

Diplomarbeit

Bewertung von Mauerwerkseigenschaften von Gründerzeithäusern in Wien mittels Machine-Learning

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grads
Diplom-Ingenieur / Diplom-Ingenieurin
eingereicht an der TU Wien, Fakultät für Bau- und Umweltingenieurwesen

Diploma Thesis

Evaluation of masonry characteristics of Gründerzeit houses in Vienna using machine learning

Submitted in satisfaction of the requirements for the degree of
Diplom-Ingenieur / Diplom-Ingenieurin
of the TU Wien, Faculty of Civil and Environmental Engineering

von

Emir Dzudzevic, BSc

Matr.Nr.: 01129904

Betreuung: Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Agathe **Robisson**
Ass.Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. **Karl Deix**
Institut für Werkstofftechnologie, Bauphysik und Bauökologie
Forschungsbereich Baustofflehre und Werkstofftechnologie
Technische Universität Wien,
Karlsplatz 13/207-01, 1040 Wien, Österreich

Wien, im Juni 2025

Danksagung

Meine Danksagung gehört allen, die mich während meiner Schulzeit, Studium und besonders während meiner Diplomarbeit unterstützt haben:

- Herrn Ass.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Karl Deix für die wertvolle Betreuung und sorgfältige Korrektur meiner Arbeit,
- Herrn Dipl.-Ing. Dr. techn. Branko Rusnov für die hilfreichen Erklärungen und die fachkundige Unterstützung bei der Erdbebenberechnung,
- meiner Familie und Freunden für ihre ständige Unterstützung während meines gesamten Werdegangs und besonders im Studium,
- der Firma Ingware AG für die Bereitstellung der vollständigen 3Muri-Lizenz zur Durchführung der Erdbebenberechnungen.

Kurzfassung

Die Gründerzeit war eine Zeit des rasanten Wachstums in westeuropäischen Ländern. In dieser Phase wurden in Wien ca. 27.000 Wohn- und Geschäftshäuser gebaut, die heute einen Großteil der Wiener Bauinfrastruktur ausmachen. Aufgrund des Bevölkerungswachstums müssen viele dieser Gründerzeithäuser aufgestockt oder umgebaut werden. Im Zuge dieser Arbeiten ist es notwendig, die erforderliche Standsicherheitsnachweise zu führen. Da die Mauerwerkswände die Belastung sowohl vertikal als auch horizontal abtragen, ist es notwendig die Tragfähigkeit der Wände zu untersuchen.

In den letzten 30 Jahren wurden in mehr als 200 Gründerzeithäuser in Wien die Ziegel- und Mörtelfestigkeiten *in situ* untersucht. Die Ergebnisse wurden zusammen mit den Gebäude-Geodaten in Wien in einem Datensatz gesammelt und mit Machine-Learning-Algorithmen ausgewertet. Dabei wurden sehr wichtige Zusammenhänge gefunden, die es ermöglichen im Voraus die erforderlichen Festigkeiten mit ausreichender Genauigkeit zu ermitteln, ohne weitere *in situ* Untersuchungen durchführen zu müssen.

Im zweiten Teil der Arbeit werden die normativen und theoretischen Grundlagen der Erdbebenberechnung der Gründerzeithäuser betrachtet mit abschließenden Pushover Berechnung und Evaluierung der Ergebnisse der 3 typischen Häuser mittels 3Muri Software anhand der Ziegel- und Mörtelfestigkeiten, die im Vorhinein mittels Machine-Learning bekommen wurden.

Abstract

The Gründerzeit period was a time of rapid growth in Western European countries. During this period, ca. 27.000 residential and commercial buildings were constructed in Vienna, which today represent a large part of the city's building infrastructure. Due to steady population growth, many of these old buildings had to be expanded or remodeled. As part of this work, the required structural stability assessments were carried out. Since masonry walls bear loads both vertically and horizontally, the load-bearing capacity of the walls must be investigated.

Over the past 30 years, the brick and mortar strengths of more than 200 Gründerzeit houses in Vienna have been investigated in situ. The results were compiled, along with building geodata from Vienna, into a large dataset and evaluated using machine learning algorithms. Important correlations were discovered that make it possible to determine the required strengths in advance with sufficient accuracy, without the need for further in situ investigations.

In the second part of the work, the normative and theoretical foundations of earthquake calculations for Gründerzeit houses are considered, including a final pushover analysis and evaluation of the results for three typical houses using 3Muri software, based on the brick and mortar strengths obtained in advance using machine learning.

Inhalt

Danksagung	ii
Kurzfassung.....	iii
Abstract	iv
Inhalt.....	v
1 Einleitung und wissenschaftliche Fragestellung	1
2 Merkmale der Gründerzeithäuser in Wien	2
2.1 Geschichtliche Entwicklung.....	2
2.2 Gestaltung von Grundrissen unter dem Einfluss der Bauordnungen der Gründerzeit	3
2.3 Dachkonstruktionen	5
2.4 Mauerwerkswände	6
2.5 Gesimse und Fenstergewände	7
2.6 Treppenkonstruktionen.....	8
2.7 Deckenkonstruktionen.....	8
2.8 Fundamente	11
3 Bestimmung der Mauerwerksfestigkeit	13
3.1 Zerstörende Methoden.....	15
3.1.1 Komponentenprüfung.....	16
3.1.2 Mauerwerksprüfung an Kleinfeilern	19
3.1.3 Bohrkerne	20
3.2 Zerstörungsfreie Methoden	21
3.2.1 Eindringverfahren für Mörtelprüfung	21
3.2.2 Rückprallhammerverfahren für Ziegelprüfung	24
3.3 Bestimmung der charakteristischen Druckfestigkeit des Mauerwerks	25
3.4 Bestimmung der charakteristischen Schubfestigkeit des Mauerwerks	25
4 Einsatz von Machine Learning für die Analyse und Auswertung von Versuchs- und Geodaten.....	26
4.1 Bereitstellung der Eingangsdaten aus den Materialprüfungen.....	26
4.2 Bereitstellung der Eingangsparameter aus den Geodaten der Stadt Wien	27
4.3 Zusammenstellung aller Daten für Machine-Learning	29
4.4 Eingesetzte Software	30
4.5 Angewendete Algorithmen für die Datenanalyse	32
4.5.1 K-Means	32
4.5.2 t-SNE (t-distributed Stochastic Neighbor Embedding).....	33
5 Analyse, Interpretation und Auswertung der Ergebnisse.....	34
5.1 Räumliche und bauliche Verteilung der Messstellen.....	37
5.2 Clusterbildung der Mauerfestigkeiten anhand K-Means Algorithmen	37

5.3	Clusterbildung anhand der t-SNE Algorithmen	39
5.4	Analyse und Auswertung der Ziegeldruckfestigkeiten	41
5.5	Analyse und Auswertung der Mörtelfestigkeiten.....	44
6	Vorhersage von Mauerwerkskennwerten mittels Machine Learning auf Basis von Versuchs- und Geodaten	47
6.1	Angewendete Algorithmen für die Vorhersage.....	47
6.1.1	RF (Random Forest).....	47
6.1.2	NN (Neural Networks)	48
6.1.3	kNN (k-Nearest Neighbours)	49
6.1.4	SVM (Support Vector Machines)	51
6.2	Fehlermaße zur Bewertung von Vorhersagemodellen	52
6.2.1	Mean Squared Error (MSE)	52
6.2.2	Root Mean Squared Error (RMSE).....	52
6.2.3	Mean Absolute Error (MAE)	53
6.2.4	Coefficient of Determination (R^2) - Bestimmtheitsmaß.....	53
6.3	Datenanalyse-Workflow in Orange Data	54
6.4	Vorhersage der Ziegeldruckfestigkeiten	55
6.5	Vorhersage der Mörteldruckfestigkeiten.....	58
6.6	Vorhersage der Mauerdruckfestigkeiten	60
7	Erdbebenanalyse mittels Pushover-Verfahren	62
7.1	Allgemeine Grundlagen	62
7.2	Erdbebengefährdung in Österreich.....	63
7.3	Normative Grundlagen der Erdbebensicherheit in Österreich	66
7.4	Gründerzeithäuser unter Erdbebenbeanspruchung.....	67
7.5	Versagensmechanismen der Mauerwerkswände.....	67
7.5.1	Schubversagen.....	68
7.5.2	Biegeversagen	69
7.6	Versagen der Wandscheiben mit Öffnungen	69
7.7	Versagen aus der Ebene (Out of plane).....	70
7.8	Theoretische Grundlagen der Pushover-Berechnung.....	71
7.8.1	Erdbebenerfüllungsfaktor	73
8	Erdbebenberechnung von drei Gründerzeithäusern in Wien	74
8.1	Seismische Eingangsdaten	74
8.2	Beispiel 1 – Regelmäßiger Grundriss.....	75
8.2.1	Lastaufstellung – Beispiel 1	75
8.2.2	3Muri Analyse – Beispiel 1.....	76
8.2.3	Erfüllungsfaktoren – Beispiel 1.....	79
8.3	Beispiel 2 – Unregelmäßiger Grundriss	80

8.3.1	Lastaufstellung – Beispiel 2	80
8.3.2	3Muri Analyse – Beispiel 2.....	81
8.3.3	Erfüllungsfaktoren – Beispiel 2.....	84
8.4	Beispiel 3 – Eckhaus	85
8.4.1	Lastaufstellung – Beispiel 3	85
8.4.2	3Muri Analyse – Beispiel 3.....	85
8.4.3	Erfüllungsfaktoren – Beispiel 3.....	89
8.5	Zusammenstellung der 3Muri Ergebnisse.....	90
9	Zusammenfassung und Ausblick	91
10	Abbildungsverzeichnis	92
11	Tabellenverzeichnis.....	94
12	Formelverzeichniss.....	95
13	Diagrammverzeichniss	96
14	Literaturverzeichnis.....	97

1 Einleitung und wissenschaftliche Fragestellung

Die Gründerzeit (1848-1918) beschreibt eine Phase des wirtschaftlichen Wachstums in den westeuropäischen Ländern. In dieser Zeit wurden neue Baumaterialien eingesetzt, die zur Entwicklung neuer Baustile und schnellerem Bauen ganzer Wohnviertel geführt haben. Während der Gründerzeit hat Wien enorme Änderungen erlebt. Es wurden mehr als 27.000 Wohn- und Geschäftsobjekte gebaut, die heute einen wesentlichen Bestandteil der Wiener Bauinfrastruktur darstellen.

Aufgrund des aktuellen kontinuierlichen Bevölkerungswachstums in Wien ist es notwendig, dass eine große Anzahl dieser Gründerzeithäuser aufgestockt oder gegebenenfalls umgebaut werden muss. Diese Maßnahmen führen zu einer Erhöhung der Belastung der tragenden Bauteile. Die erhöhte Belastung muss durch vorhandene und neue tragende Bauteile bis zu den Fundamenten geführt werden. Obwohl die Gründerzeithäuser sehr massiv gebaut wurden, zeigen sie aus heutiger Sicht, besonders bei Erdbebenbelastung bauliche Schwächen. In vielen Fällen sind die notwendigen Bestandsunterlagen nicht vorhanden. Aus diesem Grund ist es oft notwendig, vor Ort ein Aufmaß der Grund- und Aufrisse zu erstellen und die Festigkeit der Materialien zu prüfen. Die vertikalen und horizontalen Lasten werden überwiegend durch die Mauerwerkswände abgetragen, daher ist die Durchführung einer Mauerwerksprüfung erforderlich, damit die Tragfähigkeitsnachweise geführt werden können. Seit 1992 wurden umfangreiche Materialuntersuchungen an 206 Gründerzeithäusern in Wien durchgeführt. Aus 2054 Materialprüfungen an verschiedenen Prüfstellen wurden die Ziegel- und Mörtelfestigkeiten ausgewertet und gesammelt. Dabei wurde besonders auf die Wandposition in den einzelnen Geschossen, Geschossanzahl und Wandfeuchtigkeit geachtet. Es wurden sowohl zerstörende als auch zerstörungsfreie Prüfungen durchgeführt. Vergleicht man die damaligen Baunormen mit der tatsächlichen Ausführung der Gründerzeithäuser, sieht man, dass es hinsichtlich der statischen Systeme und Baumaterialien keine großen Abweichungen gibt. Auch bei der Analyse der Materialprüfungen ist sichtbar, dass keine größeren Schwankungen vorliegen. Daher ist es naheliegend, diese Ergebnisse auch auf Gründerzeithäuser zu übertragen, die bisher noch nicht untersucht sind. Um diese Übertragung durchführen zu können, wurden die Gebäude-Geodaten der Stadt Wien verwendet. Die Geodaten bestehen aus Informationen wie Adresse, geografische Lage, Bezirk, Bauperiode, Nutzung u.v.m.. Von 58.363 Gebäuden in Wien wurden 46,5 % im Zeitraum von 1848 bis 1918 gebaut [1].

Aus den Geodaten wurden die wichtigsten Informationen für die Gründerzeithäuser extrahiert und abschließend mit den Prüfergebnissen aus den 2054 Prüfstellen kombiniert. Die Zusammenführung ergibt einen Datensatz von 39.026 unabhängigen Daten, die nun mittels Machine-Learning-Algorithmen und Statistik ausgewertet werden. Ziel dieser Auswertung mithilfe von Machine-Learning-Algorithmen ist es, wesentliche Zusammenhänge zu erkennen und Vorhersagen zu treffen.

2 Merkmale der Gründerzeithäuser in Wien

2.1 Geschichtliche Entwicklung

Vor der Gründerzeit herrschte in Wien die Biedermeierzeit, die durch niedrige, meist zweistöckige Gebäude mit sehr dicken Ziegelwänden und Dippelbaumdecken gekennzeichnet war. Die Einwohnerzahl Wiens betrug damals knapp eine halbe Million.

Nach der Revolution von 1848 begann in Wien die Phase Frühgründerzeit, die von einer rasanten wirtschaftlichen Entwicklung und in der Folge einem Bevölkerungswachstum gekennzeichnet war. In der zweiten Phase der Gründerzeit um 1880, der sogenannten Hochgründerzeit, hat sich die Bevölkerungszahl wiederum verdoppelt. Diese rasante Entwicklung setzt sich auch in der Spätgründerzeit fort, sodass im Jahr 1910 ca. 2 Millionen Einwohner in Wien lebten. Somit ist Wien nach London, Paris und Berlin die viertgrößte Stadt in Europa geworden.

Im Zeitraum von 1850 bis 1858, nachdem die Stadtmauer rund um die Altstadt in Wien geschliffen wurde, wurden die Vororte eingemeindet. Die Abb. 1 zeigt die Altstadt Wien vor der „Schleifung“ der Stadtmauer im Jahr 1857. Verschiedene Farben stellen die einzelnen Altstadtviertel dar, rosa für Schottenviertel, hellrosa für Kärntnerviertel, hellviolett für Stubenviertel und gelb für Wimmerviertel. Auf der Abb. 1 sind auch die Vorfelder, die sogenannte Glacis, deutlich zu erkennen. Ursprünglich dienten diese Felder militärischen Zwecken, indem sie freie Sicht auf mögliche Angreifer ermöglichten. Nun wurden sie Baugrund für heutige Ringstraße und neue Wohnviertel rund um die Altstadt. Mit dem Abriss der Stadtmauer wurde also der Grundstein für die Stadterweiterung gelegt.

Im Jahr 1893 wurde auch der Linienwall abgerissen. Dort entstanden die heutige Gürtelstraße und zusätzliche Baugründe. Die Einwohnerzahl stieg im Zuge der Industrialisierung vor allem in den eingemeindeten Vororten sehr rasch an, weil eine große Anzahl an Arbeitskräften nach Wien kam. Schließlich spielte auch die hohe Geburtenrate eine wichtige Rolle beim Anstieg der Einwohnerzahl. Mit dem Bevölkerungswachstum stieg auch der Bedarf an Wohn- und Geschäftsraum, weshalb in kürzerer Zeit mehr als 450.000 Wohnungen gebaut wurden [2], [3], [4].

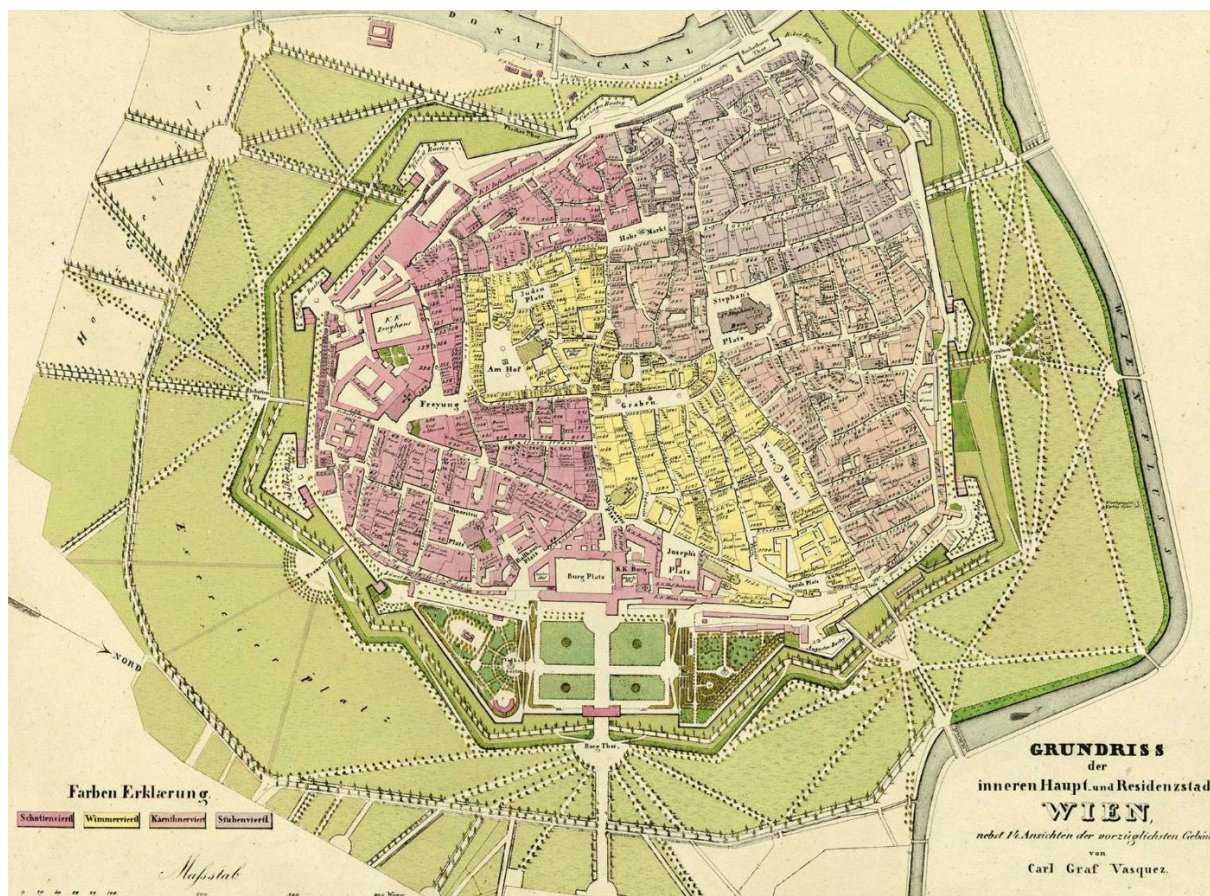


Abb. 1: Grundriss Innere Stadt Wien 1835 [5]

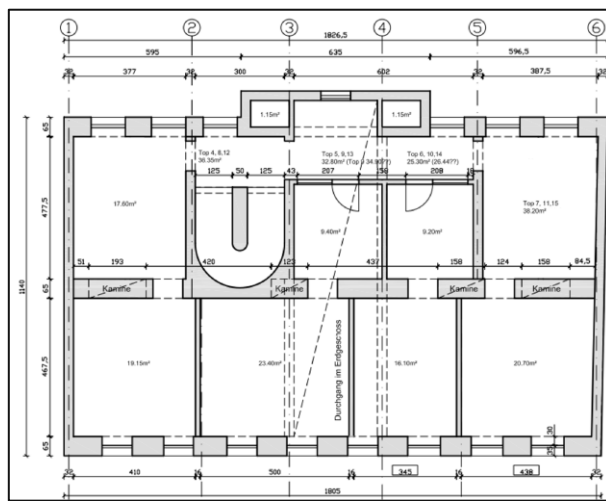
2.2 Gestaltung von Grundrissen unter dem Einfluss der Bauordnungen der Gründerzeit

Bis zum Ende der Gründerzeit wurden 4 Bauordnungen in Wien erlassen. Die älteste Bauordnung stammt aus dem Jahr 1829, die zweite 1856, die dritte 1859 und die letzte 1883, die in der Novelle von 1890 herangezogen wurde. In der Bauordnung aus dem Jahr 1859 wurde die maximale Gebäudehöhe von 24,7 m und die Raumhöhe von 3,16 m festgelegt. In der Bauordnung von 1883 wurde die Bebauung bis zu 85% der verfügbaren Fläche des Grundstücks zugelassen, vorher wurden die Bauparzellen fast vollständig ausgenutzt [3].

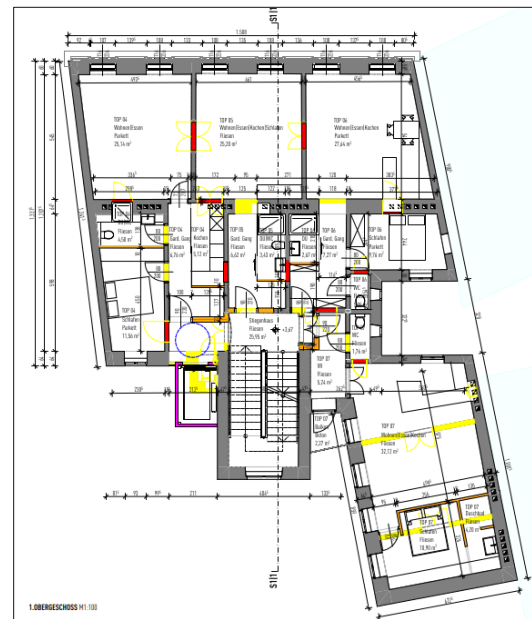
Die Grundrisse der Wohnhäuser aus der Gründerzeit zeichnen sich durch bestimmte bauliche Merkmale aus. In den einzelnen Wohnungen sind große Räume, die sogenannten Durchgangszimmer, zu erkennen, bei denen man von einem Raum durch den nächsten gehen kann. Da die Gebäude meist an mehreren Seiten verbaut waren, orientierten sich die Wohnungen häufig nur zu einer Seite. Damit jeder Raum Licht und Luft erhielt, wurden Lichthöfe eingeplant, deren Größe zwischen 6 m² und 12 m² beträgt. Die Geschossdecken bestehen in der Regel aus sogenannten Tramdecken, die bis zu 200 kg pro Quadratmeter tragen können. Sie sind jedoch für Feuchtigkeit und Holzschädlinge anfällig. Die oberste Decke, die den Dachboden vom Wohnraum trennt, wurde als Dippelbaumdecke

ausgeführt, um im Brandfall den herabstürzenden Dachstuhl aufzufangen. Als Bodenbelag wurde oft Hartholzparkett verwendet. Im Kellerbereich wurden massive, mit Eisenträgern verstärkte Decken eingebaut, um Feuchtigkeit abzuhalten. Bereits in der Gründerzeit spielte Feuchtigkeitsschutz eine große Rolle: Mit verschiedenen Abdichtungsmethoden wie Asphaltbeschichtungen, Metallfolien oder speziellen Pappen versuchte man, das Eindringen von Nässe in den Baukörper zu verhindern [6].

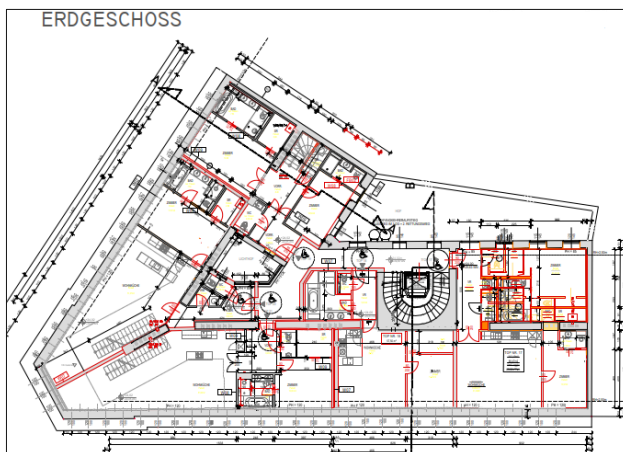
Die Abb. 2 zeigt mehrere häufige Grundrissformen der Gründerzeithäuser. An der Straßen- und Hofseite befinden sich dicke Ziegelwände und in der Mitte die Mittelmauer, die zugleich der Kaminführung dient. In Querrichtung sind tragende Wände als Feuermauern angeordnet.



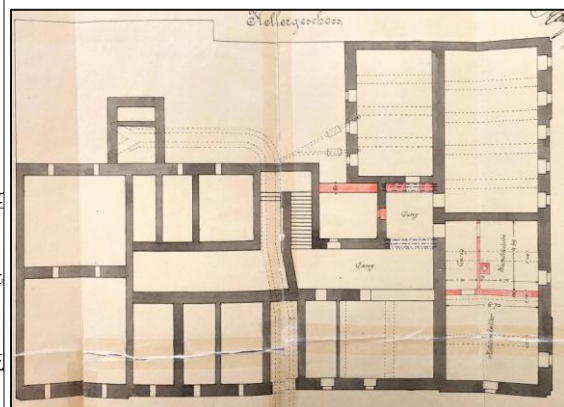
(a)



(b)



(c)



(d)

Abb. 2: Häufige Grundrissformen: a) Straßentraker; b) Straßentraker mit Seitentrakt; c) und d) Eckhäuser, Ausschnitte aus [7]

Die Anordnung der Wände auf den Schnitten ist meist regelmäßig, aber oft mit der Ausnahme, dass das Erdgeschoss je nach Lage entweder als Wohnraum oder Geschäftslokal genutzt wurde. Wenn es als Geschäftslokal genutzt wurde, wurden darüberliegende tragende Wände durch Stahlträger ersetzt, die in den Grundrissen oft eingezeichnet sind. Die Abb. 3 zeigt typische Schnitte und den vertikalen Aufbau von Wiener Gründerzeithäusern.

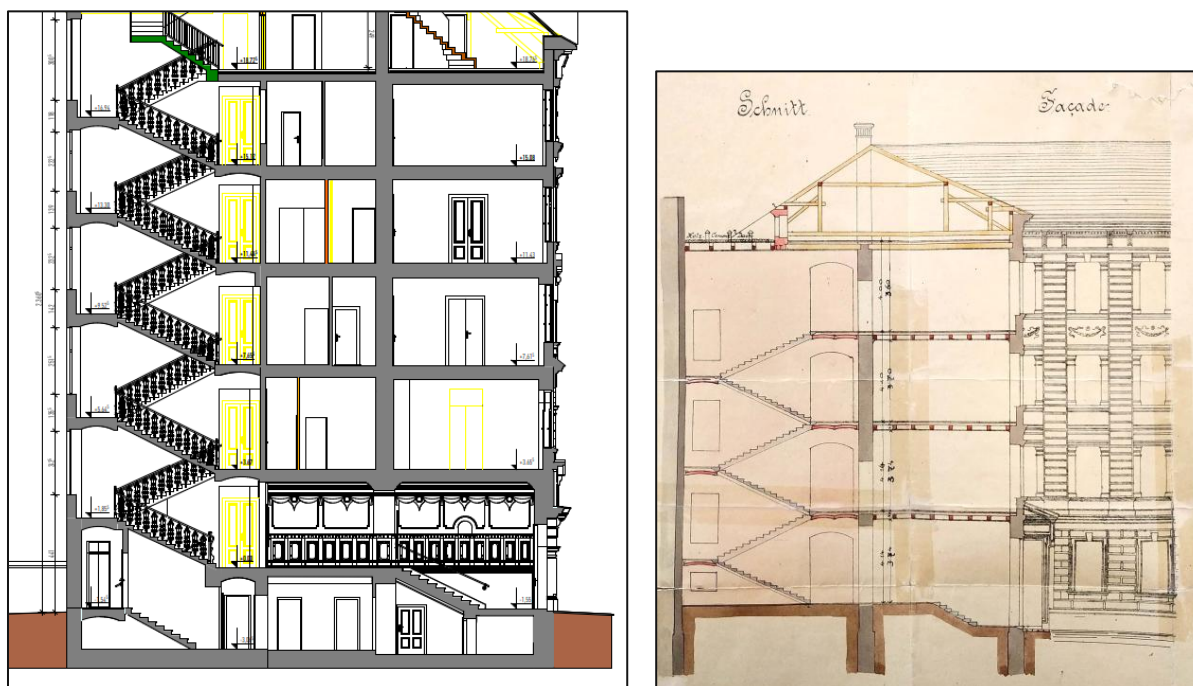


Abb. 3: Typische Schnitte eines Gründerzeithauses, Ausschnitte aus [7]

2.3 Dachkonstruktionen

In den Gründerzeithäusern kamen hauptsächlich Sparren- und Pfettendächer zum Einsatz. Bei einem Sparrendach tragen die Sparren die Lasten der gesamten Konstruktion einschließlich der Dachhaut, Wind- und Schneelasten, und werden in die tragenden Mauern weitergeleitet. Bei einem Pfettendach bekommen die Sparren zusätzlichen Zwischenaufleger. Die am meisten verwendete Dachkonstruktion in den Gründerzeithäusern war der doppelt stehendes Pfettendachstuhl, bekannt als „Wiener Dachstuhl“ (Abb. 4). Während die Fußpfetten als Mauerbank auf Außenwände befestigt wurden, standen die Mittelpfetten auf den Holzstützen, die auf Bundtram lagern. Im Firstbereich wurden die Sparren mittels Überblattung verbunden. Die Stützen wurden mit horizontalen Brustriegel kraftschlüssig mit den seitlichen Streben verbunden, um zusätzliche Stabilisierung und Sicherung der Dachkonstruktion zu gewährleisten. Am Fußpunkt wurden die Streben und Sparren mit Zangenpaar befestigt. Neben dem Wiener Dachstuhl wurden auch Kehlbalkendächer, liegende Dachstühle und doppelte Hängewerke ausgeführt. Es wurden zimmermannsmäßige Verbindungen angewendet [8].

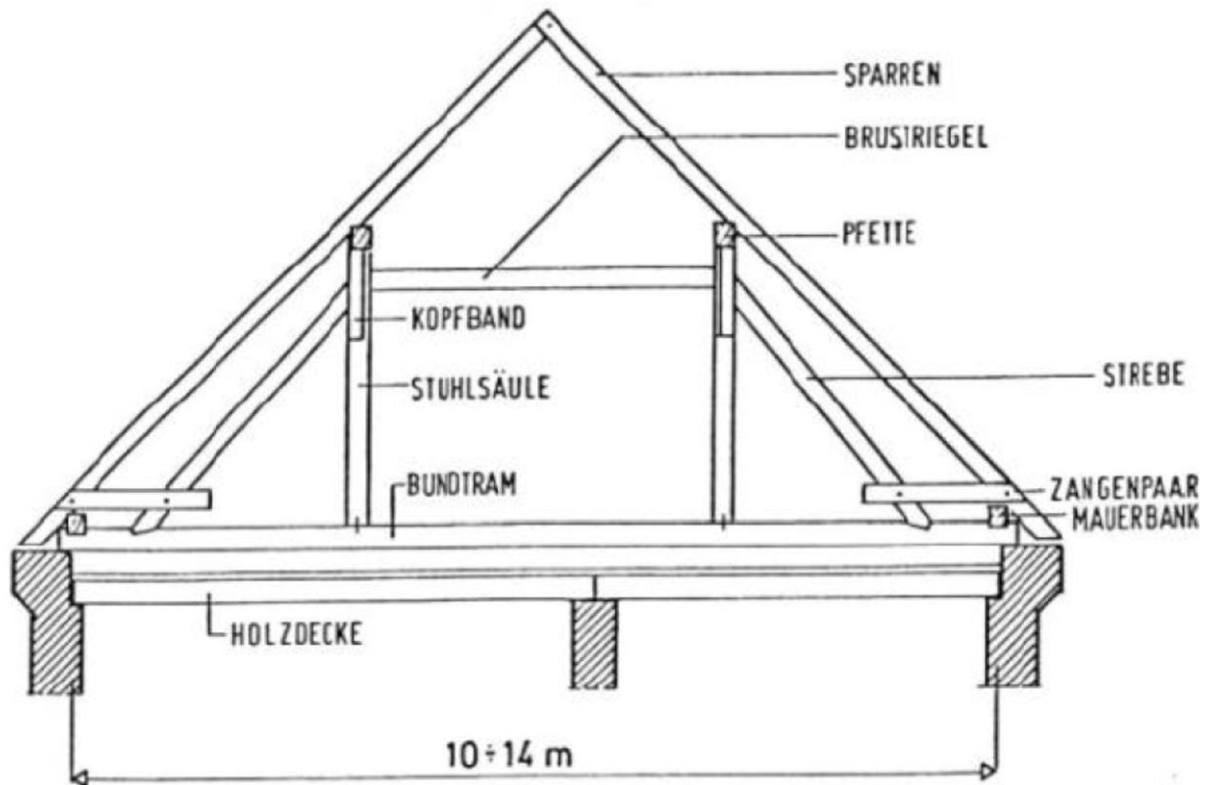


Abb. 4: Doppel stehender Dachstuhl – „Wiener Dachstuhl“ [8]

2.4 Mauerwerkswände

Die Stärke der tragenden Außenwände und der Mittelmauer variieren in Abhängigkeit von der Geschosszahl und Deckensystem und weisen Dicken von 30 cm bis 115 cm auf. Die nicht tragenden Zwischenwände wurden in einer Dicke von 15 cm ausgeführt, was auch in der Bauordnung von 1883 vorgeschrieben war. Die seitlichen Feuermauern mit einer Dicke von mindestens 30 cm wurden auch als nichttragend betrachtet [9].

In Abb. 5 sind Vorgaben aus der Bauordnung vom 1883 aufgeführt, wo die Wandstärken tragender Mauerwerkswände in Abhängigkeit von der Trakttiefe, dem Stockwerk und des Deckensystems festgelegt wurden [9].

Da die oberste Decke aus Brandschutzgründen in der Regel als Doppelbaumdecke ausgeführt wurde, lässt sich aufgrund dieser Bauvorschrift bei Gebäuden mit mehreren Geschossen oft schon aus den vorhandenen Bestandplänen feststellen, welche Art von Decke eingebaut wurde. Wenn eine Wandstärke von 45 cm vom Erdgeschoss bis zum obersten Stockwerk, dann kann mit großer Sicherheit davon ausgehen, dass es sich um eine Tramtraversendecke handelt [9].

Tramdecken bei Trakttiefe < 6,50 m									
4.Stock	45	45	30	45	30	60(45)	45		
3.Stock	45	45	30	45	30	60	45		
2.Stock	45	45	30	45	30	60	60		
1.Stock	45	45	30	45	30	60	60		
EG	45	45	30	45	30	75	75		
KG	60	60	45	60	60	90	90		
	Stiegenhaus- mauer	Lichthof- mauer	Feuer- mauer	Mittel- mauer	belastete Hauptmauer				
Dicke der Hauptmauern bei anderen Deckensystemen (Trakttiefe < 6,50m)									
Stockwerk	Doppelbaumdecke					Tramtraversendecke			
4. Stock	45					45			
3. Stock	60	45				45			
2. Stock	75	60	45			45			
1. Stock	90	75	60	45		45			
Erdgeschoss	105	90	75	60	45	45 (60 bei EG-Höhe > 5m)			

Abb. 5: Die Wandicken eines Gründerzeithauses [9]

2.5 Gesimse und Fenstergewände

Bei der Gesamtbewertung der Standsicherheit werden die auskragenden Fassadenelemente wie Gesimse (Abb. 6) und Fenstergewände häufig nicht weiter betrachtet und auf mögliche Schäden untersucht. Es ist aber sehr wichtig zu erwähnen, dass sie selbst bei Erdbeben geringer Intensität die Sicherheit der Passanten gefährden können. Am meisten verwendet wurden die verputzten Gesimse, da sie günstiger als andere Ausführungen waren.

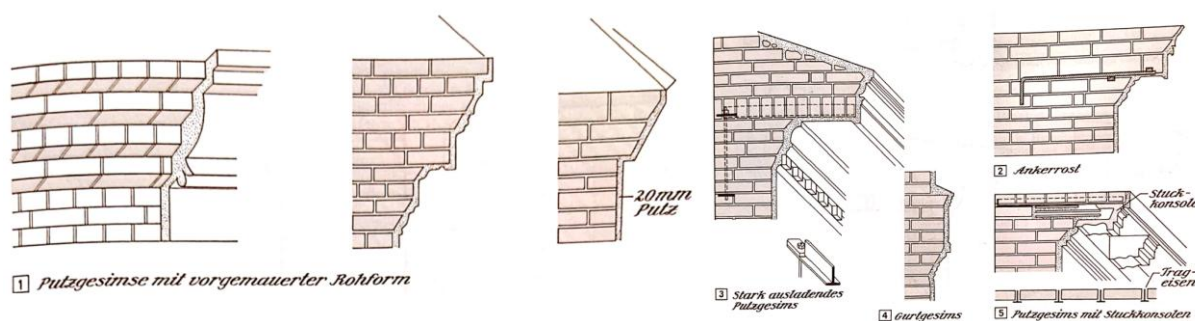


Abb. 6: Typische Gesimsausführungen [10]

2.6 Treppenkonstruktionen

Die Treppen sind in die Stiegenhauswände eingemauert bzw. eingespannt, die mit einer Stärke von 45 cm ausgeführt wurden. Es wurden zweiläufige Treppen mit Zwischenpodesten sowie halb gewendelte Treppen, meist mit Natursteinstufen, eingesetzt. Die Treppenkonstruktionen lassen sich in drei Varianten unterteilen:

- **Wandunterstützte Stufen:** einseitig in die Stiegenwand eingemauert, innen auf gemauerter Wand gestützt.
- **Kragstufen:** in die Stiegenwand eingemauert, ohne inneres Auflager.
- **Traversenunterstützte Stufen:** außen in die Stiegenwand eingemauert, innen auf einem Walzprofil gelagert, das auf Podestträgern aufliegt.

Krag- und traversenunterstützte Stufen wurden vorwiegend in den Obergeschossen eingesetzt. Beidseitig wandunterstützte Stufen kamen hauptsächlich im Erd- und Kellergeschoss zum Einsatz [9].

2.7 Deckenkonstruktionen

Wie bei den unterschiedlichen Wandstärken gibt es auch bei den Deckenausführungen je nach Stockwerk unterschiedliche Ausführungen. Über dem obersten Stockwerk wurden überwiegend Dippelbaumdecken eingebaut, in den Zwischengeschossen verschiedene Tramdecken, in den Nassräumen, in den Bereichen der Treppenhäuser und oberhalb der Kellergeschosse die Wiener Platzdecken und in einigen Fällen oberhalb der Kellergeschosse wurden die massiven Tonnengewölbe eingesetzt.

Dippelbaumdecken

Die Dippelbaumdecken sind massive Holzdecken aus der Biedermeierzeit. Sie bestehen aus nebeneinanderliegenden halbierten Baumstämmen mit besäumten Seitenflächen und gerundeter Oberseite, die Dippelbäume genannt werden (Abb. 7). Die einzelnen Balken wurden an aneinanderliegenden Längsseiten mit Hartholzdübeln versetzt verdübelt, um die Lastverteilung zu gewährleisten und die Schwingungen zu minimieren. Nach der Verlegung der Balken wurde die Oberseite 4–8 cm beschüttet und oft mit Ziegelpflaster oder Blindboden abgedeckt. Die untere Seite wurde feuerhemmend verputzt [9], [11].

In der Bauordnung aus dem Jahr 1868 wurden die Dippelbaumdecken aus brandschutztechnischen Gründen vorgeschrieben. Wegen der ungestörten Kraftweiterleitung über den Mauerquerschnitt durften die Dippelbaumdecken nicht übermauert werden. Als Auflager dienten imprägnierte Rasthölzer mit einer Breite von 15 cm. Dies hatte zur Folge, dass die Mauerstärke um jeweils 15 cm pro Geschoss zunahm [9], [11].

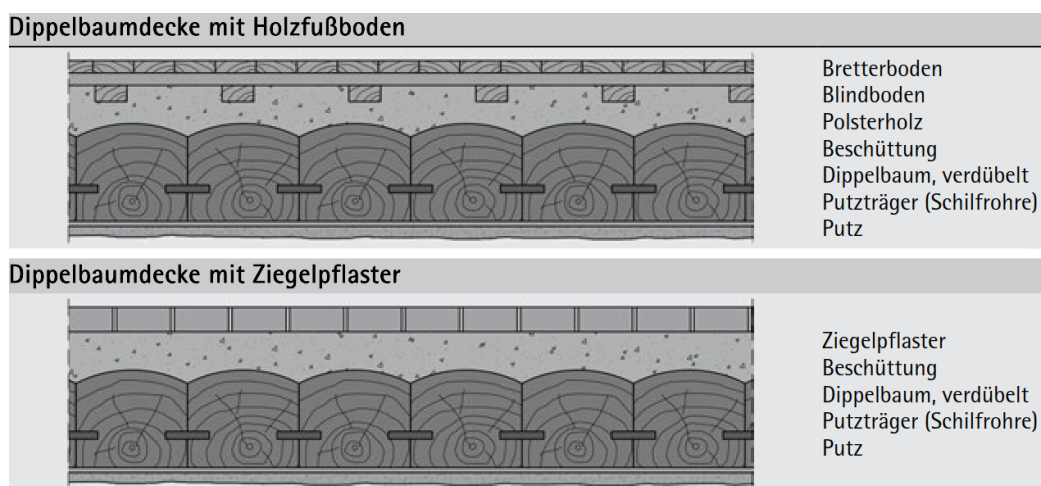


Abb. 7: Querschnitt einer Dippelbaumdecke [11]

Tramdecken

Die Konstruktion der Tramdecken ähnelt modernen Holzbalkendecken, aber mit Balkenabständen von 60 bis 90 cm, was eine wirtschaftliche Ausnutzung der Sturzschalung ermöglicht (Abb. 8). Eine einfache Tramdecke hat eine Balkenhöhe von etwa 24 cm bei Spannweiten bis zu 6,50 m. Die Gesamtdicke der Tramdecken beläuft sich auf 30 bis 45 cm. Es war kein durchgehendes Auflager erforderlich, sodass die tragenden Wände durchgehend in der gleichen Stärke ausgeführt werden konnten. Dadurch war eine ungestörte Kraftweiterleitung möglich. Die Öffnungen in der Wand, die sogenannte Tramkasteln oder Auflagertaschen, in denen die Balken aufliegen, sorgten gleichzeitig für eine Belüftung der Balkenköpfe. Die Balken wurden mit Schließen aus Eisen am Mauerwerk verankert. Auf den Balken liegt eine Sturzschalung sowie eine etwa 6 bis 10 cm dicke Schüttung, in die die Unterkonstruktion des Blindbodens eingebaut ist. Unter der Decke befindet sich Stuckaturrohrschalung, auf der die Berohrung und der Putz angebracht wurden. Bei der Ausführung mit der versenkten Sturzschalung wurde die Dicke der Schüttung verringert und somit die Raumhöhe vergrößert [9], [11].

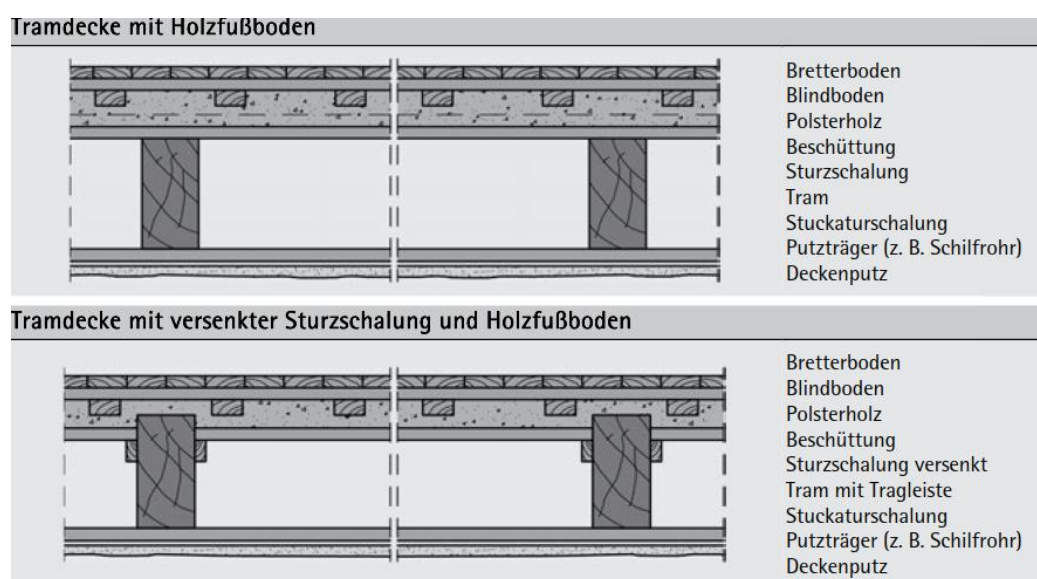


Abb. 8: Querschnitt einer einfachen Tramdecke [11]

Fehltramdecken

Die Fehltramdecken sind eine Sonderform der Tramdecken, die vor allem in repräsentativen Gebäuden eingesetzt wurden. Der Aufbau besteht aus Primär- und Sekundärkonstruktion. Die obere Primärkonstruktion trägt die Hauptlasten, d.h. die Eigenlasten der Primärkonstruktion der Decke, des Fußbodens und Verkehrslasten. Die untere Sekundärkonstruktion, trägt nur das Eigengewicht aus der Sekundärkonstruktion der Decke und die Stuckdekorationen, deswegen haben die Holzbalken im unteren Bereich kleineren Querschnitt (Abb. 8). Diese Trennung sorgt dafür, dass Durchbiegungen, Bewegungen und Erschütterungen vom Fußboden nicht auf die empfindliche Entstickung übertragen werden, die dadurch beschädigt werden kann. Dadurch konnten auch bei großen Spannweiten schöne und rissfreie Dekorationen gestaltet werden, daher war die Fehltramdecke besonders dort nützlich, wo hohe gestalterische Ansprüche gestellt wurden [9], [11].

Fehltramdecke mit Holzfußboden



Abb. 9: Querschnitt einer Fehltramdecke [11]

Tramtraversendecken

Bei der Tramtraversendecke tragen anstelle durchgehender Holzbalken die Stahlträger aus I-Profilen die Hauptlast. Diese verlaufen im Abstand von 2,5 bis 3,5 Metern zwischen den tragenden Wänden (Abb. 10). Neben den Querwänden, die oft durchgemauert wurden, wurden C-Profile eingebaut. Dazwischen liegen Holzträmme in einem Abstand 70 bis 90 cm quer auf den unteren Flanschen der Stahlträger. Es wurden die Spannweiten bis 7 m überbrückt. Dieses Deckensystem wurde vor allem in Schul- und Verwaltungsgebäuden eingesetzt [11].

