Universität für Bodenkultur Wien
Department für Bautechnik und Naturgefahren
Institut für Konstruktiven Ingenieurbau
Peter-Jordanstraße 82, 1190 WIEN

Masterarbeit

Statische Nachweise eines Dachgeschoßausbaus am Beispiel eines typologischen Wohnbaus der Nachkriegszeit

Paul Strasser

Wien, Mai 2016

universität des lebens

Masterarbeit zur Erlangung des akademischen Grades Diplom Ingenieur der Studienrichtung Kulturtechnik und Wasserwirtschaft an der Universität für Bodenkultur Wien

Betreuung:

Assoc. Prof. Dr. Alfred Strauss

eingereicht von

Paul Strasser

Matr.Nr.: 0840319

Eidesstaatliche Erklärung zur Masterarbeit

Ich versichere hiermit, diese Masterarbeit selbstständig und lediglich unter Benutzung der angegebenen Quellen verfasst zu haben.

Die vorliegende Arbeit wurde bisher noch nicht im Rahmen eines anderen Prüfungsverfahrens eingereicht.

Wien, am 1. Juni 2016

.....

Name

Danksagung

An dieser Stelle möchte ich mich bei all denjenigen bedanken, die mich während der Anfertigung dieser Masterarbeit begleitet und unterstützt haben. Mein Dank gebührt Herrn Assoc. Prof. Dr. Alfred Strauss, der meine Masterarbeit betreut und begutachtet hat. Desweiteren möchte ich mich bei Dr. Dipl.-Ing. Stefan Jaksch und Dipl.-Ing. Angelika Franke für deren hilfreiche Anregungen und die konstruktive Kritik bei der Erstellung dieser Arbeit bedanken. Ebenfalls möchte ich mich bei der Firma alpS GmbH bedanken, die mich im Zuge dieser Masterarbeit geringfügig angestellt und somit auf diesem Wege finanziell unterstütz hat. Meinen Freunden danke ich besonders für deren aufheiternde Worte in schwierigen Zeiten und deren Freundschaft. Meiner Freundin Lena möchte ich an dieser Stelle besonderen Dank aussprechen, da sie mir in jenen Momenten zur Seite steht, in denen ich am dringendsten Hilfe benötige. Abschließend möchte ich mich bei meiner Familie bedanken, die mir mein Studium durch ihre Unterstützung ermöglicht hat.

Kurzfassung

Dachgeschoßausbauten stellen eine Möglichkeit dar zusätzlichen Wohnraum innerhalb dicht bebauter Gebiete zu schaffen. Bereits bestehende Gebäude bilden dabei die Basis für potentielle Ausbauten. Um zusätzlichen leistbaren Wohnraum im Raum Wien zur Verfügung stellen zu können, sollen Wohnhausanlagen der Nachkriegszeit (1955-1970) auf deren Ausbaupotential untersucht werden. Daher beschäftigt sich diese Arbeit mit, für den Ausbau relevanten, statischen Nachweisen und den damit zusammenhängenden Untersuchungen der Bestandsgebäude. Mittels des Pushover-Verfahrens erfolgt die Erdbebenbemessung der Gebäude für verschiedene Ausbauvarianten. Weitere Nachweise umfassen Berechnungen zum Grundbruch des Gebäudes, sowie Tragfähigkeitsanalysen der obersten Bestandsdecke.

Die Bemessung des Erdbebennachweises erfolgte mithilfe der Software 3Muri, die die Erdbebenkapazität von Gebäuden anhand der Pushover-Analyse ermittelt. Die Ergebnisse zeigen, dass die Ausbauvariante eines 2-geschoßigen Dachgeschoßausbaus für keines der untersuchten Gebäude zulässig ist. Im Fall des reduzierten Ausbaus, dessen Belastung einem 1-geschoßigen Dachausbau gleichkommt, konnte für 2 der 3 Varianten der Nachweis erbracht werden.

Die Ergebnisse der Fundamentnachweise des Beispielgebäudes zeigen, dass die Laststeigerung des 2-geschoßigen Ausbaus zu groß ist, und somit keine ausreichende Sicherheit gewährleistet ist. Der reduzierte Ausbau erfüllt die geforderten Bedingungen nur in einem der zwei Fälle.

Der Tragfähigkeitsnachweis der Decke ist bei keiner der gewählten Ausbauvarianten ohne zusätzliche bauliche Maßnahmen erbracht. Hierbei ist jedoch anzumerken, dass sogar die Bestandsdecke, gemäß der für den Nachweis gewählten Methode, nicht ausreichend dimensioniert ist.

Somit ist festzuhalten, dass ein gewisses Ausbaupotential für Wohnhausanlagen der Nachkriegszeit vorhanden ist, jedoch das Ausmaß eventuell benötigter Ertüchtigungsmaßnahmen von Fall zu Fall zu prüfen ist.

Abstract

Loft conversions offer an opportunity to provide additional living space in densely built-up areas. Existing buildings form the basis for potential conversions. In order to be able to provide affordable living space in the area of Vienna, the potential of loft conversions of municipality buildings of the postwar period (1955-1970) should be examined. Therefore this thesis focuses on structural analyses of these buildings and the coherent research. Using the pushover-analysis the design basis of vibratory ground motion of buildings and possible versions of loft conversions are being examined. Further structural analyses involve the calculation of possible base failures of the building, as well as the calculation of the bearing capacity of the topmost slab.

By the use of the software 3Muri the determination of the design basis for vibratory ground motion is carried out. The results show, that for none of the examined buildings the version of a 2-storey loft conversion is approvable. In case of the reduced loft conversion, which represents a 1-storey loft conversion, the structural analysis of 2 out of 3 buildings could be provided.

Evaluations of the calculation of possible base failures indicate that the increased load, due to the 2-storey loft conversion, exceeds the required safety demands. On the contrary the 1-storey loft conversion fulfils the postulated requirements in 1 out of 2 cases.

Merely the structural analysis of the bearing capacity of the topmost slab cannot be provided for any of the probed conversions, without additional structural measures. It has to be said, that according to the used method, even the dimensioning of the existing slab is insu cient.

Hence it should be noted that municipality buildings of the postwar period (1955-1970) show a potential for loft conversions, but the extent of possible needed strengthening measures has to be verified from case to case.

Inhaltsverzeichnis

1 Einleitung **1**

2 Zielsetzung und Aufgabenstellung **3**

3 Grundlagen **5**
3.1 Baurelevante Grundlagen . . . 5
3.1.1 Untersuchter Gebäudetyp „TYP 1960.1“ . . . 5
3.1.2 Beispielgebäude Hackinger Straße . . . 6
3.1.3 Für die Errichtung verwendete Materialien . . . 8
3.1.4 Bauteile und Bausysteme . . . 16
3.2 Einführung in die Erdbebengefährdung . . . 18
3.2.1 Baugrundklassen . . . 19
3.2.2 Bedeutungskategorien . . . 20
3.2.3 Kenntnisstand und Konfidenzbeiwert . . . 21
3.2.4 Antwortspektren . . . 21
3.2.5 Pushover-Verfahren . . . 24

4 Material und Methodik **27**
4.1 Ermittlung der Schnittgrößen . . . 27
4.1.1 Einwirkungskombinationen . . . 27
4.1.2 RFEM . . . 28
4.2 Berechnung des Erdbebennachweises . . . 28
4.2.1 Pushover-Verfahren anhand ÖNORM EN 1998-1 . . . 28
4.2.2 Pushover-Berechnung anhand der N2-Methode . . . 29
4.2.3 3Muri . . . 34
4.2.4 Erfüllungsfaktoren anhand der Schadensfolgeklasse und Versagenswahrscheinlichkeit . . . 40
4.2.5 Ermittlung der Materialeigenschaften . . . 41
4.3 Berechnung des Grundbruchnachweises . . . 42
4.3.1 Ermittlung der Gleitkreistiefe H . . . 42
4.3.2 Ermittlung der Grundbruchspannung R_d . . . 42
4.3.3 Ermittlung der Sohlspannung V_d . . . 43
4.3.4 Berechnung des Ausnutzungsgrads η . . . 44
4.4 Berechnung der obersten Bestandsrippendecke . . . 44

5 Case studies **47**
5.1 Bestandsgebäude . . . 47
5.1.1 Bestandsdecken und Fußböden . . . 48
5.1.2 Bestandswände . . . 50
5.1.3 Bestandsdach . . . 50
5.2 Untersuchter 2-geschoßiger Dachausbau . . . 51
5.2.1 Decke über dem 3. Obergeschoß . . . 52
5.2.2 Wände der Ausbauvariante . . . 53

5.2.3 Zwischendecke der Ausbauvariante . . . 54
5.2.4 Dachkonstruktionen der Ausbauvariante . . . 54
5.3 Untersuchter reduzierter Dachausbau . . . 55
5.4 Veränderliche Lasten der Varianten . . . 56
5.4.1 Nutzlasten . . . 56
5.4.2 Windlasten . . . 56
5.4.3 Schneelasten . . . 57
5.5 Grundbaumechanische Eigenschaften . . . 57

6 Ergebnisse **59**
6.1 Berücksichtigte Lasten aus den Decken und Wänden . . . 59
6.2 Berücksichtigte Lasten der Dachausbauvarianten . . . 59
6.2.1 Statisches System des 2-geschoßigen Dachausbaus . . . 60
6.2.2 Berücksichtigte Ausbaulasten für den Erdbebennachweis . . . 60
6.2.3 Berücksichtigte Ausbaulasten für den Nachweis gegen Grundbruch . . . 61
6.2.4 Berücksichtigte Ausbaulasten für den Tragfähigkeitsnachweis der Decke . 62
6.3 Erdbebennachweis nach dem Pushover-Verfahren mit 3Muri . . . 62
6.3.1 Bemessungsrelevante Grundlagen . . . 63
6.3.2 3-geschoßiges Wohngebäude . . . 67
6.3.3 4-geschoßiges Wohngebäude . . . 69
6.3.4 5-geschoßiges Wohngebäude . . . 73
6.3.5 Vergleich der Wohngebäude im Bestandsfall . . . 76
6.3.6 Erfüllungsfaktoren anhand der Schadensfolgeklasse und Versagenswahrscheinlichkeit . . . 77
6.4 Untersuchung der Fundamente auf deren Grundbruchsicherheit . . . 77
6.4.1 Annahmen der Fundamentbemessung . . . 78
6.4.2 Ermittlung der Gleitkreistiefe H . . . 79
6.4.3 Ermittlung des Grundbruchwiderstands R_d . . . 79
6.4.4 Ermittlung der Sohlspannungen V_d für das Fundament der Mittelmauer . 79
6.4.5 Berechnung der Ausnutzungsgrade η für das Fundament der Mittelmauer 83
6.4.6 Ermittlung der Sohlspannungen V_d für das Fundament der Hofmauer . . . 84
6.4.7 Berechnung der Ausnutzungsgrade η für das Fundament der Hofmauer . . 87
6.5 Biegetragfähigkeitsnachweise der Rippendecke des obersten Geschoßes . . . 88
6.5.1 Annahmen für den Tragfähigkeitsnachweis der Bestandsdecke . . . 88
6.5.2 Berechnung der Tragfähigkeit der Decke . . . 89

