

Doctoral Thesis

Evaluation of the load-bearing capacity of masonry made of concrete hollow blocks with brick aggregate from the post-war period (1945-1965) in Vienna

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

Dissertation

Evaluierung der Tragfähigkeit von Mauerwerk aus Ziegelsplittbeton-Hohlblocksteinen der Nachkriegszeit (1945–1965) in Wien

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

Dipl.-Ing. Verena Sophia Hammerschmidt, BSc.
Matrikelnummer 1209034

- Gutachter: Univ.Prof.i.R. Dipl.-Ing. Dr.techn. Andreas Kolbitsch
Institut für Hoch- und Industriebau
Technische Universität Wien
Karlsplatz 13/E210-02, 1040 Wien, Österreich
- Gutachter: Ao.Univ.Prof. Mag.rer.nat. Dr. Andreas Rohatsch
Institut für Geotechnik
Technische Universität Wien
Karlsplatz 13/E220-01, 1040 Wien, Österreich
- Gutachter: Prof. Eng. PhD Mauro Sassu
Department of Civil, Environmental and Architecture Engineering
University of Cagliari
Via Marengo 2, 09123 C

Wien, März 2023

Kurzfassung

Viele europäische Städte, darunter auch Wien, verzeichnen ein Bevölkerungswachstum. Aufgrund des begrenzten Platzangebots im innerstädtischen Bereich sind Aufstockungen oder Dachbodenausbauten eine geeignete Methode, um mehr Wohnraum zu schaffen. Die kommunalen Wohnbauten der Nachkriegszeit bieten aufgrund ihrer einheitlichen Typologie sowie der aufgelockerten Bauweise ein großes Ausbaupotenzial. Die baulichen Veränderungen erfordern den Nachweis der Tragfähigkeit der bestehenden Baukonstruktion. In der Zeit nach dem Zweiten Weltkrieg wurden vor allem im kommunalen Wohnbau Hohlblocksteine aus Ziegelsplittbeton (sogenannte Vibrosteine) als tragendes Mauerwerk eingesetzt. Für die Bewertung des Bestandsmauerwerks werden üblicherweise zerstörungsfreie und zerstörungsarme Prüfmethode eingesetzt. Aufgrund der Hohlkammern der Vibrosteine können die genannten herkömmlichen In-situ-Untersuchungen nur bedingt zur Festigkeitsbestimmung herangezogen werden, weshalb die Kenntnis der charakteristischen Materialeigenschaften durch detaillierte Untersuchungen von zentraler Bedeutung ist.

Die vorliegende Arbeit befasst sich eingangs mit der historischen Entwicklung, der Einsatzweise und der Herstellung von Hohlblocksteinen aus Ziegelsplittbeton sowie der Bauweise und Typologie von kommunalen Wohnbauten im Zeitraum von 1945 bis 1965 in Wien. Zusätzlich wurde deren Ausbaupotenzial aufgezeigt, um die Notwendigkeit von experimentellen Materialuntersuchungen der spezifischen Baumaterialien zu verdeutlichen. Die experimentellen Materialuntersuchungen wurden an Vibrosteinen, die einem Bestandsbauwerk entstammen, durchgeführt. Im Speziellen wurden die Festigkeits- und Verformungseigenschaften an Mauerwerk und Mauerstein sowie an kleinen, aus dem Vibrostein herausgeschnittenen Probekörpern bestimmt. Der Fokus der Materialprüfungen lag dabei auf der Bestimmung jener Kennwerte, die für den Nachweis der vertikalen Lastabtragung notwendig sind. Zusätzlich wurde durch die Evaluierung der veränderten Festigkeitseigenschaften auf die grundsätzliche Eignung von unterschiedlichen Verfestigungsmitteln an Mauerstein und Kleinprüfkörpern verwiesen. Die experimentelle Prüfung der Druckfestigkeit wurde mittels diskreter Modellierungsstrategien an Kleinprüfkörpern und Vibrostein numerisch nachgebildet und verglichen. Dabei konnten die experimentell ermittelten Festigkeits- und Verformungseigenschaften der Kleinprüfkörper als Eingangsparameter für ein numerisches Modell des Vibrosteins verwendet werden, um die Druckfestigkeit des gesamten Vibrosteins zu bestimmen. Zudem wurden die unterschiedlichen Modellierungsstrategien zur Abbildung des Vibromauerwerks diskutiert und vorgestellt.

Zum einen wurden durch die umfassenden Untersuchungen die charakteristischen Materialeigenschaften des Ziegelsplittbetons, der Vibrosteine und des Vibromauerwerks ermittelt. Zum anderen sollten die numerischen Simulationen die Verwendung von ergänzenden, zerstörungsarmen In-situ-Prüfverfahren ermöglichen. Die durchgeführten experimentellen und numerischen Materialuntersuchungen liefern die Grundlage für weitere Untersuchungen und zukünftige Tragfähigkeitsbewertungen von Vibromauerwerk der Wohngebäude aus der Nachkriegszeit.

Abstract

Many European cities, including Vienna, are experiencing population growth. Due to the limited space available in inner-city areas, extensions or attic conversions are a suitable method for creating more living space. The municipal residential buildings of the post-war period offer great potential for expansion due to their uniform typology as well as the scattered construction method. Structural changes require proof of the load-bearing capacity of the existing construction. In the period after the Second World War, hollow blocks made of brick aggregate concrete (so-called “Vibrosteine”) were used as load-bearing masonry, especially in municipal housing. For the evaluation of the existing masonry, non-destructive or minor-destructive testing methods are usually used. Due to the hollow chambers of the “Vibrostein”, the mentioned conventional in-situ tests can only be used to a limited extent, which is why the knowledge of the characteristic material properties through detailed tests is essential.

The dissertation starts by discussing the historical development, the application and the production of hollow blocks made of brick aggregate concrete as well as the construction method and typology of municipal residential buildings in Vienna in the period from 1945 to 1965. In addition, their potential for extension is shown in order to illustrate the necessity of experimental material investigations of the specific building materials. The experimental material tests were carried out using “Vibrosteine” from an existing building. In particular, the strength and deformation properties were determined on masonry and masonry unit as well as on small test specimens cut out of the masonry unit. The focus of the material tests was to determine those characteristic parameters that are necessary for the verification of the vertical load bearing. Additionally, the fundamental suitability of different strengthening materials on masonry units and small test specimens was indicated by the evaluation of the changed strength parameters. The experimental testing of the compressive strength was numerically simulated and compared using discrete modeling strategies on small test specimens and “Vibrosteine”. The experimentally determined strength and deformation properties of the small test specimens were used as input parameters for a numerical model of the masonry unit in order to determine the compressive strength of the entire “Vibrostein”. In addition, the different modeling strategies to simulate the vibro-masonry were discussed and presented.

On the one hand, the comprehensive investigations were used to determine the characteristic material properties of the brick aggregate concrete, the “Vibrostein” and the “Vibromasonry”. On the other hand, the numerical simulations should enable the use of complementary, low-destructive in-situ testing methods. The performed experimental and numerical material investigations provide the basis for further investigations and future load-bearing capacity evaluations of “Vibromasonry” of the post-war residential buildings.

Inhaltsverzeichnis

| | | |
|----------|---|-----------|
| 1 | Einleitung | 1 |
| 1.1 | Problemstellung und Motivation | 1 |
| 1.2 | Ziel der Arbeit | 3 |
| 1.3 | Methodik | 4 |
| 2 | Der kommunale Wohnbau in Wien..... | 8 |
| 2.1 | Historische Entwicklung | 8 |
| 2.1.1 | Entwicklung vor 1945 | 8 |
| 2.1.2 | Entwicklung nach 1945..... | 10 |
| 2.1.3 | Entwicklung nach 1965..... | 14 |
| 2.2 | Kommunale Wohnbauten der Nachkriegszeit | 15 |
| 2.2.1 | Architektur und Typologie..... | 17 |
| 2.2.2 | Beispiele kommunaler Wohnbauten der Nachkriegszeit..... | 20 |
| 2.2.3 | Potenzial der Wohnraumschaffung durch den Ausbau von Bestandsgebäuden..... | 26 |
| 3 | Mauerwerk der Nachkriegsbauten | 30 |
| 3.1 | Herstellung von Ziegelsplitt, Ziegelsplittbeton und Vibrosteinen..... | 30 |
| 3.1.1 | Aufbereitung des Schuttes zu Ziegelsplitt..... | 30 |
| 3.1.2 | Herstellung und Eigenschaften des Ziegelsplittbetons | 33 |
| 3.1.3 | Herstellung von Vibrosteinen in Wien | 35 |
| 3.2 | Hohlblocksteine aus Ziegelsplittbeton | 36 |
| 3.2.1 | Ausführungsarten von Hohlblocksteinen aus Ziegelsplittbeton | 37 |
| 3.2.2 | Zulassungen der Vibrosteine | 41 |
| 3.2.3 | Arten von Mauerwerk und Mauersteinen in der Nachkriegszeit | 44 |
| 3.2.4 | Schüttbetonwände | 45 |
| 3.2.5 | Montagebauweise..... | 46 |
| 3.2.6 | Vollziegelmauerwerk..... | 46 |
| 3.2.7 | Hohlblockmauerwerk | 47 |
| 3.3 | Exemplarische Abschätzung der jeweiligen Menge an verwendeten Wandbaustoffen | 49 |
| 4 | Materialverhalten und Eigenschaften von Mauerwerk, Mauerstein und Mauermörtel..... | 53 |
| 4.1 | Mauerstein | 53 |
| 4.1.1 | Ausgangsmaterial Ziegelsplittbeton..... | 53 |
| 4.1.2 | Klassifizierung von Mauersteinen | 59 |
| 4.1.3 | Eigenschaften von Mauersteinen..... | 60 |
| 4.1.4 | Materialverhalten unter einaxialer Druckbeanspruchung..... | 61 |
| 4.1.5 | Materialverhalten unter einaxialer Zugbeanspruchung | 63 |

| | | |
|----------|--|------------|
| 4.2 | Mauermörtel | 64 |
| 4.2.1 | Klassifizierung und Eigenschaften von Mauermörtel..... | 64 |
| 4.2.2 | Verhalten unter uniaxialer Druckbeanspruchung..... | 65 |
| 4.3 | Mauerwerk..... | 68 |
| 4.3.1 | Klassifizierung von Mauerwerk | 68 |
| 4.3.2 | Materialverhalten unter einaxialer Druckbeanspruchung..... | 68 |
| 4.3.3 | Einflussgrößen auf das Tragverhalten von Mauerwerk | 70 |
| 5 | Experimentelle Materialuntersuchungen..... | 71 |
| 5.1 | Eigenschaften der Vibrosteine | 72 |
| 5.1.1 | Zustand der Vibrosteine | 72 |
| 5.1.2 | Abmessungen | 74 |
| 5.1.3 | Brutto- und Nettorohdichte | 75 |
| 5.1.4 | Gefügebeschreibung | 76 |
| 5.2 | Kleinprüfkörper der Vibrosteine | 79 |
| 5.2.1 | Wasseraufnahme- und Austrocknungsverhalten..... | 79 |
| 5.2.2 | Druckfestigkeit und Elastizitätsmodul..... | 81 |
| 5.2.3 | Biegezugfestigkeit | 84 |
| 5.2.4 | Verfestigung | 86 |
| 5.3 | Vibrosteine | 90 |
| 5.3.1 | Druckfestigkeit | 90 |
| 5.3.2 | Biegezugfestigkeit | 92 |
| 5.3.3 | Verfestigung | 94 |
| 5.4 | Mauerwerk aus Vibrosteinen..... | 95 |
| 5.4.1 | Verwendeter Mörtel | 95 |
| 5.4.2 | Druckfestigkeit der RILEM-Pfeiler | 97 |
| 5.4.3 | Haftscherfestigkeit | 104 |
| 5.5 | Bestimmung der Bemessungswerte..... | 106 |
| 6 | Numerische Materialuntersuchungen..... | 108 |
| 6.1 | Ziel der numerischen Berechnungen und Vorgehensweise..... | 108 |
| 6.2 | Grundlagen zur numerischen Modellierung von Mauerwerk..... | 109 |
| 6.2.1 | Modellierungsstrategien | 109 |
| 6.2.2 | Materialmodell für Beton..... | 111 |
| 6.2.3 | Materialmodell für die homogenisierte Abbildung von Mauerwerk..... | 119 |
| 6.3 | Simulation der Druckversuche der Kleinprüfkörper | 122 |
| 6.4 | Simulation der Druckversuche der Vibrosteine | 125 |
| 6.5 | Modellierungsstrategien von Vibromauerwerk..... | 132 |
| 6.5.1 | Mikromodell | 133 |
| 6.5.2 | Makromodell | 139 |

| | | |
|-----------|--|------------|
| 7 | Bestandsbeurteilung von Mauerwerk aus Ziegelsplittbeton-Hohlblocksteinen..... | 143 |
| 7.1 | Beurteilung der Tragfähigkeit von Bestandsgebäuden nach der ÖNORM B 4008-1:2018 . | 143 |
| 7.1.1 | Schadensfolgeklasse und Kenntnisstand..... | 144 |
| 7.1.2 | Rechnerischer Nachweis der Tragfähigkeit von Bestandsbauwerken | 145 |
| 7.2 | Befundung von Mauerwerk | 145 |
| 7.2.1 | Befundung von Mauerwerk nach der ÖNORM B 4008-1:2018..... | 145 |
| 7.2.2 | Befundung von Vibromauerwerk..... | 146 |
| 7.3 | Bestimmung der Druckfestigkeit von Vibromauerwerk..... | 149 |
| 7.3.1 | Bestimmung der Druckfestigkeit anhand der Festigkeiten der Einzelkomponenten . | 149 |
| 7.3.2 | Bestimmung der Druckfestigkeit anhand der Pfeilerprüfungen | 150 |
| 7.3.3 | Vergleich der Berechnungs- und Prüfergebnisse der Mauerwerksfestigkeit | 151 |
| 7.3.4 | Vergleich mit den vorhandenen Zulassungen der Nachkriegszeit | 152 |
| 7.4 | Empfehlungen für die Bestandsbeurteilung von Vibromauerwerk | 153 |
| 8 | Schlussfolgerung und Ausblick..... | 157 |
| 9 | Literaturverzeichnis | 162 |
| 10 | Abbildungsverzeichnis | 173 |

1 Einleitung

1.1 Problemstellung und Motivation

Während des Zweiten Weltkriegs wurden in weiten Teilen Europas zahlreiche Infrastrukturbauten und Gebäude zerstört. Neben der Hungersnot war der Wohnungsmangel eines der zentralen Probleme in der Nachkriegszeit. In Wien lagerten enorme Schuttmengen, die entweder abtransportiert oder wiederverwendet werden mussten. Aufgrund der geringen Transportkapazitäten sowie des Bau- und Rohstoffmangels wurde eine hohe Wiederverwertungsrate angestrebt. Große Teile des Schuttes bestanden dabei aus Vollziegeln der zerstörten Gründerzeitbauten. Zur Aufbereitung wurde der Ziegelschutt in Brechern zerkleinert und unter anderem für die Herstellung von Ziegelsplittbeton eingesetzt. Der Ziegelsplittbeton wurde häufig als Schüttnbeton zur Wandherstellung oder zur Produktion von Hohlblocksteinen (Vibrosteinen) eingesetzt. Neben diesen Baumaterialien wurde in der Nachkriegszeit eine Vielzahl weiterer ressourcensparender Baustoffe und Bausysteme entwickelt.

Die kommunalen Wohnbauten haben nun ein Alter erreicht, in dem häufig Sanierungs- und Instandsetzungsarbeiten notwendig sind. Zusätzlich werden thermisch-energetische Sanierungen angestrebt, um den Energieverbrauch zu senken. Aufgrund des Bevölkerungswachstums in Wien und des beschränkten innerstädtischen Platzangebots, wird häufig eine Nachverdichtung in Form von Dachgeschossausbauten oder Aufstockungen angestrebt. Werden die Sanierungen mit einem Ausbau des Bestandsbauwerks kombiniert, kann zusätzlicher Wohnraum geschaffen und eine wirtschaftlichere Lösung im Vergleich zu den Einzelmaßnahmen erzielt werden.

Bisher konzentrierte sich der Dachgeschossausbau in Wien vor allem auf Gründerzeitgebäude aus der Zeit der österreichisch-ungarischen Monarchie (1840–1918), da diese einen Großteil der innerstädtischen Bebauung ausmachen. Die kommunalen Wohnbauten der Nachkriegszeit weisen aufgrund ihrer einheitlichen Typologie und der lockeren Bebauung mit viel Grünflächen ein großes Potenzial für eine zusätzliche Wohnraumschaffung durch Aufstockungen oder Dachgeschossausbauten auf. Aufgrund der damit verbundenen strukturellen Änderung des Bauwerks bzw. der zusätzlichen Lastaufbringung muss die Tragfähigkeit des Bestandsbauwerks nachgewiesen werden. Bisher wurden erst wenige kommunale Nachkriegsbauten ausgebaut, weshalb vergleichsweise sehr wenig Erfahrungswerte bezüglich der vorhandenen Bausubstanz vorliegen.

Zusätzlich stellt die Bestandsbeurteilung der Nachkriegsbauten eine große Herausforderung dar, da unterschiedliche Baustoffe und Bausysteme zum Einsatz kamen. Im Gegensatz dazu, wurden für Wohnbauten in der Gründerzeit großteils einheitliche Baumaterialien (massives Mauerwerk aus Vollziegeln, Holzdecken etc.) eingesetzt. Aufgrund der zahlreichen Gründerzeitbauten in Wien liegt eine Vielzahl von Vergleichsdaten vor. Zudem können für Vollziegel herkömmliche zerstörungsfreie (Rückprallhammer) und zerstörungsarme (Entnahme von Bohrkernen) Untersuchungsmethoden zur Bestandsbeurteilung des vorhandenen Mauerwerks angewendet werden, weshalb der Zustand der Mauerwerksstruktur in der Regel zuverlässig beurteilt werden kann.

Zerstörungsarme und zerstörungsfreie Untersuchungsmethoden im Bestand können bei Vibrosteinen aufgrund der vorhandenen Hohlkammern nur sehr schwer angewendet werden. Im Rahmen des Tragfähigkeitsnachweises der Wandstruktur müssten deshalb ganze Mauersteine entnommen und geprüft werden. Dies wäre jedoch mit einem massiven Eingriff in die Tragstruktur des Bestandsgebäudes sowie einem großen Aufwand verbunden. In den meisten Fällen sind die Gebäude durchgehend bewohnt, weswegen die Entnahme von mehreren ganzen Mauersteinen im Bereich der Wohnungen in der Regel nicht möglich ist. Bislang lag der Fokus der innerstädtischen Nachverdichtung noch nicht auf dem Ausbau der Nachkriegsbauten. Dadurch spielte die Problematik der fehlenden zerstörungsarmen Prüfmethoden und der geringen Anzahl von Vergleichswerten bislang eine untergeordnete Rolle. In Zukunft ist jedoch damit zu rechnen, dass immer mehr kommunale Wohnbauten der Nachkriegszeit ausgebaut oder aufgestockt werden, weshalb die Kenntnis über die charakteristischen Materialeigenschaften der bestehenden Bauwerke unerlässlich ist.

Für die Bewertung der Tragfähigkeit von Mauerwerk aus Ziegelsplittbeton-Hohlblocksteinen können unter anderem die vorhandenen Zulassungen herangezogen werden. Da jedoch unterschiedliche Ausführungsarten von Vibrosteinen, die von jenen der vorhandenen Zulassungen abweichen, existieren, sind umfassenden experimentelle Materialuntersuchungen an bestehenden Typen von Ziegelsplittbeton-Hohlblocksteinen notwendig, um eine solide Datenbasis aufzubauen. Ferner kann überprüft werden, ob die in den Zulassungen angeführten Materialkennwerte mit jenen der tatsächlich verbauten Baumaterialien übereinstimmen, um besser beurteilen zu können, ob sie auch für die Bestandsbeurteilung herangezogen werden können.

1.2 Ziel der Arbeit

Das vorrangige Ziel der Arbeit ist es, Grundlagen für die Bestandsbeurteilung von Mauerwerk aus Vibrosteinen zu schaffen, um zukünftig dessen Tragverhalten zuverlässig bestimmen zu können. Dies wird insbesondere mithilfe umfangreicher experimenteller Prüfreiheiten sowie ergänzender und erweiternder numerischer Berechnungen angestrebt. Eingangs soll durch eine ausführliche Literaturrecherche sowie der Betrachtung von vorhandenen Materialkennwerten und Bestandsplänen ein Verständnis der unterschiedlichen Bauweisen der Nachkriegszeit, insbesondere des Mauerwerks aus Ziegelsplittbeton-Hohlblocksteinen aufgebaut werden.

Da bislang nur vereinzelt kommunale Wohnbauten der Nachkriegszeit abgebrochen bzw. teilabgebrochen wurden, wie beispielsweise der Abbruch von Giebelwänden im Zuge einer Aufstockung, ist es sehr schwer an Vibrosteine für experimentelle Materialuntersuchungen zu gelangen. Zudem lagen bis dato keine detaillierten Dokumentationen von Materialprüfungen der Ziegelsplittbeton-Hohlblocksteine, welche für den Bau der Wiener Gemeindebauten in der Nachkriegszeit eingesetzt wurden, vor. Im Rahmen dieser Arbeit standen 90 Bestandsvibrosteine für experimentelle Materialprüfungen zur Verfügung. Das Hauptaugenmerk der experimentellen Versuchsreihen lag auf der Ermittlung jener maßgebenden Kennwerte, die für die Ermittlung der vertikalen Lastabtragung notwendig sind. Durch Versuchsreihen am Vibromauerwerk, an Vibrosteinen sowie an aus den Vibrosteinen herausgeschnittenen Kleinprüfkörpern wurden die vorliegenden Materialressourcen bestmöglich eingesetzt. Anhand der experimentellen Prüfungen soll Kenntnis über das charakteristische Materialverhalten gewonnen werden. Des Weiteren sollen die Versuchsergebnisse als Grundlage für weiterführende Materialuntersuchungen und Berechnungen dienen.

Die Problematik der Bestandsbeurteilung des Vibromauerwerks besteht hauptsächlich darin, dass zerstörungsfreie bzw. zerstörungsarme Prüfmethode, aufgrund der Hohlkammern der Vibrosteine, kaum für die Tragfähigkeitsbestimmung herangezogen werden können. Die numerische Nachbildung der experimentellen Druckfestigkeitsprüfung an Kleinprüfkörper und Mauerstein soll zur weiteren Berechnung der Druckfestigkeit des Vibrosteins durch Verwendung der Materialkennwerte der Kleinprüfkörper dienen. Dadurch soll eine Erleichterung für die Bewertung von Bestandsmauerwerk aus Vibrosteinen geschaffen werden. Aus dem Bestandsmauerwerk können mehrere kleine Prüfkörper entnommen und deren Druckfestigkeit experimentell ermittelt werden. Nachfolgend sollen die erhaltenen Materialkennwerte mit einem Formfaktor multipliziert und mittels numerischer Berechnungen die Druckfestigkeit des gesamten Vibrosteins bestimmt werden. Ergänzend dazu werden die

Möglichkeiten der numerischen Abbildung des Vibromauerwerks angeführt, um eine Basis für weiterführende numerische Berechnungen zu schaffen.

Abschließend werden die Ergebnisse der erhaltenen experimentellen und numerischen Berechnungen jenen, der damaligen Zulassungen gegenübergestellt, um kritische Bereiche der Bestandsbewertung zu identifizieren. Dadurch soll eine Vorgehensweise für zukünftige Tragfähigkeitsberechnungen von bestehendem Mauerwerk aus Ziegelsplittbeton-Hohlblocksteinen der Nachkriegszeit abgeleitet werden.

1.3 Methodik

Zur Erfüllung der gestellten Zielsetzungen wurde die Arbeit grundlegend in vier Bereiche eingeteilt. Diese umfassen neben einem umfassenden Grundlagenteil die Beschreibung und Auswertung der experimentellen Materialuntersuchungen, die weiterführenden numerischen Berechnungen sowie die analytische Beurteilung der Tragfähigkeit des Vibromauerwerks, vgl. Abb. 1.1.

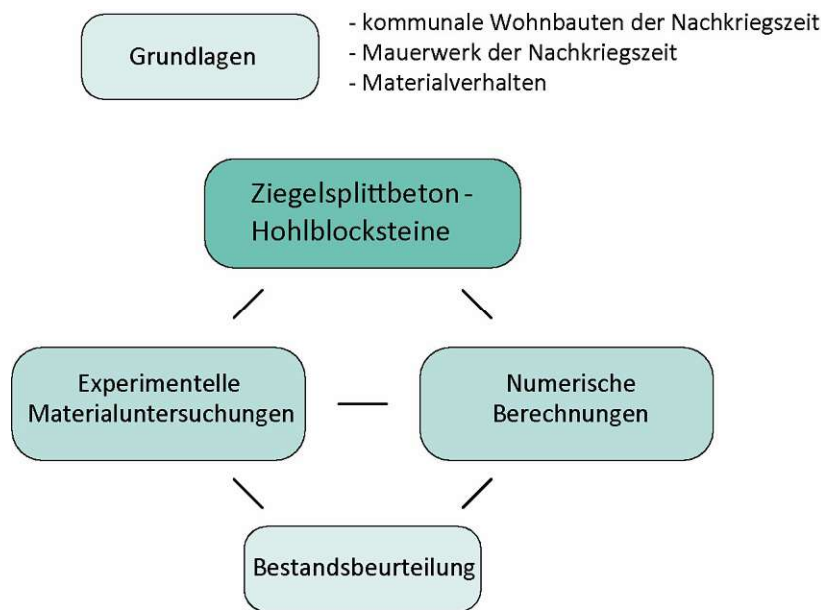


Abb. 1.1: Schematische Übersicht über die Forschungsarbeit

Im einleitenden Grundlagenteil werden anhand von Literaturstudien sowie der Auseinandersetzung mit Bestandsplänen die historische Entwicklung der kommunalen Wohnbauten in der Nachkriegszeit, deren Typologie und Bauweisen sowie das Potenzial der Wohnraumschaffung durch Ausbauten beschrieben. Zudem werden die verwendeten Mauerwerks- und Mauersteinarten, insbesondere

Hohlblocksteine aus Ziegelsplittbeton, angeführt sowie auf deren Eigenschaften und Herstellungsverfahren eingegangen.

Die Tragfähigkeitsbewertung von Mauerwerk und Mauersteinen fordert neben der Kenntnis über die charakteristischen Materialeigenschaften auch das Wissen über das grundlegende Materialverhalten von Mauerwerk, Mauerstein und Mauermörtel sowie deren Interaktion. Im Speziellen werden die Resultate der Literaturrecherche in Bezug auf das charakteristische Materialverhalten unter einaxialer Druckbeanspruchung angeführt, da dies für die Evaluierung der vertikalen Lastabtragung des Mauerwerks entscheidend ist. Zur Beschreibung des Ausgangsmaterials Ziegelsplittbeton wird auf das von Beton bzw. haufwerksporigem Leichtbeton bekannte Materialverhalten Bezug genommen.

Für die Ermittlung der spezifischen Materialeigenschaften der zur Verfügung stehenden Vibrosteinserie wurden experimentelle Untersuchungen sowie weiterführende numerische Berechnungen als Lösungsstrategien angewendet und qualitativ zusammengefasst. Die experimentellen Versuche wurden jeweils in Anlehnung an die aktuellen österreichischen Normen durchgeführt. Neben der Gefüge- und Zustandsbeschreibung der Vibrosteine werden die Ergebnisse und Interpretationen folgender Materialprüfungen angeführt:

Kleinprüfkörper:

- Wasseraufnahme- und Wasserabgabeverhalten (ÖNORM EN 772-11:2011 [1])
- Druckfestigkeit (ÖNORM EN 12390-3:2019 [2]), Messung der Verformungseigenschaften
- Biegezugfestigkeit (ÖNORM EN 12390-5:2019 [3])
- Druckfestigkeit von gefestigten Prüfkörpern (ÖNORM EN 12390-3:2019 [2]), Messung der Verformungseigenschaften
- Biegezugfestigkeit von gefestigten Prüfkörpern (ÖNORM EN 12390-5:2019 [3])

Vibrostein:

- Druckfestigkeit (ÖNORM EN 772-1:2015 [4]), Messung der Verformungseigenschaften
- Biegezugfestigkeit (ÖNORM EN 772-6:2001 [5])
- Druckfestigkeit von gefestigten Mauersteinen (ÖNORM EN 772-1:2015 [4])

Vibromauerwerk:

- Druckfestigkeit von RILEM-Pfeilern (ÖNORM EN 1052-1:1999 [6]), Messung der Verformungseigenschaften

- Haftscherfestigkeit (ÖNORM EN 1052-3:2007 [7])

In einem weiteren Schritt wurden die experimentellen Druckfestigkeitsprüfungen von Kleinprüfkörpern, Mauerstein und RILEM-Pfeilern in dem FE-Programm *Ansys* nachgebildet. Auf der Grundlage des im Berechnungsprogramm implementierten Materialmodells nach Menetrey-Willam [8], [9] wurde die Mikromodellierung der Kleinprüfkörper sowie der Vibrosteine durchgeführt. Die Verwendung eines bereits vorhandenen Materialmodells schafft eine möglichst breite Anwendungsmöglichkeit in der Praxis. Das Materialgesetz nach Menetrey-Willam ermöglicht, wie das Drucker-Prager-Modell [10], die Modellierung von Beton, weist jedoch geeignetere Fließflächen auf und kann das triaxiale Tragverhalten von Beton besser darstellen [11]. Das Menetrey-Willam-Modell wird in aktuellen Forschungsarbeiten zur Abbildung von Betonstrukturen verwendet und für unterschiedliche Anwendungsfälle weiterentwickelt und geprüft, vgl. beispielsweise [12], [13], [14].

Aufgrund mangelnder zerstörungsarmer und zerstörungsfreier Untersuchungsmethoden für Hohlblocksteine im Bestand wurde im Rahmen der Arbeit die Beziehung der spezifischen Materialkennwerte zwischen den geprüften Kleinprüfkörpern und den ganzen Vibrosteinen hergestellt. Durch eine Parameterstudie wurde ein Formfaktor für die Umrechnung der experimentell erhaltenen Materialkennwerte der Kleinprüfkörper definiert, sodass diese für die Abbildung der Druckfestigkeitsprüfung des gesamten Vibrosteines herangezogen werden können. In Abb. 1.2 wird die generelle Vorgehensweise bezüglich der Modellierung der Prüfkörper und der Berechnungen der Tragfähigkeit des Vibromauerwerks schematisch dargestellt. Eingangs werden die Materialkennwerte der Kleinprüfkörper experimentell ermittelt und ein numerisches Modell kalibriert. Mithilfe der experimentellen Versuche des Vibrosteins sowie der Ergebnisse der Untersuchungen an den Kleinprüfkörpern wird ein numerisches Modell des Vibrosteins erstellt.

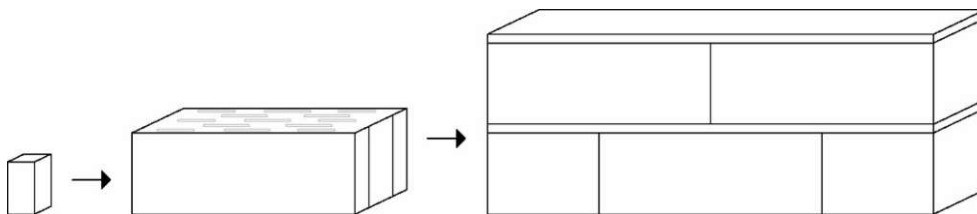


Abb. 1.2: Vorgehensweise Berechnungen und Ermittlung der Materialkennwerte: Kleinprüfkörper – Vibrostein

Die ermittelten Materialkennwerte des Vibrosteins können wiederum zur Berechnung der Tragfähigkeit des Mauerwerks sowie für weiterführende numerische Berechnungen verwendet werden. Im

Rahmen der vorliegenden Arbeit wurden vor allem auf die unterschiedlichen Modellierungsstrategien in Bezug auf das Vibromauerwerk verwiesen. Neben Mikromodellen können homogenisierte Materialmodelle, wie beispielsweise das von Schlegel weiterentwickelte Makromodell nach Ganz [15], [16], zur Berechnung des Vibromauerwerks herangezogen werden. Das leistungsstarke Modell eignet sich zur Abbildung von Mauerwerksstrukturen, weshalb es in diversen Forschungsarbeiten angewendet wird, vgl. [17], [18], [19], und im Rahmen von Bestandsbeurteilung wichtige Hilfestellungen bieten kann.

Abschließend wurde anhand der gewonnenen Erkenntnisse eine Bestandsbeurteilung nach dem aktuellen Stand der Technik durchgeführt. Dabei fand eine kritische Auseinandersetzung mit der normativ vorgegebenen Tragfähigkeitsbewertung von Bestandsmauerwerk in Bezug auf das Mauerwerk aus Ziegelsplittbeton-Hohlblocksteinen statt. Zusätzlich wird ein Ausblick auf weitere notwendige Schritte gegeben, um die Bestandsanalyse von Vibromauerwerk zukünftig zu präzisieren.

2 Der kommunale Wohnbau in Wien

Der kommunale Wohnbau hat in Wien eine historisch gewachsene, zentrale Bedeutung. Die Unternehmung „Stadt Wien – Wiener Wohnen“ ist die größte kommunale Hausverwaltung in Europa. Sie schafft leistbaren Wohnraum für rund ein Viertel der Wiener Bevölkerung, ist derzeit in Besitz von rund 220 000 Gemeindewohnungen und trägt dadurch zu der hohen Lebensqualität in der Stadt bei [20]. Aufgrund der begrenzten Flächen in der Stadt sowie der steigenden Bevölkerungszahl ist es notwendig, zusätzlichen Wohnraum zu schaffen. In Städten wie Wien können durch Dachgeschossausbauten und Aufstockungen weitere attraktive Wohnnutzflächen geschaffen werden. Bislang konzentrierte sich die Nachverdichtung hauptsächlich auf Gründerzeithäuser. Die kommunalen Nachkriegsbauten weisen bislang ein großteils ungenutztes Potenzial zur Wohnraumschaffung in Form von Bestandsausbauten auf.

In den folgenden Abschnitten wird zu Beginn auf die historische Entwicklung des kommunalen Wohnbaus in Wien eingegangen. Nachfolgend werden die spezifischen Merkmale sowie das Ausbaupotenzial von Nachkriegsbauten erläutert. Dies ist von zentraler Bedeutung, um abzuschätzen, wie viele Bauwerke in Zukunft ausgebaut werden können bzw. wie viel zusätzliche Wohnnutzfläche durch die Nachverdichtung geschaffen werden kann. Zusätzlich wird durch die Analyse des Ausbaupotenzials aufgezeigt, bei welchen Bauwerken die Tragfähigkeit des bestehenden Mauerwerks in Zukunft nachgewiesen werden muss, um frühzeitig experimentelle Materialuntersuchungen durchführen und eine spezifische Datenbasis schaffen zu können.

2.1 Historische Entwicklung

Die Erläuterung der historischen Entwicklung des kommunalen Wohnbaus konzentriert sich im Rahmen dieser Arbeit auf die Zeit nach dem Zweiten Weltkrieg. Speziell werden jene Ereignisse und Situationen hervorgehoben, die in Bezug auf die Herstellung von Vibromauerwerk wichtig erscheinen. Um die Bedeutung und die Struktur des sozialen Wohnbaus in Wien besser zu verstehen, wird überblicksartig auf die Zeit vor und nach dem Zweiten Weltkrieg sowie im Speziellen auf die Nachkriegszeit eingegangen.

2.1.1 Entwicklung vor 1945

Im 19. Jahrhundert kam es in Wien zu einem erheblichen Bevölkerungswachstum und einer damit verbundenen Wohnungsnot, unter welcher vor allem die Arbeiterschicht zu leiden hatte. Diese war meist unter katastrophalen Wohnverhältnissen in privaten Mietkasernen oder Massenquartieren

untergebracht. Ende des 19. Jahrhunderts fanden seitens karitativer Einrichtungen erste Bestrebungen zur Schaffung von Arbeiterwohnungen statt. Einzelne Betriebe, wie z. B. die Straßenbahndirektion, begannen mit der Errichtung von Werkwohnungen. 1910 gründete die Stadt Wien den „Wohnungspolitischen Ausschuß“, der später zu einer eigenständigen Magistratsabteilung für die städtische Wohnfürsorge wurde. Während des Ersten Weltkriegs stagnierte der Wohnungsbau. In der Zeit nach dem Ersten Weltkrieg erfolgte in Wien ein Umbruch im gesellschaftspolitischen Denken. Es wurde ein neues soziales Prinzip geschaffen, in welchem günstiger und gesunder Wohnraum ein Gut der Allgemeinheit darstellen sollte. Das Baugeschehen verlagerte sich von der Errichtung von prunkvollen Villen und Schlössern sowie, im Kontrast dazu, Massenquartieren und Kasernen der Arbeiterschicht hin zu Siedlungsanlagen für die breite Bevölkerung. Diese umfassten zudem auch häufig Gemeinschaftsbauten und Bildungseinrichtungen.

Das erste Wiener Wohnbauprogramm wurde 1923 gestartet und umfasste die Errichtung von 25 000 Wohnungen. Aufgrund der aufstrebenden wirtschaftlichen Lage in Europa, erfolgte ein schnelles Vorranschreiten der Bautätigkeit und das erste Wohnbauprogramm konnte innerhalb von vier Jahren abgeschlossen werden. Im Jahr 1927 wurde mit dem zweiten Wohnbauprogramm begonnen, welches den Bau von weiteren 30 000 Wohnungen umfasste und 1932 erfolgreich beendet wurde. Experten und Interessierte aus aller Welt kamen nach Wien, um von dem Modell der sozialen Wohnbaupolitik zu lernen und Erfahrungen zu sammeln [21], [22].

Anfang der 1930er-Jahre standen, aufgrund der Weltwirtschaftskrise und der damit verbundenen hohen Arbeitslosigkeit, wenig finanzielle Mittel zur Verfügung. Dies betraf auch den kommunalen Wohnbau in Wien, sodass der Bau von neuen Gemeindebauten fast gänzlich zum Stillstand kam [23], [24], [25]. 1932 wurde von der Bundesregierung die Initiative zur Errichtung von sogenannten Randsiedlungen für Erwerbslose gestartet. Auf kleinen Grundstücken wurde zusätzlich die Möglichkeit der eigenständigen Agrarproduktion geboten, um den Erwerbslosen eine Subsistenzbasis bieten zu können. In Österreich wurden so bis 1936 insgesamt 5 400 Randsiedlungen erbaut [26].

Mit der Eingliederung Österreichs in das Deutsche Reich (1938) sollten die Planungs- und Bautätigkeiten wieder aufgenommen werden. Die Nationalsozialisten wollten dabei die Leistungen aus der Zeit der sozialdemokratischen Verwaltung Wiens übertreffen. Es wurden große Wohnbauprogramme geplant, die großteils nicht umgesetzt wurden. Bis 1942 wurden unter nationalsozialistischer Regierung nur rund 3 400 neue Wohnungen geschaffen. In den nachfolgenden Jahren wurde die Bautätigkeit zur

Gänze eingestellt. Erst mit dem Kriegsende 1945 konnte mit einer neuen Wohnbaupolitik sowie dem Wiederaufbau, der durch den Krieg zerstörten Bauwerke, begonnen werden [24].

2.1.2 Entwicklung nach 1945

Während des Zweiten Weltkriegs wurden eine Vielzahl von Wohngebäuden, aber auch öffentliche Bauwerke, wie beispielsweise das Parlament und das Rathaus, zerstört oder in Mitleidenschaft gezogen. Die Luftangriffe in den Jahren 1944 und 1945 verursachten dabei den Großteil der Schäden an Gebäuden und Infrastruktur in Wien [27]. Durch den Krieg wurden rund 65 000 Gebäude beschädigt, wovon 15 000 Bauten komplett zerstört wurden [28]. Die massive Wohnungsnot war eines der zentralen Probleme der Nachkriegszeit. Der Wiederaufbau stellte sich nicht nur aufgrund der weitreichenden Zerstörungen, der mangelnden Rohstoffe und des finanziellen Notstandes, sondern auch wegen der desorganisierten Wirtschafts- und Staatsstruktur als sehr schwierig dar [27].

Programm für den Wiederaufbau

Nach der Befreiung Wiens im Jahr 1945 wurde das Stadtbauamt neu organisiert und die Abteilung „Kriegsschädenbehebung an Gebäuden“ gegründet. Es wurde ein Programm für den Wiederaufbau definiert und in drei Phasen unterteilt:

- Sofortprogramm
- Wiederaufbauprogramm
- Zukunftsprogramm

Das Sofortprogramm beinhaltete jene Maßnahmen, welche für das tägliche Leben unabdingbar waren. Dazu zählten unter anderem die Wiederherstellung der Energie- und Wasserversorgung, die Sicherung des Abwassersystems, die Freiräumung von Verkehrsflächen sowie die Reparatur von Verkehrsmitteln und die wichtigsten Maßnahmen zur Sicherung des Wohnraumes. Zur Phase des Wiederaufbaus zählten alle Maßnahmen, die dazu beitrugen, den kompletten Wiederaufbau der Stadt abzuschließen, sowie endgültigen Bestand hatten und zukunftsfähige Lösungen enthielten. Das Zukunftsprogramm beinhaltete jene Überlegungen und Lösungsansätze, die bereits in der Zeit des Wiederaufbaus berücksichtigt werden mussten, um einer zukünftigen, nachhaltigen Stadtentwicklung nicht im Wege zu stehen [27].

Schutt-, Baustoff- und Transportproblem

Die Stadt Wien verzeichnete nach Kriegsende einen Verlust von insgesamt 66 % der im Straßengüterverkehr eingesetzten Lkws. Dies stellte ein massives Problem in Bezug auf die Versorgungs- und

Wirtschaftstransporte, den Abtransport der Schuttmengen sowie den Transport von neuen Baumaterialien dar. Auf den öffentlichen Straßen und Plätzen lagerten nach Ende des Krieges etwa 800 000 m³ Schutt. Die gesamte Menge an vorhandenem Schutt war ein Vielfaches davon und wurde anhand von Kubikmeterannahmen der Baustoffe auf der Basis der zerstörten oder teilzerstörten Häuser ermittelt. Die geschätzte Schuttmenge betrug rund 7 Millionen m³. Im Vergleich dazu wurde in Berlin eine Schuttmenge von 75 Millionen m³ und in Frankfurt eine Schuttmenge von 13 Millionen m³ angenommen [29].

Um dem massiven Problem, der in der Stadt lagernden Schuttmassen entgegenzuwirken, wurde eine Vielzahl von Überlegungen angestellt, die sich mit dem Schutttransport und der Schuttverwertung beschäftigten. Dabei stand die Frage im Mittelpunkt, ob ein Schutttransport oder eine Trümmerverwertung des zerstörten Mauerwerks die wirtschaftlichere Lösung darstellte. In der Regel wäre die Schuttverwertung deutlich teurer gewesen als die Beschaffung neuer Baustoffe. Mangelnde Rohstoffe, wenig verfügbare Transportmittel und Lagerungsprobleme sprachen jedoch auch aus wirtschaftlicher Sicht für die Schuttverwertung. Um Ressourcen zu sparen und einen raschen Wiederaufbau zu gewährleisten, war es deshalb von großer Bedeutung, die richtige Balance zwischen Schuttverwertung und -transport zu finden. In Abb. 2.1 wird das Schema der Schuttaufbereitung der Nachkriegszeit dargestellt.

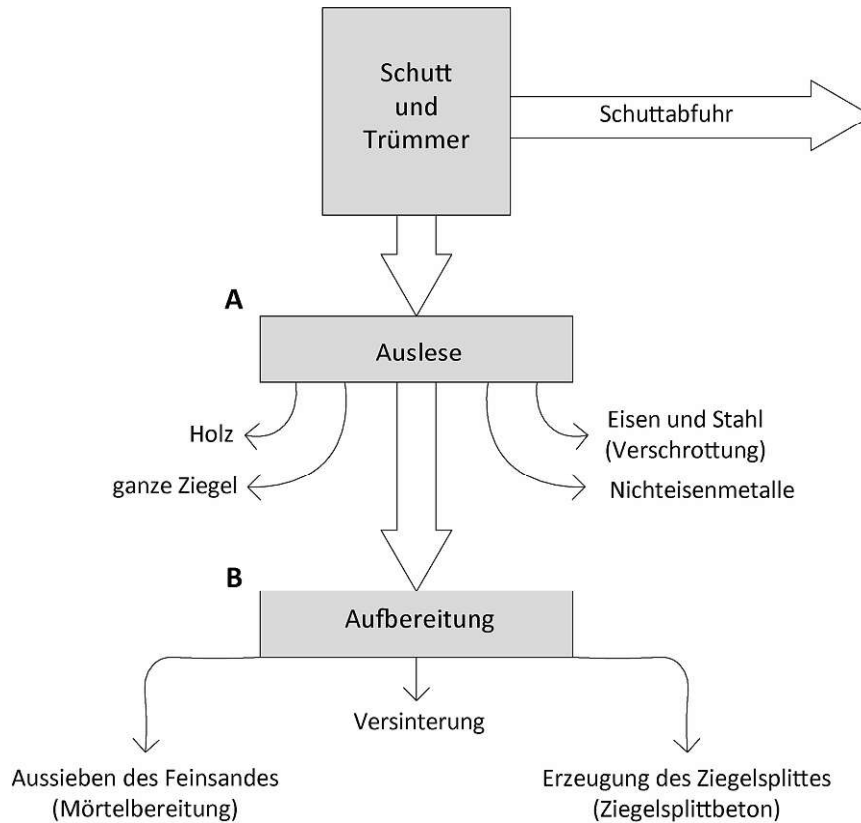


Abb. 2.1: Schema der Schuttverwertung in Wien nach [30]

Nicht in allen vom Krieg betroffenen Städten mit großen Schutttaufkommen entschloss man sich zu einer Schuttaufbereitung. In München wurde beispielsweise keine Schuttverwertung angestrebt, da die Stadt über genügend Kiesvorkommen verfügte, sodass die Aufbereitung des zerstörten Mauerwerks aus wirtschaftlicher Sicht nicht rentabel gewesen wäre [30]. Die Verwendung von Ziegelsplittbeton für die Herstellung von Baumaterialien, insbesondere Mauersteinen, im Rahmen des städtischen Wiederaufbaus wird ausführlich in Kapitel 3 beschrieben.

Generell wurde der Herstellung bzw. der Beschaffung von Baustoffen eine hohe Dringlichkeit zugeschrieben, da der massiven Wohnungsnot rasch entgegengewirkt werden musste. Die Baustoffindustrie hat jedoch während des Kriegs durchschnittlich ca. 46 % ihrer Kapazität verloren [28]. Im Jahr 1946 konnten in fast keinem Bereich normale Produktionshöhen erreicht werden, da viele Industrieanlagen im Krieg beschädigt worden waren und ein Arbeitskräftemangel sowie ein Mangel von Transportmitteln und Energieträgern (insbesondere Kohle) vorherrschten. Die schlechten finanziellen Verhältnisse und Probleme in der öffentlichen Sicherheit waren weitere erschwerende Faktoren. Das Bundesministerium für Handel und Wiederaufbau erfasste und verteilte, auf Basis des 1945 in Kraft getretenen Baustoffbewirtschaftungsgesetzes, die zur Verfügung stehenden Baustoffe, sodass keine Ungleichheiten aufgrund von zahlungskräftigeren Bauwerbern entstanden [31].

Schaffung von Wohnraum

In den ersten Nachkriegsjahren konzentrierte man sich auf den Erhalt der im Bestand gefährdeten Wohnungen sowie auf die Reparatur von Schäden an den Wohnhäusern. Da Baustoffe sehr knapp waren, wurden zuerst jene Schäden behoben, bei denen ein geringer Material- und Arbeitsaufwand zu erwarten waren [31].

Im Jahr 1946 wurde mit der Errichtung von kleinen Wohnhausanlagen in den Randbezirken begonnen. Dabei wurden jene Grundstücke bebaut, welche bereits aufgeschlossen waren. Die erste große Wohnhausanlage wurde ab dem Jahr 1947 im 10. Wiener Gemeindebezirk erbaut. Sie trägt den Namen des schwedischen Ministerpräsidenten Per Albin Hansson, da dieser das schwedische Hilfsprogramm für Österreich leitete. Unter anderem schenkte Schweden dem Land Österreich eine Maschinenkonstruktion zur Herstellung der Vibrosteine, welche bereits für den Bau der Per-Albin-Hansson Siedlung (vgl. 2.2.2) eingesetzt worden waren [30], [32]. Die Maschinenkonstruktion sowie die Herstellung der Vibrosteine werden ausführlich in Abschnitt 3.1.3 erläutert.

Der Bau von kommunalen Wohnbauten stieg in den nachfolgenden Jahren stetig an. Mit dem Jahr 1954 konnten bereits 25 000 Gemeindewohnungen seit Kriegsende fertiggestellt werden. Trotz der regen Bautätigkeiten beklagte Bürgermeister Dr. Theodor Körner 1950 den Mangel von mehr als 40 000 Wohnungen in Wien [33]. Um in kurzer Zeit eine große Anzahl von Wohnungen zu schaffen, wurde mit dem Bau von Kleinwohnungen, sogenannten Duplex-Wohnungen, begonnen. Diese wurden so geplant, dass sie später, bei Bedarf, zu größeren Wohnungen zusammengelegt werden konnten [34]. Als Beispiel kann die Wohnhausanlage Schöpfwerk (Errichtung 1951–1957), welche ursprünglich 975 Wohnungen umfasste und hauptsächlich aus Duplex-Wohnungen besteht, genannt werden. Durch Wohnungszusammenlegungen umfasst die Anlage derzeit 868 Wohnungen [35]. Die Durchführung des Schnellbauprogramms führte dazu, dass der Wiederaufbau sowie die Beseitigung der Wohnungsnot großteils abgeschlossen waren.

Im Jahr 1961 wurde das vom Wiener Stadtplaner Roland Rainer vorgelegte Grundkonzept, in welchem die Nachverdichtung der Außenbezirke und die Auflockerung des zu dicht verbauten Stadtzentrums als zentrale Ziele definiert wurden, als „Städtebauliches Grundkonzept von Wien“ beschlossen [36]. In den 1960er-Jahren wurde der Großteil der Wohnanlagen in den Stadterweiterungsgebieten Favoriten, Floridsdorf, Liesing und Donaustadt erbaut. Die Bauleistung erreichte mit ca. 105 000 neu errichteten Wohnungen in 10 Jahren ihren Höhepunkt [34]. Die gestalterischen Besonderheiten sowie die

spezifischen Bauweisen der kommunalen Nachkriegsbauten werden in Kapitel 3 und Unterkapitel 2.2 beschrieben.

2.1.3 Entwicklung nach 1965

Im Jahr 1968 trat auf Bundesebene das einheitliche Wohnbauförderungsgesetz in Kraft. In Wien wurde stellvertretend dazu der Wiener Wohnbaufonds gegründet und es wurde beabsichtigt, erstmalig Eigenmittel bei kommunalen Wohnbauten einzubringen. In den 1970er-Jahren war die Wohnungsnot größtenteils behoben und der Fokus verlagerte sich vor allem auf die Stadterneuerung sowie die Sanierung bestehender Wohnhausanlagen. Ergänzend dazu wurden größere Wohnanlagen, wie beispielsweise der Wohnpark Alt-Erlaa, errichtet. Im Jahr 1981 wurde die 200 000-Gemeindebauwohnung fertiggestellt. Die 1980er-Jahre waren geprägt durch den Beginn der Errichtung von innovativen Bauprojekten, wie beispielsweise der ersten mit Sonnenenergie beheizten Wohnhausanlage (Johann-Gottke-Gasse), sowie durch eine hohe Sanierungsrate (rund 10 000 Wohnungen jährlich). Die verstärkte Zuwanderung nach dem Fall des Eisernen Vorhangs (1989) sowie die steigende Anzahl von Einzelhaushalten bewirkten eine zunehmende Wohnungsnachfrage, weshalb die Stadt Wien jährlich den Bau von rund 10 000 Wohnungen förderte. In den 90er-Jahren verbesserte sich die Wohnungsqualität in den Gemeindebauten aufgrund hoher Sanierungsraten und hochwertiger Neubauten deutlich. In den Jahren 1994–2000 wurden insgesamt rund 60 000 geförderte Wohnungen erbaut und es erfolgte eine Stadterweiterung im Nordosten und im Süden von Wien.

Im Jahr 2000 wurde Wiener Wohnen als Unternehmen der Stadt Wien gegründet und übernahm die Verwaltung der Gemeindewohnungen. Es begann die Initiative zur thermisch-energetischen Sanierung der Wohnhausanlagen. Die Ziele der Förderaktion sind zum einen die Energieeinsparung sowie die Senkung der Heizkosten und zum anderen die Reduktion der Treibhausgase, um die Klimaziele erreichen zu können. Die Sanierungsinitiativen sowie der Bau von nachhaltigen und innovativen Wohnanlagen werden weiterhin fortgesetzt.

Im Jahr 2012 wurde das Smart-Wohnungsprogramm ins Leben gerufen. Dabei handelt es sich um den Bau von kompakten Wohnungen mit einer hohen Alltagstauglichkeit und geringen Mieten. In den vergangenen Jahren ist eine steigende Nachfrage nach günstigem Wohnraum zu beobachten, weshalb die Stadt Wien weiterhin geförderte Neubauten errichtet [37]. Die begrenzten Flächen in der Stadt führen dazu, dass Dachgeschossausbauten und Aufstockungen der kommunalen Wohnanlagen in Zukunft eine immer größere Rolle spielen werden.

2.2 Kommunale Wohnbauten der Nachkriegszeit

Basierend auf der Auswertung der Daten von Wiener Wohnen [38], werden derzeit knapp 630 Wohnanlagen, deren Errichtung zwischen 1945 und 1965 erfolgte, bewohnt. Die Wohnanlagen bestehen insgesamt aus rund 77 300 Wohnungen und 4 220 Lokalen. In nachstehender Tab. 2.1 wird die Menge an erbauten Wohnungen nach Fertigstellungsdatum aufgelistet. Dabei ist zu erkennen, dass in den Jahren 1954–1957 die höchste Zahl von derzeit bestehenden Wohnungen geschaffen wurde.

| Fertigstellungsjahr | 1945-48 | 1949 | 1950 | 1951 | 1952 | 1953 | 1954 | 1955 | 1956 |
|---------------------|---------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| Anzahl Wohnanlagen | 0 | 4 | 35 | 39 | 36 | 37 | 51 | 44 | 62 |
| Anzahl Wohnungen | 0 | 149 | 4117 | 3715 | 3544 | 4587 | 7969 | 6425 | 8684 |
| Fertigstellungsjahr | 1957 | 1958 | 1959 | 1960 | 1961 | 1962 | 1963 | 1964 | 1965 |
| Anzahl Wohnanlagen | 45 | 46 | 53 | 30 | 34 | 29 | 24 | 28 | 31 |
| Anzahl Wohnungen | 5997 | 4558 | 5084 | 3135 | 3720 | 3040 | 4102 | 4411 | 4054 |

Tab. 2.1: Anzahl der derzeit bewohnten Wohnanlagen und Wohnungen, nach Fertigstellungsjahr (1945–1965) nach [38]

Tab. 2.2 zeigt die Anzahl der Wohnanlagen, Wohnungen und Lokale in Abhängigkeit von ihrem Standort. Dabei ist zu erkennen, dass die meisten Wohnungen der kommunalen Nachkriegsbauten im 10. Bezirk liegen, die zweitmeisten im 21. Bezirk. Die inneren Bezirke (1., 4.–9. Bezirk) spielen aufgrund ihrer Größe und der damals bereits verbauten Fläche eine untergeordnete Rolle in Bezug auf den Neubau von kommunalen Siedlungsanlagen. Der 2. sowie der 3. Wiener Gemeindebezirk grenzen ebenfalls an das innere Stadtzentrum (1. Bezirk), weisen jedoch aufgrund ihrer Größe und der damaligen Anzahl von verfügbaren Freiflächen bzw. Randgrundstücken eine deutlich höhere Anzahl kommunaler Wohnungen der Nachkriegszeit auf.

| | 1.Bez. | 2.Bez. | 3.Bez. | 4.Bez. | 5.Bez. | 6.Bez. | 7.Bez. | 8.Bez. |
|-------------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| Wohnanlagen | 6 | 40 | 44 | 18 | 13 | 11 | 5 | 6 |
| Wohnungen | 302 | 4608 | 3950 | 1097 | 2264 | 552 | 258 | 260 |
| Lokale | 70 | 274 | 239 | 92 | 92 | 43 | 31 | 21 |
| | 9.Bez. | 10.Bez. | 11.Bez. | 12.Bez. | 13.Bez. | 14.Bez. | 15.Bez. | 16.Bez. |
| Wohnanlagen | 23 | 56 | 28 | 37 | 33 | 28 | 22 | 26 |
| Wohnungen | 646 | 10161 | 3897 | 5026 | 3038 | 4129 | 1385 | 3203 |
| Lokale | 51 | 486 | 267 | 272 | 228 | 259 | 84 | 149 |
| | 17.Bez. | 18.Bez. | 19.Bez. | 20.Bez. | 21.Bez. | 22.Bez. | 23.Bez. | |
| Wohnanlagen | 20 | 13 | 53 | 26 | 39 | 33 | 53 | |
| Wohnungen | 1918 | 906 | 5101 | 5377 | 7350 | 5834 | 6163 | |
| Lokale | 136 | 81 | 358 | 167 | 379 | 148 | 333 | |

Tab. 2.2: Anzahl der derzeit bewohnten Wohnanlagen, Wohnungen und Lokale (Errichtung zwischen 1945 und 1965) nach Standort (1.–23. Bezirk) nach [38]

Die fortschreitende Lebensdauer der Nachkriegsbauten und die damit verbundenen Sanierungsmaßnahmen sowie das Bestreben nach zusätzlicher Wohnraumschaffung durch Dachgeschossausbauten fordern den Nachweis der Tragfähigkeit des Bestandsbauwerks. Die tabellarische Auflistung (Tab. 2.1, Tab. 2.2) verdeutlicht, dass in Wien eine Vielzahl kommunaler Wohnanlagen in den Jahren zwischen 1945 und 1965 erbaut wurden, weshalb es wichtig ist, die charakteristischen Baumaterialien zu kennen und umfassende Materialuntersuchungen durchzuführen. Je nach Standort und Errichtungsjahr wurden in der Nachkriegszeit zum Teil unterschiedliche Baumaterialien eingesetzt. Dies ist vor allem auf die Verfügbarkeit der Materialien, die Entwicklung der Bausysteme sowie die teilweise lokale Aufbereitung der Baumaterialien vor Ort zurückzuführen. Bei einer anstehenden Bestandsbeurteilung kann die Gebäudezuordnung nach Errichtungsjahr und Standort helfen, mögliche Vergleichswerte von bereits durchgeführten Bestandsuntersuchungen an Gebäuden, welche mit ähnlichen Baumaterialien errichtet wurden, zu erhalten.

In Abb. 2.2 sind die kommunalen Wohnanlagen der Nachkriegszeit als Punkte (farbliche Unterscheidung nach Bezirken) im Wiener Stadtgebiet eingetragen. Dabei lässt sich vor allem erkennen, dass die Ausdehnung der Stadterweiterungsgebiete im Nordosten und Südosten erst zu einem späteren Zeitpunkt erfolgte.

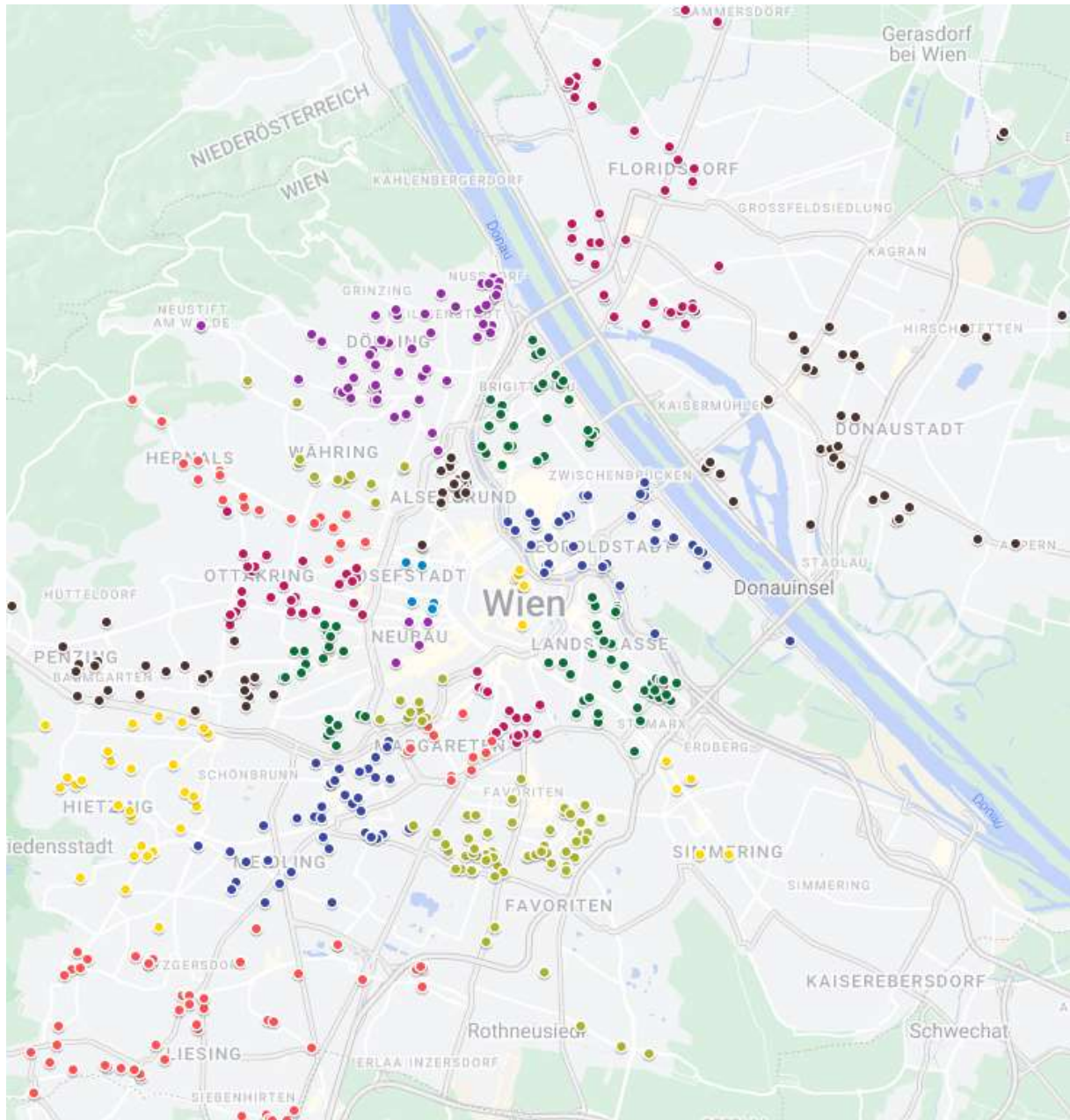


Abb. 2.2: Kommunale Wohnbauten der Nachkriegszeit (1945–1965) [39]

In Abb. 2.2 konnten aus Darstellungsgründen drei kommunale Wohnbauten im Westen und eine kommunale Wohnanlage im Osten der Stadt nicht abgebildet werden.

2.2.1 Architektur und Typologie

Nach dem Zweiten Weltkrieg sollte aufgrund der Vielzahl zerstörter Gebäude, schnell Wohnraum geschaffen werden. Aus diesem Grund rückte die architektonische Ausgestaltung etwas in den Hintergrund und es wurden hauptsächlich rechteckige Baukörper mit einheitlichen, glatten Fassaden geschaffen. Es wurde auf geeignete Material- und Konstruktionslösungen sowie eine gute Bewohnbarkeit

bei gleichzeitig geringen finanziellen Aufwendungen geachtet. So entstanden unter anderem Wohnblöcke in Zeilenbauweise oder Baugruppen, welche um soziale Einrichtungen gruppiert wurden. Zusätzlich wurde auf eine aufgelockerte Bauweise mit großzügigen Freiflächen geachtet. Bei der Grundrissgestaltung standen die Funktionalität und die Schaffung von Kleinwohnungen im Vordergrund, vgl. [34], [40], [41].

Die kommunalen Wohnbauten der 1950er- und 1960er-Jahre können nach [42] in vier Haupttypologien unterteilt werden:

- Bautyp 1 der 1950er-Jahre (siehe Abb. 2.3, links): Der Bautyp zeichnet sich durch ein Walmdach mit teils kleinen Gauben und giebelseitig vereinzelt 1–2 Fensterachsen aus. Die Wohnblöcke bestehen in der Regel aus 2–7 Stockwerken.
- Bautyp 2 der 1950er-Jahre (siehe Abb. 2.3, Mitte): Dieser Typ beschreibt kleinere Wohnblöcke mit 2–5 Geschossen sowie einem Dachgeschoss. Die Gebäude weisen ein steiles Satteldach mit teils kleinen Gauben und giebelseitig maximal 2 Fensterachsen auf.
- Bautyp 3 der 1950er-Jahre (siehe Abb. 2.3, rechts): Dieser Bautyp stellt größere Wohnblöcke mit 2–6 Geschossen dar. Die Gebäude weisen ein Satteldach sowie giebelseitig 2 gerade Fensterachsen auf.
- Bautyp 1 der 1960er Jahre (siehe Abb. 2.4): Dieser Typ beinhaltet Wohnblöcke mit 2–8 Geschossen. Sie sind durch eine strukturierte Fassade charakterisiert und weisen zum Teil vertiefte Balkone an der Längsseite des Gebäudes auf.

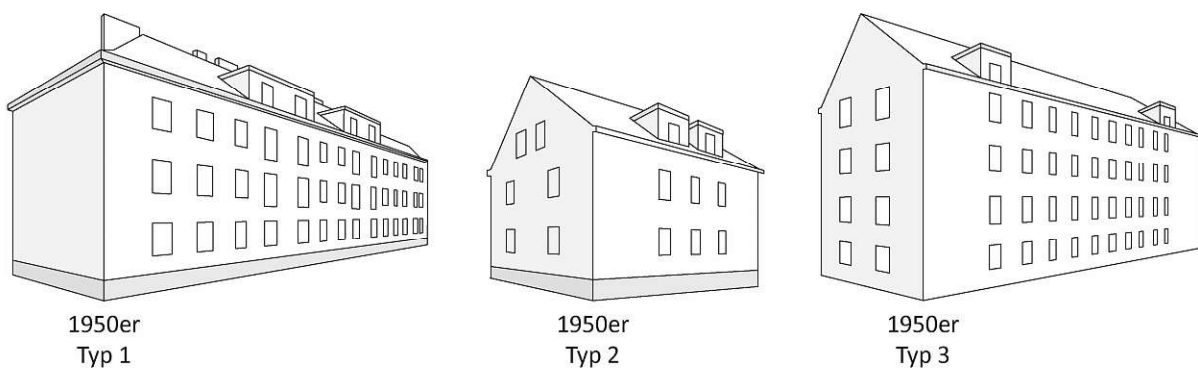
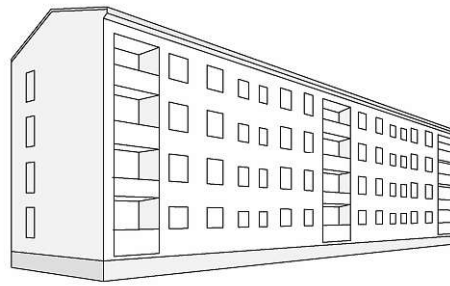


Abb. 2.3: Typologien der kommunalen Wohnbauten der 1950er-Jahre nach [42]



1960er

Abb. 2.4: Typologie der kommunalen Wohnbauten der 1960er Jahre nach [42]

Die Wohnhäuser der Nachkriegszeit wurden fast ausschließlich in Massivbauweise errichtet. Vereinzelt wurden Holzbauten, wie beispielsweise eine Siedlungsanlage in Süßenbrunn, errichtet [43]. Da sich die Holzbauweise in der Nachkriegszeit nicht als übliche Bauweise etablierten konnte und sich auf sehr wenige Bauwerke beschränkt, wird sie im Rahmen der vorliegenden Arbeit nicht näher behandelt.