Tramtraversendecke mit Holzfußboden

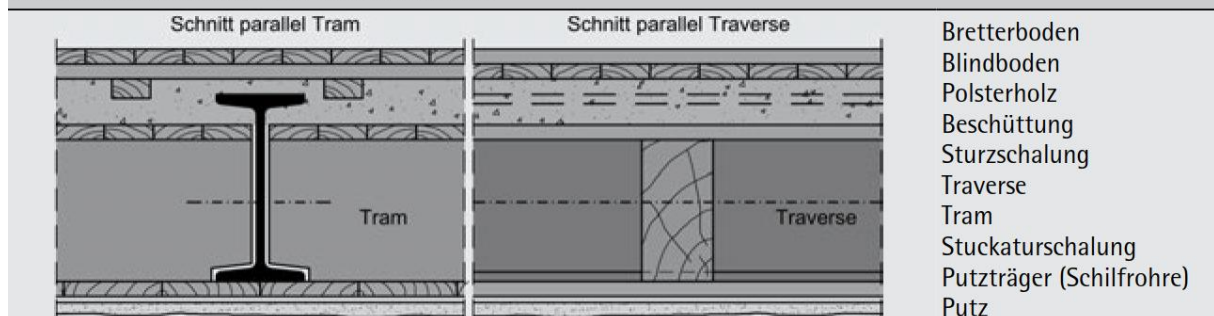


Abb. 10: Querschnitt einer Fehltramdecke [11]

Massive Gewölbedecken

In den Gründerzeithäuser wurden zwei Arten der Gewölbedecken verwendet, die Wiener Platzdecke und Tonnengewölbe (Abb. 11). Die Platzdecke besteht aus flachen Ziegelbögen gespannt zwischen Stahlträgern. Sie wurde in der Gründerzeit oft in Wohn- und Geschäftshäusern verwendet, besonders in Treppenhäusern, Kellern und Nassräumen. Die Stahlträger wurden in einem Abstand vom 2,5 m eingebaut. Für die Aufnahme der horizontalen Abstützkräfte in den letzten Gewölbfeldern wurden die Stahlträger mit Schließen verbunden und rückverankert.

Tonnengewölbe wurden hauptsächlich über Kellergeschosse eingebaut. Die Funktionsweise ist ähnlich wie bei der Platzdecke. Auch hier wurden die Abstützkräfte mit Schließen gesichert. Neben der hohen Belastbarkeit sind beide Arten der Gewölbedecken sehr feuchtigkeitsbeständig [11].

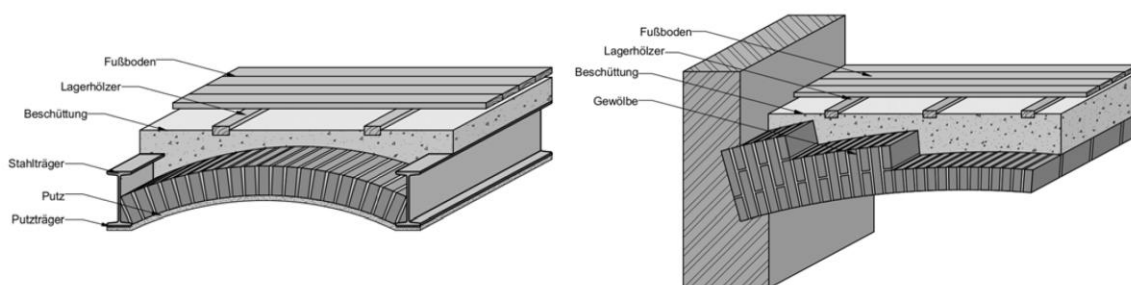


Abb. 11: Querschnitt einer Platzdecke (links) und Tonnengewölbe (rechts) [11]

2.8 Fundamente

Die Fundamente in den Gründerzeithäusern wurden je nach Bodenbeschaffenheit, Gebäudelast und Wasserspiegel unterschiedlich ausgeführt. Bei gutem Baugrund wurden Streifenfundamente meist aus Ziegelmauerwerk, Bruchsteinmauerwerk oder Beton mit einer Fundamenttiefe von $h = 1,0$ m unter der tragenden Mauer als Flachgründung angewendet. Die Breite der Fundamente war meistens in der Wandstärke der tragenden Mauer ausgeführt. Bei höheren Lasten und nachgiebigem Baugrund wurden abgetreppte Mauerfundamente mit einer Fundamenttiefe von ca. $h = 2,5$ m genutzt (Abb. 12) [12].

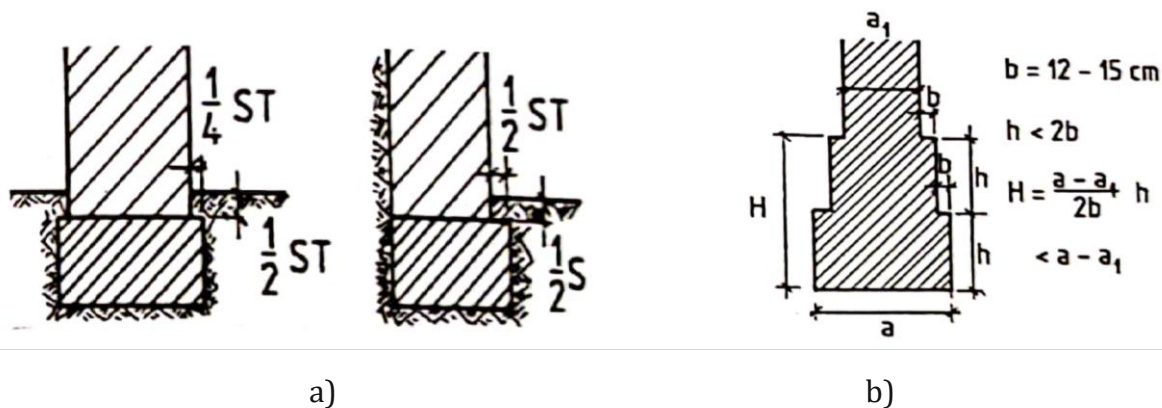


Abb. 12: a) Streifenfundamente, b) Abgetreppte Fundamente [12]

Wenn tragfähiger Boden tiefer im Trockenen lag, wurden Pfeilerfundamente in einem Abstand von max. $e=4,0$ m angewendet (Abb. 13).

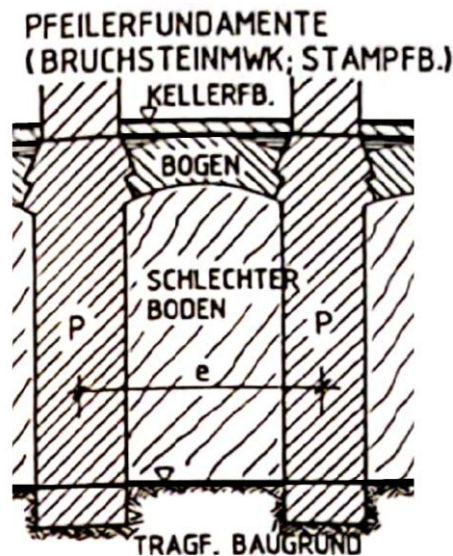


Abb. 13: Pfeilerfundamente [12]

Des Weiteren kamen für tiefere Fundamente in trockenem Baugrund umgekehrte Gewölbe aus Stampfbeton oder Mauerwerk zum Einsatz. Befand sich die Fundamentsohle ständig unterhalb des niedrigsten Grundwasserspiegels, wurden je nach Belastung und Tiefe der tragfähigen Schichten entweder Schwellerroste oder Pfahlroste eingesetzt. Die Abstände zwischen einzelnen Pfählen betrugen $0,7 - 1,3$ m in Wandlängsrichtung und $1,0 - 2,0$ m in Wandquerrichtung. Die Bemessung wurde anhand der Erfahrungswerte durchgeführt, deswegen waren die Fundamente oft unterdimensioniert, was zu größeren Setzungen geführt hat (Abb. 14) [12].

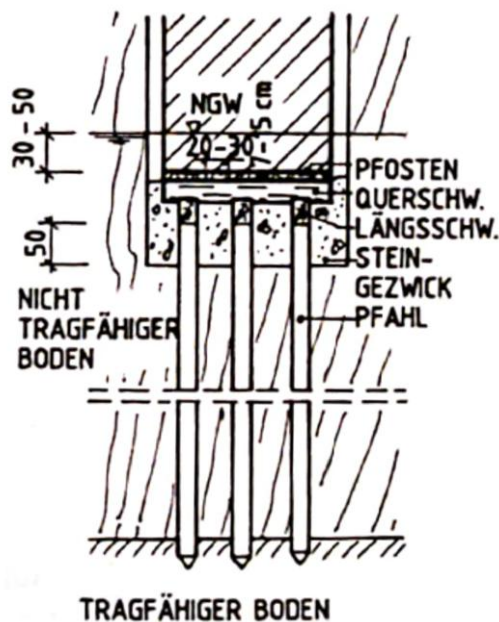


Abb. 14: Pfahlroste [12]

3 Bestimmung der Mauerwerksfestigkeit

Die Definition des Mauerwerks nach ÖNORM EN 1996-1-1 lautet: „Gefüge aus Mauersteinen, die in einem bestimmten Verband verlegt und mit Mörtel verbunden worden sind.“

Der Begriff Mauerziegel wurde in der Norm ÖNORM EN-771-1 folgendermaßen definiert: „Mauerstein, der aus Ton oder anderen tonhaltigen Stoffen mit oder ohne Sand, Brennstoffen oder anderen Zusätzen hergestellt ist und bei einer ausreichend hohen Temperatur gebrannt wird, um einen keramischen Verbund zu erzielen.“

Wobei Mörtel in der Norm ÖNORM EN 998-2 definiert ist als: „Gemisch aus einem oder mehreren anorganischen Bindemitteln, Zuschlägen, Wasser und gegebenenfalls Zusatzstoffen und/oder Zusatzmitteln für Lager-, Stoß- und Längsfugen, Fugenglattstrich und nachträgliches Verfugen.“

Das gebräuchlichste und am besten geeignete Baumaterial für Gründerzeithäuser waren Mauerziegel. Die üblichen Ziegelformate sind der folgenden Tabelle zu entnehmen:

Tabelle 3-1: Ziegelformate in Berlin und Wien [8]

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.

Während der frühen Gründerzeit fertigten Handwerker Ziegel eigenhändig an. Gegen Ende des 19. Jahrhunderts begann die maschinelle Ziegelproduktion, wodurch gleichmäßigere Formen und eine Serienproduktion möglich wurden, um die hohe Nachfrage zu decken. Außerdem waren die mechanischen Eigenschaften wie Festigkeit und Elastizität bei maschinell hergestellten Ziegeln besser als bei handgefertigten.

Die Tabelle 3-2 zeigt die Festigkeiten verschiedener Ziegelarten aus der Gründerzeit. Sie umfasst Druck-, Zug- und Scherfestigkeit. Die Druckfestigkeit reicht von 2,7 N/mm² (poröse Wölbziegel) bis 90 N/mm² (Klinker), die Zugfestigkeit meist 1–5 N/mm², bei Klinkern 100 N/mm², und die Scherfestigkeit liegt überwiegend bei 1,2 N/mm².

Tabelle 3-2: Ziegelfestigkeiten aus der Gründerzeit [8]

ZIEGELART	DRUCKFESTIG- KEIT β_D [N/mm ²]	ZUGFESTIG- KEIT β_Z [N/mm ²]	SCHER- FESTIGKEIT β_S [N/mm ²]
ZIEGEL , GEWÖHNLICH	6 - 12	1	} 1.2
ZIEGEL , GUTE	14 - 25	2	
HANDSCHLAGMAUER- ZIEGEL , GEWÖHNLICH	15.8 - 26.3	} 2.5 - 5	
HANDSCHLAGMAUER- ZIEGEL , SCHWACHBRAND	15 - 20		
HANDSCHLAGMAUER- ZIEGEL , 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	k. A.

Je nachdem, wie dick die Wand sein sollte, wurden die Ziegel in bestimmten Mustern, sogenannten Verbänden gemauert. Es wurden hauptsächlich folgende vier Verbandarten angewendet (Abb. 15).

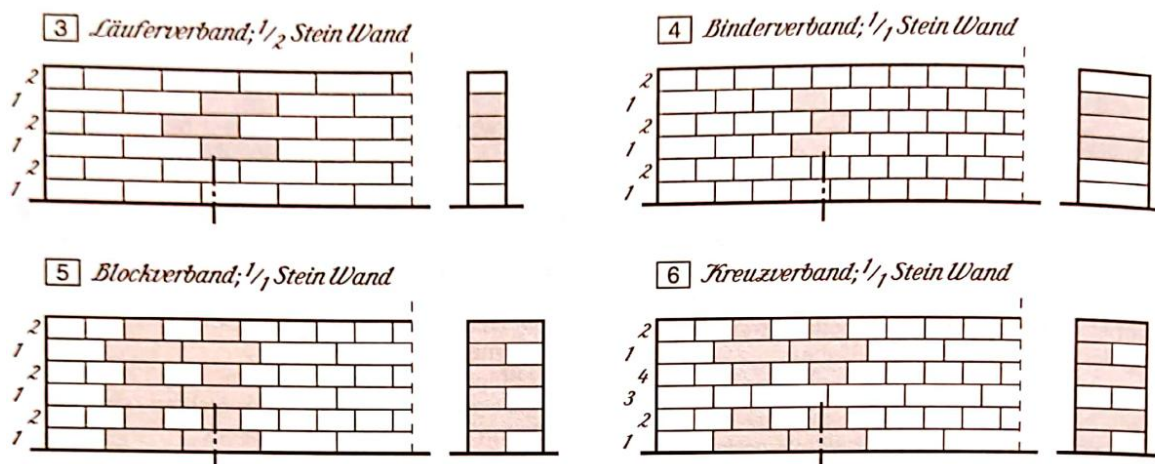


Abb. 15: Wandverbandmuster [10]

Neben den üblichen Mauerwerksverbänden findet man im Altbau auch oft Mischverbände, wenn bestimmte Ziele erreicht werden sollen:

- Höhere Tragfähigkeit der Wand, durch bessere Verbindung der inneren und äußeren Schalen.
- Sparsamere Verwendung von Material, da weniger Ziegel zugeschnitten werden müssen.
- Schnellere und wirtschaftlichere Bauweise, mit mehreren Läuferreihen und einzelnen Binderreihen.

- Größere Wandstärken (z. B. 30, 45 oder 60 cm).
- Ein gleichmäßiges Aussehen, besonders bei Sichtmauerwerk und Fassaden.
- Bessere Lösung bei Öffnungen und Anschlüssen, wie bei Fenstern, Türen oder Mauerecken.
- Flexibilität bei unterschiedlichen Wandhöhen und Raumaufteilungen.

Die Wahl des Mauerwerksverbandes hat direkten Einfluss auf die Mauerwerksfestigkeit. Misch- und Kreuzverbände erhöhen die Tragfähigkeit, da sie Lasten besser verteilen und die inneren und äußeren Schalen verbinden. Durch gut verzahnte Mischverbände werden die Rissbildungen und Setzungen langfristig reduziert.

Die Aufstockung und der Umbau der Gründerzeithäuser führen zur Erhöhung der Lasten auf die tragenden Bauteile. Diese zusätzlichen Belastungen müssen sicher bis in die Fundamente abgeleitet werden. Um die Baubewilligung für die Arbeiten zu bekommen, sind Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit der tragenden Bauteile nachzuweisen. Die Mauerwerksfestigkeit ist die wichtigste Kenngröße zur Beurteilung der Tragfähigkeit bei Bestandsbauten.

Regelwerk für die Untersuchung von Mauerwerksfestigkeit in Bestandsgebäuden ist ONR 21996. Als Mindestanforderung für eine umfassende Erkundung gilt der Kenntnisstand 3 (KL3: Vollständiger Kenntnisstand) nach ÖNORM EN 1998-3. Zur Ermittlung der Mauerwerksfestigkeit stehen verschiedene Verfahren zur Verfügung. Zerstörende Methoden wie die Entnahme einzelner Ziegel, Mauerkleinpfeiler oder Bohrkerne die zwar verlässliche Ergebnisse liefern, aber mit sehr großem Aufwand verbunden sind. Alternativ bieten sich auch nicht zerstörende Verfahren wie das Eindringverfahren oder die Rückprallmethode an, die eine gute Einschätzung der Werte bieten [13].

3.1 Zerstörende Methoden

Die Wahl der Prüfmethode hängt von mehreren Faktoren ab: dem Zustand des Mauerwerks, den zu prüfenden Materialien, der gewünschten Genauigkeit und dem Aufwand. Zerstörende Methoden sind sehr zuverlässig. Sie ermöglichen direkte Messungen, erfordern jedoch die Entnahme von Proben, was zu gewissen Beschädigungen der Wände führen kann. Dazu gehören folgende Methoden:

- *Komponentenprüfung*: Einzelne Steine oder Blöcke werden ausgebaut und auf ihre Druckfestigkeit untersucht.
- *Kleinpfeilerprüfung*: Kleine Mauerwerksproben werden in Form von Pfeilern aus der Wand entnommen und auf Druckfestigkeit geprüft.
- *Bohrkernprüfung*: Bohrkerne werden aus dem Mauerwerk entnommen und im Labor analysiert.
- *Fugenkernprüfung*: Proben aus den Mörtelfugen des Mauerwerks werden entnommen und auf Druckfestigkeit geprüft [13].

3.1.1 Komponentenprüfung

Die Komponentenprüfung ist eine zerstörende Methode an unverfestigtem Mauerwerk, bei der einzelne Wandelemente entnommen werden, um deren Eigenschaften, insbesondere die Druckfestigkeit, zu bestimmen. Dieses Verfahren ermöglicht die Gewinnung zuverlässiger Ergebnisse, da die Proben unter kontrollierten Laborbedingungen getestet werden.

Der Prüfvorgang gliedert sich in folgende Hauptschritte:

1. **Probenentnahme (Sampling):** Einzelne Steine oder Blöcke werden vorsichtig aus der Mauerstruktur entnommen. Es wird darauf geachtet, dass die Proben repräsentativ für die Gesamtkonstruktion sind.
2. **Probenvorbereitung:** Schleifen der Ober- und Unterseite und Abgleichen der Oberflächen mit Zementlehm, um eine korrekte Lastübertragung in der Prüfvorrichtung zu gewährleisten.
3. **Laborprüfung:** Die Proben werden in einer **Druckprüfmaschine** bis zum Bruch beansprucht. Die Druckfestigkeit wird in N/mm^2 [MPa] gemessen.
4. **Dokumentation und Analyse:** Bestimmung von **Mittelwerten** und **Abweichungen** und gegebenenfalls Vergleich der ermittelten Ergebnisse mit den einschlägigen Normen.

Die Vorteile dieser Methode sind die hohe Präzision der gewonnenen Ergebnisse und die Möglichkeit des direkten Vergleichs einzelner Proben. Es handelt sich um zerstörende Methode, bei der die entnommenen Proben nicht wiederverwendet werden können. Es ist zeit- und arbeitsintensiv, und die Entnahme der Proben kann zur Schwächung der bestehenden Mauer führen [13], [14].

Für die Durchführung und Bewertung dieser Prüfungen sind u.a. folgende Normen und Regelwerke maßgebend:

- **ONR 21996:** (Technische Regel) Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten - Vereinfachte Berechnungsmethoden für unbewehrte Mauerwerksbauten nach ÖNORM EN 1996-3 und ÖNORM B 1996-3
- **ÖNORM B 1996-1-1:** (Österreichische Norm) Bemessung und Konstruktion von Hochbauten aus Mauerwerk.
- **ÖNORM B 4004-1:** Mauermörtel für Hochbau
- **EN 998-2:** Festlegungen für Mauermörtel in Mauerwerksbau.
- **ÖNORM EN 771-1:** (Österreichische Norm) Festlegen für Mauersteine.
- **ÖNORM EN 772-1:** (Österreichische Norm) Prüfverfahren für Mauersteine - Teil 1: Bestimmung der Druckfestigkeit
- **DIN 1053:** Allgemeine Regeln für Mauerwerksbauten.
- **ÖNORM EN 1015-01, ...-02, ...-11:** Herstellung und Prüfung von Mörteln.

Prüfung der Ziegel und Mauersteinen

Für die Prüfung von **Ziegeln** müssen mehrere Proben entnommen und im Labor getestet werden. Die Probeentnahme erfolgt an mehreren Stellen, damit das Ergebnis das gesamte Mauerwerk widerspiegelt. Der Druckversuch wird gemäß ÖNORM EN 772-1 durchgeführt. Es sind mindestens 5 Proben pro Geschoss oder Prüfbereich erforderlich. Die Oberfläche der Proben muss gemäß Norm abgeschliffen oder mit Zementmörtel abgeglichen werden. Der Zementmörtel muss dabei höhere Festigkeit als Mauerstein haben, es sind in der Regel $\geq 30 \text{ N/mm}^2$. Die Last muss stoßfrei mit den angepassten Geschwindigkeiten eingebracht werden. Nach Norm sollte erst nach einer Minute die Höchstlast erreicht werden [13].



Abb. 16: Links: Druckversuch am Ziegel; Rechts: Versagensbild des Ziegels [15]

Zuerst wird die Grunddruckfestigkeit σ als Verhältnis der maximalen Kraft P zur Bruttofläche A berechnet.

$$\sigma = \frac{P}{A} \quad [\text{N/mm}^2] \quad (\text{Formel 1: Grunddruckfestigkeit}) \quad [16]$$

Dieser Wert wird dann in eine äquivalente Druckfestigkeit F_{Ltr} umgerechnet:

$$F_{Ltr} = \sigma \cdot \gamma \quad [\text{N/mm}^2] \quad (\text{Formel 2: Äquivalente Druckfestigkeit}) \quad [16]$$

Dabei werden Feuchtigkeit und Materialzustand berücksichtigt. Hierfür wird Faktor γ verwendet, der vom Konditionierungstyp abhängt (z. B. Lufttrocknung, 6 % Feuchtigkeit, Brennen oder Wasserlagerung) und beträgt 0,8 bis 1,2.

Schließlich wird die normierte Druckfestigkeit durch Multiplikation der äquivalenten Druckfestigkeit mit einem zusätzlichen Formfaktor d ermittelt:

$$f_b = F_{Ltr} \cdot d \quad [\text{N/mm}^2] \quad (\text{Formel 3: Normierte Druckfestigkeit}) \quad [16]$$

Der Formfaktor d ist ein Korrekturfaktor, der die Druckfestigkeit von Prüfkörpern unterschiedlicher Abmessungen standardisiert. Er berücksichtigt das Höhen-Breiten-Verhältnis und ermöglicht so die Umrechnung von Labormessungen auf die normierte Steinfestigkeit [16].

Prüfung des Mörtels

Die Hauptaufgabe des Mörtels ist die Übertragung von Druck- und Scherkräften zwischen den Mauersteinen. Nach ÖNORM EN 998-2 wird Mauermörtel in Normalmörtel G, Dünnbettmörtel T und Leichtmörtel L eingeteilt. Wichtige Eigenschaften sind die Druck- und Verbundfestigkeit, die in Klassen wie M1, M2,5, M5, M10, M15 und Md eingeteilt werden. Die Zahl nach dem Buchstaben gibt die Druckfestigkeit in N/mm^2 an, und „d“ steht für Dünnbett [17].

Für die Prüfung des **Mörtels** müssen ebenso mehrere Proben entnommen und im Labor geprüft werden. Es sind für Auswertung einer Probestelle mindestens 10 Einzelmessungen notwendig. Der Mörtel muss anhand des Merkblattes Magistrat der Stadt Wien MA37 mindestens $1,0 \text{ N/mm}^2$ Druckfestigkeit aufweisen. Das ist gleichzeitig der Mindestklasse der Mörteldruckfestigkeit nach DIN EN 998-2 [13], [18].

An der TU Wien wurde 1990 das Stempelprüfverfahren vom Institut für Hochbau entwickelt. Bei dem Verfahren werden handtellergröße Mörtelstücke (Abb. 17) an repräsentativen Stellen im Gebäude aus den Fugen vorsichtig entnommen, danach im Labor mit Gips etwa 5 mm auf beiden Seiten ausgeglichen und anschließend auf Druckfestigkeit mittels eines runden Stempels von 25mm Durchmesser oder eines quadratischen Stempels von 40mm Kantenlänge geprüft (Abb. 18) [14].



Abb. 17: Aus dem Bestandsmauerwerk entnommene Mörtelstücke [15]

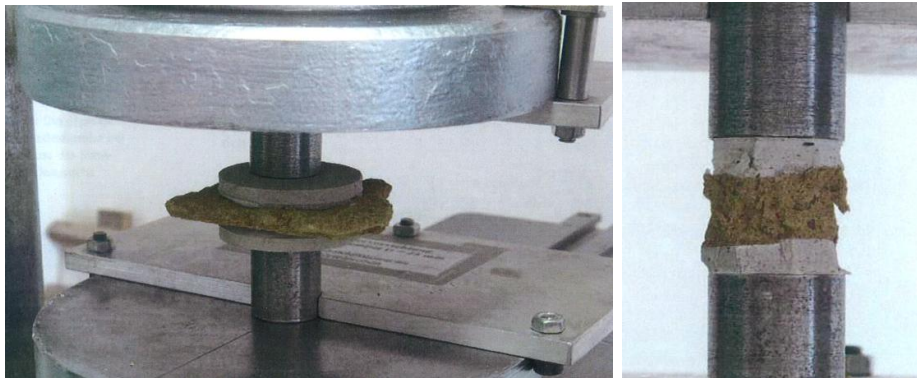


Abb. 18: Links: Druckversuch am Mauermörtel mittels Stempelverfahren; Rechts: Versagensbild beim Stempelverfahren [14]

Die Ergebnisse können aufgrund von Auflockerungen und verschiedenen Dicken bis zu 20% abweichen. Proben, die mehr als 20 % vom Durchschnitt abweichen, werden ausgeschlossen. Aus diesem Grund sind auch hier Umrechnungsfaktoren anzuwenden, die anhand von Versuchen bestimmt wurden. Untersuchungen haben gezeigt, dass die Probenstärke einen Einfluss auf die Ergebnisse hat. Dabei wurde festgestellt, dass dickere Proben niedrigere Festigkeiten aufweisen. In den Mauerwänden von Gründerzeithäusern findet man oft feuchten, schwachen Kalkmörtel, verursacht durch trockene Ziegel, zu wenig Bindemittel, ungünstige Härtung sowie Feuchtigkeit und Salz. Die Methode eignet sich vor allem für Mörtel mit geringer Festigkeit unter 3 N/mm^2 [13], [14].

Die Last muss ebenso stoßfrei mit den angepassten Geschwindigkeiten eingebracht werden. An der TU Wien wurden in vielen Versuchen die Ergebnisse aus Stempeldruckversuchen mit Ergebnissen von Prismenuntersuchungen gemäß ÖNORM EN 1015-11 verglichen. Dabei wurde festgestellt, dass der Umrechnungsfaktor von der Stempel- auf die Prismenfestigkeit im Bereich von 2 bis 3 liegt. Für übliche Mörtelfestigkeiten kann zur Vereinfachung ein Faktor von 2 verwendet werden [14].

3.1.2 Mauerwerksprüfung an Kleinfeilern

Die Kleinfeilerspüfung ist auch ein zerstörendes Prüfverfahren. Es kann sowohl an unverfestigtem als auch an verfestigtem Mauerwerk durchgeführt werden. Es werden kleinere Pfeiler mittels Seilsäge aus dem bestehenden Mauerwerk entnommen. Die entnommenen Versuchspfeiler werden in das Labor transportiert und anschließend auf die Druckfestigkeit untersucht (Abb. 19). Beim Transport ist darauf zu achten, dass die Proben nicht beschädigt werden. Zudem können angeschnittene Ziegel, unregelmäßige Verbände oder vorhandene Hohlräume zu niedrigeren Festigkeitswerten führen. Die dabei gewonnenen Ergebnisse dienen als Grundlage für die Beurteilung der Tragfähigkeit des gesamten Mauerwerks, weil neben der Druckfestigkeit kann, wie auf dem Diagramm 3-1 dargestellt, auch die Last-Setzungslinie sowie der Elastizitätsmodul bestimmt werden. Die Prüfung an Mauerwerkskleinfeilern sollte aussagekräftigste Ergebnisse liefern. Allerdings sind bei der Durchführung verschiedene Faktoren und Einschränkungen zu berücksichtigen [13].



Abb. 19: Druckversuch am Mauerwerkspfeiler [13]

Die Grundfläche des Prüfkörpers sollte mindestens einer Ziegellänge entsprechen, besser sind, wenn möglich, zwei. Die Höhe des Kleinfeylers sollte mindestens fünf Scharen betragen und die Ober- und Unterseite sollten mit Mörtelbett abgeglichen werden, um gleichmäßige Kraftübertragung zu gewährleisten.

Die Durchführung ist im Vergleich zu Komponentenprüfungen deutlich aufwendiger. Nach der Auswertung der Ergebnisse wird der Mittelwert der ermittelten Druckfestigkeiten berechnet und anschließend durch den Faktor 1,2 dividiert, um die charakteristische Druckfestigkeit der Mauerwand zu bestimmen. Sollte der kleinste Einzelwert geringer ausfallen, wird dieser anstelle des Mittelwertes als charakteristische Druckfestigkeit angesetzt. Diagramm 3-1 zeigt die Last-Stauchungslinien geprüfter Mauerwerkspfeiler.

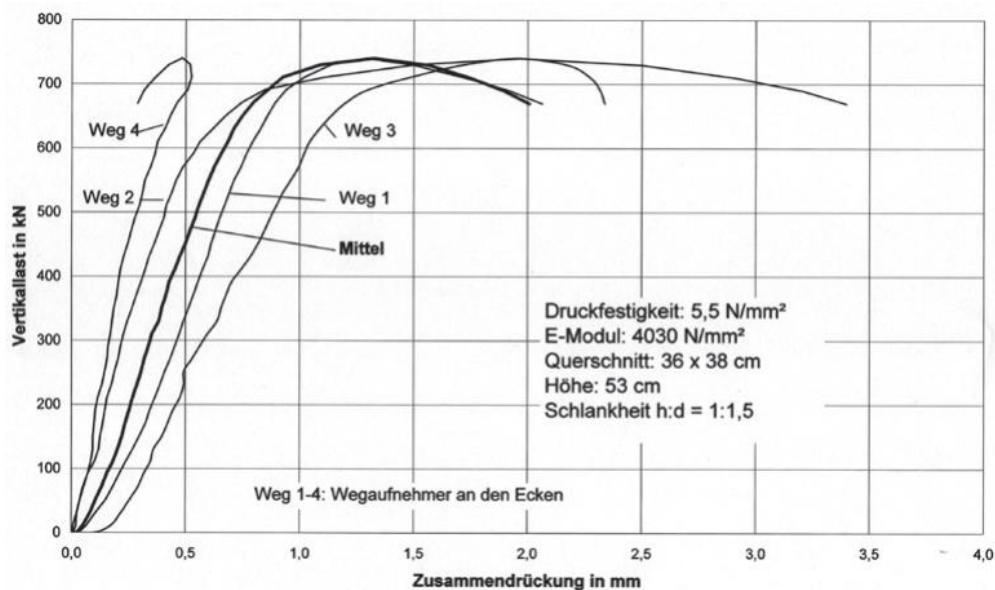


Diagramm 3-1: Last-Stauchungslinie - Druckversuch am Mauerwerkspfeiler [13]

Vergleichende Untersuchungen, bei denen sowohl Ziegel- und Mörtelproben als auch Kleinfeyler geprüft werden konnten, zeigten, dass die aus Einzelkomponenten ermittelten Festigkeiten um etwa 15–30 % höher lagen als jene der Kleinfeylerprüfungen. Das Elastizitätsmodul der Kleinfeyler lag in den Versuchen im Bereich von 1.200 bis 5.000 N/mm² und ist damit vergleichsweise gering.

3.1.3 Bohrkerne

Die Bohrkernprüfung wird durch Entnahme der zylindrischen Proben (Bohrkerne) aus dem Mauerwerk mittels Diamantbohrkrone horizontal unter Wasserkühlung. Es kann sowohl an unverfestigtem als auch an verfestigtem Mauerwerk durchgeführt werden. Die Prüfung im Labor erfolgt unter Beibehaltung der ursprünglichen Einbauposition im Mauerwerk (Abb. 20). Dabei wird die Spaltzugfestigkeit bestimmt und die Materialhomogenität und mögliche innere Schäden werden untersucht. Grund dafür ist die linienförmige Lasteinleitung, welche eine ungünstige Querkzugbeanspruchung in der vertikalen Verbindungslinie zwischen den Lasteinleitungspunkten erzeugt. Dabei sind Druckfestigkeiten der Lagerfuge von deutlich über 2,5 N/mm² zu erwarten.

Vorteile dieser Methode sind die geringere Beschädigung der Wand als mit Kleinpfeilerprüfung. Dies gilt insbesondere für Kerne mit kleineren Durchmessern von circa 20 cm.



Abb. 20: Spaltzugprüfung am Bohrkern [13]

3.2 Zerstörungsfreie Methoden

Während zerstörende Methoden präzise Ergebnisse liefern, ermöglichen nicht-zerstörende Verfahren eine schnelle und schonende Untersuchung. Als zerstörungsfreie bzw. zerstörungsarme Methode werden Eindringverfahren für Bestimmung der Mörtelfestigkeit und Rückprallhammer für Bestimmung der Ziegelfestigkeit angewendet [13].

3.2.1 Eindringverfahren für Mörtelprüfung

Für die Bestimmung der Mörtelfestigkeit an unverfestigtem Mauerwerk bietet sich neben dem klassischen Stempelpförfverfahren auch das Eindringverfahren an. Dieses zerstörungsarme Prüfverfahren hat sich seit 2016 in der ÖNORM B 1996-3 zur Mörtelprüfung etabliert [16].

Die Idee für das Eindringverfahren zur Mörtelprüfung in situ stammt aus der bewährten Prüfung von Beton mit dem Rückprallhammer nach E. Schmidt (Abb. 21). Beim Rückprallhammer wird bei der Betonprüfung ein Gewicht durch eine Feder auf einen Bolzen geschleudert, der auf das Material aufprallt. Das Material gibt einen Teil der Energie zurück, und aus der Höhe des Rückpralls lässt sich seine Härte bestimmen.

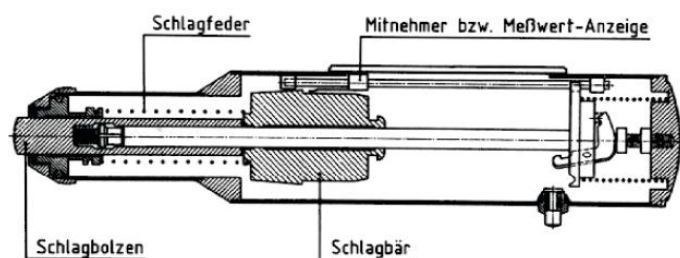


Abb. 21: Links: Rückprallhammer; Rechts: Schnitt durch den Rückprallhammer nach Schmidt [19]

Für Mörtel hat dieses Verfahren keine zuverlässigen Ergebnisse geliefert. Daher wurde an der TU Wien ein vereinfachtes Verfahren entwickelt, bei dem statt des Rückpralls nun die Eindringtiefe gemessen wird. Da die ursprüngliche Schneideform des Hammers, die für Beton entwickelt wurde, für die schmalen Mörtelfugen nicht geeignet war, wurde sie angepasst. Die passende Schneideform wurde im Forschungsprojekt H34/93 am Institut für Hoch- und Industriebau der TU Wien entwickelt. Dabei wurden Versuche mit zehn (I bis X) verschiedenen Schneideformen aus Härtestahl HRC 58–60 durchgeführt. Bei den Versuchen stellte sich heraus, dass Schneideform X am besten geeignet für die Mörtelprüfung ist (Abb. 22) [19].

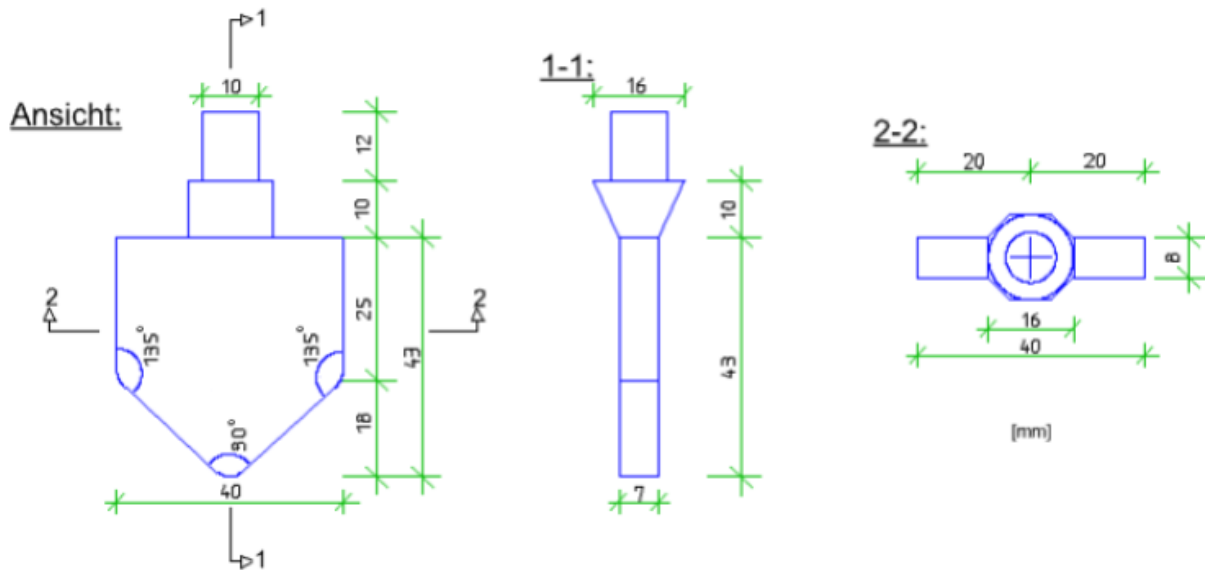


Abb. 22: Schneideform X nach [20]

Der übliche Rückprallhammer Typ N für Betonprüfung hat die Schlagenergie von 2,207 Nm. Die Prüfung der Mörtelfestigkeit wird mit den Rückprallhammer Typ L mit der Schlagenergie von 0,735 Nm durchgeführt und wird wie folgt schrittweise durchgeführt [21]:

Vorbereitung der Prüfstelle: An der Prüfstelle wird ein etwa 40 × 40 cm großes Fenster im Putz freigelegt, sodass Ziegel und Fugen zugänglich sind [21]. Die Mörtelfuge muss mindestens 7,5 mm breit sein, damit das Eindringen des Schlagbolzens ungehindert wird, weil die Dicke des Spitzes der Schneide 7 mm beträgt. Die Probestelle darf keine sichtbaren Fehlstellen wie große Zuschlagkörner oder Reste von anderem Putzmörtel haben. Auch Risse oder Hohlräume dürfen nicht auftreten.

Mörtelprüfung mit dem Rückprallhammer: Es werden insgesamt 10 Schläge auf einer Prüfstelle aufgebracht. Dabei ist zu beachten, dass Schlagbolzen nicht von der Fuge abhebt. Die Abb. 23 zeigt die Durchführung des Eindringverfahrens mit dem Prüfhammer Typ L an einer freigelegten Mörtelfuge.



Abb. 23: Eindringverfahren mit dem Prüfhammer Typ L [21]

Ablesen der einzelnen Eindringtiefen: Der nächste Schritt besteht im Ablesen der einzelnen Eindringtiefen. In Abb. 24 ist der Schlagbolzen nach der Prüfung mit den markierten Eindringtiefen nach dem ersten und dem zehnten Schlag dargestellt.

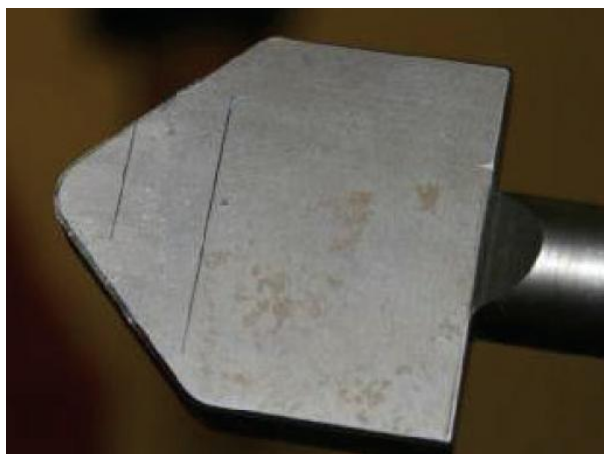


Abb. 24: Schlagbolzen nach der Prüfung [19]

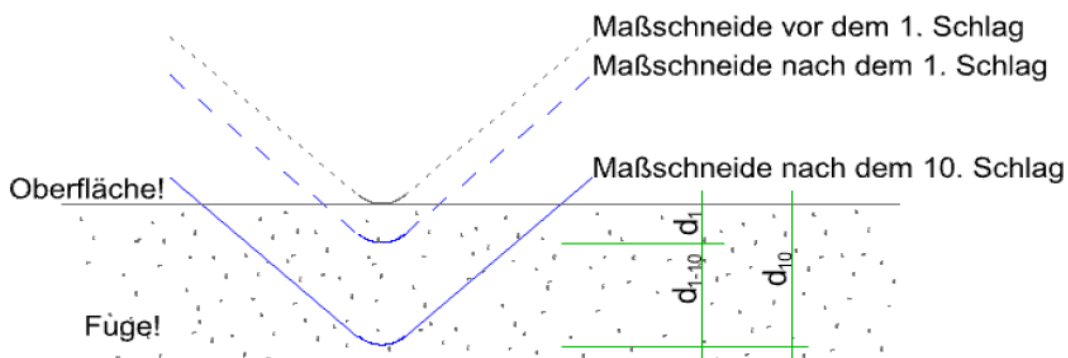


Abb. 25: Eindringtiefen nach [20]

Auswertung der Ergebnisse: Die Prüfung *in situ* gilt als abgeschlossen, sobald mindestens zehn Stellen des Mauerwerks mit dem Rückprallhammer untersucht wurden. Zwischen den einzelnen Probestellen ist ein Mindestabstand von 50 mm einzuhalten.

Bei besonders weichem Mörtel ist dieser Abstand auf 100 mm zu vergrößern, um eine Beeinträchtigung des Materials zu vermeiden.

Im Büro wird zuerst für alle zehn Prüfstellen die Differenz der Eindringtiefen zwischen den 10. und 1. Schlag berechnet:

$$d_{1-10} = d_{10} - d_1 \text{ [mm]} \quad (\text{Formel 4: Differenz der Eindringtiefen}) \quad [20]$$

Dann wird der arithmetische Mittelwert ermittelt:

$$\bar{d}_{1-10} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n d_{1-10,i} \text{ [mm]}, \quad n=10 \quad (\text{Formel 5: Arithmetische Mittelwert}) \quad [19]$$

Die Einzelwerte der Eindringtiefen, die um über 25 % vom Mittelwert abweichen, gelten als ungültig und werden ausgeschlossen. Mörtelfestigkeit nach dem Eindringverfahren $f_{m,Ein}$ wird anhand der Differenz der Eindringtiefe zwischen den 10. und 1. Schlag und mit folgendem Ausdruck berechnet:

$$f_{m,Ein} = \frac{9}{\bar{d}_{1-10}} \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad (\text{Formel 6: Mörtelfestigkeit nach dem Eindringverfahren}) \quad [19]$$

Die Mörtelfestigkeit gemäß Norm ÖNORM EN 1996-1-1 f_m kann auch direkt aus der Differenz $\bar{d}_{1-10}$ berechnet werden:

$$f_m = \left(\frac{4}{\bar{d}_{1-10}}\right)^{0,6} \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad (\text{Formel 7: Mörtelfestigkeit gemäß ÖNORM EN 1996-1-1}) \quad [19]$$

Ein Zusammenhang zwischen $f_{m,Ein}$ und f_m wird anhand folgender Formel berechnet:

$$f_m = \sqrt{f_{m,Ein} + 0,3} - 0,55 \quad 0,5 < f_m < 2,5 \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad \text{Formel 8: Zusammenhang zwischen } f_{m,Ein} \text{ und } f_m \quad [19]$$

$$\text{Für } \bar{d}_{1-10} \approx 1,0 \text{ mm} \rightarrow f_{m,Ein} = 9,0 \text{ N/mm}^2 \rightarrow f_m = 2,5 \text{ N/mm}^2$$

Die ermittelten Einzelwerte der Mörtelfestigkeit f_m werden ebenfalls arithmetisch gemittelt, wobei wiederum Werte, die mehr als 25 % vom Mittelwert abweichen, nicht berücksichtigt werden:

$$\bar{f}_m = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n f_{m,i} \text{ [N/mm}^2\text{]}, \quad n = \sum_i x_i < 25\% \text{ Abweichung} \quad (\text{Formel 9: Mittelwert der Mörtelfestigkeit}) \quad [19]$$

Die auf diese Weise bestimmte Mittelwert der Mörtelfestigkeit fließt anschließend in die statischen Berechnungen nach ÖNORM EN 1996-1-1 ein.

3.2.2 Rückprallhammerverfahren für Ziegelprüfung

Zur Bestimmung der Ziegeldruckfestigkeit wird Rückprallhammer Typ N mit Schlagenergie von 2,207 Nm auf den freigelegten Ziegeloberflächen eingesetzt, ähnlich wie bei Betonprüfungen. Die gemessenen Rückprallwerte werden mithilfe eines Umrechnungsfaktors in die normierte Steindruckfestigkeit f_b übertragen. Jede Probestelle wird zehnmal untersucht, um daraus Mittelwert und Standardabweichung zu berechnen.

3.3 Bestimmung der charakteristischen Druckfestigkeit des Mauerwerks

Die charakteristische Mauerwerksdruckfestigkeit f_k wird aus den in vorherigen Abschnitt ermittelten Ziegel- und Mörtelfestigkeit gemäß ÖNORM B 1996-1-1 nach folgender *allgemeiner Formel* berechnet:

$$f_k = K \cdot f_b^\alpha \cdot f_m^\beta \cdot 0,8 \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad (\text{Formel 10: Charakteristische Mauerwerksdruckfestigkeit gemäß ÖNORM B 1996-1-1}) \quad [22]$$

Dabei sind:

f_k – charakteristische Mauerwerksdruckfestigkeit [N/mm²]

f_b – normierte Druckfestigkeit der Mauersteine [N/mm²]

f_m – Mörteldruckfestigkeit [N/mm²]

Für Normalmörtel und Mauersteine Gruppe 1 ist gemäß ÖNORM EN 1996-1-1 $K=0,60$, $\alpha=0,65$, $\beta=0,25$. Der Formfaktor 0,8 steht für 20 % Abminderung für Verbandsmauerwerk (ÖNORM B 1996-1-1). [22]

Auf Grundlage experimenteller Untersuchungen liegen die Werte für f_k typischerweise im Intervall von 2,5 bis 5,0 N/mm² [13].

3.4 Bestimmung der charakteristischen Schubfestigkeit des Mauerwerks

Laut ÖNORM EN 1996-1-1 wird die charakteristische Schubfestigkeit f_{vk} von Mauerwerk nach folgender Formel bestimmt:

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4 \cdot \sigma_d \leq 0,065 \cdot f_b, f_{vlt} \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad (\text{Formel 11: Charakteristische Schubfestigkeit des Mauerwerks gemäß ÖNORM B 1996-1-1}) \quad [22]$$

Dabei gilt:

f_{vk} – charakteristische Schubfestigkeit des Mauerwerks

f_{vk0} – charakteristische Scherfestigkeit ohne Auflast bzw. Anfangsscherfestigkeit

σ_d – Bemessungsdruckspannung senkrecht zur Schubkraft im Querschnitt

Die in der Formel angegebene Begrenzung von $0,065 \cdot f_b$ ist im nationalen Anhang festgelegt.

