Chevalley et.al 2004, S. 168).	408
<b>Abb. 675:</b> wie vor: Grundriss (SBZ 1913, S. 256).	408
<b>Abb. 676:</b> wie vor: Ausschnitt der Ansicht (Baumeister, Tafel 67, 1912).	409
<b>Abb. 677:</b> wie vor: Historische Ansicht (SBZ 1913, S. 253).	409
<b>Abb. 685:</b> Stammgelände TU aus der Vogelperspektive (TUM-Chronik 1868–1918).	411
<b>Abb. 691:</b> Schule Gebelestraße: Schnitt, Bewehrungsplan Mitteltrakt (Emperger 1915, Abb. 180).	414
<b>Abb. 692:</b> Deckenuntersicht (Emperger 1915, Abb. 183).	414
<b>Abb. 693:</b> wie vor: Bewehrung einer Decke (Emperger 1915, Abb. 182).	414
<b>Abb. 694:</b> Elefantenhaus: Historische Ansicht (Lübbecke 1985, S. 302).	415
<b>Abb. 695:</b> wie vor: Grundriss. Die Kuppel erhob sich über dem inneren Ring (Lübbecke 1985, S. 302).	415
<b>Abb. 696:</b> wie vor: Innenraum nach Abschluss der Arbeiten und Erneuerung der Kuppelkonstruktion (Münchener Merkur Oktober 2016).	415
<b>Abb. 702:</b> Gaswerk Augsburg, Ofenhaus: Bewehrungsplan, Deckenunterzüge (StadtAA, KPS 6811).	417
<b>Abb. 710:</b> wie vor, Reinigergebäude: Schal- und Bewehrungsarbeiten 1913 (Archiv Gaswerksfreunde Augsburg e.V., Bild 020).	419
<b>Abb. 715:</b> wie vor, Scheibengasbehälter: Bewehrungsplan der Kuppel (StadtAA, KPS 8242).	421
<b>Abb. 716:</b> wie vor: Baustellenfoto von Juni 1914 (Archiv Gaswerksfreunde Augsburg e.V., Bild 116).	421
<b>Abb. 719:</b> wie vor: Bewehrung von Fundament und Skelett (StadtAA, KPS 8248).	421
<b>Abb. 721:</b> Synagoge Augsburg: Perspektivische Schnittzeichnung (Lömpel 1913).	422
<b>Abb. 723:</b> wie vor: Baustellenfoto (Klotz 2001, S. 47).	423
<b>Abb. 724:</b> wie vor: Bewehrungsplan Vorhalle (Thormann & Stiefel 1914).	423
<b>Abb. 725:</b> wie vor: Bewehrungsplan Unterzüge des Foyers (Thormann & Stiefel 1914).	423
<b>Abb. 726:</b> Ortskrankenkasse: Straßenansicht (Der Baumeister 1914, Tafel 174).	424
<b>Abb. 727:</b> wie vor: Innenraum, historische Aufnahme (Der Baumeister 1914, S. 123).	424
<b>Abb. 728:</b> wie vor: Eingang, historische Ansicht (Der Baumeister 1914, S. 121).	424
<b>Abb. 729:</b> wie vor: Grundriss 1. Obergeschoss (Der Baumeister 1914, Tafel 174).	424
<b>Abb. 730:</b> wie vor: Historische Ansicht von der Straße (Der Baumeister 1914, S. 122).	425
<b>Abb. 731:</b> Verwaltung Unterer Anger: Straßenansicht (Habel et.al 2009, S. 1183).	426