Neue Bauweisen

Die schlechte finanzielle Lage nach dem Zweiten Weltkrieg forderte vor allem günstige und wenig arbeitsintensive Bausysteme, um schnell viel Wohnraum schaffen zu können. In der Nachkriegszeit wurde eine Vielzahl neuer, ressourcensparender Bauweisen und Bausysteme entwickelt. Der Herstellung von Baustoffen aus recyceltem Schuttmaterial kam eine große Bedeutung zu, da dadurch knappe Ressourcen eingespart und gleichzeitig der notwendige Schutttransport aus der Stadt verringert werden konnte. Als Möglichkeiten der Baukostensenkung wurden von *Gundacker* [27] die Anwendung moderner, arbeitssparender Herstellungsverfahren, die Vereinfachung der technischen Ausstattung der Wohnungen und die Senkung der Aufschließungskosten genannt. Die Baustoffe und Bauverfahren sollten so gewählt werden, dass ein minimaler Arbeitsaufwand bei gleichzeitig hoher Ausnutzung der Baustoffe gewährleistet wurde.

Der Stadtbaurat *Edmund Misterka* schreibt im *Aufbau* (1952) über die Erfahrungen mit kostensparenden Bauweisen [44]. Die Baukosten wurden versuchsweise anhand zweier ausgeführter Wohnanlagen mit unterschiedlichen Wandbauweisen verglichen. Dabei kamen Vollziegel, Ziegelsplitt-Schüttbeton, Vibro-Hohlblocksteine und Mono-Mantelbeton zum Einsatz. Bei der Verwendung von Ziegelsplitt-Schüttbeton sowie der Mono-Mantelbeton-Bauweise für die Herstellung der Außenwände konnten im Vergleich zu herkömmlichem Vollziegelmauerwerk nach dem Bau von zwei Kleinwohneinheiten bereits die Kosten einer Kleinwohneinheit eingespart werden. Die Anwendung von Vibro-Hohlblocksteinen brachte ähnlich große Einsparungen der Baukosten wie die Mono-Mantelbeton-Bauweise.

Wandaufbauten

Neben den erwähnten Wandaufbauten (Vollziegel, Ziegelsplitt, Schüttnbeton, Mono-Mantelbeton-Bauweise, Vibro-Hohlblocksteine) kamen noch weitere Bauweisen für die Außenwände zum Einsatz. An dieser Stelle sind beispielsweise die Novadom-Bauweise und Porenbetonbausteine zu nennen. Als Kellerwand wurde vorwiegend Stampfbeton verwendet [45].

Deckensysteme

In der Nachkriegszeit wurde eine Vielzahl neuer Deckensysteme entwickelt, um möglichst hohe Materialausnutzungen zu erreichen. Ergänzend dazu wurden bereits erprobte und in den letzten Bauperioden verwendete Deckensysteme ausgeführt. Für die kommunalen Wohnbauten der Nachkriegszeit kamen überwiegend folgende Deckensysteme zum Einsatz:

- Ast-Molin-Decke (Stahlbetonrippendecke)
- I-Steg-Decke
- Rippendecke
- Stahlbetondecke
- Füllsteindecke
- Filigranfertigteildecke
- Stahlbetonträgerdecke
- Holztramdecke

Dachkonstruktionen und Stiegen

In der Nachkriegszeit wurden die Dachkonstruktionen großteils aus Holz, in Form von materialsparenden Brett- und Bohlenbindern unterschiedlicher Fachwerkskonstruktionen, ausgeführt. Die Stiegen der kommunalen Wohnbauten wurden in der Regel entweder aus Holz oder aus Eisenbeton-Laufplatten errichtet [45].

2.2.2 Beispiele kommunaler Wohnbauten der Nachkriegszeit

Nachfolgend werden exemplarisch drei Beispiele für kommunale Wohnbauten der Nachkriegszeit angeführt, welche teilweise Mauerwerk aus Vibrosteinen aufweisen.

Per-Albin-Hansson-Siedlung

Die Per-Albin-Hansson-Siedlung ist eine der größten kommunalen Wohnhausanlagen in Wien und befindet sich am Stadtrand im 10. Wiener Gemeindebezirk. Die Anlage besteht aus drei übergeordneten Siedlungen, die insgesamt über 6 000 Wohnungen beherbergen. Die heutige Westsiedlung war das erste große Wohnbauprojekt der Nachkriegszeit. In den 1970er-Jahren wurde die Anlage durch den Bau der Nord- und Ostsiedlung ergänzt. Die Nordsiedlung wurde in den Jahren 1969–1971 erbaut und besteht aus dreigeschossigen Wohnblöcken. Die Ostsiedlung wurde von 1970 bis 1974 errichtet und besteht aus 4 288 Wohnungen. Sie macht somit den Großteil der Siedlungsanlage aus. Die Nord- und Ostsiedlung weisen eine aufgelockerte Bauweise in Reihen- und Zeilenbauten auf [46], [47], [48].

Die Per-Albin-Hansson-Siedlung West wurde in den Jahren 1947–1951 und 1954–1955 als gartenstad-tähnliche Anlage in aufgelockerter Bauweise erbaut. Das Konzept der Anlage beinhaltete 2–3-geschossige Mehrfamilienhäuser (280 Wohnungen) und 660 Siedlungshäuser mit Gemeinschaftseinrichtungen, wie Kindergärten, Schulen, Ärzten oder Gewerbebetrieben und Einkaufsläden [49]. In Abb. 2.3 sind exemplarisch zwei Wohnblöcke der Per-Albin-Hansson-Siedlung West abgebildet.



Abb. 2.5: Beispielhafte Darstellung zweier Wohnhäuser in der Per-Albin-Hansson-Siedlung West

Die Wohnanlage weist charakteristische Merkmale der kommunalen Nachkriegsbauten auf. Die Fassaden wurden schlicht und glatt gehalten und es wurde ein gestalterisch getrennter Sockelbereich angeordnet. Die Gebäude weisen eine charakteristische Fensteranordnung auf und einige Wohnanlagen verfügen über einfach ausgestaltete Gitterbalkone. Die unterschiedlichen Wohngebäude weisen Walm- und Satteldächer mit einheitlicher Dachneigung auf, vgl. [50]. Im Rahmen von Sanierungsarbeiten in den 1990er-Jahren wurden bereits teilweise Dachgeschossausbauten durchgeführt, sodass etwa 70 neue Wohnungen entstanden sind [51].

Die Außenmauern der Obergeschosse der Per-Albin-Hansson-Siedlung West wurden häufig aus Vibrosteinen hergestellt. Die Mittelmauer wurde laut den Bestandsplänen bei einigen Wohnblöcken aus Vibromauerwerk und bei anderen aus Vollziegelmauerwerk hergestellt. Die Kamingruppen wurden bei allen Wohnhäusern aus Vollziegelmauerwerk hergestellt und in den Kellergeschossen kamen Wände aus Beton zum Einsatz. In den Bestandspläne sind die Wände in unterschiedlichen Farben hervorgehoben und der jeweiligen Mauerwerksart zugewiesen, vgl. Abb. 2.6. In den Plänen der einzelnen Siedlungsanlagen, die zum Teil von unterschiedlichen Architekten geplant wurden, wurden verschiedene Farben (vor allem Grün und Gelb) für das Vibromauerwerk verwendet.

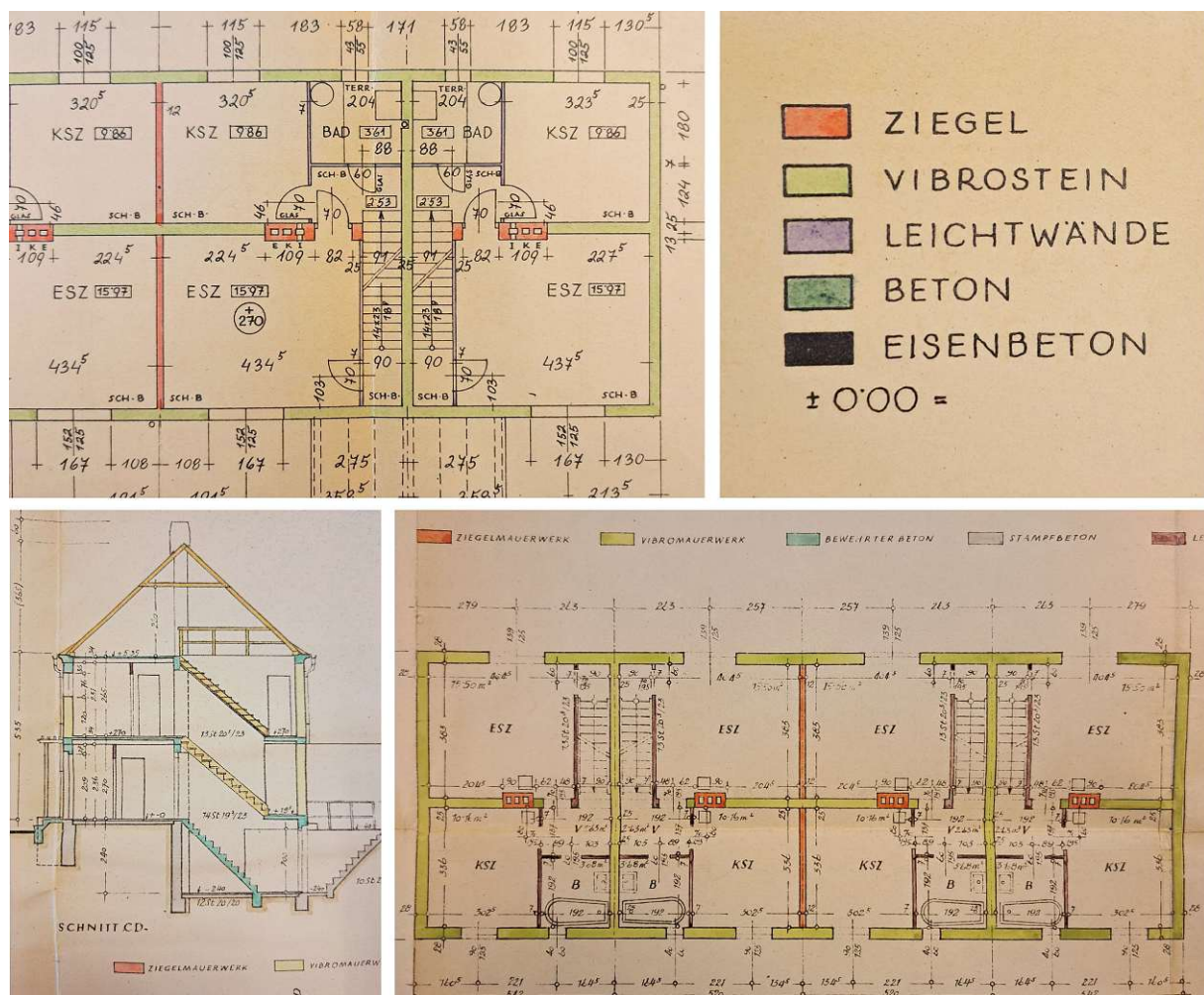


Abb. 2.6: Planausschnitte von Wohnblöcken der Per-Albin-Hansson Siedlung [52]

Gemeindebau Unter-Meidlinger Straße 16–22

Die Wohnhausanlage in der Unter-Meidlinger Straße 12–16 wurde in den Jahren 1959–1961 erbaut und verfügt insgesamt über 413 Wohnungen. Die Siedlung besteht aus einem Hochhaus mit neun Geschossen sowie zwölf weiteren Wohnblöcken mit rechteckigen Grundrissen und Satteldächern.

Zusätzlich befinden sich im Areal, umgeben von Grünflächen, einige Bungalows. Die Anlage weist die typischen Merkmale der Nachkriegsbauten, wie beispielsweise eine aufgelockerte Bauweise, einfach gehaltene, glatte Fassaden und eine einheitliche Fensteranordnung auf [53].



Abb. 2.7: Exemplarische Darstellung eines Wohnblocks (rechts) und des Hochhauses (links) im Gemeindebau Unter-Meidlinger Straße 12–16

In der damaligen Baubeschreibung [54] werden für die Außenwände folgende Aufbauten angegeben:

- Stiege 1:
 - Keller: Stampfbeton,
 - Zwischengeschoss: Stampfbeton und Ziegelmauerwerk (Breite: 38 cm)
 - Erdgeschoss bis 3. Obergeschoss: Ziegelmauerwerk (Breite: 38 cm)
 - 4. –7. Obergeschoss und Ateliergeschoss: Vibrosteine
- Alle übrigen Gebäude:
 - Keller: Stampfbeton
 - Erdgeschoss bis 3. Obergeschoss: Ziegelmauerwerk (Breite: 38 cm)
 - Ab 4. Obergeschoss: Vibrosteine

In Abb. 2.8 sind ein Planausschnitt des Grundrisses des 4. Stocks eines Wohnblocks sowie ein Ausschnitt des Schnittes des Hochhauses zu sehen. Im Schnitt wird, wie in der Baubeschreibung, auf die zu verwendende Mauerwerksart (4. Geschoss bis Ateliergeschoss: Ziegelsplittbeton-Hohlblocksteine) verwiesen. Im Grundriss wurde das Mauerwerk aus Ziegelsplittbeton gepunktet eingezeichnet, vgl. Abb. 2.8 (rechts). Das Vibromauerwerk wurde in den Bestandsplänen des Gemeindebaus jedoch nicht in allen Wohnblöcken explizit markiert.

In der Nachkriegszeit wurde gefordert, dass der Typ des verwendeten Mauerwerks im Einreichplan gekennzeichnet wird. Das Mauerwerk aus Vibrosteinen wurde in den Plänen oftmals gepunktet dargestellt. Es ist jedoch nicht in allen Bestandsplänen eine Kennzeichnung oder Auflistung der Mauerwerkarten zu finden. Des Weiteren besteht die Möglichkeit, dass teilweise, aufgrund von Materialengpässen etc., ein anderer Mauerwerkstyp als im Plan gekennzeichnet verwendet wurde. Für eine genaue Analyse der Aufbauten ist eine Bestandsprüfung in den unterschiedlichen Geschossen daher unumgänglich.

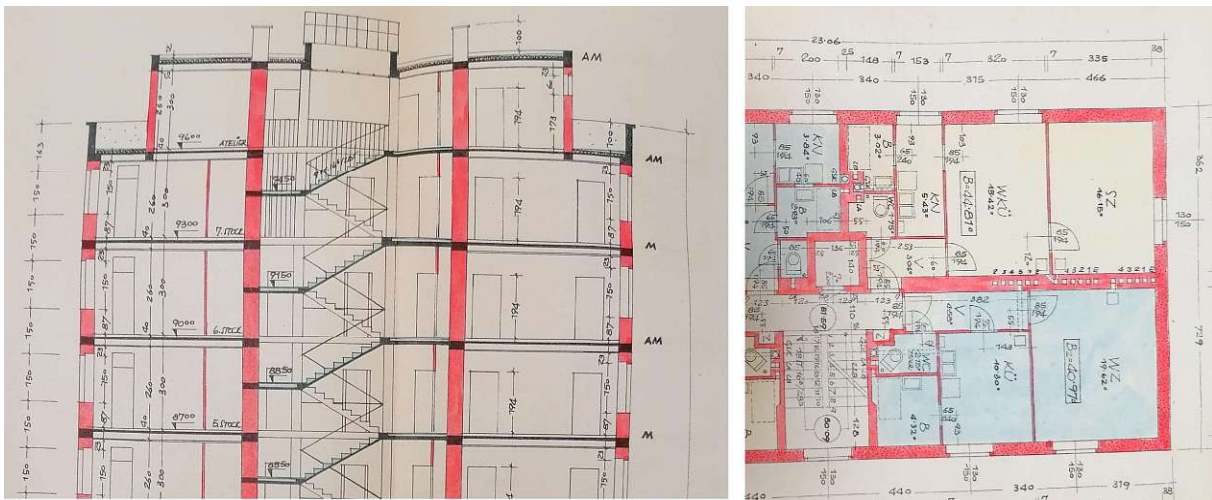


Abb. 2.8: Planausschnitt Unter-Meidlinger Straße 12–16: Ausschnitt Schnitt Hochhaus (links), Grundriss 5. Stock mit Vibromauerwerk Stiege 21 (rechts) [52]

Edgar-Schranz-Hof

Der Edgar-Schranz-Hof befindet sich in der Rustenschacherallee 44–56 im 2. Wiener Gemeindebezirk. Er wurde 1954 erbaut und weist insgesamt 163 Wohnungen auf. Der Gemeindebau besteht aus fünf zu einander parallel stehenden Wohnblöcken und zwei zusätzlichen Häusern. Zwischen den Gebäuden befinden sich ausgedehnte Grünflächen [55].



Abb. 2.9: Beispielhafte Darstellung zweier Wohnblöcke des Edgar-Schranz-Hofs

Im Bauakt des Archivs der Baupolizei MA 37 liegen die damaligen Einreich- sowie Auswechslungspläne (Häuser 1–4) des Edgar-Schranz-Hofs auf. In den ursprünglichen Einreichplänen, vgl. Abb. 2.10 (rechts), wird nicht auf die zu verwendenden Wandaufbauten verwiesen. Die vorhandene Baubeschreibung enthält ebenfalls keine Anmerkungen bezüglich der zu verwendenden Bausysteme.

In den Auswechslungsplänen der Häuser 1–4 werden die Ausführungsarten der Wandaufbauten im Grundriss der jeweiligen Geschosse angeführt. Für die restlichen Häuser liegen keine Auswechslungspläne und somit keine Angaben über die verwendeten Baustoffe vor. Die Mittelmauer wurde bis auf das Kellergeschoss in allen Stockwerken aus Ziegelmauerwerk ausgeführt. Die Kellerwände sollten entweder aus Beton oder Betonmauerwerk hergestellt werden. Für die Außenwände werden bei den Häusern 1–4 folgende Aufbauten angegeben [56]:

- Häuser 1–3:
 - Erdgeschoss bis 2. Obergeschoss: Ziegelmauerwerk (Dicke: 38 cm)
 - 3. Obergeschoss, Dachgeschoss: Vibromauerwerk (Dicke: 25/38 cm)
- Haus 4:
 - Erdgeschoss, 1. Obergeschoss: Ziegelmauerwerk (Dicke: 38 cm)
 - 2. Obergeschoss, Dachgeschoss: Vibromauerwerk (Dicke: 25/ 38 cm)

In Abb. 2.10 (links) werden ein Ausschnitt des Grundrisses des Auswechslungsplans (3. OG: Vibromauerwerk) sowie ein Ausschnitt des Einreichplans (rechts), ohne angegebene Mauerwerksart, dargestellt.

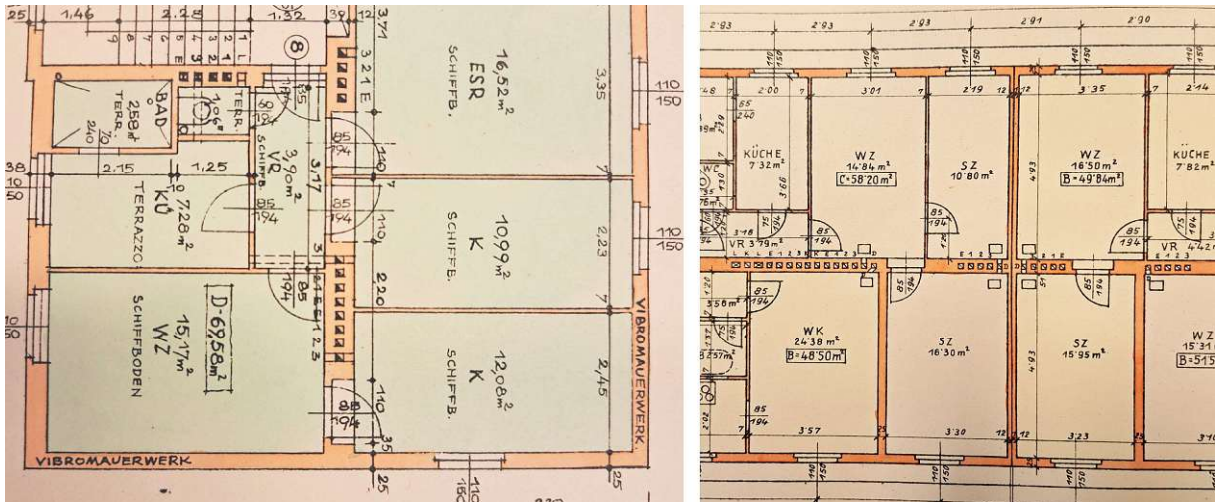


Abb. 2.10: Planausschnitte Edgar-Schranz-Hof: Grundriss Auswechslungsplan 3. OG mit Außenwänden aus Vibrosteinen (links), Grundriss Einreichplan Dachgeschoss ohne Angabe der Mauerwerksart (rechts) [56]

2.2.3 Potenzial der Wohnraumschaffung durch den Ausbau von Bestandsgebäuden

Bislang wurde das Potenzial der Dachgeschossausbauten oder Aufstockungen von kommunalen Nachkriegsbauten in Wien kaum genutzt. Die zusätzliche Wohnraumschaffung durch Ausbauten konzentrierte sich in Wien bislang auf Gründerzeithäuser. Diese stellen einen Großteil des Gebäudebestandes im Stadtzentrum dar und sind aufgrund ihrer repräsentativen Bauweise besonders attraktiv für den Dachgeschossausbau.

Die Vorteile der Nachkriegsbauten hinsichtlich einer Aufstockung oder eines Dachgeschossausbaus liegen unter anderem in der relativ attraktiven Stadtlage, der aufgelockerten Bauweise mit vielen Freiflächen und der einheitlichen Typologie, vgl. [42]. Aufgrund der bereits fortgeschrittenen Lebensdauer der Gebäude sind Instandsetzungsarbeiten notwendig, welche mit einer thermisch-energetischen Sanierung sowie einem Dachgeschossausbau kombiniert werden können. Im Zuge der „Smart City Rahmenstrategie 2019–2050“ [57] hat sich die Stadt Wien zum Ziel gesetzt, umfassende thermische Sanierungen an Gebäuden durchzuführen und die Sanierungsrate am Gebäudebestand zu erhöhen. Die Stadt Wien bzw. stadtnahe Einrichtungen sollen dabei ihrer Vorbildwirkung gerecht werden und bei der Gebäudesanierung besonders hohe ökologische und energetische Standards anwenden.

Es ist davon auszugehen, dass die thermische Sanierung von kommunalen Wohnbauten fortgeführt und erweitert wird. Dabei besteht die Möglichkeit, im Rahmen von Sanierungsarbeiten nicht nur die thermische Effizienz des Gebäudes zu erhöhen, sondern auch zusätzlichen Wohnraum im begrenzten

Stadtgebiet zu schaffen. In der Regel können dadurch ökonomischere Lösungen als bei Durchführung von Einzelmaßnahmen erzielt werden.

Im Rahmen von strukturellen Eingriffen oder Lasterhöhungen am Gebäude muss die Tragfähigkeit des Bestandsbauwerks nachgewiesen werden. In der Nachkriegszeit wurden viele neue Baumaterialien entwickelt und eingesetzt. Da bislang wenige Bestandsbauwerke ausgebaut wurden, stehen wenig Vergleichswerte der spezifischen Baumaterialien zur Verfügung. Es existieren zwar Zulassungen der damals geprüften Systeme, jedoch keine profunden Dokumentationen zum Tragverhalten. Am jeweiligen Bestandsobjekt können meist nur wenige Materialprüfungen durchgeführt bzw. nur einzelne Mauersteine entnommen werden, da die Gemeindebauten in der Regel auch während eines Umbaus bewohnt werden. Aus diesem Grund erscheint es sinnvoll, eine Datenbasis der spezifischen Mauerwerksarten aufzubauen, um am Bestandsobjekt möglichst zerstörungsarme Untersuchungsmethoden anwenden zu können. Idealerweise können in weiterer Folge bei Abbrucharbeiten, wie beispielsweise beim Abbruch bzw. beim Neubau eines Dachgeschosses, Mauersteine entnommen und experimentelle Prüfungen durchgeführt werden.

Der Fokus von weiterführenden experimentellen Untersuchungen sollte auf bisher wenig erforschten und häufig eingesetzten Baumaterialien der kommunalen Wohnbauten, die ein großes Ausbaupotenzial haben, liegen. Aus diesem Grund wird nachfolgend anhand des Beispiels am 2. Wiener Gemeindebezirk veranschaulicht, welches Potenzial Dachgeschossausbauten bei den kommunalen Nachkriegsbauten haben bzw. wie viel zusätzlicher Wohnraum geschaffen werden könnte. Darauf aufbauend können die Wandtypen vorwiegend auf Basis der Bestandspläne charakterisiert werden, um zu verdeutlichen, welche Arten von Mauerwerk bei den Nachkriegsbauten häufig vorkommen. Dadurch können die Schwerpunkte zukünftiger Forschungsprojekte gesteuert und nach Möglichkeit vermehrt experimentelle Materialprüfungen durchgeführt werden.

In der Studie *Attic Adapt 2050* [42] wurde aufbauend auf einer Analyse der Typologie der Nachkriegsbauten der 1950er- und 1960er-Jahre ein systematischer Ansatz zum Dachgeschossausbau entwickelt. Es wurde ebenfalls eine exemplarische Abschätzung der unterschiedlichen Gebäudetypen bezüglich ihres Ausbaupotenzials gemacht. Insgesamt werden 182 Wohnhausanlagen mit 34 604 Wohnungen 4 Typologien zugeordnet. Die erfassten Typologien weisen insgesamt eine bebaute Fläche von 634 400 m² auf. Die grobe Abschätzung des Ausbaupotenzial ergibt eine mögliche zusätzliche Wohnnutzfläche von 171 700–742 200 m². Dies entspricht dem Bau von ca. 2 500–7 600 Wohnungen. Trotz

der groben Abschätzung kann gezeigt werden, dass viel ungenutztes Potenzial in Form von Dachgeschossausbauten bei kommunalen Wohnbauten vorhanden ist.

2.2.3.1 Ausbaupotenzial im 2. Wiener Gemeindebezirk

Eine detaillierte Analyse des Ausbaupotenzials kann anhand des Vergleichs von Bestandsplänen sowie mit dem derzeit gültigen Flächenwidmungsplan erfolgen. Aufgrund des hohen zeitlichen Aufwands der detaillierten Auswertung, beschränkte *Lackner* [58] die Auswertung auf einen Wiener Gemeindebezirk. Dafür wurde der 2. Bezirk (Leopoldstadt) ausgewählt, da dieser durch seine zentrale Lage sowie die Nähe zu Erholungsgebieten eine attraktive Wohngegend darstellt.

Die Auswertung erfolgte an insgesamt 39 Gemeindebauten, welche in den Jahren 1948–1965 erbaut wurden. Aus den an der Wiener Magistratsabteilung 37 (MA 37) aufliegenden Bestandsplänen wurden die Gebäudehöhen ausgelesen und mit dem Flächenwidmungsplan verglichen. Im Speziellen wurde darauf geachtet, ob ein Dachgeschossausbau oder eine Aufstockung (1. + 2. Dachgeschoss) möglich ist. Anhand der Grundrisse und Schnitte der Wohngebäude wurde dann die maximal schaffbare Wohnnutzfläche durch den Ausbau oder die Aufstockung berechnet. In Abb. 2.11 werden exemplarisch das Dachgeschoss des Bestandsplans sowie das maximal mögliche Bauvolumen (rot) im Schnitt dargestellt.

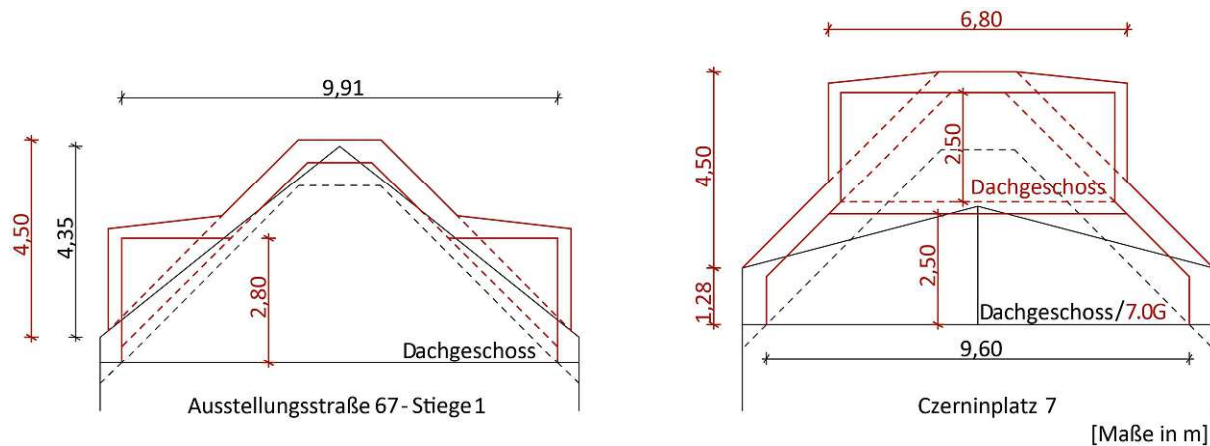


Abb. 2.11: Abbildung eines Dachgeschossausbaus: Ausstellungsstraße 67 (links) und einer Aufstockung: Czerninplatz 7 (rechts) nach [58]

In Tab. 2.3 wird exemplarisch ein Überblick über die untersuchten kommunalen Wohnbauten gegeben. Die vollständigen Daten finden sich in [58]. Die 39 Gemeindebauten weisen insgesamt eine Bestandsnutzfläche von rund 235 000 m² auf. Durch den Ausbau bzw. die Aufstockung könnten weitere 43 000 m² Wohnnutzfläche geschaffen werden. Dies entspricht ca. 16 % der bestehenden Wohnnutzflächen und würde die Errichtung von knapp 720 Wohnungen mit je 60 m² bedeuten. Bei 30 der

untersuchten Wohnbauten wäre laut Flächenwidmungsplan ein Dachgeschossausbau möglich. Davon wäre bei 21 Wohnbauten sogar eine Aufstockung, d.h. der Ausbau von 2 Dachgeschossen, möglich. Bei der Flächenermittlung wurde ein möglicherweise bereits durchgeführter Ausbau vernachlässigt, um das Gesamtpotenzial der Flächenerweiterung aufzeigen zu können. Bei einem Ausbau würde die berechnete maximal schaffbare Wohnnutzfläche in den meisten Fällen aus wirtschaftlichen oder architektonischen Gründen unterschritten werden. Einen weiteren Grund, weshalb beispielsweise keine Aufstockung, sondern nur ein Dachgeschossausbau ausgeführt wird, kann die geringe Tragfähigkeit des Bestandsmauerwerks darstellen. Kann das Bestandsmauerwerk die zusätzlichen Lasten infolge einer Aufstockung oder eines Ausbaus nicht aufnehmen, könnte das Mauerwerk beispielsweise durch Injektionen ertüchtigt werden. Dies wäre jedoch mit einem großen finanziellen Aufwand verbunden, weshalb schlussendlich nicht immer ein Ausbau oder eine Aufstockung durchgeführt wird.

| Adresse | Baujahr | Nutzfläche lt. Plan [m ²] | Ausbaupotenzial/Aufstockung | Zus. schaffbare Nutzfläche [m ²] |
|-------------------------|-----------|---------------------------------------|-----------------------------|--|
| Am Tabor 1–3 | 1957–1959 | 5699,05 | ja/ja | 1151,55 |
| Czerninplatz 7 | 1960–1961 | 5690,27 | ja/ja | 1495,43 |
| Darwingasse 12 | 1955–1956 | 1765,27 | ja/nein | 315,12 |
| Engerthstraße 237 | 1963–1964 | 20107,22 | ja/ja | 3246,40 |
| Ennsgasse 7–11 | 1964–1965 | 7560,57 | ja/nein | 1325,14 |
| Gredlerstraße 7 | 1959–1961 | 5039,78 | ja/ja | 1163,39 |
| Große Pfarrgasse 16–20 | 1958–1961 | 1217,44 | nein/nein | 0,00 |
| Mexikoplatz 1 | 1961–1962 | 9857,73 | ja/ja | 3120,32 |
| Obere Donaustraße 35 | 1959–1960 | 2402,70 | ja/nein | 336,56 |
| Vorgartenstraße 198 | 1954–1955 | 957,08 | ja/nein | 108,50 |
| Vorgartenstraße 158–170 | 1957–1958 | 21282,00 | ja/ja | 9219,70 |
| Wehlistraße 131–143 | 1962–1965 | 15234,28 | ja/nein | 2552,14 |
| Wehlistraße 303 | 1962–1965 | 8331,50 | ja/ja | 3383,82 |

Tab. 2.3: Auszug aus der Tabelle des Ausbaupotenzials kommunaler Wohnbauten im 2. Wiener Bezirk nach [58]

Im Rahmen der Arbeit von Lackner [58] wurde nicht nur das Ausbaupotenzial, sondern auch die verwendete Mauerwerksart der kommunalen Wohnbauten ausgewertet. Die Ergebnisse der Auswertung finden sich in Unterkapitel 3.3.

3 Mauerwerk der Nachkriegsbauten

In der Nachkriegszeit wurde eine Vielzahl neuer Bauweisen entwickelt. Geringe finanzielle Aufwendungen sowie ressourcensparende Materialeinsätze standen dabei im Vordergrund, um möglichst viele Wohnungen in kurzer Zeit schaffen zu können. Aus den Trümmern wurden wiederverwendbare Materialien aussortiert und aus den Ziegeln der zerstörten Gebäude wurde Ziegelsplitt hergestellt, der unter anderem als Zuschlagstoff für Beton eingesetzt wurde. Die Aufbereitung von Ziegelsplitt als Zuschlagstoff sowie die Herstellung von Vibrosteinen werden im nachfolgenden Abschnitt beschrieben. Des Weiteren wird auf die typischen Wandaufbauten, im Speziellen auf die in der Nachkriegszeit verwendeten Mauerwerkstypen, eingegangen. Typische Decken- und Dachsysteme der Nachkriegszeit werden nachfolgend nicht behandelt und überblicksmäßig in Abschnitt 2.2.1 angeführt.

3.1 Herstellung von Ziegelsplitt, Ziegelsplittbeton und Vibrosteinen

3.1.1 Aufbereitung des Schuttes zu Ziegelsplitt

Das Ziel der Schuttaufbereitung war es, alle wiederverwertbaren Schuttbestandteile zu recyceln. Im Vordergrund standen dabei die Gewinnung von Feinsand für die Herstellung von Mauermörtel und die Aufbereitung von Ziegelsplitt, der entweder direkt verwendet wurde oder als Zuschlagstoff für Beton diente. Ganze Mauerziegel wurden im Vorhinein aussortiert und nach einer Reinigung wiederverwendet. Die Erzeugung des Ziegelsplitts erfolgte generell mithilfe eigener Aufbereitungsanlagen (siehe Abb. 3.1) und wird nachfolgend beschrieben. Die jeweiligen Nummerierungen im Text beziehen sich auf die in Abb. 3.1 dargestellten Arbeitsschritte.

Zu Beginn wurde der gesamte Schutt auf einem schrägen Rost (2) geführt, sodass die sperrigen Bestandteile vom Rost abrutschten und jene Fremdkörper entfernt wurden, die zu groß für das Maul des Brechers waren. Danach wurden jene Feinteile bis 3 mm Korngröße aus den Ziegelresten ausgesiebt (5). Diese bestanden vorwiegend aus Putz und Mauermörtel der zerstörten Gebäude und wurden für eine etwaige Wiederverwendung abgeführt.

Die zur Wiederverwendung aufbereiteten Baustoffe wurden auf Störstoffe, wie beispielsweise Gips, untersucht. Gips war ein Bestandteil des Deckenputzes in vielen Wohnhäusern, die durch den Krieg zerstört worden waren, und kam somit vermehrt in den Trümmerresten vor. Bei Bedarf wurde der Schädigung des Betons durch die Treiberscheinung von Gips, mithilfe der Verwendung von gipsunempfindlichen Bindemitteln, wie „Gipsschlackenzement“, entgegengewirkt. Des Weiteren konnten

Trümmerreste und Feinteile, die als Baumaterial ungeeignet waren, beispielsweise als Schüttungen oder Düngemittel eingesetzt werden.

Nach der Aussiebung der Feinteile gelangte das Schüttmaterial in einen Vorbrecher (7), wodurch eine Korngröße von 30–40 mm erreicht wurde. Das weitere Verfahren des Brechguts war abhängig von der gewünschten Sieblinie bzw. dem Verwendungszweck. Die Körnung wurde in Sortiertrommeln (9) getrennt und gelangte in Silos (10). Von dort wurde der Ziegelsplitt entweder zur Endverarbeitung gemäß seinem Verwendungszweck abgeführt oder er gelangte in einen weiteren Feinbrecher (11), wodurch als Endprodukt Ziegelsplitt in unterschiedlichen Korngrößen entstand [30].

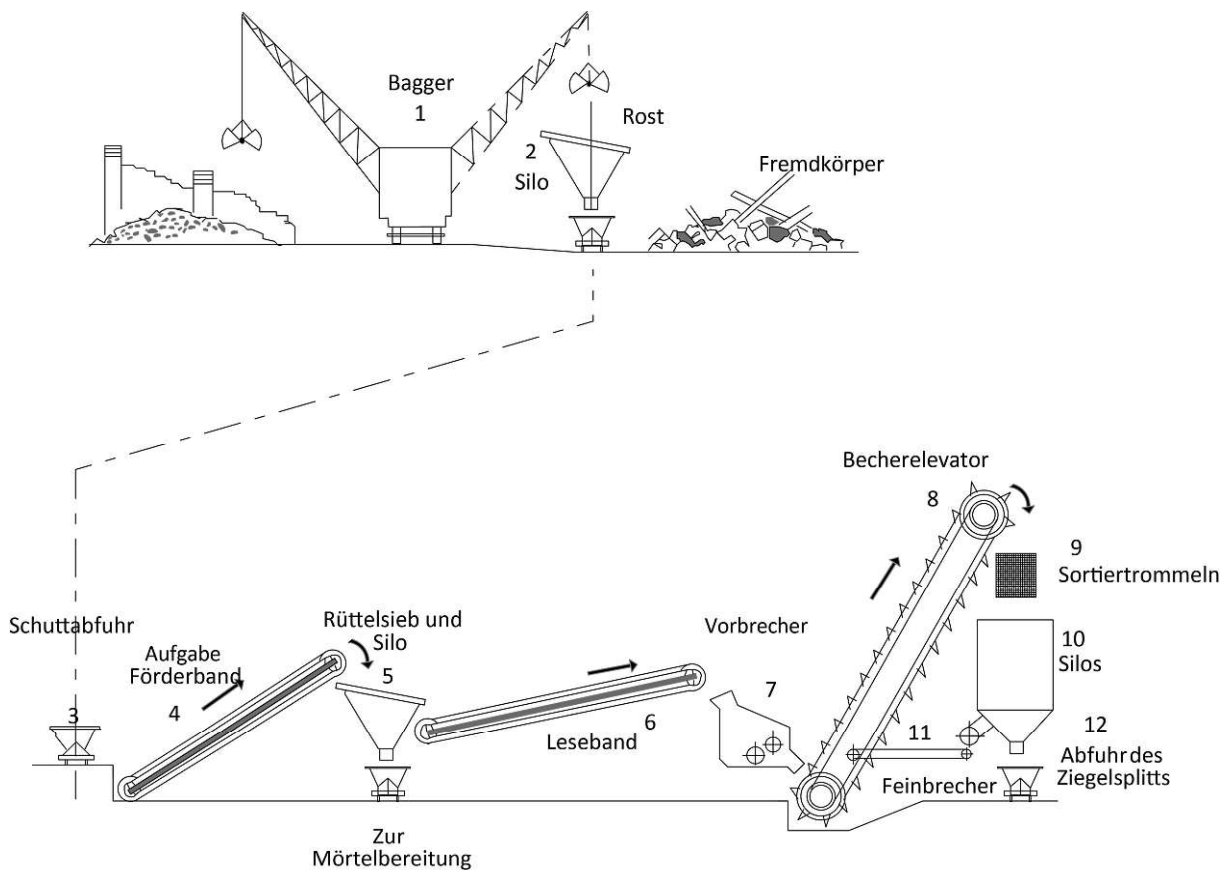


Abb. 3.1: Schutttaufbereitungsanlage nach [30]

Die Aufbereitungsanlagen wurden an Orten mit großen Schuttmengen aufgestellt. Die erste geplante Schutttaufbereitungsanlage in Wien wurde zwischen Franz-Josefs-Kai und Morzinplatz (1. Bezirk) aufgestellt. An diesem Standort lagerten rund 100 000 m³ Schutt, weshalb man davon ausging, dass die Anlage bei einer Tagesleistung von ca. 150 m³ Schutttaufbereitung rund 2 Jahre am selben Ort in Betrieb sein würde. Die Anlage bestand aus Holz und wurde so konzipiert, dass sie zerlegt und an einem

anderen Standort wiederaufgebaut werden konnte. Die Arbeitsschritte wurden im *Aufbau* folgendermaßen beschrieben:

„Der Schutt gelangt über ein Förderband zuerst in ein Vorsieb mit 3 Sieben, Maschenweite 3, 7, 15 mm. Der Durchgang durch die einzelnen Siebe fällt in die entsprechenden Silos, der Überlauf kommt in die Hammermühle, die ihn bis max. 30 mm Korngröße zerkleinert. Aus der Hammermühle gelangt das Material über einen Elevator auf das Nachsieb, welches mit 2 Sieben von 7 und 15 mm Maschenweite ausgestattet ist. Der Durchgang durch die Siebe und der Überlauf gelangt ebenfalls in die zugehörigen Silos. Aus den Silos werden die einzelnen Körnungen in Muldenkipper abgezapft und damit die Lastkraftwagen beladen oder nahegelegene Deponie beschickt.“ [30]

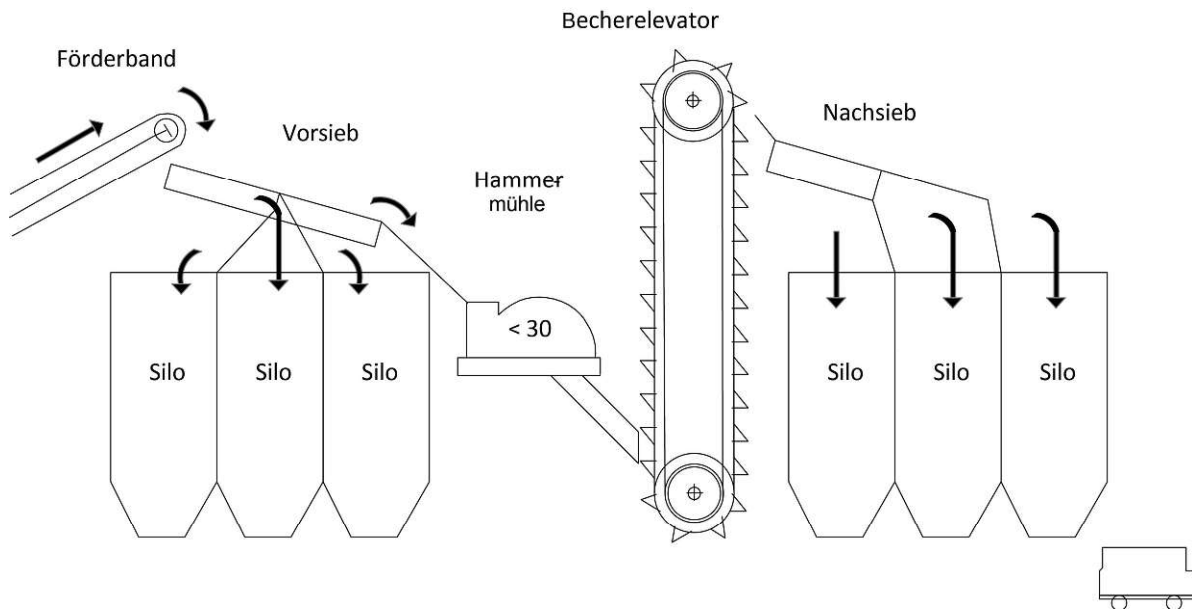


Abb. 3.2: Schuttauflbereitungsanlage am Morzinplatz nach [30]

Des Weiteren sollte die Zerkleinerung des Ziegelschuttes mithilfe von kleineren, fahrbaren und somit lokal einsetzbaren Brecheranlagen, die bereits von der Aufarbeitung von Natursteinsplitt bekannt waren, durchgeführt werden. Aufgrund der schwierigen wirtschaftlichen Lage sollten vor allem Geräte verwendet werden, die bereits vorhanden waren.

Eine provisorische Methode, um Ziegelsplitt aufzuarbeiten, stellte die Zerkleinerung mittels Straßenwalzen dar. Hierzu wurde auf einer „harten“ Straße, in einem Feld von rund 100–150 m Länge und 3 m Breite, Ziegelschutt in Lagen von 10–15 cm aufgebracht und mit einer 8–10 t schweren Walze mehrmals überrollt. Dadurch entstand ein Ziegelsplitt, der ohne weitere Siebung als Zuschlagstoff für die Betonherstellung verwendet werden konnte. Aus den verschiedenen Herstellungsmethoden des

Ziegelsplitts resultierten unterschiedliche Formen und Zusammensetzungen des Brechguts, wodurch ebenfalls variierende Materialeigenschaften des Endprodukts, wie beispielsweise des Ziegelsplittbetons, auftraten [30].

3.1.2 Herstellung und Eigenschaften des Ziegelsplittbetons

Für die Herstellung von Ziegelsplittbeton wurde der Ziegelbruch in mindestens zwei (0/7 mm, > 7 mm), zweckmäßig jedoch in drei (0/3 mm, 3/7 mm, > 7 mm) Körnungen unterteilt und als Zuschlagstoff für den Beton verwendet. Gewisse Verunreinigungen im Ziegelsplitt konnten nicht vermieden werden und waren in kleinen Mengen zulässig. Bei eingehaltener Korngrößenzusammensetzung durften Verunreinigungen durch Zement- oder Kalkmörtel mitverarbeitet werden. Die Untermischung von Gipsresten war jedoch untersagt und musste speziell geprüft werden. Organische Stoffe, wie Holz und Schilfrohr, durften bei Porenbeton in geringen Mengen auftreten. Bei Beton mit höheren Festigkeitsansprüchen durften keine organischen Bestandteile vorhanden sein.

Als Bindemittel für den Ziegelsplittbeton wurde in Österreich grundsätzlich Portlandzement verwendet. Der massive Rohstoffmangel veranlasste dazu, auch andere Bindemittel in Erwägung zu ziehen, da für die Erzeugung von Portlandzement große Mengen an Kohle benötigt wurden. Unter dem Namen „Mischbinder-Timelkam“ kam ein Bindemittel auf den Markt, das zu 75 % aus Flugasche und zu 25 % aus staubförmig gelöschtem Kalk bestand. Das Bindemittel war jedoch vorerst nur für Putz und Mörtel zugelassen und es sollten weitere Versuche für die Eignung zur Erzeugung von Beton angestellt werden.

Ziegelsplitt ist ein saugfähiger Zuschlagstoff, weshalb er deutlich mehr Anmachwasser als Kiesbeton erfordert. Die Menge des Anmachwassers ist zudem von der Porosität des Scherbens abhängig, weshalb der erforderliche Wasserzementwert (w/z-Wert) sehr schwer zu bestimmen ist. Im *Aufbau* [30] wurde der Wert des erforderlichen Anmachwassers mit 20–25 Gew.-% bei Ziegelsplittbeton im Vergleich zu 6–14 Gew.-% bei Kiesbeton angegeben. Eine zu geringe Menge an Anmachwasser kann zu einer unvollständigen Hydratation des Zements und somit zu einem Festigkeitsverlust des Betons führen. Die Vorbenetzung des Ziegelsplitts wird als unzuweckmäßig beschrieben, da es zu einer ungleichmäßigen Verteilung des Benetzungswassers kommt und die vom Zuschlagstoff aufgenommene Wassermenge nicht bekannt ist. Besser geeignet scheint es, eine gegenüber dem Kiesbeton angepasste Menge an Anmachwasser bereits im Vorhinein in die Mischtrommel zu geben, sodass es bereits vor der Vermischung zu einer Wasseraufnahme durch den Ziegelsplitt kommen kann.

Der Ziegelsplittbeton sollte immer im Rüttelverfahren verdichtet werden, da die von Stampfbeton bekannte Verdichtung eine Zerstörung des Splittkorns verursachen könnte. Zusätzlich wurde der Nachbehandlung des Ziegelsplittbetons besondere Beachtung geschenkt, um ein „Verdursten“ des Bindemittels zu verhindern. Sie sollte bei steifem wie auch bei weichem Ziegelsplittbeton so durchgeführt werden, dass eine langsame Austrocknung stattfinden konnte.

Der Ziegelsplittbeton wurde generell in Schwerbeton mit höherer Festigkeit und Leichtbeton mit geringer Festigkeit eingeteilt. Für Leichtbeton mit Zuschlag aus Ziegelsplittbeton betrug die Rohdichte zwischen 1,05 und 1,60 t/m³ und für Schwerbeton maximal 1,9 t/m³. Je nach gewünschten Festigkeitswerten oder Wärmedämmeigenschaften wurde eine unterschiedliche Kornzusammensetzung gewählt. Im *Aufbau* [30] wurden für Schwerbeton die Körnungen (in mm) 0/7 und 7/Größtkorn sowie bei höheren Festigkeitsanforderungen die Körnungen 0/3, 3/7 und 7/Größtkorn angegeben. Sie mussten dem Betonmischer getrennt zugegeben werden und das jeweilige Größtkorn orientierte sich dabei an dem Querschnitt des herzustellenden Bauteils. Bei großen Bauteilquerschnitten sollte das Größtkorn 40–50 mm, bei grobgliederigen Stahl- und Stahlbetonbauten 30 mm und bei feingliederigen Querschnitten 15–7 mm betragen. Die Würfeldruckfestigkeit (28 Tage) bei einer Bindemittelzugabe von 120–130 kg/cm³ Fertigbeton betrug in Abhängigkeit von der gewählten Sieblinie zwischen 50 und 160 kg/cm² [30].

Untersuchungen von Dr. Bruckmayer in Wien ergaben für Ziegelbruchbeton mit einer Raumdichte von 1 200–1 400 kg/m³ eine Wärmeleitzahl von $\lambda = 0,22 \text{ kcal/mh}^0$. Im Vergleich zu den üblichen Vollziegeln entspricht dies einem dreimal so hohen Wärmeschutz. Das Staatliche Materialprüfamt Berlin Dahlem und das Stadtbauamt Lübeck ermittelten zusätzlich die Wärmeleitzahl des Ziegelbruchbetons in Abhängigkeit vom Raumgewicht. Die Ergebnisse werden in nachstehender Tab. 3.1 angeführt.

| Raumgewicht [kg/m ³] | Feuchtigkeit [Gew.-%] | Wärmeleitzahl [kcal/mh ⁰] |
|----------------------------------|-----------------------|---------------------------------------|
| 1630 | 4,5 | 0,66 |
| 1200 | 5,0 | 0,473 |
| 1050 | 5,5 | 0,256 |

Tab. 3.1: Wärmeleitzahl des Ziegelbruchbetons in Abhängigkeit vom Raumgewicht nach [59]

Der Ziegelsplittbeton wurde als Ortbeton unter anderem für Fundamente, bewehrte Betondecken sowie zur Herstellung von Wänden und Mauersteinen eingesetzt. Zudem wurden werkseitig Betonvollziegel (Normalformat oder 25 × 12 × 10,4 cm), Betonhohlsteine, Deckenhohlkörper und

Wandbauplatten hergestellt. Die Qualität des Ziegelschuttes sowie die Trümmerzusammensetzung variierten zwischen den einzelnen Bezirken bzw. den einzelnen zerstörten Gebäuden sehr stark, weshalb vor der jeweiligen Verwendung der wiederaufbereiteten Baumaterialien eine Eignungsprüfung notwendig war [30].

3.1.3 Herstellung von Vibrosteinen in Wien

Ziegelsplittbeton wurde in der Nachkriegszeit unter anderem für Schüttnbetonwände und die Herstellung von Hohlblocksteinen verwendet. Die unterschiedlichen Arten von Hohlblocksteinen mit möglichem Zuschlag aus Ziegelsplitt werden in Kapitel 3.2.1 erläutert. Nachfolgend wird auf die Erzeugung der ersten Vibrosteine in Österreich eingegangen.

Die ersten zwei Vibromaschinen samt dazugehöriger Aufbereitungsanlage waren ein Geschenk Schwedens an die Gemeinde Wien. Sie wurden im Jahr 1947 im Wiener Arsenal (2. Bezirk) aufgestellt, da dort große Mengen an Schutt lagerten. Die Aufbereitung des Schuttes sowie die Herstellung der Ziegelsplittbeton-Hohlblocksteine erfolgten nach folgendem Schema (siehe Abb. 3.3):

Als erster Schritt wurde der Ziegelbruch durch eine Feldbahn zum Backenbrecher transportiert. Dort wurden die Trümmer zerkleinert und das gebrochene Schüttgut gelangte über ein Becherwerk sowie eine Rutsche in die Siebtrommel, sodass der Durchgang 0/10 mm in ein Silo fiel. Von dort wurde der Ziegelsplitt mit einem Muldenkipper in die nahe gelegene Halle zur Herstellung der Vibrosteine gebracht. In der Halle wurde der Ziegelsplitt in ein Rührwerk gekippt und zeitgleich wurden Zement und Wasser zugegeben. Danach wurde das Mischgut von Fülleimern, die an der Laufkatze der Vibromaschine angebracht waren, aus dem Rührwerk entnommen. Nun wurde der Kasten der Vibromaschine, in welchem sich ein Formstück befand, mit Ziegelsplittbeton gefüllt und ordentlich durchgerüttelt. Anschließend wurde eine Platte auf den Kasten gedrückt, damit der Vibrostein mittels Stempel aus der Form herausgehoben werden konnte. Schließlich wurde der Hohlblockstein durch eine Gabel heruntergenommen und auf einem Trockenrahmen abgesetzt. In einer Arbeitsschicht konnten mithilfe der Vibromaschine 900 Hohlblocksteine (entsprechen ca. 8 m³ Mauerwerk) hergestellt werden. Durch die vorhandene Doppelmaschine sowie zwei beabsichtigte Arbeitsschichten konnte mit einer Tagesleistung von rund 3 600 Vibrosteinen (entsprechen ca. 32 m³ Mauerwerk) gerechnet werden [30].

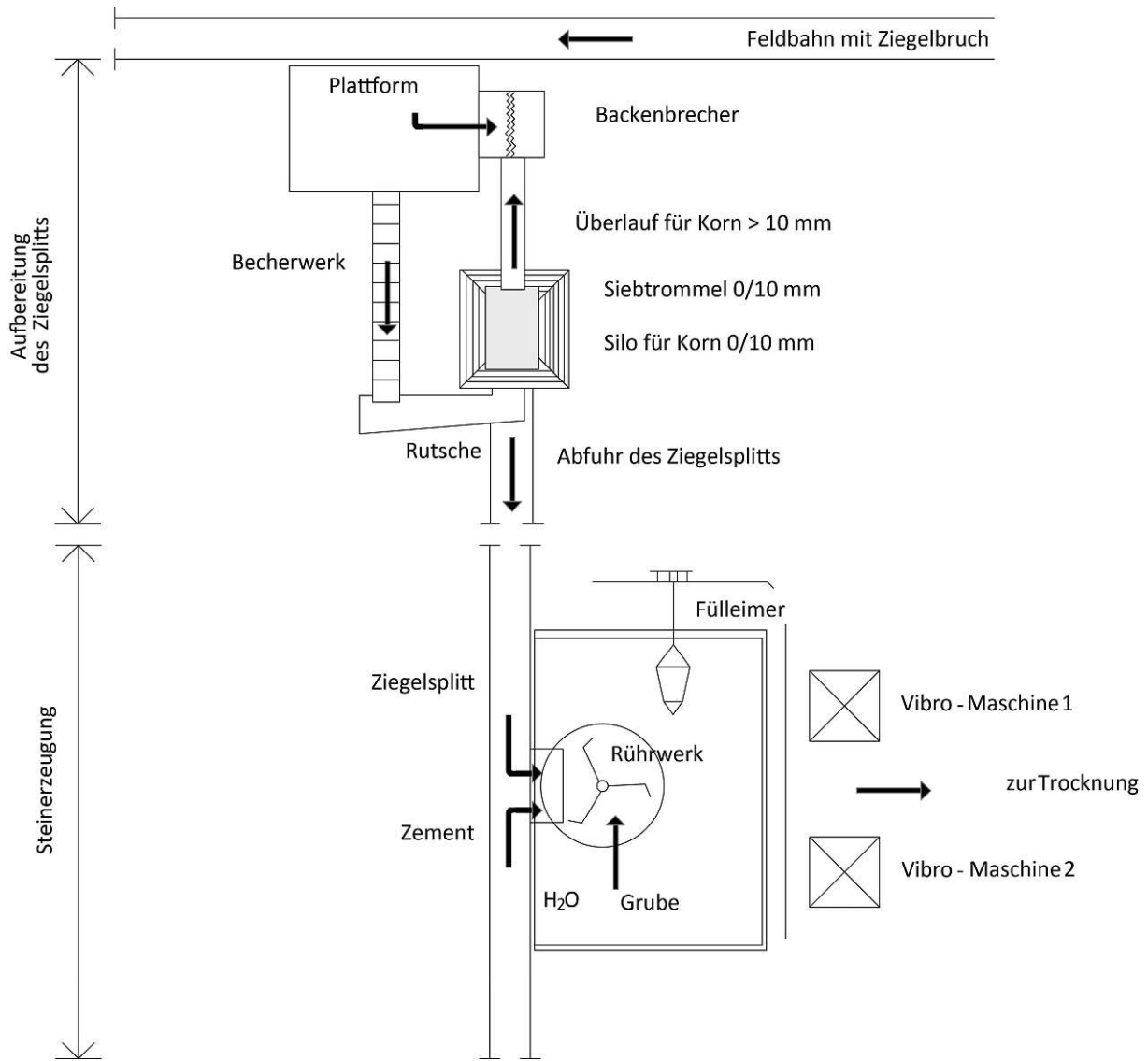


Abb. 3.3: Aufbereitungsanlage für die Herstellung von Vibrosteinen (10. Bezirk Wien, Arsenal) nach [30]

3.2 Hohlblocksteine aus Ziegelsplittbeton

In diesem Abschnitt werden die unterschiedlichen Ausführungsarten von Hohlblocksteinen aus Ziegelsplittbeton der Nachkriegszeit beschrieben. Neben den nachfolgend erwähnten Typen von Hohlblocksteinen aus Ziegelsplittbeton kamen noch weitere Ausführungsarten, welche sich in ihrer Form und Zusammensetzung unterschieden, zum Einsatz. Einige Typen von Hohlblocksteinen aus der Zeit nach dem Zweiten Weltkrieg, die nicht in den vorhandenen Zulassungen oder Aufzeichnungen dokumentiert sind, konnten im Ziegelmuseum der Stadt Wien (Bezirksmuseum 14. Bezirk) besichtigt werden und sind in Abb. 3.4 abgebildet.



Abb. 3.4: Unterschiedliche Ziegelsplittbeton-Hohlblocksteine im Ziegelmuseum der Stadt Wien (Bezirksmuseum Penzing)

3.2.1 Ausführungsarten von Hohlblocksteinen aus Ziegelsplittbeton

Bis Anfang des 20. Jahrhunderts wurden die Gebäude in Österreich fast ausschließlich in Vollziegelmauerwerk errichtet. Nach Ende des Zweiten Weltkriegs wurden aufgrund der zunehmenden Bautätigkeit sowie des Mangels an Roh- und Baustoffen die Anwendungs- und Herstellungsmöglichkeiten alternativer Bauweisen evaluiert. Im Gegensatz zu Österreich kamen Beton-Hohlblocksteine in Ländern wie der Schweiz und Schweden bereits zur Anwendung. Aufgrund der ähnlichen klimatischen Bedingungen war die Eignung der entwickelten Mauersteine auch für Österreich gegeben und sie sollten im Rahmen des Wiederaufbaus für den Bau von kommunalen Wohnanlagen eingesetzt werden.

Hohlblockstein in Deutschland

In Deutschland war der Leichtbeton-Hohlblockstein (siehe Abb. 3.5) nach dem Zweiten Weltkrieg bereits genormt. Der Hohlblockstein wies einen tragenden Querschnitt von 75 % der Gesamtsteinfläche auf und musste eine Mindestdruckfestigkeit von 30 kg/cm^2 erreichen. Der Mauerstein konnte bei Gerippebauten (bis maximal 5 Geschosse) zur Ausfachung in allen Geschossen eingesetzt werden. Bei Bauwerken ohne tragendes Gerippe durfte der Leichtbeton-Hohlblockstein in den obersten 3 Geschossen verbaut werden. In den untersten Stockwerken mussten Mauersteine eingesetzt werden, die eine

Mindestdruckfestigkeit von 100 kg/cm^2 aufwiesen. Als Betonzuschlag wurde Schlacke, Hüttenbims oder gleichwertiger poriger Zuschlag vorgeschrieben. Ziegelsplitt aus Zuschlagstoff wird ebenfalls als geeignet betrachtet, wobei 1946 noch keine Daten zu den charakteristischen Materialfestigkeiten vorlagen [59].

Die Wärmedämmeigenschaften von Leichtbeton-Hohlblocksteinen waren im Vergleich zum Vollziegelmauerwerk deutlich verbessert und wurden hauptsächlich durch den porigen Zuschlag erreicht. Der Anordnung und der Größe der Hohlräume wurde jedoch noch wenig Beachtung geschenkt. Bei Wandstärken von 25 cm wurden im alpinen Klima aufgrund von Wärmebrücken in den Steinen und den Mörtelfugen schlechte Dämmeigenschaften festgestellt, weshalb die Mindestdicke der Außenmauer auf 30 cm festgelegt wurde.

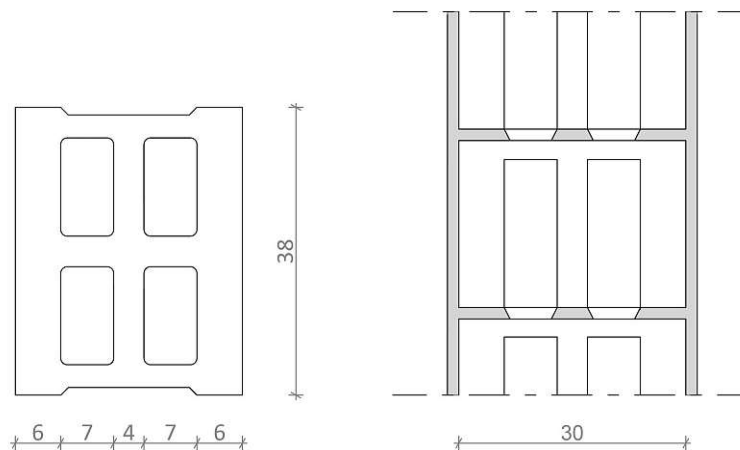


Abb. 3.5: Steingrundriss und Schnitt durch die Wand von in Deutschland genormten Mauerwerk aus Leichtbeton-Hohlblocksteinen (DIN 4152-4154) nach [59]

Hohlblockstein aus Schweden

Im *Aufbau* [59] wurden neben dem Leichtbeton-Hohlblockstein nach DIN 4152-4154 weitere Hohlblocksteine, welche in Schweden und der Schweiz entwickelt wurden, vorgestellt.

Ziv.-Ing. Lindemann entwickelte in Schweden den sogenannten Vibro-Blockstein. Es handelt sich um einen fünfseitig geschlossenen Beton-Hohlblockstein mit geringen Wandstärken (siehe Abb. 3.6). In Schweden wurde üblicherweise Kies mit Ausfallkörnung als Betonzuschlag verwendet, wobei angemerkt wurde, dass als Gesteinskörnung ebenfalls Ziegelsplitt eingesetzt werden kann [59].

Die schwedische Zulassung forderte bei einem Raumgewicht von rund $1\,900\text{ kg/m}^3$ eine Mindestdruckfestigkeit von 40 kg/cm^2 . Die zulässige Mauerwerksdruckfestigkeit wurde bei Auflagen der Deckenbalken mit maximal $8,0\text{ kg/cm}^2$ und beim restlichen Mauerwerk mit maximal $4,0\text{ kg/cm}^2$ angegeben. Nach der deutschen Vorschrift entspräche dies einer Anwendung in 3 Vollgeschossen.

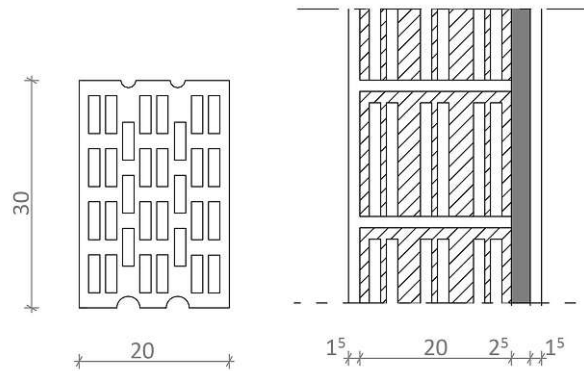


Abb. 3.6: In Schweden von Ziv.-Ing. Lindemann entwickelter Vibro-Blockstein nach [59]

Die Wärmedämmeigenschaften des 20 cm starken Vibromauerwerks entsprachen einer rund 51 cm starken Wand aus Vollziegelmauerwerk. Dennoch wurde aufgrund von Wärmebrücken im Rauminnen ein Kältegefühl verspürt, weshalb man an der Innenseite in der Regel eine 2,5 cm starke Heraklith-Platte anbrachte. Bessere Wärmedämmeigenschaften konnten zudem durch einen Leerraum in den Setz- und Stoßfugen (Unterbrechung des Mörtelbands) erreicht werden.

Hohlblockstein aus der Schweiz

Der von Ziv.-Ing. Lechner in der Schweiz entwickelte Vibro-Baustein ist wie der Hohlblockstein aus Schweden fünfseitig geschlossen und weist dünne Wandstärken auf. Um die wärmetechnischen Probleme zu umgehen, wurden zweischalige Wände mit jeweils schmalere Steinen gewählt. Die beiden Steinreihen wurden mit in der Mörtelfuge eingelegten Drahtbügeln verbunden und bilden insgesamt eine Wandstärke von 30 cm. In der Eidgenössischen Materialprüfanstalt wurden die Festigkeiten der Mauersteine bzw. des Mauerwerks, welches in Abb. 3.7 abgebildet ist, geprüft. Dabei ergab sich ein Wert von 125 kg/cm^2 für die Steinfestigkeit von 60 kg/cm^2 für die Mauerwerksfestigkeit. Die Schweizer Bestimmungen schreiben für Mauerwerk eine sechsfache Sicherheit gegen Bruch vor, weshalb die zulässige Mauerwerksdruckfestigkeit auf 10 kg/cm^2 festgelegt wurde. Die verhältnismäßig hohen Werte der Steindruckfestigkeit erklärten sich mit der Herstellung von Normalbeton im Rüttelverfahren, bei welchem wenig Anmachwasser zum Einsatz kam.

Nach der Schweizer Zulassung war es möglich, die Steine als einschalige Wand mit einer Stärke von 14 cm als tragende Zwischenwand einzusetzen. Das Tragvermögen der Wand sinkt jedoch bei ausmittiger Belastung deutlich, weshalb ein genaues Arbeiten unerlässlich war. In Österreich waren aufgrund des Facharbeitermangels nach dem Krieg sehr viele angelernte Arbeitskräfte im Bauwesen tätig, weshalb die Anwendung für tragende Zwischenwände aus schmalem Hohlblockmauerwerk nicht empfohlen wurde.

