



## Doctoral Thesis

### **Bracing ability of wooden joist floors in traditional Viennese masonry buildings in the earthquake load case**

submitted in satisfaction of the requirements for the degree of  
Doctor of Science in Civil Engineering  
of the Vienna University of Technology, Faculty of Civil Engineering

---

## Dissertation

### **Aussteifungsvermögen der bestehenden Holztramdecken in Wiener Gründerzeithäusern im Lastfall Erdbeben**

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades eines  
Doktors der technischen Wissenschaft  
eingereicht an der Technischen Universität Wien Fakultät für Bauingenieurwesen  
von

**Dipl.-Ing. Dimitrios Stefanoudakis**

Matrikelnummer 1028465

Stammgasse 2/18, 1030 Wien

Gutachter: **Univ. Prof. DDI Wolfgang Winter**

Institut für Architekturwissenschaften

Tragwerksplanung und Ingenieurholzbau

TU Wien

A-1040 Wien, Karlsplatz 13/259.2

Gutachter: **Univ. Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Andreas Kolbitsch**

Institut für Hochbau und Technologie

TU Wien

A-1040 Wien, Karlsplatz 13 / 206

Wien, Jänner 2016



# INHALTSVERZEICHNIS

<b>VORWORT</b> .....	<b>1</b>
<b>ABSTRACT</b> .....	<b>3</b>
<b>ALLGEMEINES ZUM THEMA ERDBEBEN</b> .....	<b>4</b>
<b>Erdbeben in Österreich</b> .....	<b>6</b>
Historische Erdbeben in Österreich .....	9
Erdbeben in Wien und Umgebung.....	10
<b>Erdbebengefährdung von Bauwerken</b> .....	<b>11</b>
<b>Wiener Altbaubestand</b> .....	<b>13</b>
Die Gründerzeitbauten .....	14
Materialien im Wiener Gründerzeithaus (WGH).....	21
Wiener Holzdeckenkonstruktionen .....	23
Dachgeschoßausbau und bauliche Änderungen im Bestand in Wien .....	25
Nachrechnung nach aktuellem Normenstand gemäß ONR 24009 .....	30
<b>GRUNDPRINZIPIEN DER ERDBEBENMECHANIK</b> .....	<b>32</b>
<b>Aufbau der Eurocodes hinsichtlich Erdbeben</b> .....	<b>38</b>
Grundlegende Darstellung der Erdbebeneinwirkung [ASI].....	42
<b>Tragwerksmodelle</b> .....	<b>46</b>
Berechnungsmethoden .....	48
Tragwerksberechnung.....	49
<b>Bestandsbauten</b> .....	<b>50</b>
Modellierung des Bauwerks .....	50
Berechnungsmethoden .....	50
Berechnung eines Wiener Gründerzeithauses mit quasistatischen 3D-Modellen.....	51
<b>DIE VERSCHLIESSUNG EINES GRÜNDERZEITHAUSES</b> .....	<b>54</b>
<b>Funktion der Schließe</b> .....	<b>57</b>
<b>Axiale Schließen-Versuche im Labor</b> .....	<b>58</b>
Versuche zur experimentellen Ermittlung von Basiswerten im Labor.....	59

<b>Analyse und Interpretation der Versuche .....</b>	<b>67</b>
<b>Axiale Holzdecken-Versuche in situ .....</b>	<b>71</b>
<b>Laterale Holzdecken-Versuche in situ.....</b>	<b>74</b>
<b>Zusammenführung der lateralen Versuchsergebnisse .....</b>	<b>76</b>
Ansatz zur Berechnung des ermittelten Verschiebungsmoduls axial .....	78
<b>PROJEKT ENGERTHSTRASSE 223, 1020 WIEN .....</b>	<b>88</b>
<b>VERGLEICHSBERECHNUNGEN IM BESTANDSHAUS .....</b>	<b>100</b>
<b>Anwendung des Koppelungsansatzes mittels Eisenschließen an linearen 3D-     Gebäudemodellen.....</b>	<b>100</b>
<b>Diskussion der Ergebnisse .....</b>	<b>106</b>
<b>SCHLUSSFOLGERUNG .....</b>	<b>112</b>
<b>QUELLENVERZEICHNIS .....</b>	<b>113</b>
<b>ABBILDUNGSVERZEICHNIS.....</b>	<b>116</b>
<b>TABELLENVERZEICHNIS .....</b>	<b>120</b>
<b>APPENDIX A .....</b>	<b>121</b>
<b>APPENDIX B .....</b>	<b>139</b>
<b>LEBENS LAUF .....</b>	<b>147</b>

# VORWORT

Vielen Dank meinen Eltern und meiner Tante Evangelia, die mein Grundstudium ermöglicht haben, meiner Familie und allen, die mich in meiner beruflichen Laufbahn begleitet und unterstützt haben, v.a. meinen Kollegen des Teams E223 und meinen beiden Betreuern Prof. DDI Wolfgang Winter und Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Andreas Kolbitsch, welche mit ihren weisen Ratschlägen mehr aus mir herausgeholt haben.

## Motivation

Ich wurde vor ca. 60 Jahren in Chania, Kreta, Griechenland geboren. Die Stadt liegt an der nordwestlichen Küste Kretas in einem Starkbebengebiet. Als Kind mit etwa 10 Jahren habe ich ein kräftiges Beben erlebt. Es war gegen Mittag und ich befand mich im 1. Stock eines Stahlbetonskelettbbaus aus den 1930ern zwischen Küche und Vorraum. Es war ein ziemlich unheimliches Gefühl. Das Beben schien unendlich lang zu dauern, sogar das Licht hat sich verändert. Ich hatte das Gefühl, ich befand mich auf einem Schiff, mitten in einem Sturm. Dieses Ereignis hat mein Interesse an dem Phänomen Erdbeben und den Geowissenschaften maßgeblich beeinflusst. In meinem Grundstudium an der TU - Lund in Schweden habe ich viele Wahlfächer der technischen Geologie und der Geotechnik gehört und meine Diplomarbeit in der Geotechnik geschrieben (Anisotropie in Füllungen aus Erdmaterial).

Mit der Einführung der Eurocodes in Österreich begann in Wien, bereits in der Koexistenzphase um 2004, eine Diskussion über der Tragfähigkeit der Bestandsbauten, v.a. der Wiener Gründerzeithäuser im Lastfall Erdbeben. Diese Diskussion habe ich aufmerksam verfolgt und mich an dieser beteiligt. Einer Einladung der Kammer für Architekten und Ingenieurkonsulenten für Wien, NÖ und Burgenland folgend, habe ich an einem Arbeitskreis (AKR) der Kammer, der Bau- und Immobilienwirtschaft und der Stadt Wien teilgenommen. Die Arbeit des AKR resultierte zum Merkblatt (MB) „statische Vorbemessung“ vom 31.3.2008 und zu einem Musterbeispiel, wie Gründerzeithäuser in Wien zu berechnen wäre, als Erläuterung E03 der Kammer erschienen. Siehe dazu Archiv der Fachgruppe Bauwesen der Wienerkammer: <http://wien.arching.at/service/downloadcenter.html>

Im Zuge meiner Arbeit im o.a. Kreis und meiner beruflichen Tätigkeit in Wien habe ich, auch wegen meines Backgroundwissens aus Griechenland, über alternative Lösungen nachgedacht, da das einfache Modell gemäß o.a. E03 seine Grenzen erreicht, sobald Bauwerke mit unregelmäßiger Geometrie und Bauteilen behandelt werden müssen.

Es hat mich auch nicht sehr befriedigt, dass nur die Haupt- und Sekundärschubwände betrachtet wurden, aber nicht die Pfeiler, und dass auch den Holzdecken kein Beitrag zur Aussteifung dieser Bauwerke beigemessen wurde. Ich bin in der Literatur (z.B. Kappos et.al.) auf Fachwerksmodelle gestoßen, welche das Tragverhalten von unbewehrten Mauerwerksbauten gut zu beschreiben schienen. Ich beschloss für mich, ein solches Modell für das sogenannte „Musterhaus“ gemäß o.a. E03 zu erstellen. Dabei habe ich versucht, möglichst viele strukturelle Merkmale und Details der Wiener Gründerzeithäuser möglichst einfach zu berücksichtigen. Das Modell sollte ja von den praktizierenden Bauingenieuren mit handelsüblicher Software möglich zu erstellen und zu berechnen sein.

Ein wichtiges Tragwerkselement für die Horizontalaussteifung der o.a. Bauwerke schienen für mich die Eisenschließen zu sein, welche die Pfeiler, ohne Scheidewände, mit der Holzdecke verbinden. Mit Hilfe einer Parameterstudie habe ich auch diese Elemente modellieren können. Das Modell habe ich CAT getauft (Computer Aided Trusmodel). Das Modell ist im o.a. Archiv beschrieben, insbesondere in:  
<http://wien.arching.at/service/downloadcenter.html>

Mit Hilfe der E03 und des CAT-Modells haben viele Kollegen und auch ich, mittels Vergleichsberechnungen, einige Probleme hinsichtlich Einreichung und Bewilligung bzw Verstärkung von Gründerzeithäusern gelöst.

Um meine Dissertation, dass die Wiener Holzdecken mit Hilfe der Eisenschließen ein gewisses Aussteifungsvermögen haben, habe ich mit Hilfe des ZIT (Technologieagentur der Stadt Wien) und der FFG (Österreichische Forschungsförderungsgesellschaft mbH) Versuche in situ und im Labor durchgeführt, um die berechneten Eigenschaften der Eisenschließen zu überprüfen. Weiteres wurden Versuche in einem Abbruchhaus mit Unterstützung des Bauträgers Ulreich & Gassner und einigen Kollegen des sogenannten Team E223 durchgeführt [15]. Die Ergebnisse diese Versuchen werden im Folgenden zur Untermuerung dieser Dissertation verwendet.

Im Zuge der praktischen Arbeit mit ebenen Modellen gemäß E03 und 3D-Modellen wie das CAT-Modell hat sich gezeigt, dass unterschiedliche Ergebnisse berechnet werden, abhängig davon, ob man möglichst viele Tragwerkselemente zur Beschreibung des Tragwerks verwendet oder man vereinfachend einige davon nicht berücksichtigt. Die Versuche im Abbruchhaus verstärkten die These, dass das Tragwerk möglichst umfangreich zu erfassen und zu modellieren ist, um entsprechende realistische Ergebnisse v.a. hinsichtlich der Verteilung der Erdbebenlasten im Bestand zu erzielen.

Es hat sich in der Praxis auch gezeigt, dass grobe Vereinfachung auch zu Unter- oder Überschätzung von Torsions- und Verteilungseffekten v.a. bei Mitwirkung von schubsteifen Decken zu falschen Ergebnissen führen. Daraus resultieren oft unverhältnismäßige Ertüchtigungsmaßnahmen.

Aus den o.a. Gründen habe ich mich motiviert gefühlt, die vorliegende Dissertation zu verfassen, auch aus Liebe zu Wien, meiner Wahlheimat, und dem wunderschönen Althausbestand.

# ABSTRACT

The city of Vienna is located on a weak earthquake zone with a seismic period of 475 years. The last big earthquake was in the year 1590 and an earthquake with the intensity of ~60% of the main earthquake 1972 just caused a few damages to the existing buildings. Although many wars but fortunately just few natural disasters, the city of Vienna still has a good conserved city-core inside the 1. District. This area was inside the city wall, the „Ring“. This wall has been removed between 1858 and 1875 and it is now the road „Ringstraße“. Outside this area there are newer buildings, called „Gründerzeit“-buildings, they have been arisen between 1850 and 1910 the age of promotorism. These buildings still dominate the townscape of Vienna. They are taller and slender than the older mainly barock buildings. „Gründerzeit“-buildings are clay-brick masonry buildings with wooden joist floors. The roof floor is mostly a timber floor, the cellar floor a brick arch. There are about 30.000 such buildings in Vienna. They are not very comfortable but they are beloved because of their architectural style and high rooms. Since the 1970s the roof lofts „Dachgeschoßausbauten“ are very popular. This additional, normally 2- more storey roof buildings instead the old roof, were built without special static rules except the control of the masonry and soil pressure up in the 2004s. Since Austria in June 2009, as a member of the EU (since 1995), harmonized the Eurocodes, new rules have to be applied when changing the structure of old buildings.

The problem for the structural engineers is that there are no generally accepted static models for traditional masonry buildings. At the search for a realistic model the author found rules for Truss and Frame models in the Eurocodes even in the EC8 and EC6. Such models are frequently used in engineering practice, since the 1990s even for masonry buildings outside of Austria. Following the rules of the Eurocodes and the engineering practice and of course research works of for ex. Kappos et.al., a 3D-truss-modell was developed within a working circle of the Austrian Engineering Association (ArchIng). A further developed model was presented by the Author in the D-A-CH 2013 congress in Vienna. A realistic model is essential for the distribution of the lateral forces to the shear walls and calculation of the earthquake capacity of the building which is the main target of the engineering work. The Model named CATS (Computer Aided Truss & Shell Model) is a linear model for static and dynamic analysis of structures built in accordance of the rules in the Eurocodes.

The bracing ability of traditional wooden joist floors in „Gründerzeit“-buildings were tested in laboratory and field tests. The results were implemented in the CATS-Model and also have been verified by „hand“, using simple models mainly simple cantilever models. The comparative calculations have shown, that traditional wooden joist floors have a significant influence to the bracing ability of the traditional „Gründerzeit“-buildings in the earthquake load case.

# ALLGEMEINES ZUM THEMA ERDBEBEN

Von allen Naturgewalten sind Erdbeben diejenigen, die die größten Schäden verursachen. Dementsprechend groß ist seit alters her die Angst der Menschen vor Erdbeben und deren Folgeereignissen wie Brände, Erdrutsche und in Meeresnähe Tsunamis.

In Österreich sind große zerstörerische Beben sehr selten, mittelstarke Erdbeben mit leichten Gebäudeschäden treten aber häufig auf. Beben, welche strukturelle Schäden an Gebäuden verursachen, kommen seltener vor, etwa alle 75 Jahre [27]. Erdbeben entstehen, wenn sich Spannungen im Untergrund, die durch die Bewegung tektonischer Platten aufgebaut wurden, ruckartig lösen. In Mitteleuropa wird das tektonische Spannungsfeld von der Afrikanischen Platte bestimmt, die nach Norden driftet und auf die Eurasische Platte trifft. Eine Folge dieser Kollision ist die Auffaltung der Alpen, die in Zusammenhang mit der Erdbebenaktivität steht.

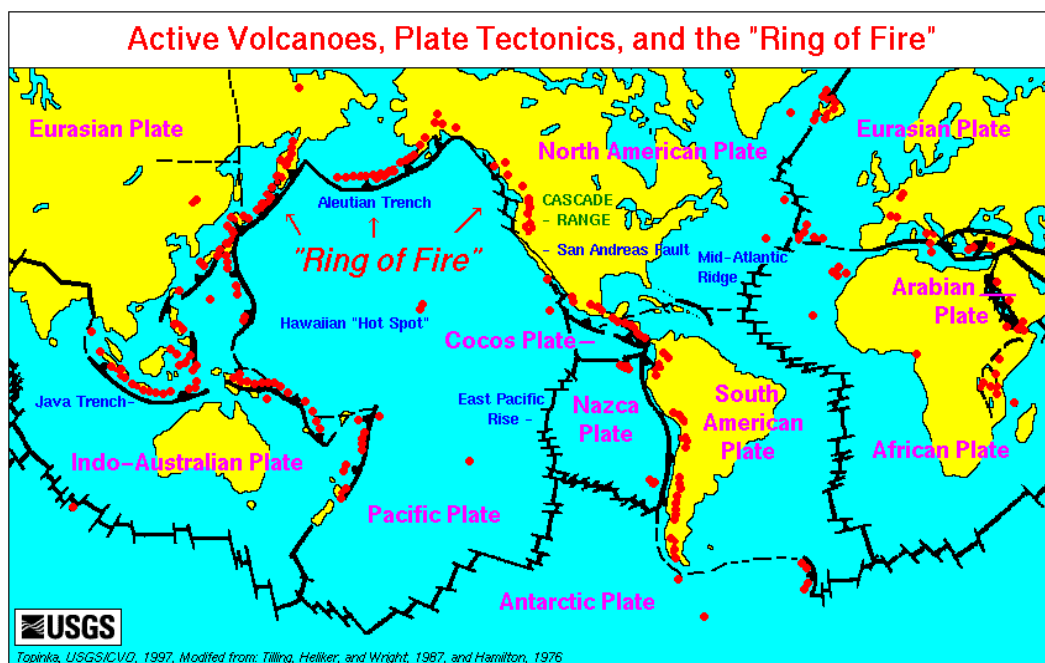


Abb. 1: Karte der aktiven Vulkane, tektonischen Platten, „Ring of Fire“ [26]

Zur Charakterisierung eines Erdbebens dienen die Magnitudenskala und die Intensitätsskala.

Die Magnitudenskala, auch Richterskala genannt (C.F. Richter 1935), ist ein Maß für die Herdenergie, d.h. ein Maß für die bei einem Erdbeben in dessen Bruchfläche in Form elastischer Wellen abgestrahlte Energie. Diese Skala ist eine logarithmische Skala, d.h. ein Zuwachs um eine Einheit, z.B. von 5 auf 6, bedeutet eine Erhöhung der Herdenergie um einen Faktor  $10^{1.5}$  oder 30 Mal mehr Energie.

Es gilt folgende empirische Bezeichnung [1]

$$M = \frac{2}{3} \times (\log E - 4.8) \quad \text{mit } E \text{ (abgestrahlte Energie) in Joule}$$



Die Magnitude wird aus den Maximalausschlägen von Geschwindigkeitsseismogrammen ermittelt.

Die Erdbebenauswirkungen an der Erdoberfläche werden mit Hilfe der sogenannten **Intensitätsskala** bewertet. In den meisten europäischen Ländern, einschließlich Österreich, wird eine 12-stufige Intensitätsskala verwendet, die auf Mercalli-Sieberg basiert und heute als Europäische Makroseismische Skala (EMS-98) bezeichnet wird.

EMS Intensität	Beschreibung der maximalen Wirkungen
1	<b>Nicht fühlbar</b>
2	<b>Kaum bemerkbar:</b> Nur sehr vereinzelt von ruhenden Personen wahrgenommen.
3	<b>Schwach:</b> Von wenigen Personen in Gebäuden wahrgenommen. Ruhende Personen fühlen ein leichtes Schwingen oder Erschüttern.
4	<b>Deutlich:</b> Im Freien vereinzelt, in Gebäuden von vielen Personen wahrgenommen. Einige Schlafende erwachen. Geschirr und Fenster klirren, Türen klappern.
5	<b>Stark:</b> Im Freien von wenigen, in Gebäuden von den meisten Personen wahrgenommen. Viele Schlafende erwachen. Wenige werden verängstigt. Gebäude werden insgesamt erschüttert. Hängende Gegenstände pendeln stark, kleine Objekte werden verschoben. Türen und Fenster schlagen auf und zu.
6	<b>Leichte Gebäudeschäden:</b> Viele Personen erschrecken und flüchten ins Freie. Einige Gegenstände fallen um. An vielen Häusern, vornehmlich in schlechterem Zustand, entstehen leichte Schäden, wie feine Mauerrisse und das Abfallen von z. B. kleinen Verputzteilen.
7	<b>Gebäudeschäden:</b> Die meisten Personen erschrecken und flüchten ins Freie. Möbel werden verschoben. Gegenstände fallen in großen Mengen aus den Regalen. An vielen Häusern solider Bauart treten mäßige Schäden auf (kleine Mauerrisse, Abfall von Putz, Herabfallen von Schornsteinteilen). Vornehmlich Gebäude in schlechtem Zustand zeigen größere Mauerrisse und Einsturz von Zwischenwänden.
8	<b>Schwere Gebäudeschäden:</b> Viele Personen verlieren das Gleichgewicht. An vielen Gebäuden einfacher Bausubstanz treten schwere Schäden auf, d. h. Giebelteile und Dachgesimse stürzen ein. Einige Gebäude sehr einfacher Bauart stürzen ein.
9	<b>Zerstörend:</b> Allgemeine Panik unter den Betroffenen. Sogar gut gebaute gewöhnliche Bauten zeigen sehr schwere Schäden und teilweisen Einsturz tragender Bauteile. Viele schwächere Bauten stürzen ein.
10	<b>Sehr zerstörend:</b> Viele gut gebaute Häuser werden zerstört oder erleiden schwere Beschädigungen.
11	<b>Verwüstend:</b> Die meisten Bauwerke, selbst einige mit guter erdbebengerechter Konstruktion und Ausführung, werden zerstört.
12	<b>Vollständig verwüstend:</b> Nahezu alle Konstruktionen werden zerstört.

Abb. 2: Kurzfassung der Europäischen Makroseismischen Skala 1998 (EMS-98),  
© nach Grünthal et al. 1998 [27]

## Erdbeben in Österreich

In Österreich werden von der Bevölkerung durchschnittlich 40 Erdbeben pro Jahr wahrgenommen - dies entspricht im Mittel etwa drei Erdbeben pro Monat. Die meisten Beben machen sich durch ein deutliches Rütteln bemerkbar, doch etwa alle zwei bis drei Jahre muss in Österreich auch mit leichten Gebäudeschäden durch ein stärkeres Erdbeben gerechnet werden. Schwere Schäden an Gebäuden ( $I_0 > 8^\circ$  EMS) kommen, wie o.a. bedeutend seltener vor. Hier beträgt die durchschnittliche Wiederkehrperiode etwa 75 Jahre. [27]

Die Anzahl der instrumentell registrierten und in Österreich lokalisierten Erdbeben beträgt etwa 600 pro Jahr, also mehr als das Zehnfache der fühlbaren Ereignisse.

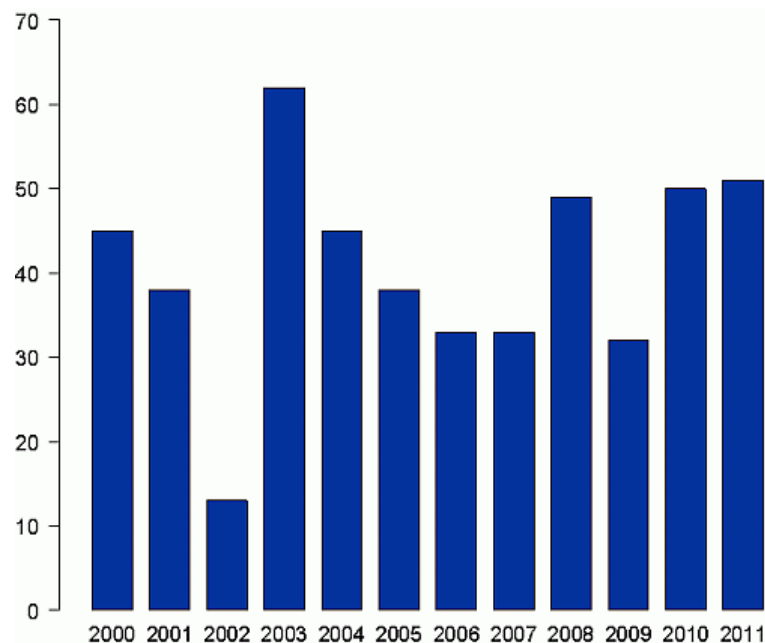


Abb. 3: Grafik Anzahl der in Österreich gefühlten Erdbeben pro Jahr [27]

Im vergangenen Jahrzehnt ereigneten sich die meisten fühlbaren Erdbeben in Tirol, gefolgt von Niederösterreich, Kärnten, Steiermark, Vorarlberg, Oberösterreich, Salzburg und Burgenland. Starke Erdbeben können in weiten Teilen des Bundesgebietes verspürt werden. Mehrmals pro Jahr werden Erdbeben, die sich im benachbarten Ausland ereignen, auch in Österreich von der Bevölkerung wahrgenommen. Davon sind am häufigsten die Bundesländer Kärnten, Tirol und Vorarlberg betroffen. [27]

Nachstehende Graphik zeigt, wie viele der in Österreich in den Jahren 2000 - 2001 verspürten Erdbeben sich in den einzelnen Bundesländern bzw. im angrenzenden Ausland ereignet haben:

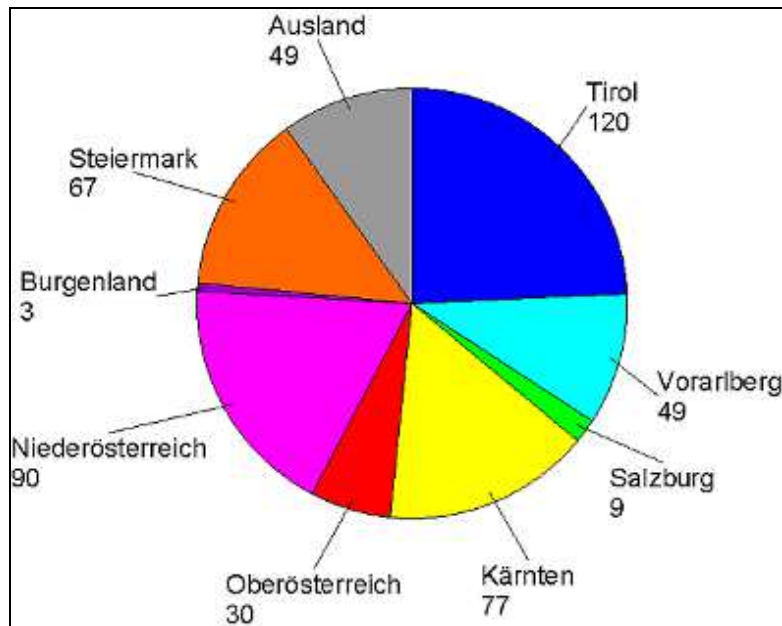


Abb. 4: Verspürte Erdbeben 2000 - 2011  
© ZAMG Geophysik [27]

Die Erdbeben­­tätigkeit Österreichs konzentriert sich in bestimmten Regionen des Bundesgebietes. Erdbeben, die eine Epizentralintensität ( $I_0$ ) vom Grad 7 überschreiten, sind zwar selten in Österreich - es sind aber dennoch mehrere Erdbeben dieser Klasse seit dem Jahr 1201 bekannt (siehe nachfolgende Karte und Tabelle).

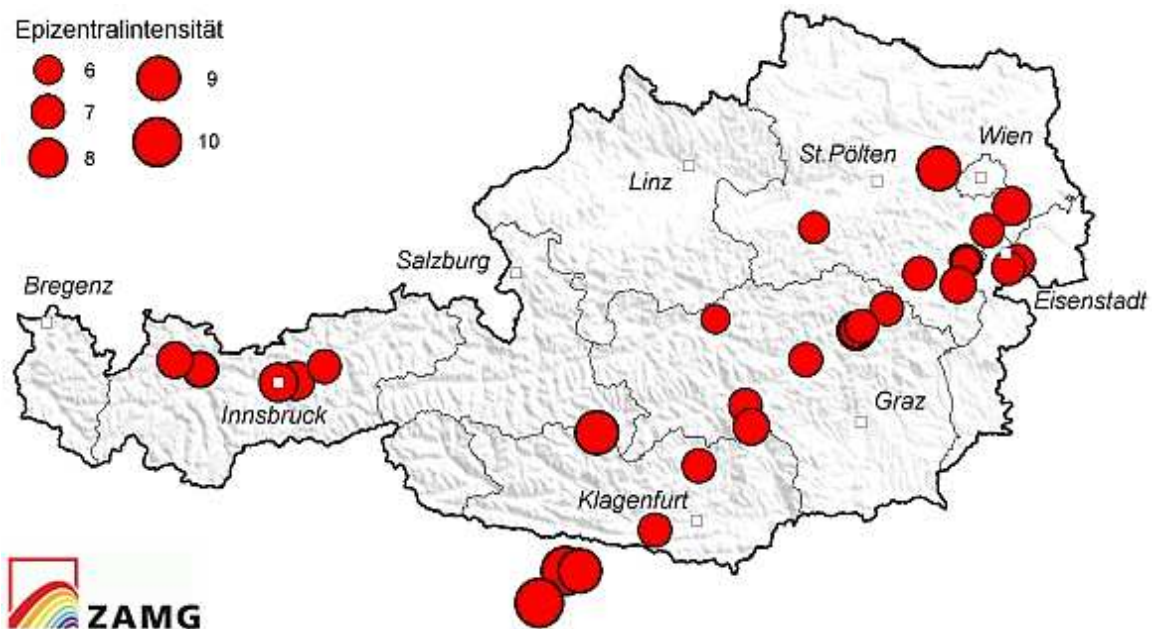


Abb. 5: Epizentrenkarte der stärkeren Erdbeben Österreichs gemäß untenstehender Tabelle © ZAMG Geophysik [27]

Grundsätzlich können beinahe überall in Österreich Erdbeben vorkommen. Wie sich in der Epizentrenkarte deutlich abzeichnet, liegen die meisten Erdbeben jedoch im Bereich der bedeutenden tektonisch aktiven Zonen Österreichs.

Dazu gehören:

- Rheintal in Vorarlberg
- Inntal und Seitentäler
- Mur- und Mürztal
- Semmeringgebiet
- Wiener Becken

Datum	Zeit	M	I <sub>0</sub>	Epizentrum	Bundesland
05. Jän 1972	05:58	4,1	6	Wr. Neustadt	Niederösterreich
<b>16. Apr 1972</b>	<b>11:10</b>	<b>5,3</b>	<b>7-8</b>	<b>Seebenstein</b>	<b>Niederösterreich</b>
16. Apr 1972	12:05	4,0	6-7	Seebenstein	Niederösterreich
17. Juni 1972	10:03	3,6	6-7	Pregarten	Oberösterreich
12. Juni 1973	22:03	4,0	6	Krieglach	Steiermark
12. Dez 1973	01:03	4,5	6	Murau	Steiermark
26. Dez 1976	10:00	2,7	6	Feldkirch	Vorarlberg
12. Mai 1979	22:34	4,0	6	Frohnleiten	Steiermark
31. Jän 1981	13:49	3,7	6	Judenburg	Steiermark
15. Jun 1981	12:17	4,4	6	Obdacher Sattel	Steiermark
14. Apr 1983	16:52	5,0	6-7	Weichselboden	Steiermark
15. Apr 1984	12:57	4,9	6-7	Maria Schutz	Niederösterreich
24. Mai 1984	21:56	4,6	6	Gloggnitz	Niederösterreich
08. Mai 1992	09:51	4,3	6-7	Feldkirch	Vorarlberg
10. Nov 1995	01:32	4,2	6	Fohnsdorf	Steiermark
09. Jän 1996	02:07	4,1	6	Baden	Niederösterreich
11. Juli 2000	04:49	4,8	6	Ebreichsdorf	Niederösterreich
21. Juli 2003	15:15	4,4	6	Murau	Steiermark
29. Okt 2003	08:15	3,9	6	Kundl	Tirol
01. Okt 2004	12:01	3,8	6	Niklasdorf	Steiermark
07. Mai 2009	23:27	4,3	6	Mürzzuschlag	Steiermark

Abb. 6: Liste österreichischer Erdbeben, die seit dem Jahr 1972 Gebäudeschäden verursacht haben ( $I_0 \geq 6^\circ$ ) [27]

Zeit ... Lokalzeit unter Berücksichtigung der Normalzeit und Sommerzeit

M ... Magnitude

I<sub>0</sub> ... Epizentralintensität auf der 12-stufigen Europäischen Makroseismischen Skala (EMS-98)

## Historische Erdbeben in Österreich

Die österreichische Chronik der Schadenbeben reicht bis 1000 n. Chr. zurück. [27]

- Katschberg 1201  
Das Erdbeben vom 4. Mai 1201 ist das früheste uns bekannte Beben im Österreichischen Erdbebenkatalog.
- Friaul 1348 (großes Villacher Beben von 1348)  
Am 25. Jänner 1348 wurden das heutige Kärnten und der Norden Italiens von einem Erdbeben mit der Epizentralintensität  $10^\circ$  und einer berechneten Magnitude von 6.8 schwer erschüttert
- Ried am Riederberg 1590  
Erdbeben in Ried am Riederberg, Dienstag, 15. September 1590, gegen Mitternacht ( $l_0 = 9^\circ$ )
- Wr. Neustadt 1768  
Erdbeben in Wiener Neustadt, Mittwoch, 27. Februar 1768, gegen 01:45 Uhr UTC ( $l_0 = 7^\circ$ )  
Anlässlich des Erdbebens beauftragte die Kaiserin ihren Hofmathematiker Joseph Anton Nagel damit, die Erdbebenwirkungen in Niederösterreich zu erkunden. Diese systematische Schadenserhebung ist für die damalige Zeit einmalig in Österreich. Nagel bereiste also das Schadensgebiet um Wiener Neustadt, befragte Augenzeugen des Bebens und zeichnete die Schäden in den folgenden Orten auf: Baden, Bad Vöslau, Gainfarn, Enzersfeld, Wöllersdorf, Brunn am Steinfeld, Wiener Neustadt, Stixenstein, Puchberg, Reichenau, Neunkirchen und Neusiedl am See.
- Leoben 1794  
Erdbeben in Leoben - Montag, 6. Februar 1794, um 12:18 Uhr UTC, Leoben ( $l_0 = 7^\circ$ )  
Wie beim Erdbeben von 1768 in Wiener Neustadt, wo eine Kommission die Schäden dort aufnahm, wurde auch in Leoben vom Kreisamt eine „Augenscheins-Commission“ unter Magistratsrat Max Gottsched eingesetzt.

## Erdbeben in Wien und Umgebung

Aus Wien und der unmittelbaren Umgebung der Stadt, sind keine Epizentren bekannt. Wohl aber sind in der Stadt Erdbeben spürbar gewesen und haben auch Schäden angerichtet. Das stärkste Beben der letzten 50 Jahre ereignete sich am 16. April 1972 gegen Mittag und hatte lt. ZAMG eine Magnitude von 4-5,3 und eine Epizentralintensität 10 auf der 12-stufigen Europäischen Makroseismischen Skala (EMS-98).

Das Epizentrum lag in Seebenstein / Niederösterreich im südlichen Teil des Wiener Beckens. Die Folgen waren bis Wien spürbar, wo die Feuerwehr zu über 800 Einsätzen gerufen wurde. Damals stürzten Teile der Balustrade der Wiener Universität herab und unzählige Schornsteine im Stadtgebiet von Wien wurden beschädigt.

Auch das Beben in Schwadorf (Wiener Becken, Niederösterreich) am Abend des 8. Oktober 1927 mit einer Epizentralintensität von 8 Grad war in Wien stark spürbar und hat ebenfalls Gebäudeschäden verursacht. Das Erdbeben vom 15. September 1590 im Tullner Feld hatte auf die Bundeshauptstadt Wien die bisher stärksten Auswirkungen. Neben vielen Gebäudeschäden waren auch mehrere Todesopfer zu beklagen.



Abb. 7: Starke Bebenschäden in Österreich - 1590 Wien,  
(Epizentrum Riederberg/NÖ), 1927 Schwadorf und 1972 Seebenstein/Pitten,  
© ZAMG Geophysik, Ingrid und Wilhelm Milik [27]

## Erdbebengefährdung von Bauwerken

Die Schadenempfindlichkeit eines Bauwerks im Erdbebenfall hängt ab von:

- dem Tragwerkskonzept (Art und Auslegung)
- den Baumaterialien (Duktilität, Widerstandsfähigkeit)
- der konstruktiven Durchbildung.

Die Auswirkungen eines Erdbebens auf ein Bauwerk sind vor allem horizontale, zyklische Bewegungen, die große Kräfte in der Tragstruktur verursachen. Die Aufnahme dieser induzierten horizontalen Kräfte bildet bei Bauwerken oft einen oder mehrere Schwachpunkte. Die meisten bestehenden Hochbauten sind in der Regel so konzipiert, dass ihr Tragwerk das Eigengewicht und die Nutzlasten auf das Fundament abträgt. Die Möglichkeit zur Aufnahme von horizontalen Kräften ist oft v.a. bei älteren Bauten begrenzt, so dass nicht erdbebengerechten Hochbauten bei schweren Erdbeben eine schwere Beschädigung oder der Einsturz droht. [1], [2], [3]

Zur Beschreibung der Verletzlichkeit werden Größen der Erdbebenwirkung mit Größen des Schadens am Bauwerk mittels sogenannten Verletzlichkeitskurven verknüpft. Mit solchen Kurven werden die Probabilitäten von vorgegebenen Schadensausmaßen auf Grund eines oder mehreren Gefährdungsparametern angegeben. Intensitätsbasierte Verletzlichkeitskurven, wie diejenigen der EMS98-Skala, basieren vor allem auf den Auswertungen von Schadendaten aus Erdbeben in Europa und um das Mittelmeer. Bei dieser Systematik muss ein Gebäude in eine der 6 Verletzlichkeitsklassen A hohe bis F geringe Verletzlichkeit eingestuft werden. [Planat: Anwendung des Risikokonzepts: Prozess Erdbeben, B. Duvernay, N. Bischof]

Bauwerkstyp	EMS		
	Verletzlichkeitsklasse		
Mauerwerk			
mit Holzbalkendecken	A	<b>B</b>	C
mit Stahlbetondecken	B	<b>C</b>	D
Tragwerke mit Stahlbetonrahmen			
ohne Erdbebenbemessung	A	<b>C</b>	D
Bemessung auf moderate Erdbeben	B	<b>D</b>	E
Bemessung auf starke Erdbeben	C	<b>E</b>	F
Tragwerke mit Stahlbetonwänden			
ohne Erdbebenbemessung	B	<b>C</b>	D
Bemessung auf moderate Erdbeben	C	<b>D</b>	E
Bemessung auf starke Erdbeben	D	<b>E</b>	F
Stahlbauten	D	<b>E</b>	F
Holzbauten	C	<b>D</b>	E

Abb. 8: Tabelle Bauwerkstyp und Verletzlichkeitsklassen [19]

Wie aus der o.a. Tabelle ersichtlich, sind Mauerwerksbauten mit Holzdecken sehr verletzlich.



Abb. 9: Hier ein Beispiel aus Italien, Emilia-Romagna Beben 20. Mai 2012  
Magnitude 6,0 Foto dapd [34]



## Wiener Altbaubestand

In Wien sind viele Hochbauten Bauwerke aus unbewehrtem Ziegelmauerwerk, fast alle Bauwerke, welche vor 1918 gebaut wurden, unter denen auch die sogenannten Gründerzeithäuser. Diese sind von großer kultureller und wirtschaftlicher Bedeutung für die Stadt. Seit den 1970er Jahren werden v.a. die gründerzeitlichen Zinshäuser umgebaut, zwecks Anpassung an moderne Anforderungen und auch zwecks Schaffung von mehr Wohnnutzfläche durch den Ausbau und Umwidmung deren Kaltdächer zu Dachgeschoßwohnungen.

Dabei werden diese Häuser aus erdbebentechnischer Sicht verändert. Einerseits werden die Bestandsbauten mit mehr Vertikallast beansprucht, andererseits wird das Tragwerk statisch verändert. Überschreiten diese Veränderungen ein „unmaßgebliches“ Ausmaß ( $> 3\%$  der originären Tragfähigkeit), muss das Tragwerk ingenieurmäßig für den Lastfall Erdbeben kontrolliert und gegebenenfalls verstärkt werden. Es müssen Normen angewendet werden, welche „jetzt“ zum Zeitpunkt der baulichen Änderung gelten und natürlich vor über 100 Jahren zum Zeitpunkt der Errichtung des Hauses nicht existiert haben.

Für die Berechnung der Einwirkungen und des Widerstandes ist es bei Bestandsbauten essentiell, das Tragwerk samt allen seinen Reserven korrekt und möglichst genau zu erfassen. Während bei der Bemessung von Neubauten der Ingenieur es sich leisten kann, einfache Modelle anzuwenden, welche auf der „sicheren Seite“ liegen und keine nennenswerten Kosten beim Bauherrn verursachen, löst die Nicht-Berücksichtigung von möglichen Tragreserven beim Bauen im Bestand unter Umständen eine Kostenexplosion aus. Auch wegen des Mietrechts sind Eingriffe in vermieteten Räumen schwierig. Außerdem können auch unnötige oder falsch berechnete Verstärkungsmaßnahmen im Realfall schädlich wirken, z.B. durch Auslösen von Torsionseffekten oder durch Anziehen von größeren Erdbebenkräften in ausgesteiften Gebäudeteilen.

Eine solche Tragreserve können die Holzdecken der Gründerzeithäuser sein. Es ist in der Praxis unstrittig, dass diese eine horizontal abstützende Wirkung haben. Es gilt zu untersuchen, ob sie im Erdbebenfall zur Begrenzung der Verformungen beitragen und ob ihnen eine gewisse lastverteilende Wirkung in deren Ebene, also horizontal, zugesprochen werden kann.

Bei dieser Arbeit werden die Gründerzeithäuser und das Tragverhalten ihrer Holztramdecken analysiert. Die in situ und im Labor ermittelten Daten werden in 3D-Tragwerks-Modellen berücksichtigt. Um Aussagen über mögliche Tragreserven zu treffen, werden Vergleichsberechnungen an solchen Modellen mit und ohne Berücksichtigung der Parameter der Holzdecken durchgeführt.

## Die Gründerzeitbauten

Mit Gründerzeithäusern werden im Wiener Raum Wohnbauten benannt, welche zwischen 1850 und 1910 errichtet wurden. Sie bestehen aus Wänden aus Vollziegelmauerwerk. Die Stockwerksdecken sind Holztramdecken, die oberste Bestandsdecke ist üblicherweise eine Dippelbaumdecke, das Dach ist ein Holzdachstuhl mit Ziegeleindeckung. Die Pfeiler sind mit den Holzdecken mittels „Eisenschließen“ verschlossen. Die Gründerzeithäuser sind üblicherweise unterkellert, die Decke über dem Keller ist meistens eine Ziegelgewölbedecke. Ähnliche Bauten finden sich auch überall in Europa wieder.

Gemäß Schätzung der Magistratsabteilung für Stadtentwicklung und Stadtplanung (MA 18) der Stadt Wien, sind ca. 24% aller Wohnbauten in Wien vor 1918 gebaut worden. Also über 40.000 Bauten. In diesen sind über 200.000 Wohnungen untergebracht.

Der Anteil der sogenannten Gründerzeithäuser, also jener Bauten, welche zwischen 1850 und 1910 in der Zeit der großen Expansion der Stadt gebaut wurden, beträgt derzeit lt. OTTO- Immobilien ca. 9% oder über 15.000 der 168.167 Wohnbauten der Stadt. [20]

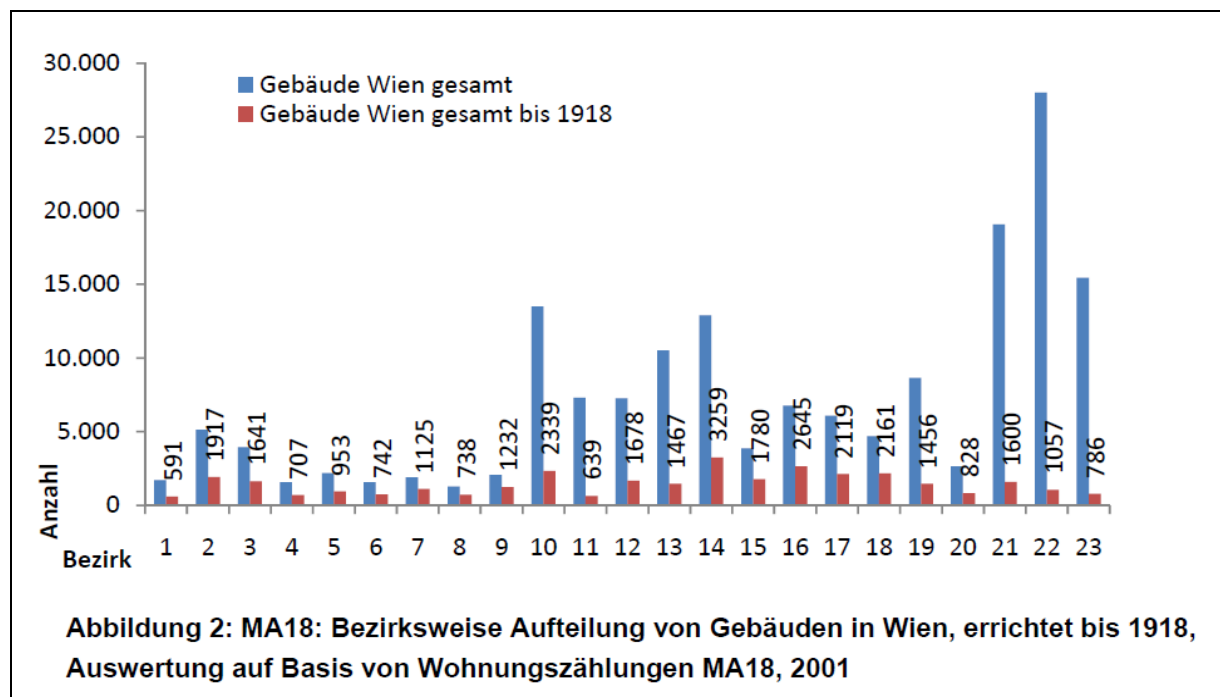


Abb. 10: Grafik über Gebäude, errichtet bis 1918 [20]

Auf den nächsten Seiten werden „originäre“ Pläne eines 5-stöckigen unterkellerten Gründerzeithauses mit Kaldachboden und Dach gezeigt, welche zur Zeitpunkt seiner Errichtung entstanden und amtlich eingereicht wurden.

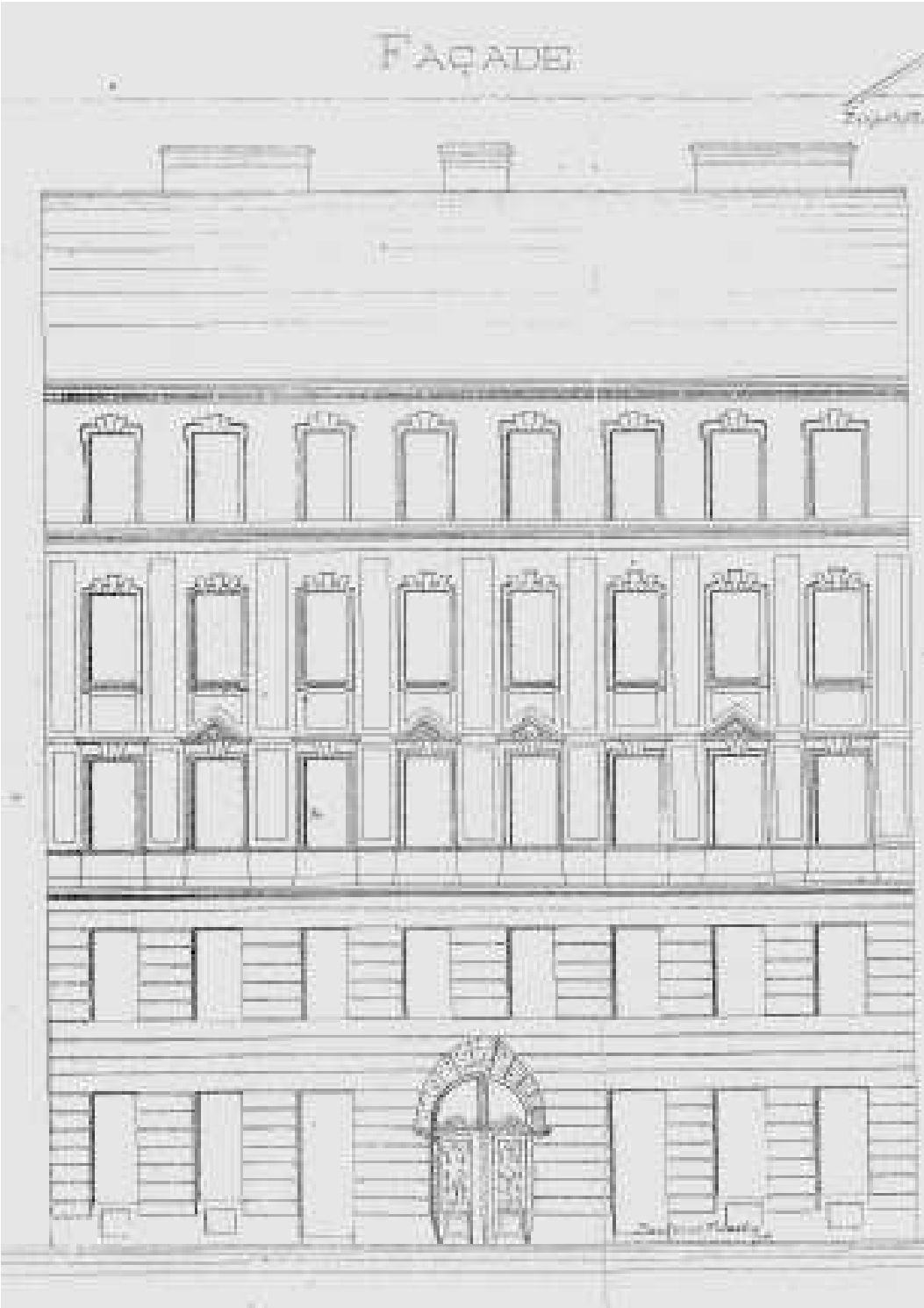


Abb. 11: Straßenfassade

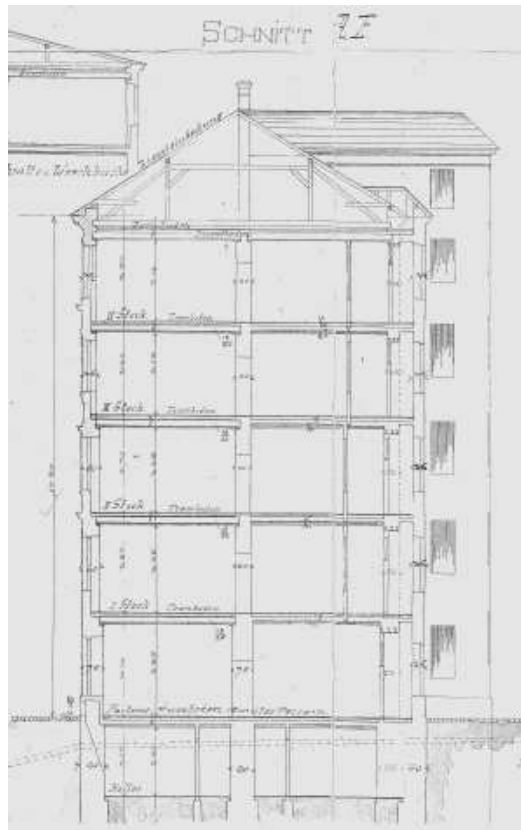


Abb. 12: Schnitt in Querrichtung

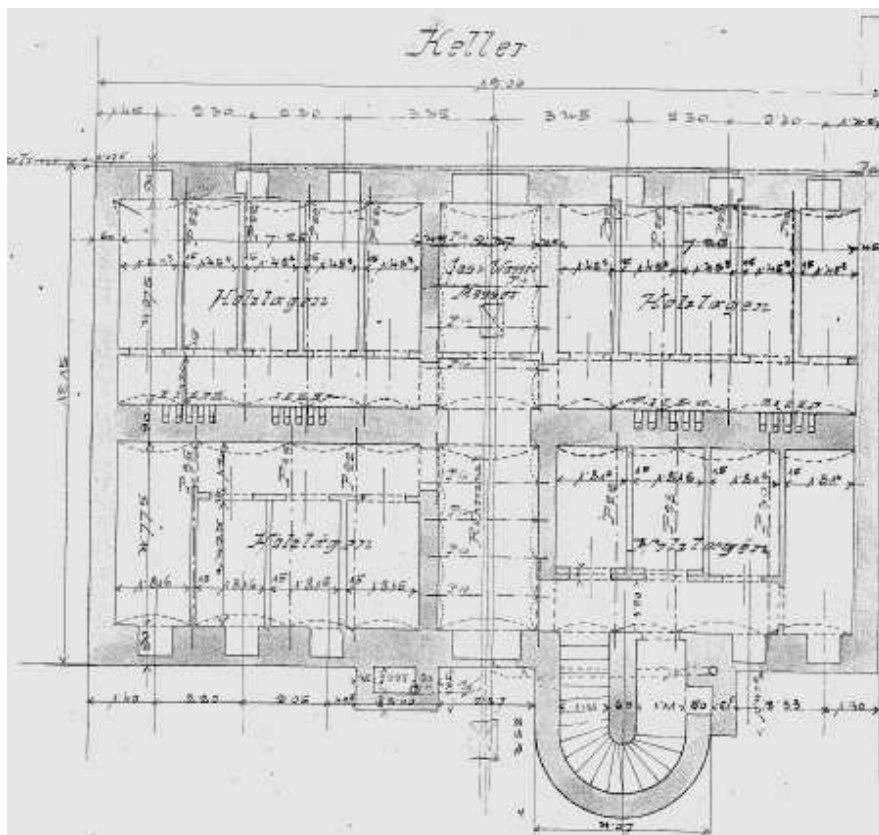


Abb. 13: Grundriss Keller

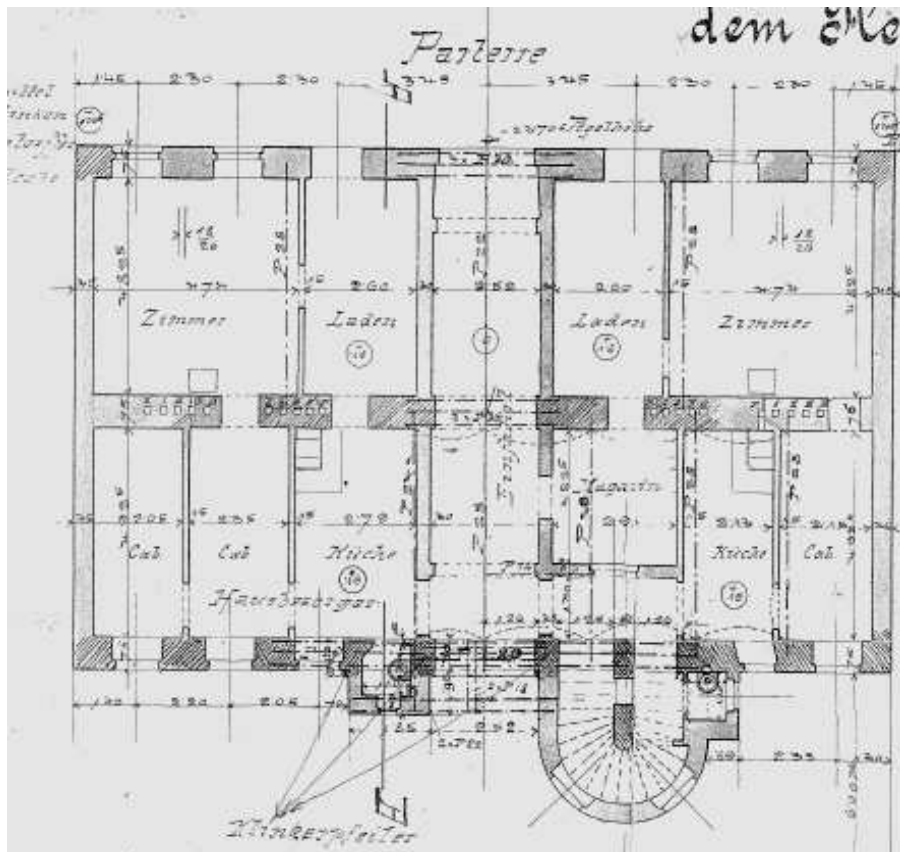


Abb. 14: Grundriss Parterre

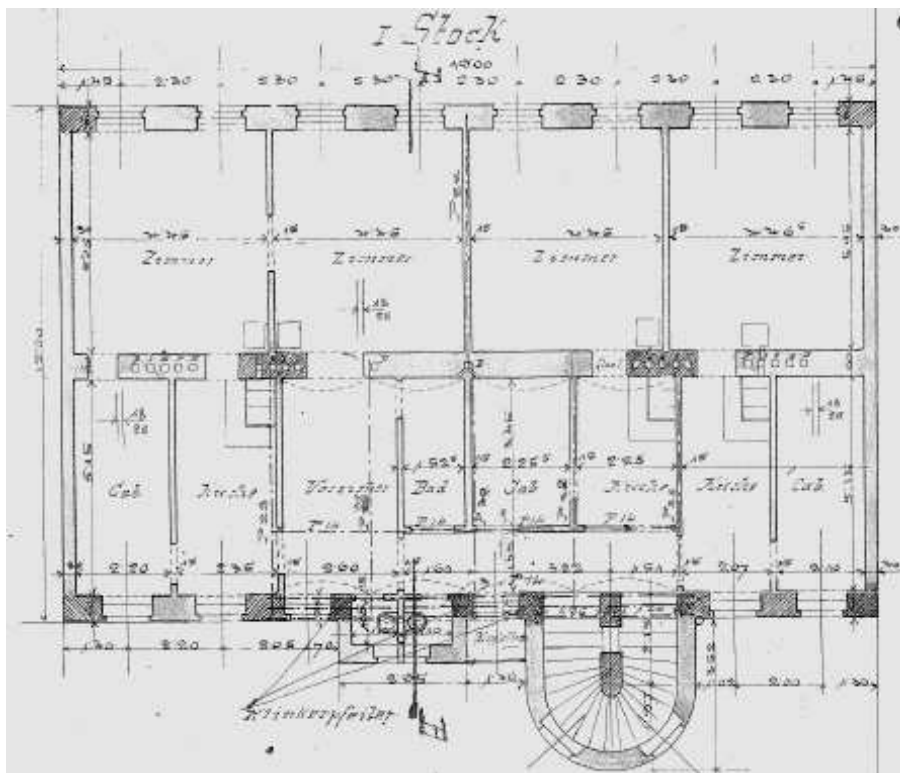


Abb. 15: Grundriss 1. Stock

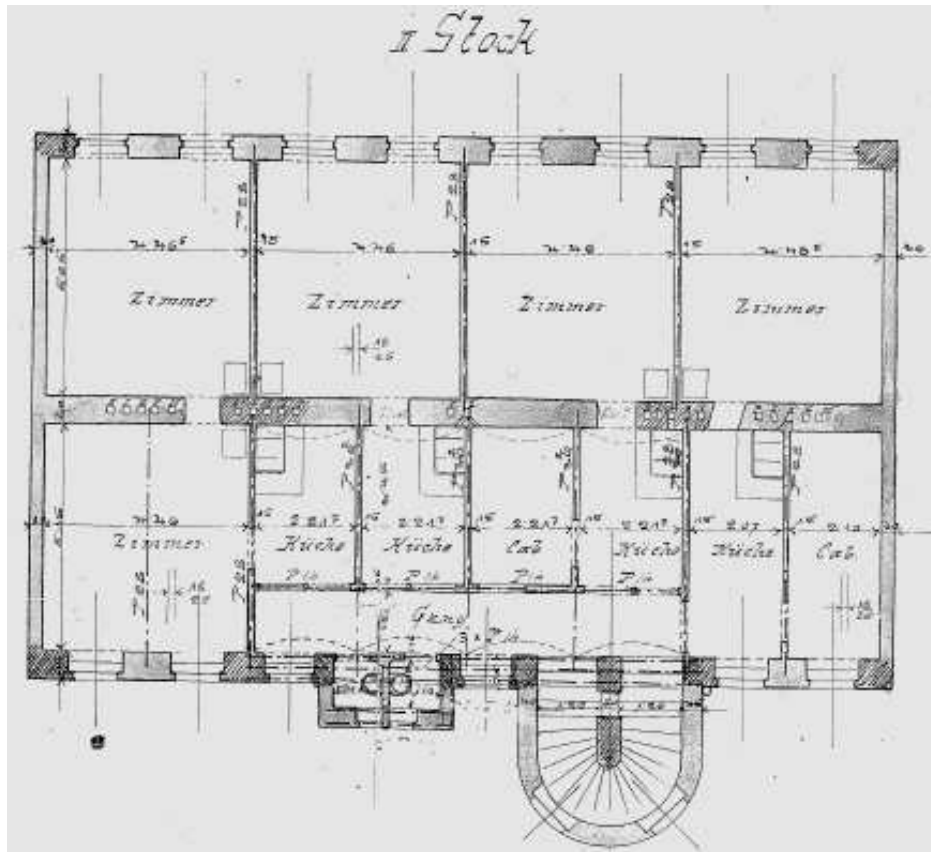


Abb. 16: Grundriss 2. Stock

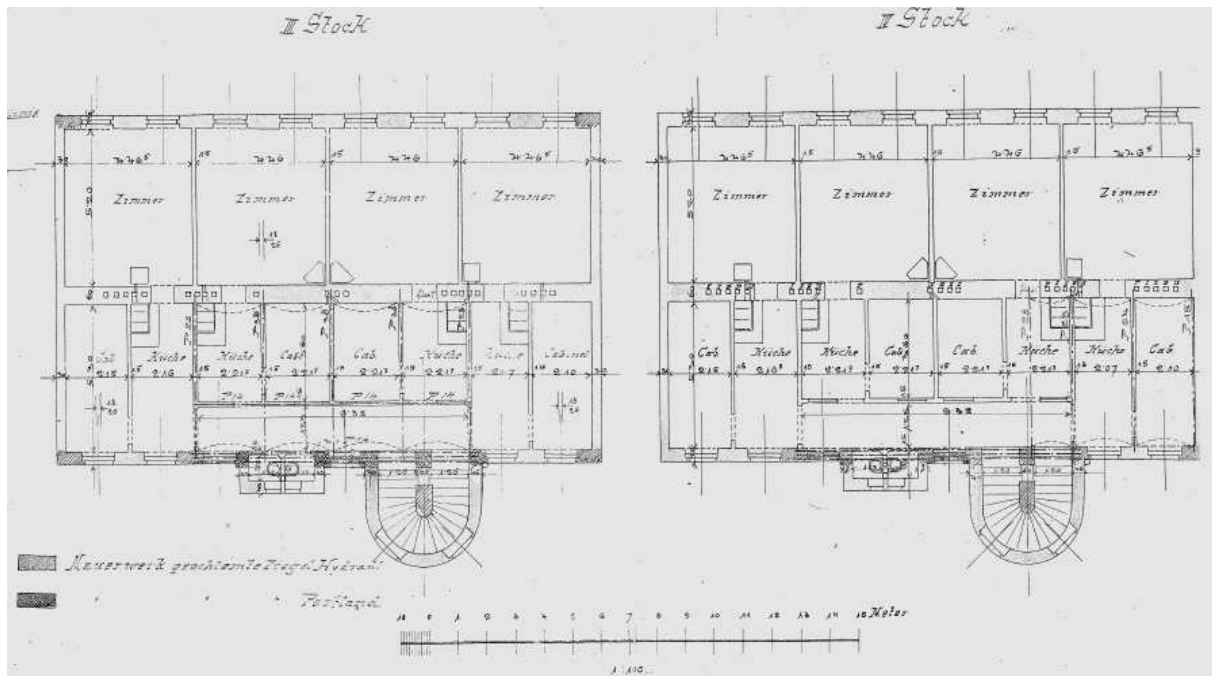


Abb. 17: Grundrisse 3. und 4. Stock

Unabhängig von der Grundrissform, welche rechteckig, L- oder H-förmig ist, weist das Gründerzeithaus folgende typische statisch/konstruktive Merkmale auf:

