

Anhang I

Historisches Mauerwerk der Wiener Gründerzeit

Struktur, Einwirkungen, Auslastung und Reserven

Seiten 1 bis 29

Fassung 30.10.2021

Inhaltsverzeichnis

1	Mauerwerk der Gründerzeit	3
1.1	Steine.....	3
1.2	Mörtel	5
1.3	Ziegelmauerwerk	6
1.3.1	Allgemeines.....	6
1.3.2	Festigkeit, Steifigkeitsparameter und Versagenshypothese.....	7
2	Tragstruktur der Gründerzeithäuser.....	8
2.1	Mauerstärken.....	8
2.1.1	Hauptmauern.....	8
2.1.2	Mittelmauern	11
2.1.3	Feuermauern	11
2.1.4	Lichthofmauern.....	11
2.1.5	Stiegenmauern	11
2.1.6	Keller- und Fundamentsmauern	11
2.1.7	Brandmauern.....	12
2.1.8	Mauerstärken Übersicht.....	13
2.1.9	Mauerwerksversprünge.....	14
2.2	Fassade: Öffnungen und Pfeiler.....	14
3	Einwirkungen.....	16
3.1	Eigengewicht, Aufbauten und Nutzlasten	16
3.2	Windlasten.....	17
3.3	Erdbeben.....	17
4	Auslastung und Reserven der Außenwände in Gründerzeithäusern	19
4.1	Auslastung Traglasten – Generisches Modell.....	19
4.2	Auslastung Traglasten – Referenzgebäude	20
4.3	Auslastung unter Berücksichtigung Lastfall Erdbeben - Referenzgebäude	22
5	Bohrbilder	25
5.1	Allgemeines.....	25

5.2	Bohrbild 1.....	25
5.3	Bohrbild 2.....	27

1 Mauerwerk der Gründerzeit

1.1 Steine

Friedel [1] schreibt: *Die gewöhnlichen Mauerziegel bilden das beste und gebräuchlichste Baumaterial für alles Mauerwerk bei Wohnhäusern. Sie bilden rechtwinkelige, vierseitige Prismen von bestimmter, in allen Ziegeleien Österreich-Ungarns einzuhaltender Größe, und zwar 0.29 m Länge, 0.14 m Breite und 0.065 m Höhe (...)*

MASS / ANZAHL	NORMALFORMAT	
	BERLINER	WIENER
LÄNGE l	25cm	29cm
BREITE b	12cm	14cm
DICKE d	6.5cm	6.5cm
GEWICHT	30 - 40 N	40 - 53 N
STEINANZAHL /m ³ AUFGEHENDEM MAUERWERK	400 STK.	300 STK.
STEINANZAHL /m ³ GEWÖLBEMAUERWERK	415 STK.	310 STK.

Normal- Formatziegel Abmessungen (Kolbitsch, 1989; Tab. 3.10)

ZIEGELART	DRUCKFESTIGKEIT $\beta_{D,2}$ [N/mm ²]	ZUGFESTIGKEIT $\beta_{Z,2}$ [N/mm ²]	SCHERFESTIGKEIT β_S [N/mm ²]
ZIEGEL , GEWÖHNLICH	6 - 12	1	} 1.2
ZIEGEL , GUTE	14 - 25	2	
HANDSCHLAGMAUERZIEGEL , GEWÖHNLICH	15.8 - 26.3	} 2.5 - 5	
HANDSCHLAGMAUERZIEGEL , SCHWACHBRAND	15 - 20		
HANDSCHLAGMAUERZIEGEL , MITTELBRAND	20 - 30		
MASCHINZIEGEL GEW.	20.5 - 23		
VERBLENDZIEGEL	18.3		
WÖLBZIEGEL	12.3		
LOCHZIEGEL , GEW.	19.4		
MASCHINLOCHZIEGEL 3 LÖCHER	15.0		
PORÖSE VOLLZIEGEL	15.0		
PORÖSE WÖLBZIEGEL	2.7		
PORÖSE LOCHZIEGEL	8.4		
KLINKER	30 - 90	100	

Mechanische Eigenschaften der Ziegel. Angaben zur Bauzeit (Kolbitsch, 1989; Tab. 3.11)

1.2 Mörtel

Kalkmörtel (Nach: Friedel, 1900)

Kalkmörtel ist ein inniges Gemenge von Kalkbrei, Sand und Wasser. Dem Sande soll soviel Kalk zugesetzt werden, dass alle Zwischenräume des geschichteten Sandes durch Kalk ausgefüllt sind (...)

(...) Zu aufgehendem Mauerwerk verwendet man einen Mörtel aus 1 Teil Kalk und 2 Teilen Sand; in Fundamenten, wo größere Pressungen eintreten, kann man das Mischungsverhältnis zwischen Kalk und Sand auf 1:3, selbst auf 1:4 herabsetzen (...)

Hydraulische Mörtel (Nach: Friedel, 1900)

Hydraulische Mörtel werden jene genannt, welche in bedeutend kürzerer Zeit als der gewöhnliche oder Luftmörtel und insbesondere auch im Wasser abbinden.

Hydraulische Bindemittel sind:

1. *Hydraulischer Kalk*
2. *Cementkalk oder Roman-Cement*
3. *Portland-Cemente*

(...) Bei gewöhnlichem Cementmauerwerk im Trockenen pflegt man 1 Teil Cement mit 3 bis 4 Teilen Sand (...)

4. *Hydraulische Zuschläge*

Übersicht (nach: Kolbitsch, 1989)

BEZEICHNUNG	MISCHUNGS- VERHÄLTNIS	DICHTE ρ [kg/m ³]	DRUCK- FESTIGKEIT β_D [N/mm ²]	ZUGFESTIG- KEIT β_Z [N/mm ²]
MÖRTEL AUS WEISSKALK (KALKSANDMÖRTEL)	KALKTEIG/SAND 1/6 BIS 1/1 ¹⁾	1650	4 - 5	0.5 - 0.6
MÖRTEL AUS HYDRAULISCHEM KALK	KALK/SAND 1/5 BIS 1/1 ¹⁾	k. A.	3 - 5(15)	0.6 - 0.8(1.8)
ROMANZEMENT (ZEMENTKALK) (REIN)	KEIN SAND (ZEMENTGUSS)	1700	8 - 13	1 - 2
ROMANZEMENT- MÖRTEL	ROMANZ./ SAND 1 / 3 ²⁾	1700	6 - 8	0.8
PORTLANDZEMENT- MÖRTEL	PORTLANDZ./ SAND 1 / 3 ²⁾	1700	12 - 16	0.8 - 1.6
KALKZEMENT- MÖRTEL	ZEMENT/KALK/HYDR.K./SAND 1-2 / 0-2 / 0-2 / 6 - 10		8.5 - 29	1 - 3
¹⁾ RAUMTEILE ²⁾ GEWICHTSTEILE				

Mechanische Eigenschaften der Mörtel. Angaben zur Bauzeit (Kolbitsch, 1989; Tab. 3.11)

1.3 Ziegelmauerwerk

1.3.1 Allgemeines

Friedel führt in [1] an: Mauerwerk für Wohnhäuser wird zumeist aus gebrannten Ziegeln hergestellt. Dieses Baumaterial empfiehlt sich insbesondere für solches Mauerwerk wegen der Regelmäßigkeit der Form, wegen des geringeren Gewichtes, des zweckmäßigen Verhältnisses zwischen Länge, Breite und Höhe der einzelnen Steine, sowie der Fähigkeit, eine gute Verbindung mit dem Mörtel einzugehen und der Eigenschaft, Wärme und Schall, schlecht zu leiten (...)

MAUERWERK	SPEZ. GEWICHT IN [kN/m ³] FÜR TROCKENES MAUERWERK		
	BERLINER BO., 1887 ⁴⁾	DIESENER 1891 ⁴⁾	NORMALIEN D. ÖIAV 1902 ⁴⁾
HANDSCHLAGZIEGEL MIT WEISSKALKMÖRTEL	16.0	15.5 ²⁾	15.0 ³⁾
MIT ROMANZEMENTMÖRTEL PORTLANDZEMENTMÖRTEL	-		15.7 ³⁾
MASCHINZIEGEL MIT WKM	16.0	15.5 ²⁾	15.8 ³⁾
MIT RZM, PZM	-	-	16.5 ³⁾
GESCHLEMMTE ZIEGEL MIT WKM	16.0	15.5 ²⁾	15.3 ³⁾
NACHGEPRESSTE PFEILER- ZIEGEL MIT PZM	-	-	16.1 ³⁾
KLINKERZIEGEL MIT PZM	-	-	19.2 ³⁾
3-LOCHZIEGEL MIT WKM		-	13.5 ³⁾
6-LOCHZIEGEL MIT WKM		-	12.5 ³⁾
PORÖSE VOLLZIEGEL MIT WKM	13.0	-	12.0 ³⁾
PORÖSE 3-LOCH- ZIEGEL MIT WKM	11.0 ¹⁾	-	11.4 ³⁾

¹⁾ OHNEANGABE DER LOCHZAHL.
²⁾ ZUSÄTZLICHE ANGABE DES MAUER-EIGENGEWICHTES, BEZOGEN AUF 1m² ANSICHTSFLÄCHE

MAUERART	STÄRKE (REICHIFORMAT)	g' [kN/m ²]
FACHWERK MIT ZIEGELSTEINEN	1/2 STEIN	2.20
MASSIVES MWK	1 STEIN	3.80
-"-	1	4.60
-"-	11/2	6.70
-"-	2	8.80
-"-	21/2	11.00
-"-	3	13.00

³⁾ DURCH ABWÄGEN AM MAUERWERK AUS WIENER ZIEGELN ERHOBEN
⁴⁾ ERKLÄRUNG SIEHE FUSSNOTEN TAB. 3.1.