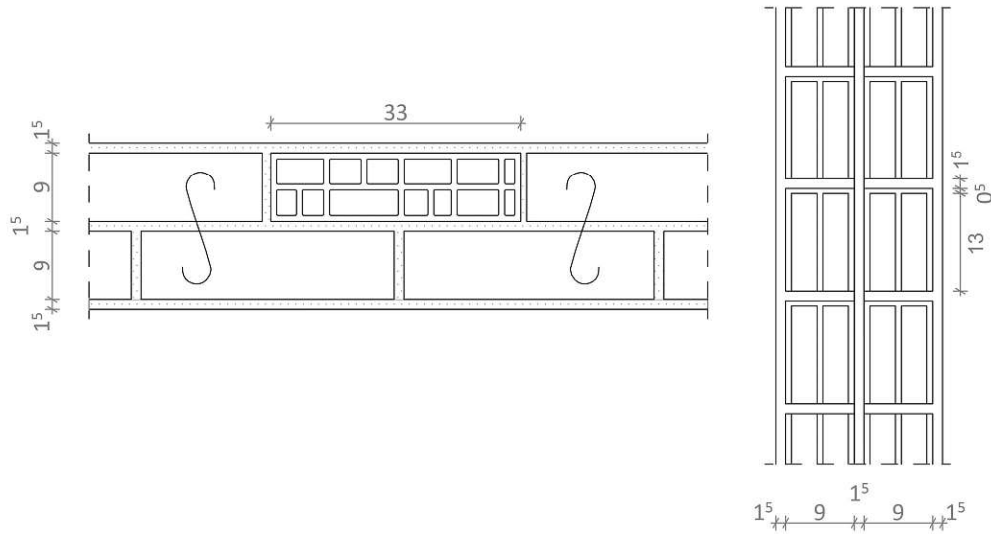


Abb. 3.7: Vibro-Baustein/-Mauerwerk entwickelt von Ziv. Ing. Lechner in der Schweiz nach [59]

Die vorgestellten Mauersteine wurden für die Anwendung in Österreich, vor allem aufgrund der Möglichkeit, Ziegelsplitt oder landesüblichen Kies als Zuschlagstoff zu verwenden, und der im Vergleich zu Vollziegelmauerwerk höheren Wärmedämmeigenschaften, durchaus empfohlen [59].

In nachfolgender Tab. 3.2 finden sich die zusammengefassten Materialkennwerte der drei beschriebenen Hohlblocksteine.

| Bauart | DIN 5152 | Schweden | Schweiz |
|---|------------|-------------------------|--------------------|
| Baustoff | Schlacke | Poren reicher Kiesbeton | Hochwertiger Beton |
| Steinabmessungen [cm] | 38/30/16,5 | 30/20/16,5 | 51/14/21 |
| Steingewicht [kg] | 24,0 | 14,5 | 18,0 |
| Hohlräumen [%] | 32,0 | 37,5 | 55,3 |
| Raumgewicht [kg/dm ³] | 0,96 | 1,45 | 1,20 |
| Mauerdicke [cm] | 30 | 22 | 30 |
| Steinfestigkeit [kg/cm ²] | 30 | 40 | 125 |
| Zulässige Beanspruchung [kg/cm ²] | – | 4 | 10 |

Tab. 3.2: Zusammenfassende Stein- und Mauerwerksdaten der Hohlblocksteine aus Deutschland (DIN 5152), aus Schweden und aus der Schweiz nach [59]

3.2.2 Zulassungen der Vibrosteine

Bevor die neu entwickelten Bausysteme und Mauersteine in Wien eingesetzt werden konnten, musste bei der Magistratsabteilung 35 eine Zulassung eingeholt werden. Für Vibrosteine bzw. Hohlblocksteine aus Ziegelsplittbeton existierten grundsätzlich drei Zulassungen, die von unterschiedlichen Bauunternehmen beantragt wurden.

Zulassung der Wiener Baubedarfs-gesellschaft vom 15.03.1949

Die Wiener Baubedarfs-gesellschaft.m.b.H erhielt im Jahr 1949 die Zulassung für das Vibro-Hohlblock-mauerwerk. Bei den Vibrosteinen handelt es sich um fünfseitig geschlossene Beton-Hohlblocksteine, die im Rüttelverfahren hergestellt wurden. Die Vibrosteine weisen in den Stoßflächen zwei halbzy-lindrische Ausnehmungen, welche sich über die ganze Steinhöhe erstrecken, auf. Die Abmessungen der Vibrosteine betragen 25 × 25 × 14,2 cm und sie haben ein mittleres Gewicht von 10 kg. Sollte das Mauerwerk die Umschließung von Aufenthaltsräumen oder Stallungen bilden, wurde Ziegelsplitt oder Sandschlacke als Zuschlag verwendet, ansonsten konnte auch Sandkies eingesetzt werden. Die Vibrosteine wurden im Mauerwerksverband voll auf Fug in Kalkzementmörtel gemauert. In der Zulassung wurde eine minimale Steindruckfestigkeit von 40 kg/cm² gefordert. Die Randspannung des Mauerwerks durfte 4 kg/cm² nicht überschreiten und die Breite der Mauerpfeiler musste mindestens 77 cm

betragen. Des Weiteren durfte die Mauerhöhe nicht mehr als dem 12-fachen der Mauersteinbreite entsprechen.

Das Mauerwerk aus Vibro-Hohlblocksteinen durfte ohne zusätzliche Vorkehrungen bei Kleinwohnhäusern und Stallungen angewendet werden (Wanddicke 25 cm). Für den Einsatz in weiteren Gebäuden mussten bauliche Maßnahmen getroffen werden, um sicherzustellen, dass die Wärmedämmeigenschaften mindestens jenen einer 38 cm dicken Vollziegelwand entsprachen [60].

Zulassung der Ebenseer Betonwerke GmbH vom 10.08.1953

Die „Ebenseer-Schnellbausteine“ sind fünfseitig geschlossene Beton-Hohlblocksteine, die mittels Vibroformen und Formstein-Automaten im Rüttelverfahren hergestellt wurden. Als Zuschlag für den Beton wurde Ziegelsplitt, Hochofenschlacke mit Sandzusatz oder Kalksplitt verwendet. Wie in Abb. 3.8 zu sehen ist, besteht der Hohlblockstein aus vier Reihen Hohlräumen sowie Handgriffen in Form von Ausnehmungen an den Stoßflächen. Die Maße der Normalsteine betragen $50 \times 25 \times 21,9$ cm. Neben dem Normalstein wurden ebenfalls Längshalbsteine und Hacksteine, welche für Fenstergewände und Mauerwerkschlüsse verwendet wurden, hergestellt.

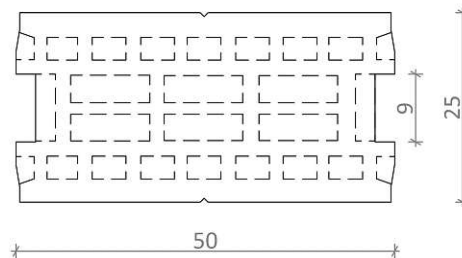


Abb. 3.8: Darstellung des Ebenseer-Schnellbausteins (Normalstein) nach [61]

Die Festigkeit der Ebenseer-Schnellbausteine variiert je nach verwendetem Zuschlag. In Tab. 3.3 werden die mittlere Mindestfestigkeit, die zulässige Mauerwerksspannung sowie das Gewicht der Hohlblocksteine angegeben. Zudem wurde in der Zulassung eine Festigkeit des reinen Zementmörtels von 90 kg/cm^2 und des verlängerten Zementmörtels von 20 kg/cm^2 gefordert. Die Stoßfugen sollten so vermörtelt werden, dass zwischen den äußeren Längsstegen und den nächstinneren Längsstegen Hohlräume entstanden. Die Ausnehmungen an den Handgriffen durften nicht mit Mörtel ausgefüllt werden. Das Einspannen von Traggliedern in das Mauerwerk, wie beispielsweise durch Treppenstufen oder Balkonplatten, war nicht zugelassen [61].

| | Zuschlag | |
|--|-------------------------------------|------------|
| | Ziegelsplitt oder Schlacke mit Sand | Kalksplitt |
| Mittlere Mindestfestigkeit [kg/cm ²] | 40 | 65 |
| Zulässige Mauerwerksspannung [kg/cm ²] | 6 | 11 |
| Gewicht [kg] | 22,5 | 32,5 |

Tab. 3.3: Mittlere Mindestfestigkeit, zulässige Mauerwerksspannung und Gewicht der Ebenseer-Schnellbausteine nach [61]

Zulassung der Wiener Industrie-Baugesellschaft vom 15.02.1954

Bei den sogenannten IBG-Hohlblocksteinen der Wiener Industrie-Baugesellschaft handelt es sich um zementgebundene Hohlblocksteine mit Zuschlag aus Ziegelsplitt und Sandzusatz, welche in Formstein-Automaten im Rüttelverfahren hergestellt wurden. Der Normalstein weist Maße von 37,3 × 25 × 21,9 cm auf und hat drei Reihen von Hohlräumen, vgl. Abb. 3.9. Die Hohlräume sind bis auf den mittleren Hohlraum, der über die gesamte Steinhöhe reicht und ein Zurechtrücken des Steins ermöglicht, fünfseitig geschlossen.

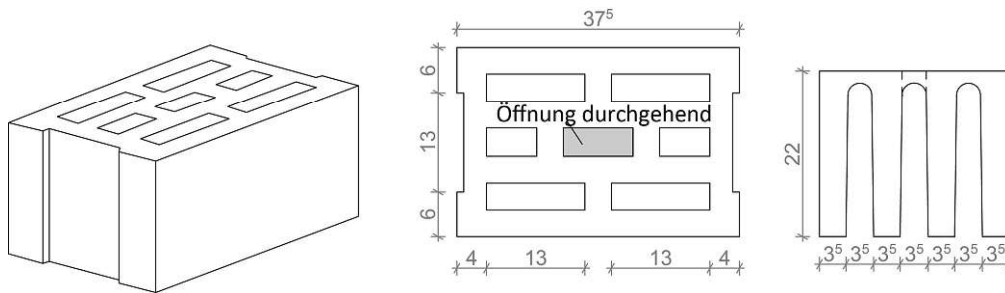


Abb. 3.9: IBG Hohlblockstein nach [62]

Die Hohlblocksteine mussten eine mittlere Mindestdruckfestigkeit von 70 kg/cm² erreichen und die Normalsteine durften ein maximales Gewicht von 24 kg aufweisen. Als zu verwendender Mörtel wurde Zementmörtel mit einer Mindestdruckfestigkeit von 50 kg/cm² angeführt. Die Lager- sowie die Stoßfugen mussten jeweils vermörtelt werden. Die zulässige Druckspannung der Mauerpfeilern bis zu einer Schlankheit von $h/d = 12$ wurde auf 9 kg/cm² festgelegt.

Durch einen zum späteren Zeitpunkt ausgestellten Bescheid wird ergänzt, dass die IBG-Hohlblocksteine auch direkt (knirsch) aneinandergesetzt werden durften und keine Vermörtelung der Stoßflächen erfolgen musste. In diesem Fall waren jedoch die durch die Ausnehmungen an den Stoßflächen entstehenden Hohlräume mit Mörtel zu befüllen. Falls der Wärmeschutz der IBG-

Hohlblockwand jenem einer 38 oder 51 cm starken Vollziegelwand entsprechen sollte, musste an das Mauerwerk zusätzlich eine 1,5 oder 2,5 cm dicke Holzwärmedämmplatte angebracht werden. Wie bei den Ebenseer-Schnellbausteinen durften Tragglieder nicht in das Mauerwerk eingespannt werden [62].

Ergänzend zur Zulassung liegt ein Erfahrungsbericht der Ebenseer-Handgriffsteine vom 28.01.1952 vor. Darin wird festgehalten, dass eine Mindestdruckfestigkeit des Mauersteins von 65 kg/cm^2 erreicht werden musste und dass das Gewicht des Mauersteins maximal 14,5 kg betragen durfte. Die zulässigen Randdruckspannungen σ_{zul} sowie die Elastizitätsmoduln wurden in Abhängigkeit vom verwendeten Mörtel und einer maximalen Schlankheit von $h/d = 12$ angegeben [63].

- Kalkmörtel: $\sigma_{zul} = 4 \text{ kg/cm}^2$, Elastizitätsmodul = $20\,000 \text{ kg/cm}^2$
- Kalkzementmörtel: $\sigma_{zul} = 6 \text{ kg/cm}^2$, Elastizitätsmodul = $30\,000 \text{ kg/cm}^2$
- Zementmörtel: $\sigma_{zul} = 8 \text{ kg/cm}^2$, Elastizitätsmodul = $40\,000 \text{ kg/cm}^2$

Zusammenfassung:

In der nachstehenden Tab. 3.4 werden die wichtigsten, in der Zulassung angegebenen Materialkennwerte der drei angeführten Hohlblocksteine zusammengefasst:

| | Vibro-Mauerwerk | Ebenseer-Schnellbaustein | IBG-Hohlblockstein |
|--|-----------------|---------------------------|--------------------|
| Datum der Zulassung | 15.03.1949 | 10.08.1953 | 15.02.1954 |
| Maße [cm] | 25/25/14,2 | 50/25/21,9 | 37,3/25/21,9 |
| Min. Steindruckfestigkeit [kg/cm^2] | 40 | 40 | 70 |
| Gewicht [kg] | 10 | Max. 22,5 | Max. 24 |
| Mörtelart | – | Verlängerter Zementmörtel | |
| Mindestdruckfestigkeit Mörtel | – | 20 | 50 |
| Zul. Druckspannung MW [kg/cm^2] | 4 | 6 | 9 |

Tab. 3.4: Materialkennwerte der unterschiedlichen Hohlblocksteine mit Zuschlag aus Ziegelsplittbeton nach [60], [61], [62]

3.2.3 Arten von Mauerwerk und Mauersteinen in der Nachkriegszeit

Neben den Hohlblocksteinen wurde in der Nachkriegszeit eine Vielzahl weiterer Mauerwerks- und Wandsysteme entwickelt. Dabei kamen Vollziegel sowie unterschiedliche Formsteine, welche in den

nachfolgenden Unterkapiteln beschrieben werden, zum Einsatz. Im Rahmen dieser Arbeit spielen die unterschiedlichen Wandbausysteme eine untergeordnete Rolle, weshalb ausschließlich auf die Mauerwerksarten eingegangen wird. Ergänzend wird jedoch auf die Schüttbetonwände verwiesen, da diese unter anderem aus Ziegelsplittbeton hergestellt wurden. Für die Kellerwände wurde in der Regel bis zur Sockeloberkante Stampfbeton verwendet, da dieser in der Herstellung günstiger war als das übliche Kellermauerwerk aus Vollziegel, vgl. [45].

3.2.4 Schüttbetonwände

In der Nachkriegszeit kamen in Wien unter anderem verschiedene Schüttbetonbauweisen als Wandaufbauten zur Anwendung. Diese unterschieden sich hauptsächlich aufgrund des Zuschlagstoffes (Ziegelsplitt, Hüttenbims, Schlacke, Globolith) und der unterschiedlichen Güteklassen (B 50 – B 300). Generell wurde ein großes Hohlraumvolumen angestrebt, um gute Wärmedämmeigenschaften zu erreichen. Der Schüttbeton wurde im Gegensatz zum Rüttelbeton nicht verdichtet, es wurde jedoch beim Einfüllen in die Schalung darauf geachtet, dass eine gute Ausfüllung stattfand [64].

Hüttenbims- Schüttbetonwand

Im Rahmen des Schnellbauprogramms wurden zur Herstellung von Hüttenbims-Schüttbetonwänden Holzschalungen, welche mit Blech und später mit Durnat verkleidet waren (System Baumeister Steppan), eingesetzt. Sie bestanden aus ca. 1 m breiten, geschosshohen Elementen. Aufgrund der geringen Festigkeit der Schüttbetonwand konnte sie nur für ein- oder zweigeschossige Bauwerke eingesetzt werden. Das Raumgewicht des Schüttbetons spielte aufgrund des Einflusses auf die schall- und wärmetechnischen Bauteileigenschaften eine wichtige Rolle und wurde deshalb während der Herstellung öfters kontrolliert. Der abgebundene Beton musste ein Raumgewicht von 1 200 kg/m³ aufweisen. Ein zu hohes Raumgewicht führte zu schlechteren Wärmedämmeigenschaften und ein zu niedriges Raumgewicht zu einem geringeren Schallschutz. Bei der sogenannten Steppan-Bauweise konnten die Zwischenwände gleichzeitig mit den tragenden Wänden hergestellt werden, was zu einer Zeitersparnis führte [45].

Ziegelsplitt-Schüttbeton

Für die Herstellung der Ziegelsplitt-Schüttbetonwand kamen ebenfalls Holzschalungen (System DIWIDAG oder BINO) zum Einsatz. Im Rahmen des Schnellbauprogramms wurde für die Betonherstellung eine Körnung des Ziegelsplitts von 0/15 und 0/30 mm im Verhältnis 1:2 verwendet [45].

Bruckmayer [65] gab an, dass für eine ausreichende Bindung des Ziegelsplittes lediglich 150 kg Zement je Kubikmeter Beton notwendig waren. Da vor allem der Rohstoff Kohle, welcher für die Zement sowie die Ziegelherstellung benötigt wurde, knapp war, stellte der Ziegelsplittbeton aufgrund des geringen Zementbedarfs eine rohstoffsparende und vielversprechende Alternative zu klassischem Mauerwerk aus Vollziegel dar.

Eine weitere Wandbauweise, die in der Nachkriegszeit zum Einsatz kam, war die Mono-Mantelbeton Bauweise. Dabei wurden Heraklith-Platten sowie wiederverwendbare Holzstützen als Schalung verwendet. Zwischen die Heraklith-Platten wurde Kiesbeton eingefüllt. Die Wand bestand somit innen und außen aus 2,5 cm starken Heraklith-Platten und einem Betonkern mit der Stärke von 15 cm [45].

3.2.5 Montagebauweise

In den 60er-Jahren wurde für den Bau der kommunalen Wohnanlagen vermehrt die Montagebauweise eingesetzt. Die Bauelemente konnten werkseitig vorbereitet werden und führten zu einer Arbeitsbeschaffung im Winter sowie zu einem schnellen Baufortschritt während der Sommermonate. Bei der Montagebauweise existierten unterschiedliche Bausysteme, wie beispielsweise tafelförmige Fertigteile aus Stahlbeton [59].

3.2.6 Vollziegelmauerwerk

In Wien wurde Mauerwerk für Wohnbauten bis zu Beginn des 20. Jahrhunderts fast ausschließlich aus Vollziegeln hergestellt. Aufgrund des Rohstoffmangels und der zerstörten Industrieanlagen sowie der begrenzten Produktionskapazität wurde das Vollziegelmauerwerk in der Nachkriegszeit vermehrt von anderen Wandbauweisen oder Mauerwerksarten, wie z. B. Schüttnbetonwänden oder Hohlblockmauerwerk, abgelöst. Das Vollziegelmauerwerk war dennoch auch in der Nachkriegszeit sehr verbreitet, da es höhere Festigkeiten als beispielsweise das Hohlblockmauerwerk aufweist. Das Vollziegelmauerwerk (Normalformatziegel: 25 x 12 x 6,5 cm) kam vor allem in den unteren Geschossen, bei Kaminen und Mittelmauern sowie im Treppenhaus zum Einsatz. In den Plänen der kommunalen Nachkriegsbauten lassen sich bei den Mittelwänden vor allem Wandstärken von 51 cm bei Mittelmauern mit Kamingruppen und von 38 oder 25 cm bei Außenwänden finden.

Für den Wiederaufbau wurden neben neu angefertigten und aus Baustofflagern stammenden Ziegeln unter anderem ganze Vollziegel aus den Trümmerresten aussortiert und für die Errichtung von Mauerwerk eingesetzt. Bevor diese wiederverwendet werden konnten, mussten sie von alten Mörtelresten

befreit werden. Zudem musste die Qualität der Ziegel geprüft werden, da deren Gefüge zum Teil durch Brandeinwirkungen, Löschwasser oder Witterungseinflüsse zerstört worden war [30].

Vollziegelmauerwerk im Siedlerverband

Beim sogenannten Siedlerverband handelt es sich um eine Hohlmauer, die aus Normalziegeln erbaut wurde. Zwei Mauerschalen umschließen dabei den Hohlraum von 7 cm und bilden insgesamt eine Wandstärke von 32cm. In der Mauermitte befindet sich eine vertikal durchgehende Hohlkammer, in die alle 6 Scharren ein dünner Streifen Dachpappe eingelegt wurde, um durch ruhende Luftkammern bessere Wärmedämmeigenschaften der Außenwand zu schaffen. Jene Mauersteine, die als Binder eingebaut wurden, waren zur Hälfte mit Bitumenmasse bedeckt, sodass ein Durchdringen von Niederschlagswasser verhindert wurde [45].

3.2.7 Hohlblockmauerwerk

In der Nachkriegszeit wurde vermehrt Mauerwerk aus Hohlblocksteinen errichtet. Dabei kamen unterschiedliche Mauersteine und Bauweisen zum Einsatz. Die wichtigsten und am häufigsten ausgeführten Bauweisen werden in nachfolgendem Abschnitt erläutert.

Novadom Bauweise

Die Besonderheit der Novadom-Bauweise ist, dass eine dünne Heraklith-Platte den Mörtel in den Lagerfugen ersetzt. Bei dem Verfahren handelt es sich somit um eine Trockenbauweise, die aufgrund der geringen Baufeuchte besonders schnelle Fertigstellungen ermöglichte. In Österreich wurden für die Novadom-Bauweise neben keramischen 40-Loch-Steinen ebenfalls Böhler-Riesenziegel verwendet. Bei den Böhler Riesenziegeln handelt es sich um Beton-Hohlblocksteine, die durch Vibrationsverdichtung hergestellt wurden. Als Zuschlag wurde Ziegelsplitt, Bims oder Tuff und als Bindemittel Zement eingesetzt. Die Böhler Riesenziegel haben Abmessungen von 60 x 24 x 18 cm und ein Gewicht von 12 kg. Dadurch sind sie besonders materialeinsparend und konnten das Volumen von 16 Normalformatziegeln ersetzen [45].

Mauerwerk aus Ziegelsplittbeton-Hohlblocksteinen

Das Mauerwerk aus Ziegelsplittbeton-Hohlblocksteinen wurde in der Regel aus Böhler-Riesenziegeln (vgl. Novadom-Bauweise), Elbau-Steinen (siehe Abb. 3.10) oder Vibrosteinen (siehe Abb. 3.8, Abb. 3.9) hergestellt. Die unterschiedlichen Arten von damals zugelassenen Vibrosteinen werden detailliert in Abschnitt 3.2.2 beschrieben.

Der Elbau-Hohlblockstein (siehe Abb. 3.10) wurde im Rüttelverfahren aus Beton mit Zuschlag aus Kies, welcher auch durch Ziegelsplitt ersetzt werden konnte, hergestellt. Er wurde in zwei unterschiedlichen Maßen (Normalstein: $51 \times 14 \times 22,5$ cm, Schmalstein: $51 \times 8 \times 22,5$ cm) produziert. Der Elbau-Hohlblockstein wurde ebenfalls für die Herstellung von mehrschaligem Mauerwerk eingesetzt. Der Verbund zwischen den einzelnen Schalen wurde mittels in die Mörtelfugen eingelegter S-Bügel sichergestellt [66].

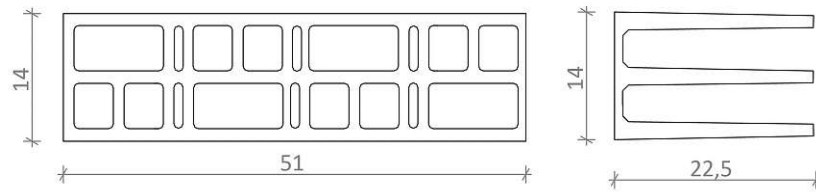


Abb. 3.10: Abbildung des Elbau-Hohlblocksteins (Schnitt, Querschnitt) nach [66]

Durisol-Wandbauweise

Bei der sogenannten-Durisol-Bauweise kamen Schalsteine (siehe Abb. 3.11), welche aus dem Material Durisol bestehen, zum Einsatz. Durisol ist ein Baustoff, der aus zementgebundenen Holzfasern hergestellt wird und vergleichbar gute Wärmedämmeigenschaften aufweist. Die Schalsteine wurden mit Kiesbeton verfüllt, welcher eine Mindestgüte von B 160 aufweisen musste. Die Durisol-Bauweise war maximal für die obersten drei Geschosse eines Gebäudes zugelassen [67].

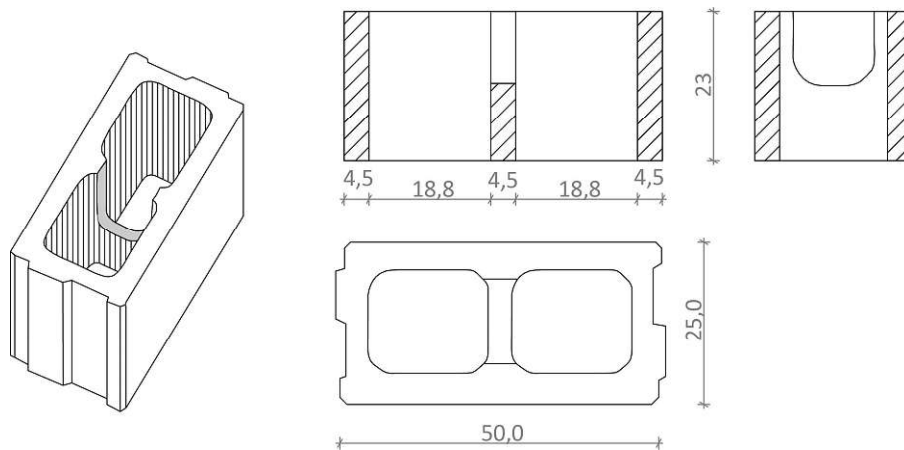


Abb. 3.11: Durisol-Mauersteine: Ansicht, Querschnitt und Schnitte nach [67]

Klusto-Wandbauweise

Bei dieser Wandbauweise wurden die sogenannten Klustosteine, siehe Abb. 3.12, trocken aufeinander gesetzt. Sie weisen zwei über die ganze Steinhöhe reichende Öffnungen auf, die mit Beton (Mindestgüte B 225) ausgegossen wurden, sodass sich ein Betonkörper über das ganze Geschoss bildete. Die Klustosteine mussten laut Zulassung eine mittlere Festigkeit von 61 kg/cm^2 aufweisen. Die Anwendung der Mauersteine war auf die obersten drei Geschosse beschränkt [68].

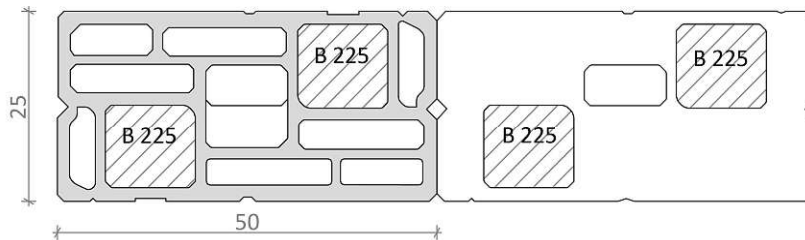


Abb. 3.12: Abbildung der Klustosteine nach [68]

In diesem Unterkapitel wurden die gängigsten Mauerwerksarten, die für den Bau der kommunalen Wohnbauten in der Nachkriegszeit in Wien eingesetzt wurden, aufgelistet. Neben den beschriebenen Wandtypen wurden in der Nachkriegszeit weitere Bauarten, wie beispielsweise die Elementbauweise Mora oder der Fundo-Betonschalstein, zugelassen. Die Zulassungen der unterschiedlichen Bausystem finden sich in der Wiener Magistratsabteilung 39 (MA 39).

3.3 Exemplarische Abschätzung der jeweiligen Menge an verwendeten Wandbaustoffen

Die Menge der unterschiedlichen Mauersteinarten, welche in der Nachkriegszeit in Wien verbaut wurden, kann nur sehr grob auf Basis von vorhandenen Zulassungen, Produktionsdaten, Bestandsplänen sowie Erfahrungswerten durch In-situ-Prüfungen ermittelt werden. Eine Abschätzung dient vor allem dazu, aufzuzeigen, welche Baustoffe in Zukunft im Rahmen von Bestandsbewertungen häufig bezüglich deren Tragfähigkeit nachgewiesen werden müssen. Dies hilft dabei, bereits frühzeitig Materialdaten zu sammeln und bei beispielsweise Teilabbrüchen Mauersteine für experimentelle Materialuntersuchungen aufzubewahren und vermehrt Materialuntersuchungen durchzuführen.

Die Menge an verbauten Vibrosteinen könnte anhand der bekannten Arbeitsleistung der Vibromaschinen abgeschätzt werden. Im Laufe der Zeit wurden jedoch mehrere Maschinensätze eingesetzt und es fanden ebenfalls werksmäßige Produktionen statt, weshalb es schwierig ist, auf Basis der Arbeitsleistung von Maschinen auf die Menge der verbauten Vibrosteine in der Nachkriegszeit zu schließen.

Die Analyse von Bestandsplänen stellt eine weitere Möglichkeit zur Erfassung der Mauerwerkstypen dar, zumal in den jeweiligen Einreichplänen der Nachkriegszeit auf die gewählte Bauweise verwiesen werden musste. Es ist zwar davon auszugehen, dass die Planunterlagen größtenteils mit dem Bestand übereinstimmen, dennoch kann es vorkommen, dass die tatsächlichen Wandaufbauten, aufgrund der damaligen Materialknappheit oder Lieferschwierigkeiten, von den im Plan ausgewiesenen Bauweisen abweichen.

Die präziseste Schätzung der Menge an verbauten Mauerwerkstypen kann mit der Bestandsaufnahme am Bauwerk selbst durchgeführt werden. Da dies mit einem immensen Aufwand und baulichen Eingriffen am Gebäude verbunden ist, wird das Mauerwerk üblicherweise erst im Rahmen von Sanierungs- und Umbauarbeiten an den notwendigen Stellen freigelegt und charakterisiert.

Um einen Überblick über die verwendeten Wandaufbauten zu erhalten, analysierte Lackner [58] die Wandaufbauten der kommunalen Nachkriegsbauten (1945–1965) im 2. Wiener Gemeindebezirk. Die Auswertungen wurden anhand der im Magistrat der Stadt Wien (MA 37) aufliegenden Bestandspläne der Gemeindebauten durchgeführt. Eine Überprüfung am Bestandsobjekt wäre aufgrund des hohen zeitlichen Aufwands sowie der notwendigen baulichen Eingriffe, wie beispielsweise des Abschlagens von Putz, nicht möglich gewesen. Insgesamt befinden sich im 2. Wiener Gemeindebezirk 42 kommunale Wohnbauten, welche in der Zeit zwischen 1945 und 1965 errichtet wurden. Dabei konnten die Pläne von 39 Gemeindebauten, die insgesamt rund 4810 Wohnungen und 310 Lokale beherbergen, eingesehen und für die Auswertung der Wandaufbauten herangezogen werden.

Laut Bestandsplänen sind bei insgesamt 30 Gemeindebauten Vibrosteine für die Errichtung von tragenden Wänden eingesetzt worden. Aufgrund der baulichen Bestimmungen könnten davon 19 Wohnbauten ausgebaut und aufgestockt werden. Bei acht zusätzlichen Gebäuden könnte lediglich das Dachgeschoss ausgebaut werden. Daraus ergibt sich, dass knapp 67 % der untersuchten Wohngebäude im 2. Bezirk, bei denen Vibrosteine als tragendes Mauerwerk verwendet wurden, ausgebaut oder aufgestockt werden könnten. Das Vibromauerwerk wurde vor allem in den obersten drei bis vier Geschossen der Wohnhäuser eingesetzt. Zusätzlich konnte festgestellt werden, dass bei Treppenhauswänden und der Mittelmauer fast ausschließlich Vollziegelmauerwerk eingesetzt wurde. Die Kellerwände wurden vor allem im Bereich der Außenwände hauptsächlich in Stampfbeton ausgeführt.

Die genaue Auswertung aller tragenden Wände sowie Schubwände der 39 untersuchten Gemeindebauten im 2. Bezirk finden sich in Abb. 3.13 und Abb. 3.14. Die Abbildungen zeigen den prozentualen

Laufmeteranteil je Geschoss der jeweiligen Wandaufbauten bezogen auf deren Gesamtheit. Dabei ist unter anderem ersichtlich, dass Vibrosteine öfter bei tragenden Wänden (Wänden zur Ableitung der Vertikallasten), als bei aussteifenden Schubwänden verbaut wurden [58].

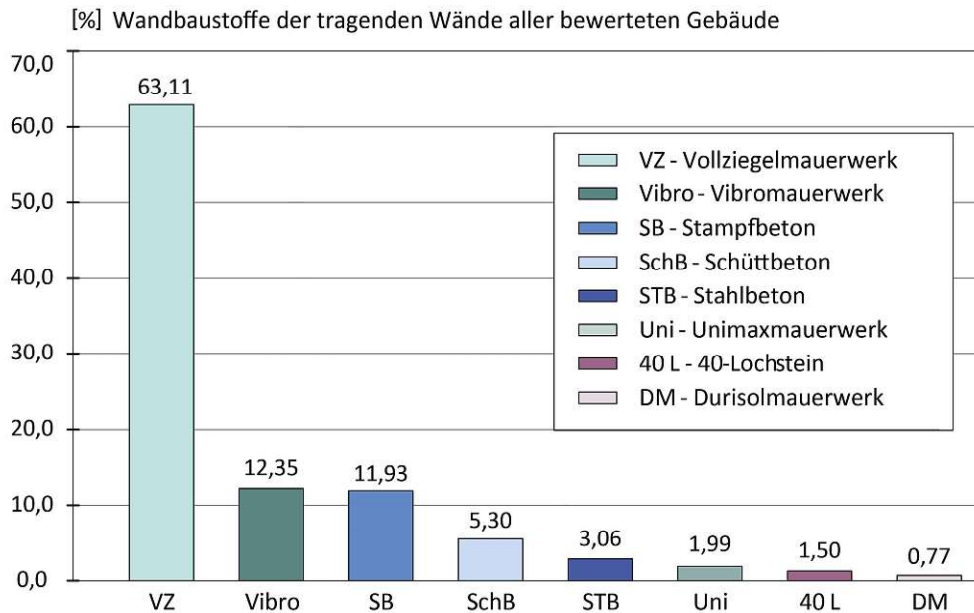


Abb. 3.13: Wandbaustoffe der tragenden Wände aller bewerteten Gebäude nach [58]

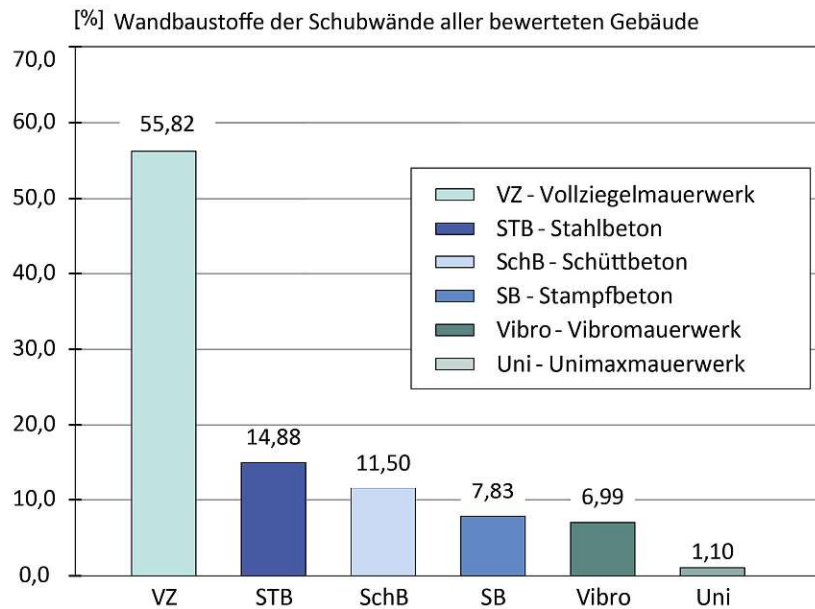


Abb. 3.14: Wandbaustoffe der Schubwände aller bewerteten Gebäude nach [58]

Die Auswertung der Bestandspläne ergab, dass bei den untersuchten Gemeindebauten des 2. Bezirks insgesamt 11 767 Laufmeter Vibromauerwerk (9 553 Laufmeter bei tragenden Wänden, 2 214 Laufmeter bei Schubwänden) verbaut wurden [58]. Bei einer angenommenen Wandhöhe von 2,60 m (ohne

Berücksichtigung von Fensterflächen und der niedrigeren Wandhöhe im Dachgeschoss) und den Mauersteinmaßen von $14,2 \times 39,1$ cm ergibt sich eine Anzahl von rund 551 000 verbauten Vibrosteinen bei den rund 30 Gemeindebauten, welche im Zeitraum zwischen 1945 und 1965 errichtet wurden.

4 Materialverhalten und Eigenschaften von Mauerwerk, Mauerstein und Mauermörtel

In nachfolgendem Kapitel werden das Materialverhalten sowie die charakteristischen Eigenschaften des Ziegelsplittbetons, der Mauersteine, des Mauermörtels und des Mauerwerks erläutert. Dabei wird im Speziellen auf die im Rahmen dieser Arbeit relevanten Materialeigenschaften, wie das Verhalten unter einaxialer Druckbeanspruchung, eingegangen.

Mauerwerk weist ein nicht-lineares Materialverhalten auf, welches von den charakteristischen Materialeigenschaften von Mauerstein und Mauermörtel sowie deren Verbundverhalten abhängig ist. Das zentrale Problem bei der Bemessung von Mauerwerk stellt die Vielzahl möglicher Materialkombinationen von Mauerstein und Mauermörtel dar. Die analytischen Berechnungsmethoden können nicht alle Materialkombinationen gleich gut abbilden und stellen meist nur Näherungslösungen dar. Durch die numerischen Berechnungen, besonders wenn die Kalibrierung der Materialkennwerte und Randbedingungen anhand von experimentellen Untersuchungen erfolgt, können oftmals präzisere Lösungen erzielt werden. Es sei jedoch angemerkt, dass auch die Materialmodelle, welche in die gängigen FE-Programme implementiert sind, auf definierten Versagensmechanismen basieren und somit nicht alle Materialien bzw. Materialkombinationen gleich gut abbilden können.

4.1 Mauerstein

4.1.1 Ausgangsmaterial Ziegelsplittbeton

Die im Rahmen dieser Arbeit untersuchten Vibrosteine wurden aus Ziegelsplittbeton hergestellt, weshalb nachfolgend neben dem charakteristischen Materialverhalten der Mauersteine auch jenes des Ausgangsmaterials betrachtet wird.

4.1.1.1 Eigenschaften des Ziegelsplittbetons

Der Ziegelsplittbeton der untersuchten Vibrosteine besteht aus der Gesteinskörnung Ziegelsplitt mit geringen Mengen an Quarzsand, dem Bindemittel Portlandzement mit geringem Anteil von Hütensand und einem hohen Anteil von Makroporen. Die genaue Gefügebeschreibung des Ziegelsplittbetons erfolgt in Abschnitt 5.1.4. Das exemplarisch festgestellte Verhältnis von Zuschlagstoff, Makroporen und Bindemittel beträgt 27 % : 50 % : 23 %. Nachfolgend werden die Eigenschaften sowie das Materialverhalten des Ziegelsplittbetons anhand vergleichbarer heutzutage verwendeter Betonarten erläutert. Auf die Eigenschaften und die Entwicklung von Ziegelsplitt- Recyclingbeton nach aktuellem Stand der Forschung wird im Rahmen dieser Arbeit nicht eingegangen, da sich dessen Eigenschaften

vorrangig aufgrund der Porengröße, der Porenanzahl, der Größe der Gesteinskörnung sowie der Homogenität des Gefüges deutlich von dem Ziegelsplittbeton der Nachkriegszeit unterscheiden. Heutige Recyclingbetone erreichen in der Regel höhere Festigkeiten und gehören in den meisten Fällen zu den gefügedichten Betonen. Baustoffrecycling ist ein immer wichtigerer Sektor im Bauwesen, weshalb auch die Weiterentwicklung von Recyclingbeton in der aktuellen Forschung eine bedeutende Rolle spielt. Unter anderem finden sich in den Berichten und Forschungsarbeiten [69], [70], [71], [72], [73] Informationen zu den Einsatzmöglichkeiten und Eigenschaften unterschiedlicher Recyclingbetone.

Die Rohdichte des Ziegelsplittbetons der vorliegenden Vibrosteinserie beträgt rund $1\,400\text{ kg/m}^3$. Der Ziegelsplittbeton kann somit nach heutiger Betonklassifizierung als Leichtbeton eingestuft werden. Generell werden Betone mit sogenannter Leichtgesteinskörnung und einer Trockenrohddichte bis $2\,200\text{ kg/m}^3$ als Leichtbetone bezeichnet [74]. Leichtbeton wird aufgrund seiner Gefügezusammensetzung in gefügedichten und haufwerksporigen Leichtbeton sowie Porenleichtbeton unterteilt.

Gefügedichter Leichtbeton wird heutzutage hauptsächlich für konstruktive Zwecke eingesetzt. Er unterscheidet sich von Normalbeton lediglich durch eine leichte, porige Gesteinskörnung, um die Rohdichte des Betons zu minimieren.

Porenbeton unterscheidet sich aufgrund seiner werkseitigen Herstellung in Autoklaven und seiner Zusammensetzung von den anderen Leichtbetonarten. Er besteht aus quarzhaltigem Sand, Bindemittel (Zement oder Kalk), Porenbildnern (z. B. Aluminium) und Wasser. Porenbeton wird vorwiegend für die Herstellung von Mauersteinen sowie Fertigteilen eingesetzt.

Porenleichtbeton (Schaumbeton) wird durch die Zugabe von Luftporen- und Schaumbildnern und ohne grobe Gesteinskörnung hergestellt. Durch den hohen Anteil geschlossener Luftporen besitzt er gute Wärmedämmeigenschaften und geringe Festigkeiten, weshalb er in der Regel nicht für die Herstellung von Mauersteinen oder tragenden Fertigteilen eingesetzt wird.

Haufwerksporiger Leichtbeton besteht aus einem offenen Porengefüge, welches durch die Wahl unterschiedlicher Gesteinskörnungen bestimmt wird. Die Sieblinie wird so abgestimmt, dass ein möglichst großes Hohlraumvolumen entsteht. Dabei werden gezielt einzelne Korngruppen weggelassen und der Bindemittelanteil reduziert, sodass es zwischen den einzelnen Zuschlagskörnern lediglich zu einer punkweisen Verbindung kommt. Eine spezielle Form des haufwerksporigen Leichtbetons stellt der sogenannte Einkornbeton dar. Zu dessen Herstellung wird lediglich die Gesteinskörnung einer

Korngruppe verwendet. Durch das große Hohlraumvolumen sollen vor allem gute Wärmedämmeigenschaften sowie geringe Rohdichten erzielt werden. Der Zusammenhalt der Zuschlagskörner ist von deren Punkt-zu-Punkt-Kontakt durch den Zementleim abhängig. Dieser bestimmt gemeinsam mit der Festigkeit des Leichtbetonzuschlags die Festigkeitseigenschaften des haufwerksporigen Leichtbetons [75].

Aufgrund der oben genannten Punkte lässt sich der zur Herstellung der Vibrosteine verwendete Ziegelsplittbeton nach heutigen Kriterien am ehesten als haufwerksporiger Leichtbeton bezeichnen. Da der Ziegelsplittbeton einen deutlich größeren Porenanteil als üblicher konstruktiver Leichtbeton aufweist, scheint diese Zuordnung am zutreffendsten. Porenbeton wird in der Regel ohne grobe Gesteinskörnung hergestellt, weshalb diese Bezeichnung für den vorliegenden Ziegelsplittbeton weniger geeignet erscheint. Bereits mit freiem Auge kann beim Ziegelsplittbeton der Vibrosteine festgestellt werden, dass unterschiedliche, abgestufte Sieblinien verwendet wurden, welche ebenfalls zu einem variierenden Porenanteil und unterschiedlichen Porenradien führten, vgl. Abb. 5.12. Gerade im Bereich der Materialstreuungen sowie in Bezug auf das vorhandene Größtkorn bestehen daher deutliche Unterschiede zwischen dem Ziegelsplittbeton der Nachkriegszeit und dem modernen haufwerksporigen Leichtbeton.

4.1.1.2 Materialverhalten unter einaxialer Druckbeanspruchung

Das Tragverhalten von Beton unter einaxialer Druckbeanspruchung wird meist durch die Spannungs-Dehnungslinie beschrieben. Die für Beton geltenden Versagensmechanismen sowie die in Abb. 4.1 dargestellten Bereiche der Spannungs-Dehnungslinie gelten nach *Huster* [76] auch qualitativ für alle weiteren mineralischen Baustoffe. Die charakteristische Spannungs-Dehnungslinie kann grundsätzlich in drei Bereiche eingeteilt werden:

- 1.) Linear-elastischer Bereich: Bis zu rund einem Drittel der Bruchlast weist der Beton linear-elastisches Materialverhalten auf.
- 2.) Nicht-linearer Bereich: In diesem Bereich weist die Spannungsdehnungslinie einen zunehmend gekrümmten Verlauf auf und ist durch das nicht-lineare Materialverhalten bis zum Erreichen der Bruchlast gekennzeichnet. Anfänglich bilden sich im Gefüge Mikrorisse, die sich mit steigender Spannung vereinigen und schlussendlich durch die Bildung von Bruchflächen parallel zur größten Hauptspannung zu einem Versagen des Materials führen.
- 3.) Entfestigungsbereich: Dieser Bereich ist durch den stark abfallenden Kurvenverlauf, dessen Neigung die Sprödigkeit des Ausgangsmaterials beschreibt, geprägt.

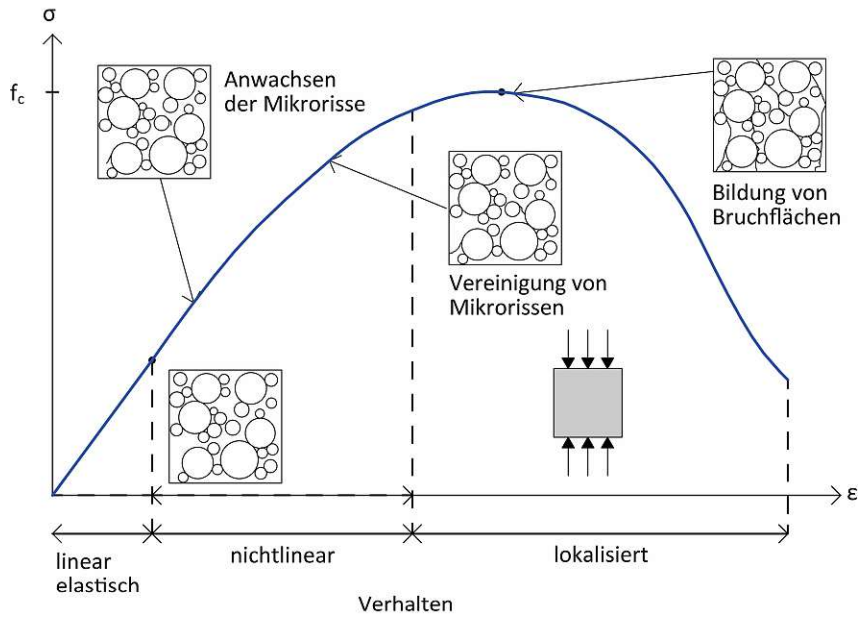


Abb. 4.1: Spannungs-Dehnungslinie von Beton unter einaxialer Druckbeanspruchung nach [76], [77]

Die experimentelle Ermittlung der Druckfestigkeit von Betonprüfkörpern erfolgt nach der ÖNORM EN 12390-3:2019 an Würfeln oder Zylindern. Die Bewertung der Druckfestigkeit von Beton in Bestandsbauwerken erfolgt in der Regel mittels der Entnahme von Bohrkernproben, deren Prüfung in der ÖNORM EN 12504-1:2021 [78] geregelt ist. Die Prüfkörper werden zur Versuchsdurchführung zentrisch zwischen Stahlplatten positioniert und es wird kontinuierlich Last aufgebracht. Dabei wird die Querdehnung zwischen dem Prüfkörper und den Lasteinleitungsplatten behindert, sodass im Kontaktbereich ein dreiaxialer Spannungszustand erzeugt wird. Wie in Abb. 4.2 zu sehen ist, nehmen die zusätzlichen Spannungen bzw. der Einflussbereich der Querdehnungsbehinderung mit dem Abstand zur Lasteinleitungsplatte wieder ab, sodass es in Abhängigkeit von der Prüfkörperschlankheit zu einer unterschiedlichen Beeinflussung der Druckfestigkeit kommt [79].

Die Schlankheit des Prüfkörpers wird nach Gleichung (4.1) definiert:

$$\lambda = \frac{h}{\min(l, b)} \quad (4.1)$$

Bei Prüfkörpern mit geringer Schlankheit vergrößert sich der Wert der Druckfestigkeit aufgrund der sich stärker auswirkenden Querdehnungsbehinderung, vgl. Abb. 4.2. Bei sehr schlanken Prüfkörpern ergeben sich hingegen deutlich höhere Druckfestigkeitswerte. Um Ergebnisse unterschiedlicher

Prüfkörpergestalten vergleichen zu können, werden sie mittels Formfaktoren, welche unter anderem der Arbeit von [79] zu entnehmen sind, umgerechnet.

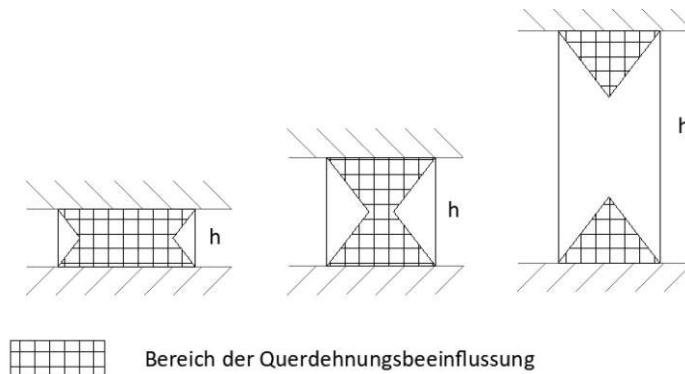


Abb. 4.2: Einflussbereich der Querdehnungsbeeinflussung bei der Druckfestigkeitsprüfung nach [80]

Um das Tragverhalten sowie die entstehende Rissbildung von Beton zu analysieren, eignet sich die Betrachtung auf mesoskopischer Ebene. Diese bildet den Beton als heterogenen Baustoff, bestehend aus Gesteinskörnung sowie Zementstein, ab und ermöglicht aufgrund der Größenskala einen Vergleich mit den Gefügeschädigungen, die bei den experimentellen Versuchsreihen auftreten [81]. Bei Normalbeton erfolgt die Ableitung der auftretenden Druckkräfte von Zuschlagskorn zu Zuschlagskorn. Die dadurch entstehenden Umlenkräfte bzw. Querzugspannungen nehmen bei größeren Steifigkeitsunterschieden zwischen Gesteinskörnung und Zementstein zu. Aufgrund der im Vergleich zur Druckfestigkeit geringen Zugfestigkeit des Betons bestimmen die Querzugspannungen maßgeblich das Tragverhalten des Betons. Bei Leichtbeton erfolgt die Lastabtragung aufgrund der geringen Steifigkeit des Zuschlagskorns im Zementstein. Dies führt zur Einleitung von Querzugspannungen unter- und oberhalb des Zuschlagskorns. In Abb. 4.3 ist der Einfluss der Steifigkeitsverhältnisse von Gesteinskörnung und Zementstein auf die Lastabtragung im Beton dargestellt.

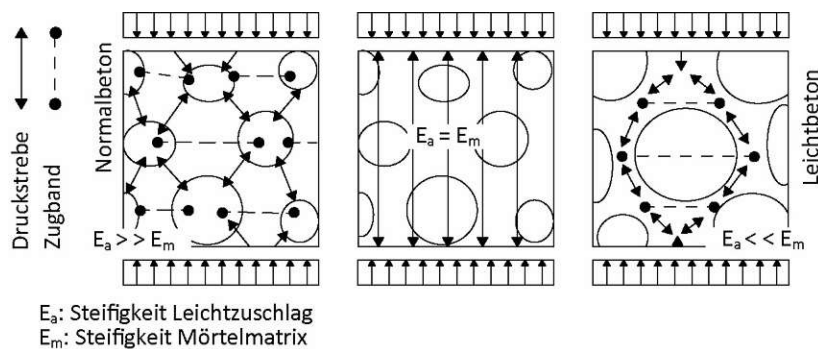


Abb. 4.3: Lastabtrag von Beton und Leichtbeton: Einfluss der Steifigkeit der Einzelkomponenten nach [81]

Der Wasserzementwert hat generell einen bedeutenden Einfluss auf die Druckfestigkeit des Betons, da die Festigkeitsentwicklung des Zements von dessen Hydrationsverhalten abhängig ist [82]. Bei Ziegelsplittbeton ist der Wasserzementwert des Betons im Vergleich zu Normalbeton anzupassen, da die Gesteinskörnung ein hohes Saugvermögen aufweist. Ein zu geringer w/z-Wert kann zu einer unvollständigen Hydratation des Zements und somit zu einem Festigkeitsverlust führen, vgl. [83]. Die Problematik der Veränderung des wirksamen Wasserzementwertes durch saugfähige Gesteinskörnung ist in der Forschung allgemein bekannt, jedoch existieren kaum Angaben bzw. allgemein-gültige Vorgehensweisen, um die zusätzliche Wassermenge aufgrund der kapillaraktiven Gesteinskörnung zu bestimmen. In der Arbeit von *Scheidt* [84] wurde die erforderliche Zugabe von Gesamtwasser zur Herstellung von Recyclingbetonen mit definiertem w/z-Wert untersucht.

Bei Normalbeton führt eine dichte Gesteinskörnung dazu, dass diese häufig von einem Wasserfilm umgeben ist, welcher die Haftung zwischen Gesteinskörnung und Zementstein mindert. Die Kontaktfläche stellt somit eine Schwachstelle in der Betonmatrix dar. Im Gegensatz dazu sorgt die kapillaraktive Gesteinskörnung bei Leichtbeton für eine Absorption des Wasserfilms, was zu einer zusätzlichen Verdichtung des Betons führen kann [81].

Haufwerksporiger Leichtbeton weist eine andere Gefügestruktur und charakteristisches Materialverhalten als Normal- bzw. Leichtbeton auf. Bei haufwerksporigem Leichtbeton ist aufgrund der punkweisen Verkittung ebenfalls eine Lastabtragung über die Gesteinskörnung zu beobachten. Generell sind die Übergänge zwischen gefügedichtem Leichtbeton und Leichtbeton mit offenem Gefüge fließend. Die Art der Lastabtragung hängt deshalb sehr stark von der Sieblinie, dem Porengehalt und der Menge an vorhandenem Bindemittel ab. Die Zugabe von kleineren Gesteinskörnungen wirkt sich aufgrund der Stützfunktion positiv auf die Lastabtragung aus, sodass diese gleichmäßiger über die grobe Gesteinskörnung erfolgt.

Wie in Abb. 4.4 ersichtlich, tritt das Versagen von haufwerksporigem Leichtbeton in der Regel entweder durch Kornversagen, Haftversagen im Kontaktbereich oder Zugversagen im Zementstein ein.

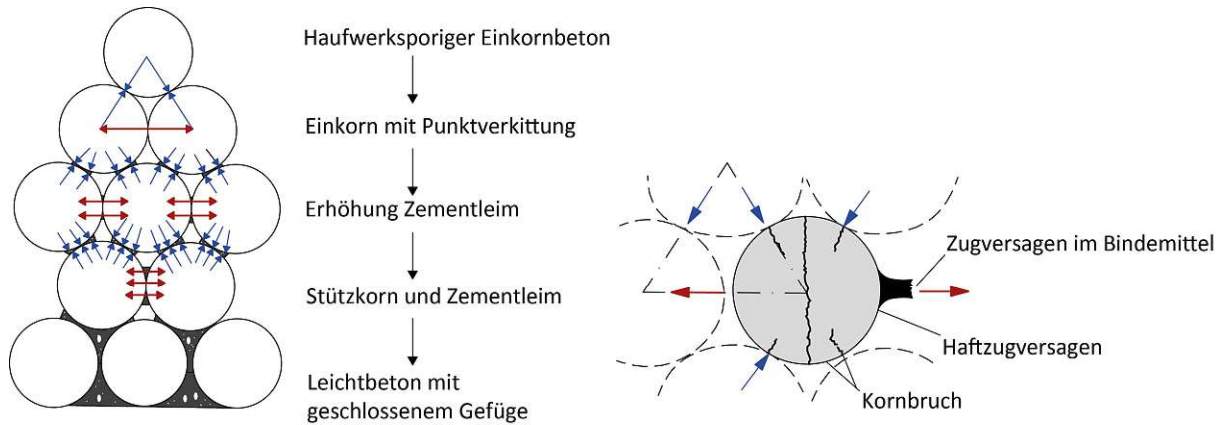


Abb. 4.4 Versagensmechanismen im haufwerksporigen Leichtbeton nach [85].

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass die charakteristischen Materialeigenschaften des Ziegelsplittbetons der Nachkriegszeit im Wesentlichen von folgenden Faktoren abhängen:

- Der Qualität des Zuschlagstoffes
- Unterschiedlichen Korngrößen und Sieblinien
- Dem Bindemittel und dem Bindemittelgehalt
- Dem Porenanteil und der Porengröße
- Dem Vorkommen und gegebenenfalls der Menge von „Störstoffen“ (z. B. organischen Anteilen wie Holz)
- Dem Wasserzementwert

4.1.2 Klassifizierung von Mauersteinen

Mauersteine können anhand der Ausgangsmaterialien (künstlich hergestellte Steine und Natursteine) und der Geometrie sowie Dichte der Steine klassifiziert werden. Die Einteilung der in Österreich zugelassenen Mauersteine erfolgt nach der ÖNORM EN 1996-1-1:2019 [74] in folgende Klassen:

- Mauerziegel (ÖNORM EN 771-1:2015 [86])
- Kalksandsteine (ÖNORM EN 771-2:2015 [87])
- Mauersteine aus Beton (mit dichten und porigen Zuschlägen) (ÖNORM EN 771-3:2015 [88])
- Porenbetonsteine (ÖNORM EN 771-4:2016 [89])
- Betonwerksteine (ÖNORM EN 771-5:2015 [90])
- Maßgerechte Natursteine (ÖNORM EN 771-6:2016 [91])

Bei den untersuchten Vibrosteinen handelt es sich um Betonhohlblöcke mit Gesteinskörnung aus Ziegelsplitt, weshalb sie nach heutigen Kriterien den Mauersteinen aus Beton nach [88] zugeordnet

werden können. Alternativ dazu wären für die Vibrosteine auch die Festlegungen für Porenbetonsteine in [89] zutreffend.

Die normierten Mauersteine werden grundsätzlich in zwei Kategorien eingeteilt. Die Kategorie I umfasst jene Mauersteine, welche eine deklarierte Druckfestigkeit aufweisen und für welche die Wahrscheinlichkeit des Nichterreichens dieser Festigkeit 5 % unterschreitet. Der Kategorie II sind jene Mauersteine zuzuordnen, welche ein geringeres Vertrauensniveau als die Mauersteine der Kategorie I aufweisen [74]. Heutzutage werden künstliche Mauersteine in Österreich fast ausschließlich maschinell hergestellt und im Rohbau sowie im Innenausbau für tragende und nicht tragende Zwecke eingesetzt. Das mit Mauersteinen errichtete Mauerwerk zählt, ebenso wie Beton- bzw. Stahlbetonwände, zur Massivbauweise.

Nach [92] können die Mauersteine in Abhängigkeit von ihrer Steinhöhe und der Vermauerungsart in Steine, Plansteine, Blöcke bzw. Blocksteine, Planblöcke, Elemente und Planelemente eingeteilt werden. Die untersuchten Vibrosteine können aufgrund ihrer Steinhöhe zwischen 113 und 238 mm und der Ausführung mit Normalfuge den Blöcken bzw. Blocksteinen zugeordnet werden.

Neben den Abmessungen kann die Unterteilung der Mauersteine ebenfalls bezüglich des Lochanteils erfolgen. Mauersteine mit einem Lochanteil (Lochfläche senkrecht zur Lagerfuge) < 15 % zählen zu den Vollsteinen und Mauersteine mit einem Lochanteil zwischen 15 und 55 % zu den Lochsteinen. Die Hohlräume können unterschiedliche Zwecke haben, wie die Erhöhung der Wärmedämmeigenschaften, die bessere Handhabung oder die Reduzierung des Eigengewichtes.

Mauersteine werden je nach Erfordernis an ihre Festigkeit oder ihre Wärme- oder Schalldämmeigenschaften in unterschiedlichen Bereichen angewendet. In der Regel nehmen die Festigkeit sowie der Schallschutz mit steigender Rohdichte des Mauersteins zu und die Wärmedämmfähigkeit ab. Um einen Überblick über die möglichen Mauersteinarten für den jeweiligen Anwendungsfall zu bieten, hat *Schubert* [93] die Steinarten in Abhängigkeit von ihrer Rohdichte- und Festigkeitsklasse tabellarisch aufgelistet.

4.1.3 Eigenschaften von Mauersteinen

Das Materialverhalten von Mauersteinen ist aufgrund des Herstellungsprozesses (z. B. Strangpressen bei Ziegeln) sowie der Steinlochung stark richtungsabhängig. Der Lochanteil sowie die Anordnung der Hohlräume haben einen bedeutenden Einfluss auf das jeweilige Materialverhalten, vgl. [94], [95]. Die

Materialkennwerte müssen demnach für alle Richtungen einzeln ermittelt werden. Für die Einschätzung der richtungsabhängigen Festigkeitswerte können die in den Arbeiten [96], [97], [98], [99], [100], [93] angegebenen Verhältniswerte der einzelnen Mauersteinarten herangezogen werden.

Für die Tragfähigkeit des Mauerwerks sind vor allem die Druck- und die Zugfestigkeit der Mauersteine sowie die Verformungseigenschaften (Elastizitäts- und Querdehnungsmodul) ausschlaggebend, weshalb sich die Angaben in der Literatur sowie die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten experimentellen Prüfungen hauptsächlich auf diese Kennwerte konzentrieren. Daneben haben weitere Eigenschaften, wie das Saugvermögen und der Feuchtigkeitsgehalt der Mauersteine, einen Einfluss auf das globale Tragverhalten des Mauerwerks.

Das Saugverhalten der Mauersteine hängt im Wesentlichen von den Kapillarporen (Porengröße, Benetzungswinkel des Wassers) ab, vgl. [101], und wird durch den experimentell bestimmten Wasseraufnahmekoeffizienten beschrieben. In [102] werden die Wasseraufnahmekoeffizienten von verschiedenen Steinarten angeführt. Der Wasseraufnahmekoeffizient von Leichtbetonsteinen beträgt $1,0 \text{ kg}/(\text{m}^2\text{h}^{0,5})$ und der von Betonsteinen $1,5 \text{ kg}/(\text{m}^2\text{h}^{0,5})$. Im Vergleich dazu weisen Hochlochziegel ($7,4 \text{ kg}/(\text{m}^2\text{h}^{0,5})$) und Vormauerziegel ($18,9 \text{ kg}/(\text{m}^2\text{h}^{0,5})$) einen deutlich höheren Wasseraufnahmekoeffizienten auf. Das Wasseraufnahmeverhalten der Vibrosteine bzw. der an Vibrosteinen herausgeschnittenen Probekörper wird in Abschnitt 5.2.1 behandelt.

Die Kapillaraktivität der Mauersteine hat zur Folge, dass diese dem Frischmörtel Wasser entziehen, bis sich eine freie Wassersättigung im Mauerstein eingestellt hat. Das Saugverhalten der Mauersteine wirkt sich demnach auf die Eigenschaften sowie die Festigkeitsentwicklung des Mauermörtels in den Lagerfugen aus [101] und hat ebenfalls einen direkten Einfluss auf das Tragverhalten des Mauerwerks.

4.1.4 Materialverhalten unter einaxialer Druckbeanspruchung

Das Verhalten von Mauersteinen unter einaxialer Druckbeanspruchung wird in der Regel durch das Spannungs-Dehnungs-Verhalten beschrieben. Die für Beton geltende Spannungs-Dehnungslinie, welche bereits in Unterabschnitt 4.1.1.2 beschrieben und abgebildet (siehe Abb. 4.1) wurde, kann aufgrund des ähnlichen Tragverhaltens auch auf Mauersteine und Mauerwerk übertragen werden [76]. Der Anfangsbereich der Spannungs-Dehnungslinie ist durch linear-elastisches Materialverhalten, welches durch den Elastizitätsmodul beschrieben wird, geprägt. Der Elastizitätsmodul wird durch die Längsdehnung bei einem Drittel der Höchstspannung bestimmt. Die Querdehnzahl beschreibt das Verhältnis zwischen Längs- und Querdehnungen bei einem Drittel der Höchstlast und stellt ebenfalls einen

wichtigen Materialkennwert dar. Der Elastizitätsmodul von Mauersteinen wird für die Traglastberechnung konstant angenommen, was für Gebrauchslasten, welche sich im Bereich des linear-elastischen Materialverhaltens bewegen, zutreffend ist. Bei höheren Lasten und nicht-linear-elastischem Materialverhalten ist in der Regel ein höherer Elastizitätsmodul als bei niedrigen Lasten zu beobachten.

Die Zusammenhänge zwischen Verformungseigenschaften und Druckfestigkeit von Mauersteinen wurden in unterschiedlichen Arbeiten, wie [103], [104], [105], [106], [107] untersucht. Verhältniswerte und Größenordnungen bezüglich des Elastizitäts- und Querdehnungsmoduls sowie der Zug- und Druckfestigkeit unterschiedlicher Mauersteine wurden in der Arbeit von Schubert [93] zusammengefasst und können zur ersten Abschätzung der Verformungskennwerte herangezogen werden.

Verhalten bei der experimentellen Prüfung der Druckfestigkeit

Die Druckfestigkeit von Mauersteinen wird durch experimentelle Prüfung nach der ÖNORM EN 772-1:2015 [4] an ganzen Mauersteinen oder Prüfkörpern einer repräsentativen Größe bestimmt. Der Prüfkörper wird zentrisch zwischen zwei Stahlplatten positioniert und mit einer gleichmäßig verteilten und stetig ansteigenden Drucklast bis zum Bruch belastet.

Durch die einaxiale, zentrische Druckbelastung des Prüfkörpers entsteht in Belastungsrichtung eine Stauchung und quer zur Belastungsrichtung eine Dehnung, welche zu Zugbeanspruchungen im Material führt. Da die Zugfestigkeit des Mauersteins nur einem Bruchteil der Druckfestigkeit entspricht, versagt das spröde Material in der Regel aufgrund von hohen Zugspannungen quer zur Belastungsrichtung, vgl. [108].

Im Rahmen der experimentellen Druckfestigkeitsprüfung werden neben der Bruchlast häufig die Verformungseigenschaften der Mauersteine mitbestimmt. Im Bereich der Lasteinleitungsplatten wird die Querdehnung des Prüfkörpers behindert, weshalb die Verformungseigenschaften an Stellen gemessen werden, an denen nach Abb. 4.2 keine Querdehnungsbehinderung auftritt. In Abb. 4.2 (links) ist ersichtlich, dass bei einem Prüfkörper mit geringer Schlankheit beinahe über die gesamte Höhe eine Querdehnungsbehinderung auftritt, weshalb bei der Messung der Verformungseigenschaften stark beeinflusste Werte zu erwarten sind und diese nicht direkt auf das Material übertragen werden können.

Die Querdehnungsbehinderung bei der Druckfestigkeitsprüfung hat neben den Verformungseigenschaften auch eine nicht zu vernachlässigende Auswirkung auf die Druckfestigkeit des Probekörpers.