4 Einsatz von Machine Learning für die Analyse und Auswertung von Versuchs- und Geodaten

Auf Grundlage jahrzehntelanger Untersuchungen an Gründerzeithäusern sowie präziser Geodaten der Stadt Wien ergibt sich die Möglichkeit, diese Daten mithilfe von Machine Learning und Data Mining miteinander zu verknüpfen, um verlässliche Materialeigenschaften vorherzusagen, die in zukünftigen Berechnungen eingesetzt werden können, ohne zeitintensive *in situ* Prüfungen durchführen zu müssen.

Damit Machine-Learning-Modelle sinnvoll trainiert werden können, müssen die Daten strukturiert vorliegen (z. B. als Tabellen oder Datenbanken) und nach Typ, Rolle (Feature/Target) sowie Wertebereich klassifiziert sein.

Darüber hinaus müssen die Daten bereinigt werden. Doppelte Einträge sind zu entfernen und fehlende Werte entweder ersetzt oder gelöscht werden. Außerdem müssen die Werte in einer einheitlichen Form vorliegen, zum Beispiel durch Normalisierung numerischer Daten oder durch die Umwandlung von Textkategorien in Zahlen.

Ebenso spielt die Größe des Datensatzes eine wesentliche Rolle. Je umfangreicher und vielfältiger die Daten sind, desto aussagekräftiger werden die Modelle. Kleine oder unausgeglichene Datensätze können zu ungenauen Vorhersagen führen.

4.1 Bereitstellung der Eingangsdaten aus den Materialprüfungen

Seit 1992 wurden an insgesamt 206 Gründerzeithäusern in Wien Materialprüfungen durchgeführt. Dabei konnten 2054 Prüfstellen erfasst werden. Von diesen wurden 140 Objekten mit nicht zerstörenden Verfahren, dem Putzfenster (Eindringverfahren und dem Rückprallhammer) untersucht, während bei 66 Objekten zerstörende Methoden in Form von Komponentenprüfungen verwendet wurden. Die Messdaten aus den Materialuntersuchungen wurden von Betreuer Hr. Deix im Zeitraum von 10.1992 bis 07.2022 erhoben. Diese Untersuchungen waren notwendig, um im Zuge von Umbauten oder Aufstockungen die erforderlichen Ingenieurbefunde zu erstellen. Ermittelt wurden die Druckfestigkeiten von Ziegeln und Mörtel sowie deren Streuungen in Abhängigkeit von Faktoren wie Stockwerkslage, Wandposition, Geschossanzahl und Feuchtigkeit. [21]

Die Untersuchungen haben gezeigt, dass sich die damaligen Bauherren strikt an die geltenden Bauvorschriften hielten. Außerdem wurde festgestellt, dass keine wesentlichen Abweichungen von den damals üblichen Materialien oder statischen Systemen vorhanden sind. Diese Erkenntnis war ausschlaggebend für die Idee, mithilfe von Machine-Learning-Methoden die gewonnenen Ergebnisse auch auf andere, bisher nicht untersuchte Gebäude zu übertragen. Dabei ist zu berücksichtigen, dass die 206 Gebäude etwa 0,78 % des gesamten Gründerzeitbestandes in Wien repräsentieren.

Die Analyse und Aufbereitung der Daten aus Mauerwerksuntersuchungen für 206 Objekte in Form einer Excel-Tabelle für das Machine Learning dauerte mehrere Monate und wurde von Betreuer Hr. Deix durchgeführt.

Aus den Messdaten wurden folgende Daten für alle Objekte herausgefiltert und für das Machine Learning vorbereitet:

1. Objekt mit Straße und Hausnummer
2. Bezirk - *Wertebereich* von 1. bis 23. Bezirk (1010 – 1230)
3. Geschossanzahl über Keller - *Wertebereich* von 1 bis 7
4. Untersuchungsdatum – *Datenbereich* von 10.1992 bis 07.2022
5. Geschoss – *Datenbereich* von Keller, Erdgeschoss, 1. bis 5. Stock und Dachgeschoss
6. Wand – *Datenbereich*: Außenwand hofseitig (awh), straßenseitig (aws), Mittelwand (mw), Feuermauer (fm), Stützen (st)
7. Art der Prüfung – *Datenbereich*: Putzfenster, Komponenten
8. Feuchtigkeit im Keller – *Datenbereich*: trocken, feucht
9. Normierte Steindruckfestigkeit f_b – Mittel - *Wertebereich* von 7,55 bis 45,2 N/mm²
10. Normierte Steindruckfestigkeit f_b – Standardabweichung - *Wertebereich* von 0 bis 12,0 N/mm²
11. Anzahl der geprüften Ziegel bei Druckprüfung - *Wertebereich* von 1 bis 5
12. Mörteldruckfestigkeit f_m – Mittel - *Wertebereich* von 0,44 bis 5,11 N/mm²
13. Mörteldruckfestigkeit f_m – Standardabweichung - *Wertebereich* von 0,03 bis 1,26 N/mm²
14. Art der Ziegel – *Datenbereich*: Ziegel, Klinker, Bruchstein, Quader

4.2 Bereitstellung der Eingangsparameter aus den Geodaten der Stadt Wien

Als Grundlage für die Eingangsinformationen aus den Geodaten diente die csv-Datei der Stadt Wien, die Informationen zu insgesamt 58.363 Gebäuden enthält (=58.363 Zeilen in der Excel-Datei). Der Datensatz enthält wesentliche Merkmale wie geografische Koordinaten, Bauperiode, Nutzung und Bautyp, usw. Viele der enthaltenen Informationen waren jedoch für die Untersuchung nicht direkt relevant oder lagen in unvollständiger Form vor, wodurch eine umfassende Datenbereinigung erforderlich wurde. Die Abb. 26 zeigt die Ausschnitte aus der ursprünglichen csv-Datei im unbearbeiteten Zustand.

Die nächsten Schritte umfassten das Entfernen überflüssiger Informationen, wie Spalten ohne Bezug zur Fragestellung, unvollständige Datensätze oder doppelte Einträge. Anschließend wurden die verbleibenden, relevanten Merkmale so aufbereitet, dass sie klar strukturiert und einheitlich vorlagen. Dabei wurde besonders darauf geachtet, dass alle Daten nachvollziehbar organisiert sind und in einem Format vorliegen, das sich problemlos für die weitere Verarbeitung im Machine Learning eignet.

A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S
3	GEBAEUDEINFOGD	155814143	155814143,051720,04835		gasse,4,,,,,17,,,,POINT (	326681766100474		745										
4	GEBAEUDEINFOGD	155814144	155814144,040353,02923		Äyge,265,,,,,2,14,,,,POINT (	81720965686446		745										
5	GEBAEUDEINFOGD	155814145	155814145,052235,04390		Äygasse,7,,,,,17,,,,POINT (	17674106365935		4										
6	GEBAEUDEINFOGD	155814146	155814146,064896,02850		StraÄyge,11,,,,,21,,,,POINT (	405674664730746		4										
7	GEBAEUDEINFOGD	155814147	155814147,046284,01986		gasse,1,,,,,POINT (	35813120174578		0315										
8	GEBAEUDEINFOGD	155814148	155814148,013146,02864		gasse,5,,,,,2,11,,,,POINT (	580540457929		295										
9	GEBAEUDEINFOGD	155814149	155814149,023985,04475		Äyge,5,,,,,02,,,,POINT (	154093175386		8										
10	GEBAEUDEINFOGD	155814150	155814150,001335,01233		gasse,7,,,,,12,,,,POINT (	96353320093		02										
11	GEBAEUDEINFOGD	155814151	155814151,027094,01815															

E	F	G	H	I
	gasse,4,,,,,17,,,,POINT (	326681766100474		745
	Äyge,265,,,,,2,14,,,,POINT (	81720965686446		745
	Äygasse,7,,,,,17,,,,POINT (	17674106365935		4
	StraÄyge,11,,,,,21,,,,POINT (	405674664730746		4
	gasse,1,,,,,POINT (	35813120174578		0315
	gasse,5,,,,,2,11,,,,POINT (	580540457929		295
	Äyge,5,,,,,02,,,,POINT (	154093175386		8
	gasse,7,,,,,12,,,,POINT (	96353320093		02

M	N	O	P	Q
	ng,W4.1.-soz.u.gemeinn.Wohnb.-BauÄyckenbebauungen,S,0,0,0,0			0,nach 1945,
	nnutzung,W4.2.-soz.u.gemeinn.Wohnb.-Hofbebauungen/Superblock			0,0,0,0,0,nach 1945,
	nutzung,W3.1.-Mieth.s.d.GrÄynderzeit-StraÄyentrakter,K,0,0,0,0,0,			0,0,0,0,0,1848-1918,
	Wohnnutzung,W3.1.-Mieth.s.d.GrÄynderzeit-StraÄyentrakter,K,0,0,0,0,0,			0,0,0,0,0,1848-1918,
	ng,W3.1.-Mieth.s.d.GrÄynderzeit-StraÄyentrakter,K,0,0,0,0,0,1848			1918,
	ung,W3.7.-Mieth.s.d.GrÄynderzeit-Eckhaus,K,0,0,0,0,0,1848-1918,			1918,
	utzung,W4.4.-soz.u.gemeinn.Wohnb.-Siedlungen,1,-2-u.Mehrfamilie			h,K,0,0,0,0,0,nach 1945,
	ltzung,W3.1.-Mieth.s.d.GrÄynderzeit-StraÄyentrakter,K,0,0,0,0,0,18			48-1918,
	zung,W3.3.-Mieth.s.d.GrÄynderzeit-Doppeltrakter mit Verbindungst			S,0,0,0,0,0,1848-1918,

Abb. 26: Ausschnitte aus der ursprünglichen csv-Datei [1]

Dazu gehörte beispielsweise auch die korrekte Darstellung der Umlaute ä, ö, ü sowie des ß in den Straßennamen aller Adressen in Wien und in weiteren relevanten Begriffen aus der csv-Datei. Dieser Arbeitsschritt war besonders aufwendig, da neben umfangreicher manueller Arbeit auch das Kennenlernen und Anwenden verschiedener Werkzeuge zur Datenanalyse nötig war. Aus den Geodaten wurden folgende Daten aussortiert und für das Machine Learning aufbereitet:

1. *Objekt mit Straße mit Hausnummer*
2. *Bezirk* - Wertebereich von 1. bis 23. Bezirk (1010 – 1230)
3. *Geschossanzahl über Keller* - Wertebereich von 1 bis 7
4. *Koordinaten* - Wertebereich von 16.2642-16.4555 bis 48.1351-48.2770
5. *Bauperiode* - Wertebereich von 1781-1848, 1848-1918, 1919-1945, und nach 1945
6. *Nutzung* - Datenbereiche: Wohnn-, betriebliche und öffentliche Nutzung
7. *Bautyp* - Datenbereiche: W1-W6, 1-12

Für jeden benötigten Datentyp aus den Geodaten wurde ein eigener Extraktionsvorgang durchgeführt. Am Beispiel der Bautypen und Bauperioden wird dargestellt, wie die Datenaufbereitung und -zusammensetzung umgesetzt wurde.

Nach jeder erfolgreichen Datenextraktion war es notwendig, eine Kontrolle durchzuführen, um zu bestätigen, dass weiterhin die gleiche Anzahl an Adressen vorhanden ist. Aus den Tabelle 4-1 und Tabelle 4-2 ist zudem ersichtlich, dass für rund 5.272 Objekte keine Angaben zum Bautyp vorliegen und für 3.273 Objekte keine Angaben zur Bauperiode.

Betrachtet man die Zeile 5 in Tabelle 4-2 sieht man, dass drei Perioden zu einer Hauptperiode verschmolzen wurden. Dadurch wird jede zugehörige Adresse von insgesamt 27165 der Periode von 1849 – 1918 zugeordnet.

Tabelle 4-1: Ausschnitt aus der Excel-Datei für Bautyp

Nr.	Bautyp	Anzahl Adressen	Kontrolle Berechnung	Kontrolle Excel		BAUTYP	
1	Keine Angabe	5272	5272	5272		Keine Angabe	0
2	W1.1.-bäuerl.dom.Baustrukt.-Streck- u. Hakenhof	360	2416	2416	W1	Bäuerliches Haus	1
3	W1.2.-bäuerl.dom.Baustrukt.-Zwerchh.u.Gassenfrontenhaus	1701					
4	W1.3.-bäuerl.dom.Baustrukt.-Pfarr-u.Leseh.,schloßart.Bauten	95					
5	W1.4.-bäuerl.dom.Baustrukt.-Wohn-u.Wirtschaftsbauten,modern	260					
6	W2.1.-Bürgerhaus-kleine Haustypen ohne Hof	259	1382	1382	W2	Bürgerhaus	2
7	W2.2.-Bürgerhaus-Haus auf tiefer,schmäler Parzelle,ohne Hof	88					
8	W2.3.-Bürgerhaus-Haus mit mittig liegendem Hof	717					
9	W2.4.-Bürgerhaus-Kloster- u. Stiftungshöfe	108					
10	W2.5.-Bürgerhaus-Paläste	210	25984	25984	W3	Mietshaus	3
11	W3.1.-Mieth.s.d.Gründerzeit-Straßenrakter	13624					
12	W3.2.-Mieth.s.d.Gründerzeit-Seitenflügelhaus	4552					
13	W3.3.-Mieth.s.d.Gründerzeit-Doppeltrakt mit Verbindungsstr.	2427					
14	W3.4.-Mieth.s.d.Gründerzeit-Doppeltrakt,zweihüft. Hoftrakt	356					
15	W3.5.-Mieth.s.d.Gründerzeit-Durchhäuser	53					
16	W3.6.-Mieth.s.d.Gründerzeit-Mehrhofhaus, Gruppenbauten	151					
17	W3.7.-Mieth.s.d.Gründerzeit-Eckhaus	3978					
18	W3.8.-Mieth.s.d.Gründerzeit-Hoftrakt	665	12986	12986	W4	gemeinnützige Wohnbau	4
19	W3.9.-Mieth.s.d.Gründerzeit-Straßenhof	178					
20	W4.1.-soz.u.gemeinn.Wohnb.-Baulückenbebauungen	4617					
21	W4.2.-soz.u.gemeinn.Wohnb.-Hofbebauungen/Superblocks	4009					
22	W4.3.-soz.u.gemeinn.Wohnb.-Siedlungen in Zeilenbauweise	1858	6532	6532	W5	Mehrfamilienhaus	5
23	W4.4.-soz.u.gemeinn.Wohnb.-Siedlungen,1-,2-u.Mehrfamilienh.	2502					
24	W5.1.-freist.1-,2-u.Mehrfamilienh.-Villen in Randbebauung	2963					
25	W5.2.-freist.1-,2-u.Mehrfamilienh.-freistehende Villen	3569					
26	W6.1.-Sonderwohnbauten-Hotel und Pension	146	459	459	W6	Sonderwohnbauten	6
27	W6.2.-Sonderwohnbauten-Heim,Pflegeanstalt,Spitalsbauten	279					
28	W6.3.-Sonderwohnbauten-Kasernen, Gefängnisse	34					
29	2.-Bauten des Kultus	231	231	231		Bauten des Kultus	7
30	3.-Bauten kultureller Nutzung	51	51	51		Bauten kultureller Nutzung	8
31	4.-Bauten der öffentl.u.privaten Repräsentation u.Verwaltung	413	413	413		öffentliche Verwaltung	9
32	5.-Bauten der Erziehung und Bildung	581	581	581		Erziehung und Bildung	10
33	6.-Bauten der öffentlichen und privaten Wirtschaft	652	652	652		Bauten der Wirtschaft	11
34	7.-Bauten der Freizeit und Erholung	93	93	93		Bauten der Freizeit und Erholung	12
35	8.-Gartenanlagen	109	109	109		Gartenanlagen	13
36	9.-Bauten der Energieversorgung	43	43	43		Bauten der Energieversorgung	14
37	10.-Kaufhäuser	73	73	73		Kaufhäuser	15
38	11.-Einkaufszentren	62	62	62		Einkaufszentren	16
39	12.-Gewerbebetriebe	643	643	643		Gewerbebetriebe	17
40	13.-Industriebauten	172	172	172		Industriebauten	18
41	14.-Bauten des öffentlichen und privaten Verkehrs	169	169	169		Bauten des Verkehrs	19
42	15.-Bauten der öffentlichen und privaten Wohlfahrt	40	40	40		Bauten der Wohlfahrt	20
		Σ	58363	58363	58363		

Tabelle 4-2: Ausschnitt aus der Excel-Datei für Bauperiode

Nr.	Hauptperiode	Anzahl Adressen	Unterperiode 1	Anzahl Adressen	Unterperiode 2	Anzahl Adressen	Unterperiode 3	Anzahl Adressen	Summe
1	vor 1683	220							220
2	1683-1740	212							212
3	1741-1780	177							177
4	1781-1848	1152	vor 1848	1134					2286
5	1849-1918	18569	1849-1859	277	1860-1883	2412	1884-1918	5907	27165
6	1919-1945	6157							6157
7	1946-1976	910							910
8	nach 1945	17723	nach 1976	240					17963
9	k.A.	3273							3273
									Σ
									58363

4.3 Zusammenstellung aller Daten für Machine-Learning

Für jedes Objekt aus der Gründerzeit liegen folgende Informationen vor: *Objekt mit Straße und Hausnummer, Bezirk, Geschossanzahl über Keller, Koordinaten, Bauperiode, Nutzung und Bautyp*. Insgesamt **sieben** unabhängige Eingangsdaten aus Geodaten.

Zusätzlich liegen für 206 untersuchte Objekte aus Materialuntersuchungen folgende Angaben vor: *Untersuchungsdatum, untersuchten Geschoss, untersuchte Wand, Art der Prüfung, Feuchtigkeit im Keller, mittlere normierte Steindruckfestigkeit f_b , normierte*

Standardabweichung der Steindruckfestigkeit, Anzahl der geprüften Ziegel bei Druckprüfung, mittlere Mörteldruckfestigkeit f_m , Standardabweichung der Mörteldruckfestigkeit und Art der Ziegel. Insgesamt **elf** unabhängige Eingangsinformationen aus Messdaten.

Dazu kommt noch **eine** unabhängige Eingangsinformation, die aus der f_b und f_m errechnete *Mauerdruckfestigkeit* f_k .

Die Daten werden nun für die weitere Analyse mittels Machine Learning in Typen mit entsprechenden Rollen klassifiziert. Zum Beispiel:

- Objekt mit Straße und Hausnummer: Typ Text, Rolle: Meta-Daten
- Längen- und Breitengrade: Typ Koordinaten, Rolle: Feature-Daten
- Bezirk, Bauperiode, Nutzung, Bautyp, Geschossanzahl über Keller, untersuchtes Geschoss, untersuchte Wand, Art der Prüfung und Feuchtigkeit im Keller: Typ Kategorie, Rolle: Feature-Daten
- Standardabweichungen: Typ Numerisch, Rolle: Feature-Daten
- Festigkeiten: für 206 untersuchte Adressen als Typ Numerisch, Rolle: Feature-Daten; für nicht untersuchte Adressen hingegen Rolle: Target-Daten

Die Definition der Rollen ist für das Machine Learning entscheidend, da sie festlegt, wie die Daten verarbeitet werden.

Meta-Daten sind beschreibende Zusatzinformationen (z. B. Adressen oder IDs). Sie helfen vor allem bei der Organisation und Nachvollziehbarkeit der Daten.

Feature-Daten sind die Merkmale oder Eigenschaften, die als Eingabe in das Modell eingehen. Sie liefern die Grundlage, aus der das Modell Muster und Zusammenhänge erkennen kann.

Target-Daten sind das Ziel, das das Modell vorhersagen soll (in unserem Fall die Festigkeiten). Nur Zielwerte werden vom Modell anhand der *Feature-Daten* gelernt und vorhergesagt.

Für jede der insgesamt 2.054 Prüfstellen stehen 19 (=7+11+1) unabhängige Informationen zur Verfügung. Zusammengenommen ergibt dies einen Datensatz von **39.026** (=2054x19) Daten, die nun auf ca. 26.800 Gründerzeithäuser angewendet werden können [21].

4.4 Eingesetzte Software

Nachdem die Eingangsdaten vorbereitet und strukturiert wurden, war es notwendig, geeignete Software auszuwählen und passende Methoden für die Machine-Learning-Prozesse einzusetzen. Bei der Auswahl der Software war es wichtig, das Hauptziel im Fokus zu behalten. Die vorhandenen Informationen mit bereits untersuchten Objekten zu verbinden, diese auf noch nicht geprüfte Objekte zu übertragen und so deren Festigkeiten vorherzusagen. Da unsere Eingangsdaten sowohl aus Zahlenwerten als auch Texten

bestehen, mussten Programme eingesetzt werden, die mit beiden Arten von Daten gleichzeitig arbeiten können und dazu noch die statistische sowie probabilistische Verfahren anzuwenden.

Orange Data Mining und Scientific Python

Die uns zur Verfügung stehenden Daten müssen visuell und analytisch analysiert, verknüpft und gruppiert werden. Für die Analyse wurden das *open source Python* basierte Module **Orange Data Mining** und **SciPy** (Scientific Python) für unsere Analyse gewählt. Der Grund dafür liegt darin, dass diese Module uneingeschränkt anwendbar und erweiterbar sind und dabei zugleich alle Möglichkeiten kommerzieller Pakete vereinen.

Orange Data Mining ist ein Open-Source-Tool für visuelle und interaktive Datenanalyse. Entwickelt wurde es Ende der 1990er Jahre an der Universität Ljubljana in Slowenien. In seiner frühen Phase entstand Orange als C++ Bibliothek, die vor allem für Forschungsarbeiten im Bereich des maschinellen Lernens eingesetzt wurde. Mit der später hinzugefügten Python-Schnittstelle wurde das Projekt für ein breiteres Publikum zugänglich und in der Anwendung deutlich einfacher. Seit etwa 2003 ist Orange als Open-Source-Software verfügbar und wird seither kontinuierlich weiterentwickelt. Ein wesentlicher Meilenstein war die Einführung einer benutzerfreundlichen grafischen Oberfläche, die auf Drag-&Drop-Prinzipien basiert. Dadurch können auch Anwender ohne Programmierkenntnisse die Software nutzen. Heute zählt Orange zu den etablierten Werkzeugen für Datenanalyse, maschinelles Lernen und Visualisierung und findet sowohl in der Forschung als auch in der Lehre breite Anwendung [23].

Orange-Workflows bestehen aus Komponenten, die Daten einlesen, verarbeiten und visualisieren. Diese sogenannten „Widgets“ werden auf der „Canvas“ platziert und miteinander verbunden. Die Kommunikation zwischen den Widgets erfolgt über Kanäle, wobei die Ausgabe eines Widgets als Eingabe für ein anderes genutzt wird [24].

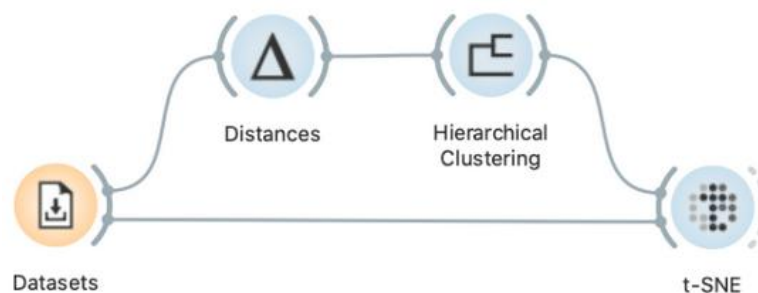


Abb. 27: Beispiel eines Orange-Workflows [25]

Orange Data Mining basiert auf einer Vielzahl externer Python-Bibliotheken, die im Hintergrund für Berechnungen und Datenverarbeitung eingesetzt werden. Eine zentrale Rolle nimmt hierbei die Bibliothek **SciPy** ein.

SciPy ist eine Open-Source-Bibliothek für wissenschaftliches Rechnen in Python und baut auf **NumPy** (Numeric Python) auf. NumPy ist die wichtigste Python-Bibliothek für numerische Berechnungen. Sie erlaubt das Arbeiten mit mehrdimensionalen Arrays und bietet viele mathematische Funktionen, die Daten sehr schnell verarbeiten können. Deshalb ist NumPy unverzichtbar für maschinelles Lernen und Datenanalysen.

SciPy nutzt NumPy-Arrays als Grundlage. Dadurch können alle Funktionen direkt mit diesen Arrays arbeiten, was eine effiziente Verarbeitung ermöglicht. Neben diesen Funktionen verwendet SciPy zusätzliche Werkzeuge, z.B. für numerische Integration und zur Lösung von Differentialgleichungen. Darüber hinaus bietet SciPy erweiterte Funktionen in der linearen Algebra und Statistik sowie Module für Signal- und Bildverarbeitung. Aufgrund dieser Eigenschaften findet SciPy Anwendung in der Physik, Biologie, im Ingenieurwesen und in den Wirtschaftswissenschaften [26], [27].

Orange greift auf diese Funktionen zurück, um komplexe mathematische Operationen effizient und zuverlässig auszuführen. So werden beispielsweise **Distanz- und Ähnlichkeitsmaße**, **Clustering-Algorithmen** oder verschiedene **statistische Tests** durch die Routinen von SciPy unterstützt. Auf diese Weise muss Orange die grundlegenden numerischen Verfahren nicht selbst ausführen [25].

4.5 Angewendete Algorithmen für die Datenanalyse

Zu Beginn der Datenanalyse wurden mittels hierarchischer Clusteranalyse, Ausreißer, also seltene, nicht repräsentative Ausprägungen, erkannt und ausgeschlossen. Dazu zählen etwa ungewöhnlich hohe Werte der Mörteldruckfestigkeiten aus Zementmörtel sowie der Steindruckfestigkeiten von Klinkerziegeln, die nur sehr selten auftreten. Anschließend wurden k-means und t-SNE angewendet.

4.5.1 K-Means

Es handelt sich um ein weit verbreitetes Verfahren des unüberwachten maschinellen Lernens, das zur Clusteranalyse eingesetzt wird. Ziel ist es, eine gegebene Menge von Datenpunkten in K Cluster zu unterteilen, wobei die Zahl K im Vorfeld festgelegt werden muss. Die Bestimmung der optimalen Clusteranzahl kann mithilfe des Silhouette Scores durchgeführt werden. Der höchste Score-Wert bestimmt die Clusteranzahl. Dabei wird gezeigt, wie nah die Datenpunkte an ihrem jeweiligen Cluster liegen. Auf diese Weise lässt sich die Clusteranzahl objektiv bestimmen.

Die Datenpunkte innerhalb eines Clusters sollen möglichst ähnlich und zwischen den Clustern möglichst unterschiedlich sein. Der Algorithmus funktioniert iterativ. Bei normalem K-Means werden die Startpunkte der Cluster zufällig gewählt. Das kann dazu führen, dass das Ergebnis schlechter oder instabil wird. Eine bessere Methode ist die Anwendung von K-Means++. Hier werden die Clusterzentren so ausgewählt, dass sie möglichst weit auseinanderliegen. Dadurch entstehen stabilere und oft auch qualitativ bessere Cluster. Nach der Auswahl der Clusterzentren wird jeder Datenpunkt dem nächstgelegenen Zentrum zugeordnet. Anschließend werden die Clusterzentren neu berechnet, indem der Mittelwert aller Punkte innerhalb eines Clusters bestimmt wird. Dieser Vorgang wiederholt sich, bis sich die Cluster nicht mehr wesentlich verändern oder ein definiertes Abbruchkriterium erreicht ist (z.B. eine feste Anzahl an Iterationen) [28]. Das Verfahren ist besonders beliebt, da es einfach umzusetzen und auch für große Datensätze effizient ist.

Allerdings bringt K-Means auch gewisse Einschränkungen mit sich: Die Zahl der Cluster muss vorab gewählt werden, und die Methode ist empfindlich gegenüber Ausreißern sowie der zufälligen Wahl der Startpunkte. Darüber hinaus kann K-Means ausschließlich mit numerischen Daten angewendet werden. Für eine verlässliche Anwendung sollten die Eingangsvariablen vorab skaliert werden (z. B. Standardisierung), da K-Means auf der euklidischen Distanz basiert. Die Methode bevorzugt annähernd sphärische und ähnlich große Cluster; nicht-konvexe Strukturen werden häufig unzureichend erfasst. [29]. Der K-means Algorithmus wird nach folgendem Ablauf durchgeführt:

Eingabe:

- K : Anzahl der Cluster (bestimmt mittels Silhouette Scores),
- D : Datensatz mit N Punkten.

Ausgabe:

- Eine Menge von K Clustern.

Ablauf

1. Initialisierung der Clusterzentren (mittels K-means++)
2. **repeat**
3. **for** Weisen jeden Punkt p aus D dem nächstgelegenen Zentrum zu **do**
4. Bestimme das nächstgelegene Zentrum und ordne den Punkt p dem entsprechenden Cluster zu.
5. **end for**
6. Aktualisiere die Cluster, indem die neuen Zentren als Mittelwert berechnet, werden
7. **until** Abbruchkriterium erfüllt - beende Iteration
8. **return** gib das endgültige Clustering-Ergebnis [28]

4.5.2 t-SNE (t-distributed Stochastic Neighbour Embedding)

Es ist ein nichtlineares, probabilistisches Verfahren zur Dimensionsreduktion, das vor allem zur Visualisierung hochdimensionaler Daten eingesetzt wird. Ziel dieses Ansatzes ist es, die Struktur der Daten so darzustellen, dass ähnliche Objekte im niedrigdimensionalen Raum nah beieinander und ungleiche Objekte möglichst weit voneinander entfernt liegen. Auf diese Weise können Muster oder Cluster sichtbar gemacht werden, die in den ursprünglichen Dimensionen nur schwer zu erkennen wären. Im hochdimensionalen Raum werden Ähnlichkeiten zwischen Punkten als Wahrscheinlichkeiten berechnet, während im niedrigdimensionalen Raum eine entsprechende Verteilung mithilfe der Student-t-Verteilung erstellt wird. Durch Minimierung der Kullback-Leibler-Divergenz zwischen beiden Verteilungen wird erreicht, dass ähnliche Punkte nah beieinander und unähnliche weit voneinander entfernt liegen. Zu den Vorteilen zählt, dass komplexe Strukturen wie nichtlineare Abhängigkeiten oder lokale Cluster sehr gut erfasst werden können. Ein weiterer Vorteil besteht darin, dass nicht nur numerische, sondern auch kategoriale und textbasierte Daten verarbeitet werden können. Gleichzeitig ist das Verfahren jedoch rechenintensiv, und die Ergebnisse hängen stark von den gewählten Hyperparametern (z. B. Perplexity p) ab. Die Perplexity p gibt an, wie viele Nachbarn für die einzelnen Datenpunkte als relevant betrachtet werden. Sie reguliert das Verhältnis zwischen lokaler und globaler Struktur der Daten. Kleine Werte betonen lokale Nachbarschaften, große Werte stärker die globale Struktur. Üblicherweise liegt die Perplexity im Bereich von 5 bis 50, abhängig von der Größe und Dichte des Datensatzes. Bei den größeren oder dichter verteilten

Daten kann eine höhere Perplexity ratsam sein [30]. Der t-SNE Algorithmus in vereinfachter Form wird nach folgendem Ablauf durchgeführt:

Eingabe:

- Datensatz $X = \{x_1, x_2, \dots, x_n\}$,
- Funktionsparameter: Perplexity $Per\ p$,
- Optimierungsparameter: Anzahl der Iterationen T , Lernrate η , Momentum $\alpha(t)$.

Ausgabe:

- Niedrigdimensionale Datenrepräsentation $Y^{(T)} = \{y_1, y_2, \dots, y_n\}$.

Ablauf:

9. begin
10. Berechne paarweise Affinitäten mit p_{ji} Perplexity $Per\ p$
11. Setze $p_{ji} = \frac{p_{ji} + p_{ij}}{2n}$
12. Erzeuge eine initiale Lösung $Y(0) = \{y_1, y_2, \dots, y_n\}$ von $N(0, 10^{-4}I)$
13. for $t=1$ to T do
14. Berechne die niedrigdimensionalen Affinitäten q_{ji}
15. Berechne den Gradienten $\frac{\delta C}{\delta Y}$
16. Setze $Y^{(t)} = Y^{(t-1)} + \eta \frac{\delta C}{\delta Y} + \alpha(t) (Y^{(t-1)} - Y^{(t-2)})$
17. end
18. end [30]

5 Analyse, Interpretation und Auswertung der Ergebnisse

Nach dem Einlesen der Eingangsdaten in Orange, konnte auf Grundlage der Bauperiode sowie der Längen- und Breitengrade die räumliche Lage der Gebäude in Abhängigkeit von den Bauperioden auf **OpenStreetMap** visuell dargestellt werden. In Abb. 28 ist zu erkennen, dass nach dem Abbruch der Stadtmauer im Jahr 1857 ein rascher Ausbau Wiens begann, da die danach errichteten Gebäude überwiegend in den ehemaligen Gebieten außerhalb der Stadtmauer entstanden.

Die Auswertung der Geodaten aller Gebäude in Abhängigkeit von Bauperioden verdeutlicht in Tabelle 5-1, dass ca. 47% aller Gebäude in Wien Gründerzeithäuser sind, d.h. in der Periode 1848–1918 errichtet wurden. Vor Gründerzeit wurden etwa 10% der Objekte gebaut und nach der Gründerzeit 43% und davon 32% nach 1945.

Das Diagramm 5-2 zeigt die Auswertung der Geodaten in Abhängigkeit von Bauperioden. Besonders relevant ist dabei der Bautyp W3 (Mietshäuser der Gründerzeit), unter dem 25.984 Einträge erfasst sind. Damit machen die Gründerzeithäuser nahezu die Hälfte des gesamten Gebäudebestands aus und verdeutlichen die intensive Bautätigkeit dieser Epoche.

Die weiteren Kategorien sind: W1 – bäuerliche Häuser, W2 – Bürgerhäuser, W4 – sozialer und gemeinnütziger Wohnbau, W5 – freistehende Ein- und Mehrfamilienhäuser (Villen), W6 – Sonderwohnbauten sowie 1–12 – Sonderbauten.

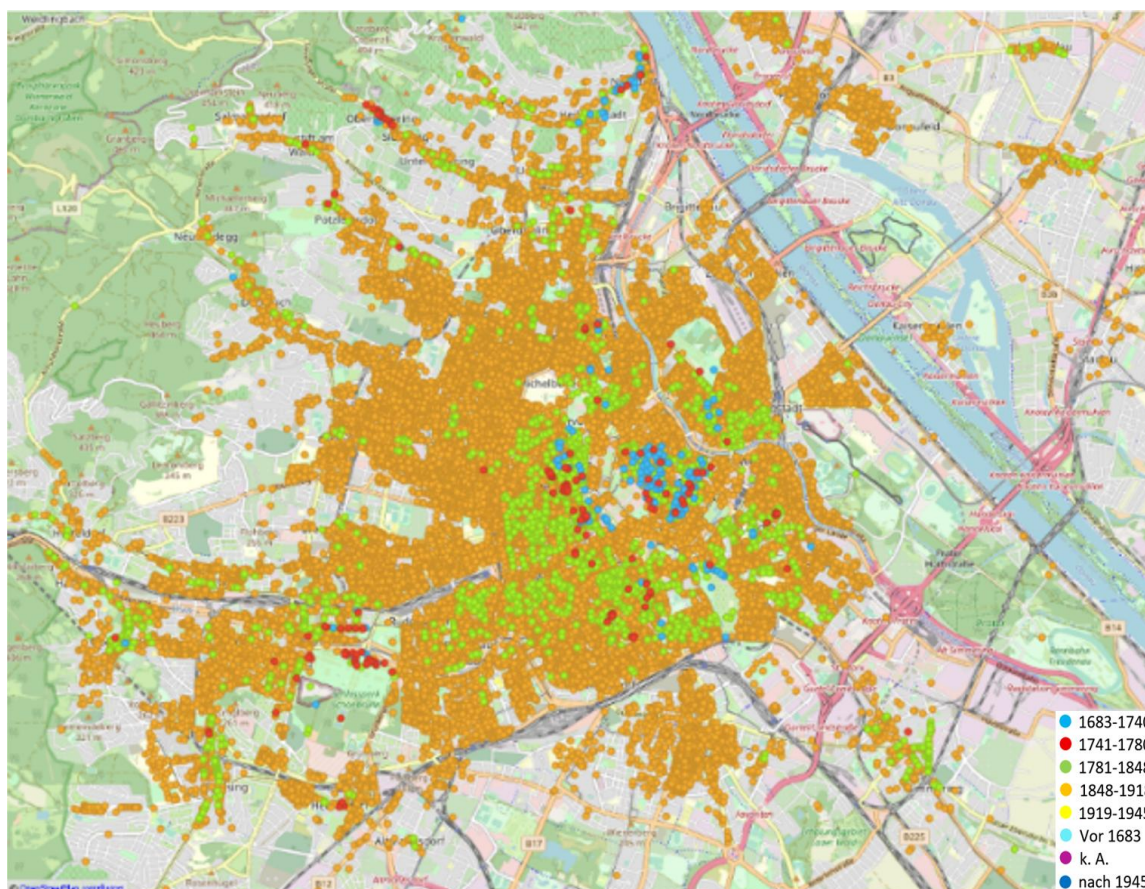


Abb. 28: Räumliche Lage der Gebäude in Abhängigkeit von den Bauperioden (Ausschnitt aus Orange Data Mining)

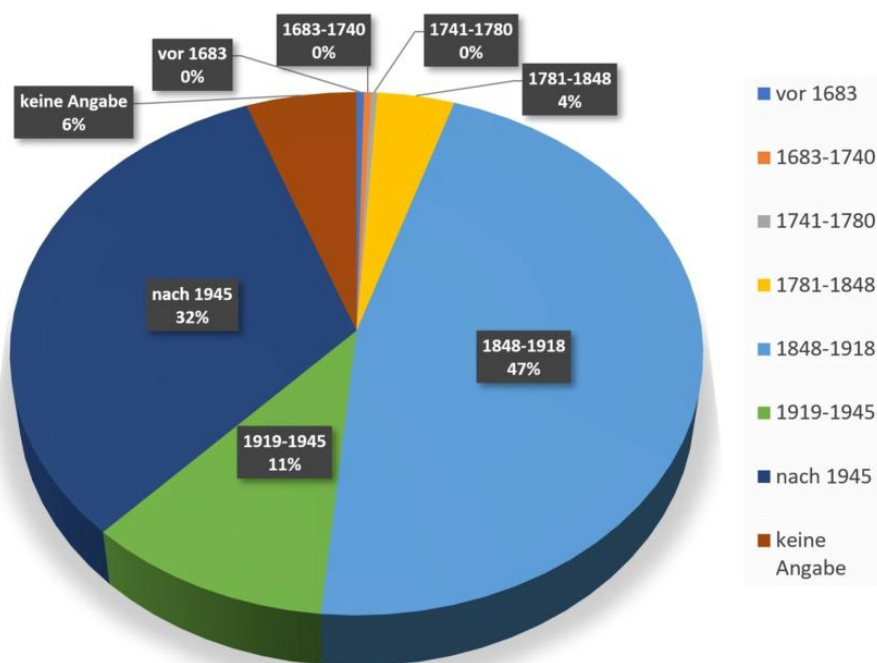


Diagramm 5-1: Anteile der Gebäude in Abhängigkeit von den Bauperioden [21]

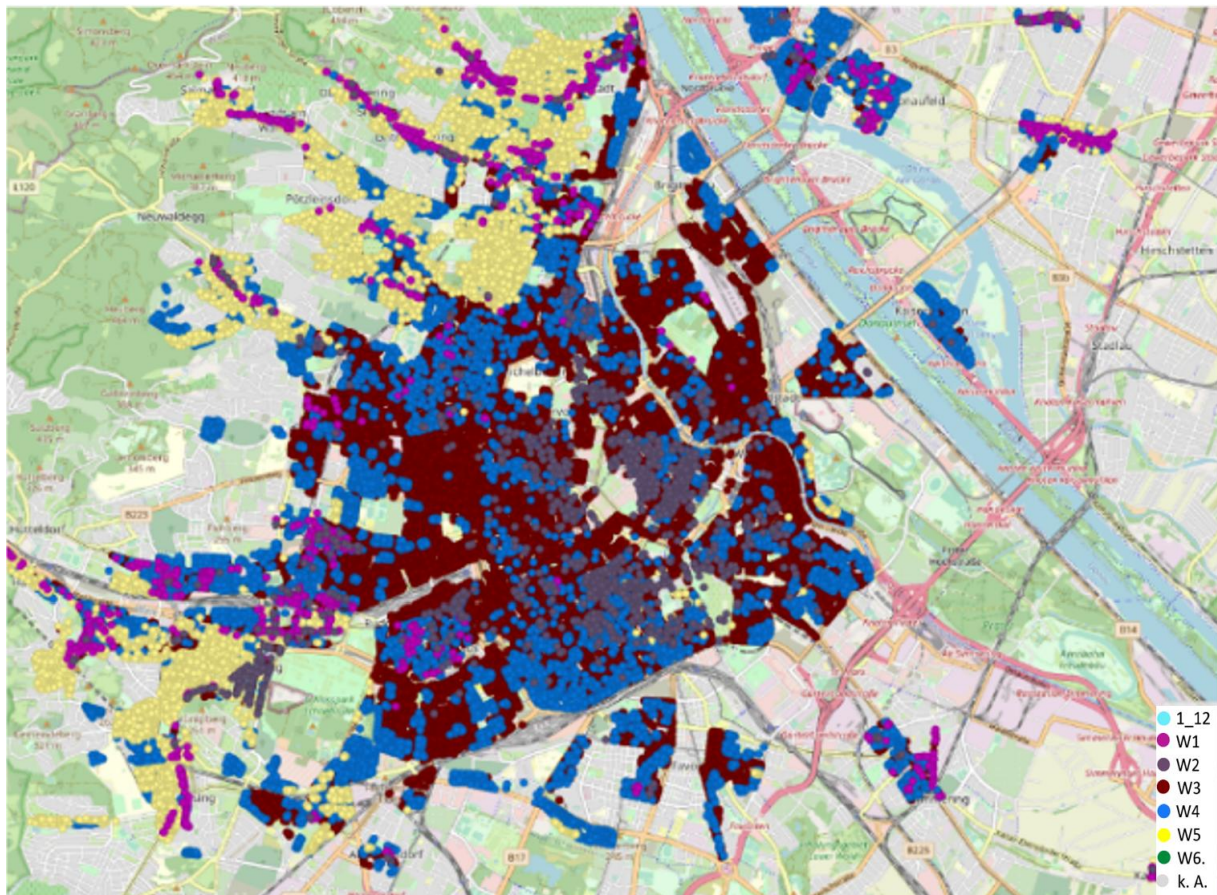


Abb. 29: Räumliche Lage der Gebäude in Abhängigkeit von den Bautypen (Ausschnitt aus Orange Data Mining)

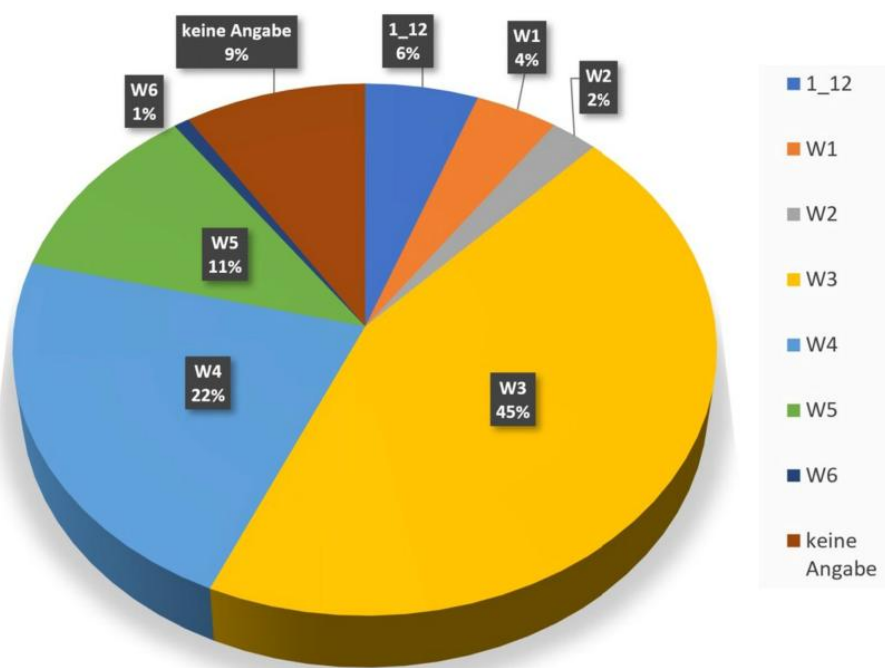


Diagramm 5-2: Anteile der Gebäude in Abhängigkeit von den Bautypen [21]

5.1 Räumliche und bauliche Verteilung der Messstellen

Die Messstellen verteilten sich überwiegend auf Keller, Erdgeschoss und die ersten drei Obergeschosse. Am häufigsten wurden hofseitige Außenwände (awh) und Mittelwände (mw) untersucht, da sie vom Flur aus gut zugänglich waren. Straßenfassaden (aws) und Feuermauern (fm) konnten seltener beprobt werden, meist wegen eingeschränktem Zugang (z. B. bewohnte Räume). Bei der Komponentenprüfung lagen die meisten Entnahmestellen im Keller (52 %) und im Erdgeschoss (35 %). Einen Überblick über diese Verteilung zeigt auch Diagramm 5-3 [21].

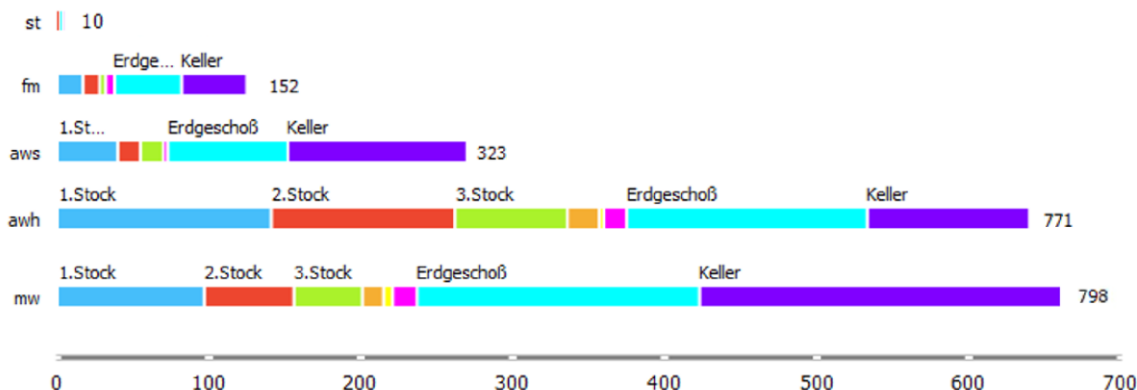


Diagramm 5-3: Lage und Anzahl der 2054 Prüfstellen (Orange Data Mining)

5.2 Clusterbildung der Mauerfestigkeiten anhand K-Means Algorithmen

Die Clusterbildung der Mauerwerksdruckfestigkeiten f_k lässt sich sehr gut mit K-Means durchführen. Zuerst wählt man K anhand des höchsten Silhouette-Scores.