Gewichtsangaben für unterschiedliche Mauerwerkstypen (Kolbitsch, 1989; Tab. 3.3.a)

1.3.2 Festigkeit, Steifigkeitsparameter und Versagenshypothese

Die Widerstände des Vollziegelmauerwerks werden gemäß Eurocode 1996-1-1 ermittelt. Für die charakteristische Druckfestigkeit von Mauerwerk ist in EN 1996-1-1/3.6.1.2 in Gleichung 3.1 normiert:

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

Dabei ist

f_k die charakteristische Druckfestigkeit von Mauerwerk in N/mm²;

K eine Konstante, die für Bestandsgebäude aus der Gründerzeit¹ mit $K = 0.6$ festgelegt ist;

α, β Konstanten; die für Bestandsgebäude aus der Gründerzeit² mit $\alpha = 0.65$ und $\beta = 0.25$ festgelegt sind

f_b die normierte Mauersteindruckfestigkeit in Lastrichtung in N/mm^2 ;

f_m die Druckfestigkeit des Mauermörtels in N/mm^2 .

Daraus ergeben sich für übliche, bzw. erwartbare Festigkeiten für Gründerzeithäuser für „gute“ Mauersteine von $f_b \sim 15 \dots 25 N/mm^2$ und für Kalkzementmörtel $f_m \sim 0.8 \dots 1.5 N/mm^2$ charakteristische Mauerwerksdruckfestigkeiten

$f_k \sim 3.3 \dots 5.3 N/mm^2$

Für Verbandsmauerwerk ist dieser Wert noch mit dem Faktor 0.8 abzumindern

Pech [6] ermittelt für den E-Modul in Abhängigkeit von f_k , $E = 300 f_k$ und begründet den aus Versuchen gewonnenen Zusammenhang mit der hohen Anzahl von Mörtelfugen im Bestandsmauerwerk der Gründerzeit. Der Schubmodul $G = 0.4 E = 120 f_k$.

2 Tragstruktur der Gründerzeithäuser

2.1 Mauerstärken

2.1.1 Hauptmauern

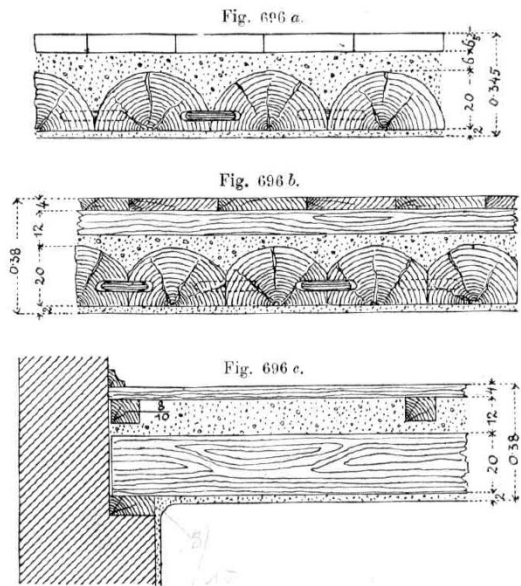
Friedel [1] schreibt³: *Bis zu einer Zimmertiefe von 6.50 m und einer Zimmerhöhe von 5.00 m sind Hauptmauern im höchsten Geschoße 1 ½ Ziegel (0.45 m) stark, bei Zimmertiefen über 6.50 m aber 2 Ziegel (0.60 m) stark zu halten.*

*Bei Anwendung von **Dippelböden** müssen die Hauptmauern in jedem tieferen Geschoße um je 0.15 m verstärkt werden, um den Dippelbäumen das erforderliche Auflager zu bieten (...)*

¹ Siehe auch: DI Dr. Anton Pech; Gutachten Forschungsprogramm zur Verifizierung der konstruktiven Kennwerte von altem Ziegelmauerwerk nach EC 6

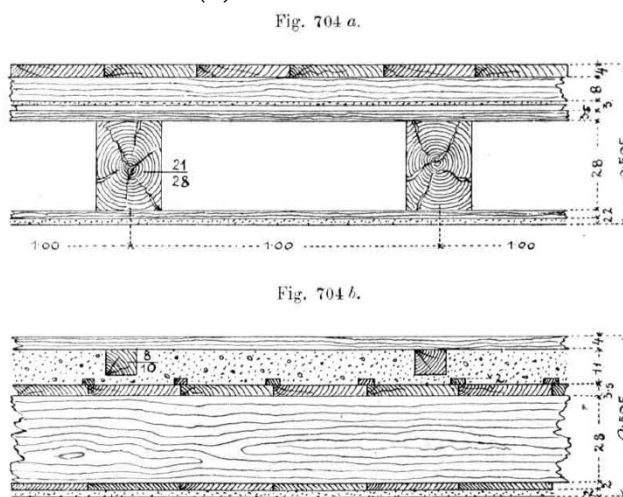
² Siehe Fußnote 2

³ Alle folgenden Zitate entnommen aus Friedel [1]

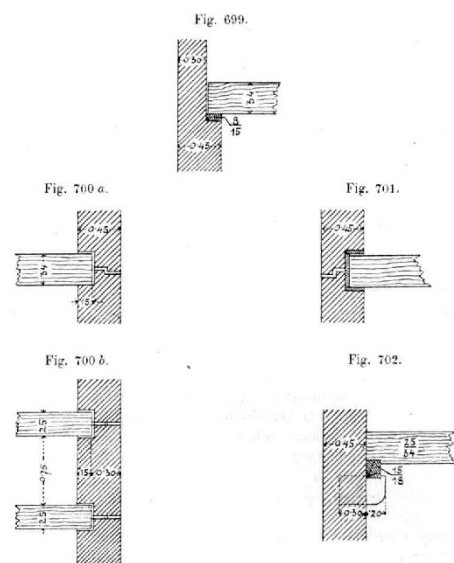


Dippelböden (Friedel, 1900; Fig. 696)

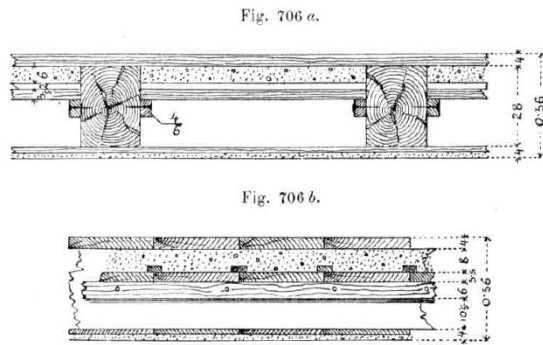
(...) Sind an Stelle von Dippelböden in einem Gebäude **Tramdecken** angeordnet, so können die Hauptmauern durch je zwei Geschoße in gleicher Stärke durchreichen, worauf sie erst um 0.15 m zu verstärken sind (...)



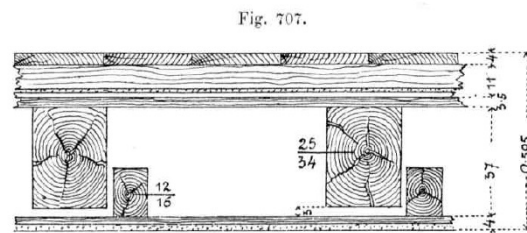
Tramdecke mit Holzboden (Friedel, 1900; Fig. 696)



Auflager (Friedel, 1900; Fig. 699-702)



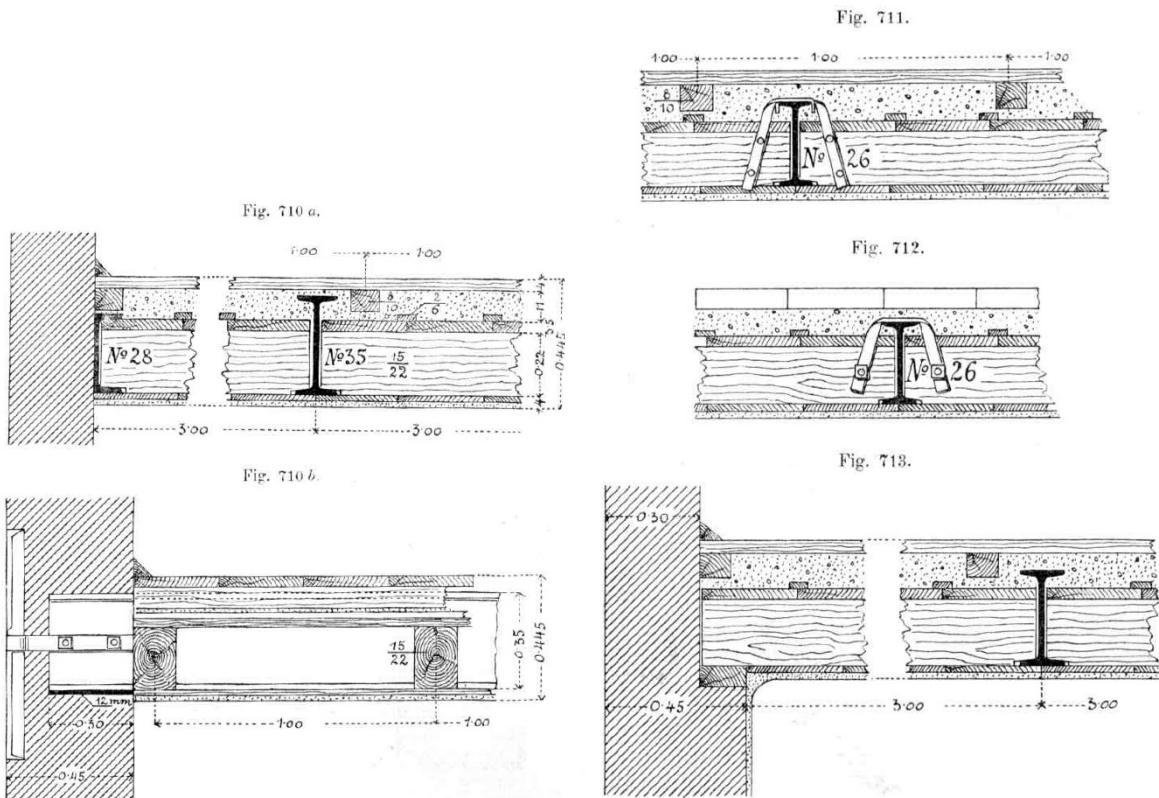
Einschubdecke (Friedel, 1900; Fig. 706)



Tramdecke mit Fehlträgern (Friedel, 1900; Fig. 707)

(...) Werden zur Deckenkonstruktion **eiserne Träger** benützt, also z.B. gewölbte oder Tramdecken zwischen eisernen Trägern angewendet, so kann die Mauerstärke in allen Geschoßen, einschließlich des Erdgeschoßes, wenn dieses nicht über 5.00 m Höhe besitzt und die Zimmertiefen kleiner als 6.50 m sind, 0.45 m betragen.