Der Einfluss der Prüfkörpergestalt auf die Druckfestigkeit ist bereits von Beton bekannt und wird in Unterabschnitt 4.1.1.2 beschrieben. Bei der Prüfung eines Mauersteins mit geringer Schlankheit ergibt sich ein deutlich höherer Wert als bei einem Probekörper mit größerer Schlankheit, vgl. [109], [110]. Um die Vergleichbarkeit der geprüften Probekörper zu ermöglichen, wird die experimentell ermittelte Druckfestigkeit auf jene eines Bezugsformats umgerechnet. Die Umrechnung von geprüften Mauersteinen auf die normierte Druckfestigkeit erfolgt nach der ÖNORM EN 772-1:2011 [4] mittels Multiplikation des in Tab. 4.1 angegebenen Formfaktors mit der experimentell ermittelten Druckfestigkeit des Prüfkörpers.

| | | Breite [mm] | | | | |
|-----------|-------|-------------|------|------|------|-------|
| | | 50 | 100 | 150 | 200 | ≥ 250 |
| Höhe [mm] | 40 | 0,80 | 0,70 | – | – | – |
| | 50 | 0,85 | 0,75 | 0,70 | – | – |
| | 65 | 0,95 | 0,85 | 0,75 | 0,70 | 0,65 |
| | 100 | 1,15 | 1,00 | 0,90 | 0,80 | 0,75 |
| | 150 | 1,30 | 1,20 | 1,10 | 1,00 | 0,95 |
| | 200 | 1,45 | 1,35 | 1,25 | 1,15 | 1,10 |
| | ≥ 250 | 1,65 | 1,45 | 1,35 | 1,25 | 1,15 |

Tab. 4.1: Formfaktoren zur Berücksichtigung der Prüfkörpermaße nach [4]

4.1.5 Materialverhalten unter einaxialer Zugbeanspruchung

Die Zugfestigkeit des Mauersteins ist aufgrund des Versagensmechanismus bei Druckbelastung des Mauerwerks von großer Bedeutung. Der bei einaxialer Druckbeanspruchung des Mauerwerks eintretende Spannungszustand in der Tragstruktur bzw. in Mauerstein und Mauermörtel wird in Abschnitt 4.3.2 beschrieben.

Die experimentelle Ermittlung der einaxialen Zugfestigkeit der Mauersteine ist sehr aufwendig und es existiert derzeit kein genormtes Prüfverfahren. Häufig werden ersatzweise die weniger aufwendigen Prüfungen der Biege- oder Spaltzugfestigkeit durchgeführt. Aus den erhaltenen Prüfergebnissen kann in weiterer Folge rechnerisch die einaxiale Zugfestigkeit ermittelt werden. Die Biegezugfestigkeit ist in der Regel deutlich höher als die Zugfestigkeit, da sich bei der Versuchsdurchführung, aufgrund der linearen Spannungsverteilung nach der Balkentheorie, lediglich im unteren Bereich des Prüfkörpers Zugspannungen entwickeln. Das Größenverhältnis zwischen Biegezug- und Zugfestigkeit hängt von der

jeweiligen Mauersteinart bzw. deren Ausgangsmaterial ab. Für Porenbetonsteine werden folgende Anhaltswerte für die Beziehung zwischen Biegezug- bzw. Zugfestigkeit und Druckfestigkeit angegeben [111]:

$$\beta_{BZ} = 0,18 \times \beta_D \quad (4.2)$$

$$\beta_Z = 0,27 \times \beta_D^{0,5} \quad (4.3)$$

Die Steinzugfestigkeit wird häufig als Verhältniswert der Steindruckfestigkeit angegeben. *Schubert* [112] stellte in Untersuchungen diverser Mauersteinarten (Ziegel, Betonsteine, Kalksandsteine) fest, dass die Zugfestigkeit parallel zu den Lagerfugen zwischen 3 und 10 % der Steindruckfestigkeit beträgt. In [93] werden die Verhältniswerte in Abhängigkeit von den unterschiedlichen Mauersteinarten zusammengefasst.

4.2 Mauermörtel

4.2.1 Klassifizierung und Eigenschaften von Mauermörtel

Grundsätzlich besteht Mauermörtel aus Bindemittel (Zement, Kalk etc.), Zuschlägen (Sand, Blähton, Perliten etc.) und Zusatzstoffen, die je nach Anwendungsart des Mörtels variieren können. Grundsätzlich werden Mauermörtel für das Vermauern von Lager-, Stoß- und Längsfugen eingesetzt. Sie werden nach der ÖNORM EN 1996-1-1:2019 [74] gemäß ihrer Zusammensetzung (Normalmörtel, Leichtmörtel, Dünnbettmörtel), der Festlegung ihrer Zusammensetzung (Rezeptmörtel oder Mörtel nach Eignungsprüfung) oder ihrer Herstellungsart (Werkmörtel, Baustellenmörtel, Werk-Vormörtel) klassifiziert.

Die Hauptanforderungen an Mauermörtel sind die Schaffung eines kraftschlüssigen Verbundes zwischen den einzelnen Mauersteinen und die Kompensierung von Maßungenauigkeiten der Mauersteine. Um gewünschte Mauerwerkseigenschaften zu erreichen, ist es des Weiteren wichtig, den Mauermörtel auf die Mauersteine in Bezug auf die Dauerhaftigkeit, die Verformungs- und Festigkeitseigenschaften sowie den Schall-Wärme- und Feuchteschutz abzustimmen.

Die Deklaration der Mauermörtel erfolgt in der Regel durch M für Mörtel und nachstehend die Höhe der Druckfestigkeit in N/mm² (z. B. M 3 für Mörtel mit einer Druckfestigkeit von 3 N/mm²). Des Weiteren kann der Mörtel bei Verwendung von Rezeptmörteln nach dem Mischungsverhältnis eingeteilt werden (z. B. Zement : Kalk : Sand = 1 : 1 : 5), vgl. [74].

Bei historischem Mauerwerk wurde fast ausschließlich Normalmauermörtel eingesetzt. Auch heutzutage ist er der am häufigsten verwendete Mauermörtel. Der Normalmauermörtel wird bei Außen- und Innenwänden sowie tragenden und nicht tragenden Wänden verwendet und weist eine Lagerfugestärke > 3 mm auf.

Im Vergleich zu Normalmauermörteln sorgen Leichtmauermörtel für bessere Wärmedämmeigenschaften und werden vorrangig in Kombination mit wärmedämmenden Mauersteinen eingesetzt, vgl. [113]. Die Trockenrohddichte beträgt üblicherweise weniger als $1\,300\text{ kg/m}^3$ und wird durch die Gesteinskörnung aus Leichtzuschlägen, wie beispielsweise Blähton, Lava, Naturbims oder Perliten, erreicht [74].

Dünnbettmörtel werden bei Mauersteinen mit sehr geringen Maßtoleranzen eingesetzt und bilden eine Lagerfugendicke von $0,5\text{--}3$ mm. Die Trockenrohddichte ist wie bei Normalmörtel größer als $1\,500\text{ kg/m}^3$ [74].

4.2.2 Verhalten unter uniaxialer Druckbeanspruchung

Das Materialverhalten von Mauermörtel ist mit jenem des Betons vergleichbar, weshalb die Spannungs-Dehnungslinie für Beton, siehe Abb. 4.1, ebenfalls für Mörtel zutreffend ist. Die experimentelle Bestimmung der Biegezug- und Druckfestigkeit von Festmörtel erfolgt nach der ÖNORM EN 1015-11:2020 [114]. Zuerst wird die Biegezugfestigkeit mittels 3-Punkt-Biegeprüfung an in Stahlschalungen hergestellten Mörtelprismen ($160 \times 40 \times 40$ mm) geprüft. Anschließend wird die Druckfestigkeit der beiden beim Bruch entstandenen Hälften ermittelt. Die Ermittlung der Verformungseigenschaften (Elastizitätsmodul und Querdehnungsmodul) erfolgt in der Regel an Großprismen und ist deutlich aufwendiger, vgl. [115], weshalb für deren Abschätzung häufig abgeleitete Werte aus der Literatur angenommen werden.

Schubert [93] gibt zusammenfassend, basierend auf Versuchsergebnissen in [116], die Beziehung zwischen Elastizitätsmodul und Druckfestigkeit der unterschiedlichen Mauermörtelklassen an:

- Normalmauermörtel: $E_1 = 2100 \times \beta_D^{0,7}$ oder $E_1 = 700 \times \beta_D$
- Leichtmauermörtel mit Blähtonzuschlag: $E_1 = 1200 \times \beta_D^{0,6}$
- Leichtmauermörtel mit Perlitezuschlag: $E_1 = 1200 \times \beta_D^{0,5}$

Für Normalmauermörtel wird des Weiteren folgende Beziehung zwischen Zugfestigkeit und Druckfestigkeit angegeben:

$$\beta_Z = 0,11 \times \beta_D \quad (4.4)$$

Für die Abschätzung des Querdehnungsmoduls existieren in der Literatur deutlich weniger Vergleichswerte als für den Elastizitätsmodul. Für Leichtmauermörtel wird nachstehendes Verhältnis zwischen Querdehnungsmodul E_q und Längsdehnungsmodul E_1 angegeben. Es wird jedoch darauf hingewiesen, dass eine große Streuung der Prüfergebnisse vorliegt [93].

$$E_q = 4,92 \times E_1 \quad (4.5)$$

Der Querdehnungsmodul von Mauermörtel ist besonders aufgrund der Interaktion zwischen Mauerstein und Mauermörtel eine wichtige Kenngröße. Ist der Querdehnungsmodul kleiner als jener des Mauersteins, so kommt es bei einer einaxialen Druckbeanspruchung des Mauerwerks zu zusätzlichen Querkzugspannungen im Mauerstein und somit zu einer Verringerung der Tragfähigkeit des Mauerwerks. Leichtmauermörtel mit verformbarer Gesteinskörnung können daher die Tragfähigkeit des Mauerwerks herabsetzen und es ist von zentraler Bedeutung, auf die richtige Mauerstein-Mauermörtel-Kombination zu achten [93].

Das Materialverhalten des Mauermörtels in der Mörtelfuge unterscheidet sich von jenem bei experimentellen Versuchsdurchführungen im Labor. Dies ist vor allem durch den Einfluss der Kontaktflächen zwischen Mauerstein und Mauermörtel sowie durch die Bildung eines mehraxialen Spannungszustandes im Mauerwerk unter Druckbeanspruchung zu begründen.

Bierwirth [117] hat durch umfangreiche Untersuchungen gezeigt, dass die Festigkeitsentwicklung des Mauermörtels wesentlich von den Erhärtungskonditionen in der Mörtelfuge abhängt. Diese werden vor allem durch das Saugvermögen der Mauersteine und den daraus resultierenden Wasserentzug bzw. den veränderten Wasserzementwert des Mörtels sowie die Porosität, die Rohdichte und das Wasserrückhaltevermögen des Mauermörtels bestimmt. In der Arbeit von *Graubohm* [118] finden sich detaillierte Angaben bezüglich des Einflusses der Kontaktausbildung zwischen Mauerstein und Mauermörtel auf das globale Tragverhalten von Mauerwerk unter Druckbeanspruchung.

4.2.2.1 Einfluss der Fugendicke

Neben den Verformungs- und Festigkeitseigenschaften des Mörtels hat die Fugendicke ebenfalls einen Einfluss auf die Tragfähigkeit des Mauerwerks. In der Literatur ist eine Vielzahl von Untersuchungen

zum Einfluss der Lagerfugendicke auf das Tragverhalten des Mauerwerks zu finden. In [119] wurde anhand der Auswertung mehrerer Literaturquellen gezeigt, dass die Mauerwerksdruckfestigkeit mit zunehmender Dicke der Lagerfuge abnimmt.

Bei den Untersuchungen wird die Festigkeitsabnahme vor allem auf die erhöhten Querspannungen im Stein, welche durch die größeren Querverformungen des Mörtels in der Lagerfuge bei größerer Fugendicke hervorgerufen werden, zurückgeführt. Es wurde ebenfalls beobachtet, dass eine erhöhte Fugendicke, aufgrund der geringeren Vertikalspannungen im Randbereich, zu einem vermehrten Ausbrechen der Randvermörtelung führt [120].

4.2.2.2 Historische Mörtel

Das Materialverhalten von modernen Mauermörteln unterscheidet sich deutlich von jenem historischer Mörtel. Historische Kalkmörtel weisen generell eine deutlich geringere Druckfestigkeit sowie ein duktileres Verhalten als moderne Mauermörtel auf [121]. In Abb. 4.5 ist eine typische Spannungs-Dehnungslinie der beiden Mörtelarten abgebildet.

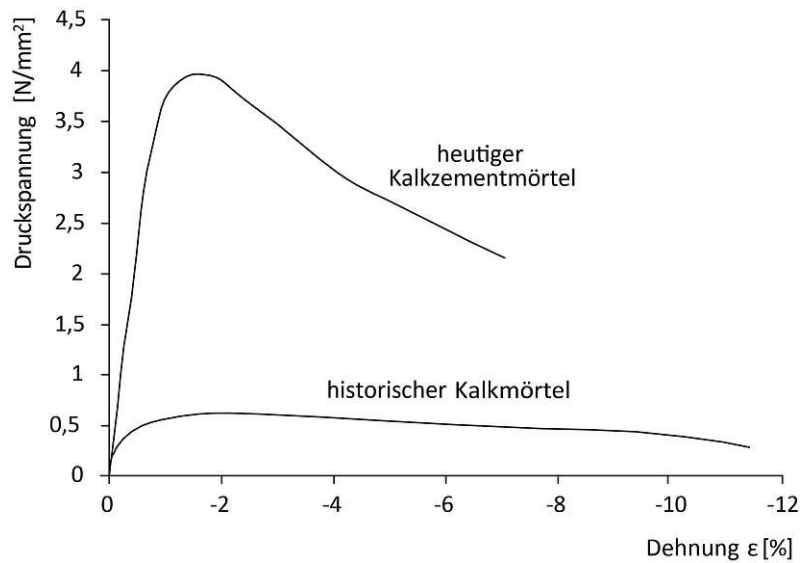


Abb. 4.5: Spannungsdehnungslinie von modernem und historischem Kalkmörtel unter Druckbelastung nach [121]

Die Analyse von Bestandsmörteln ist aufgrund des unterschiedlichen Materialverhaltens im Vergleich zu heutigen Mörteln besonders wichtig, um die Tragfähigkeit des bestehenden Mauerwerks zuverlässig beurteilen zu können. Die diesbezüglichen Bestimmungen sowie die Vorgehensweise sind in der ÖNORM B 4008-1:2018 [122] geregelt und werden in Kapitel 7 beschrieben.

4.3 Mauerwerk

Die Untersuchungen des Vibromauerwerks im Rahmen dieser Arbeit beziehen sich vorrangig auf die vertikale Lastableitung, weshalb andere Beanspruchungsarten nachfolgend kaum behandelt werden.

4.3.1 Klassifizierung von Mauerwerk

Mauerwerk ist eines der ältesten Baumaterialien und wird in einer Vielzahl unterschiedlicher Varianten ausgeführt. In der ÖNORM EN 1996-1-1:2019 [74] wird Mauerwerk als ein Gefüge aus Mauersteinen, welche mittels Mörtel in einer speziellen Verbandsart verbunden sind, beschrieben. Dabei wird vor allem zwischen unbewehrtem, bewehrtem, vorgespanntem und eingefasstem Mauerwerk unterschieden. Des Weiteren kann das Mauerwerk nach folgenden Kriterien eingeteilt werden:

- Art des Verbandes (regelmäßige/unregelmäßige Verbände, Läuferverband, Blockverband, Binderverband)
- Art der Mauersteine (Natursteine, künstliche Steine, Ziegel, Betonblöcke etc.)
- Art und Ausführung der Mörtelfuge (Normalmörtel, Dünnbettmörtel etc.)

Beim Vibromauerwerk handelt es sich um ein unbewehrtes Mauerwerk, welches im Läuferverband mit Normalmauermörtel hergestellt wurde. Aus diesem Grund wird im Rahmen der vorliegenden Arbeit hauptsächlich auf diese Art von Mauerwerk Bezug genommen. Mauerwerk, welches in unregelmäßigen Verbänden, wie beispielsweise durch Bruchsteine, hergestellt wird, wird nachfolgend nicht behandelt.

4.3.2 Materialverhalten unter einaxialer Druckbeanspruchung

Das Materialverhalten von Mauerwerk wird im Wesentlichen durch die Festigkeits- und Verformungseigenschaften der Einzelkomponenten Mauerstein und Mauermörtel sowie deren Kontaktausbildung beeinflusst. Die Ermittlung der Mauerwerksfestigkeit unter einachsiger Druckbeanspruchung erfolgt in der Regel mittels empirischer Ansätze aus den Festigkeitswerten der Einzelkomponenten Mauerstein und Mauermörtel. Aufgrund der verschiedenen Mauerstein- und Mauermörteleigenschaften sowie der unterschiedlichen Kombinationsmöglichkeiten stellt die rechnerische Ermittlung der Mauerwerksfestigkeit in den meisten Fällen nur eine Annäherung an die tatsächliche Mauerwerksfestigkeit dar. Alternativ zu der Berechnung mittels der Festigkeitswerte der Einzelkomponenten kann die Mauerwerksfestigkeit experimentell an Prüfkörpern ermittelt werden.

Unter einaxialer Druckbelastung stellt sich im Mauerwerk, aufgrund der unterschiedlichen Querverformungen von Mauerstein und Mauermörtel, ein dreiaxialer Spannungszustand ein. In der Regel weist

der Mauermörtel eine größere Querverformung als der Mauerstein auf. Der Verbund zwischen den Einzelkomponenten führt dazu, dass die Querverformung des Mörtels behindert wird und in horizontaler Richtung Zugspannungen im Mauerstein bzw. Druckspannungen im Mauermörtel entstehen, vgl. [123]. Wie in Abb. 4.6 zu sehen ist, entsteht dadurch im Mauermörtel ein dreiaxialer Druckspannungszustand und im Mauerstein ein Druck-Zug-Zug-Spannungszustand. Die Zugfestigkeit der Mauersteine beträgt nur einen Bruchteil deren Druckfestigkeit, weshalb das Versagen des Mauerwerks in der Regel aufgrund der Überschreitung der Zugfestigkeit der Mauersteine erfolgt.

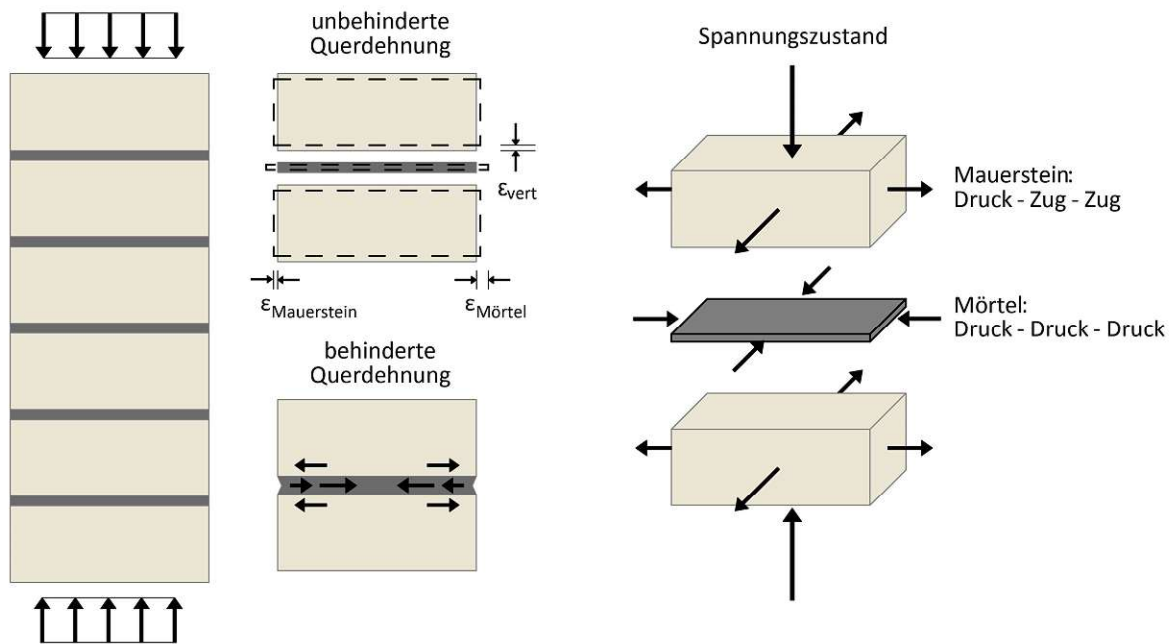


Abb. 4.6: Spannungszustand im Mauerwerk unter einaxialer Druckfestigkeit nach [124]

Die durch die unterschiedliche Querverformung der Einzelkomponenten Mauerstein und Mauerwerk hervorgerufenen Materialzwangungen reduzieren sich mit abnehmender Dicke der Lagerfuge und zunehmender Steifigkeit des Mauermörtels. Bei Mauermörtel mit einer geringen Steifigkeit und großer Querverformung kommt es durch die Druckbeanspruchung des Mauerwerks zu einem Ausbruch an den Rändern der Lagerfugen. Daraus resultiert eine ungleiche Spannungsverteilung in der Lagerfuge, welche eine zusätzliche Spaltzugbeanspruchung im Stein verursacht und in Überlagerung mit den Quertzugbeanspruchungen zu einem früheren Versagen des Mauersteins führt [125], [100].

Die Tragfähigkeit von Mauerwerk wird nach der ÖNORM EN 1996-1-1:2019 [74] in Abhängigkeit von der Mauerstein- und der Mörteldruckfestigkeit berechnet. In Unterkapitel 7.3 wird die rechnerisch

ermittelte Druckfestigkeit des Vibromauerwerks mit den Werten der experimentellen Versuchsreihen verglichen.

4.3.3 Einflussgrößen auf das Tragverhalten von Mauerwerk

Der Einfluss der Eigenschaften der Einzelkomponenten Mauerstein und Mauermörtel auf das globale Tragverhalten des Mauerwerks wurde bereits in den jeweiligen Unterkapiteln 4.1 und 4.2 beschrieben. Neben den Einzelkennwerten von Mauerstein und Mauermörtel hat auch deren Kombination einen wesentlichen Einfluss auf die Tragfähigkeit des Mauerwerks. In [126], [127] wurden Untersuchungen mit unüblichen Mauerstein-Mauermörtel-Kombinationen (Mörtelfestigkeit > Mauersteinfestigkeit) durchgeführt. Dies führte im Vergleich zu üblichen Mauerstein-Mauermörtel-Kombinationen zu einem deutlich abweichenden Materialverhalten sowie untypischen Versagensmustern. Dadurch wird deutlich, dass neben den Eigenschaften der Einzelkomponenten ebenfalls die richtige Kombination von Mauerstein- und Mauermörtel eine wesentliche Rolle in Bezug auf das Tragverhalten des Mauerwerks spielt. Zusammenfassend werden die Haupteinflussfaktoren auf die Tragfähigkeit des Mauerwerks angeführt:

- Festigkeits- und Verformungseigenschaften des Mauersteins
- Festigkeits- und Verformungseigenschaften des Mauermörtels
- Kombination der Festigkeits- und Verformungseigenschaften von Mauerstein und Mauermörtel
- Fugendicke und Mauerwerksverband
- Verbundfestigkeit zwischen Mauerstein und Mauermörtel
- Saugvermögen und Feuchtegehalt der Mauersteine

5 Experimentelle Materialuntersuchungen

In Wien wurden Vibrosteine im Zeitraum zwischen 1945 und 1965 überwiegend für den Bau von kommunalen Wohnanlagen eingesetzt. Bei anfallenden Instandsetzungsarbeiten an den Gemeindebauten werden in der Regel umfassende Sanierungen einem Abbruch vorgezogen, weshalb es sehr schwer ist, an bereits verbaute Baumaterialien für die Durchführung von experimentellen Materialuntersuchungen zu gelangen. Während der Sanierungsarbeiten werden die Gebäude in der Regel weiterhin bewohnt, da eine Zwischensiedlung der Bewohnerinnen und Bewohner kaum möglich wäre. Viele der Gemeindebauten werden zusätzlich zu den Instandsetzungen thermisch-energetisch saniert. Ein damit verbundener Dachgeschossausbau wird zukünftig aufgrund der städtischen Nachverdichtung eine wichtigere Rolle spielen. Im Rahmen von Dachgeschossausbauten oder Aufstockungen muss die Tragfähigkeit des bestehenden Gebäudes nachgewiesen werden. Die Bewertung von Mauerwerk aus Ziegelsplittbeton-Hohlblocksteinen stellt aufgrund von mangelnden Erfahrungs- und Vergleichswerten eine große Schwierigkeit dar. Des Weiteren sind die herkömmlichen zerstörungsfreien und zerstörungssarmen Materialprüfungen an Hohlblocksteinen, wie beispielsweise die Entnahme und Prüfung eines Bohrkerns, kaum anwendbar, weshalb umfassende Materialuntersuchungen und die Schaffung einer Datenbasis von großer Bedeutung sind.

Die in diesem Kapitel angeführten Materialuntersuchungen wurden an Ziegelsplittbeton-Hohlblocksteinen, die bereits in einem Gebäude verbaut waren, durchgeführt. Die Vibrosteine wurden im Auftrag der MA 39 beim Abbruch der Giebelwand des Wohnhauses der Negerlegasse 4 im Juni 2019 entnommen. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurde angestrebt, weitere Vibrosteine von anderen Bestandsgebäuden zu beschaffen. Aufgrund der geringen Abbruchrate war dies trotz Bestrebungen nicht möglich.

Im Vordergrund der experimentellen Prüfserien lag die Ermittlung der Materialkennwerte, welche zum Nachweis der vertikalen Lastabtragung notwendig sind. Es ist darauf hinzuweisen, dass die vorliegenden Erkenntnisse auf einer geringen Stichprobengröße basieren, weshalb die erhaltenen Materialkennwerte nicht direkt auf alle Ziegelsplittbeton-Hohlblocksteine im Bestand übertragen werden können. Die durchgeführten Untersuchungen bieten jedenfalls Vergleichswerte und Informationen über das charakteristische Materialverhalten von Vibrosteinen und Vibromauerwerk. Für die Abdeckung aller im Bestand verbauten Ziegelsplittbeton-Hohlblocksteine sind weitere Materialuntersuchungen an Vibrosteinen, die sich in ihren Abmessungen und Materialqualitäten unterscheiden, notwendig.

Die Untersuchungen auf Ebene des Mauerwerks umfassten die Prüfung der Druckfestigkeit an RILEM-Pfeilern, die Ermittlung der Verformungskennwerte (Elastizitätsmodul und Querdehnungsmodul) sowie die Prüfung der Haftscherfestigkeit. An den Mauersteinen wurden die Druckfestigkeit und die Biegezugfestigkeit geprüft. Zudem wurden aus den restlichen zur Verfügung stehenden Vibrosteinen Kleinprüfkörper mit den Maßen $4 \times 4 \times 4$ cm, $4 \times 4 \times 8$ cm und $3 \times 3 \times 12$ cm herausgeschnitten. An den Kleinprüfkörpern wurden die Druckfestigkeit, die Biegezugfestigkeit sowie das Wasseraufnahme- und Wasserabgabeverhalten geprüft.

Die Festigkeit des Bestandsmauerwerks lässt nicht in allen Fällen eine Aufstockung oder einen Dachgeschossausbau zu, weshalb das Mauerwerk verstärkt werden müsste, um zusätzliche Lasten abtragen zu können. Die Verstärkung von Mauerwerk erfolgt häufig mittels Injektionen. Im Rahmen der Arbeit von Sesar [128] wurde die Eignung von unterschiedlichen Injektionsstoffen (Polyurethan, Epoxidharz, Kaliwasserglas, Mikrozement) an Vibrosteinen sowie daraus gewonnenen Kleinprüfkörpern, geprüft. Aufgrund der geringen Menge an zur Verfügung stehenden Vibrosteinen war das primäre Ziel, die grundsätzliche Eignung und Effektivität der unterschiedlichen Injektionsstoffe durch Ermittlung der Festigkeitseigenschaften nach der Verstärkung zu ermitteln. Die Ergebnisse werden in Abschnitt 5.2.4 und 5.3.3 zusammengefasst.

5.1 Eigenschaften der Vibrosteine

5.1.1 Zustand der Vibrosteine

Beim Abbruch der Giebelwände des Dachgeschosses im Wohnhaus Negerlegasse konnten insgesamt 90 Vibrosteine entnommen werden. Um die Vibrosteine möglichst unbeschädigt aus der Wandstruktur zu nehmen, wurden die Mörtelfugen mittels elektrischen Sägens durchgeschnitten. Bei der Entnahme konnte festgestellt werden, dass bereits beschädigte Vibrosteine verbaut worden waren. Dies konnte ebenfalls an den Fehlstellen, welche mit Bestandsmörtel belegt sind, festgestellt werden [129]. Diese Fehlstellen sind vor allem in den Eckbereichen des Vibrosteins vorzufinden, vgl. Abb. 5.2 bis Abb. 5.5.

Für die Durchführung der experimentellen Materialprüfungen wurden die Vibrosteine gemäß ihrem Schädigungsgrad eingeteilt:

- Sehr gut: keine bis ein oder zwei sehr kleine Fehlstellen (vgl. Abb. 5.1)
- Gut: ein bis drei kleine Fehlstellen (vgl. Abb. 5.2)
- Mittel: maximal vier kleine oder ein bis zwei mittelgroße Fehlstellen (vgl. Abb. 5.3)

- Schlecht: mehrere mittelgroße Fehlstellen und/oder maximal zwei große Fehlstellen (vgl. Abb. 5.4)
- Sehr schlecht: mehrere große Fehlstellen und/oder sehr große Fehlstellen. (vgl. Abb. 5.5)

Die Fehlstellen treten vor allem in den Eckbereichen, aber auch im Bereich der Oberseite (geschlossene Seite) und/oder und an den dünnen Stegen der Vibrosteine auf.



Abb. 5.1: Beispielhafte Darstellung eines Vibrosteins in sehr gutem Zustand



Abb. 5.2: Beispielhafte Darstellung eines Vibrosteins in gutem Zustand (links)



Abb. 5.3: Beispielhafte Darstellung eines Vibrosteins in mittlerem Zustand (rechts)



Abb. 5.4: Beispielhafte Darstellung eines Vibrosteins in schlechtem Zustand (links)

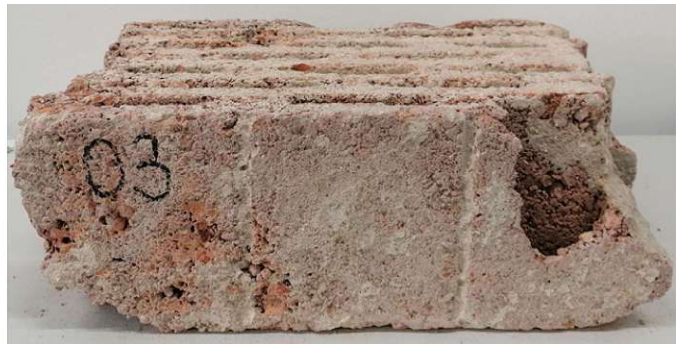


Abb. 5.5: Beispielhafte Darstellung eines Vibrosteins in sehr schlechtem Zustand (rechts)

Die Vibrosteine in sehr gutem oder gutem Zustand wurden für die Druckfestigkeit des Mauersteins und des Mauerwerks (RILEM-Pfeiler) verwendet. Für die Prüfung der Haftscherfestigkeit sowie der Biegezugfestigkeit wurden vorwiegend Steine in mittlerem oder schlechtem Zustand verwendet. Dabei wurden die Steine so ausgewählt, dass die Fehlstellen an für die Prüfung unrelevanten Stellen auftraten, sodass kein oder nur ein minimaler Einfluss auf das Versuchsergebnis zu erwarten war. Bei der Prüfung der Biegezugfestigkeit wurde darauf geachtet, dass die Fehlstellen nicht im Kräfteinflussbereich lagen. Die Prüfung der Haftscherfestigkeit wurde so durchgeführt, dass sich die Fehlstellen der Vibrosteine hauptsächlich an den außen liegenden Flächen, die keinen Einfluss auf den Mauerstein-Mörtel-Verband haben, befanden. Die Vibrosteine in sehr schlechtem Zustand wurden für die Herstellung von Kleinprüfkörpern oder, wenn nur eine Seite des Vibrosteins von Schadstellen betroffen war, als Halbssteine für den RILEM-Pfeiler verwendet.

5.1.2 Abmessungen

Bei den untersuchten Mauersteinen handelt es sich um fünfseitig umschlossene Ziegelsplittbeton-Hohlblöcke. Der Vibrostein weist 18 Öffnungen, die im Mittel 8 mm stark überdeckt sind, auf. Die Löcher laufen zur Steinoberseite konisch zusammen, wobei sich der Querschnitt im Vergleich zur Unterseite um 20 % verringert. Auf den beiden Schmalseiten befinden sich Handgriffe, die über die ganze Steinhöhe reichen. Die Maße der Vibrosteine wurden in Anlehnung an die ÖNORM EN 772-16:2011 [130] bestimmt. Die Bestimmung des prozentualen Lochanteiles in Mauersteinen kann nach der ÖNORM EN 772-2:2005 [131] mittels Papiereindruck erfolgen. Da die Vibrosteine eine unebene Oberfläche besitzen und der Lochquerschnitt an der Oberfläche teilweise kleine Fehlstellen aufweist, wurde diese Methode für die vorliegende Vibrosteinserie als ungeeignet angesehen. Die Lochquerschnitte wurden mittels Schiebelehre vermessen und mittels fotografischer Bildanalyse abgeglichen.

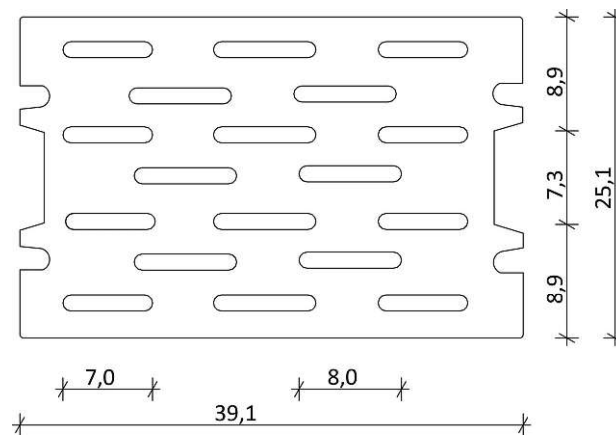


Abb. 5.6: Darstellung der Unterseite des Vibrosteins

In Tab. 5.1 werden die Abmessungen der Vibrosteine zusammengefasst. Unter Annahme einer normalverteilten Grundgesamtheit wurde der Variationskoeffizient VK [%] als Quotient aus der Standardabweichung und dem Mittelwert berechnet.

| | Kleinstwert | Größtwert | Mittelwert | VK [%] |
|-------------|-------------|-----------|------------|--------|
| Höhe [mm] | 13,5 | 14,9 | 14,2 | 2,3 |
| Breite [mm] | 24,7 | 25,4 | 25,1 | 1,3 |
| Länge [mm] | 39,0 | 39,5 | 39,1 | 0,3 |

Tab. 5.1: Maße der Vibrosteine nach [132]

Bei den Abmessungen der Vibrosteine ist festzustellen, dass die größten Maßunterschiede in Steinhöhe auftreten. Dies lässt sich hauptsächlich auf den Herstellungsprozess mittels Formen (siehe Abschnitt 3.1.3) zurückführen. Dabei sind die Breite und die Länge des Vibrosteins durch die Form begrenzt und es kommt vermutlich vorwiegend bei der Trocknung zu Maßunregelmäßigkeiten. Durch das Rütteln des Materials in den Formstücken kann es in Steinhöhe zu einer stärkeren Verdichtung kommen, wodurch größere Maßunregelmäßigkeiten entstehen können. Die unterschiedlichen Steinhöhen führen zwangsläufig zu einer variablen Lagerfugendicke im Bestand [132].

5.1.3 Brutto- und Nettorohdichte

Die Bestimmung der Rohdichte der Vibrosteine erfolgte in Anlehnung an die ÖNORM EN 772-13:2000 [133]. Dabei wurden die Vibrosteine abgewogen und die Maße, wie in Abschnitt 5.1.2 angeführt, bestimmt. Die Fehlstellen der Vibrosteine wurden ebenfalls abgemessen und ihr Volumen wurde vom Gesamtvolumen des Vibrosteins abgezogen, sodass es zu keinen Verfälschungen der Rohdichte aufgrund von Schadstellen kam.

| | Kleinstwert | Größtwert | Mittelwert | VK [%] |
|-------------------------------------|-------------|-----------|------------|--------|
| Nettorohdichte [kg/m ³] | 1277,9 | 1468,1 | 1366,1 | 3,2 |
| Brutorohdichte [kg/m ³] | 1084,2 | 1238,9 | 1159,7 | 3,2 |
| Lochanteil [Vol.-%] | 14,8 | 15,6 | 15,1 | 1,1 |

Tab. 5.2: Netto-, Brutorohdichte und Lochanteil der Vibrosteine nach [132]

5.1.4 Gefügebeschreibung

Der Ziegelsplittbeton, aus dem die Vibrosteine hergestellt wurden, weist Portlandzement mit geringem Anteil von Hüttensand als Bindemittel auf. Anhand der Analyse mit dem Rasterelektronenmikroskop konnte eine vollständige Hydratation der Zementkörner festgestellt werden. Das Bindemittel des Ziegelsplittbetons ist carbonatisiert, weshalb es eine geringe Kapillarporosität aufweist. Als Zuschläge wurden Ziegelsplitt (Korngröße: überwiegend 1–10 mm, vereinzelt bis zu 15 mm) und geringe Mengen an Quarzsand (Korngröße: 0,1–0,2 mm) verwendet. Der Ziegelsplitt hat eine hohe Makroporosität und verfügt somit über ein großes Wasserrückhaltevermögen, da er nicht ungehindert austrocknen kann. In Abb. 5.7 und Abb. 5.8 ist das Gefüge der Vibrosteine dargestellt. Im Speziellen ist anhand der optischen Mikroskopie die Zementmatrix mit den größeren Zuschlägen, welche aus Ziegelsplitt bestehen, zu sehen. Die Haftung zwischen dem Ziegelsplitt und dem Bindemittel kann als gut eingestuft werden. Es sind keine Abtrennungen oder Rissbildungen zwischen dem Bindemittel und den Zuschlägen zu erkennen. In Abb. 5.9 und Abb. 5.10 ist jeweils eine Nahaufnahme (Elektronenmikroskopie) der Betonmatrix abgebildet. Darin sind unregelmäßige Kompaktionsporen, sogenannte Lunker, welche eine hohe Makroporosität des Betongefüges bilden, zu sehen. Zudem konnten durch die Kombination von Rasterelektronenmikroskopie mit energiedispersiver Röntgenspektroskopie in einigen Bereichen NaCl-Kristalle nachgewiesen werden (siehe Abb. 5.11), die jedoch zu keinen sichtbaren Schäden führen und deshalb als oberflächliche Ausblühungen zu verstehen sind. Basierend auf der Bildanalyse ergab sich ein Verhältnis von Bindemittel, Gesteinskörnung und Makroporen von 27 % : 50 % : 23 % [134].

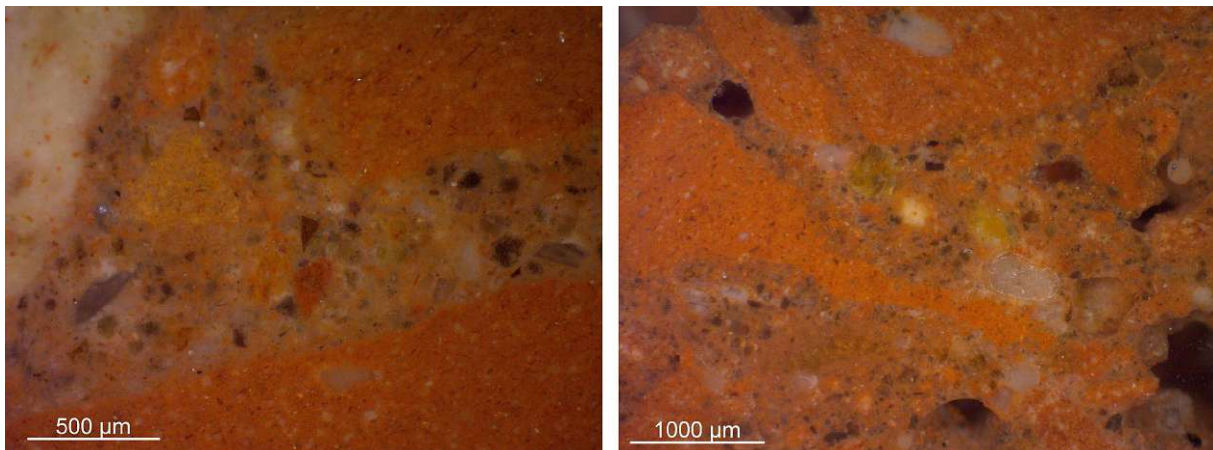


Abb. 5.7 und Abb. 5.8: Aufnahmen des Ziegelsplittbetons mittels optischer Mikroskopie an polierten Querschliffen [134]

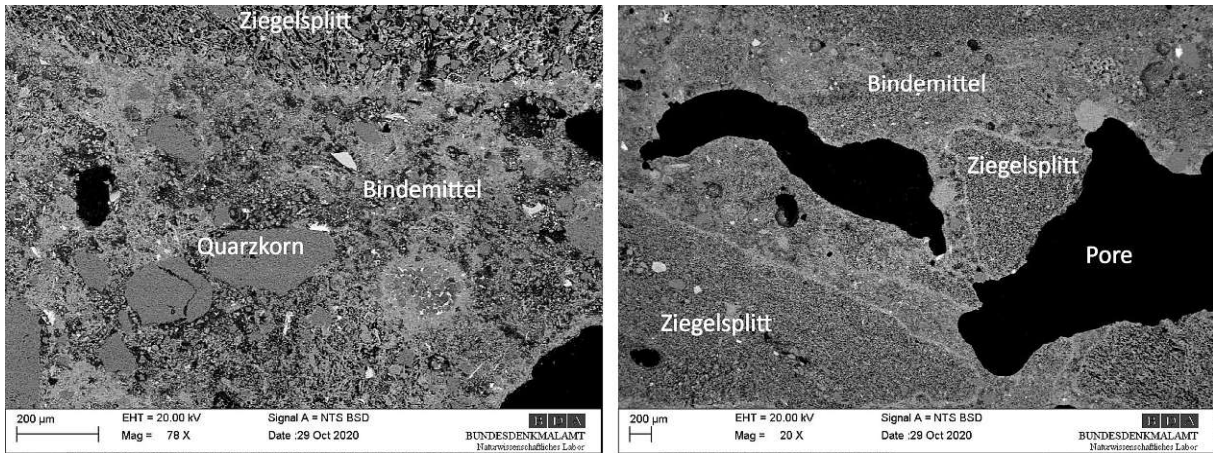


Abb. 5.9 und Abb. 5.10: Exemplarische Abbildungen des Gefüges des Ziegelsplittbetons mittels Elektronenmikroskopie [134]

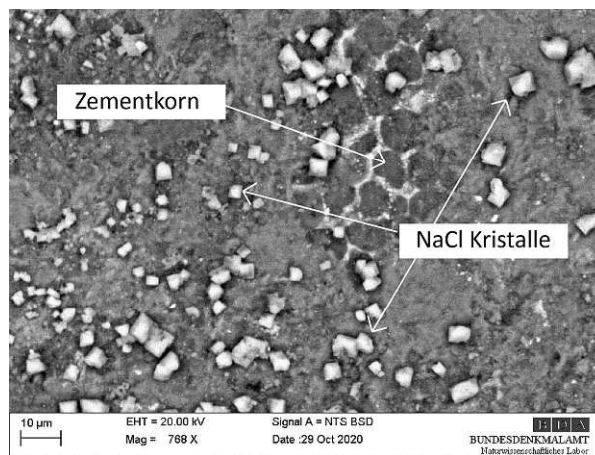


Abb. 5.11: Elektronenmikroskopische Aufnahme des Ziegelsplittbetons an einem polierten Querschliff [134]

Die unterschiedlichen Vibrosteine weisen augenscheinlich deutliche Gefügeunterschiede auf, weshalb eine große Streuung des exemplarisch bestimmten Verhältniswertes zwischen Bindemittel, Zuschlag und Porenanteil vorliegt. In Abb. 5.12 wurden Nahaufnahmen des Ziegelsplittbetons von zwei unterschiedlichen Vibrosteinen dargestellt. Dabei wurden gezielt zwei Probekörper ausgewählt, die eine grobkörnige (siehe Abb. 5.12, links) und eine feinkörnige (siehe Abb. 5.12, rechts) Sieblinie aufweisen. Bei der Auftrennung bzw. der Gewinnung der Kleinprüfkörper aus den Vibrosteinen konnten mit freiem Auge keine gravierenden Gefügeunterschiede innerhalb eines Vibrosteins festgestellt werden. Im Gegensatz dazu weisen die unterschiedlichen Vibrosteine jedoch zum Teil sehr große Differenzen in der Zusammensetzung der Gesteinskörnung und dem Porenraum auf. Dies lässt darauf schließen, dass bei der Herstellung der Vibrosteine nicht immer auf die exakte Einhaltung der Sieblinie geachtet wurde.



Abb. 5.12: Nahaufnahme des Ziegelsplittbetons aus zwei unterschiedlichen Vibrosteinen

Die Rohdichte der Kleinprüfkörper weicht im Mittel rund 14 kg/m^3 von der berechneten Nettorohdichte der Vibrosteine ab. Dies entspricht einer prozentualen Abweichung von rund 1 %. Daraus lässt sich schließen, dass bei der Berechnung der Rohdichte die Fehlstellen am Vibrostein ausreichend genau berücksichtigt wurden und der Vibrostein grundsätzlich eine homogene Gefügestruktur aufweist.

Ein klar erkennbarer Zusammenhang zwischen der Rohdichte und der Druckfestigkeit konnte bei den Vibrosteinen nicht festgestellt werden. Bei den Kleinprüfkörpern konnte beobachtet werden, dass die Kleinprüfkörper des Vibrosteins mit der Nummer 01 die höchste Rohdichte und die höchste Druckfestigkeit im Vergleich zu den anderen Kleinprüfkörpern, die aus zwei weiteren Vibrosteinen gewonnen wurden, aufweisen. Die Materialstreuungen der untersuchten Prüfkörper sind jedoch zu groß und die Menge der untersuchten Mauersteine zu gering, um Zusammenhänge zwischen der Höhe der mechanischen Materialkennwerte und der Rohdichte herzustellen.

Auch bei Leichtbetonen kann pauschal kein Zusammenhang zwischen Druckfestigkeit und Rohdichte angegeben werden. Eine gewisse Abhängigkeit der beiden Materialgrößen kann jedoch innerhalb der einzelnen Betonklassen in Abhängigkeit von der Art der Gesteinskörnung beobachtet werden. In der Regel steigt bei Ziegelsplittbeton die Druckfestigkeit mit der Höhe der Rohdichte. Untersuchungen haben gezeigt, dass bei konstantem Zementgehalt von 350 kg/m^3 eine lineare Beziehung zwischen der Betondruckfestigkeit und der Rohdichte vorliegt [83]. Diese Beziehung kann jedoch nicht pauschal auf andere Ziegelsplittbetone im Bestand übertragen werden, da der variierende w/z -Wert bzw. die

unterschiedlichen Zementgehalte eine nicht zu vernachlässigende Auswirkung auf die Druckfestigkeit der Betone haben.

5.2 Kleinprüfkörper der Vibrosteine

Die Kleinprüfkörper mit den Maßen $4 \times 4 \times 4$ cm, $4 \times 4 \times 8$ cm und $3 \times 3 \times 12$ cm wurden aus den Vibrosteinen mittels Nassschneideverfahren im Bereich der dicken Stege herausgeschnitten. Die Nummerierung der Prüfserien erfolgte nach dem in Abb. 5.13 dargestellten Schema. Die durchgehende Nummerierung (A–Q) der Kleinprüfkörper, die aus unterschiedlichen Vibrosteinen herausgeschnitten wurden, soll helfen, eventuelle Materialunterschiede zwischen innerem und äußerem Bereich des Mauersteins aufzuzeigen.

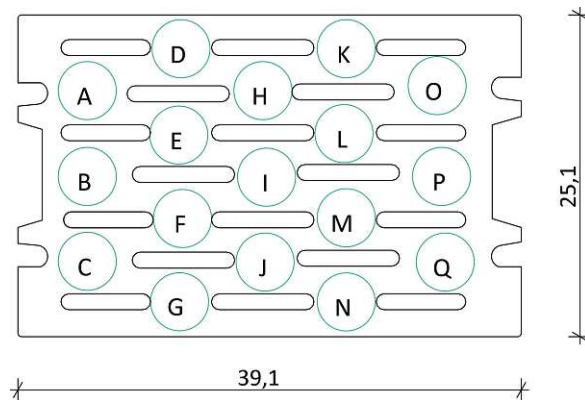


Abb. 5.13: Bezeichnung der Kleinprüfkörper nach ihrer Entnahmestelle

5.2.1 Wasseraufnahme- und Austrocknungsverhalten

Die Bestimmung des Wasseraufnahme- und des Austrocknungsverhaltens des Ziegelsplittbetons erfolgte an Kleinprüfkörpern, die aus dem Vibrostein herausgeschnitten worden waren. Die Versuchsdurchführung sowie die Auswertung werden ausführlich in der Arbeit von *Bohling* [135] beschrieben. Nachfolgend werden die Ergebnisse zusammengefasst.

Die Bestimmung der kapillaren Wasseraufnahme erfolgte in Anlehnung an die ÖNORM EN 772-11:2011 [1] an zwei Prüfreihe (P1 und P2), die insgesamt aus 36 Quadern ($4 \times 4 \times 8$ cm) und 36 Würfeln ($4 \times 4 \times 4$ cm) bestehen. Die Probekörper wurden auf ein Gitter gestellt und während der Prüfdauer konstant (5 ± 1) mm tief in Wasser eingetaucht. Die Prüfkörper wurden nach festgelegten Zeitintervallen aus dem Wasser genommen, die Unterseite mit einem feuchten Tuch abgewischt und gewogen. Der Wasseraufnahmekoeffizient $c_{w,s}$ der Mauersteine infolge von Kapillarwirkung wird nach folgender Gleichung angegeben:

$$c_{w,s} = \frac{m_{so,s} - m_{dry,s}}{A_s \times t_{so}} \times 10^6 \quad (5.1)$$

Mit:

$c_{w,s}$ Wasseraufnahmekoeffizient infolge Kapillarwirkung von Mauersteinen aus Beton in $g/(m^2s)$

$m_{so,s}$ Masse des Probekörpers nach dem Eintauchen über die Zeitspanne t in g.

$m_{dry,s}$ Masse des getrockneten Probekörpers in g.

A_s Gesamtfläche der in das Wasser getauchten Seite des Probekörpers in mm^2 .

t_{so} Tauchzeit in s.

Zur Bestimmung des Austrocknungsverhaltens von Mauersteinen existiert derzeit keine gültige Prüfnorm, weshalb die Austrocknung nach derselben Vorgehensweise wie die Wasseraufnahme, nur in umgekehrter Reihenfolge, bestimmt wurde. Die vollständig mit Wasser gesättigten Prüfkörper wurden auf ein Gitter gestellt, sodass die Austrocknung aus allen Richtungen erfolgen konnte. Nachfolgend wurden die Prüfkörper nach festgelegten Zeitintervallen gewogen.

In Abb. 5.14 wird das Wasseraufnahme sowie das Austrocknungsverhalten des Ziegelsplittbetons anhand der Mittelwerte der Prüfreihe (P1 und P2) dargestellt. Dabei ist festzustellen, dass vor allem die anfängliche Wasseraufnahme von der Prüfkörperform abhängig ist.

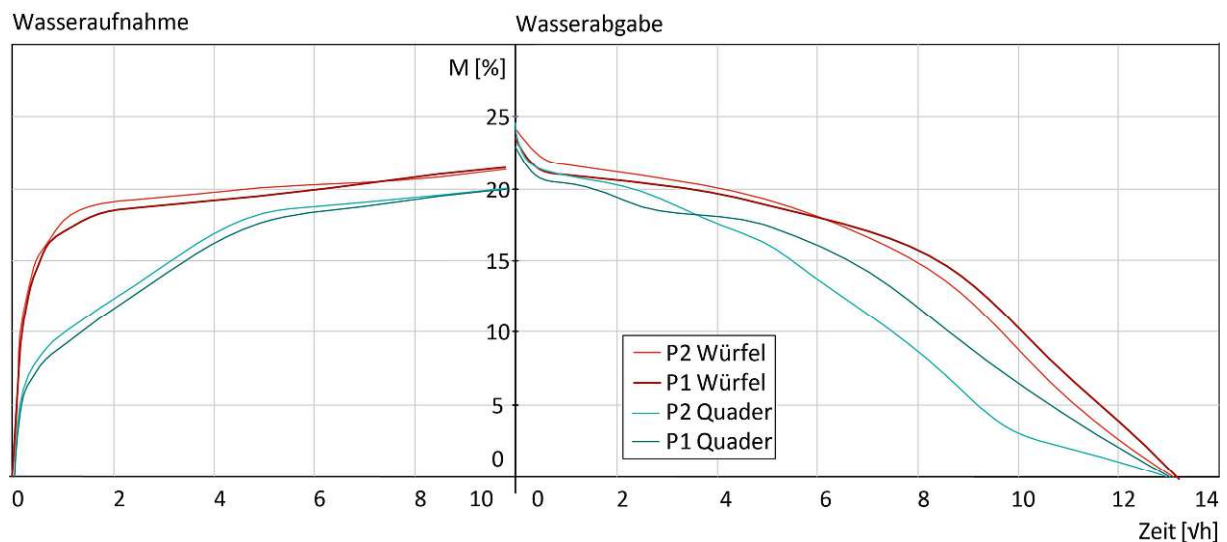


Abb. 5.14: Wasseraufnahme und Austrocknungsverhalten der Prüfkörper nach den Ergebnissen aus [135]

In Tab. 5.3 werden die Kennwerte der Wasseraufnahme (Wasseraufnahmekoeffizient $c_{w,s}$ Gewichtszunahme nach 48 h) sowie der Wasserabgabe (Gewichtszunahme nach 48h) bezüglich der Gesamtwasseraufnahme sowie Wasseraufnahmekoeffizient nach 10 min zusammengefasst.

| Prüfreihe | Prüfkörper | Wasseraufnahme | | Wasserabgabe |
|-----------|-----------------------|-----------------------------------|---------------------------------------|---------------------------------------|
| | | $c_{w,s}$ [g/m ² s] | Gewichtszunahme nach 48h [Gew.- %] | Gewichtsabnahme nach 48h [Gew.- %] |
| P1 | Quader (4 × 4 × 8 cm) | 8,90 | 18,88 | 14,32 |
| | Würfel (4 × 4 × 4 cm) | 8,79 | 20,36 | 17,08 |
| P2 | Quader (4 × 4 × 8 cm) | 9,08 | 19,12 | 11,39 |
| | Würfel (4 × 4 × 4 cm) | 8,65 | 20,40 | 16,76 |

Tab. 5.3: Wasseraufnahme- und Wasserabgabeverhalten der Prüfkörper aus Ziegelsplittbeton nach [136]

5.2.2 Druckfestigkeit und Elastizitätsmodul

Die Prüfung der Druckfestigkeit erfolgte an insgesamt 27 Kleinprüfkörpern, die aus drei unterschiedlichen Vibrosteinen entnommen wurden. Die Versuche wurden in Anlehnung an die ÖNORM EN 772-1:2015 [4] durchgeführt und die Belastungsgeschwindigkeit wurde konstant auf 0,1 N/(mm²s) bis zum Bruch gehalten. Die Messung der Verformungseigenschaften erfolgte mittels an den Prüfkörper aufgebracht Punkte (siehe Abb. 5.15), die mit einem Videoextensometer in Echtzeit vermessen wurden. Zusätzlich wurde die Eignung von Dehnmessstreifen (DMS) zur Messung der Verformungseigenschaften an mehreren Probekörpern geprüft. Die erhaltenen Ergebnisse waren ein Vielfaches der zu erwartenden Werte bzw. der Werte, welche durch die Punktvermessung erzielt wurden. Die deutlich höheren Werte des Elastizitätsmoduls sind vermutlich auf die lokale Verfestigung des porenreichen Gefüges durch den Klebstoff, mit welchem die DMS angebracht wurden, zurückzuführen. Aus diesem Grund wurde die Messmethode nicht weiter angewendet.

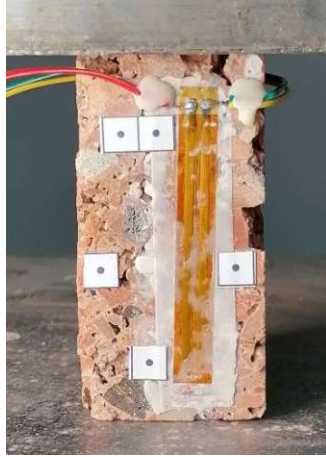


Abb. 5.15: Druckfestigkeitsprüfung eines Kleinprüfkörpers mit der versuchsweisen Anbringung eines DMS

In nachfolgender Tab. 5.4 werden die Ergebnisse von Bohling [136] und jene der im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Druckfestigkeitsprüfungen zusammengefasst. Bei der Messung der Querdehnung ergaben sich aufgrund des geringen Messweges sehr hohe Streuungen, weshalb die Werte nicht angeführt werden.

| | Kleinstwert | Größtwert | Mittelwert | VK [%] |
|---|-------------|-----------|------------|--------|
| Druckfestigkeit [N/mm ²] | 4,33 | 9,51 | 6,82 | 18,64 |
| Elastizitätsmodul bei 1/3 der Höchstlast [N/mm ²] | 2492 | 9606 | 5240 | 31,90 |

Tab. 5.4: Druckfestigkeit und Elastizitätsmodul aller geprüften Kleinprüfkörper

Die Ergebnisse der Druckfestigkeit der Kleinprüfkörper weisen eine relativ hohe Streuung auf. Der gemessene Höchstwert entspricht mehr als dem 2-fachen Wert der kleinsten gemessenen Druckfestigkeit. Insgesamt wurde bei 3 Prüfkörpern eine Druckfestigkeit $< 5,5 \text{ N/mm}^2$ und bei 2 Prüfkörpern eine Druckfestigkeit $> 8,7 \text{ N/mm}^2$ gemessen. Diese Werte sind als Ausreißer zu erkennen, da lokale Fehlstellen oder Verfestigungen bei den Kleinprüfkörpern einen großen Einfluss auf das Ergebnis der Druckfestigkeitsprüfung haben. Festigkeitstendenzen in Abhängigkeit von der Entnahmestelle, vgl. Abb. 5.13, konnten nicht festgestellt werden.

Die Einzelergebnisse der Druckfestigkeit der Vibrosteine, vgl. Abschnitt 5.3.1, zeigen eine deutlich geringere Streuung als die Ergebnisse der Kleinprüfkörper. Dies ist darauf zurückzuführen, dass bei den ganzen Vibrosteinen Materialstreuungen und Schwachstellen besser ausgeglichen werden können und einen geringen Einfluss auf die globale Druckfestigkeit des Mauersteins haben.

| | Kleinstwert | Größtwert | Mittelwert | VK [%] |
|--|-------------|-----------|------------|--------|
| Druckfestigkeit KPK aus Vibrostein 01 [N/mm ²] | 7,18 | 8,76 | 7,86 | 8,1 |
| Druckfestigkeit KPK aus Vibrostein 02 [N/mm ²] nach [136] | 4,34 | 7,87 | 6,25 | 14,8 |
| Druckfestigkeit KPK aus Vibrostein 03 [N/mm ²] nach [136] | 4,62 | 9,51 | 6,64 | 22,6 |

Tab. 5.5: Druckfestigkeit und Elastizitätsmodul der Kleinprüfkörper (KPK) in Abhängigkeit von den drei unterschiedlichen Ausgangssteinen

In Abb. 5.16 ist die Spannungs-Stauchungslinie von sechs repräsentativen Prüfkörpern dargestellt. Diese zeigen ein sehr unterschiedliches Stauchungsverhalten sowie ein variierendes Steigungsverhältnis. Dies kann unter anderem auf die unterschiedliche Gefügezusammensetzung bzw. Porenverteilung bei den Kleinprüfkörpern zurückgeführt werden.

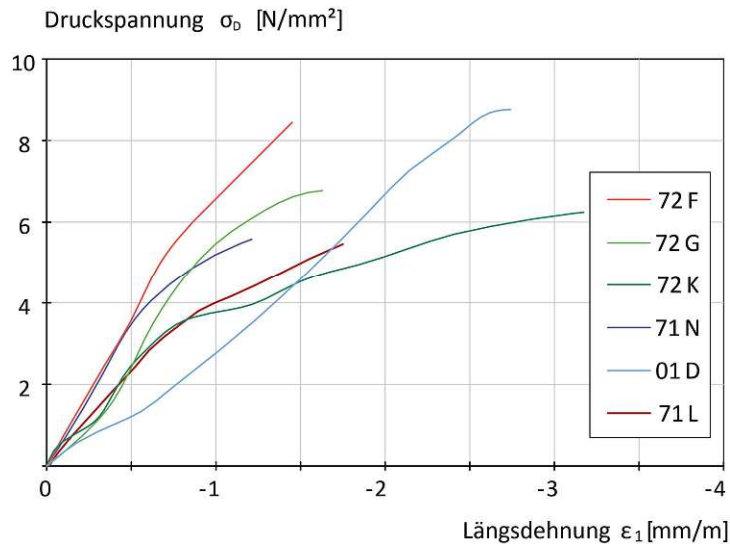


Abb. 5.16: Spannungs-Dehnungslinie der Kleinprüfkörper mit den Maßen 4 × 4 × 8 cm

Typische Versagensbilder

In Abb. 5.17 sind die typischen Bruchbilder bei Erreichen der Bruchlast der Kleinprüfkörper abgebildet. Dabei ist zu erkennen, dass die Rissbildung sowohl durch den Kontaktbereich von Gesteinskörnung und Bindemittel als auch durch die Gesteinskörnung selbst erfolgte. Lokale Schwachstellen, wie beispielsweise ein großer Porenraum oder geringe Kontaktflächen zwischen Bindemittel und Gesteinskörnung haben ebenfalls einen großen Einfluss auf das Rissbildungsverhalten.



Abb. 5.17: Exemplarische Rissbildung bei Erreichen der Bruchlast der Kleinprüfkörper

5.2.3 Biegezugfestigkeit

Die Biegezugprüfung wurde in Anlehnung an die ÖNORM EN 12390-5:2019 [3] an 15 Kleinprüfkörpern mit den Maßen $3 \times 3 \times 12$ cm durchgeführt. Aufgrund der vorhandenen Prüfeinrichtung wurde die Biegezugfestigkeit mittels einer 3-Punkt-Biegezugeinrichtung (siehe Abb. 5.18) durchgeführt. Im Europäischen Vorwort der Norm wird darauf verwiesen, dass bei einem mittigen Lasteintrag im Vergleich zu einem 2-Punkt-Lasteintrag im Rahmen eines Prüfprogramms um 13 % höhere Versuchsergebnisse erzielt wurden.



Abb. 5.18: 3-Punkt-Biegezugprüfung an Kleinprüfkörpern mit den Maßen $3 \times 3 \times 12$ cm

Die Biegezugfestigkeit wird nach folgender Gleichung berechnet [3]:

$$f_{ct,fl} = \frac{F \times l}{d_1 \times d_2^2} \quad (5.2)$$

Dabei sind d_1 und d_2 die Seitenmaße des Probekörpers, l der Abstand zwischen den Auflagern und F die einwirkende Kraft.

Die Biegezugfestigkeit der geprüften Probekörper variiert zwischen 2,26 und 3,0 N/mm². Der Mittelwert beträgt 2,53 N/mm² und es ergibt sich ein Variationskoeffizient (VK) von 8,6 %. In Abb. 5.19 werden zwei exemplarische Bruchbilder der Probekörper dargestellt. Im linken Bild ist zu erkennen, dass der Bruch hauptsächlich im Bereich des Bindemittels bzw. im Kontaktbereich zwischen Bindemittel und Gesteinskörnung erfolgte und die Gesteinskörnung selbst nur an wenigen Stellen durchtrennt wurde. Beim Probekörper im rechten Bild erfolgte die Rissbildung hingegen großteils durch den Ziegelsplitt. Dies ist vermutlich darauf zurückzuführen, dass die Haftung zwischen Bindemittel und Ziegelsplitt bzw. die Qualität des Bindemittels beim Probekörper in Abb. 5.19 (rechts) deutlich besser ist als bei dem Probekörper im linken Bild. Somit können keine allgemein-gültigen Aussagen über die Bruchbildung bei der Prüfung der Biegezugfestigkeit getätigt werden [132].



Abb. 5.19: Exemplarische Bruchbilder der Biegezugprüfung

5.2.3.1 Resttragfähigkeit von Kleinprüfkörpern

Um möglichst viele Erkenntnisse aus der zur Verfügung stehenden Serie von Vibrosteinen zu gewinnen, wurden aus einigen Vibrosteinen nach der Druckfestigkeitsprüfung Kleinprüfkörper mit den Maßen 4 × 4 × 8 cm und 3 × 3 × 12 cm herausgeschnitten. Während des Nassschneidevorgangs zerbrachen einige Stege aufgrund der Gefügeschädigungen, die durch die vorhergehende Druckfestigkeitsprüfung

hervorgerufen worden waren. Aus dem Großteil der dickeren Stege der Vibrosteine konnten jedoch Prüfkörper gewonnen werden, die nur teilweise Schädigungen in Form von feinen Rissen aufwiesen.

Zur Evaluierung der Resttragfähigkeit wurden die Druckfestigkeit (Prüfkörper: $4 \times 4 \times 8$ cm) sowie die Biegezugfestigkeit (Prüfkörper: $3 \times 3 \times 12$ cm) geprüft. Die Versuchsdurchführung erfolgte dabei analog zu den intakten Prüfkörpern, vgl. Abschnitt 5.2.2 und 5.2.3. Dabei ergaben sich, wie zu erwarten, geringere Festigkeitswerte als bei den intakten Prüfkörpern. Die mittlere Druckfestigkeit von insgesamt 21 Kleinprüfkörpern, die aus zwei unterschiedlichen Vibrosteinen entstammen, beträgt $5,61 \text{ N/mm}^2$. Die mittlere Biegezugfestigkeit von insgesamt 7 geprüften Probekörpern beträgt $1,53 \text{ N/mm}^2$ [136]. Dies entspricht einer Verminderung der Druckfestigkeit von rund 18 % und der Biegezugfestigkeit von rund 40 % im Vergleich zu den unbeschädigten Prüfkörpern.

5.2.4 Verfestigung

Materialverfestigungen sind in der Regel eine geeignete Maßnahme, um die Tragfähigkeit von Baustoffen zu erhöhen. Sie finden bei Bestandsbauwerken besonders dann Anwendung, wenn es aufgrund von strukturellen Änderungen, wie beispielsweise Dachgeschossausbauten, zu einer Lasterhöhung kommt, die von der bestehenden Wandstruktur nicht abgeleitet werden kann.

Die grundsätzliche Eignungsprüfung von unterschiedlichen Injektionsmitteln für die Festigung von Ziegelsplittbeton wurde von Sesar [128] durchgeführt und wird nachfolgend zusammengefasst. Dabei wurde die Steigerung der Druckfestigkeit und der Biegezugfestigkeit evaluiert und dem Ausgangsmaterial gegenübergestellt. Für die Materialuntersuchungen wurden folgende Festigungsmittel herangezogen:

- Hydropox EP1: 2 Komponenten-Injektionsharz auf Epoxidbasis (TPH Bausysteme GmbH)
- Pur-O-Stop FS-M: 2 Komponenten Polyurethanharz (TPH Bausysteme GmbH)
- Kaliwasserglas (Baufan Bauchemie Leipzig GmbH)
- Mikrozement F800 (TPH Bausysteme GmbH)

In der Praxis werden die Festigungsmaterialien nach Herstellerangaben in die bestehende Wandstruktur eingebracht. Da diese Vorgehensweise bei kleinen Prüfkörpern nicht möglich ist, wurden diese so lange in das Festigungsmittel getaucht, bis das Material in den ganzen Prüfkörper eindrang. Im Vorfeld wurde daher durch Testversuche eine spezifische „Tauchdauer“ festgelegt und nach Versuchsdurchführung jeweils überprüft, ob ein vollständiges Eindringen des Festigungsmittels erfolgt war. Die

Verfestigungsmittel wurden grün eingefärbt, um eine bessere Sichtbarkeit des Injektionsmittels zu schaffen.