Der Silhouette-Score vergleicht für jeden Datenpunkt die durchschnittliche Distanz zu Punkten im eigenen Cluster mit der zu Punkten im nächstgelegenen anderen Cluster. Je kleiner die erstere und je größer die zweite Distanz, desto höher der Score; der Gesamtwert ist der Mittelwert über alle Punkte. Ziel ist ein Wert möglichst nahe 1. Nähert sich der Score der 0, liegen starke Überlappungen vor und die Clusterlösung taugt nicht; bei negativen Werten sind die Zuordnungen falsch – Lösung verwerfen und mit anderem K, anderen Merkmalen oder einem anderen Verfahren neu aufsetzen [31].

In unserem Fall wird die höchste Silhouette-Score von 0,275 bei einer Clusteranzahl von fünf erreicht. Es sollen die Bereiche mit ähnlichen Festigkeiten lokalisiert werden.

Bei der Analyse wurden folgende Werte für jeweiligen Cluster ermittelt:

- Cluster C1 - $f_k = 3,58 \pm 0,23 \text{ N/mm}^2$ - hohe Festigkeiten (Norden)
- Cluster C2 - $f_k = 3,26 \pm 0,35 \text{ N/mm}^2$ - mittlere Festigkeiten (Westen)
- Cluster C3 - $f_k = 4,34 \pm 0,49 \text{ N/mm}^2$ - höchste Festigkeiten (Stadtmitte)
- Cluster C4 - $f_k = 3,51 \pm 0,20 \text{ N/mm}^2$ - hohe Festigkeiten (Süden)
- Cluster C5 - $f_k = 2,79 \pm 0,32 \text{ N/mm}^2$ - niedrigste Festigkeiten (Nordwesten)

Wie in Abb. 30 ersichtlich, treten die höchsten Mauerwerksdruckfestigkeiten im innerstädtischen Bereich auf. Dies gilt insbesondere für Zonen mit repräsentativen öffentlichen Gebäuden. Dort bilden sich klar erkennbare Schwerpunkte hoher f_k -Werte, die sich im Stadtkern häufen.

Ein mittleres Festigkeitsniveau zeigt sich überwiegend im Westen; in diesen Teilräumen dominieren Werte im Mittelfeld, ohne ausgeprägte Spitzen. Hohe Festigkeiten finden sich zudem nördlich und südlich der Innenstadt; in diesen Bereichen treten überdurchschnittliche Werte häufiger auf, auch wenn sie räumlich nicht flächendeckend sind. Die niedrigsten Festigkeiten liegen größtenteils im Nordwesten. Zusätzlich erscheinen vereinzelt geringe Werte auch in weiteren Stadtteilen als kleinere, verstreute Inseln.

Insgesamt lassen sich die Clusterbereiche nicht scharf voneinander abgrenzen. Es bestehen breite Übergangszonen, und die Zuordnung der Punkte überlappt häufig. Diese geringe Trennschärfe ist auf den niedrigen Silhouette-Score von 0,275 zurückzuführen und erklärt die unscharfen Clustergrenzen in der Darstellung [21].

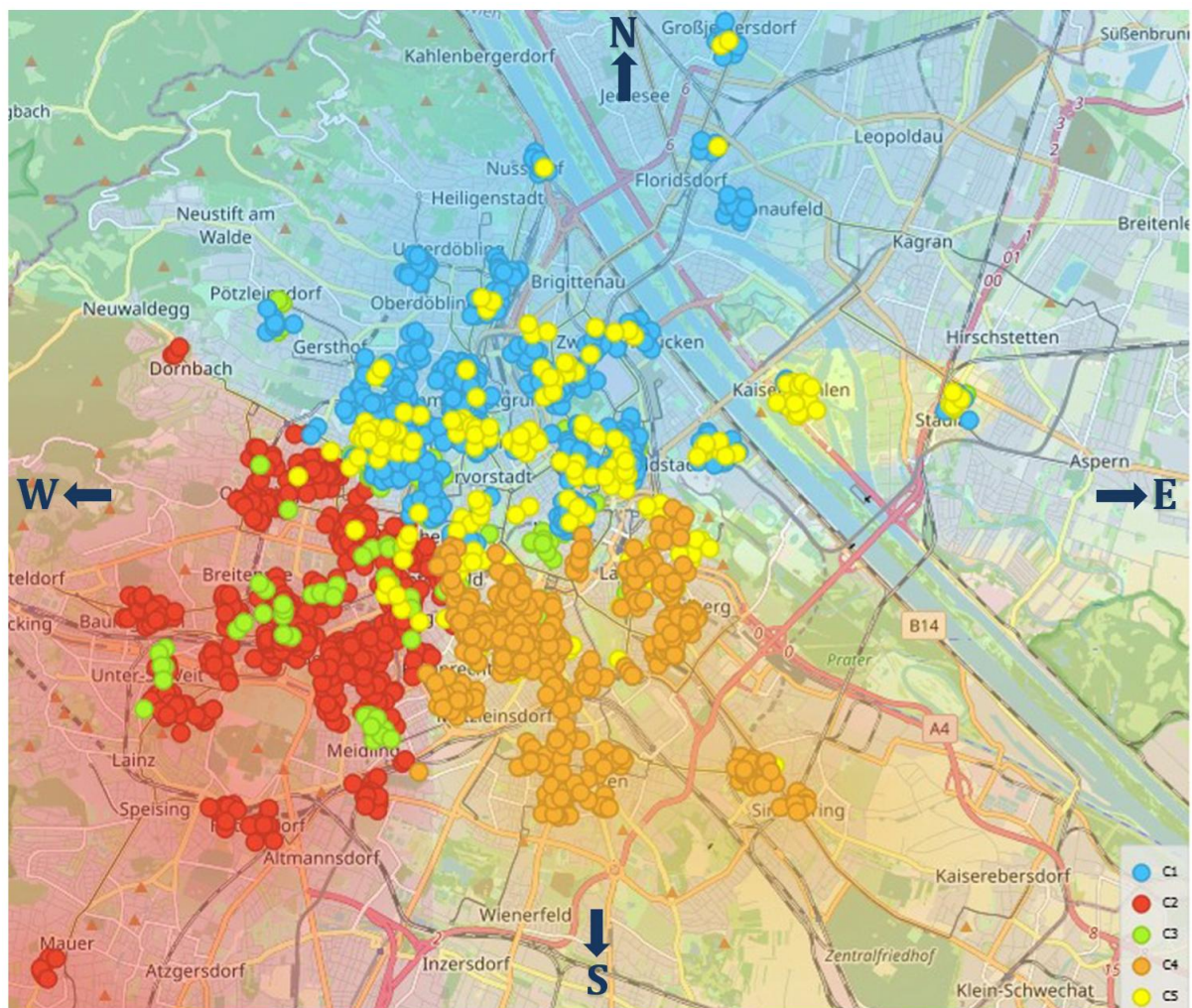


Abb. 30: K-means: Fünf Cluster der Mauerwerksfestigkeit der 2054 Prüfstellen [21]

5.3 Clusterbildung anhand der t-SNE Algorithmen

Im Unterschied zu K-Means ist t-SNE nicht auf numerische Merkmale beschränkt. Daher erfolgt die Analyse auf dem gesamten Datensatz von **39.026** Daten.

Bei den Berechnungen wurden folgende Einstellungen gemacht:

- eine Exaggeration von 4 zur Steuerung der Kompaktheit,
- eine PCA mit sechs Hauptkomponenten,
- normalisierte Eingangsdaten,
- die Perplexity p , wurde mit 100 und 200 angesetzt, um sowohl lokale als auch globale Zusammenhänge berücksichtigen zu können.

Die Berechnungen der Zusammengehörigkeiten (Cluster) mit den Mittelwerten und Standardabweichungen der Stein- und Mörtelfestigkeiten, des Geschosses, der Wandlage, der Koordinaten und der Bezirke wurden mit $p=200$ durchgeführt. Dagegen erfolgten die Berechnungen für Geschossanzahl, Prüfmethode, Nutzung, Bauperiode und Bautyp mit $p=100$ [21].

Die Berechnungen haben gezeigt, dass sich bei folgenden Daten aufgrund weit verstreuter Punkte keine oder nur sehr schwache Clusterbildungen erkennen lassen:

- Stein- und Mörteldruckfestigkeit, sowohl im Mittelwert als auch in der Standardabweichung und
- Geschoss.

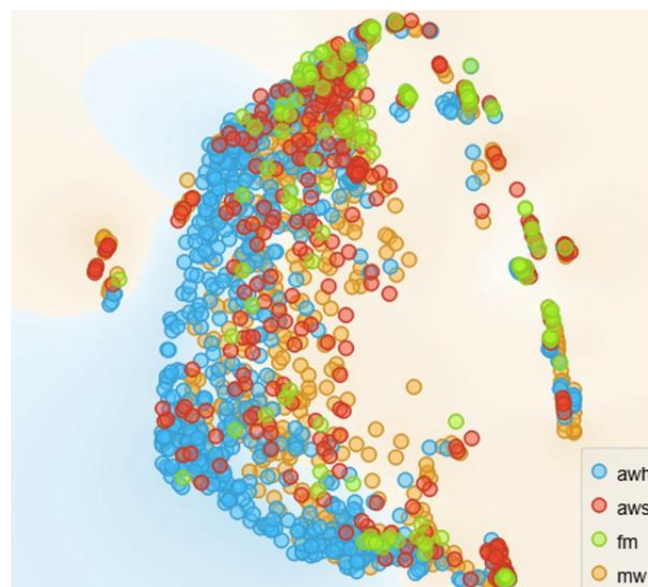


Abb. 31: t-SNE: Wandlage [21]

Geringe Clusterbildungen zeigen sich bei:

- den Koordinaten,
- Wandlage (Abb. 31),

- den Bezirken (Abb. 32, links) und
- der Geschossanzahl (Abb. 32, rechts).

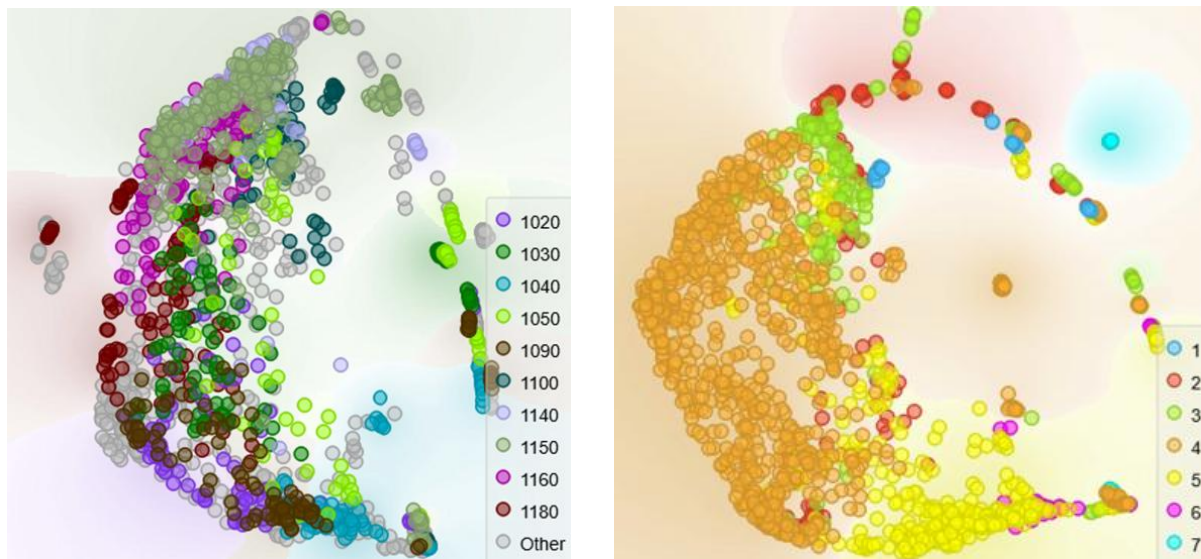


Abb. 32: t-SNE: *Links: Bezirke; Rechts: Geschossanzahl* [21]

Eindeutige Cluster bilden sich bei:

- der Prüfmethode,
- der Nutzung,
- der Bauperiode und
- dem Bautyp.

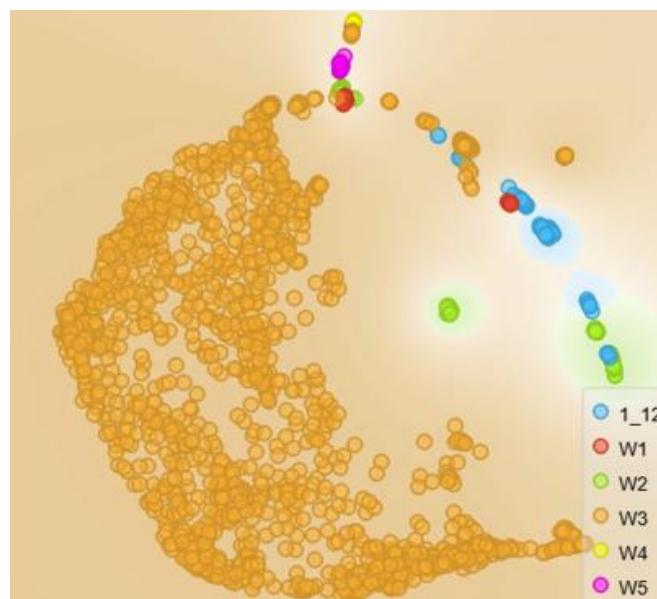


Abb. 33: t-SNE: Bautyp [21]

5.4 Analyse und Auswertung der Ziegeldruckfestigkeiten

Durch die Anwendung der im Kapitel 4 beschriebenen Algorithmen und Methoden zur Datenanalyse wurde detaillierte statistische Auswertung der Werte für die Ziegeldruckfestigkeiten in der Software Orange Data Mining durchgeführt. Im Violin-Diagramm 5-4, sind die normierte Ziegeldruckfestigkeiten nach Geschoss dargestellt.

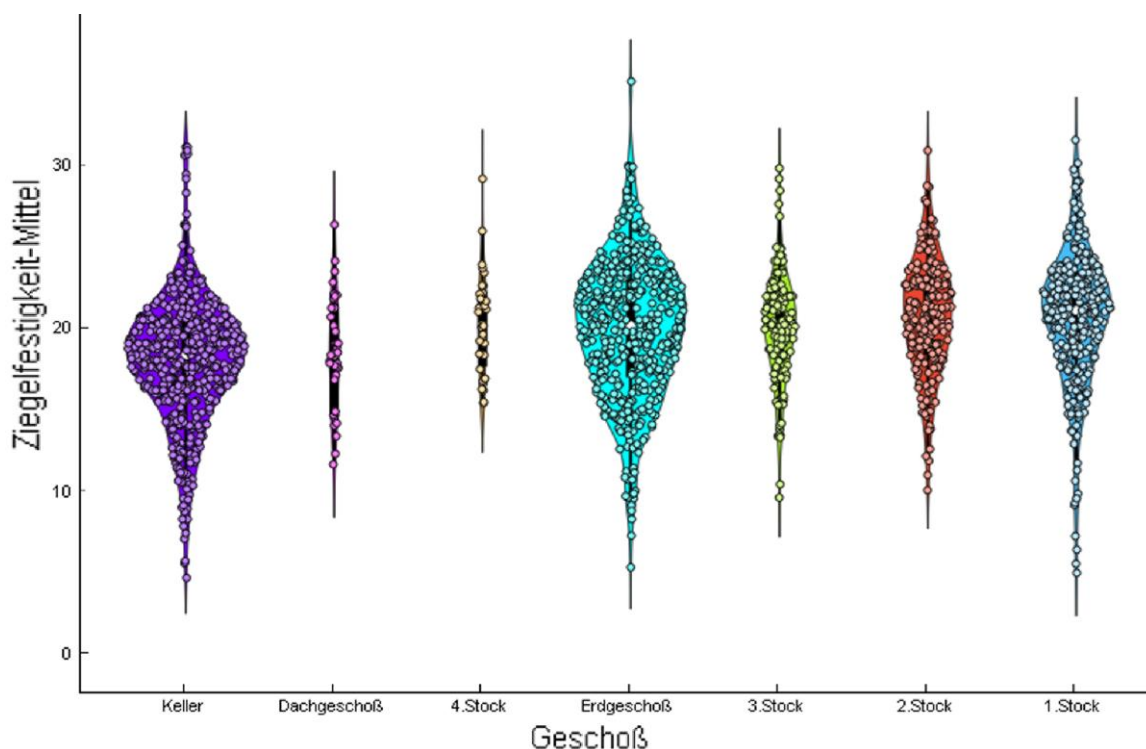


Diagramm 5-4: Ziegeldruckfestigkeiten nach Geschoss (Ausschnitt aus Orange)

In der Tabelle 5-1 sind die normierten Mittelwerte sowie deren Standardabweichungen nach Geschoss aufgeführt, die mit Hilfe der zerstörungsfreien Prüfmethode für Ziegeldruckfestigkeit mittels Rückprallhammer ermittelt wurden.

Tabelle 5-1: Normierte Ziegeldruckfestigkeiten und Standardabweichungen nach Geschoss [21]

Geschoss	Keller	Erdgeschoss	1. Stock	2. Stock	3. Stock	4. Stock	Dachgeschoss
Mittelwert [N/mm²]	18,78	20,04	20,55	20,70	20,20	20,60	18,92
Standardabw. [N/mm²]	2,73	3,23	3,17	2,70	2,52	2,34	2,63

Es war zu erwarten, dass im Keller geringere Ziegeldruckfestigkeiten auftreten. Dies lässt sich möglicherweise damit erklären, dass für die massiven Kellerwände oftmals Ziegel geringerer Qualität eingesetzt wurden als für die übrigen Geschosse. Überraschender ist hingegen, dass auch im Dachgeschoss niedrigere Werte festgestellt wurden, obwohl hier dieselbe Ziegelart wie in den Regelgeschossen oberhalb des Kellers verwendet wurde. Dies lässt sich eventuell durch dünnere Mauern und geringere Auflast erklären.

In der Diplomarbeit von S. Wallner [15] wurden zusätzlich zu den direkten Festigkeitsprüfungen des Mauerwerks am Kleinfleier Zwischenprüfungen mit dem Rückprallhammer durchgeführt, um die Ziegelfestigkeit zu ermitteln. Die Prüfung an

hydraulisch beanspruchten Probepfeilern zeigten, dass bei einer Erhöhung der Belastung von 150 kN auf 300 kN die Rückprallwerte um ca. 3,5 % steigerten. Im realen Bauwerk fällt der Effekt wesentlich geringer aus. Durch das Eigengewicht des Mauerwerks mit einer Dichte von 1600 kg/m^3 und einer Geschosshöhe von durchschnittlich 3 m erhöht sich die Druckspannung pro Geschoss um $0,05 \text{ N/mm}^2$. Bei vier Geschossen ergibt sich somit nur eine zusätzliche Druckspannung von $0,20 \text{ N/mm}^2$ [15]. Dies lässt sich auch im Diagramm 5-5 erkennen, in dem die Steindruckfestigkeit in Abhängigkeit von der Geschossanzahl dargestellt ist. Die Balkendiagramme mit den zugehörigen Werten zeigen, dass sich die Druckfestigkeit mit steigender Anzahl der oberhalb des Erdgeschosses liegenden Geschosse leicht erhöht ist.

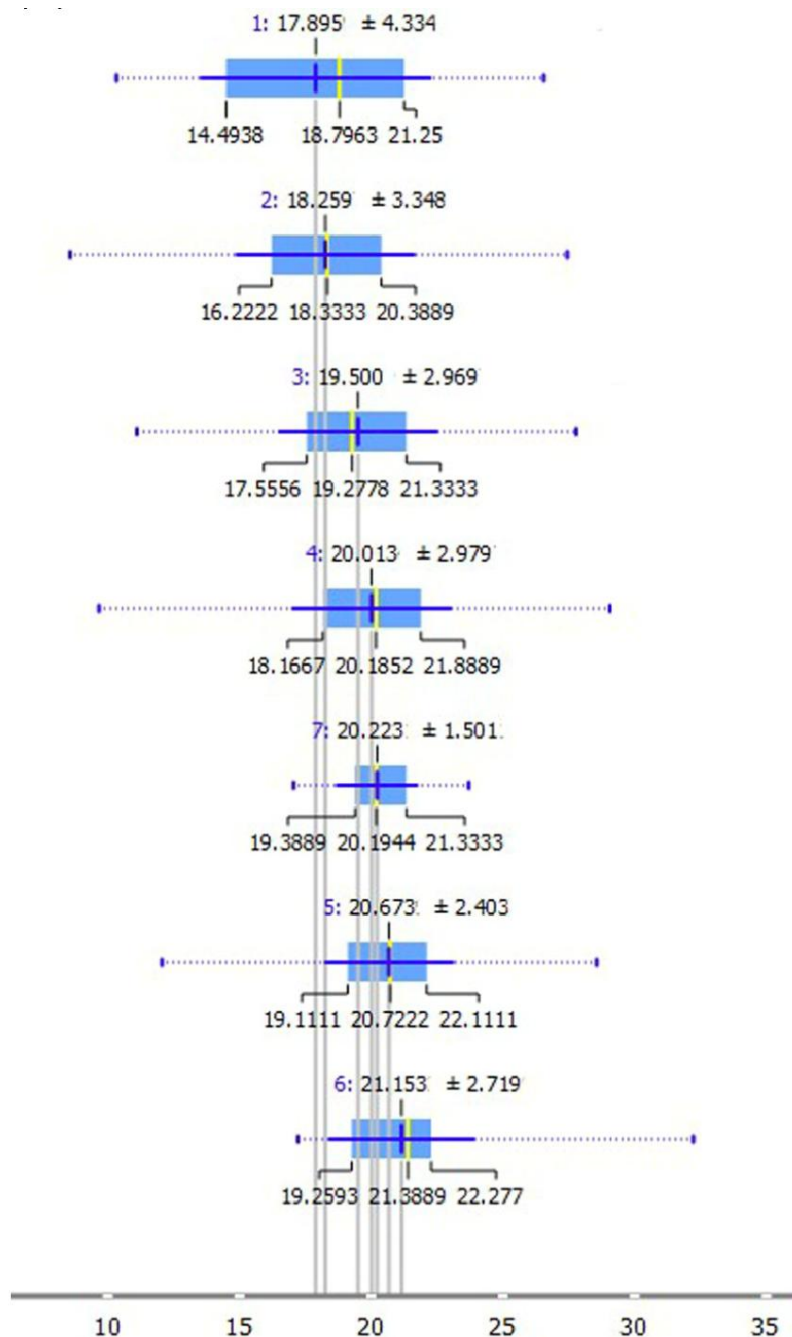


Diagramm 5-5: Verteilung der Steindruckfestigkeit nach Anzahl der Geschosse [21]

Diagramm 5-6 zeigt die normierten Druckfestigkeiten der Ziegel in Bezug auf die Position der jeweiligen Wand. Besonders für Erdbebenberechnung nach der Push-Over-Methode sind diese Ergebnisse wichtig. Die Abkürzungen im Diagramm stehen für verschiedene Wandarten: **fm** bedeutet Feuermauer, **aws** Außenwand an der Straßenseite, **st** Stütze, **rmw** Mittelwand und **awh** Außenwand an der Hofseite.

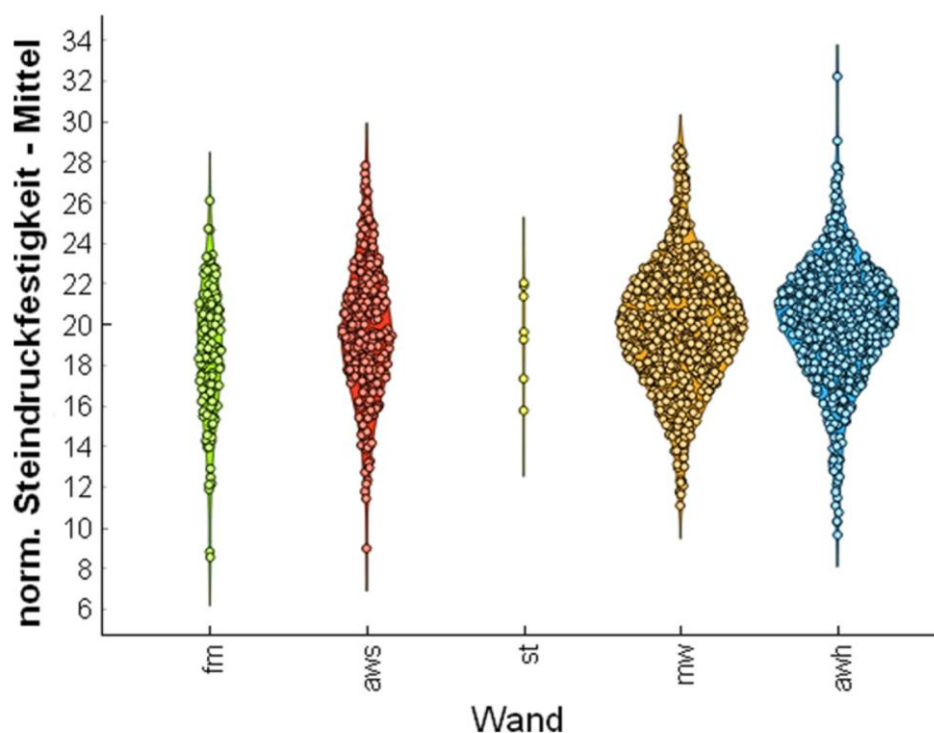


Diagramm 5-6: Ziegeldruckfestigkeiten nach Wand [21]

Die Tabelle 5-2 zeigt, die normierten Mittelwerte zusammen mit den jeweiligen Standardabweichungen nach Wand, die ebenfalls durch Messungen mit dem Rückprallhammer bestimmt wurden. Es ist zu erkennen, dass die Feuermauer die niedrigste Festigkeit hat, obwohl die gleiche Ziegelqualität wie bei den anderen Wänden verwendet wurde. Gründe dafür können eine schlechtere Bauausführung und die geringere Auflast sein, da die Feuermauer in dünneren Wandstärken gebaut wurde.

Tabelle 5-2: Normierte Ziegeldruckfestigkeiten und Standardabweichungen nach Wand [21]

Wand	Feuermauer	Außenwand Straße	Stütze	Mittelwand	Außenwand Hof
Mittelwert [N/mm ²]	18.59	19.57	20.01	19.88	20.12
Standardabw. [N/mm ²]	3.18	3.22	2.19	3.00	2.86

5.5 Analyse und Auswertung der Mörtelfestigkeiten

Das Violin-Diagramm 5-7 zeigt, die mit dem Eindringverfahren ermittelten Mörteldruckfestigkeiten (Prismenfestigkeiten). Zwischen den einzelnen Geschossen sind keine klaren Unterschiede zu erkennen.

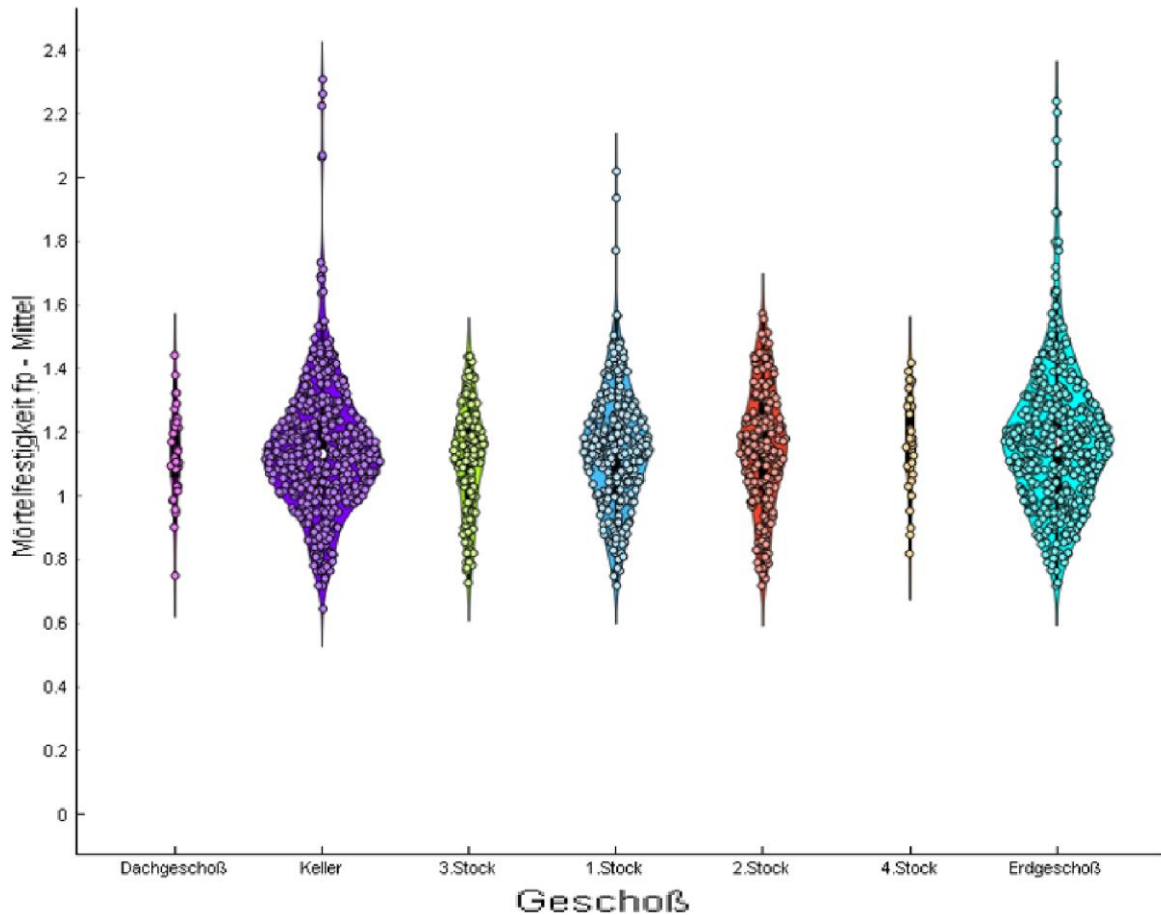


Diagramm 5-7: Mörtelfestigkeiten nach Geschoss (Orange)

In der Tabelle 5-3 sind die genauen Zahlen der Mittelwerte sowie deren Standardabweichungen nach Geschoss aufgeführt. Von insgesamt 510 untersuchten Stellen sind 48 als „feucht“ und 462 als „trocken“ eingestuft. Die Feuchtestellen erreichten einen Mittelwert von $1,10 \text{ N/mm}^2$, während die übrigen Stellen bei $1,15 \text{ N/mm}^2$ lagen [21].

Tabelle 5-3: Mörtelfestigkeiten und Standardabweichungen nach Geschoss [21]

Geschoss	Keller	Erdgeschoss	1. Stock	2. Stock	3. Stock	4. Stock	Dachgeschoss
Mittelwert [N/mm ²]	1.14	1.17	1.14	1.15	1.11	1.16	1.13
Standardabw. [N/mm ²]	0.21	0.21	0.19	0.18	0.16	0.15	0.13

Im Balken-Diagramm 5-8 ist die Mörtelfestigkeit nach der Anzahl der Geschosse dargestellt. Analog zur Ziegelfestigkeit ist auch hier zu erkennen, dass die Mittelwerte mit steigender Geschosszahl leicht ansteigen.

Während die unteren Geschosse (1–3) Festigkeiten um etwa 1,08–1,13 N/mm² aufweisen, liegen die Werte bei den oberen Geschossen (6–7) bereits über 1,30 N/mm². Die Standardabweichungen bewegen sich zwischen $\pm 0,129$ und $\pm 0,227$ N/mm², wobei bei Geschoss 7 die geringste und bei Geschoss 6 die größte Streuung auftritt.

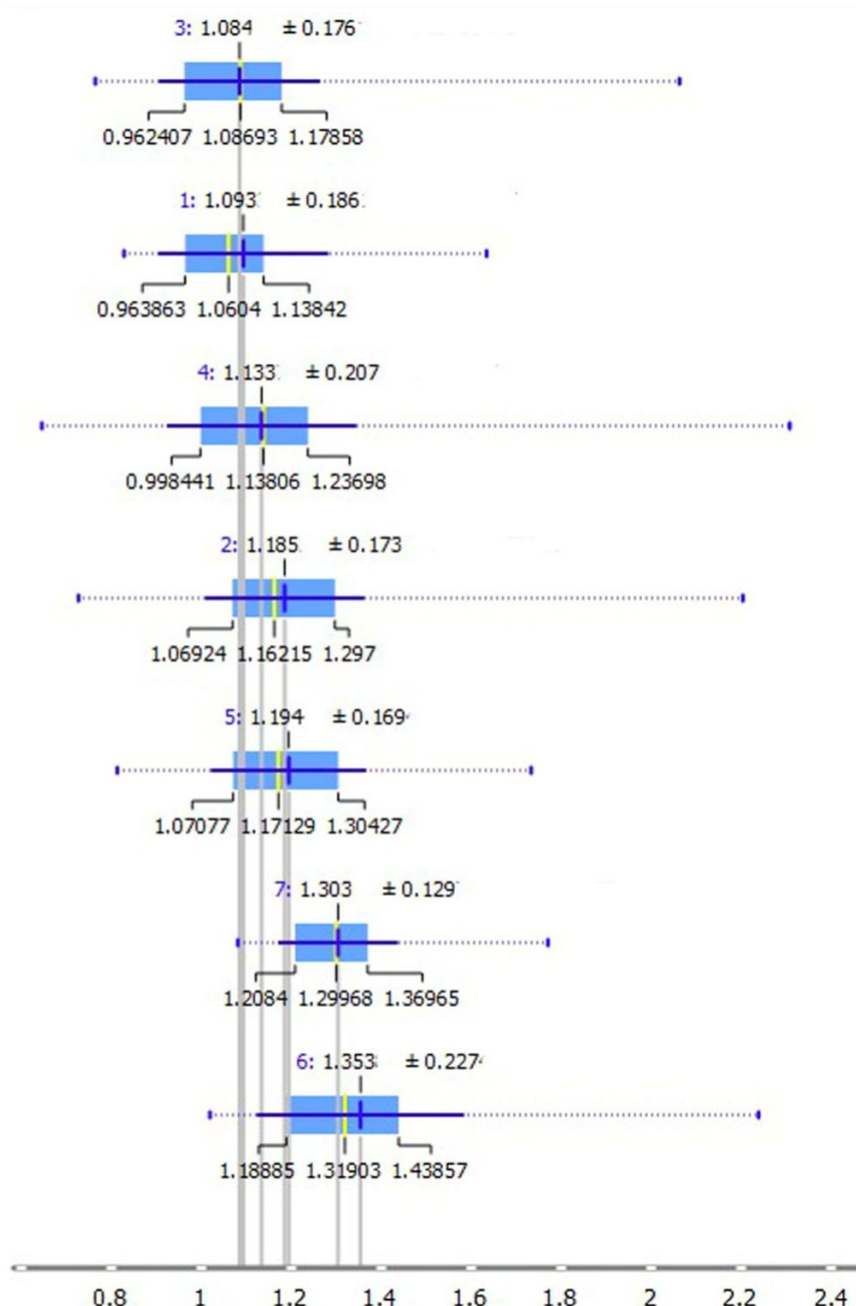


Diagramm 5-8: Verteilung der Steindruckfestigkeit nach Anzahl der Geschosse [21]

Bei der Betrachtung der Mörtelfestigkeit in Abhängigkeit von der Wandlage, dargestellt auf Diagramm 5-9 zeigt sich, dass nur die Stützen mit $1,35 \text{ N/mm}^2$ deutlich höhere Werte aufweisen. Dabei ist zu berücksichtigen, dass die Anzahl der Proben hier deutlich geringer ist als bei den Wänden und die Stützen das höhere konzentrierte Auflasten abtragen. Je nach Wandlage liegen die Mörtelfestigkeiten zwischen $1,12 \text{ N/mm}^2$ und $1,17 \text{ N/mm}^2$.

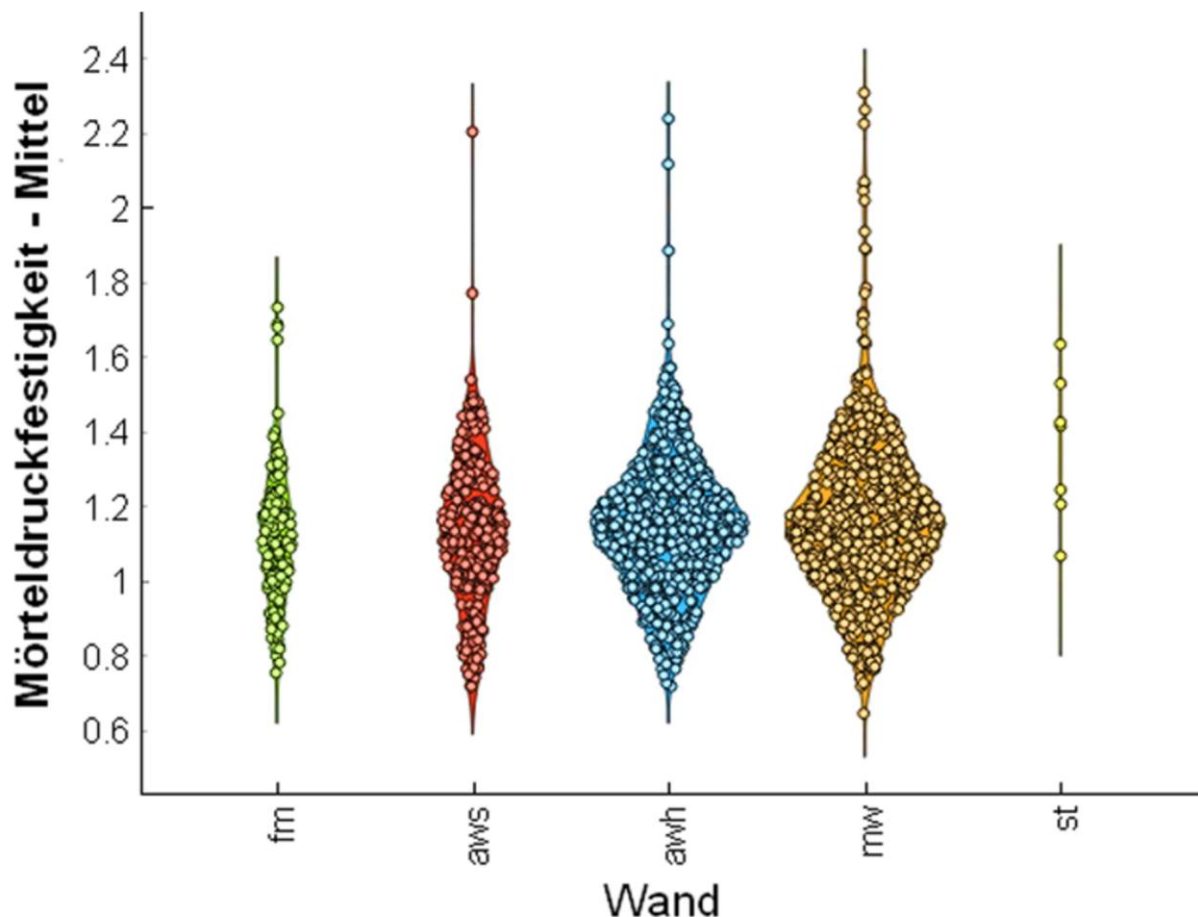


Diagramm 5-9: Mörtelfestigkeiten nach Wand [21]

Tabelle 5-4: Mörtelfestigkeiten und Standardabweichungen nach Wand [21]

Wand	Feuermauer	Außenwand Straße	Stütze	Mittelwand	Außenwand Hof
Mittelwert [N/mm^2]	1.12	1.13	1.35	1.17	1.14
Standardabw. [N/mm^2]	0.18	0.20	0.20	0.21	0.18

Die Standardabweichungen liegen zwischen $0,18 \text{ N/mm}^2$ und $0,21 \text{ N/mm}^2$. Das bedeutet, dass die Schwankungen der Ergebnisse nur wenig streuen und die ermittelten Festigkeitswerte der Wände als zuverlässig angesehen werden können.

6 Vorhersage von Mauerwerkskennwerten mittels Machine Learning auf Basis von Versuchs- und Geodaten

In Anlehnung an die bereits in Kapitel 5 durchgeführte Analyse und Verknüpfung der Mess- und Geodaten wird auch die Vorhersage von Mauerwerkskennwerten umgesetzt. Als Grundlage dient der umfangreiche Datensatz der bereits ausgewerteten 206 Gründerzeithäuser.

Die Eingangsdaten werden erneut als *Features* in die Modelle eingespeist. Als *Targets* bzw. Zielgrößen wurden die Ziegel-, Mörtel- und Mauerwerksfestigkeiten von Objekten, die bislang nicht *in situ* geprüft wurden.

6.1 Angewendete Algorithmen für die Vorhersage

Für die Vorhersagen werden die überwachten Machine-Learning-Algorithmen angewendet. Sie arbeiten mit gelabelten Daten, bei denen die *Targets* (an den untersuchten Objekten) bereits bestimmt sind und lernen die Zusammenhänge zwischen *Features* und *Targets*. Die Genauigkeit der Modelle hängt wesentlich von Umfang und Qualität der Trainingsdaten ab. In dieser Arbeit werden sie eingesetzt, um Materialfestigkeiten auf Basis von Versuchs- und Geodaten abzuschätzen.

6.1.1 RF (Random Forest)

Der Algorithmus Random Forest ist Standardmethode im überwachten Lernen. Sie benötigen nur Anzahl der Bäume und Anzahl zufälliger Features pro Aufteilung der Daten an einem Knoten (Split). Es ist eine Ensemble-Methode, bei der viele Entscheidungsbäume auf Basis zufälliger Stichproben aus den Trainingsdaten erzeugt werden.

Erzeugung der Bäume:

RF kombiniert zwei Quellen der Zufälligkeit:

1. **Bagging (Bootstrap Aggregating):** Jeder Baum erhält eine Stichprobe der Trainingsdaten (mit Zurücklegen).
2. **Zufällige Merkmalsauswahl:** Bei jedem Split wird nur ein Teil der Features betrachtet.

Jeder Baum trifft eine eigene Entscheidung, und das Gesamtergebnis ergibt sich aus der Mehrheitswahl aller Bäume. Jeder Baum ist dadurch tendenziell überangepasst, aber die Aggregation vieler Bäume gleicht das aus. Dadurch können Überanpassungen einzelner Bäume reduziert werden und deren Kombination aber ein stabiles Modell ergibt. Die wesentlichen Vorteile von Random Forests sind ihre Robustheit gegenüber Rauschen und Overfitting, die Fähigkeit, komplexe Muster zu erfassen, sowie die Möglichkeit, Variablenwichtigkeiten zu bestimmen. Sie werden vielseitig in Klassifikation, Regression und bei hochdimensionalen Daten eingesetzt [32].

6.1.2 NN (Neural Networks)

Neuronale Netze sind Algorithmen des maschinellen Lernens, die an die Funktionsweise des Gehirns angelehnt sind. Sie bestehen aus einer Vielzahl künstlicher Neuronen, die über gewichtete Verbindungen Informationen weitergeben (Abb. 34).

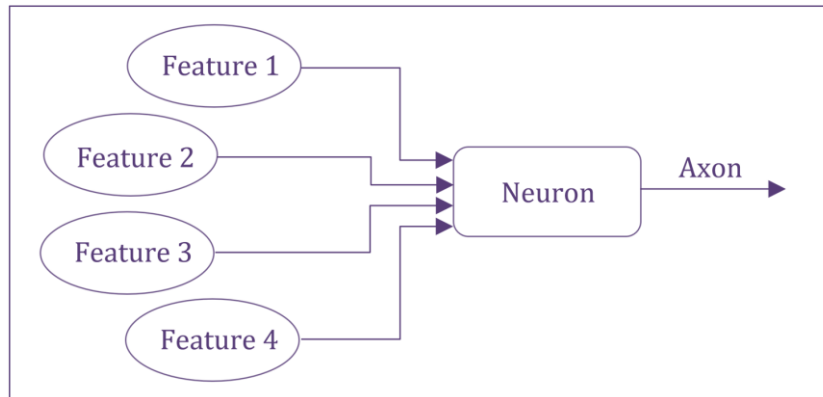


Abb. 34: Aufbau eines künstlichen Neurons nachgezeichnet gemäß [33]

Durch Anpassung dieser Gewichte im Training lernen die Netze, Muster in Daten zu erkennen und komplexe, nichtlineare Zusammenhänge abzubilden. Neuronale Netze gehören zu den wichtigsten Methoden des maschinellen Lernens und finden in vielen Anwendungsbereichen Einsatz. Aufgrund dieser Flexibilität werden sie unter anderem in der Bildverarbeitung, der Sprachverarbeitung und bei der Analyse von Zeitreihen eingesetzt.

Der NN-Algorithmus ist die Grundlage für das Training von mehrschichtigen Neuralen-Netzen. Ziel ist es, dass der Fehler zwischen den vorhergesagten und den tatsächlichen Ausgaben minimiert wird. Es werden folgende Schritte durchgeführt:

1. **Vorwärtsthroughlauf:** Die Eingabedaten werden Schicht für Schicht durch das Netz propagiert, bis eine Ausgabe entsteht.
2. **Fehlerberechnung:** Der Unterschied zwischen tatsächlichem und gewünschtem Output (=Eingangsdaten) wird über eine Funktion (z. B. mittlere quadratische Abweichung) berechnet.
3. **Rückwärtsthroughlauf:** Der in der Ausgabeschicht entstandene Fehler wird Schritt für Schritt an die vorherigen Schichten zurückgegeben. Mit Hilfe der Kettenregel der Differenzialrechnung werden die Gradienten der Fehlerfunktion bezüglich der Gewichte bestimmt.
4. **Gewichtsaktualisierung:** Mit jedem Durchlauf werden die Gewichte ein Stück weit in Richtung kleinerem Fehler verändert.

Das Verfahren wiederholt sich über viele Iterationen (Epochen), bis die Fehlerfunktion ein Minimum erreicht oder ein Abbruchkriterium erfüllt ist. Trotz ihrer hohen Leistungsfähigkeit stellen neuronale Netze auch Herausforderungen dar, insbesondere durch ihren hohen Bedarf an Trainingsdaten, Rechenressourcen und die oft eingeschränkte Interpretierbarkeit der Modelle [33].

6.1.3 kNN (k-Nearest Neighbours)

Die Methode kNN klassifiziert Objekte anhand ihrer Ähnlichkeit zu benachbarten Trainingspunkten. kNN ist leicht zu verstehen und einfach umzusetzen. Das Verfahren macht keine Annahmen über die Daten und kann sowohl für Klassifikation als auch für Regression genutzt werden. Der Zielwert wird bei Regressionen über den Mittelwert der Nachbarnpunkten ermittelt. Für Klassifikation nimmt kNN statt des Mittelwertes die Mehrheitsklasse. Die Vorhersage ist leicht nachvollziehbar, weil sie direkt auf den Nachbarn basiert. Nachteile entstehen bei großen Datensätzen, da die Berechnung der Abstände sehr viel Rechenzeit braucht. Außerdem müssen alle Trainingsdaten gespeichert werden. Die Genauigkeit hängt stark von der Wahl des Parameters k und der Distanzmetrik ab. Zusätzlich müssen die Merkmale skaliert werden, sonst können Verzerrungen entstehen. In hochdimensionalen Daten wirkt sich kNN oft negativ aus, weil irrelevante Merkmale die Berechnungen verfälschen [34].