Bei Zimmertiefen über 6.50 m sind die Hauptmauern in diesem Falle durchaus 0.60 m stark zu machen (...)



Zwischendecken aus Holz und Eisen (Friedel, 1900; Fig. 710 - 713)

2.1.2 Mittelmauern

Mittelmauern sind im obersten Geschoße 2 Ziegel (0.60 m) stark zu halten, können aber bei Zwischendecken mit eisernen Trägern durch 4 Geschoße in gleicher Stärke durchgeführt werden.

Hat ein Gebäude aber 5 Geschoße, nämlich ein Erdgeschoß und 4 Stockwerke, so ist die Mittelmauer im Erdgeschoß auf 0,75 m zu verstärken.

Bei weniger als 3 Stockwerken kann die Mittelmauer auch nur 1 ½ Ziegel (0.45 m) stark sein.

Sind aber Dippelböden vorhanden, so muss auch im obersten Geschoße zwischen den Stirnenden der Dippelbäume eine Mauerstärke von mindestens 0,0 m erübrigen, so dass in diesem Falle die Mittelmauer im obersten Stock, wegen des beiderseitigen Tramauflegers von je 0.15 m Breite, mindesten 0.60 m stark sein muss (...)

2.1.3 Feuermauern

(...) Bis zu drei Stockwerken können Feuermauern durchaus 1 Ziegel (0.30 m) stark gehalten werden; bei vierstöckigen Häusern ist die Feuermauer im Erdgeschoß auf 0.45 m zu verstärken.

Haben Feuermauern auch die Deckenkonstruktion zu tragen, so sind mindestens 0.45 m stark zu machen (...)

2.1.4 Lichthofmauern

Mauern, welche kleine, im Inneren des Gebäudegrundrisses liegende Lichthöfe umschließen, genügen mit 0.30 m Stärke. Haben dieselben aber gleichzeitig die Deckenkonstruktion zu tragen, so sind sie auf 0.45 m zu verstärken.

2.1.5 Stiegenmauern

Stiegenmauern können bei höchstens zweistöckigen Gebäuden und nicht freitragenden Stiegen nur 0.30 m stark gehalten werden.

Bei höheren Gebäuden, dann unter allen Verhältnissen bei freitragend Stiegen, sind die Stiegenmauern mit einer Stärke von 0.45 m herzustellen (...)

2.1.6 Keller- und Fundamentsmauern

Alle tragenden Mauern eines Gebäudes sind im Kellergeschoß und Fundament um 0.15 m stärker zu halten als im Erdgeschoß (...)

2.1.7 Brandmauern

(...) Diese Mauern haben eine Stärke von mindestens 0.15 m zu erhalten und sind 0.15 m über die Dachrösche zu führen (...).

2.1.8 Mauerstärken Übersicht

BERLIN		WIEN	
ZIEGELMASSE (\cong NF)			
25/12/6.5 cm (REICHIFORMAT)		29/14/6.5 cm (NORMALFORMAT)	
DAMIT MAUERSTÄRKEN (UNVERPUTZT)			
STEINE	cm	cm	
1/2	12.5	15	
1	25	30	
1 1/2	38	45	
2	51	60	
2 1/2	64	75	
3	77	90	
3 1/2	90	105	

WANDSTÄRKEN F. WOHNBAUTEN F. - 4-STÖCKIGE GEBÄUDE
(* BO. F. BERLIN 1897 *)

TRAMDECKEN TRAKTTIEFE \leq 6.5 m

St.	Front-Wand	Mittel-Wand	Giebelwand OHNE ÖFFNUNGEN	Giebelwand MIT WAND	Hohe Wand	Treppenhäuser	Stiegen- mauer	Licht- mauer	Hof- mauer	Feuer- mauer	Mittel- mauer	Bel. Haupt- mauer			
IV. St.	38	38	25	25	38	25	25	45	45	45	30	45	30	60	45
III. St.	38	38	25	25	38	25	25	45	45	45	30	45	30	60	45
II. St.	51	38	25	38	38	25	25	45	45	45	30	45	30	60	60
I. St.	51	38	38	38	51	25	38	45	45	45	30	45	30	60	60
EG.	64	51	38	51	51	38	38	45	45	45	30	45	45	75	75
KG.	77	51	51	51	64	38	51	60	60	60	45	60	60	90	90

ANDERE DECKENSYSTEME
TRAKTTIEFE \leq 6.5 m

HAUPTMAUERN			
1)	2)	3)	
		a)	b)
IV	45	45	45
III	60	45	45
II	75	45	45
I	90	45	45
EG	105	45	60
KG	120	45	75

1) GESCHOSS
2) DIPPELBAUMDECKEN
3) TRAVERSEDECKEN

a) HÖHE DES ERDGESCHOSSES \leq 5 m
b) HÖHE DES ERDGESCHOSSES > 5 m

Wiener und Berliner Bauordnung um 1890. Gegenüberstellung der technischen Bestimmungen (Kolbitsch, 1989; Abb. 1.5)

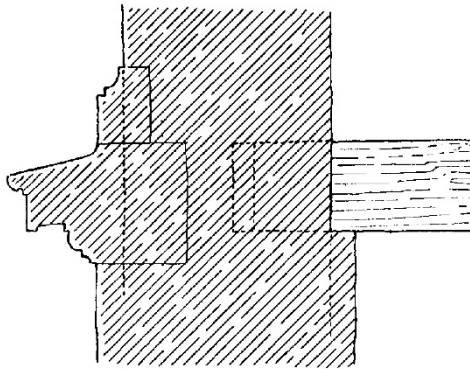
2.1.9 Mauerwerksversprünge

Giebeler führt in [4] für Berliner Mauerwerk an: (...) Die Veränderung der Mauerstärken führte zu Absätzen auf der Geschossebene, für die es zwei übliche Lösungsmöglichkeiten gab:

- *Innerer Absatz: Der 13 cm tiefe Absatz dient als Auflager für die Holzbalkendecke und befindet sich auf der Unterkante der Balkenlage*

Für Wien gilt statt 13 cm, dass Ziegelmaß 15 cm (14 cm + 1 cm Stoßmörtelfuge)

- *Äußerer und innerer Absatz: hier wird die Mauermittelachse statisch richtig beibehalten, was zu jeweils 6,5 cm Versprung aus der Lotrechten führt. Der innere Absatz bildet wiederum das Auflager, der äußere Absatz wird durch ein horizontal durchlaufendes Gesims kaschiert. Diese Absätze führen immer wieder zu Missverständnissen beim Aufmaß, da sie heute ungebräuchlich sind. Es empfiehlt sich also, in jedem Geschoss die gesamte lichte Gebäudetiefe sowie die Stärke der Außenwände zu messen (...)*



Deckenaufleger mit beidseitigem Mauerversatz (Giebeler et al, 2008; C 2.18)

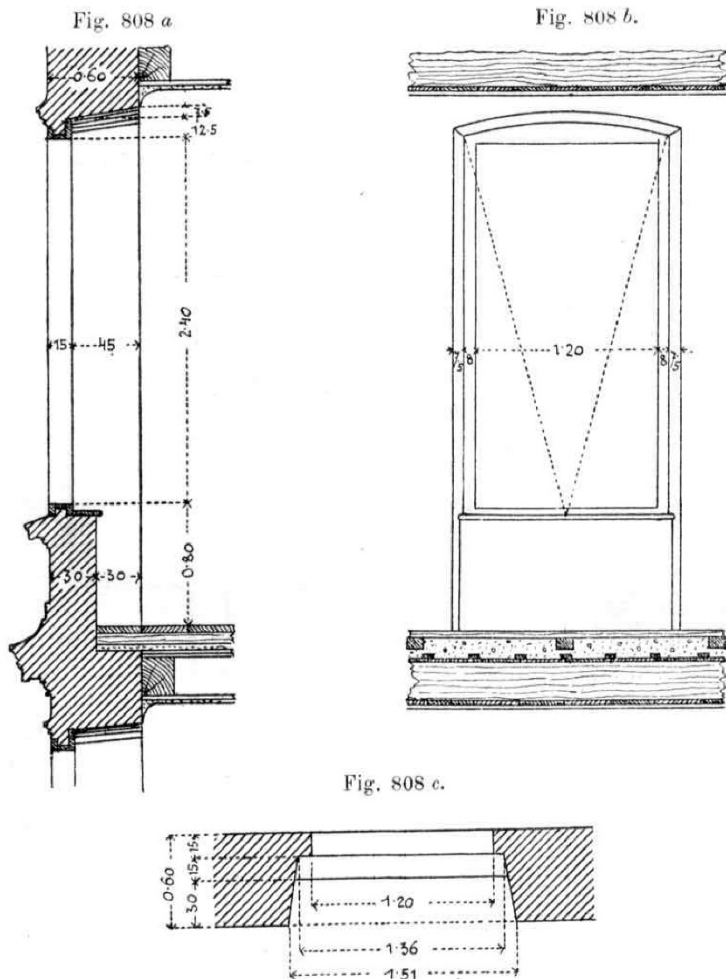
Für Wien gilt, dass die Mittelmauern bei Mauerstärkensprüngen im Regelfall Richtung Hofseite verspringen, sodass im Straßentrakt die größere Raumtiefe verbleibt.