Das Bauwerk ist meistens 2-feldrig und besteht aus tragenden Außenwänden (AW) mit Fenster- und Türöffnungen sowie einer ebenfalls tragenden Mittelmauer (MM) mit Türöffnungen. Hier sind auch üblicherweise die meisten Kamine des Hauses integriert. Diese Wände haben Dicken von 30 - 110 cm. Die Feuermauern (FM) bilden die Giebelwände des Hauses und haben Dicken von 30 - 60 cm. Die Wände des Stiegenhauses sind je nach Stiegentyp rechteckig oder kreisförmig und haben meistens Dicken von 30 - 60 cm. In den Stiegenhauswänden (SHW) sind die Steinstufen der Stiegen meistens eingespannt / eingemauert. Die Dicke des Mauerwerks aller tragenden Wände nimmt von unten nach oben ab, in der Regel um einen  $\frac{1}{2}$  Stein, also in Schritten um 15 cm.

Es kommen auch Gebäude bzw. Gebäudeteile mit nur einem Deckenfeld vor. Sie bestehen aus zwei Außenwänden. Die zweite AW an der Nachbargrenze ist gleichzeitig Giebelwand / Feuermauer. Diese Konstruktionen finden sich meistens in den Seitentrakten von Hauptgebäuden oder in eigständigen Hofgebäuden wieder.

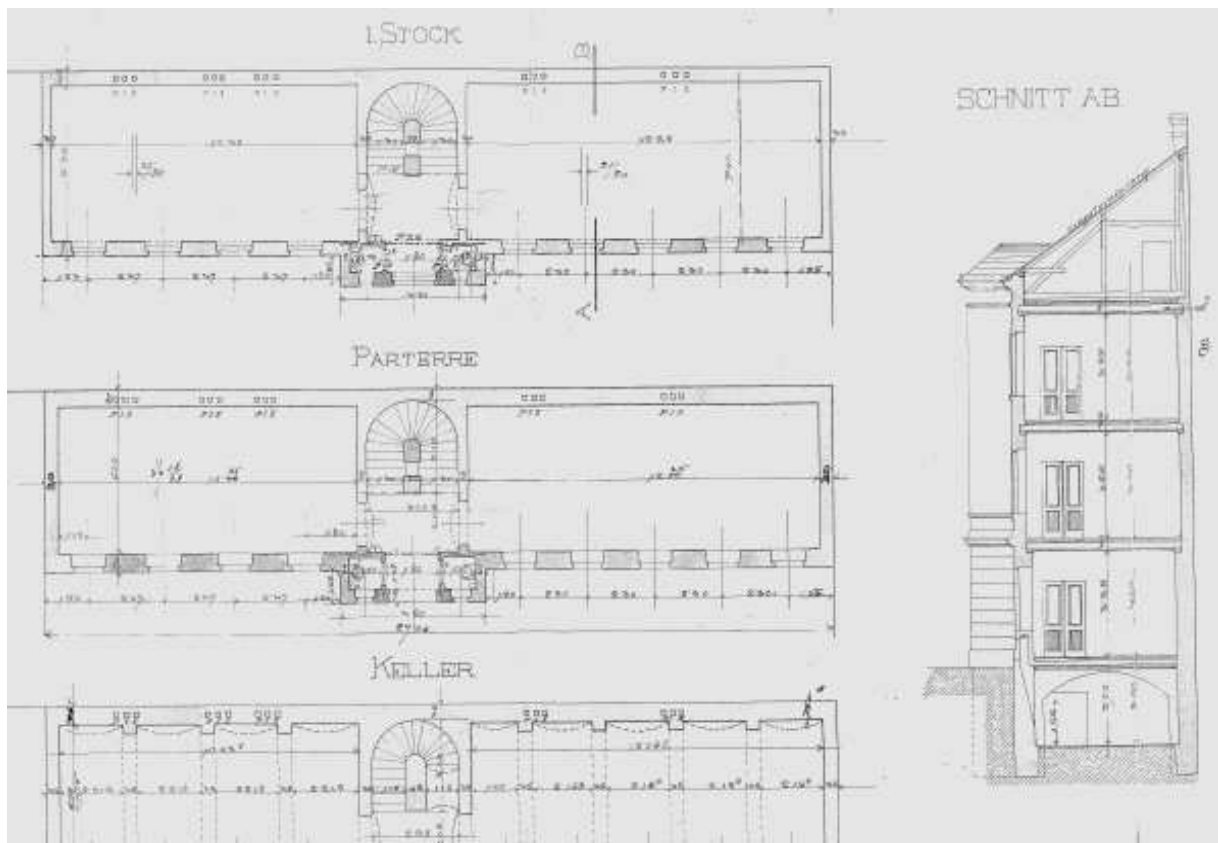


Abb. 18: Grundrisse und Schnitt, einfeldriges Gebäude

Des Weiteren gibt es in den Gründerzeithäusern auch nichttragende Wände. Nichttragende Wände sind Wände, welche im Gegensatz zu den tragenden Wänden keine Vertikallasten bis auf deren Eigengewicht tragen. Solche Wände sind meistens die sogenannten Scheidewände (SW). Diese bestehen in der Regel aus 12 - 15 cm Vollziegelmauerwerk und dienen der Raumteilung. Indem sie vorwiegend tragende Wände miteinander verbinden, wird den Scheidewänden, trotz deren großen Schlankheit von  $> h/d > 23$ , von einigen heutigen Fachleuten eine aussteifende Funktion zugesprochen. In alten Regelwerken sind aussteifende Wände, Wände mit einer Schlankheit ab 12. Siehe Historische Bau-Tabellen [18].

Es kommen in den Gründerzeithäusern auch andere Typen von Scheidewänden wie sogenannte Schlackenwände, sowie Holzwände etc vor. Diesen Typen von Scheidewänden wird allerdings keine nennenswerte aussteifende Funktion zugesprochen. Siehe auch ÖNORM B 1998-3 und ONR 24009 vom Mai 2013 [5], [6].

In der Regel ist jeder 2. bis 3. Pfeiler der AW mit der MM mittels einer SW verbunden. Die Pfeiler ohne SW sind mit der Holzdecke mittels einer Eisenschließe pro Stockwerk verbunden. Dabei ist je ein Tram- oder ein Dippelbaumbalken der Holzdecke mit einer Eisenschließe mit dem Pfeiler verbunden. Das andere Ende des gleichen Holzbalkens ist mit der MM oder einer zweiten Wand verbunden. Die restlichen Deckenbalken sind meistens nur eingemauert und entweder direkt auf dem Ziegel oder mittels Polsterholz gelagert.



Abb. 19: Eisenschließen

Bei der Verschließung handelt es um eine konstruktive Maßnahme, welche die damaligen Bautechniker aufgrund deren Erfahrung ausgeführt haben. Es ist somit anzunehmen, dass diese Maßnahme eine Tragreserve im Wind- und Erdbebenfall wäre, welche zur Begrenzung der Verformungen und zur gewissen Lastverteilung in ihrer Ebene, also horizontal, beitragen könnte.

Untersuchungen des Tragverhaltens der Wiener Holzdecken unter Horizontallast sind in den letzten Jahren vom Autor, und in seinem Auftrag und unter seiner Mitwirkung, von OFI [12] und TU-Wien [14], sowie von K.H. Hollinsky et.al. [13], durchgeführt worden. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen werden im Rahmen dieser Arbeit analysiert und in vergleichenden Tragwerksberechnungen verwendet.



## Materialien im Wiener Gründerzeithaus (WGH)

### Mauerwerk

Die tragenden Wände der WGH bestehen fast ausschließlich aus gebrannten Vollziegelsteinen, welche mit dicken, ca. 1.5 - 3 cm Lager- und Stoßfugen in Verband mittels Kalkmörtel gemauert sind. In einigen Häusern kommen auch Klinkersteine und Mörtel mit Portlandzement vor, sowie ähnliche Materialien im geringen Ausmaß.

Kennwerte für das Altwienermauerwerk wurden im Forschungsbericht: 176.02\_N0249\_P2009-174 G1 von Dr. A. Pech 2010 ermittelt. [11]

Die Arbeit wurde im Auftrag der ÖIBI, Österreichisches Institut der Sachverständigen für Bautechnische Immobilienbewertung, in Zusammenarbeit mit der MA 39 durchgeführt.

Die Ergebnisse haben gezeigt, dass auch für das Altwiener MW mit Steifigkeiten  $f_b$  16-23 N/mm<sup>2</sup> und Mörteldruckfestigkeit  $f_m$  von 1-2 N/mm<sup>2</sup> die Ansätze der EC6 zur Ermittlung der charakteristischen Rechenwerte des MWs gelten:

Für die charakteristische Druckfestigkeit  $f_k = \Phi \times 0.60 \times f_b^{0.65} \times f_m^{0.25}$

$\Phi$  ist ein Abminderungsfaktor zur Berücksichtigung von Schlankheit und Ausmitte gemäß EN 1996-1

Für die charakteristische Schubfestigkeit  $f_{vk} = f_{vk0} + 0.4 \times \sigma_d \leq 0.065 \times f_b$

$f_{vk0}$  ist die charakteristische Anfangsscherfestigkeit, 0.1 für  $f_m = 1$  N/mm<sup>2</sup>

Lediglich aufgrund des großen Fugenanteils ist das E-Modul nur ca. 1/3 des nach Norm bei Ansatz der charakteristischen Druckfestigkeit berechneten E-Moduls.

$$E = 300 \times f_k, \quad G = 0.40 \times E = 120 \times f_k$$

### Baustahl

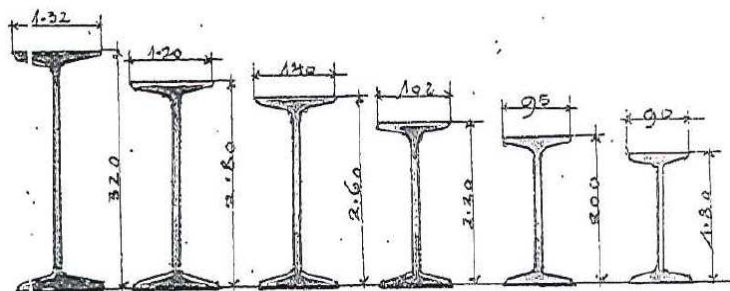


Abb. 20: ONR 24009: B.5 Walzstahl [6]

Bis etwa 1900 wurde vornehmlich Schweißisen verwendet. Schweißisen (Puddeleisen, Schmiedeeisen) ist im teigigen Zustand gewonnener Stahl. Die Festigkeitswerte des Schweißisens schwanken stark. Das Material zeigt voneinander abweichende Festigkeitseigenschaften in Längs-, Quer- und Dickenrichtung. Ab etwa 1890 kam Flusseisen zum Einsatz. Im Gegensatz zum Schweißisen ist Flusseisen im flüssigen Zustand gewonnener Stahl. Nach dem Herstellungsverfahren unterscheidet man

- Birnenflusstahl,
- Bessemerverfahren (saurer Verfahren),
- Thomasverfahren (basisches Verfahren),
- Herdflusstahl,
- Siemens-Martin-Stahl („Martin-Fluss-Eisen“).

In Österreich wurde überwiegend Siemens-Martin-Stahl verwendet. Die charakteristischen Werte sind in Tabelle B.6 enthalten.

Tabelle B.6 — Charakteristische Werte (5%-Fraktile) für die mechanischen Eigenschaften von Walzstahl (fortgesetzt)

ÖNORM	Stahlgüte	Fließgrenze	Zugfestigkeit	E-Modul	Schubmodul
		$f_{yk}$ N/mm <sup>2</sup>	$f_{uk}$ N/mm <sup>2</sup>	$E$ N/mm <sup>2</sup>	$G$ N/mm <sup>2</sup>
–	Schweißisen und Flusseisen vor 1900	220	320	200 000	77 000
–	Flusseisen nach 1900, Flusstahl	235	335	210 000	81 000
ÖNORM B 4300-2:1949 <sup>a</sup>	St 37 S	222	370 bis 450	210 000	81 000
	St 44 S	264	440 bis 520		
	St 52 T	360 <sup>b</sup> 330 <sup>c</sup> 300 <sup>d</sup>	520 bis 640		
	St 55 S	330 <sup>e</sup> 302,5 <sup>f</sup>	550 bis 650		
ÖNORM B 4300-2:1950 <sup>a</sup>	St 37 S	222 <sup>g</sup> 204 <sup>h</sup>	370 bis 450	210 000	81 000
	St 44 S	264 <sup>g</sup> 242 <sup>h</sup>	440 bis 520		
	St 52 T	360 <sup>i</sup> 330 <sup>j</sup> 300 <sup>h</sup>	520 bis 640		
	St 55 S	330 <sup>g</sup> 302,5 <sup>h</sup>	550 bis 650		

Abb. 21: Tabelle über charakteristische Werte von Walzstahl [6]

## Bauholz

Für „gutes Bauholz“ gibt die ONR 24009 Werte gemäß ÖNORM B 4100-2:2004 und ÖNORM B 4100-2:1981 an. Diese Werte können für Berechnungen nach älteren Normenständen verwendet werden.

Für Berechnungen nach EN 1995-1 dürfen die Kennwerte mittels Laboruntersuchungen ermittelt werden und entsprechend zugeordnet werden. [6]

## Wiener Holzdeckenkonstruktionen

Eine Übersicht der Holzdeckenkonstruktionen der Gründerzeit findet sich in:  
 Andreas Kolbitsch, Hölzerne Deckenkonstruktionen, Springer-Verlag, Vienna 1989

TYP	QUERSCHNITT	LÄNGSSCHNITT	DETAILS/KOMMENT.
DIPPELBAUMDECKE			<p>DIPPEL</p> <p>15 3 cm</p> <p>GANZHOLZ HALBHOLZ</p>
TRAMDECKE			<p>TRAMKOPF-SCHUTZKÄSTCHEN</p> <p>SCHNITT GRUNDRISS</p>
TRAMDECKE MIT VERSENKTER STURZSCHAL.			<p>BERLINER EINSCHUBDECKE</p> <p>1 2 3 4</p> <p>1... DIELEN 2... BESCHÜTTUNG 3... LEHMVERSTRICH 4... STAKUNG</p>
FEHLTRAMDECKE			<p>MINDESTABSTÄNDE</p> <p>3 cm 3 cm</p>

Abb. 22: Hölzerne Deckenkonstruktionen

In den Wiener Gründerzeithäusern sind die Stockwerksdecken überwiegend „einfache Tramdecken“. Es kommen häufig auch Tramdecken mit versenkter Sturzschalung und Tramtraversendecken vor. Hier spannen die Trambalken zwischen Stahltraversen aus Altösterreichischen Profilen welche auf das Mauerwerk auflagen.

In älteren Bauten sind die Stockwerksdecken überwiegend „Doppelbaumdecken“, welche aus Mann an Mann liegenden, dreiseitig bearbeiteten Rundhölzern bestehen. Wegen der erforderlichen großen Holzmengen wurden Doppelbaumdecken ab Mitte des 19. Jh. nur mehr über dem obersten Geschoß, dem sogenannten Dachboden ausgeführt, um im Brandfall die Trümmerlast des Dachstuhls zu tragen.

### Aufbau der üblichen Tramdecke

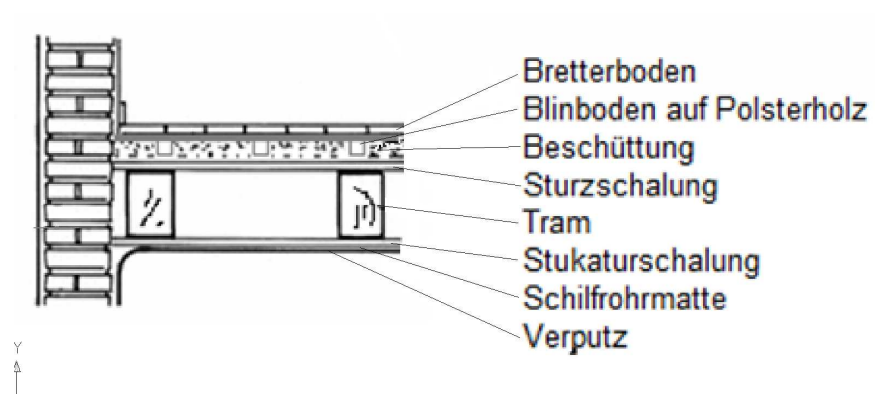


Abb. 23: Aufbau einer üblichen Tramdecke

Der Fußboden besteht aus Brettern oder Parkett, in den Gängen und in den Nassräumen aus keramischen Fliesen. Der Blindboden aus Brettern auf Polsterhölzern aus Kantholz ist üblicherweise 5/8 cm stark. Die Beschüttung besteht aus Sand- und Lehmgemisch oder aus Bauschutt, die Sturz- und Stukkatorschalung aus 1“ Brettern, die Trambalken aus Kantholz 16 - 20 cm breit und 18 - 26 cm hoch.

Der Trambalken der Tramdecke, der an einem Außenwandpfeiler aufliegt, bzw. jeder 5. Trambalken ist mittels **Eisenschließen** aus Flacheisen, an beiden Enden, mit dem Mauerwerk verbunden. Dadurch werden Pfeiler und Wände welche parallel zu einander laufen mit einander verschlossen.

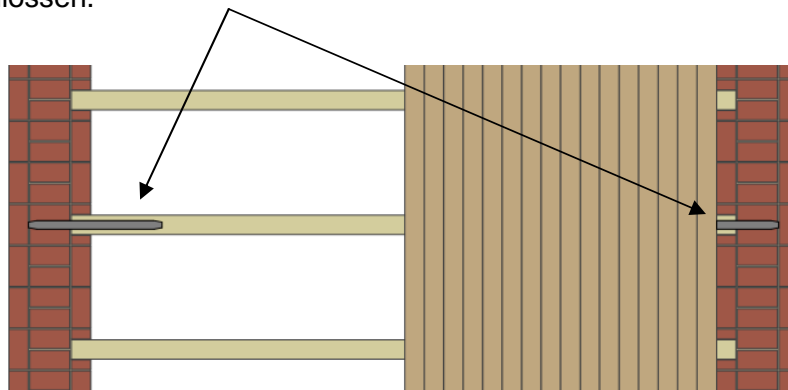


Abb. 24: Trambalken mit Eisenschließen verbunden

## Dachgeschoßausbau und bauliche Änderungen im Bestand in Wien

Mit dem Beitritt Österreichs zur EU im Jahre 1995 wurde die Verpflichtung eingegangen, die nationalen Normen mit den europäischen zu harmonisieren.

Für das Bauwesen sind im Wesentlichen die statisch/konstruktiven Normen, die sogenannten Eurocodes (ECs), am wichtigsten. Sie wurden ursprünglich für die Harmonisierung der Bauprodukte- und der Baudienstleistungsrichtlinien geschaffen. Die ECs sind 10 Hauptnormen, welche praktisch alles in statisch/konstruktiver Hinsicht im Bauwesen regeln, von den Lastannahmen bzw. Einwirkungen auf tragende Konstruktionen (Bauten, Brücken etc) bis zur Bemessung mit den üblichen Baumaterialien samt Anforderungen an diese und an die Tragwerke:

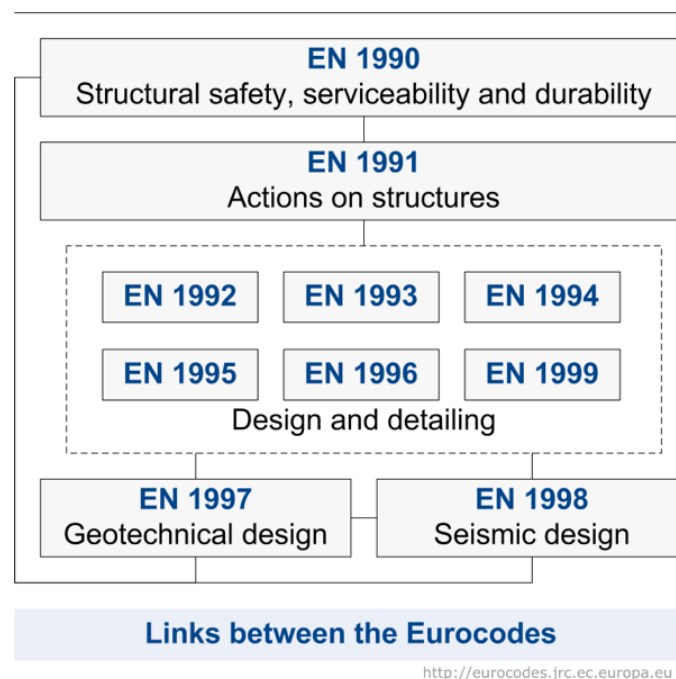


Abb. 25: Übersicht Eurocodes [4]

Die Eurocodes definieren meistens höhere Qualitäts- und Sicherheitsstandards als die damaligen nationalen Normen vor 1995. Die ECs wurden in Österreich erstmals 1997 als Vornormen vorgestellt. Seit Juni 2009 sind sie die einzigen gültigen statisch/konstruktiven Normen in Österreich.

Bereits vor der Einführung der ECs sind seit dem Jahr 2000 „Eurocode-nahe“ nationale Normen erschienen. Durch die Einführung der neuen Normen geriet der DG-Ausbau in Wien in große Schwierigkeiten.

Die alte ÖNORM B 4015 Erdbebeneinwirkungen von 1979 definierte Erdbebenlasten, welche teilweise kleinere als die damaligen Windlasten waren. Aus diesem Grunde wurden Erdbebenlasten vor allem bei Altbauten vernachlässigt.

Durch die neue „Eurocode-nahe“ B 4015 wurden Erdbelasten definiert, welche die Berücksichtigung einer mind. 4 bis 7-fachen Mehr-Erdbebeneinwirkung auf die Wiener Tragwerke verlangten. Gleichzeitig wurde auch ein höheres Sicherheitsniveau für den Widerstand verlangt. Die neue Normung ist auch für Bestandsbauten anzuwenden, v.a. bei „maßgeblichen“ Änderungen am Tragwerk.

Die Definition, was eine „maßgebliche“ Änderung in einem bestehenden Tragwerk ist, beschäftigte die Wiener Baubehörde und die Wiener Fachwelt über mehrere Jahre, da Behörde und Praktiker ganz verschiedener Ansichten bezüglich der tatsächlichen Erdbebengefährdung und der Tragfähigkeit der Bestandsbauten, v.a. der Gründerzeithäuser waren.

Letztendlich wurde im Zuge eines 1. Arbeitskreises (AKR) aus Vertretern der Baubehörde, der Bauinnung, der Immobilienbranche und der ArchIng ein Kompromiss gefunden, wonach eine zusätzliche seismische Masse von maximal  $720 \text{ kg/m}^2$  als „unmaßgeblich“ anzusehen ist, wenn Kompensationsmaßnahmen, v.a. eine schubsteife Decke am obersten Bestandsgeschoß hergestellt würde, und sich das Haus sonst in einem tragfähigen und gebrauchstauglichen, möglichst „originären“ Zustand befinden würde. [28]

Der Zustand des Hauses, aus statischer Sicht, wurde mittels eines Ingenieurbefunds ermittelt.

Dadurch wurde es möglich, Dachgeschoße in Leichtbauweise bis zwei Ebenen zu errichten. Die Anforderungen an solche und die Voraussetzungen für deren Errichtung wurden in einem Merkblatt (MB) der Stadtbaudirektion (MD-BD) MA37-S vom April 2006 niedergeschrieben.

Alle „maßgeblichen“ Eingriffe an Bestandsbauten, sprich DG in mehr als zwei Ebenen oder schwerer als  $720 \text{ kg/m}^2$  zusätzliche seismische Masse, oder bauliche Änderungen, welche eine bedeutende Veränderung des Tragwerks mit sich führte, resultierte zum DG-Schwer bzw. Umbau-Schwer.

Bei der sogenannten „schweren Bauweise“ müsste das bestehende Gebäude als Neubau behandelt werden. D.h. Herstellung von schubsteifen Decken oder Roste in allen Geschoßen, Ertüchtigung des Mauerwerks mit Anhebung der Mörtelfestigkeit von ca.  $1 \text{ N/mm}^2$  (üblich bei Gründerzeithäusern) auf mind.  $2,5 \text{ N/mm}^2$  und Nachweis einer 100%igen Erdbeben-Widerstands-Kapazität samt Nachweis für die Regelbeanspruchungen aus Vertikal- und Windlasten.

Trotz des Kompromisses blieben viele Fragen offen, z.B. ob eine Terrasse als Dach über dem 2. DG. als 3. Ebene anzusehen ist oder nicht, was zu weiteren fachlichen und rechtlichen Streitigkeiten führte. Aus diesen Gründen bildeten die o.a. Interessensgruppen wieder gemeinsam mit der Baubehörde einen 2. AKR, in welchem auch der Autor teilnahm. Das Ergebnis der Arbeit resultierte zum Merkblatt vom 31.03.2008 [7], welches gemeinsam mit den Normen gegolten hat.

Begleitend zum MB wurden auch seitens der ArchIng einfache statische Modelle vorgestellt, um die Kapazität von Bestandsbauten, v.a. Gründerzeithäusern vor und nach einem DG-Ausbau, berechnen zu können. Die Modelle dienen der Verteilung der Erdbebenkraft auf die Schubwände. Die Kapazität wird dann gemäß den Formeln der EC6 berechnet. [28]

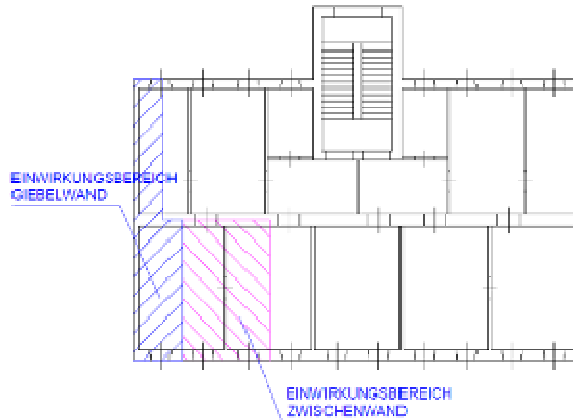


Abb. 26: E03 Einflussflächen der Feuermauer und einer Scheidewand [8]

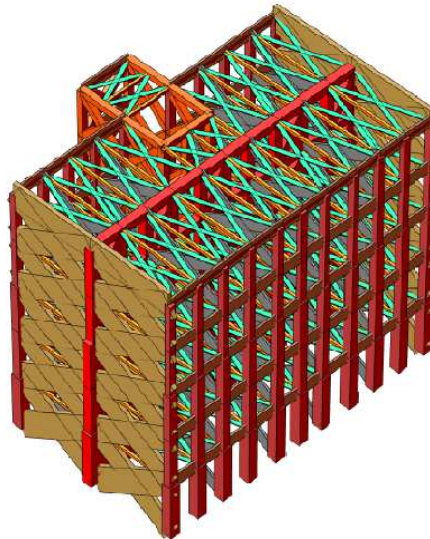


Abb. 27: CAT - Fachwerksmodell [10], [9]

Die Kapazität wurde als  $VRd/VEd \times 100\%$  definiert und beschreibt das Vermögen eines Bauteils, dem Erdbeben widerstehen zu können!

Durch die Einführung des MBs vom 31.8.2008 und den einfachen Kapazitätsmodellen wurde einigermaßen Klarheit im DG-Ausbau in Wien geschaffen und diese für die Stadt wichtige Bautätigkeit konnte, mit Einschränkungen, weiter geführt werden. Dabei sind die eingeführten juristischen und technischen Restriktionen positiv in Hinblick auf die Erdbebensicherheit der Stadt zu bewerten, und auch architektonisch wurde eine Abkehr von der „Gigantomanie“, bewirkt, also enorme Neukonstruktionen auf Kulturgüter, in diesem Fall auf die Altbauten, zu errichten. Es wurde sozusagen eine neue Qualität des DG-Ausbaus geschaffen.

Nichtsdestotrotz war vielen Ingenieuren und Keyplayers im Bauwesen (Bauherren etc.) der enge, für alle Altbauten gleiche „juristische“ Umriss des MBs, unbefriedigend. Aus der gewonnenen Praxis sind Ergebnisse und Erfahrungen in die Normung eingeflossen.

Die für Bestandsbauten im Lastfall Erdbeben maßgeblichen Eurocodes sind die EN 1998-1 hinsichtlich der Einwirkung und die EN 1998-3 für deren Beurteilung und Ertüchtigung mit deren nationalen Anhängen ÖNORM B 1998-1 und B 1998-3 in Verbindung mit der EN und B 1990. [4], [5]

Für die Bestandsbauten wurde noch eine nationale Regel geschaffen, die ONR 24009 [6]. Die ONR 24009 „regelt die möglichst wirklichkeitsnahe Bewertung der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit bestehender Hochbauten. Damit wird einerseits eine mögliche Beeinträchtigung der Zuverlässigkeit rechtzeitig aufgezeigt und andererseits ein unnötiger Mittlereinsatz vermieden. Ziel dieser ONR ist auch die Sicherstellung einer sinnvollen Weiternutzung und Erweiterung bestehender Gebäude in Hinblick auf eine ressourcenschonende und nachhaltige Siedlungspolitik (Sanierung und Verdichtung). Als bestehende Hochbauten im Sinne dieser ONR gelten Bauten, die bereits eine behördliche Benützungsbewilligung nach den geltenden Bauvorschriften erhalten haben, d. h. eine konsensgemäße Errichtung wird vorausgesetzt“ [6]

„Bei Veränderungen eines Tragwerks sind neue Tragwerksteile gemäß ÖNORM EN 1992 - EN 1996 und EN 1999 zu bemessen, die bestehenden Tragwerksteile jedoch gemäß dieser ONR zu behandeln, die im Sinne der Anmerkung zu ÖNORM EN 1990:2005, Abschnitt 1.1 (4) die notwendigen Ergänzungen trifft.“ [6]

Voraussetzung für die Bewertung der Trag- und Gebrauchstauglichkeit von Bestandsbauten wie o.a. ist eine Zustandsaufnahme gemäß ÖNORM B 1998-3. Für Gründerzeithäuser kann die Zustandsaufnahme gemäß Erläuterung E06 vom April 2014 durchgeführt werden [21]. Siehe dazu: <http://wien.arching.at/service/downloadcenter.html>

Für einen vollständigen Kenntnisstand sind etwa 14 Punkte zu untersuchen (siehe Abb.28)

- (1) Außenwandfundamente
- (2) Mittelwandfundamente
- (3) Kellergewölbe
- (4) Platzdecke
- (5) Außenwände
- (6) Parapete
- (7) Mittelmauer und sonstige tragende Wände
- (8) Scheidewände
- (9) Stockwerksdecken
- (10) Oberste Bestandsdecke
- (11) Gesimse
- (12) Gebäudehöhe
- (13) Dachstuhl
- (14) Besonderheiten



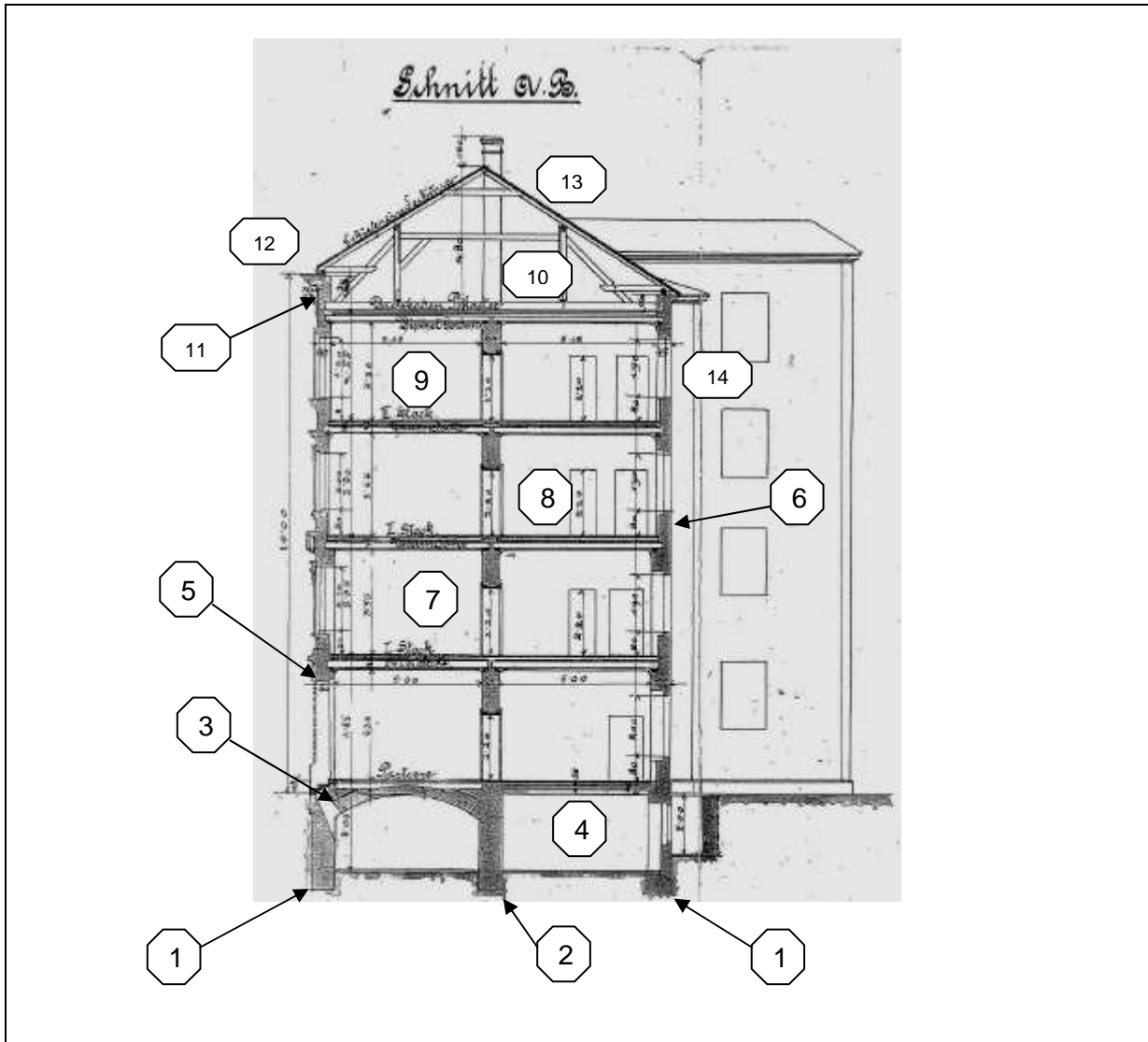


Abb. 28: Untersuchungspunkte [21]

Die o.a. Normen, welche gemeinsam mit den restlichen Eurocodes 1990-1999 gelten, haben in Wien das Merkblatt vom 31.3.2008 [7] ersetzt.

Seit 2. Oktober 2015 gelten die Richtlinien des Österreichischen Instituts für Bautechnik (OIB) in der Fassung von März 2015.

In der OIB-Richtlinie 1, Mechanische Festigkeit und Standsicherheit, wird vorgeschrieben, „bei Änderungen an bestehenden Bauwerken mit Auswirkungen auf bestehende Tragwerke ist zur Festlegung der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit von bestehenden Tragwerken der Leitfaden zur OIB-Richtlinie 1 „Festlegung der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit von bestehenden Tragwerken“ anzuwenden“. In diesem Leitfaden wird, „für die Bewertung der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit bestehender Hochbauten“, auf die ON-Regel ONR 24009 verwiesen.

## Nachrechnung nach aktuellem Normenstand gemäß ONR 24009

Bei dieser Nachrechnung ist eine Einstufung des Tragwerkes nach aktuellem Normenstand mit den darin festgelegten Zuverlässigkeitsstandards unter Erfüllung der Bedingung

$$E_d \leq R_d$$

sicherzustellen [6]. Es bedeutet:

$E_d$  Bemessungswert der Auswirkung einer Einwirkung

$R_d$  Bemessungswert eines Widerstandes

Der Erfüllungsfaktor wird wie folgt definiert:

$$\alpha = \frac{R_d}{E_d}$$

Die Versagenswahrscheinlichkeiten gemäß u.a. Tabelle ÖNORM B 1998-3:2013, Tabelle A.1 der Norm, in Abhängigkeit vom Personenrisiko gemäß ÖNORM B 1998-3 in Verbindung mit ÖNORM B 1990 „Akzeptable Zuverlässigkeit für Bestandsbauten bei außergewöhnlichen Einwirkungen und Erdbeben“ dürfen nicht überschritten werden:

Schadensfolgeklasse/ Versagensfolgeklasse	Akzeptables, reduziertes Zuverlässigkeitsniveau $Z_{red}$	Versagenswahrscheinlichkeit $P_{f,ist,max}$ /Gebäude(teil) und Jahr
RC1 – CC1	$1 - 1 \times 10^{-4}$	$1 \times 10^{-4}$
RC2 – CC2	$1 - 1 \times 10^{-5}$	$1 \times 10^{-5}$
RC3 – CC3	$1 - 1 \times 10^{-6}$	$1 \times 10^{-6}$
$Z_{red}$	akzeptables, reduziertes Zuverlässigkeitsniveau von Bestandsgebäuden bei außergewöhnlichen Einwirkungen und Erdbeben	
$P_{f,ist}$	vorhandene Versagenswahrscheinlichkeit des Bestandsgebäudes	
$P_{f,ist,max}$	maximal akzeptierte Versagenswahrscheinlichkeit des Bestandsgebäudes	

Abb. 29: Akzeptable Zuverlässigkeit für Bestandsbauten bei außergewöhnlichen Einwirkungen und Erdbeben ÖNORM B 1998-3:2013, Tabelle A.1. [5]

Bauliche Änderungen im Bestand inkl. Umwidmungen und Dachgeschoßausbauten werden nunmehr mittels PERSONENRISIKOANALYSE bewertet und bewilligt. Für maßgebliche bauliche Änderungen, diese sind Änderungen, welche ein höheres Personenrisiko im Bestand verursachen, ist ein Mindesterfüllungsfaktor  $\alpha \geq 0.25$  (Kapazität  $\geq 25\%$ ) erforderlich.

Der tatsächlich erforderliche Erfüllungsfaktor  $\alpha$  für die bauliche Änderung wird als Funktion des Personenrisikos und des Erfüllungsfaktors im Bestand für die Bestandslasten inkl. Erdbebenlasten und des neuen Personenrisikos sowie der Bestands- und Zusatzlasten für die Änderung ausgedrückt.

$$P_{f,soll} = \frac{PZ_{ist} \times P_{f,ist} + \Delta PZ \times P_{f,neu}}{PZ_{ist} + \Delta PZ}$$

$PZ_{ist}$  ist die Anzahl Personen im Jahresmittel im Bestand,  $\Delta PZ$  die Personendifferenz i.J.M. für die Änderung gemäß Tabelle A.4 der Norm (Abb. 30):

Tabelle A.4 — Personenanzahl und Zeitfaktor je Nutzungsmerkmal

Nutzungsmerkmal	Personenanzahl gemäß ÖNORM B 1990-1:2013, Tabelle B.2	Zeitfaktor
Wohnung	2,35 Personen pro Wohnung	1,00
Schule	Schüleranzahl plus Lehrer	0,30
Kindergarten, Kindertagesheim	Kinderanzahl plus Aufsichtspersonal	0,40
Krankenhaus, Hotel, Heim	Anzahl der Betten	1,00
Restaurant	Verbreichungsplätze	0,20
Veranstaltungsstätte (z. B. Theater, Kino, Lehrsaal, religiöse Einrichtung)	Sitz- und Stehplätze	0,15
Büro, Betriebsgebäude, Werkstatt	je 15 m <sup>2</sup> Nutzfläche 1 Person	0,30
Geschäft, Verkaufslokal	je 8 m <sup>2</sup> Nutzfläche 1 Person	0,40
Lagerfläche	keine Personen	–
Garage	je 30 m <sup>2</sup> Garagenfläche 1 Person	0,10

Abb. 30: Personenanzahl und Zeitfaktor je Nutzungsmerkmal [5]

Aus der Tabelle A.2 (Abb. 31) wird der erforderliche Erfüllungsfaktor  $\alpha$  für die berechnete  $P_{f,soll}$  abgelesen.

Tabelle A.2 — Zusammenhang zwischen dem Erdbebenerfüllungsfaktor  $\alpha$  und der Versagenswahrscheinlichkeit<sup>2)</sup>

$\alpha$	0,04	0,07	0,12	0,19	0,25	0,31	0,38	0,44	0,50	0,57	0,63	0,70	0,76	0,82	0,89	0,95	1,00	1,01	1,08	1,14
$P_f \times 10^5$	60,00	14,71	3,44	1,56	1,00	0,72	0,53	0,41	0,32	0,26	0,21	0,17	0,13	0,11	0,09	0,07	0,057	0,05	0,04	0,02

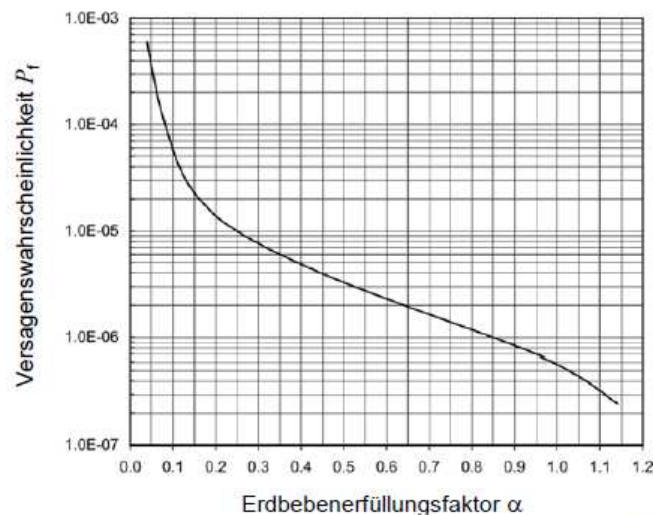


Bild A.1 — Grafische Darstellung zu Tabelle A.2<sup>2)</sup>

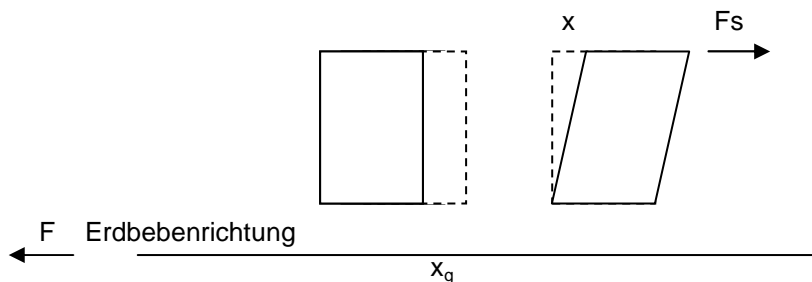
<sup>2)</sup> Entnommen aus Merkblatt SIA 2018 [3] mit freundlicher Genehmigung des SIA Zürich.

Abb. 31: Zusammenhang zwischen Erdbebenerfüllungsfaktor und Versagenswahrscheinlichkeit [5], [19]

# GRUNDPRINZIPIEN DER ERDBEBENMECHANIK

Mit Hilfe der Newton'schen Gesetze und der Plattentheorie sowie den baumechanischen Grundlagen lässt sich die Situation Erdbeben physikalisch wie folgt beschreiben. [1], [2], [3]

- Durch die langsame Bewegung der tektonischen Platten entstehen Spannungen, welche zu einem schlagartigen Bruch des Gesteins und plötzlichen Verschiebungen des Bodens führen.
- Beim Bruch in Gestein wird ein Teil der Energie durch Zerstörungsprozesse im Herd verbraucht, ein Teil wird von der Herdfläche in Form elastischer Wellen = Erdbebenwellen abgestrahlt.
- Der Boden gerät in Bewegung mit einer Bodenverschiebung  $x_g$  [m], mit einer Bodengeschwindigkeit  $v_g$  [m] und einer Bodenbeschleunigung  $a_g$  [m/s<sup>2</sup>] für die Dauer  $t$  [s] des Bebens.



Das Gebäude erfährt entsprechend seiner Masse  $m$  [kg] eine Kraft  $F$ :

$$F = m \times a_g \Rightarrow F(t) = m \times a_g(t)$$

Das Gebäude antwortet entsprechend seiner Steifigkeit  $k$  [N/m] mit einer Gegenkraft  $F_s$ :

$$F_s = k \times x \text{ bzw. } f_s(t) = k \times x(t)$$

$x$  ist die Verschiebung des Gebäudes in Richtung der Kraft  $F_s$  in [m]. Dabei ist  $F = F_s$  d.h.

$$F(t) = m \times a_g(t) = k \times x(t)$$

oder

$$m \times a_g(t) = k \times x(t) \Rightarrow x(t) = \frac{m \times a_g(t)}{k}$$

Für einen einfachen Stab mit der Biegesteifigkeit  $k$ , bewirkt eine Horizontalkraft  $F$  [kN] die Horizontalverschiebung

$$k = \frac{3 \times E \times I}{L^3} \quad x = \frac{F \times L^3}{3 \times E \times I} \quad [\text{m}]$$

$E$  = Elastizitätsmodul des Stabes [kN/m<sup>2</sup>] und  $I$  das Trägheitsmoment [m<sup>4</sup>].

Mit Berücksichtigung der Zeit ist:  $x(t) = f(t) \times \frac{L^3}{3 \times E \times I}$

Im Allgemeinen wirken auf ein Tragwerk in einem finiten Zeitmoment die externe Kraft  $f(t)$  auf die Masse des Tragwerks, die Widerstandskraft  $f_s(t)$  und die Dämpfungskraft

$$f_D(t) = C \times \dot{x}(t)$$

wobei C die innere Dämpfung des Systems ist. D.h.:

$$f(t) - f(s) - f_D(t) = m \times \ddot{x}$$

Die allgemeine BEWEGUNGSGLEICHUNG für ein Tragwerk, auf welches eine zeitabhängige externe Kraft wirkt, lässt wie folgt ausdrücken:

$$m \times \ddot{x} + C \times \dot{x} + k \times u = f(t)$$

$f(t)$  = zeitabhängige Anregungskraft (z.B. Erdbeben)

Im Lastfall Erdbeben wird das Tragwerk durch die Bodenbeschleunigung im Fußpunkt erregt. Das System lässt sich durch den EINMASSENSCHWINGER beschreiben:

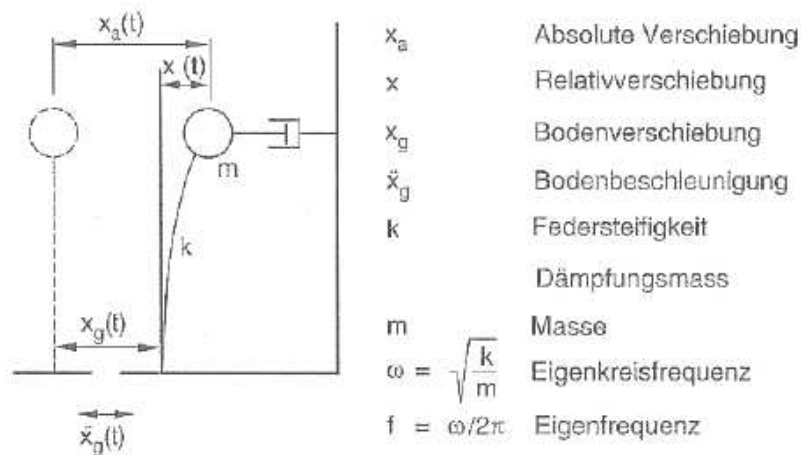


Abb. 32: Einmassenschwinger [1]

Analog lässt sich ein Tragwerk mit mehreren Stockwerksmassen mit dem MEHRMASSENSCHWINGER beschreiben:

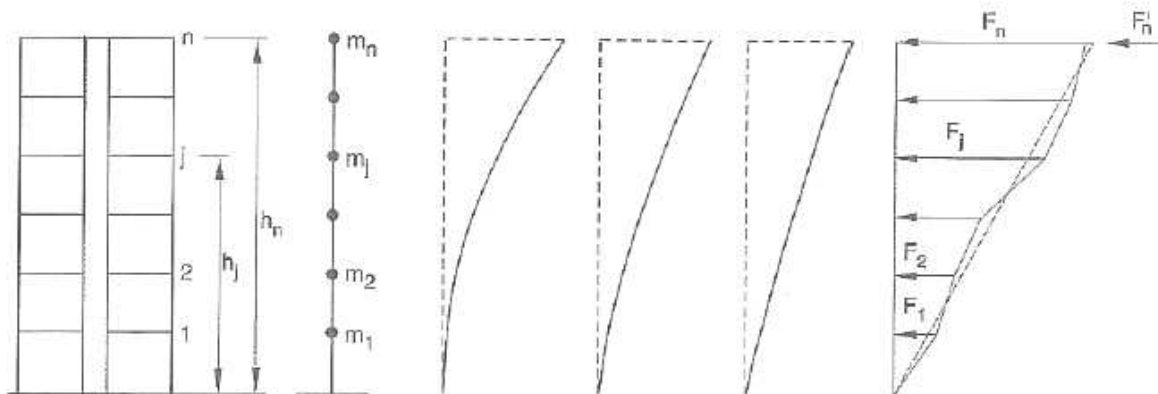


Abb. 33: Bauwerk mit Grundschwingungsformen und Verteilung der Ersatzkraft [1]

Das System der Bewegungsdifferentialgleichungen lässt sich in Matrizenform wie folgt ausdrücken:

$$M \times \ddot{u} + C \times \dot{u} + K \times u = -M \times e \times \ddot{u}_g(t)$$

$$M = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 \end{bmatrix}, \quad C = \begin{bmatrix} c_{11} & c_{12} & c_{13} \\ c_{21} & c_{22} & c_{23} \\ c_{31} & c_{32} & c_{33} \end{bmatrix}, \quad K = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} & k_{13} \\ k_{21} & k_{22} & k_{23} \\ k_{31} & k_{32} & k_{33} \end{bmatrix}$$

Massenmatrix                      Dämpfungsmatrix                      Steifigkeitsmatrix

dabei ist  $e$  der Richtungsvektor für die Starrkörperverschiebung infolge  $u_g = 1$ ,  $e = \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \end{bmatrix}$

$$M \times e = \begin{bmatrix} m_1 \\ m_2 \\ m_3 \end{bmatrix}, \quad \text{und} \quad u = \begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \end{bmatrix} \quad \text{der Verschiebungsvektor}$$

[1], [2]

Im Folgenden werden sogenannte quasistatische Betrachtungen in Anlehnung zur geltenden Normung (Eurocodes) angestellt.