Der Algorithmus der kNN weist einem Datenobjekt eine Klasse anhand der Klassen seiner k nächsten Trainingsnachbarn zu. Welche Objekte als „nahe“ gelten, bestimmt eine Distanzfunktion $d(x,y)$. Für metrische Distanzen werden typischerweise *euklidische* und *Manhattan-Distanzen* angewendet. Die Ermittlung der Distanzen ist für kNN ein sehr wichtiger Vorgang. Für allgemeine metrischen Distanzen wird die Minkowski-Metrik bekannt auch als p -Norm angewendet:

$$d_{ij} = (\sum_{k=1}^m |x_{ik} - x_{jk}|^p)^{\frac{1}{p}} \quad (\text{Formel 12: Manhattan-Distanz}) \quad [34]$$

Dabei sind die Indizes $i, j = 1 - n$

k – Index, läuft über alle m Merkmale p – Parameter, reelle Zahl (>0)

Für $p=1$ bekommt man Manhattan-Distanz (City-Block-Metrik) dargestellt in Abb. 35.

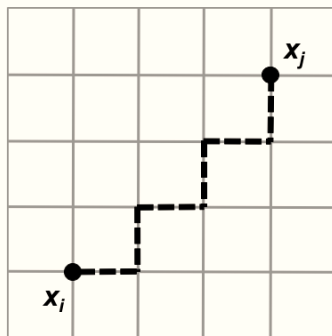


Abb. 35: Manhattan-Distanz zwischen x_i und x_j [34]

$$d_{ij} = \sum_{k=1}^m |x_{ik} - x_{jk}| \quad (\text{Formel 13: Manhattan-Distanz für } p=1) \quad [34]$$

Die Manhattan-Distanz wird geometrisch definiert als der Abstand zwischen zwei Objekten aus mehreren rechtwinklig zueinander stehenden Teilstrecken zusammen.

Für $p=2$ bekommt man euklidische Distanz dargestellt auf der Abb. 36.

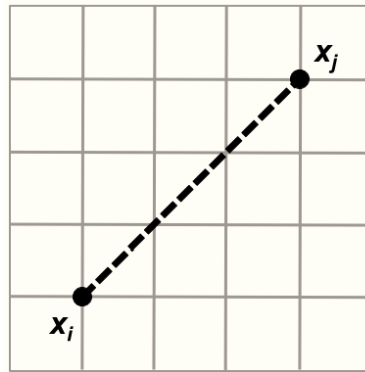


Abb. 36: Euklidische Distanz zwischen x_i und x_j [34]

$$d_{ij} = \sqrt{\sum_{k=1}^m (x_{ik} - x_{jk})^2} \quad (\text{Formel 14: Euklidische Distanz}) \quad [34]$$

Geometrisch ist die euklidische Distanz der kürzeste geradlinige Weg zwischen zwei Objekten.

Um die Funktionsweise eines kNN Algorithmus zu verstehen werden zwei Klassen in einem zweidimensionalen Merkmalsraum betrachtet (10 schwarze Dreiecke = Klasse 1, 9 graue Quadrate = Klasse 2). Ein neues Objekt (Fragezeichen) soll klassifiziert werden (Abb. 37).

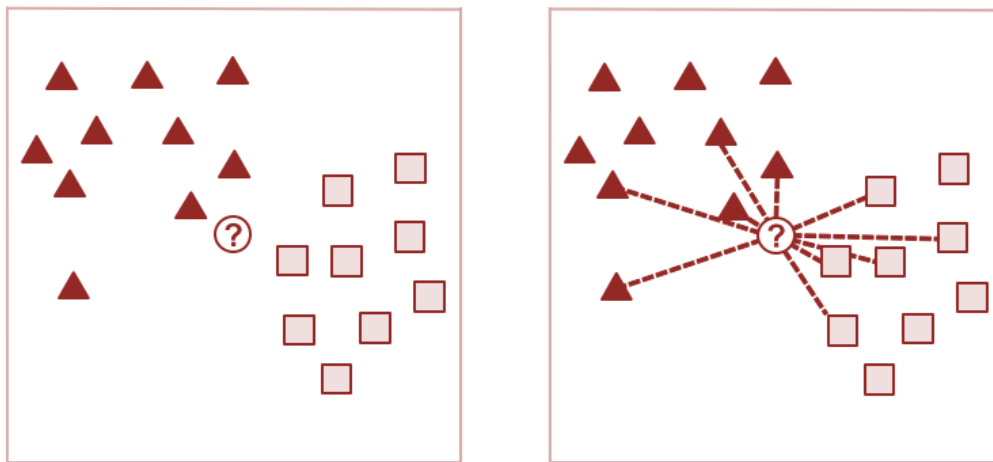


Abb. 37: kNN – links: Ausgangssituation; rechts: Abstandsberechnung [34]

Nun werden die Abstände zu allen Trainingsobjekten berechnet und aufsteigend sortiert. Anschließend entscheidet der Parameter k , wie viele Nachbarn berücksichtigt werden. Bei $k=3$ ergibt die Mehrheitsentscheidung Klasse 1, bei $k=7$ Klasse 2.

Um Gleichstände zu vermeiden, sollte k ungerade gewählt werden. Alternativ können Nachbarn auch gewichtet werden, wobei kleinere Abstände ein höheres Gewicht erhalten. Theoretisch kann k bis zur Anzahl der Trainingsobjekte n reichen, jedoch führt ein sehr hohes k dazu, dass stets die Mehrheitsklasse gewählt wird.

6.1.4 SVM (Support Vector Machines)

Support Vector Machines (SVM) sind überwachte Lernverfahren, die als Ziel haben, den Merkmalsraum mit einer Hyperbene (=Ebene im mehrdimensionalen Raum) so zu trennen, dass die Beispiele unterschiedlicher Klassen möglichst weit voneinander entfernt liegen, wie zum Beispiel in Abb. 38 dargestellt. Das Ziel ist erst dann erreicht, wenn der Abstand (Margin) zwischen der Trennebene und den nächstgelegenen Datenpunkten beider Klassen das Maximum erreicht hat. Diese Punkte werden als Support Vectors bezeichnet [28].

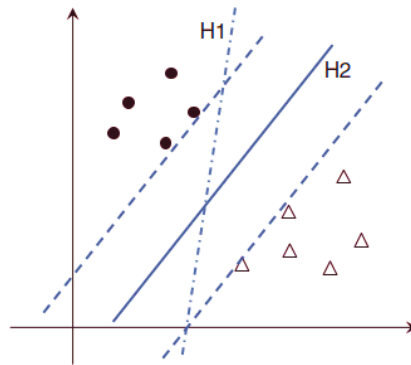


Abb. 38: SVM - Beispiel zweier korrekt getrennter Klassen [28]

Der Trainingsdatensatz bei SVM wird mit folgendem Ausdruck definiert:

$$\{(x_i, y_i)\}_{i=1}^n \quad \text{mit } x_i \in \mathbb{R}^p \quad \text{und } y_i \in \{-1, +1\} \quad (\text{Formel 15: SVM Trainingsdatensatz}) \quad [28]$$

Die Entscheidungsfunktion lautet:

$$f(x) = \langle w, x \rangle + b \quad (\text{Formel 16: SVM Entscheidungsfunktion}) \quad [28]$$

Der Gewichtsvektor $w \in \mathbb{R}^p$ steht normal auf der Trennebene. Seine Länge $\|w\|$ beeinflusst die Skalierung: Je länger $\|w\|$ desto wird kleiner der Abstand. Der Schwellenwert (Bias) $b \in \mathbb{R}$ verschiebt die Trennebene im Raum. Für $b = 0$ verläuft die Ebene durch den Ursprung.

Der Abstand eines Punktes zur Hyperbene ergibt sich zu

$$\frac{|\langle w, x \rangle + b|}{\|w\|} \quad (\text{Formel 17: Abstand eines Punktes zur Hyperbene}) \quad [28]$$

Der maximale Abstand zwischen Trennebenen wird mittels Optimierung gefunden, der lautet:

$$\max_{e,b} \min_i \frac{y_i(\langle w, x \rangle + b)}{\|w\|} \quad (\text{Formel 18: Abstand zwischen Trennebenen}) \quad [28]$$

Der Optimierungsalgorithmus wählt w und b so, dass der Abstand der beiden Klassen möglichst groß wird. Nicht alle Trainingsdaten beeinflussen die Trennebene. Relevant sind nur die *Support Vectors*, also die Punkte, die auf dem Margin liegen oder es verletzen. Diese bestimmen die endgültige Lage der *Hyperbene*. Punkte außerhalb des *Margins* haben keinen Einfluss auf die Lösung. Dies erklärt die Robustheit von SVMs und die spärliche Struktur der resultierenden Modelle.

6.2 Fehlermaße zur Bewertung von Vorhersagemodellen

Bei der Bewertung (Validierung) von Regressionsmodellen ist es wichtig, die Abweichung zwischen den vorhergesagten Werten $\hat{y}_i$ und den tatsächlichen Werten y_i systematisch zu quantifizieren. Dafür existieren verschiedene Kennzahlen, die jeweils unterschiedliche Aspekte der Modellgüte hervorheben. Zu den gebräuchlichsten Metriken gehören der Mean Squared Error (MSE), der Root Mean Squared Error (RMSE), der Mean Absolute Error (MAE) sowie das Bestimmtheitsmaß (R^2).

6.2.1 Mean Squared Error (MSE)

Der *Mean Squared Error (MSE)*, auch bekannt als *Quadratic Loss* oder *Squared Error Loss*, ist ein zentrales Fehlermaß zur Bewertung von Regressionsmodellen. Er beschreibt die durchschnittliche quadratische Abweichung zwischen den vorhergesagten Werten $\hat{y}_i$ und den tatsächlichen Zielwerten y_i .

Die allgemeine Formel lautet:

$$MSE = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (y_i - \hat{y}_i)^2 \quad (\text{Formel 19: Mean Squared Error}) \quad [28]$$

wobei n die Anzahl der Testinstanzen ist.

Ein kleiner MSE bedeutet, dass die Vorhersagen des Modells im Durchschnitt nah an den echten Werten liegen. Da die Fehler quadriert werden, fallen größere Abweichungen stärker ins Gewicht. Dadurch reagiert der MSE empfindlich auf Ausreißer, betont aber auch, wenn ein Modell einzelne sehr große Fehler macht. Insgesamt ist der MSE ein weit verbreitetes Maß zur Bewertung von Regressionsmodellen und wird häufig in Statistik und maschinellem Lernen eingesetzt [28], [33].

6.2.2 Root Mean Squared Error (RMSE)

Der RMSE ist die Quadratwurzel des MSE:

$$RMSE = \sqrt{MSE} \quad (\text{Formel 20: Root Mean Squared Error}) \quad [28]$$

Im Gegensatz zum MSE hat der RMSE dieselbe Einheit wie die Zielvariable. Dadurch lässt sich die durchschnittliche Abweichung der Vorhersagen leichter interpretieren. Ein RMSE von 0 würde bedeuten, dass das Modell die Daten perfekt vorhersagt [28].

6.2.3 Mean Absolute Error (MAE)

Der Mean Absolute Error (MAE), auch bekannt als Absolute Error Loss oder Mean Absolute Deviation, ist ein gängiges Maß zur Bewertung der Genauigkeit von Regressionsmodellen. Er berechnet die durchschnittliche absolute Abweichung zwischen den vorhergesagten Werten $\hat{y}_i$ und den tatsächlichen Zielwerten y_i .

Die Berechnungsformel lautet:

$$MEA = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n |y_i - \hat{y}_i| \quad (\text{Formel 21: Mean Absolute Error}) \quad [28]$$

Im Gegensatz zum MSE werden die Abweichungen nicht quadriert, sondern in absoluter Form gemittelt. Dadurch reagiert der MAE weniger empfindlich auf Ausreißer. Er gibt direkt an, um wie viel sich die Vorhersagen eines Modells im Durchschnitt von den tatsächlichen Werten unterscheiden.

Der MAE eignet sich besonders zur Beurteilung der durchschnittlichen Vorhersagegüte, wenn vereinzelte große Abweichungen im Datensatz nicht überproportional stark gewichtet werden sollen. In der Praxis wird er häufig eingesetzt, da er eine einfache und gut interpretierbare Maßzahl darstellt.

6.2.4 Coefficient of Determination (R^2) - Bestimmtheitsmaß

Der *Coefficient of Determination* R^2 zeigt, wie stark die Ergebnisse eines Vorhersagemodells mit den tatsächlichen Daten übereinstimmen. Er gibt an, wie groß der Anteil der Gesamtvarianz der abhängigen Variable ist, der durch das Modell erklärt wird [35].

Die allgemeine Definition lautet:

$$R^2 = 1 - \frac{RSS}{TSS} \quad (\text{Formel 22: Coefficient of Determination}) \quad [35]$$

Dabei ist RSS – *Residual Sum of Squares*

$$RSS = \sum_{i=1}^n (y_i - \hat{y}_i)^2 \quad (\text{Formel 23: Residual Sum of Squares}) \quad [35]$$

und TSS – *Total Sum of Squares*.

$$TSS = \sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2 \quad (\text{Formel 24: Total Sum of Squares}) \quad [35]$$

$\bar{y}$ – gibt den Mittelwert an.

Bedeutung der Werte

$R^2 = 1$: perfekte Anpassung – die Vorhersagen stimmen vollständig mit den Daten überein.

$R^2 = 0$: das Modell ist nicht besser als die Vorhersage mit dem Mittelwert.

$R^2 < 0$: das Modell liefert schlechtere Ergebnisse als die Mittelwertschätzung.

Ein hoher R^2 -Wert zeigt, dass das Modell einen großen Teil der Datenvariabilität erklären kann. Dennoch reicht R^2 allein nicht aus, um die Modellgüte zu bewerten. Deshalb wird es in der Praxis immer zusammen mit Fehlermaßen wie MSE, RMSE oder MAE betrachtet [35].

6.3 Datenanalyse-Workflow in Orange Data

Das dargestellte Schema in Abb. 39 zeigt den vollständigen Analyse-Workflow, der in *Orange Data Mining* implementiert wurde.

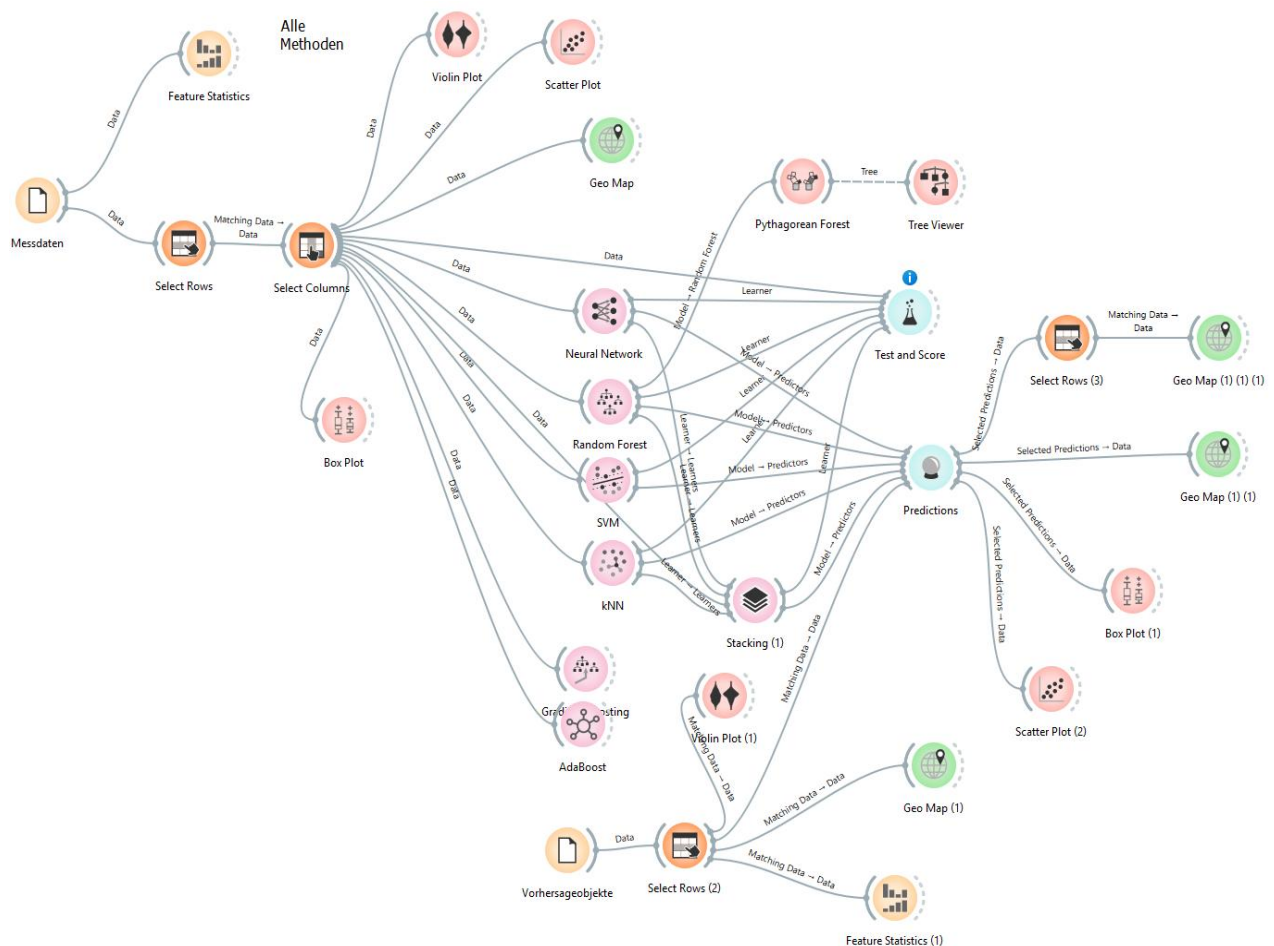


Abb. 39: Workflow der Prozesse in Orange

Zu Beginn erfolgt eine Aufbereitung der Eingangs-Messdaten, bei der irrelevante Einträge gefiltert und nur die relevanten Spalten ausgewählt werden (Select Rows, Select Columns). Für Training der Machine-Learning-Modelle wurden die beschriebene Methoden Random Forest, kNN, SVM und Neuronale Netze eingesetzt.

Die Genauigkeit der Modelle wurde anhand der Fehlermaße Mean Square Error (MSE), Root Mean Square Error (RMSE) und Mean Absolute Error (MAE) sowie des Bestimmtheitsmaßes (R^2) beurteilt.

Die trainierten Modelle werden über das Modul Test and Score systematisch bewertet und miteinander verglichen, um deren Vorhersageleistung zu beurteilen. Darauf aufbauend werden im Modul Predictions Vorhersagen für die Zielvariablen generiert.

Zusätzlich wurden mittels Stacking mehrere Modelle kombiniert, um die Genauigkeit zu steigern. Dieses Modell entscheidet dann auf Grundlage der kombinierten Ergebnisse, wodurch die Gesamtvorhersage oft besser wird als bei einem einzelnen Algorithmus.

Für die geographische Darstellung der Ergebnisse wurde die Funktion Geo Map eingesetzt. Diese ermöglichte es, die Vorhersagen und Muster direkt auf einer OpenStreetMap zu visualisieren und dadurch räumliche Zusammenhänge sichtbar zu machen.

6.4 Vorhersage der Ziegeldruckfestigkeiten

Als Input-Daten wurden die Werte aus 2054 Prüfstellen genutzt, die in Kombination mit Geodaten der Stadt Wien und OpenStreetMap in Abb. 40 dargestellt sind.

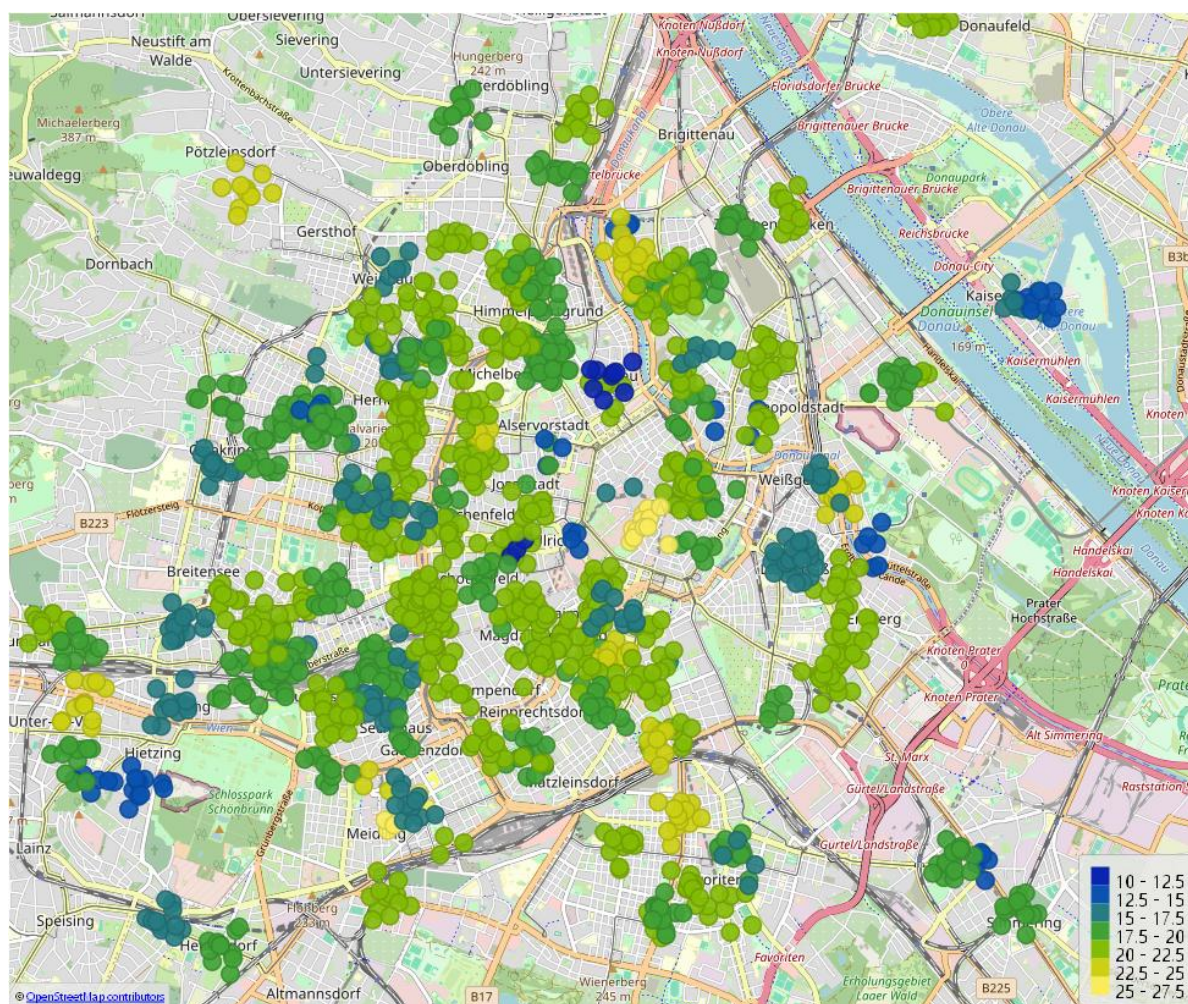


Abb. 40: Ziegeldruckfestigkeiten F_b [N/mm^2] aus den Messdaten

Durch die Anwendung der zuvor beschriebenen Methoden und Algorithmen zur Analyse und Vorhersage, darunter Random Forest (RF), Neuronales Netz (NN), k-Nearest Neighbors (kNN) sowie eine Kombination dieser Verfahren in Form des Stacking Modells, wurden anhand der Eingangsdaten der untersuchten Objekte folgende Werte erhalten, die wiederum mittels OpenStreetMap dargestellt wurden (Abb. 41).

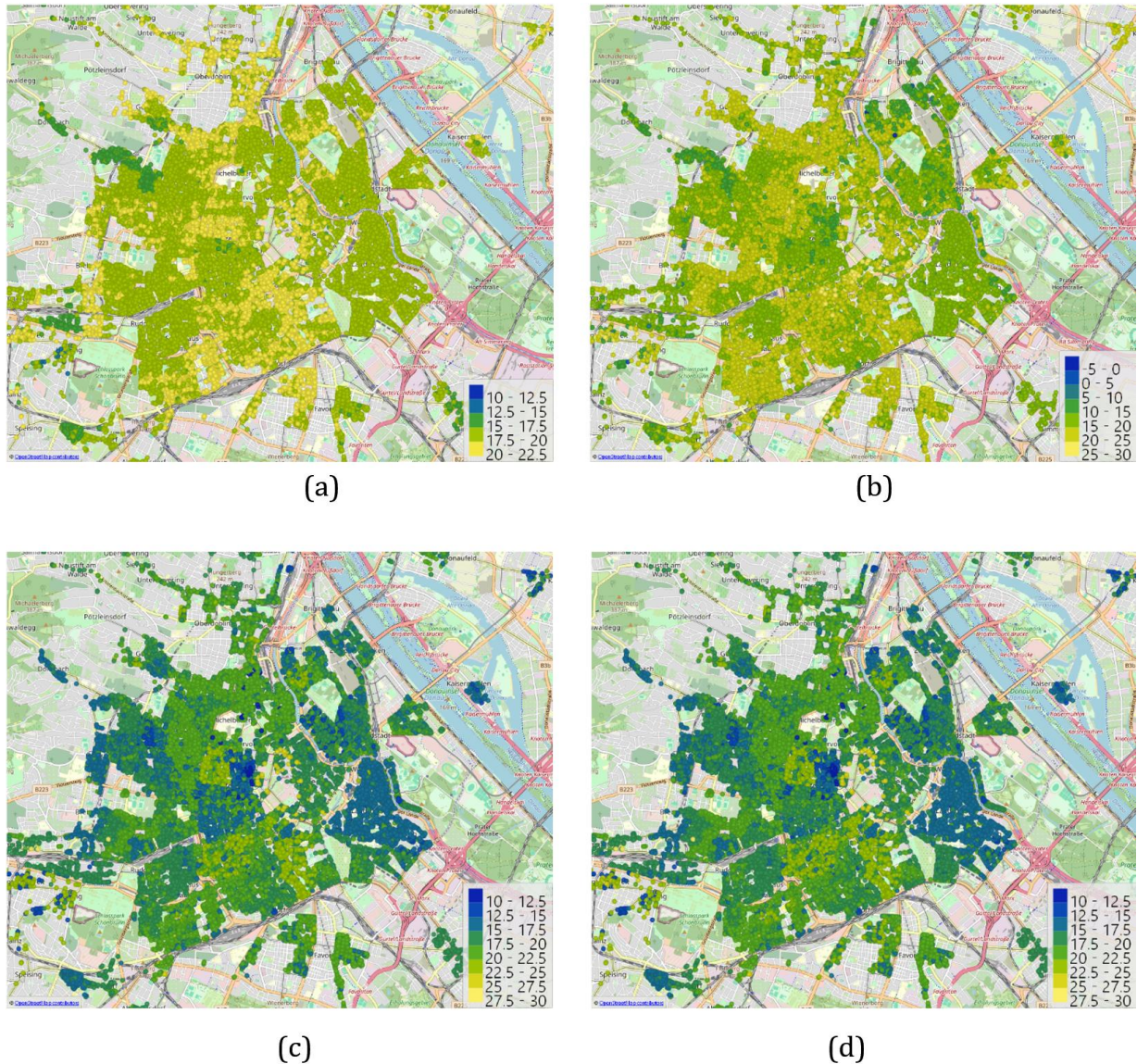


Abb. 41: Vorhersageergebnisse der Ziegeldruckfestigkeiten $f_k [N/mm^2]$: a) RF, b) NN, c) kNN und d) Stack von RF, NN, kNN und SVM.

Die in Tabelle 6-1 dargestellten Ergebnisse ermöglichen eine klare Bewertung der Genauigkeit der erhaltenen Ergebnisse. Auffällig ist zunächst, dass die Support Vector Machines (SVM) vollkommen unbrauchbaren Ergebnisse liefert. Mit einem MSE von 10,556 oder einem negativen Bestimmtheitsmaß von $(-0,657)$ zeigt sich, dass dieses Modell für den gegebenen Datensatz ungeeignet ist. Ein negatives R^2 bedeutet, dass die Vorhersagen schlechter abschneiden als eine reine Mittelwertschätzung, was darauf hinweist. Aus diesem Grund zeigt sich, dass SVM keine Zusammenhänge zwischen den Eingangsdaten erfassen konnte.

Das Random-Forest-Modell (RF) liefert bessere Ergebnisse, bleibt aber immer noch nicht ausreichend genau. Mit einem MSE von 2,175 und einem RMSE von 1,475 erreicht nur begrenzte Genauigkeit.

Das Neuronale Netz (NN) und das k-Nearest-Neighbour-Verfahren (kNN) liefern sehr gute Ergebnisse. Während das NN mit einem R^2 von 0,932 bereits eine hohe Vorhersagegenauigkeit erreicht, erzielt kNN mit einem R^2 von 0,978 noch präzisere Ergebnisse. Dies zeigt, dass das NN und kNN in der Lage sind, die Zusammenhänge in den Eingangsdaten zu erkennen und gute Prognosen zu liefern.

Das beste Gesamtergebnis liefert schließlich das kombinierte Stacking-Modell, in dem mehrere Ansätze (RF, NN und kNN) integriert wurden. Mit einem MSE von 0,136, einem RMSE von 0,369, einem MAE von 0,075 und einem R^2 von 0,979 wird die höchste Genauigkeit erreicht. Zwar ist der Unterschied zum kNN-Modell nur marginal, dennoch zeigt sich, dass die Kombination verschiedener Verfahren die Genauigkeit der Vorhersagen verbessern kann.

Tabelle 6-1: Bewertung der Vorhersagemodelle für Ziegeldruckfestigkeiten mittels Fehlermaßen

Model	MSE	RMSE	MAE	R^2
NN	0.433	0.658	0.361	0.932
SVM	10.556	3.249	2.609	-0.657
kNN	0.139	0.373	0.037	0.978
Stack	0.136	0.369	0.075	0.979
RF	2.175	1.475	1.050	0.659

Diese Ergebnisse bestätigen, dass einfache, auf Nachbarschaften basierende Verfahren eine besonders hohe Genauigkeit bei der Vorhersage von Ziegeldruckfestigkeiten erreichen können.

6.5 Vorhersage der Mörteldruckfestigkeiten

Die Versuchsstadien in Kombination mit Geodaten der Stadt Wien und OpenStreetMap sind in Abb. 42 dargestellt sind.

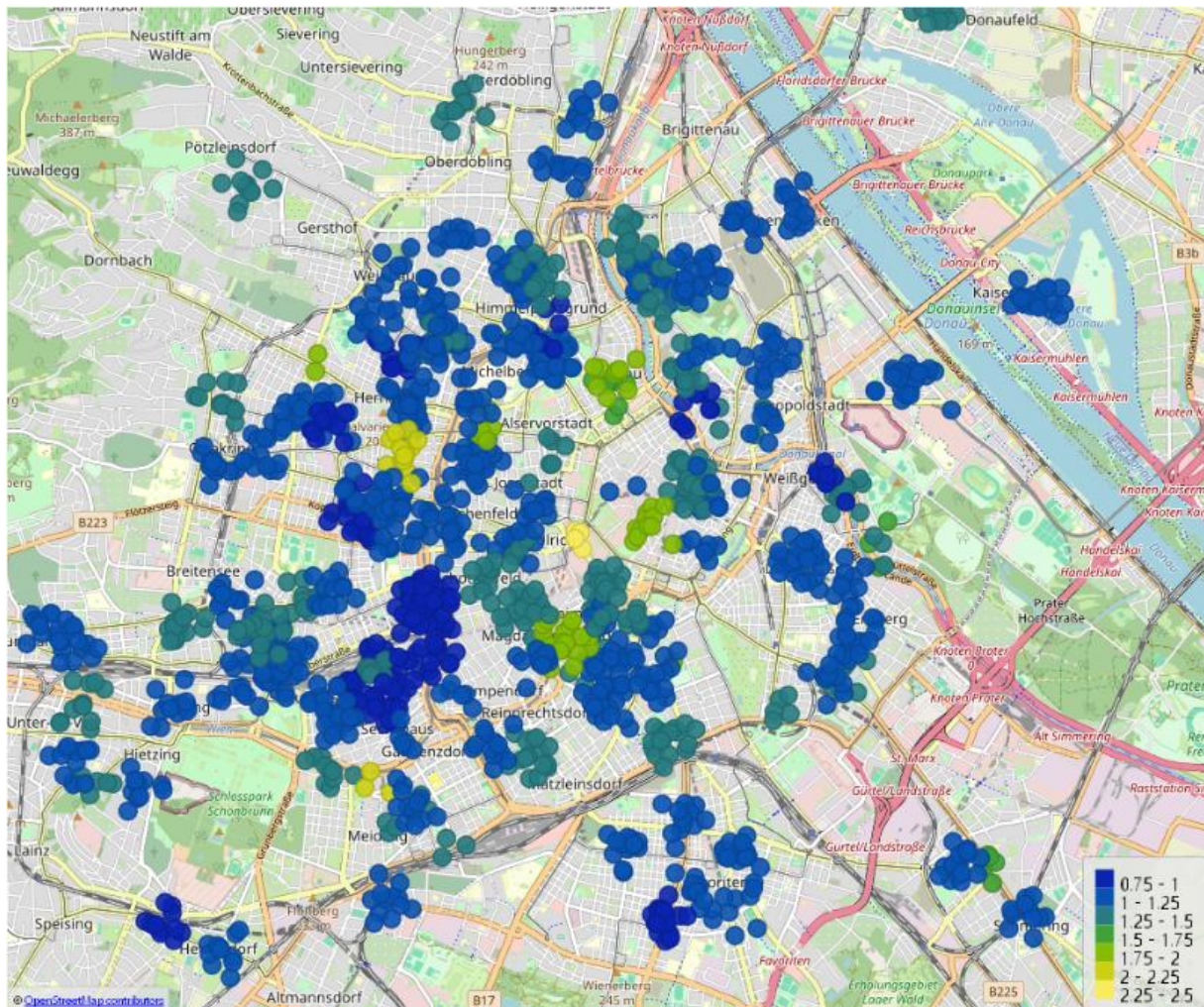


Abb. 42: Mörteldruckfestigkeiten f_m [N/mm^2] aus den Messdaten

Die in Tabelle 6-2 dargestellten Validierungswerte zeigen deutliche Unterschiede zwischen den Modellen. Die Support Vector Machines (SVM) liefern mit einem negativen R^2 ($-1,320$) unbrauchbare Ergebnisse und sind für diesen Datensatz ungeeignet.

Das Random-Forest-Modell (RF) erreicht mit einem MSE von 0,014 und einem RMSE von 0,119 zwar brauchbare Werte, ist aber immer noch nicht ausreichend. Das Neuronale Netz (NN) erzielt mit $R^2=0,594$ nur mäßige Genauigkeit und kann die Daten nur teilweise abbilden.

Das k-Nearest-Neighbour-Verfahren (kNN) und das Stacking-Modell liefern die besten Ergebnisse. kNN erreicht mit $\text{MSE}=0,001$, $\text{RMSE}=0,029$, $\text{MAE}=0,003$ und $R^2=0,991$ die höchste Genauigkeit. Das Stacking-Modell erzielt mit sehr ähnlichen Werten ebenfalls eine sehr hohe Genauigkeit.

Tabelle 6-2: Bewertung der Vorhersagemodelle für Mörteldruckfestigkeiten mittels Fehlermaßen

Model	MSE	RMSE	MAE	R ²
NN	0.036	0.189	0.119	0.594
SVM	0.203	0.451	0.350	-1.320
kNN	0.001	0.029	0.003	0.991
Stack	0.001	0.029	0.007	0.990
RF	0.014	0.119	0.068	0.839

In Abb. 43 Abb. 44 sind die Vorhergesagten Werte grafisch dargestellt.

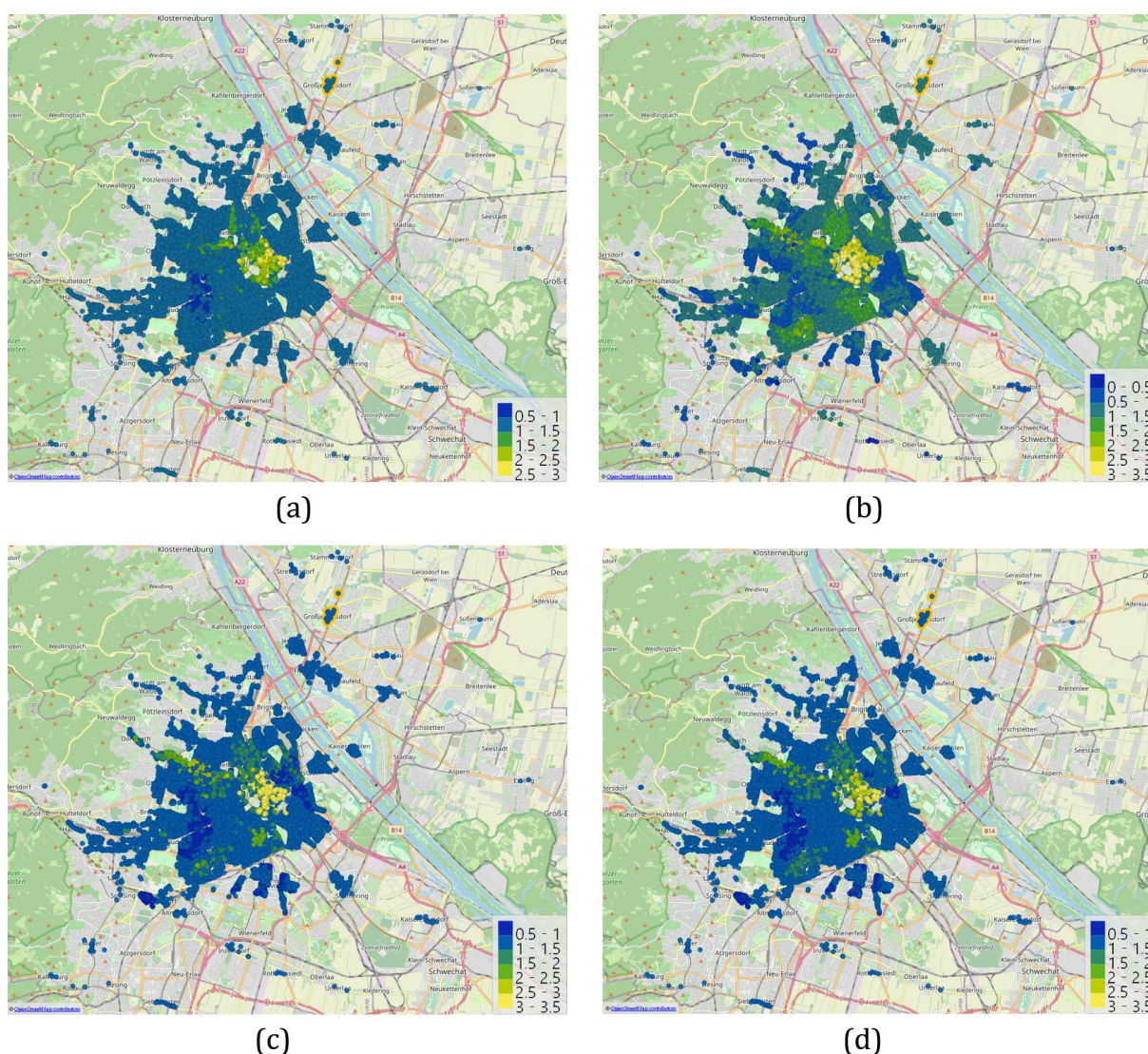


Abb. 43: Vorhersageergebnisse der Mörteldruckfestigkeiten f_m [N/mm²]: a) RF, b) NN, c) kNN und d) Stack von RF, NN, kNN und SVM.

Auf Grundlage dieser Ergebnisse lässt sich schließen, dass eine ähnliche Situation wie bei den Ziegelfestigkeiten vorliegt. Die besten Vorhersageergebnisse werden durch kNN und das Stacking-Modell geliefert, während NN und RF nur eingeschränkt brauchbar sind und SVM ungeeignet bleibt.

6.6 Vorhersage der Mauerdruckfestigkeiten

In Abb. 45 sind mithilfe von OpenStreetMap die Mauerdruckfestigkeiten dargestellt, die aus den Mörtel- und Ziegeldruckfestigkeiten berechnet wurden. Grundlage bilden 2054 Prüfstellen aus Versuchen an 206 Objekten, die mittels Komponentenprüfungen und Putzfenstern untersucht wurden.

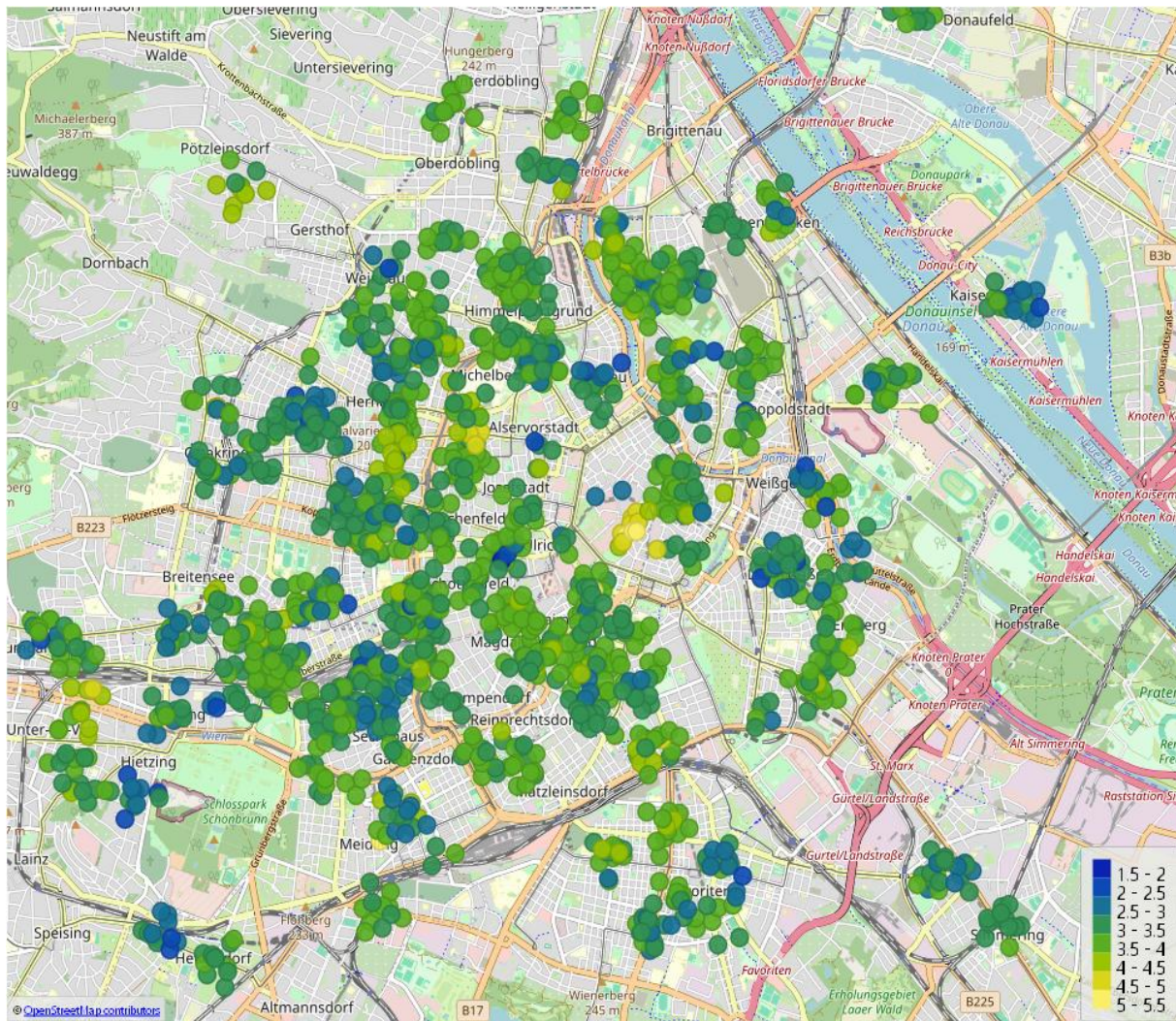


Abb. 44: Mauerwerksfestigkeiten f_k [N/mm²] errechnet aus den Messdaten

Tabelle 6-4: Bewertung der Vorhersagemodelle für Mauerdruckfestigkeiten mittels Fehlermaßen

Model	MSE	RMSE	MAE	R ²
NN	0.160	0.400	0.304	0.260
SVM	0.579	0.761	0.590	-1.685
kNN	0.133	0.365	0.271	0.383
Stack	0.125	0.354	0.263	0.420
RF	0.148	0.385	0.284	0.314

Die Ergebnisse in Tabelle 6-4 zeigen deutliche Unterschiede zwischen den Modellen.

Die Methode der Support Vector Machines (SVM) liefert unbrauchbare Ergebnisse, da das Bestimmtheitsmaß mit $R^2 = -1,685$ einen negativen Wert hat. Das Neuronale Netz (NN) und das Random-Forest-Modell (RF) erzielen etwas bessere, jedoch eingeschränkt brauchbare Ergebnisse.

Die besten Ergebnisse liefern k-Nearest-Neighbour-Verfahren (kNN) und das Stacking-Modell. kNN erreicht mit einem $MSE=0,133$ und einem $R^2=0,383$ gute Resultate. Das Stacking-Modell schneidet mit $MSE=0,125$ und $R^2=0,420$ etwas besser ab und stellt damit das für Vorhersage der Mauerdruckfestigkeiten beste Verfahren dar.

Die Abb. 45 zeigt die räumlich dargestellten Vorhersagen der Mauerwerksfestigkeit mit den einzelnen Verfahren sowie mit der kombinierten Methode.