2.2 Fassade: Öffnungen und Pfeiler

(Nach: Friedel, 1900)

(...) In der Regel werden die Fensteröffnungen rechteckig und, aus ästhetischen Gründen, thunlichst mindestens doppelt so hoch als breit hergestellt (...)

(...) Die Fenstersohlbank ist bei Wohnzimmern in einer Höhe von 0.75 bis 1.00 m, in Arresten mindestens 2.00 m, in Stallungen aber 2.50 bis 3.00 m über dem Fußboden anzuordnen (...)



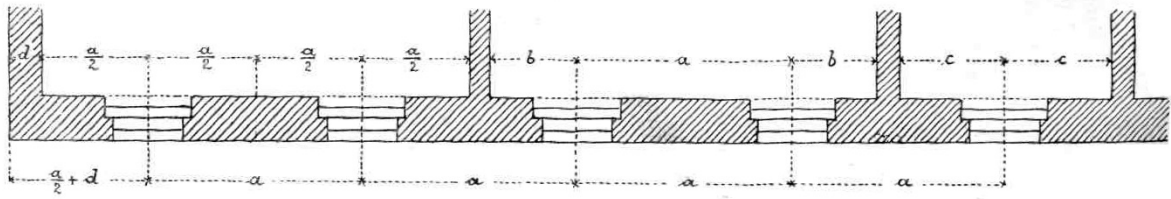
Rechteckige Fensteröffnung (Friedel, 1900; Fig. 808)

Die Austheilung der Fenster in einer Gebäudefront erfolgt nicht willkürlich, sondern nach konstruktiven und architektonischen Grundsätzen.

Der gegenseitige Abstand der Fenstermitten soll so groß gewählt werden, als es mit Rücksicht auf die für den betreffenden Raum zu fordernde Lichtfläche möglich ist.

In gewöhnlichen Wohnhäusern beträgt die fensterachsen-Distanz 2.50 bis 3.00 m; in Mannschaftszimmer, wegen der unterzubringenden 1.90 langen Montursbretter, je nach Fensterbreite, 3.00 bis 3.30 m; bei vornehmen Wohnhäuser, Palästen und Monumentalbauten verschiedenen Charakters selbst 4.00 bis 5.00 m.

In Schulzimmern soll der Mauerpfeiler zwischen zwei Fenstern höchstens 1.30 m breit sein, wodurch sich z.B. bei einer Fensterbreite von 1.20 m eine Fensterachsen-Distanz von 2.50 m ergibt (...)



Austeilung der Fenster (Friedel, 1900; Fig. 817)

Daraus lassen sich für den Regelfall folgende Verhältnisse für Öffnungen und Pfeilerbreiten ableiten (Recherchen aus mehr als 20 Einreichprojekten des Verfassers)

Fensterbreite [m]	Achsen-Distanz a [m]	Pfeilerbreite [m]	Anteil Massiv [%]
1,50	2,50	1,00	40
1,50	3,00	1,50	50
1,40	2,50	1,10	44
1,40	3,00	1,60	53
1,30	2,50	1,20	48
1,30	3,00	1,70	57
1,20	2,50	1,30	52
1,20	3,00	1,80	60

Austeilung der Fenster und daraus ableitbare Pfeileranteile

3 Einwirkungen

3.1 Eigengewicht, Aufbauten und Nutzlasten

Im Regelfall ist das Gewicht des Mauerwerk mit 18 KN/m³ anzusetzen mit 0.4 kN/m² Zuschlag für beidseitig verputztes Mauerwerk. Daraus ergibt sich das Mauerwerksgewicht zu

$$g_{\text{Mauerwerk}} = n \cdot 2.7 + 0.4 \text{ und } n = t/15; t == \text{Wandstärke des unverputzten Mauerwerks}$$

Die Parapete sind im Wiener Gründerzeithaus im Regelfall nur 30 cm stark und außen bündig vermauert. Die Stürze in der Stärke des Geschoßmauerwerks.

Die Eigengewichte der Doppelbaumdecken (im Regelfall die Decke über dem letzten Geschoß) und der Tramdecken können ÖNORM B 1991-1-1/Tabelle A.14 entnommen werden.

Zeile	Bauprodukte			Nennwerte
				kN/m ²
1.1.1	Doppelbaumdecken	Bestandskonstruktionen (Beschüttungsstärke über dem Baumscheitel gemessen)	Beschüttung aus Schlacke (maximal 8 cm), Holzfußboden, Putzträger und Verputz	3,00
1.1.2			Beschüttung aus Schlacke (maximal 4 cm), Ziegelpflaster, Putzträger und Verputz	3,35
1.1.3			Zuschlag für Beschüttung aus Bauschutt je cm Beschüttungsstärke	0,04
1.2.1		Verstärkte Konstruktionen (Betondeckendicke über dem Baumscheitel gemessen)	Betondecke auf Doppelbäumen (maximal 12 cm) inklusive Putzträger und Verputz, ohne Fußbodenkonstruktion	5,00
1.2.2			Betondecke auf Doppelbäumen im Verbund (maximal 6 cm) inklusive Putzträger und Verputz, ohne Fußbodenkonstruktion	3,50
2.1	Tramdecken (Bestandskonstruktionen)	mit Sturzschalung, Beschüttung aus Bauschutt (maximal 8 cm), Holzfußboden, Stukkatorschalung, Putzträger und Verputz		2,30
2.2			mit Beschüttung aus Hochofenschlacke (maximal 8 cm), sonst wie oben	2,00

Auszug Tabelle A.14 – ÖNORM B 1991-1-1

Die Nutzlasten betragen gemäß EN 1991-1-1 für Wohnnutzung 2.0 kN/m², für Büronutzung 3.0 kN/m².

3.2 Windlasten

Die Windlasten werden im Regelfall am Standort Wien für Gründerzeithäuser 1.00 kN/m² nicht überschreiten und sind – von Sondersituationen abgesehen – gegenüber dem Lastfall Erdbeben nicht maßgebend.

3.3 Erdbeben

In Österreich wird der Widerstand im Lastfall Erdbeben derzeit noch überwiegend mit kraftbasierten Methoden (modale oder multimodale Analysen) nachgewiesen. In diesen Nachweisverfahren sind plastische Bereiche im Tragwerkswiderstand nur pauschal mit dem „q-Faktor“ erfassbar.

Ein Ansatz, in dem plastische Widerstände direkt im Nachweis berücksichtigt werden können, sind wegbasierte Verfahren (Push-Over), die in der neuen Normengeneration auch umfassend geregelt sein werden.

In den derzeit relevanten Erdbebennormen (EN 1998-1 und EN 1998-3) und Werkstoffnormen für Mauerwerk (EN 1996-1-1) sind keine Nachweise für Rahmensysteme aus Mauerwerk angegeben. Daraus kann aber nicht der Schluss gezogen werden, dass ein maßgeblicher Widerstand gegen Erdbebeneinwirkungen auch bei Rahmensystemen im Mauerwerksbau nicht möglich ist – er ist derzeit aber nicht normiert.

Um hier vorsichtig zu agieren, wurde die Erdbebeneinwirkung für die Außenfassade Geschößweise am Standort Wien $a_{gr} = 0.8 \text{ m/s}^2$ festgelegt und mit den q-Faktoren $q = 1.0$ (vollkommen elastischer Widerstand) und $q = 2.0$ (teilweise plastisches Widerstandsniveau) ermittelt.