5.2.4.1 Prüfung der Druckfestigkeit

Die Prüfung der Druckfestigkeit wurde in Anlehnung an die ÖNORM EN 772-1:2015 [4] an Prüfkörpern mit den Maßen $4 \times 4 \times 8$ cm durchgeführt. Die Belastungsgeschwindigkeit wurde konstant auf $0,1 \text{ N/mm}^2\text{s}$ bis zum Bruch gehalten. Die Messung der Verformungseigenschaften erfolgte mittels an dem Stein aufgebrachten Punkten, vgl. Abb. 5.15, die mit einem Videoextensometer in Echtzeit vermessen wurden.

In nachfolgender Tab. 5.6 werden die Ergebnisse der Druckfestigkeitsprüfungen in Abhängigkeit des verwendeten Verfestigungsmittel angeführt und den Festigkeiten der unverfestigten Kleinprüfkörper gegenübergestellt. Dabei ist festzustellen, dass es mittels der Verfestigung durch Mikroazement und Kaliwasserglas jeweils zu einer Steigerung der Druckfestigkeit von rund 80 % gegenüber den unverfestigten Probekörpern kam. Die Kunstharze Hydropox EP1 und Pur-O-Stop FS-M führten zu einer Laststeigerung von rund 220 %.

| Druckfestigkeit [N/mm^2] | Kleinstwert | Größtwert | Mittelwert | Laststeigerung [%] | VK [%] |
|---------------------------------------|-------------|-----------|------------|--------------------|--------|
| Hydropox EP1 | 19,03 | 27,02 | 22,86 | 235,19 | 10,45 |
| Pur-O-Stop FS-M | 18,70 | 25,07 | 21,53 | 215,69 | 7,95 |
| Kaliwasserglas | 9,76 | 15,89 | 12,16 | 78,30 | 19,43 |
| Mikroazement F8000 | 10,27 | 14,89 | 12,76 | 87,10 | 12,57 |
| Unverfestigt | 4,33 | 9,51 | 6,82 | 0 | 18,64 |
| <hr/> | | | | | |
| Elastizitätsmodul [N/mm^2] | Kleinstwert | Größtwert | Mittelwert | VK [%] | |
| Hydropox EP1 | 2477 | 7360 | 5085 | 41,45 | |
| Pur-O-Stop FS-M | 2400 | 7757 | 4201 | 13,77 | |
| Kaliwasserglas | 1491 | 8126 | 4118 | 53,95 | |
| Mikroazement F8000 | 2961 | 10790 | 5314 | 51,17 | |
| Unverfestigt | 2492 | 9606 | 5130 | 31,90 | |

Tab. 5.6: Druckfestigkeit und Elastizitätsmodul der verfestigten und unverfestigten Kleinprüfkörper nach [128]

Die verfestigten Prüfkörper zeigten ein ähnliches Bruchverhalten wie die unverfestigten Kleinprüfkörper. Bei einigen Prüfkörpern konnte im Vergleich zu den unverfestigten Probekörpern ein spröderes Bruchverhalten bzw. eine plötzlichere Rissbildung beobachtet werden. Da vor allem der Porenraum sowie der Kontaktbereich zwischen Bindemittel und Gesteinskörnung verfestigt wurden, konnte eine vermehrte Rissbildung durch die Gesteinskörnung beobachtet werden. In Abb. 5.20 werden exemplarisch Bruchbilder von jeweils zwei Prüfkörpern, die mit Hydropox EP1 bzw. Pur-O-Stop FS-M verfestigt wurden, abgebildet.



Abb. 5.20: Bruchbilder nach Prüfung der Druckfestigkeit: Verfestigung durch Hydropox EP1 (links) und Pur-O-Stop FS-M (rechts)

5.2.4.2 Prüfung der Biegezugfestigkeit

Ergänzend zur Druckfestigkeitsprüfung wurde die 3-Punkt-Biegezugprüfung an verfestigten Prüfkörpern mit den Maßen $3 \times 3 \times 12$ cm durchgeführt, vgl. Abb. 5.21.



Abb. 5.21: Exemplarische Abbildung der 3-Punkt-Biegezugprüfung

Die erreichten Festigkeiten werden in Tab. 5.7 in Abhängigkeit des verwendeten Verfestigungsmittel angeführt und den Festigkeiten der unverfestigten Prüfkörpern gegenübergestellt. Dabei ist zu erkennen, dass es durch die Verfestigung der Prüfkörper mit den Kunstharzen Hydropox EP1 und Pur-O-Stop FS-M zu einer Laststeigerung von rund 130 % gegenüber den unverfestigten Probekörper kam. Die Verfestigung mittels Kaliwasserglas führte zu einer Steigerung der Biegezugfestigkeit von rund 20 %.

| Druckfestigkeit [N/mm ²] | Kleinstwert | Größtwert | Mittelwert | Laststeigerung [%] | VK [%] |
|--------------------------------------|-------------|-----------|------------|--------------------|--------|
| Hydropox EP1 | 4,01 | 7,26 | 5,75 | 127,27 | 23,01 |
| Pur-O-Stop FS-M | 4,48 | 7,41 | 6,21 | 145,45 | 14,17 |
| Kaliwasserglas | 2,77 | 3,37 | 3,02 | 19,36 | 9,04 |
| Unverfestigt | 2,26 | 3,00 | 2,53 | 0 | 8,60 |

Tab. 5.7: Biegezugfestigkeit der verfestigten und unverfestigten Kleinprüfkörper nach [128]

Auf den Bruchbilder in Abb. 5.22 ist zu erkennen, dass das Festigungsmaterial über den ganzen Querschnitt des Prüfkörpers eingedrungen ist. Im Vergleich zu dem Bruchbild der unverfestigten Probekörper kann festgestellt werden, dass die Rissbildung vermehrt geradlinig durch den Zuschlag aus Ziegelsplitt erfolgte, da insbesondere die Poren mit Festigungsmittel umschlossen wurden und die Haftung zwischen Bindemittel und Ziegelsplitt verbessert wurde.



Abb. 5.22: Bruchbilder nach der Prüfung der Biegezugfestigkeit: Verfestigung durch Hydropox EP1 (links) und Pur-O-Stop FS-M (rechts)

5.3 Vibrosteine

5.3.1 Druckfestigkeit

Die Prüfung der Druckfestigkeit der Vibrosteine wurde in Anlehnung an die ÖNORM EN 772-1:2015 [4] durchgeführt und wird in nachstehendem Bild exemplarisch abgebildet. Die Kraft wurde mit einer konstanten Belastungsgeschwindigkeit von 6 kN/s bis zur Brucherkenntnis bei einem Lastabfall von 5 % durchgeführt.

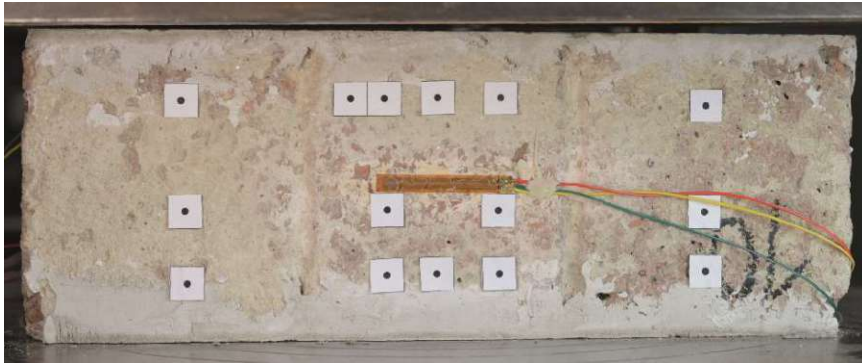


Abb. 5.23: Exemplarische Abbildung der Druckfestigkeitsprüfung des Vibrosteins

Wie bereits in Unterabschnitt 4.1.1.2 erläutert, führen die Lasteinleitungsplatten zu einer Querdehnungsbehinderung im Mauerstein. Bei Mauersteinen mit einer geringen Schlankheit kommt es zu einer größeren Querdehnungsbehinderung und somit zu einer deutlich höheren Beeinflussung des Bruchverhaltens, was in der Regel zu einer Überschätzung der Druckfestigkeit des Mauersteins führt. Der Vibrostein weist eine Schlankheit von $h/d = 0,57$ auf, weshalb der Einflussbereich der Querdehnungsbehinderung sehr groß ist und die Messung der Verformungseigenschaften verfälscht wird.

Die Quer- und Längsdehnung wurden dennoch mitgemessen, um Referenzen für zukünftige Materialuntersuchungen und Vergleichswerte zu den Verformungseigenschaften der Kleinprüfkörper zu erhalten. Zur Bestimmung der Verformungseigenschaften wurden neben der Echtzeit-Punktvermessung (vgl. Abschnitt 5.2.2) versuchsweise Dehnmessstreifen am Mauerstein aufgebracht. Dies führte jedoch, wie bei den Kleinprüfkörpern, zu einer Unterschätzung der Materialverformung. Der Elastizitätsmodul sowie der Querdehnungsmodul wurden bei $1/3$ der Höchstlast bestimmt. Unter Annahme einer normalverteilten Grundgesamtheit wurde der Variationskoeffizient VK [%] als Quotient aus der Standardabweichung und dem Mittelwert berechnet. Die Verformungseigenschaften unterliegen, wie in Tab. 5.8 ersichtlich, einer größeren Streuung als die Druckfestigkeit.

| | Kleinstwert | Größt- wert | Mittelwert | VK [%] |
|---|-------------|----------------|------------|--------|
| Steindruckfestigkeit [N/mm ²] | 8,13 | 11,29 | 9,88 | 9,8 |
| Elastizitätsmodul bei 1/3 der Höchstlast [N/mm ²] | 3 301 | 5 752 | 4 421 | 16,27 |
| Querdehnungsmodul bei 1/3 der Höchstlast [N/mm ²] | 18 168 | 33 617 | 25 411 | 17,5 |
| Querdehnungszahl | 0,12 | 0,29 | 0,20 | 29 |

Tab. 5.8: Druckfestigkeit, Elastizitätsmodul, Querdehnungsmodul und Querdehnungszahl der Vibrosteine

Für Bemessungszwecke darf nach der ÖNORM EN 772-1:2015 [4] die experimentell ermittelte Druckfestigkeit der Mauersteine normiert werden. Darin gibt Tabelle A.1 in Abhängigkeit von der Steinbreite und -höhe einen Umrechnungsfaktor an, der multipliziert mit der ermittelten Mauersteinfestigkeit die normierte Druckfestigkeit f_b ergibt. Die normierte Druckfestigkeit wird wiederum als Eingangsparameter für die Berechnung der Mauerwerksdruckfestigkeit nach Eurocode 6 verwendet. Unter Zulassung der linearen Interpolation zwischen den Werten in Tab A.1 ergibt sich für die Vibrosteine (mittlere Höhe = 14,2 cm, mittlere Breite = 25,1 cm) ein Umrechnungsfaktor von 0,918. Die Druckfestigkeit der Vibrosteinserie ist nach [4] als Mittelwert der Prüfergebnisse zu berechnen und ergibt einen Wert von 9,88 (siehe Tab. 5.8). Durch Multiplikation dieses Wertes mit dem Faktor 0,918 ergibt sich eine normierte Druckfestigkeit f_b von 9,07 N/mm².

In Abb. 5.24 wird die Spannungs-Stauchungslinie von sechs repräsentativen Prüfkörpern dargestellt. Sie weist bei allen Prüfkörpern einen quasi-linear-elastischen Anfangsbereich und eine zunehmende Kurvenkrümmung bei rund 75–90 % der Höchstlast auf.

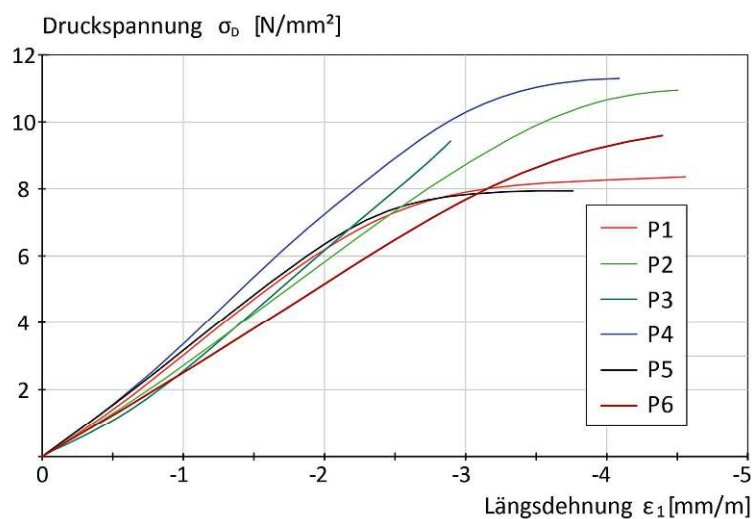


Abb. 5.24: Spannungs-Stauchungslinien der Vibrosteine bei Druckbeanspruchung nach [132]

Äußerlich konnten nach der Prüfung der Druckfestigkeit kaum Schäden an den Vibrosteinen festgestellt werden. Vereinzelt waren an den Außenstegen kleine Risse im Gefüge zu beobachten. Der Vibrostein konnte im Ganzen aus der Prüfvorrichtung genommen werden. Erst beim Zerschneiden der Prüfkörper zur Herstellung von Kleinprüfkörpern, an welchen das Resttragvermögen überprüft wurde, zerfielen einige Probestücke, deren Gefüge bereits durch Rissbildung im Inneren des Mauersteins beschädigt war. Mit freiem Auge waren auch bei einigen Kleinprüfkörpern, welche ohne Zerfall bzw. Abbröckelungen aus dem Vibrostein herausgeschnitten werden konnten, feine Risse im Gefüge zu erkennen.

5.3.2 Biegezugfestigkeit

Die Prüfung der Biegezugfestigkeit wurde insgesamt an sechs ganzen Vibrosteinen mittels 4-Punkt-Biegung in Anlehnung an die ÖNORM EN 772-6:2001 [5] durchgeführt. Die Norm fordert einen Abstand zwischen den Rollenauflegern, der mindestens der 4-fachen Höhe der Probekörper entspricht. Aufgrund der Geometrie des Vibrosteins, siehe Abb. 5.25, betrug der gewählte Auflagerabstand die 2-fache Steinhöhe. Um die normativen Anforderungen einhalten zu können, müsste der Vibrostein in seiner Höhe halbiert werden, sodass der Rollenabstand rund der 4-fachen Höhe des Probekörpers entspräche. Es sollten jedoch ergänzend zu den Ergebnissen der Kleinprüfkörper die Bruchstellen aufgezeigt und die Schwachstellen im Bereich der schmalen Stege lokalisiert werden, weshalb ein ganzer Vibrostein geprüft wurde.

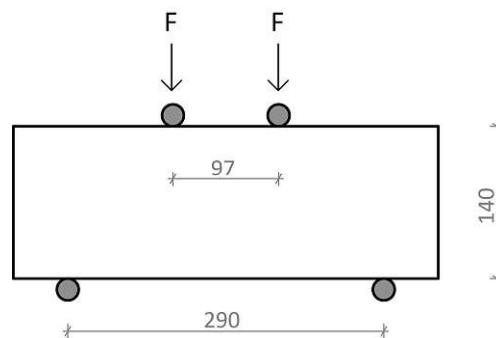


Abb. 5.25: Schematischer Versuchsaufbau der 4-Punkt-Biegezugprüfung nach [132]

Die Biegezugfestigkeit der Vibrosteine wird, wie bei den Kleinprüfkörpern, nach der Gleichung (5.2) berechnet. Bezogen auf die Bruttoquerschnittsfläche ergeben sich eine mittlere Biegezugfestigkeit von $1,08 \text{ N/mm}^2$ und ein Variationskoeffizient von $9,8\%$. Der kleinste gemessene Wert beträgt $0,96 \text{ N/mm}^2$ und der Größtwert $1,29 \text{ N/mm}^2$. Eine Umrechnung auf die Nettobiegezugfestigkeit, durch Berücksichtigung des querschnittsbezogenen Lochanteils von rund 26% , ergibt unter Anwendung der Gleichung (5.2) eine mittlere Nettobiegezugfestigkeit von $1,48 \text{ N/mm}^2$. Bei der Umrechnung blieb die

einseitige Überdeckung der Löcher von rund 0,8 cm unberücksichtigt, da diese bei den geprüften Vibrosteinen in vielen Bereichen bereits ausgebrochen bzw. beschädigt waren.

In nachfolgender Abb. 5.26 sind exemplarisch drei Bruchbilder der geprüften Vibrosteine dargestellt. Im linken und mittigen Bild ist zu sehen, dass der Bruch nicht in Steinmitte erfolgte, sondern im Bereich der geringsten Nettoquerschnittsfläche (Übergangsbereich zwischen dicken und dünnen Stegen). Das Bruchbild in Abb. 5.26 (rechts) verdeutlicht, dass sich die seitliche Rissbildung in der Mitte der Steinlängsrichtung nicht fortführte, sondern der Bruch wiederum im Bereich der geringsten Nettoquerschnittsfläche erfolgte.

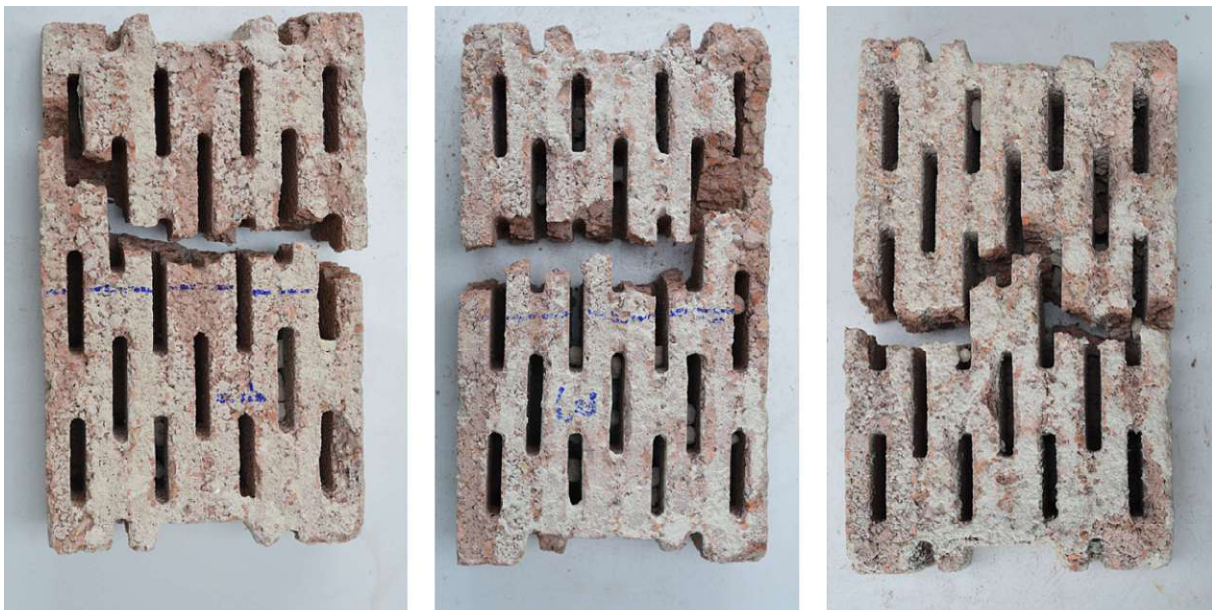


Abb. 5.26: Darstellung des exemplarischen Bruchschemas der Biegezugprüfung von drei Prüfkörpern

5.3.2.1 Vergleich der Biegezugfestigkeit zwischen Mauersteinen und Kleinprüfkörper

Durch den Vergleich der Biegezugfestigkeit der Kleinprüfkörper mit der Biegezugfestigkeit der ganzen Vibrosteine soll geprüft werden, ob eine Umrechnung der Festigkeitseigenschaften prinzipiell möglich ist und für die Bestandsbewertung herangezogen werden kann. Die Entnahme von kleinen Prüfkörpern verursacht wesentlich geringere Zerstörungen am Bestandsmauerwerk als die Entnahme von ganzen Steinen, weshalb dies in der Praxis natürlich zu bevorzugen wäre.

Für die Umrechnung der Biegezugfestigkeit der Kleinprüfkörper auf die ganzen Vibrosteine muss neben dem Faktor für die Art der Lasteintragung (1-Punkt oder 2-Punkt) ein Größenfaktor berücksichtigt

werden. Da keine Vergleichswerte von Ziegelsplittbeton zur Verfügung stehen, wird zu einer Einschätzung der Materialeigenschaften Bezug auf die bekannten Zusammenhänge von Beton und Leichtbeton genommen. Bei großen Prüfkörpern ergibt sich in der Regel eine deutlich kleinere Biegezugfestigkeit als bei kleinen Prüfkörpern. Dies wird vor allem auf die Zugspannungs-Rissöffnungs-Beziehung des Betons sowie auf die größere Anzahl von Fehlstellen im Querschnitt zurückgeführt. Generell ist die Biegezugfestigkeit von Beton stärker von der Prüfkörpergröße abhängig als die zentrische Zugfestigkeit oder Druckfestigkeit, vgl. [81]. In der Literatur sind für gefügedichte und haufwerksporige Leichtbetone Umrechnungsfaktoren zwischen der 3-Punkt und der 4-Punkt-Biegezugprüfung von 1,1 bis 1,3 zu finden. Aus den durchgeführten experimentellen Versuchen ergibt sich ein weiterer Faktor zwischen 1,3 und 1,55 für die Berücksichtigung der Prüfkörpergröße, bezogen auf die Nettoquerschnittsfläche. In [81], [137] werden ähnliche Tendenzen für die Umrechnung der Biegezugfestigkeit von unterschiedlichen Prüfkörpergrößen angegeben. Für den untersuchten Prüfkörper ergibt sich auf Basis der experimentellen Versuche sowie der angeführten Annahmen ein Gesamtumrechnungsfaktor von 1,43 bis 2,02. Dabei resultiert aus der mittleren Nettobiegezugfestigkeit des Vibrosteins multipliziert mit dem Faktor 1,71 die mittlere Biegezugfestigkeit des Kleinprüfkörpers.

Die Umrechnung der Biegezugprüfung der Kleinprüfkörper auf die Biegezugprüfung der Vibrosteine mittels der angeführten Umrechnungsfaktoren liefert, bezogen auf die Literaturangaben, plausible Ergebnisse. Dennoch ist diese Vorgehensweise nur für die grobe Einschätzung der Materialeigenschaften empfehlenswert, da für die genaue Bestimmung der Umrechnungsfaktoren weitere Versuchsreihen mit unterschiedlichen Vibrosteinserien durchgeführt werden müssten. Des Weiteren wären ergänzende normgerechte Versuchsreihen, sodass die Auflagerbreite der vierfachen Steinhöhe entspricht, notwendig.

5.3.3 Verfestigung

Wie bereits erwähnt, stand für die Versuchsreihen nur eine begrenzte Anzahl von Vibrosteinen zur Verfügung. Um diese bestmöglich zu nutzen, wurden teilweise Vibrosteine, deren Druckfestigkeit bereits geprüft worden war, für die Verfestigung herangezogen. Dabei sollte ebenfalls überprüft werden, ob bereits vorgeschädigte Vibrosteine wieder verfestigt werden können bzw. ob ihre Tragfähigkeit gesteigert werden kann. Insgesamt konnten für die Verfestigungen 15 Vibrosteinen herangezogen werden. Davon wurde bei sieben Prüfkörpern bereits die Druckfestigkeit geprüft und acht weitere Vibrosteine befanden sich in einem unbeschädigten Zustand. Das Ziel der Untersuchungen lag primär auf der Eignungsprüfung der unterschiedlichen Festigungsstoffe, weshalb mehrere unterschiedliche Festigungsstoffe sowie deren Kombination durch ein zweistufiges Verfahren ausprobiert wurden.

- Hydropox EP1: 2 Komponenten-Injektionsharz auf Epoxidbasis (TPH Bausysteme GmbH)
- Pur-O-Stop FS-M: 2 Komponenten Polyurethanharz (TPH Bausysteme GmbH)
- Kaliwasserglas (Baufan Bauchemie Leipzig GmbH)
- Mikrozement F800 (TPH Bausysteme GmbH)
- 2-stufiges Verfahren mit F9200 Injektionsmörtel (TPH Bausysteme GmbH) und Pur-O-Stop FS-M oder Hydropox EP1 (TPH Bausysteme GmbH)

Die Herstellung, die Versuchsdurchführung sowie die Auswertung der Prüfergebnisse werden in der Arbeit von Sesar [128] detailliert beschreiben, weshalb nachfolgend lediglich auf die erreichten Festigkeiten verweisen wird. Bei den vorgeschädigten Vibrosteinen konnten durch die Festigung ähnliche Druckfestigkeiten wie bei den gefestigten, unbeschädigten Vibrosteinen ermittelt werden, weshalb die Ergebnisse je Festigungsmethode zusammengefasst werden.

| | Kleinstwert | Größt-wert | Mittelwert | Anzahl Prüfkörper |
|--|-------------|------------|------------|-------------------|
| Mikrozement F8000 (Löcher gefüllt) | 10,98 | 20,10 | 15,45 | 5 |
| Mikrozement F8000 (keine Löcher gefüllt, nur „getaucht“) | 13,11 | 13,82 | 13,47 | 2 |
| Löcher mit F9200 gefüllt und in Pur-O-Stop FS-M getaucht | 14,15 | 18,43 | 16,29 | 2 |
| Pur-O-Stop FS-M (keine Löcher gefüllt, nur „getaucht“) | 16,87 | 21,78 | 19,33 | 2 |
| Löcher mit F9200 gefüllt und in Hydropox EP1 getaucht | 12,86 | 19,77 | 16,31 | 2 |
| Hydropox EP1 (keine Löcher gefüllt, nur „getaucht“) | 12,81 | 19,33 | 16,07 | 2 |

Tab. 5.9: Druckfestigkeit der verfestigten Vibrosteine nach [128]

Aufgrund der großen Streuung der Prüfwerte und der geringen Anzahl an getesteten Vibrosteinen können Tendenzen bezüglich der Festigkeitssteigerung aufgezeigt, aber keine aussagekräftige statistische Auswertung durchgeführt werden. Die mittlere Druckfestigkeit der ungefestigten Vibrosteine beträgt $9,88 \text{ N/mm}^2$, vgl. Tab. 5.8. Durch die unterschiedlichen Festigungsmethoden ergibt sich nach Tab. 5.9 eine mittlere Laststeigerung von 36–96 % gegenüber den ungefestigten Vibrosteinen.

5.4 Mauerwerk aus Vibrosteinen

5.4.1 Verwendeter Mörtel

Für das Mauerwerk der kommunalen Wohnbauten in der Nachkriegszeit wurden häufig verlängerter Zementmörtel, Zementmörtel, Kalkzementmörtel und Trassitmörtel verwendet [45], [61]. In den

damaligen Zulassungen der Mauersteine wurde zum Teil auf die zu verwendenden Mörtelarten verwiesen. Die Zulassung für zementgebundene Hohlblocksteine der Ebenseer Betonwerke GmbH [61] forderte beispielsweise eine Mindestdruckfestigkeit des verlängerten Zementmörtels von 2 N/mm^2 und des reinen Zementmörtels von 9 N/mm^2 . In Abhängigkeit von den beiden Mörtelfestigkeiten wurden jeweils unterschiedliche zulässige Spannungen des Mauerwerks angegeben. In der Zulassung des IBG-Hohlblocksteins der Industrie-Baugesellschaft [62] wurde eine Mindestdruckfestigkeit des verlängerten Zementmörtels von 5 N/mm^2 gefordert. In der Zulassung des Vibromauerwerks der Wiener Baubedarfs-gesellschaft [60] wurden keine Angaben zu der Mörtelart sowie der Mörtelfestigkeit gemacht.

Wie bereits in Unterkapitel 4.2 erläutert, haben unterschiedliche Eigenschaften, wie der Bindemittelgehalt und der Wasserbindemittelwert, einen großen Einfluss auf die Festigkeitsentwicklung des Mauermörtels. Es ist damit zu rechnen, dass die Mörtel-eigenschaften des Mauerwerks der Nachkriegszeit nicht nur aufgrund der allgemein bekannten Einflussfaktoren, sondern vor allem aufgrund unterschiedlicher Herstellungs- und Ausführungsqualitäten stark schwanken. Ein zum Teil sparsamer Einsatz von Bindemittel aufgrund des Rohstoffmangels sowie die Einflüsse der Witterung und des Feuchteintrags durch die Raumnutzung sind weitere Faktoren, welche eine hohe Streuung der Festigkeitseigenschaften sowie eine mögliche Materialentfestigung im Bestand verursachen können. Zudem sollen sich die nachfolgenden Mauerwerksprüfungen nicht auf ein spezielles Bestandsobjekt beziehen, sondern die Grundlage für die Einschätzung der Tragfähigkeit des Mauerwerks aus Ziegelsplittbeton-Hohlblocksteinen bieten. Aus diesem Grund wurden die experimentellen Materialuntersuchungen nicht mit einem nachgebildeten Bestandsmörtel durchgeführt.

Für die Untersuchung der Druckfestigkeit der RILEM-Pfeiler sowie der Haftscherfestigkeit an 3-Stein-Prüfkörpern wurde ein werks-gemischter Mauermörtel ausgewählt, sodass zukünftige Materialuntersuchungen mit demselben Mörtel durchgeführt werden können und ein direkter Vergleich des Einflusses der unterschiedlichen Mauersteinarten auf die globale Tragfähigkeit des Mauerwerks möglich ist. Die Versuche wurden mit dem Leichtmauermörtel „Baumit Duo Light“ der Mörtelklasse M 2,5 durchgeführt. Er weist eine Rohdichte von 550 kg/m^3 auf und kann für Putz- und Mauerwerksarbeiten eingesetzt werden [138]. Der Mörtel „Baumit Duo Light“ wurde ausgewählt, da er geringe Druckfestigkeitswerte aufweist und die spezifischen Materialeigenschaften des Leichtmauermörtels eine Druckfestigkeit des Mauerwerks im unteren Bereich der Bestandsfestigkeiten erwarten lassen.

Während der Herstellung der Mauerwerkspfeiler sowie der 3-Stein-Prüfkörper wurde ein Teil des Maurermörtels für die Prüfung dessen Druck- und Biegezugfestigkeit nach der ÖNORM EN 1015-11:2020 [114] verwendet. Die Versuchsergebnisse nach 14 sowie 28 Tagen sind in nachstehender Tab. 5.10 angeführt.

| | Kleinstwert | Größtwert | Mittelwert | VK [%] |
|---|-------------|-----------|------------|--------|
| Biegezugfestigkeit nach 14 Tagen [N/mm ²] | 0,90 | 1,01 | 0,96 | 4,7 |
| Biegezugfestigkeit nach 28 Tagen [N/mm ²] | 1,17 | 1,33 | 1,23 | 5,8 |
| Druckfestigkeit nach 14 Tagen [N/mm ²] | 2,76 | 2,96 | 2,90 | 2,4 |
| Druckfestigkeit nach 28 Tagen [N/mm ²] | 2,96 | 3,07 | 3,02 | 1,7 |

Tab. 5.10: Biegezug- und Druckfestigkeitswerte des Mörtels nach 14 und 18 Tagen nach [132]

5.4.2 Druckfestigkeit der RILEM-Pfeiler

5.4.2.1 Versuchsaufbau und Versuchsdurchführung

Für die Prüfung der Druckfestigkeit wurden insgesamt 4 RILEM-Pfeiler aus 5 Reihen Vibrosteinen und dazwischenliegenden Lagerfugen aus „Baumit Duo Light“-Mörtel (vgl. Abschnitt 5.4.1) hergestellt. Die Vibrosteine wurden, wie auch beim Bestandsmauerwerk, mit den Öffnungen nach unten verlegt, um ein Eindringen des Mörtels in die Hohlräume zu verhindern. Für die Versuche wurden nach den Kriterien in Abschnitt 5.1.1 ausschließlich ganze und halbierte Vibrosteine mit der Zustandsbeschreibung „sehr gut“ oder „gut“ verwendet, um den Einfluss von lokalen Unregelmäßigkeiten auf die globale Tragfähigkeit möglichst gering zu halten. Des Weiteren wurde darauf geachtet, dass die Höhe der für die Versuche ausgewählten Vibrosteine nicht stark variierte, sodass eine konstante Lagerfugendicke eingehalten werden konnte. In Anlehnung an die übliche Lagerfugendicke des Vibromauerwerks im Bestand wurde für die Versuche eine Dicke von 15 mm gewählt. Der Pfeileraufbau wird schematisch in Abb. 5.27 dargestellt.

In den Zulassungen der Vibrosteine finden sich unterschiedliche Angaben bezüglich der Vermörtelung der Stoßfuge. Im Rahmen der experimentellen Untersuchungen wurde die Stoßfuge nicht vermörtelt, um eher ungünstige Rahmenbedingungen zu schaffen. Die innen liegende „Mörteltasche“ wurde, wie in der Zulassung bei nicht vermörtelten Stoßfugen gefordert [60], mit Mörtel ausgefüllt.

Die Prüfung der Druckfestigkeit der RILEM-Pfeiler wurde nach der ÖNORM EN 1052-1:1999 [6] durchgeführt. Die Mauerwerkprüfkörper wurden nach 28 Tagen Trocknungszeit mit einer kontinuierlichen

Prüfgeschwindigkeit von 500 N/s bis zum Bruch belastet. Die Längsverformungen wurden auf allen vier Seiten und die Querverformungen an den beiden Längsseiten mittels induktiver Wegaufnehmer gemessen. Die Verformungen in der Lagerfuge wurden durch eingelegte Dehnmessstreifen in Quer- und Längsrichtung in jeweils zwei Lagerfugen eines Pfeilers gemessen. Die schematische Darstellung der Messtechnik erfolgt in Abb. 5.27.

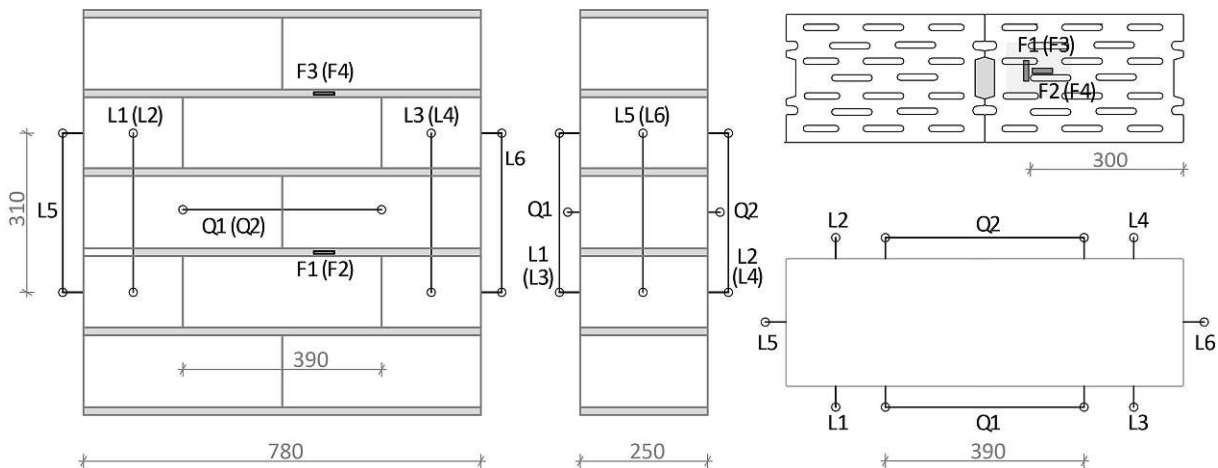


Abb. 5.27: RILEM-Pfeiler mit schematischer Darstellung der Messtechnik: Ansicht der Längsseite (links), Ansicht der Stirnseite (Mitte), Lage der DMS in den Mörtelfugen (rechts oben), Draufsicht (rechts unten) nach [132]



Abb. 5.28: Exemplarische Darstellung der DMS in der Lagerfuge

5.4.2.2 Auswertung der Versuchsergebnisse

Die Ergebnisse der Druckfestigkeitsprüfung an den Mauerwerkspfeylern sowie die Auswertung der Verformungseigenschaften sind in Tab. 5.11 zusammengefasst. Die Längsverformung wurde aus den Mittelwerten der vier Seiten (L1–L6) und die Querverformung aus den Mittelwerten der Messungen an

den Längsseiten (Q1, Q2) berechnet. Der Elastizitätsmodul wird als Sekantenmodul bei 1/3 der Höchstlast angegeben. Zusätzlich wurde er zu Vergleichszwecken bei 50 %, 67 % und 80 % der Höchstlast ausgewertet und in Tab. 5.11 angeführt. Die Querverformung des Pfeilers konnte erst ab 50–65 % der Höchstlast erfasst werden, weshalb der Querdehnungsmodul in Abb. 5.29 lediglich bei 67 % und 80 % der Höchstlast angeführt wird. Die Dehnung der Lagerfugen in Längs- und Querrichtung wurde ebenfalls als Spannungs-Dehnungs-Verhältnis bei 33 %, 50 %, 67 % und 80 % der Höchstlast ausgewertet und in Abb. 5.30 dargestellt. Bei der Verformung der Lagerfugen konnte durch die Laststeigerung ein annähernd proportionales Wachstum zur Längs- und Querverformung des Mauerwerks festgestellt werden.

| | Kleinstwert | Größt-wert | Mittelwert | VK [%] |
|--|-------------|------------|------------|--------|
| Druckfestigkeit [N/mm ²] | 1,90 | 2,35 | 2,15 | 9,4 |
| Elastizitätsmodul bei 1/3 der Höchstlast [N/mm ²] | 2315 | 4277 | 3018 | 25,1 |
| Querdehnungsmodul bei 2/3 der Höchstlast [N/mm ²] | 6194 | 8768 | 7751 | 14,4 |
| Fugendehnung längs bei 1/3 der Höchstlast [N/mm ²] | 1440 | 4279 | 3129 | 38,8 |
| Fugendehnung quer bei 1/3 der Höchstlast [N/mm ²] | 1965 | 4827 | 3559 | 34,2 |

Tab. 5.11: Druckfestigkeit, Elastizitätsmodul, Querdehnungsmodul, Fugendehnung längs und Fugendehnung quer nach [132]

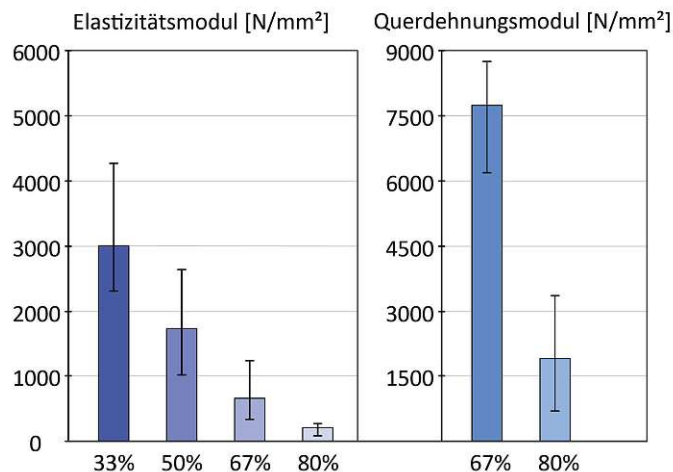


Abb. 5.29: Elastizitätsmodul und Querdehnungsmodul der RILEM-Pfeiler bei unterschiedlichen Lastniveaus [132]

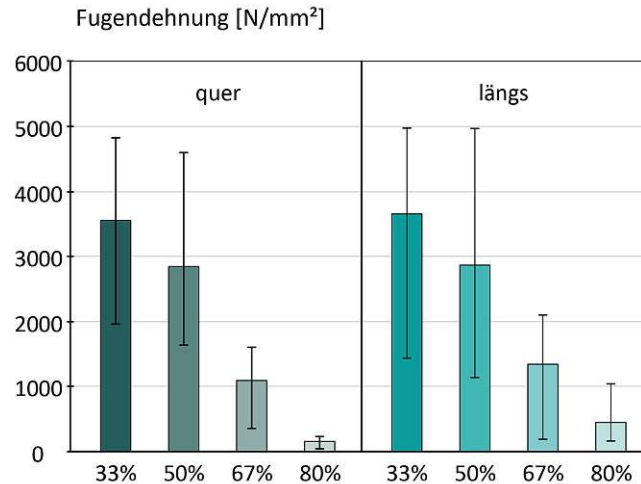


Abb. 5.30: Fugendehnung der RILEM-Pfeiler bei unterschiedlichen Lastniveaus nach [132]

Das Spannungs-Stauchungs-Verhalten der RILEM-Pfeiler (siehe Abb. 5.31) wurde durch Bildung des Mittelwertes aller Messtellen (L1–L6) ermittelt. Die Messtechnik lieferte aufgrund der Rissbildungen ab rund 80% der Höchstlast keine brauchbaren Ergebnisse mehr, weshalb die Spannungs-Stauchungslinien lediglich bis zu 80% der Höchstlast abgebildet werden.

Die Spannungs-Stauchungslinien sind charakterisiert durch einen linear ansteigenden Anfangsbereich bis rund 50 % der Bruchlast. Mit zunehmender Belastung steigen die Verformungen um ein Vielfaches an und es ist eine zunehmende Kurvenkrümmung zu beobachten. Bei Erreichen von rund 60–70 % der Bruchlast stellt sich ein flacher Kurvenanstieg ein.

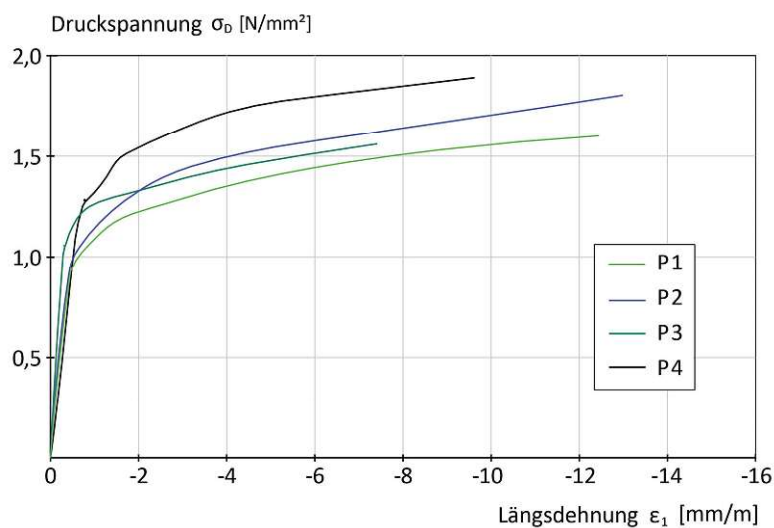


Abb. 5.31: Spannungs-Stauchungslinie der einaxialen Druckversuche der RILEM-Pfeiler nach [132]

Das Versagen des Mauerwerksprüfkörpers kündigte sich bei rund 80–95% der Höchstlast durch erste Risse und Abplatzungen im Bereich der Außenstege der Vibrosteine sowie durch vereinzelte, kleine Mörtelausbrüche in den Randbereichen der Lagerfuge an. In der Literatur sind Werte für die ersten Rissbildungen im Stein bei rund 50–90 % der Bruchlast in Abhängigkeit von der Steinlochung, der Mörtelqualität sowie der Fugenausbildung zu finden [139], [140], [16].

In Abb. 5.32 werden die Stirnseiten der vier Mauerwerkspfeiler bei Erreichen der Bruchlast abgebildet. Bei allen Prüfkörpern ist eine Rissbildung bzw. ein Ausknicken der mittleren drei Vibrosteinreihen zu erkennen. Aufgrund des sich eingestellten dreiachsigen Spannungszustandes in Mauerstein und Mörtel, welcher in Abschnitt 4.3.2 beschrieben wird, versagte das Mauerwerk durch Überschreitung der Querkzugfestigkeit der Vibrosteine. Die Rissbildung erfolgte nicht nur aufgrund der Hohlräume geschwächten Bereichen, sondern auch in Steinmitte bzw. im Bereich der dickeren Stege.

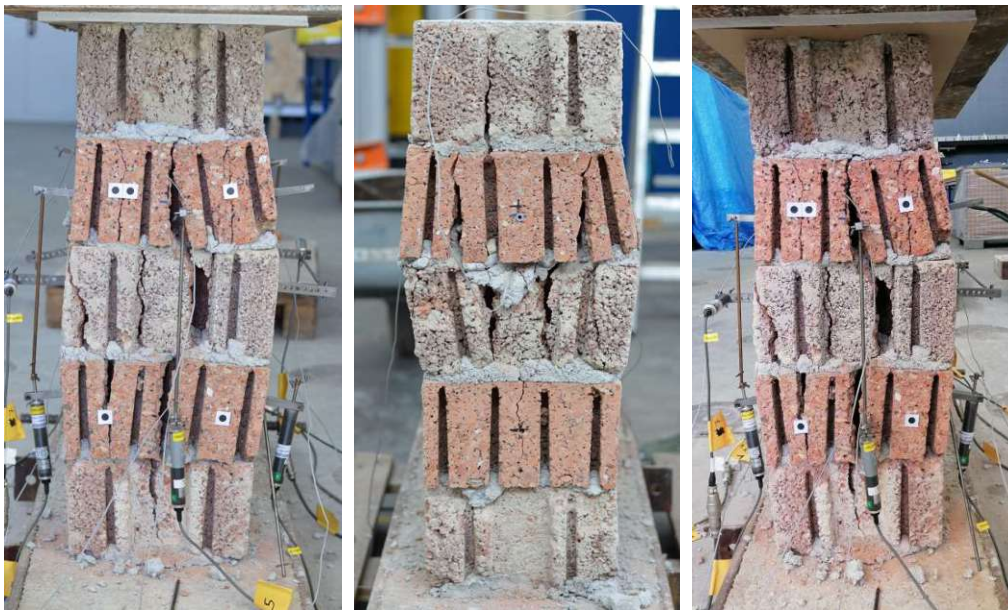


Abb. 5.32: Bruchbilder an der Stirnseite von drei Mauerwerkspfeilern

In Untersuchungen von *Goretzky* [141] konnten an den Mauerwerksprüfkörpern unter einaxialer Druckbelastung folgende, in Abb. 5.33 dargestellte, Bruchformen festgestellt werden: Schubbruch, Spaltbruch, Keilbruch. Diese Bruchformen wurden ebenfalls in den Untersuchungen von *Jäger* [142] beobachtet. Durch einen Vergleich der angeführten Bruchformen mit dem Versagensmuster des Vibromauerwerks, kann die Versagensart als Keilbruch klassifiziert werden.

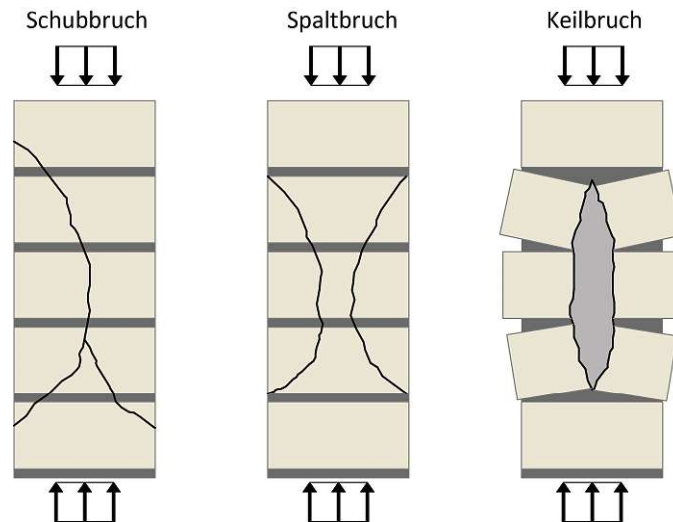


Abb. 5.33: Bruchformen von Mauerwerkspfeylern unter einaxialer Druckbeanspruchung nach [141]

In der nachfolgenden Abb. 5.34 werden exemplarisch zwei Bruchformen der Längsseiten des RILEM-Pfeilers dargestellt. Dabei ist im Bild links ebenfalls ein Auffächern bzw. ein komplettes Versagen der äußeren Stege der Vibrosteine zu sehen. Zusätzlich sind die Schwachstellen im Bereich der Stoßfugen durch die Fortführung der Rissbildung im darüber- oder darunterliegenden Stein gut erkennbar.



Abb. 5.34: Exemplarische Bruchformen der Längsseiten des RILEM-Pfeilers

Die Mauerwerksfestigkeit kann nach Eurocode 6 entweder mittels der Potenzfunktion, vgl. Unterkapitel 7.3, aus den Festigkeiten der Einzelkomponenten Mauerstein und Mauermörtel berechnet oder experimentell durch Mauerwerksprüfungen bestimmt werden. In der Regel werden durch die Anwendung der Potenzfunktion geringere Druckfestigkeiten als bei den experimentellen Untersuchungen am Mauerwerk erreicht. Normalerweise stellt sie somit eine Berechnung auf der sicheren Seite dar. Beim geprüften Vibromauerwerk wurden jedoch mittels experimenteller Prüfung geringere

Mauerwerksfestigkeiten erreicht als bei der Berechnung anhand der Festigkeitswerte der Einzelkomponenten, vgl. Abschnitt 7.3.1 und 7.3.2.

Wie bereits in Unterkapitel 4.3 erläutert, hat eine Vielzahl von Faktoren Einfluss auf das Tragverhalten von Mauerwerk, weshalb die tatsächlichen Festigkeitseigenschaften deutlich von der rechnerisch ermittelten Druckfestigkeit nach Eurocode 6 abweichen können. Die verhältnismäßig geringe Festigkeit der experimentellen Versuche lässt sich unter anderem durch die geringe Querkzugfestigkeit des Hohlblocks, aufgrund des Ausgangsmaterials sowie der Lochanordnung, den verwendeten Leichtmauermörtel sowie eine ungünstige Mauerstein-Mauermörtel-Kombination erklären.

Ein weiterer Faktor, der sich negativ auf die Festigkeit des Mauerwerks auswirken kann, ist die Dicke der Lagerfuge. In der Literatur sind etliche Untersuchungen zum Einfluss der Lagerfugendicke auf das Tragverhalten des Mauerwerks zu finden. In [119] wurde anhand der Auswertung mehrerer Quellen aufgezeigt, dass die Mauerwerksdruckfestigkeit mit zunehmender Dicke der Lagerfuge abnimmt. Die Festigkeitsabnahme wird vor allem auf die erhöhten Querkzugspannungen im Stein, welche durch die größeren Querverformungen des Mörtels in der Lagerfuge bei größerer Fugendicke hervorgerufen werden, zurückgeführt. Es wurde ebenfalls beobachtet, dass eine erhöhte Fugendicke, aufgrund der geringeren Vertikalspannungen im Randbereich, zu einem vermehrten Ausbrechen der Randvermörtelung führt [120]. Dieses Verhalten wurde ebenfalls bei der Druckfestigkeitsprüfung der RILEM-Pfeiler beobachtet.

Bei Vibromauerwerk kann davon ausgegangen werden, dass im Bestand aufgrund der variierenden Steinhöhe keine gleichmäßige Lagerfugendicke vorherrscht. Für die Pfeileruntersuchungen wurde eine Fugendicke von 15 mm angenommen, um eher ungünstige Randbedingungen zu schaffen. Der Leichtmauermörtel lässt durch seine spezifischen Materialeigenschaften, die einem entfestigten Bestandsmörtel nahekommen, sowie die geringe Rohdichte ebenfalls eine eher geringe Mauerwerksdruckfestigkeit erwarten. Für die Versuche wurden bewusst ungünstige Randbedingungen geschaffen, um die untere Schranke der Bestandsfestigkeiten abzubilden. Dennoch ist natürlich nicht auszuschließen, dass die Festigkeit des Bestandsmauerwerks aufgrund sehr schlechter Mörtelqualitäten, unregelmäßiger und dicker Lagerfugen sowie geringerer Steinfestigkeiten zum Teil unter den experimentell ermittelten Festigkeiten liegt. In Kapitel 7 wird detailliert auf Möglichkeiten der Bestandsbewertung des Vibromauerwerks eingegangen.

5.4.3 Haftscherfestigkeit

Die Bestimmung der Haftscherfestigkeit erfolgte in Anlehnung an die ÖNORM EN 1052-3:2007 [7] an insgesamt drei Prüfkörpern. Die Prüfkörper wurden zeitgleich mit den RILEM-Pfeilern hergestellt. Es wurde derselbe Mörtel („Baumit Duolight“) verwendet, weshalb die mitbestimmten Mörtelfestigkeiten, vgl. Abschnitt 5.4.1, auch für die 3-Stein-Prüfkörper zutreffend sind. Die Lagerfuge wurde, wie bei den RILEM-Pfeilern, 15 mm dick ausgeführt. Der schematische Versuchsaufbau wird in Abb. 5.35 dargestellt.

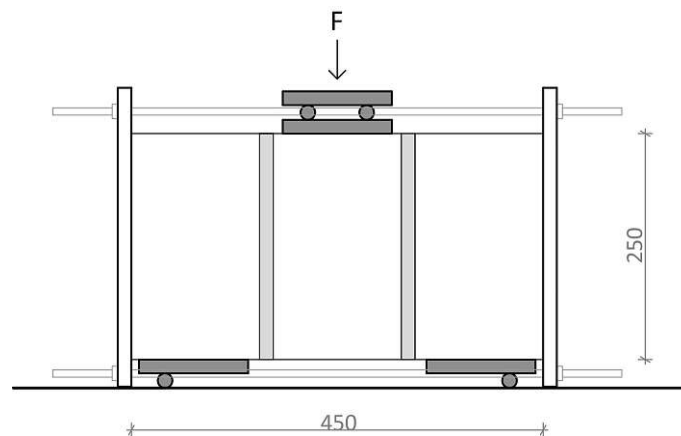


Abb. 5.35: Schematischer Versuchsaufbau zur Bestimmung der Anfangshaftscherfestigkeit nach [7], [132]

Die Krafteinleitung erfolgte kontinuierlich mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 200 N/s bis zum Bruch. Die Anfangsscherfestigkeit der jeweiligen Prüfkörper wurde nach folgender Gleichung berechnet [7]:

$$f_{voi} = \frac{F_{i,max}}{2A_i} \quad (5.3)$$

Nach [7] darf der charakteristische Wert der Anfangshaftscherfestigkeit entweder nach dem vereinfachten Verfahren oder nach dem statistischen Verfahren berechnet werden. Im vereinfachten Verfahren entspricht der charakteristische Wert der Anfangshaftscherfestigkeit entweder dem kleinsten Prüfergebnis oder dem Mittelwert der Prüfergebnisse multipliziert mit dem Faktor 0,8, wobei der kleinere Wert entscheidend ist. Die Anfangshaftscherfestigkeiten der geprüften Probekörper betragen 0,12 N/mm², 0,17 N/mm² und 0,18 N/mm², weshalb das kleinste Ergebnis nach dem vereinfachten Verfahren als charakteristischer Wert der Anfangshaftscherfestigkeit herangezogen werden kann. Beim statistischen Verfahren spielt die Versuchsanzahl eine wesentliche Rolle. Üblicherweise werden mindestens sechs Prüfkörper getestet, weshalb sich die in der Norm angegebenen Werte auf sechs

oder mehr Versuchsdurchführungen beziehen und das statistische Verfahren im Rahmen dieser Auswertungen nicht angewendet wird.

Bei der Versuchsdurchführung versagten zwei Prüfkörper durch Schubbruch im Kontaktbereich zwischen Mauerstein und Mauermörtel, vgl. Abb. 5.36 (links). Ein Prüfkörper versagte zusätzlich durch Bruch des Mauersteins in Prüfkörpermitte, vgl. Abb. 5.36 (rechts).



Abb. 5.36: Exemplarische Darstellung des Prüfkörpers mit Versagen durch Schubbruch (links) und mit zusätzlichem Versagen durch Zerschlagen des Mauersteins (rechts)

In der ÖNORM EN 1996-1-1:2019 [74] wird die Anfangshafschersfestigkeit f_{vk0} in Abhängigkeit vom verwendeten Mauermörtel und unabhängig von der Mauersteinart angegeben. Für Mauerwerk mit Leichtmauermörtel wird ein Wert von $0,15 \text{ N/mm}^2$ angegeben. Dieser Wert liegt über der ermittelten charakteristischen Anfangsschersfestigkeit von $0,12 \text{ N/mm}^2$ und würde in diesem Fall zu einer Überschätzung der Materialfestigkeiten führen.

Berechnung der Schubfestigkeit von Mauerwerk

Als Eingangswert für die Berechnung der Schubfestigkeit, dient die charakteristische Anfangshafschersfestigkeit f_{vk0} welche in Versuchen nach der ÖNORM EN 1052-3:2007 [7] bestimmt wird. Die Schubfestigkeit ist die wesentliche Größe zur Beurteilung der Abtragung von horizontalen Lasten (Wind, Erdbeben etc.) des Mauerwerks. Grundsätzlich wird zwischen dem Versagen in der Mörtelfuge und dem Versagen des Mauersteins bei Schubbeanspruchung unterschieden.

Die charakteristische Schubfestigkeit wird nach [74] entweder an experimentellen Mauerwerksversuchen oder mittels nachstehender Gleichung bestimmt:

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4\sigma_d \quad (5.4)$$

Alternativ können für die Anfangshaftscherfestigkeit die in der ÖNORM B 1996-1-1:2016 [143] angeführten Werte in Abhängigkeit von der Mauerstein- und der Mörtelart angesetzt werden.

5.5 Bestimmung der Bemessungswerte

Die Ableitung von Bemessungswerten eines Baustoffes aus Versuchsreihen kann nach den in der ÖNORM EN 1990:2013 Anhang D [144] angegebenen Gleichungen erfolgen. Diese basieren auf der statistischen Auswertung nach dem Bayes'schen Verfahren mit „unsicheren“ Vorverteilungen. Zur Ermittlung des Bemessungswertes wird der charakteristische Wert durch den Teilsicherheitsbeiwert des jeweiligen Baustoffes dividiert und mit einem Umrechnungsfaktor multipliziert, vgl. nachstehende Gleichung (5.5).

$$X_d = \eta_d \frac{X_{k(n)}}{\gamma_m} = \frac{\eta_d}{\gamma_m} m_x \{1 - k_n V_x\} \quad (5.5)$$

Die Werte von k_n (5 % Fraktile) werden der Tabelle D1 in Abhängigkeit von der durchgeführten Versuchsanzahl und dem Variationskoeffizienten V_x (aus Vorinformationen bekannt oder unbekannt) entnommen. Alle durchgeführten Prüfserien wurden auf Normalverteilung geprüft, sodass die Voraussetzungen für die Anwendung der in der Norm angeführten Werte für k_n gegeben sind. Bei den Vibrosteinen bzw. dem Vibromauerwerk existieren keine Vorinformationen bezüglich des Variationskoeffizienten, weshalb der Variationskoeffizient aus den Prüfungen nach folgenden Gleichungen abgeschätzt wird:

$$s_x^2 = \frac{1}{n-1} \sum (x_i - m_x)^2 \quad (5.6)$$

$$V_x = s_x / m_x \quad (5.7)$$

Die charakteristischen Werte sowie die Bemessungswerte aller Prüfserien werden den Mittelwerten der experimentellen Versuche gegenübergestellt und in Tab. 5.12 zusammengefasst. Dabei ist besonders hervorzuheben, dass bei einer geringen Prüfanzahl ein hoher Wert für k_n gewählt werden muss und der charakteristische Wert dadurch dementsprechend abgemindert wird. Es ist daher, wenn möglich, vorzuziehen, eine Vielzahl von Versuchen durchzuführen.

| | n | k_n | Mittelwert | Charakter. Wert |
|---|----|-------|------------|-----------------|
| Druckfestigkeit Kleinprüfkörper [N/mm ²] | 27 | 1,76 | 6,82 | 3,57 |
| Biegezugfestigkeit Kleinprüfkörper [N/mm ²] | 15 | 1,92 | 2,53 | 2,04 |
| Druckfestigkeit Vibrosteine [N/mm ²] | 12 | 1,92 | 9,88 | 7,80 |
| Biegezugfestigkeit Vibrosteine [N/mm ²] | 6 | 2,18 | 1,48 | 1,16 |
| Druckfestigkeit RILEM-Pfeiler [N/mm ²] | 4 | 2,63 | 2,15 | 1,54 |
| Haftscherfestigkeit [N/mm ²] | 3 | 3,37 | 0,16 | 0,05 |

Tab. 5.12: Prüfanzahl, Variable k_n , Mittelwert, berechneter charakteristischer Wert, Teilsicherheitsbeiwert und Bemessungswert der experimentell ermittelten Materialkennwerte nach [132]

Bei der Prüfung der Haftscherfestigkeit konnten aufgrund der geringen Anzahl zur Verfügung stehender Vibrosteine nur drei Probekörper hergestellt werden. Ein Prüfwert weicht dabei stark von den anderen beiden Prüfwerten ab, weshalb ein großer Variationskoeffizient vorliegt, der zu einem sehr geringen charakteristischen Wert führt.

6 Numerische Materialuntersuchungen

In nachfolgendem Kapitel werden die Grundlagen der numerischen Materialuntersuchungen, die unterschiedlichen Diskretisierungsarten sowie die geeigneten Materialmodelle für die Abbildung des Ziegelsplittbetons, der Vibrosteine und des Mauerwerks erläutert. Im Speziellen wird auf das Materialmodell nach Menetrey-Willam, welches sich für die Modellierung von Beton eignet, eingegangen. Anhand von diskreten und homogenen Modellierungen erfolgt die numerische Nachbildung der experimentellen Druckversuche der Kleinprüfkörper, der Vibrosteine sowie des Vibromauerwerks.

6.1 Ziel der numerischen Berechnungen und Vorgehensweise

Die Ziele der numerischen Berechnungen sind die Abbildung der experimentellen Versuche zur Bestimmung der Druckfestigkeit sowie die Parameterdefinition, um die charakteristischen Materialeigenschaften der Vibrosteine realitätsnah darstellen zu können. Der Fokus liegt dabei auf der Kalibrierung der Materialkennwerte des Ziegelsplittbetons, um diese als Eingangsparameter für die Berechnung des Vibrosteins verwenden zu können. Dadurch soll die Abschätzung der Druckfestigkeit des Mauersteins ermöglicht werden. Ergänzend dazu werden unterschiedliche Modellierungsstrategien vorgestellt, um das Vibromauerwerk abbilden zu können und eine Grundlage für weiterführende numerische Berechnungen von Wandstrukturen zu schaffen.

In einem ersten Schritt werden die vorangegangenen experimentellen Druckfestigkeitsprüfungen der Kleinprüfkörper (Prismen mit den Maßen $4 \times 4 \times 8$ cm), welche aus den Vibrosteinen herausgeschnitten wurden, nachgebildet. Auf der Grundlage der Ergebnisse der experimentellen Druckfestigkeits- und Biegezugprüfungen sowie der numerischen Berechnungen der Kleinprüfkörper erfolgt die Kalibrierung der Eingangswerte für die Simulation des Vibrosteins. Da die Materialkennwerte des Ziegelsplittbetons nicht direkt auf den Vibrostein übertragen werden können, wird eingangs ein Umrechnungsfaktor definiert, welcher vor allem den Größenfaktor der durchgeführten Druckfestigkeitsprüfungen berücksichtigen soll. Die durch die numerische Nachbildung der Druckfestigkeitsprüfung des Vibrosteins erhaltene Kraftreaktion sowie Spannungs-Stauchungslinie werden mit den experimentellen Ergebnissen verglichen, um die Richtigkeit der Eingangsparameter bzw. des Umrechnungsfaktors zu überprüfen. Die detaillierte Vorgehensweise der Untersuchungsmethode wird in Unterkapitel 6.4 beschrieben. Die Berechnungen sollen eine Hilfestellung für die Bestandsbewertung des Vibromauerwerks darstellen, da anhand der charakteristischen Materialeigenschaften der Kleinprüfkörper auf die Druckfestigkeit des gesamten Mauersteins geschlossen werden kann. Die numerische Nachbildung des Ziegelsplittbetons und des Vibrosteins erfolgt mittels des im FE-Programm *Ansys* implementierten Materialmodells

nach Menetrey-Willam, welches für die Abbildung von Materialien mit gebundenen Aggregaten geeignet ist.

In einem weiteren Schritt werden auf Grundlage der experimentellen Pfeilerprüfungen sowie der erhaltenen Parametersätze diskrete und homogene Modellierungsstrategien zur Abbildung des Vibromauerwerks angeführt. Da bis dato noch keine numerischen Untersuchungen an Mauerwerk aus Ziegelsplittbeton-Hohlblocksteinen der Nachkriegszeit durchgeführt wurden, sollen primär die grundsätzlichen Möglichkeiten der numerischen Abbildung des Vibromauerwerks vorgestellt werden. Die Modelle sollen vor allem als Grundlage für weitere Berechnungsschritte, insbesondere bei Vorliegen von ergänzenden experimentellen Versuchsdaten, dienen. In der Praxisanwendung sowie für zukünftige Forschungsarbeiten eignen sich die numerischen Modellierungen von Mauerwerk insbesondere dazu, das globale Materialverhalten sowie kritische Strukturbereiche unter unterschiedlichen Beanspruchungsarten aufzuzeigen.

6.2 Grundlagen zur numerischen Modellierung von Mauerwerk

6.2.1 Modellierungsstrategien

Entsprechend dem Detaillierungsgrad der numerischen Berechnungen wird zwischen der Mikro- und Makromodellierung unterschieden. Bei der Mikromodellierung werden die Einzelkomponenten Mauerstein und Mauermörtel mit ihrer tatsächlichen Geometrie und einem entsprechenden Materialmodell abgebildet. In der Makromodellierung wird das Mauerwerk als ein homogenes (verschmiertes) Ersatzkontinuum betrachtet. Die unterschiedlichen Modellierungsstrategien wurden in den umfangreichen Arbeiten von Lourenço [145], [146] sowie in zahlreichen weiteren wissenschaftlichen Arbeiten untersucht und angewendet, vgl. beispielsweise [147], [148], [149]. In Abb. 6.1 werden die unterschiedlichen Modellierungsstrategien für Mauerwerk abgebildet.

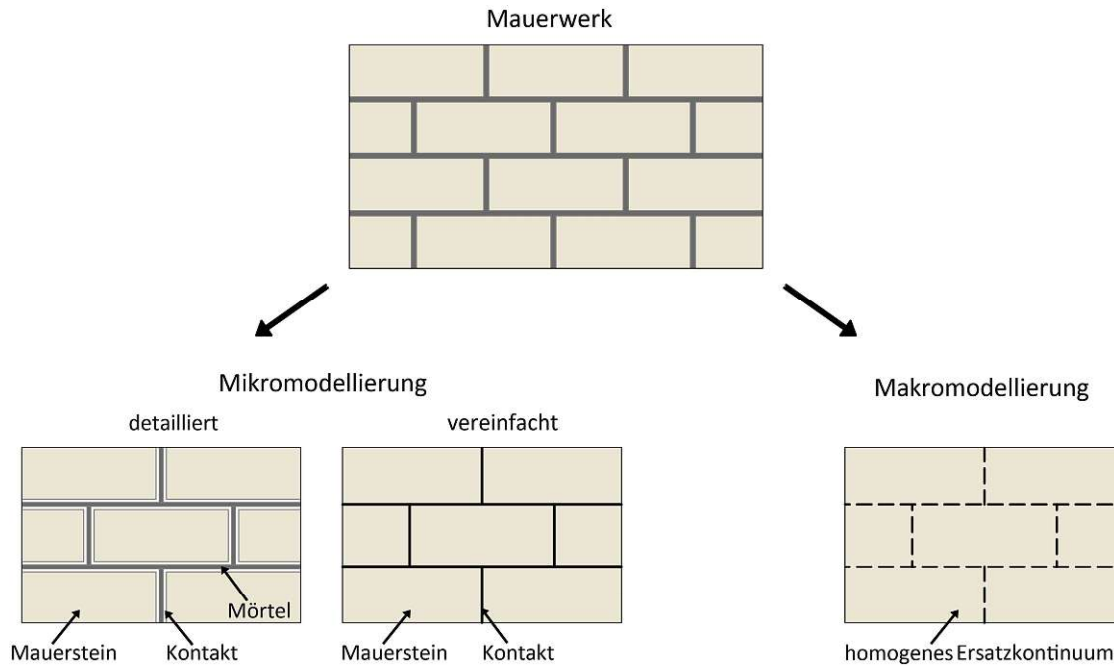


Abb. 6.1: Modellierungsstrategien des Mauerwerks nach [16]

Mikromodellierung

In der detaillierten Mikromodellierung werden die Mauersteine und die Mörtelfugen in ihrer tatsächlichen geometrischen Größe dargestellt. Dabei ist es möglich, unterschiedliche Kombinationen von Mauerstein und Mauermörtel zu betrachten, um beispielsweise die Auswirkung der Änderung einzelner Materialeigenschaften auf das globale Tragverhalten des Mauerwerks darzustellen. Den Einzelkomponenten Mauerstein und Mauermörtel werden in der diskreten Modellierung unterschiedliche Eigenschaften und eigene Materialmodelle zugewiesen. Die Haftverbindung zwischen Mauermörtel und Mauerstein wird beispielsweise über eine Kontaktverbindung definiert. Die Mikromodellierung wird kaum für die Modellierung von größeren Mauerwerksstrukturen angewendet, da der Rechenaufwand im Vergleich zu der Makromodellierung sehr groß ist.