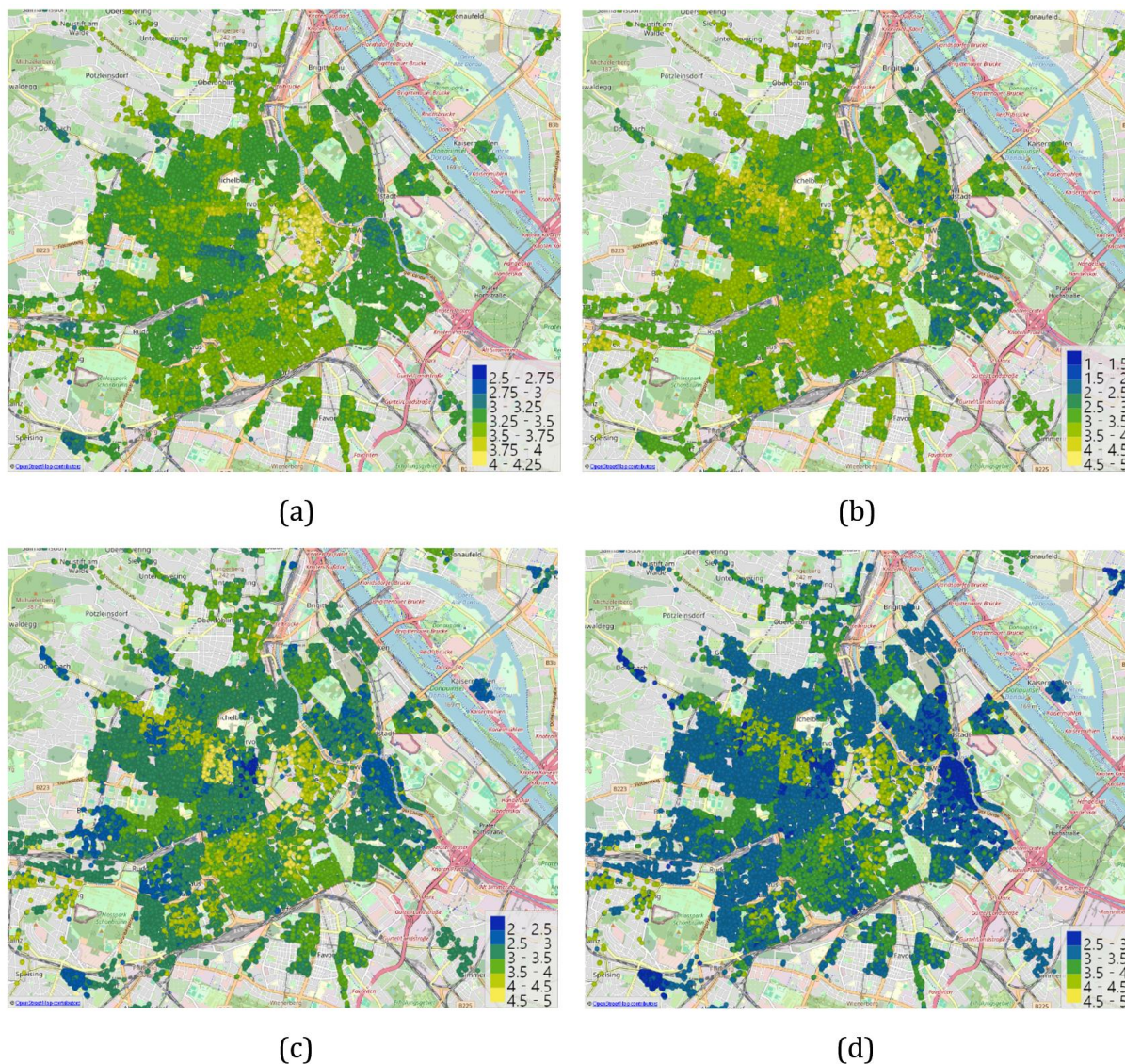


Abb. 45: Vorhersageergebnisse der Mauerwerksfestigkeit f_k [N/mm^2]: a) RF, b) NN, c) kNN und d) Stack von RF, NN, kNN und SVM.

7 Erdbebenanalyse mittels Pushover-Verfahren

7.1 Allgemeine Grundlagen

Erdbeben gehören zu den Naturgefahren, die in sehr kurzer Zeit große Schäden an Gebäuden verursachen können. Sie entstehen, wenn sich in der Erdkruste akkumulierte Spannungen plötzlich lösen. Für den Bauingenieurbereich sind vor allem die Stärke, die Dauer und die Frequenz dieser Wellen wichtig, weil sie direkt das Verhalten von Gebäuden beeinflussen [36].

Die meisten Erdbeben werden durch das Verschieben und Zusammenstoßen von Erdplatten ausgelöst. Als Folge der Überschreitung des Reibungswiderstandes angrenzender Kontinentalplatten treten schlagartige Bruchvorgänge innerhalb der Erdkruste auf, wodurch eine gewaltige Menge an Energie freigesetzt wird. Der größere Anteil davon wird in Reibungswärme transformiert, während der geringere Anteil dieser Energie in seismische Energiewellen, umgewandelt wird. Es gibt aber auch andere Ursachen wie Vulkanausbrüche oder menschliche Eingriffe in die Natur. Hierzu zählen beispielsweise Rohstoffgewinnung (Bergbau, Ölförderung), Sprengungen oder das Herstellen und Aufstauen großer Wassermengen in Stauseen. Zur Beschreibung von Erdbeben werden verschiedene Größen verwendet. Die Magnitude (z. B. Richter- oder Moment-Magnitude) gibt an, wie viel Energie freigesetzt wird. Die Intensität beschreibt dagegen, welche Auswirkungen an der Oberfläche sichtbar sind, etwa in Form von Schäden an Bauwerken oder durch die Wahrnehmung der Bevölkerung [36].

Ein Erdbeben entwickelt sich in drei Phasen: Es entsteht im Erdinneren, breitet sich durch den Untergrund aus und erreicht schließlich den Einwirkungsart. Die Stärke der Erschütterungen wird von allen diesen Phasen beeinflusst [37].

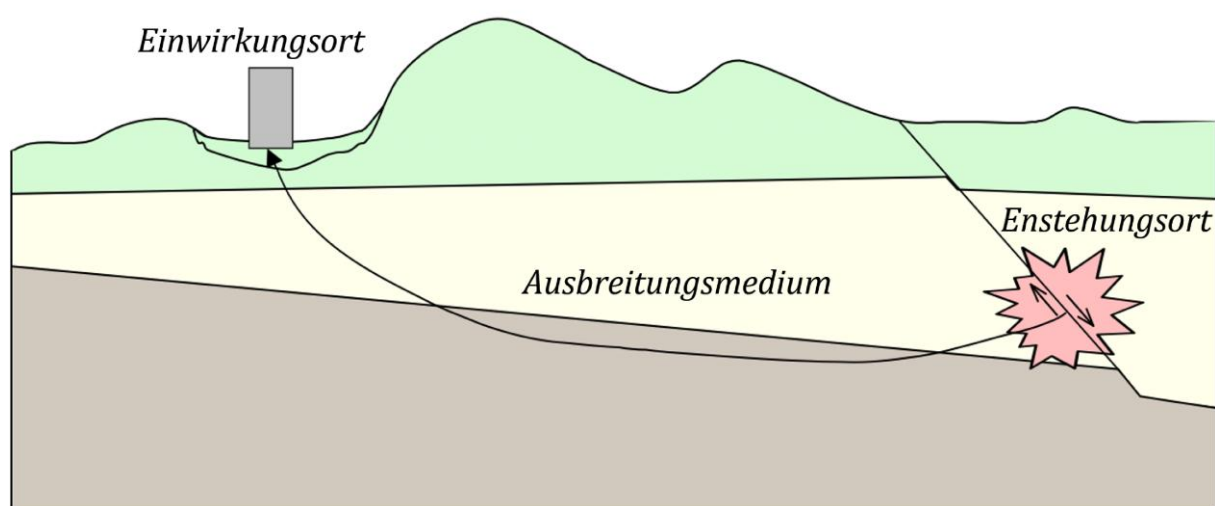


Abb. 46: Phasen der Erdbebeneinwirkung auf den Einwirkungsart [37]

7.2 Erdbebengefährdung in Österreich

Erdbeben in Österreich entstehen durch die Bewegung der Adriatischen Platte und Eurasischen Platte und treten oft entlang von Störungszonen wie der Mur-Mürztal-Störung auf. Einige Regionen gelten als besonders erdbebengefährdet. Dazu zählen vor allem das Rheintal, Inntal, das Mur- und Mürztal, das Semmering-Gebiet sowie das Wiener Becken [38].

Wie in der Abb. 47 dargestellt, wurden im Zeitraum von 01.01.2000 bis 01.08.2024 über 20.000 Erdbeben in Österreich instrumentell registriert, davon werden jährlich durchschnittlich 70 von der Bevölkerung wahrgenommen. Kleinere Schäden wie Risse im Putz treten alle zwei bis drei Jahre auf. Etwa alle zehn Jahre fallen Schornsteine oder ähnliche Teile von Gebäuden. Sehr schwere Beben, die ganze Orte stark beschädigen, kommen nur sehr selten vor, ungefähr alle 100 Jahre [38].

Tatsächlich wurden nur im Mai 2025 in Österreich drei spürbare Erdbeben registriert. Am 2. Mai bei Scheibbs M 3,2 (EMS-98 etwa 4–5), am 19. Mai Hohe Wand M 1,6 (EMS-98 ca. 3) und am 22. Mai nordöstlich von Wiener Neustadt M 2,2 (EMS-98 ca. 3). Es sind keine nennenswerten Schäden gemeldet worden [39].

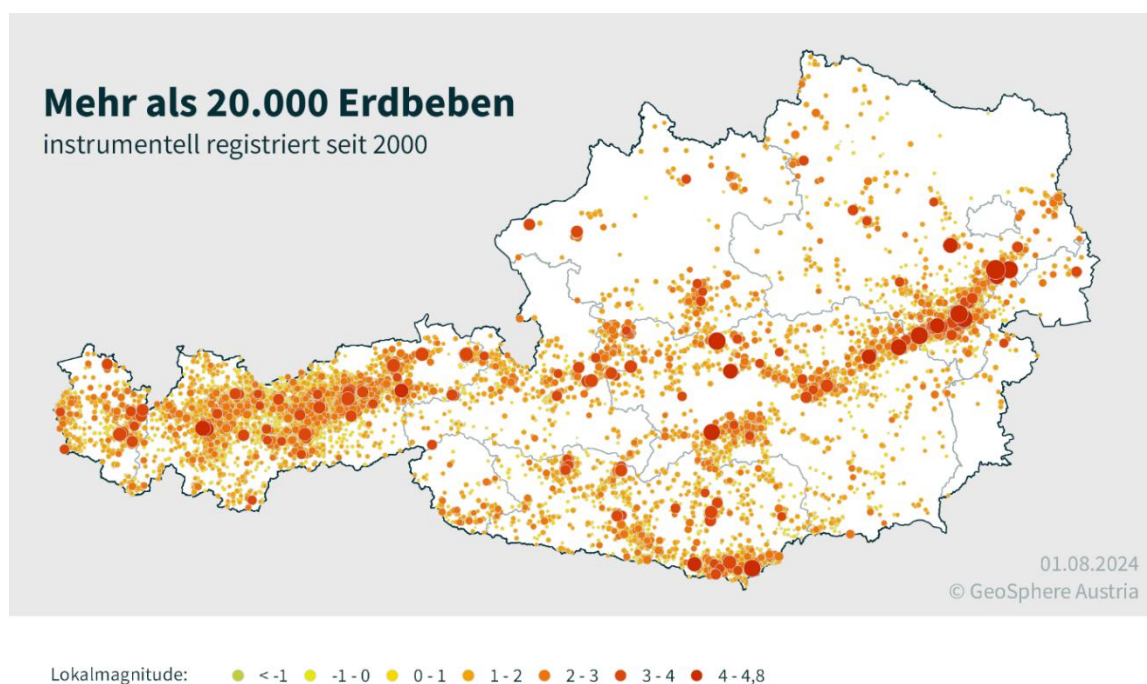


Abb. 47: Instrumentell aufgezeichnete Erdbeben in Österreich seit 2000 [38]

Die Abb. 48 zeigt die Zoneneinteilung Österreichs nach **ÖNORM B 1998-1**. Die Karte ordnet das Land in die Zonen **0–4** nach der horizontalen Referenz-Bodenbeschleunigung a_{gR} . Wobei in Wien südlich der Donau in Zone 3 ($a_{gR}=0,80 \text{ m/s}^2$) stärker gefährdet ist als der nördlich in Zone 2 ($a_{gR}=0,70 \text{ m/s}^2$) [40].

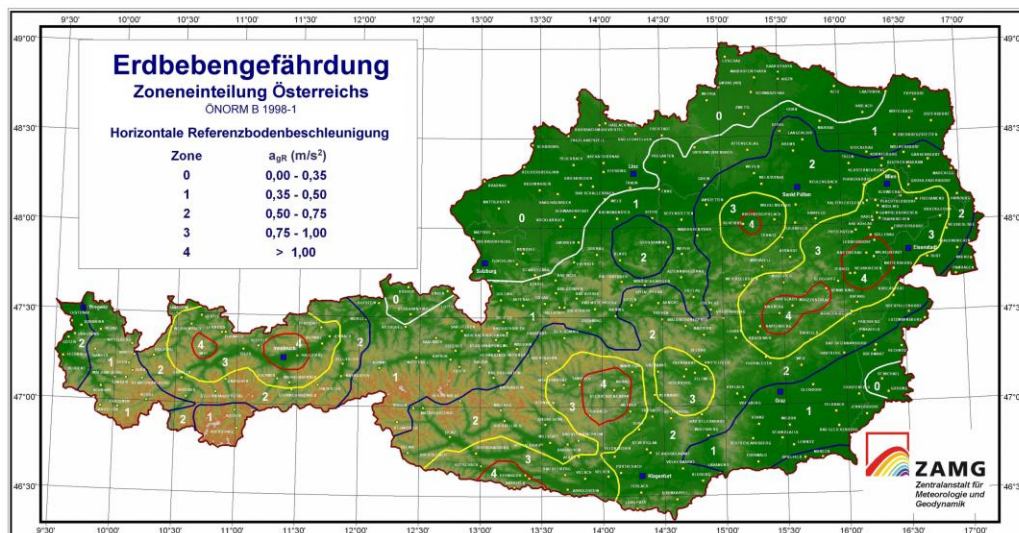


Abb. 48: Erdbebenzonen in Österreich [40]

Wien wurde in seiner Geschichte mehrfach von starken Erdbeben erschüttert. Besonders verheerend war das Beben bei Ried am Riederberg im Jahr 1590, bei dem viele Gebäude einstürzten und zahlreiche Menschen ums Leben kamen. Ein weiteres starkes Beben ereignete sich am 16. April 1972 bei Seebenstein. Mit einer Stärke von 5,3 verursachte es auch Schäden an Gebäuden [39]. Der Untergrund ist ein entscheidender Faktor für die Beurteilung der Erdbebenstärke. In der ÖNORM EN 1998-1:2013 wird er über Baugrundklassen beschrieben (Tabelle 7-1).

Tabelle 7-1: Baugrundklassen [42]

Baugrundklasse	Beschreibung des stratigraphischen Profils	$V_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (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	360–800	> 50	> 250
C	Tiefe Ablagerungen von dichtem oder mitteldichtem Sand, Kies oder steifem Ton, mit Dicken von einigen zehn bis mehreren hundert Metern	180–360	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-Alluvialsicht 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			
S1	Ablagerungen, bestehend aus (oder enthaltend) einer (r) mindestens 10 m dicken Schicht weicher Tone oder schluffe mit hohem Plastizitätsindex ($PI > 40$) und hohem Wassergehalt	< 100 (indikativ)	—	10–20
S2	Ablagerungen von verflüssigbaren Böden, empfindlichen Tonen oder jedes andere Bodenprofil, das nicht in den Klassen A bis E oder S1 enthalten ist			

In Wien sind Klassen B und C anzutreffen [41].

Nach ÖNORM B 1998-1 sind vor Baubeginn in den Erdbebenzonen 3 und 4 sowie für Bauwerke der Bedeutungskategorien III und IV geotechnische Untersuchungen erforderlich. In anderen Fällen genügt eine Abschätzung der Baugrundklasse [40].

Für den Erdbebennachweis sind neben der Baugrundklasse auch die Bedeutungskategorien wichtig. Sie legen das erforderliche Sicherheitsniveau fest und beeinflussen direkt die Bemessung. Die Zuordnung ist in Tabelle 7-2 dargestellt.

Tabelle 7-2: Bedeutungskategorien [42]

Bedeutungskategorie	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.

Gemäß ÖNORM EN 1998-1:2013 lassen sich die Bedeutungskategorien den Schadensfolgeklassen der ÖNORM EN 1990:2002, Anhang B, zuordnen. Ergänzend verweist die ÖNORM B 4008-1:2018 auf die Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Tragwerke im Hochbau, bei der den Schadensfolgen jeweils eine Bedeutungskategorie zugeordnet wird (Tabelle 7-3) [43].

Tabelle 7-3: Zuordnung der Bedeutungskategorien an den Schadensfolgeklassen [43]

Schadensfolgeklasse gemäß ÖNORM B 1990-1	Bedeutungskategorie gemäß ÖNORM EN 1998-1	Risikogruppe gemäß ÖNORM EN 1991-1-7
CC 1	I	1
CC 2	II, IV ^a	2a, 2b
CC 3	III, IV ^a	3

^a Die Anwendung der Bedeutungskategorie IV ist der ÖNORM EN 1998-1:2013, Tabelle 4.3 zu entnehmen, wobei die Einordnung dieser Gebäude in die Schadensfolgeklasse CC 2 oder CC 3 entsprechend ihrer Bedeutung vorzunehmen ist.

Die Höhe des erforderlichen Kenntnisstandes richtet sich nach der jeweiligen Schadensfolgeklasse. Tabelle 7-4 zeigt dabei im Detail, welche Kenntnisklasse für Einzelbauteile, Tragwerksbereiche und das Gesamtgebäude angesetzt werden müssen.

Tabelle 7-4: Erforderliche Kenntnisstände infolge Schadensfolgeklasse [43]

Schadensfolgeklasse gemäß ÖNORM B 1990-1	Einzelbauteil	Tragwerksbereich	Gesamtgebäude
CC 1	KL 3	KL 2	KL 1
CC 2	KL 3	KL 2	KL 2
CC 3	KL 3	KL 3	KL 2

Die Abkürzung KL steht für *Knowledge Level*. Dabei kennzeichnet KL 1 einen beschränkten Kenntnisstand, KL 2 einen normalen Kenntnisstand und KL 3 einen vollständigen Kenntnisstand. Diese Abstufung legt fest, in welchem Umfang Informationen über ein Bauwerk oder Bauteil vorliegen müssen.

Bei Erdbebennachweisen werden drei Grenzzustände unterschieden [44]:

- **NC (Quasiversagen):** schwer geschädigtes Bauwerk, horizontale Tragfähigkeit auf unter 80 % reduziert, kurz vor Einsturz; Wiederkehrperiode 2475 Jahre (2 % in 50 Jahren).
- **SD (wesentliche Schädigung):** Tragfähigkeit noch vorhanden, aber deutliche Schäden an tragenden und nichttragenden Bauteilen; Sanierung meist unwirtschaftlich; Wiederkehrperiode 475 Jahre (10 % in 50 Jahren). Dieser Nachweis ist in Österreich erforderlich.
- **DL (Schadensbegrenzung):** nur geringe Schäden, keine wesentlichen Beeinträchtigungen der Tragfähigkeit, Reparaturen mit geringem Aufwand möglich; Wiederkehrperiode 225 Jahre (20 % in 50 Jahren).

7.3 Normative Grundlagen der Erdbebensicherheit in Österreich

Die erste österreichische Norm, in der Erdbebenkräfte erwähnt werden, ist die **ÖNORM B 4000-3: Berechnung und Ausführung der Tragwerke; allgemeine Grundlagen; Windlasten und Erdbebenkräfte**, aus dem Jahr 1955 (mit nur 4 Seiten) überarbeitet 1956 und 1961 (5 Seiten). Die Ausgabe war sehr kompakt, mit nur 5 Seiten wurden die Erdbebenkräfte in stark vereinfachter Form als zusätzlichen Lastfall neben Wind behandelt [45], [46].

Die Erdbeben von Seebeinstein 1972 und Friaul 1986 waren ein Auslöser für die Entwicklung der **ÖNORM B 4015-1 „Erdbebenkräfte an nicht schwingungsanfälligen Bauwerken“**, die 1979 als erste Norm erschien, die sich ausschließlich mit Erdbeben befasste. Sie war jedoch stark vereinfacht und spielte in der Praxis über zwei Jahrzehnte kaum eine Rolle. Erst die Neufassung von 1997 widmete dem Thema auf rund 25 Seiten deutlich mehr Aufmerksamkeit.

Darauf folgten weitere Normen, die sich mit Erdbeben von Massivbauten befassen [46]:

ÖNORM B 4015-2 – Erdbeben – Berechnungsverfahren. Ausgaben: 1999 (23 Seiten)

ÖNORM B 4015 – Belastungsannahmen im Bauwesen - Außergewöhnliche Einwirkungen - Erdbebeneinwirkungen - Grundlagen und Berechnungsverfahren. Ausgaben: 2002; 2006; 2007 (61 Seiten). Zusammenführung der ÖNORM B 4015-1 und ÖNORM B 4015-2.

ÖNORM EN 1998-1 – Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 1. Ausgaben: 2005 (245 Seiten); 2013; 2022

ÖNORM B 1998-1 – Nationaler Anhang zu EN 1998-1 (Zonenkarten, Bemessungsparameter). Ausgaben: 2006; 2011; 2017

ÖNORM EN 1998-3 – Eurocode 8 – Teil 3: Beurteilung und Ertüchtigung von Gebäuden. Ausgaben: 2005; 2009; 2013 (100 Seiten)

ÖNORM B 1998-3 – Nationaler Anhang zu EN 1998-3. Ausgaben und Aktualisierungen: 2009 (7 Seiten); 2013 (37 Seiten); 2016 (31 Seiten); 2018 (42 Seiten)

7.4 Gründerzeithäuser unter Erdbebenbeanspruchung

Bei der Errichtung von Gründerzeithäusern wurden die Auswirkungen von Erdbeben auf die Gebäudestabilität nicht berücksichtigt. Die Bauwerke entstanden nach handwerklicher Erfahrung und den damals gültigen, in Kapitel 2.2 erwähnten Normen. Berücksichtigt wurden ausschließlich vertikale Lasten, während außergewöhnliche Einwirkungen wie Erdbeben unberücksichtigt blieben.

Die Belastung durch ein Erdbeben äußert sich in Bodenwellen, die horizontale Bodenbeschleunigungen verursachen. Über die Fundamente werden diese Einwirkungen auf das Gebäude übertragen und führen zu Beschleunigungen in den draufliegenden Geschossen. In Kombination mit der Gebäudemasse entstehen horizontale Erdbebenkräfte, welche Schwingungen des Bauwerks auslösen und anschließend wieder in den Baugrund eingeleitet werden. Die Größe dieser Kräfte hängt hauptsächlich von der Gesamtmasse des Gebäudes sowie deren räumlicher Verteilung ab. Wie stark ein Gebäude beansprucht wird, hängt auch von der Eigenfrequenz und Steifigkeit des Gebäudes sowie der Verteilung von Massen und Bauteilen und den Eigenschaften des Baugrunds. Weiche Böden verstärken die Bodenbewegung, steife Böden hingegen zeigen geringere Auswirkungen. Entsprechend reagieren auch Bauwerke unterschiedlich. Sehr steife Gebäude schwingen kaum mit und zeigen geringere Verformungen, während weiche und schlanke Gebäude mehr schwingen und größere Verformungen haben [47].

Die Lasten in Gründerzeithäusern werden hauptsächlich über die Mauerwerkswände abgetragen. Ihre Stärke liegt in der sicheren vertikalen Lastabtragung, was durch jahrhundertelange Erfahrung bestätigt ist. Für horizontale Einwirkungen ist Mauerwerk empfindlich. Besonders kritisch für Mauerwerksbauten ist, dass während eines Erdbebens zusätzlich zur vertikalen Lastabtragung starke horizontale Beanspruchungen auftreten. Dadurch steigt die Gefahr von Rissen, Schubversagen und schließlich Einsturz. Maßgebend für das Tragverhalten sind unter anderem Wandabmessungen (Höhe zu Dicke), die Lage der Wand im Baukörper, die Art des Auflagers, der Anteil der über die Wände abgeleiteten Lasten, die Qualität des Mauerwerkszustands sowie die Ausführung der Verbünde zwischen Querwänden. Die Fähigkeit des Mauerwerks, horizontale Kräfte aufzunehmen, ist daher entscheidend für die Gesamtstabilität des Bauwerks [48].

7.5 Versagensmechanismen der Mauerwerkswände

Unter seismischer Belastung wirken die Mauerwerkswände hauptsächlich als Scheiben, das heißt, sie werden vor allem in ihrer Ebene beansprucht und übernehmen eine wesentliche Rolle bei der Aufnahme und Weiterleitung horizontaler Kräfte. Bei einer Einwirkung in Wandebene versagen die Wände unter Schubversagen, Biegeversagen oder unter Kombination der beiden Versagensmechanismen. Zusätzlich tritt bei seismischer Beanspruchung auch das *out of plane* Versagen auf, das durch Belastungen quer zur Wandebene verursacht wird.

7.5.1 Schubversagen

Die Mauerwerkswände sind grundsätzlich infolge der Vertikallasten auf Druck beansprucht. Unter horizontalen Lasten hängt das Versagensbild von der Größe der Vertikallast ab. Bei geringer Auflast q und hohen Horizontallasten H tritt Fugenversagen auf (Abb. 49). Dabei scheren die Mörtelfugen infolge der Schubbeanspruchung ab, während die Steine in der Regel intakt bleiben. Die Tragfähigkeit wird im Wesentlichen durch die Scherfestigkeit und den Reibungswinkel bestimmt. Beim Fugenversagen entstehen die Risse zunächst in den schwächeren Mörtelfugen. Diese öffnen sich schrittweise, wodurch die Wand Verformungen und Energie aufnehmen kann. Daher weist das Fugenversagen ein duktileres Verhalten auf [37].

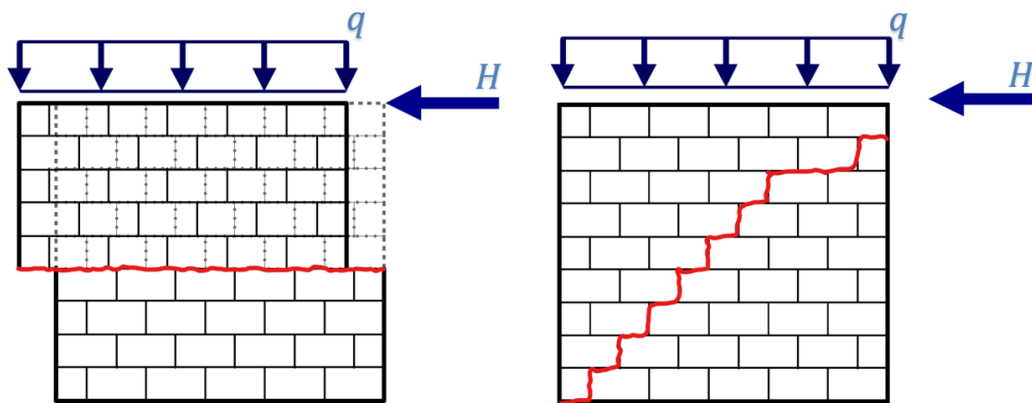


Abb. 49: links: Fugenversagen entlang einer Lagerfuge; rechts: Fugenversagen treppenförmig [37]

Bei größerer Auflast q und hohen Horizontallasten H folgt auf ein anfängliches Fugenversagen die Steinversagen. Bei größerer Auflast q und geringen Horizontallasten H tritt nur das Steinversagen auf (Abb. 50 links). Im Gegensatz zum duktileren Fugenversagen verläuft das Steinversagen spröde, wodurch die Tragfähigkeit nach jedem Lastwechsel deutlich abnimmt [37].

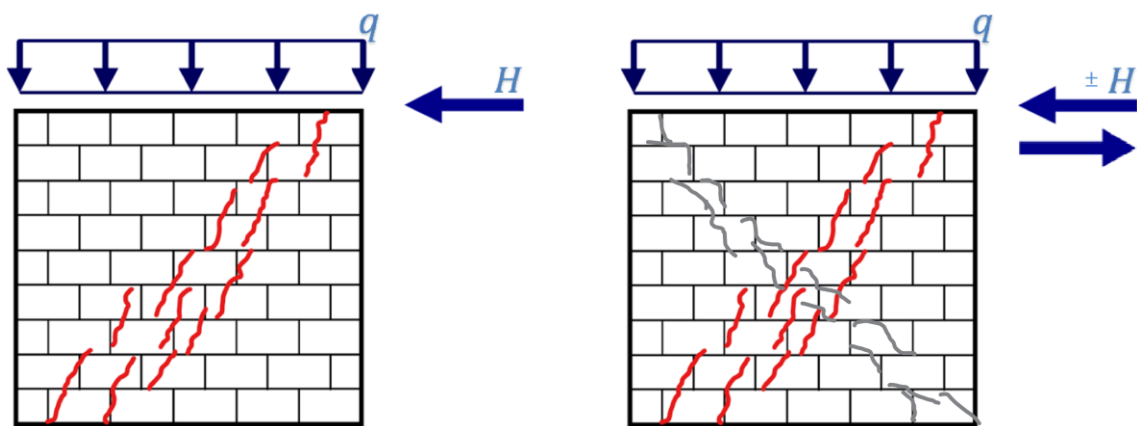


Abb. 50: links: Steinversagen; rechts: Zyklische Belastung [37]

Unter zyklischer Belastung ($H+$, $H-$) treten charakteristische, X-förmige Schadensbilder auf, die als typisches Ergebnis des kombinierten Fugen- und Steinzugversagens bekannt sind (Abb. 50 links) [37].

7.5.2 Biegeversagen

Bei schlanken Mauerwerkswänden tritt das Versagen überwiegend infolge von Biegung auf. In Abb. 51 links ist zu erkennen, dass sich unter kombinierter vertikaler Auflast q und Horizontallast H die Spannungen in den Eckbereichen konzentrieren, wodurch ein Druckversagen mit Materialzerdrückung und vertikalen Rissen auftritt. Rechts in Abb. 51 sind horizontale Risse in Form klaffender Fugen erkennbar, die auf die geringe Zugfestigkeit des Mauerwerks zurückzuführen sind. Die Schubtragfähigkeit spielt eine untergeordnete Rolle [37].

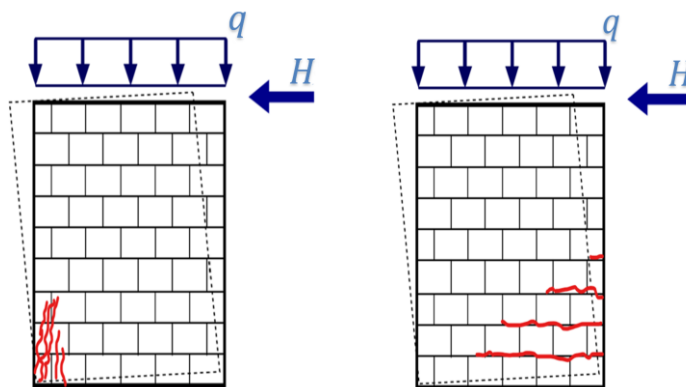


Abb. 51: links: Druckversagen; rechts: Zugversagen [37]

In der Praxis zeigt sich das Gesamtversagen aber meist als *Kombination* verschiedener Versagensarten. Deshalb lassen sich die Schadensbilder bei Erdbeben nicht eindeutig zuordnen.

7.6 Versagen der Wandscheiben mit Öffnungen

Die Abb. 52 zeigt zwei typische Versagensmechanismen von Mauerwerksscheiben mit Öffnungen unter horizontaler Belastung. Rechts ist das Abscheren der Pfeiler mit diagonalen Schubbrissen dargestellt, während links das Kippen der Pfeiler in Kombination mit dem Schubversagen der Stürze zu sehen ist. Damit wird deutlich, dass sowohl die vertikalen Pfeiler als auch die horizontalen Stürze das Schadensbild bestimmen [37], [49].

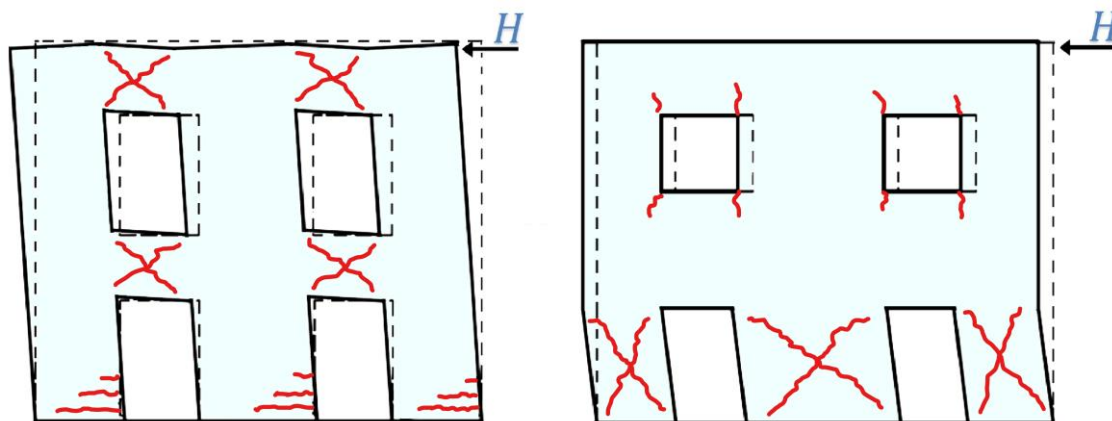


Abb. 52: links: Biegeversagen - Pfeiler, Schubversagen - Stürze; rechts: Schubversagen - Pfeiler [49]

7.7 Versagen aus der Ebene (Out of plane)

Versagen aus der Ebene entsteht, wenn die Belastung senkrecht zur Wandebene angreift. In diesem Fall kippen oder brechen Wandteile heraus, da sich die Wände wie starre Blöcke verhalten. Lokale Einstürze treten bei Erdbeben oft unabhängig vom Gesamtverhalten des Bauwerks auf, insbesondere bei schubweichen Decken. Ein häufiger Grund, warum es zu lokalem Versagen kommt, sind mangelhafte Umbauten oder fehlende Verschließung der Holzdeckensysteme mit den Mauern [49], [50].

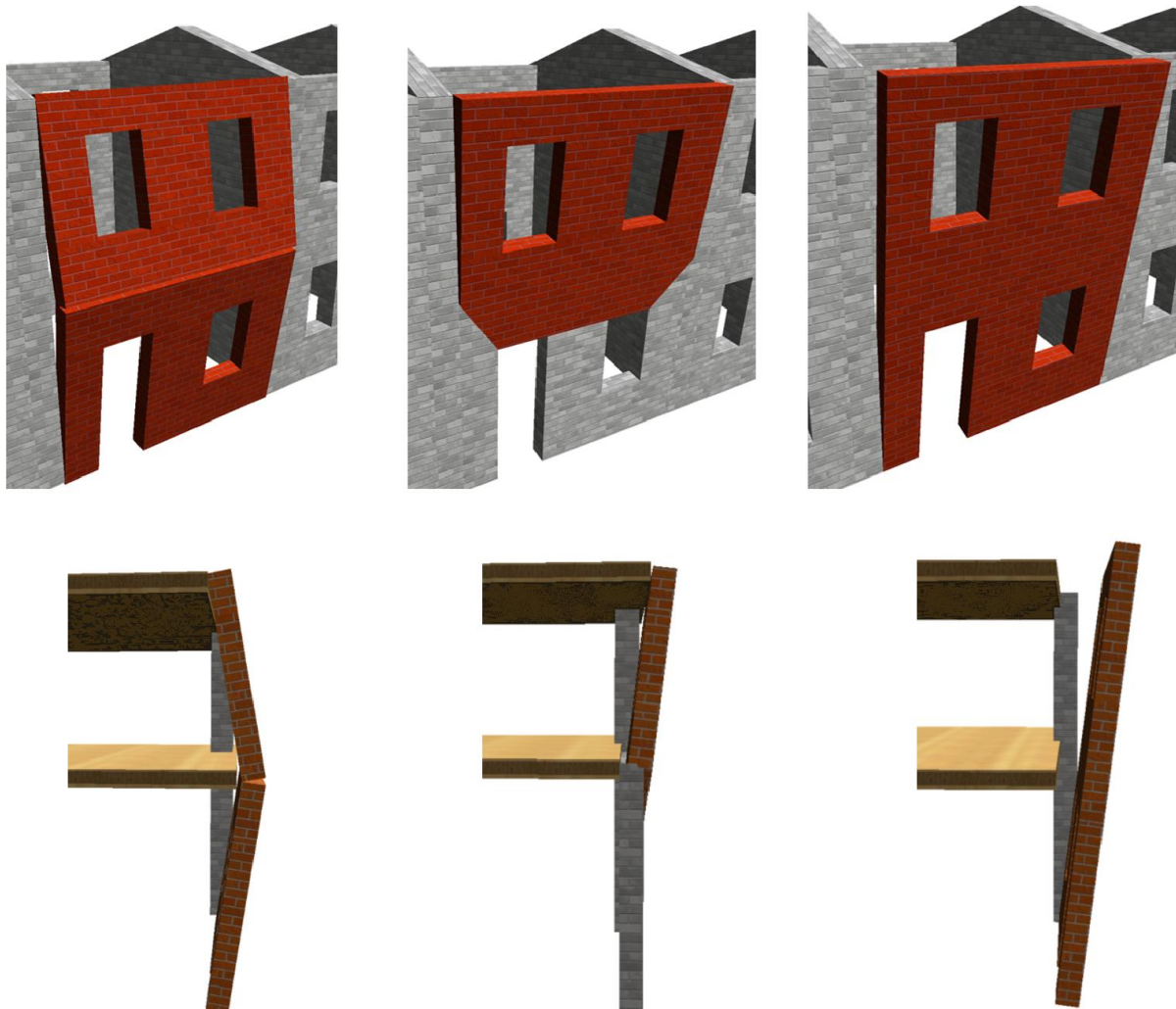


Abb. 53: Typische Versagensbilder aus der Ebene visualisiert nach [49]

Abb. 53 verdeutlicht typische Versagensbilder aus der Ebene bei Mauerwerkswänden. Zu erkennen ist, dass ganze Wandsegmente aufgrund unzureichender Rückverankerung quer zur Wandebene ausknicken oder herausstürzen. Besonders gefährdet sind hohe und schlanke Wände, die ohne ausreichende Anbindung an Decken oder Querwände stehen. Das dargestellte Schadensmuster zeigt, dass solche Ausfälle häufig lokal auftreten und unabhängig vom globalen Tragverhalten des Gebäudes zum teilweisen Einsturz führen können. Dieses Versagen gefährdet die Stabilität des Bauwerks und die Sicherheit der Menschen [49].

7.8 Theoretische Grundlagen der Pushover-Berechnung

Die Definition der Pushover-Berechnung laut ÖNORM EN 1998-1 lautet: „Die „Pushover“-Berechnung ist eine nichtlineare statische Berechnung, die unter konstanten Gewichtslasten und monoton wachsenden Horizontalkräften durchgeführt wird. Sie darf sowohl bei der Auslegung neuer als auch bei bereits bestehenden Hochbauten (...) zur Überprüfung des Tragverhaltens angewendet werden.“ [42]

Es handelt sich um ein nichtlineares Berechnungsverfahren, bei dem ein Gebäude schrittweise mit einer horizontalen Last belastet wird, bis es versagt. Dabei entsteht die Kapazitätskurve, die zeigt, wie sich die Tragfähigkeit und Verformbarkeit eines Gebäudes bis zum Versagen entwickeln. Im Gegensatz zu linearen Methoden berücksichtigt die Pushover-Analyse das echte Materialverhalten. Risse im Mauerwerk, Umlagerungen von Kräften und Resttragfähigkeit können so realistisch erfasst werden. Besonders bei Bestandsgebäuden ist Pushover-Analyse wichtig, weil sie zusätzliche Tragreserven sichtbar macht und die genauere Beurteilung der Erdbebensicherheit ermöglicht [37], [51].

Die Kapazitätskurve, auch als Pushover-Kurve bezeichnet, beschreibt die Verschiebung eines **Kontrollpunkts** in Abhängigkeit von der Erdbebenkraft. Sie entsteht durch die schrittweise Erhöhung der horizontalen Lasten und entspricht einer Kraft-Verformungslinie. Bricht oder verformt sich eine Wand, sinkt die Steifigkeit des gesamten Gebäudes, was in der Kurve als Knick bzw. Abflachung sichtbar wird. Der Kontrollpunkt wird in der Regel in der obersten Geschossdecke gewählt. Anfangs steigt die Kurve steil (elastischer Bereich). Nach Überschreiten der Elastizitätsgrenze treten plastische Verformungen auf, die zu Rissen und einer Steifigkeitsreduktion führen. Ein Kollaps ist erreicht, wenn die aufnehmbare Horizontalkraft auf ca. 80 % des Maximums abfällt. Der Nachweis basiert auf Ermittlung des Schnittpunktes von Antwortspektrum und Kapazitätskurve, des s.g. Performance-Points (Abb. 54). Dieser Punkt stellt die Zielverschiebung des Gebäudes dar. Der Erdbebennachweis gilt als erfüllt, wenn die zulässige Verschiebung größer ist als die ermittelte Zielverschiebung. In diesem Fall kann das Bauwerk die seismisch bedingten Verformungen aufnehmen, ohne dass ein maßgebendes Bauteil versagt. Der Performance-Point kann mithilfe der **Kapazitätsspektrum-Methode** bestimmt werden. Dabei wird die aus der Pushover-Analyse abgeleitete Kapazitätskurve in ein Spektrum überführt und mit dem Erdbeben-Antwortspektrum verglichen [37].

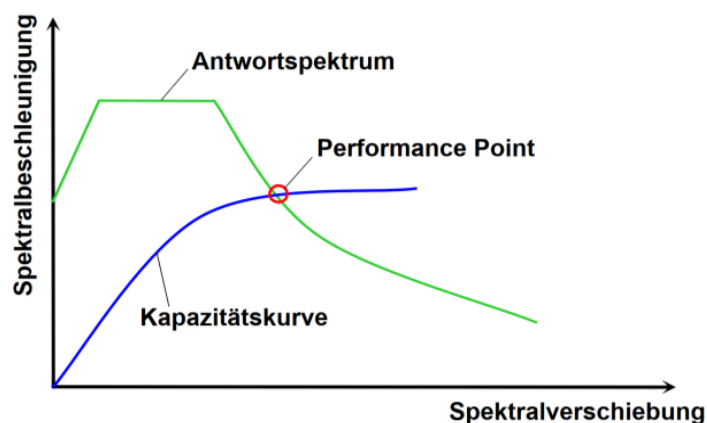


Abb. 54: Performance-Point nach Kapazitätsspektrum-Methode [37]

Eine vereinfachte Möglichkeit zur Bestimmung des Performance-Points ist die **N2-Methode**. Sie kann angewendet werden, wenn das Schwingungsverhalten des Gebäudes im Wesentlichen durch die erste Eigenform beschrieben wird und das Tragwerk als ebenes System angenommen werden kann. Die Methode ist im Anhang B der ÖNORM EN 1998-1 (2013) beschrieben. Das Verfahren besteht aus zwei Schritten: Zuerst wird die maßgebende Einwirkung mit dem elastischen Antwortspektrum bestimmt, anschließend der Widerstand mithilfe der Pushover-Kurve. Am Ende wird geprüft, ob die berechnete Zielverschiebung kleiner als die zulässige Verschiebung ist [37].

Im Berechnungsablauf nach der Norm wird zuerst eine bilineare Näherung der Pushover-Kurve ermittelt. Grundlage dafür sind die Fließverschiebung d_m , die maximale Fließkraft F_y und die maximale Verschiebung d_{max} . Die Anfangssteifigkeit der bilinearen Kurve wird mithilfe Energieäquivalenz bestimmt, sodass die Flächen unter der realen und der idealisierten Kurve übereinstimmen. Auf dieser Basis wird die Fließverschiebung d_y berechnet, die den Übergang vom elastischen zum plastischen Verhalten beschreibt und sich aus der Verformungsenergie E_m ergibt. Der Punkt A bezeichnet den plastischen Mechanismus, bei dem das Tragwerk seine maximale Tragfähigkeit erreicht und nur noch Verformungen bei konstanter Kraft zulässt (Abb. 55) [42], [51].

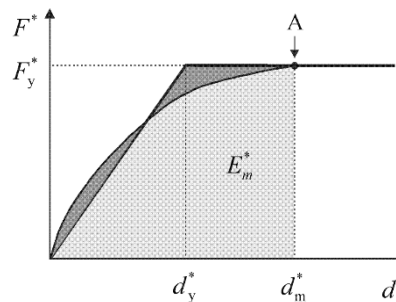


Abb. 55: Performance-Point nach Kapazitätsspektrum-Methode [42]

Nachdem die bilineare Pushover-Kurve ermittelt wurde, wird ein äquivalenter Einmassenschwinger gebildet. Mit dem Transformationsbeiwert Γ werden Kräfte und Verschiebungen umgerechnet. Daraus ergibt sich die Periode T , mit der über das Antwortspektrum die elastische Zielverschiebung d_e bestimmt wird. Je nach Periodenbereich und Verhältnis von Last zu Spektrum gibt es drei Fälle für die Ermittlung der Zielverschiebung d_t (Abb. 56). Durch Rücktransformation mit Γ erhält man die reale Zielverschiebung d_t . Aus d_t und der Fließverschiebung d_y wird die Duktilität μ berechnet, die den Reduktionsfaktor R_μ bestimmt. Dieser reduziert das elastische Spektrum zu einem inelastischen Spektrum. Schließlich ergibt sich der Performance-Point als Schnittpunkt zwischen der Pushover-Kurve und dem reduzierten Antwortspektrum.

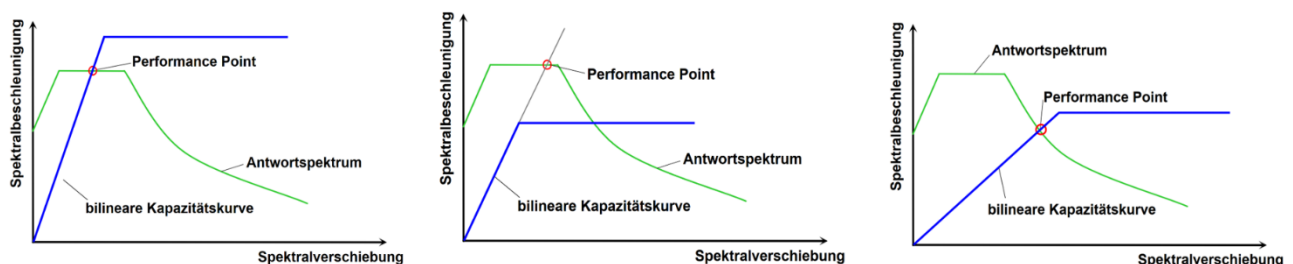


Abb. 56: Performance-Point nach N2-Methode [37]

7.8.1 Erdbebenerfüllungsfaktor

Bei Umbauten oder Nutzungsänderungen von Gebäuden müssen die Mindestanforderungen der ÖNORM B 1998-3, Anhang A, eingehalten werden. Der Erdbebenerfüllungsfaktor wird definiert als:

$$\alpha = \frac{E_d}{R_d} \quad (\text{Formel 25: Erdbebenerfüllungsfaktor gemäß ÖNORM B 1998-3}) \quad [52]$$

Dabei ist:

- E_d – Bemessungs-Erdbebeneinwirkung (ausgedrückt durch Kraft, Beschleunigung oder Verschiebung) [44].
- R_d – Bemessungswiderstand (ausgedrückt durch Kraft, Beschleunigung oder Verschiebung) des zu beurteilenden Gebäudes gegen Erdbeben [52].

Ein Gebäude gilt als erdbebensicher, wenn der Erdbebenerfüllungsfaktor $\alpha \geq 1,0$ erreicht wird. Liegt der Wert darunter, steigt die Versagenswahrscheinlichkeit und es sind weitere Nachweise erforderlich. Für Neubauten ist $\alpha \geq 1,0$ vorgeschrieben [42]. Die Gründerzeithäuser erreichen diesen Wert infolge schubweicher Decke sehr selten. Aus diesem Grund wird für Wohnhäuser aus der Gründerzeit ein Mindestwert von $\alpha = 0,25$ angesetzt.