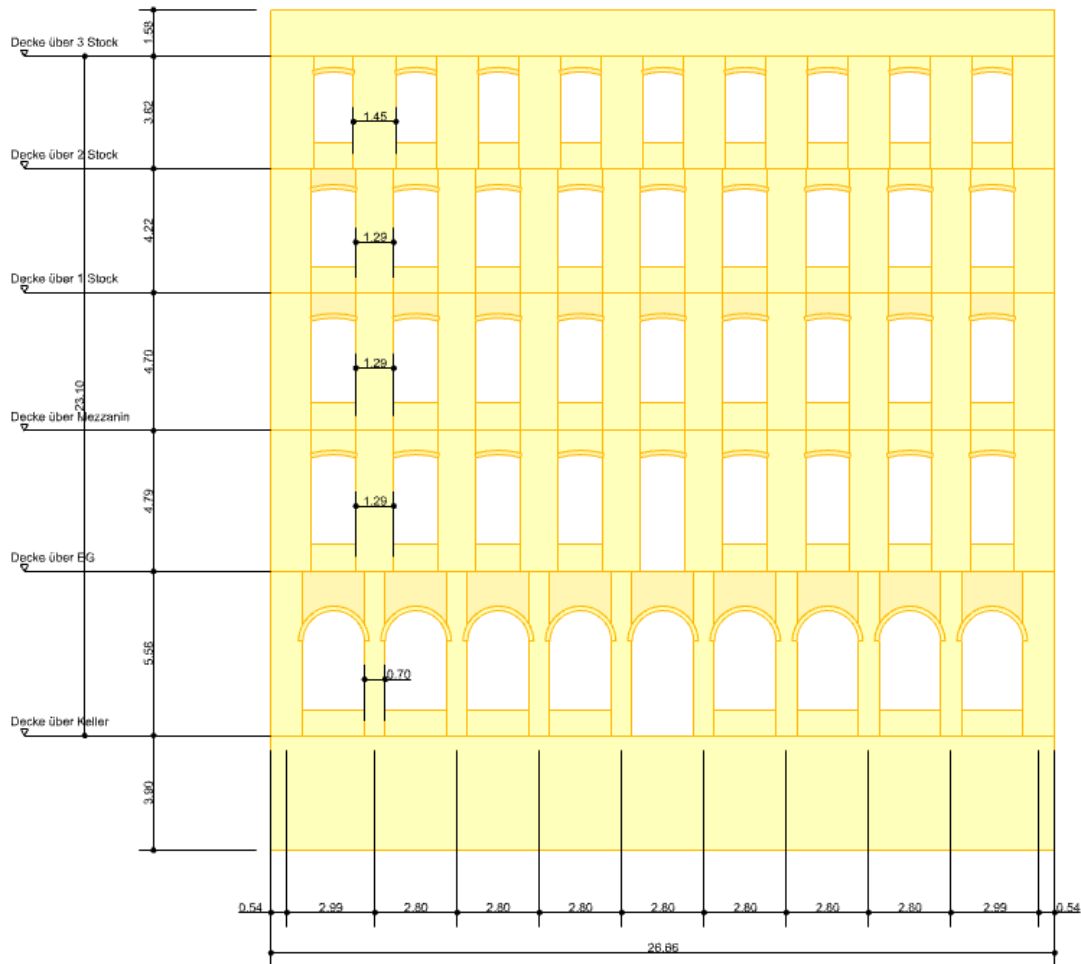


Abbildung: Straßenfassade des Referenzgebäudes Fichtegasse/Kantgasse

Die erste Eigenfrequenz des Gebäudes in Längsrichtung ist wesentlich von den Eigenschaften

- Lage des Stiegenhauses
- Öffnungen in der Mittelmauer
- Öffnungen in Hof- und Straßenaußenmauern

abhängig. Sie kann aus Vergleichsrechnungen zu $f_1 \sim 1 \text{ Hz}$ abgeschätzt werden.

Aus diesem Ansatz wird die erwartbare Antwortbeschleunigung gemäß EN 1998-1 ermittelt und die horizontale Ersatzeinwirkung gemäß der Verteilung entlang der ersten Eigenfrequenz angesetzt.

Im Fall des Referenzgebäudes Fichtegasse/Kantgasse ergibt dies eine „Ersatzkraft“ gemäß **Tabelle XX**

Transformation MMS / EMS

Nr.	m _i [kg]	h _i [m]	MODE 1 - Beschleunigungsverteilung "Dreieck"				MODE 2 - Beschleunigungsverteilung "Rechteck"				MODE 1		MODE 2	
			φ _i ¹	φ _i	m _i ¹ = m _i φ _i	m _i φ _i ²	φ _i ¹	φ _i ² = φ _i	m _i ² = m _i φ _i	m _i φ _i ²	F _i	F _i ¹ /h _i	F _i	F _i ¹
10	0	0.00	0.00	0.00	0	0	1.00	1.00	0	0	0.00	0	0.00	
9	0	0.00	0.00	0.00	0	0	1.00	1.00	0	0	0.00	0	0.00	
8	0	0.00	0.00	0.00	0	0	1.00	1.00	0	0	0.00	0	0.00	
7	0	0.00	0.00	0.00	0	0	1.00	1.00	0	0	0.00	0	0.00	
6	0	0.00	0.00	0.00	0	0	1.00	1.00	0	0	0.00	0	0.00	
5	19,400	23.11	23.11	1.00	19,400	19,400	1.00	1.00	19,400	19,400	46.12	1065.90271	23.28	538.000
4	29,150	19.29	19.29	0.83	24,332	20,310	1.00	1.00	29,150	29,150	57.85	1115.88376	34.98	674.764
3	46,100	15.07	15.07	0.65	30,062	19,603	1.00	1.00	46,100	46,100	71.47	1077.06862	55.32	833.672
2	65,000	10.37	10.37	0.45	29,167	13,088	1.00	1.00	65,000	65,000	69.34	719.095902	78.00	808.8
1	85,000	5.58	5.58	0.24	20,524	4,955	1.00	1.00	85,000	85,000	48.79	272.272179	102.00	569.1
Σ	244,650				123,484	77,356			244,650	244,650	293.58	4,250.22	293.58	3,424.4
Σ m _i h _i	2,853,715				1,787,705				2,853,715					

h_i ...Höhe über Einspannstelle, im Allg. Erdgeschossfuge

Ermittlung von F_b

k _E = k =	5,000	[kN/m]	effektive Steifigkeit
f ₁ =	1.01	[Hz]	Eigenfrequenz des äquivalenten Einmassenschwingers
S _E (T ₁) =	1.20	[m/s ²]	Ordinate des elastischen Antwortspektrums
F _b =	293.6	[kN]	Gesamterdbebenkraft

Zur Ermittlung von F_b:
 -f₁ aus FEA (MDOF) oder
 -mit k und m* aus MODE 1
 annähern!

Tabelle XX; Ermittlung der horizontalen Ersatzkräfte im Lastfall Erdbeben für das Referenzgebäude

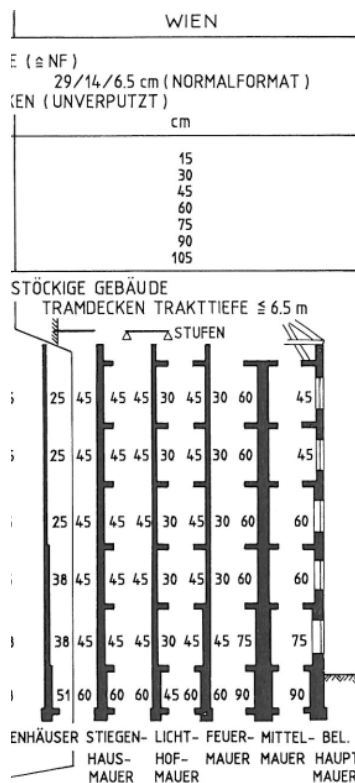
4 Auslastung und Reserven der Außenwände in Gründerzeithäusern

4.1 Auslastung Traglasten – Generisches Modell

Die Auslastung des Mauerwerks der Gründerzeithäuser unter den Einwirkungen Eigengewicht, Aufbaulasten und Nutzlasten, hängt durch die sehr regelhafte Bauweise, im Wesentlichen vom Verhältnis des Öffnungsanteils (Fenster) zur verbleibenden Pfeilerstärke ab.

Es wurden daher Vergleichsrechnungen für EG + 4 Geschoße mit Pfeileranteilen von 50% und 60% durchgeführt – siehe auch Tabelle **Kapitel 2.2**

Im Ergebnis stellen sich die Reserven für eine typische Außenwandfassade – für den Regelfall – wie folgt dar:



t_{frei} 50% ...60%
Bestand/Ausbau

3 OG: 15/15... 15/15

2 OG: 15/11... 15/15

1 OG: 29/18... 30/23

Mez: 19/8 ... 24/14

Es sind die – im Regelfall – freien, also für Bohrungen zur Verfügung stehenden Wandstärken – unter der Annahme einer Wandfestigkeit $f_k = 4 \text{ N/mm}^2$ - dargestellt.

Farbcode freie Wandstärke

15/15... 15/15 50% Pfeileranteil Bestand/50% Pfeileranteil Bestand + DG-Ausbau ... 60% Pfeileranteil Bestand/60% Pfeileranteil Bestand + DG-Ausbau

Im Parapetbereich kann bei 30 cm Wandstärke ausgegangen werden. Da tragendes Mauerwerk in Österreich eine Mindestwandstärke von $t_{\min} = 17 \text{ cm}$ zu haben hat, ist für Bohrungen hier von einer freien Wandstärke von $t_{\text{frei}} = 30 - 17 = 13 \text{ cm}$ auszugehen.

Im Sturzbereich sollten die Bereiche der Überlager (Mauerwerksbogen) ohne genauere Untersuchungen nicht durch Bohrungen geschwächt werden.

4.2 Auslastung Traglasten – Referenzgebäude

Für das Referenzgebäude wurden folgende, freie Wandstärken – unter der Berücksichtigung von Reserven für einen Dachgeschoßausbau - ermittelt.