7 Diskussion **93**
7.1 Materialien und Methodik . . . 93
7.2 Erdbebennachweis . . . 93
7.3 Grundbruchnachweis . . . 95
7.4 Tragfähigkeitsnachweis der Decke . . . 96

8 Schlussfolgerungen **97**

Literaturverzeichnis **99**

A Anhang **103**
A.1 Verwendete Planunterlagen . . . 103
A.2 Gezeichnete Pläne . . . 104
A.3 Zusätzliche Unterlagen zur Erbringung des Erdbebennachweises . . . 115
A.4 Zusätzliche Unterlagen zur Nachweisführung des Grundbruchs . . . 118
A.5 Für die Nachweise berücksichtigte Lastfälle, Lagerreaktionen und Schnittgrößen . 124

Tabellenverzeichnis

Tab. 3.1: Mauerstärken der Bestandswände der Hackinger Straße 30-36 9
Tab. 3.2: Kennwerte von Vollziegeln (Kolbitsch, 1991) 10
Tab. 3.3: Weitere Kennwerte von Vollziegeln (Zimmermann und Strauss, 2011) 10
Tab. 3.4: Charakteristische Daten des Vibro-Steins aus Abbildung 3.8 (Pecht, 1947) . . 13
Tab. 3.5: Würfelfestigkeiten und zulässige Spannungen des Betons (ÖNORM B 4200-3, 1959) 14
Tab. 3.6: Betonstahl und dessen Eigenschaften (ONR 24009, 2013) 15
Tab. 3.7: Kennwerte des Stahlbetons (ÖNORM B 4200-4, 1957) 16
Tab. 3.8: Baugrundklassen (ÖNORM EN 1998-1, 2013) 20
Tab. 3.9: Bedeutungskategorien (ÖNORM EN 1998-1, 2013) 21
Tab. 3.10: Kenntnisstand (ÖNORM EN 1998-3, 2013) 21
Tab. 4.1: Schadensfolgeklasse (ÖNORM B 1998-3, 2016) 40
Tab. 4.2: Teilsicherheitsbeiwerte der Bemessungssituation BS 1 (ÖNORM B 1997-1-1, 2013) 43
Tab. 5.1: Fussbodenaufbau der Stiegenpodeste 48
Tab. 5.2: Fussbodenaufbau der Nassräume 49
Tab. 5.3: Fussbodenaufbau der Wohn- und Schlafzimmer 49
Tab. 5.4: Fussbodenaufbau des Dachbodens 49
Tab. 5.5: Fussbodenaufbau des Balkons 50
Tab. 5.6: Lasten der Bestandswände 50
Tab. 5.7: Dachkonstruktion des Bestands 51
Tab. 5.8: Fussbodenaufbau des niedrigen Bereichs 52
Tab. 5.9: Fussbodenaufbau des hohen Bereichs 53
Tab. 5.10: Fussbodenaufbau der Terrasse 53
Tab. 5.11: Wandaufbau des Ausbaus 54
Tab. 5.12: Zwischendeckenaufbau des Ausbaus 54
Tab. 5.13: Dachaufbau des Ausbaus - Flachdach 55
Tab. 5.14: Dachaufbau des Ausbaus- Steildach 55
Tab. 5.15: Nutzlasten (ÖNORM EN 1991-1-1, 2011) 56
Tab. 5.16: Eingangsparameter zur Ermittlung der Windlasten (ÖNORM EN 1991-1-4, 2011) und (ÖNORM B 1991-1-4, 2013) 56
Tab. 5.17: Außendruckbeiwerte $c_{pe,10}$ 57
Tab. 5.18: Schneelasten (ÖNORM EN 1991-1-3, 2016) und (ÖNORM B 1991-1-3, 2013) . 57
Tab. 5.19: Ergebnisse der Bodenuntersuchung 58
Tab. 5.20: Bodenmechanische Kennwerte (Krapfenbauer, 2013) 58
Tab. 6.1: Zusammenfassung der Lasten für die 2-geschoßige Ausbauvariante 61
Tab. 6.2: Zusammenfassung der Lasten für die reduzierte Ausbauvariante 61
Tab. 6.3: Zusammenfassung der Lasten für die 2-geschoßige Ausbauvariante 61
Tab. 6.4: Zusammenfassung der Lasten für die reduzierte Ausbauvariante 62
Tab. 6.5: Bemessungsschnittgrößen der drei Ausbauvarianten 62
Tab. 6.6: Annahmen der Eigenschaften der Deckensysteme 65
Tab. 6.7: Parameter des Vollziegel- bzw. Vibromauerwerks 66
Tab. 6.8: Parameter der Betons B225 66

Tab. 6.9: Annahmen zu Referenzbodenbeschleunigung und Baugrundklasse 66
Tab. 6.10: Zusammenfassung der Analysen zur Ermittlung des Erfüllungsfaktors α für das 3-geschoßige Wohngebäude 67
Tab. 6.11: Zusammenfassung der Analysen zur Ermittlung des Erfüllungsfaktors α für das 4-geschoßige Wohngebäude 70
Tab. 6.12: Zusammenfassung der Analysen zur Ermittlung des Erfüllungsfaktors α für das 5-geschoßige Wohngebäude 74
Tab. 6.13: Ermittlung der Erfüllungsfaktoren α_{soll} 77
Tab. 6.14: Annahmen für die Bemessung der Fundamente 78
Tab. 6.15: Ermittelte Tragfähigkeitsbeiwerte 78
Tab. 6.16: Berücksichtigte Teilsicherheitsbeiwerte 78
Tab. 6.17: Fundamentgeometrien 79
Tab. 6.18: Grundbruchspannungen der Fundamente 79
Tab. 6.19: Belastungen des Fundaments der Mittelmauer im Bestand 80
Tab. 6.20: Wandlasten der Mittelmauern 80
Tab. 6.21: Belastungen des Fundaments der Mittelmauer im Fall des 2-geschoßigen Ausbaus 81
Tab. 6.22: Belastungen des Fundaments der Mittelmauer im Fall des reduzierten Ausbaus 82
Tab. 6.23: Sohlspannungen des Fundaments der Mittelmauer 83
Tab. 6.24: Ausnutzungsgrad des Fundaments der Mittelmauer für die untersuchten Ausbauvarianten 83
Tab. 6.25: Belastungen des Fundaments der Hofmauer im Bestandsfall 84
Tab. 6.26: Wandlasten der Hofmauern 85
Tab. 6.27: Belastungen des Fundaments der Hofmauer im Fall des 2-geschoßigen Ausbaus 85
Tab. 6.28: Belastungen des Fundaments der Hofmauer im Fall des reduzierten Ausbaus . 86
Tab. 6.29: Sohlspannungen des Fundaments der Hofmauer 87
Tab. 6.30: Ausnutzungsgrad des Fundaments der Hofmauer für die untersuchten Ausbauvarianten 87
Tab. 6.31: Materialeigenschaften der Bestandsdecke 88
Tab. 6.32: Abmessungen sowie weitere Eigenschaften der Bestandsdecke 88
Tab. 6.33: Ergebnisse der Biegebemessung für verschiedene Lasten 91
Tab. A.1: Verwendete Pläne - Auswechslungs- bzw. Bestandspläne 103
Tab. A.2: Verwendete Schal- und Bewehrungspläne 104
Tab. A.3: Verwendete Pläne - Ausbau 104
Tab. A.4: Beschreibung der in Abbildungen A.1-A.10 dargestellten Unterzüge und Roste 104

Abbildungsverzeichnis

Abb. 3.1: Wohnungstype des Wiener Gemeindebauprogramms 1950 (Bramhas, 1987) . . 6
Abb. 3.2: Baustelle in der Waldvogelstraße (Pommer, 1963) 6
Abb. 3.3: Grundriss eines Abschnitts der Hackinger Straße 30-36; Bestandsplan 1. OG, Stiege 16-19 7
Abb. 3.4: Schnitt durch einen Abschnitt der Hackinger Straße 30-36; Plannummer: 41, Stiege 16-19 8
Abb. 3.5: Erzeugung des Vibro-Steins (Pecht, 1947) 11
Abb. 3.6: Vibro-Stein des Ziegelmuseums Wien (eigene Aufnahme) 11
Abb. 3.7: Darstellung einer Schutt-Aufbereitungsanlage in einem Zeitungsartikel der sich im Besitz des Wiener Ziegelmuseums befindet (eigene Aufnahme) 12
Abb. 3.8: Abmessungen des Vibro-Steins (Pecht, 1947) 12
Abb. 3.9: Ansicht und Querschnitt eines TOR-Stahls (Wiener Landesregierung, 1946) . 15
Abb. 3.10: Ast-Molin Decke im Querschnitt (Pauser, 1994) 16
Abb. 3.11: Ast-Molin Deckenschalung (Amann et al., 2007) 17
Abb. 3.12: Aufbau einer Wand mittels der Grundverbände (Jäger und Marzahn, 2010) . . 18
Abb. 3.13: Zwei Kopf breiter Blockverband (Jäger und Marzahn, 2010) 18
Abb. 3.14: Einteilung der Erdbebenzonen (ÖNORM B 1998-1, 2011) 19
Abb. 3.15: Ermittlung der Antwortspektren (Bachmann, 2002) 22
Abb. 3.16: Form des Antwortspektrums (ÖNORM EN 1998-1, 2013) 23
Abb. 3.17: Vergleich der Stockwerksverschiebung (Meskouris et al., 2011) 25
Abb. 3.18: Belastetes Rahmensystem mit zugehöriger Pushover-Kurve (Meskouris et al., 2011) 26
Abb. 4.1: Darstellung der Verteilungen sowie Ausmitten (Gass, 2013) 29
Abb. 4.2: Dynamisches Ersatzsystem mit den Verschiebungsvektoren Φ (Meskouris et al., 2011) 30
Abb. 4.3: Dynamisches Ersatzsystem mit den normierten Kräften (Meskouris et al., 2011) 31
Abb. 4.4: Abbildung der energieäquivalenten Flächen (Meskouris et al., 2011) 31
Abb. 4.5: Idealisierte Pushover Kurve (Meskouris et al., 2011) 32
Abb. 4.6: Fall 1 (Meskouris et al., 2011) 33
Abb. 4.7: Fall 2 (Meskouris et al., 2011) 33
Abb. 4.8: Fall 3 (Meskouris et al., 2011) 34
Abb. 4.9: Elementbezeichnungen des Programms 3Muri (3Muri - General description, s.a.) 35
Abb. 4.10: Typischer Grundriss eines Geschoßes (3Muri - General description, s.a.) 36
Abb. 4.11: Darstellung eines Makroelements (3Muri - General description, s.a.) 37
Abb. 4.12: Legende der Versagensmechanismen (Gass, 2009) 38
Abb. 4.13: Darstellung von Wand 1 im unbeschädigten und teilbeschädigten Zustand . . 39
Abb. 4.14: Pushover-Kurve von Wand 1 39
Abb. 4.15: Abmessungen des Plattenbalkens (ÖNORM EN 1992-1-1, 2013) 45
Abb. 5.1: Dachkonstruktion eines Gebäudes der Hackinger Straße 30-36 50
Abb. 5.2: Ansichten des 2-geschoßigen Dachausbaus, Plannr.: 50/916/05 51
Abb. 5.3: Querschnitt durch den 2-geschoßigen Dachausbau, Plannr.: 50/916/03 51
Abb. 6.1: Idealisiertes System des 2-geschoßigen Dachausbaus aus RFEM 60
Abb. 6.2: Lage des Kontrollknotens 63