Die in Tabelle 7-5 dargestellten Werte der Erdbebenerfüllungsfaktoren dürfen für die zugehörigen Schadensfolge bzw. Risikoklassen nicht unterschritten werden.

Tabelle 7-5: Mindest-Erdbebenerfüllungsfaktoren [52]

Schadensfolgeklasse	Risikoklasse	$\alpha_{\min}$
CC 1	RC 1	0,09
CC 2	RC 2	0,25
CC 3	RC 3	0,85

Gemäß ÖNORM B 1990-1 wurden die Schadensfolgeklassen folgendermaßen definiert [53]:

- **CC 3:** Hohe Folgen für Menschenleben oder sehr große wirtschaftliche, soziale oder umweltbeeinträchtigende Folgen.
- **CC 2:** Mittlere Folgen für Menschenleben, beträchtliche wirtschaftliche, soziale oder umweltbeeinträchtigende Folgen.
- **CC 1:** Niedrige Folgen für Menschenleben und kleine oder vernachlässigbare wirtschaftliche, soziale oder umweltbeeinträchtigende Folgen.

Tabelle 7-6: Zusammenhang zwischen dem Erdbebenerfüllungsfaktor α und der Versagenswahrscheinlichkeit [52]

α	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

Wie in Tabelle 7-6 dargestellt, besteht zwischen dem Erdbebenerfüllungsfaktor α und der Versagenswahrscheinlichkeit P_f ein inverser Zusammenhang. Je größer α ist, desto kleiner wird die auf ein Jahr bezogene Versagenswahrscheinlichkeit. Während bei $\alpha = 0,25$ noch eine Versagenswahrscheinlichkeit von $1,0 \times 10^{-5}$ vorliegt, reduziert sich dieser Wert bei $\alpha = 1,0$ auf nur noch $0,057 \times 10^{-5}$.

8 Erdbebenberechnung von drei Gründerzeithäusern in Wien

In diesem Kapitel werden mit Hilfe der Software 3Muri Pushover-Berechnungen durchgeführt, um die Erdbebenerfüllungsfaktoren im *IST-Zustand* für drei typische Grundrisse von Altbauhäusern in Wien zu bestimmen. Es handelt sich um folgende Grundrisstypen:

- Regelmäßiger Grundriss: rechteckig (Straßenstrakt)
- Unregelmäßiger Grundriss: L – förmig (mit Seitenflügel)
- Eckhaus: Gebäude an einer Straßenecke mit zwei offenen Fassaden

Gemäß ÖNORM EN 1998-1, Abschnitte 4.2.3.2(4) und 4.3.3.1(8), kann das bestehende Gebäude im *IST-Zustand* aufgrund der schubweichen Decken nicht als Ganzes verschiebungsbasiert beurteilt werden. Die schubweichen Decken führen dazu, dass die einzelnen Wände nahezu unabhängig voneinander schwingen. Daher wird der Erdbebenerfüllungsfaktor α_{IST} für das bestehende Gebäude anhand der schwächsten Wand bestimmt. Im *IST-Zustand* erfolgt die verschiebungsbasierte Beurteilung (Pushover-Analyse) für jede Wand einzeln. Die Erdbebenwirkungskurve wird dabei aus dem Bemessungsspektrum der Verschiebung sowie dem Antwortspektrum der Beschleunigung abgeleitet. Für jede individuelle Pushover-Kurve wird zudem die entsprechende horizontale Erdbeben-Ersatzlast berechnet.

8.1 Seismische Eingangsdaten

Die Berechnungen basieren auf Unterlagen von drei realen Gebäuden, darunter Grundrisse, Schnitte und Ansichten aus Originalplänen, die von Hr. Dipl. -Ing. Dr. techn. Rusnov Ingenieurkonsulent für Bauwesen zur Verfügung gestellt wurden [7].

Die Erdbebenbemessung erfolgte mit der Bedeutungskategorie II ($\gamma_I = 1,0$). Für die Baugrundklasse C wurden die in Abb. 57 dargestellten Parameter des Antwortspektrums verwendet, einschließlich eines Bemessungswerts der Referenzbodenbeschleunigung von $a_{gR} = 0,8 \text{ m/s}^2$.

	NC	SD
► Grenzzustand	☒	☒
$a_{gR} [\text{m/s}^2]$	0,80	0,80
Baugrundklasse	C	C
S	1,15	1,15
$T_B [\text{s}]$	0,20	0,20
$T_C [\text{s}]$	0,60	0,60
$T_D [\text{s}]$	2,00	2,00

Abb. 57: Seismische Eingangsdaten (Ausschnitt aus 3Muri)

8.2 Beispiel 1 – Regelmäßiger Grundriss

Es handelt sich um ein viergeschossiges Gebäude mit rechteckigem Grundriss (siehe Abb. 2-a). Über dem obersten Geschoss ist eine Dippelbaumdecke ausgeführt, in den darunterliegenden Etagen Tramdecken. In den Bereichen von Nasszellen und Fluren wurden Platzdecken verbaut. Die vertikal tragende Struktur besteht aus den tragenden Wänden und Pfeilern mit Dicken von 30 – 60 cm.

Für das Mauerwerk wurden folgende Festigkeitskennwerte berücksichtigt:

- $f_k = 3,37 \text{ N/mm}^2$ – Charakteristische Mauerwerksdruckfestigkeit
(mittels Machine-Learning vorhergesagt)
- $f_{v,k0} = 0,20 \text{ N/mm}^2$ – Charakteristische Anfangsscherfestigkeit
- $E_k = 1275 \text{ N/mm}^2$ – Elastizitätsmodul (5%-Quantil)
- $G_k = 570 \text{ N/mm}^2$ – Schubmodul (5%-Quantil)

8.2.1 Lastaufstellung – Beispiel 1

Ständige Lasten Geschossdecken (Eigengewicht der Decken inkl. Ausbaulasten):

- $g_k = 3,00 \text{ kN/m}^2$ – Tramdecke
- $g_k = 4,00 \text{ kN/m}^2$ – Dippelbaumdecke
- $g_k = 4,00 \text{ kN/m}^2$ – Platzdecke

Nutzlasten Geschossdecken:

- $q_k = 3,00 \text{ kN/m}^2$ – Tramdecke
- $q_k = 2,00 \text{ kN/m}^2$ – Dippelbaumdecke
- $q_k = 3,00 \text{ kN/m}^2$ – Platzdecke im Stiegenhaus

Dachlasten:

Die Dachlast von $1,0 \text{ kN/m}^2$ wird als Linienlasten auf die Mittelmauer und die Außenwände verteilt.

Mittelmauer:

- $g_{k,\text{Kaminwand}} = 4,0 \text{ m} \cdot 0,6 \text{ m} \cdot 20 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,5 = 24 \text{ kN/m}$
(Kaminwand 60 cm, Volligkeitsfaktor 0,5)
- $g_{k,\text{Dach}} = 5,5 \text{ m} \cdot 1,00 \text{ kN/m}^2 = 5,50 \text{ kN/m}$

Außenwände (in Querrichtung):

- $g_{k,\text{Giebelwand}} = 4,0 \text{ m} \cdot 0,3 \text{ m} \cdot 20 \text{ kN/m}^3 = 24,00 \text{ kN/m}$
(Giebelwand 30 cm)

Außenwände (in Längsrichtung):

- $g_{k,\text{Dach}} = 2,75 \text{ m} \cdot 1,00 \text{ kN/m}^2 = 2,75 \text{ kN/m}$

8.2.2 3Muri Analyse – Beispiel 1

In Abb. 58 ist das Erdgeschoss dargestellt. Es sind die Stahlträger C31 und C33 zu erkennen, die zur Unterfangung der draufliegenden Mauerwerkswände aus dem 1. Obergeschoss eingebaut wurden.

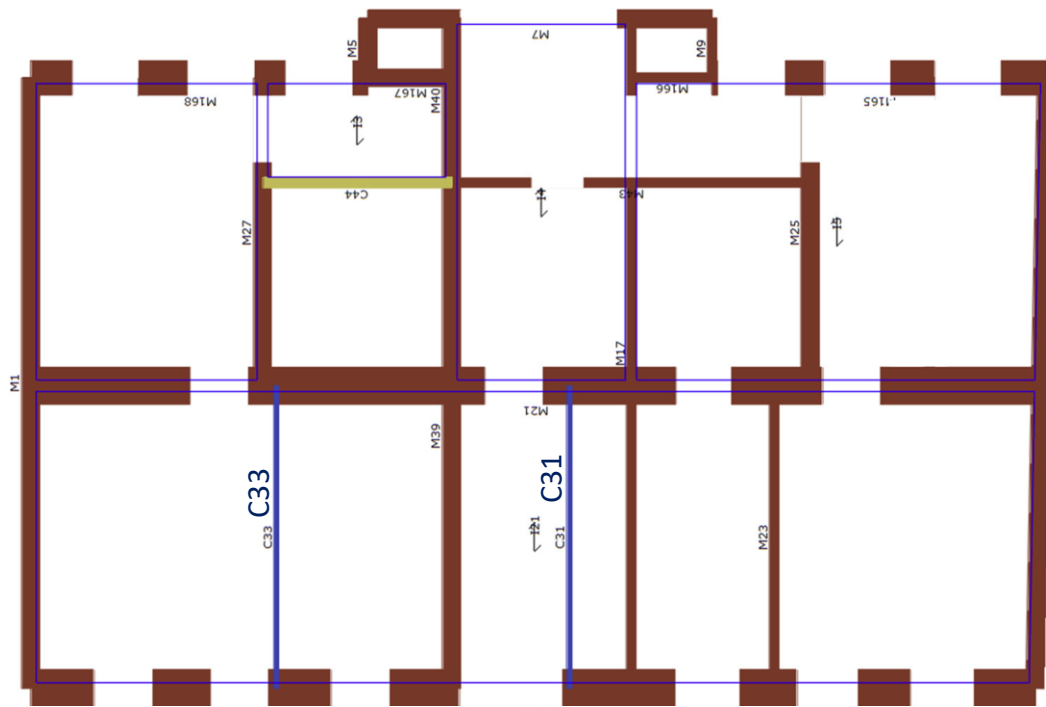


Abb. 58: Grundriss – Erdgeschoss (Ausschnitt aus 3Muri)

Die Abb. 59 zeigt die Festlegung des Kontrollpunktes. Dieser muss gemäß Kapitel 7.8 auf der obersten Geschossdecke so nah wie möglich am Massenmittelpunkt gewählt werden.

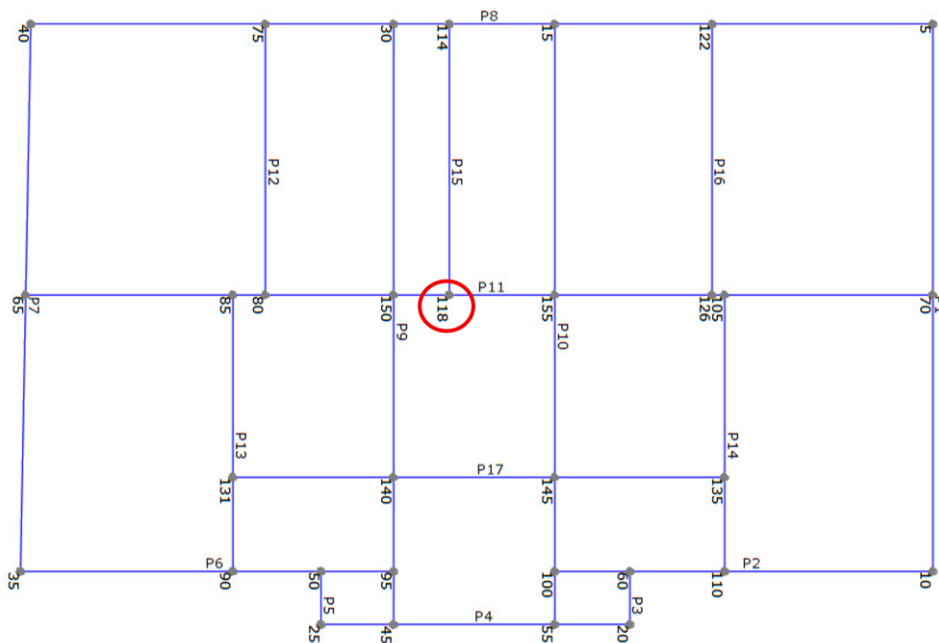


Abb. 59: Wahl des Kontrollpunktes (Ausschnitt aus 3Muri)

In Abb. 60 sind die Ergebnisse der Analyse 11 dargestellt. Maßgebendes Versagen in X-Richtung tritt in der Wand 8 auf.

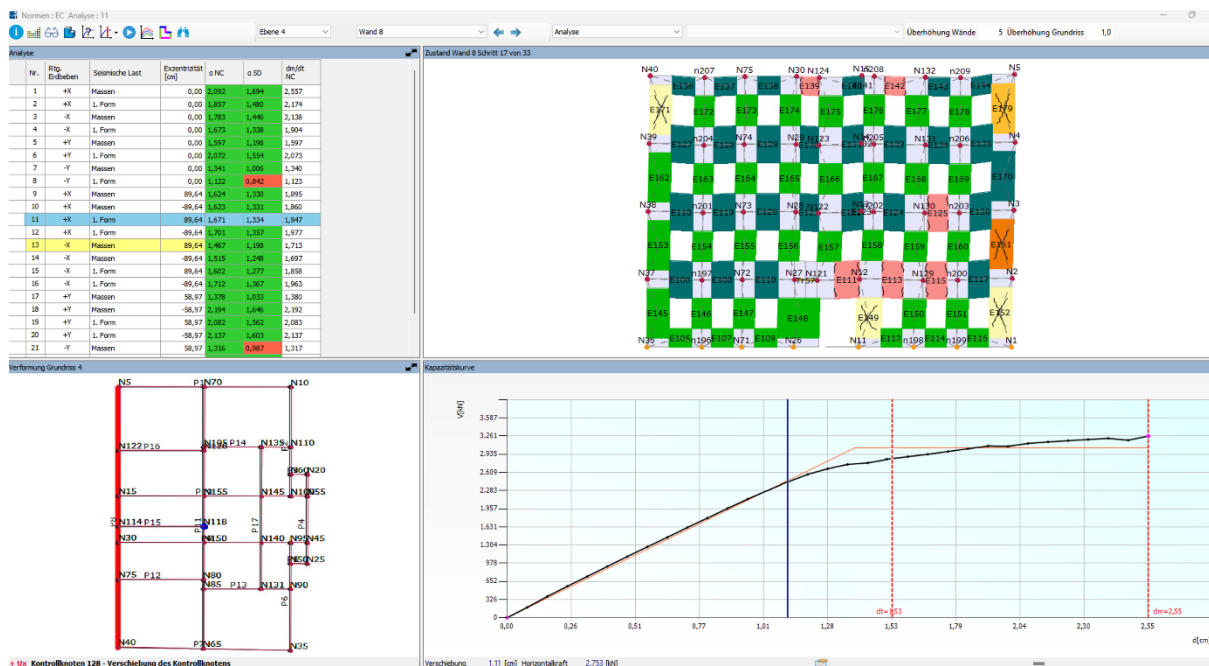


Abb. 60: X - Richtung: Maßgebendes Versagen - Analyse 11 (Ausschnitt aus 3Muri)

Der Mauerwerkspfeiler im 1. Obergeschoss versagt im vorliegenden Fall durch Abscheren (Abb. 61).

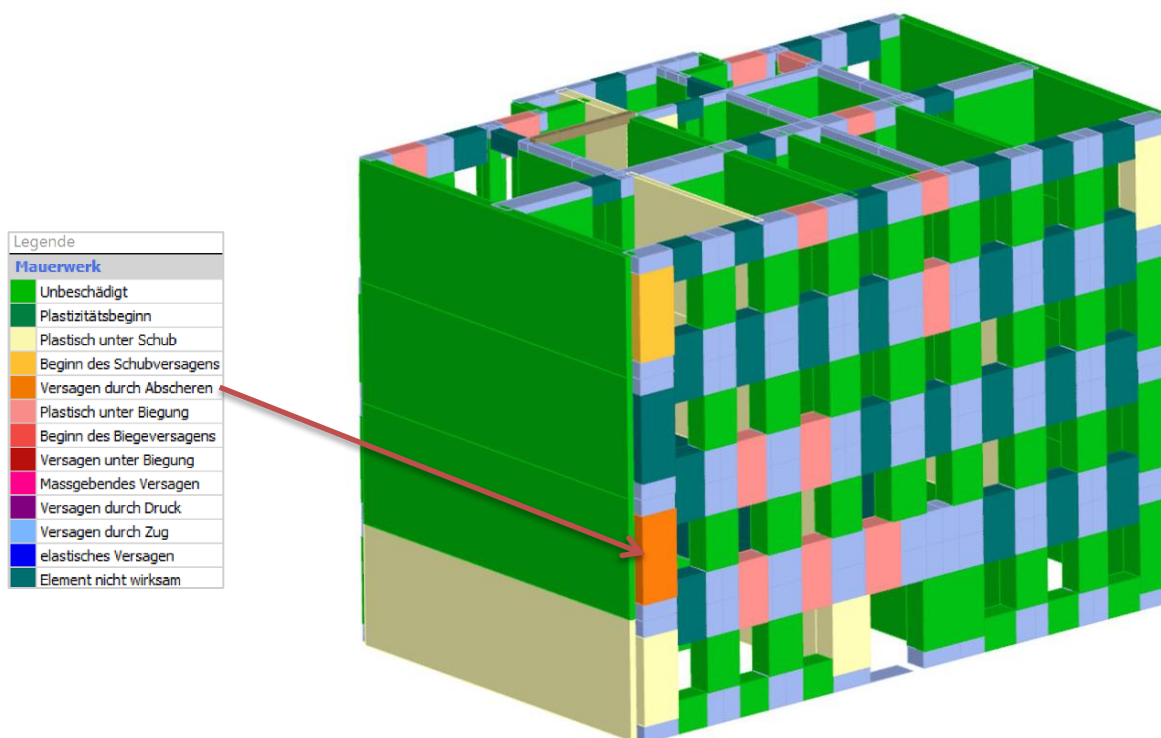


Abb. 61: Wand 8 – Versagensbild 3D Darstellung (Ausschnitt aus 3Muri)

Das maßgebende Versagen in Y-Richtung erfolgt in Wand 19. Die Ergebnisse der Analyse 17 sind in Abb. 62 dargestellt.

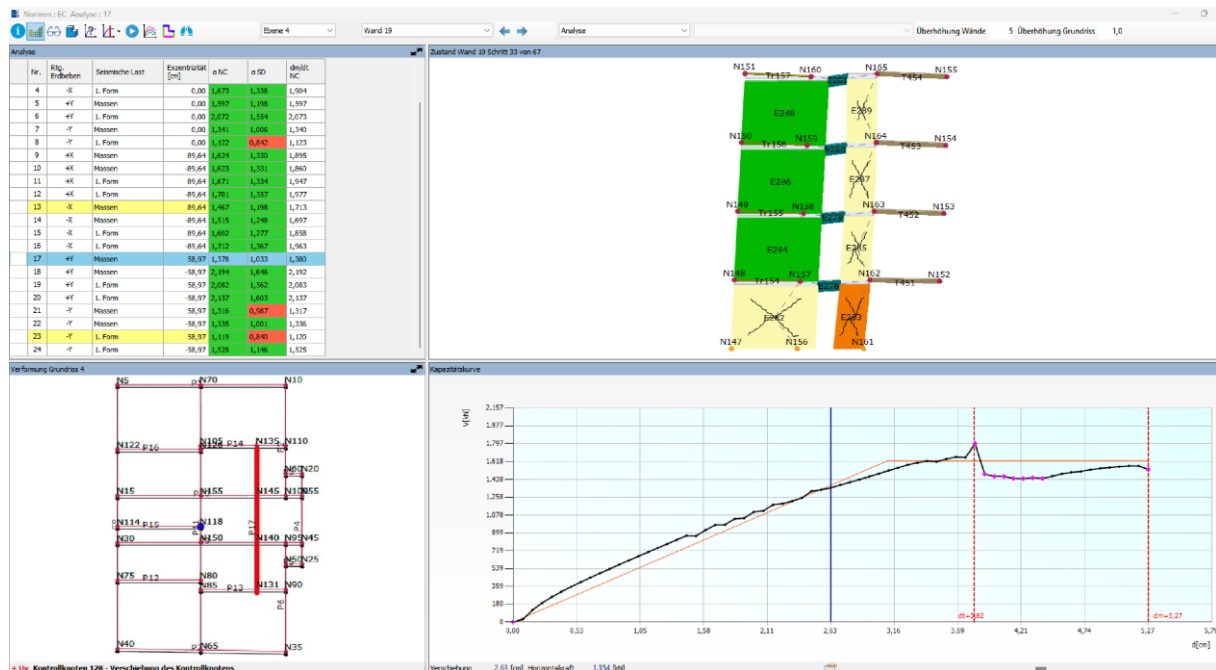


Abb. 62: Y – Richtung: Maßgebendes Versagen - Analyse 17 (Ausschnitt aus 3Muri)

In Y-Richtung versagt der Mauerwerkspfeiler im Erdgeschoss durch Abscheren (Abb. 63).

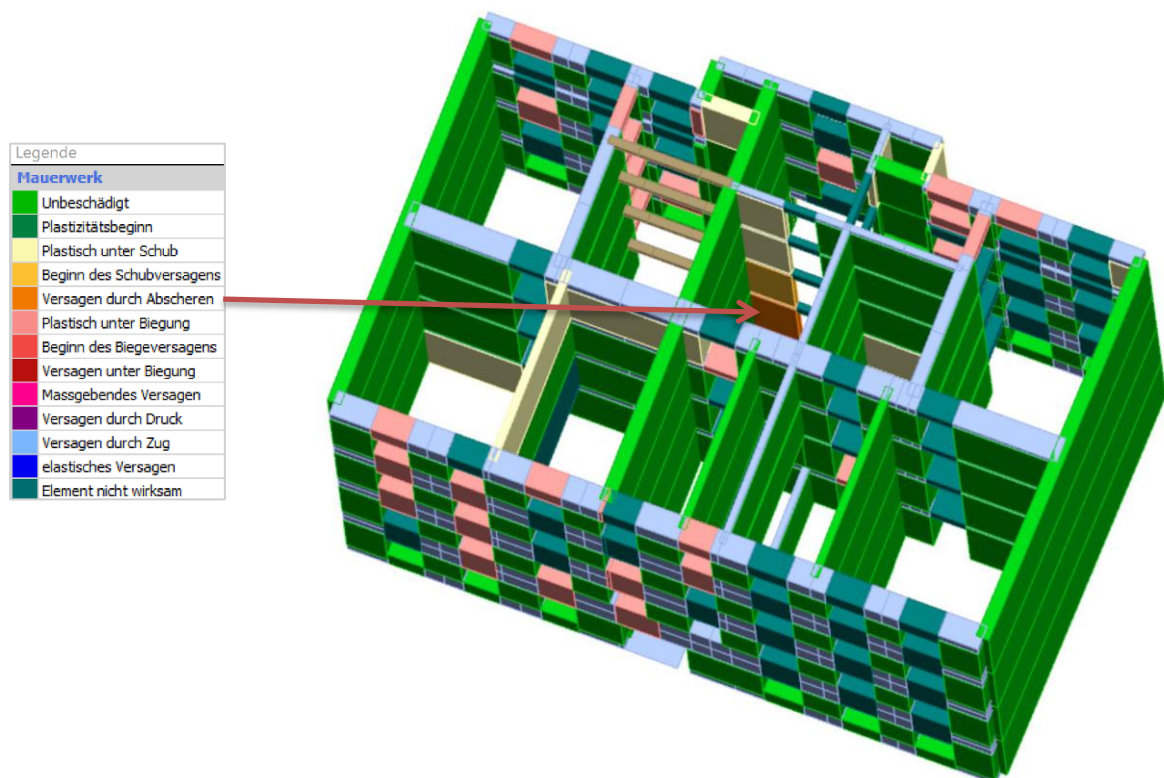


Abb. 63: Wand 19 – Versagensbild 3D Darstellung (Ausschnitt aus 3Muri)

8.2.3 Erfüllungsfaktoren - Beispiel 1

In der Tabelle 8-1 sind die Ergebnisse der insgesamt 24 durchgeführten Pushover-Analysen im IST-Zustand zusammengefasst. Dargestellt werden die maßgebenden Parameter in Abhängigkeit von Erdbebenrichtung, Lastverteilungsform und Exzentrizität. Es sind die jeweils minimalen Erfüllungsfaktoren für die X- und Y-Richtung hervorgehoben

Tabelle 8-1: Beispiel 1 - IST - Zustand. Tragende Wände - Richtung X/Y - Erfüllungsfaktor

Analyse Nr.	Erdbeben-Richtung	Verteilungsform	Exzentrizität [cm]	Maßgebende Wand	Schritt	dt [cm]	du [cm]	$\alpha = du/dt$	$\alpha/1,5$
1	+X	Massen	0,00	8	20	1,06	1,59	1,50	1,00
2	+X	1. Form	0,00	8	20	1,32	1,59	1,20	0,80
3	-X	Massen	0,00	14	22	1,09	1,77	1,62	1,08
4	-X	1. Form	0,00	2	22	1,35	3,32	2,46	1,64
5	+Y	Massen	0,00	19	36	3,85	2,87	0,75	0,50
6	+Y	1. Form	0,00	19	40	4,39	3,19	0,73	0,48
7	-Y	Massen	0,00	11	48	3,59	3,85	1,07	0,71
8	-Y	1. Form	0,00	19	53	4,14	4,25	1,03	0,68
9	+X	Massen	89,64	8	19	1,05	1,52	1,45	0,97
10	+X	Massen	-89,64	8	22	1,07	1,75	1,64	1,09
11	+X	1. Form	89,64	8	17	1,53	1,11	1,04	0,48
12	+X	1. Form	-89,64	8	18	1,33	1,44	1,08	0,72
13	-X	Massen	89,64	14	18	1,08	1,44	1,33	0,89
14	-X	Massen	-89,64	6	21	1,09	1,69	1,55	1,03
15	-X	1. Form	89,64	2	20	1,34	1,61	1,20	0,80
16	-X	1. Form	-89,64	6	23	1,35	1,85	1,37	0,91
17	+Y	Massen	58,97	19	33	3,82	2,63	0,69	0,46
18	+Y	Massen	-58,97	19	40	3,86	3,19	0,83	0,55
19	+Y	1. Form	58,97	19	40	4,33	3,19	0,74	0,49
20	+Y	1. Form	-58,97	19	42	4,37	3,35	0,77	0,51
21	-Y	Massen	58,97	11	48	3,53	3,85	1,09	0,73
22	-Y	Massen	-58,97	11	48	3,6	3,85	1,07	0,71
23	-Y	1. Form	58,97	19	58	4,15	4,65	1,12	0,75
24	-Y	1. Form	-58,97	11	50	4,15	4,01	0,97	0,64

8.3 Beispiel 2 – Unregelmäßiger Grundriss

Das Gebäude hat fünf Stockwerke und einen unregelmäßigen Grundriss (siehe Abb. 2-b). Im obersten Geschoss befindet sich eine Dippelbaumdecke, in den unteren Tramdecken. Nasszellen und Flure sind mit Platzdecken ausgeführt. Die vertikale Tragstruktur bilden Wände und Pfeiler mit 30–75 cm Dicke.

Für das Mauerwerk wurden folgende Festigkeitskennwerte berücksichtigt:

- $f_k = 3,45 \text{ N/mm}^2$ – Charakteristische Mauerwerksdruckfestigkeit
(mittels Machine-Learning vorhergesagt)
- $f_{v,k0} = 0,20 \text{ N/mm}^2$ – Charakteristische Anfangsscherfestigkeit
- $E_k = 1275 \text{ N/mm}^2$ – Elastizitätsmodul (5%-Quantil)
- $G_k = 570 \text{ N/mm}^2$ – Schubmodul (5%-Quantil)

8.3.1 Lastaufstellung – Beispiel 2

Ständige Lasten Geschossdecken (Eigengewicht der Decken inkl. Ausbaulasten):

- $g_k = 3,00 \text{ kN/m}^2$ – Tramdecke
- $g_k = 4,00 \text{ kN/m}^2$ – Dippelbaumdecke
- $g_k = 4,00 \text{ kN/m}^2$ – Platzdecke

Nutzlasten Geschossdecken:

- $q_k = 3,00 \text{ kN/m}^2$ – Tramdecke
- $q_k = 2,00 \text{ kN/m}^2$ – Dippelbaumdecke
- $q_k = 3,00 \text{ kN/m}^2$ – Platzdecke im Stiegenhaus

Dachlasten:

Die Dachlast von $1,0 \text{ kN/m}^2$ wird als Linienlasten auf die Mittelmauer und die Außenwände verteilt.

Mittelmauer:

- $g_{k,\text{Kaminwand}} = 4,0 \text{ m} \cdot 0,6 \text{ m} \cdot 20 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,5 = 24 \text{ kN/m}$
(Kaminwand 60 cm, Volligkeitsfaktor 0,5)
- $g_{k,\text{Dach}} = 6,0 \text{ m} \cdot 1,00 \text{ kN/m}^2 = 6,00 \text{ kN/m}$

Außenwände (Giebelwände):

- $g_{k,\text{Giebelwand}} = 4,0 \text{ m} \cdot 0,3 \text{ m} \cdot 20 \text{ kN/m}^3 = 24,00 \text{ kN/m}$
(Giebelwand 30 cm)

Außenwände (für Abtragung der Dachlasten):

- $g_{k,\text{Dach}} = 3,0 \text{ m} \cdot 1,00 \text{ kN/m}^2 = 3,00 \text{ kN/m}$

8.3.2 3Muri Analyse – Beispiel 2

Das Regelgeschoss ist in Abb. 64 als Ausschnitt aus der Software 3Muri dargestellt. Die Wahl des Kontrollpunktes ist in Abb. 65 aufgezeigt.

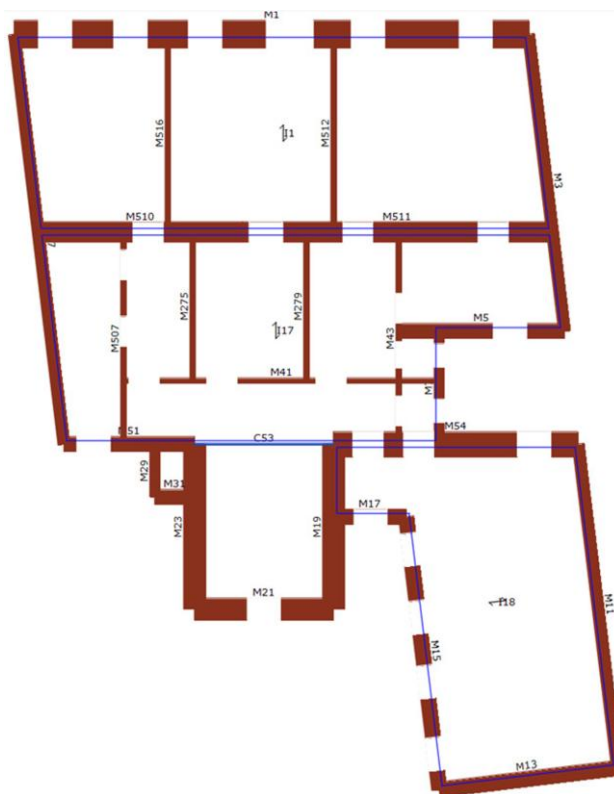


Abb. 64: Grundriss – Regelgeschoss (Ausschnitt aus 3Muri)

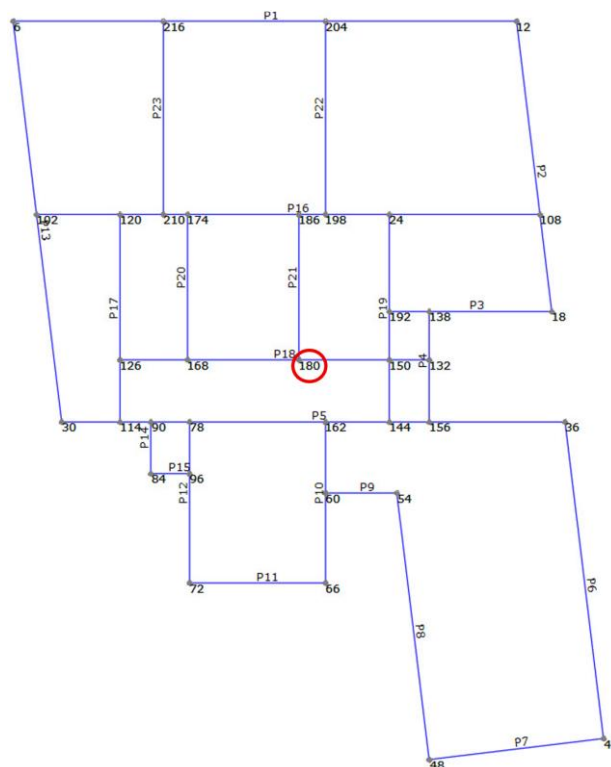


Abb. 65: Wahl des Kontrollpunktes (Ausschnitt aus 3Muri)

Die Abb. 66 zeigt die Ergebnisse der Analyse 2, wobei das maßgebende Versagen in X-Richtung in die Wand 7 auftritt.

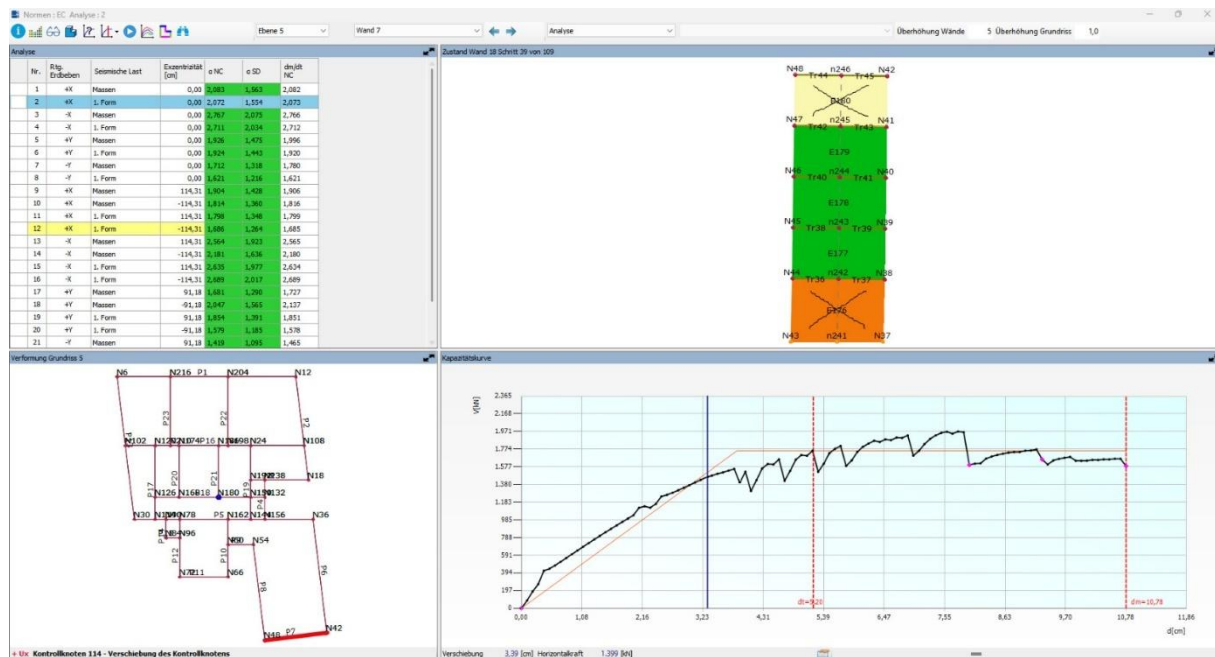


Abb. 66: X – Richtung: Maßgebendes Versagen - Analyse 2 (Ausschnitt aus 3Muri)

In X-Richtung versagt der Mauerwerkspfeiler im Erdgeschoss durch Abscheren (Abb. 67).

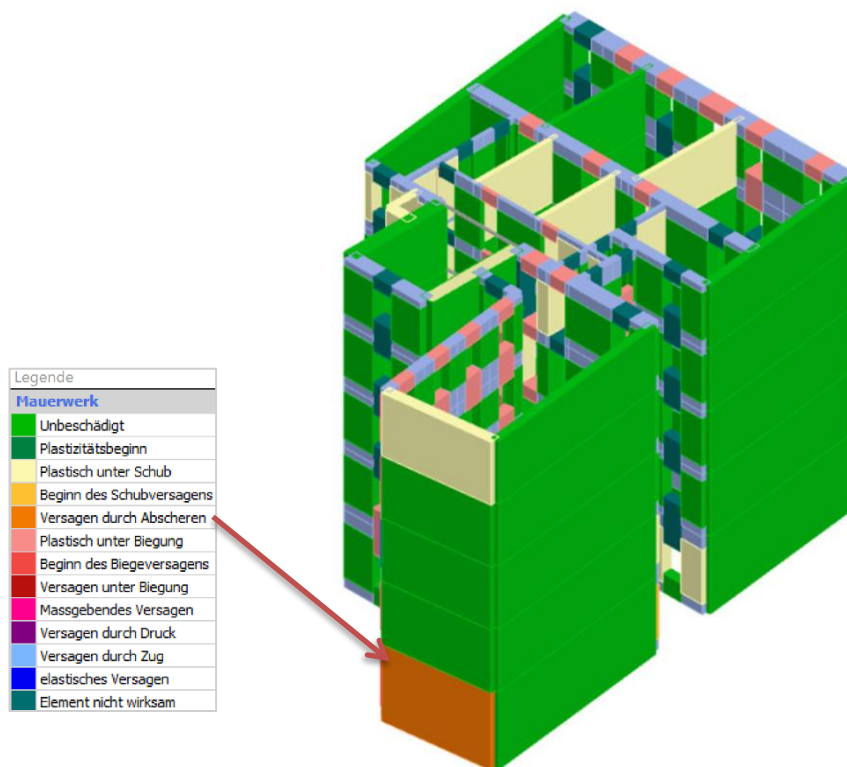


Abb. 67: Wand 7 – Versagensbild 3D Darstellung (Ausschnitt aus 3Muri)

Das maßgebende Versagen in Y-Richtung erfolgt in Wand 3. Die Ergebnisse der Analyse 18 sind in Abb. 68 dargestellt.

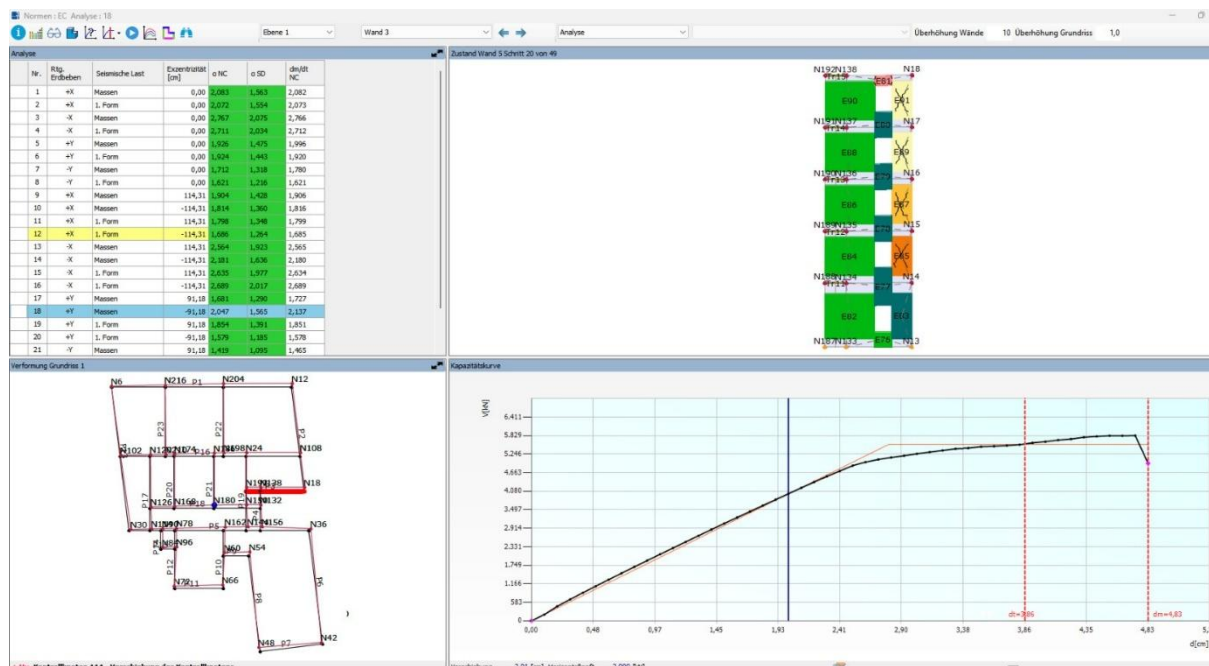


Abb. 68: Y – Richtung: Maßgebendes Versagen - Analyse 18 (Ausschnitt aus 3Muri)

Der Mauerwerkspfeiler im 1. Obergeschoss versagt durch Abscheren (Abb. 69).

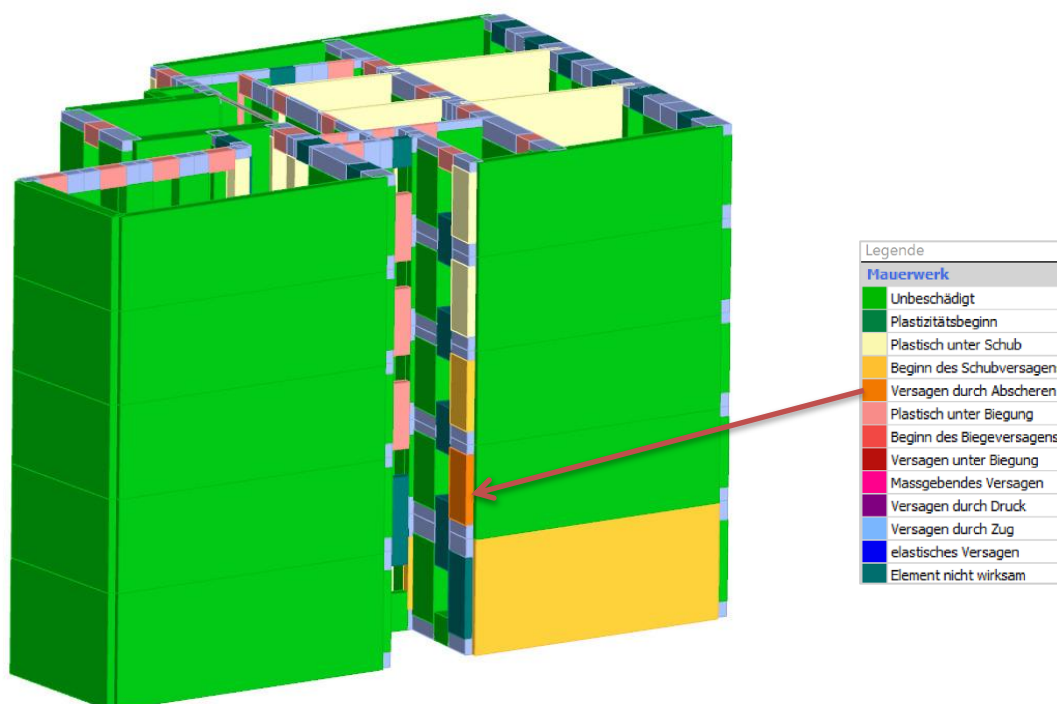


Abb. 69: Wand 3 – Versagensbild 3D Darstellung (Ausschnitt aus 3Muri)

8.3.3 Erfüllungsfaktoren – Beispiel 2

In der Tabelle 8-2 sind die Ergebnisse der insgesamt 24 durchgeführten Pushover-Analysen zusammengefasst.

Tabelle 8-2: Beispiel 2 - IST – Zustand. Tragende Wände - Richtung X/Y - Erfüllungsfaktor

Analyse Nr.	Erdbeben-Richtung	Verteilungsform	Exzentrizität [cm]	Maßgebende Wand	Schritt	dt [cm]	du [cm]	$\alpha = du/dt$	$\alpha/1,5$
1	+X	Massen	0,00	18	40	4,41	3,99	0,90	0,60
2	+X	1. Form	0,00	7	44	5,2	3,39	0,65	0,43
3	-X	Massen	0,00	18	62	4,78	6,21	1,30	0,87
4	-X	1. Form	0,00	18	55	5,69	5,51	0,97	0,65
5	+Y	Massen	0,00	5	23	2,27	2,31	1,02	0,68
6	+Y	1. Form	0,00	5	29	2,88	2,92	1,01	0,68
7	-Y	Massen	0,00	1	32	4,14	4,25	1,03	0,68
8	-Y	1. Form	0,00	1	30	2,82	2,98	1,06	0,70
9	+X	Massen	114,31	18	37	4,35	3,69	0,85	0,57
10	+X	Massen	-114,31	18	43	4,4	4,29	0,98	0,65
11	+X	1. Form	114,31	18	44	5,27	4,39	0,83	0,56
12	+X	1. Form	-114,31	18	45	5,27	4,49	0,85	0,57
13	-X	Massen	114,31	1	44	4,92	4,41	0,90	0,60
14	-X	Massen	-114,31	11	50	5,01	5,01	1,00	0,67
15	-X	1. Form	114,31	18	53	5,55	5,31	0,96	0,64
16	-X	1. Form	-114,31	18	57	5,7	5,71	1,00	0,67
17	+Y	Massen	91,18	8	23	2,29	2,31	1,01	0,67
18	+Y	Massen	-91,18	3	22	3,86	2,01	0,52	0,35
19	+Y	1. Form	91,18	8	30	2,88	3,02	1,05	0,70
20	+Y	1. Form	-91,18	5	29	2,87	2,92	1,02	0,68
21	-Y	Massen	91,18	6	31	2,17	3,08	1,42	0,95
22	-Y	Massen	-91,18	1	27	2,18	2,68	1,23	0,82
23	-Y	1. Form	91,18	1	37	2,82	3,68	1,30	0,87
24	-Y	1. Form	-91,18	1	29	2,83	2,88	1,02	0,68

8.4 Beispiel 3 – Eckhaus

Es handelt sich um ein sechsgeschossiges Eckhaus mit unregelmäßigem Grundriss. (siehe Abb. 2-c). Das oberste Geschoss hat eine Dippelbaumdecke, die unteren Etagen Tramdecken. In Nasszellen und Fluren sind Platzdecken eingebaut. Die vertikale Lastabtragung erfolgt mittels Wänden und Pfeilern mit 30–75 cm Dicke.

Für das Mauerwerk wurden folgende Festigkeitskennwerte berücksichtigt:

- $f_k = 3,41 \text{ N/mm}^2$ – Charakteristische Mauerwerksdruckfestigkeit (mittels Machine-Learning vorhergesagt)
- $f_{v,k0} = 0,20 \text{ N/mm}^2$ – Charakteristische Anfangsscherfestigkeit
- $E_k = 1275 \text{ N/mm}^2$ – Elastizitätsmodul (5%-Quantil)
- $G_k = 570 \text{ N/mm}^2$ – Schubmodul (5%-Quantil)

8.4.1 Lastaufstellung – Beispiel 3

Wie Beispiel 2

8.4.2 3Muri Analyse – Beispiel 3

In Abb. 70 ist das Regelgeschoss als Ausschnitt aus der Software 3Muri dargestellt.