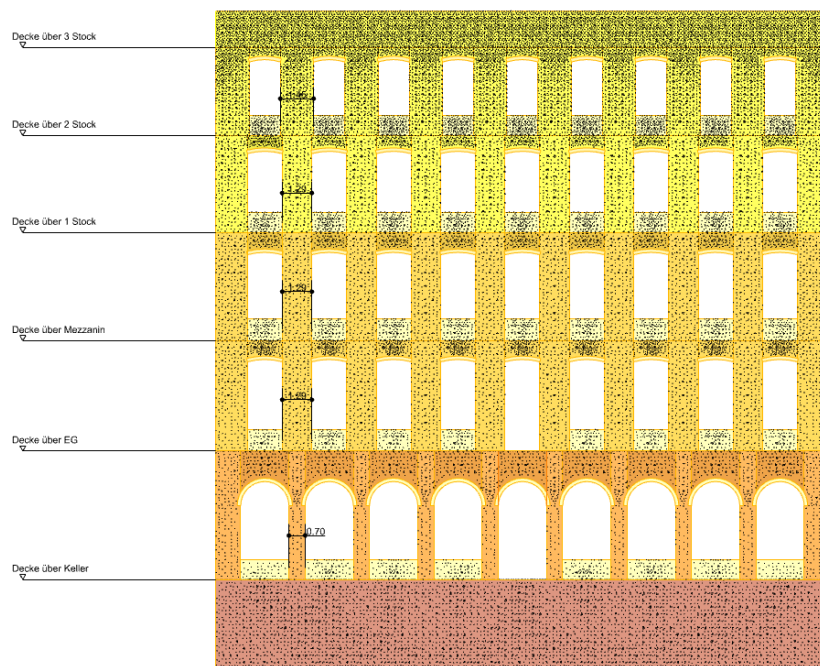
Geschoß	t_{frei} [cm]	Pfeileranteil [%]
3. OG	21	52
2. OG	9	46
1. OG	15	46
Mezzanin	5	46
EG	?	25

Die Abweichungen der freien Wandstärke gegenüber der generischen Tabelle im Kapitel 4.1 nach unten lassen sich durch den geringen Pfeileranteil erklären. Im Erdgeschoß muss schon

aus den Gegebenheiten des Bestandes- mit nur 25% Pfeileranteil von Klinkermauerwerk oder ähnlichen ausgegangen werden, da sich hier die Nachweise sonst nicht mehr führen lassen.

Um die Auslastungen bzw. die Reserven für Bohrlöcher über die Fläche der Außenwandfassade auch graphisch darzustellen, wurde ein Berechnungsmodul⁴ entwickelt und das Referenzprojekt damit untersucht.

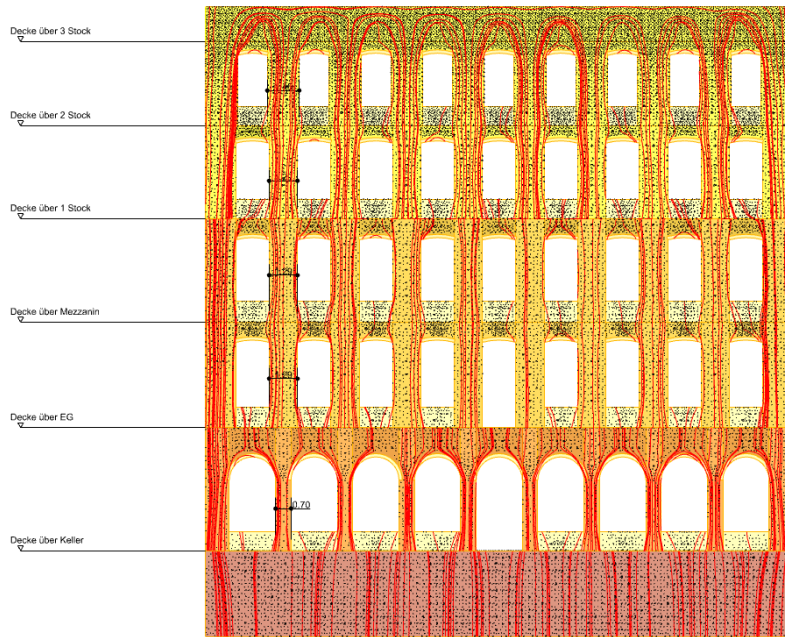
Es ergibt sich folgendes Bild



Graphische Darstellung der Auslastungsreserven des Referenzprojektes unter der Annahme Obergeschoße $f_k \sim 4 \text{ N/mm}^2$ und Erdgeschoß $f_k \sim 6 \text{ N/mm}^2$ (Klinkermauerwerk) unter dem Lastniveau Traglasten Ständige Lasten und Nutzlasten.

Dunkle Stellen bedeuten hier, dass viele Bohrungen möglich sind.

⁴ Berechnungsmodul: Rhino/Grasshopper/Karamba

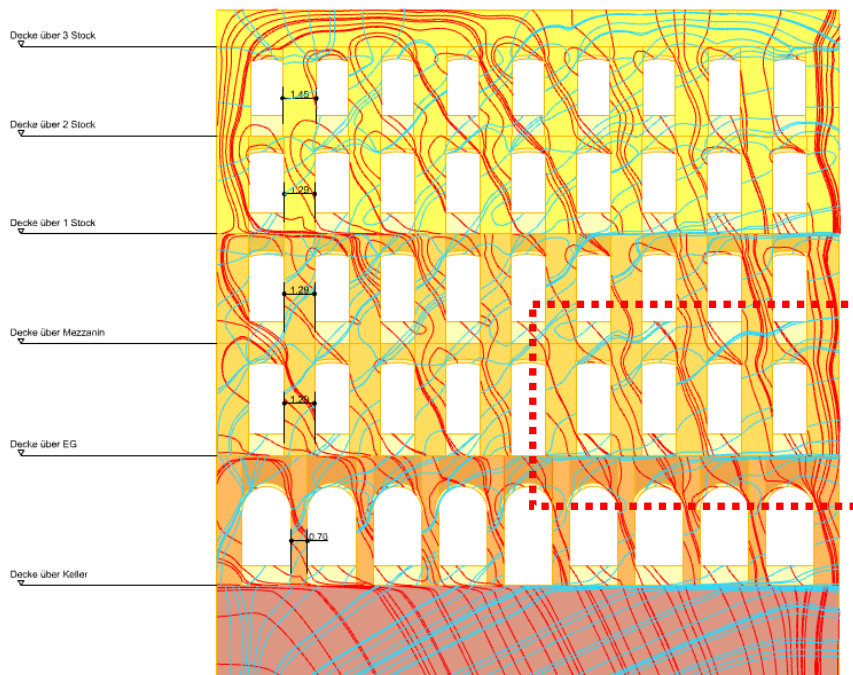


Graphische Darstellung der Auslastungsreserven des Referenzprojektes unter der Annahme Obergeschoße $f_k \sim 4 \text{ N/mm}^2$ und Erdgeschoß $f_k \sim 6 \text{ N/mm}^2$ (Klinkermauerwerk) und der Verlauf der Druckspannungstrajektorien unter dem Lastniveau Traglasten Ständige Lasten und Nutzlasten.

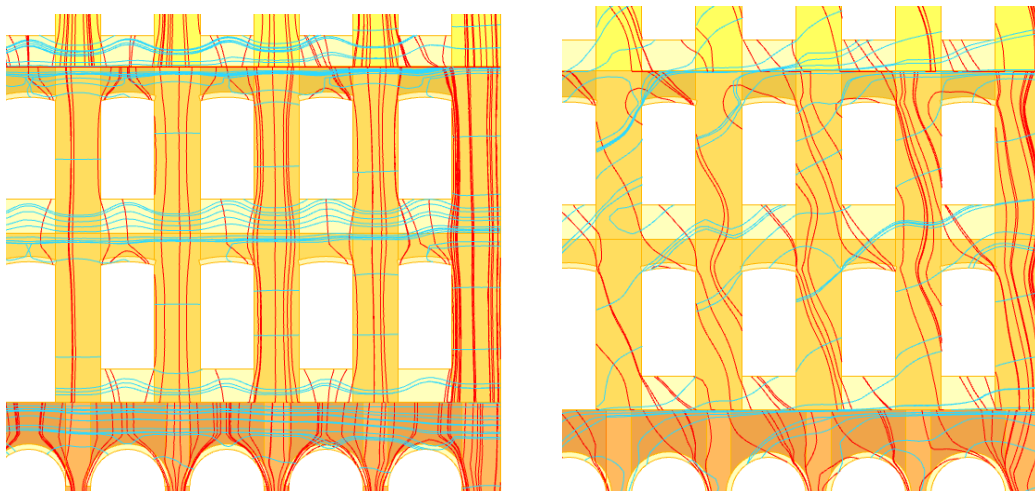
4.3 Auslastung unter Berücksichtigung Lastfall Erdbeben - Referenzgebäude

Wie schon im Kapitel 3.3 dargelegt, sind derzeit keine Nachweise für die Berücksichtigung der Rahmenwirkung von Mauerwerkswänden mit Löchern unter horizontaler Einwirkung gemäß Eurocode möglich.

Der Verlauf der Hauptspannungen unter Berücksichtigung der quasiständigen Lastkombination aus Ständigen- und Nutzlasten und der Erdbebeneinwirkung (von Links) in Längsrichtung der Außenwand zeigt folgendes Bild:



Detailausschnitt



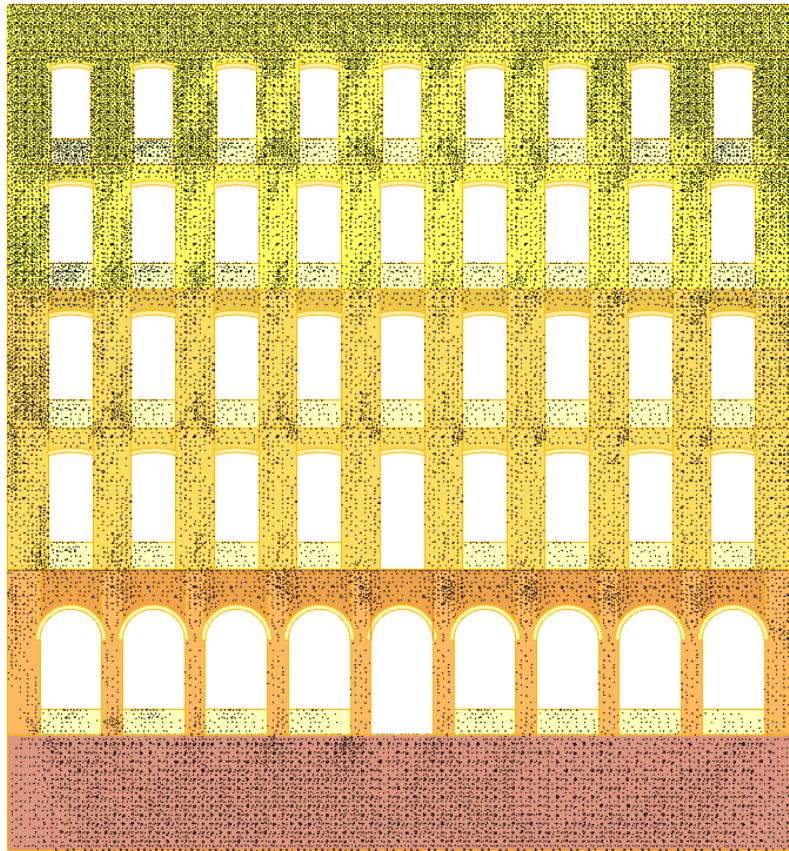
Detailausschnitt Verlauf der Hauptspannungsrichtungen; Linkes Bild: Ohne Erdbebenersatzkräfte; Rechtes Bild mit Erdbebenersatzkräften