Vereinfachte Mikromodellierung

In der vereinfachten Mikromodellierung werden die Mauersteine um die Fugendicke vergrößert und mittels Kontakt- oder Interfacelementen miteinander verbunden. Dadurch ist es möglich, Größeneffekte, unregelmäßige Mauersteinanordnungen und Steinrotationen zu betrachten. Es ist jedoch nicht möglich, die Einflüsse der Fugendicke zu berücksichtigen, da diese lediglich als Diskontinuitäten dargestellt werden und keine explizite Modellierung der Mörtelfuge erfolgt. Die Anwendung kann beispielsweise bei Mauerwerk mit Dünnbettmörtel (vernachlässigbarer Einfluss der Fugendicke) zielführend

sein, da eine größere Genauigkeit als bei der Makromodellierung erreicht werden kann und der Rechenaufwand dennoch geringer ist als bei der detaillierten Mikromodellierung.

Makromodellierung

Bei der Makromodellierung wird das heterogene Mauerwerk als homogenes Ersatzkontinuum betrachtet. Die Materialeigenschaften und der Versagensmodus von Mauerstein und Mauermörtel werden als verschmiert in einem einzigen Materialmodell dargestellt. Dabei ist es wichtig, dass die Größe der einzelnen Mauersteine im Verhältnis zu der gesamten Berechnungsstruktur klein ist, sodass es zulässig ist, den Einfluss von Diskontinuitäten zu homogenisieren. Im Vergleich zu den Mikromodellen können das Bruch- sowie das Nachbruchverhalten bei makroskopischer Betrachtung des Mauerwerks weniger detailgetreu nachgebildet werden.

Welche Modellierungsstrategie angewendet wird, hängt im Wesentlichen von der Fragestellung und den Berechnungszielen ab. Die Betrachtung von Diskontinuitäten in der Mauerwerksstruktur, lokalen Rissbildungen sowie der Interaktion von unterschiedlichen Mauerstein-Mörtel-Kombinationen ist grundsätzlich nur mithilfe eines hohen Diskretisierungsgrades möglich. Die Berechnung von großen Mauerwerksstrukturen wird hingegen, aufgrund des deutlich geringeren Rechenaufwands, in der Regel mittels Makromodell durchgeführt. Dabei ist wichtig, dass ein leistungsstarkes Materialmodell verwendet wird, welches unter anderem die charakteristischen Materialeigenschaften und Versagensmechanismen der zu untersuchenden Mauerwerksstruktur abbilden kann, vgl. [16].

6.2.2 Materialmodell für Beton

Beton ist ein heterogenes Material und weist nicht-lineares Verhalten auf. Für die Berechnung und Analyse von Beton werden häufig Finite-Elemente-Methoden herangezogen. Diese ermöglichen die Analyse der spezifischen Materialeigenschaften von Bauteilen und komplexen Strukturen. Die Ergebnisse der numerischen Berechnungen sind als Näherungslösungen zu betrachten, da sie von den gewählten Randbedingungen und zugeordneten Materialmodellen abhängen, vgl. [150]. Es gibt mehrere konstitutive Modelle, die in FE-Programme integriert sind und es ermöglichen, das Materialverhalten von Beton abzubilden. Die Wahl des geeigneten Modells hängt dabei von den Besonderheiten des jeweiligen Anwendungsfalles ab. Die Modelle basieren auf unterschiedlichen Theorien (Fließplastizitätstheorie, Mikroplane-Theorie, Theorie der Viskoplastizität, nicht-lineare Bruchmechanik & Schädigungstheorie, endochronische Theorie), vgl. [13]. Die üblichen in FE-Programme implementierten Modelle, wie das Modell nach Menetrey-Willam oder nach Drucker-Prager, basieren auf der Fließplastizitätstheorie. Für die Berechnung von Betonbauteilen wird häufig das Modell nach Menetrey-Willam

angewendet, da es sich generell besser eignet, Materialien mit gebundenen Zuschlagstoffen abzubilden, als das Drucker-Prager-Modell. Es kann das triaxiale Tragverhalten von Beton besser darstellen und weist eine geeignetere Fließfläche auf, vgl. [11]. Aus diesem Grund werden die diskreten numerischen Berechnungen des Ziegelsplittbetons im Rahmen dieser Arbeit vorrangig unter Anwendung des Materialmodells nach Menetrey-Willam durchgeführt.

Es gibt eine Vielzahl von Weiterentwicklungen und Verbesserungen der bestehenden Materialmodelle. Auf Grundlage der Fließfläche nach Menetrey-Willam kann unter anderem auf folgende Arbeiten verwiesen werden: [14], [151], [72], [152], [153]. In vielen Fällen sind diese Modelle für die breite Anwendung noch nicht ausreichend validiert und wurden auf Basis spezieller Anwendungskriterien entwickelt, weshalb sie für den vorliegenden Anwendungsfall nicht herangezogen werden.

Den Fokus der numerischen Berechnungen im Rahmen dieser Arbeit stellt die realitätsnahe Abbildung der Versuchsergebnisse mit möglichst einfach nachzubildenden Berechnungen dar. Es soll für unterschiedliche Anwender in der Praxis möglich sein, mithilfe der in das FE-Programm *Ansys* implementierten Materialmodelle Berechnungen zum Tragverhalten von Vibrosteinen durchzuführen. Die diskreten numerischen Berechnungen werden deshalb lediglich auf Basis des in *Ansys* implementierten Materialmodells nach Menetrey-Willam durchgeführt.

6.2.2.1 Modell nach Menetrey-Willam

Das Modell nach Menetrey-Willam ermöglicht wie das Drucker-Prager-Modell die Modellierung von Beton. Es basiert auf der Fließfläche nach William-Warnke und weist ähnliche Oberflächen wie das Modell nach Mohr-Coulomb auf. In Abb. 6.2 werden die Fließflächen der beiden Modelle abgebildet. Die scharfen Kanten der Mohr-Coulomb-Oberfläche können zu Schwierigkeiten bei der Spannungsrechnung führen. Im William-Warnke-Modell werden die scharfen Kanten des Mohr-Coulomb-Modells geglättet, sodass in diesem Bereich bessere Resultate für die Spannungsrechnung erzielt werden können [11], [8], [9].

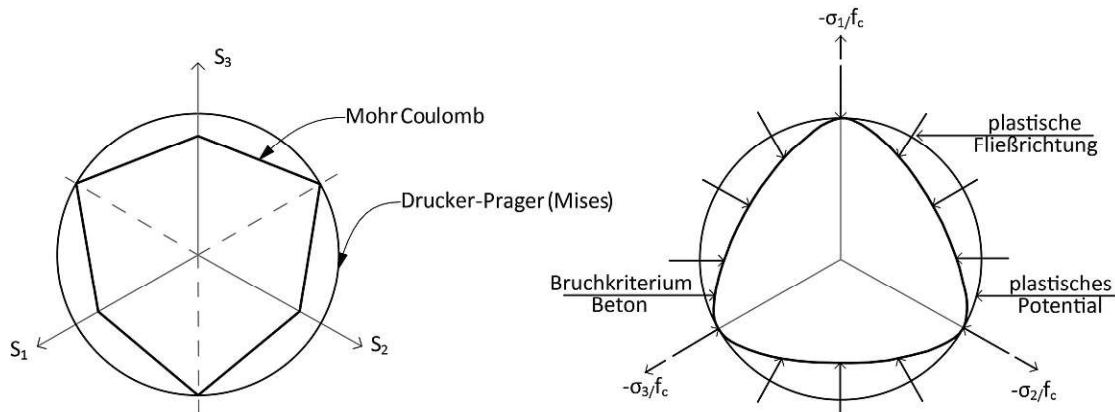


Abb. 6.2: Bruchfläche für Beton des Menetrey-Willam-Modells (links), Bruchfläche nach Mohr-Coulomb (rechts) im Deviatorschnitt nach [8], [11]

Nachfolgend werden die grundlegenden Gleichungen und die Definition des Spannungsraumes des Menetrey-Willam Modells nach [11] erläutert.

Fließflächen und plastisches Potenzial:

Die Fließfläche f_{MW} wird mit Haigh-Westergaard Koordinaten beschrieben und ist eine Menge von Punkten, welche die Bedingung für den Beginn des plastischen Fließens erfüllen. Die Gestalt und die Dimensionen der Fließfläche ändern sich aufgrund der Ent- und Verfestigung laufend. Die Fließfläche wird durch nachstehende Gleichung (6.1) für den aktuellen Spannungszustand definiert:

$$f_{MW} = \frac{c_2}{c_3} [\sqrt{2} \xi + r\rho] + \rho^2 - \frac{1}{c_3} \quad (6.1)$$

c_2 und c_3 sind dabei Funktionen der Materialparameter und hängen von der Druck- und Zugverfestigungs- bzw. Entfestigungsfunktionen ($\bar{R}_t, \bar{R}_c, \bar{R}_b$) ab.

$$c_2 = \frac{1}{\sqrt{6}} \left[\frac{1}{\bar{R}_c} - \frac{1}{\bar{R}_b} + \frac{\bar{R}_b - \bar{R}_t}{\bar{R}_c^2} \right] \quad (6.2)$$

$$c_3 = \frac{3}{2} \frac{1}{\bar{R}_c^2} \quad (6.3)$$

$$r = \frac{4(1 - e^2) \cos^2 \theta + (2e - 1)^2}{2(1 - e^2) \cos \theta + (2e - 1)\sqrt{4(1 - e^2) \cos^2 \theta + 5e^2 - 4e}} \quad (6.4)$$

$$e = \frac{1 + \epsilon}{2 - \epsilon} \quad (6.5)$$

$$\epsilon = \frac{\bar{R}_t \bar{R}_b^2 - \bar{R}_c^2}{\bar{R}_b \bar{R}_c^2 - \bar{R}_t^2} \quad (6.6)$$

Die Haigh-Westergaard-Koordinaten werden in Abhängigkeit von den Hauptspannungstensoren folgendermaßen definiert:

$$\xi = \frac{1}{\sqrt{3}} I_1 \quad (6.7)$$

$$\rho = \sqrt{2J_2} \quad (6.8)$$

$$\cos 3\theta = \frac{3\sqrt{3}}{2} \frac{J_3}{\sqrt{J_2^3}} \quad (6.9)$$

ξ = hydrostatische Spannungsinvariante

ρ = deviatorische Spannungsinvariante

ϑ = deviatorischer Polarwinkel

Die Parameter für die Ver- und Entfestigung werden durch folgende Gleichungen definiert:

$$\bar{R}_t = R_t \Omega_{tc} \quad (6.10)$$

$$\bar{R}_c = R_c \Omega_c \quad (6.11)$$

$$\bar{R}_b = R_b \Omega_c \quad (6.12)$$

$$\Omega_{tc} = \begin{cases} \Omega_t & k_c \leq k_{cm} \\ \Omega_t \Omega_c & k_c > k_{cm} \end{cases} \quad (6.13)$$

R_c = uniaxiale Druckfestigkeit (compressive strength)

R_t = uniaxiale Zugfestigkeit (tensile strength)

R_c = biaxiale Druckfestigkeit (biaxial compressive strength)

K_c ist der aktuelle Parameter für die Druckverfestigung. K_{cm} ist der Parameter für die Druckverfestigung und entspricht der uniaxialen Druckfestigkeit. Ω_c und Ω_t sind die Druck- und Zugverfestigungs-/Entfestigungsfunktion, welche von der Druck- oder Zugverfestigung der Variablen K_c und K_t abhängen.

Sowohl die Fließfläche (f_{MW}) als auch das plastische Potenzial (Q_{MW}) sind als Funktionen der Hauptspannungsinvarianten I_1, J_2, J_3 definiert:

$$I_1 = \sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33} \quad (6.14)$$

$$J_2 = \frac{1}{6} ((\sigma_{11} - \sigma_{22})^2 + (\sigma_{22} - \sigma_{33})^2 + (\sigma_{33} - \sigma_{11})^2) + \sigma_{12}^2 + \sigma_{23}^2 + \sigma_{13}^2 \quad (6.15)$$

$$J_3 = \det(\sigma - I\sigma_m) \quad (6.16)$$

I_1 = erste Hauptinvariante des Spannungstensors

J_2 = zweite Hauptinvariante des deviatorischen Spannungstensors

J_3 = dritte Hauptinvariante des deviatorischen Spannungstensors

Das plastische Potenzial wird durch folgende Gleichung angegeben:

$$Q_{MW} = \rho^2 + B_g \rho + C_g \xi \quad (6.17)$$

Das Fließpotenzial führt zu einem nicht assoziierten plastischen Fließen und zu einer unsymmetrischen konstanten Materialtangente, wobei gilt:

$$B_g = \frac{2\bar{R}_c \tan \psi - \sqrt{2}\bar{R}_t}{\sqrt{3}(1 - \sqrt{2} \tan \psi)} \quad (6.18)$$

$$C_g = \frac{B_g}{\sqrt{2}} + \frac{2\bar{R}_t}{\sqrt{3}} \quad (6.19)$$

In nachfolgender Abb. 6.3 wird die Fließfläche des Modells nach Menetrey-Willam abgebildet.

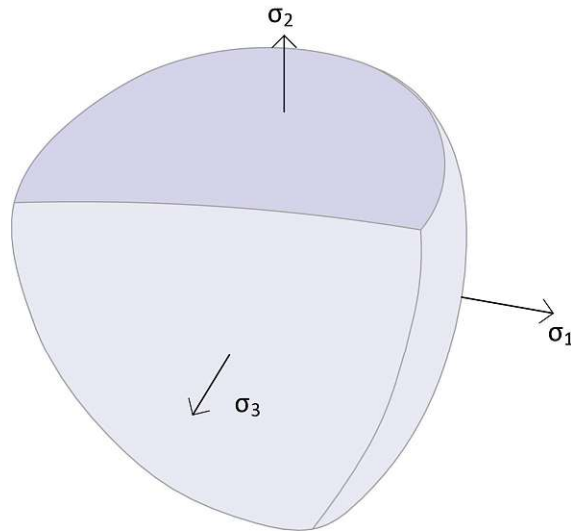


Abb. 6.3: Fließfläche des Menetrey-Willam-Modells nach [11], [8]

Die Dilatanz ist bei Beton als nicht-lineare Volumenvergrößerung unter Einwirkung von Scherkräften definiert und wird durch den Dilatanzwinkel ψ beschrieben.

Ver- und Entfestigungsfunktionen:

Das plastische Ver- und Entfestigungsverhalten der Fließfläche hängt von den Variablen der Druck- und Zugverfestigung ab und wird durch die Funktionen Ω_t und Ω_c definiert. Die Parameter entwickeln sich für die Kaltverfestigung gemäß folgenden Ausdrücken [154], [155], [11]:

$$\dot{k}_c = \frac{\alpha_c}{R_c} \sigma \times \dot{\varepsilon}^{pl} \quad (6.20)$$

$$\dot{k}_t = \frac{\alpha_t}{R_t} \sigma \times \dot{\varepsilon}^{pl} \quad (6.21)$$

Die Variablen α_c und α_t sind die Druck- und Zuggewichtsfunktionen:

$$\alpha_c = 1 - \alpha_t \quad (6.22)$$

$$\alpha_t = \begin{cases} 0 & \tan \alpha < -2 \\ \frac{1}{1 + \exp(-10 \tan \alpha)} & -2 \leq \tan \alpha \leq 2 \\ 1 & \tan \alpha > 2 \end{cases} \quad (6.23)$$

$$\tan \alpha = \sqrt{6} \frac{\xi}{\rho} \quad (6.24)$$

Die Definition des Ver- und Entfestigungsverhaltens im FE-Programm *Ansys* ist optional. Wenn keine Spezifikationen gemacht werden, wird das Material als elastisch-perfekt-plastisch angenommen.

Um die Netzabhängigkeit des Entfestigungsverhaltens zu minimieren, wird das Bruchenergiemodell in Abhängigkeit von Raumdimension mit einer effektiven Elementlänge L_i normiert. Die Energie, welche durch ein lokales Versagen oder ein Rissband dissipiert, nähert sich mit dem Bruchenergiemodell der bereichsspezifischen Bruchenergie [156]. Im Programm *Ansys* kann die Entfestigung entweder durch lineare oder exponentielle Funktionen berücksichtigt werden.

Lineare Entfestigung

Die Fließfunktion unter Druckbeanspruchung (Ω_c) wird durch eine nicht-lineare Verfestigungsfunktion und eine lineare Entfestigungsfunktion dargestellt. Ω_{ci} beschreibt den konstanten Wert der Funktion Ω_c vor Beginn der plastischen Deformation. Nachstehend werden die Funktionen für die Verfestigung (6.25) sowie die Entfestigung (6.26) angegeben:

Verfestigung (hardening) für $k < k_{cm}$ unter Druckbeanspruchung:

$$\Omega_c = \Omega_{ci} + (1 + \Omega_{ci}) \sqrt{2 \frac{k}{k_{cm}} - \frac{k^2}{k_{cm}^2}} \quad (6.25)$$

Entfestigung (softening) für $k > k_{cm}$ unter Druckbeanspruchung:

$$\Omega_c = 1 - \frac{1 - \Omega_{cr}}{k_{cr} - k_{cm}} (k - k_{cm}) \quad (6.26)$$

In Abb. 6.4 sind die Ver- und Entfestigungsfunktion für die lineare Entfestigung unter Druck und unter Zug grafisch dargestellt. Dabei ist zu erkennen, dass an dem Punkt $k = k_{cm}$ die Druckfestigkeit erreicht wird und die Entfestigung beginnt.

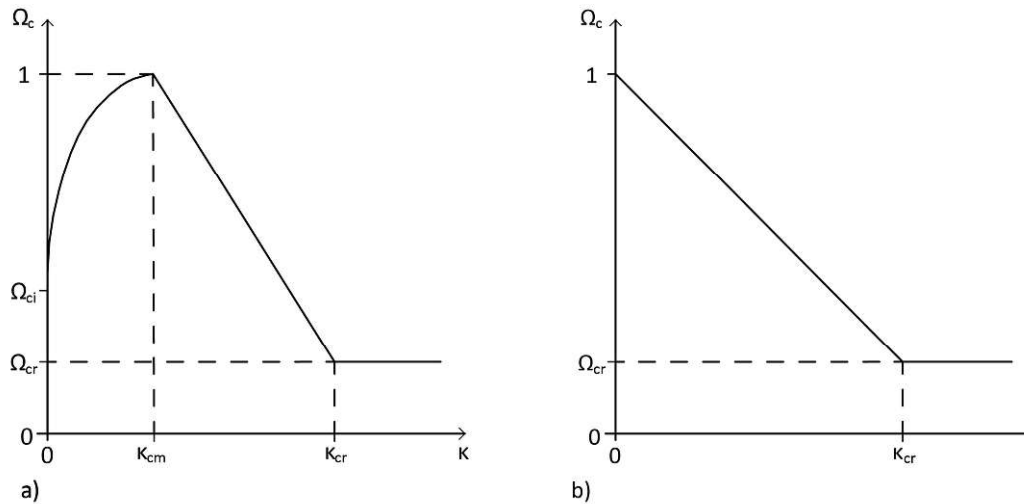


Abb. 6.4: Ver- und Entfestigungsfunktionen für die lineare Entfestigung unter Druck (a) und unter Zug (b) nach [11]

Neben der linearen Entfestigung kann in *Ansys* auch eine exponentielle Entfestigung gewählt werden, wodurch die Gleichungen (6.25), (6.26) angepasst werden. Die Gleichung für die Verfestigung entspricht der Gleichung (6.25). Die Gleichungen für die Entfestigung ($k_{cm} < k < k_{cu}$) unter Druck wird folgendermaßen angegeben:

$$\Omega_c = 1 - (1 - \Omega_{cu}) \left(\frac{k - k_{cm}}{k_{cu} - k_{cm}} \right)^2 \quad (6.27)$$

Für die Bedingung $k > k_{cu}$ gilt folgende Gleichung zur Beschreibung der exponentiellen Entfestigung:

$$\Omega_c = \Omega_{cr} + (\Omega_{cu} - \Omega_{cr}) \exp \left(2 \frac{\Omega_{cu} - 1}{k_{cu} - k_{cm}} \frac{k - k_{cu}}{\Omega_{cu} - \Omega_{cr}} \right) \quad (6.28)$$

In nachfolgender Abb. 6.5 sind die Ver- und Entfestigungsfunktion für die lineare Entfestigung unter Druck und unter Zug grafisch dargestellt.

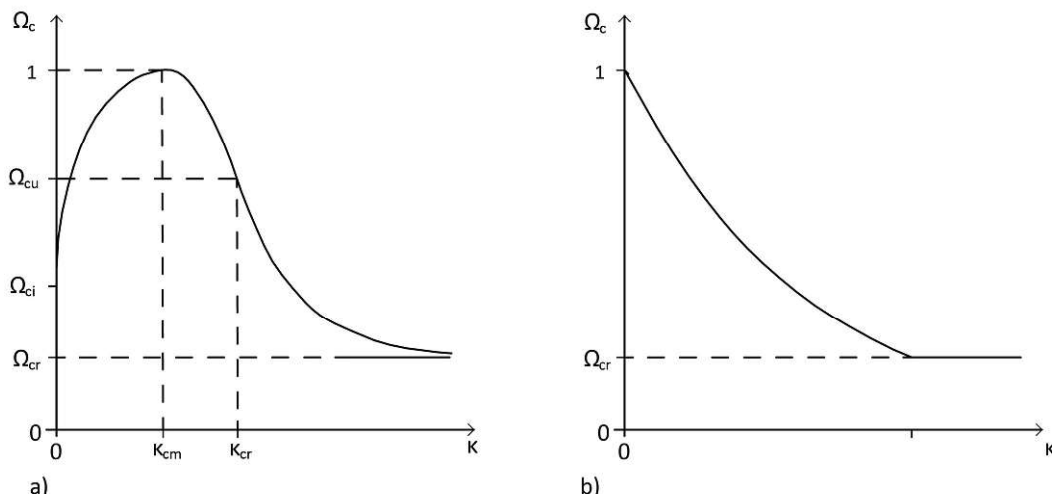


Abb. 6.5: Ver- und Entfestigungsfunktionen für die exponentielle Entfestigung unter Druck (a) und unter Zug (b) nach [11]

Die dissipierte Volumenenergie in der Entfestigung ist proportional zu der flächenspezifischen Bruchenergie bei Zug in Modus 1 (G_{ft}). Die Entfestigung unter Zugbeanspruchung wird durch folgende Exponentialgleichung definiert:

$$\Omega_t = \exp\left(-\frac{k}{\alpha_t}\right) \quad (6.29)$$

Dabei gilt:

$$\alpha_t = \frac{g_{ft}}{R_t} \quad (6.30)$$

$$g_{ft} = \max\left(\frac{G_{ft}}{L_i}, \frac{R_t^2}{E}\right) \quad (6.31)$$

E = Elastizitätsmodul

L_i = effektive Elementlänge

6.2.3 Materialmodell für die homogenisierte Abbildung von Mauerwerk

Für die homogenisierte Abbildung des Vibromauerwerks kann ein Makromodell, welches auf der Versagenstheorie nach Ganz [15] basiert und von Schlegel [16] vom zwei- in den dreidimensionalen Spannungsraum erweitert wurde, verwendet werden. Das leistungsstarke Materialmodell eignet sich zur Abbildung von regelmäßigen Mauerwerksstrukturen und kann in dem FE-Programm *Ansys*

angewendet werden. Aufgrund der zusammengesetzten Fließbedingungen können die unterschiedlichen Versagensmechanismen (Zug-, Druck-, Schubversagen des Mauerwerks, Versagen des Mauersteins, Zug- und Schubversagen der Lagerfuge) des Mauerwerks abgebildet werden. Diese werden durch die unterschiedlichen Flächen (F1–F18) in Abb. 6.6 repräsentiert, deren Bedeutung in Tab. 6.2 angeführt wird. Das nicht-lineare Spannungs-Dehnungs-Verhalten des Mauerwerks wird im Materialmodell mittels Ver- und Entfestigungsfunktionen beschrieben. Als Eingangsparameter für das Bruchmodell nach Ganz werden die Druck- und Zugfestigkeit des Mauerwerks, der Reibungswinkel, die Kohäsion zwischen Mauerstein und Mauermörtel sowie die Abmessungen der Mauersteine definiert. Die detaillierte Beschreibung sowie die Verifikation des erweiterten Materialmodells nach Ganz sind in [16] angeführt.

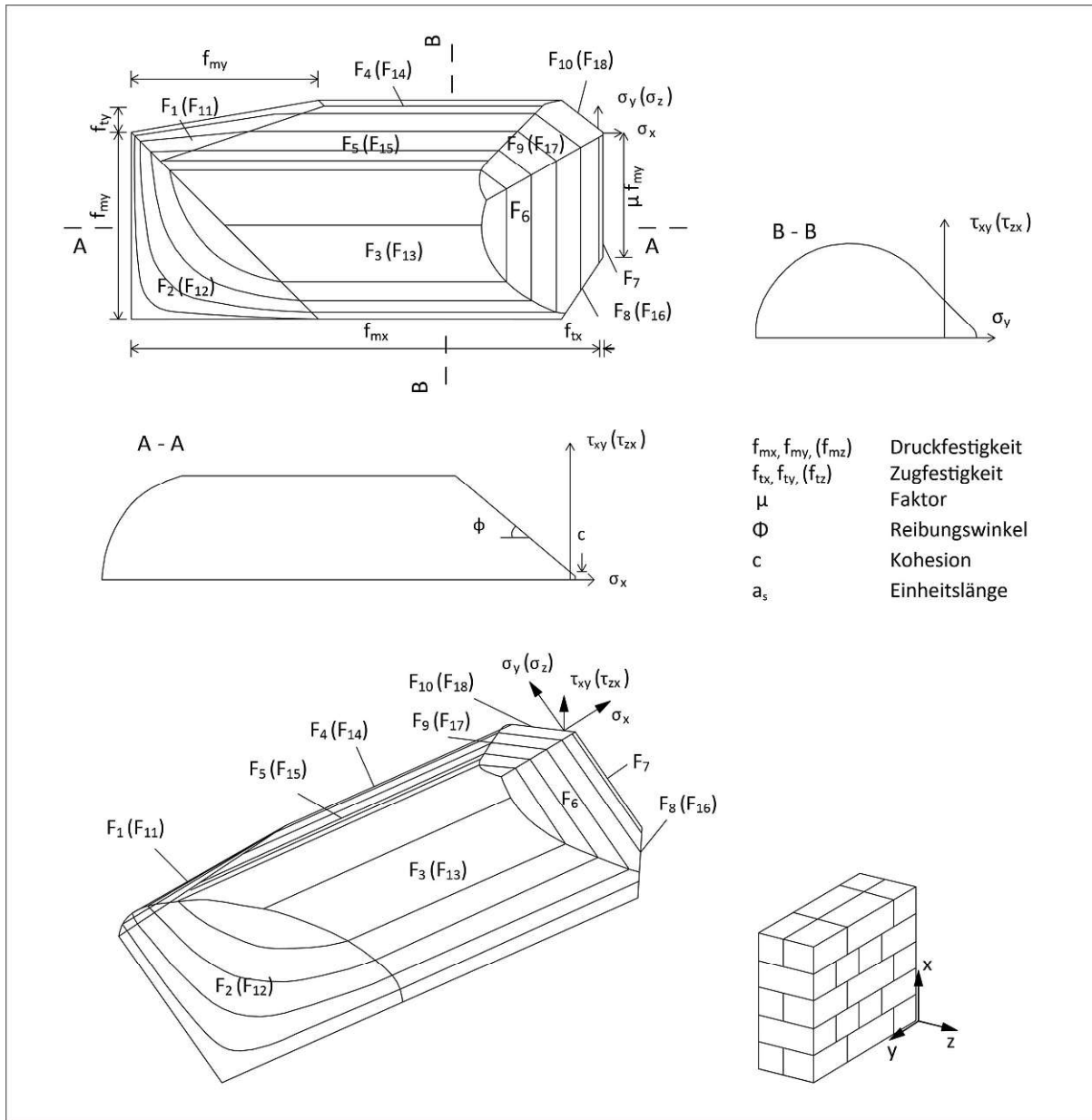


Abb. 6.6: Erweitertes Materialmodell nach Ganz [15], [16]

| | |
|-----------|---|
| F1 (F11) | Zugversagen des Mauersteins |
| F2 (F12) | Druckversagen des Mauerwerks |
| F3 (F13) | Schubversagen des Mauerwerks (Mauersteinversagen) |
| F4 (F14) | Zugversagen parallel zur Lagerfuge (Steinversagen) |
| F5 (F15) | Schubversagen des Mauerwerks |
| F6 | Schubversagen der Lagerfugen |
| F7 | Zugversagen der Lagerfugen |
| F8 (F16) | Zugversagen der Lagerfuge unter hohen horizontalen Druckspannungen |
| F9 (F17) | Treppenförmiges Schubversagen (Stoß- und Lagerfugen) |
| F10 (F18) | Zugversagen des Mauerwerks parallel zu den Lagerfugen (Fugenversagen) |

Tab. 6.1: Fließkriterien des Materialmodells nach Ganz [15], [16]

Neben dem in Abb. 6.6 abgebildeten Materialmodell wurden von *Ganz* [15] weitere Beziehungen für bewehrtes Mauerwerk und Mauerwerk ohne Zugfestigkeit aufgestellt. Die Weiterentwicklung sowie die Vereinfachung des Materialmodells nach Ganz wurden in etlichen wissenschaftlichen Arbeiten, wie beispielsweise [157], [158], [159], [16] behandelt.

6.3 Simulation der Druckversuche der Kleinprüfkörper

Die experimentelle Druckfestigkeitsprüfung der Kleinprüfkörper ($8 \times 4 \times 4$ cm), die aus dem Bereich der dickeren Stege der Vibrosteine entstammen, wurde numerisch abgebildet. Das primäre Ziel dabei war, durch die numerischen Berechnungen die Parameter des Ziegelsplittbetons zu kalibrieren, sodass diese als Eingangswerte für die numerische Abbildung des ganzen Vibrosteins verwendet werden können.

Die numerischen Berechnungen zur Nachbildung des Druckversuchs erfolgen verschiebungsgesteuert. Der in den experimentellen Prüfserien ermittelte Weg bis zum Erreichen der Bruchlast wird in der numerischen Berechnung auf der Probenoberseite aufgebracht und der resultierenden Kraftreaktion gegenübergestellt.

Materialmodell und Vernetzung

Für die Abbildung des Ziegelsplittbetons wird das Materialmodell von Menetrey-Willam, welches in Unterabschnitt 6.2.2.1 beschrieben wird, verwendet. Die Materialentfestigung wird durch die Verwendung der Funktion „lineares softening“ im Materialmodell berücksichtigt. Zur Berechnung des nicht-

linearen Materialverhaltens wird die Newton-Raphson-Methode aktiviert. Der iterative Prozess der Newton-Raphson-Methode wird solange fortgesetzt, bis im Model Konvergenz erreicht wird [11]. Für die Berechnung werden würfelförmige finite Elemente mit einer Kantenlänge von 4 mm gewählt.

Eingangsparameter für die numerische Berechnung

Die Eingangsparameter werden entsprechend den Mittelwerten der Ergebnisse aus den experimentellen Prüfungen, vgl. Unterkapitel 5.2, gewählt. Alle weiteren für die numerische Berechnung benötigten Materialparameter werden von den vorhandenen Festigkeitseigenschaften abgeleitet. Die grobe Abschätzung der Zugfestigkeit erfolgt basierend auf den Ergebnissen der Biegezugprüfung laut nachfolgender Beziehung für Beton [160] und wird in Tab. 6.2 angegeben.

$$f_{ct} = 0,9 \times \frac{f_{ct,fl}}{1,7} \quad (6.32)$$

Beton weist bei einem mehraxialen Spannungszustand eine Festigkeitssteigerung auf, weshalb die biaxiale Festigkeit größer als die einaxiale Festigkeit ist. Für die numerischen Berechnungen wird die biaxiale Festigkeit als Eingangswert benötigt, weshalb sie von der einaxialen Druckfestigkeit abgeleitet wird. Der Umrechnungsfaktor kann dabei je nach Festigkeitsklasse und Zusammensetzung variieren und ist von auftretenden Spannungsverhältnissen abhängig, vgl. [161], [162]. Für die grundlegenden Berechnungen wurde ein Umrechnungsfaktor von 1,2 gewählt, da dieser Wert für den Ziegelsplittbeton angemessen erscheint.

Als Eingangswerte für die numerischen Berechnungen wird neben dem Mittelwert der Druckfestigkeit aller Prüfkörper ebenfalls der Mittelwert der acht niedrigsten sowie der acht höchsten Prüfergebnisse gewählt. Dies ermöglicht zum einen mehrere Vergleiche der numerisch erhaltenen Spannungs-Dehnungslinien mit den experimentellen Prüfergebnissen und zum anderen ist dadurch eine genauere Kalibrierung des Materialmodells möglich. Zusätzlich dient die Darstellung der unterschiedlichen Festigkeitseigenschaften der Kalibrierung der Eingangswerte des Vibrosteins, um ebenfalls die untere sowie die obere Schranke der experimentell erhaltenen Festigkeitseigenschaften nachzubilden. In Tab. 6.2 werden die unterschiedlichen Eingangswerte für die numerische Berechnung der Kleinprüfkörper aufgelistet.

| Bezeichnung | Niedrige Werte | Mittelwert | Hohe Werte |
|---|----------------|------------|------------|
| Druckfestigkeit [N/mm ²] | 6,05 | 6,82 | 7,74 |
| Elastizitätsmodul [N/mm ²] | 3849 | 5240 | 6731 |
| Querdehnungskoeffizient | 0,2 | 0,2 | 0,2 |
| Zugfestigkeit [N/mm ²] | 1,25 | 1,34 | 1,41 |
| Biaxiale Druckfestigkeit [N/mm ²] | 7,26 | 8,18 | 9,29 |
| Rohdichte [kg/m ³] | 1380 | 1380 | 1380 |
| Dilatanzwinkel [°] | 10 | 10 | 10 |

Tab. 6.2: Eingangsparameter des Ziegelsplittbetons für die numerische Berechnung

Ergebnisse

In Abb. 6.7 werden die Ergebnisse der numerischen Berechnung den experimentell ermittelten Versuchskurven gegenübergestellt. Die Schranken der experimentellen Prüfungen werden in Abb. 6.7 durch den grau schattierten Bereich dargestellt. In der Abbildung werden die numerisch erhaltenen Spannungs-Stauchungslinien eingezeichnet, die das Materialverhalten der Kleinprüfkörper mit unterschiedlichen Festigkeitseigenschaften abbilden. Die grüne Kurve gibt den Mittelwert der acht höchsten Prüfergebnisse, die rote Kurve den Mittelwert der acht niedrigsten Prüfergebnisse und die blaue Kurve den Mittelwert aller Versuche an. Dabei ist ersichtlich, dass eine gute Nachbildung der experimentell erhaltenen Spannungs-Dehnungslinien durch die numerische Berechnung erreicht werden konnte.

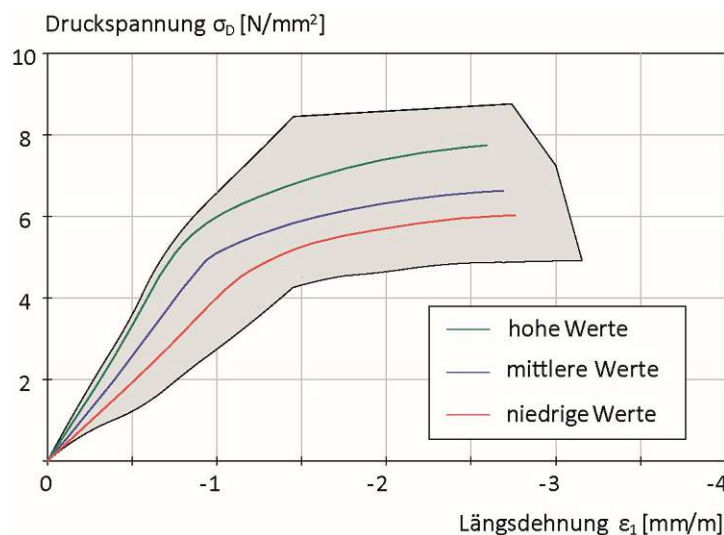


Abb. 6.7: Darstellung der Spannungs-Stauchungslinie der hohen, der mittleren und der niedrigen Werte aus den FE-Berechnungen sowie der umhüllenden Spannungs-Stauchungslinien der experimentellen Prüfergebnisse (grau unterlegt) der Kleinprüfkörper

In Abb. 6.8 werden die Hauptspannungen sowie die plastische Vergleichsdehnung bei Erreichen der Höchstlast in der numerischen Berechnung abgebildet. Als Eingangsparameter für die Simulation wurden die Mittelwerte aus Tab. 6.2 gewählt. Die qualitative Spannungs- und Dehnungsverteilung bei niedrigeren und höheren Eingangswerten unterscheiden sich kaum von der Spannungsverteilung der Mittelwerte, weshalb auf die zusätzliche Abbildung verzichtet wird.

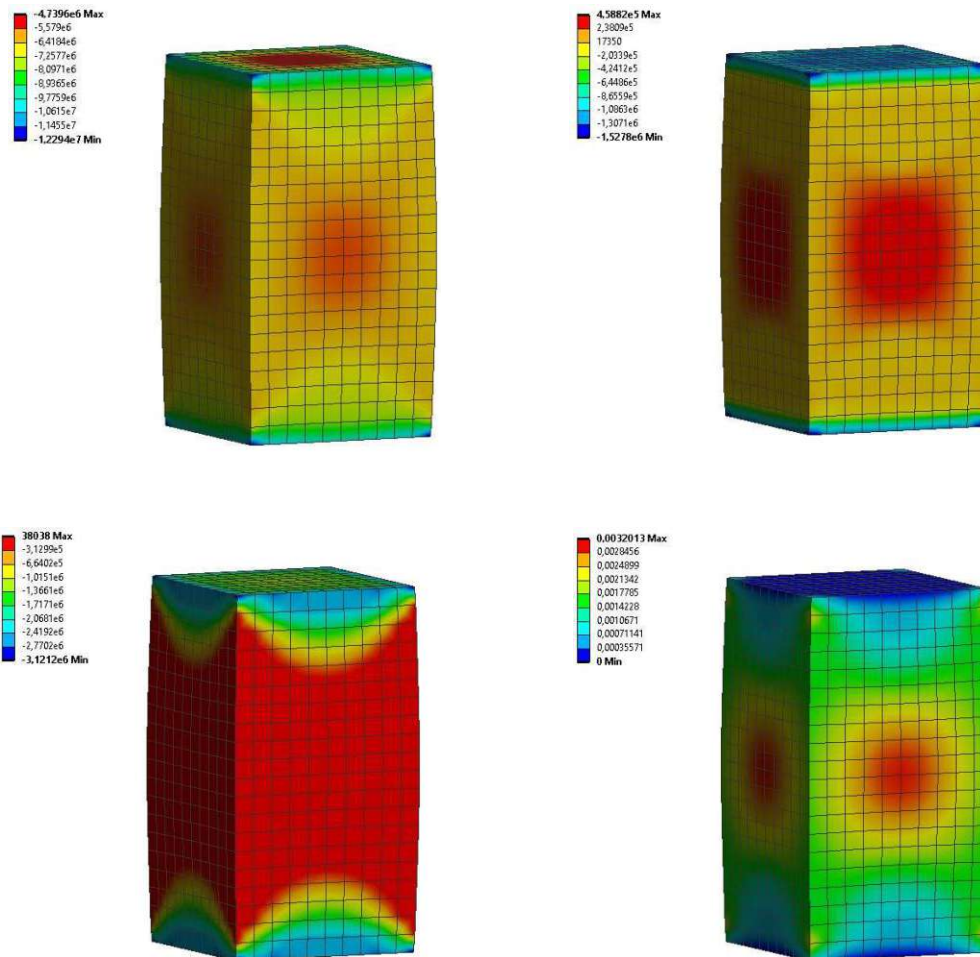


Abb. 6.8: Minimale Hauptspannungen σ_3 (links oben), maximale Hauptspannungen σ_1 (rechts oben), zweite Hauptspannung σ_2 (links unten) und plastische Vergleichsdehnung (rechts unten) der Kleinprüfkörper

6.4 Simulation der Druckversuche der Vibrosteine

Dieser Abschnitt behandelt die numerische Berechnung der Druckfestigkeit des gesamten Vibrosteins. Die experimentellen Druckfestigkeitsversuche wurden numerisch abgebildet und deren Kraftreaktionen sowie die Spannungs- Stauchungslinien mit jenen der Laborprüfungen verglichen. Als Eingangsparameter für die Modellierung wurden die experimentell gemessenen Werte der Prüfung des Vibrosteins und der Kleinprüfkörper verwendet und deren Auswirkung auf das Resultat der numerischen

Simulation geprüft. Jene Kennwerte des Vibrosteins bzw. des Ziegelsplittbetons, die nicht experimentell erfasst werden konnten, wurden, wie bei den Kleinprüfkörpern (siehe Unterkapitel 6.3), von den vorhandenen Parametern abgeleitet. Generell sind die experimentell ermittelten Kennwerte als leicht variabel anzusehen, da sich unter Laborbedingungen andere Ergebnisse als in der Realität bzw. im Mauerwerksverband einstellen.

Bei Mauerwerk tritt das Versagen häufig aufgrund der Überschreitung der Zugfestigkeit der Mauersteine bei vertikaler Rissbildung auf (vgl. Abschnitt 4.3.2, Abb. 4.6). Die Kenntnis der Zugfestigkeit der Hohlblocksteine ist daher von großer Bedeutung. Aufgrund der beschränkten Anzahl zur Verfügung stehender Vibrosteine, wurde der Fokus im Rahmen dieser Arbeit jedoch auf die Ermittlung der Druckfestigkeit der Mauersteine gelegt. Auf die numerische Simulation der Dreipunkt- bzw. Vierpunktbiegeversuche wurde nachfolgend verzichtet, da die experimentellen Versuchsreihen vorwiegend zur Bestimmung der Größenordnung der Zugfestigkeit des Ziegelsplittbetons bzw. des Vibrosteins durchgeführt wurden, um Eingangsgrößen für die numerische Nachbildung der Druckfestigkeitsversuche zu erhalten. Um detaillierte Berechnungen bezüglich der Zugfestigkeit durchführen zu können, wären weitere experimentelle Versuche zur Bestimmung der charakteristischen Materialeigenschaften des Ziegelsplittbetons bzw. des Vibrosteins notwendig.

Materialmodell und Vernetzung

Als Materialmodell wurde, wie bei den Kleinprüfkörpern, das in *Ansys* implementierte Materialmodell nach Menetrey-Willam verwendet sowie die Funktion „lineares softening“ und die Newton-Raphson-Methode aktiviert. Für die ersten Berechnungen wurde ein grobes Netz mit einer Elementgröße von 8 mm gewählt. Im Bereich der Krümmungen wurde die Anzahl der Elemente durch die Einstellung der Krümmungsnormalen von 30° und der Krümmungsminimalgröße von 5 mm gewählt. Für eine präzisere Berechnung wurde nach der Parametrisierung die Elementgröße auf 5 mm reduziert. Dadurch entstand ein Modell mit rund 105 770 Elementen. Dies führte zu einer vertretbaren Rechenzeit sowie einer detaillierten Abbildung des Spannungs-Dehnungs-Verhaltens bei der Simulation der einzelnen Mauersteine. Wird mit derselben Vernetzung der Mauersteine ein Mauerwerksausschnitt berechnet, führt dies zu einer sehr hohen Rechenzeit. In diesem Fall könnte eine gröbere Vernetzung, eine Vereinfachung der Hohlblockgeometrie oder die Änderung der Modellierungsstrategie zu einer effizienteren Berechnung des Mauerwerks führen.

Eingangsparameter für die numerische Berechnung

Für die diskrete Modellierung des Vibrosteins werden die Eingangsparameter des Ziegelsplittbetons auf Basis der experimentellen Versuche (Bestimmung der Druckfestigkeit, des Elastizitätsmoduls und der Biegezugfestigkeit der Kleinprüfkörper sowie der Vibrosteine) definiert. In den numerischen Berechnungen können die Druckfestigkeiten der Kleinprüfkörper ohne vorherige Umrechnung nicht direkt als Eingangswerte für die Druckfestigkeitsberechnung der Vibrosteine verwendet werden. Die Ergebnisse der experimentellen Prüfungen der Druckfestigkeit hängen unter anderem von der Prüfkörperschlankheit ab, weshalb in Tab. 4.1 die normierten Formfaktoren zur Berücksichtigung der Prüfkörpermaße von Mauersteinen angegeben werden. Hierbei kann auch auf die von Beton bekannten Formfaktoren verwiesen werden, vgl. [79]. Zudem hat die spezifische Tragwirkung des Hohlblocks einen wesentlichen Einfluss darauf, dass die Druckfestigkeit der Eingangswerte nicht der resultierenden Druckfestigkeit bezogen auf die Nettofläche des Hohlblocks entspricht. Aus diesem Grund wurden in der numerischen Berechnung unterschiedliche Parametersätze für die Berechnung der Druckfestigkeit geprüft. Im Speziellen wurden die Eingangswerte des Ziegelsplittbetons, auf Basis der Festigkeiten der Kleinprüfkörper, für die numerischen Berechnungen des gesamten Vibrosteins variiert und die resultierenden Spannungs-Dehnungslinien mit jenen der experimentellen Druckfestigkeitsprüfungen der Vibrosteine verglichen.

Der geeignete Faktor zur Umrechnung der Eingangswerte soll sich gleichermaßen für niedrigere und höhere Festigkeitswerte der Kleinprüfkörper bzw. des Vibrosteins eignen. Die experimentellen Prüfergebnisse wurden daher entsprechend ihrer Größe in niedrige, mittlere und hohe Prüfwerte eingeteilt. Für die Ermittlung der niedrigen Prüfwerte wurde der Mittelwert der acht kleinsten Prüfwerte bei den Kleinprüfkörpern bzw. der Mittelwert der vier niedrigsten Prüfwerte bei den Vibrosteinen herangezogen. Die höheren Prüfwerte wurden analog dazu aus den acht bzw. vier höchsten Prüfwerten ermittelt. Die mittleren Werte beziehen sich auf den Mittelwert aller geprüften Probekörper (27 Kleinprüfkörper und 12 Vibrosteine).

In den numerischen Berechnungen wurden die niedrigen Festigkeitseigenschaften der Kleinprüfkörper mit einem Faktor multipliziert, als Eingangsparameter verwendet und mit den experimentell ermittelten Spannungs-Stauchungslinien der Vibrosteine mit geringer Festigkeit verglichen. Dieser Vorgang wurde mit dem Mittelwert sowie den höheren Festigkeitswerten der Kleinprüfkörper bzw. des Vibrosteins wiederholt. Dabei stellte sich heraus, dass der Umrechnungsfaktor von 1,21 eine gute Übereinstimmung mit den experimentell ermittelten Spannungs-Dehnungslinien sowie der resultierenden Kraftreaktion liefert. Der Faktor eignet sich sowohl für die Umrechnung der niedrigen als auch der

mittleren sowie der hohen Festigkeitswerte des Ziegelsplittbetons, sodass anhand der genannten Vorgehensweise numerisch die Druckfestigkeit des Vibrosteins der jeweiligen Festigkeitsstufe ermittelt werden kann. Der Vergleich zwischen der mittleren Druckfestigkeit der Kleinprüfkörper und der numerisch ermittelten Druckfestigkeit der Vibrosteine ergibt einen Gesamtumrechnungsfaktor von rund 1,42. Bei Berücksichtigung des Faktors von 1,21 für die Anpassung der Eingangswerte ergibt sich bei den mittleren Eingangswerten ein Restfaktor von rund 1,17, welcher durch die numerische Berechnung automatisch berücksichtigt wird und je nach Lochbild und Zusammensetzung des Ziegelsplittbeton-Hohlblocksteins variieren kann. Somit kann der Umrechnungsfaktor von 1,21 als Faktor zur Berücksichtigung der Prüfkörpergröße und der numerisch ermittelte Faktor von rund 1,17 als Faktor zur Berücksichtigung der Mauersteinform interpretiert werden.

In nachfolgender Tab. 6.3 werden die Eingangswerte des Ziegelsplittbetons, welche sich aus den experimentellen Prüfergebnissen der Kleinprüfkörper multipliziert mit dem Umrechnungsfaktor zusammensetzen, zur numerischen Berechnung der Druckfestigkeit des Vibrosteins angeführt.

| | Niedrige Werte | Mittelwert | Hohe Werte |
|---|----------------|------------|------------|
| Druckfestigkeit [N/mm ²] | 7,32 | 8,25 | 9,36 |
| Elastizitätsmodul [N/mm ²] | 3849 | 4000 | 5240 |
| Querdehnungskoeffizient | – | 0,2 | – |
| Zugfestigkeit [N/mm ²] | 1,51 | 1,62 | 1,71 |
| Biaxiale Druckfestigkeit [N/mm ²] | 8,78 | 9,90 | 11,23 |
| Rohdichte [kg/m ³] | 1380 | 1380 | 1380 |
| Dilatanzwinkel [°] | 10 | 10 | 10 |

Tab. 6.3 Eingangsparameter des Ziegelsplittbetons für die numerischen Berechnungen

Dabei wurde der Faktor 1,21 für die Umrechnung der Eingangswerte der Druckfestigkeit der Kleinprüfkörper sowie der Zugfestigkeit (siehe Tab. 6.2) angewendet. Der Elastizitätsmodul wurde, aufgrund der Anpassung an die experimentellen Spannungs-Dehnungslinien, nicht im selben Maß wie die Druckfestigkeit verändert. Um die Steigung der Spannungs-Stauchungslinie der numerischen Berechnungen an die experimentellen Versuche anzugleichen, wurde der gemessene Elastizitätsmodul der unterschiedlichen Festigkeitsunterteilungen angepasst und auf 3849–5240 kN/mm² festgelegt. Aufgrund der großen Streuung des experimentell ermittelten Elastizitätsmoduls sowie der Beeinflussung der Prüfwerte durch die Laborbedingungen wird die Anpassung der Messwerte als verhältnismäßig angesehen.

Ergebnisse der numerischen Berechnungen

In der numerischen Berechnung der Druckfestigkeit des Vibrosteins wurden die Festigkeitseigenschaften des Ziegelsplittbetons auf Basis der Festigkeitseigenschaften der Kleinprüfkörper und des definierten Umrechnungsfaktors festgelegt und die experimentell gemessene Verschiebung aufgebracht sowie die Kraftreaktion gemessen. In Tab. 6.4 werden die definierten Druckfestigkeiten des Ziegelsplittbetons als Eingangswerte für die numerische Berechnung angeführt und die daraus resultierenden Kraftreaktionen den experimentellen Messergebnissen der Druckfestigkeitsprüfung der Vibrosteine gegenübergestellt. Dabei ist zu erkennen, dass eine gute Übereinstimmung der numerisch gemessenen Kraftreaktion mit den experimentellen Prüfergebnissen der Vibrosteine vorliegt.

| Niedrige Werte | Eingangswert | Kraftreaktion | Kraftreaktion experimentelle Messwerte Vibrostein |
|--------------------------------------|--------------|---------------|---|
| Druckfestigkeit [N/mm ²] | 7,32 | 8,54 | 8,56 |
| Mittlere Werte | Eingangswert | Kraftreaktion | Exp. Messwerte Vibrostein |
| Druckfestigkeit [N/mm ²] | 8,25 | 9,68 | 9,88 |
| Hohe Werte | Eingangswert | Kraftreaktion | Exp. Messwerte Vibrostein |
| Druckfestigkeit [N/mm ²] | 9,36 | 11,05 | 10,88 |

Tab. 6.4: Eingangswerte, Kraftreaktionen, Mittelwerte der experimentellen Prüfergebnisse

In Abb. 6.9 wird die Spannungs-Stauchungslinie der numerischen Berechnungen der hohen, der mittleren und der niedrigen Festigkeitswerte abgebildet. Der grau unterlegte Bereich bildet die Grenzen der experimentell ermittelten Spannungs-Stauchungslinien der Vibrosteine ab. Dabei ist zu erkennen, dass durch die numerischen Berechnungen eine gute Annäherung an die spezifischen Spannungs-Stauchungslinien der Vibrosteine erreicht werden konnte.

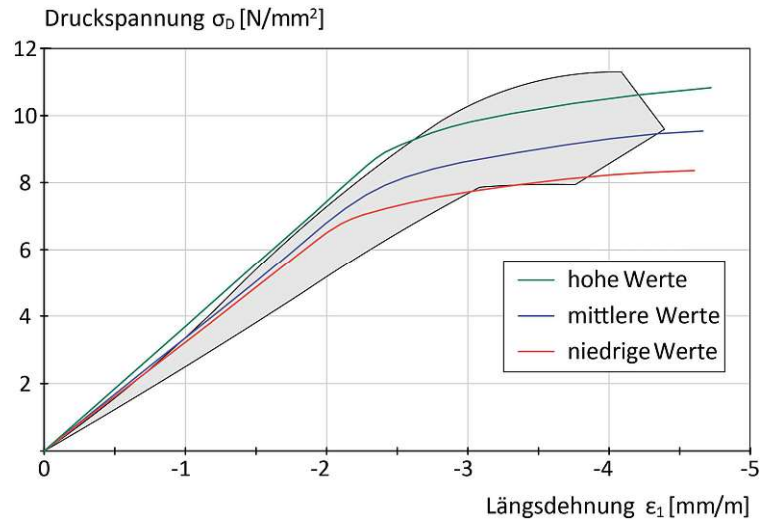


Abb. 6.9: Darstellung der Spannungs-Stauchungslinie der hohen, der mittleren und der niedrigen Werte aus den FE-Berechnungen sowie der umhüllenden Spannungs-Stauchungslinie der experimentellen Prüfergebnisse (grau unterlegt) der Vibrosteine

In Abb. 6.10 werden die Hauptspannungen sowie die plastische Vergleichsdehnung der Vibrosteine dargestellt. Zusätzlich werden die minimale und die maximale Hauptspannung des in der Mitte geschnittenen Vibrosteins abgebildet. Als Eingangsparameter für die numerischen Berechnungen wurden die in Tab. 6.4 angeführten mittleren Werte gewählt. Die Darstellung der Spannungsverteilungen und der plastischen Dehnungen des Vibrosteins bei niedrigeren oder höheren Eingangswerten (vgl. Tab. 6.2) unterscheidet sich qualitativ nur geringfügig von der Darstellung in Abb. 6.10, weshalb sie nicht eigens dargestellt wird.

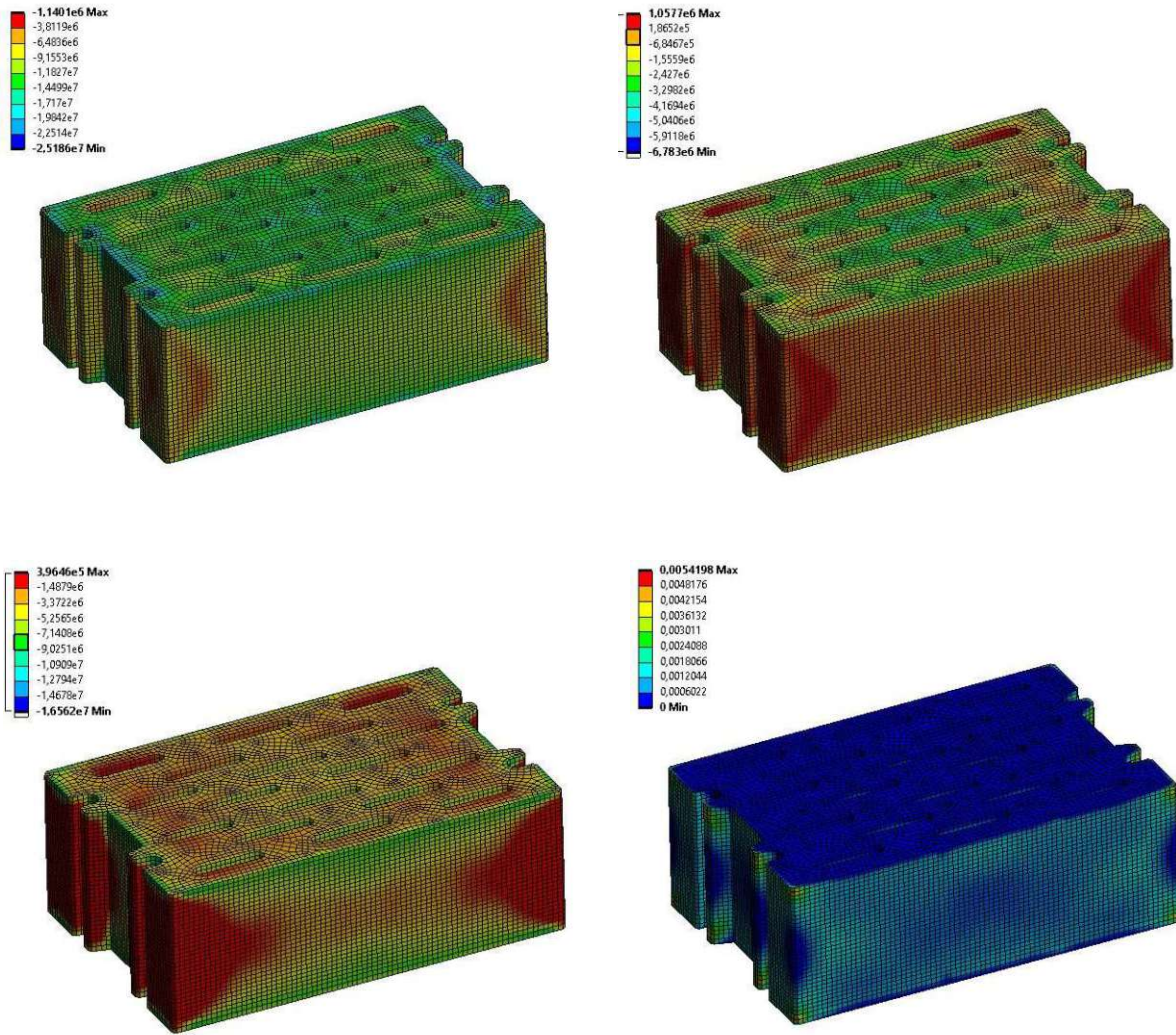


Abb. 6.10: Minimale Hauptspannungen σ_3 (links oben), maximale Hauptspannungen σ_1 (rechts oben), zweite Hauptspannung σ_2 (links unten) und plastische Vergleichsdehnung (rechts unten) der Kleinprüfkörper (Eingangsparameter siehe Tab. 6.2 Mittelwert)

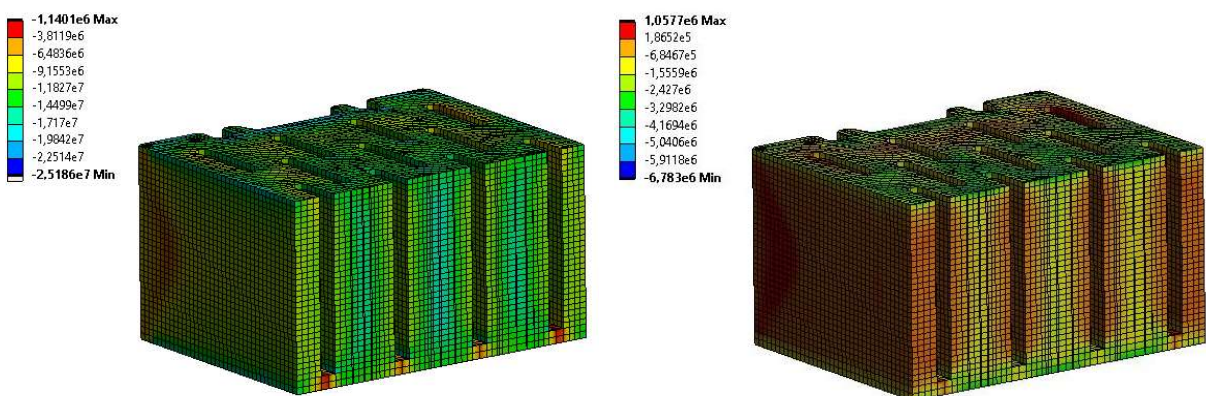


Abb. 6.11: Minimale Hauptspannungen σ_3 (links) und maximale Hauptspannungen σ_1 (rechts) des in der Mitte geschnittenen Vibrosteins

Im Allgemeinen ist darauf hinzuweisen, dass die Anzahl der getätigten, experimentellen Prüfungen zu gering ist, um eine zuverlässige Validierung des Umrechnungsfaktors zuzulassen. Neben einer größeren Anzahl von Prüfkörpern wäre die Prüfung der Festigkeitseigenschaften von unterschiedlichen Vibrosteinen zielführend, um den definierten Umrechnungsfaktor von 1,21 zu bestätigen bzw. gegebenenfalls anzupassen. Zusätzlich hängt die Tragwirkung des Hohlblocks wesentlich von der Geometrie sowie dem Lochbild ab, weshalb sich der numerisch ermittelte Umrechnungsfaktor von rund 1,17 zur Berücksichtigung der Tragwirkung des Ziegelsplittbeton-Hohlblocksteins ausschließlich auf die geprüfte Vibrosteinserie bezieht. Bei abweichender Geometrie sowie unterschiedlichem Lochbild kann in den numerischen Berechnungen ebenfalls ein spezifischer Umrechnungsfaktor bzw. Faktor zur Anpassung der Eingangswerte definiert und somit anhand der Eigenschaften der Kleinprüfkörper die Druckfestigkeit des Vibrosteins berechnet werden. Auf die Anwendungsmöglichkeit der vorgestellten Methode im Rahmen der Beurteilung der Tragfähigkeit von Bestandsbauten wird in Unterkapitel 7.4 eingegangen. Dabei wäre es ebenfalls möglich, die Festigkeiten der Kleinprüfkörper ohne Umrechnungsfaktor als Eingangsparameter für Festigkeitsberechnung der Vibrosteine heranzuziehen. Diese Annahme wäre jedenfalls auf der sicheren Seite liegend, da die Druckfestigkeit der Kleinprüfkörper deutlich unter jener des ganzen Vibrosteins liegt. Somit wäre eine Abschätzung der Druckfestigkeit des Vibrosteins ebenfalls ohne Definition eines Umrechnungsfaktors und nachfolgender numerischer Simulation möglich.

6.5 Modellierungsstrategien von Vibromauerwerk

Numerische Simulationen von Mauerwerksstrukturen werden nicht nur zu Forschungszwecken durchgeführt, sondern finden auch in der Praxis eine breite Anwendung. Sie werden beispielsweise für die Tragfähigkeitsberechnung von historischen und komplexen Mauerwerksverbänden wie auch zur Untersuchung deren Strukturantworten auf verschiedene Belastungsarten eingesetzt. Bei strukturellen Änderungen müssen neben der vertikalen Lastabtragung auch außergewöhnliche Lastfälle, wie beispielsweise Erdbebeneinwirkungen berücksichtigt werden, weshalb dies unter anderem den Fokus von zukünftigen Untersuchungen am Vibromauerwerk darstellen wird. Numerische Berechnungen können ergänzend zu den experimentellen Materialuntersuchungen wichtige Hilfestellungen für die Beurteilung der Tragfähigkeit von Bestandsgebäuden bieten. Es können beispielsweise Modellskalen erweitert und auf Wandebene übertragen sowie die Interaktion des Mauerwerks mit der gesamten Gebäudestruktur untersucht werden. Bislang liegen noch keine numerischen Untersuchungen des Mauerwerks aus Ziegelsplittbeton-Hohlblocksteinen der Nachkriegszeit vor, weshalb der Fokus der FE-Berechnungen im Rahmen dieser Arbeit weniger auf der detaillierten Berechnung eines einzelnen Modells liegt, sondern die grundlegenden Modellierungsstrategien und unterschiedlichen Modellskalen

bezogen auf das Vibromauerwerk aufgezeigt werden sollen. Zudem wären für die ausführliche Kalibrierung der Materialmodelle häufig weitere experimentelle Materialuntersuchungen am Vibromauerwerk notwendig, sodass sie für weitere Berechnungen unter verschiedenen Lasteinwirkungen angewendet werden können.

Die Mikromodellierung des Mauerwerks kann ausgehend von der numerischen Abbildung des Vibrosteins sowie anhand des Materialmodells nach Menetrey-Willam oder Drucker-Prager durchgeführt werden. Der Mörtel kann dabei ebenfalls mittels den genannten Materialmodellen definiert werden. Um die Berechnungszeit sowie die auftretenden Nichtlinearitäten zu verringern, wurde ein Vergleich zwischen der Modellierung der detaillierten Abbildung der geometrischen Eigenschaften der Mauersteine und der vereinfachten, homogenisierten Darstellung angestellt. Bei der homogenisierten Abbildung ohne Berücksichtigung des Lochbildes kann ein globaler Faktor zur Abminderung der Festigkeitseigenschaften bestimmt werden, sodass die Tragfähigkeit nicht überschätzt wird.

Für eine effiziente Makromodellierung kann das Materialmodell nach Ganz [15], welches von Schlegel [16] weiterentwickelt wurde, herangezogen werden. Es eignet sich für die Abbildung von unterschiedlichen Mauerwerkstypen und kann im FE-Programm *Ansys* angewendet werden. Aufgrund der homogenen Abbildung des Mauerwerks eignet sich das Modell im Speziellen zur Berechnung von ganzen Gebäuden und Wandstrukturen. Für die vollständige Kalibrierung der Eingangswerte eignen sich besonders experimentelle Versuche unter kombinierten Beanspruchungen, die aufgrund ihrer Größenskala eine makroskopische Vereinfachung im Modell erlauben.

6.5.1 Mikromodell

Im Mikromodell werden der Mauerstein und die Mörtelfuge getrennt voneinander als Kontinuumselemente modelliert, sodass den Einzelkomponenten unterschiedliche Materialeigenschaften zugeordnet werden können. Der hohe Diskretisierungsgrad führt im Zuge numerischer Simulationen zu langen Rechenzeiten und komplexen Systemen, weshalb die detaillierte Mikromodellierung in der Regel lediglich für kleinere Mauerwerksstrukturen in Prüfkörpergröße angewendet wird. In Bezug auf Vibrosteine kann eine diskrete Modellierung besonders dann neue Erkenntnisse liefern, wenn mehrere Mauerwerksprüfkörper mit unterschiedlichen Randbedingungen und variierenden Festigkeitseigenschaften geprüft und zur Kalibrierung des numerischen Modells herangezogen werden können. Dabei können Vergleiche zwischen den unterschiedlichen Kombinationen von Vibrosteinen und Mauermörtel angestellt werden und anhand der Zusammenhänge Voraussagen zu den Festigkeitseigenschaften des jeweiligen Vibromauerwerks getroffen werden. Nachfolgend wird deshalb hauptsächlich auf die

grundlegende Vorgehensweise und die Möglichkeiten der diskreten Modellierung von Vibromauerwerk eingegangen.