<b>Abb. 732:</b> wie vor: Fundamentplanung (LBK, Akt-Nr. 129777).	426
<b>Abb. 733:</b> wie vor: Deckenausführung im Detail (LBK, Akt-Nr. 129777).	426
<b>Abb. 736:</b> Geschäftshaus Lindwurmstraße: Ansicht von Südwesten (Chevalley et.al 2004, S. 400).	428
<b>Abb. 737:</b> wie vor: Ausschnitt Positionsplan Decke über 1. Obergeschoss (LBK, Akt-Nr. 159270).	429
<b>Abb. 743:</b> MVG–Museum: Luftbild 1928 (MVG Museum).	430
<b>Abb. 752:</b> Rapp–Motorenfabrik: Lageplan. Umrandet die Querhalle (LBK Akt-Nr. 179055).	432
<b>Abb. 753:</b> wie vor: Historische Luftaufnahme aus den 1920er Jahren (wikipedia: bmw_galerie–980).	432
<b>Abb. 754:</b> wie vor: Ausschnitt Positionsplan für Halle A (LBK Akt-Nr. 179056).	433
<b>Abb. 755:</b> wie vor: Fertigstellungsanzeige für die Halle A (LBK Akt-Nr. 179056).	433
<b>Abb. 756:</b> wie vor: Ausschnitt Querschnitt Querhalle (LBK Akt-Nr. 179055).	433
<b>Abb. 760:</b> Paketzustellamt: Bewehrungsplan Pilzkopfstützen (Gebr. Rank).	435
<b>Abb. 764:</b> Ludwig–Ferdinand–Brücke: Kräfteplan, Actiengesellschaft für Monierbauten (AM thie_a–29–45).	438
<b>Abb. 765:</b> wie vor: Teilschnitt mit Bewehrung und Angaben zur Betonmischung (Bosc et.al 2001, S. 117).	438
<b>Abb. 768:</b> Kabelsteg: Graphische Statik, Wayss & Freytag A.–G. (Bauref., Akt-Nr. 33/13).	440
<b>Abb. 771:</b> Gebattelbrücke: Graphische Statik M 1:250 (Bauref., Akt-Nr. 40/17).	441
<b>Abb. 772:</b> Brücke bei Grünwald: Die Brücke nach Fertigstellung (Mörsch 1912, S. 534).	442
<b>Abb. 773:</b> wie vor: Kurz vor Fertigstellung (DBZ 1904, S. 49).	442
<b>Abb. 777:</b> Gunezrainer Brücker: Bewehrungsplan von Leonhard Moll (Bauref., Akt-Nr. 30/32/6).	444
<b>Abb. 778:</b> wie vor: Ansicht der Brücke (Rädlinger 2008, S. 243).	444
<b>Abb. 779:</b> Brücke westlich des Nymphenburger Parks: Historische Ansicht (Basiner 2012, S. 114).	445
<b>Abb. 780:</b> Großhesselohe: Fußgängerbrücke kurz nach Errichtung (Mörsch 1908, Abb. 291, S. 286).	446
<b>Abb. 781:</b> Baustellenfoto von 1911 des Hauptzollamtes (Archiv Hauptzollamt).	448
<b>Abb. 782:</b> Augustenstr. 54, Längsschnitt Rückgebäude, 1907, Bauvorlageplan (LBK, Akt-Nr. 05716).	449
<b>Abb. 783:</b> Fertigstellungsanzeige Lindwurmhof 1911 (StadtAM, DE–1992–LBK–19330–No–05641).	450
<b>Abb. 784:</b> Deutsches Museum Schnitt CD von 1908 (Archiv des Deutschen Museums).	451
<b>Abb. 785:</b> Perspektivstudie zur katholischen Kirche St. Ursula, August Thiersch 1894 (AM, Akt-Nr. thie_a–72–172).	452
<b>Abb. 787:</b> Positionsplan Kellergeschoss Lindwurmhof 1910 (StadtAM, DE–1992–LBK–19330).	455



## Tabellenverzeichnis

<b>Tabelle 1:</b> Bemessungsspannungen und Ausführungsvorschriften für Beton (JR)	108
<b>Tabelle 2:</b> Bemessungsspannungen für Eisenwerkstoffe (Jürgen Villain, JR)	108
<b>Tabelle 3:</b> Übersicht zu den an Münchner Hochbauten und Brücken vornehmlich beteiligten Bauunternehmen im Untersuchungszeitraum (JR)	211
<b>Tabelle 4:</b> Übersicht über die ausgeführten Bautypen (ohne Brücken) im Untersuchungszeitraum anhand der dokumentierten Bauwerke (JR)	221





## Zum Autor

Jörg Rehm, Jahrgang 1969, ist Zimmerer und studierte Architektur an der Hochschule München. Nach seinem Studium arbeitete er für das Architekturbüro Fischer + Steiger in München. Er befasste sich vornehmlich mit der Planung von Instandsetzungsmaßnahmen an öffentlichen Gebäuden der Prinzregentenzeit. Nach dem Aufbaustudium der Denkmalpflege in Bamberg wechselte er zu Barthel & Maus Beratende Ingenieure in München und Mainz.

In seiner beruflichen Laufbahn begegnete Rehm häufig Bauwerken, die ganz oder teilweise aus bewehrtem Beton errichtet wurden. Die Erfahrungen damit waren Grundlage und Ansporn für seine intensive Auseinandersetzung mit dem Thema, die schließlich zu der vorliegenden Arbeit führten.

Rehm lebt in München und arbeitet als Dozent und Bauforscher an der Technischen Universität, Fakultät Architektur. Darüber hinaus nimmt er regelmäßig Lehraufträge u.a. an der Hochschule München wahr. Als freiberuflicher Architekt widmet er sich in erster Linie denkmalpflegerischen Aufgaben in der Objektplanung.