Abb. 6.3: Modellparameter der Berechnungen mit 3Muri 64
Abb. 6.4: Systemidealisierung 65
Abb. 6.5: Darstellung der erbrachten Erfüllungsfaktoren α der Ausbauvarianten des 3-geschoßigen Wohngebäudes 68
Abb. 6.6: Analyse Nr. 2 für das 3-geschoßige Wohngebäude 69
Abb. 6.7: Darstellung der erbrachten Erfüllungsfaktoren α der Ausbauvarianten des 4-geschoßigen Wohngebäudes 71
Abb. 6.8: Vergleich der Pushover-Kurven für Analyse 5 des 4-geschoßigen Wohnbaus . . 71
Abb. 6.9: Vergleich der Pushover-Kurven für Analyse 7 des 4-geschoßigen Wohnbaus . . 72
Abb. 6.10: Beschädigter Stahlbetonträger aus Analyse 7 für den 2-geschoßigen Ausbau . . 73
Abb. 6.11: Darstellung der erbrachten Erfüllungsfaktoren α der Ausbauvarianten des 5-geschoßigen Wohngebäudes 75
Abb. 6.12: Vergleich der Pushover-Kurven für Analyse 17 des 5-geschoßigen Wohnbaus . 76
Abb. 6.13: Vergleich der Pushover-Kurven für Analyse 4 der Bestandsvarianten 76
Abb. 6.14: Ergebnisse des Grundbruchnachweises der Mittelmauer 83
Abb. 6.15: Ergebnisse des Grundbruchnachweises der Hofmauer 87
Abb. 6.16: Ergebnisse der Biegebemessung der Rippendecke 92
Abb. 6.17: Gegenüberstellung der Ergebnisse des erforderlichen Bewehrungsquerschnitts . 92
Abb. A.1: Grundriss des Kellergeschoßes samt entsprechender Deckeneinteilung (eigene Darstellung) 105
Abb. A.2: Grundriss des Erdgeschoßes mit der entsprechenden Deckeneinteilung (eigene Darstellung) 106
Abb. A.3: Grundriss eines in Vollziegeln ausgeführten Regelgeschoßes mit der entsprechenden Deckeneinteilung (eigene Darstellung) 107
Abb. A.4: Grundriss eines in Vibro-Ziegeln ausgeführten Regelgeschoßes mit der entsprechenden Deckeneinteilung (eigene Darstellung) 108
Abb. A.5: Grundriss der obersten Bestandsdecke mit der entsprechenden Deckeneinteilung (eigene Darstellung) 109
Abb. A.6: Grundriss der obersten Decke des 2-geschoßigen Dachausbaus mit der entsprechenden Deckeneinteilung (eigene Darstellung) 110
Abb. A.7: Grundriss der obersten Decke des reduzierten Dachausbaus mit der entsprechenden Deckeneinteilung (eigene Darstellung) 111
Abb. A.8: Grundriss des Dachbodens (eigene Darstellung) 112
Abb. A.9: Schnitt A-A durch die Grundrisse aus den Abbildungen A.1-A.8 (eigene Darstellung) 113
Abb. A.10: Schnitt B-B durch die Grundrisse aus den Abbildungen A.1-A.8 (eigene Darstellung) 114
Abb. A.11: Erfüllungsfaktor α_{soll} für das 3-geschoßige Wohngebäude (Pech, s.a.) 115
Abb. A.12: Erfüllungsfaktor α_{soll} für das 4-geschoßige Wohngebäude (Pech, s.a.) 116
Abb. A.13: Erfüllungsfaktor α_{soll} für das 5-geschoßige Wohngebäude (Pech, s.a.) 117
Abb. A.14: Lageplan der Bohrprofile 119
Abb. A.15: Schichtbeschreibung des Bohrprofils mit der Nummer 15175001 120
Abb. A.16: Schichtbeschreibung des Bohrprofils mit der Nummer 12945006 121
Abb. A.17: Schichtbeschreibung des Bohrprofils mit der Nummer 12945008 122
Abb. A.18: Ergebnisse der bodenphysikalischen Untersuchungen des Bohrlochs mit der Nummer 12945008 123
Abb. A.19: Darstellung des statischen Systems des 2-geschoßigen Ausbaus samt der Aufbautenlasten 124
Abb. A.20: Darstellung des statischen Systems des 2-geschoßigen Ausbaus samt der Nutzlasten 125

Abb. A.21: Darstellung des statischen Systems des 2-geschoßigen Ausbaus samt der vollen Schneelast . . . 125
Abb. A.22: Darstellung des statischen Systems des 2-geschoßigen Ausbaus samt der halben terrassenseitigen Schneelast . . . 126
Abb. A.23: Darstellung des statischen Systems des 2-geschoßigen Ausbaus samt der halben stiegenhofseitigen Schneelast . . . 126
Abb. A.24: Darstellung des statischen Systems des 2-geschoßigen Ausbaus samt der terrassenseitigen Windlast . . . 127
Abb. A.25: Darstellung des statischen Systems des 2-geschoßigen Ausbaus samt der stiegenhofseitigen Windlast . . . 127
Abb. A.26: Darstellung des statischen Systems des 2-geschoßigen Ausbaus samt auftretendem Innendruck zufolge des Winds . . . 128
Abb. A.27: Darstellung des statischen Systems des 2-geschoßigen Ausbaus samt auftretendem Außendruck zufolge des Winds . . . 128
Abb. A.28: Charakteristische Lagerreaktionen zufolge der Belastung durch die Aufbauten 129
Abb. A.29: Charakteristische Lagerreaktionen zufolge der Belastung durch die Nutzlasten 129
Abb. A.30: Charakteristische Lagerreaktionen zufolge der maximal auftretenden Schneelasten . . . 130
Abb. A.31: Charakteristische Lagerreaktionen zufolge der maximal auftretenden Windlasten 130
Abb. A.32: Darstellung der Stahlbetonrippe samt Spannweite . . . 131
Abb. A.33: Darstellung des statischen Systems der Rippe samt Aufbaulasten . . . 131
Abb. A.34: Darstellung des statischen Systems der Rippe samt der Nutzlasten des Wohnraums . . . 132
Abb. A.35: Darstellung des statischen Systems der Rippe samt der Nutzlasten der Terrasse 132
Abb. A.36: Ergebnis des Bemessungsmoments M_{Sds} aus den Lasten der Abbildungen A.33-A.35 als Designwert . . . 133

1 Einleitung

Laut einer Bevölkerungsprognose, die für die Stadt Wien bis zum Jahr 2044 erstellt wurde, ist nach derzeitigem Kenntnisstand davon auszugehen, dass es in den kommenden Jahren eine kontinuierliche Zunahme der Bevölkerungszahlen geben wird. So werden voraussichtlich bis 2029 etwa zwei Millionen Menschen im Stadtgebiet Wiens wohnen (Lebhart et al., 2014). Aus diesem Grund müssen in Wien zusätzliche leistbare Wohnmöglichkeiten geschaffen werden. Eine Option, um weiteren Wohnraum, ohne der zusätzlichen Verbauung von Freiflächen, zu schaffen, stellen Dachgeschoßausbauten dar (alpS, s.a.).

Im Zuge des Projekts Attic Adapt 2050, in dem die Universität für Bodenkultur als wissenschaftlicher Projektpartner mitwirkt, beschäftigen sich die Projektbeteiligen unter anderem mit der möglichen Nachverdichtung durch modulare Dachgeschoßausbauten. Die für die Planung berücksichtigten Objekte stellen in den Jahren 1955-1970 errichtete Gebäude dar.

Diese Masterarbeit untersucht die Durchführbarkeit möglicher Dachgeschoßausbauten von Gebäuden dieses Zeitraums. Besonderes Augenmerk wird dabei auf die statischen Gegebenheiten der Objekte im Bestand sowie im Ausbaufall gelegt. Aufgrund der Beteiligung von Wiener Wohnen als Projektpartner erfolgen die Untersuchungen an Wohngebäuden der Stadt Wien. Aufgrund der Vielzahl an Gemeindebauten, die im besagten Zeitraum errichtet wurden, erfolgt eine Einteilung baugleicher Objekte anhand einiger ausgewiesener Merkmale, die in Form von Gebäudetypen zusammengefasst sind. Im Speziellen wird dabei auf die Wohnhausanlage des Franz-Glaserer-Hofs im 14. Wiener Gemeindebezirk eingegangen (Franke, 2014).

Die Literaturrecherche zeigte, dass verglichen mit Gebäuden der Gründerzeit, kaum Forschung zu den errichteteten Gemeindebauten der Nachkriegszeit und dem damit verbundenen Ausbaupotential betrieben wurde. Vor allem Informationen über die im Bau verwendeten Materialien und Bausysteme sowie deren Eigenschaften sind teilweise nur spärlich verfügbar. Beispiele hierfür sind der aus aufbereitetem Ziegelsplitt bestehende Vibro-Stein sowie die Ast-Molin Deckensysteme. Ebenfalls zeigte sich, dass statisch relevante Unterlagen wie Schal- und Bewehrungspläne der untersuchten Wohnhausanlage nicht vollständig gesammelt zur Verfügung stehen.

Im ersten Teil der Arbeit erfolgt eine allgemeine Beschreibung des untersuchten Häusertyps und die nähere Betrachtung eines Beispielhauses. Dabei wird auf diverse Planunterlagen eingegangen sowie die im Bau verwendeten Materialien beschrieben. Weiters folgt eine Einführung in die Erdbebengefährdung sowie der für die Bemessung erforderlichen Grundlagen. Aus den zusammengetragenen Unterlagen soll eine Übersicht der, für den Wohnbau dieser Zeit, üblichen Werkstoffe und deren Anwendung gegeben werden.

Eine Beschreibung der Methodik, die für die Berechnung der Nachweise erforderlich ist, erfolgt im zweiten Teil. Dieser beinhaltet die theoretischen Hintergründe der Nachweise, die für die entsprechenden Bemessungen erforderlich sind. Es sind die Überlegungen zur Anwendung der Methoden zusammengefasst, um eine nachvollziehbare Vorgehensweise zu gewährleisten.