Symmetrie und Vernetzung

Bei der detaillierten Mikromodellierung wird in der Regel eine feine Vernetzung gewählt, sodass Spannungen und Dehnungen im Modell richtig abgebildet und übertragen werden können. Der hohe Diskretisierungsgrad kann schnell zu unhandlichen Modellen und langen Rechenzeiten führen. Die Verwendung von Symmetrieachsen stellt, insbesondere bei einer komplexen Geometrie der Mauersteine, eine sinnvolle Möglichkeit zur Reduzierung der Rechenzeiten dar. In Abb. 6.12 ist exemplarisch die Modellierung eines Viertels bzw. eines Achtels eines Vibro-Mauerwerkpfeylers abgebildet. Im FE-Programm *Ansys* kann eine Reduzierung der Modellgröße durch die Definition von Symmetrie-Regionen oder durch die Definition einer reibungsfreien Lagerung an der Symmetrieffläche erfolgen.

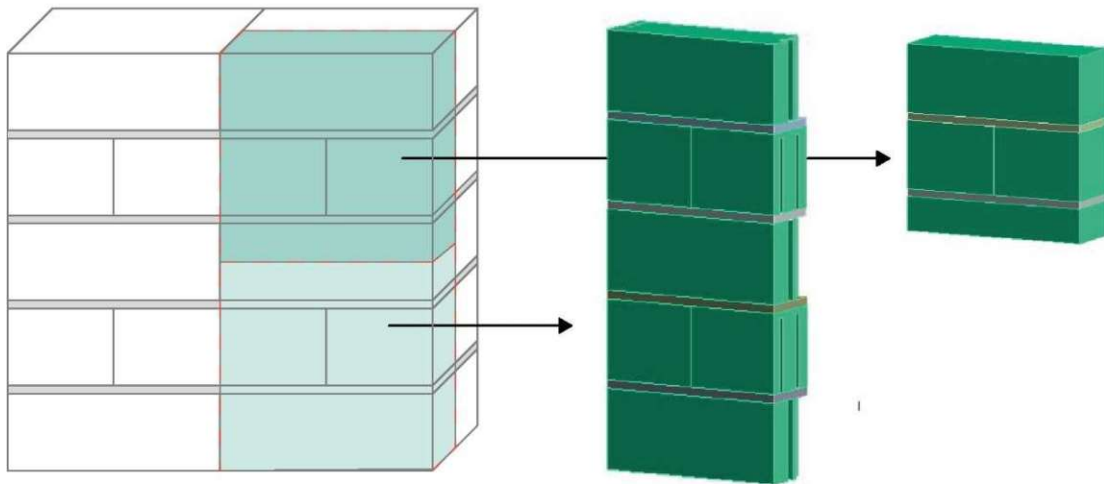


Abb. 6.12: Modellbildung eines Viertels bzw. eines Achtels des Mauerwerkpfeylers unter Betrachtung von Symmetrien

Die Wahl der richtigen Vernetzung beeinflusst unter anderem die richtige Darstellung und Übertragung von Spannungen und Dehnungen der einzelnen Elemente sowie die Rechenzeit des Modells. Die Mörtelfugen sollten daher in mehrere Elemente unterteilt werden, sodass sich ein realitätsnaher Spannungszustand einstellen kann. Auch bei den Mauersteinen ist eine feine Vernetzung notwendig, besonders in der Nachbarschaft der Trennfuge, da dies in der Regel der Bereich mit den größten Spannungs- und Dehnungsänderungen ist.

Eingangsparameter und Materialmodell für die numerische Berechnung

Für die diskrete Modellierung des Mauerwerks müssen die Eingangsparameter und die zu verwendenden Materialmodelle für die Abbildung des Ziegelsplittbetons und des Mauermörtels definiert werden. Die Eingangsparameter für den Ziegelsplittbeton können analog zu den Berechnungen am Vibrostein gewählt werden und sind in Tab. 6.3 angeführt. Zur richtigen Abbildung der Spannungszustände im Mauerwerk ist es wichtig, ein leistungsstarkes, dreidimensionales Materialmodell für den Mauerstein und den Mauermörtel zu wählen. Für die Abbildung des Vibrosteins im Mauerwerk können, wie in Unterkapitel 6.4 beschrieben, das Materialmodell nach Menetrey-Willam oder das Drucker-Prager-Modell verwendet werden, welche sich ebenfalls für die Abbildung des Mauermörtels eignen.

Die Eingangswerte des Mörtels können anhand von experimentellen Versuchen bestimmt werden. Bei der vorliegenden Prüfserie werden die Ergebnisse der Druckfestigkeits- sowie die Biegezugfestigkeitsprüfung in Abschnitt 5.4.1 angeführt. Wenn experimentell keine weiteren Festigkeits- und Verformungseigenschaften bestimmt werden, können diese von den vorhandenen Werten abgeleitet werden. In Tab. 6.5 werden die Werte des im Rahmen dieser Arbeit geprüften und verwendeten Mauermörtels angeführt. Die grobe Abschätzung der Zugfestigkeit erfolgt basierend auf den Ergebnissen der Biegezugprüfung laut nachfolgender Gleichung (6.33) für Beton [160] und ergibt einen Wert von $f_{ct} = 0,65 \text{ N/mm}^2$:

$$f_{ct} = 0,9 \times \frac{f_{ct,fl}}{1,7} \quad (6.33)$$

Der Elastizitätsmodul kann vereinfacht auf Basis der experimentell bestimmten mittleren Druckfestigkeit entsprechend der Gleichung (6.34) für Leichtmauermörtel mit Gesteinskörnungen aus Perliten nach [116] angegeben und ergibt beim vorliegenden Mauermörtel einen Wert von $E_1 = 3\,259 \text{ N/mm}^2$.

$$E_1 = 1200 \times \beta_D^{0,4} \quad (6.34)$$

| Bezeichnung | Wert | Bezeichnung | Wert |
|--|------|---|------|
| Druckfestigkeit [N/mm ²] | 3,0 | Biaxiale Druckfestigkeit [N/mm ²] | 3,6 |
| Elastizitätsmodul [N/mm ²] | 3259 | Rohdichte [kg/m ³] | 550 |
| Querdehnungskoeffizient | 0,2 | Dilatanzwinkel [°] | 10 |
| Zugfestigkeit [N/mm ²] | 0,65 | | |

Tab. 6.5: Eingangsparameter des im Rahmen dieser Arbeit geprüften und verwendeten Mörtels für die numerischen Berechnungen

Die Druckfestigkeit des Mörtels kann in den numerischen Berechnungen als leicht variabler Wert angesehen werden. Obwohl in der Regel begleitend zur Pfeilerherstellung Proben des verwendeten Mörtels hergestellt und deren Biegezug- und Druckfestigkeit nach der ÖNORM EN 1015-11:2020 [114] bestimmt werden, kann die unter Laborbedingungen ermittelte Druckfestigkeit von der Mörtelfestigkeit in der Fuge abweichen, vgl. [117]. Kapillaraktive Mauersteine entziehen dem Mauermörtel Wasser und führen zu einem veränderten w/z-Wert im Mauermörtel. Dies kann entweder zu einer Festigkeitssteigerung oder einem Festigkeitsverlust des Mauermörtels führen. Mauersteine, die ein sehr hohes Saugvermögen bis zum Erstarrungsbeginn des Mauermörtels aufweisen, führen zu einer erhöhten Festigkeit, da es zu einer Verdichtung der Hohlräume, die durch den Wasserentzug entstanden sind, kommt. Wenn dem Mauermörtel jedoch zu viel Wasser entzogen wird und der w/z-Wert unter dem für die vollständige Hydratation notwendigen Wert liegt, so kommt es zu einem Festigkeitsverlust, vgl. [118], [16]. Es ist daher empfehlenswert, in den Modellierungen Festigkeitskennwerte zu prüfen, die von den experimentell gemessenen Mörtel- und Mauersteinkennwerten abweichen, da sich die Messwerte unter Laborbedingungen von jenen im Bestandsmauerwerk unterscheiden. Die auftretenden Beanspruchungen können beispielsweise anhand der Auswertung der Spannungsvektoren der jeweiligen Elemente beurteilt und gegebenenfalls angepasst werden. Durch Betrachtung der einzelnen Elemente wird ebenfalls ersichtlich, ob in diesen Bereichen bereits eine Entfestigung stattgefunden hat.

Vereinfachung der Mauersteingeometrie

Die Modellierung sowie die Vernetzung des Vibrosteins sind aufgrund des Lochbildes und der seitlichen Handgriffe deutlich komplexer als jene von Vollsteinen. Für die numerische Berechnung der Druckfestigkeit des Mauersteins, vgl. Unterkapitel 6.4, sollte eine möglichst detaillierte und realitätsnahe Abbildung gewählt werden, sodass es zu keiner Beeinflussung der Kraftreaktion durch die Idealisierung des Mauersteins kommt. Bei der diskreten Modellierung des Mauerwerks ist es jedoch wichtig, neben der realitätsnahen Abbildung der Spannungen und Dehnungen ein leistungsfähiges Modell zu schaffen, dessen Rechenzeit für die gestellte Aufgabenstellung vertretbar ist. Zur besseren Handhabung des

Modells können in einem ersten Schritt beispielsweise eine Vereinfachung der Geometrie, insbesondere der auftretenden Krümmungen, sowie eine gröbere Vernetzung angestrebt werden. Dadurch wird nicht nur die Anzahl der Elemente verringert, sondern auch die auftretenden Nichtlinearitäten reduziert. Um ein noch stärker vereinfachtes Modell für die Mikromodellierung zu schaffen, kann der Vibrostein als Vollstein mit rechteckiger Grundfläche modelliert werden. In Abb. 6.13 werden die Draufsicht des Vibrosteinmodells mit einer geringfügig geänderten Geometrie (Vereinfachung der Krümmungen) und die Draufsicht des stark idealisierten Modells (Vollstein) abgebildet. Zusätzlich werden zur Veranschaulichung der Auswirkungen der Vereinfachungen die jeweiligen plastischen Dehnungen auf der Längsseite des Modells unter Druckbeanspruchung dargestellt.

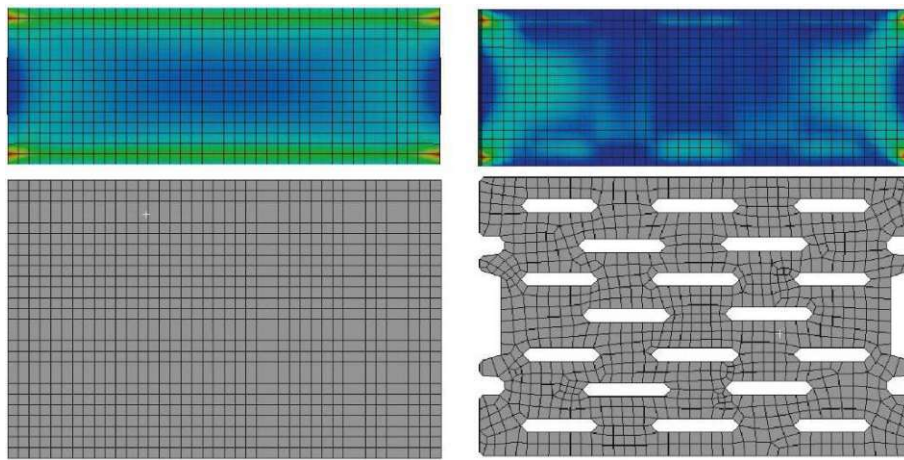


Abb. 6.13: Vereinfachte Darstellung des Vibrosteins ohne Berücksichtigung des Lochbildes: Draufsicht Vernetzung (links unten), Längsseite plastische Vergleichsdehnung (links oben); realitätsgetreue Darstellung des Vibrosteins mit Berücksichtigung des Lochbildes: Draufsicht Vernetzung (rechts unten), Längsseite plastische Vergleichsdehnung (rechts oben)

Die Festigkeitseigenschaften des idealisierten Vollsteins wurden entsprechend angepasst, sodass bei Aufbringung der experimentell ermittelten maximalen Verschiebung bei den beiden Mauersteinmodellen dieselbe Kraftreaktion resultiert. Dadurch ergaben sich für den stark idealisierten Mauerstein die in Tab. 6.6 angeführten Eingangsparameter für den Ziegelsplittbeton.

| Bezeichnung | Wert | Bezeichnung | Wert |
|--------------------------------------|------|---|------|
| Druckfestigkeit [N/mm ²] | 3,78 | Biaxiale Druckfestigkeit [N/mm ²] | 4,54 |
| Zugfestigkeit [N/mm ²] | 0,68 | Dilatanzwinkel [°] | 15 |

Tab. 6.6: Geänderte Eingangsparameter des vereinfachten Modells des Vibrosteins (Vollstein)

Bei kombinierten Beanspruchungen des Mauersteins wäre eine weitere Kalibrierung der Eingangsparmeter notwendig, da die Annahme der Zugfestigkeit durch den nachgebildeten experimentellen Druckversuch nicht validiert werden kann. Die starke Vereinfachung, ohne Berücksichtigung des Lochbildes, führt ebenso dazu, dass auftretende Spannungsspitzen oder das Versagen von einzelnen Stegen im Mauerstein nicht richtig abgebildet werden können. Welche Art der Vereinfachung gewählt wird, sollte von der Art der zu lösenden Problemstellung unter Abwägung der jeweiligen Vor- und Nachteile abhängen.

Kontaktabbildung zwischen Mauerstein und Mauermörtel

Die Festigkeit von Mauerwerk wird unter anderem wesentlich von der Interaktion zwischen Mauerstein und Mauermörtel bestimmt, weshalb es in der numerischen Berechnung wichtig ist, die Kontaktflächen realitätsnah zu definieren. Je nach Beanspruchungsart und zu erwartendem Versagen stehen dafür in den numerischen Berechnungen unterschiedliche Methoden zur Verfügung. Unter anderem kann in *Ansys* ein Kontaktverbund oder ein reibungsbehafteter Verbund definiert werden. Da die Übertragung der Normalkraft in der Trennfuge durch diese Art der Verbunddefinition weiterhin gegeben ist, kann es zielführend sein, ein zusätzliches Kontaktversagen zu definieren. Die Versagensmechanismen im Haftverbund können beispielsweise durch Kontaktelemente oder sogenannte Interfaceelemente definiert werden. Interfaceelemente ermöglichen die Beschreibung der Versagens- und Bruchmechanismen, die Abbildung der auftretenden Verschiebungen im Kontaktbereich sowie die Berücksichtigung der Haftzug- und Haftscherfestigkeiten [163], [164], [16].

Anwendungsbeispiel

Die numerischen Berechnungen des Vibromauerwerks sind stark von den auftretenden Nichtlinearitäten, der Vernetzung, der Definition des Kontaktbereiches zwischen Mauermörtel und Mauerstein sowie der getroffenen Vereinfachung des Modells abhängig. In der Regel entscheidet die Zielsetzung der numerischen Berechnungen über die Wahl der Modellierungsart und Komplexität des Modells. Es kann beispielsweise ausreichend sein, die kritischen Bereiche des Mauerwerks durch Betrachtung der plastischen Vergleichsdehnungen aufzuzeigen. In Abb. 6.14 werden exemplarisch die plastischen Vergleichsdehnungen an der Längs- und Stirnseite des modellierten Vibromauerwerks unter Druckbeanspruchung abgebildet. Dabei ist ersichtlich, dass die plastischen Dehnungen besonders in Pfeilermitte sehr hoch sind. Die kritischen Bereiche der numerischen Modellierung korrelieren somit mit jenen der experimentellen Druckfestigkeitsprüfung des RILEM-Pfeilers, vgl. Abschnitt 5.4.2.

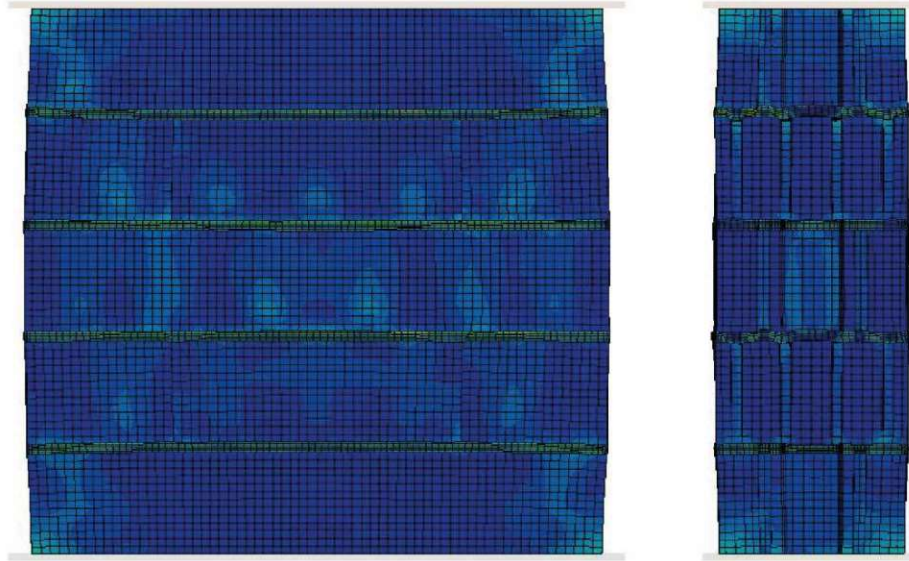


Abb. 6.14: Exemplarische Darstellung der plastischen Vergleichsdehnung bei der Mikromodellierung des Vibromauerwerks unter einaxialer Druckbeanspruchung

Aufgrund der auftretenden Schwierigkeiten, wie beispielsweise der richtigen Darstellung der Versagensmechanismen in der Mörtelfuge sowie der notwendigen Kalibrierung des Materialmodells, beschränkt sich die Anwendung der Mikromodellierung des Vibromauerwerks vorrangig auf Forschungszwecke. Insbesondere beim Vorliegen von mehreren experimentellen Prüfdaten von unterschiedlichem Vibromauerwerk kann ein Mikromodell kalibriert werden, das sich für die generelle Abbildung des Vibromauerwerks eignet und zukünftig Rückschlüsse auf die Tragfähigkeit des Bestandsmauerwerks bei vorhandenen Festigkeiten der Einzelkomponenten Mauerstein und Mauermörtel zulässt.

6.5.2 Makromodell

Numerische Berechnungen von ganzen Wandstrukturen oder Gebäuden werden aufgrund der Komplexität, der auftretenden Nichtlinearitäten sowie der benötigten Rechenleistung bzw. des Zeitaufwands von diskreten Modellierungen häufig mittels makroskopischer Materialmodelle durchgeführt. Für die Beschreibung der orthotropen Festigkeit von regelmäßigem Mauerwerk eignet sich das Versagenskriterium nach Ganz [15], welches für den dreidimensionalen Spannungsraum erweitert wurde [16] und in *Ansys* implementiert ist. In den unterschiedlichen Arbeiten wurde das Materialmodell beispielsweise für die Berechnung der Tragfähigkeit von komplexen Strukturen, wie Brücken- und Kuppeltragwerken oder zur Untersuchung von Strukturantworten von Gebäuden und Wandstrukturen unter resultierenden Horizontallasten aus Erdbeben, Wind etc. untersucht, vgl. beispielsweise [18], [16], [17], [165].

Die praxisrelevanten Untersuchungen des Vibromauerwerks betreffen neben dem Nachweis des vertikalen Lastenabtrags auch das spezifische Materialverhalten unter außergewöhnlichen Einwirkungen, wie beispielsweise Erdbeben. Im Rahmen von Dachgeschossausbauten oder Aufstockungen muss das Bestandsgebäude unter anderem bezüglich seines Widerstandes gegenüber Erdbebenbeanspruchungen nachgewiesen werden muss [122]. In der vorliegenden Arbeit wurde der Fokus der experimentellen Materialuntersuchungen auf die Bestimmung der Druckfestigkeit von Mauerstein und Mauerwerk gelegt. Folglich beschränkten sich die numerischen Materialuntersuchungen ebenfalls auf die Abtragung von vertikalen Lasten. Das nachfolgend vorgestellte Makromodell soll als erste Grundlage dienen, um nach der weiteren Definierung der Eingangsparameter Wandstrukturen aus Vibrosteinen bezüglich deren Strukturantwort unter Vertikal- und Horizontallasten untersuchen zu können. Eine vollständige Kalibrierung bzw. Validierung der gewählten Eingangsparameter des Materialmodells wird beispielsweise anhand der Nachbildung von experimentellen Prüfungen unter kombinierten Beanspruchungen ermöglicht.

Um die Mauerwerksstruktur anhand des Makromodells zielführend untersuchen zu können, sollte die Größe der Mauersteine im Vergleich zum abgebildeten Mauerwerksausschnitt klein sein. Der im Rahmen dieser Arbeit experimentell untersuchte RILEM-Pfeiler besteht aus insgesamt 5 Scharren mit jeweils zwei ganzen oder einem Ganzen und zwei halben Mauersteinen. Es ist daher nicht möglich, die Vernetzungselemente in der numerischen Modellierung so zu wählen, dass sie deutlich größer sind als der Fugenabstand, weshalb bei den Mauerwerkskörpern jeweils eine Elementbreite von 390 mm und eine Elementhöhe von 255–272 mm gewählt wurde. Um den Einfluss der Elementgröße auf das Berechnungsergebnis zu prüfen, wurden ergänzend zu den RILEM-Pfeilern wandhohe Mauerwerksstrukturen (siehe Abb. 6.15) untersucht. Dabei wurde neben einer feineren ebenfalls eine gröbere Vernetzung, deren Elemente deutlich größer als die Mauersteine sind, gewählt. Es zeigte sich, dass die Elementgröße bei der untersuchten einaxialen Druckbelastung einen vernachlässigbar geringen Einfluss auf das Berechnungsergebnis hat.

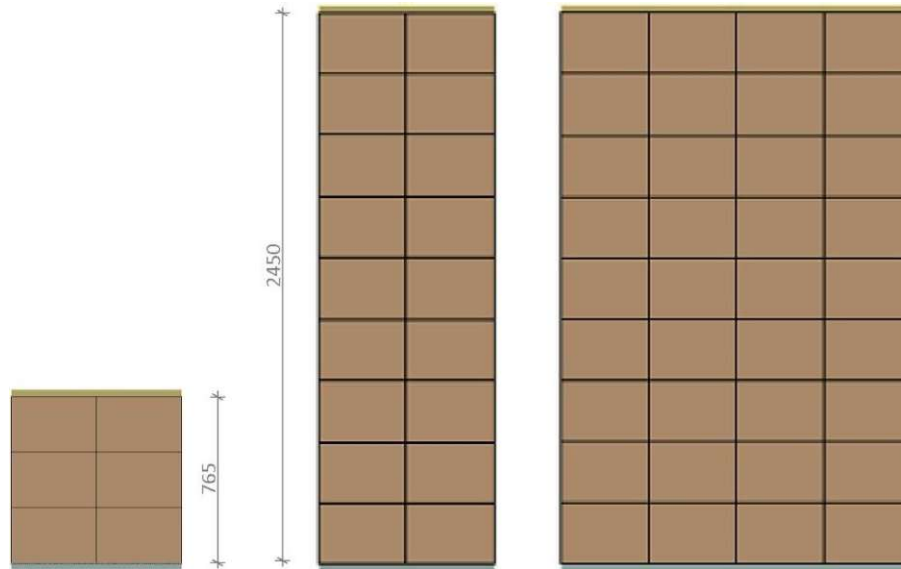


Abb. 6.15: Elementgrößen der numerischen Berechnung bei den unterschiedlichen Größenskalen des Mauerwerks

Zur Prüfung des Materialmodells wurde am nachgebildeten RILEM-Pfeiler die experimentell gemessene Verschiebung aufgebracht und die resultierende Kraftreaktion an der Pfeilerunterseite gemessen. Ergänzend dazu wurde die Verschiebung skaliert und die Antwortreaktionen von größeren Wandausschnitten gemessen. Bei den drei untersuchten Größenskalen stellten sich jeweils Spannungsreaktionen von 2,11–2,14 N/mm² ein. Die verwendeten Eingangsparameter für das Materialmodell werden in Tab. 6.7 angeführt. Die grün hinterlegten Werte wurden jeweils aus den experimentellen Messwerten sowie Literaturangaben abgeleitet oder sie wurden als erste Berechnungsgrundlage aus kalibrierten Mauerwerksmodellen, die in der Literatur [17], [16] zu finden sind, übernommen und ihr Einfluss auf die Festigkeitsentwicklung überprüft.

| Elastizitätskennwerte | | | | | Festigkeitskennwerte | | |
|-------------------------------|------------------------------------|--------------------------------|----------------------------------|--|----------------------------------|----------------------------------|----------------------------------|
| E_x [N/mm ²] | E_y, E_z [N/mm ²] | $\nu_{xy}, \nu_{zy}, \nu_{zx}$ | G_{xy} [N/mm ²] | G_{yz}, G_{xz} [N/mm ²] | f_{mx} [N/mm ²] | f_{my} [N/mm ²] | f_{tx} [N/mm ²] |
| 3018 | 2012 | 0,10 | 1207 | 805 | 2,15 | 1,4 | 0,01 |

| Festigkeitskennwerte | | | | | | | |
|----------------------------------|---------------|-----------------|---------------|-----------------|------------------------|-------|------|
| f_{ty} [N/mm ²] | ϕ [°] | ϕ_r [°] | ψ [°] | ψ_r [°] | GFF1 | GFS1 | GFF2 |
| | | | | | [Nmm/mm ²] | | |
| 0,1 | 38 | 24 | 38 | 24 | 0,004 | 0,015 | 0,08 |

Tab. 6.7: Eingangsparameter für die Makromodellierung des Vibromauerwerks

Die Tragfähigkeit des Mauerwerks unter einaxialer Druckbelastung hängt in den numerischen Berechnungen fast ausschließlich von der definierten Mauerwerksdruckfestigkeit ab, weshalb die Änderung der in Tab. 6.7 grün hinterlegten Werte nur zu einer geringfügigen Änderung der Kraftreaktion führen. Zur umfassenden und realitätsgetreuen Kalibrierung des Materialmodells wären neben dem einaxialen Druckversuch weitere Materialprüfungen unter verschiedenen Beanspruchungsarten notwendig.

Das makroskopische Materialmodell kann insbesondere für die Beschreibung der Strukturantwort des Gebäudes bzw. von Wandstrukturen unter horizontalen Einwirkungen (Erdbebenlasten, Wind) angewendet werden. Dafür ist jedoch eine vollständige Kalibrierung des Materialmodells aus vorhergehenden experimentellen Materialprüfungen, wie beispielsweise großformatigen Schubversuchen bzw. Versuchen unter kombinierten Beanspruchungen, notwendig. Zudem ist in der numerischen Berechnung eine größere Anzahl von Elementen und somit ein größerer Versuchsaufbau empfehlenswert, um den Spannungs- und Verschiebungszustand des Mauerwerks realitätsnah abbilden und das Kontinuumsmodell zielführend einsetzen zu können.

7 Bestandsbeurteilung von Mauerwerk aus Ziegelsplittbeton-Hohlblocksteinen

Die Vorgehensweise bei der Beurteilung der Tragfähigkeit von Bestandsbauwerken wird in Europa nicht einheitlich festgehalten. In den unterschiedlichen Ländern sind jeweils spezielle Regelwerke anzuwenden, wie beispielsweise:

- Österreich: Beurteilung der Tragfähigkeit von bestehenden Tragwerken – Teil 1: Hochbau ÖNORM B 4008-1:2018 [122]
- Schweiz: Normenreihe SIA 269 „Erhaltung von Tragwerken“
- Italien: Technische Normen für Konstruktionen 2018 (Norme tecniche per le costruzioni, NTC)
- Niederlande: Normen zur Bewertung bestehender Strukturen im Falle des Umbaus und der Beanstandung: NEN 8700:2011 + A1:2020 nl (Assessment of existing structures in case of reconstruction and disapproval – Basic rules); NEN 8701:2011 + A1:2020 nl (Assessment of existing structures in case of reconstruction and disapproval – Actions)

Da sich die Bewertung des Vibromauerwerks im Rahmen der vorliegenden Arbeit auf die kommunalen Wohnbauten in Wien bezieht, wird in diesem Kapitel ausschließlich auf die Beurteilung der Tragfähigkeit von bestehenden Bauwerken in Österreich nach der ÖNORM B 4008-1:2018 [122] eingegangen. Darin wird unter anderem auf die generelle Vorgehensweise bei der Tragfähigkeitsbewertung von Bestandsbauwerken, auf die zu erreichenden Sicherheitsniveaus sowie den Umfang und die Art der notwendigen Bestandsuntersuchungen eingegangen. Des Weiteren wird basierend auf den durchgeführten experimentellen Untersuchungen die Tragfähigkeit des Vibromauerwerks nach Eurocode 6 bestimmt sowie die Möglichkeiten der Bestandsbewertung von Mauerwerk aus Ziegelsplittbeton-Hohlblocksteinen diskutiert.

7.1 Beurteilung der Tragfähigkeit von Bestandsgebäuden nach der ÖNORM B 4008-1:2018

Generell gilt bei der Nutzung von bestehenden Bauwerken der Vertrauensgrundsatz, da die Bauwerke bereits viele Jahre unter Erprobung standen und davon ausgegangen werden kann, dass sie zum Zeitpunkt der Errichtung nach den damals geltenden Technischen Regeln hergestellt wurden. Die Bewertung der Tragfähigkeit von Bestandsbauwerken ist in Österreich beispielsweise dann notwendig, wenn konstruktive Eingriffe in das Tragwerk erfolgen, Lasterhöhungen durch einen Umbau bzw. eine Erweiterung stattfinden oder außergewöhnliche Ereignisse einwirkten (Brand, Explosion etc.).

7.1.1 Schadensfolgeklasse und Kenntnisstand

In der ÖNORM B 1990-1:2013 [166] wird die Schadensfolgeklasse der jeweiligen Gebäude bestimmt. Sie legt die erforderlichen Kenntnisstände für die zu untersuchenden Bauteile bzw. Tragwerksbereiche fest. Wohn- und Bürogebäude zählen prinzipiell zur Schadensfolgeklasse CC2, weshalb auch die kommunalen Wohnbauten der Nachkriegszeit dieser Schadensfolgeklasse zuzuordnen sind. In der Klasse CC2 ist für die Beurteilung der Einzelbauteile der Kenntnisstand KL 3 (vollständiger Kenntnisstand), für den Tragwerksbereich KL 2 (normaler Kenntnisstand) und für das Gesamtgebäude KL 2 notwendig, vgl. Tab. 7.1. Ein beschränkter Kenntnisstand ist lediglich für die Schadensklasse CC1, zu welcher Gebäude ohne regelmäßigen Personenverkehr, wie beispielsweise Gewächshäuser oder Scheunen, zählen, vorgesehen und wird deshalb nachfolgend nicht weiter beschrieben.

| Schadensfolgeklasse nach [144] | Erforderlicher Kenntnisstand | | |
|--------------------------------|------------------------------|------------------|---------------|
| | Einzelbauteil | Tragwerksbereich | Gesamtgebäude |
| CC1 | KL 3 | KL 2 | KL 1 |
| CC2 | KL 3 | KL 2 | KL 2 |
| CC3 | KL 3 | KL 3 | KL 2 |

Tab. 7.1: Mindestens erforderliche Kenntnisstände in Abhängigkeit von der Schadensfolgeklasse nach [122]

Zur Erreichung der Kenntnisstände werden im Anhang B der ÖNORM B 4008-1:2018 [122] die Inspektionsniveaus bzw. die erforderlichen Zustandsaufnahmen am Bauwerk und den einzelnen Bauteilen definiert. Dabei werden die einzelnen Bereiche bezüglich der erforderlichen Unterlagen zur Beurteilung der Bauteilgeometrie, der konstruktiven Einzelheiten, der Werkstoffgüten, des Zustandes der Baustoffe sowie der Aufbauten und Nutzlasten unterteilt. Für die Beurteilung der Werkstoffgüten und des Zustandes der Baustoffe gelten für den vollständigen Kenntnisstand folgende Bedingungen: *„Es sind alle für die Berechnungsnachweise erforderlichen Werkstoffeigenschaften entweder durch umfassende Aufnahmen vor Ort oder durch vollständige, detaillierte Angaben auf den Bauplänen, zusammen mit den Vorschriften und Normen, die zur Zeit der Errichtung der Bauteile gültig waren, bekannt. Die Angaben der Baupläne sind durch Stichproben in beschränktem Umfang vor Ort, vorzugsweise an den Stellen der höchsten Beanspruchung durchgeführt, zu überprüfen oder durch eigene Versuche zu ergänzen“* [122].

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass bei einer höheren Schadensfolgeklasse der Gebäude höhere Anforderungen an die vorhandenen Unterlagen, wie die vorhandenen Bestandspläne

und die Originalstatik sowie die Überprüfung der Materialeigenschaften am Bestandsbauwerk, gefordert werden.

7.1.2 Rechnerischer Nachweis der Tragfähigkeit von Bestandsbauwerken

Der rechnerische Nachweis der Tragfähigkeit erfolgt bei den Bestandsobjekten in der Regel nach aktuellem Normenstand. Ein Nachweis des Bestandstragwerks nach den bei der Errichtung des Gebäudes gültigen Normen ist unter anderem dann zulässig, wenn bei der baulichen Änderung keine wesentliche Lasterhöhung erfolgt [122]. Ein Dachgeschossausbau oder eine Aufstockung stellen in der Regel eine deutliche Lasterhöhung dar, weshalb das Bestandsmauerwerk nach den aktuellen Normen nachgewiesen werden muss.

Eine Unterschreitung des normativ geforderten Zuverlässigkeitsniveaus darf lediglich für außergewöhnliche Lastfälle sowie Erdbeben erfolgen. Die akzeptablen Zuverlässigkeitsniveaus werden dabei in der ÖNORM B 4008-1:2008 [122] sowie der ÖNORM B 1998-3:2018 [167] angeführt. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wird ausschließlich auf die vertikale Lastabtragung Bezug genommen, weshalb die Reduzierung des Zuverlässigkeitsniveaus nicht behandelt wird. Bei dem rechnerischen Nachweis der Tragfähigkeit gilt es demnach, die in den aktuellen Normen festgelegten Zuverlässigkeitsstandards und die Bedingung $E_d \leq R_d$ einzuhalten. Dabei ist E_d der Bemessungswert der Auswirkung der Einwirkung und R_d der Bemessungswert des Widerstandes.

$$E_d \leq R_d \quad (7.1)$$

Die Bemessungswerte der Einwirkungen werden unabhängig davon, ob es sich um einen Neubau oder ein Bestandsgebäude handelt, nach der ÖNORM EN 1990:2013 [144] und der ÖNORM B 1990-1:2013 [166] ermittelt. Der Widerstand des spezifischen Baumaterials wird nach den jeweils gültigen Eurocodes nachgewiesen. Für Mauerwerk wird der Nachweis der Tragfähigkeit nach Eurocode 6 durchgeführt. Für Bestandsbauwerke muss in der Regel im Vorhinein eine Befundung des Mauerwerks stattfinden, um die spezifischen Materialkennwerte zu prüfen.

7.2 Befundung von Mauerwerk

7.2.1 Befundung von Mauerwerk nach der ÖNORM B 4008-1:2018

Für die Berechnung des Grenzzustandes der Tragfähigkeit des Mauerwerks muss eine Befundung des Bestandsobjektes zur Erfüllung des jeweils benötigten Kenntnisstandes durchgeführt werden. Die ÖNORM B 1996-3:2016 [168] sieht vor, dass zum Erreichen des Kenntnisstandes 3 pro angefangenen

1 000 m² Bruttogeschossfläche und Mauerwerksart mit gleichartigen Materialien eine Prüfserie (mindestens zwei Prüfserien je Bestandsobjekt) durchgeführt werden muss, um die Materialkennwerte ausreichend genau feststellen zu können. Um die Anforderungen des Kenntnisstandes 2 zu erfüllen, müssen mindestens 50 % der Befundungen des Kenntnisstandes 3 erfolgen.

Als eine Prüfserie gelten:

- mindestens drei Mauerwerksprüfkörper, die 4 oder mehr Lagerfugen aufweisen und dem Bestand entnommen werden,
- mindestens drei Prüfstellen zur Bestimmung der Festigkeit von Mauerstein und Mauermörtel durch die Entnahme von Materialproben und zur Druckfestigkeitsprüfung entsprechend den Abschnitten D.2.2 und D.2.3 der ÖNORM B 1996-3:2016 [168] oder
- mindestens sechs Prüfstellen zur Bestimmung der Komponentenfestigkeit von Mauerstein und Mauermörtel mittels Rückprall- und Eindringmessung entsprechend den Abschnitten D.2.2 und D.2.3 der ÖNORM B 1996-3:2016 [168]

Die Entnahme der Mauerwerksprüfkörper stellt einen sehr großen Eingriff in das statische System der Mauerwerkswand dar. Gegebenenfalls ist der geschwächte Wandabschnitt bezüglich der ausreichenden Lastabtragung nachzuweisen. In vielen Fällen ist dieser Eingriff am Bestandsbauwerk nicht möglich oder wäre mit einem zu großen Aufwand verbunden. In der Regel wird daher die Bestimmung der Komponentenfestigkeiten bevorzugt, da sie im Bestand problemloser durchgeführt werden kann. Es ist jedoch anzumerken, dass die Berechnung der Mauerwerksfestigkeit anhand der Ergebnisse der Prüfung an Mauerstein und Mauermörtel nur eine Annäherung an die tatsächliche Mauerwerksfestigkeit darstellt und somit eine ergänzende Prüfung von Mauerwerksprüfkörpern eine zusätzliche Sicherheit in der Bestandsbeurteilung bietet.

7.2.2 Befundung von Vibromauerwerk

Die Prüfung von Bestandsmörtel kann beim Vibromauerwerk anhand der üblichen Verfahren, wie der Eindringprüfung und des Stempeldruckverfahrens, nach der ÖNORM B 1996-3:2016 [168] durchgeführt werden. Die Prüfung der Stempeldruckfestigkeit eignet sich besonders für die Festigkeitsbestimmung von Mörteln mit einer geringen Festigkeit ($< 5 \text{ N/mm}^2$). Im Bestand müssen Mörtelbruchstücke mit einem Mindestdurchmesser von 50 mm und einer fugendicken Höhe entnommen werden. Nachfolgend werden die Mörtelproben mittels Prüfstempeln belastet und ihre Druckfestigkeit bestimmt [Paus96]. Eine weitere zerstörungsarme Prüfmethode für Bestandsmörtel stellt das Eindringverfahren dar. Dabei wird auf den Rückprallhammer ein spezieller Prüfaufsatz gegeben, die Eindringtiefe in den Mörtel gemessen und auf die Normfestigkeit umgerechnet [169]. Bei den kommunalen Wohnbauten

der Nachkriegszeit sind große Schwankungen der Mörtelfestigkeiten und -qualitäten zu erwarten, weshalb sich eine umfassende Prüfung der Mörtelfestigkeit anhand beider Prüfverfahren empfiehlt.

Eine zerstörungsarme bzw. zerstörungsfreie Prüfung der Mauersteinfestigkeit ist aufgrund der vorhandenen Hohlräume im Vibrostein kaum möglich bzw. lässt keine zuverlässige Beurteilung der Festigkeit der Vibrosteine zu. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurden Testversuche zur Festigkeitsbestimmung der Vibrosteine mittels Rückprallhammer durchgeführt. Dabei konnten jedoch keine brauchbaren Ergebnisse erzielt werden, da die Prüfwerte eine sehr starke Streuung aufwiesen. Zum einen variierten die Ergebnisse aufgrund des inhomogenen Ausgangsmaterials je nach Prüfstelle (Ziegelsplitt, Bindemittel, Porenraum) und zum anderen aufgrund der unterschiedlichen Stegdicken mit dahinterliegenden Hohlräumen. Die Prüfung mittels Rückprallhammer stellt somit angesichts der Lochstruktur sowie der Gefügezusammensetzung keine geeignete Variante dar, um auf die Druckfestigkeit des gesamten Vibrosteins zu schließen.

Eine zerstörungsarme Möglichkeit zur Beurteilung der Festigkeit von Mauersteinen ist die Entnahme von Bohrkernen. Bei Vollsteinen funktioniert dieses Verfahren sehr gut und es kann von der experimentell ermittelten Druckfestigkeit der Bohrkern auf die Festigkeit des Vollziegels umgerechnet werden. Dieses Verfahren eignet sich jedoch kaum zur Anwendung bei Hohlblöcken, da aus diesen keine ganzen Bohrkern entnommen werden können und derzeit kein Umrechnungsfaktor zur Berücksichtigung der Prüfkörpergröße sowie der Geometrie der Mauersteine vorliegt. Die Prüfung von halben Mauersteinen führt ebenfalls zu einem abweichenden Prüfergebnis, da davon auszugehen ist, dass der Mantel von Hochlochziegeln wesentlich zum Tragverhalten des Mauersteins beiträgt, vgl. [Pech et al. 2018]. Die Problematik der eingeschränkten Anwendungsmöglichkeiten von zerstörungsarmen bzw. zerstörungsfreien Prüfmethode tritt nicht nur bei Hohlblöcken, sondern auch bei Hochlochziegeln auf. In der Arbeit von Köpf [170] wurde der Zusammenhang zwischen der Druckfestigkeit von Hochlochziegeln und der Stempeldruckfestigkeit von aus dem Ziegel gewonnenen Kleinprüfkörper untersucht. Das Verfahren eignet sich für eine zerstörungsarme Bestimmung der Druckfestigkeit von Hochlochziegeln im Bestand. Diese Methode kann jedoch nicht auf Ziegelsplittbeton-Hohlblöcke umgelegt werden, da sich diese in ihrer Lochstruktur sowie dem Ausgangsmaterial deutlich von den Hochlochziegeln unterscheiden und somit auch ein unterschiedliches Tragverhalten aufweisen.

Derzeit liegt kein erprobtes und in der Praxis durchgeführtes Verfahren zur Bestimmung der Druckfestigkeit von Hohlblöcken aus den Festigkeitseigenschaften von aus dem Mauerstein gewonnenen Kleinprüfkörpern vor. Die Bestandsuntersuchung für den Nachweis der Tragfähigkeit des Bestandsbauwerks

würde es daher erfordern, ganze Steine an der bestehenden Mauerwerkswand zu entnehmen und zu prüfen. Eine Prüfserie erfordert die Entnahme von mindestens fünf Prüfkörpern [86]. Bei mindestens zwei geforderten Prüfserien, würden insgesamt zehn ganze Steine der Wand entnommen und geprüft werden. In der Regel werden die kommunalen Wohnbauten während einer Aufstockung oder eines Ausbaus weiterhin bewohnt, weshalb große Eingriffe in die Wandstruktur kaum bzw. nicht möglich sind. Die Entnahme stellt zudem einen massiven Eingriff in die Tragstruktur des Mauerwerks dar, da für den Ausbau der Mauersteine die umliegende Wandstruktur teilweise beschädigt wird. Bei dem Mauerwerk aus Vibrosteinen mit den Maßen von rund 39 x 25 x 14 cm ist davon auszugehen, dass durch die Entnahme von fünf Mauersteinen ein Wandausbruch von etwa 100 x 65 cm entsteht, vgl. Abb. 7.1. In den meisten Fällen ist die Herstellung eines derart großen Wandausbruchs bei kommunalen Wohnbauten nicht möglich bzw. beispielsweise nur im Rahmen eines Dachgeschossrückbaus durchführbar.

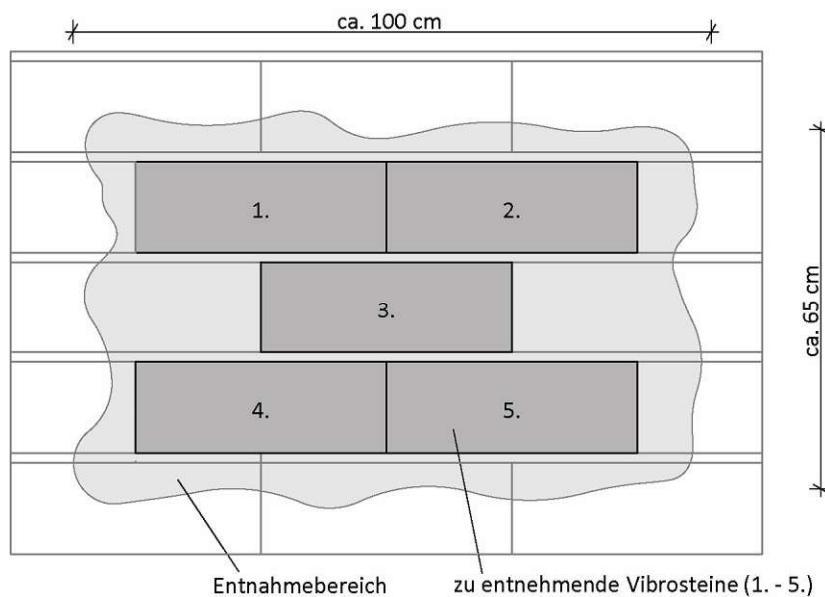


Abb. 7.1: Eingriff in das Mauerwerk bei der Entnahme von fünf Mauersteinen

Um die Möglichkeiten der Befundung des Vibromauerwerks zu erweitern, werden im Rahmen der Arbeit numerische Modelle vorgestellt, um von der Druckfestigkeit der Kleinprüfkörper auf die Mauersteinfestigkeit zu schließen. Die Vorgehensweise wird in Unterkapitel 6.4 beschrieben und die praktische Anwendung für Bestandsmauerwerk in Unterkapitel 7.4 diskutiert.

7.3 Bestimmung der Druckfestigkeit von Vibromauerwerk

7.3.1 Bestimmung der Druckfestigkeit anhand der Festigkeiten der Einzelkomponenten

Die Tragfähigkeit von Mauerwerk wird nach der ÖNORM EN 1996-1-1:2019 [74] in Abhängigkeit von der Mauerstein- und der Mörteldruckfestigkeit mittels der nachfolgenden Potenzfunktion berechnet.

$$f_k = K \times f_b^\alpha \times f_m^\beta \quad (7.2)$$

Mit:

- f_k charakteristische Druckfestigkeit des Mauerwerks
- K Beiwert in Abhängigkeit von der Mauerstein- und Mörtelart
- α, β Exponenten in Abhängigkeit von der Mauerstein- und Mörtelart
- f_b normierte Druckfestigkeit eines Mauersteins
- f_m Druckfestigkeit des Mörtels

Nach Tab. 3.1 der ÖNORM EN 1996-1-1:2019 [74] gehören Betonsteine mit einem Gesamtlochanteil (% des Bruttovolumens) kleiner oder gleich 25 % und einem Einzellochanteil (% des Bruttovolumens) kleiner oder gleich 12,5 % zur Mauersteingruppe 1. Die Vibrosteine weisen einen Gesamtlochanteil von 15,1% auf, vgl. Abschnitt 5.1.3, und zählen somit zur Gruppe 1. Der Beiwert K sowie die Exponenten α und β werden gemäß der Kombination der Mauerstein- und Mörtelart des nationalen Anhangs der ÖNORM B 1996-1-1:2016 (Tab.2) [74] gewählt. Für die Materialkombination der durchgeführten Versuche am Vibromauerwerk ergibt sich ein Beiwert K von 0,50, ein Wert für α von 0,65 und ein Wert β von 0,25. Alternativ dazu könnte der Vibrostein der Mauersteinart Porenbeton zugeordnet werden. Die Beiwerte der Porenbeton- und Betonsteine der Gruppe 1 sind jedoch ident, weshalb die Zuordnung das Berechnungsergebnis nicht beeinflusst. Der für die experimentellen Prüfreihen eingesetzte Leichtmauermörtel besitzt eine Rohdichte von 550 kg/m³. Da für Leichtmauermörtel mit einer Rohdichte < 600 kg/m³ in der ÖNORM B 1996-1-1:2019 [143] keine Angaben gemacht werden, wird der Exponent β für den verwendeten Mauermörtel gemäß den Leichtmörteln mit einer Rohdichte zwischen 600 und 800 kg/m³ festgelegt.

Durch Einsetzen der experimentell ermittelten Druckfestigkeiten des Mauersteins ($f_b = 9,07 \text{ N/mm}^2$), und des Mauermörtels ($f_m = 3,00 \text{ N/mm}^2$) in die Gleichung (7.2) ergibt sich eine Mauerwerksfestigkeit von 2,75 N/mm². Bei Anwendung der charakteristischen Bemessungswerte, welche durch die statistische Auswertung nach der ÖNORM EN 1990:2013 Anhang D [144] erfolgt, vgl. Unterkapitel 5.5, ergibt

sich eine charakteristische Druckfestigkeit der Vibrosteine von $7,80 \text{ N/mm}^2$. Durch Einsetzen dieses Wertes in die Gleichung (7.2) ergibt sich eine Druckfestigkeit des Mauerwerks von $2,50 \text{ N/mm}^2$.

Die Bestimmung der Mauerwerksdruckfestigkeit aus der Festigkeit der Einzelkomponenten stellt nur eine Näherung an die tatsächliche Festigkeit dar. Aus diesem Grund ist es gerade bei untypischen und wenig untersuchten Kombinationen von Mauerstein und Mauermörtel zielführend, ergänzende Prüfungen an Mauerpfeilern durchzuführen.

Bemessungswert der Mauerwerksdruckfestigkeit

Für die Festlegung des Bemessungswertes der Mauerwerksdruckfestigkeit wird die ermittelte charakteristische Druckfestigkeit durch den Teilsicherheitsbeiwert, welcher in Abhängigkeit von der Mauersteinkategorie definiert wird, dividiert. Nach der ÖNORM EN 771-5:2015 [90] zählen die Mauersteine bzw. Betonwerksteine zur Kategorie I, wenn sie eine deklarierte Druckfestigkeit aufweisen und die Wahrscheinlichkeit, dass diese Festigkeit nicht erreicht wird, bei maximal 5 % liegt. Alle weiteren Mauersteine, welche diesem Vertrauensniveau nicht entsprechen, werden zur Kategorie II gezählt. Bei Bestandsbauwerken werden die Mauersteine in der Regel der Kategorie II zugewiesen.

In Abhängigkeit von der Kategorie der Mauersteine wird in den nationalen Festlegungen der Teilsicherheitsbeiwert für Mauerwerk definiert. In den nationalen Festlegungen der ÖNORM EN 1996-1-1:2016 [74] wird der Teilsicherheitsbeiwert für Steine der Kategorie II mit $\gamma_m = 2,5$ angegeben. Der Bemessungswert der Druckfestigkeit f_d ergibt sich dabei nach folgender Gleichung (7.3):

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m} \quad (7.3)$$

Bei einer charakteristischen Druckfestigkeit von $f_k = 2,75 \text{ N/mm}^2$ und einem Teilsicherheitsbeiwert γ_m von 2,5 ergibt sich ein Bemessungswert des Mauerwerks von $1,10 \text{ N/mm}^2$.

7.3.2 Bestimmung der Druckfestigkeit anhand der Pfeilerprüfungen

Alternativ zu der Bestimmung der Tragfähigkeit des Mauerwerks anhand der Einzelkomponenten, vgl. Abschnitt 7.3.1, kann diese anhand der Prüfung von Mauerwerkspfeilern ermittelt werden. Die ÖNORM B 1996-3:2016 [168] sieht vor, dass mindestens drei Mauerwerkspfeilkörper mit wenigstens vier Lagerfugen dem Bestand entnommen und geprüft werden müssen, sodass ihre Druckfestigkeit jener des nachzuweisenden Wandabschnitts entspricht. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit war diese

Vorgehensweise nicht möglich, da lediglich dem Bestand entnommene Vibrosteine zur Versuchsdurchführung zur Verfügung standen. Aus den Vibrosteinen wurden insgesamt vier Mauerwerkspfeiler hergestellt und anschließend die Druckfestigkeit nach der ÖNORM EN 1052-1:1999 [6] geprüft, vgl. Abschnitt 5.4.2. Als Mörtel wurde ein werksgemischter Leichtmauermörtel eingesetzt, da dieser geringe Druckfestigkeitswerte aufweist und eine Reproduktion der Versuche zulässt, vgl. Abschnitt 5.4.1. Die experimentell ermittelte Druckfestigkeit der RILEM-Pfeiler liegt zwischen 1,90 und 2,35 N/mm². Der Mittelwert der Prüfergebnisse beträgt 2,15 N/mm². Nach der ÖNORM EN 1052-1:1999 [6] ergibt sich die charakteristische Druckfestigkeit des Mauerpfeilers aus dem kleinsten Wert der Einzelprüfungen oder der mittleren Druckfestigkeit dividiert durch 1,2. Daraus ergibt sich eine charakteristische Druckfestigkeit f_k der Mauerwerkspfeiler von 1,9 N/mm².

Bei der Prüfung von RILEM-Pfeilern kann es aufgrund des geringeren Fugenteils im Vergleich zu geschosshohen Pfeilern zu einer Überschätzung der Druckfestigkeit des Mauerwerks kommen. Bei wandhohen Prüfkörpern wurde eine Minderung der Traglast gegenüber von RILEM-Pfeilern um den Faktor 0,9 beobachtet [171], [172]. Die charakteristische Druckfestigkeit $f_k = 1,9$ N/mm² multipliziert mit dem Faktor 0,9 ergibt eine Druckfestigkeit von 1,71 N/mm² für geschosshohes Vibromauerwerk. Der Bemessungswert f_d ergibt sich durch Division der charakteristischen Druckfestigkeit f_k durch den Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_m = 2,5$ (vgl. Gleichung (7.3)) und ergibt einen Wert von $f_d = 0,76$ N/mm² und $f_d = 0,68$ N/mm² bei einer angenommenen Abminderung zur Berücksichtigung der Prüfkörperhöhe.

7.3.3 Vergleich der Berechnungs- und Prüfergebnisse der Mauerwerksfestigkeit

Wie die vorhergehenden Unterkapitel zeigen, unterscheidet sich die anhand der Einzelkomponentenfestigkeiten ermittelte Mauerwerksdruckfestigkeit von jener der geprüften RILEM-Pfeiler. Es wäre zu erwarten gewesen, dass die Ermittlung der Druckfestigkeit anhand der Einzelkomponentenfestigkeiten auf der sicheren Seite liegend, eine geringere Druckfestigkeit als die Prüfung des Mauerwerkspfeilers ergibt. Wie in Tab. 7.2 ersichtlich, ist bei dem geprüften Vibromauerwerk die Pfeilerdruckfestigkeit um rund 31 % geringer als die mittels der Einzelkomponentenfestigkeiten berechnete Mauerwerksdruckfestigkeit.

| | f_k [N/mm ²] | γ_m | f_d [N/mm ²] |
|---|----------------------------|------------|----------------------------|
| Berechnung mittels der Einzelkomponentenfestigkeiten nach Gleichung (7.2) | 2,75 | 2,5 | 1,1 |
| Ergebnisse der Prüfung der Mauerwerkspfeiler | 1,9 | 2,5 | 0,76 |

Tab. 7.2: Zusammenfassung der Druckfestigkeiten des untersuchten Vibromauerwerks

Die geringe Festigkeit der Mauerwerkspfeiler kann unter anderem auf die Verwendung einer ungünstigen Mauerstein-Mauermörtel-Kombination, die charakteristischen Eigenschaften des Leichtmauermörtels sowie eine relativ hohe Lagerfugendicke zurückgeführt werden. Zudem weisen die Vibrosteine eine relativ geringe Zugfestigkeit auf, was zu einem frühzeitigen Versagen des Mauerwerkspfeilers aufgrund der Überschreitung der Querkzugfestigkeiten führte, vgl. Abschnitt 5.4.2. Einen weiteren Grund für die vergleichsweise hohe rechnerische Mauerwerksfestigkeit kann die Überschätzung der Druckfestigkeit des Vibrosteins darstellen, da die Randbedingungen bei der Versuchsdurchführung, wie eine geringe Prüfkörperschlankheit und eine Querdehnungsbehinderung, eine nicht zu vernachlässigende Auswirkung auf das Prüfergebnis haben.

7.3.4 Vergleich mit den vorhandenen Zulassungen der Nachkriegszeit

In der Nachkriegszeit galt das deterministische Sicherheitskonzept, in welchem die vorhandene Spannung σ_{vorh} der zulässigen Spannung σ_{zul} im betrachteten Querschnitt gegenübergestellt werden (siehe Gleichung (7.4)). Die Wahrscheinlichkeiten der tatsächlichen Verteilungen der Einwirkungen und Widerstände bleiben bei dem Sicherheitskonzept unberücksichtigt und es wird ausschließlich auf der Widerstandsseite ein Gesamtsicherheitsfaktor definiert [173].

$$\sigma_{\text{vorh}} \leq \sigma_{\text{zul}} \quad (7.4)$$

Demgegenüber steht das semiprobabilistische Sicherheitskonzept, welches seit Einführung der Eurocodes anzuwenden ist. Dabei wird die Widerstands- sowie Einwirkungsseite nach dem 5% bzw. 95% Fraktilwert der jeweiligen Dichtefunktion (Wahrscheinlichkeiten der tatsächlichen Verteilung) bestimmt. Nach Eurocode 0 muss der Bemessungswert der Einwirkung E_d kleiner sein, als der Bemessungswiderstand R_d des Bauteils, vgl. Gleichung (7.1). Die Bewertung der Tragfähigkeit von Bestandsbauwerken der Nachkriegszeit im Rahmen eines Dachgeschossausbaus oder einer Aufstockung erfordert den Nachweis der vertikalen Lastabtragung nach aktuellem Normenstand, vgl. Unterkapitel 7.1., weshalb jedenfalls das semiprobabilistische Sicherheitskonzept anzuwenden ist.

In den Zulassungen der Vibrosteine wird ausschließlich auf die zulässige Druckfestigkeit des Mauerwerks hingewiesen und keine Angaben zu der charakteristischen Festigkeit des Mauerwerks gemacht. In der Zulassung der Wiener Baubedarfs-gesellschaft [60] wird eine zulässige Randspannung des Mauerwerks von 0,4 N/mm² angegeben. Die Ebenseer Betonwerke GmbH führt in ihrer Zulassung [61] eine zulässige Mauerwerksspannung von 0,6 N/mm² bei Zuschlag aus Ziegelsplitt oder Schlacke mit Sand an. Beim IBG-Hohlblockstein mit Zuschlag aus Ziegelsplitt und Sandzusatz wird die zulässige

Druckspannung auf $0,9 \text{ N/mm}^2$ festgelegt [62]. In einem ergänzenden Erfahrungsbericht [63] werden die zulässigen Randdruckspannungen in Abhängigkeit vom Mauerwerk angeben. Bei Verwendung eines Kalkmörtels beträgt die zulässige Randdruckspannung $\sigma_{zul} 0,4 \text{ N/mm}^2$, bei Kalkzementmörtel $0,6 \text{ N/mm}^2$ und bei Zementmörtel $0,8 \text{ N/mm}^2$.

Bei dem im Rahmen dieser Arbeit untersuchten Vibromauerwerk ergibt sich durch Berücksichtigung des Teilsicherheitsfaktors $\gamma_m = 2,5$ ein Bemessungswert der Druckfestigkeit von $f_d = 0,68 \text{ N/mm}^2$ bzw. von $f_d = 1,10 \text{ N/mm}^2$ bei Berechnung mittels der Einzelkomponentenfestigkeiten. Daraus folgt, dass die unterschiedlichen Zulassungswerte rund 60–130 % der zulässigen Druckspannungen des untersuchten Vibromauerwerks betragen.

7.4 Empfehlungen für die Bestandsbeurteilung von Vibromauerwerk

Wie in den vorhergehenden Unterkapiteln erläutert, treten bei der Bestandsbeurteilung von Vibromauerwerk unterschiedliche Schwierigkeiten auf. Zum einen liegen derzeit sehr wenig Erfahrungswerte bezüglich der Tragfähigkeitsbewertung der Vibrosteine bzw. des Vibromauerwerks vor und zum anderen wurden bislang, außer den im Rahmen dieser Arbeit getätigten Untersuchungen, keine weiteren detaillierten experimentellen Prüfreihen durchgeführt. Des Weiteren können herkömmliche zerstörungsfreie- und zerstörungsarme Untersuchungsmethoden nur bedingt zur Festigkeitsbestimmung der Ziegelsplittbeton-Hohlblocksteine herangezogen werden. Eine zusätzliche Unsicherheit bzw. Erschwernis in der Bestandsbeurteilung stellen die unterschiedlichen Ausführungsformen und Qualitätsunterschiede der Hohlblöcke bzw. des Ziegelsplittbetons dar.

Um zukünftig ein Verfahren für die Festigkeitsbestimmung der Vibrosteine mit möglichst geringen Eingriffen in die bestehende Wandstruktur zu schaffen, wurden im Rahmen der vorliegenden Arbeit, die Festigkeitseigenschaften der Vibrosteine anhand der Materialkennwerte der Kleinprüfkörper bestimmt. Die Berechnungen der Druckfestigkeiten der Vibrosteine wurden, wie in Unterkapitel 6.4 beschrieben, mittels numerischer Berechnungen im FE-Programm *Ansys* durchgeführt. Als Eingangsparameter zur Berechnung der Druckfestigkeit des Vibrosteins wurden die experimentell ermittelten Materialkennwerte der Kleinprüfkörper multipliziert mit einem Umrechnungsfaktor definiert. Der Faktor zur Berücksichtigung der unterschiedlichen Prüfkörpergrößen wurde durch eine Parameterstudie der unterschiedlichen Größenordnungen der Druckfestigkeiten der Kleinprüfkörper sowie der Vibrosteine, festgelegt. Die in der Simulation gemessene Kraftreaktion stimmte dabei mit den experimentell gemessenen Werten der Druckfestigkeitsprüfung der Vibrosteine überein. Anhand dieses Verfahrens ist es möglich, durch eine zerstörungsarme Prüfmethode (Entnahme von Kleinprüfkörpern) von der

Druckfestigkeit der Kleinprüfkörper auf die Druckfestigkeit der ganzen Vibrosteine zu schließen. Die Umrechnung der Druckfestigkeiten mittels analytischer Verfahren ist derzeit bei Hohlblöcken nicht möglich, weshalb die numerischen Berechnungen eine sinnvolle Alternative bieten können.

Eine weitere Option zur Berechnung der Druckfestigkeit des Vibrosteins anhand der Kleinprüfkörper stellt die direkte Verwendung der Festigkeitswerte dar. Die Druckfestigkeit der Kleinprüfkörper ist deutlich geringer als die Druckfestigkeit der Vibrosteine, weshalb die Festigkeitswerte der Kleinprüfkörper bereits ohne Umrechnung und weiterführende numerische Simulation für die Bestimmung der Druckfestigkeit des Vibrosteins herangezogen werden können. Aus der vereinfachten Berechnung resultiert eine auf der sicheren Seite liegende Mauersteinfestigkeit, die jedoch deutlich unter der tatsächlichen Festigkeit des Vibrosteins liegt und somit zu einer erheblichen Unterschätzung der Mauersteindruckfestigkeit führt.

Aufgrund der im Vergleich zu den Vibrosteinen großen Festigkeitsstreuungen der Kleinprüfkörper, vgl. Abschnitt 5.2.2, sollten möglichst viele Kleinprüfkörper am Bestand entnommen und geprüft werden, um eine repräsentative Grundgesamtheit zu erhalten. Dabei ist anzumerken, dass keine Tendenzen zu unterschiedlichen Festigkeiten in Abhängigkeit von der Entnahmestelle am Vibrostein festgestellt werden konnten. Aus diesem Grund kann eine Entnahme der Kleinprüfkörper an den im Bestand leichter zugänglichen Außenbereichen des Vibrosteins erfolgen.

Wie in Abschnitt 6.4 angeführt, kann aus den Mittelwerten der Festigkeiten des Kleinprüfkörpers, unterteilt in niedere und hohe Werte, die voraussichtliche Streuung der Druckfestigkeitswerte der Vibrosteine berechnet werden. Damit dieses Vorgehen auf die Bestandsbauten und für andere Vibrosteine mit unterschiedlichem Lochbild und unterschiedlicher Größenordnung der Druckfestigkeit zuverlässig angewendet werden kann, müssten noch weitere Ausführungsarten von Vibrosteinserien mit unterschiedlichen Materialeigenschaften zuerst experimentell und in weiterer Folge numerisch untersucht werden. Nach ausreichender Validierung der beschriebenen Methode könnten entweder durch Kombination der Prüfung von Kleinprüfkörpern und Vibrosteinen oder ausschließlich durch Untersuchungen an Kleinprüfkörpern die Festigkeitseigenschaften des Mauersteins bestimmt werden. Zur Feststellung des genauen Lochbildes der Ziegelsplittbeton-Hohlblocksteine müsste jedenfalls ein ganzer Mauerstein entnommen bzw. so freigelegt werden, dass die Abmessungen festgestellt werden können. Die Vorgehensweise würde eine Erleichterung in der Bestandsbeurteilung darstellen, da jedenfalls eine geringere Anzahl von Mauersteinen aus dem Bestand entnommen werden könnte.

Die vorgestellte Methode bezieht sich ausschließlich auf die Ermittlung der Mauersteifigkeit. Der Ermittlung der Festigkeit des Bestandsmörtels kann bei Vibromauerwerk, wie bereits in Abschnitt 7.2.2 beschrieben, nach den üblichen Verfahren der ÖNORM B 1996-3:2016 [168] durchgeführt werden. Die Berechnung der Mauerwerksdruckfestigkeit anhand der Einzelkomponentenfestigkeiten stellt die übliche Vorgehensweise in der Bestandsbewertung dar, da sie weniger aufwendig ist als die Entnahme von ganzen Mauerwerksprüfkörpern. Üblicherweise sollte die Berechnung anhand der im Eurocode 6 angeführten Potenzfunktion (siehe Gleichung (7.2)) eine auf der sicheren Seite liegende Mauerwerksdruckfestigkeit ergeben. Bei der untersuchten Vibrosteinserie ergab sich jedoch bei der Prüfung der Mauerwerksprüfkörper eine geringere Festigkeit als bei der Ermittlung mittels der Festigkeiten der Einzelkomponenten. Daraus folgt, dass im untersuchten Fall die Bewertung der Tragstruktur mittels der Mauerstein- und Mauermörtelfestigkeiten zu einer Überschätzung der Mauerwerksdruckfestigkeit führte. Da es in der Praxis oftmals nicht möglich ist, Mauerwerksprüfkörper aus dem Bestandsobjekt zu entnehmen, sollte der Einfluss von ungünstigen Mauerstein-Mauermörtel-Kombinationen gegebenenfalls durch Abminderung der ermittelten Druckfestigkeit des Vibromauerwerks berücksichtigt werden. Im Falle des untersuchten Vibromauerwerks bzw. der Vibrosteinserie ergäbe sich ein Faktor zur Abminderung des anhand der Einzelkomponenten ermittelten Bemessungswertes der Mauerwerksdruckfestigkeit von rund 1,6. Zusätzlich kann auf Basis der angestellten Untersuchungen nicht empfohlen werden, einen Bemessungswert $> 0,68 \text{ N/mm}^2$ für das Vibromauerwerk anzusetzen, auch wenn die Berechnung mittels der Einzelkomponentenfestigkeiten einen höheren Wert ergäbe und beispielsweise auf die Zulassung [62] mit einer zulässigen Druckspannung von $0,9 \text{ N/mm}^2$ Bezug genommen würde.

Weitere Unsicherheiten in der Bestandsbewertung von Mauerwerk aus Ziegelsplittbeton-Hohlblocksteinen der Nachkriegszeit stellen die Verwendung von verschiedenen Ausführungsformen des Vibrosteins und Schwankungen in der Qualität und Zusammensetzung des Ziegelsplittbetons dar. Es ist deshalb sinnvoll zu prüfen, ob in den einzelnen Wandabschnitten und Stockwerken Vibrosteine desselben Herstellungsdurchlaufs verwendet wurden und diese ähnliche charakteristische Materialeigenschaften aufweisen. Die ÖNORM EN B 4008-1:2018 [122] fordert je 1000 m^2 Bruttogeschossfläche mit gleichartigen Materialien eine Prüfserie bzw. mindestens zwei Prüfserien je Bestandsobjekt, vgl. Unterkapitel 7.2. Bei Vibromauerwerk wäre es empfehlenswert, weitere Prüfserien durchzuführen, um festzustellen, ob wegen Materialengpässen oder unterschiedlicher Bauabschnitte in den einzelnen Wandzonen andere Mauersteinarten bzw. Vibrosteine mit unterschiedlichen Festigkeitseigenschaften verwendet wurden. Damit keine großen Eingriffe in die Wandstruktur, wie die Entnahme ganzer Mauersteine, erfolgen müssen, könnten die zusätzliche Bestandsuntersuchungen anhand von

Kleinprüfkörpern erfolgen, da durch den Vergleich der Festigkeitseigenschaften von Ziegelsplittbeton-Kleinprüfkörpern bereits Aussagen über auffällige Abweichungen der Materialeigenschaften getroffen werden können.