Nach dem katastrophalen Erdbeben von Messina, Italien, im Jahr 1908 mit über 100.000 Toten wurde als Bemessungshilfe der Begriff der „quasistatischen“ Erdbeben-Ersatzlast von Prof. Panetti eingeführt. [29]

Die quasi-statische Erdbebenersatzlast soll definitionsgemäß für ein bestimmtes Bauwerk bei identischer Eigenfrequenz die gleiche Horizontalauslenkung liefern, wie die wirkliche dynamische Beanspruchung durch die Massenträgheitskräfte.

Dabei werden meistens die niedrigste Eigenfrequenz und die größte Horizontalauslenkung  $\chi_{\max}$  des Tragwerks herangezogen. Diese müssen im Bauwerk und im Rechenmodell miteinander übereinstimmen. Es muss allerdings keine dynamische Berechnung durchgeführt werden. Die Grundfrequenz kann mittels Näherungsformeln geschätzt werden. [1]

$$F_{\max} = k \times x_{\max} = k \times S_d$$

$S_d$  ist das Bemessungs-Antwort-Spektrum bei der Grundfrequenz  $f$  des Bauwerks. Bei normenmäßigen Berechnungen werden  $S_d$  und  $f$  der geltenden Norm entnommen.

Die Erdbeben-ERSATZKRAFT ist die maximale auf das Bauwerk mit der Masse  $M$  wirkende statische Kraft infolge der Erdbewegung im Fußpunkt.

$$F = M \times S_a$$

$S_a$  ist die Spektralbeschleunigung  $S_a = \omega^2 \times S_d$  und  $\omega$  die Eigenkreisfrequenz des Bauwerks.

Mit Hilfe der Ersatzkraft und des Ersatzstabes lassen sich die Schnittkräfte am Bauwerk ermitteln.

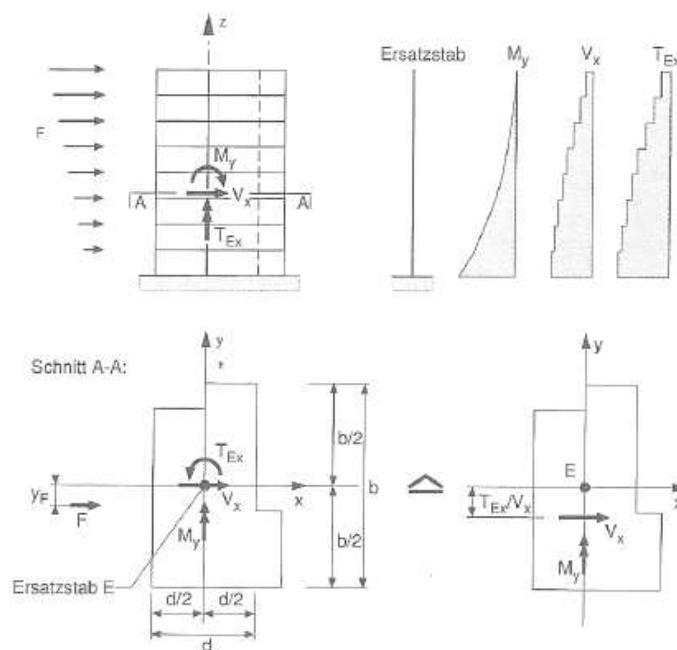


Abb. 34: Ermittlung der Schnittkräfte am Bauwerk [1]

In den Europäischen Normen, den sogenannten Eurocodes, werden die Erdbewegungseinwirkungen auf der Grundlage der EN 1990 in der EN 1998-1 definiert. Für bestehende Bauwerke sind Regeln in der EN 1998-3 und in der ONR 24009 definiert. [4], [5], [6]

<b>TITEL ÖNORM</b>	<b>AUSGABE</b>	<b>STATUS</b>
EN 1990 Grundlagen der Tragwerksplanung	01.03.2003	Norm
EN 1990/A1 Änderung	01.09.2006	Norm
B 1990-1 Grundlagen der Tragwerksplanung	01.01.2013	Norm
B 1991-1-1, Allgemeine Einwirkungen-Wichten, Eigengewicht, Nutzlasten im Hochbau	01.12.2011	Norm
EN 1991-1-7 Außergewöhnliche Einwirkungen	15.01.2013	
EN 1998-1 Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten (konsolidierte Fassung)	15.06.2011	Norm
EN 1998-1/A1 Änderung	15.04.2012	Entwurf
B 1998-1, Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten	15.06.2011	
EN 1998-3, Beurteilung und Ertüchtigung von Gebäuden	15.02.2013	Norm
B 1998-3 Beurteilung und Ertüchtigung von Gebäuden - Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1998-3 und nationale Erläuterungen	01.01.2013	Entwurf
ONR 24009, Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Hochbauten	01.01.2013	Entwurf
EN 1995-1-1, Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten Teil 1-1: Allgemeines - Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau (konsolidierte Fassung)	01.07.2009	Norm
B 1995-1-1, Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten Teil 1-1: Allgemeines - Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau	15.08.2010	Norm
EN 1996-1-1, Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk	01.01.2013	Norm
ONR 21996, Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten Vereinfachte Berechnungsmethoden für unbewehrte Mauerwerksbauten nach ÖNORM EN 1996-3 und ÖNORM B 1996-3	15.03.2011	ON-Regel

Tab. 1: Übersicht über die für diese Dissertation relevanten Normen, die zum Zeitpunkt der Entstehung dieser Arbeit, Februar 2013 - Oktober 2014, gültig waren

In dieser Arbeit wird das Tragverhalten von bestehenden Wiener Gründerzeithäusern im Lastfall Erdbeben untersucht. Für die Untersuchung werden die o.a. Normen, insbesondere die EN 1998-1 und EN 1998-3 sowie die ONR 24009, herangezogen.

Aus der Zeit der Entstehung dieser Bauwerke (1850-1910) sind keine Erdbebennormen bekannt. Es gab aber Bauvorschriften. 1829 erhielt Wien die erste Bauordnung im modernen Sinn. Sie umfasste 30 Paragraphen und wurde 1859 und 1868 durch neue einschlägige Gesetze abgelöst. Die Bauordnung von 1883 für Wien und Niederösterreich war im Wesentlichen bis über die Mitte des 20. Jahrhunderts gültig. Nicht zuletzt aus politischen Erwägungen kam es 1921 zum Beschluss des so genannten „Trennungsgesetzes“. Dieses löste die uralte Verbindung Wiens mit dem umliegenden Niederösterreich auf. Die Stadt erhob sich in den Rang eines eigenen Bundeslandes. [Amt der NÖ Landesregierung, Wiener Stadt- und Landesarchiv (MA 8)]



Die Bauordnung findet sich im folgenden Webspacer:

<http://www.noegv.at/Bauen-Wohnen/Bauen-Neubau/NOe-Bauordnung/Bauordnung1883.wai.html>

Konstruktionshinweise zum Mauerwerk finden sich im folgenden Abschnitt:

[http://www.noegv.at/bilder/d2/Bauordnung5\\_8.pdf](http://www.noegv.at/bilder/d2/Bauordnung5_8.pdf)

Hinweise zur Aussteifung im Allgemeinen, oder infolge von Wind oder Erdbeben finden sich hier nicht. Trennwände (Scheidewände) dienen im Sinne dieser Bauordnung der Raumeinteilung. Es gab lediglich Anforderungen bezüglich Brand- und Feuerschutz.

Anforderungen an aussteifende Wände finden sich in historischen Bauordnungen aus Deutschland. Solche sogenannten Giebelwände müssten eine maximale Schlankheit  $h/t > 12$  aufweisen. Mit einer typischen Stockwerkshöhe von  $> 3,5$  m müssten diese Wände  $> 29$  cm dick sein. Die Feuermauern und Stiegenhauswände in Wiener Gründerzeithäusern erfüllen diese Anforderung, nicht aber die sogenannten Scheidewände. Desweiteren müssten die Giebelwände alle  $2 \times h$  vorkommen. D.h., es ist alle  $7 - 8$  m eine aussteifende Wand erforderlich. Diese Anforderung ist selten in Wien erfüllt, da die Scheidewände, wie o.a., zu schlank sind. Sie sind zwar in der Regel alle  $4 - 6$  m vorhanden, erfüllen aber das Schlankheitskriterium nicht. Sie sind aber als wichtige sekundäre Bauteile zu berücksichtigen. [18]

In der Gründerzeit in Österreich gab es außer den o.a. konstruktiven Regeln keine Erdbebenvorschriften, trotz bedeutender Bebenaktivität in NÖ (Wr. Neustadt, Scheibbs etc.). [27]

Dies ist verständlich, da auch in Starkbebengebieten wie Japan, Italien oder Griechenland ingenieurmäßige Erdbebenmethoden erst Ende 1800 entstanden. In der Literatur sind italienische und japanische Methoden angegeben. Weniger bekannt ist die sog. genaue griechische Methode von A. Roussopoulos: „Die Verschiebungsellipsoide elastischer Körper, Konjugierte Ellipsoiden. Die erzeugenden vektoriellen Dyaden“, Zeitschrift für Angewandte Mathematik und Mechanik, Heft 4, Aug. 1932.

Durch den Einsatz von EDV-Modellen verlor die Methode an Bedeutung, ist jedoch bezüglich des Ansatzes der Bewegungsellipsen interessant.

Es ist somit sinnvoll, zur Untersuchung von bestehenden Wiener Gründerzeithäusern die Eurocodes heranzuziehen. Diese gelten ohnehin ab Zonen geringer Seismizität für die Beurteilung und Berechnung von bestehenden Bauwerken, auch solcher, welche nicht nach den Eurocodes gebaut wurden.

## Aufbau der Eurocodes hinsichtlich Erdbeben

Die EN 1998-1 sowie die ÖNORM B 1998-1 definieren die Einwirkungen gemäß der geographischen Zone des Standortes und der Bedeutungskategorie des Bauwerks sowie dem des Fundierungsbodens. [4], [5], [6]

Die EN 1998-3 und die die ÖNORM B 1998-3 definieren Untersuchungsmethoden und deren Umfang sowie Berechnungsmethoden und Modelle für Bestandsbauten.

Die Wiederkehrperioden, die Bemessungssituationen und die Einteilung des Bauwerks in Schadensfolgeklassen, sind in der EN 1990 beschrieben. Im Nationalen Anhang ÖNORM B 1990 sind die österreichischen Parameter und erlaubten Sonderbestimmungen erfasst. Die Wiederkehrperiode ist 475 Jahre. Das entspricht einem 50-jährigen Bemessungsbeben mit 10% Überschreitungswahrscheinlichkeit.

Die Horizontalkomponenten der Erdbebeneinwirkungen werden mit Hilfe eines Bemessungsspektrums  $S_d(T)$  vom Typ1 berechnet, welches wiederum mit Hilfe von elastischen Antwortspektren in Abhängigkeit von der Art des Gründungsbodens bestimmt wird.

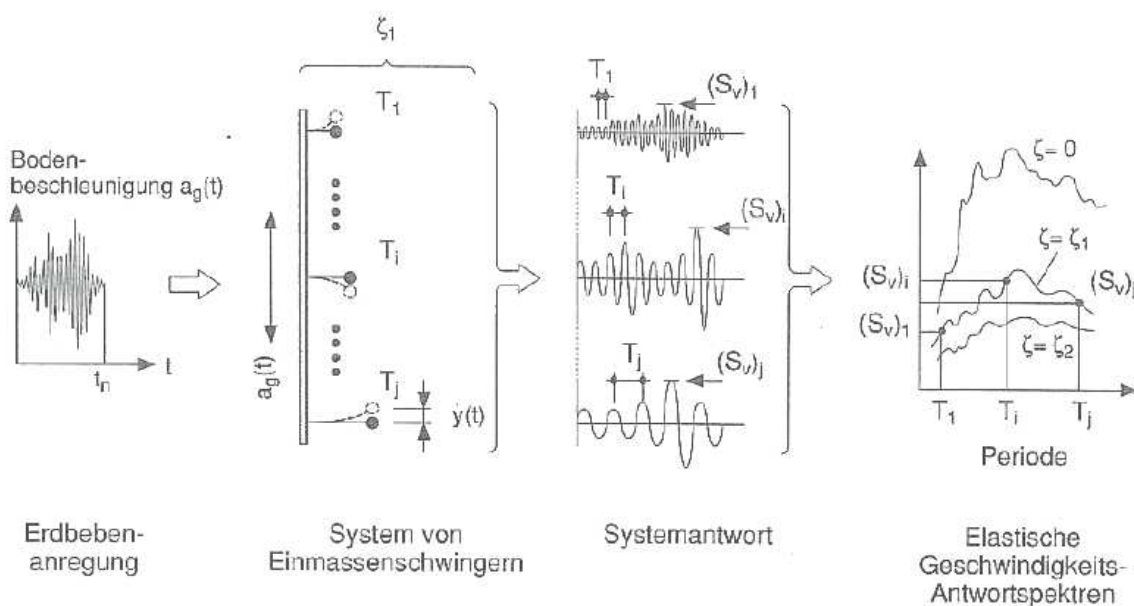


Abb. 35: Ermittlung von elastischen Antwortspektren [23]

Zusammenfassend regeln die Eurocodes 1992-1997 und 1999 gemeinsam mit den Eurocodes 1990-1991 den Widerstand eines Bauwerks je nach Material und Bauweise. Die Erdbebeneinwirkung gemäß EN 1998-1 und B 1998-1 wird folgende Massen definiert [4], [5]:

Erdbebeneinwirkungen dürfen nach Bauwerksstandort als außergewöhnliche Einwirkung angesehen werden. Dabei ist das Land in Erdbebenzonen und der Baugrund in Baugrundklassen unterteilt worden. Desweiteren wird dem Gebäude eine Bedeutungskategorie zugeordnet.

Die Bedeutungskategorien sind:

Bedeutungs-kategorie	Bauwerke
I	Bauwerke von geringer Bedeutung für die öffentliche Sicherheit, z. B. landwirtschaftliche Bauten usw.
II	Gewöhnliche Bauwerke, die nicht unter die anderen Kategorien fallen
III	Bauwerke, deren Widerstand gegen Erdbeben wichtig ist im Hinblick auf die mit einem Einsturz verbundenen Folgen, z. B. Schulen, Versammlungsräume, kulturelle Einrichtungen usw.
IV	Bauwerke, deren Unversehrtheit während Erdbeben von höchster Wichtigkeit für den Schutz der Bevölkerung ist, z. B. Krankenhäuser, Feuerwachen, Kraftwerke usw.

Abb. 36: Bedeutungskategorien [4,5]

Die Bedeutungskategorien werden durch verschiedene Bedeutungsbeiwerte  $\gamma_I$  charakterisiert. Diese sind national feststellbar.

Nationale Festlegung zu ÖNORM EN 1998-1:2011, Abschnitt 4.2.5(5)P

Zonengruppe	Bedeutungskategorie $\gamma_I$			
	I	II	III	IV
0	0,8	1,0	1,0	1,0
1	0,8	1,0	1,0	1,0
2	0,8	1,0	1,1	1,2
3	0,8	1,0	1,2	1,4
4	0,8	1,0	1,4	1,4

Abb. 37: Tabelle Zonengruppe und Bedeutungskategorie [4], [5]

Die Baugrundklassen sind lt. EN 1998-1:2004 + AC:2009 (D) Tabelle 3.1 - Baugrundklassen:

Baugrund- klasse	Beschreibung des stratigraphischen Profils	Parameter		
		$v_{s,30}$ (m/s)	$N_{SPPT}$ (Schläge/30 cm)	$c_u$ (kPa)
A	Fels oder andere felsähnliche geologische Formation, mit höchstens 5 m weicherem Material an der Oberfläche	> 800	—	—
B	Ablagerungen von sehr dichtem Sand, Kies oder sehr steifem Ton, mit einer Dicke von mindestens einigen zehn Metern, gekennzeichnet durch einen allmählichen Anstieg der mechanischen Eigenschaften mit der Tiefe	300–800	> 50	> 250
C	Tiefe Ablagerungen von dichtem oder mitteldichtem Sand, Kies oder steifem Ton, mit Dicken von einigen zehn bis mehreren hundert Metern	180–300	15–50	70–250
D	Ablagerungen von lockerem bis mitteldichtem kohäsionslosem Boden (mit oder ohne einige weiche kohäsive Schichten), oder von vorwiegend weichem bis steifem kohäsivem Boden	< 180	< 15	< 70
E	Ein Bodenprofil, bestehend aus einer Oberflächen-Alluvialschicht mit $v_s$ -Werten nach C oder D und veränderlicher Dicke zwischen etwa 5 m und 20 m über steiferem Bodenmaterial mit $v_s > 800$ m/s			
$S_1$	Ablagerungen, bestehend aus (oder enthaltend) eine(r) mindestens 10 m dicke(n) Schicht weicher Tone oder Schluffe mit hohem Plastizitätsindex ( $PI > 40$ ) und hohem Wassergehalt	< 100 (indikativ)	—	10–20
$S_2$	Ablagerungen von verfügbaren Böden, empfindlichen Tonen oder jedes andere Bodenprofil, das nicht in den Klassen A bis E oder $S_1$ enthalten ist			

Abb. 38: Tabelle Baugrundklassen [4], [5]

Die Erdbeben Zonen sind in der ÖNORM B 1998-1:2011: A.2 ersichtlich:

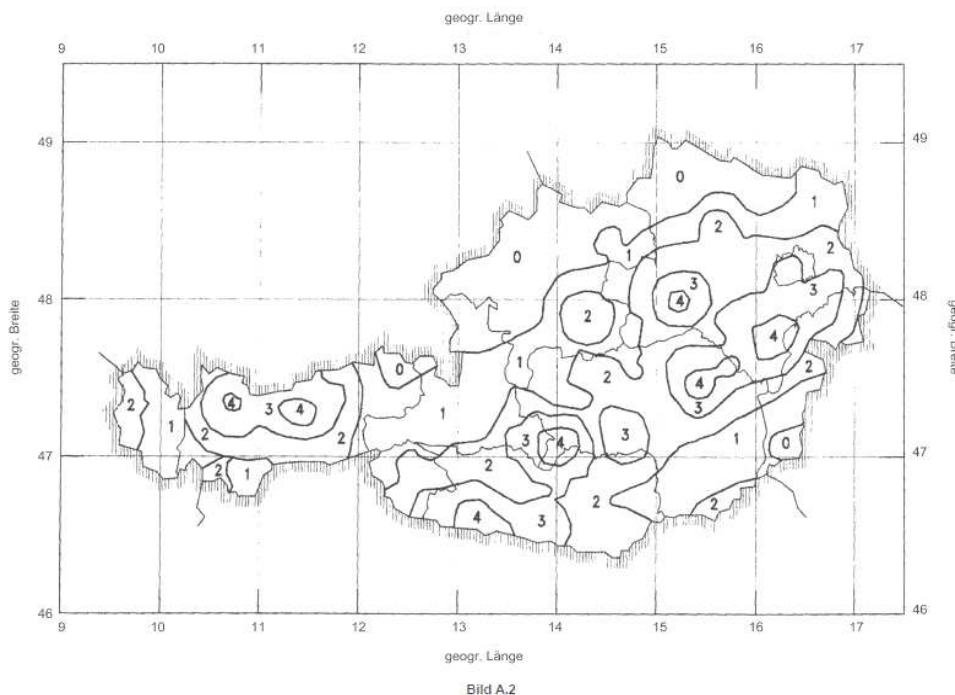


Abb. 39: Zoneneinteilung in Österreich [5]

Die Gefährdung jeder Zone wird beschrieben durch den Wert  $a_{gR}$  der Referenz-Spitzenbodenbeschleunigung für die Baugrundklasse A.

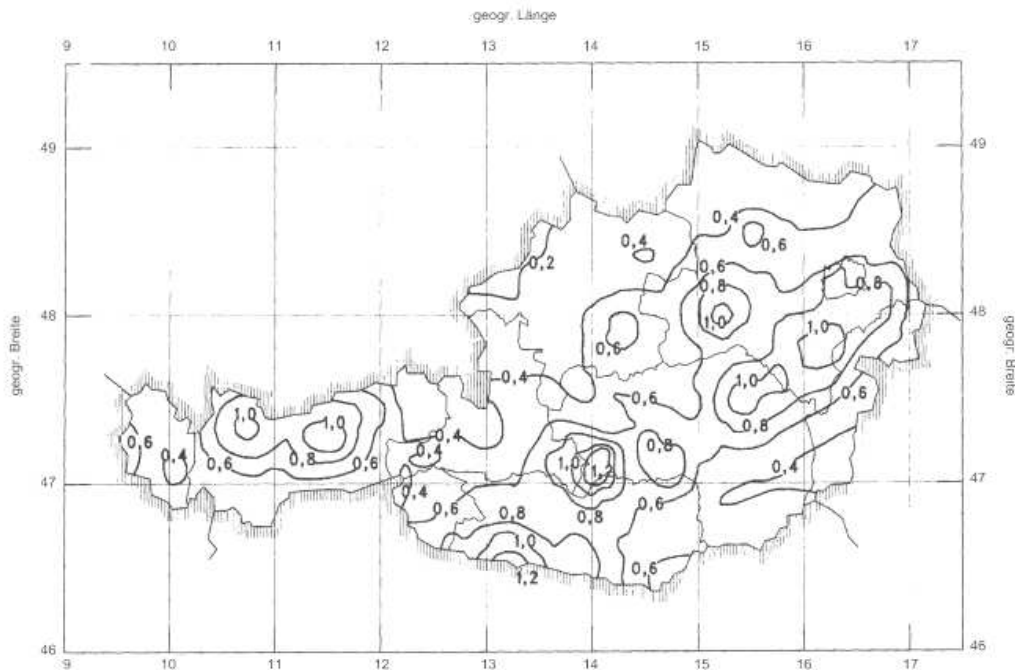


Bild A.1

Abb. 40: ÖNORM B 1998-1:2011: A.1 Isolinien der Referenzbodenbeschleunigung  $a_{gR}$  in  $m/s^2$  [5]

Für Wien gilt [ASI]:

Ort	Zonen- gruppe	$a_{gR}$	Ort	Zonen- gruppe	$a_{gR}$
		$m/s^2$			$m/s^2$
Wien					
Wien südwestl. d. Donau	3	0,80	Wien nordöstl. d. Donau	2	0,70

Abb. 41: Zonengruppe Wien [5]

Wien ist somit ein Gebiet geringer Seismität.

## Grundlegende Darstellung der Erdbebeneinwirkung [ASI]

Im Anwendungsbereich der Normenreihe EN 1998 wird die Erdbebenbewegung an einem bestimmten Punkt der Erdoberfläche durch ein elastisches Bodenbeschleunigungs-Antwortspektrum dargestellt, welches „elastisches Antwortspektrum“ genannt wird. Es gibt verschiedene Formen des elastischen Antwortspektrums. In Österreich wird das elastische Antwortspektrum des Typs 1 verwendet.

Das Bodenbeschleunigungs-Antwortspektrum (elastisches Antwortspektrum) hängt vom Baugrundtyp ab. Jeder Baugrundklasse wird ein spezifisches Spektrum eines bestimmten Typs zugeordnet.

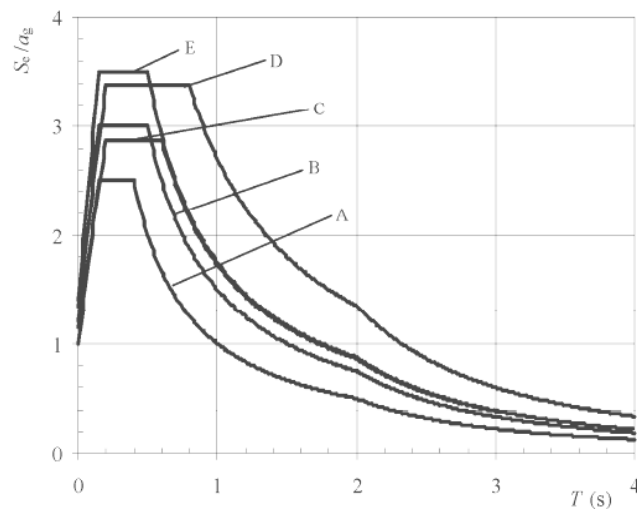


Abb. 42: Bild 3.2 EN 1998 - Empfohlene elastische Antwortspektren vom Typ 1 für Baugrundklassen A bis E (für 5 % Dämpfung) [4]

Baugrundklasse	$S$	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,4	0,15	0,5	2,0

Abb. 43: Parameterwerte zur Beschreibung der empfohlenen elastischen Antwortspektren vom Typ 1 [4]

### Gesamterdbebenkraft

Die Gesamterdbebenkraft  $F_b$  in jeder horizontalen Richtung, in der das Bauwerk rechnerisch untersucht wird, muss nach folgender Formel bestimmt werden:

$$F_b = S_d(T_1) \times m \times \lambda$$

Mit  $S_d(T_1)$  als Ordinate des Bemessungsspektrums (siehe EN 1998 3.2.2.5 Bemessungsspektrum für lineare Berechnung) bei der Periode  $T_1$ ;  $T_1$  als Eigenschwingungsdauer des

Bauwerks für horizontale Bewegungen in der betrachteten Richtung;  $m$  als Gesamtmasse des Bauwerks, oberhalb der Gründung oder über der Oberkante eines starren Keller-geschoßes berechnet,  $\lambda$  als Korrekturbeiwert, mit  $\lambda = 0,85$ , wenn  $T_1 \leq 2 TC$  ist und das Bauwerk mehr als zwei Stockwerke hat, sonst  $\lambda = 1,0$ .

### Anmerkung:

Der Beiwert  $\lambda$  berücksichtigt die Tatsache, dass in Gebäuden mit mindestens drei Stockwerken und Verschiebungsfreiheitsgraden in jeder horizontalen Richtung die effektive modale Masse der Grundeigenform durchschnittlich um 15 % kleiner ist als die gesamte Gebäudemasse.

Für die Bestimmung der Eigenschwingungsdauer  $T_1$  des Bauwerks dürfen Ausdrücke auf der Grundlage baudynamischer Methoden (z.B. der Rayleigh-Methode) verwendet werden. Für Hochbauten mit einer Höhe bis zu 40 m darf der Wert von  $T_1$  (in s) durch folgenden Ausdruck näherungsweise bestimmt werden:

$$T_1 = C_t \times H^{\frac{3}{4}}$$

$H$  = Bauwerkshöhe in m ab Fundamentoberkante oder der Oberkante eines starren Keller-geschoßes.

$C_t = 0,085$  für biegesteife räumliche Stahlrahmen,  $C_t = 0,075$  für biegesteife räumliche Stahlbetonrahmen und für ausmittig ausgesteifte Stahlrahmen und  $C_t = 0,050$  für alle anderen Tragwerke.

Das Bemessungsspektrum für Gründerzeithäuser wird in Wien ohne genaue Untersuchung im „Plateau“ der Spektrumskurve und der Verhaltensbeiwert mit  $q = 1,5$  angenommen:

$$S_d(T) = a_g \times S \times \frac{2,5}{q}$$

mit Bodenparameter  $S = 1,2$  und  $a_g = 0,8 \text{ m/s}^2$  ist  $S_d(T_1) = 1,6 \text{ m/s}^2$ .

### Höhenverteilung der Erdbebenkraft

EN 1998-1:2004 + AC:2009 (D): 4.3.3.2.3 Verteilung der horizontalen Erdbebenkräfte

Die Grundmodalformen in den horizontalen Berechnungsrichtungen des Hochbaus dürfen mit Hilfe baudynamischer Methoden berechnet oder durch Horizontalverschiebungen angenähert werden, die mit der Höhe des Bauwerks linear zunehmen.

Wenn die Grundeigenform durch mit der Höhe linear zunehmenden Horizontalverschiebungen angenähert wird, sollten die Horizontalkräfte  $F_i$  nach folgendem Ausdruck bestimmt werden:

$$F_i = F_b \times \frac{z_i \times m_i}{\sum z_j \times m_j}$$

mit  $F_i$  als am Stockwerk  $i$  angreifende Horizontalkraft;  $F_b$  als Gesamterdbebenkraft;  $z_i, z_j$  als Höhe der Massen  $m_i, m_j$  über der Ebene, in der die Erdbebeneinwirkung angreift (Fundamentebene oder Oberkante eines starren Kellergeschoßes).

Die horizontalen Kräfte  $F_i$ , die nach diesem Unterabschnitt bestimmt wurden, müssen lt. EN 1998-1 unter der Annahme in ihrer Ebene starrer Deckenscheiben auf die Aussteifungssysteme für Horizontallasten verteilt werden.

Diese Forderung kann bei bestehenden Mauerwerksbauten mit Holzdecken und ohne aussteifenden Roste oder Ringbalken nicht erfüllt werden. Diese Bauwerke werden derzeit in Wien mit Modellen, welche in Erläuterungen der ArchIng in Zusammenarbeit mit der Bauverwaltung entwickelt wurden, behandelt.

Siehe dazu: [22], [28]

#### Berücksichtigung der Torsion

Sind in ihrer Ebene starre Deckenscheiben vorhanden, sind Torsionseffekte zu berücksichtigen.

EN 1998-1:2004 + AC:2009 (D): 4.3.3.3.3 Torsionswirkungen

Wird der Berechnung ein räumliches Modell zugrunde gelegt, dürfen die zufälligen Torsionswirkungen nach 4.3.2(1)P bestimmt werden, als Umhüllende der Beanspruchungsgrößen, die aus statischen Belastungen stammen, bestehend aus Gruppen von Torsionsmomenten  $M_{ai}$  um die vertikale Achse eines jeden Geschoßes  $i$ :

$$M_{ai} = e_{ai} \times F_i$$

mit  $M_{ai}$  als Torsionsmoment, wirkend auf das Geschoß  $i$  um seine vertikale Achse;  $e_{ai}$  als zufällige Ausmittigkeit der Geschoßmasse  $i$  nach Gleichung (4.3) für alle maßgebenden Richtungen;  $F_i$  als Horizontalkraft, wirkend auf das Geschoß  $i$ , wie in 4.3.3.2.3 für alle maßgebenden Richtungen hergeleitet. Die Beanspruchungen aus den Belastungen nach (1) sollten mit positiven und negativen Vorzeichen berücksichtigt werden (dasselbe Vorzeichen für alle Geschoße).

Im Anhang B der ÖNORM B 1998-1 sind Näherungsformeln zur Berücksichtigung der Torsionseinwirkung angegeben.

Bei mehrgeschoßigen Bauwerken, bei denen die lastabtragenden Elemente ohne Unterbrechung über die gesamte Höhe laufen und die relativ gleichmäßige „Geschoßdriftverhältnisse“ über die Bauwerkshöhe aufweisen (Rahmentragwerke und Wandscheibenbauten mit unregelmäßiger Geometrie), darf die Torsionswirkung über Näherungsberechnungen abgedeckt werden. Das Berechnungsmodell hat dann etwa das Aussehen wie in Bild B.1a dargestellt. Es ist die Kenntnis der Geometrie und der Trägheitsmomente der vertikalen Elemente (evtl. inklusive Schubeinfluss bei Wandscheiben) erforderlich.



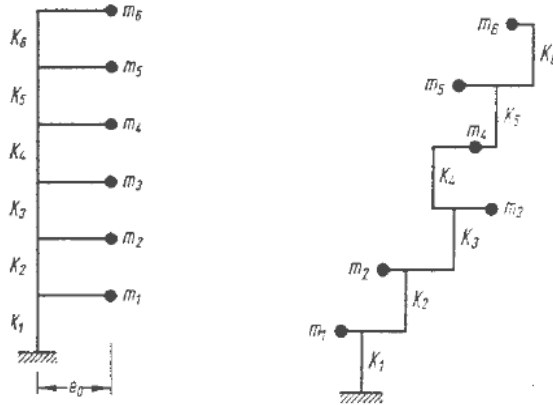


Bild B.1a — Geeignetes System      B.1b — Ungeeignetes System

Bild B.1 — Geeignetes und ungeeignetes System für eine Näherungsberechnung

Abb. 44: Bild B.1a - Geeignetes System, B.1b - Ungeeignetes System, Bild B.1 - Geeignetes und ungeeignetes System für eine Näherungsberechnung [5]

Das Modell 1 diskretisiert den allgemeinen Massenschwinger des Tragwerks als Ersatzstab mit exzentrischen Geschößmassen nach Prof. Flesch. [5]

### Maßgebliche Einwirkungskombination zur Bestimmung der Bauwerksmasse inkl. Nutzlast

#### EN 1990:2002 (D)

##### 6.4.3.4 Kombinationen von Einwirkungen für Bemessungssituationen bei Erdbeben

(1) Zur Bestimmung der Auswirkung der Einwirkungen sollte die allgemeine Kombination

$$E_d = E \{ G_{k,j} ; P ; A_{Ed} ; (\psi_{2,i} Q_{k,i}) \} \quad j \geq 1 ; i > 1 \quad (6.12a)$$

angewendet werden.

(2) Die Kombination der Einwirkungen in Klammern { } kann durch:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (6.12b)$$

ausgedrückt werden.

##### 6.4.4 Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen und Kombinationen von Einwirkungen

(1) Die Zahlenwerte für die Teilsicherheitsbeiwerte und Kombinationsbeiwerte für Einwirkungen sollten EN1991 und Anhang A entnommen werden.

##### 6.4.5 Teilsicherheitsbeiwerte für Eigenschaften von Baustoffen, Bauprodukten und Bauteilen

(1) Die Teilsicherheitsbeiwerte für Eigenschaften von Baustoffen, Bauprodukten und Bauteilen sollten EN 1992 bis EN 1999 entnommen werden.

Abb. 45: Auszug aus der EN 1990:2002 (D) [4]

## Tragwerksmodelle

Tragwerksmodell ist eine Idealisierung des Tragsystems zum Zwecke der Berechnung und Bemessung. [EN 1990 1.5.1.10] In der ÖNORM EN 1998-1, Ausgabe: 2011-06-15, werden unter 4.2.3 Kriterien für die konstruktive Regelmäßigkeit und ihre Auswirkung auf die Modellwahl definiert.

Tabelle 4.1 — Auswirkungen der konstruktiven Regelmäßigkeit auf die Erdbebenberechnung und -auslegung

Regelmäßig		Zulässige Vereinfachung		Verhaltensbeiwert
Grundriss	Aufriss	Modell	Linear-elastische Berechnung	(für lineare Berechnung)
Ja	Ja	Eben	Vereinfacht <sup>a</sup>	Referenzwert
Ja	Nein	Eben	Modal	Abgemindert
Nein	Ja	Räumlich <sup>b</sup>	Vereinfacht <sup>a</sup>	Referenzwert
Nein	Nein	Räumlich	Modal	Abgemindert

<sup>a</sup> Falls die Bedingung von 4.3.3.2.1(2)a) ebenfalls erfüllt ist.  
<sup>b</sup> Unter den besonderen Bedingungen von 4.3.3.1(8) darf ein eigenes ebenes Modell in jeder der beiden Horizontalrichtungen verwendet werden, nach 4.3.3.1(8).

Abb. 46: Auswirkungen der konstruktiven Regelmäßigkeit auf die Erdbebenberechnung und Erdbebenauslegung [4]

### Verhaltensbeiwert $q$

Beiwert, der bei der Bemessung zur Reduzierung der durch lineare Berechnung ermittelten Kräfte verwendet wird, um der nichtlinearen Antwort eines Tragwerks in Abhängigkeit von Baustoff, Tragsystem und dem verwendeten Bemessungsverfahren Rechnung zu tragen.

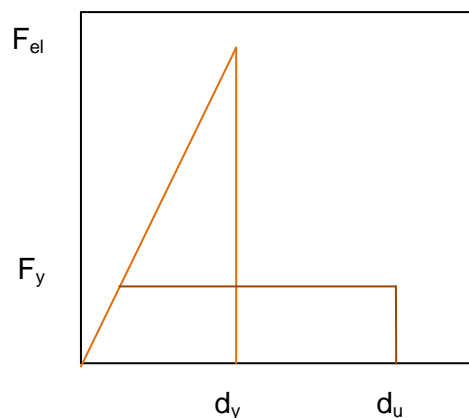


Abb. 47: Verhaltensbeiwert

Er wird nach dem Prinzip der gleichen Verschiebungen oder der gleichen Arbeit ermittelt.

Nach dem Prinzip der gleichen Verschiebungen gilt:  $d_y(F_{el}, k_{el}) = d_u(F_y, k_y)$

Nach dem Prinzip der gleichen Arbeit sind die Flächen des Dreiecks und des Trapezes gleich. [1], [2]

Tabelle 9.1 — Bauwerkstypen und Höchstbeträge der Verhaltensbeiwerte

Bauwerkstyp	Verhaltensbeiwert $q$
Unbewehrtes Mauerwerk nach EN 1996 (empfohlen nur in Fällen geringer Seismizität)	1,5
Unbewehrtes Mauerwerk nach EN 1998-1	1,5 bis 2,5
Eingefasstes Mauerwerk	2,0 bis 3,0
Bewehrtes Mauerwerk	2,5 bis 3,0

Abb. 48: Bauwerkstypen und Höchstbeiträge der Verhaltensbeiwerte [4], [5]

## Berechnungsmethoden

Die Referenzmethode für die Bestimmung der Beanspruchungsgrößen infolge Erdbeben, ist auf der Grundlage eines linear-elastischen Modells des Bauwerks und des Bemessungsspektrums, das modale Antwortspektrumverfahren. [4], [5]

In Abhängigkeit von den konstruktiven Eigenschaften des Bauwerks darf eine der beiden folgenden linear-elastischen Berechnungsmethoden verwendet werden:

a) das „Vereinfachte Antwortspektrumverfahren“

Diese Berechnungsmethode darf bei Hochbauten angewandt werden, deren Antwort nicht wesentlich durch Beiträge von höheren Schwingungsformen als die Grundeigenform in jeder Hauptrichtung beeinflusst wird. Diese Anforderung wird als erfüllt angesehen bei Hochbauten, welche den beiden folgenden Bedingungen genügen:

- Sie haben eine Eigenschwingungsdauer  $T_1$  in den beiden Hauptrichtungen, die kleiner ist als folgende Werte

$$T_1 \leq \begin{cases} 4 \times T_c \\ 2,0s \end{cases}$$

mit  $T_c$  als obere Grenze des Bereichs konstanter Spektralbeschleunigung des horizontalen elastischen Antwortspektrums

- sie erfüllen die Regelmäßigkeitskriterien im Aufriss

Diese Bedingungen treffen bei den Wiener Gründerzeithäusern zu.

b) das „Multimodale Antwortspektrumverfahren“, ist für alle Arten von Hochbauten anwendbar.

Als Alternative zur linearen Methoden darf auch eine nichtlineare Methode verwendet werden, wie:

- c) nichtlineare statische (push over) Berechnung
- d) nichtlineare Zeitverlaufsberechnung (dynamisch)

Bei Verwendung eines räumlichen Modells muss die Bemessungs-Erdbebeneinwirkung entlang aller maßgebenden horizontalen Richtungen (unter Berücksichtigung der Lage des Gebäudes) und in den jeweils dazu senkrechten horizontalen Richtungen angebracht werden. Für Hochbauten mit in zwei senkrecht zueinander stehenden Richtungen angeordneten tragenden Bauteilen werden diese beiden Richtungen als die maßgebenden Richtungen betrachtet.

## Tragwerksberechnung

Das Tragwerksmodell des Bauwerks muss die Steifigkeitseigenschaften des ganzen Systems angemessen darstellen. Die Steifigkeit der tragenden Bauteile muss unter Berücksichtigung ihrer Biege- und Schubverformbarkeit und, wenn von Bedeutung, ihrer Längskraftverformbarkeit ermittelt werden.

Für die Berechnung darf die ungerissene, elastische Steifigkeit oder, besser und realistischer, die **gerissene Steifigkeit** verwendet werden, um den Einfluss der Rissbildung auf die Verformungen zu berücksichtigen und die Neigung des ansteigenden Astes eines bilinearen Kraftverformungsmodells des tragenden Bauteils besser anzunähern.

Falls eine genaue, durch nachvollziehbare Berechnungen untermauerte Bestimmung der Steifigkeitseigenschaften nicht vorliegt, darf die gerissene Biege- und Schubsteifigkeit als die Hälfte der elastischen Steifigkeit des ungerissenen Bruttoquerschnitts angesetzt werden.

Im Tragwerksmodell dürfen Wandabschnitte über Fensteröffnungen als Koppelbalken zwischen zwei Wandelementen betrachtet werden, wenn sie im regelmäßigen Verband mit den angrenzenden Wänden ausgeführt und sowohl mit dem Ringanker der Decke als auch mit den darunter liegenden Stürzen verbunden sind.

Wenn die Koppelbalken im Tragwerksmodell berücksichtigt werden, kann eine Rahmenberechnung zur Bestimmung der Schnittgrößen in den vertikalen und horizontalen Bauteilen des Tragwerks verwendet werden. {Vorsicht nicht gemäß EC6, wenn keine STB-Scheiben/Decken}

## Bestandsbauten

ÖNORM EN 1998-3 Ausgabe: 2013-02-15 [4]

### Modellierung des Bauwerks

Auf der Grundlage der Informationen, die bei der konstruktiven Beurteilung des Bauwerks gesammelt wurden (Zustandsaufnahme), muss ein Berechnungsmodell des Bauwerks aufgestellt werden. Dieses Modell muss die Ermittlung der Beanspruchungen in allen tragenden Bauteilen unter der seismischen Lastfallkombination gestatten.

Alle Vorschriften des EN 1998-1:2004 betreffend die Modellbildung (EN 1998-1:2004, 4.3.1) und zufällige Torsionswirkungen (EN 1998-1:2004, 4.3.2) gelten unverändert.

Die Festigkeit und die Steifigkeit sekundärer seismischer Bauteile bei horizontalen Einwirkungen darf im Allgemeinen bei der Berechnung vernachlässigt werden. Es wird jedoch empfohlen, bei nichtlinearen Berechnungen sekundäre seismische Bauteile im globalen Tragwerksmodell zu berücksichtigen. Die Wahl der als seismisch sekundär zu betrachtenden Bauteile kann sich nach Vorliegen der Ergebnisse einer Vorberechnung ändern. Keinesfalls darf die Wahl dieser Bauteile derart erfolgen, dass die Klassifizierung des Bauwerks von unregelmäßig zu regelmäßig entsprechend den Definitionen in EN 1998-1:2004, 4.2.3 umgeändert wird.

Im Berechnungsmodell müssen Mittelwerte der Werkstoffeigenschaften verwendet werden, statt wie in EC6 charakteristische Werte.

### Berechnungsmethoden

Die Beanspruchungen infolge seismischer Einwirkungen, die mit den Beanspruchungen infolge anderer ständiger und veränderlicher Einwirkungen zu kombinieren sind, dürfen mit Hilfe einer der folgenden Methoden ermittelt werden:

- Vereinfachtes Antwortspektrumverfahren (Ersatzlastverfahren), linear,
- Modales Antwortspektrumverfahren (linear),
- Nichtlineare statische (push over) Berechnung,
- Nichtlineare dynamische Zeitverlaufsrechnung,
- Verfahren mit  $q$ -Beiwerten.

Mit Ausnahme des  $q$ -Beiwert Verfahrens muss die zu verwendende seismische Einwirkung dem elastischen (d.h. nicht durch den Verhaltensbeiwert  $q$  reduzierten) Antwortspektrum nach EN 1998-1:2004, 3.2.2.2 oder seinen äquivalenten Alternativdarstellungen nach EN 1998-1:2004, 3.2.3 entsprechen. Wiener Gründerzeithäuser erfüllen meistens die Kriterien der Regelmäßigkeit im Aufriss, jedoch diese der Regelmäßigkeit im Grundriss nicht immer. D.h., für diese Bauwerke können neben dem „Multimodalen Antwortspektrumverfahren“, auch das lineare vereinfachte Antwortspektrumverfahren (Ersatzlastverfahren) verwendet werden, oder ein Verfahren mit  $q$ -Beiwerten, wenn ein räumliches Modell für die Berechnung verwendet wird.

## Berechnung eines Wiener Gründerzeithauses mit quasistatischen 3D-Modellen

[9], [10], [17]

3D-Modelle werden in der EC8 empfohlen. Die Anwendung von ebenen oder 2D-Modellen ist sehr eingeschränkt. Das Wiener Gründerzeithaus wird in Anlehnung zu EC8 wie folgt modelliert:

Die Pfeiler des Hauses werden als vertikale Biegestäbe modelliert. Die Parapete sowie Türstürze und sonstige Träger werden als horizontale Koppelbalken modelliert. Die Schub- und Scheidewände werden mittels Schalenelementen möglichst genau modelliert. Dabei werden Stürze und Träger über Öffnungen ebenfalls als Koppelbalken modelliert. Es entstehen somit gekoppelte Kragwände.

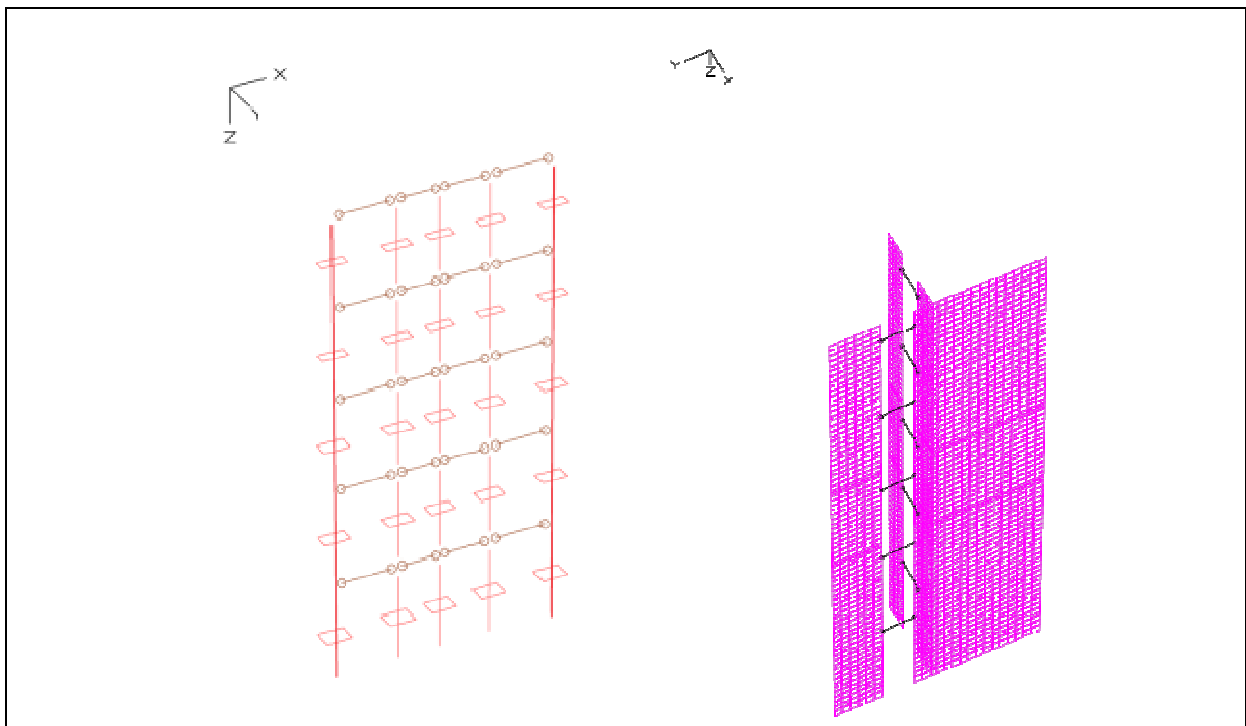


Abb. 49: Fachwerks-Stab- und Schalenelemente im 3D-Modell

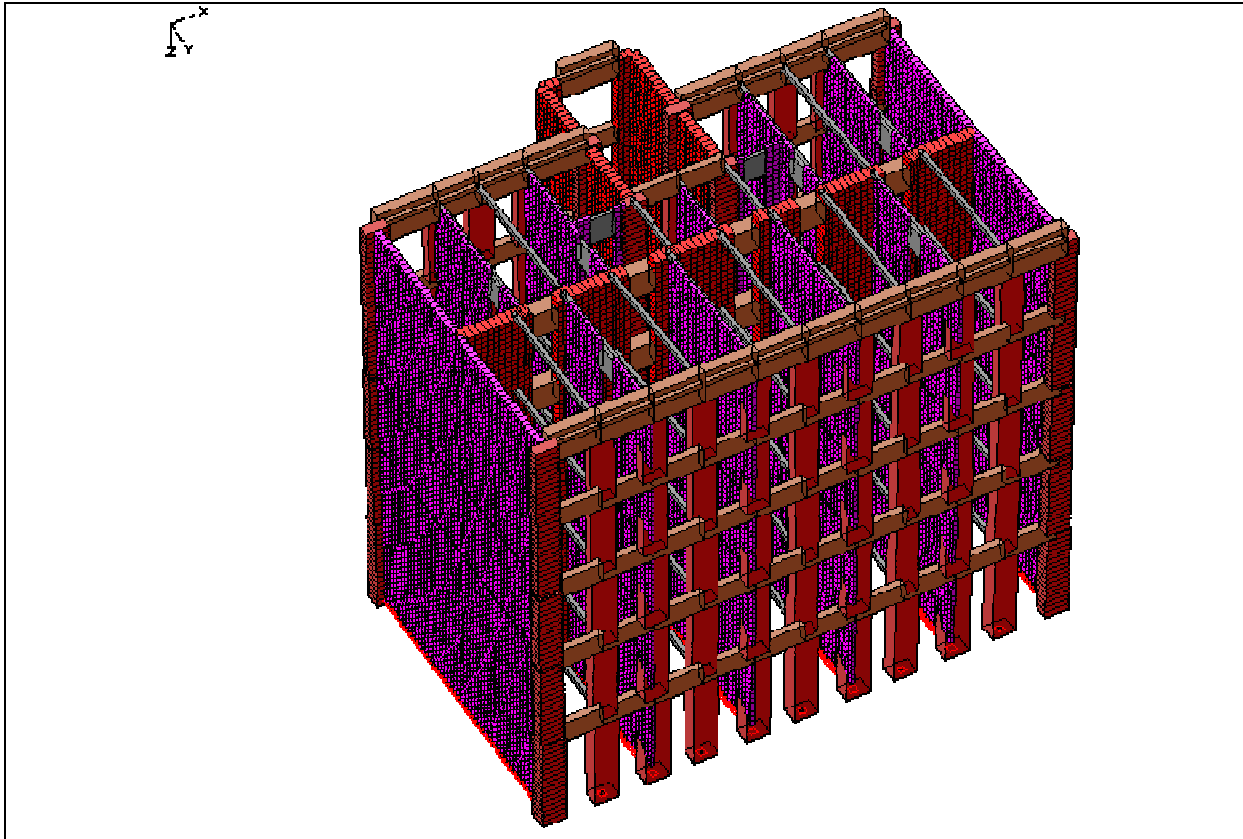


Abb. 50: Visualisiertes 3D-Modell eines Wiener Gründerzeithauses

Das E-Modul des Mauerwerks soll lt. EC8 ungerissen oder „besser gerissen“ angenommen werden. Aufgrund einer weiteren Besonderheit des Wiener Gründerzeithauses sollte das E-Modul als ungerissen angesetzt werden. Forschungsarbeiten von Dr. A. Pech in Kooperation mit der Stadt Wien haben gezeigt, dass das Wiener-Gründerzeit-Mauerwerk, aufgrund des großen Fugenanteils, nur ca. 1/3 des E-Moduls eines Mauerwerkstoffes nach der EC6 hat. Also gilt  $E_{\text{AltwienerMW}} = f_k \cdot 300$  statt  $E = f_k \cdot 1000 \text{ MN/m}^2$ .

Das Tragwerksmodell soll nach EC8 das Bauwerk möglichst genau abbilden, dabei sind die Steifigkeitsverhältnisse zu berücksichtigen. Es ist somit wesentlich, auch die Verschließung der Pfeiler und der Wände mit den Holz- und sonstigen Decken mit ihren realen Steifigkeiten zu modellieren.

Das in dieser Dissertation verwendete 3D-Modell „CATS“ [17], ist eine Weiterentwicklung des Fachwerksmodells CAT aus dem Jahr 2008. Hier werden die Decken mit einem einfachen Makroelement, nämlich mit dem Trambalken, der an jedem Pfeiler mittels **Eisenschließe** angeschlossen ist, modelliert (siehe nächstes Kapitel „DIE VERSCHLIESSUNG EINES GRÜNDERZEITHAUSES“, Funktion der Schließe).

Dabei wird die horizontale axiale Steifigkeit der Verschließung und die laterale Steifigkeit der Holzdecken mit dem Verschiebungsmodul  $C \text{ MN/m}$  je horizontale Hauptrichtung (X- und Y-Richtung) modelliert. Diese Werte wurden in situ und im Labor verifiziert.



Auf diese Weise spiegelt das Tragwerksmodell das Bauwerk in einem gerissenen Zustand wieder. Das entspricht dem Zustand der wesentlichen Schädigung (SD) gemäß EC8.