Den dritten Teil bildet das Fallbeispiel, das als Grundlage für die statischen Nachweise dient. Ausgehend von den vorhandenen Unterlagen der betrachteten Wohnhausanlage soll eine Zusammenfassung der Belastungen aus den Bauteilen und Materialien erfolgen. Ebenfalls wird ein Überblick der untersuchten Ausbauvarianten gegeben. Es sind hierbei die wichtigsten Annahmen der untersuchten Ausbautenvarianten beschrieben sowie die berücksichtigten Nachweise der Bauteile und des Gebäudes definiert. Diese können wie folgt zusammengefasst werden:

- Erdbebennachweise der Ausbauvarianten für:

  3-geschoßige Wohngebäude

4-geschoßige Wohngebäude

5-geschoßige Wohngebäude

- Fundamentnachweise der Ausbauvarianten für das Beispielgebäude für:

  die Mittelmauer

  der Hofmauer

- Biegetragfähigkeit der Bestandsdecke des obersten Geschoßes für die Ausbauvarianten

Die Ergebnisse der statischen Nachweise des Fallbeispiels sind Teil des vierten Abschnitts der Arbeit. Diese gliedern sich in die oben beschriebenen Untersuchungen. Mithilfe der Ergebnisse wird ein Überblick über die Realisierbarkeit von Ausbauvarianten gegeben. Die Ergebnisse dienen dazu erste Abschätzungen zu maßgeblichen Bauteilen des untersuchten Gebäudes abzugeben. Ein Ziel der Ergebnisse ist, dass anhand dieser der mögliche erforderliche Aufwand der bei Ausbauten von Gemeindebauten im Errichtungszeitraum zwischen 1955 und 1970 zu erwarten ist, abgeschätzt werden kann. Eine weitere Aussage der Ergebnisse soll das Aufzeigen möglicher Probleme bei einem potentiellen Umbau sein.

Anschließend folgt der Diskussionsteil der Arbeit, in welchem die Interpretation der Ergebnisse abgegeben wird. In diesem Teil wird versucht die Ursachen für die Resultate, die im Ergebnisteil behandelt werden, zu identifizieren. Dabei sollen mögliche Mängel bzw. Erklärungen der Bemessung aufzeigen. Außerdem sind Überlegungen zu weiteren Untersuchungen angeführt.

Den Abschluss bildet die Schlussfolgerung, die eine Zusammenfassung der Arbeit ist. Diese behandelt noch einmal in Kürze die gewonnenen Erkenntnisse der Arbeit und die mögliche Anwendung dieser.

2 Zielsetzung und Aufgabenstellung

Ziel dieser Masterarbeit ist die Evaluierung der Durchführbarkeit eines Dachgeschoßausbaus in Holzbauweise anhand eines typologischen Wohnbaus der Nachkriegszeit (1955 - 1970). Ausgehend von der Vorstellung ein Bestandsgebäude durch einen Dachgeschoßausbau zu erweitern sind für dieses Vorhaben Grundlagen in Erfahrung zu bringen. Diese umfassen eine möglichst genaue Feststellung des baulichen Zustands des Gebäudes. Das bedeutet, dass Recherchen zu den, bei der Errichtung des Gebäudes, verwendeten Materialien und Bauteilen bzw. Bausystemen anzustellen sind. Weiters ist ausgehend von einem Konzept für einen möglichen Ausbau die zu erwartende Belastung zu ermitteln. In weiterer Folge sind die beanspruchten Bauteile bzw. die Gesamtkonstruktion des Gebäudes aufgrund der Mehrbelastung hinsichtlich ihrer Tragfähigkeit zu überprüfen. Aus dieser Zieldefinition ergeben sich folgende Fragestellungen, die innerhalb dieser Arbeit ausgearbeitet werden:

1. Welche Materialien und Bauteile (Fundamente, Decken) wurden im Zuge der Errichtung des Wohnbaus verwendet?

2. Sind die Bestandsfundamente ausreichend dimensioniert um die Mehrbelastung durch mögliche Dachgeschoßausbauten aufnehmen zu können?

3. Ist die Tragfähigkeit der obersten Bestandsdecke für die untersuchten Dachgeschoßausbauten noch gegeben?

4. Kann für das untersuchte Gebäude bzw. für baugleiche Wohnbauten mit unterschiedlicher Geschoßanzahl der Erdbebennachweis erbracht werden?

Die Fragestellungen decken nur einen Teil der Nachweise ab, die im Zuge eines Ausbaus zu führen sind. Dennoch sollen die Ergebnisse der beschriebenen Fragestellungen als Grundlage für potentielle Dachausbauten von Gemeindebauten, die in den Jahren 1955 - 1970 in ähnlicher Bauweise errichtet wurden, herangezogen werden können. Ausgehend von den Resultaten dieser Arbeit sind somit Abschätzungen hinsichtlich der Durchführbarkeit von Dachausbauten dieses Gebäudetyps möglich. Somit können mittels der gewonnenen Erkenntnisse Probleme bei ähnlichen Projekten bereits in der Planungsphase identifiziert werden.

3 Grundlagen

Die Grundlagen, die für die statische Bemessung eines Dachgeschoßausbaus erforderlich sind, gliedern sich in mehrere Bereiche. Zum Einen ist es wichtig die vorhandenen baulichen Eigenschaften des Gebäudes durch das Studium der Bestandspläne zu ermitteln. Unvollständige Unterlagen können hierbei durch die einschlägige Literatur ergänzt werden. Sind Informationen zu Bauteilen oder Aufbauten teilweise oder kaum vorhanden ist es sinnvoll Bauteiluntersuchungen durchzuführen. Zum Anderen stellen Lokalaugenscheine eine weitere Möglichkeit dar, den Gebäudebestand zu überprüfen sowie Angaben aus Plänen zu validieren. Einen zusätzlichen, im Rahmen der Grundlagen zu erwähnenden Punkt stellen die Normen und technischen Regeln dar. Diese geben die Rahmenbedingungen vor, die während der statischen Bemessung zu berücksichtigen sind. Die Normen stellen die Basis für die, in den folgenden Kapiteln, durchgeführten Bemessungen dar. Ein weiterer Überblick wird über die Erdbebengefährdung gegeben, da dieses Thema im Rahmen der Erdbebenbemessung einen Großteil dieser Arbeit einnimmt. Es erfolgt die Beschreibung der wesentlichen Grundlagen, die für die anschließenden Berechnungen erforderlich sind.

3.1 Baurelevante Grundlagen

Der untersuchte Gebäudetyp „TYP 1960.1“ ist jender Gebäudebestand, auf den im Zuge der Arbeit näher eingegangen wird. Anhand der planlichen Grundlagen eines Beispielgebäudes sind die für diesen Typ üblichen Baumaterialien und Bausysteme beschrieben.

3.1.1 Untersuchter Gebäudetyp TYP 1960.1

Bei den, im Zuge der Vorauswahl, betrachteten Gebäuden handelt es sich um Gemeindebauten der Stadt Wien, die in der Nachkriegszeit zwischen den Jahren 1955 und 1970 errichtet wurden. Deshalb erfolgte die Auswahl der zu untersuchenden Gebäude innerhalb des Untersuchungsgebiets der Stadtgemeinde Wien. Allein im Zeitraum von 1960 bis 1970 wurden in Wien 333 Gemeindebauanlagen errichtet. Im Hinblick auf diese Anzahl an Bestandsgebäuden erfolgt lediglich die Berücksichtigung der Wohngebäude, die gewisse für den Wiener Wohnbau charakteristische bauliche Merkmale besitzen. Im weiteren Verlauf erfolgt eine Zuordnung der Gebäude mit den nachfolgenden Eigenschaften zum „TYP 1960.1". Die Merkmale des Gebäudetyps können in jene Punkte zusammengefasst werden:

- Das Gebäude weist eine Trakttiefe <11 m auf.
- Der Keller ragt über die anstehende Geländeoberkante (Sockelgeschoß).
- Das Gebäude ist meist freistehend.
- Bei der Dachform handelt es sich um ein flach geneigtes Satteldach.
- Der Gebäudegrundriss entspricht der in Abbildung 3.1 angegebenen Geometrie (Anordnung der Wände).

Auf weitere, dem Gebäudetyp zuweisbare, architektonische Besonderheiten wie z.B. die Raumaufteilung wird nicht weiter eingegangen, da diese für die statische Betrachtung des Bauwerks

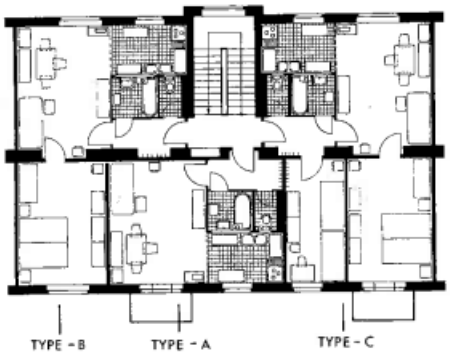


Abbildung 3.1: Wohnungstype des Wiener Gemeindebauprogramms 1950 (Bramhas, 1987)

nicht relevant sind. Von den oben genannten 333 Gemeindebauanlagen weisen 51 die beschriebenen Charakteristika auf (Franke, 2014).

Als für die weitere Betrachtung unmaßgeblich kann die unterschiedliche Aufteilung der Grundfläche in Wohneinheiten verschiedenartiger Kategorien angesehen werden. Die Einteilung ist, wie in Abbildung 3.1 ersichtlich, von der Größe und Zimmeranzahl abhängig. Abweichungen von Lage und Art der Bestandsmauerwerke hingegen sind zu berücksichtigen.

Abbildung 3.2 zeigt ein, im besagten Zeitraum errichtetes, Wohngebäude der Stadt Wien. Es wird ersichtlcih, dass es bei dessen Errichtung zur Verwendung von unterschiedlichen Mauerwerkmaterialien gekommen ist. Für das erste Stockwerk kam der Vollziegel zum Einsatz, wohingegen die darüber liegenden Geschoße aus Vibro-Steinen bestehen.

Abbildung 3.2: Baustelle in der Waldvogelstraße (Pommer, 1963)

Aus der Vielzahl an Gebäuden wird ein Beispielgebäude, das die Charakteristika des beschriebenen Gebäudetyps „TYP 1960.1“ aufweist, näher betrachtet. Im Zuge der Untersuchung sollen detailliertere bauliche Merkmale dieser Gebäude in Erfahrung gebracht werden. Diese betreffen z.B. die verwendeten Materialien und Bausysteme.

3.1.2 Beispielgebäude Hackinger Straße

Bei dem untersuchten Gebäude handelt es sich um einen in den Jahren 1963-1966, entlang der Hackinger Straße im 14. Wiener Gemeindebezirk Penzing, errichteten Gemeindebau. Ursprünglich lediglich als Wohnanlage mit vier Wohntrakten geplant, wurde der Franz-Glaserer-Hof im Zuge eines Planwechsels um eine fünfte Wohnanlage (Stiege 16-19) erweitert (Wiener Wohnen, s.a.).

Im Zuge der Ausführungen zu den Materialien sowie der Geometrie des Beispielgebäudes wird des öfteren auf Planunterlagen verwiesen. Eine Zusammenfassung der verwendeten Planunterlagen ist in den Tabellen A.1-A.3 im Anhang angegeben.