Es ist deutlich die „Schrägstellung“ der Druckstreben in den Pfeilerbereichen, aber auch über die Parapetbereiche und die darunterliegenden Sturzbereiche zu erkennen. Es wird wesentlich von der Qualität der Sturzüberlager (Bogen, Stahlträger, etc.) abhängen, inwieweit hier zusätzliche Widerstände über den reinen Pfeilerwiderstand hinaus wirksam werden.

Vertiefte Untersuchungen, unter Einsatz von nichtlinearen Werkstoffgesetzen könnten hier genauere Ergebnisse und auch zusätzliche Reserven aufzeigen.

In einem vereinfachten Ansatz wird von einem q-Faktor von $q = 2.0$ ausgegangen. Weiters werden die geringeren Teilsicherheitsbeiwerte im Lastfall Erdbeben und die verminderte Auflast (Quasiständiges Lastniveau) berücksichtigt.

Damit ergibt sich folgendes Auslastungsbild



Graphische Darstellung der Auslastungsreserven des Referenzprojektes unter der Annahme Obergeschoße $f_k \sim 4 \text{ N/mm}^2$ und Erdgeschoß $f_k \sim 6 \text{ N/mm}^2$ (Klinkermauerwerk) unter dem Lastfall Quasiständige Einwirkungen und Erdbeben $q = 2.0$

Es ergeben sich – außer im Parapetbereich – keine wesentlichen Änderungen zum Lastfall Traglasten - ständige Lasten und Nutzlasten.

5 Bohrbilder

5.1 Allgemeines

Ziel der Untersuchung ist es, den Einfluss möglicher Bohrbilder auf die Belastbarkeit des Mauerwerks in diesem Bereich zu untersuchen. Aus Vorsichtsgründen wird die Zone der Bohrung in den Nachweisen zwar planmäßig nicht herangezogen, jedoch hat der Mauerwerksverband auch in diesem Bereich selbstverständlich eine Belastung durch das Gewicht des darüberliegenden Mauerwerks selbst.

Bei 17 m bis 21 m hohen Gebäuden, entspricht das einer Einwirkung in der äußersten Schar im Erdgeschoß bei einem Pfeileranteil von 50% einer Spannung $f_{E,d} \sim 17 \dots 21 \cdot 18.0 \cdot 1.35 \cdot 1/0.50$
 $= 0.8 \dots 1.0 \text{ N/mm}^2$

Für die Untersuchung wurden – in einer ersten Näherung – für die E-Moduli, die Querdehnzahl und der (Spalt)zugfestigkeit die Werte aus Adam et al [7] angesetzt:

	Mörtel	Ziegel		
E-Modul	220	7500	N/mm ²	E-Modul
ν	0.2	0.07		Querdehnzahl
f_c	1.5	22	N/mm ²	Druckfestigkeit
f_t	0.1	1.3	N/mm ²	(Spalt)zugfestigkeit

5.2 Bohrbild 1

Die erste Untersuchung wird – unabhängig von der tatsächlichen Realisierbarkeit – für ein enges Bohrbild durchgeführt.

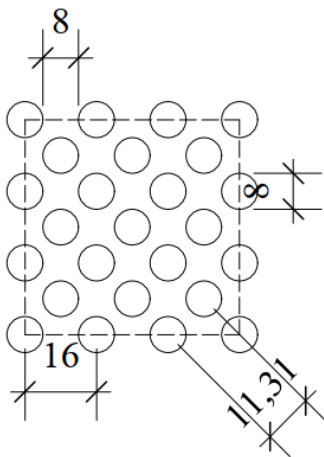


Abbildung: Enges Bohrbild

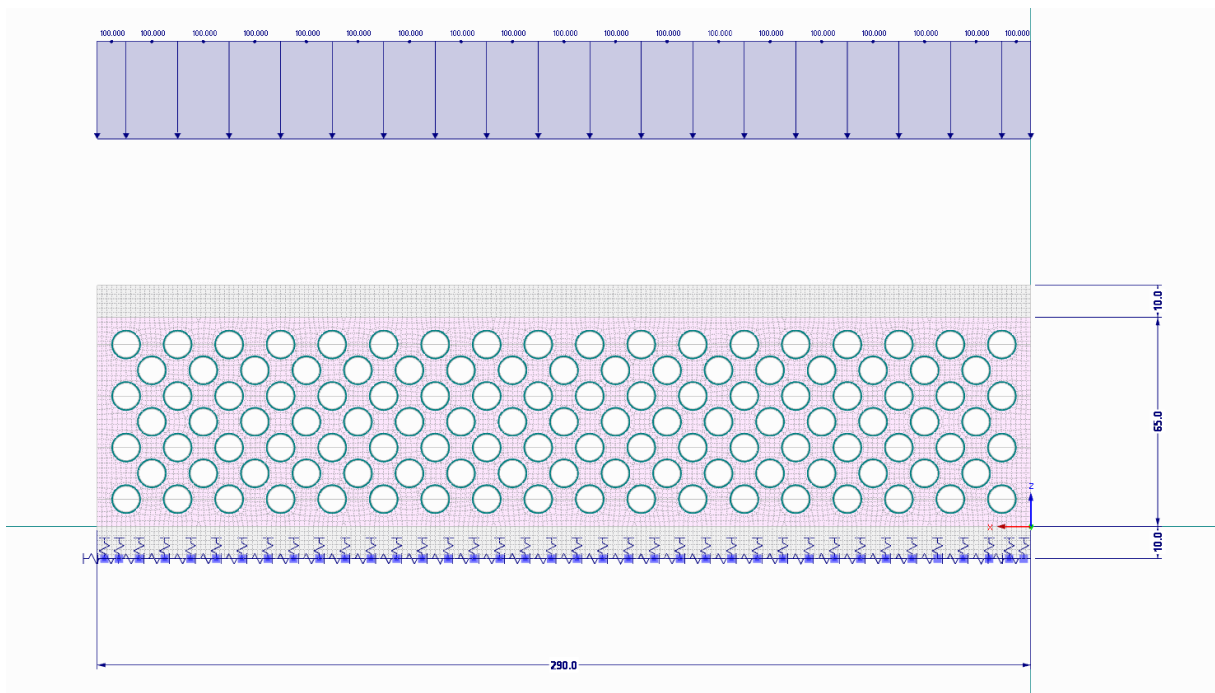
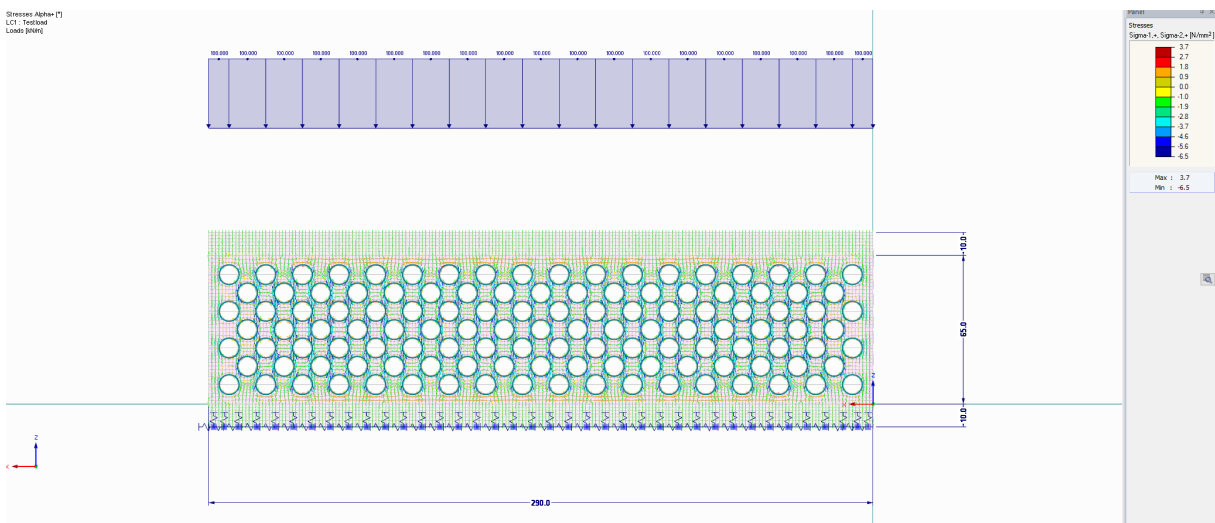