Die Berechnung erfolgt linear mit Zugausfall der Auflager. Nicht-lineare Berechnungen sind prinzipiell möglich. Für eine direkte Auswertung fehlen leider noch Kapazitätskurven für das Altwiener-Mauerwerk. Der Gebäudedrift lässt sich einfach aus dem Modell ablesen. Die Werte müssen mit dem angesetzten q-Faktor multipliziert werden, falls dieser angesetzt wird. Auch die globalen Druckspannungen der Pfeiler lassen sich einfach ablesen. Diese Informationen sind sehr wertvoll bei Vergleichen von Vorher-/Nachher-Zuständen. Bei Anwendung des linearen Modells ist leider die Direktablesung der Spannungen der Schubwände nur für Vergleichszwecke möglich. Das Modell kann aber für eine realistischere Verteilung der Erdbebenkraft an die Schubwände verwendet werden. Die Kapazität der Schubwand kann dann „zu Fuß“ mit dem Formelwerk der EC8 erfolgen. Also mit den Mittelwerten der Werkstoffeigenschaften, statt wie in EC6 mit den charakteristischen Werten.

Für die Hand- und EDV-Berechnungen am diskreten Tragwerksmodell CATS wird in dieser Dissertation die allgemeine Deformationsmethode (Weggrößenverfahren) verwendet.

Das eingesetzte Programm InfoCAD liefert mit dieser Methode nach der Theorie 1. Ordnung exakte Ergebnisse.

Gemäß der allgemeinen Deformationsmethode werden aus bekannten Steifigkeits- und Lastmatrizen, unbekannte Verformungen (Verformungsmatrizen) berechnet.

$$[k] \times [\delta] = [F]$$

Aus den Verformungen lassen sich anhand der Stoffgesetze, z.B. Spannungen und aus den Steifigkeiten, die zugehörigen Schnittkräfte der Elemente berechnen [24].

Zur Verifikation der Ergebnisse werden einfache Hand- und EDV-Stab- und Fachwerksberechnungen sogenannte „simple models“ verwendet, insbesondere der auf einem Ende eingespannte Stab (Kragarm).

Ein Gebäude lässt sich als einen einfachen Ersatzstab als Kragarm darstellen, also als ein am Fuß eingespanntes Stabelement diskretisieren. Auch jeder Pfeiler und jede Wand lassen sich als einfacher Kragstab darstellen. Aus dem Ersatzstab als ein- oder Mehrmassenschwinger lassen sich die spektrale Antwort des Gebäudes und die Gesamterdbebenkraft und ihre Höhenverteilung berechnen und darstellen

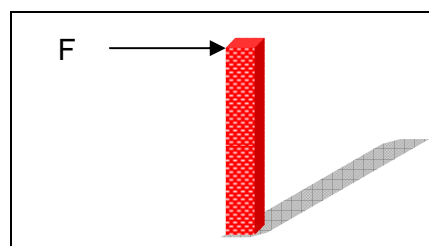


Abb. 51: Ersatzstab als Kragarm

# DIE VERSCHLIESSUNG EINES GRÜNDERZEITHAUSES

Das Bild zeigt schematisch den Aufbau einer Eisenschließenverbindung.

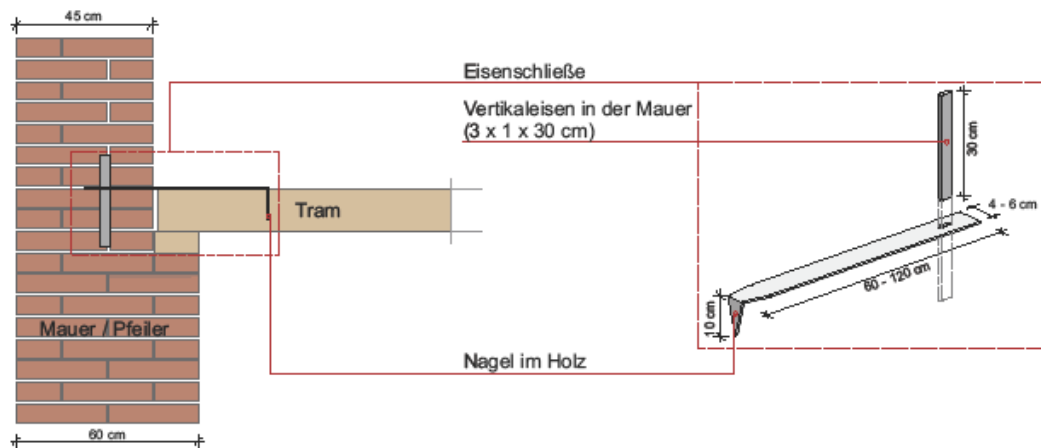


Abb. 52: Eisenschließenverbindung im Schnitt

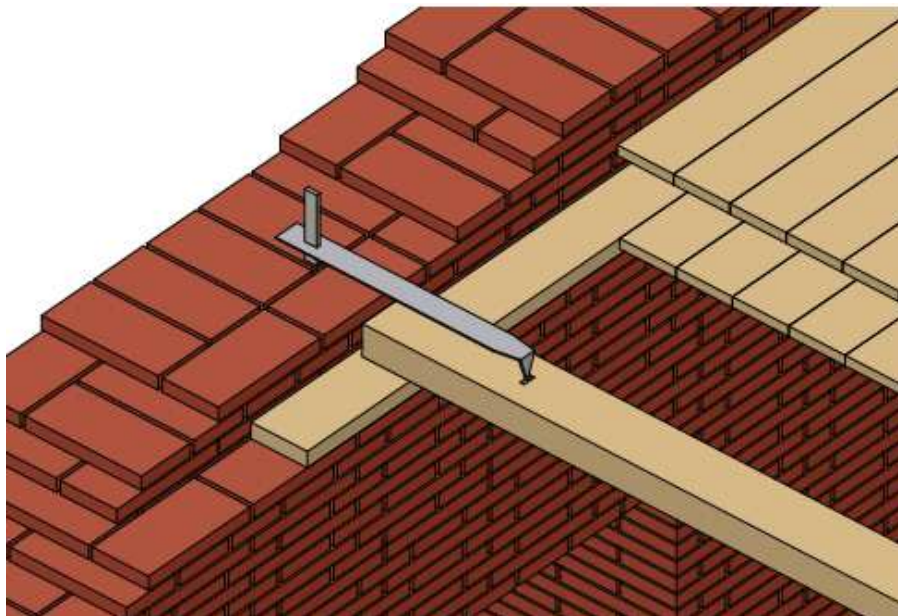


Abb. 53: Eisenschließenverbindung

Die Eisenschließen bestehen aus 4 - 6 cm breiten und 5 - 10 m starken Flacheisen. Die Länge liegt zwischen 60 und 120 cm. Mindestens ein Ende ist zu einem Nagel geformt, welche im vorgebohrten Tram eingeschlagen wird. Das andere Ende ist ebenfalls zu einem Nagel oder üblicherweise zu einer Öse geformt, welche mit einem Querstab im Mauerwerk verankert ist.

Bei zweifeldrigen Häusern (Außenwand - Mittelmauer - Außenwand) sind die Eisenschließen durchgehend über der Mittelmauer verlegt.

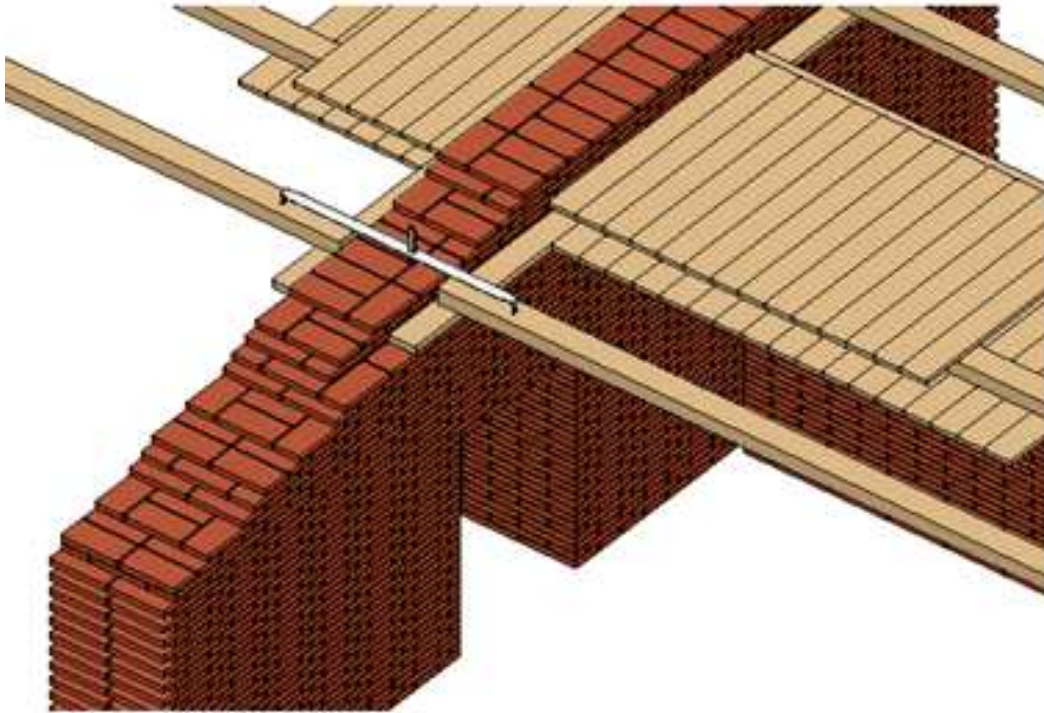


Abb. 54: Eisenschließenverbindung bei zweifeldrigen Häusern

Axonometrie eines üblichen Gründerzeitzimmers. Gründerzeithäuser sind aus Kombinationen solcher Zellen gebaut.

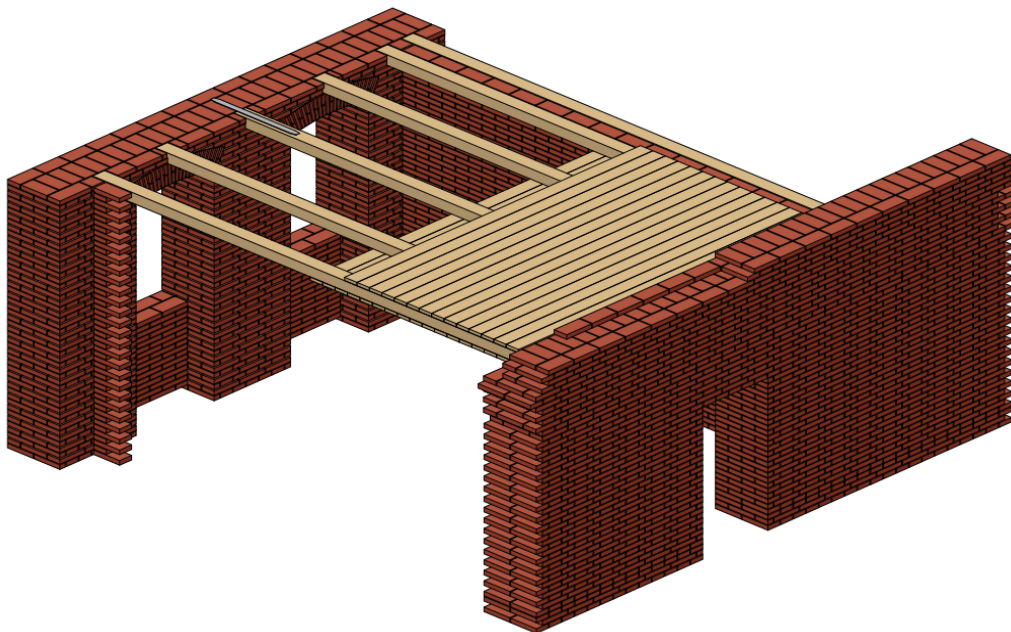


Abb. 55: Axonometrie eines Gründerzeitzimmers

Die Deckenfelder sind durch die Scheidewände unterbrochen. Die Träme liegen in Abständen von 70 - 90 cm. Mindestens ein Tram ist mit den Wänden/Pfeilern mittels Eisenschließen verbunden.

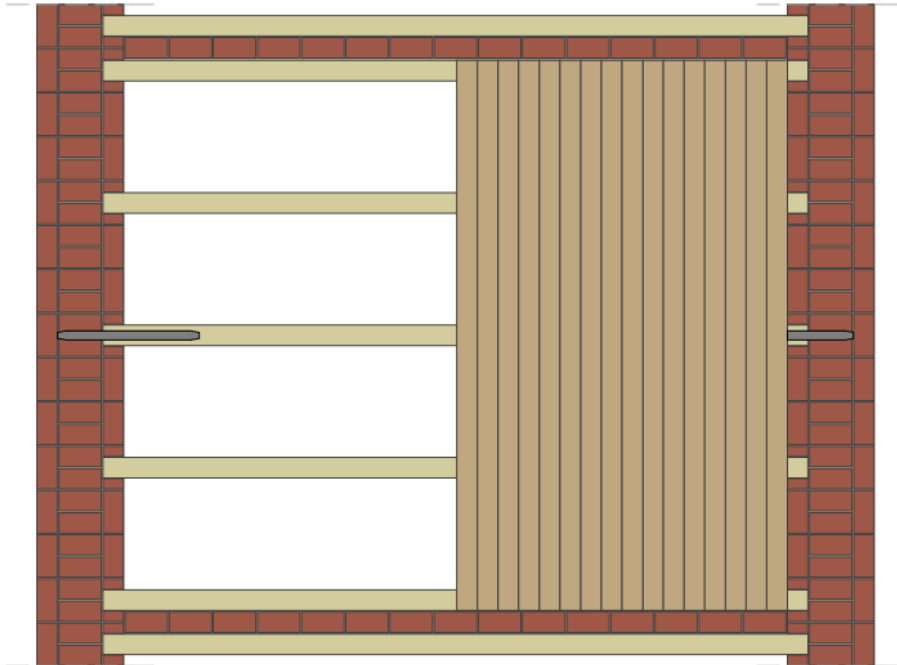


Abb. 56: Deckenfeld des Zimmers in Draufsicht

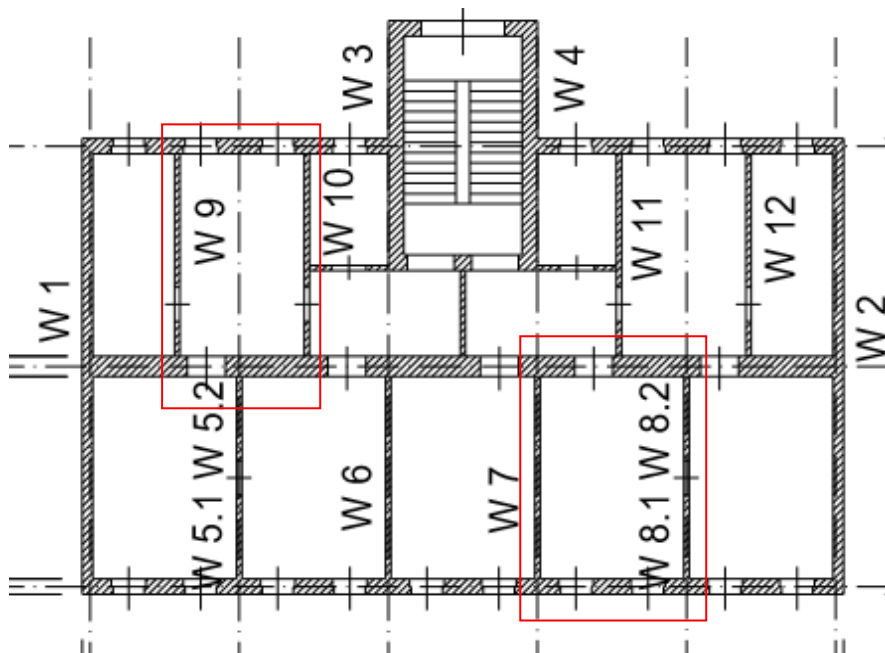


Abb. 57: Modularer Aufbau eines „typischen“ Gründerzeithauses

# Funktion der SchlieÙe

Die SchlieÙe funktioniert gemeinsam mit dem angeschlossenen Holzbalken als Zug- und Druckglied. Dadurch können Kräfte und Verschiebungen zwischen den angeschlossenen Wänden und Pfeilern zumindest teilweise ausgeglichen werden. Pfeiler würde ohne EisenschlieÙe die volle Horizontalkraft aufnehmen müssen. Im Mauerwerk selbst findet die Kraftübertragung mittels Gewölbewirkung statt, siehe auch Abbildungen 58 und 103.

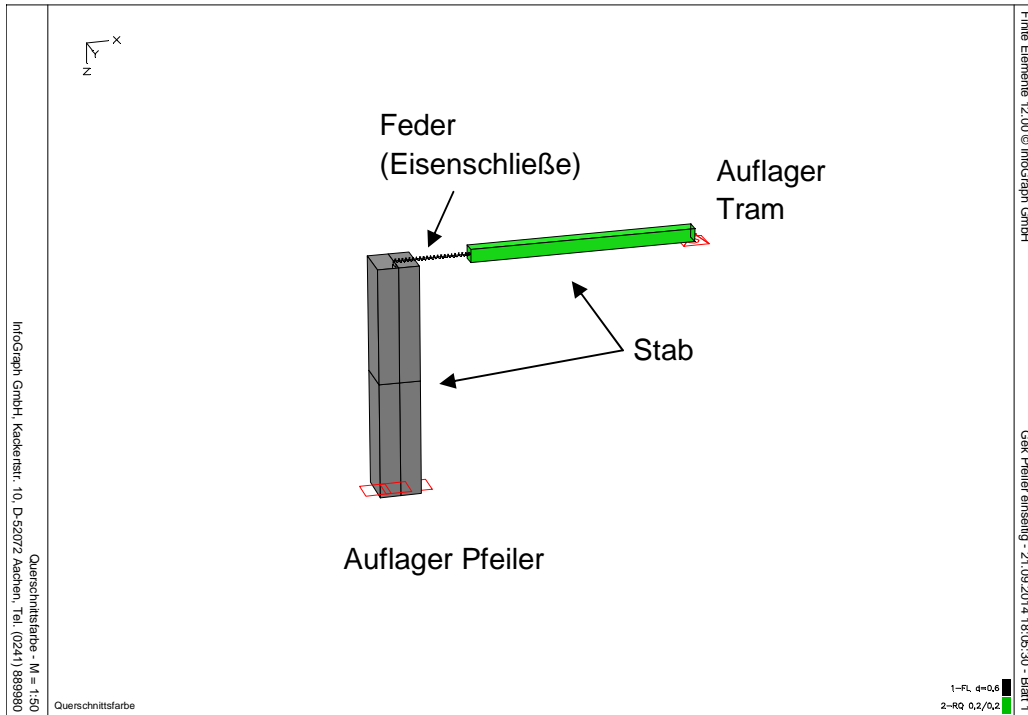


Abb. 58: Die Funktion der SchlieÙe wird anhand eines einfachen statischen Modells erklärt

Wird der Kragarm mit einer Feder mit dem Verschiebungsmodul C am Ende 2 gehalten, reduziert sich die Auslenkung des Stabes durch die Rückstellkraft der Feder wie folgt:

Die Verschiebung der Kragarms = Dehnung der Feder

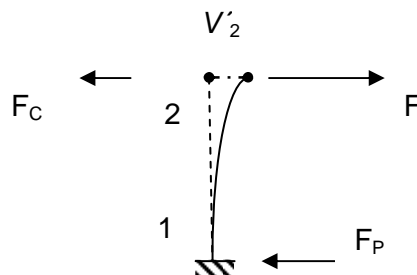
Das Gleichgewicht der Kräfte verlangt

$$F = F_p + F_c$$

$$F_c = C \times v_c$$

$$F_p = v_p \times \frac{3EI}{L^3}$$

$$v_2' = \frac{FL^3}{3EI} - F_c \times C$$



## Axiale Schließen-Versuche im Labor

Labor Versuche an Tramdecken wurden ebenfalls in Rahmen einer weiteren geförderten Aktion (ZIT/FFG) vom Institut für Architekturwissenschaften: Tragwerksplanung und Ingenieurholzbau Technische Universität Wien im Auftrag und Mitwirkung des ZT-Büros Stefanoudakis, unter der Federführung vom Prof. W. Winter durchgeführt [14].

Inhalt der gegenständlichen Studie war es, die experimentelle Abschätzung der tatsächlichen Verbindungssteifigkeiten zwischen typischen Tramdeckenkonstruktionen und Wandbauteilen von Gründerzeithäusern zu erarbeiten.

Die Versuche wurden ausschließlich im Labor durchgeführt. Es wurde dann folgendes Versuchsprogramm erarbeitet:

- Herstellung von Versuchskörpern aus gleich großen Holztramteilen, welche mit Schließen versehen wurden. Holzfeuchte und Schließenabmessungen wurden genau gemessen. Die Tramstücke und die Eisenschließen wurden aus Baustellen gewonnen. Es handelt sich also um originale Altbaumaterialien.
- Aufbringung einer vorabgeschätzten Zuglast auf die o.a. Probekörper
- Messung der Relativverschiebung zwischen Holzbauteil und Mauerwerkspfeiler, hier ist der Pfeiler der Zugmaschinenteil, in welchem die Schließe eingespannt ist
- Erstellung von Last-Verschiebungsdiagrammen
- Wissenschaftliche Bearbeitung der experimentellen Versuchsdaten
- Ermittlung eines realistischen Steifigkeitsparameters für die traditionellen Tram-Eisenschließenverbindungen zur Kalibrierung des Baustatikmodells CAT bzw. CATS

Dabei wurde die Schalung nicht berücksichtigt, da diese nur mit dem Tram querverbunden ist und Fugen parallel zu den Wänden hat. Sie hat somit auf die Steifigkeit in der Längsrichtung des Trams keinen relevanten Einfluss.

## Versuche zur experimentellen Ermittlung von Basiswerten im Labor

Versuchsbeschreibung:

Die Zugversuche zur Bestimmung der Tragfähigkeit traditioneller Wand-Tram Verbindungen wurden an der Holzforschung Austria (HFA) durchgeführt.

Es wurden insgesamt 6 Prüfkörper Kraft-Zeit-gesteuert bis zum Versagen getestet. Im Anschluss wurden die Dichte und die Holzfeuchte bestimmt.

Ein Wegaufnehmer wurde am Holz zur Berücksichtigung des Schlupfes des Altholzes und ein Wegaufnehmer zur Verformungsmessung der MetallschlieÙe angesetzt. [14]



Abb. 59: 6 Laborversuche an Prüfkörpern [14]

## Prüfkörper

Es wurden jeweils 2 Althölzer von schlechter, mittlerer und besserer Qualität ausgewählt und gesägt und anschließend 6 Schließen unterschiedlicher Abmessungen (30 - 50 cm lang, 4 cm breit und 5 mm stark mit Nagelende ca. 10 cm lang), einseitig eingeschlagen.

Der Querschnitt der Althölzer hatte  $b/h = 10/15$  cm, die Länge wurde an die Abmessungen der Zugprüfmaschine angepasst. Die Schließen wurden in einem Abstand von 10 cm vom beanspruchten Hirnholzende eingeschlagen.

## Versuchsergebnisse

Die Versuchsergebnisse werden als Diagramme mit Hilfe der der Kraft-, Zeit- und Wegaufnahme und der Software der Prüfmaschine dargestellt.

Mit Ausnahme der Prüfkörper 5 und 6 gibt es immer 3 Diagramme:

- a. Kraft-Zeit
- b. Kraft-HBM2
- c. Kraft-HBM1

Dabei bedeuten:

HBM1: Wegaufnahme angesetzt am Holz zur Berücksichtigung des Schlupfes des Altholzes  
HBM2: Wegaufnahme angesetzt an der Metallschließe zur Verformungsmessung



Probe 1A

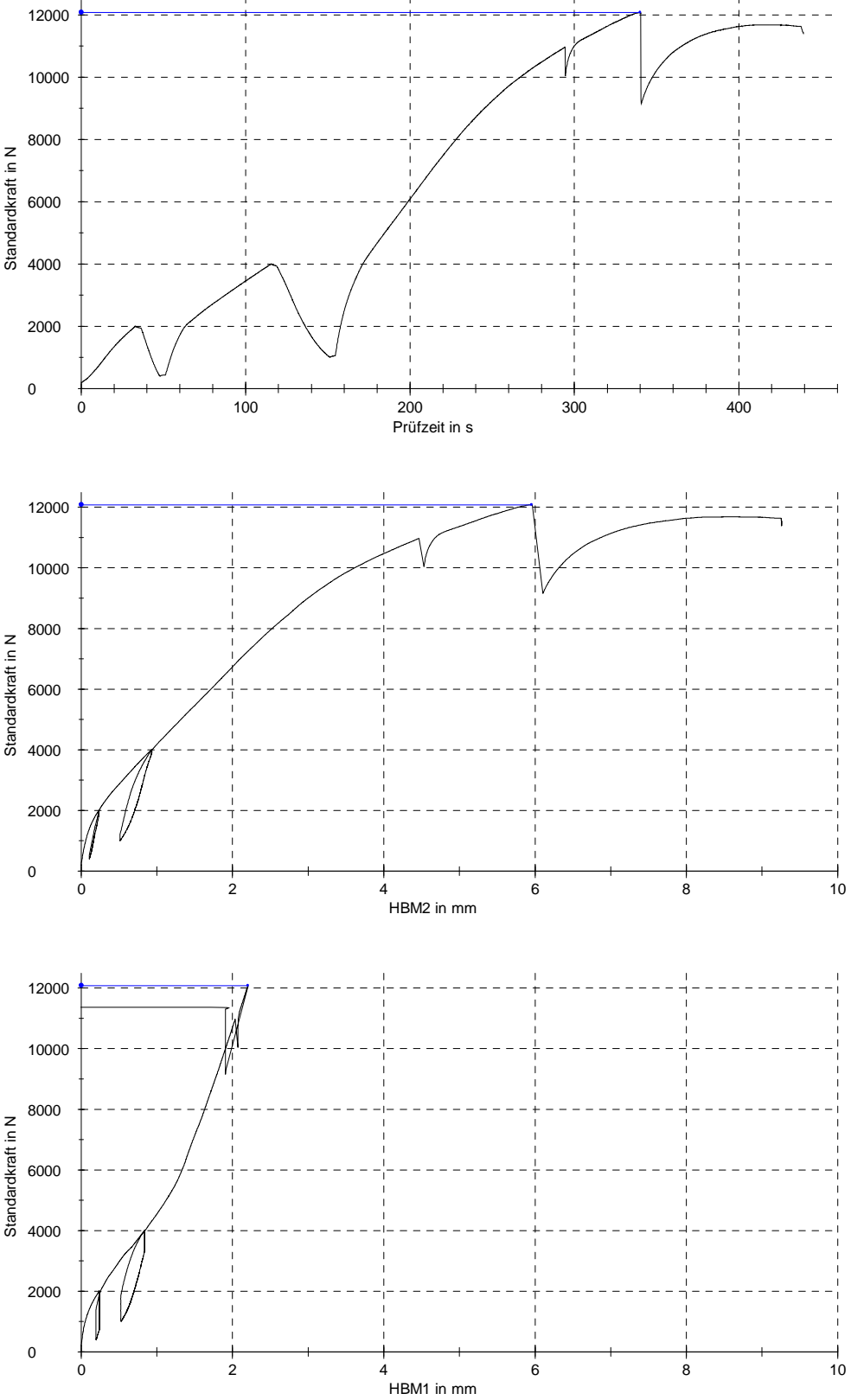


Abb. 60: Ergebnisse aus Probe 1A

Probe 2B

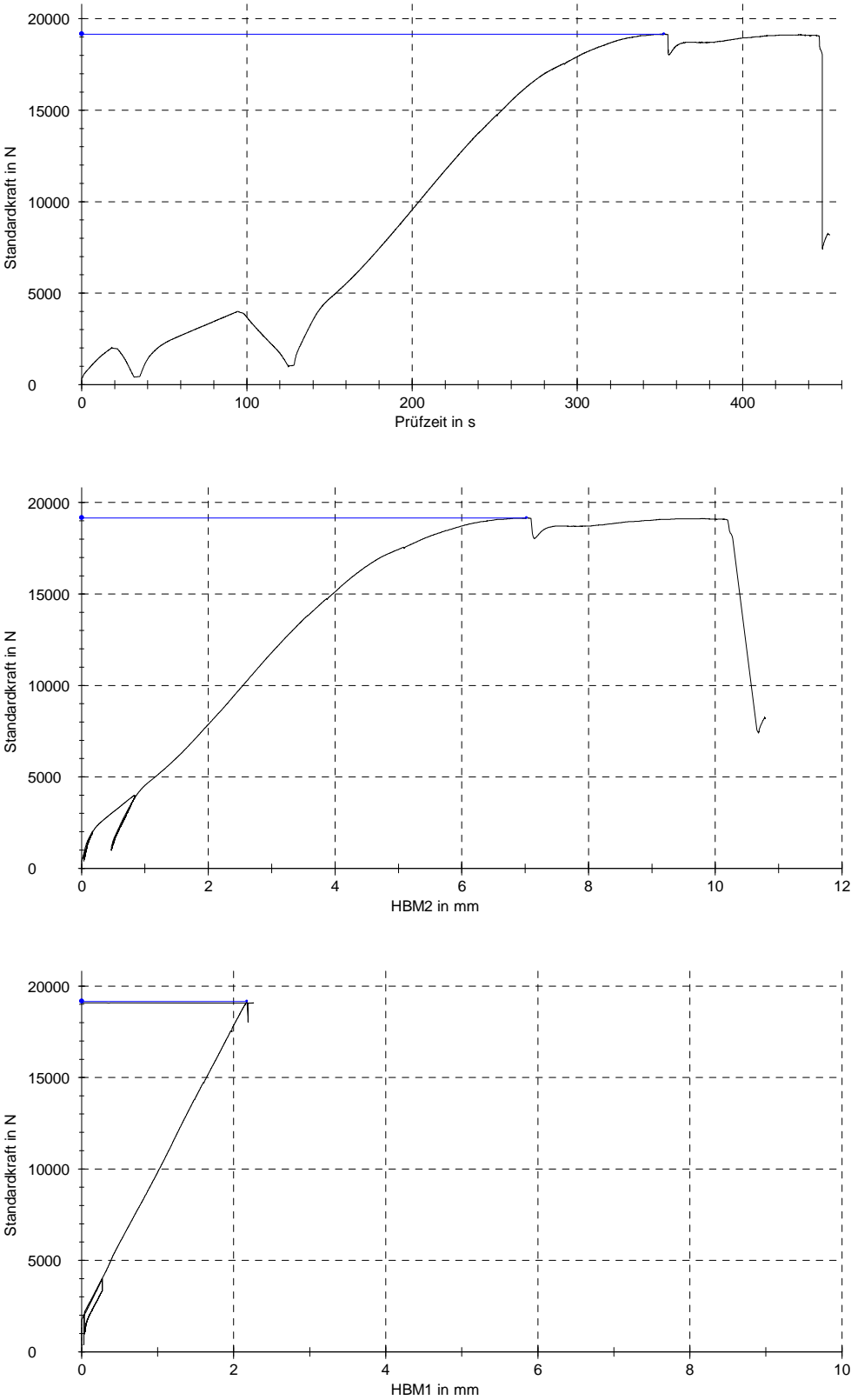


Abb. 61: Ergebnisse aus Probe 2B

Probe 3C

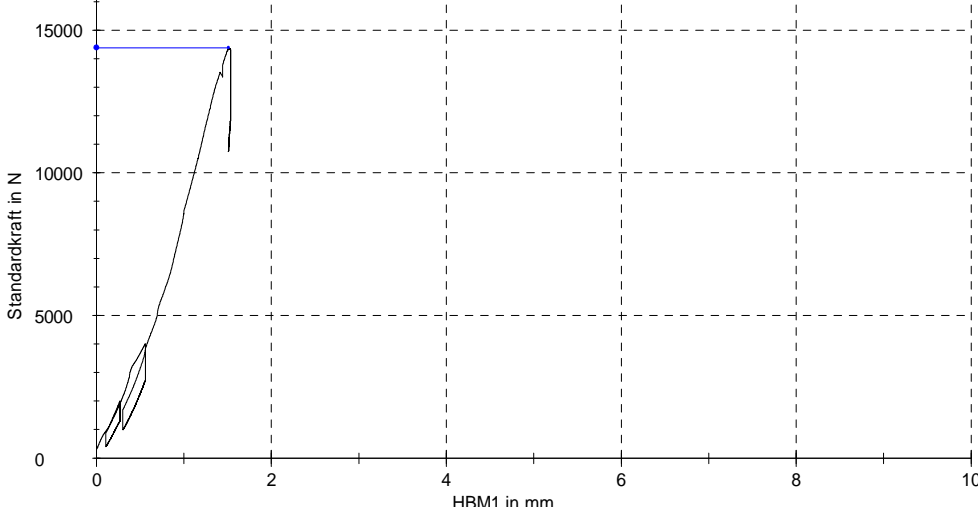
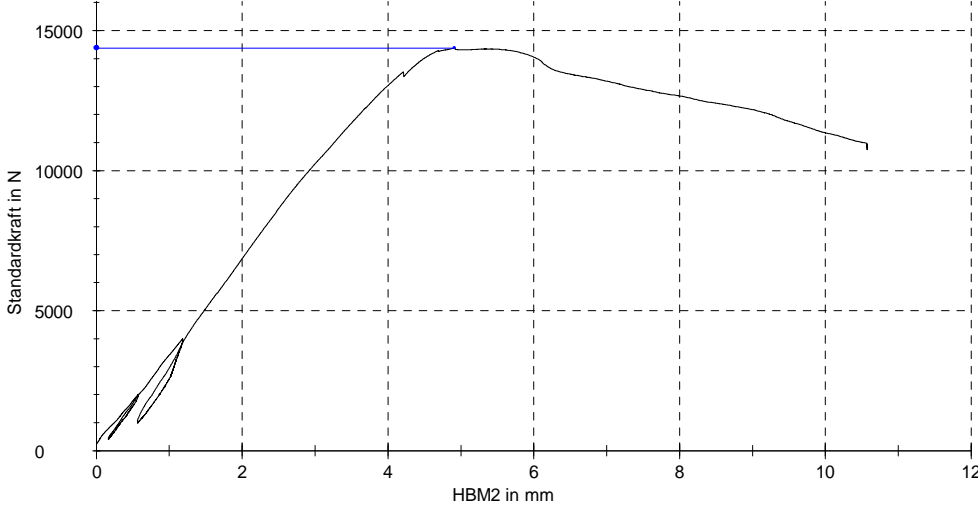
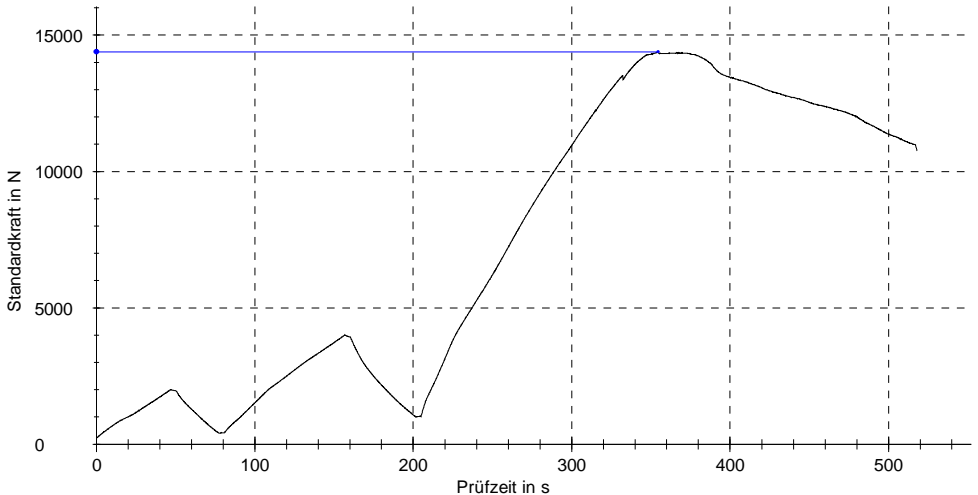


Abb. 62: Ergebnisse aus Probe 3C

Probe 4D

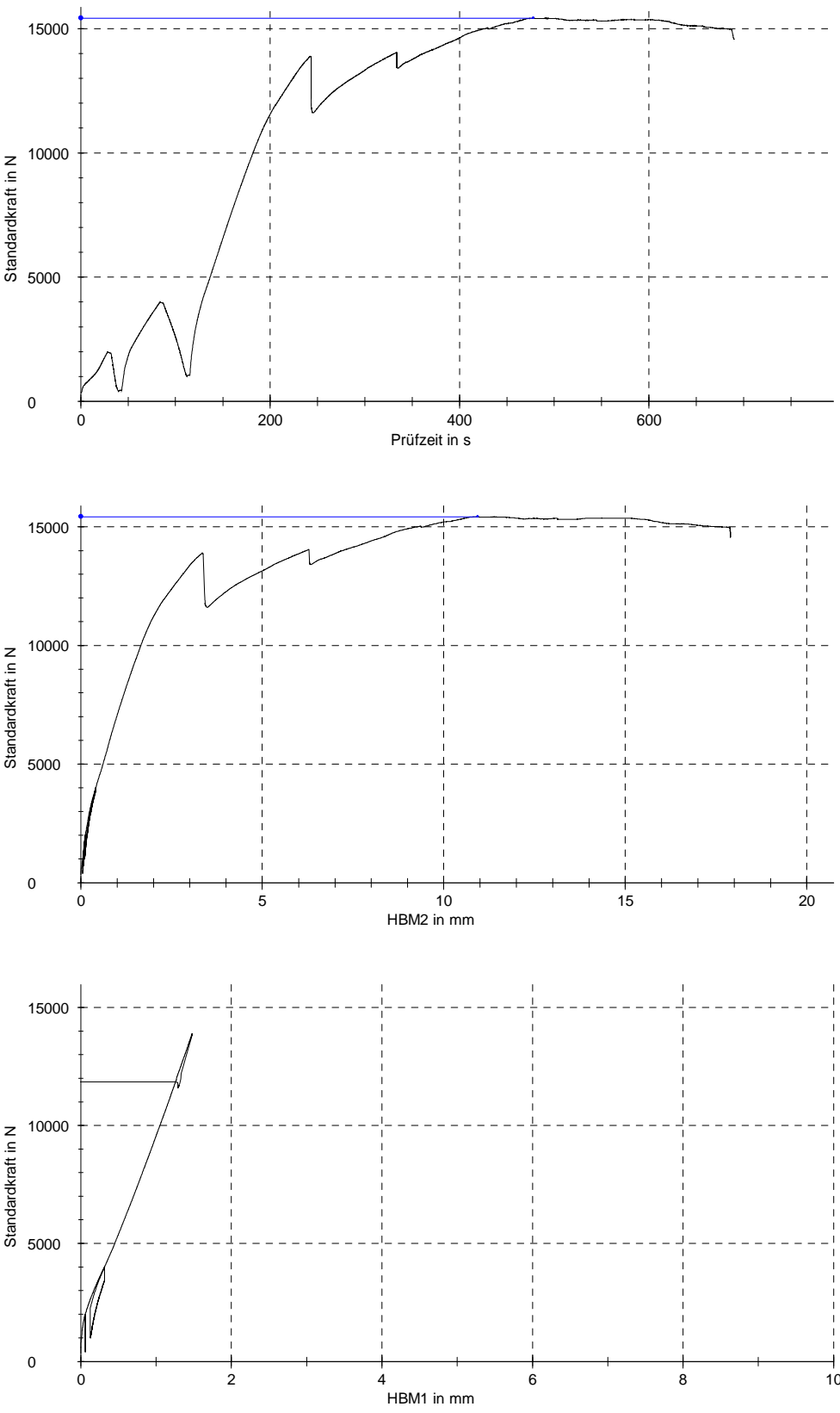


Abb. 63: Ergebnisse aus Probe 4D

Probe 5E

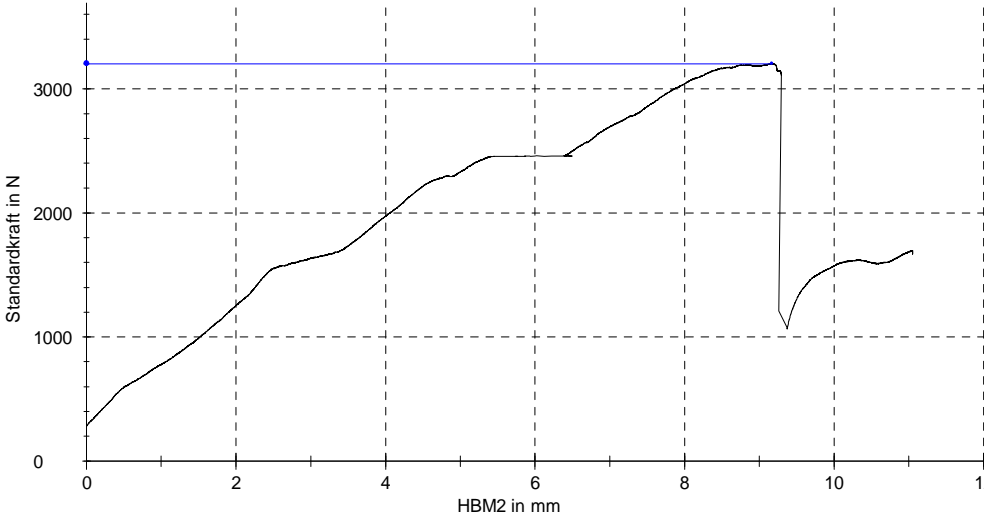
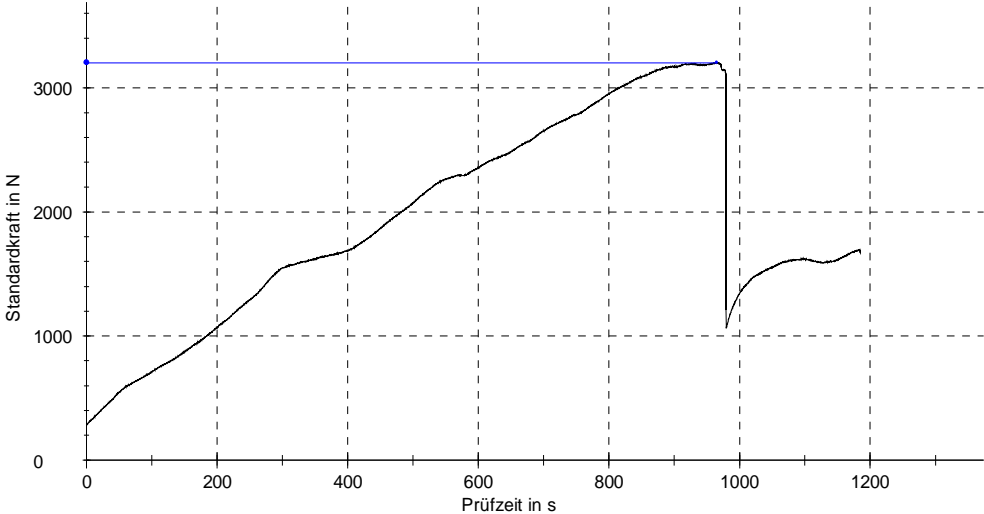


Abb. 64: Ergebnisse aus Probe 5E

Keine Messung mit HBM1

## Probe 6F

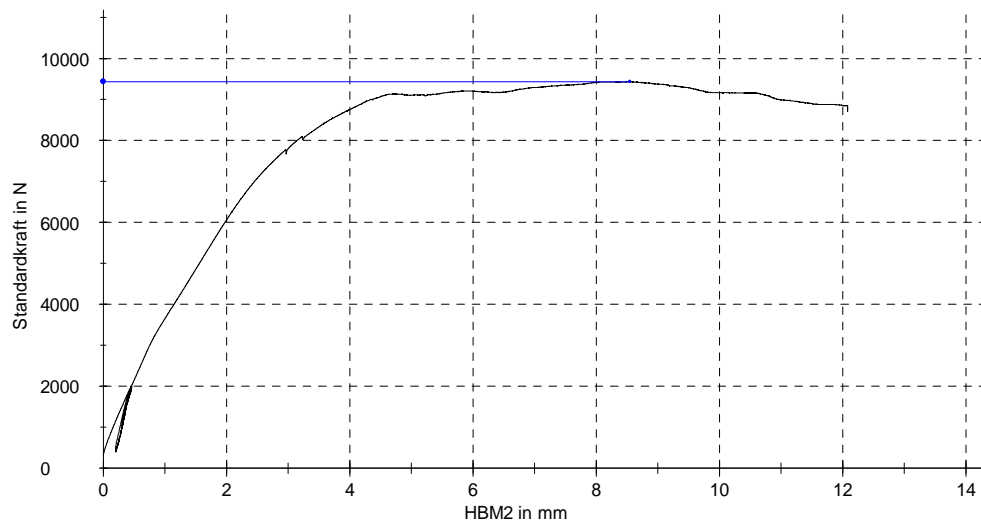
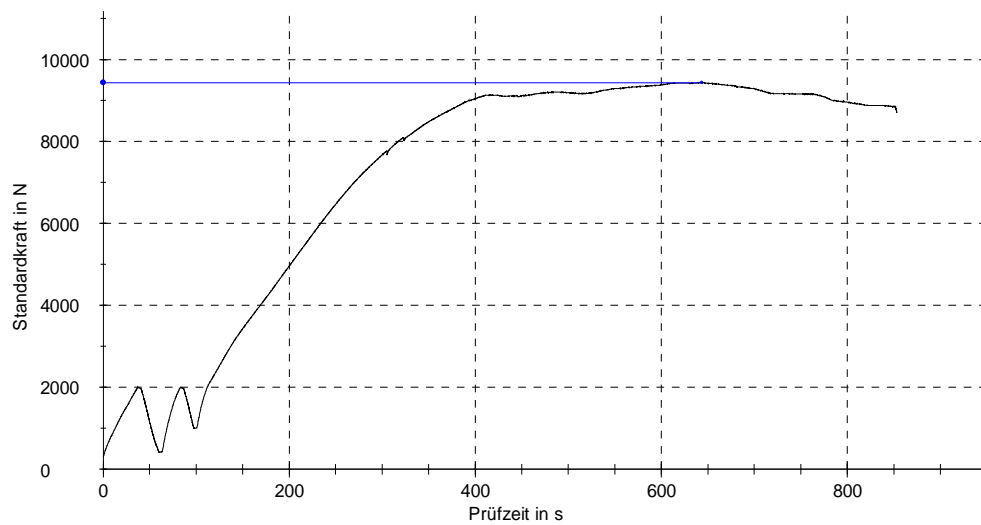


Abb. 65: Ergebnisse aus Probe 6F

Keine Messung mit HBM1

Probe Nr.	Mu	Mo	U	Höhe	Breite	Länge	V	Rohdichte	Rohdichte 12%
	[g]	[g]	[%]	[mm]	[mm]	[mm]	[cm <sup>3</sup> ]	[kg/m <sup>3</sup> ]	[kg/m <sup>3</sup> ]
1A	188,54	171,24	<b>10,1</b>	101,31	155,76	24,01	378,88	<b>498</b>	<b>502,3</b>
2B	213,44	192,61	<b>10,8</b>	102,07	157,79	28,42	457,72	<b>466</b>	<b>469,1</b>
3C	191,36	174,36	<b>9,7</b>	103,28	154,26	27,05	430,96	<b>444</b>	<b>449,0</b>
4D	163,24	148,15	<b>10,2</b>	102,59	154,14	19,43	307,25	<b>531</b>	<b>536,1</b>
5E	196,88	179,89	<b>9,4</b>	104,89	156,64	28,04	460,70	<b>427</b>	<b>432,8</b>
6F	191,71	174,99	<b>9,6</b>	103,06	158,23	26,36	429,86	<b>446</b>	<b>451,4</b>

Tab. 2: Ergebnisse der Dichte- und Holzfeuchtebestimmung [14]

Diese Werte entsprechen üblichen Innenraum-Verhältnissen

## Analyse und Interpretation der Versuche

Insgesamt 6 Versuchskörper (VK) wurden bei der HFA getestet. Einer der Körper (Nr. 5) diente dem Vorversuch. Bei diesem VK war die Spalt/Rissbildung im Hirnholz größer als bei den restlichen VKn. Trotzdem erreichte der VK 5 eine Bruchlast von ca. 3 kN bei einer Verschiebung von ca. 9 mm. Der Bruch äußerte sich als Spaltbruch eines Holzkeiles im Kontaktbereich Schließennagel und Randholz.

Für die restlichen VKn wurde auf Anregung von Prof. Winter auch eine pseudodynamische Vorlaststufe appliziert, um eine mögliche Lockerung der Verbindung infolge dynamischer Erdbebeneinwirkung zu berücksichtigen.

Bei der Erstauswertung der Axialversuche (s. Innovationsscheck 834393) wurde das Verschiebungsmodul anhand der Arbeitskurven der Zugmaschine durch Linienpassung, wie üblich, ermittelt, siehe Abbildung 66.

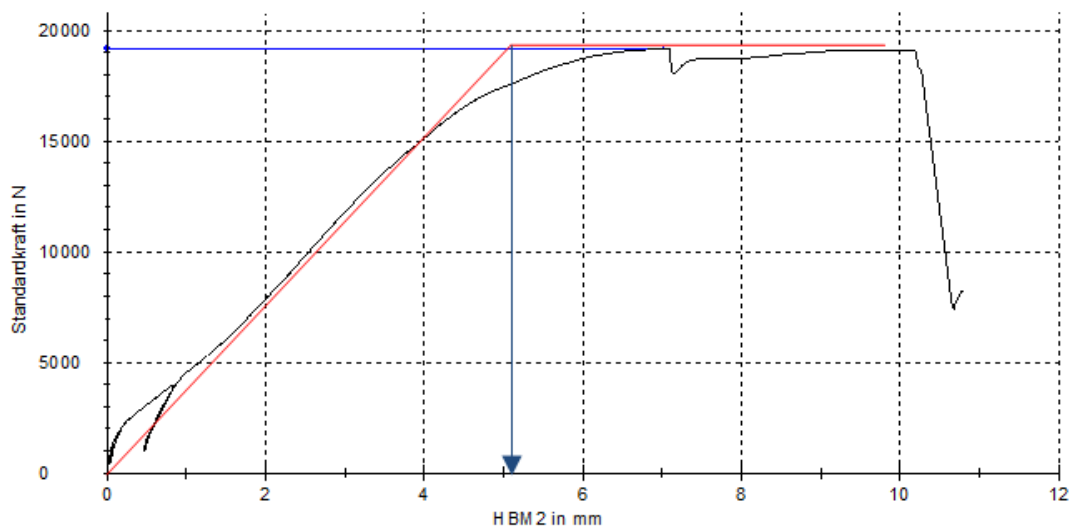


Abb. 66: Vereinfachte Ermittlung des Verschiebungsmoduls

Dabei wurde das Verschiebungsmodul bei Erreichung der Tragfähigkeit ausgewertet. Dies ist wichtig für die Abschätzung des Tragvermögens. Allerdings für das Aussteifungsvermögen der Holzdecken ist auch das elastische Verschiebungsmodul und v.a. das Verschiebungsmodul im Zustand der wesentlichen Schädigung von Interesse, also im Übergangsbereich zwischen elastischem und plastischem Zustand.

Der Autor hat die Datenfiles der Maschine erhalten und versucht mittels Kurvenanpassung genauere Werte zu ermitteln. Das geschah folgendermaßen: Der abfallende Teil der Arbeitskurve wurde abgeschnitten, bis eine Kurve mit einem hohen Bestimmtheitsmaß ( $>0,90$ ) angepasst werden konnte. Diese erste Kurve widerspiegelt das Tragvermögen der Eisenschließenverbindung und somit das plastische Verschiebungsmodul.

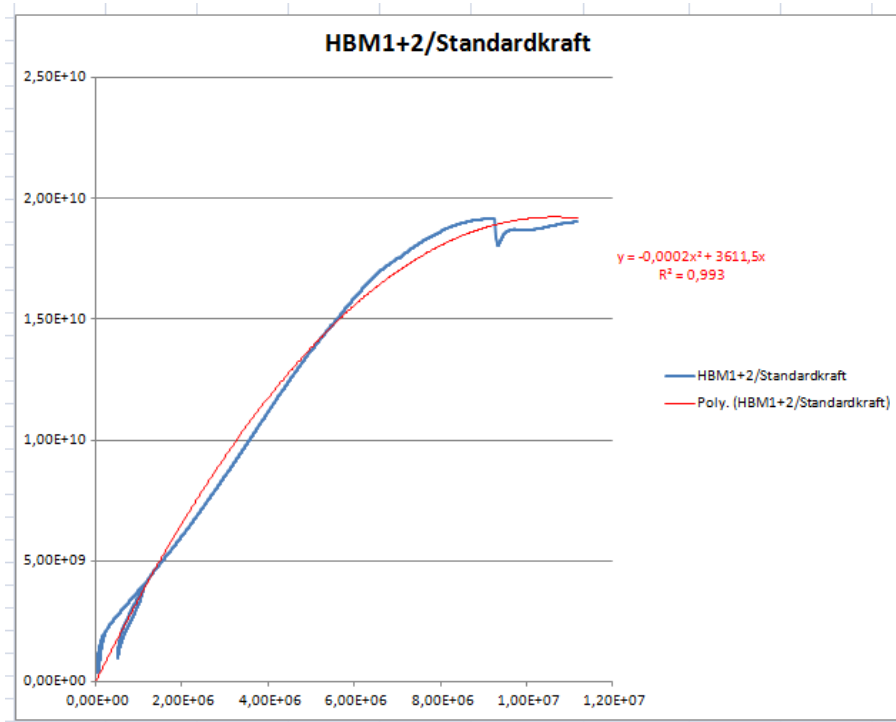


Abb. 67: Ermittlung des Verschiebungsmoduls mittels Kurvenanpassung

Sie hat die Form  $Y_u = a_1x^2 + a_2x + a_3$ .

Durch weiteres Abschneiden der Arbeitskurve kann eine Linie mit einem ebenfalls hohen Bestimmtheitsmaß ( $>0,90$ ) angepasst werden. Sie hat die Form  $Y_L = b_1x + b_2$ .