Die Bestandspläne zeigen, dass es sich bei den Objekten nicht ausschließlich um Wohneinheiten handelt. Es befinden sich im Keller bzw. Erdgeschoß einiger Zellen Geschäfte oder andere nicht bewohnte Einheiten. In Abbildung 3.3 wird der Grundriss eines Stiegentraktes der Hackinger Straße dargestellt, wobei sich bei einem Vergleich mit Abbildung 3.1 zeigt, dass die beiden Grundrisse sehr große Ähnlichkeiten aufzeigen. Dies weist darauf hin, dass eine Zuordnung des Gebäudes zum oben beschriebenen Gebäudetyp „TYP 1960.1“ zulässig ist.

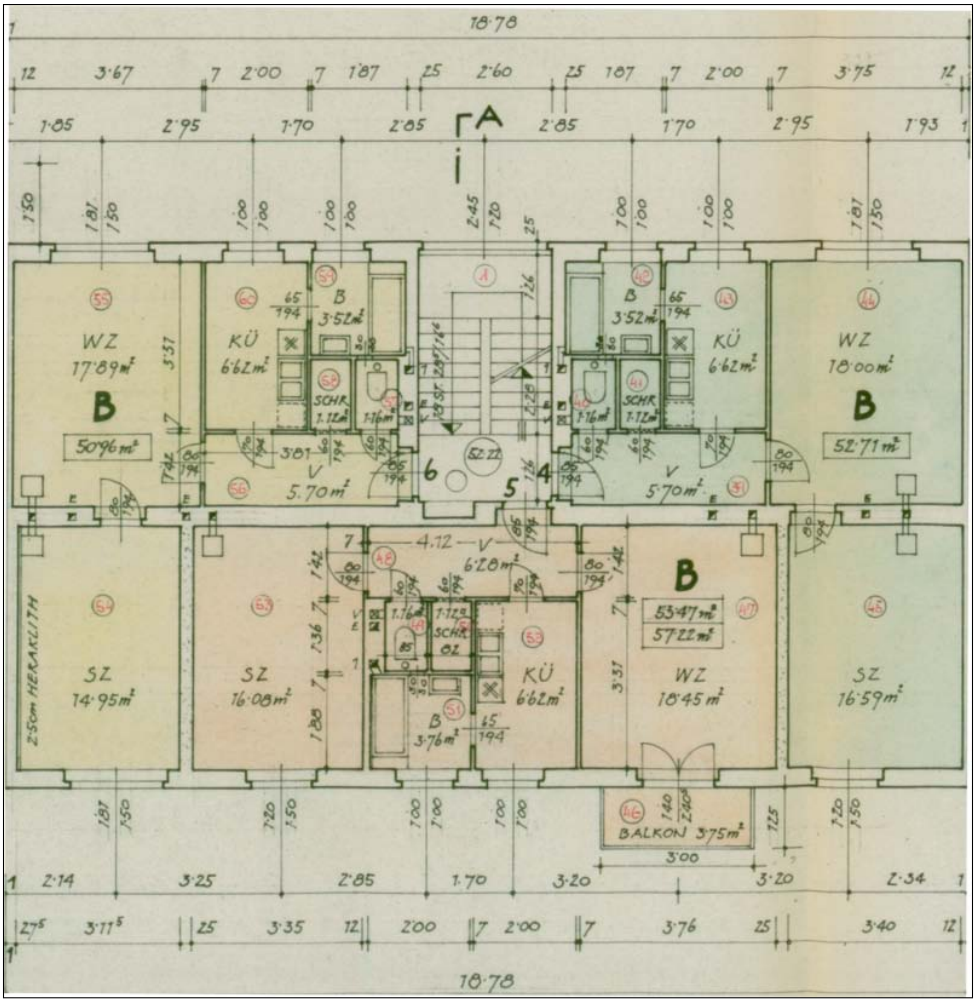


Abbildung 3.3: Grundriss eines Abschnitts der Hackinger Straße 30-36; Bestandsplan 1. OG, Stiege 16-19

Die weitere Betrachtung und Beschreibung des Gebäudes beschränkt sich lediglich auf jenen Abschnitt der Wohnhausanlage, der in den Bestandsplänen als „Stiege 17“ Erwähnung findet, da der Großteil des Gemeindebaus als baugleich betrachtet werden kann. Eine Ausnahme bilden jene Gebäudeteile, in denen sich im Erdgeschoß, wie bereits erwähnt, Geschäftslokale befinden oder die Flächen für eine andere Nutzung vorgesehen sind. Abweichungen hinsichtlich des Baus stellen in jenem Fall die Stahlbetonstützen dar, die anstelle der Außenmauer als tragende Elemente dienen. Ingesamt können die fünf Wohnzeilen des Franz-Glaserer-Hofs in 23 Stiegen aufgeteilt werden, wovon lediglich zwei im Erdgeschoß Geschäfts- bzw. Lokalflächen genutzt werden. Aufgrund der, gemessen an der Gesamtanzahl an Stiegen, verhältnismäßig geringen Anzahl von Geschäften im Erdgeschoß sind diese als Sonderfall zu betrachten.

Abbildung 3.4 zeigt einen exemplarischen Schnitt durch das Wohngebäude in dem sowohl die

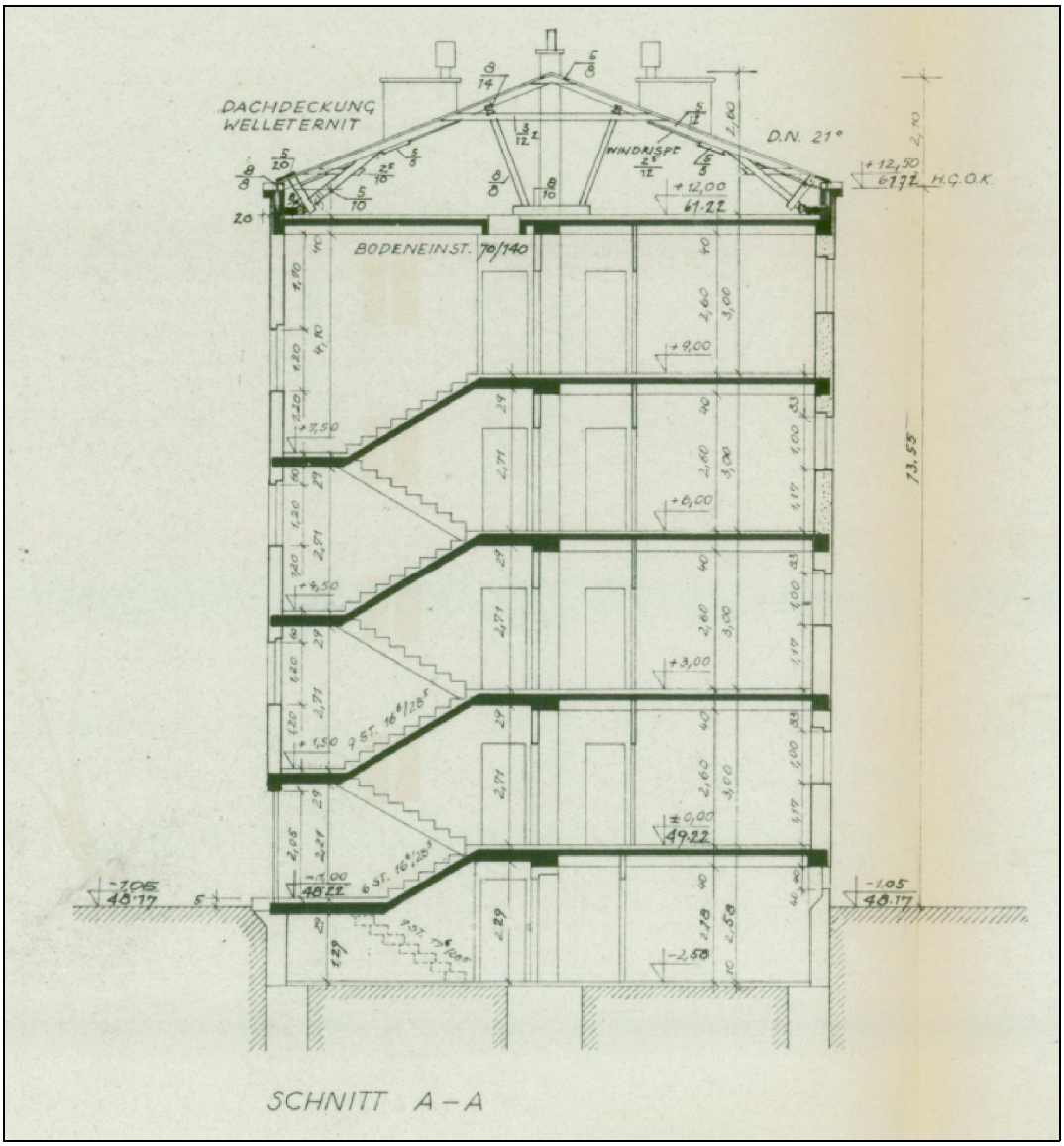


Abbildung 3.4: Schnitt durch einen Abschnitt der Hackinger Straße 30-36; Plannummer: 41, Stiege 16-19

Darstellung des Stiegenhauses als auch der Wohnungen erfolgt.

Neben den Geschoß- und Podesthöhen geben die Pläne weiters Auskunft über das anstehende Geländeniveau sowie Durchbrüche und Parabethöhen der Fenster. Die Wände bestehen gemäß der Schraffuren aus den in den Legenden vermerkten Materialien. Eine nähere Betrachtung dieser erfolgt im nachfolgenden Kapitel 3.1.3.

3.1.3 Für die Errichtung verwendete Materialien

Die im Bau verwendeten Materialien sind in den Schal-, Bewehrungs- und Einreichplänen des Gebäudes vermerkt. Diese Planunterlagen stellen die Grundlage für die untersuchten Bauteile dar. Inhalte der Pläne sind Bauteilabmessungen sowie Informationen zu den Materialien von Wänden und Decken. Neben Beton und Stahlbeton in unterschiedlichen Gütenklassen besteht das Gebäude aus Vollziegelsteinen sowie Vibro-Steinen. Beschreibungen der einzelnen Materialien sind in den folgenden Unterkapiteln angegeben. Eine Zusammenfassung über wesentliche Kennwerte historischer Materialien ist in der technischen Regel ONR 24009 (2013) zu finden. Amann et al. (2007) beschreiben typische bauliche Eigenschaften der in den 1950er Jahren errichteten

Wohnbauten Wiens. Die in der Studie erwähnten Materialien und Wandsysteme kamen bei dem Bau der Wohngebäude an der Hackinger Straße, trotz des späteren Errichtungszeitraums, zum Einsatz.

Vollziegel

Wie in den Plänen ersichtlich wurden in der Hackinger Straße 30-36 die tragenden Wände des Erdgeschoßes und des 1. Obergeschoßes in unterschiedlichen Mauerstärken aus Vollziegeln errichtet. Eine Übersicht der Mauerstärken sowie deren Lage im Grundriss gibt Tabelle 3.1.