8 Schlussfolgerung und Ausblick

In Wien werden aufgrund des beschränkten innerstädtischen Platzangebots zahlreiche Dachgeschossausbauten und Aufstockungen an Bestandsgebäuden durchgeführt. In der Vergangenheit konzentrierte sich diese Art der zusätzlichen Wohnraumschaffung insbesondere auf Gründerzeithäuser. Zukünftig ist jedoch zu erwarten, dass auch immer mehr Wohnbauten der Nachkriegszeit ausgebaut werden, da sie aufgrund ihrer Typologie und Lage ebenfalls ein großes Potenzial zur zusätzlichen Wohnraumschaffung bieten.

Durch den Dachgeschossausbau oder die Aufstockung entstehen zusätzliche Lasten, weshalb die Tragfähigkeit der Bestandsstruktur nachgewiesen werden muss und die Kenntnis über die spezifischen Materialeigenschaften notwendig ist. Um den Fokus der Materialuntersuchungen auf häufig verwendete, bisher kaum untersuchte Materialien zu legen, wurde das Ausbaupotenzial der kommunalen Wohnanlagen der Nachkriegszeit veranschaulicht. Dabei konnte exemplarisch aufgezeigt werden, dass die kommunalen Wohnbauten ein hohes Potenzial zur zusätzlichen Wohnraumschaffung durch Aufstockungen und Ausbauten aufweisen. Zusätzlich wurde festgestellt, dass bei einem Großteil der Wohnbauten Vibrosteine für tragende Wände zum Einsatz kamen, sodass im Rahmen von zukünftigen Dachausbauten häufig die Tragfähigkeit von Vibromauerwerk nachgewiesen werden muss.

Da bis dato keine detaillierten Materialuntersuchungen und kaum Vergleichswerte von Ziegelsplittbeton-Hohlblocksteinen der Nachkriegszeit vorliegen, wurden im Rahmen dieser Arbeit experimentelle Prüfreihen und numerische Berechnungen durchgeführt. Das Ziel lag dabei in der Schaffung einer ersten Datengrundlage für weitere Untersuchungen und Berechnungen sowie einer Hilfestellung für die Tragfähigkeitsbewertung von Bestandsmauerwerk aus Ziegelsplittbeton-Hohlblocksteinen der Nachkriegszeit. Dementsprechend wurde die Arbeit grob in die experimentellen und numerischen Materialuntersuchungen sowie die Tragfähigkeitsbewertung von Bestandsmauerwerk aus Vibrosteinen unterteilt. Neben der Grundlagenforschung und den in den einzelnen Kapiteln angeführten Prüfergebnissen bezogen auf die Kleinprüfkörper, die Vibrosteine und das Vibromauerwerk, bilden die nachfolgend angeführten Punkte die wesentlichen Erkenntnisse der einzelnen Untersuchungsschwerpunkte.

Experimentelle Untersuchungen

- Die Druckfestigkeit der Kleinprüfkörper weist eine größere Streuung als die Druckfestigkeit der Vibrosteine auf. Dies lässt sich durch die Gefügeunterschiede im Ziegelsplittbeton erklären, da diese einen hohen Einfluss auf die Festigkeitseigenschaften der Kleinprüfkörper haben. Lokale Schwachstellen oder Verfestigungen gleichen sich über den Mauerstein gesehen besser aus, weshalb die Streuung der Mauersteinfestigkeit deutlich geringer ist.
- Anhand der Biegezugfestigkeit der Kleinprüfkörper und eines definierten Umrechnungsfaktors lässt sich die Größenordnung der Biegezugfestigkeit des gesamten Mauersteines der untersuchten Vibrosteinserie bestimmen. In der Literatur werden für vergleichbare Materialien Umrechnungsfaktoren in derselben Größenordnung angegeben, weshalb eine Abschätzung der Biegezugfestigkeit des vorliegenden Vibrosteins anhand des definierten Umrechnungsfaktors und der am Kleinprüfkörper bestimmten Festigkeitseigenschaften zulässig erscheint.
- Die experimentellen Prüfungen der Mauerwerkspfeiler ergaben eine geringere Druckfestigkeit als die Berechnung der Mauerwerksdruckfestigkeit mittels der Einzelkomponentenfestigkeiten nach EC 6. Dies ist eher untypisch, da die Anwendung der Potenzfunktion nach EC 6 in der Regel eine auf der sicheren Seite liegende Berechnung darstellt und somit eine geringere Festigkeit als die experimentellen Prüfungen am Mauerwerk ergibt. Für die Bestandsbewertung stellt dies eine wichtige Erkenntnis dar, zumal in der Regel lediglich die Festigkeiten der Einzelkomponenten geprüft werden können und damit die Druckfestigkeit des Bestandsmauerwerks berechnet wird.
- Der Verweis auf die Eignungsprüfungen unterschiedlicher Injektionsmaterialien zeigt, dass die Materialfestigkeiten des Ziegelsplittbetons durch geeignete Festigungsmaßnahmen deutlich erhöht werden können. Auch die Verfüllung der Hohlräume des Vibrosteins durch Mikrozeement lässt eine Laststeigerung zu.

Numerische Untersuchungen

- Das Materialmodell nach Menetrey-Willam erlaubt eine realitätsnahe Abbildung der experimentellen Druckfestigkeitsprüfungen der Kleinprüfkörper und der Vibrosteine sowie eine gute Übereinstimmung mit den experimentell ermittelten Spannungs-Stauchungslinien.

- Anhand der Festigkeitseigenschaften der Kleinprüfkörper lässt sich numerisch die Druckfestigkeit des ganzen Vibrosteins ermitteln. Für die Ermittlung der Druckfestigkeit des Vibrosteins werden in den Finite-Elemente-Berechnungen die Festigkeitseigenschaften der Kleinprüfkörper multipliziert mit einem Umrechnungsfaktor von 1,21 als Eingangswerte des Ziegelsplittbetons definiert. Daraus resultieren, bei Aufbringung der experimentell ermittelten maximalen Verschiebung, eine Kraftreaktion sowie eine Spannungs-Stauchungslinie des Vibrosteins, die näherungsweise den Ergebnissen der experimentellen Druckfestigkeitsprüfungen am Vibrostein entsprechen. Die Übereinstimmung konnte bei der geprüften Vibrosteinserie sowohl bei den Prüfkörpern mit geringen, mittleren wie auch hohen Festigkeitseigenschaften getroffen werden. Diese Methode kann somit helfen, anhand der experimentellen Prüfung von Kleinprüfkörpern auf die Festigkeit des Vibrosteins zu schließen.
- Es wurde die grundsätzliche Vorgehensweise der Abbildung des Vibromauerwerks mittels diskreter Modellierungsstrategien beschrieben, sodass zukünftige Forschungsarbeiten darauf aufbauen können. Zudem wurde die Beschreibung des Vibromauerwerks anhand eines Makromodells vorgestellt, welches sich für die Berechnung ganzer Wandstrukturen und Gebäude eignet.

Bestandsbeurteilung von Vibromauerwerk

- Im Bestandsmauerwerk ist es oftmals schwierig, ganze Mauersteine sowie Mauerwerksausschnitte zu entnehmen, da dies einen massiven Eingriff in die Tragstruktur darstellt und die Gebäude häufig bewohnt sind. Für die Beurteilung der Tragfähigkeit ist die Entnahme von ganzen Mauersteinen dennoch vor allem dann notwendig, wenn für die Festigkeitsermittlung der Mauersteine keine zerstörungsfreien oder zerstörungswenigen Prüfmethode angewendet werden können. Bislang war es bei Vibrosteinen nicht möglich, auf Basis der Prüfung von Mauersteinteilen die Druckfestigkeit des ganzen Vibrosteins zu berechnen. In der vorliegenden Arbeit wurde deshalb ein Verfahren für die Bestandsbeurteilung vorgestellt, welches die Berechnung der Druckfestigkeit des Vibrosteins anhand der Festigkeitseigenschaften der Kleinprüfkörper zulässt.
- Die normativ vorgeschriebenen Untersuchungsmethoden im Bestand können mit dem vorgestellten Verfahren kombiniert werden, sodass bei der Bestandsbewertung ein höheres Zuverlässigkeitsniveau erreicht wird. Gerade bei Bauten der Nachkriegszeit kann es aufgrund des damaligen Materialmangels oder der Mauersteinproduktion vor Ort, zu

Materialabweichungen und unterschiedlichen Materialfestigkeiten in den jeweiligen Wandabschnitten kommen, weshalb es sinnvoll erscheint, zusätzlich zu den normativ geforderten Befundungen weitere Untersuchungen mittels zerstörungsarmer Prüfmethode, wie der Entnahme von Kleinprüfkörpern, durchzuführen.

- Die Prüfung der RILEM-Pfeiler ergab eine vergleichsweise geringe Mauerwerksdruckfestigkeit, weshalb auf Basis der durchgeführten Pfeilerprüfungen nicht empfohlen werden kann, die zulässigen Mauerwerksdruckfestigkeiten der damaligen Zulassung zu überschreiten. Im Bestand sollte vor allem auf ungünstige Mauerstein-Mörtel-Kombinationen geachtet werden, welche die globale Tragfähigkeit des Mauerwerks negativ beeinflussen können. Gegebenenfalls sollte die mittels der Einzelkomponentenfestigkeiten ermittelte globale Mauerwerksdruckfestigkeit abgemindert werden, sodass eine auf der sicheren Seite liegende Bestandsbeurteilung stattfindet.

Aufgrund der geringen Abbruch- bzw. Teilabbruchrate der kommunalen Wohnbauten der Nachkriegszeit in Wien ist es sehr schwer, an Vibrosteine für umfangreiche Materialuntersuchungen zu gelangen. Für das experimentelle Prüfprogramm stand eine vergleichsweise geringe Anzahl von Vibrosteinen zur Verfügung, weshalb die Stichprobengröße bei einigen Materialprüfungen sehr klein war und keine zusätzlichen Mauerwerksprüfungen in unterschiedlichen Größenskalen und unter kombinierten Beanspruchungen durchgeführt werden konnten. Um die erhaltenen Ergebnisse der Kleinprüfkörper, der Vibrosteine sowie des Vibromauerwerks zu untermauern sowie eine aussagekräftigere statistische Auswertung durchführen zu können, wären weitere Testreihen erforderlich. Zudem sollten Vibrosteine mit unterschiedlichen Festigkeitseigenschaften und variierender Geometrie bzw. variierendem Lochbild geprüft werden, um die im Rahmen dieser Arbeit ermittelten Beziehungen zwischen den Festigkeiten der Kleinprüfkörper und jenen der ganzen Vibrosteine zu prüfen und auszuweiten.

Auch für die Weiterführung der diskreten numerischen Berechnungen sollten vorhergehenden experimentelle Materialprüfungen durchgeführt werden, sodass Zusammenhänge zwischen den unterschiedlichen Arten von Ziegelsplittbeton-Hohlblocksteinen der Nachkriegszeit erkannt und dadurch weitere Hilfestellungen für den Nachweis der Tragfähigkeit des Vibromauerwerks geschaffen werden können. Das vorgestellte Makromodell eignet sich für die numerische Berechnung von ganzen Wandstrukturen und Gebäuden und kann beispielsweise für die Untersuchung der Strukturantwort des Mauerwerks auf einwirkende Erdbebenkräfte angewendet werden. Da die Kalibrierung des Materialmodells anhand der getätigten Materialuntersuchungen nicht vollständig durchgeführt werden konnte,

wären weitere experimentelle Versuche unter kombinierten Belastungen, wie beispielsweise quasistatische Schubversuche oder zyklische Mauerwerksprüfungen notwendig, um die Eingangswerte des Modells anzupassen.

Hinsichtlich der Verfestigungen des Ziegelsplittbetons bzw. der Vibrosteine sollten ebenfalls weitere Materialuntersuchungen durchgeführt werden, sodass die aufgezeigten Tendenzen zu möglichen Verfestigungen überprüft werden können. Da mineralische Injektionsmittel vor allem in Bezug auf das Baustoffrecycling eine nachhaltigere Lösung als chemische Injektionsmittel darstellen, sollten die diesbezüglichen Möglichkeiten genauer untersucht werden.

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass der Fokus von zukünftigen Forschungsarbeiten vor allem auf weiteren experimentellen Materialprüfungen des Vibrosteins sowie des Vibromauerwerks liegen sollte. Zum einen könnten dadurch Vergleichswerte für die Bestandsbewertungen geschaffen werden und zum anderen könnte die vorgestellte zerstörungsarme Materialprüfung verifiziert und breiter angewendet werden. Auch die numerische Modellierung stellt ein wichtiges Instrument in der weiteren Forschung sowie der zuverlässigen Bestandsbewertung des Vibromauerwerks dar.

9 Literaturverzeichnis

- [1] ÖNORM EN 772-11: *Prüfverfahren für Mauersteine - Teil 11: Bestimmung der kapillaren Wasseraufnahme von Mauersteinen aus Beton, Porenbetonsteinen, Betonwerksteinen und Natrusteinen sowie der anfänglichen Wasseraufnahme von Mauerziegeln*. Austrian Standards, Ausgabe Juni 2011.
- [2] ÖNORM EN 12390-3: *Prüfung von Festbeton - Teil 3: Druckfestigkeit von Probekörpern*. Austrian Standards, Ausgabe November 2019.
- [3] ÖNORM EN 12390-5: *Prüfung von Festbeton - Teil 5: Biegezugfestigkeit von Probekörpern*. Austrian Standards, Ausgabe Oktober 2019.
- [4] ÖNORM EN 772-1: *Prüfverfahren für Mauersteine - Teil 1: Bestimmung der Druckfestigkeit*. Austrian Standards, Ausgabe Dezember 2011.
- [5] ÖNORM EN 772-6: *Prüfverfahren für Mauersteine - Teil 6: Bestimmung der Biegezugfestigkeit von Mauersteinen aus Beton*. Austrian Standards, Ausgabe Februar 2002.
- [6] ÖNORM EN 1052-1: *Prüfverfahren für Mauerwerk - Teil 1: Bestimmung der Druckfestigkeit*. Austrian Standards, Ausgabe Jänner 1999.
- [7] ÖNORM EN 1052-3: *Prüfverfahren für Mauerwerk - Teil 3: Bestimmung der Anfangsscherfestigkeit (Haftscherfestigkeit)*. Austrian Standards, Ausgabe Juni 2007.
- [8] Menetrey, P. H. & Willam, K. J.: *Triaxial failure criterion for concrete and its generalization*. In: ACI Structural Journal (1995), Bd. 92, S. 311-318.
- [9] Willam, K. J. & Warnke, E. P.: *Constitutive model for triaxial behaviour of concrete*. In: Internationale Vereinigung für Brücken und Hochbau (1974), Bd. 19, S. 1-30.
- [10] Drucker, D. C. und W. Prager: *Soil mechanics and plastic analysis for limit design*. In: Quarterly of Applied Mathematics (1952), Bd. 10, Nr. 2, S. 157-165.
- [11] Ansys, Inc.: *Material Reference*. Canonsburg, Juli 2021.
- [12] Cervenka, J. & Papanikolaou, V.: *Three dimensional combined fracture-plastic material model for concrete*. In: International Journal of Plasticity (2008), Bd. 24, Issue 12, S.2192-2220. <https://doi.org/10.1016/j.ijplas.2008.01.004>
- [13] Dmitriev, A.; Novozhilov, Y.; Mikhalyuk, D.; Lalin, D.: *Calibration and Validation of the Menetry-Willam Constitutive Model for Concrete*. In: Construction of Unique Buildings and Structures (2020), Vol. 88, Article No 8804.
- [14] Jasinski, R.: *Proposal of procedure for identification of Ménetrey-William (M-W-3) plasticity Sruface of homogeneous and hollow masonry units*. In: Engineering Structures and Technologies (2019), Bd. 11, Nr. 2, S. 40-49.
- [15] Ganz, H.R.: *Mauerwerksscheiben unter Normalkraft und Schub*. Basel, Birkhäuser Verlag, Dissertation, 1985.

- [16] Schlegel, R.: *Numerische Berechnung von Mauerwerkstrukturen*. Weimar, Bauhaus-Universität Weimar, Dissertation, 2004.
- [17] Rudisch, A.: *Historische freistehende Zierelemente unter Erdbebenbeanspruchung*. Wien, Technische Universität Wien, Dissertation, 2018.
- [18] Karic, A.: *Gründerzeitliche Mauerwerksbauten unter Erdbeben - Dynamisches Tragverhalten, seismische Vulnerabilität und Bemessungsstrategien*. Wien, Technische Universität Wien, Dissertation, 2023.
- [19] Schlegel, R.; Rautenstrauch, K.; Auberg, R.: *Tragfähigkeitsuntersuchungen der Natursteinmauerwerkstützen des Berliner Olympiastadions*. In: Bautechnik 82 (2005), Heft 11, S. 810-817. <https://doi.org/10.1002/bate.200590233>
- [20] Stadt Wien – Wiener Wohnen: *Über Wiener Wohnen*. URL: <https://www.wienerwohnen.at/ueber-uns/ueber.html>. [Zugriff am 27.05.2022].
- [21] Lichtblau, A.: *Wiener Wohnungspolitik 1892-1919*. Wien, Verlag für Gesellschaftskritik, 1984.
- [22] Novy, F.: *25 Jahre sozialer Wohnungsbau in Wien*. In: Der Aufbau - Monatschrift zum Wiederaufbau (1949), S. 1-4.
- [23] Stiefel, D.: *Die Zukunft liegt in der Vergangenheit*. In: Die Zukunft liegt in der Vergangenheit - Studien zum Siedlungswesen der Zwischenkriegszeit (1983), S.113 ff.
- [24] Eigner, P.; Matis H.; Resch, A.: *Sozialer Wohnbau in Wien - Eine Bestandsaufnahme*. In: Jahrbuch des Vereins für die Geschichte der Stadt Wien (1999), Wien, Verein für Geschichte der Stadt Wien, S.49-100.
- [25] Csendes, P.: *Geschichte Wiens*. Wien, Verlag für Geschichte und Politik, 1981.
- [26] Förster, W.: *Bauen für eine bessere Welt? Von den Frühsozialisten zur Kurzarbeitersiedlung*, In: Die Zukunft liegt in der Vergangenheit - Studien zum Siedlungswesen der Zwischenkriegszeit (1983), S. 62.f.
- [27] Gundacker, H.: *Die Zerstörungen in Wien und ihre Behebungen*. In: Der Aufbau - Monatsschrift zum Wiederaufbau (1946), S. 9-14.
- [28] Heidl, E.: *Probleme des Wiederaufbaus*. In: Der Aufbau - Monatsschrift zum Wiederaufbau (1946), S. 3.
- [29] Rohrhofer, A.: *Das Transportproblem im städtischen Wiederaufbau*. In: Der Aufbau - Monatsschrift zum Wiederaufbau (1946), S. 78-81.
- [30] Pech, A.: *Das Problem der Schuttverwertung*. In: Der Aufbau - Monatszeitschrift zum Wiederaufbau (1947), S. 183-192.
- [31] Kritsch, J.: *Die Baustofflage in Wien*. In: Der Aufbau - Monatsschrift zum Wiederaufbau (1946), S. 134-135.
- [32] Pirhofer, G. & Stimmer, K.: *Pläne Für Wien, Theorie und Praxis der Wiener Stadtplanung von 1945 bis 2005*. Wien, Stadtentwicklung Wien, Magistratsabteilung 18, 2007.

- [33] Körner, T.: *Wien, Stadt der sozialen Wohnungen*. In: *Der Aufbau - Monatsschrift zum Wiederaufbau (1950)*, S. 289-290.
- [34] Marchant, P.: *Wohnbau in Wien 1923-1983*. Wien, Compress Verlag, 1984.
- [35] Stadt Wien - Wiener Wohnen: *Wohnhausanlage am Schöpfwerk*. URL: <https://www.wienerwohnen.at/hof/161/Wohnhausanlage-Am-Schoepfwerk.html>. [Zugriff am 04.06.2022].
- [36] Rainer, R.: *Planungskonzept Wien*. Wien, Verlag für Jugend & Volk, 1962.
- [37] Stadt Wien - Wiener Wohnen: *Geschichte Wiener Gemeindebau*. URL: <https://www.wienerwohnen.at/wiener-gemeindebau/geschichte.html>. [Zugriff am 04.06.2022].
- [38] Stadt Wien - Wiener Wohnen: *Gemeindebaubeschreibungen*. URL: <https://www.wienerwohnen.at/wiener-gemeindebau/gemeindebaubeschreibungen>. [Zugriff am 10.04.2021].
- [39] Google: *MyMaps*. URL: <https://www.google.com/maps>. [Zugriff am 15.04.2022].
- [40] Schuster, F.: *Hausbauten einmal anders. Ein Siedlungsreihenhaus als Beispiel der Entwicklung*. In: *Der Altbau (1947)*, 2. Jahrgang, Nummer 9/10.
- [41] Singer, H.: *Wiederaufbau heißt Bessermachen*. In: *Wiedergeburt einer Weltstadt Wien 1945-1965 (1965)*.
- [42] Treberspurg, M. et al.: *Attic Adapt 2050 – Ein systematischer Ansatz für Dachgeschoßausbauten in Holzbauweise. Weiterbauen! Nachverdichten des Gebäudebestandes der Nachkriegszeit (1950-1970) am Beispiel der Wohnhausanlagen der Gemeinde Wien*. Wien, Arbeitsgruppe Ressourceneffizientes Bauen und Institut für konstruktiven Ingenieurbau, Universität für Bodenkultur Wien, alps GmbH, 2017.
- [43] Grunert, W.: *Holzhäuser im sozialen Wohnungsbau*. In: *Der Aufbau - Monatsschrift zum Wiederaufbau (1952)*, S. 74-75.
- [44] Misterka, E.: *Aus dem Schnellbauprogramm der Gemeinde Wien, Erfahrungen mit kostensparenden Bauweisen*. In: *Der Aufbau - Monatszeitschrift zum Wiederaufbau (1952)*, S. 468-472.
- [45] Misterka, E.: *Die Durchführung des Schnellbauprogramms der Gemeinde Wien*. *Der Aufbau - Monatsschrift des Wiederaufbaus (1951)*, S. 313-320.
- [46] Stadt Wien - Wiener Wohnen: *Per-Albin-Hansson-Siedlung-Ost*. URL: <https://www.wienerwohnen.at/hof/2/Per-Albin-Hansson-Siedlung-Ost.html>. [Zugriff am 06.06.2022].
- [47] Stadt Wien - Wiener Wohnen: *Per-Albin-Hansson-Siedlung-Nord*. URL: <https://www.wienerwohnen.at/hof/11/Per-Albin-Hansson-Siedlung-Nord.html>. [Zugriff am 06.06.2022].

- [48] Stadt Wien - Wiener Wohnen: *Per-Albin-Hansson-Siedlung-West*. URL: <https://www.wienerwohnen.at/hof/54/Per-Albin-Hansson-Siedlung-West.html>. [Zugriff am 06.06.2022].
- [49] Stadtbauamt Wien: *Die Per Albin Hansson-Siedlung in Wien*. In: Der Aufbau - Monatsschrift des Wiederaufbaus (1949), S. 107-109.
- [50] Fierlinger, T.: *Der Wiener kommunale Wohnbau der Nachkriegszeit - Am Beispiel der Per-Albin-Hansson Siedlung West*. Wien, Technische Universität Wien, Diplomarbeit, 2016.
- [51] Stadt Wien: *Sanierung der Per-Albin-Hansson-Siedlung West*. URL: <https://www.wien.gv.at/presse/1994/09/24/sanierung-der-per-albin-hanssonsiedlung->. [Zugriff am 01.03.2021].
- [52] Stadt Wien - MA37: *Bauakt Per-Albin-Hansson Siedlung West*. EZ:3498, Planarchiv der Baupolizei MA37, Gebietsgruppe Süd, Wien, 1950.
- [53] Stadt Wien - Wiener Wohnen: *Unter-Meidlinger Straße 16-22*. URL: <https://www.wienerwohnen.at/hof/912/Unter-Meidlinger-Strasse-16-22.html>. [Zugriff am 03.04.2022].
- [54] Stadt Wien - MA37: *Bauakt Unter-Meidlinger Straße 16-22*. EZ:2707, Planarchiv der Baupolizei MA37, Gebietsgruppe West, 1956.
- [55] Stadt Wien - Wiener Wohnen: *Edgar-Schranz-Hof*. URL: <https://www.wienerwohnen.at/hof/375/Edgar-Schranz-Hof.html>. [Zugriff am 03.08.2021].
- [56] Stadt Wien - MA37: *Bauakt Edgar-Schranz-Hof*. EZ:2238, Planarchiv der Baupolizei MA37, Gebietsgruppe West, 1953.
- [57] Magistrat der Stadt Wien: *Smart City Wien Rahmenstrategie 2019. Die Wiener Strategie für eine nachhaltige Entwicklung*. Wien, 2019.
- [58] Lackner, L.: *Kommunale Wohnbauten der Nachkriegszeit in Wien (1945-1965) - Ausbaupotential und verwendete Wandbaustoffe im 2. Bezirk*. Wien, Technische Universität Wien, Diplomarbeit, 2022.
- [59] Soretz, S.: *Fragen, Probleme und Bauweisen bei Verwendung von Ziegelbruchbeton*. In: Der Aufbau - Monatsschrift zum Wiederaufbau (1946), S. 209-213.
- [60] Stadtbauamt Wien - Magistratsabteilung 35: *Wiener Baubedarfsgesellschaft.m.b.H - Zulassung "Vibro-Hohlblockmauerwerk"*, Wien, 1949.
- [61] Stadtbauamt Wien - Magistratsabteilung 35: *Ebenseer Betonwerke GmbH - Zulassung "Ebenseer-Schnellbausteine"*, Wien, 1953.
- [62] Stadtbauamt Wien - Magistratsabteilung 35: *Industrie-Baugesellschaft - Zulassung "IBG-Hohlblocksteine"*. Wien, 1954.
- [63] Stadtbauamt Wien - Magistratsabteilung 35: *Betonwerke Ebensee G.m.b.H - Erfahrungsbericht "Ebenseer-Schnellbausteine"*, Wien, 1952.

- [64] Knörlein, W.: *Heutige Baumethoden in Deutschland*. In: Österreichische Bauzeitschrift, Wiederaufbauverband Mainz, 1950.
- [65] Bruckmayer, F.: *Ziegelbruchbeton für den städtischen Wiederaufbau*. Der Aufbau - Monatszeitschrift zum Wiederaufbau (1946), S. 86-87.
- [66] Stadtbauamt Wien - Magistratsabteilung 35: *Stuag A.G - Zulassung "Elbau-Hohlblockmauerwerk"*. Wien, 1949.
- [67] Stadtbauamt Wien - Magistratsabteilung 35: *Metallbauwerke Wels Ges.m.b.H - Zulassung "Durisol" Wandbauweise*. Wien, 1955.
- [68] Stadtbauamt Wien - Magistratsabteilung 35: *Architekt Rudolf G.Potz und Beton- und Kunststeinwerke - Zulassung "Klusto-Steine"*. Wien, 1954.
- [69] Hinz, H.: *Kreishaus Ludwigsburg - Neue Wege beim Einsatz von Recyclingbeton*. In: Beton- und Stahlbetonbau (2018), Ernst & Sohn, Bd. 113 , Nr. 6., S.460-465. <https://doi.org/10.1002/best.201800011>
- [70] Rosen, D.: *Re-Use und Recycling von Ziegeln*. In: Mauerwerk (2021), Ernst & Sohn , Bd. 25, Nr.2, S. 74-81. <https://doi.org/10.1002/dama.202100002>
- [71] Xiao, J.; Li, L.; Tam, V.W.Y.; Li, H.: *The state of the art regarding the long-term properties of recycled aggregate concrete*. In: Structural Concrete (2014), Bd. 15, Nr. 1, S. 3-12. <https://doi.org/10.1002/suco.201300024>
- [72] Zhang, S. und Zong, L.: *Properties of Concrete Made With Recycled Coarse Aggregate From Waste Brick*. In: Environmental Progress & Sustainable Energy, Bd. 33, Nr. 4, S. 1283-1289. <https://doi.org/10.1002/ep.11880>
- [73] Nobis, C. & Vollpracht, A.: *Verwendung von Recyclingmaterial in der Betonproduktion – Sachstand*. Ibac Institut für Bauforschung, Forschungsbericht F 7099, Aachen, 2013.
- [74] ÖNORM EN 1996-1-1: *Eurocode 6 - Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten - Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk*. Austrian Standards, Ausgabe Dezember 2019.
- [75] Bornemann, R.: *Untersuchungen des Frisch- und Festbetonverhaltens Erdfeuchter Betone*. Kassel, Universität Kassel, Disseration, 2005.
- [76] Huster, U: *Tragverhalten von einschlaigem Natursteinmauerwerk unter zentrischer Druckbeanspruchung*. Kassel, Universität Gesamthochschule Kassel, Dissertation, 2000.
- [77] Mehlhorn, G.: *Der Ingenieurbau - Werkstoffe, Elastizitätstheorie*. Ernst & Sohn, Berlin, 1996.
- [78] ÖNORM EN 12504-1: *Prüfung von Beton in Bauwerken - Teil 1: Betonkernproben - Herstellung, Untersuchung und Prüfung der Druckfestigkeit*. Austrian Standards, Ausgabe März 2021.
- [79] Schickert, G.: *Formfaktoren der Beton*. Die Bautechnik (1981), Nr. 2, S. 52-57.
- [80] M. Van Vliet, M. & Van Mier, J.: *Experimental investigation of concrete fracture under uniaxial compression*. In: Mechanics of Cohesive-Frictional Materials (1996), Bd. 1. Nr. 1, S. 115-127.

- [81] Faust, T.: *Leichtbeton im Konstruktiven Ingenieurbau*. Ernst & Sohn, Berlin, 2003.
- [82] Verein Deutscher Zementwerke e.V. Forschungsinstitut der Zementindustrie: *Zement Taschenbuch*. 50. Ausgabe, Verlag Bau + Technik, Düsseldorf, 2002.
- [83] Schulz, R.-R. & Wesche, K: *Recycling von Baurestmassen - Ein Beitrag zur Kostendämpfung im Bauwesen*. Institut für Bauforschung, Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen, Fraunhofer IRB Verlag, Stuttgart, 1986.
- [84] Scheidt, J.: *Ermittlung des erforderlichen Gesamtwassers zur Herstellung von R-Betonen mit definiertem Wasserzementwert*. Kaiserslautern, Technische Universität Kaiserslautern, Dissertation, 2019.
- [85] Sagmeister, B.: *Rezeptoptimierung von haufwerksporigen Leichtbeton*. In: *Betonwerk + Fertigteiltechnik* (1999), Sonderdruck, Bd. 65, Nr. 11, S. 70-79.
- [86] ÖNORM EN 771-1: *Festlegungen für Mauersteine - Teil 1: Mauerziegel*. Austrian Standards, Ausgabe Dezember 2015.
- [87] ÖNORM EN 771-2: *Festlegungen für Mauersteine - Teil 2: Kalksandsteine*. Austrian Standards, Ausgabe Dezember 2015.
- [88] ÖNORM EN 771-3: *Festlegungen für Mauersteine - Teil 3: Mauersteine aus Beton (mit dichten und porigen Zuschlägen)*. Austrian Standards, Ausgabe Dezember 2015.
- [89] ÖNORM EN 771-4: *Festlegungen für Mauersteine - Teil 4: Porenbetonsteine*. Austrian Standards, Ausgabe Jänner 2016.
- [90] ÖNORM EN 771-5: *Festlegungen für Mauersteine - Teil 5: Betonwerksteine*. Austrian Standards, Ausgabe Dezember 2015.
- [91] ÖNORM EN 771-6: *Festlegungen für Mauersteine - Teil 6: Natursteine*. Austrian Standards, Wien, Ausgabe Dezember 2015.
- [92] Schubert, P.; Schneider, K.-J.; Schoch, T. et al.: *Mauerwerksbau-Praxis*. 2.Auflage, Bauwerk Verlag, Berlin, 2009.
- [93] Schubert, P.: *Eigenschaftswerte von Mauerwerk, Mauersteinen, Mauermörtel und Putzen*. In: Jäger, W. (Hrsg.): *Mauerwerk-Kalender 2010*. Ernst & Sohn, Berlin, 2010, S. 3-25. <https://doi.org/10.1002/9783433600405.ch1>
- [94] Schellbach, G.: *Der Einfluß der Lochung auf die Belastbarkeit von Mauerwerk aus Hohlziegeln*. In: *Die Ziegelindustrie* (1970), Heft 23/24, S. 506-511.
- [95] Schellbach, G. & Ulmeanu, S.: *Querschnittsgestaltung von Lochziegeln in ihrer Bedeutung für das Verhalten unter mehrachsigen Spannungszuständen*. In: *Die Ziegelindustrie* (1976), Heft 2, S. 50-58, Heft 3, S. 96-105.
- [96] Glitza, H.: *Druckbeanspruchung parallel zur Lagerfuge*. In: Funk, P. (Hrsg.): *Mauerwerk-Kalender 1993*. Ernst & Sohn, Berlin, 1993, S. 621-626.
- [97] Kasten, D.: *Zur Frage der Homogenität von Mauersteinen*. In: *Die Ziegelindustrie* 35 (1982), Heft 9, S. 520-524.

- [98] Schubert, P. & Hoffman, G.: *Druckfestigkeit von Mauerwerk parallel zu den Lagerfugen*. Forschungsbericht IRB-F2235, Aachen, 1993.
- [99] Schubert, P. & Graubohm, M.: *Eigenschaftswerte von Leichtbetonsteinen unter Zugbeanspruchung*. In: *Mauerwerk* (2007), Bd. 11, Nr. 1, S. 48-53. <https://doi.org/10.1002/dama.200700297>
- [100] Schubert, P.: *Eigenschaftswerte von Mauerwerk, Mauersteinen und Mauermörtel*. In: Irmschler; H.-J. (Hrsg.): *Mauerwerk-Kalender 2000*. Ernst & Sohn, Berlin, 2000, S. 5-22.
- E[101] Klopfer, H: *Feuchte*. In: *Lehrbuch der Bauphysik*, Springer, Wiesbaden, 1994, S. 271-395.
- [102] Schubert, P. und Laurini, G.: *Einfluß der Zusammensetzung von Mauermörtel auf die Eigenschaften im Mauerwerk - Wasserhaushalt in der Mörtelfuge, Haftscherfestigkeit*. Forschungsbericht Nr. F 444, Institut für Bauforschung, Aachen, 1996.
- [103] Schubert, P.: *E-Moduln von Mauerwerk aus Leichtbeton und Porenbetonsteinen*. Ehningen: Expert, 1993. In: *Werkstoffwissenschaften und Bausanierung, Tagungsbericht des dritten internationalen Kolloquiums*. Wittmann, F.H.: Bartz, W.J. (Ed.), Teil 2, S. 1355-1365.
- [104] Schubert, P. & Meyer, U.: *Druckfestigkeit von Porenbeton und Leichtbetonmauerwerk*. In: Funk, P. (Hrsg.): *Mauerwerk-Kalender 1993*. Ernst & Sohn, Berlin, S. 627-634.
- [105] Kirtschig, K. und Metje, W.-R.: *Leichtzuschläge für Mauermörtel*. Institut für Baustoffkunde und Materialprüfung der Universität Hannover (Hrsg.), Forschungsbericht, 1979.
- [106] Marzahn, G.: *Untersuchungen zum Trag- und Verformungsverhalten von vorgespanntem Trockenmauerwerk*. Leipzig, Universität Leipzig, Dissertation, 2000.
- [107] Schubert, P.: *Festigkeits- und Verformungseigenschaften von modernem Mauerwerk*. Weimar: Bauhaus-Universität, 2003. In: 15. Internationale Baustofftagung - ibausil, 24.-27.06.2003, Weimar, S. 1-1043-1065.
- [108] Wesche, K.: *Baustoffe für tragende Bauteile - Band 1: Grundlagen: Baustoffkenngrößen, Meß- und Prüftechnik, Statistik und Qualitätssicherung*. 3. Auflage, Vieweg & Teubner, Wiesbaden, 1996.
- [109] Beer, I. & Schubert, P.: *Zum Einfluss der Steinformate auf die Mauerwerkdruckfestigkeit - Formfaktoren für Mauersteine*. In: Irmschler; H.-J. (Hrsg.): *Mauerwerk-Kalender 2005*. Ernst & Sohn, Berlin, S. 89-126.
- [110] Brameshuber, W.; Schubert, P.; Beer, I.; Hannawald, J.: *Ermittlung von gesicherten und differenzierten Formfaktoren für Mauersteine zur Abwendung von Sicherheitsrisiken bei Ansatz europäischer Formfaktoren*. Institut für Bauforschung, Forschungsbereich Nr. F 895, Aachen, 2004.
- [111] Schubert, P.: *Eigenschaftswerte von Mauerwerk, Mauersteinen, Mauermörtel und Putzen*. In: In: Jäger, W. (Hrsg.): *Mauerwerk-Kalender 2009*. Ernst & Sohn, Berlin, S. 3-27.
- [112] Schubert, P.: *The influence of mortar on the strength of masonry*. In: De Courcy, J.W. (Hrsg.): *Proc. 8th Int. Brick and Block Masonry Conf.*, Elsevier Applied Science, London, 1988, S. 162-174.

- [113] Jäger, W. & Marzahn, G.: *Mauerwerk: Bemessung nach DIN 1053-100*. Ernst & Sohn, Berlin, 2010.
- [114] ÖNORM EN 1015-11: *Prüfverfahren für Mörtel - Teil 11: Bestimmung der Biegezug- und Druckfestigkeit von Festmörtel*. Austrian Standards, Ausgabe Jänner 2020.
- [115] DIN 18555-4: *Prüfung von Mörteln mit mineralischen Bindemitteln - Teil 4: Bestimmung der Längs- und Querdehnung sowie von Verformungskenngrößen von Mauermörteln (Festmörtel) im statischen Druckversuch*. Beuth Verlag GmbH, Ausgabe April 2019.
- [116] Schubert, P.: *Einfluss von Leichtmörtel auf die Tragfähigkeit und Verformungseigenschaften von Mauerwerk*. In: Ziegelindustrie International 38 (1985), Nr. 6, S. 327-335.
- [117] Bierwirth, H.: *Dreiachsige Druckversuche an Mörtelproben aus Lagerfugen von Mauerwerk*. München, Technische Universität München, Dissertation, 1995.
- [118] Graubohm, M.: *Einfluss des Kontakts zwischen Mauerstein und Mauermörtel auf das Drucktragverhalten von Mauerwerk*. Aachen, Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen, Dissertation, 2018.
- [119] Meyer, J. & Kirtschig, K.: *Baukostendämpfung durch Ermittlung des Einflusses der Güte*. Institut für Baustoffkunde und Materialprüfung der Universität Hannover, Forschungsbericht IRB F 2141, Hannover, 1989.
- [120] Purtak, F.: *Tragfähigkeit von schlankem Quadermauerwerk aus Naturstein*. Dresden, Technische Universität Dresden, Dissertation, 2001.
- [121] Warnecke, P.: *Tragverhalten und Konsolidierung von historischem Natursteinmauerwerk*. Braunschweig, Technische Universität Braunschweig, Dissertation, 1995.
- [122] ÖNORM B 4008-1: *Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Tragwerke - Teil 1: Hochbau*. Austrian Standards, Ausgabe Oktober 2018.
- [123] Hilsdorf, H.: *Untersuchungen über die Grundlagen der Mauerwerksfestigkeit*. Materialprüfungsamt für das Bauwesen der TH München, Bericht Nr. 40, München, 1965.
- [124] Schubert, P.; Schneider, K.-J.; Schoch, T.: *Mauerwerksbau-Praxis*. Bauwerk Verlag GmbH, Berlin, 2007.
- [125] Berndt, E. & Schöne, I.: *Bemessungsvorschlag für Mauerwerk aus Elbesandstein auf der Grundlage*. SFB Jahrbuch, 1992, S. 41-60.
- [126] Gumaste, K.; Nanjunda Rao, K.; Venkatarama Reddy, B.; Jagadish, K.: *Strength and Elasticity of Brick Masonry Prisms and Walletes under Compression*. Materials and Structures (RILEM) 40 , Nr. 2, 2007, S. 241-253.
- [127] Annamalai, G.; Jayaraman, R.; und Madhava Rao, A.: *Investigations on Prism Tests for the Compressive Strength of Solid and Perforated Wire-cut Brick Masonry Walls*. International Journal of Masonry Construction, Vol.1, No.4, 1981.
- [128] Sesar, M.: *Verfestigung von Ziegelsplittbeton und Hohlblocksteinen aus Ziegelsplittbeton der Nachkriegszeit*. Wien, Technische Universität Wien, Diplomarbeit (in Bearbeitung), 2023.

- [129] Stadt Wien - Magistrat MA 39: *Vibrosteine Dokumentation Entnahme*. Internes Dokument, Wien, 2019.
- [130] ÖNORM EN 772-16: *Prüfverfahren für Mauersteine - Teil 16: Bestimmung der Maße*. Austrian Standards, Ausgabe Juni 2011.
- [131] ÖNORM EN 772-2: *Prüfverfahren für Mauersteine - Teil 2: Bestimmung des prozentualen Lochanteils in Mauersteinen (mittels Papiereindruck)*. Austrian Standards, Ausgabe Mai 2005.
- [132] Hammerschmidt, V.; Pommer, G.; Kolbitsch, A.: *Experimentelle Untersuchungen von Mauerwerk aus Ziegelsplittbeton-Hohlblocksteinen der Nachkriegszeit*. In: *Mauerwerk* 26 (2022), Heft 2, S. 49-59. <https://doi.org/10.1002/dama.202100008>
- [133] ÖNORM EN 772-13: *Prüfverfahren für Mauersteine - Teil 13: Bestimmung der Netto- und Brutto-Trockenrohichte von Mauersteinen (außer Natursteinen)*. Austrian Standards, Ausgabe Oktober 2000.
- [134] Bundesdenkmalamt - Abteilung für Konservierung und Restaurierung Referat Naturwissenschaftliches Labor: *Laborbericht*. Internes Dokument, Wien, 2020.
- [135] Bohling, L.: *Materialprüfung von historischem Ziegelsplittbeton*. Wien, Technische Universität Wien, Projektarbeit (internes Dokument), 2022.
- [136] Bohling, L.: *Experimentelle Festigkeitsuntersuchungen von Ziegelsplittbeton*. Wien, Technische Universität Wien, Diplomarbeit, 2023.
- [137] Leufgens, N.: *Mechanische und thermische Untersuchungen zur Entwicklung eines Wärmedämmsteines aus Leichtbeton*. Luxemburg, Universität Luxemburg, Dissertation, 2010.
- [138] Baunit GmbH: *Produktdatenblatt "Baunit DuoLight Mörtel"*. Waldegg, Baunit GmbH, 2022.
- [139] Barth, M. & Marti, P.: *Versuche an knirsch vermauertem Backsteinmauerwerk*. Insitut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zürich, IKB Bericht Nr. 230, Birkhäuser Verlag, Basel und Stuttgart, 1997.
- [140] Berndt, E.: *Erfahrungen und Erkenntnisse zum Tragverhalten und zur Sanierung von historischem und modernem Mauerwerk*. In: Tagungsband 9, Brandenburgischer Bauingenieurtag, 2002, S. 1-24.
- [141] Goretzky, W.: *Tragfähigkeit druckbeanspruchten Mauerwerks aus festigkeits- und verformungsstreuenden Mauersteinen und -mörteln*. Hamburg, Technische Universität Hamburg, Dissertation, 2000.
- [142] Jäger, W.: *Knicksicherheit von Mauerwerk nach EC 6 : Untersuchungen von Mauerwerksbauteilen mit Berücksichtigung großer Exzentrizitäten und nichtlinearer Spannungs-Dehnungs-Beziehung nach ENV 1996-1-1*. Fraunhofer IRB Verlag, Forschungsbericht T 2988, Stuttgart, 2002.
- [143] ÖNORM B 1996-1-1: *Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten - Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk - Nationale Festlegungen zur ÖNORM EN 1996-1-1*. Austrian Standards, Ausgabe Juli 2016.

- [144] ÖNORM EN 1990: *Eurocode - Grundlagen der Tragwerksplanung (konsolidierte Fassung)*. Austrian Standards, Ausgabe März 2013.
- [145] Lourenco, P.B.: *Computational Strategies for Masonry Structures*. Delft, Technische Universität Delft, Dissertation, 1996.
- [146] Lourenco, P.B.; Rots, J.G.: *Multisurface Interface Model for Analysis of Masonry Structures*. In: *Journal of Engineering Mechanics ASCE* 123 (1997), Nr.7, S. 660-668.
- [147] Abdulla, K.; Cunningham, L.; Gillie, M.: *Simulating masonry wall behavior using a simplified micro-model approach*. In: *Engineering Structures* (2017). Bd. 151, Elsevier.
- [148] Bolhassani, M.; Hamid, A.; Lau, A.; Moon, F.: *Simplified micro modeling of partially grouted masonry assemblages*. In: *Construction and Building Materials* 83 (2015), S. 159-173.
- [149] Zucchini, A. & Lourenco, P.: *Mechanics of masonry in compression: Results from a homogenization approach*. In: *Computers and Structures* 85 (2007), S. 193-204.
- [150] Graubner, C.-A. & Richter, L.: *Diskrete FE-Modellierung von Mauerwerk zur Bestimmung der Druckfestigkeit*. In: *Mauerwerk* 11 (2007), Heft 6, S. 342-348
- [151] Pisano, A.: *An algorithmic approach for peak load evaluation of structural elements obeying a Menetrey-Willam type yield criterion*. In: *Electronic Journal of Differential Equations* (2012), Nr. 167, S. 1-9.
- [152] Radoslaw, J.: *Identification of the Parameters of Menetrey-Willam Failure Surface of Calcium Silicate Units*. In: *IOP Konferenzreihe: Materials Science and Engineering* (2017), Bd. 245, Nr. 3. DOI:10.1088/1757-899X/245/3/032045.
- [153] Hokes, F.; Kala, J.; Husek, M.; Kral, P.: *Parameter Identification for a Multivariable Nonlinear Constitutive Model within ANSYS Workbench*. In: *Procedia Engineering* (2016), Bd. 161, S. 892-897.
- [154] Jirasek, M.: *Numerical modeling of deformation and failure of materials*. Lecture Notes, Aachen, 1999.
- [155] Chen, W. & Saleeb, A.: *Constitutive equations for engineering materials, Volume 2: Plasticity and Modeling*. Elsevier Science B.V., Amsterdam, 1994.
- [156] Bazant, Z. & Oh, B.: *Microplane model for progressive fracture of concrete and rock*. In: *Journal for Engineering Mechanics* (1985), Bd. 111, Nr. 4, 1985, S. 559-582.
- [157] Lu, S.: *Evaluierung der Erdbebensicherheit von maßgeblichen Mauerwerkshochbauten für das Katastrophenmanagement*. Wien, Technische Universität Wien, Dissertation, 2006.
- [158] Mojsilović, N. & Marti, P.: *Eccentric Shear and Normal Forces in Structural Masonry*. *Proceedings, 6th International Masonry Conference* (4-6. Nov. 2022), V. 9, The British Masonry Society, London, S. 335-340.
- [159] Furtmüller, T.: *Numerische und experimentelle Untersuchungen von Mauerwerk in Gründerzeithäusern in Hinblick auf deren Erdbebensicherheit*. Innsbruck, Leopold-Franzens-Universität Innsbruck, Dissertation, 2010.

- [160] HeidelbergCement AG: *Betontechnische Daten*. HeidelbergCement AG, Leimen, 2017.
- [161] Nelissen, L.: *Biaxial Testing of Normal Concrete*. In: Heron (1972), Bd. 18, Nr. 1, S. 1-90.
- [162] Kupfer, H.; Zelger C.: *Das Verhalten des Betons unter mehrachsiger Kurzzeitbelastung unter besonderer Berücksichtigung der zweiachsigen Beanspruchung*. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 229, Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1973.
- [163] Linse, T. und Gebbeken, N.: *Mauerwerk unter (hoch-)dynamischen Einwirkungen; Theoretische, numerische und experimentelle Untersuchungen*. In: Jäger, W. (Hrsg.): *Mauerwerk Kalender 2017*. Ernst & Sohn, Berlin, S. 245-296. <https://doi.org/10.1002/9783433607565.ch8>
- [164] Linse, T.: *Materialmodelle für Mörtel und Ziegel für die diskrete Modellierung von Mauerwerk unter dynamischen Einwirkungen*. München, Universität der Bundeswehr München, Dissertation, 2012.
- [165] Künzel, A. und Stiegelmeier, F.: *Nichtlineare Simulation der historischen Mauerwerksfassade am Berliner Schloss - Humboldtforum*. 34. CADFEM ANSYS Simulation Conference, Nürnberg, 2016.
- [166] ÖNORM B 1990-1: *Eurocode - Grundlagen der Tragwerksplanung - Teil 1: Hochbau - Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1990 und nationale Ergänzungen*. Austrian Standards, Ausgabe Jänner 2013.
- [167] ÖNORM B 1998-3: *Eurocode 8 - Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 3: Beurteilung und Ertüchtigung von Gebäuden - Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1998-3 und nationale Erläuterungen*. Austrian Standards, Ausgabe Oktober 2018.
- [168] ÖNORM B 1996-3: *Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten - Teil 3: Vereinfachte Berechnungsmethoden für unbewehrte Mauerwerksbauten - Nationale Festlegungen und Ergänzungen zur ÖNORM EN 1996-3*. Austrian Standards, Ausgabe JULI 2016.
- [169] Pauser, A.; Schmiedmeyer, R.; Pech, A.: *Bestimmung der Festigkeit von Mauermörtel mittels Schlagversuchen, Grundlagenversuche zur Entwicklung eines In-Situ Prüfverfahrens*. Technische Universität Wien, Forschungsvorhaben im Rahmen der Hochschuljubiläumstiftung der Stadt Wien, Wien, 1995.
- [170] Köpf, A.; Schranz, C.; Pech, A.: *Zerstörungsarme Bestimmung der Steindruckfestigkeit von Bestandsmauerwerk aus Hochlochziegeln*. In: *Mauerwerk 24* (2020), Heft 1, S. 17-25.
- [171] Pech, A.: *Ziegel im Hochbau*. Birkhäuser, Basel, 2015.
- [172] Zach, F.: *Neue Entwicklungen im Mauerwerksbau und ihr Einfluss auf die Erstellung der ÖNORM B3350 "Tragende Wände"*. Wien, Technische Universität Wien, Dissertation, 1990.
- [173] Pech, A.; Kolbitsch, A.; Zach, F.: *Tragwerke*. Springer Verlag, Wien, 2008.

10 Abbildungsverzeichnis

| | |
|---|----|
| Abb. 1.1: Schematische Übersicht über die Forschungsarbeit..... | 4 |
| Abb. 1.2: Vorgehensweise Berechnungen und Ermittlung der Materialkennwerte: Kleinprüfkörper – Vibrostein | 6 |
| Abb. 2.1: Schema der Schuttverwertung in Wien nach [30] | 12 |
| Abb. 2.2: Kommunale Wohnbauten der Nachkriegszeit (1945–1965) [39] | 17 |
| Abb. 2.3: Typologien der kommunalen Wohnbauten der 1950er-Jahre nach [42] | 18 |
| Abb. 2.4: Typologie der kommunalen Wohnbauten der 1960er Jahre nach [42]..... | 19 |
| Abb. 2.5: Beispielhafte Darstellung zweier Wohnhäuser in der Per-Albin-Hansson-Siedlung West | 21 |
| Abb. 2.6: Planausschnitte von Wohnblöcken der Per-Albin-Hansson Siedlung [52] | 22 |
| Abb. 2.7: Exemplarische Darstellung eines Wohnblocks (links) und des neugeschossigen Hochhauses (rechts) im Gemeindebau Unter-Meidlinger Straße 12–16 | 23 |
| Abb. 2.8: Planausschnitt Unter-Meidlinger Straße 12–16: Ausschnitt Schnitt Hochhaus (links), Grundriss 5.Stock mit Vibromauerwerk Stiege 21 (rechts) [52] | 24 |
| Abb. 2.9: Beispielhafte Darstellung zweier Wohnblöcke des Edgar-Schranz-Hofs | 25 |
| Abb. 2.10: Planausschnitte Edgar-Schranz-Hof: Grundriss Auswechslungsplan 3. OG mit Außenwänden aus Vibrosteinen (links), Grundriss Einreichplan Dachgeschoss ohne Angabe der Mauerwerksart (rechts) [56] | 26 |
| Abb. 2.11: Abbildung eines Dachgeschossausbaus: Ausstellungsstraße 67 (links) und einer Aufstockung: Czerninplatz 7 (rechts) nach [58] | 28 |
| Abb. 3.1: Schuttaufbereitungsanlage nach [30]..... | 31 |
| Abb. 3.2: Schuttaufbereitungsanlage am Morzinplatz nach [30]..... | 32 |
| Abb. 3.3: Aufbereitungsanlage für die Herstellung von Vibrosteinen (10. Bezirk Wien, Arsenal) nach [30] | 36 |
| Abb. 3.4: Unterschiedliche Ziegelsplittbeton-Hohlblocksteine im Ziegmuseum der Stadt Wien (Bezirkmuseum Penzing) | 37 |
| Abb. 3.5: Steingrundriss und Schnitt durch die Wand von in Deutschland genormten Mauerwerk aus Leichtbeton-Hohlblocksteinen (DIN 4152-4154) nach [59] | 38 |
| Abb. 3.6: In Schweden von Ziv.-Ing. Lindemann entwickelter Vibro-Blockstein nach [59]..... | 39 |
| Abb. 3.7: Vibro-Baustein/-Mauerwerk entwickelt von Ziv. Ing. Lechner in der Schweiz nach [59]..... | 40 |
| Abb. 3.8: Darstellung des Ebenseer-Schnellbausteins (Normalstein) nach [61] | 42 |
| Abb. 3.9: IBG Hohlblockstein nach [62]..... | 43 |
| Abb. 3.10: Abbildung des Elbau-Hohlblocksteins (Schnitt, Querschnitt) nach [66] | 48 |
| Abb. 3.11: Durisol-Mauersteine: Ansicht, Querschnitt und Schnitte nach [67]..... | 48 |
| Abb. 3.12: Abbildung der Klustosteine nach [68]..... | 49 |

| | |
|---|----|
| Abb. 3.13: Wandbaustoffe der tragenden Wände aller bewerteten Gebäude nach [58] | 51 |
| Abb. 3.14: Wandbaustoffe der Schubwände aller bewerteten Gebäude nach [58] | 51 |
| Abb. 4.1: Spannungs-Dehnungslinie von Beton unter einaxialer Druckbeanspruchung nach [76], [77] | 56 |
| Abb. 4.2: Einflussbereich der Querdehnungsbehinderung bei der Druckfestigkeitsprüfung nach [80] ... | 57 |
| Abb. 4.3: Lastabtrag von Beton und Leichtbeton: Einfluss der Steifigkeit der Einzelkomponenten nach [81] | 57 |
| Abb. 4.4 Versagensmechanismen im haufwerksporigen Leichtbeton nach [85]..... | 59 |
| Abb. 4.5: Spannungsdehnungslinie von modernem und historischem Kalkmörtel unter Druckbelastung nach [121]..... | 67 |
| Abb. 4.6: Spannungszustand im Mauerwerk unter einaxialer Druckfestigkeit nach [124]..... | 69 |
| Abb. 5.1: Beispielhafte Darstellung eines Vibrosteins in sehr gutem Zustand | 73 |
| Abb. 5.2: Beispielhafte Darstellung eines Vibrosteins in gutem Zustand (links)..... | 73 |
| Abb. 5.3: Beispielhafte Darstellung eines Vibrosteins in mittlerem Zustand (rechts) | 73 |
| Abb. 5.4: Beispielhafte Darstellung eines Vibrosteins in schlechtem Zustand (links)..... | 73 |
| Abb. 5.5: Beispielhafte Darstellung eines Vibrosteins in sehr schlechtem Zustand (rechts) | 73 |
| Abb. 5.6: Darstellung der Unterseite des Vibrosteins | 74 |
| Abb. 5.7 und Abb. 5.8: Aufnahmen des Ziegelsplittbetons mittels optischer Mikroskopie an polierten Querschliffen [134]..... | 76 |
| Abb. 5.9 und Abb. 5.10: Exemplarische Abbildungen des Gefüges des Ziegelsplittbetons mittels Elektronenmikroskopie [134] | 77 |
| Abb. 5.11: Elektronenmikroskopische Aufnahme des Ziegelsplittbetons an einem polierten Querschliff [134] | 77 |
| Abb. 5.12: Nahaufnahme des Ziegelsplittbetons aus zwei unterschiedlichen Vibrosteinen | 78 |
| Abb. 5.13: Bezeichnung der Kleinprüfkörper nach ihrer Entnahmestelle..... | 79 |
| Abb. 5.14: Wasseraufnahme und Austrocknungsverhalten der Prüfkörper nach den Ergebnissen aus [135] | 80 |
| Abb. 5.15: Druckfestigkeitsprüfung eines Kleinprüfkörpers mit der versuchsweisen Anbringung eines DMS | 82 |
| Abb. 5.16: Spannungs-Dehnungslinie der Kleinprüfkörper mit den Maßen $4 \times 4 \times 8$ cm..... | 83 |
| Abb. 5.17: Exemplarische Rissbildung bei Erreichen der Bruchlast der Kleinprüfkörper..... | 84 |
| Abb. 5.18: 3-Punkt-Biegezugprüfung an Kleinprüfkörpern mit den Maßen $3 \times 3 \times 12$ cm..... | 84 |
| Abb. 5.19: Exemplarische Bruchbilder der Biegezugprüfung | 85 |
| Abb. 5.20: Bruchbilder nach Prüfung der Druckfestigkeit: Verfestigung durch Hydropox EP1 (links) und Pur-O-Stop FS-M (rechts) | 88 |
| Abb. 5.21: Exemplarische Abbildung der 3-Punkt-Biegezugprüfung | 88 |

| | |
|---|-----|
| Abb. 5.22: Bruchbilder nach der Prüfung der Biegezugfestigkeit: Verfestigung durch Hydropox EP1 (links) und Pur-O-Stop FS-M (rechts) | 89 |
| Abb. 5.23: Exemplarische Abbildung der Druckfestigkeitsprüfung des Vibrosteins | 90 |
| Abb. 5.24: Spannungs-Stauchungslinien der Vibrosteine bei Druckbeanspruchung nach [132] | 91 |
| Abb. 5.25: Schematischer Versuchsaufbau der 4-Punkt-Biegezugprüfung nach [132] | 92 |
| Abb. 5.26: Darstellung des exemplarischen Bruchschemas der Biegezugprüfung von drei Prüfkörpern .. | 93 |
| Abb. 5.27: RILEM-Pfeiler mit schematischer Darstellung der Messtechnik: Ansicht der Längsseite (links), Ansicht der Stirnseite (Mitte), Lage der DMS in den Mörtelfugen (rechts oben), Draufsicht (rechts unten) nach [132] | 98 |
| Abb. 5.28: Exemplarische Darstellung der DMS in der Lagerfuge | 98 |
| Abb. 5.29: Elastizitätsmodul und Querdehnungsmodul der RILEM-Pfeiler bei unterschiedlichen Lastniveaus [132] | 99 |
| Abb. 5.30: Fugendehnung der RILEM-Pfeiler bei unterschiedlichen Lastniveaus nach [132] | 100 |
| Abb. 5.31: Spannungs-Stauchungslinie der einaxialen Druckversuche der RILEM-Pfeiler nach [132] | 100 |
| Abb. 5.32: Bruchbilder an der Stirnseite von drei Mauerwerkspfeilern | 101 |
| Abb. 5.33: Bruchformen von Mauerwerkspfeilern unter einaxialer Druckbeanspruchung nach [141] | 102 |
| Abb. 5.34: Exemplarische Bruchformen der Längsseiten des RILEM-Pfeilers | 102 |
| Abb. 5.35: Schematischer Versuchsaufbau zur Bestimmung der Anfangshaftscherfestigkeit nach [7], [132] | 104 |
| Abb. 5.36: Exemplarische Darstellung des Prüfkörpers mit Versagen durch Schubbruch (links) und mit zusätzlichem Versagen durch Zerbrechen des Mauersteins (rechts) | 105 |
| Abb. 6.1: Modellierungsstrategien des Mauerwerks nach [16] | 110 |
| Abb. 6.2: Bruchfläche für Beton des Menetrey-Willam-Modells (links), Bruchfläche nach Mohr-Coulomb (rechts) im Deviatorschnitt (Vokabeln siehe Linse) nach [8], [11] | 113 |
| Abb. 6.3: Fließfläche des Menetrey-Willam-Modells nach [11], [8] | 116 |
| Abb. 6.4: Ver- und Entfestigungsfunktionen für die lineare Entfestigung unter Druck (a) und unter Zug (b) | 118 |
| Abb. 6.5: Ver- und Entfestigungsfunktionen für die exponentielle Entfestigung unter Druck (a) und unter Zug (b) | 119 |
| Abb. 6.6: Erweitertes Materialmodell nach Ganz [15], [16] | 121 |
| Abb. 6.7: Darstellung der Spannungs-Stauchungslinie der hohen, der mittleren und der niedrigen Werte aus den FE-Berechnungen sowie der umhüllenden Spannungs-Stauchungslinien der experimentellen Prüfergebnisse (grau unterlegt) der Kleinprüfkörper | 124 |
| Abb. 6.8: Minimale Hauptspannungen σ_3 (links oben), maximale Hauptspannungen σ_1 (rechts oben), zweite Hauptspannung σ_2 (links unten) und plastische Vergleichsdehnung (rechts unten) der Kleinprüfkörper | 125 |

| | |
|---|-----|
| Abb. 6.9: Darstellung der Spannungs-Stauchungslinie der hohen, der mittleren und der niedrigen Werte aus den FE-Berechnungen sowie der umhüllenden Spannungs-Stauchungslinie der experimentellen Prüfergebnisse (grau unterlegt) der Vibrosteine | 130 |
| Abb. 6.10: Minimale Hauptspannungen σ_3 (links oben), maximale Hauptspannungen σ_1 (rechts oben), zweite Hauptspannung σ_2 (links unten) und plastische Vergleichsdehnung (rechts unten) der Kleinprüfkörper (Eingangsparameter siehe Tab. 6.2 Mittelwert) | 131 |
| Abb. 6.11: Minimale Hauptspannungen σ_3 (links) und maximale Hauptspannungen σ_1 (rechts) des in der Mitte geschnittenen Vibrosteins..... | 131 |
| Abb. 6.12: Modellbildung eines Viertels bzw. eines Achtels des Mauerwerkpfeilers unter Betrachtung von Symmetrien | 134 |
| Abb. 6.13: Vereinfachte Darstellung des Vibrosteins ohne Berücksichtigung des Lochbildes: Draufsicht Vernetzung (links unten), Längsseite plastische Vergleichsdehnung (links oben); realitätsgetreue Darstellung des Vibrosteins mit Berücksichtigung des Lochbildes: Draufsicht Vernetzung (rechts unten), Längsseite plastische Vergleichsdehnung (rechts oben)..... | 137 |
| Abb. 6.14: Exemplarische Darstellung der plastischen Vergleichsdehnung bei der Mikromodellierung des Vibromauerwerks unter einaxialer Druckbeanspruchung | 139 |
| Abb. 6.15: Elementgrößen der numerischen Berechnung bei den unterschiedlichen Größenskalen des Mauerwerks | 141 |
| Abb. 7.1: Eingriff in das Mauerwerk bei der Entnahme von fünf Mauersteinen | 148 |

11 Tabellenverzeichnis

| | |
|---|-----|
| Tab. 2.1: Anzahl der derzeit bewohnten Wohnanlagen und Wohnungen, nach Fertigstellungsjahr (1945–1965) [38] | 15 |
| Tab. 2.2: Anzahl der derzeit bewohnten Wohnanlagen, Wohnungen und Lokale (Errichtung zwischen 1945 und 1965) nach Standort (1.–23. Bezirk) nach [38]..... | 16 |
| Tab. 2.3: Auszug aus der Tabelle des Ausbaupotenzials kommunaler Wohnbauten im 2. Wiener Bezirk nach [58]..... | 29 |
| Tab. 3.1: Wärmeleitfähigkeit des Ziegelbruchbetons in Abhängigkeit vom Raumgewicht nach [59] | 34 |
| Tab. 3.2: Zusammenfassende Stein- und Mauerwerksdaten der Hohlblocksteine aus Deutschland (DIN 5152), aus Schweden und aus der Schweiz nach [59]..... | 41 |
| Tab. 3.3: Mittlere Mindestfestigkeit, zulässige Mauerwerksspannung und Gewicht der EbenseerSchnellbausteine nach [61] | 43 |
| Tab. 3.4: Materialkennwerte der unterschiedlichen Hohlblocksteine mit Zuschlag aus Ziegelsplittbeton nach [60], [61], [62] | 44 |
| Tab. 4.1: Formfaktoren zur Berücksichtigung der Prüfkörpermaße nach [4] | 63 |
| Tab. 5.1: Maße der Vibrosteine nach [132]..... | 75 |
| Tab. 5.2: Netto-, Brutto- und Lochanteile der Vibrosteine [132] | 75 |
| Tab. 5.3: Wasseraufnahme- und Wasserabgabeverhalten der Prüfkörper aus Ziegelsplittbeton nach [136] | 81 |
| Tab. 5.4: Druckfestigkeit und Elastizitätsmodul aller geprüften Kleinprüfkörper..... | 82 |
| Tab. 5.5: Druckfestigkeit und Elastizitätsmodul der Kleinprüfkörper (KPK) in Abhängigkeit von den drei unterschiedlichen Ausgangssteinen..... | 83 |
| Tab. 5.6: Druckfestigkeit und Elastizitätsmodul der verfestigten und unverfestigten Kleinprüfkörper nach [128] | 87 |
| Tab. 5.7: Biegezugfestigkeit der verfestigten und unverfestigten Kleinprüfkörper nach [128]..... | 89 |
| Tab. 5.8: Druckfestigkeit, Elastizitätsmodul, Querdehnungsmodul und Querdehnungszahl der Vibrosteine | 91 |
| Tab. 5.9: Druckfestigkeit der verfestigten Vibrosteine nach [128] | 95 |
| Tab. 5.10: Biegezug- und Druckfestigkeitswerte des Mörtels nach 14 und 18 Tagen nach [132] | 97 |
| Tab. 5.11: Druckfestigkeit, Elastizitätsmodul, Querdehnungsmodul, Fugendehnung längs und Fugendehnung quer nach [132] | 99 |
| Tab. 5.12: Prüfanzahl, Variable k_n , Mittelwert, berechneter charakteristischer Wert, Teilsicherheitsbeiwert und Bemessungswert der experimentell ermittelten Materialkennwerte nach [132] | 107 |
| Tab. 6.1: Fließkriterien des Materialmodells nach Ganz [15], [16] | 122 |
| Tab. 6.2: Eingangsparmeter des Ziegelsplittbetons für die numerische Berechnung..... | 124 |

| | |
|---|-----|
| Tab. 6.3 Eingangparameter des Ziegelsplittbetons für die numerischen Berechnungen..... | 128 |
| Tab. 6.4: Eingangswerte, Kraftreaktionen, Mittelwerte der experimentellen Prüfergebnisse..... | 129 |
| Tab. 6.5: Eingangparameter des im Rahmen dieser Arbeit geprüften und verwendeten Mörtels für die numerischen Berechnungen | 136 |
| Tab. 6.6: Geänderte Eingangparameter des vereinfachten Modells des Vibrosteins (Vollstein)..... | 137 |
| Tab. 6.7: Eingangparameter für die Makromodellierung des Vibromauerwerks..... | 141 |
| Tab. 7.1: Mindestens erforderliche Kenntnisstände in Abhängigkeit von der Schadensfolgeklasse nach [122] | 144 |
| Tab. 7.2: Zusammenfassung der Druckfestigkeiten des untersuchten Vibromauerwerks | 151 |