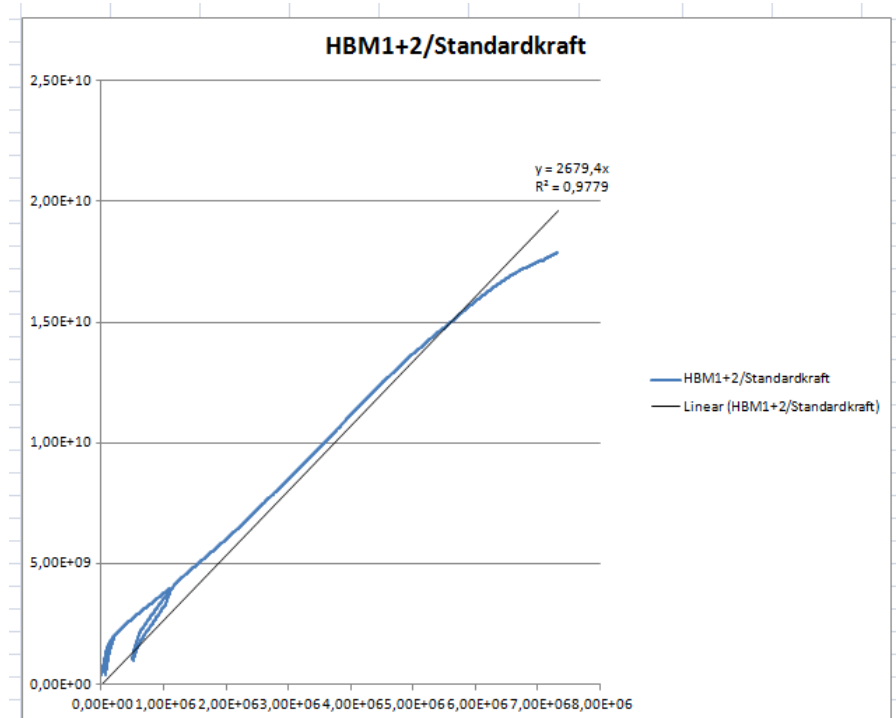


Abb. 68: Ermittlung des elastischen Verschiebungsmoduls mittels Trendlinienanpassung



Das Verschiebungsmodul im Zustand der wesentlichen Schädigung kann als Schnittpunkt zwischen dem Polynom 2. Grades und der Linie durch Lösung des Gleichungssystems definiert werden.

$$Y_u = a_1x^2 + a_2x + a_3$$

$$Y_L = b_1x + b_2$$

$$C = Y/x$$

Nach Auswertung aller 5 Versuche auf o.a. Weise erhält man:

5		0,665	0,35	Vorversuch			
Cu	Koef X <sup>2</sup>	Koef X	R		C <sub>L</sub>	Koef X	R
Probe Nr.					Probe Nr.		
1	-0,0001	2382,1	0,9807		1	1864,9	0,9599
2	-0,0002	3611,5	0,993		2	2679,4	0,9779
3	-1,00E-05	2376,6	0,9878		3	2386,5	0,9882
4	-0,0005	5198,8	0,9849		4	3524,9	0,9305
6	-0,0004	3862,8	0,9964		6	3156,4	0,9566
MW	-0,000242	3486,36	0,99		MW	2722,42	0,96

Tab. 3: Koeffizienten der Arbeitsgleichungen

AXIALES Verschiebungsmodul

im Zustand der wesentlichen Schädigung

$$C = 2,723 \text{ MN/m}$$

AXIALES Verschiebungsmodul

an der Grenze der Tragfähigkeit

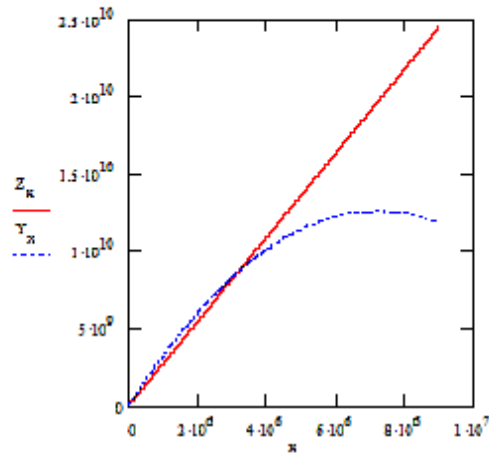
$$C_u = 1,869 \text{ MN/m}$$

Die Lösung der Gleichungen in MathCad ist auf der nächsten Seite wiedergegeben.

$x := 0, 100.. 9000000$        $\{10^9 \text{ millinewton}=1\text{MN}, 10^6 \text{ mikrometer}=1\text{m}\}$

$$Y_x := -0.000242 \cdot x^2 + 3486.36 \cdot x \quad Z_x := 2722.42 \cdot x$$

$Y_x$	$Z_x$
0	0
$3.486 \cdot 10^5$	$2.722 \cdot 10^5$
$6.973 \cdot 10^5$	$5.445 \cdot 10^5$
$1.046 \cdot 10^6$	$8.167 \cdot 10^5$
$1.395 \cdot 10^6$	$1.089 \cdot 10^6$
$1.743 \cdot 10^6$	$1.361 \cdot 10^6$
$2.092 \cdot 10^6$	$1.633 \cdot 10^6$
$2.44 \cdot 10^6$	$1.906 \cdot 10^6$
$2.789 \cdot 10^6$	$2.178 \cdot 10^6$
$3.138 \cdot 10^6$	$2.45 \cdot 10^6$
$3.486 \cdot 10^6$	$2.722 \cdot 10^6$
	$2.995 \cdot 10^6$
	$3.267 \cdot 10^6$
	$3.539 \cdot 10^6$
	$3.811 \cdot 10^6$
	$4.084 \cdot 10^6$



$$Cu = \frac{1.256 \cdot 10^{10}}{6.72 \cdot 10^6} \quad Cu = 1.869 \cdot 10^3 \quad Cu := 1.869 \text{ MN/m}$$

$$x := 2 \cdot 10^6$$

$$\text{wurzel}(-0.000242 \cdot x^2 + 3486.36 \cdot x - 2722.42 \cdot x, x) = 3.157 \cdot 10^6 \text{ mikrometer}$$

$$Y := 2722.42 \cdot (3.157 \cdot 10^6) \quad Y = 8.595 \cdot 10^9 \text{ millinewton}$$

$$C := \frac{8.595}{3.157} \quad C = 2.723 \text{ MN/m}$$

Abb. 69: Lösung der Arbeitsgleichungen in MathCad

## Axiale Holzdecken-Versuche in situ

Im Wiener Gründerzeithaus in 1020 Wien, Engerthstraße 223, wurden durch das Team E223 (A.I.T. • CSVA • GASSNER & PARTNER • HOLLINSKY & PARTNER RUSNOV • STEFANOUDAKIS • TAUBENSCHUSS • WERKRAUM •), Schließen in situ axial belastet.



Abb. 70 und 71: freigelegte Schließe und Versuchsanordnung [15]

Die getesteten Schließen sind ca. 90 cm lang, davon die Hälfte eingemauert, 5 cm breit und 8 mm stark. Die Holzbalken sind 18/26 cm und in gutem Zustand. Das Mauerwerk ist ein typisches Wiener Vollziegelmauerwerk mit etwas höherer Mörteldruckfestigkeit, 2 N/mm<sup>2</sup> statt den üblichen 1 N/mm<sup>2</sup>.

Das Ergebnis ist in den folgenden Diagrammen dargestellt:

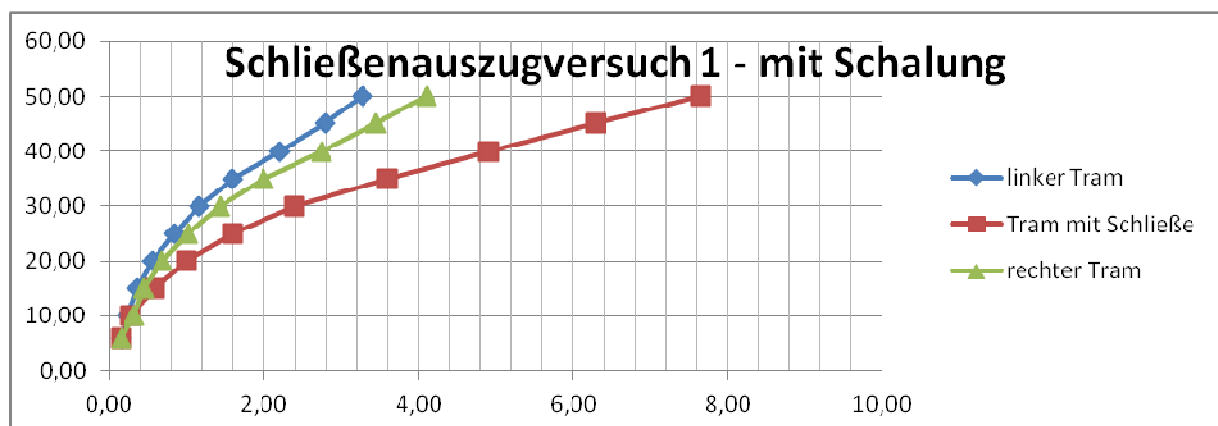


Abb. 72: Schließenversuch mit Schalung [15]

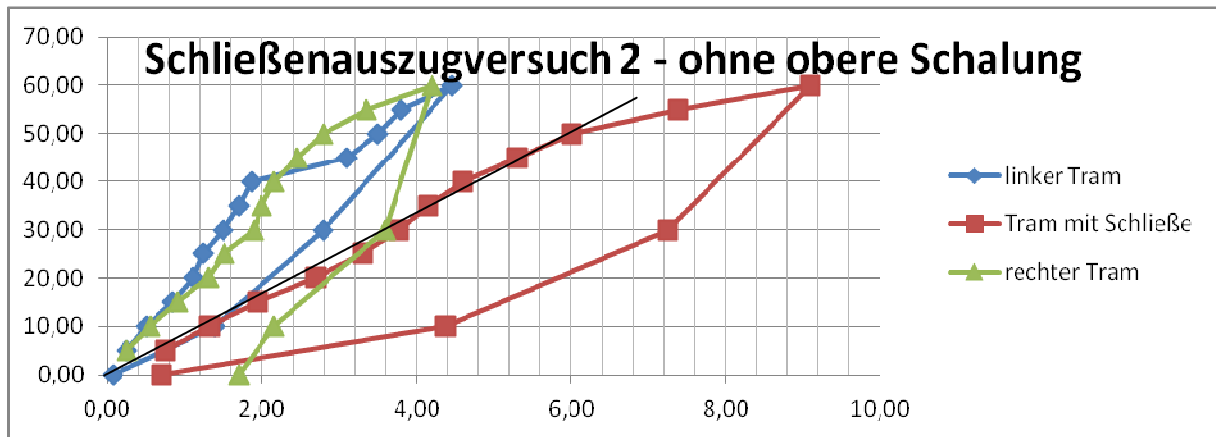


Abb. 73: Schließenversuch ohne obere Schalung [15]

Es lässt sich ein elastisches Verhalten bis ca. 50 kN bei 6 mm, Verschiebung ablesen. Das Verschiebungsmodul errechnet sich durch Linienanpassung zu:

$$C = 50 \text{ kN} / 6 \text{ mm} = 8,33 \text{ MN/m}$$

Der höhere Wert gegenüber den Laborversuchen lässt sich mit dem Einfluss der vorhandenen oberen und unteren Schalung und der mit dieser verbundenen Träme erklären.

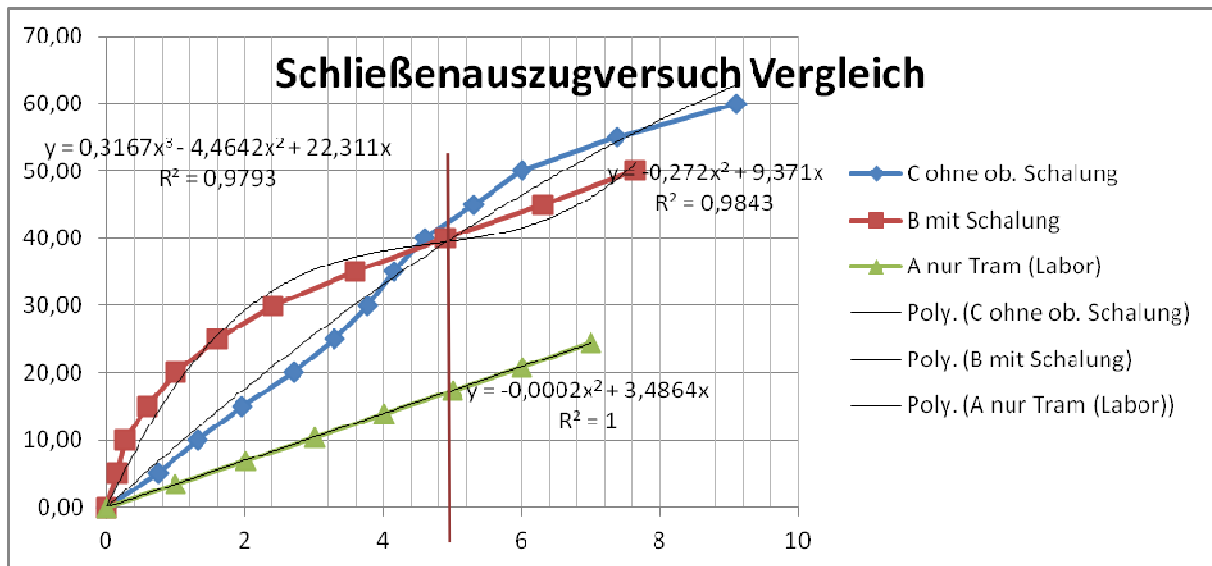


Abb. 74: Schließenversuche Vergleich

Abbildung 74 stellt einen Vergleich zwischen den Versuchen mit Schalung in situ und der Tram-SchlieÙe-Verbindung im Labor (Mittelkurve s. Abb. 69). Die vertikale Linie markiert den Übergang zwischen elastischem und plastischem Bereich in situ. Es zeigt sich eine Vergrößerung des elastischen Verschiebungsmoduls um einen Faktor ~3 (linearer Koeffizient der Arbeitskurven). Das Aussteifungsvermögen der Schalung und der angrenzenden Träme lässt sich auch gut durch die Verformungsenergie des jeweiligen Systems ausdrücken (Fläche unterhalb der jeweiligen Arbeitskurve).

Verschiebung mm:  $x := 0..10$

Elastische Grenze in situ mm:  $n := 4.8$

Tram ohne Schalung, Laborversuch

$$y_A(x) := -0.000242 \cdot x^2 + 3.486 \cdot x$$

$$A := \int_0^n y_A(x) dx \quad A = 40.15 \quad \text{kNmm}$$

Tram mit Schalung oben+unten, in situ

$$y_B(x) := .3167 \cdot x^3 - 4.4642 \cdot x^2 + 22.311 \cdot x$$

$$B := \int_0^n y_B(x) dx \quad B = 134.484 \quad \text{kNmm}$$

Tram ohne Schalung oben in situ

$$y_C(x) := -0.272 \cdot x^2 + 9.371 \cdot x$$

$$C := \int_0^n y_C(x) dx \quad C = 97.927 \quad \text{kNmm}$$

$$\frac{B}{A} = 3.35$$

$$\frac{C}{A} = 2.439$$

$$\frac{B}{C} = 1.373$$

Es zeigt sich, dass die Verformungsenergie der intakten Tramdecke mindestens dreimal größer ist als die Verformungsenergie der einfachen Tram-Schließe-Verbindung.

## Laterale Holzdecken-Versuche in situ

Um das Aussteifungsvermögen der Wiener Tramdecken in der Längsrichtung eines Gründerzeithauses zu untersuchen, wurde die Seitenverschieblichkeit von Holztramdeckenfeldern an vier charakteristischen Gründerzeithäusern im Zuge von Umbau und Revitalisierungsarbeiten ermittelt. Die Bestandsobjekte wurden dem Forscherteam Hollinsky durch die Gassner & Partner Baumanagement GmbH und Ulreich Bauträger GmbH zugänglich gemacht, im Rahmen des Projektforums WIENER BAUKULTUR. [13]

Die Bauteilversuche wurden in den Monaten Mai bis Juni 2011 durchgeführt. Ausgewählt wurden die nachfolgend angeführten Gründerzeithäuser in Wien:

Objekt 1: Goldschlagstraße / Reinlgasse in 1140 Wien

Objekt 2: Fendigasse / Obere Amtshausgasse in 1050 Wien

Objekt 3: Neilreichgasse 3 - 5 in 1100 Wien

Objekt 4: Eckertgasse 10 in 1100 Wien

Bei zwei der Objekte, Goldschlagstraße und Fendigasse, habe ich auch mitgewirkt.

Die Holztramdecken, die in dieser Arbeit untersucht wurden, haben den gleichen - für diese Bauart charakteristischen - Aufbau:

Holztram, Querschnitt etwa 15-17/25-26 cm, Seitenabstand etwa 75 cm, als tragendes Element, darüber eine Pfostenschalung, die mit den Holzträmen durch Nagelung in den Kreuzungspunkten verbunden ist. Die Vernagelung der Pfosten mit dem Holztram erfolgte mit Nägeln N32/80 bis ca. 42/100. Je Kreuzungspunkt Pfosten / Holztram wurde in der Regel ein Nagel eingeschlagen. Im Grundriss (von oben gesehen) erfolgte die Vernagelung „girlandenförmig“. Der Nagel ist jeweils einmal im unteren und einmal im oberen Bereich eines Brettes eingeschlagen. Über der Pfostenschalung finden sich eine Beschüttung, Polsterholz, Schiffboden und Holzboden, die zum Zeitpunkt des Bauteilversuches abgeräumt waren.

Die Untersicht war zum Zeitpunkt des Bauteilversuches im originären Zustand und bestand aus einer Streu-/Sparschalung, einer Schilf-Putzträgermatte und dem Deckenputz. Die Hohlkehlen, welche Wand und Deckenuntersicht verbinden, waren zum Versuchszeitpunkt im Originalzustand.

### **Anmerkung zu den Schließen:**

In jedem Raum befinden sich in der Fensterachse jeweils 2-3 Balken mit einem Querschnitt von 17/25 cm. Festgestellt wird, dass jeder Mauerpfeiler mit zumindest einem Holzbalken in Form einer Eisenklammer (Schließe) verbunden ist. Insgesamt sind es in der Regel 5 Balken zwischen zwei Scheidewänden.



Abb. 75: Deckenfeld mit freigelegten Trämen [13]

Es wurden verschiedene Versuche mit jeweils drei gleichen Messpunkten für die horizontalen Verschiebungen und unterschiedliche Lage der Kraftanbringung durchgeführt.



Abb. 76: Kraftpresse- und Messeinrichtung im Deckenfeld [13]

## Zusammenführung der lateralen Versuchsergebnisse

In nachfolgender Tabelle sind die Ergebnisse aller Bauteilversuche wiedergegeben. Es zeigt sich, dass Seitenkräfte zwischen 20 und 25 kN aufnehmbar sind. Die zugehörigen entstehenden Seitenverschiebungen betragen etwa 7,85 mm bei der Laststufe 20 kN bzw. 14,3 mm bei der Laststufe von 25 kN. [13]

BAUTEILVERSUCHE										Aug.11		
SEITENVERSCHIEBUNG EINES HOLZTRAMDECKENFELDES												
mit freundlicher Unterstützung von GASSNER&partner sowie ULLREICH&partner												
in Kooperation mit CAMILLO SITTE VERSUCHSANSTALT Prof.D.I.Baumgartner												
Kraft [kN]	GOLDSCHLAGSTRASSE		NEIREICHGASSE		FENDIGASSE		ECKERTGASSE		Mittel		Mittel gewichtet	
	Anz. gültige Messungen	v [mm]	Anz. gültige Messungen	v [mm]	Anz. gültige Messungen	v [mm]	Anz. gültige Messungen	v [mm]	Anz. gültige Messungen	v [mm]	Anz. gültige Messungen	v [mm]
0	3	0,00	3	0,00	2	0,00	2	0,00	4	0,00	10	0,00
2,9	2	0,23	3	0,14	2	0,04	2	0,28	4	0,17	9	0,17
5,7	3	0,38	3	0,37	2	0,13	2	0,88	4	0,44	10	0,43
8,6	3	0,62	3	0,73	2	0,26	2	1,85	4	0,90	10	0,85
11,4	3	1,10	3	1,84	2	0,69	2	4,06	4	1,92	10	1,83
14,3	3	1,67	3	3,06	2	3,77	2	8,27	4	3,19	10	3,03
17,1	3	2,37	3	5,36	2	4,65	2	6,72	4	4,83	10	4,65
20	3	4,55	3	8,05	2	7,60	1	11,20	4	7,85	9	7,13
22,9	3	7,17	3	13,91	2	16,71	1	17,80	4	13,90	9	12,72
25,7	2	8,85	3	15,60	0	0,00	0	0,00	2	14,23	5	15,30
28,6	1	12,00	2	20,40	0	0,00	0	0,00	2	16,20	3	17,60

Abb. 77: Die Tabelle zeigt die Mittelwerte je Objekt [13]

Die Mittelwertbildung erfolgte einerseits nach der Anzahl der Objekte und andererseits nach der Anzahl der durchgeführten Bauteilversuche (MW gewichtet). Aus dem Diagramm können eine Mindest-Tragfähigkeit bis maximal 20 kN Seitenkraft abgelesen werden.

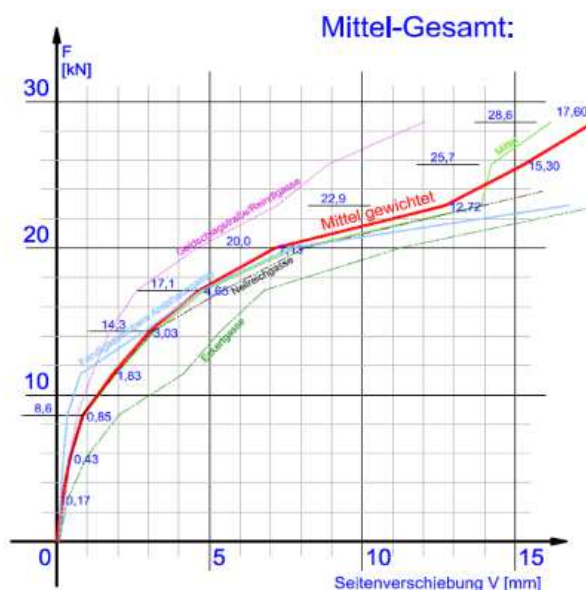
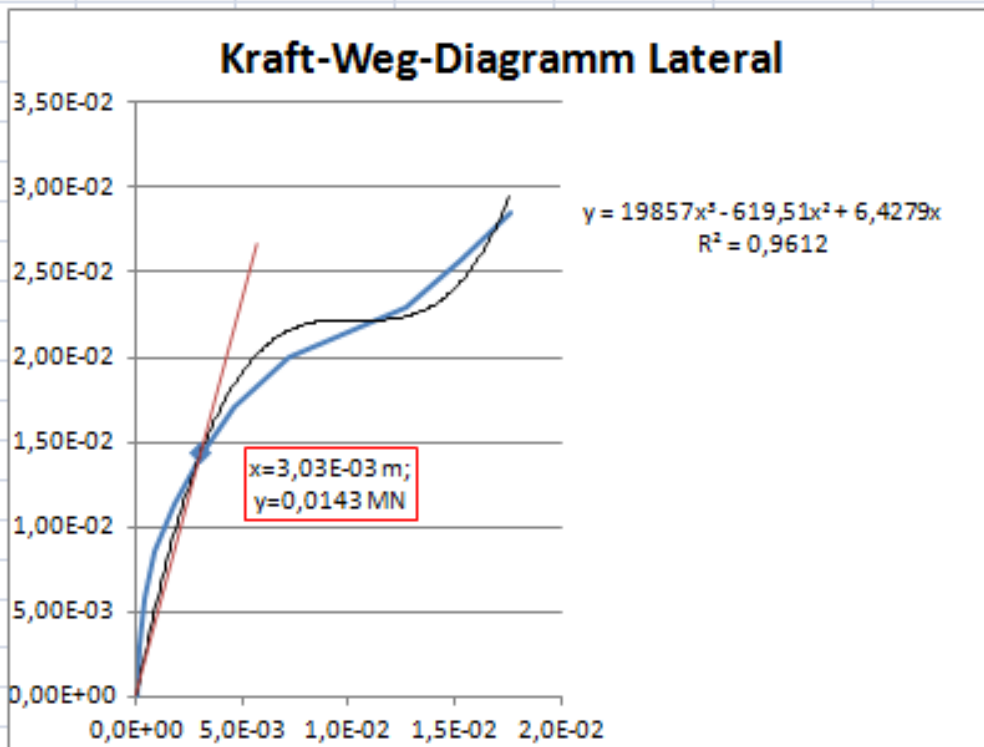


Abb. 78: Grafische Darstellung der Ergebnisse [13]



Kraft kN	v mm MW	Kraft MN	v m MW gew
0	0	0	0
2,9	0,17	0,0029	1,70E-04
5,7	0,43	0,0057	4,30E-04
8,6	0,85	0,0086	8,50E-04
11,4	1,83	0,0114	1,83E-03
14,3	3,03	0,0143	3,03E-03
17,1	4,65	0,0171	4,65E-03
20	7,13	0,02	7,13E-03
22,9	12,72	0,0229	1,27E-02
25,7	15,3	0,0257	1,53E-02
28,6	17,6	0,0286	1,76E-02
<b>Cu = 2,00E-02 / 7,13E-03 = 2,81 MN/m</b>			



<b>C =</b>	<b>0,0143 / 3,03E-03 =</b>	<b>4,72</b>	<b>MN/m</b>
------------	----------------------------	-------------	-------------

Abb. 79: Die Auswertung der Lateralversuche

LATERALES Verschiebungsmodul

im Zustand der wesentlichen Schädigung

$$C = 4,72 \text{ MN/m}$$

LATERALES Verschiebungsmodul

an der Grenze der Tragfähigkeit

$$C_u = 2,81 \text{ MN/m}$$

## Ansatz zur Berechnung des ermittelten Verschiebungsmoduls axial

Während für die Ermittlung der Steifigkeit als Verschiebungsmodul in der lateralen Richtung einer Holzdecke genügend Versuchsdaten vorliegen, konnte die Axialsteifigkeit aus nur wenigen Versuchen ermittelt werden. Im Folgenden wird die Eisenschließe mit Hilfe eines einfachen linearen FEM-Modells berechnet. Der Nagel wird dabei als elastisch gebettet im Holzmaterial angenommen.

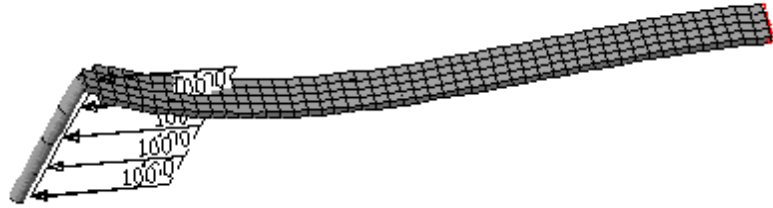
Ermittlung des Bettungsmoduls für die 500 mm langen Probekörper:

E	10000 N/mm <sup>2</sup>
B = h	150 mm
F	1000 kN
$\sigma$	44,44 N/mm <sup>2</sup>
L	500 mm
$\Delta L$	2,22 mm
$k = \sigma / \Delta L$	20,00 N/mm <sup>3</sup>

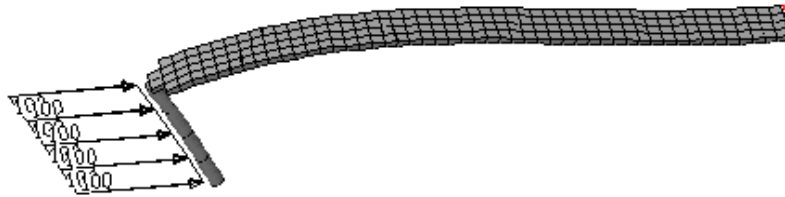
Tab. 4: Berechnungsparameter des einfachen FEM Modells



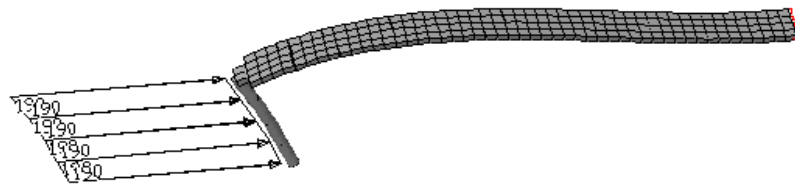
Abb. 80: FEM-Modell der Eisenschließe



LF 3: Deformationen u [mm], Faktor = 7,5  
 Wertebereich (Gesamtsystem, min/max): 0,00/6,79 [mm]  
 LF 3: Belastung



LF 4: Deformationen u [mm], Faktor = 7,5  
 Wertebereich (Gesamtsystem, min/max): 0,00/6,79 [mm]  
 LF 4: Belastung



LF 4: Deformationen u [mm], Faktor = 7,9  
 Wertebereich (Gesamtsystem, min/max): 0,00/6,47 [mm]  
 LF 4: Belastung

Abb. 81: Belastung und Verformung des einfachen FEM-Modells

Körper Nr. 1	Zugkraft N	Dehnung mm	Schlupf mm
s. Abb. 60	10000	3,00	2,10

Berechnet = 6,79 mm ohne Vorverformung (Schlupf). Siehe Abbildung 60. Der Unterschied dürfte an nicht linearen Effekten liegen. Mit einem Verhaltensbeiwert von  $q = 1,5$  kann ein Bettungsmodul von  $30 \text{ MN/m}^3$  angesetzt werden. Die berechnete Verformung ist dann 4,56 mm und mit  $q = 2$ , 3,40 mm ohne Schlupf.

Körper Nr. 2	Zugkraft	Dehnung	Schlupf
s. Abb. 61	19000	5,00	2,10

Für die Laststufe 19 kN erhält man mit  $k = 40 \text{ MN/m}^3$ , berechnet = 6,47 mm ohne Vorverformung (Schlupf). Es kann somit, mit plausiblen Annahmen, eine gute Übereinstimmung mit den Versuchen im Labor berechnet werden. Die ermittelten Versuchswerte können somit als gesichert angenommen werden.

## Ansatz zur Berücksichtigung der ermittelten Verschiebungsmoduli in 3D-Modellen

In der Längsrichtung der Holzbalken kann das ermittelte Verschiebungsmodul als Feder-gelenk mit der Steifigkeit  $C$  angesetzt werden. Werden keine Versuche durchgeführt, wird im Anschluss zur bisherigen Praxis seit der Einführung des CAT-Modells,  $C = 1 \text{ MN/m}$  empfohlen. Werden Versuche durchgeführt, soll gemäß EN 1998-3 der Mittelwert des Verschiebungsmoduls angesetzt werden.

Es wurden keine Druckversuche an Eisenschließen durchgeführt. Aus Abb. 81 geht aber hervor, dass man die gleiche Verformung im gebetteten Nagel erhält, sowohl bei Belastung des Nagels weg von der Schließe (Zugversuch), als auch bei Belastung des Nagels Richtung Schließe (Druckeinwirkung im Trambalken).

Die Eisenschließen werden nur bei Trambalken, welche mit einem freien Pfeiler verbunden sind, modelliert.

Die Modellierung in der lateralen Richtung gestaltet sich weniger einfach als die axiale. Eine gute Übereinstimmung erhält man mit folgendem einfachen ebenen Modell:

Mit  $C\text{-Axial} = C_y = 1,8 \text{ MN/m}$  und  $C\text{-Lateral} = C_x = 2,80 \text{ MN/m}$  für  $20 \text{ kN}$ , erhält man eine sehr gute Übereinstimmung mit den Versuchswerten an der Grenze der Tragfähigkeit:

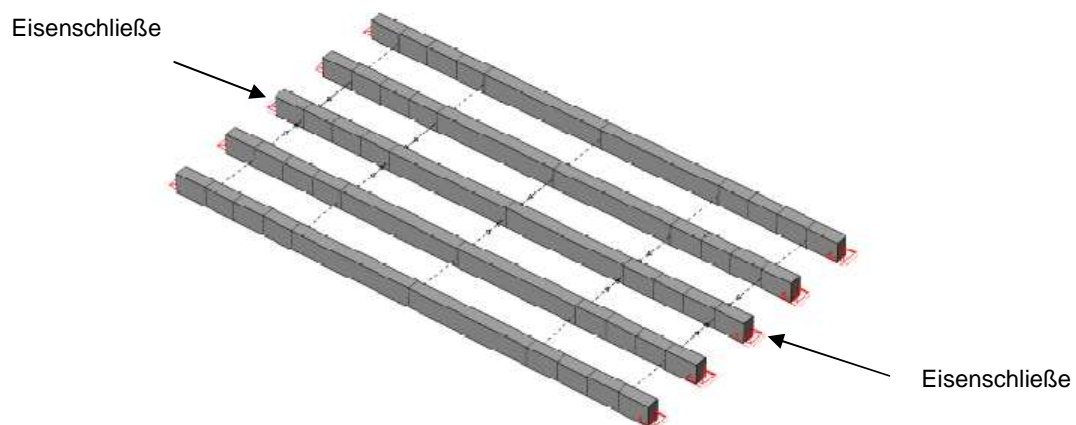


Abb. 82: gelenkig gekoppelte Trambalken

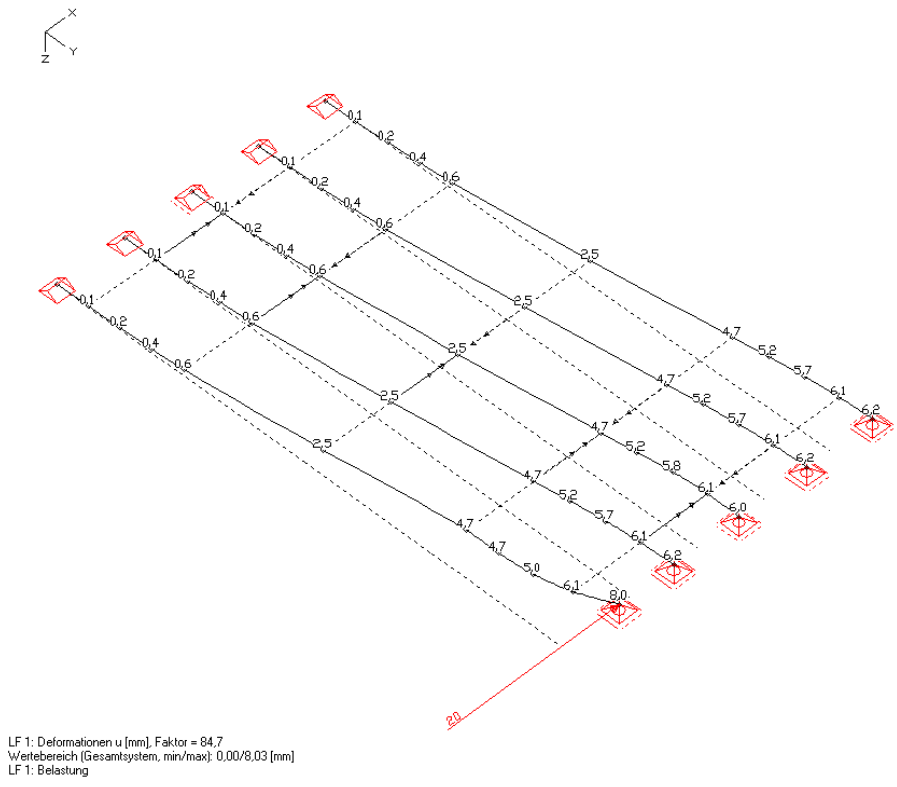


Abb. 83: Lateralverschiebung, Verformungsfigur

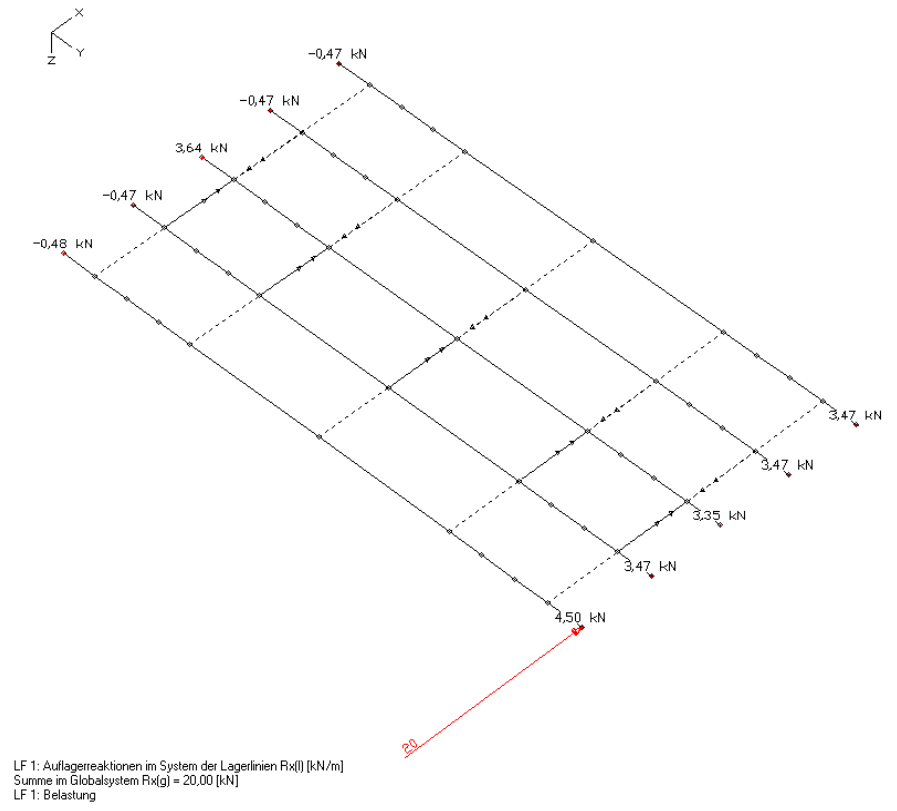
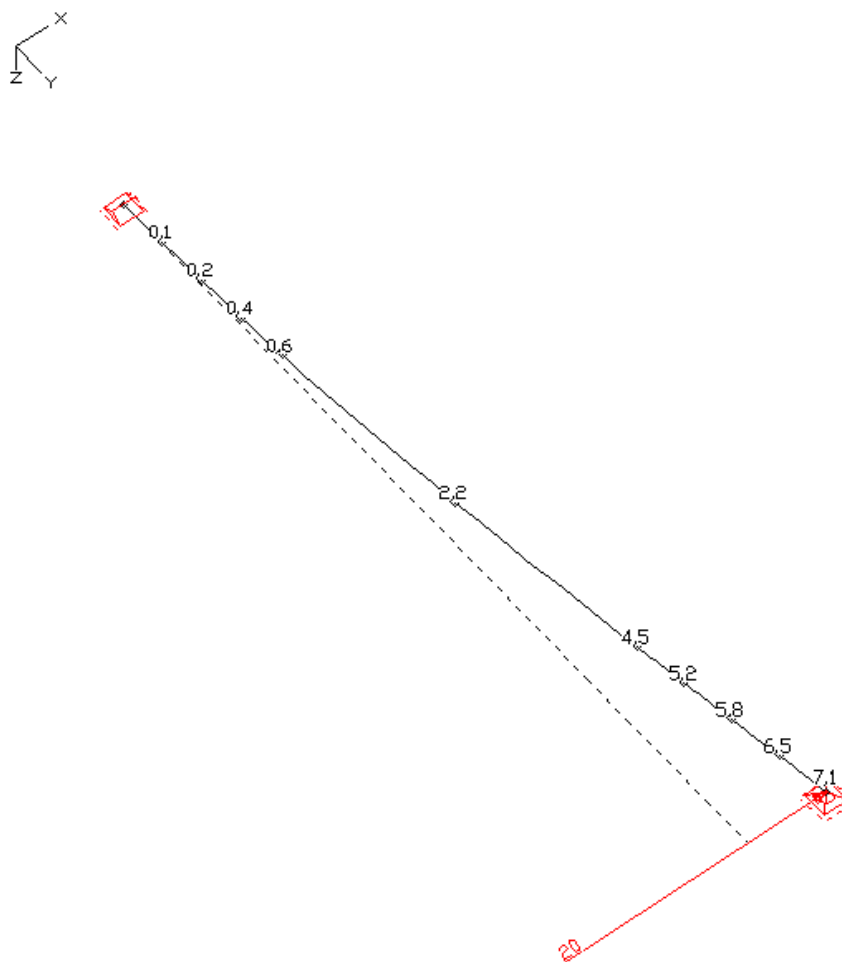


Abb. 84: Lateralkraft, zugehörige Auflagerkräfte

Die Tramdecken- bzw. Dippelbaumfelder sind nicht mit den Scheidewänden verbunden. Meistens sind die Scheidewände zwischen zwei Holzbalken eingeklemmt, es kommt aber auch vor, dass größere Spalten vorhanden sind. Die Scheidewände sind in diesem Fall zwischen den Schalungsbrettern eingeklemmt. Für das o.a. Modell ist dies nicht von Bedeutung, da wie bei den Versuchen kein Kontakt zu den Scheidewänden berücksichtigt wurde. D.h., allfällige Reibung wird nicht berücksichtigt. Bei den Versuchen war der Kontakt der Deckenfelder zu den Scheidewänden abgekoppelt.

Wie aus den Ergebnissen der Modellberechnung ersichtlich, weisen alle Stäbe annähernd die gleichen Verformungen wie der mittlere Balken auf, der mit der Eisenschließe verbunden ist. Reduziert man das Modell zu einem Stab mit den Steifigkeiten  $C_y = 1,80 \text{ MN/m}$  und  $C_x = 2,80 \text{ MN/m}$  für  $20 \text{ kN}$  erhält man eine max. Verschiebung von  $7,13 \text{ mm}$ :



LF 1: Deformationen u [mm], Faktor = 84,1  
 Wertebereich (Gesamtsystem, min/max): 0,00/7,13 [mm]  
 LF 1: Belastung

Abb. 85: Ein-Stab-Modell

D.h., das Deckenfeld kann mit ausreichender Genauigkeit, der Einfachheit halber, wenn nur die Verteilung der Horizontalkraft oder das horizontale Verformungsverhalten des Bauwerks gesucht wird, auch mit einem einzigen Stab mit den ermittelten Endsteifigkeiten modelliert werden.

Der o.a. Ansatz der gekoppelten Stäbe, der mit den Brettern der Schalung verbundenen Trambalken, kann auch zur Beschreibung des Verhaltens der Tramdecke in der axialen Richtung verwendet werden:

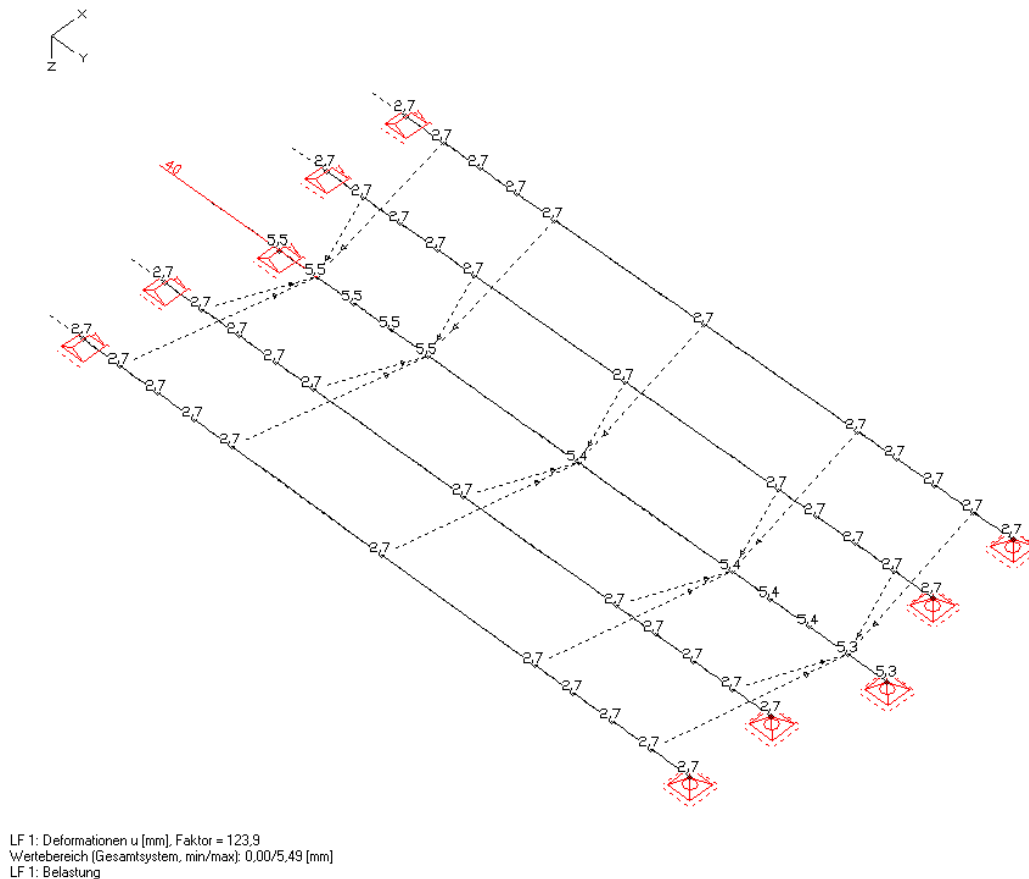


Abb. 86: Knotenverformung axial

Vergleiche dazu Kräfte und Verformungen in den Abbildungen 72 - 74.

Das Verschiebungsmodul der EisenschlieÙe axial (mittlerer Stab) wurde, wie berechnet, mit  $C=2,7$  MN/m angesetzt. Das Verschiebungsmodul der Träme ohne EisenschlieÙen wurde mit  $C=1$  MN/m angesetzt, entsprechend der minimalen Auszugssteifigkeit einer gemauerten Tram.

Eigengewicht der "nackten" Tramdecke

Rohwichte Holz  $\rho := 600 \text{ kg/m}^3$ , (6 kN/m<sup>3</sup>)

2.54 cm Schalung oben+unten  $0.0254 \cdot 6 = 0.152$  pro Seite

Trambalken  $e := 0.8$   $b := 0.2$   $h := 0.24$  m

2 cm Schilfputz  $0.02 \cdot 10 = 0.2$

$$g_k := .152 + \frac{b \cdot h}{e} \cdot 6 + .152 + .2 \quad g_k = 0.864 \quad \text{kN/m}^2$$

Spannweite  $L := 5.8$  m

$$\text{Auflagerkraft} \quad A := e \cdot \frac{L}{2} \cdot g_k \quad A = 2.004 \quad \text{kN/Tram}$$

Auflagertiefe  $T := 100$  mm

Reibungsbeiwert  $\mu := 0.40$  (Holz und Mauerwerk)

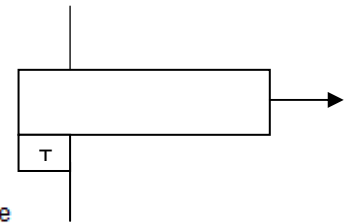
Anfangsscherfestigkeit Mörtel  $f_{vk0} := 0.1$  N/mm<sup>2</sup>

Minimale Auszugslast aus Reibung infolge Auflager Tramdecke und 2 seitliche Mörtelfugen oder Ziegelfugen:

$$V := \mu \cdot A \cdot 1000 + 2 \cdot f_{vk0} \cdot T \cdot h \cdot 1000 \quad V = 5.602 \cdot 10^3 \quad \text{N/Tramende}$$

Annahme Versagen ab 5 mm Verschiebung

$$\text{Verschiebungsmodul} \quad C := \frac{V \cdot 10^{-6}}{5 \cdot 10^{-3}} \quad C = 1.12 \quad \text{MN/m}$$



Eine Auflast vom aufgehenden Mauerwerk wurde nicht berücksichtigt, da die Träme, üblicher Weise, in Nischen geringer Tiefe von 10 - 13 cm, sogenannten „Tramkasterln“ eingebaut sind.

Die Koppelungsbedingung wurde für  $u_y=0,5$  kalibriert.

Die nächste Abbildung 87 zeigt die Verteilung der Axialkraft im System:



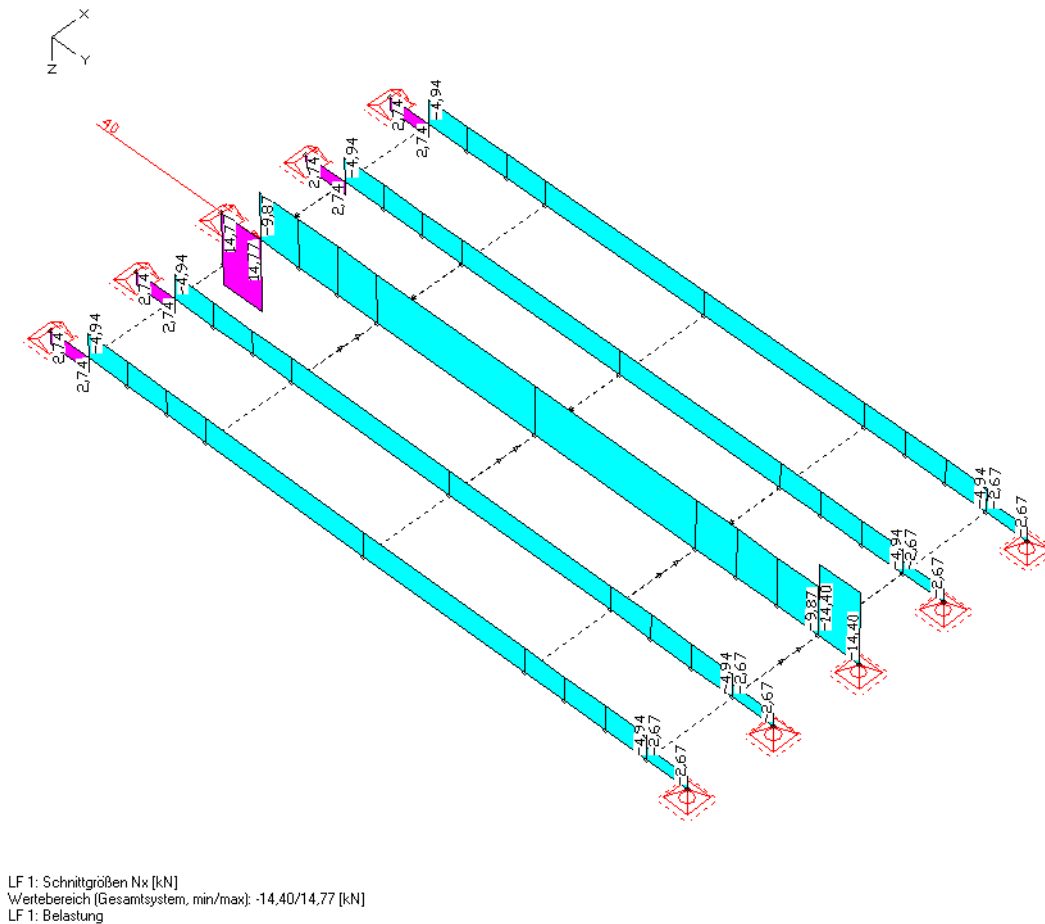
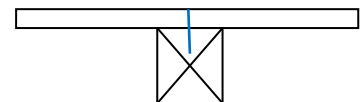


Abb. 87: Axialkraft

Die maximale Zugkraft der Tram mit SchlieÙe liegt mit 14,77 kN im Bereich der im Labor ermittelten elastischen Tragkräfte von 13-20 kN. Die Zugkraft der gemauerten Träme ist halb so groß wie die berechnete minimale Auszugskraft. Das Bild erklärt anschaulich, warum in situ höhere Kräfte aufgenommen werden konnten, als die im Labor ermittelten.

Alternativ kann die Schalung des Tramfeldes mittels FEM Stabelementen modelliert werden. Dabei werden die Bretter mit dem Verschiebungsmodul der Nägel  $C=1 \text{ MN/m}$  für  $d < 5 \text{ mm}$  gemäß EC5 an die Trambalken angeschlossen.

$$d := 4.5 \quad \text{mm} \quad E_{0k} := 10000 \quad \text{N/mm}^2$$



$$k_{\text{kriech}} := 1 \quad \text{für kurze Einwirkungsdauer und NK 1}$$

$$C_N := 0.025 \cdot d \cdot \frac{E_{0k}}{k_{\text{kriech}}} \quad C_N = 1.125 \cdot 10^3 \quad \text{N/mm}$$

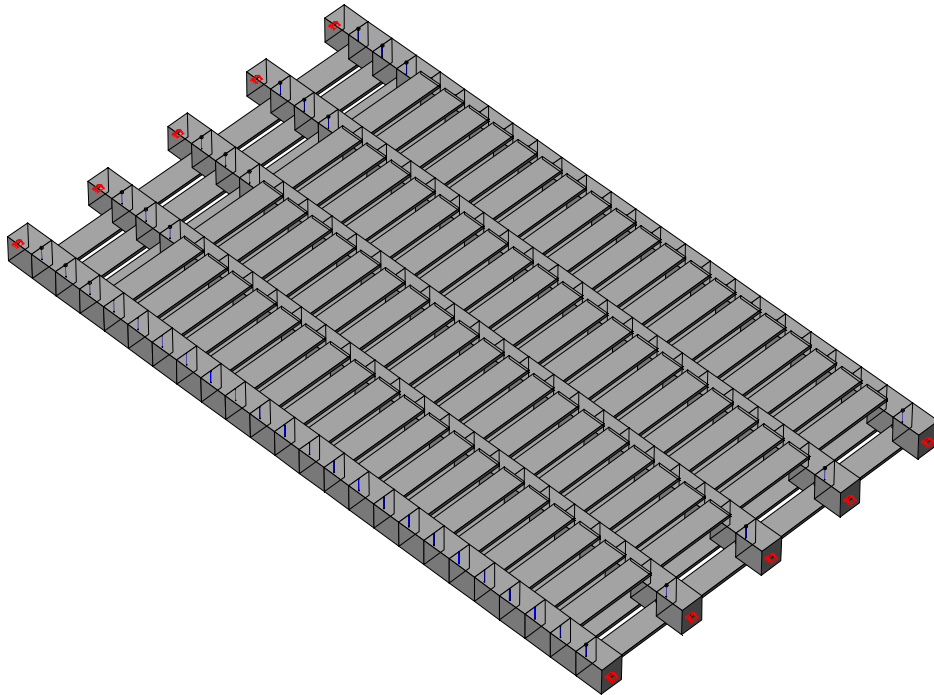


Abb. 88: Tramfeldmodell mit FEM-Stäben

Man erhält ähnliche Ergebnisse wie beim einfachen gekoppelten Modell. Siehe dazu Appendix B. Die beiden Modelle unterscheiden sich in der Art der Verbindung der Bretter mit den Balken. Durch die große Anzahl der Nägel wirkt das Tramfeld als annähernd starre Scheibe, bis auf die weichen Auflagerpunkte. Die Steifigkeit der Lager, aus den Versuchen, bestimmt das Aussteifungsvermögen des Tramfelds im Gebäude bzw. im Tragwerksmodell.

#### **Anmerkungen:**

Dem Autor sind diverse Arbeiten bekannt, welche sich mit der Scheibenwirkung von Holzdecken befassen. Auch im Lastfall Erdbeben. Allerdings beschränken sich diese Arbeiten auf die Steifigkeit der Deckenfelder selbst als Scheibe (engl.: diaphragm) und nicht genau mit der Verbindung der Deckenscheibe mit dem restlichen Tragwerk. Auch beim Forschungsprojekt Seismid [35], wurde durch dynamische Versuche die Kopplung der äußeren und inneren Wände des Tragwerks untersucht, allerdings ohne Untersuchung der Verschließung und ohne Quantifizierung und Erklärung des Mechanismus. Arbeiten über das Aussteifungsvermögen oder die Verschließung von Holzdecken im Bestand, quasistatisch, sind dem Autor nicht bekannt. Auf alle Fälle nicht über Wiener Gründerzeithäuser. Der Autor hat bereits 2008 bei der Erstellung eines Berechnungsmodells für die Praxis die Verschließung berücksichtigt und quantifiziert [10].

Bei den Schließenversuchen in situ wurden kein Ausbruch und keine lokale Rissbildung im Mauerwerk beobachtet. Es wird in dieser Dissertation angenommen, dass die Tragfähigkeit und Verformungssteifigkeit der Verbindung der Eisenschließen mit dem Mauerwerk, wesentlich höher ist als die Verbindung im Holztram. Bei den Versuchen in situ ist der Einfluss einer allfälligen Verformung im Mauerwerk Messergebnis inkludiert. Dafür wird die Verankerung der Eisenschließe im Mauerwerk in dieser Dissertation nicht gesondert berücksichtigt.