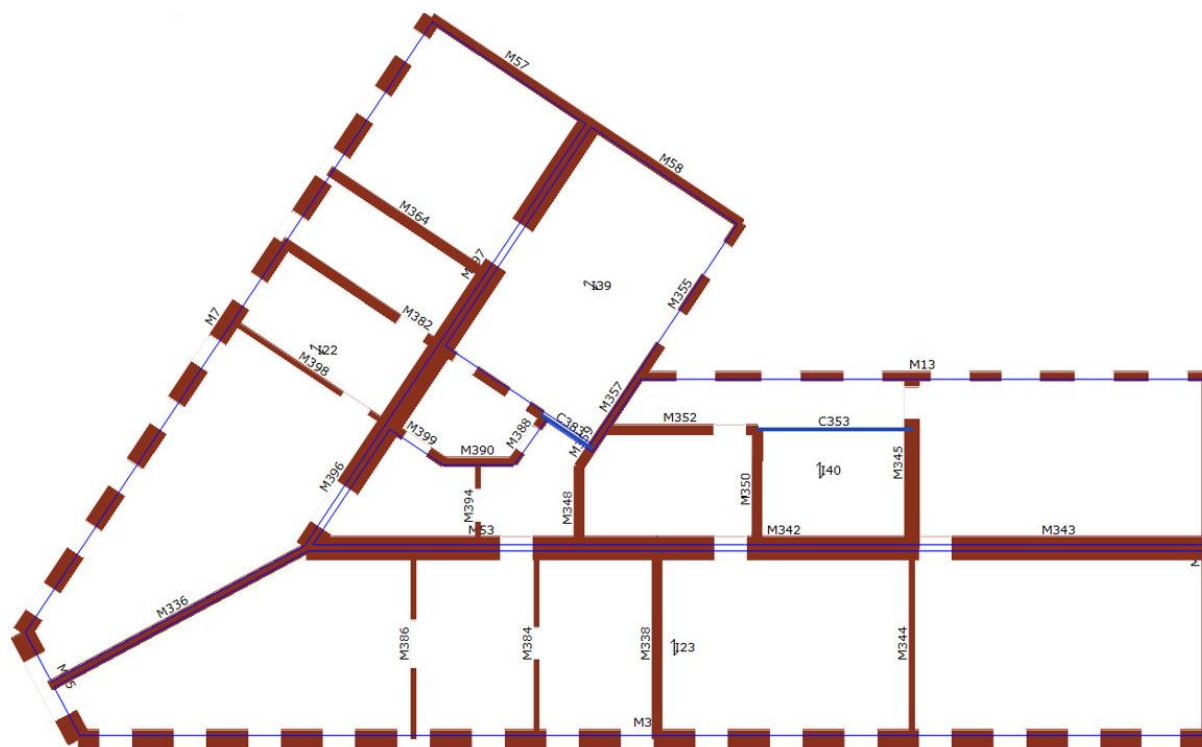
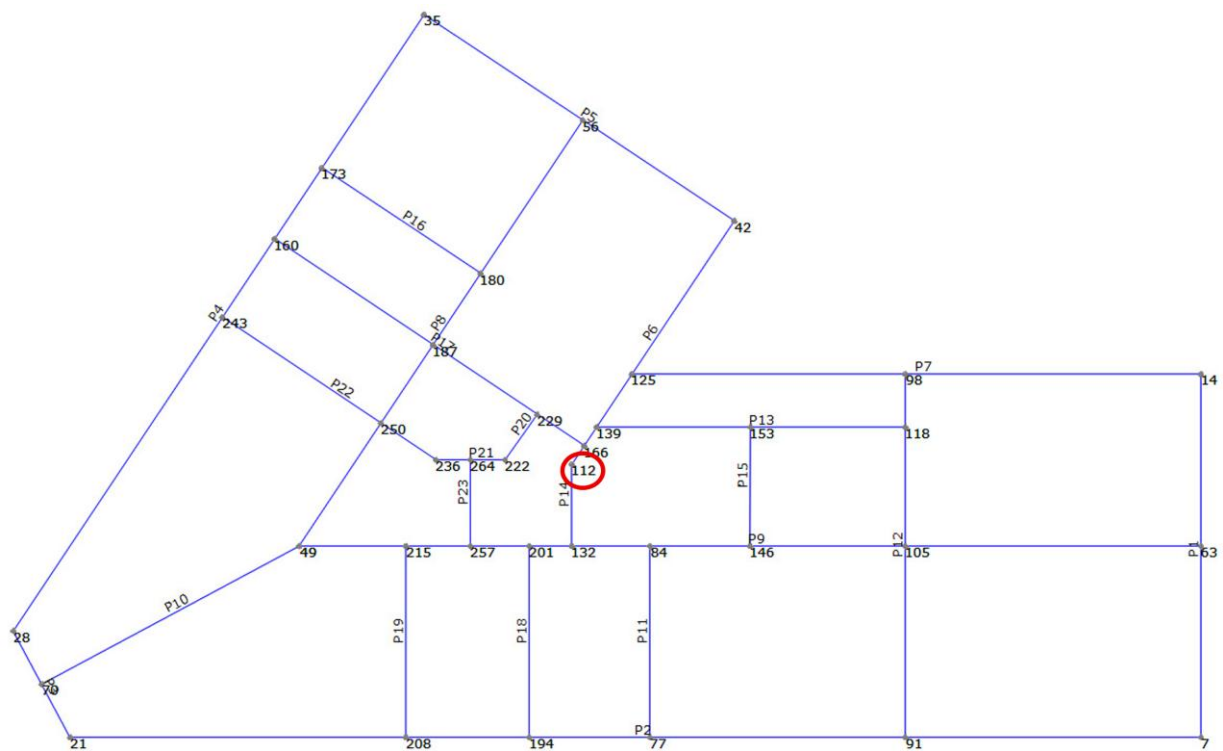


Abb. 70: Grundriss – Regelgeschoss (Ausschnitt aus 3Muri)

Die Festlegung des Kontrollpunktes wird in Abb. 71 dargestellt.



In X-Richtung versagt der Mauerwerkspfeiler im 6. Obergeschoss durch Abscheren (Abb. 73).

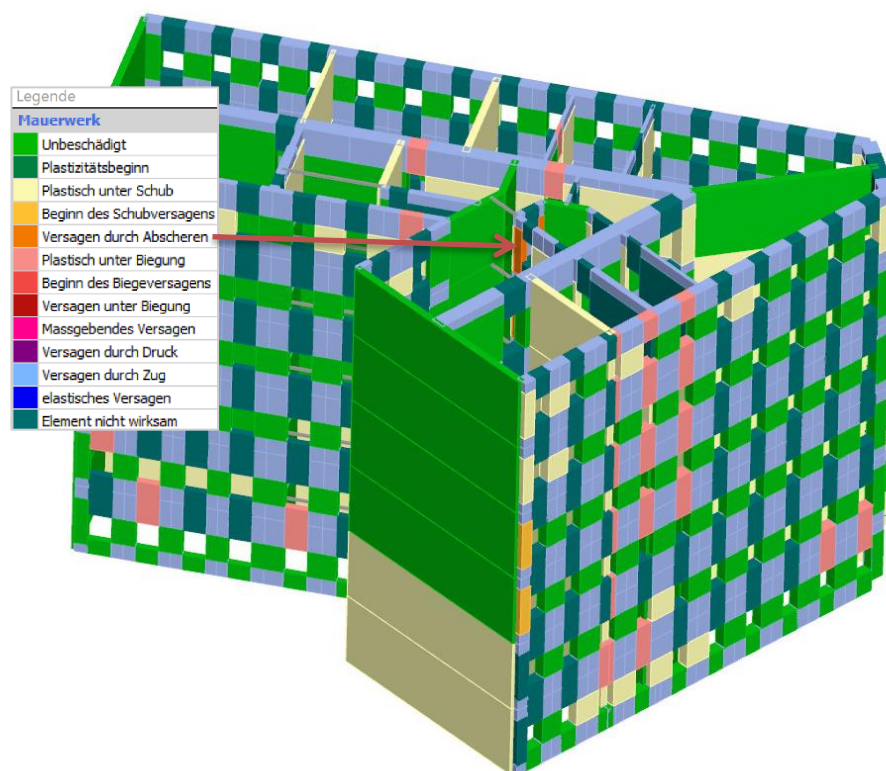


Abb. 73: Wand 17 – Versagensbild 3D Darstellung (Ausschnitt aus 3Muri)

Das maßgebende Versagen in Y-Richtung erfolgt in Wand 14. Die Ergebnisse der Analyse 8 sind in Abb. 74 dargestellt.

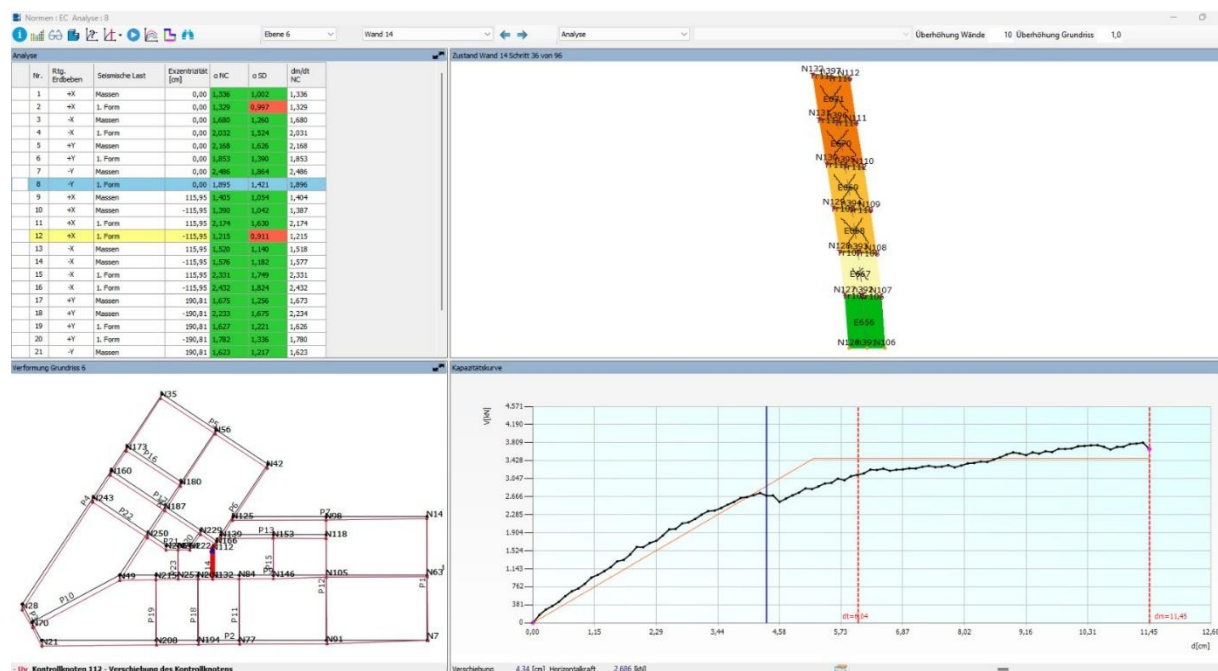


Abb. 74: Y – Richtung: Maßgebendes Versagen - Analyse 8 (Ausschnitt aus 3Muri)

Der Mauerwerkspfeiler im 6. Obergeschoss versagt durch Abscheren (Abb. 75).

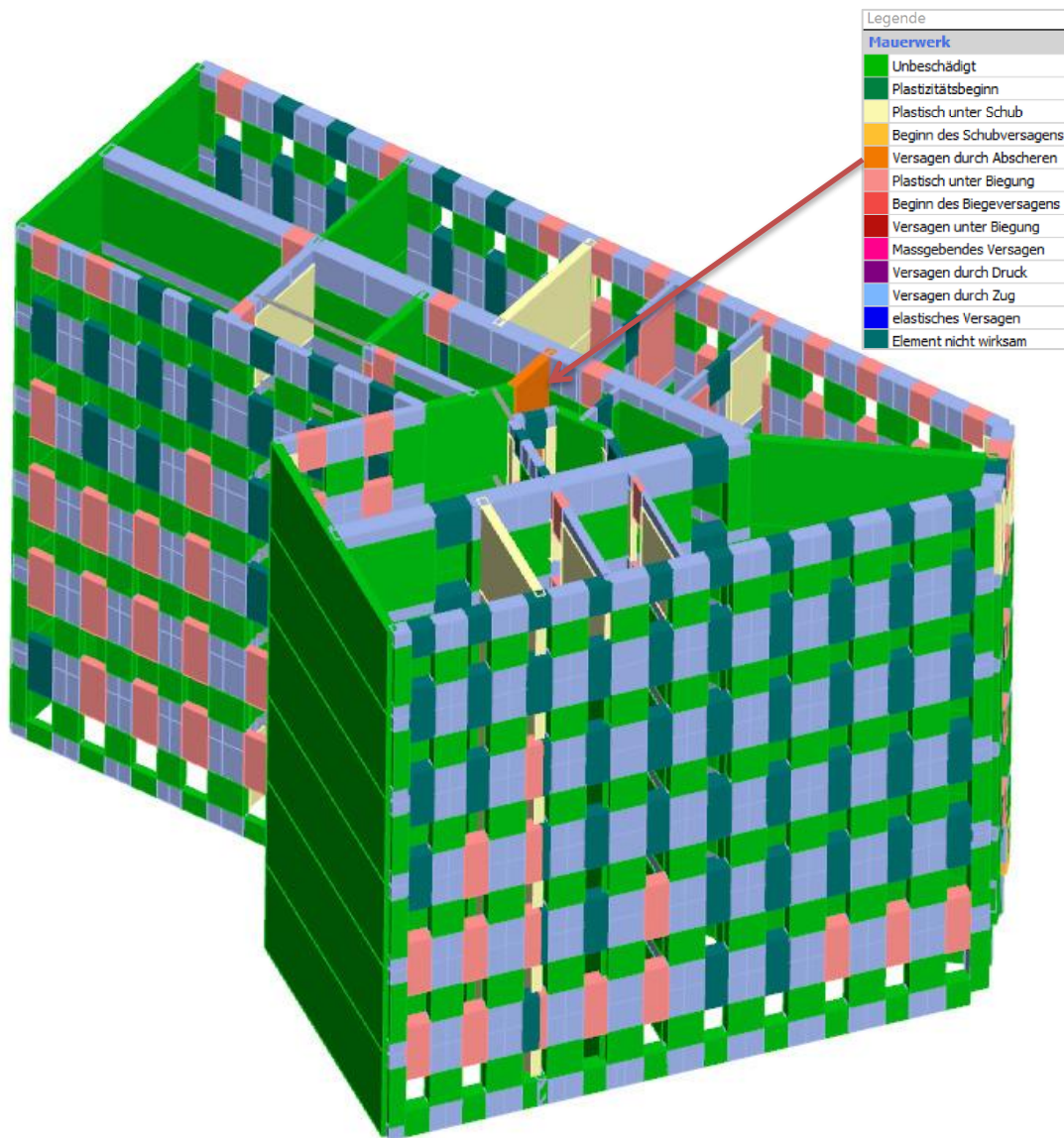


Abb. 75: Wand 14 – Versagensbild 3D Darstellung (Ausschnitt aus 3Muri)

8.4.3 Erfüllungsfaktoren - Beispiel 3

In der Tabelle 8-3 sind die Ergebnisse der insgesamt 24 durchgeführten Pushover-Analysen zusammengefasst.

Tabelle 8-3: Beispiel 3 - IST - Zustand. Tragende Wände - Richtung X/Y - Erfüllungsfaktor

Analyse Nr.	Erdbeben-Richtung	Verteilungsform	Exzentrizität [cm]	Maßgebende Wand	Schritt	dt [cm]	du [cm]	$\alpha = du/dt$	$\alpha/1,5$
1	+X	Massen	0,00	17	52	4,44	3,15	0,71	0,47
2	+X	1. Form	0,00	17	30	5,17	3,01	0,58	0,39
3	-X	Massen	0,00	6	44	4,91	5,26	1,07	0,71
4	-X	1. Form	0,00	3	47	5,53	5,62	1,02	0,68
5	+Y	Massen	0,00	3	36	4,57	4,3	0,94	0,63
6	+Y	1. Form	0,00	3	46	5,93	5,49	0,93	0,62
7	-Y	Massen	0,00	17	27	5,36	4,75	0,89	0,59
8	-Y	1. Form	0,00	14	36	6,64	4,34	0,65	0,44
9	+X	Massen	115,95	17	32	4,55	3,86	0,85	0,57
10	+X	Massen	-115,95	13	35	4,34	5,22	1,20	0,80
11	+X	1. Form	115,95	17	34	4,38	4,1	0,94	0,62
12	+X	1. Form	-115,95	2	45	5,35	5,42	1,01	0,68
13	-X	Massen	115,95	6	58	4,79	4,2	0,88	0,58
14	-X	Massen	-115,95	7	34	4,7	4,06	0,86	0,58
15	-X	1. Form	115,95	7	50	4,92	5,98	1,22	0,81
16	-X	1. Form	-115,95	3	50	5,14	5,08	0,99	0,66
17	+Y	Massen	190,81	3	43	4,07	5,14	1,26	0,84
18	+Y	Massen	-190,81	2	38	4,92	4,54	0,92	0,62
19	+Y	1. Form	190,81	2	41	4,92	4,92	1,00	0,67
20	+Y	1. Form	-190,81	3	47	5,54	5,61	1,01	0,68
21	-Y	Massen	190,81	7	45	4,01	5,55	1,38	0,92
22	-Y	Massen	-190,81	2	35	4,4	4,22	0,96	0,64
23	-Y	1. Form	190,81	3	42	4,82	5,06	1,05	0,70
24	-Y	1. Form	-190,81	14	37	5,39	4,46	0,83	0,55

8.5 Zusammenstellung der 3Muri Ergebnisse

In Tabelle 8-4 sind die Wände, die laut Berechnung maßgebend sind, in X- und Y-Richtung sowie die entsprechenden Erfüllungsfaktoren α (dividiert durch 1,5), für die drei betrachteten Gebäudetypen (rechteckig, L-förmig und Eckhaus) zusammengefasst.

Tabelle 8-4: Zusammenstellung der Erfüllungsfaktoren

Beispiel / Grundriss	maßgebende Wand (X)	$\alpha/1.5$ (X)	maßgebende Wand (Y)	$\alpha/1.5$ (Y)
1 - Rechteckig	Wand 8 (Analyse 11)	0,48	Wand 19 (Analyse 17)	0,46
2 - L-förmig	Wand 7 (Analyse 2)	0,43	Wand 3 (Analyse 18)	0,35
3 - Eckhaus	Wand 17 (Analyse 2)	0,39	Wand 14 (Analyse 8)	0,44

Der Faktor 1,5 stellt ein in der Norm festgelegtes Kriterium dar. Dies wird in ÖNORM EN 1998-1, Teil 1, 4.3.3.4.2.3 (1) geregelt: „Die Beziehung zwischen der Gesamterdbebenkraft und der Kontrollverschiebung („Kapazitätskurve“) sollte, für Werte der Kontrollverschiebung zwischen null und 150 % der Zielverschiebung wie in 4.3.3.4.2.6 definiert, durch eine „pushover“-Berechnung ermittelt werden.“

Bei der Pushover-Berechnung wird die Kapazitätskurve bis zum Erreichen der Zielverschiebung ermittelt. Wenn man nur exakt bis zur Zielverschiebung geht, könnte ein Tragwerk rechnerisch als ausreichend erscheinen. Die Norm geht davon aus, dass Erdbebenereignisse nicht exakt einem Bemessungswert folgen, sondern Streuungen auftreten und fordert, dass die Bauwerke auch bei Überschreitung der rechnerischen Zielverschiebung eine verbleibende Tragfähigkeit aufweisen. Ein Bauwerk soll also auch dann noch „kontrolliert versagen“, wenn die Beanspruchung höher ausfällt als die berechnete Zielverschiebung. Damit wird verhindert, dass das Tragwerk spröde und plötzlich versagt.

Der Vergleich verdeutlicht, dass unregelmäßige Grundrisse systematisch zu niedrigeren Erfüllungsfaktoren führen als der regelmäßige rechteckige Baukörper. Die Analysen zeigen sowohl das Nachgeben schubbeanspruchter Trennwände als auch das Abscherversagen von Außenwänden. Verantwortlich sind die schubweichen Decken und die mangelnde Verzahnung der durchlaufenden Wände, wodurch diese wie unabhängige, schwingungsfähige Systeme wirken.

Die Analysen ergeben Erfüllungsfaktoren zwischen 0,35 und 0,48. Damit ist nachgewiesen, dass die untersuchten Gründerzeithäuser unabhängig von ihrer Grundrissform im IST-Zustand die Anforderungen der Schadensfolgeklasse 2 erfüllen, da alle Werte über dem Grenzwert von $\alpha_{\min} = 0,25$, gemäß Tabelle 7-5, liegen. Im Falle einer Aufstockung wäre zusätzlich die Berechnung des SOLL-Zustandes erforderlich, woraus sich α_{SOLL} ergibt. Darüber hinaus müsste eine Personenrisikoanalyse durchgeführt werden, um α_{ERF} zu bestimmen. Der Nachweis gilt dann als erfüllt, wenn $\alpha_{\text{SOLL}} > \alpha_{\text{ERF}}$ ist.

9 Zusammenfassung und Ausblick

In dieser Arbeit wurden die Materialeigenschaften und das Verhalten von Wiener Gründerzeithäusern unter seismischer Belastung untersucht. Ziel war es, Methoden zu entwickeln, mit denen aufwendige *in-situ*-Prüfungen ersetzt werden können.

Im ersten Teil wurden die baulichen Merkmale der Gründerzeithäuser dargestellt. Dazu zählen insbesondere die massiven Mauerwerkswände sowie Deckenkonstruktionen wie Tram-, Dippelbaum- und Platzdecken, die einen entscheidenden Einfluss auf das Tragverhalten und das seismische Verhalten der Gebäude haben. Auf Basis von 2054 Materialuntersuchungen an 206 Wiener Gründerzeithäusern wurde durch die Einbindung von Wiener Geodaten ein Datensatz mit etwa 39.000 Einträgen erstellt und mit modernen Machine-Learning-Algorithmen analysiert und ausgewertet. Dabei wurden maßgebende Einflussgrößen auf die Druckfestigkeit wie Geschossanzahl, Wandlage, Stockwerk und Prüfverfahren in die Analyse einbezogen. Mit verschiedenen Verfahren, darunter Random Forest, k-NN und Neuronale Netze, wurden Modelle erstellt, die die Mauerdruckfestigkeit f_k auch für bislang nicht *in-situ* untersuchte Gebäude zuverlässig vorhersagen können.

Im zweiten Teil wurden die seismischen Eigenschaften der Gründerzeithäuser untersucht. Grundlage dafür waren die Normen ÖNORM EN 1998-1 und ÖNORM B 1998-3 sowie die Pushover-Methode. Für die Analysen wurden ein regelmäßiger und zwei unregelmäßige Grundrisse ausgewählt. Es konnte nachgewiesen werden, dass regelmäßige Grundrisse gegenüber unregelmäßigen Baukörpern ein günstigeres seismisches Tragverhalten aufweisen. In den Analysen zeigte sich überwiegend ein Abscherversagen der Innen- und Außenwände. Die Ergebnisse verdeutlichen, dass datenbasierte Vorhersagen für Mauerwerksfestigkeiten in Verbindung mit nichtlinearen Berechnungen ein realistisches Bild der Tragfähigkeit dieser Gebäude liefern.

Die Ergebnisse dieser Arbeit bilden eine Grundlage, auf der weitere Untersuchungen aufbauen können. Eine Vergrößerung der Datenbasis, insbesondere durch zusätzliche Materialprüfungen, könnte die Robustheit der Vorhersagemodelle verbessern. Viele europäische Städte verfügen über einen vergleichbaren historischen Gebäudebestand, weshalb sich die hier vorgestellte Methodik auch auf andere Standorte wie Prag, Budapest oder Zagreb anwenden lässt. Dies könnte helfen, europaweit eine einheitliche Datenbasis und Vergleichbarkeit in der Beurteilung historischer Mauerwerksbauten zu schaffen.

Insgesamt zeigt die Arbeit, dass die Kombination aus empirischen Messdaten, Machine-Learning-Methoden und nichtlinearen Erdbebenanalysen ein zukunftssträchtiger Ansatz ist, um die Tragfähigkeit und Erdbebensicherheit historischer Bauten realistisch einzuschätzen. Damit wird ein Beitrag geleistet, sowohl den Erhalt der Gründerzeithäuser in Wien zu sichern als auch eine fundierte Grundlage für zukünftige Sanierungs- und Umbauprojekte zu schaffen.

10 Abbildungsverzeichnis

Abb. 1: Grundriss Innere Stadt Wien 1835 [5]	3
Abb. 2: Häufige Grundrissformen: a) Straßentraker; b) Straßentraker mit Seitentrakt; c) und d) Eckhäuser, Ausschnitte aus [7]	4
Abb. 3: Typische Schnitte eines Gründerzeithauses, Ausschnitte aus [7]	5
Abb. 4: Doppel stehender Dachstuhl – „Wiener Dachstuhl“ [8]	6
Abb. 5: Die Wanddicken eines Gründerzeithauses [9]	7
Abb. 6: Typische Gesimsausführungen [10]	7
Abb. 7: Querschnitt einer Dippelbaumdecke [11]	9
Abb. 8: Querschnitt einer einfachen Tramdecke [11]	9
Abb. 9: Querschnitt einer Fehltramdecke [11]	10
Abb. 10: Querschnitt einer Fehltramdecke [11]	10
Abb. 11: Querschnitt einer Platzldecke (links) und Tonnengewölbe (rechts) [11]	11
Abb. 12: a) Streifenfundamente, b) Abgetreppte Fundamente [12]	11
Abb. 13: Pfeilerfundamente [12]	12
Abb. 14: Pfahlroste [12]	12
Abb. 15: Wandverbandmuster [10]	14
Abb. 16: <i>Links</i> : Druckversuch am Ziegel; <i>Rechts</i> : Versagensbild des Ziegels [15]	17
Abb. 17: Aus dem Bestandsmauerwerk entnommene Mörtelstücke [15]	18
Abb. 18: <i>Links</i> : Druckversuch am Mauermörtel mittels Stempelverfahren; <i>Rechts</i> : Versagensbild beim Stempelverfahren [14]	18
Abb. 19: Druckversuch am Mauerwerkspfeiler [13]	19
Abb. 20: Spaltzugprüfung am Bohrkern [13]	21
Abb. 21: <i>Links</i> : Rückprallhammer; <i>Rechts</i> : Schnitt durch den Rückprallhammer nach Schmidt [19]	21
Abb. 22: Schneideform X nach [20]	22
Abb. 23: Eindringverfahren mit dem Prüfhammer Typ L [21]	23
Abb. 24: Schlagbolzen nach der Prüfung [19]	23
Abb. 25: Eindringtiefen nach [20]	23
Abb. 26: Ausschnitte aus der ursprünglichen csv-Datei [1]	28
Abb. 27: Beispiel eines Orange-Workflows [25]	31
Abb. 28: Räumliche Lage der Gebäude in Abhängigkeit von den Bauperioden (Ausschnitt aus Orange Data Mining)	35
Abb. 29: Räumliche Lage der Gebäude in Abhängigkeit von den Bautypen (Ausschnitt aus Orange Data Mining)	36
Abb. 30: K-means: Fünf Cluster der Mauerwerksfestigkeit der 2054 Prüfstellen [21]	38
Abb. 31: t-SNE: Wandlage [21]	39
Abb. 32: t-SNE: <i>Links</i> : Bezirke; <i>Rechts</i> : Geschossanzahl [21]	40
Abb. 33: t-SNE: Bautyp [21]	40
Abb. 34: Aufbau eines künstlichen Neurons nachgezeichnet gemäß [33]	48
Abb. 35: Manhattan-Distanz zwischen x_i und x_j [34]	49
Abb. 36: Euklidische Distanz zwischen x_i und x_j [34]	50
Abb. 37: kNN – <i>links</i> : Ausgangssituation; <i>rechts</i> : Abstandsberechnung [34]	50
Abb. 38: SVM - Beispiel zweier korrekt getrennter Klassen [28]	51
Abb. 39: Workflow der Prozesse in Orange	54
Abb. 40: Ziegeldruckfestigkeiten F_b [N/mm ²] aus den Messdaten	55
Abb. 41: Vorhersageergebnisse der Ziegeldruckfestigkeiten f_k [N/mm ²]: a) RF, b) NN, c) kNN und d) Stack von RF, NN, kNN und SVM.	56
Abb. 42: Mörteldruckfestigkeiten f_m [N/mm ²] aus den Messdaten	58

Abb. 43: Vorhersageergebnisse der Mörteldruckfestigkeiten f_m [N/mm ²]: a) RF, b) NN, c) kNN und d) Stack von RF, NN, kNN und SVM.....	59
Abb. 44: Mauerwerksfestigkeiten f_k [N/mm ²] errechnet aus den Messdaten	60
Abb. 45: Vorhersageergebnisse der Mauerwerksfestigkeit f_k [N/mm ²]: a) RF, b) NN, c) kNN und d) Stack von RF, NN, kNN und SVM.....	61
Abb. 46: Phasen der Erdbebeneinwirkung auf Einwirkort [37]	62
Abb. 47: Instrumentell aufgezeichnete Erdbeben in Österreich seit 2000 [38]	63
Abb. 48: Erdbebenzonen in Österreich [40].....	64
Abb. 49: <i>links</i> : Fugenversagen entlang einer Lagerfuge; <i>rechts</i> : Fugenversagen treppenförmig [37]	68
Abb. 50: <i>links</i> : Steinversagen; <i>rechts</i> : Zyklische Belastung [37]	68
Abb. 51: <i>links</i> : Druckversagen; <i>rechts</i> : Zugversagen [37].....	69
Abb. 52: <i>links</i> : Biegeversagen - Pfeiler, Schubversagen - Stürze; <i>rechts</i> : Schubversagen - Pfeiler [48].....	69
Abb. 53: Typische Versagensbilder aus der Ebene visualisiert nach [48]	70
Abb. 54: Performance-Point nach Kapazitätsspektrum-Methode [37]	71
Abb. 55: Performance-Point nach Kapazitätsspektrum-Methode [41].....	72
Abb. 56: Performance-Point nach N2-Methode [37]	72
Abb. 57: Seismische Eingangsdaten (Ausschnitt aus 3Muri)	74
Abb. 58: Grundriss – Erdgeschoss (Ausschnitt aus 3Muri)	76
Abb. 59: Wahl des Kontrollpunktes (Ausschnitt aus 3Muri).....	76
Abb. 60: X – Richtung: Maßgebendes Versagen - Analyse 11 (Ausschnitt aus 3Muri)	77
Abb. 61: Wand 8 – Versagensbild 3D Darstellung (Ausschnitt aus 3Muri).....	77
Abb. 62: Y – Richtung: Maßgebendes Versagen - Analyse 17 (Ausschnitt aus 3Muri)	78
Abb. 63: Wand 19 – Versagensbild 3D Darstellung (Ausschnitt aus 3Muri).....	78
Abb. 64: Grundriss – Regelgeschoss (Ausschnitt aus 3Muri)	81
Abb. 65: Wahl des Kontrollpunktes (Ausschnitt aus 3Muri).....	81
Abb. 66: X – Richtung: Maßgebendes Versagen - Analyse 2 (Ausschnitt aus 3Muri)	82
Abb. 67: Wand 7 – Versagensbild 3D Darstellung (Ausschnitt aus 3Muri).....	82
Abb. 68: Y – Richtung: Maßgebendes Versagen - Analyse 18 (Ausschnitt aus 3Muri)	83
Abb. 69: Wand 3 – Versagensbild 3D Darstellung (Ausschnitt aus 3Muri).....	83
Abb. 70: Grundriss – Regelgeschoss (Ausschnitt aus 3Muri)	85
Abb. 71: Wahl des Kontrollpunktes (Ausschnitt aus 3Muri).....	86
Abb. 72: X – Richtung: Maßgebendes Versagen - Analyse 2 (Ausschnitt aus 3Muri)	86
Abb. 73: Wand 17 – Versagensbild 3D Darstellung (Ausschnitt aus 3Muri).....	87
Abb. 74: Y – Richtung: Maßgebendes Versagen - Analyse 8 (Ausschnitt aus 3Muri)	87
Abb. 75: Wand 14 – Versagensbild 3D Darstellung (Ausschnitt aus 3Muri).....	88

11 Tabellenverzeichnis

Tabelle 3-1: Ziegelformate in Berlin und Wien [8]	13
Tabelle 3-2: Ziegelfestigkeiten aus der Gründerzeit [8]	14
Tabelle 4-1: Ausschnitt aus der Excel-Datei für Bautyp.....	29
Tabelle 4-2: Ausschnitt aus der Excel-Datei für Bauperiode.....	29
Tabelle 5-1: Normierte Ziegeldruckfestigkeiten und Standardabweichungen nach Geschoss [21]	41
Tabelle 5-2: Normierte Ziegeldruckfestigkeiten und Standardabweichungen nach Wand [21]	43
Tabelle 5-3: Mörtelfestigkeiten und Standardabweichungen nach Geschoss [21]	44
Tabelle 5-4: Mörtelfestigkeiten und Standardabweichungen nach Wand [21].....	46
Tabelle 6-1: Bewertung der Vorhersagemodelle für Ziegeldruckfestigkeiten mittels Fehlermaßen	57
Tabelle 6-2: Bewertung der Vorhersagemodelle für Mörteldruckfestigkeiten mittels Fehlermaßen	59
Tabelle 7-1: Baugrundklassen [41]	64
Tabelle 7-2: Bedeutungskategorien [41]	65
Tabelle 7-3: Zuordnung der Bedeutungskategorien an den Schadensfolgeklassen [42].....	65
Tabelle 7-4: Erforderliche Kenntnisstände infolge Schadensfolgeklasse [42]	65
Tabelle 7-5: Mindest-Erdbebenerfüllungsfaktoren [51].....	73
Tabelle 7-6: Zusammenhang zwischen dem Erdbebenerfüllungsfaktor α und der Versagenswahrscheinlichkeit [51]	73
Tabelle 8-1: Beispiel 1 - IST – Zustand. Tragende Wände - Richtung X/Y - Erfüllungsfaktor	79
Tabelle 8-2: Beispiel 2 - IST – Zustand. Tragende Wände - Richtung X/Y - Erfüllungsfaktor	84
Tabelle 8-3: Beispiel 3 - IST – Zustand. Tragende Wände - Richtung X/Y - Erfüllungsfaktor	89
Tabelle 8-4: Zusammenstellung der Erfüllungsfaktoren.....	90

12 Formelverzeichnis

Formel 1: Grunddruckfestigkeit [16]	17
Formel 2: Äquivalente Druckfestigkeit [16]	17
Formel 3: Normierte Druckfestigkeit [16]	17
Formel 4: Differenz der Eindringtiefen [20]	24
Formel 5: Arithmetische Mittelwert [19]	24
Formel 6: Mörtelfestigkeit nach dem Eindringverfahren [19]	24
Formel 7: Mörtelfestigkeit gemäß ÖNORM EN 1996-1-1 [19]	24
Formel 8: Zusammenhang zwischen $f_{m, Ein}$ und f_m [19]	24
Formel 9: Mittelwert der Mörtelfestigkeit [19]	24
Formel 10: Char. Mauerwerksdruckfestigkeit gem. ÖNORM B 1996-1-1 [22]	25
Formel 11: Char. Schubfestigkeit des Mauerwerks gem. ÖNORM B 1996-1-1 [22]	25
Formel 12: Manhattan-Distanz [34]	49
Formel 13: Manhattan-Distanz für $p=1$ [34]	49
Formel 14: Euklidische Distanz [34]	50
Formel 15: SVM Trainingsdatensatz [28]	51
Formel 16: SVM Entscheidungsfunktion [28]	51
Formel 17: Abstand eines Punktes zur Hyperbene [28]	51
Formel 18: Abstand zwischen Trennebenen [28]	51
Formel 19: Mean Squared Error [28]	52
Formel 20: Root Mean Squared Error [28]	52
Formel 21: Mean Absolute Error [28]	53
Formel 22: Coefficient of Determination [35]	53
Formel 23: Residual Sum of Squares [35]	53
Formel 24: Total Sum of Squares [35]	53
Formel 25: Erdbebenerfüllungsfaktor gemäß ÖNORM B 1998-3 [51]	73

13 Diagrammverzeichnis

Diagramm 3-1: Last-Stauchungslinie - Druckversuch am Mauerwerkspfeiler [13].....	20
Diagramm 5-1: Anteile der Gebäude in Abhängigkeit von den Bauperioden [21].....	35
Diagramm 5-2: Anteile der Gebäude in Abhängigkeit von den Bautypen [21].....	36
Diagramm 5-3: Lage und Anzahl der 2054 Prüfstellen (Orange Data Mining).....	37
Diagramm 5-4: Ziegeldruckfestigkeiten nach Geschoss (Ausschnitt aus Orange).....	41
Diagramm 5-5: Verteilung der Steindruckfestigkeit nach Anzahl der Geschosse [21]	42
Diagramm 5-6: Ziegeldruckfestigkeiten nach Wand [21].....	43
Diagramm 5-7: Mörtelfestigkeiten nach Geschoss (Orange).....	44
Diagramm 5-8: Verteilung der Steindruckfestigkeit nach Anzahl der Geschosse [21]	45
Diagramm 5-9: Mörtelfestigkeiten nach Wand [21]	46

14 Literaturverzeichnis

- [1] Magistrat Wien - Magistratsabteilung 19, Gebäudeinformation Standorte Wien, [Online]. Available: <https://www.data.gv.at/katalog/datasets/7a8aae59-71a4-4500-b38b-bdf15c7f627f>. [Zugriff am 17 August 2021].
- [2] C. Abrihan, Wien - dekorative Fassadenelemente in der Gründerzeit zwischen 1840 und 1918, Wien: Stadtentwicklung Wien, Magistratsabteilung 18 - Stadtentwicklung und Stadtplanung, Redaktion: B. Nevzal, 2013.
- [3] A. Psenner, Das Wiener Gründerzeit - Parterre - eine analytische Bestandsaufnahme, TU Wien, 2012.
- [4] M. Petrovic und N. Dieter, Der Wiener Gürtel. Wiederentdeckung einer lebendigen Prachtstraße, Wien: Brandstätter, 1998.
- [5] S. W. Geschichtewiki. [Online]. Available: https://www.geschichtewiki.wien.gv.at/Datei:HMW_105971_00002-Vasquez.jpg. [Zugriff am 02.06.2025].
- [6] A. Lindner, Gründerzeitliche Bausubstanz - Eine Quantitative Analyse von Schadenshäufigkeiten und Sanierungskosten, Graz: TU Graz, 2017.
- [7] *Planunterlagen für die Berechnungsbeispiele bereitgestellt von Herrn Dr. techn. Dipl.-Ing. B. Rusnov*, Wien, 2025.
- [8] A. Kolbitsch, Altbaukonstruktionen - Charakteristika, Rechenwerte, Sanierungsansätze, Wien: Springer - Verlag Wien New York, 1989.
- [9] A. Kolbitsch, Erhaltung und Erneuerung von Hochbauten, Wien: TU Wien, 2019/20.
- [10] R. Ahnert und K. H. Krause, Typische Baukonstruktionen von 1860 bis 1960 zur Beurteilung der vorhandenen Bausubstanz - Band 1: Gründungen, Abdichtungen, Tragende massive Wände, Gesimse, Hausschornsteine, Tragende Wände aus Holz, Alte Maßeinheiten, Berlin: Beuth, 2009.
- [11] A. Pech, A. Kolbitsch und F. Zach, Decken, Basel: Birkhäuser Verlag GmbH, 2021.
- [12] W. Kirchmayer, A. Kolbitsch und R. Popp, Dachgeschoßausbau in Wien: Handbuch (2. Aufl.), Wien: Verlag Österreich, 2016.
- [13] K. Deix und S. Korjenic, Bestimmung der Tragfähigkeit von altem Ziegelmauerwerk und Untersuchung von neuen Injektionsmaterialien gegen aufsteigende Feuchtigkeit, Wien: Österreichische Ingenieur- und Architekten-Zeitschrift 157 Jg. Heft 7-12/2012., 2012.
- [14] K. Deix, Der Mörtel macht's, Stempeldruckmethode, Festigkeitsuntersuchung von altem Ziegelmauerwerk Bautenschutz + Bausanierung, Heft 6/2008., Köln: Verlagsgesellschaft Rudolf Müller GmbH & Co. KG, 2008.
- [15] S. Wallner, Diplomarbeit - Untersuchung von Prüfverfahren für die Bestimmung der Mauermörtelfestigkeit bei bestehendem Ziegelmauerwerk, TU Wien, 2017.
- [16] ÖNORM EN 772-1: (Österreichische Norm) Prüfverfahren für Mauersteine - Teil 1: Bestimmung der Druckfestigkeit, Austrian Standards Institute, Ausgabe 2015-12-15.
- [17] ÖNORM EN 998-2: (Österreichische Norm) Festlegungen für Mörtel im Mauerwerksbau - Teil 2: Mauermörtel, Austrian Standards Institute, Ausgabe 2017-01-15.
- [18] Merkblatt, MA 37.allg. 12192/2008, Magistrat der Stadt Wien, Magistratsabteilung 37, Baupolizei – Gruppe S, 31.3.2008.

- [19] S. Korjenic und K. Deix, *Bestimmung der Marteldruckfestigkeit im Bestand mittels Eindringverfahren..*
- [20] A. Pauser, *Forschungsvorhaben H34/93, Empfehlungen zur Anwendung des Eindringverfahrens in der Praxis – TU Wien Institut für Hochbau und Industriebau..*
- [21] K. Deix, B. Rusnov, E. Dzudzevic und C. Huber, „Analyse von Mauerwerksuntersuchungen von Gründerzeithäusern in Wien,“, *Bautechnik 100, Heft 10*, pp. 625-636, 2023.
- [22] *ÖNORM B 1996-1-1: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten - Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk*, Austrian Standards Institute , Ausgabe 2016-07-01.
- [23] J. Demsar und B. Zupan, „Data Mining Fruitful and Fun - A Historical Perspective,“, *Informatica 37*, pp. 55-60, 15 November 2012.
- [24] J. Demsar und B. Zupan, *Introduction to Data Mining*, University of Ljubljana, 2018.
- [25] J. Demsar, T. Curk, A. Erjavec, C. Gorup, T. Hocevar, M. Milutinovic, M. Mozina, M. Polajnar, M. Toplak, A. Staric und B. Zupan, „Orange: Data Mining Toolbox in Python,“, University of Ljubljana, 2013. [Online]. Available: <https://orangedatamining.com>.
- [26] F. J. Blanco-Silva, *Learning ScyPy for Numerical and Scientific Computing*, Birmingham: Packt Publishing Ltd., 2013.
- [27] Dealware: Python Software Foundation, *Scientific Python*, <https://scipy.org>, 2021.
- [28] C. Sammut und I. G. Webb, *Encyclopedia of Machine*, Springer, 2011.
- [29] D. MacKay, „An Example Inference Task: Clustering in: MacKay, D. [ed.] Information Theory, Inference and Learning [ed.] Algorithms,“, *Cambridge University Press*, pp. 284-262, 2003.
- [30] L. Van der Maaten und G. Hinton, „Visualizing data using t-SNE,“, *Journal of Machine Learning Research 9*, pp. 2579-2605, 2008.
- [31] P. Kaufman und P. J. Rousseeuw, *Finding Groups in Data: An Introduction to Cluster Analysis*, Brussels: John Wiley & Sons, 1990.
- [32] L. Breiman, „Random Forests,“, *Machine Learning 45(1)*, pp. 5-32, 2001.
- [33] C. C. Aggarwal, *Neural Networks and Deep Learning*, New York: Springer, 2018.
- [34] S. Selle, *Data Science Training - Supervised Learning*, Berlin, Heidelberg: Springer-Vieweg, 2024.
- [35] J. Suzuki, *Statistical Learning with Math und Python*, Singapore: Springer, 2021.
- [36] C. Hammerl und W. Lenhardt, *Erdbeben in Österreich*, Graz: Leykam, 1997.
- [37] K. Meskouris, K. G. Hinzen, C. Butenweg und M. Mistler, *Bauwerke und Erdbeben*., Wiesbaden: Vierweg+Teubner, 2011.
- [38] M. T. Apoloner, „GeoSphere Austria,“, Österreichischer Erdbebendienst - GeoSphere Austria, A-1190 Wien, [Online]. Available: <https://www.geosphere.at/de/themen/katastrophenschutz/erdbeben>. [Zugriff am 20 06 2025].
- [39] „Geosphere Austria,“, Österreichischer Erdbebendienst - Geosphere Austria, A-1190 Wien, 02 06 2025. [Online]. Available: <https://www.geosphere.at/de/aktuelles/news/erdbeben-im-mai-2025>. [Zugriff am 20 06 2025].

- [40] *ÖNORM B 1998-1-1: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten*, Austrian Standards Institute, Ausgabe 2017-07-01.
- [41] Magistrat Wien - Magistratsabteilung 37, „Erdbebenkategorisierung von Aufzügen - Anwendung der ÖNORM EN 81-77 in Wien“, Baupolizei, Wien, 2017.
- [42] *ÖNORM EN 1998-1: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten*, Austrian Standards Institute, Ausgabe 2013-06-15.
- [43] *ÖNORM B 4008-1: Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Tragwerke - Teil 1: Hochbau*, Austrian Standards Institute, Ausgabe 2018-10-15.
- [44] *ÖNORM EN 1998-3: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben -Teil 3: Beurteilung und Ertüchtigung von Gebäuden*, Austrian Standards Institute, Ausgabe 2013-10-01.
- [45] W. A. Lenhardt, „OGE – Österreichische Gesellschaft für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik“, [Online]. Available: <http://www.oge.or.at/files/erdbebennorm.html>. [Zugriff am 20 06 2025].
- [46] „Austrian Standards International“, [Online]. Available: <https://www.austrian-standards.at/de>. [Zugriff am 21 06 2025].
- [47] A. K. Chopra, *Dynamics of structures: Theory and applications to earthquake engineering*, Harlow : Pearson Education Limited, 2019.
- [48] G. Achs, *Erdbebengefährdung von Gründerzeithäusern*, Wien: Dissertation TU Wien, 2011.
- [49] G. Beolchini, G. Cifani, G. Girotti Pucci, V. Petrini und e. al., *Repertorio dei meccanismi di danno, delle tecniche di intervento e dei relativi costi negli edifici in muratura*, Osimo: Tipografia Grafiche Scarponi s.r.l., 2007.
- [50] S. Arslantürkoglu, „Aus-der-Ebene-Verhalten von Mauerwerkswänden“, LEO Consulting, Zürich, 2024.
- [51] K. A., *Seismische Betrachtung von zentrischen und exzentrischen Massenverteilungen im Industrieanlagenbau*, Diplomarbeit, TU Wien, 2018.
- [52] *ÖNORM B 1998-3 – Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 3: Beurteilung und Ertüchtigung von Gebäuden - Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1998-3 und nationale Erläuterungen*, Austrian Standards Institute, Ausgabe 2018-10-15.
- [53] *ÖNORM B 1990-1: Grundlagen der Tragwerksplanung - Teil 1: Hochbau - Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1990 und nationale Ergänzungen*, Austrian Standards Institute, Ausgabe 2013-01-01.