Tabelle 3.1: Mauerstärken der Bestandswände der Hackinger Straße 30-36

Mauerwerksdicke	Mauerarten
50 cm	Mittelmauer im Bereich des Stiegenhauses
38 cm	straßenseitige Außenmauern hofseitige Außenmauern Mittelmauern freistehende Feuermauern Teile der Stiegenhauswände
25 cm	Querwände an Nachbargebäude angrenzende Feuermauern Teile der Stiegenhauswände
12 cm	Wandscheiben zu den Nachbargebäuden (nicht tragend)

Aufgrund der Abmessungen nach Tabelle 3.1 ist davon auszugehen, dass beim Mauern der Wände Vollziegel im Normalformat verwendet wurden, da die Dimension eines solchen Ziegels 25x12x6,5cm (LxBxH) beträgt (Ahnert und Krause, 2009). Diese Annahme wird dadurch gestützt, dass in der damals gültigen ÖNORM B 3350 die in Tabelle 3.1 angegebenen Mauerstärken mittels Verbänden aus Ziegel im ehemaligen Normalformat hergestellt werden konnten (ÖNORM B 3350, 1951-06-01). Amann et al. (2007) beschreiben, dass in den Nachkriegsjahren des 2.Weltkriegs Wände in Normalformat-Ziegelbauweise errichtet wurden. Vor allem durch die nach dem Krieg vorhandenen Schuttmengen stellten die Abbruchziegel eine einfache Methode, um dar bereits vorhandenes Material wieder zu verwerten.

Deshalb wird für die weitere Betrachtung der Materialien davon ausgegangen, dass es sich bei dem Vollziegelmauerwerk um Ziegeln aus der Gründerzeit handelt. Da zu Ziegeln der Gründerzeit bereits eine Vielzahl an Untersuchungen durchgeführt wurden, werden diese vorhandenen Werte herangezogen.

Statisch relevante Kennwerte von Vollziegeln sind in Tabelle 3.2 angegeben. Zu berücksichtigen ist, dass es sich dabei um Werte aus einschlägiger Literatur handelt und für genauere Untersuchungen der Mauerwerkseigenschaften Materialprüfungen zu erfolgen haben. Im Detail sollten im Zuge einer Prüfung folgende Parameter näher untersucht werden, da diese bedeutende Abweichungen der Kennwerte herbeiführen können (Kolbitsch, 1991):

- Ziegelqualität (von Herstellung und Brand abhängig)
- Mörtelfestigkeit (abhängig von Rezeptur und späteren Einwirkungen, wie Bindemittelauswaschung in durchfeuchteten Bereichen)
- Störungen des Mauerwerksverbandes durch Umbauten
- Stemmarbeiten im Zuge der Verlegung von Installationsleitungen

Eine Durchführung von Mauerwerksprüfungen ist in den Wohnungen des betrachteten Gebäudes nicht möglich, da diese bewohnt sind. Deshalb wird von einer Mauerwerksprüfung abgesehen.

Tabelle 3.2: Kennwerte von Vollziegeln (Kolbitsch, 1991)

Ziegelart	Druckfestigkeit (N/mm^2)		Scherfestigkeit (N/mm^2)
Gewöhnlicher Ziegel	6,0	12,0	1,2
Gute Ziegel	14,0	25,0	1,2
Maschinziegel	20,5	23,0	1,2

Ein weiterer Wert zur Scherfestigkeit von Mauerwerk findet sich in Gass und Stefanoudakis (2013) zitiert in Gass (2013). Der beschriebene Wert wird mit 1,3 N/mm^2 angegeben und is hinsichtlich der Größenordnung mit jenen Werten aus Tabelle 3.2 vergleichbar.

Weitere Festigkeitseigenschaften von Mauerziegeln finden sich in Furtmüller und Adam (2009), Pech (2010) sowie Zimmermann und Strauss (2010), zitiert in Zimmermann und Strauss (2011) und sind in Tabelle 3.3 dargestellt. Zu berücksichtigen ist, dass es sich um Werte von Mauerziegeln aus der Wiener Gründerzeit handelt.

Tabelle 3.3: Weitere Kennwerte von Vollziegeln (Zimmermann und Strauss, 2011)

Quelle	mittl. Druckfestigkeit (N/mm^2)
Furtmüller und Adam (2009)	29,5
Pech (2010)	22,5
Zimmermann und Strauss (2010)	19,3

Die vorhandenen Pläne des betrachteten Wohnhaus geben keine Auskunft über die Materialeigenschaften der verwendeten Vollziegel. Da das Gebäude in den 1960er Jahren errichtet wurde, ist davon auszugehen, dass die Mauerziegel ähnliche Druckfestigkeiten aufweisen, die bei Ziegeln aus der Gründerzeit zu erwarten sind.

Mörtel

Neben der Kenntnis der verwendeten Ziegel ist es notwendig eine weitere für die gesamtheitliche Betrachtung des Mauerwerks erforderliche Komponente zu beschreiben: Den Mauermörtel. Dieser dient als Ausgleichsschicht um die unregelmäßige Form der Mauerziegel auszugleichen. Unebenheiten, die zwischen den einzelnen Steinen vorhanden sind, werden somit verfüllt. Wichtige Eigenschaften des Mörtels sind die Druckfestigkeit sowie die Verbundfestigkeit. Diese werden meist von Zusatzstoffen beeinflusst, wodurch sich eine Vielzahl an verschiedenen Mörtelarten finden lässt (Zimmermann und Strauss, 2011). In den Schalplänen ist ersichtlich, dass zwei Mörtelarten, einerseits der Zementmörtel und andererseits der Kalkzementmörtel, bei der Herstellung der Wände zur Anwendung kamen. Hinsichtlich ihrer mechanischen Eigenschaften bestehen große Unterschiede zwischen den beiden Mörtelarten, weshalb auf die Wahl des verwendeten Mörtels zu achten ist.

In ÖNORM B 3350 (1951-06-01) ist festgehalten, dass die Mindestdruckfestigkeiten von Kalkzementmörtel nach 28 Tagen für Würfel mit einer Seitenlänge von 7,07 cm 8 kg/cm^2 betragen. Für Zementmörtel liegt der Wert, je nach Zusammensetzung bei 25 - 100 kg/cm^2.

Schäfer und Hilsdorf (1993) untersuchten verschiedene Mörtelarten auf deren Eigenschaften. Dabei wurden Versuche an Mörteln durchgeführt, die von der Zusammensetzung und Herstellung jenen Mörteln aus historischen Bauwerken ähnlich sind. Die Ergebnisse zeigen, dass für reinen Kalkmörtel Druckfestigkeiten zwischen 1,2 und 2,3 N/mm^2 erreicht werden. Deshalb ist nach den Untersuchungsergebnissen von Schäfer und Hilsdorf (1993) und den in ÖNORM B 3350 (1951-06-01) angegebenen Forderungen davon auszugehen, dass die Mörteldruckfestigkeit mindestens den Wert von 1,0 N/mm^2 aufweist.

Vibro-Stein

Ein weiterer Baustoff, der beim Bau der Wohnblöcke zum Einsatz kam, war der Vibro-Stein. Der in Schweden von Ing. Lindman entwickelte Betonhohlblockstein mit Ziegelsplitt als Zuschlagstoff war für den Wiederaufbau der Stadt Wien von großer Bedeutung. Aufgrund der damaligen Kohleknappheit wurden Versuche unternommen mit möglichst geringem Energieaufwand Baumaterial herzustellen. Da das Rohmaterial für den Vibro-Stein bereits den Brennvorgang durchlaufen hatte, eignete sich dieses für die Herstellung des Ziegels. Schweden stellte der Gemeinde Wien einen Maschinensatz zur Erzeugung der Vibro-Steine zur Verfügung, der im Wiener Arsenal aufgestellt wurde. Die Erzeugung des Vibro-Steins erfolgte dort wie in Abbildung 3.5 schematisch dargestellt (Pecht, 1947).

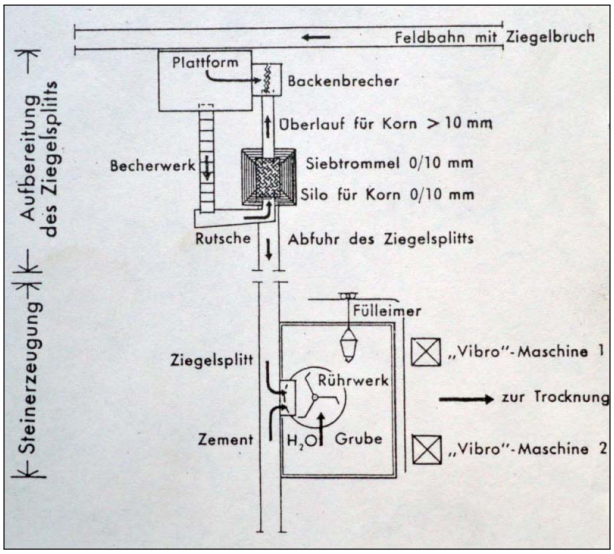


Abbildung 3.5: Erzeugung des Vibro-Steins (Pecht, 1947)

Abbildung 3.6 zeigt einen typischen Vibro-Stein, der sich im Besitz des Wiener Ziegelmuseums befindet. Es handelt sich hierbei um einen Stein der laut Datenbank aus der Region Wien stammt.

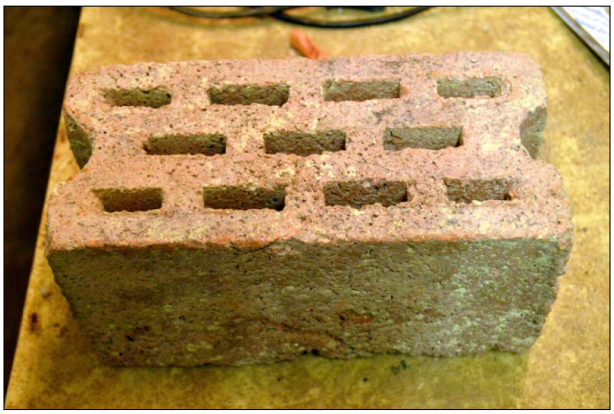


Abbildung 3.6: Vibro-Stein des Ziegelmuseums Wien (eigene Aufnahme)

Der Vibro-Stein wird als Betonhohlblockstein beschrieben, der geringe Wandstärken und kleine seperate Hohlräume aufweist. Die Grundlage für den Vibro-Stein stellt der Ziegelsplittbeton dar, der aus einem Bindemittel (in Österreich kam nur Portlandzement in Betracht), dem Zuschlagstoff aus Ziegelbruch (Ziegelsplitt) in unterschiedlichen Körnungen, hergestellt wird. Das Verhindern von größeren Verunreinigungen durch Gips und organische Stoffe während der Erzeugung stellte ein weiteres Erfordernis dar. Je nach den gegebenen Anforderungen beeinflusste

die Wahl der Kornzusammensetzung die Festigkeit und weitere Eigenschaften. Grundsätzlich erfolgt eine Einteilung in Schwerbeton, mit hoher Festigkeit, Dichte und Gewicht sowie dem Leichtbeton mit geringer Festigkeit, geringem Gewicht und hoher Porosität. Das Raumgewicht von Leichtbeton aus Ziegelsplitt beträgt zwischen 1,05 und 1,6 t/m^3, wohingegen Schwerbeton ein Raumgewicht von bis zu 1,9 t/m^3 aufweisen kann. Weitere nennenswerte Schritte der Herstellung umfassten die richtige Beimengung von Anmachwasser und die Wahl der Mischzeit. Das Verdichten des Ziegelsplittbetons, hatte im Rüttelverfahren zu erfolgen, da durch die Verdichtung mittels Stampfen die Körner zertrümmert werden konnten. Ziegelsplittbeton wurde neben der Erzeugung von Betonvollziegel, Betonhohlsteinen und anderen werksmäßig erzeugten Bauteilen auch an Ort und Stelle für Fundamente, Mauern und weitere Elemente verwendet (Pecht, 1947).