Der Vollständigkeit halber muss auch angemerkt werden, dass auch zwei Axialversuche in situ an zwei verschlossenen **Dippelbaumdecken** durchgeführt wurden. Diese Versuche haben höhere Steifigkeiten als bei den Tramdecken ergeben. Aufgrund des geringen Umfangs des Materials werden die Versuche an den Dippelbaumdecken in dieser Dissertation nicht berücksichtigt. [12]

## PROJEKT ENGERTHSTRASSE 223, 1020 WIEN

Das Wohnhaus in der Engerthstraße 223, im 2. Wiener Gemeindebezirk, ist ein Doppelhaus bestehend aus einem Straßentrakt und einem Hoftrakt, welche mit dem gemeinsamen Stiegenhaus verbunden sind. Der Straßentrakt wird abgerissen, der Hoftrakt ist an diesen halbgeschoßig angebunden und soll erhalten bleiben. Das Haus ist nicht bewohnt. [15]

Die Firma Gassner & Partner, Baumanagement GmbH, 1050 Wien, Obere Amtshausgasse 20-24, hat einige Kollegen und den Autor eingeladen, Versuche im Abbruchhaus durchzuführen. Das sogenannte Team E223 besteht aus folgenden Firmen bzw. Büros:

A.I.T. • CSVA • GASSNER & PARTNER • HOLLINSKY & PARTNER • RUSNOV • STEFANOUDAKIS • TAUBENSCHUSS • WERKRAUM •

Das Bauwerk besteht im Straßentrakt aus einem Keller/Souterrain, Parterre (EG), 1., 2. und 3. Stock sowie einem nicht ausgebauten Dachboden.

Der Grundriss im Straßentrakt ist der eines typischen Gründerzeithauses, also rechteckig mit straßenseitiger Außenwand, Mittelwand und hofseitiger Außenwand.



Abb. 89: Bild des Hauses [15]

Das Tragwerk, d.h. die tragenden Wände des Hauses und die aussteifenden Scheidewände, bestehen aus Ziegelmauerwerk. Die Decke über Keller ist eine Ziegelgewölbedecke mit einigen Feldern aus Ziegeltraversendecken, eine sogenannte „Platzdecke“.

Die restlichen Decken sind ab Parterre (EG) Holztramdecken mit ca. 17/25 cm Trambalken. Die oberste Bestandsdecke ist eine Dippelbaumdecke. Das Dachtragwerk ist ein Pfettendach aus Holz und besteht aus querspannenden Gespärren und längs laufenden Pfetten. Die Holzsparren tragen die Ziegeleindeckung aus sogenannten Wiener Taschen auf Holzlattung.

Alle Holzdecken und der Dachstuhl sind mittels Eisenschließen verschlossen. Diese sind an den Holzbalken, welche die Pfeiler ohne Scheidewände mit der Mittelmauer verbinden, befestigt und in diesen Tragwänden eingemauert.



Abb. 90: Freigelegte durchgehende Schließe in der Mittelmauer [15]

Die Eisenschließen wurden in situ durch die CSVA (Camillo Sitte Versuchsanstalt) axial geprüft. Die Ergebnisse dieser Prüfung wurden im Kapitel „Schließenversuche“ behandelt.

Die Holzbauteile wurden durch die Holzforschung Austria geprüft. Es handelt sich dabei um altes, aber „gutes Bauholz“. Diesem kann der Festigkeitsklasse mindestens C16 zugeordnet werden.

Das Mauerwerk wurde ebenfalls durch die CSVA geprüft. Die Ergebnisse sind in der nachfolgenden Tabelle zusammengefasst:

Ziegel $f_b$	Mörtel $f_M$	$f_k$	$f_m$
N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>
19,60	2,01	4,73	6,70
12,10	2,40		
10,90	1,99		
22,30	1,83		
17,70	1,92		
17,90	2,85		
16,20	1,89		
21,90	1,83		
17,40	2,39		
<b>17,33</b> MW	2,16		
	2,87		
	2,78		
	2,84		
	2,63		
	<b>2,31</b> MW		

$f_{v,k0}$	$f_{v,m0}$
N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>
0,2	0,20

Lt. Norm für  $f_M < 10!$

$E_k$	$E_{1,m}$
N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>
1417,81	2008,84

$G_k$	$G_{1,m}$
N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>
567,124	803,54

Tab. 5: Materialkennwerte Mauerwerk

Die charakteristische Druckfestigkeit wird gemäß EC6 mit  $K = 60$  und ohne den Verbandsfaktor von 0.80 berechnet:

$$f_k = K \times f_b^{0.65} \times f_m^{0.25}$$

Die Stoßfugen des Mauerwerks sind vermörtelt. Der Mittelwert der Druckfestigkeit wird nach dem „JCSS probabilistic model code „ der „Joint Committee on Structural Safety“ [30] mit  $K = 0,73$ ,  $f_b^\alpha = 0,73$  und  $f_m^\beta = 0,16$  berechnet.

$$f_m = K \times f_b^\alpha \times f_m^\beta$$

Die charakteristische Anfangsscherfestigkeit und das Elastizitätsmodul werden lt. Bericht Dr. A. Pech berechnet, da der „JCSS probabilistic model code“ diskussionswürdige Ergebnisse liefert.

$$f_{v,k0} = \frac{f_k}{10}, \quad E_m = f_{1,m} \times 300$$

Für die Tragfähigkeitsversuche am Mauerwerk wurde eine Wand im 3. Stock mittels einer hydraulischen Presse mit Druckaufnehmer im Bereich der Mittelmauer belastet. Als Versuchswände wurden die ersten Scheidewände W12 und W13 links von und beim Hauseingang gewählt, siehe Abbildung 91.

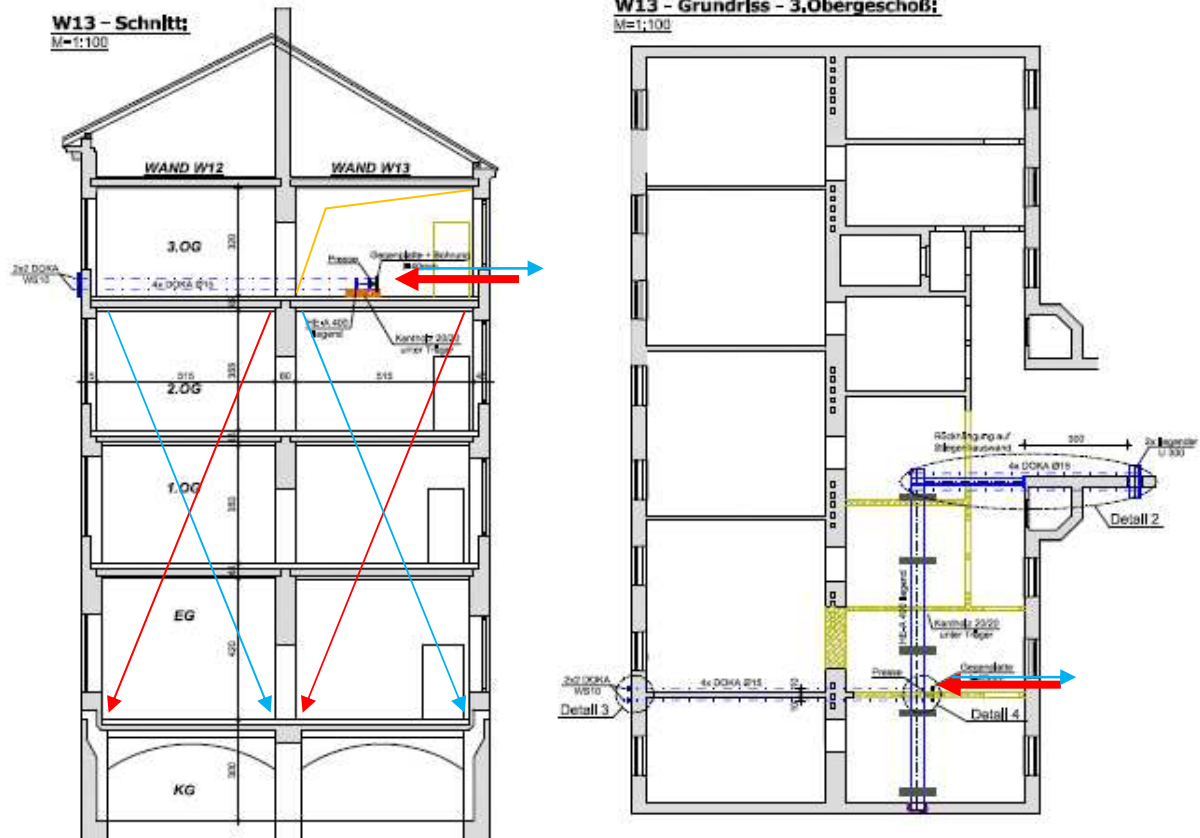


Abb. 91: Versuchswand W12 und W13, Schnitt, Ansicht [15]

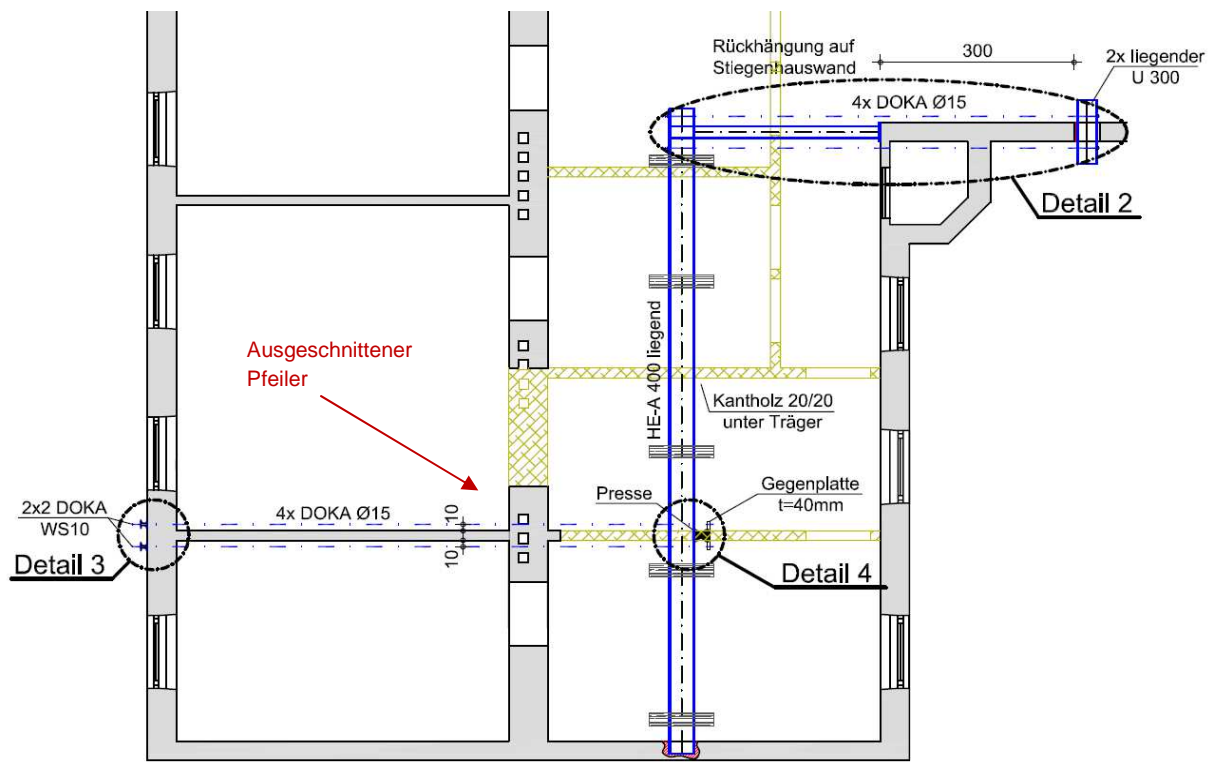


Abb. 92: Lasteinleitungsanordnung [15]

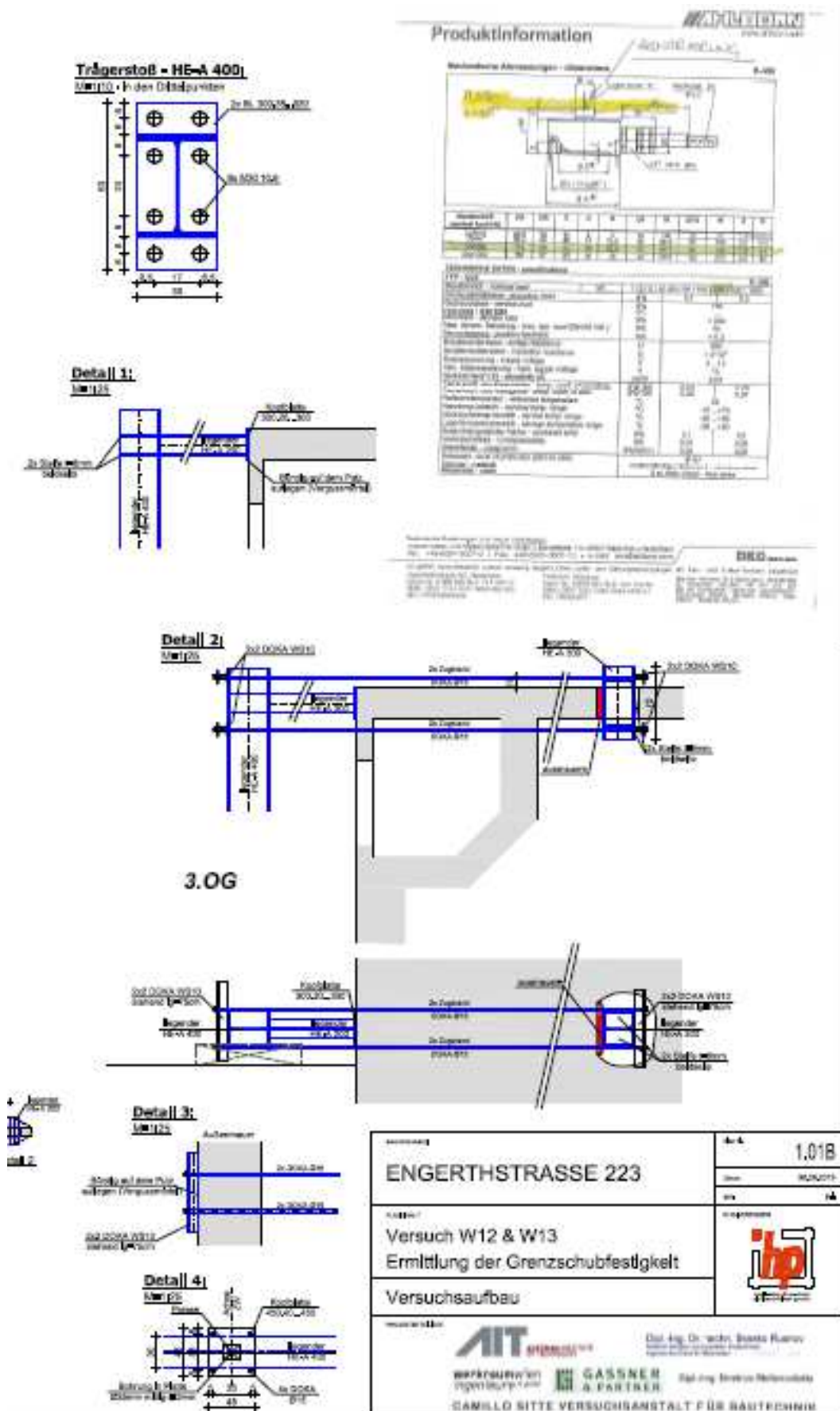


Abb. 93: Lasteinleitungsanordnung - Details [15]





Abb. 94: Lasteinleitungsanordnung in Versuchswand [15]

Die hofseitige Scheidewand W13 wurde im 3. Stock entfernt. Als Widerlager diente bei Druckversuchen ein liegender Stahlrahmen. Für Zugversuche wurde die Mittelmauer im Lasteinleitungsbereich mittels Zugstangen mit der straßenseitigen Außenwand verbunden. Siehe Abbildungen 91 - 94.

An den Außenwänden straßen- und hofseitig wurden an die W12 und W13 angeschlossenen Pfeiler, über deren Höhe verteilt, Geometer-Marken befestigt. Während der Versuche und bei jeder Laststufe wurden die Marken geodätisch von außen abgelesen.

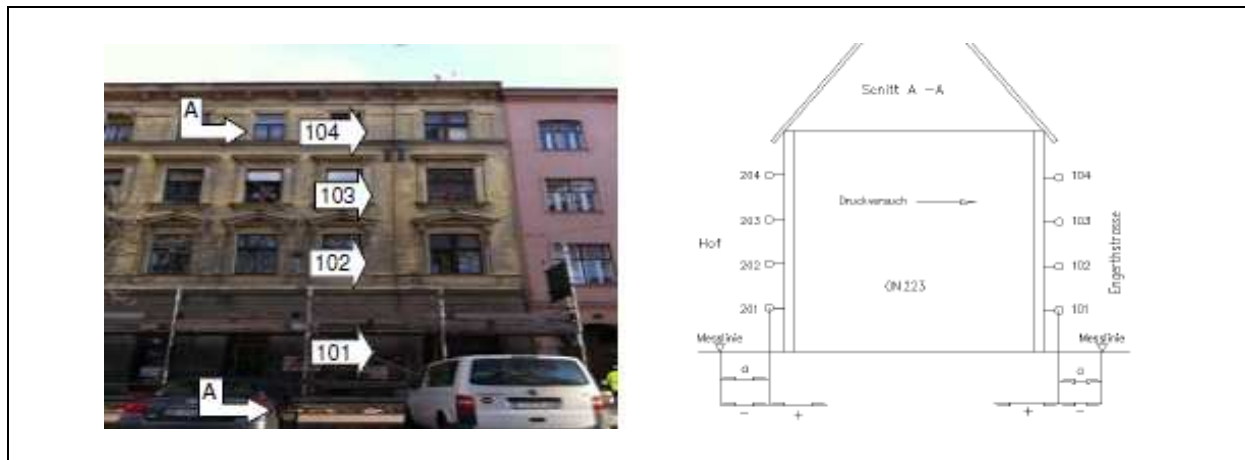


Abb. 95: Geodätische Messpunkte, Marken-Außenwand, Straße [15]

Es wurden auch digitale Aufnehmer an den Wänden W12 und W13 im 1. und 2. Stock befestigt. Diese dienten v.a. der Aufnahme bei durchgeführten dynamischen Versuchen durch die AIT (Austrian Institute of Technology, <http://www.ait.ac.at/>). Diese sind aber nicht Gegenstand dieser Dissertation. Der Autor konzentrierte sich bei dieser Arbeit auf die durchgeführten statischen Versuche mit analogen Aufnehmern. Es wurden statische Druck- und Zugversuche in Laststufen von 10 bis 180 kN zu erst am intakten Haus bzw. im intakten Lasteinleitungsbereich durchgeführt. Sukzessiv wurden Bauteile freigeschnitten, um deren Einfluss primär auf die Wandtragfähigkeit zu studieren. Von den vielen (ca. 10) durchgeführten Versuchen, sind 3 von Bedeutung für diese Dissertation.

Versuchs-tag	Datum	Hauszustand	was u.a. getestet	Max. Last kN	Max. Verschiebung mm Marke 104
1	26.11.2013	intakt	Druck von Mittelwand in Richtung Außenwand Straße	180	2,1
2	03.12.2013	Die Deckenschalung wurde im Versuchsbereich frei geschnitten. Damit ist gewährleistet, dass eine allfällige Kraftumleitung (Scheibenwirkung) von der Wand in die Deckenebene weitgehend ausgeschlossen wird.	Druck von Mittelwand in Richtung Außenwand Straße	180	2,4
6	18.02.2014	MM Pfeiler von SW vollständig getrennt, nur mit hofseitigen Schließen gehalten	Druck von Mittelwand in Richtung Außenwand Straße	70, 100	Messuhr 3. Stock: 4,36

Tab. 6: Zusammenfassung der relevanten Versuche

Es ist ersichtlich, dass die Holzschalung der Decken keinen wesentlichen Beitrag an die Steifigkeit liefert. Interessant ist der Versuch am intakten Haus, um die verwendeten Modelle zu kalibrieren. Ebenso interessant ist der Versuch, mit einem aus der Mittelmauer freigeschnittenen Pfeiler, der im Druckversuch nur mit den hofseitigen Tramschließen gehalten wird. Dieser Pfeiler wurde sowohl im 3D-Modell als auch als „simple model“, also als einfaches Stabmodell berechnet.

Die Versuche 1 und 6 wurden mit einem 3D-Modell (CATS) nachberechnet.

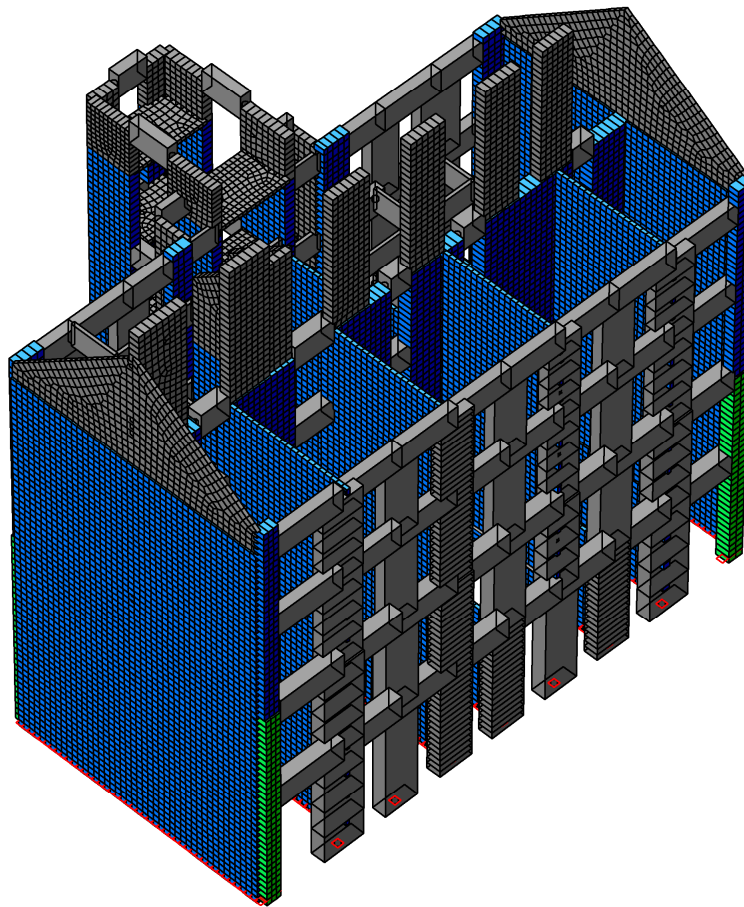


Abb. 96: Modell Bestandshaus ohne Träme und Schließen

Als Modell wurde ein atypisches CATS verwendet. Da die Versuche nicht im Zustand der wesentlichen Schädigung durchgeführt wurden, wurden die Stäbe (Parapete und Stürze), welche Pfeiler und Wände koppeln, nicht gelenkig, sondern biegesteif modelliert. Die Träme mit Eisenschließen, welche Pfeiler ohne Scheidewände verbinden, wurden elastisch mit einem Verschiebungsmodul  $C = 1 \text{ MN/m}$  wie üblich an die Wände und Pfeiler angeschlossen. Das Elastizitätsmodul wurde mit  $E = f_k \cdot 300 \text{ N/mm}^2$ , wie in Wien derzeit gefordert, eingegeben. Das  $f_k$  wurde ohne den 0,80 Faktor (zur Berücksichtigung der Rissbildung im Bestand) aus dem Mittelwert der Proben berechnet. Die Poissonzahl für die Schalelemente wurde mit  $\nu = 0,15$  angenommen.

Das System ist aber so zu weich, im Vergleich mit den Ergebnissen. Gute Übereinstimmung gibt es mit  $E = f_k \cdot 1000 \text{ N/mm}^2$  und Verschiebungsmodul  $C = 6 \text{ MN/m}$ .

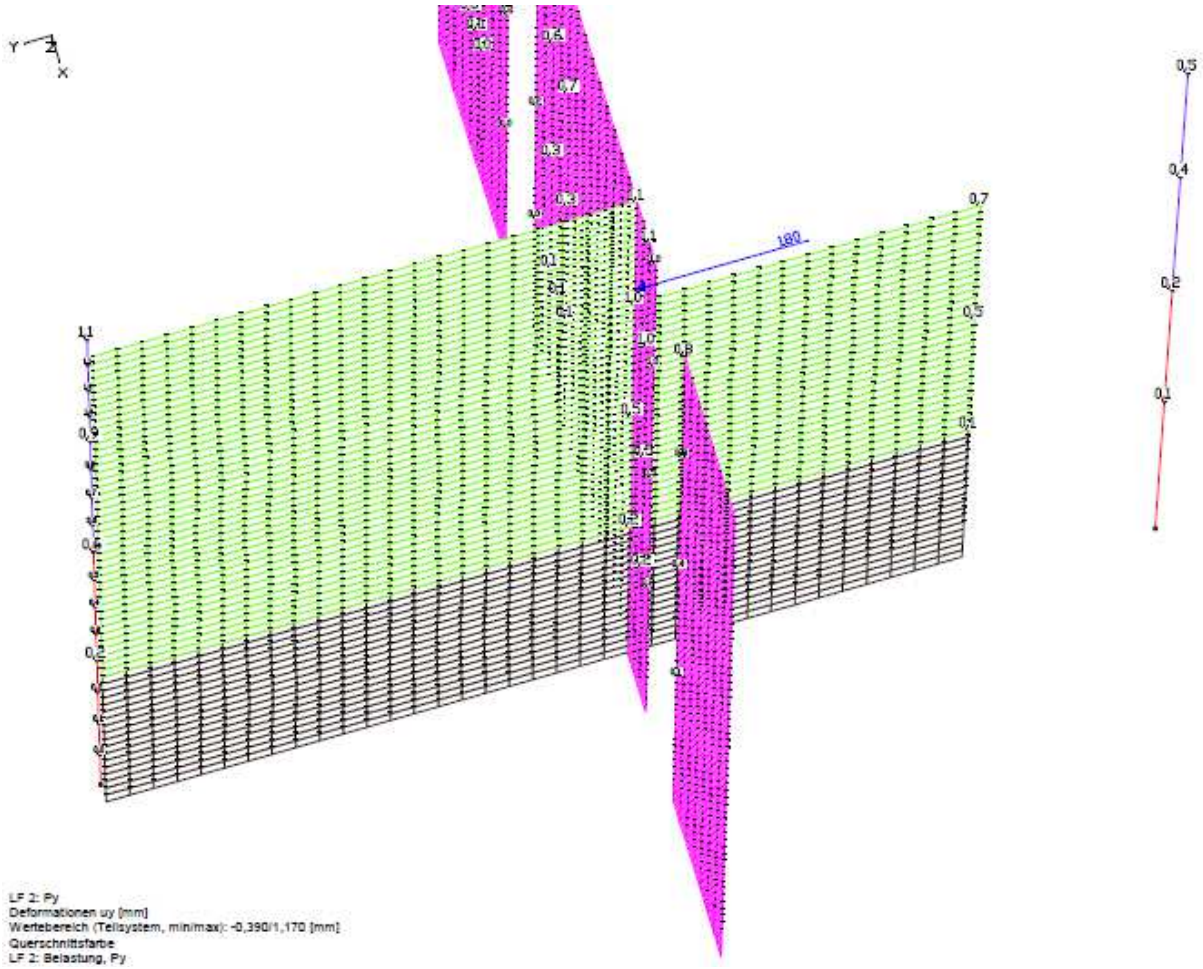


Abb. 97: Versuch 1, Horizontalverschiebung der Versuchswand bei 180 kN  
 $E = f_k \cdot 1000 \text{ N/mm}^2$ ,  $C = 6 \text{ MN/m}$

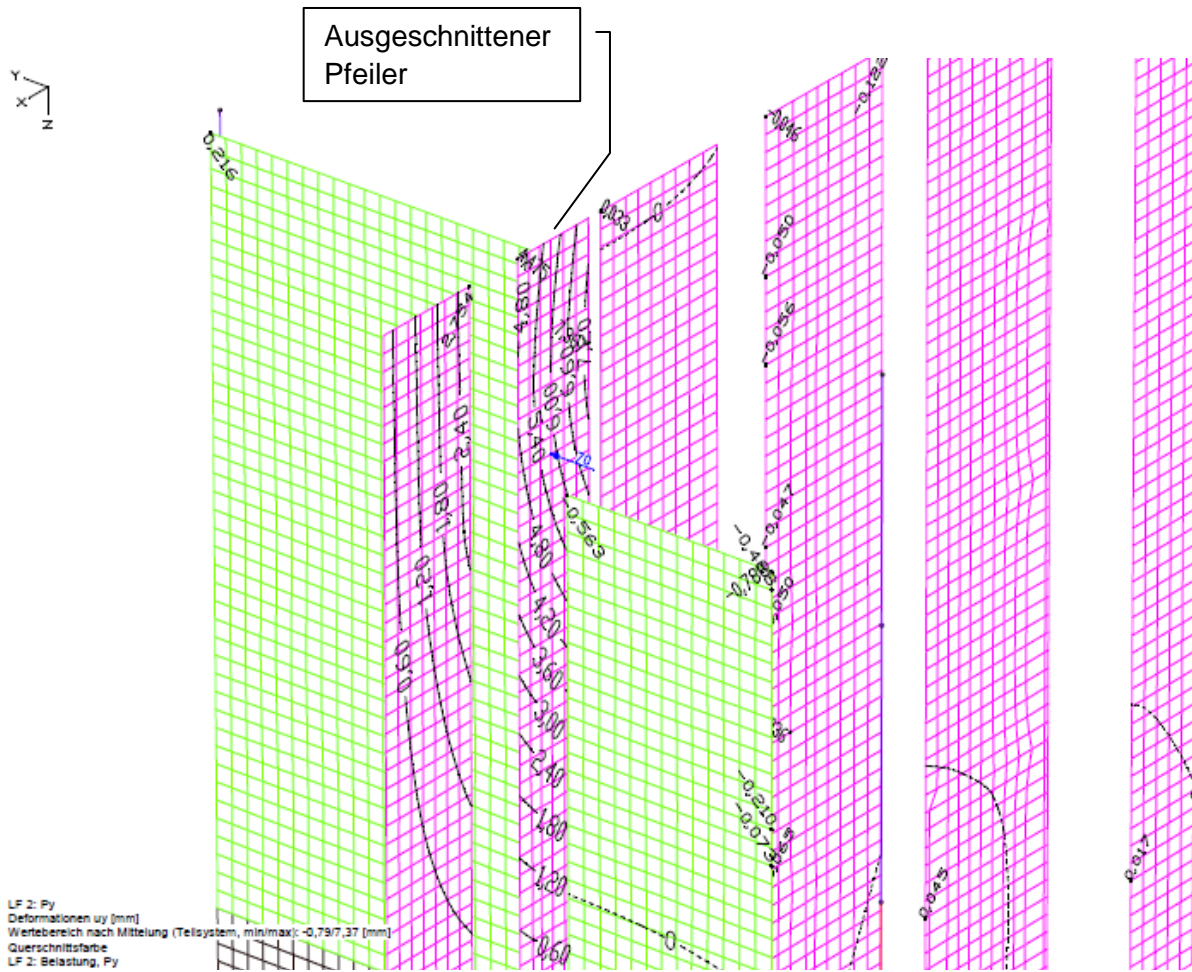


Abb. 98: Versuch 6, Horizontalverschiebung der Versuchswand bei 70 kN  
 $E = f_k \cdot 1000 \text{ N/mm}^2$ ,  $C = 6 \text{ MN/m}$

Der Versuch 6 ist besonders wichtig. Zum einen kann mittels einfachen Stabmodells nachgerechnet werden, zum anderen erhält man gute Übereinstimmung zwischen Messung, 3D-Modell und „Handrechnung“ mittels Stabmodell.

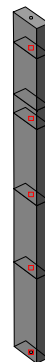


Abb. 99: Ausgeschnittener Pfeiler der Mittelmauer 150/60cm, Modell

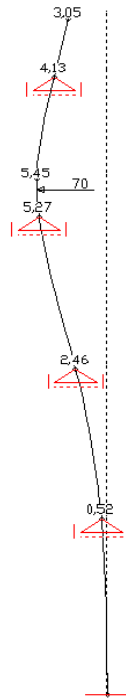


Abb. 100: Verformung des Pfeilers mit Schließen

Die Ergebnisse beider Modelle stimmen gut im Lasteinleitungsbereich überein. Werden die Schließen nicht berücksichtigt, erhält man größere Verformungen trotz starrem Lager im Firstbereich:



Abb. 101: Verformung des Pfeilers ohne Schließen, im Firstbereich gehalten

Auch die zugehörigen Schnittkräfte und Spannungen verändern sich, da sich das Moment entlang des Stabes verringert.

Versuchs- tag	Datum	Hauszustand	was u.a. getestet	Max. Last kN	Max. Verschiebung mm	Berechnun g CATS mm
1	26.11.2013	intakt	Druck von Mittelwand in Richtung Außenwand Straße	180	2,1	3
6	18.02.2014	MM Pfeiler von SW vollständig getrennt, nur mit hofseitigen Schließen gehalten	Druck von Mittelwand in Richtung Außenwand Straße	70, 100	Messuhr 3. Stock: 4,36	5,4

Tab. 7: Vergleich zwischen Messung und Berechnung in Lastleitungsbereich

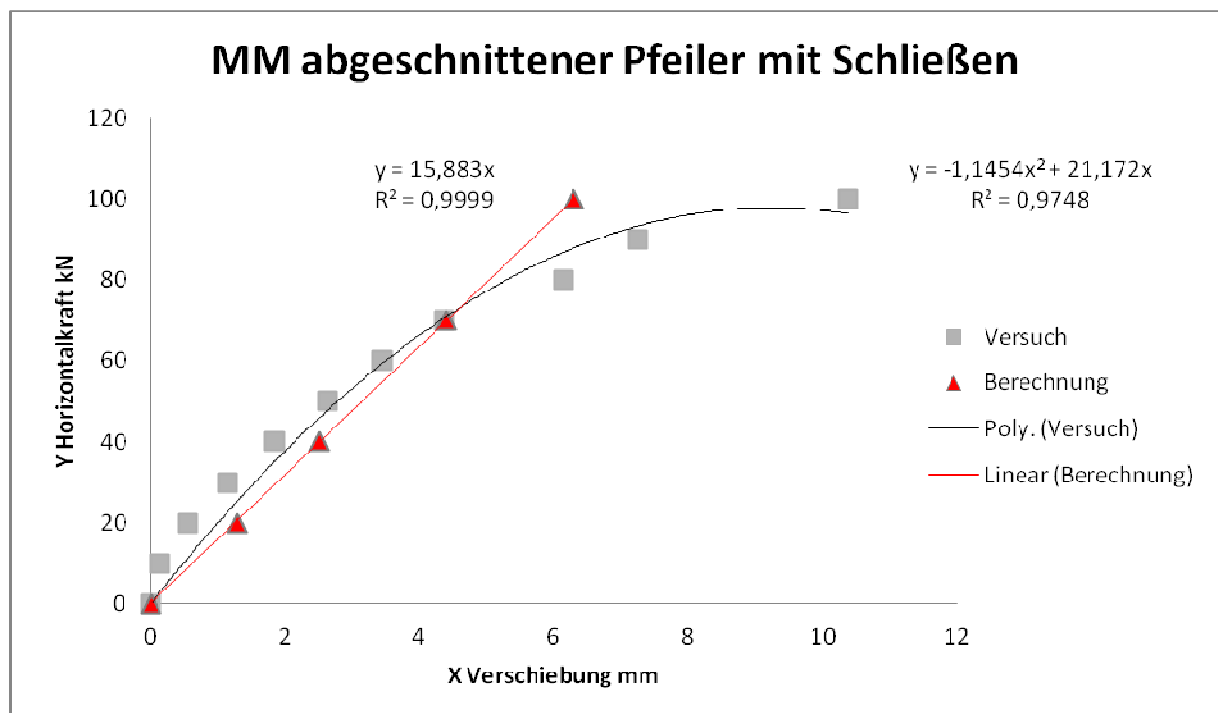


Abb. 102: Kraftverformungskurven

Wie aus dem Diagramm ersichtlich, erhält man eine gute Übereinstimmung im linearelastischen Bereich zwischen Berechnung mittels CATS und Versuch. Der Schnittpunkt liegt bei 70 kN. Danach fließt das Mauerwerk. Das starrplastische nicht lineare Verhalten des Mauerwerks kann gut mit einer polynomischen Trendlinie beschrieben werden.

Die gewonnenen Ergebnisse werden im Folgenden zur Berechnung des Gesamtgebäudes mit und ohne Eisenschließen verwendet.

# VERGLEICHBERECHNUNGEN IM BESTANDSHAUS

## Anwendung des Koppelungsansatzes mittels Eisenschließen an linearen 3D-Gebäudemodellen

Zuerst wurde das intakte Haus mit den vor Ort ermittelten Materialkennwerten (siehe voriges Kapitel) untersucht. Danach wurden im Vergleichsmodell die Eisenschließen und der Dachstuhl gelöscht, um den Einfluss der Verschließung zu untersuchen. Danach wurden beide Modelle gemäß Eurocodes mit dem gerissenen (halbierten) Elastizitätsmodul des Mauerwerks und mit den Parapeten und Stürzen als Koppelbalken zwischen eingespannten Pfeilern und Wänden modelliert. Das Modell CATS ist auch in [17] ausführlich beschrieben. Die Inputparameter und die für diese Thesis relevanten Ergebnisse sind im Appendix A festgehalten.

Alle vier Systeme wurden quasistatisch mit dem Program InfoCad [17], [31] berechnet. Die Horizontale Erdbeben-Bemessungslasten ( $F_b = S_d * M = 0,16 * M = 262,4$  [t]) wurde, Einfachheit halber, mittels Gewichtsfaktoren angebracht.

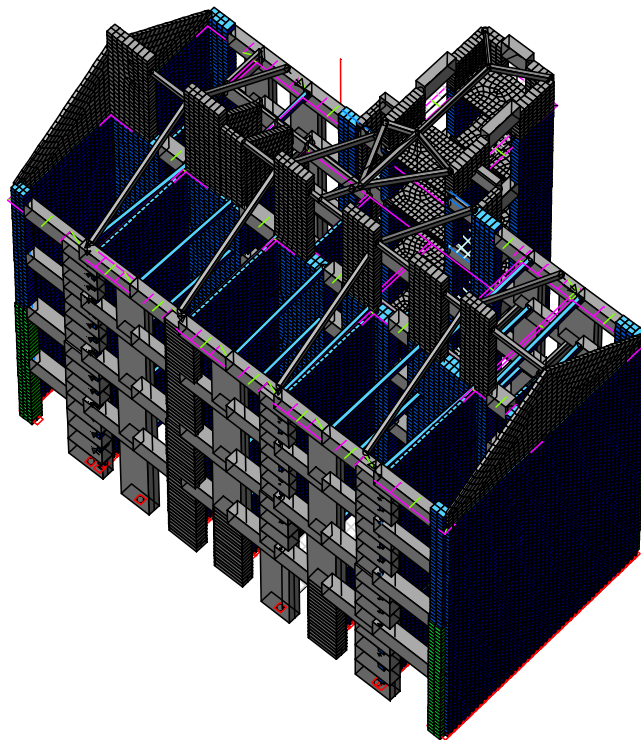


Abb. 103: Intaktes Haus mit Trämen mit Eisenschließen



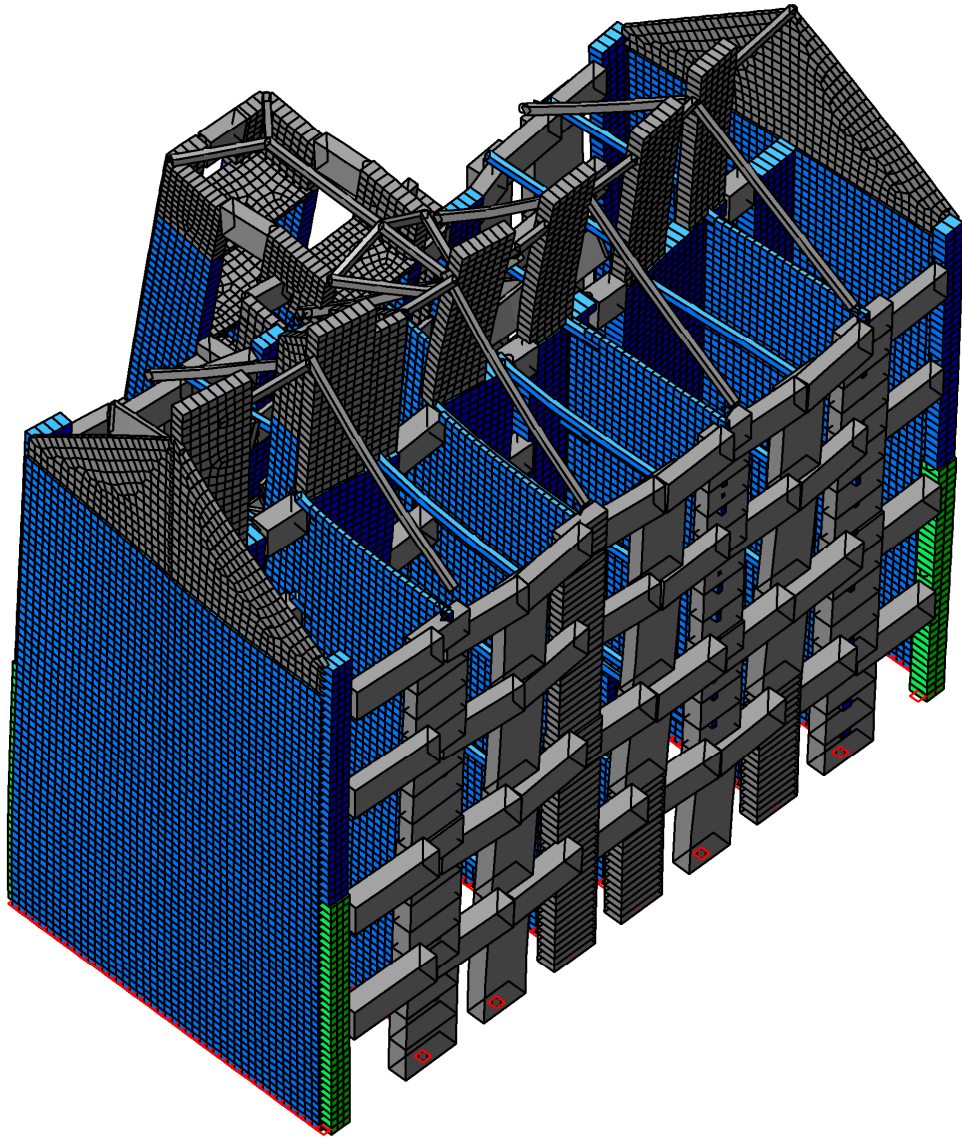


Abb. 104: Intaktes Haus, Horizontalauslenkung in Querrichtung

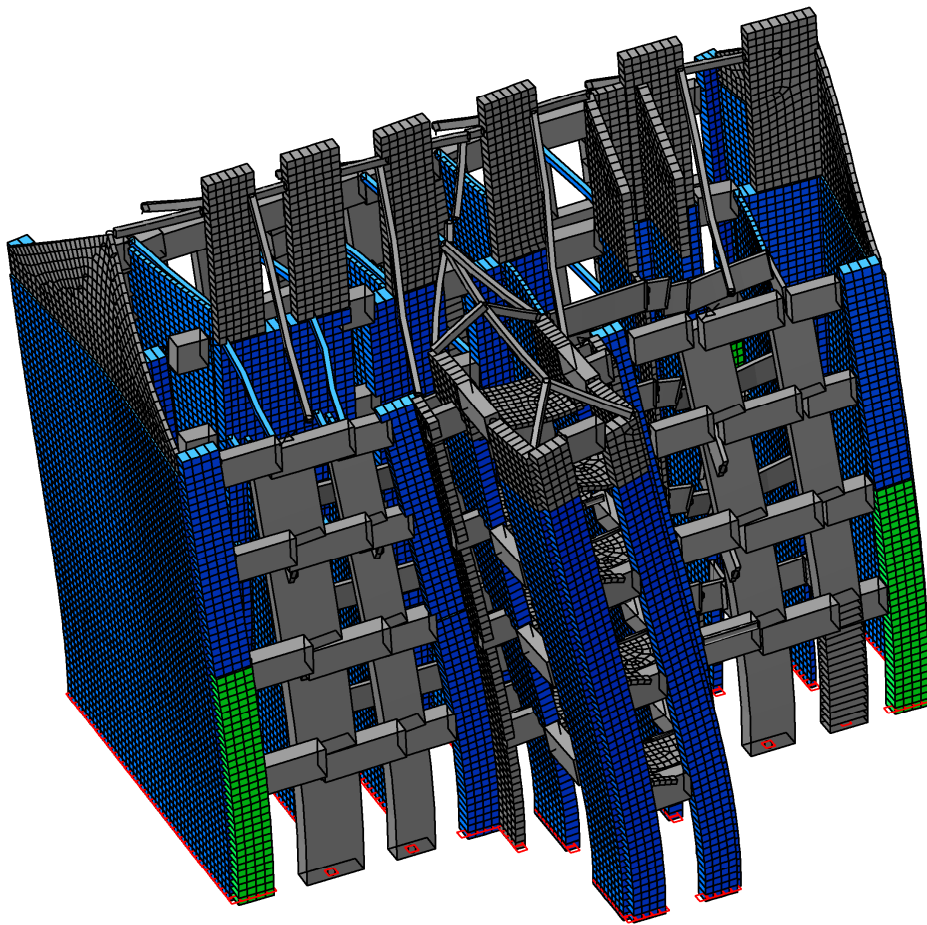


Abb. 105: Intaktes Haus, Horizontalauslenkung in Längsrichtung

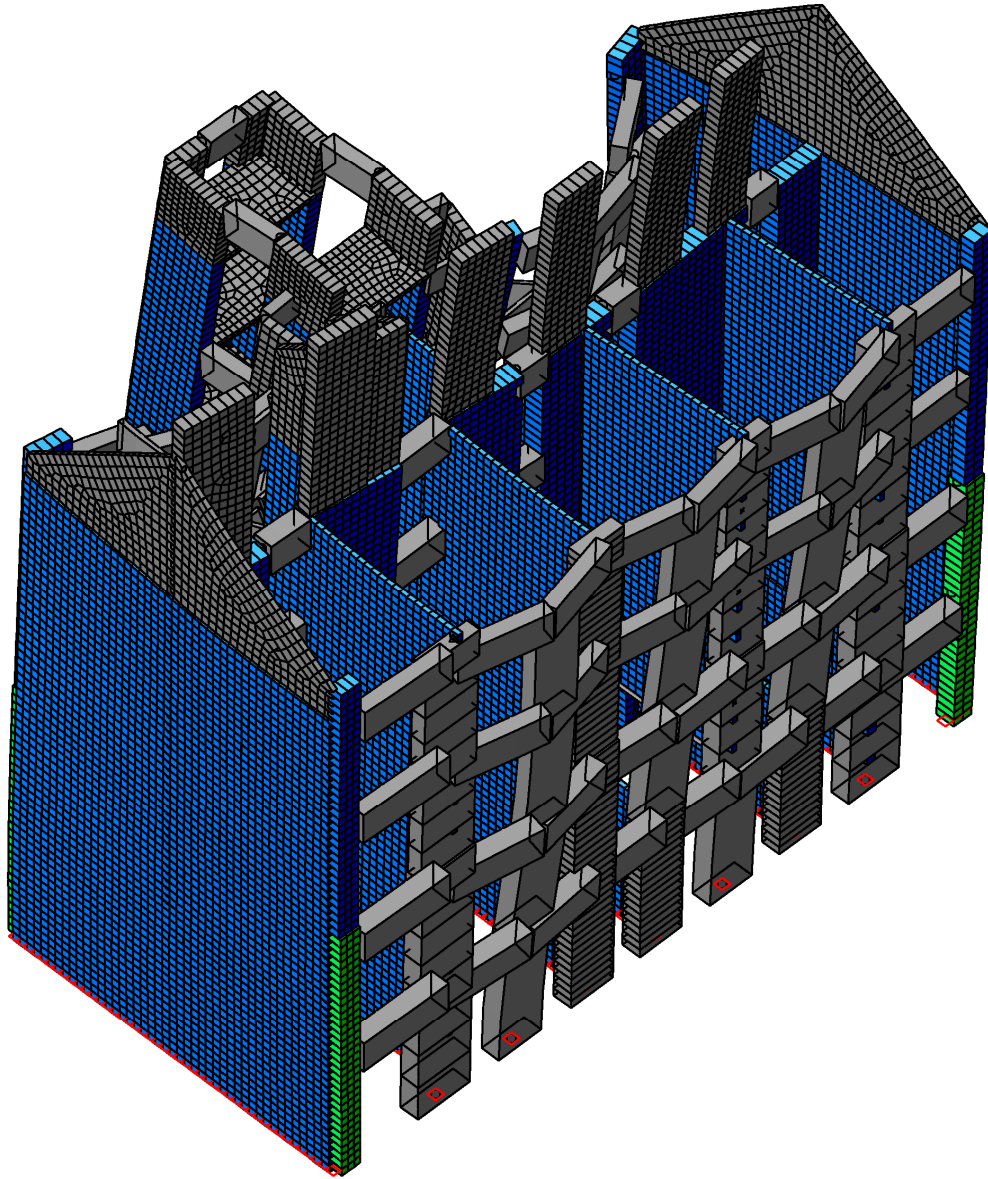


Abb. 106: Haus ohne Schließen, Horizontalauslenkung in Querrichtung

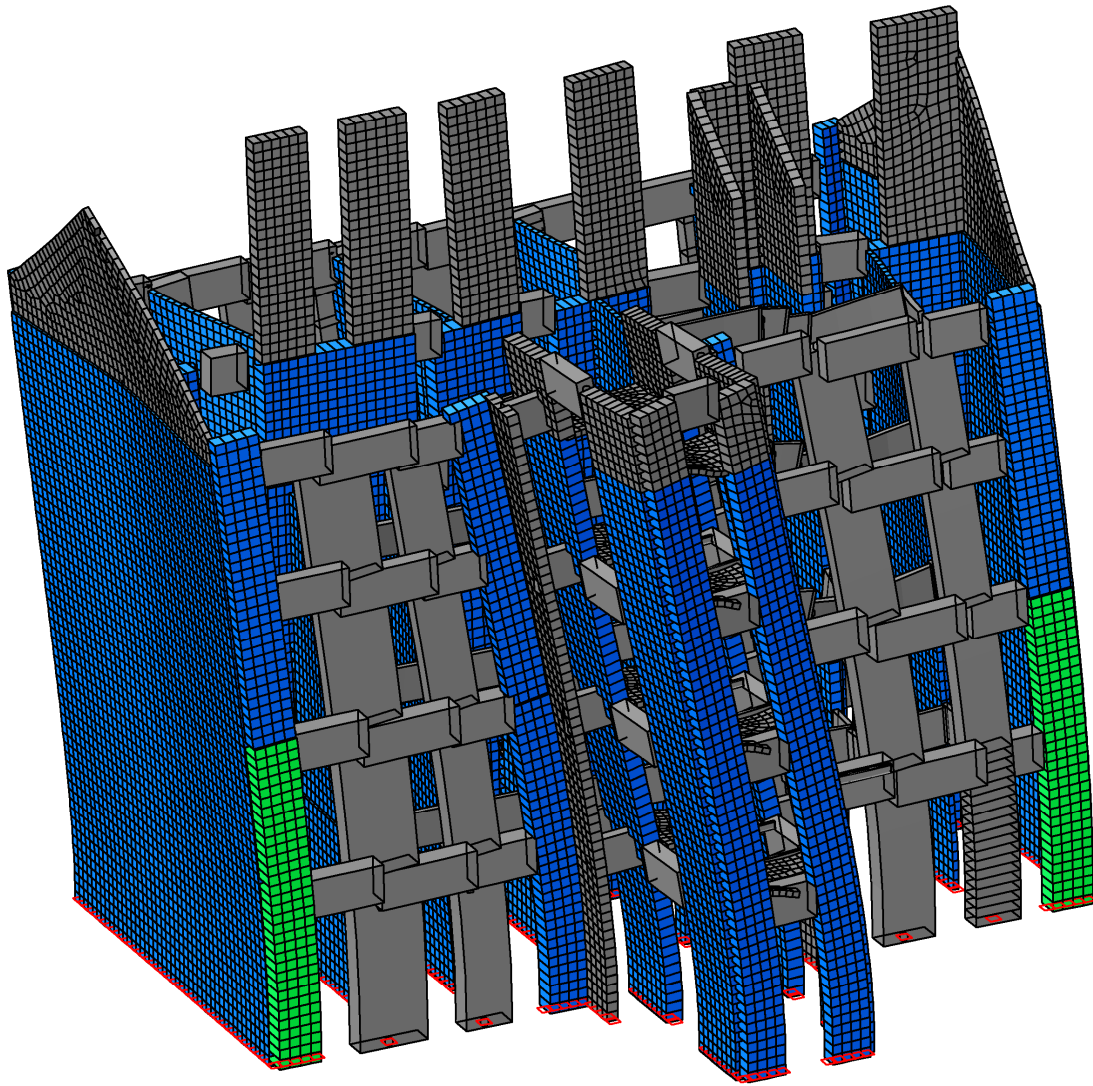


Abb. 107: Haus ohne Schließen Horizontalauslenkung in Längsrichtung

Die quasistatischen Berechnungen zeigen v.a. hinsichtlich des Verformungsverhaltens der Pfeiler folgende Ergebnisse (Detailergebnisse siehe Appendix A):

WGH = Wiener Gründerzeithaus

ES = Eisenschließen

<b>INTAKT</b>	<b>WGH mit ES</b>	<b>WGH ohne ES</b>	<b><math>\Delta</math></b>	<b><math>\Delta\%</math></b>
Pf.Verschiebung Y mm	9,44	15,87	-6,43	-68,11%
Pf.Verschiebung X mm	6,48	6,85	-0,37	-5,71%

<b>GERISSEN</b>	<b>WGH mit ES</b>	<b>WGH ohne ES</b>	<b><math>\Delta</math></b>	<b><math>\Delta\%</math></b>
Pf.Verschiebung Y mm	16,59	97,35	-80,76	-486,83%
Pf.Verschiebung X mm	87,82	98,29	-10,47	-11,92%

Tab. 8: Zusammenfassung der Ergebnisse der 3D-Modellberechnungen

Aus der Tabelle geht deutlich hervor, dass der Einfluss der verschlossenen Holzdecken auf das Verformungsverhalten des Wiener Gründerzeithauses im Lastfall Erdbeben ein wesentlicher ist. Es zeigt sich auch deutlich, dass dieser Einfluss wesentlich stärker ist, im gerissenen Haus, also im Zustand der wesentlichen Schädigung nach den Eurocodes, als im ungerissenen, intakten Haus.

#### **Anmerkung:**

Aufgrund des geringen vorhandenen Testmaterials hinsichtlich Aussteifungsvermögen der Dippelbaumdecken, wurde auch die Dachbodendecke, also die oberste Bestandsdecke des Gebäudes über 3. Stock, als Tramdecke wie in den restlichen Geschoßen modelliert.

Die Dachkonstruktion wurde vereinfachend nur mit den Streben der Gespärre und mit einer Steifigkeit von  $C=1$  MN/m modelliert. Diese Steifigkeit entspricht dem Verschiebungsmodul der eingemauerten Holzbalken. Siehe dazu Appendix A.