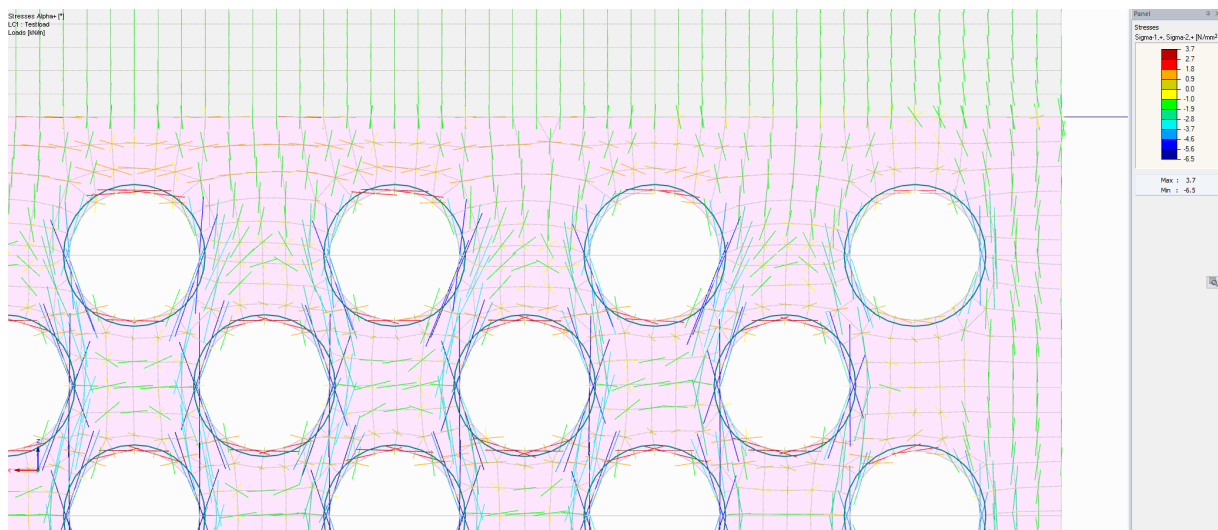
Abbildung: Modell des kleinen Lochrasters in einem Mauerwerkstein des alten Wiener Ziegelformates 290/142/65 unter der Auflast $f_{Ed} == 1 \text{ N/mm}^2$

Hauptspannungsverläufe⁵



⁵ Berechnet mit einem isotropen Materialgesetz, Verwendete Software: RFEM 5.0

Im Detail



Man erkennt deutlich erhöhte Querkzugspannungen im Bereich des Übergangs Mörtelbett – Ziegelstein. Dies ist den unterschiedlichen Querdehnzahlen geschuldet. Weiters sind hohe Querkzugspannungen im Bereich der Loch-Ober- und -Unterkante zu erwarten. Diese könnten durch eine spezielle Lochgeometrie⁶ noch positiv beeinflusst werden – die aber erheblich schwieriger zu bohren sein wird. Hier wären weitere Untersuchungen notwendig.

5.3 Bohrbild 2

Im zweiten Schritt wird ein weites, das weite Bohrbild untersucht.

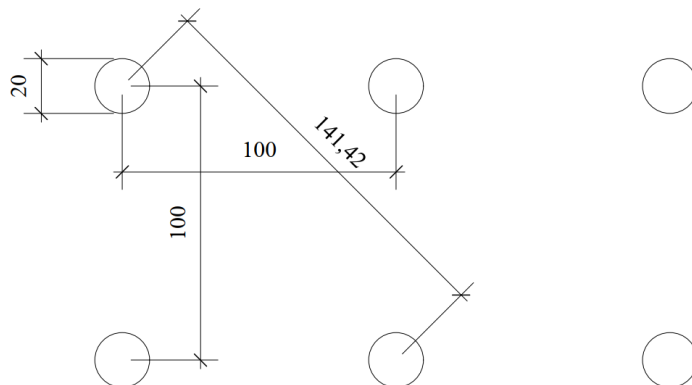
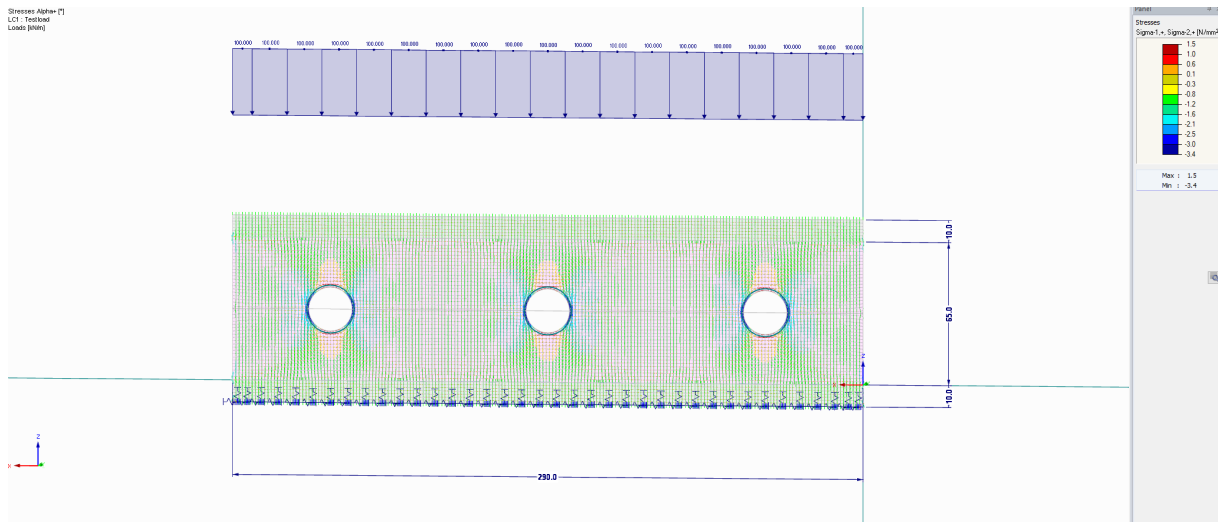


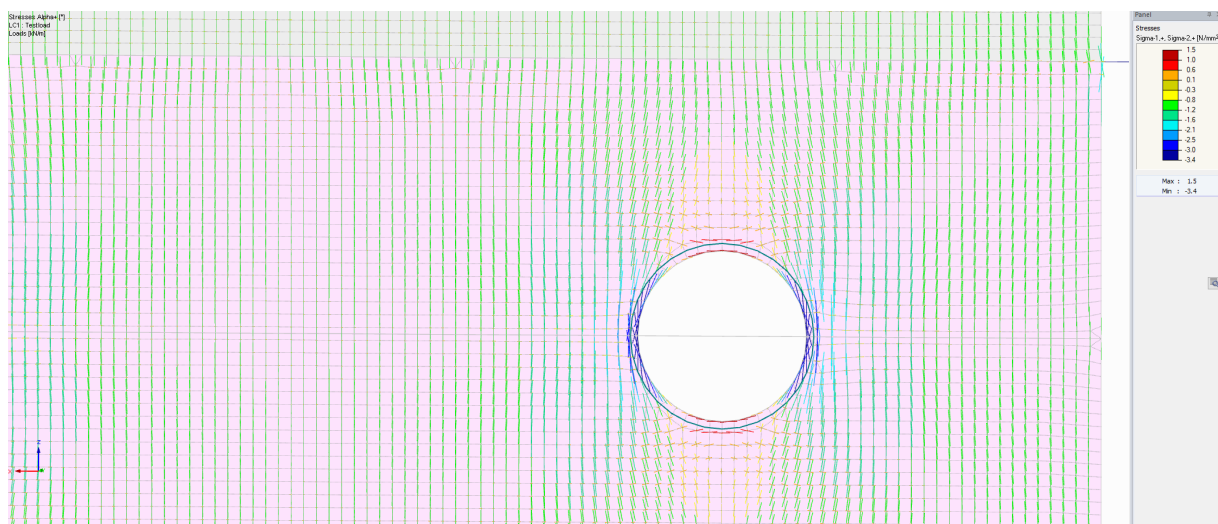
Abbildung: Weites Bohrbild

⁶ Siehe z.B. Claus Mattheck; Kerbformotimierung in: Design in der Natur; Rombach 2006

Hauptspannungsverläufe⁷



Im Detail



Es sind ähnliche Effekte wie beim kleinen Bohrbild zu beobachten. Allerdings ist die Größenordnung der Spaltzugkräfte am oberen und untern Lochrand, bedingt durch die kleinere, auf den verbliebenen Nettoquerschnitt bezogene Auslastung, um den Faktor $3.7/1.5 = 2.5$ kleiner und damit im Bereich der aufnehmbaren Spaltzugkräfte im Ziegelstein.

⁷ Berechnet mit einem isotropen Materialgesetz, Verwendete Software: RFEM 5.0

Referenzen

- (1) Friedel, Johann. *Leitfaden für den Unterricht in der Bau-Constructionslehre*. Wilhem Braumüller. Wien und Leipzig, 1900
- (2) Kolbitsch, Andreas. *Altbaukonstruktionen. Charakteristika, Rechenwerte, Sanierungsansätze*. Springer Verlag. Wien New York, 1989
- (3) Pech, Anton et al. *Decken. Baukonstruktionen Band 5*. Springer. Wien, 2006
- (4) Giebeler, Georg et al. *Atlas Sanierung*. Birkhäuser. Basel, 2008
- (5) Riccabona, Christoph; Mezera, Karl. *Baukonstruktionslehre 1. Rohbauarbeiten*. Manz. Wien, 2010
- (6) DI Dr. Anton Pech; Gutachten Forschungsprogramm zur Verifizierung der konstruktiven Kennwerte von altem Ziegelmauerwerk nach EC 6, 2009
- (7) Adam et al; Erdbeben im Wiener Becken, SESIMID 2010