Das Einsatzgebiet der Ziegel wird in Pecht (1947) folgenderweise näher erörtert:

> „Da es sich überdies um ein Ziegelformat handelt, welches nicht für den Einbau in bestehende Gebäude geeignet ist, werden die gewonnen [sic] Vibro -Blocksteine vorläufig nur für den Neubau von städtischen Siedlungshäusern verwendet. “

Abbildung 3.7 zeigt eine Schutt-Aufbereitungsanlage, die in der Nachkriegszeit zur Anwendung kam. Amann et al. (2007) beschreiben, dass eine weitere Anlage zur Herstellung am Schwarzenbergplatz existierte.

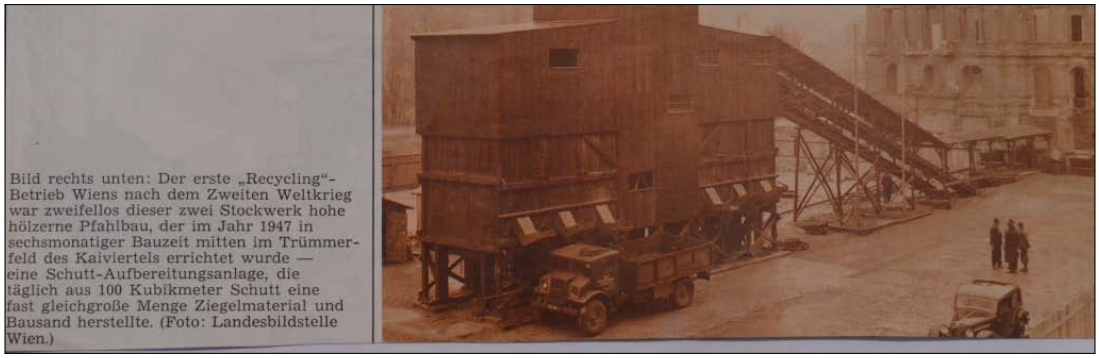


Abbildung 3.7: Darstellung einer Schutt-Aufbereitungsanlage in einem Zeitungsartikel der sich im Besitz des Wiener Ziegelmuseums be ndet (eigene Aufnahme)

Abmessungen eines typischen Vibro-Steins sind in Abbildung 3.8 veranschaulicht.

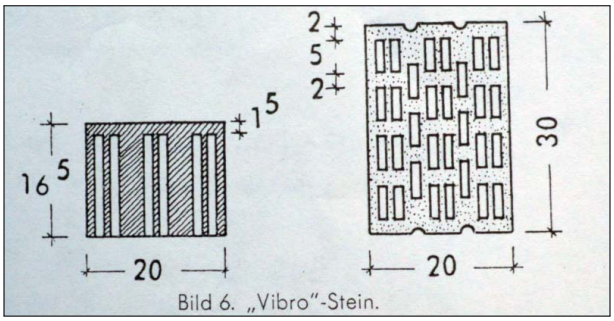


Abbildung 3.8: Abmessungen des Vibro-Steins (Pecht, 1947)

Mechanische Eigenschaften des in Abbildung 3.8 dargestellten Steines sind in Tabelle 3.4 angegeben.

Tabelle 3.4: Charakteristische Daten des Vibro-Steins aus Abbildung 3.8 (Pecht, 1947)

Eigenschaften	
Format	30x20x16,5 cm
Steingewicht	14,5 kg
zul. Beanspruchung	4 kg/cm^2
Raumgewicht	1,45 kg/dm^3
Steinfestigkeit	40 kg/cm^2

Weitere Informationen zu dem Vibro-Hohlblockmauerwerk liefern Zulassungen, die an der Magistratsabteilung 37 einsehbar sind. In der Mitteilung der vorläufigen Zulassung des Vibro-Hohlblockmauerwerks, die durch die Magistratsabteilung 35 (nun MA 37) im Jahre 1949 erteilt wurde, wird das Mauerwerk wie folgt beschrieben (Puwein, 1949):

> „Das Vibro-Hohlblockmauerwerk wird aus den Vibro-Hohlblocksteinen in Verband voll auf fug in normgemässem Kalkzementmörtel gemauert. Die Vibro-Hohlblocksteine haben die Abmessungen 25x25x14,2 cm sind an der Oberfläche und an den Seitenflächen geschlossen und wiegen i.M. 10 kg je Stück. Von der Unterfläche aus reichen längs des Umfanges zylindrische und ansonsten schlitzförmige Hohlräume in den Stein. In den Stossflächen sind zwei halbzylindrische Ausnehmungen vorhanden, die über die ganze Höhe reichen. Die Hohlruaumschlitze liegen in Längsrichtung der Mauer. Die Vibro-Hohlblocksteine werden mit den zugehörigen Maschinen der einreichenden Firma im Rüttelverfahren aus Beton erzeugt. Für die Umschließung von Aufenthaltsräumen und Stallungen wird Ziegelsplit oder Schlacke mit Feinsandzusatz [Sandschlacke], sonst auch Sandkies verwendet. Die Herstellung von Mauern über 25 cm Dicke und von Mauerabschlüssen erfolgt mit Halbsteinen. “

Weiters galten folgende für die Statik relevante Bedingungen (Puwein, 1949):

- Die Mauerhöhe darf in jedem Geschoß nicht mehr als das 12-fache der Mauerdicke betragen und Mauerpfeiler müssen eine Breite von mindestens 77 cm aufweisen.
- Randspannungen des Mauerwerks dürfen höchstens 4 kg/cm^2 betragen, wobei die Steinfestigkeit eines Steins mit der Abmessung von 25 x 25 cm nach 28 Tagen mindestens 40 kg/cm^2 zu betragen hat.
- Das Vibro-Hohlblockmauerwerk ist mittels eines über die gesamte Mauerbreite reichenden Stahlbetonrosts abzudecken.
- Bei der Verwendung von Stahlbetondecken müssen die aus Vibro-Hohlblockmauerwerk errichteten Außen- und Mittelmauern durch Quermauern mit einer Mindestdicke von 12 cm in einem Abstand von maximal 10 m ausgesteift werden, sofern kein Nachweis über die Aufnahme der Windkräfte erfolgt.
- Der Elastizitätsmodul des Vibro-Hohlblockmauerwerks darf mit 40 000 kg/cm^2 (entspricht 4 000 N/mm^2) angenommen werden.
- Das Mauerwerk darf, sofern keine Untersuchung hinsichtlich der Frostbeständigkeit durchgeführt wird, erst ab einer Höhe von 45 cm über dem anstehenden Gelände verwendet werden. Ebenso sind Vorkehrungen gegen die aufsteigende Grundfeuchte zu gewährleisten.
- Für Vibro-Hohlblockmauerwerk mit Ziegelsplittzuschlag gilt ein Einheitsgewicht von 1 100 kg/m^3.

- Das Einspannen von Stiegenstufen in Vibro-Hohlblockmauerwerk ist zu vermeiden. Stattdessen sollten diese auf Laufplatten aufgelagert oder beiderseits unterstützt werden.

Aus den recherchierten Unterlagen geht hervor, dass die Werte der Literatur und die der Zulassung unterschiedlich sind. Neben den unterschiedlichen Abmessungen der Steine ist ersichtlich, dass ebenso verschiedene Steingewichte angegeben sind. Lediglich die Angaben zu den Druckfestigkeiten sind ident.

Beton

Die bei der Errichtung gültige ÖNORM B 4200-3 (1959) stellt die Grundlage für die Ermittlung der Materialeigenschaften der Betongüten dar. Aus den Bewehrungsplänen geht hervor, dass während der Errichtung des Gebäudes unterschiedliche Betongüten zur Anwendung kamen. Die angegebenen Güteklassen des Betons reichen von B 50 mit einer Würfeldruckfestigkeit von 50 kg/cm^2 und eine maximal zulässige Spannung von 10 kg/cm^2 bis zu B 225 mit einer Würfeldruckfestigkeit von 225 kg/cm^2 und einer maximal zulässigen Spannung von 55 kg/cm^2. Die Verwendung unterschiedlicher Betongüten ist darin begründet, dass bestimmte Bauteile nur geringfügigen Beanspruchungen unterliegen. Für Bauteile, die einer ausschließlichen Druckbeanspruchung unterliegen ist Beton geringer Güte ausreichend. Für biegebeanspruchte Bauteile ist im Gegensatz dazu eine höhere Betongüte erforderlich. In Tabelle 3.5 sind die Würfeldruckfestigkeiten und zulässigen Spannungen der einzelnen Betongüten sowie deren entsprechende Elastizitätsmoduln angeführt.

Tabelle 3.5: Würfelfestigkeiten und zulässige Spannungen des Betons (ÖNORM B 4200-3, 1959)

Betongüte	Würfelfestigkeit (kg/cm^2)	E-Modul (kg/cm^2)	reiner Druck (kg/cm^2)	Biegezug bzw. Schub (kg/cm^2)
B 50	$\geq$ 50	100 000	10	1,0
B 80	$\geq$ 80	120 000	20	2,0
B 120	$\geq$120	140 000	30	3,0
B 160	$\geq$160	160 000	40	4,0
B 225	$\geq$225	170 000	55	5,5

Für die Anwendung der Betongüten sind in (ÖNORM B 4200-3, 1959) folgende Einschränkungen beschrieben:

> B 50 darf nur für Streifenfundamente im Hochbau verwendet werden.
>
> Beton der Güte B 80 und B 120 darf nur bei gering beanspruchten Bauteilen (z.B. Gründungen, Kellerwänden und dergleichen) eingesetzt werden

Ebinghaus (1958) beschreibt den Einsatz der Betongüten für die Herstellung von verschiedenen Bauteilen wie folgt: Die Verwendung von Beton B 50 ist auf die Herstellung von Streifenfundamenten im Häuserbau beschränkt. Beton B 80 und B 120 eignen sich z.B. für Fundamente und Kellerwände bzw. Bauteile die im durchfeuchteten Zustand keiner Frosteinwirkung ausgesetzt sind. Weiters hat bei der Verwendung von Betongüten B 160 und B 225 während der Ausführung eine Fachkraft anwesend zu sein. Diese Maßnahme wird gefordert, um die Einhaltung der erforderlichen Güte gewährleisten zu können.