## Diskussion der Ergebnisse

Die berechneten Axialkräfte der Träme mit Eisenschließen entsprechen größenordnungsmäßig den im Labor ermittelten Kräften (Detailergebnisse siehe Appendix). D.h., das Aussteifungsvermögen der Eisenschließen-/Tramverbindung ist im Bauwerk nicht ausgeschöpft. Durch den Einfluss der Schalung wurden in situ höhere Traglasten (bis 50 kN) gemessen. Der Einfluss der Schalung wurde im Modell durch den Ansatz des höheren, in situ ermittelten und durch weitere Versuche kalibrierten Verschiebungsmoduls von  $C=6\text{MN/m}$  (siehe Abb.92 - 96).

Die Schnittkräfte der mittels Eisenschließen angeschlossenen Träme sind auch in der Längsrichtung des Intakten Hauses kleiner als die Versuchskräfte in [12], [13], [14] und [15].

Durch den Einfluss der mittels Eisenschließen verschlossenen Holzdecken wird neben dem Verformungsverhalten des Hauses auch die Verteilung der Horizontalkräfte in den Wänden und Pfeilern des Hauses in der Erdgeschoßfuge und analog in gesamten Tragwerk beeinflusst (Detailergebnisse siehe Appendix).

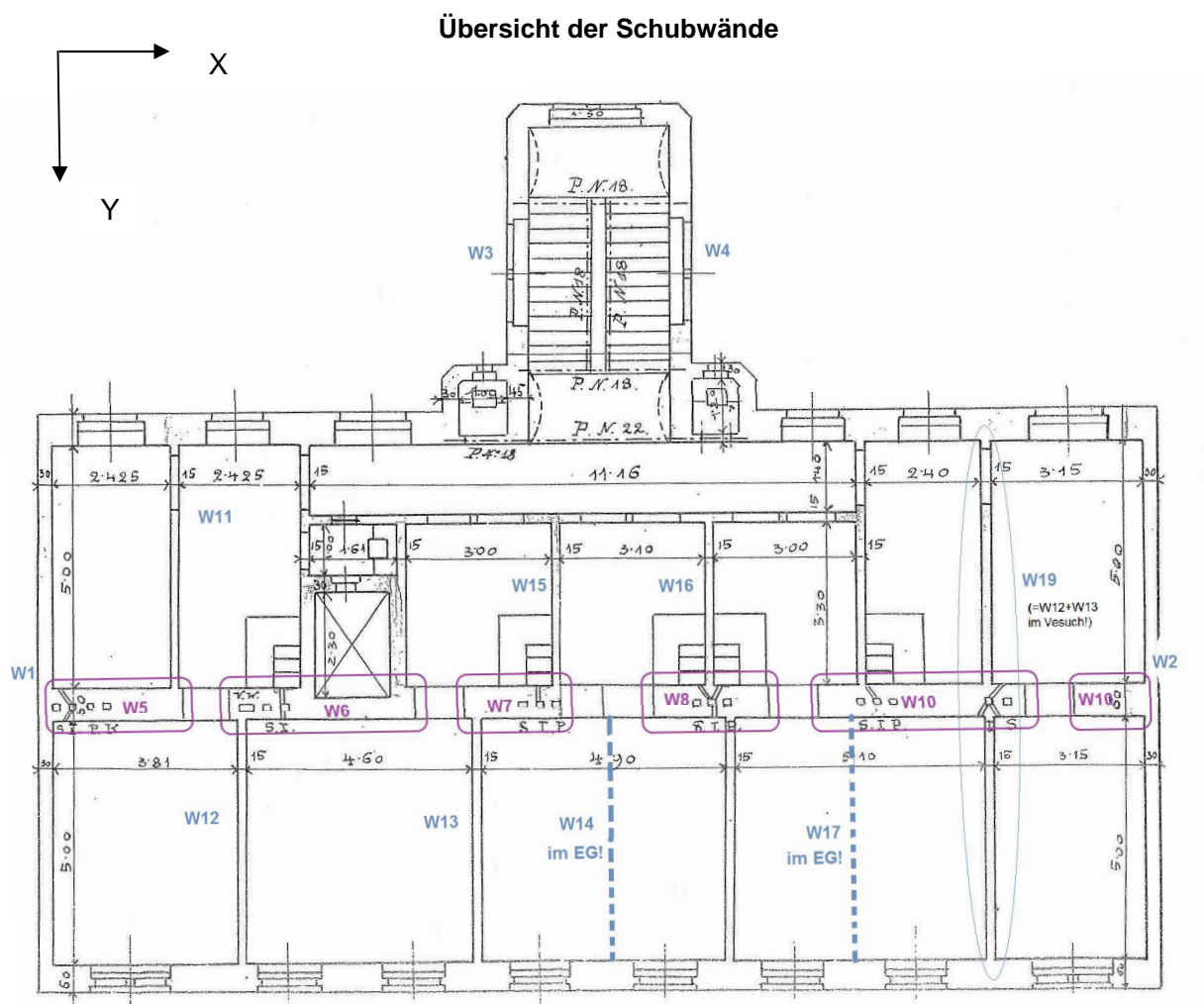


Abb. 108: Bezeichnung der Schubwände im Regelgeschoß

Es wurden alle wirksamen Schubwände berücksichtigt, welche über der ganzen Höhe des Bestandsgebäudes vorhanden sind und auch die Wände, welche nur im Erdgeschoß vorhanden sind.

Die zugehörige Horizontalkraft der Wand ergibt sich durch Addition der Auflagerkräfte der Wand für jedes Punktlager oder durch Integration der Lagerkräfte. Die Ergebnisse der Verteilung der Horizontalkraft in der Erdgeschoßfuge sind in der folgenden Tabelle zusammengefasst:

<b>E223 VERTEILUNG DER ERDBEBENLAST</b>					
<b>Y-RICHTUNG</b>					
Schubwand	+Schließen	-Schließen			
1	269	272	3	1,12%	
2	242	258	16	6,61%	
3	149	162	13	8,72%	
4	150	167	17	11,33%	
	810	859	49		
					6,05% Belastung
<b>Scheidewand</b>					
11	87	91	4	4,60%	
12	158	142	-16	-10,13%	
13	168	167	-1	-0,60%	
14	61	59	-2	-3,28%	
15	50	48	-2	-4,00%	
16	108	107	-1	-0,93%	
17	138	110	-28	-20,29%	
18	26	24	-2	-7,69%	
19	257	203	-54	-21,01%	
	1053	951	-102		
					-9,69% Entlastung
<b>X-RICHTUNG</b>					
Schubwand	+Schließen	-Schließen			
5	276	273	-3	-1,09%	
6	244	232	-12	-4,92%	
7	157	154	-3	-1,91%	
8	109	106	-3	-2,75%	
9	317	290	-27	-8,52%	
10	118	119	1	0,85%	
	1221	1174	-47		
					-3,85% Entlastung

Tab. 9: Verteilung der Erbebenlast in den Schubwänden

Aus der Tabelle ergibt sich für die angesetzte horizontale Erdbebenlast  $F_b = 2624 \text{ kN}$ , dass  $(810+1053)/2624=0,71$  oder 71% der  $F_b$  in der Querrichtung von den Schubwänden des Hauses abgetragen werden.  $1053/2624=0,401$  oder 40,1% der horizontalen Erdbebenlast wird von den Scheidewänden abgetragen. In der Längsrichtung des Hauses werden  $1221/2624=0,465$  oder 46,5% der angesetzten horizontalen Erdbebenlast  $F_b$  von den Schubwänden in der Mittelmauer abgetragen.

Der Einfluss der verschlossenen Holzdecken ist größer bei der Verteilung der horizontalen Erdbebenlast bei den Scheidewänden. Durch die Koppelung der Außenwandpfeiler mit der Mittelmauer werden horizontale Kraftanteile in die Scheidewände übertragen. Dadurch werden die Pfeiler entlastet. Das widerspiegelt sich auch im oben beschriebenen Verformungsverhalten der Pfeiler. Die verschlossenen, also weniger belasteten Pfeiler, weisen eine geringere Verformung auf.

Wird das Aussteifungsvermögen der Decken nicht berücksichtigt oder die Eisenschließen im Modell entfernt, werden die Scheidewände „entlastet“ d.h. es werden keine horizontalen Kraftanteile von den Außenwandpfeilern in die Mittelmauer abgetragen. Die Außenwandpfeiler müssen höhere Horizontalkräfte abtragen, welches u.a. zu größeren Verformungen und niedrigeren Kapazitäten der Pfeiler führt. Gleichzeitig heißt es für die Scheidewände fiktiv höhere Kapazitäten. Der Effekt ist je stärker, je steifer die Scheidewand ist (siehe Tab. 9). Die Gesamtumlagerung der horizontalen Erdbebenlast  $F_b$  auf die Scheidewände kann mit  $-9,69\% \sim \text{ca. } 10\%$  beziffert werden.

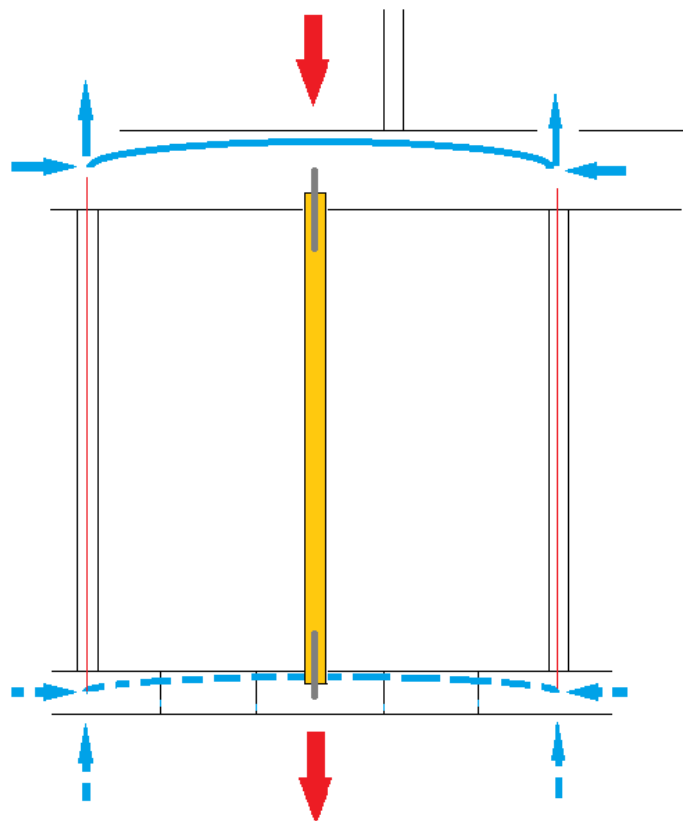


Abb. 109: Kraftübertragung durch Gewölbewirkung in MW-Wänden



Die Lastübertragung von den Pfeilern in den Wänden findet mit Hilfe der Schließen und Trämen statt. In den Mauerwerkswänden werden die Kräfte durch Gewölbewirkung (Bogenwirkung) übertragen. Die Querwände werden mit den Auflagerreaktionen der Bögen belastet. Diese Art der Lastübertragung findet sich auch in der Eurocode EN 1996-1 wieder.

In der Längsrichtung des Gebäudes, wo praktisch nur die Wandabschnitte der Mittelmauer echte Schubwände bilden, ergibt sich eine Umlagerung der horizontalen Erdbebenlast  $F_b$  von -3,85% von den Pfeilern auf die Mittelmauer. Das ist weniger als bei der Querrichtung, wie sich das auch beim Vergleich der horizontalen Verformungen gezeigt hat (Tab. 8). Das hat damit zu tun, dass die Parapete in beiden Modellen, mit Schließen und ohne solche, gleich steif sind und die Deckenfelder durch die Scheidewände unterbrochen sind (Abb. 56). Dadurch ist die Verschließung in dieser Richtung weniger effektiv.

Die Kraftübertragung findet in der Längsrichtung durch die Scheibenwirkung der Tramdecke statt. (siehe auch Lateralversuche in situ). Das in sich, wegen der Bretterschalung steife Tramfeld, verformt sich entsprechend der Steifigkeit seiner Auflager gegen die meistens exzentrische Seitenkraft. Die Schließen können weiterhin axiale und schräge Zugkräfte übertragen.

Wünscht man sich, das Haus auszusteifen, kann man die Verschließung verstärken. In der Längsrichtung wäre es sinnvoll, die unterbrochenen Deckenfelder miteinander zu verbinden, z.B. mittels an die Träme verschraubten Stahlbändern 100/10 mm S235\_EN, wie nächste Abbildung zeigt:

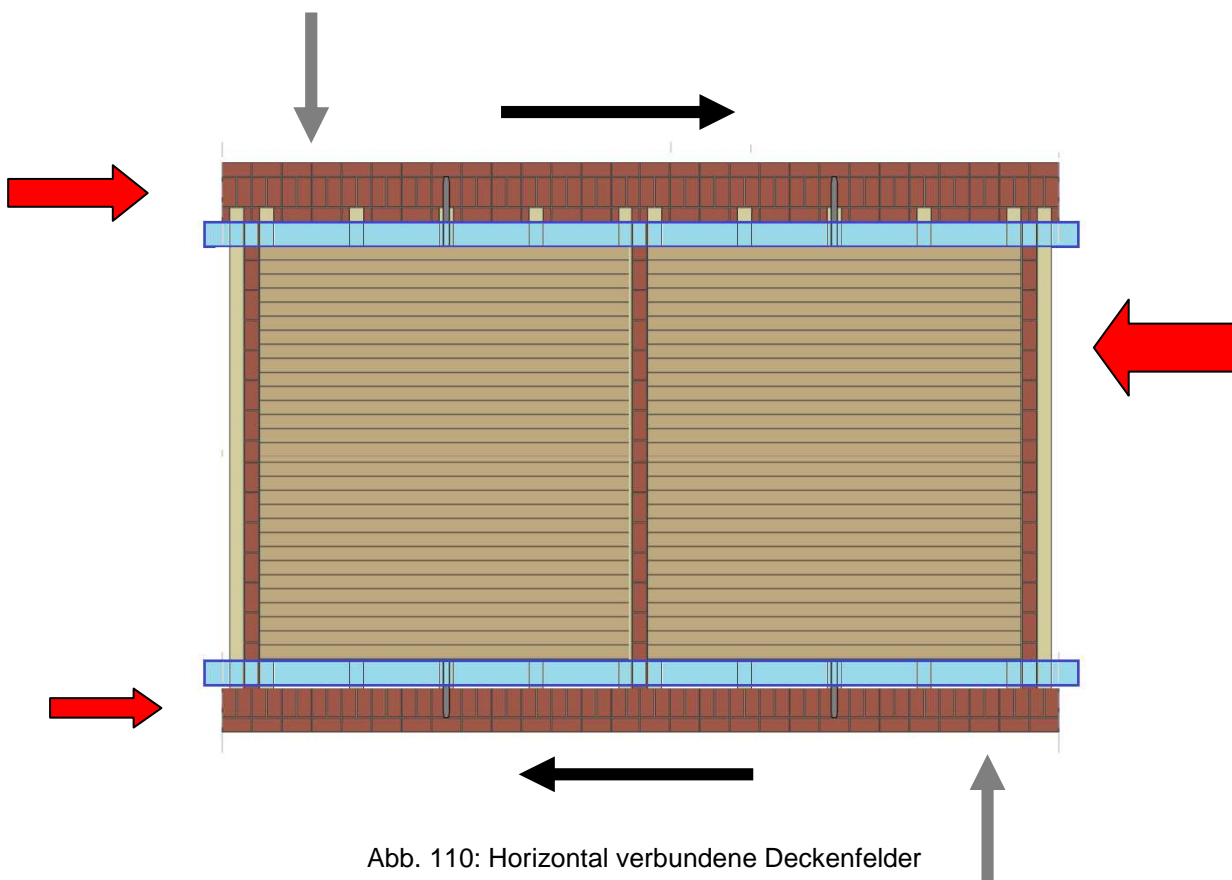


Abb. 110: Horizontal verbundene Deckenfelder



Auch die Verformungen der Bauteile können aus dem 3D-Modell berechnet werden, da das E-Modul aus Versuchen ermittelt und normenmäßig angesetzt werden kann. Im Falle der Anwendung einer verformungsorientierten Methode kann die Genauigkeit erhöht werden, wenn das Modell mit Zugausfall der Lager und/oder der Bettung gerechnet wird. Bei der beschriebenen Modellierung, mit Gelenken bei Stürzen und Parapeten und Ansatz des halbierten E-Moduls, ist der Effekt der Nicht-Linearität auf alle Fälle ausreichend berücksichtigt worden. Zur Abschätzung der Auslenkung der Bauteile können die Verformungen mit dem Verhaltensbeiwert  $q$ , falls dieser angesetzt wurde, multipliziert werden.

Es ist aber nicht möglich, die realen Spannungen des unbewehrten Mauerwerks direkt aus den verwendeten linearen 3D-Modellen abzulesen. Es ist aber möglich und zulässig, das Modell für die Verteilung der Kräfte in Gebäuden zu verwenden. Die zu den Bauteilen zugehörigen Kräfte können für die Berechnung der Beanspruchungen und Widerstände der Bauteile aus unbewehrtem Mauerwerk mit den Formeln der EN 1998-1 und EN 1998-3 verwendet werden.

Die Vergleichsberechnungen und die in situ Versuche am Abrisshaus E223 haben aber die These deutlich untermauert, dass die bestehenden Holzdecken in den Wiener Gründerzeithäusern, durch ihre Verschließung mit den Wänden und Pfeilern des Hauses, einen signifikanten Beitrag zur Aussteifung dieser Bauwerke auch im Lastfall Erdbeben leisten. Beim Forschungsprojekt Seismid [35] wurde durch dynamische Versuche auch die Kopplung der äußeren und inneren Wände des Tragwerks nachgewiesen, allerdings ohne ohne genaue Untersuchung der Verschließung.

So hat das Gebäude das sogenannte Seebeben im Jahre 1972 unbeschadet überstanden. Gemäß Tab. 8 ist die maximale horizontale Auslenkung des Hauses 9,44 mm bei voller Erdbebenkraft im Plateau des Bemessungsspektrums. Dem Seebeben wird in Fachkreisen eine Erdbebeneinwirkung von 40% - 60% des Bemessungsbebens zugeordnet. D.h. die horizontale Auslenkung des Hauses wäre näherungsweise  $0,60 \cdot 9,44 = 5,66$  mm.

Die zulässige maximale horizontale Auslenkung des Hauses ist bei 16 m Höhe der obersten Bestandsdecke  $u = 16 \cdot 1000 \cdot 0,004 = 64$  mm.

Mit einem Verhaltensbeiwert  $q = 1,5$  ergibt sich in der Querrichtung ein Erfüllungsfaktor von  $a = 64/q \cdot 5,66 = 7,54$  und bei Bemessungsbeben von  $a = 64/q \cdot 9,44 = 4,52$  für das intakte Haus. Im Zustand der wesentlichen Schädigung ergibt sich ein Erfüllungsfaktor von  $a = 64/q \cdot 16,59 = 2,57$  in Querrichtung und von  $a = 64/q \cdot 87,82 = 0,49$  in der Längsrichtung. Ohne Berücksichtigung der Verschließung ergibt sich im Zustand der wesentlichen Schädigung ein Erfüllungsfaktor von  $a = 64/q \cdot 97,35 = 0,44$  in der Querrichtung.

Der niedrigere Wert in der Längsrichtung im „gerissenen“ Haus beruht wesentlich von der Forderung der Eurocodes nach einem gelenkigen Anschluss der Parapete an die Pfeiler. Im intakten Haus ist der Erfüllungsfaktor in der Längsrichtung  $a = 64/q \cdot 6,48 = 6,59$ . Es lohnt sich, den Knoten Pfeiler-Parapet genauer zu erforschen.

Ebenso sind die Dippelbaumdecken hinsichtlich ihres Aussteifungsvermögens zu untersuchen.

# SCHLUSSFOLGERUNG

Wenn es um die richtige Bewertung der Trag- und Gebrauchstauglichkeit von Bestandsbauten geht, müssen alle Bauteile und Tragwerkselemente, welche einen Einfluss auf die Steifigkeit und Massenverteilung im Bestandshaus haben könnten, korrekt erfasst und modelliert werden. Nur auf diese Weise ist es möglich, Modelle aufzustellen, welche die Anforderungen der Eurocodes insbesondere der EN 1998-1 und EN 1998-3 erfüllen. Diese Anforderungen gelten sowohl für lineare als auch für nicht lineare Modelle und Berechnungsansätze.

Während in einem Neubau der erforderliche Widerstand planmäßig berücksichtigt werden kann, ist im Bestand der Widerstand vorgegeben. Nichtbeachtung von möglichen Tragreserven kann somit im Bestand mit erheblichem Aufwand und Kosten verbunden sein. Eine falsche Beurteilung der Verteilung der Erdbebenkräfte kann, neben wirtschaftlichen, auch sicherheitstechnische Nachteile haben, z.B. durch Überschätzung der Trag- und Gebrauchstauglichkeit mancher Bauteile.

Eine lang vernachlässigte Tragreserve in Wiener Gründerzeithäusern sind deren Holzdecken, welche mittels Eisenschließen mit den Pfeilern und den Wänden des Hauses verschlossen sind. Der Bauteil Pfeiler wird in den bisher veröffentlichten Behelfen zur Berechnung der Wiener Gründerzeithäuser im Lastfall Erdbeben kaum berücksichtigt.

Der Autor hat bereits 2008 realistische und gleichzeitig praxistaugliche Modelle für die Berechnung der Wiener Gründerzeithäuser im Lastfall Erdbeben vorgestellt. Dabei hat sich gezeigt, dass die Berücksichtigung der Holzdecken v.a. deren Verschließung mit den restlichen Bauteilen des Hauses wichtig ist, wenn es darum geht, plausible Ergebnisse zu berechnen.

In dieser Dissertation wurden Labor- und in situ-Versuche an Wiener Holzdecken und deren Verschließung herangezogen, welche der Autor im Auftrag gegeben hat oder von Kollegen unter seiner Mitwirkung durchgeführt wurden. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen wurden in einfachen statischen Stabmodellen und in einem 3D-Gebäudemodell verwendet und bei der D-A-CH 2013 Tagung in Wien und bei der D-A-CH 2015 in Zürich präsentiert.

Die in dieser Dissertation angestellten Vergleichsberechnungen gemäß Eurocodes, auf der Basis von wenigen aber eindeutigen Versuchsergebnissen, auch an einem Abbruchhaus, haben einen signifikanten Einfluss der Wiener Holzdecken durch deren Verschließung auf das Tragverhalten der Wiener Gründerzeithäuser im Lastfall Erdbeben gezeigt. V.a. für die Pfeiler der Außen- und Tragwände ist diese Art der Koppelung von großer Bedeutung und somit in baustatischen und bauldynamischen Modellen zu berücksichtigen.

Wien, Jänner 2016

Dipl.-Ing. Dimitrios Stefanoudakis

# QUELLENVERZEICHNIS

## LITERATUR

- [1] Bachmann H., Erdbebensicherung von Bauwerken, 2002 Birkhäuser Verlag, Basel
- [2] Meskouris K., Hinzen K-G., Bauwerke und Erdbeben, 2003 Vieweg Verlag, Wiesbaden
- [3] Pech A., Kolbitsch A., Zach F., Tragwerke, 2007 Springer Verlag, Wien
- [4] Eurocodes EN 1990-1999, CEN Europäisches Komitee für Normung, Brüssel, Stand März 2013.
- [5] ÖNORM B 1990-1999, Austrian Standards Institute, Wien, Stand März 2013
- [6] ONR 24009, Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Hochbauten , Austrian Standards Institute, Wien, Stand März 2013
- [7] Merkblatt „Statische Vorbemessung“, Magistratsabteilung 37, Wien, Stand 31. März 2008
- [8] Krakora, A. et-al. (2008). Erdbebenbeanspruchung eines Gründerzeithauses mit Dachgeschoßausbau „Leicht“. Ermittlung der Kapazität des Bestandes und Nachweis der horizontalen Lastabtragung zufolge Zusatzlasten. E03-18072008, ArchIng, Wien.
- [9] Evaluation of Simplified Models for Lateral Load Analysis of Unreinforced Masonry Buildings Andreas J. Kappos; Gregory G. Penelis; and Christos G. Drakopoulos, JOURNAL OF STRUCTURAL ENGINEERING / JULY 2002
- [10] Stefanoudakis, D., et-al. (2008). Erdbebenbeanspruchung eines Gründerzeithauses, Untersuchung des Zustandes des Gebäudes vor- und nach einem DG-Ausbau mittels Fachwerksmodell (CAT). ArchIng, Wien
- [11] Pech, A. (2010). Forschungsprogramm zur Verifizierung der konstruktiven Kennwerte von altem Vollziegelmauerwerk nach EC 6., 176.02\_N0249\_P2009-174 G1, Wien
- [12] Fleischer, G., (2009). Untersuchung der Verbindungssteifigkeiten zwischen typischen Deckenkonstruktionen und Wandbauteilen von Gründerzeithäusern in situ. 200599\_Innovationsscheck-Endbericht, ofi\_Österreichisches Forschungsinstitut für Chemie und Technik, Wien.
- [13] Hollinsky, KH., (2011). Vor-Ort-Untersuchungen, Messungen und Modell-Berechnungen zum wirklichkeitsnahen Nachweis der Erdbebensicherheit von Wiener Gründerzeithäusern und Strategien zu deren Ertüchtigung, Projektforum Wiener Baukultur, Wien.

- [14] Winter, W. (2012). Experimentelle Abschätzung der tatsächlichen Verbindungssteifigkeiten zwischen typischen Tramdeckenkonstruktionen und Wandbauteilen von Gründerzeithäusern. 20120803\_Innovationsscheck-Endbericht, Institut für Architekturwissenschaften Tragwerksplanung und Ingenieurholzbau, Technische Universität Wien
- [15] Hollinsky, KH., et-al. (2013-2014). Protokolle und Daten Vor-Ort-Untersuchungen Engerthstraße 223, A-1020 Wien
- [16] Jäger W., Marzahn G., Mauerwerk Bemessung nach DIN 1053-100, 2010 Verlag Ernst & Sohn, Berlin
- [17] Stefanoudakis D., Erdbebensicherheit von Gründerzeithäusern aus der Sicht eines Tragwerksplaners, 13. D-A-CH Tagung für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik (D-A-CH 2013), C. Adam, R. Heuer, W. Lenhardt & C. Schranz (Hrsg.), 29.-30. August 2013, Wien, Beitragsnr.84
- [18] Bargmann H., Historische Bautabellen, Normen und Konstruktionshinweise 1870-1960, 2008 Werner Verlag
- [19] PLANAT: ANWENDUNG DES RISIKOKONZEPTS: PROZESS ERDBEBEN, B. Duvernay, N. Bischof, CH  
[http://www.planat.ch/fileadmin/PLANAT/planat\\_pdf/alle\\_2012/2006-2010/PLANAT\\_2009\\_-\\_Risikokonzept\\_fuer\\_Naturgefahren.pdf](http://www.planat.ch/fileadmin/PLANAT/planat_pdf/alle_2012/2006-2010/PLANAT_2009_-_Risikokonzept_fuer_Naturgefahren.pdf)
- [20] GRUEFF Endbericht, F. Oettl Bericht 51/201, bmvit,  
<http://www.gruenderzeitplus.at/downloads/GRUEFFendbericht1v22.pdf>
- [21] ERLÄUTERUNG 06/2014, Über die Zustandsaufnahme gemäß ÖNORM B 1998-3 und ONR 24009 in Wiener Gründerzeithäusern, Wien, am 01.04.2014, Herausgeber: Fachgruppe Bauwesen der LK W/Nö/Bgld.
- [22] ERLÄUTERUNG 02/2013, Über die Kompensation von Schubwänden in Wiener Gründerzeithäusern-Allgemeine Grundlagen, Wien, am 17.08.2013, Herausgeber: Fachgruppe Bauwesen der LK W/Nö/Bgld.
- [23] Hurtig E., Stiller H., Erdbeben und Erdbebengefährdung, Akademie-Verlag, Berlin 1984
- [24] Werkle H., Finite Elemente in der Baustatik, Statik und Dynamik der Stab- und Flächentragwerke, Vieweg, Wiesbaden
- [25] Schuller R., Spannungs- und Stabilitätsberechnung von Rahmentragwerken, Verlag Ernst & Sohn 1974

## WEB-QUELLEN

- [26] <http://www.usgs.gov/> The United States Geological Survey
- [27] <http://www.zamg.ac.at/> Zentralanstalt für Meteorologie und Geodynamik (ZAMG)
- [28] <http://wien.arching.at/> Kammer der Architekten und Ingenieurkonsulenten für Wien, Niederösterreich und Burgenland
- [29] <http://de.wikipedia.org/> Wikipedia freie Enzyklopädie
- [30] <http://www.jcss.byg.dtu.dk/>, „probabilistic model code“ der „Joint Committee on Structural Safety“

## SOFTWARE

- [31] InfoCad Programmsystem ab Version 11.0 <http://www.infograph.de/>
- [32] Mathcad 15.0 Copyright © 2011 Parametric Technology Corporation  
<http://de.ptc.com/>
- [33] Microsoft Office ab Version 2003 <http://office.microsoft.com/>

## FOTOQUELLEN

- [34] dapd Nachrichtenagentur

ANM.: Die Quellenangaben erfolgten nach bestem Wissen und Gewissen. Sollte eine Quelle übersehen worden sein, ist dies unbeabsichtigt geschehen.

## FORSCHUNGSPROJEKTE

- [35] Forschungsprojekt Seismid®, Seismische System Identifikation für das Wiener Becken.  
<http://www.seismid.com/> Siehe auch Buch: G. Achs, Ch. Adam, H. Wenzel et.al., Erdbeben im Wiener Becken, Wien Oktober 2011.

# ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abb. 1:	Karte der aktiven Vulkane, tektonischen Platten, „Ring of Fire“ [26] .....	4
Abb. 2:	Kurzfassung der Europäischen Makroseismischen Skala 1998 (EMS-98),.....	5
Abb. 3:	Grafik Anzahl der in Österreich gefühlten Erdbeben pro Jahr [27] .....	6
Abb. 4:	Verspürte Erdbeben 2000 - 2011.....	7
Abb. 5:	Epizentrenkarte der stärkeren Erdbeben Österreichs .....	7
Abb. 6:	Liste österreichischer Erdbeben, die seit dem Jahr 1972 Gebäudeschäden verursacht haben.....	8
Abb. 7:	Starke Bebenschäden in Österreich - 1590 Wien, .....	10
Abb. 8:	Tabelle Bauwerkstyp und Verletzlichkeitsklassen [19] .....	11
Abb. 9:	Hier ein Beispiel aus Italien, Emilia-Romagna Beben 20. Mai 2012.....	12
Abb. 10:	Grafik über Gebäude, errichtet bis 1918 [20] .....	14
Abb. 11:	Straßenfassade .....	15
Abb. 12:	Schnitt in Querrichtung .....	16
Abb. 13:	Grundriss Keller.....	16
Abb. 14:	Grundriss Parterre .....	17
Abb. 15:	Grundriss 1. Stock .....	17
Abb. 16:	Grundriss 2. Stock.....	18
Abb. 17:	Grundrisse 3. und 4. Stock .....	18
Abb. 18:	Grundrisse und Schnitt, einfeldriges Gebäude .....	19
Abb. 19:	Eisenschließen .....	20
Abb. 20:	ONR 24009: B.5 Walzstahl [6].....	21
Abb. 21:	Tabelle über charakteristische Werte von Walzstahl [6].....	22
Abb. 22:	Hölzerne Deckenkonstruktionen.....	23
Abb. 23:	Aufbau einer üblichen Tramdecke .....	24
Abb. 24:	Trambalken mit Eisenschließen verbunden .....	24
Abb. 25:	Übersicht Eurocodes [4] .....	25
Abb. 26:	E03 Einflussflächen der Feuermauer und einer Scheidewand [8] .....	27
Abb. 27:	CAT - Fachwerksmodell [10], [9].....	27
Abb. 28:	Untersuchungspunkte [21].....	29
Abb. 29:	Akzeptable Zuverlässigkeit für Bestandsbauten bei außergewöhnlichen Einwirkungen und Erdbeben ÖNORM B 1998-3:2013, Tabelle A.1. [5] .....	30
Abb. 30:	Personenanzahl und Zeitfaktor je Nutzungsmerkmal [5].....	31
Abb. 31:	Zusammenhang zwischen Erdbebenerfüllungsfaktor und Versagenswahrscheinlichkeit [5], [19].....	31



Abb. 32: Einmassenschwinger [1].....	33
Abb. 33: Bauwerk mit Grundschwingungsformen und Verteilung der Ersatzkraft [1].....	34
Abb. 34: Ermittlung der Schnittkräfte am Bauwerk [1].....	35
Abb. 35: Ermittlung von elastischen Antwortspektren [23] .....	38
Abb. 36: Bedeutungskategorien [4,5].....	39
Abb. 37: Tabelle Zonengruppe und Bedeutungskategorie [4], [5] .....	39
Abb. 38: Tabelle Baugrundklassen [4], [5] .....	40
Abb. 39: Zoneneinteilung in Österreich [5].....	40
Abb. 40: ÖNORM B 1998-1:2011: A.1 Isolinien der Referenzbodenbeschleunigung agR in m/s <sup>2</sup> [5] .....	41
Abb. 41: Zonengruppe Wien [5] .....	41
Abb. 42: Bild 3.2 EN 1998 - Empfohlene elastische Antwortspektren vom Typ 1 für Baugrundklassen A bis E (für 5 % Dämpfung) [4].....	42
Abb. 43: Parameterwerte zur Beschreibung der empfohlenen elastischen Antwortspektren vom Typ 1 [4] .....	42
Abb. 44: Bild B.1a - Geeignetes System, B.1b - Ungeeignetes System, Bild B.1 - Geeignetes und ungeeignetes System für eine Näherungsberechnung [5].....	45
Abb. 45: Auszug aus der EN 1990:2002 (D) [4] .....	45
Abb. 46: Auswirkungen der konstruktiven Regelmäßigkeit auf die Erdbebenberechnung und Erdbebenauslegung [4].....	46
Abb. 47: Verhaltensbeiwert.....	46
Abb. 48: Bauwerkstypen und Höchstbeiträge der Verhaltensbeiwerte [4], [5] .....	47
Abb. 49: Fachwerks-Stab- und Schalenelemente im 3D-Modell .....	51
Abb. 50: Visualisiertes 3D-Modell eines Wiener Gründerzeithauses.....	52
Abb. 51: Ersatzstab als Kragarm .....	53
Abb. 52: Eisenschließenverbindung im Schnitt .....	54
Abb. 53: Eisenschließenverbindung.....	54
Abb. 54: Eisenschließenverbindung bei zweifeldrigen Häusern .....	55
Abb. 55: Axonometrie eines Gründerzeitzimmers .....	55
Abb. 56: Deckenfeld des Zimmers in Draufsicht .....	56
Abb. 57: Modularer Aufbau eines „typischen“ Gründerzeithauses .....	56
Abb. 58: Die Funktion der Schließe wird anhand eines einfachen statischen Modells erklärt ..	57
Abb. 59: 6 Laborversuche an Prüfkörpern [14].....	59
Abb. 60: Ergebnisse aus Probe 1A.....	61
Abb. 61: Ergebnisse aus Probe 2B.....	62
Abb. 62: Ergebnisse aus Probe 3C.....	63

Abb. 63: Ergebnisse aus Probe 4D .....	64
Abb. 64: Ergebnisse aus Probe 5E .....	65
Abb. 65: Ergebnisse aus Probe 6F .....	66
Abb. 66: Vereinfachte Ermittlung des Verschiebungsmoduls .....	67
Abb. 67: Ermittlung des Verschiebungsmoduls mittels Kurvenanpassung .....	68
Abb. 68: Ermittlung des elastischen Verschiebungsmoduls mittels Trendlinienanpassung .....	68
Abb. 69: Lösung der Arbeitsgleichungen in MathCad .....	70
Abb. 70 und 71: freigelegte SchlieÙe und Versuchsanordnung [15].....	71
Abb. 72: SchlieÙenversuch mit Schalung [15].....	71
Abb. 73: SchlieÙenversuch ohne obere Schalung [15].....	72
Abb. 74: SchlieÙenversuche Vergleich .....	72
Abb. 75: Deckenfeld mit freigelegten Trämen [13] .....	75
Abb. 76: Kraftpresse- und Messeinrichtung im Deckenfeld [13].....	75
Abb. 77: Die Tabelle zeigt die Mittelwerte je Objekt [13] .....	76
Abb. 78: Grafische Darstellung der Ergebnisse [13] .....	76
Abb. 79: Die Auswertung der Lateralversuche .....	77
Abb. 80: FEM-Modell der EisenschlieÙe .....	78
Abb. 81: Belastung und Verformung des einfachen FEM-Modells .....	79
Abb. 82: gelenkig gekoppelte Trambalken.....	80
Abb. 83: Lateralverschiebung, Verformungsfigur .....	81
Abb. 84: Lateralkraft, zugehörige Auflagerkräfte .....	81
Abb. 85: Ein-Stab-Modell.....	82
Abb. 86: Knotenverformung axial.....	83
Abb. 87: Axialkraft .....	85
Abb. 88: Trambfeldmodell mit FEM-Stäben .....	86
Abb. 89: Bild des Hauses [15].....	88
Abb. 90: Freigelegte durchgehende SchlieÙe in der Mittelmauer [15].....	89
Abb. 91: Versuchswand W12 und W13, Schnitt, Ansicht [15] .....	91
Abb. 92: Lasteinleitungsanordnung [15].....	91
Abb. 93: Lasteinleitungsanordnung - Details [15].....	92
Abb. 94: Lasteinleitungsanordnung in Versuchswand [15].....	93
Abb. 95: Geodätische Messpunkte, Marken-Außenwand, Straße [15] .....	94
Abb. 96: Modell Bestandshaus ohne Träme und SchlieÙen.....	95
Abb. 97: Versuch 1, Horizontalverschiebung der Versuchswand bei 180 kN .....	96

Abb. 98: Versuch 6, Horizontalverschiebung der Versuchswand bei 70 kN .....	97
Abb. 99: Ausgeschnittener Pfeiler der Mittelmauer 150/60cm, Modell .....	97
Abb. 100: Verformung des Pfeilers mit Schließen.....	98
Abb. 101: Verformung des Pfeilers ohne Schließen, im Firstbereich gehalten .....	98
Abb. 102: Kraftverformungskurven .....	99
Abb. 103: Intaktes Haus mit Trämen mit Eisenschließen.....	100
Abb. 104: Intaktes Haus, Horizontalauslenkung in Querrichtung .....	101
Abb. 105: Intaktes Haus, Horizontalauslenkung in Längsrichtung.....	102
Abb. 106: Haus ohne Schließen, Horizontalauslenkung in Querrichtung .....	103
Abb. 107: Haus ohne Schließen Horizontalauslenkung in Längsrichtung .....	104
Abb. 108: Bezeichnung der Schubwände im Regelgeschoß.....	106
Abb. 109: Kraftübertragung durch Gewölbewirkung in MW-Wänden .....	108
Abb. 110: Horizontal verbundene Deckenfelder.....	109
Abb. 111: Horizontal verbundene Deckenfelder, Pfeilerauslenkung.....	110

Ich habe mich bemüht, sämtliche Inhaber der Bildrechte ausfindig zu machen und ihre Zustimmung zur Verwendung der Bilder in dieser Arbeit eingeholt. Sollte dennoch eine Urheberrechtsverletzung bekannt werden, ersuche ich um Meldung an mich.

# TABELLENVERZEICHNIS

Tab. 1: Übersicht über die für diese Dissertation relevanten Normen, die zum Zeitpunkt der Entstehung dieser Arbeit, Februar 2013 - Oktober 2014, gültig waren.....	36
Tab. 2: Ergebnisse der Dichte- und Holzfeuchtebestimmung [14].....	66
Tab. 3: Koeffizienten der Arbeitsgleichungen.....	69
Tab. 4: Berechnungsparameter des einfachen FEM Modells.....	78
Tab. 5: Materialkennwerte Mauerwerk.....	90
Tab. 6: Zusammenfassung der relevanten Versuche.....	94
Tab. 7: Vergleich zwischen Messung und Berechnung in Lastleitungsbereich.....	99
Tab. 8: Zusammenfassung der Ergebnisse der 3D-Modellberechnungen.....	105
Tab. 9: Verteilung der Erbebenlast in den Schubwänden.....	107

# APPENDIX A

## Berechnung des 3D-Gebäudemodells

Lastannahmen [8]

### Decken

#### Ständige Last:

Eigengewicht + Aufbau der bestehenden Decken:

Decke über EG bis Decke über 3.OG:

Tramdecke, Beschüttung, Belag 2,3 kN/m<sup>2</sup>

Decke über 4.OG:

Doppelbaumdecke 3,5 kN/m<sup>2</sup>

Dach (auf Horizontale) 0,7 kN/m<sup>2</sup>

#### Veränderliche Last:

Decke über EG bis Decke über 3.OG:

$q_k = 2,00 \text{ kN/m}^2$  (Kategorie A1 nach ÖNORM B 1991-1-1:2003)

(Zwischenwände gehen mit dem tatsächlichen Gewicht in die Berechnung ein)

Decke über 4.OG: (Dachboden Bestand)

$q_k = 1,00 \text{ kN/m}^2$

Die Nutzlasten werden für die seismischen Massen entsprechend der Kategorie Wohn- und Bürogebäude mit dem  $\psi_2$  - Faktor von 0,3 berücksichtigt.

(eine Nutzlastabminderung gem. ÖNORM EN 1991-1-1, Pkt. 6.3.1.2 wird zur Vereinfachung nicht durchgeführt, wäre aber möglich)

### Wände

$g_k$  :

d = 15 cm 3,10 kN/m<sup>2</sup>

d = 30 cm 5,80 kN/m<sup>2</sup>

d = 45 cm 8,50 kN/m<sup>2</sup>

d = 60 cm 11,20 kN/m<sup>2</sup>

## Erdbebeneinwirkung [8]

### Bedeutungskategorie II

$$\gamma_I = 1,0$$

Horizontale Bodenbeschleunigung:

$$a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$$

Erdbebenzone:	3
Sicherheitsklasse:	1
Referenzbodenbeschleunigung:	$a_{gR} = 0,8 \text{ m/s}^2$

Gesamterdbebenkraft:

$$F_b = S_d(T) \times m \times \lambda$$

mit

$$S_d(T) = a_g \times S \times 2,5/q = 1,6 \text{ m/s}^2$$

vereinfacht am oberen Plateau angenommen

$$\lambda = 0,85 \dots \text{Korrekturbeiwert}$$

$$a_g = 0,8 \text{ m/s}^2$$

$$m = 2.488.166,0 \text{ kg}$$

$$q = 1,5 \dots \text{Verhaltensbeiwert}$$

$$S = 1,2 \dots \text{Bodenparameter}$$

### Summe der aufgebrachten Lasten und Auflagerreaktionen

LF.	Bezeichnung	F <sub>x</sub> [kN]	F <sub>y</sub> [kN]	F <sub>z</sub> [kN]
1	G Modell	0,000	0,000	16401,809
	Auflagerreaktionen	0,000	0,000	16401,809
2	P <sub>y</sub>	0,000	2624,289	19597,242
	Auflagerreaktionen	0,000	2624,289	19597,242
3	P <sub>x</sub>	2624,289	0,000	19597,242
	Auflagerreaktionen	2624,289	-0,000	19597,242

F<sub>x</sub> = F<sub>y</sub> = horizontale Erdbebenlasten F<sub>b</sub> in kN im 3D-Gebäudemodell

Alle vier Vergleichsmodelle wurden gemäß Eurocodes mit dem gerissenen (halbierten) Elastizitätsmodul des Mauerwerks und mit den Parapeten und Stürzen als Koppelbalken zwischen eingespannten Pfeilern und Wänden modelliert. Da gelenkige Koppelbalken erhebliche Zugkräfte übertragen, werden im CATS-Modell die Koppelbalken elastisch angeschlossen, damit die maximale Zugkraft den maximalen Schubwiderstand des Koppelbalkens an das Mauerwerk (Parapet + Sturz) übertragen kann. Die Federsteifigkeit bzw. das Verschiebungsmodul des Anschlusses errechnet sich wie folgt:

#### Zugkraft in Parapet und Sturz

Statische Länge Parapet	$L_p := 1.50$	m	
Höhe Parapet und Sturz	$H_p := 1.50$	m	
Auflagertiefe	$T_p := 100$	mm	
Eigengewicht 30 cm MW	$g_p := 5.8$	kN/m <sup>2</sup>	
Statische Länge Decke	$L_D := 5.35$	m	+
Eigengewicht Decke	$g_D := 2.30$	kN/m <sup>2</sup>	
Nutzlast Decke	$q_D := 2.00$	kN/m <sup>2</sup>	$\psi_2 := 0.3$

Schubwiderstand im Auflagerknoten = Zugkraft in Parapet

Anfangsscherfestigkeit  $f_{vk0} := 0.10$  MN/m<sup>2</sup>

Auflagerkraft des Einfeldträgers

$$N_{d_p} := \frac{L_p \cdot H_p \cdot g_p}{2} + (g_D + \psi_2 \cdot q_D) \cdot \frac{L_D}{2} \cdot \frac{L_p}{2} \quad N_{d_p} = 12.343 \quad \text{kN}$$

$$V_{Rp} := 0.4 \cdot N_{d_p} + \frac{f_{vk0} \cdot T_p^2}{1000} \quad V_{Rp} = 5.937 \quad \text{kN}$$

Bei einer Rissbreite von 5 mm ist der Verschiebungsmodul

$$C_p := \frac{0.001 \cdot V_{Rp}}{0.005} \quad C_p = 1.187 \quad \text{MN/m}$$

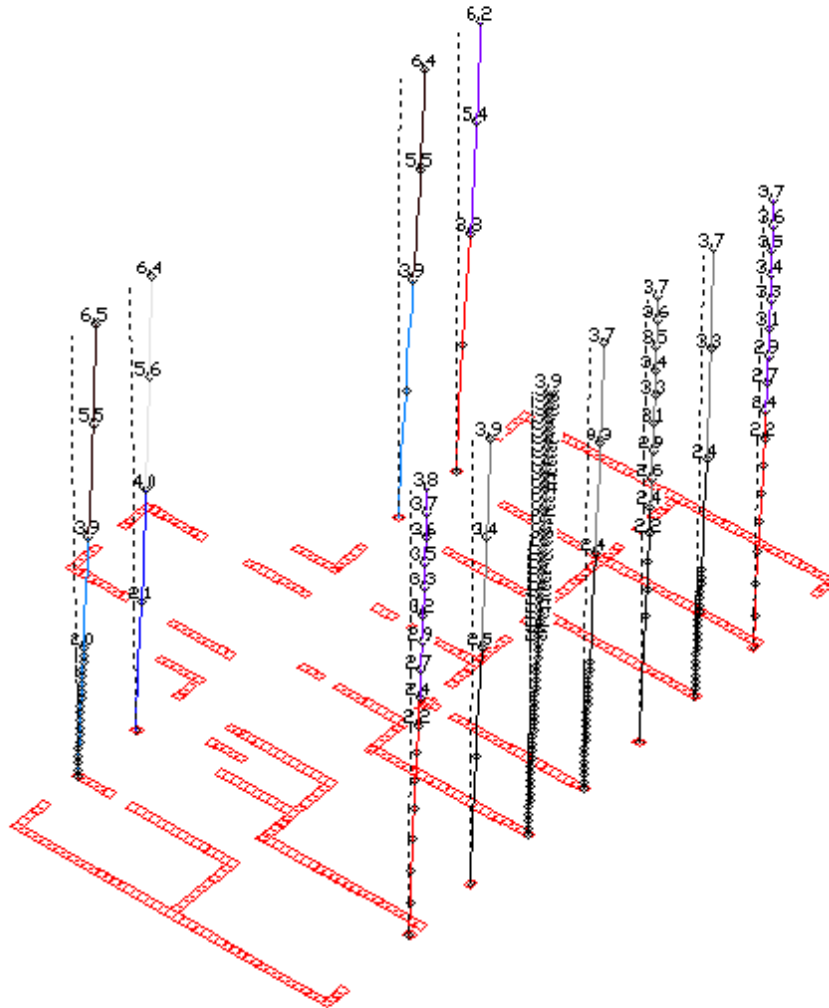
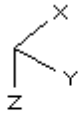
Gewähltes axiales Verschiebungsmodul für das Parapet  $C_p = 1$  MN/m.

Um numerische Stabilitätsprobleme zu vermeiden, werden für alle Parameter des Anschlusses der Koppelbalken an die Pfeiler der gleiche Verschiebungsmodul  $C_p = 1$  MN/m gewählt. Die Schnittkräfte sind, bis auf die kleinere Zugkraft, vergleichbar mit einem gelenkigen Anschluss.



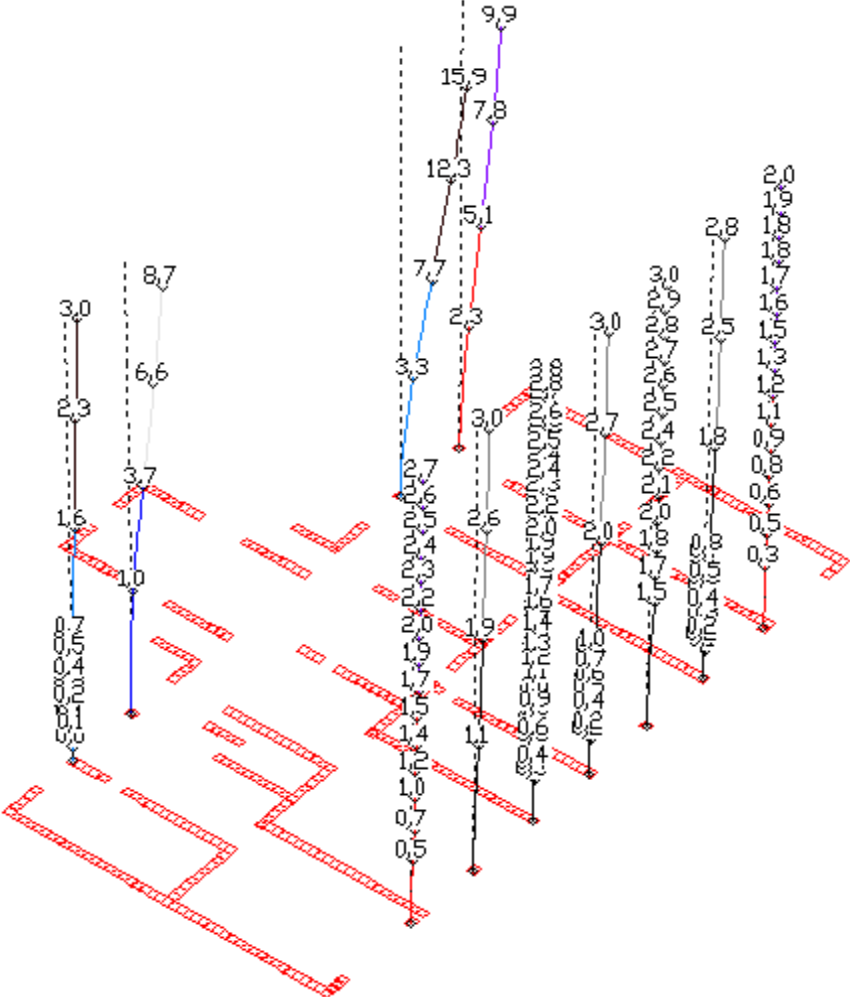
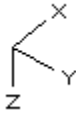


## 1.2 Intaktes Haus Horizontalauslenkung der Außenwandpfeiler- Längsrichtung



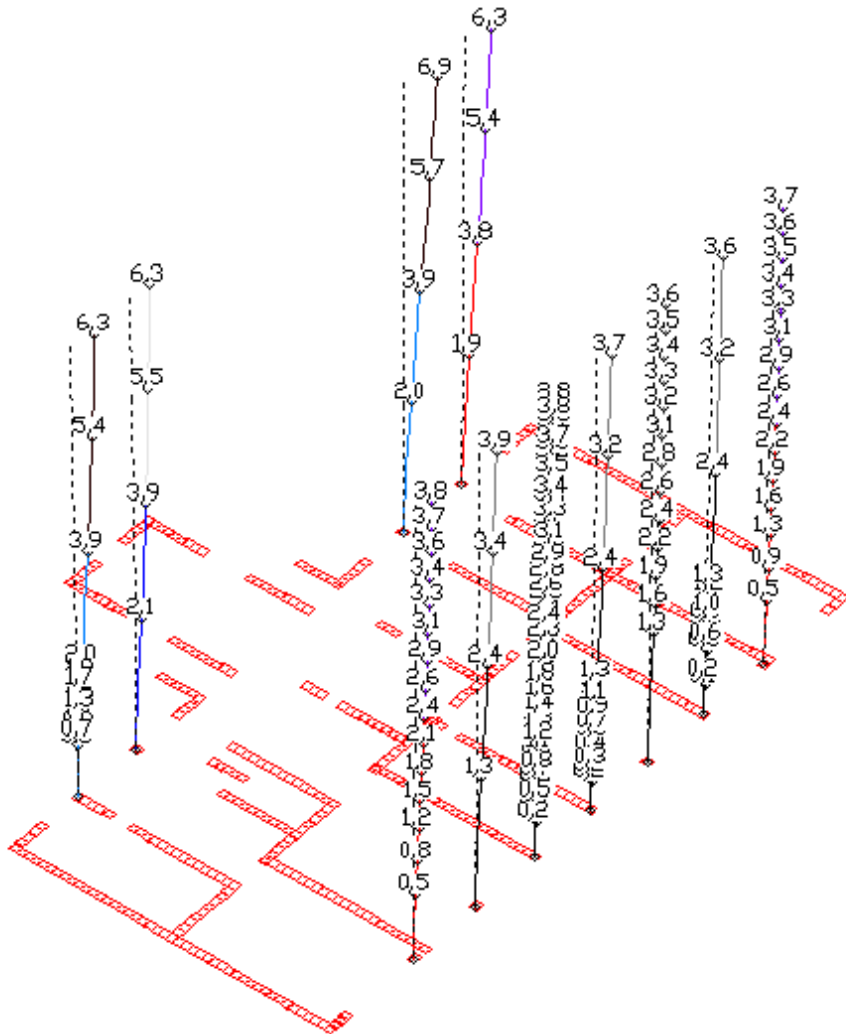
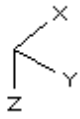
LF 3: Px  
Deformationen u [mm], Faktor = 141,3  
Wertebereich (Teilsystem, min/max): 0,00/6,48 [mm]

2.1 Intaktes Haus ohne Schließen Horizontalauslenkung der Außenwandpfeiler-Querrichtung



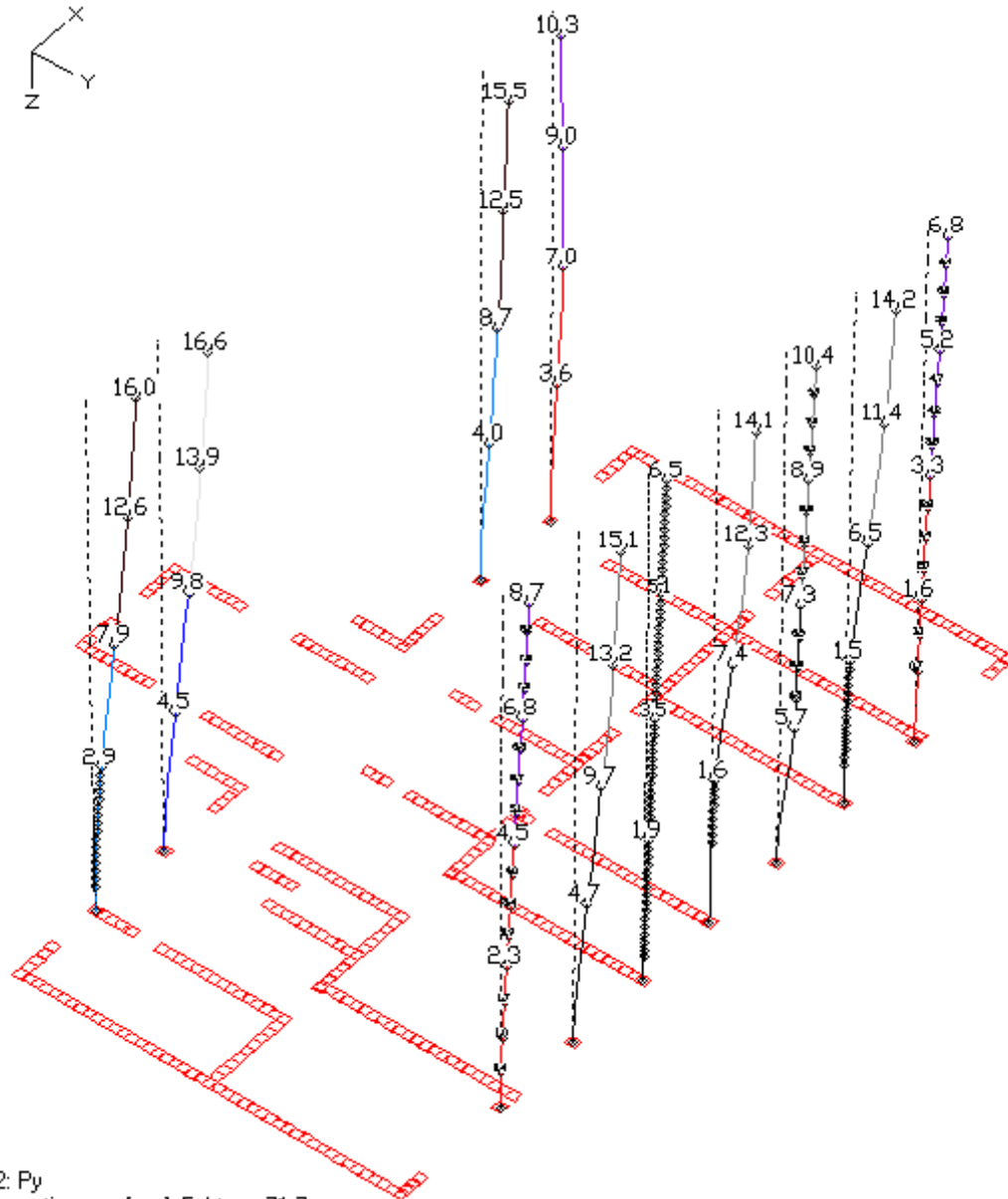
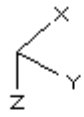
LF 2: Py  
 Deformationen u [mm], Faktor = 147.2  
 Wertebereich (Teilsystem, min/max): 0,00/15,87 [mm]

## 2.2 Intaktes Haus ohne Schließen Horizontalauslenkung der Außenwandpfeiler-Längsrichtung



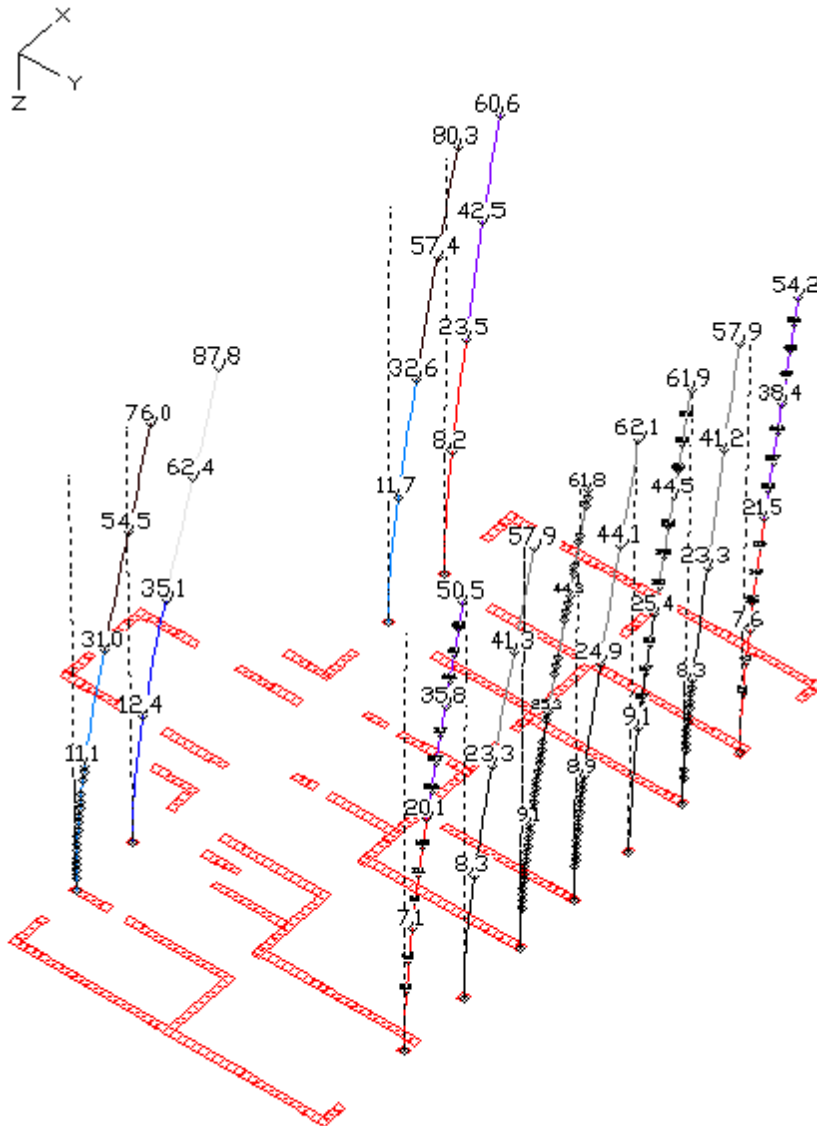
LF 3: Px  
Deformationen u [mm], Faktor = 141,1  
Wertebereich (Teilsystem, min/max): 0,00/6,85 [mm]

### 3.1 Gerissenes Haus mit Schließen Horizontalauslenkung der Außenwandpfeiler-Querrichtung



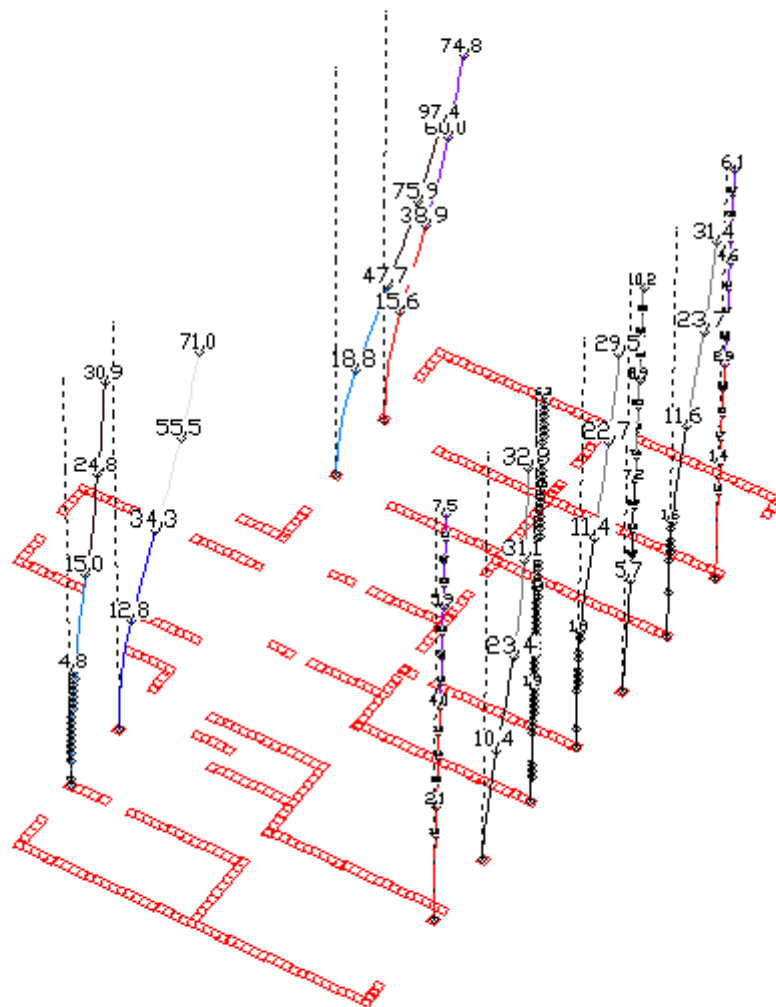
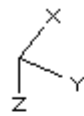
LF 2: Py  
Deformationen u [mm], Faktor = 71,7  
Wertebereich (Teilsystem, min/max): 0,00/16,59 [mm]

### 3.2 Gerissenes Haus mit Schließen Horizontalauslenkung der Außenwandpfeiler-Längsrichtung



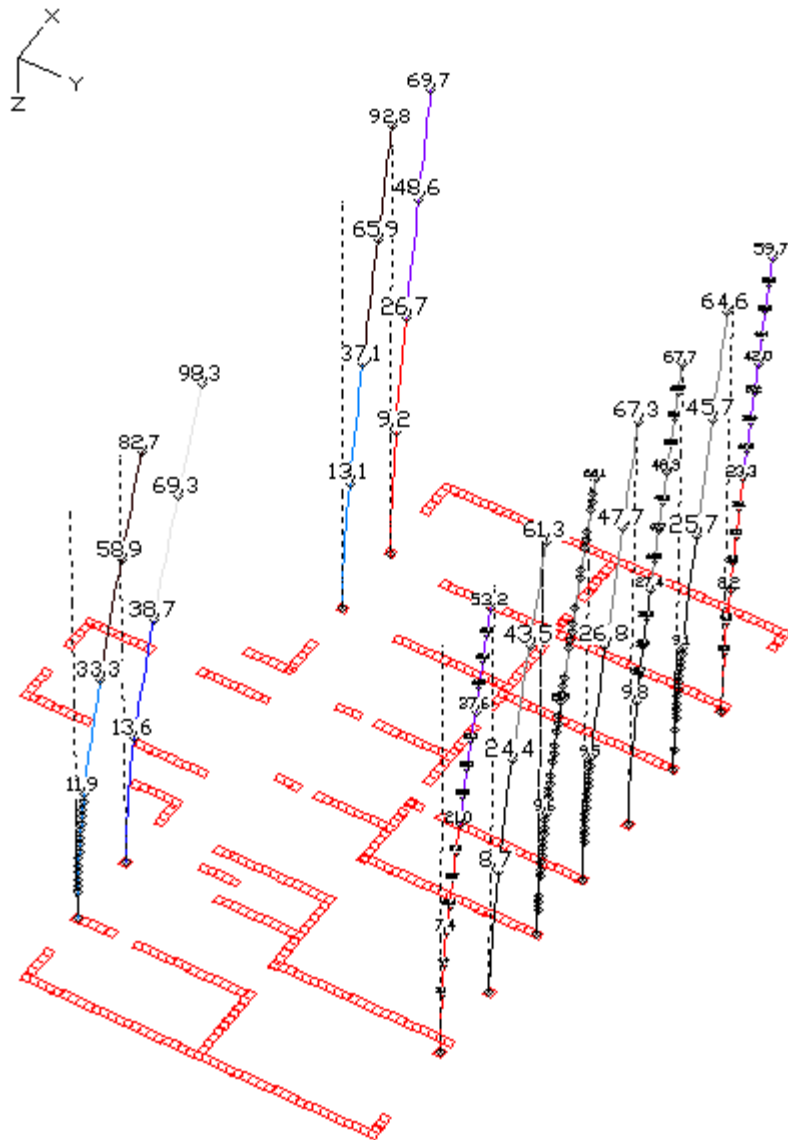
LF 3: Px  
Deformationen u [mm], Faktor = 40,6  
Wertebereich (Teilsystem, min/max): 0,00/87,82 [mm]

#### 4.1 Gerissenes Haus ohne Schließen Horizontalauslenkung der Außenwandpfeiler-Querrichtung



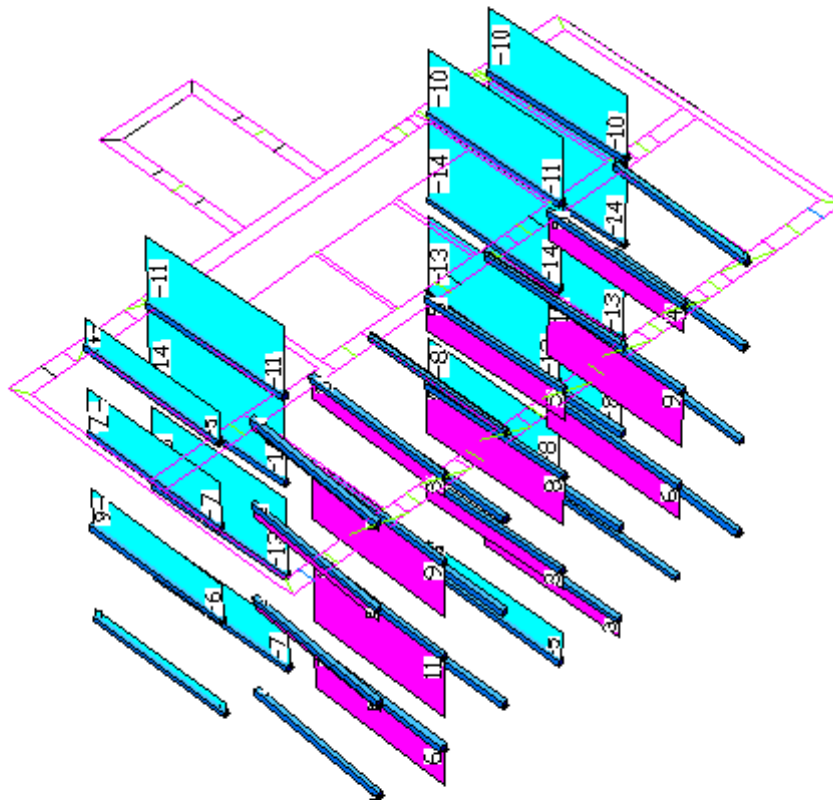
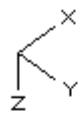
LF 2: Py  
Deformationen u [mm], Faktor = 36,7  
Wertebereich (Teilsystem, min/max): 0,00/97,35 [mm]

#### 4.2 Gerissenes Haus ohne Schließen Horizontalauslenkung der Außenwandpfeiler-Längsrichtung



LF 3: Px  
Deformationen u [mm], Faktor = 36,3  
Wertebereich (Teilsystem, min/max): 0,00/98,29 [mm]

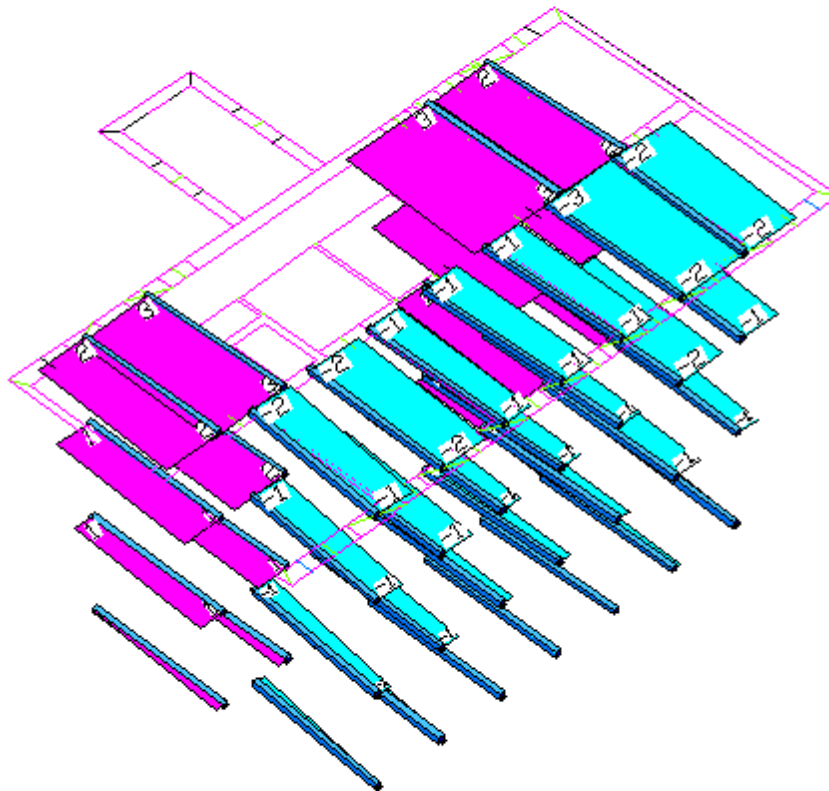
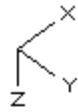
# Axialkräfte der Träme mit Eisenschließen in Querrichtung des „gerissenen“ Hauses



LF 2: Py  
Schnittgrößen Nx [kN]  
Wertebereich (Teilsystem, min/max): -14,29/10,72 [kN]



## Lateral- (Quer-) Kräfte der Träme mit Eisenschließen in Längsrichtung des „gerissenen“ Hauses



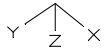
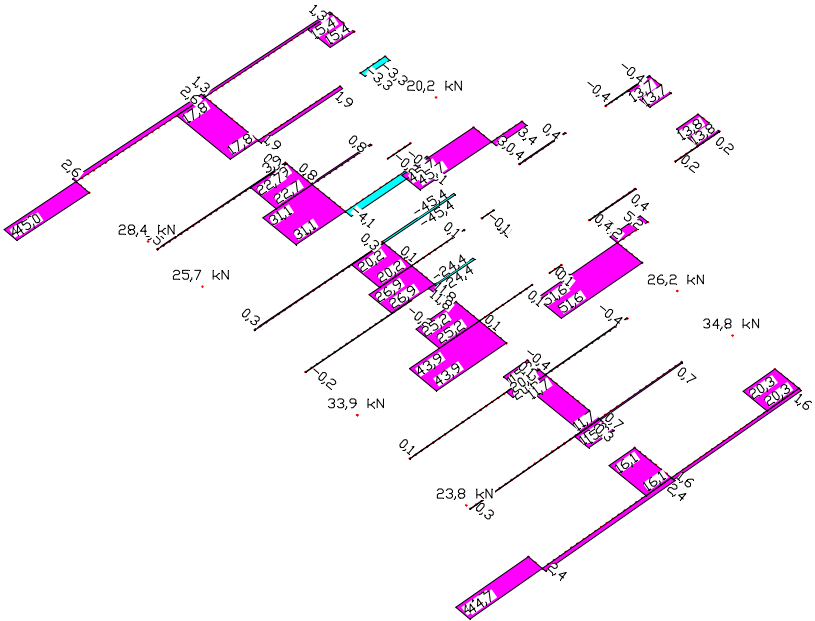
LF 3: P<sub>x</sub>  
Schnittgrößen Q<sub>y</sub> [kN]  
Wertebereich (Teilsystem, min/max): -2,64/3,47 [kN]

Die berechneten Axialkräfte der Träme mit Eisenschließen entsprechen größenordnungsmäßig den im Labor ermittelten Kräften. D.h., das Aussteifungsvermögen der Eisenschließen-/Tramverbindung ist nicht ausgeschöpft im „ungerissenen“ intakten Haus. Durch den Einfluss der Schalung wurden in situ höhere Traglasten (bis 50 kN) gemessen. Der Einfluss der Schalung wurde im Modell durch den Ansatz des höheren, in situ, ermittelten Verschiebungsmoduls.





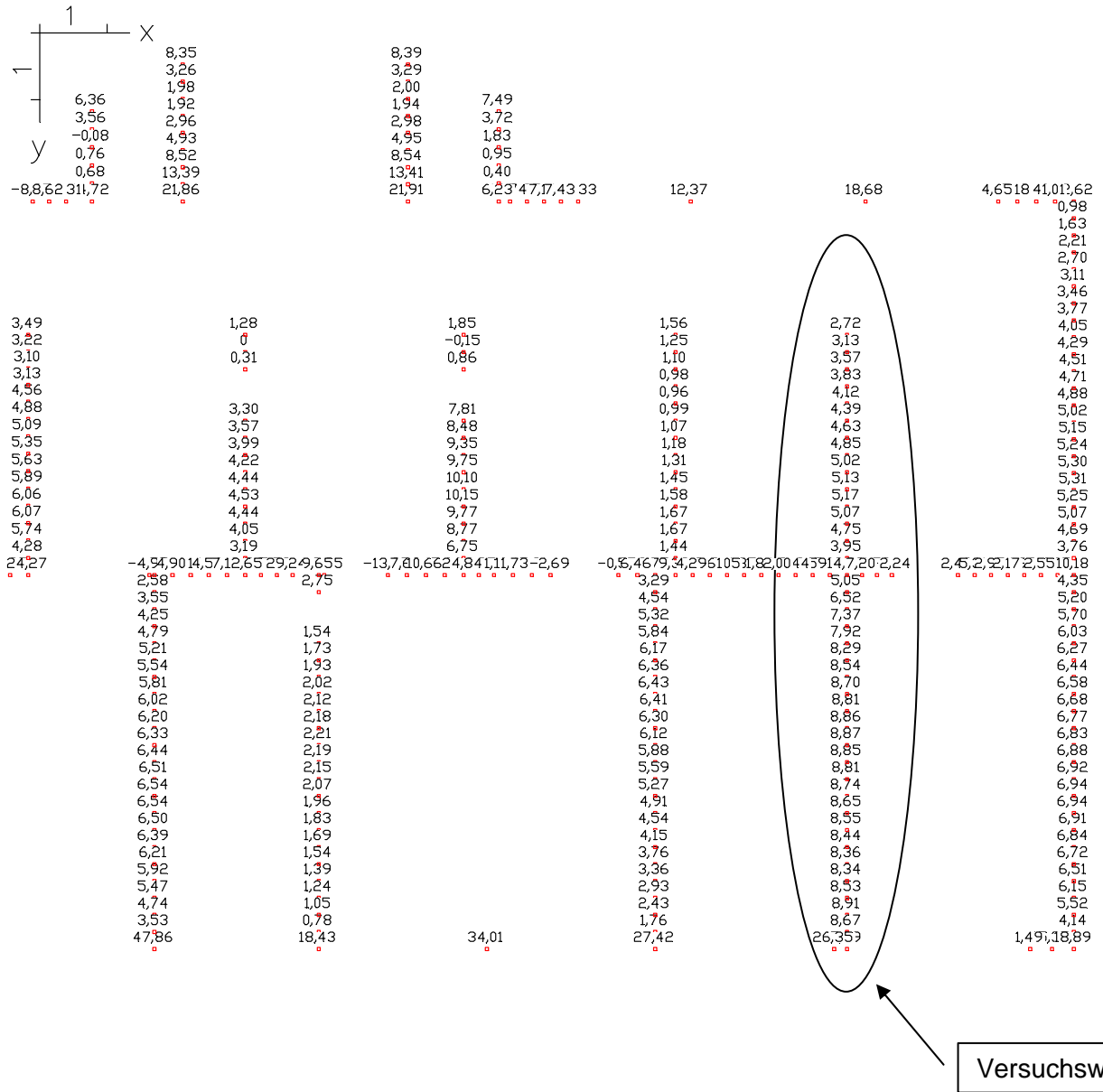
EIGENGEWICHT:0/0,16/1,19482



LF 2: Py  
 Auflagerreaktionen (Mittel im Lagerliniensystem)  $R_y(l)$  [kN/m]  
 Summe im Globalsystem  $R_y(g) = 2612,54$  [kN]  
 Querschnittsfarbe  
 LF 2: Belastung, Py



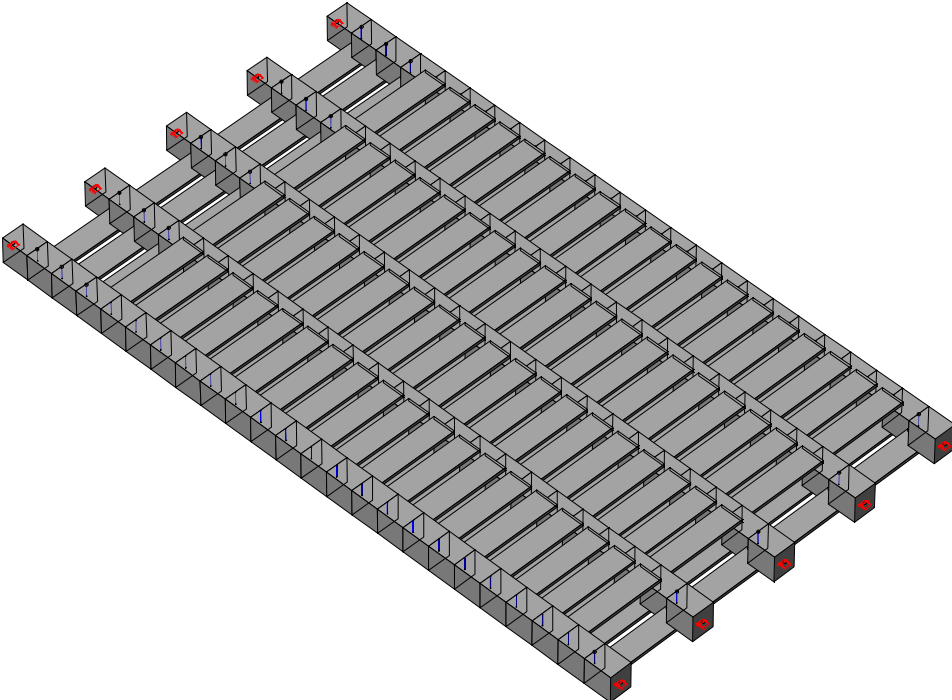
# Zugehörige Auflagerkräfte der Pfeiler und Wände des Hauses im Bereich der Versuchswand

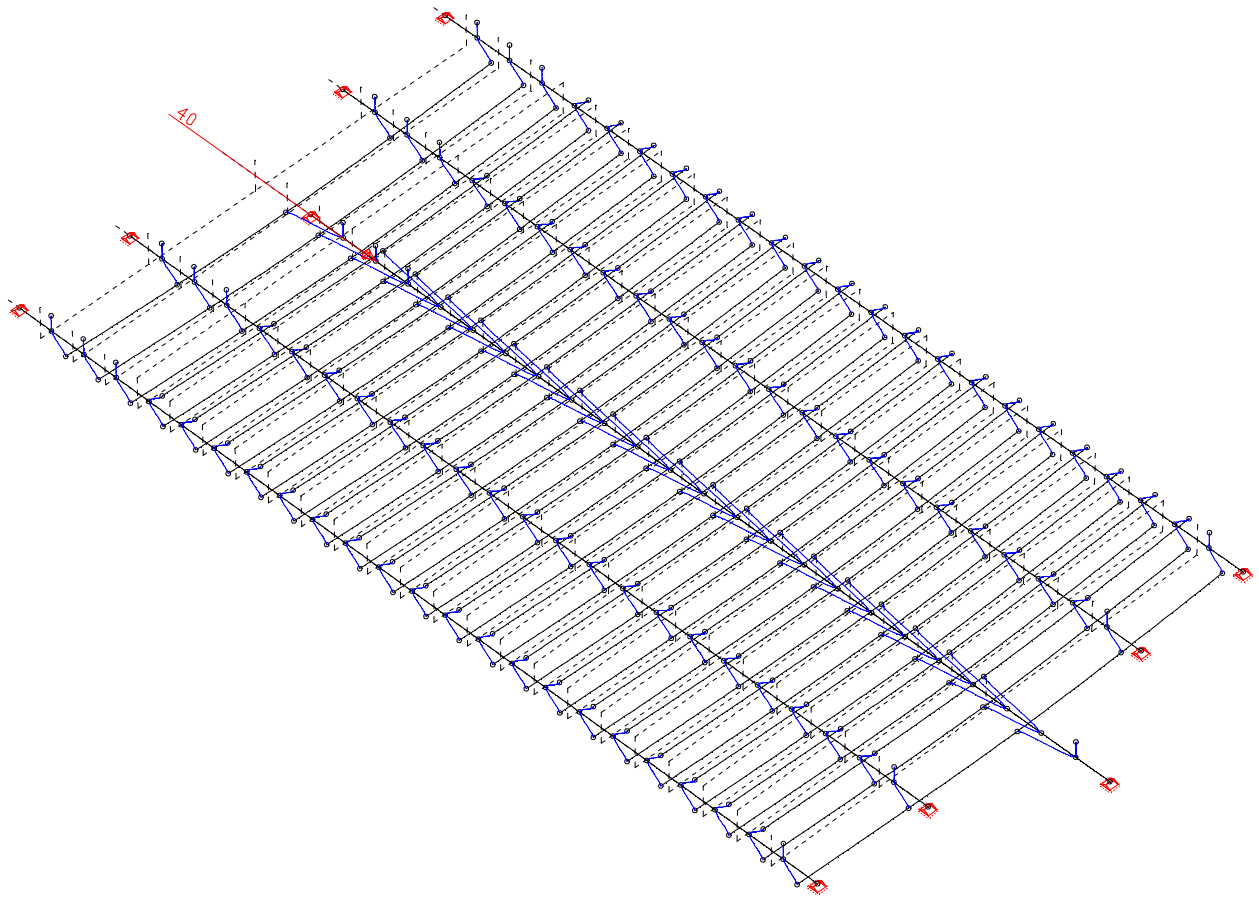
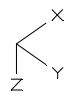


LF 2: Py  
 Auflagerreaktionen im Lokalsystem Ry(l) [kN]  
 Summe im Globalsystem Ry(g) = 2624,29 [kN]  
 Querschnittsfarbe

# APPENDIX B

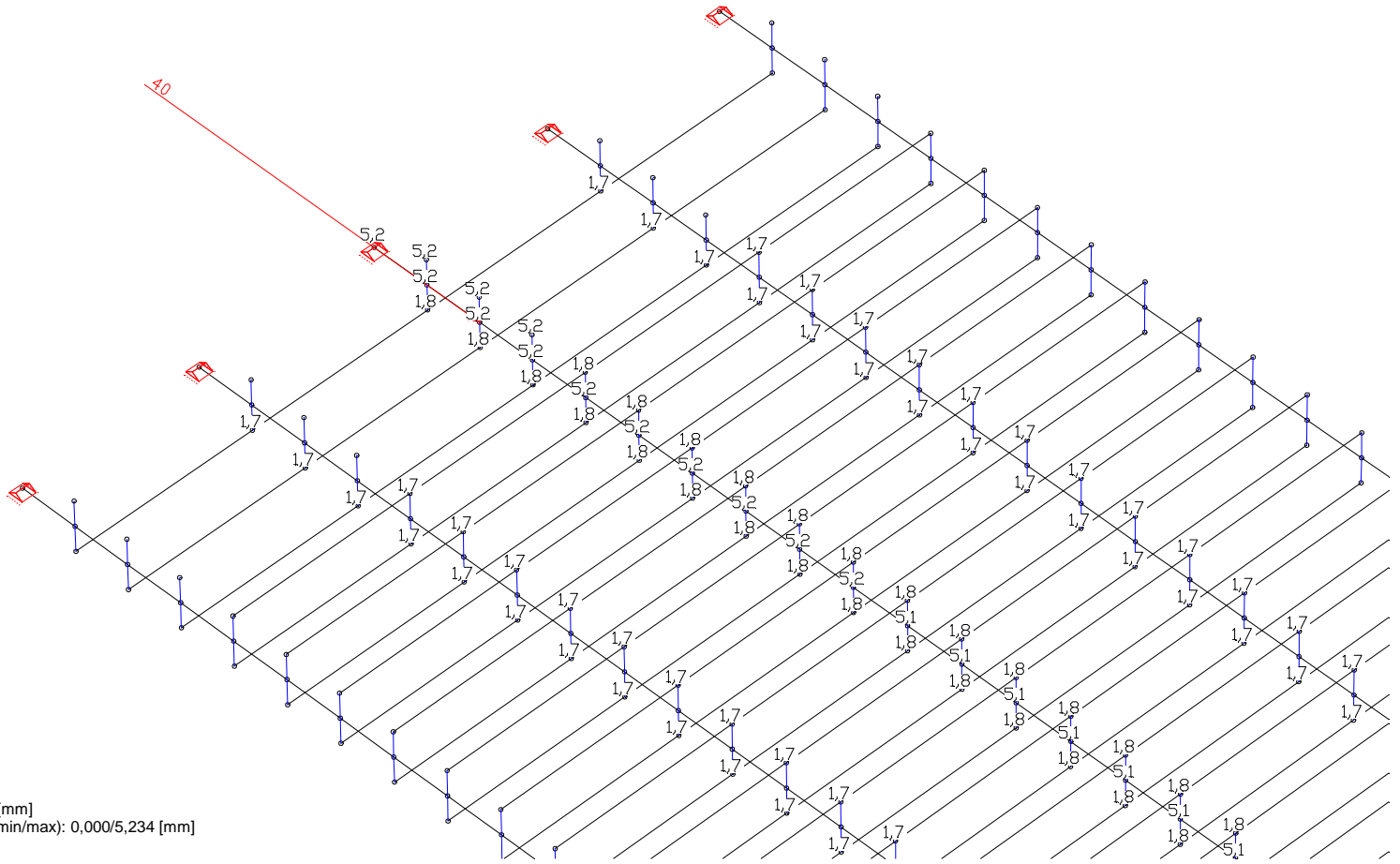
## Berechnung des 3D-Tramfeldmodells



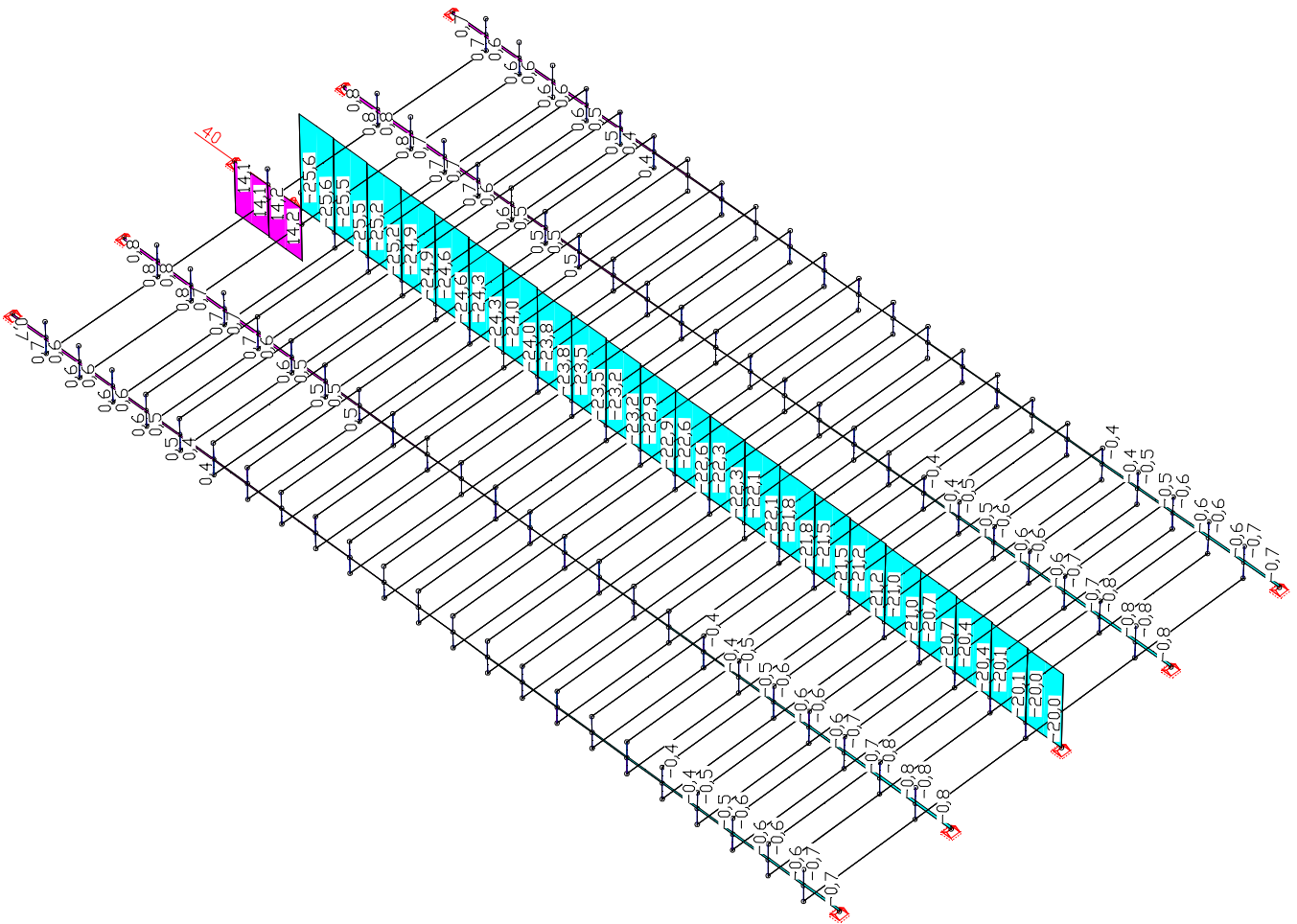


LF 1: Deformationen u [mm], Faktor = 130,0  
Wertebereich (Gesamtsystem, min/max): 0,00/5,23 [mm]  
LF 1: Belastung

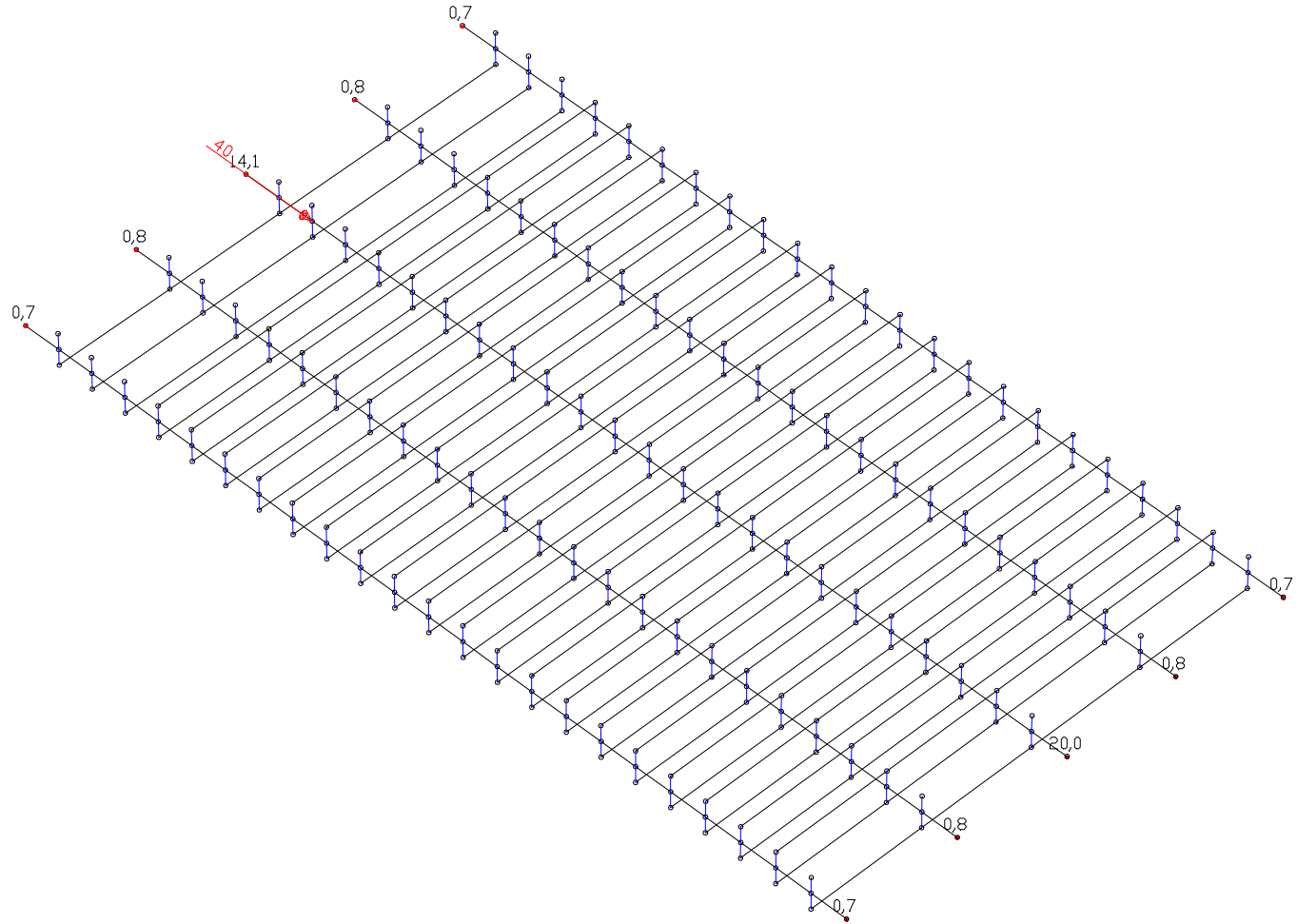




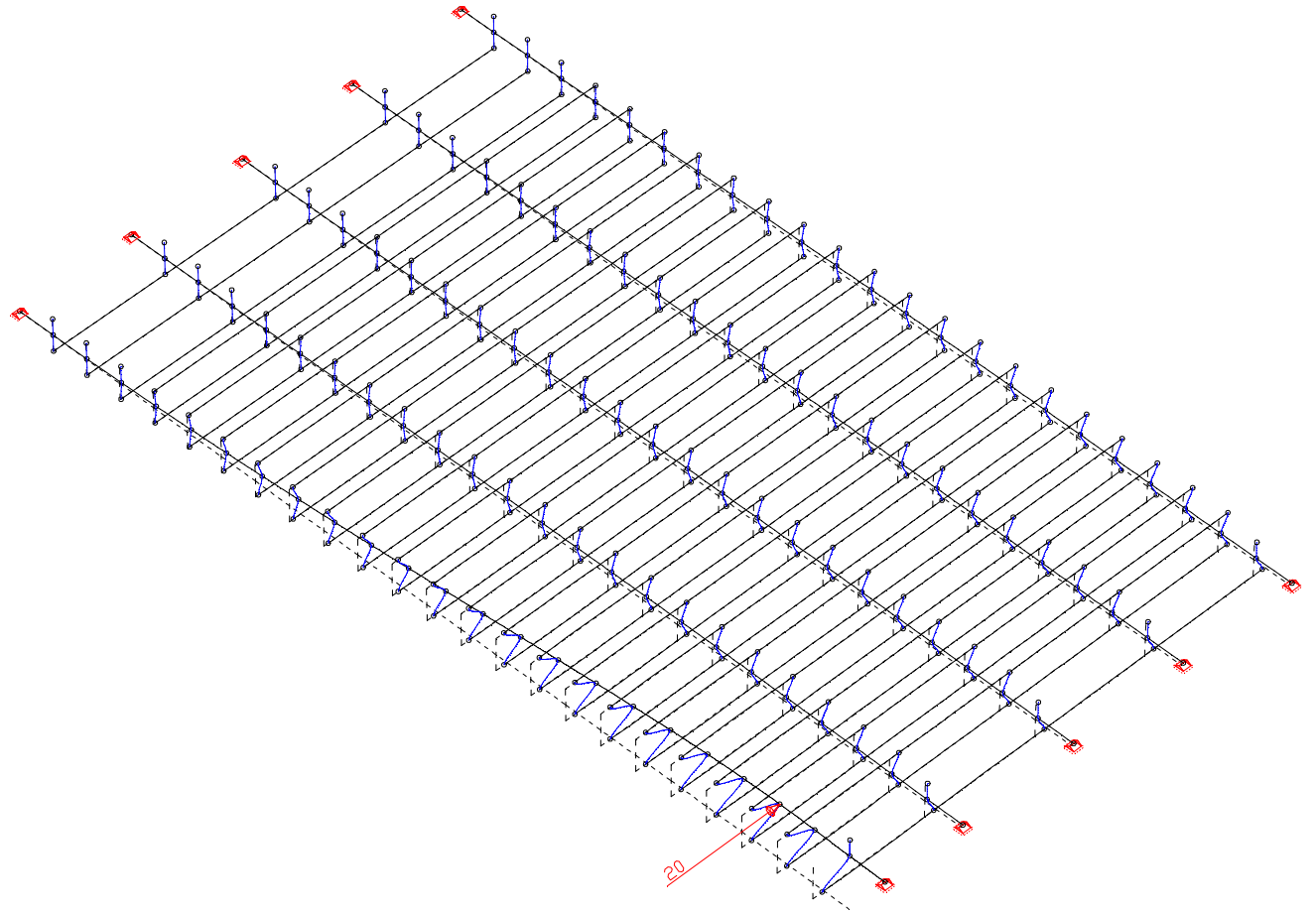
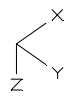
LF 1: Deformationen  $u \geq 1,50$  [mm]  
Wertebereich (Gesamtsystem, min/max): 0,000/5,234 [mm]  
LF 1: Belastung



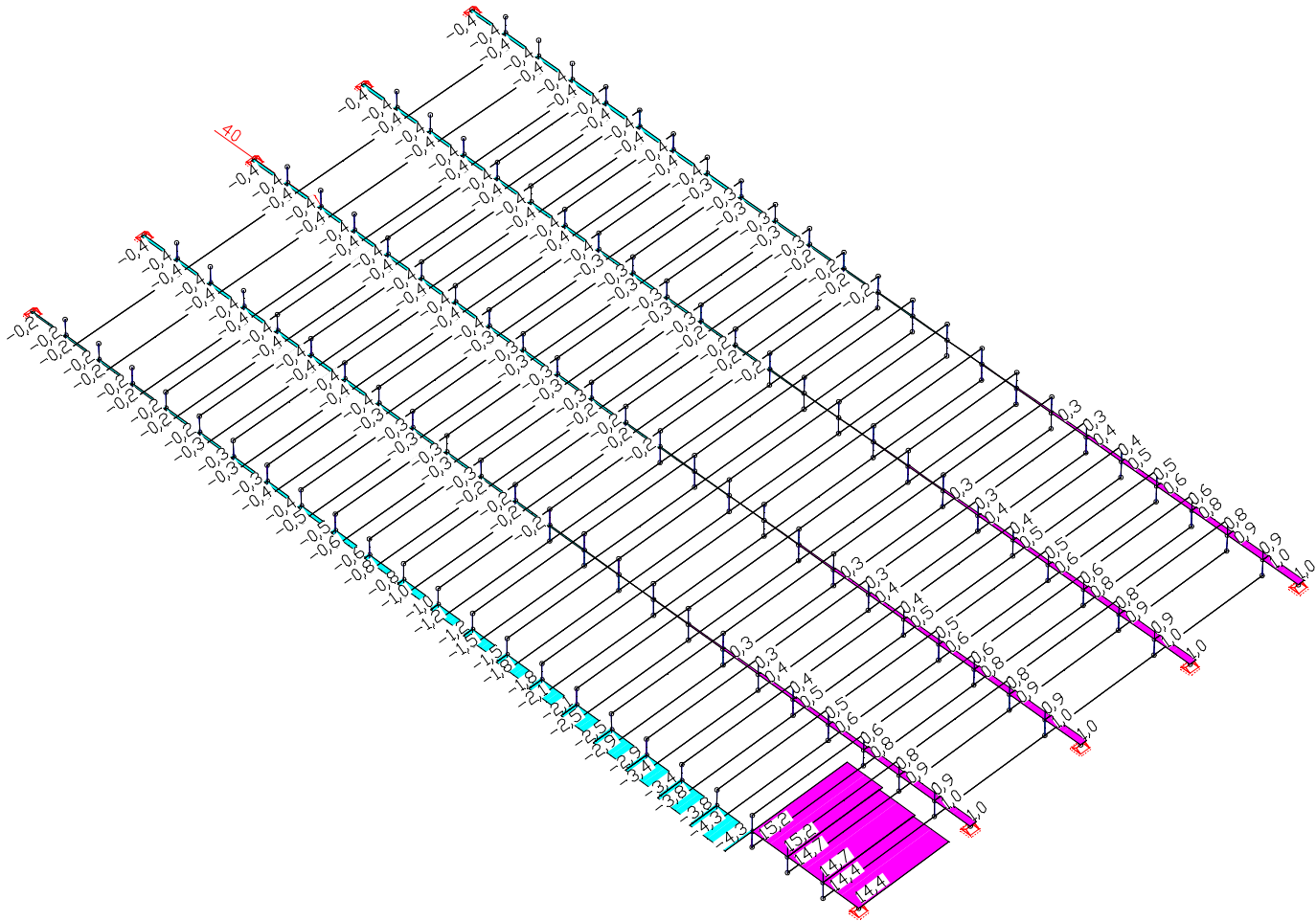
LF 1: Schnittgrößen Nx [kN]  
 Wertebereich (Gesamtsystem, min/max): -25,62/14,24 [kN]  
 LF 1: Belastung



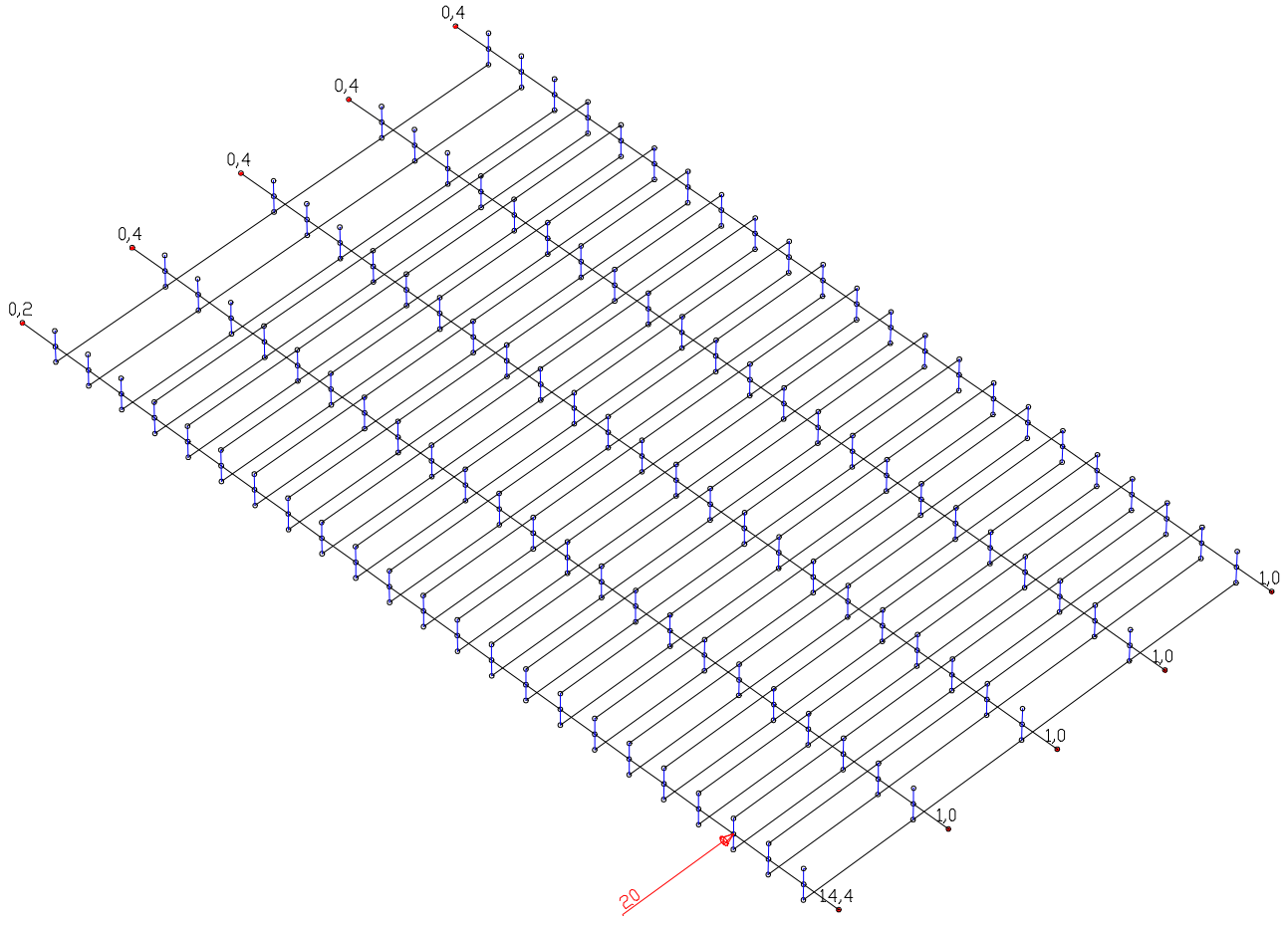
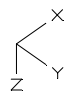
LF 1: Auflagerreaktionen im Lokalsystem  $R_y(l)$  [kN]  
Summe im Globalsystem  $R_y(g) = 40,00$  [kN]  
LF 1: Belastung



LF 2: Deformationen u [mm], Faktor = 35,9  
Wertebereich (Gesamtsystem, min/max): 0,00/7,54 [mm]  
LF 2: Belastung



LF 2: Schnittgrößen Qy [kN]  
Wertebereich (Gesamtsystem, min/max): -4,33/15,16 [kN]  
LF 1: Belastung



LF 2: Auflagerreaktionen im Lokalsystem  $R_x(l)$  [kN]  
Summe im Globalsystem  $R_x(g) = 20,00$  [kN]  
LF 2: Belastung

# LEBENS LAUF

DI Dimitrios (Dimitris) Stefanoudakis, Ingenieurkonsulent für Bauwesen



- 1954 geboren in Chania, Kreta, Griechenland, verheiratet seit 1981 mit Mag. Astrid, zwei erwachsene Töchter
- 1972 Matura in Chania, naturwissenschaftliche Richtung
- 1976-1982 Studium Bauingenieurwesen an der TU-Lund, Schweden. Diplomarbeit in der Geotechnik, „3-Achsalversuche Anisotropie in Füllungen aus Erdmaterial“.
- 1983-1984 Fa. Teerag-Asdag, Labor Wien, Baumaterial, Betriebskontrolle
- 1985-1986 Fa. Atlas SA, GR, konstruktiver Ingenieurbau, vorwiegend Straßen-, Brücken- und Wasserspeicherbau im Erdbebengebiet Westkreta, GR
- 1987 Masterstudiumabschluss in Lund, Civilingenjör VoV.
- 1988-1992 ZT-Büro Prof. V. Stehno Wien, Statik Hochbau
- 1993-1994 HILTI AG, Entwicklungs- und Forschungszentrum Schaan, FL, Anmeldung des Patents „Verfahren zum Setzen von Befestigungselementen“
- 1995-1996 Freier Mitarbeiter in Wien, u.a. Fa. SITEC/Siemens, Planung Telekommunikations-Anlagen, Windengineering, Baudynamik.
- Dez. 1996 Ablegung der österreichischen Ziviltechnikerprüfung
- Seit 1997 Mitglied der Kammer der Architekten und Ingenieurkonsulenten, Gründung des Baustatik-Büros Stefanoudakis in Wien
- 2010- 2015 Österreichisches Normungsinstitut (Experte Erdbebenausschuss)
- 2015 Mitgewinner des Holzbaupreises für Salzburg für die Kirche in Rif

Mitglied der Technischen Kammer Griechenlands, der American Society of Civil Engineers (Fellow), der FG-Bauwesen der Kammer für Wien, NÖ und Bgld. Seit 2008 Entwicklung eines Berechnungsmodells für Gründerzeithäuser CAT.