Betonstahl

Bei der Herstellung von Stahlbetonbauteilen ist neben der Wahl der Betongüte auch die Wahl des Betonstahls von entscheidender Bedeutung. Dieser stellt aufgrund seiner, im Vergleich zu Beton,

hohen Zugfestigkeiten eine gute Möglichkeit dar die bei enstprechender Belastung auftretenden Biegezugkräfte in einer Platte aufzunehmen (Ebinghaus, 1958). Stähle der damaligen Zeit wurden in die Gruppen 0, 0/I, I, II, III, IV und V unterteilt. Die Gruppen unterschieden sich in deren Zustand (naturhart, kaltverwunden, kaltgezogen) sowie deren Materialeigenschaften (ÖNORM B 4200-4, 1957). Für das besagte Bauvorhaben wurde entsprechend den angeführten Angaben in den Bewehrungsplänen Stahl der Gruppe I und der Gruppe IV, mit der Anmerkung „TOR 50“ verwendet. Dabei handelt es sich um Bewehrungsstahl, der von Rudolf Schmidt erfunden wurde und auch unter dem Namen TOR-Stahl bekannt ist. Kennzeichnend für TOR-Stähle ist, dass bei der Herstellung die Bewehrungsstäbe durch Torsion kaltverformt werden (Bruckmüller, 2004). Je nach Drehrichtung weisen die Bewehrungsstähle unterschiedliche Bezeichnungen auf. In Abbildung 3.9 sind der Querschnitt und die Ansicht eines TOR-Stabstahls zu sehen.

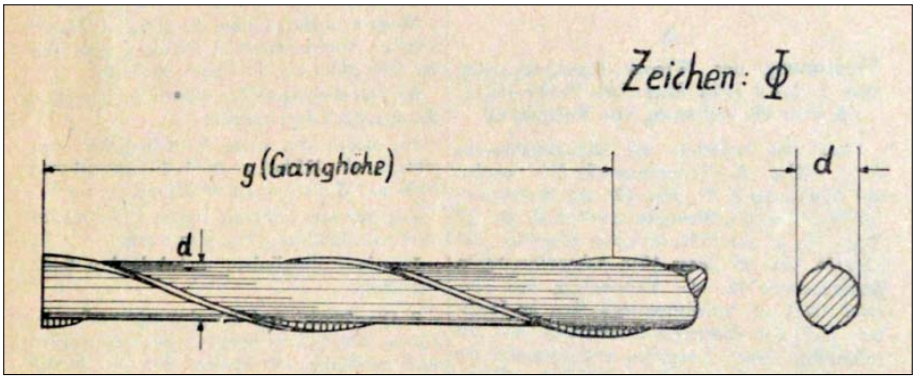


Abbildung 3.9: Ansicht und Querschnitt eines TOR-Stahls (Wiener Landesregierung, 1946)

Die Materialeigenschaften der verwendeten Betonstähle sind in Tabelle 3.6 zusammengefasst. Hierbei ist anzumerken, dass in der ursprünglichen ÖNORM B 4200-4 der Rippentorstahl 50 keine Erwähnung findet, in der technischen Regel ONR 24009 dieser jedoch der Betonstahlgruppe IV zugeordnet ist (ÖNORM B 4200-4, 1957) (ONR 24009, 2013).

Tabelle 3.6: Betonstahl und dessen Eigenschaften (ONR 24009, 2013)

Gruppe	Zustand	Dicke (mm)	Streckgrenze (kg/cm^2)	Zugfestigkeit (kg/cm^2)
I	naturhart	< 30	2200	3700
		> 30	2000	
IV	Rippentorstahl 50	-	5000	5600

Stahlbeton

Stahlbeton stellt eine Verbindung zweier Baustoffe, nämlich Stahl und Beton, dar. Dabei werden die günstigen Eigenschaften des Betons im Hinblick auf dessen Druckfestigkeiten mit jenen des Stahls, der hohe Zugfestigkeiten aufweist, kombiniert. Um sicher zu stellen, dass die beiden Baustoffe zusammen wirken, ist es nötig einen entsprechenden Verbund zwischen beiden Materialien herzustellen. Deshalb ist eine ausreichende Beimengung von Zement bei der Herstellung von Stahlbeton erforderlich (Ebinghaus, 1958). Im Falle der Hackinger Straße wurde Portland Zement (PZ 275) verwendet. Tabelle 3.7 beschreibt die zulässigen Kennwerte für Stahlbeton nach der damals gültigen ÖNORM B 4200-4 (1957).

Tabelle 3.7: Kennwerte des Stahlbetons (ÖNORM B 4200-4, 1957)

Betongüte	E-Modul (kg/cm^2)	Würfeldruckfestigkeit (kg/cm^2)
B 120	140 000	120
B 160	160 000	160
B 225	170 000	225

Stampfbeton

Die Herstellung von Bauteilen aus Stampfbeton erfolgt mittels der Verdichtung von unbewehrtem Beton durch Stampfen. Dabei wird Beton in die Schalung der Elemente eingefüllt und anschließend eingestampft. Es ist darauf zu achten, dass die Schichthöhe des eingeschütteten Betons höchstens 25 cm beträgt und nach dem Stampfen keine Dicke über 15 cm aufweist (Ebinghaus, 1958). Die Fundamente der Hackinger Straße bestehen gemäß der Fundamentpläne aus Stampfbeton.

3.1.4 Bauteile und Bausysteme

Neben den beschriebenen Materialien wird ein Überblick über die verwendeten Bauteile und Bausysteme gegeben. Für die ganzheitliche Betrachtung des Gebäudes sowie für die Untersuchungen der einzelnen Bauteile ist es erforderlich, Informationen über diese in Erfahrung zu bringen. Unter Bausystemen werden Ausführungen von Decken-, Wand- und Fundamentelementen verstanden, die während des Baus häufig zur Anwendung kamen.

Ast-Molin Decken

Die für die Ast-Molin Decken gebräuchliche Schreibweise ist je nach untersuchter Literatur unterschiedlich. Im weiteren Verlauf wird die bis jetzt beschriebene Schreibweise weitergeführt. Bei der Ast-Molin Decke handelt es sich um eine nach dem Ingenier *de Mollins* benannte Stahlbetonrippendecke, die ungefähr ab 1903 zur Anwendung kam und noch nach dem 2. Weltkrieg Verbreitung fand. Ein großer Vorteil bei der Herstellung der Decken waren die wiedergewinnbaren Blechschalungen, die im Achsabstand der Rippen auf Holzstaffeln aufgesetzt wurden. Unterhalb der Staffeln konnten Latten für die Montage der Putzträger angebracht werden. Durch die Verwendung der Schalungselemente fielen bei der Errichtung geringere Kosten an, weshalb dieses System bis in die 1960er Jahre Anwendung fand. Ein für Ast-Molin typischer Querschnitt wird in Abbildung 3.10 dargestellt (Pauser, 1994) (Amann et al., 2007).

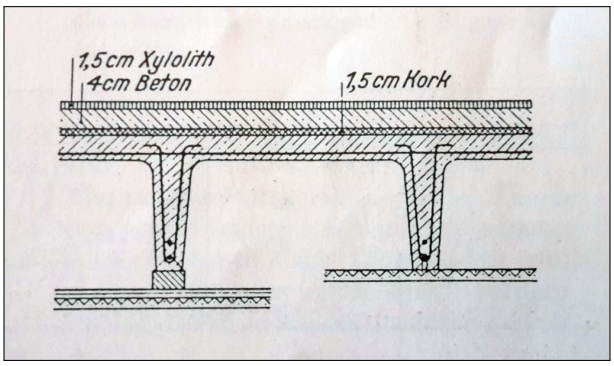


Abbildung 3.10: Ast-Molin Decke im Querschnitt (Pauser, 1994)

Meist betrugen die Achsabstände der 5 bis max. 8 cm breiten Rippen zwischen 50 und 70 cm. Aufgrund der geringen Rippenbreite konnten Bewehrungsstäbe nicht nebeneinander angeord-

net werden, stattdessen erfolgte das Verlegen der Bewehrung übereinander. Je nach Erfordernis konnten mit diesem Deckentyp Stützweiten bis zu 15 m herstellt werden (Pauser, 1994).

Abbildung 3.11 zeigt die Blechschalung der Ast-Molin Decke vor der Betonage.

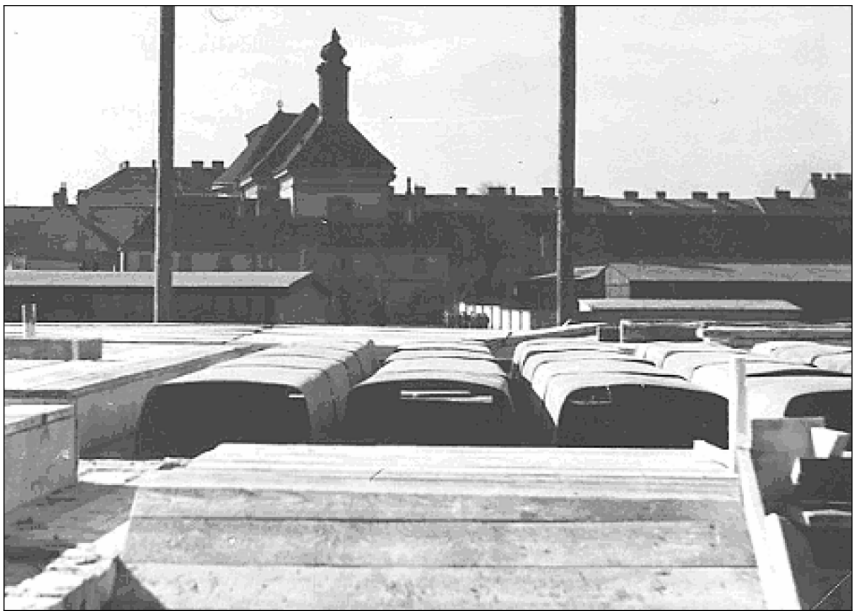


Abbildung 3.11: Ast-Molin Deckenschalung (Amann et al., 2007)

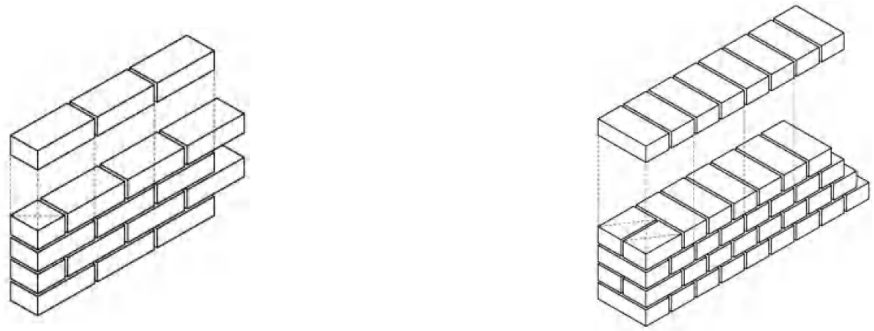
Fundamente

Die Fundamente der Hackinger Straße bestehen aus Stampfbeton der Betongüte B 50 und sind als Streifenfundamente ausgeführt. Dabei waren laut Plan die Fundamente unter den tragenden Wänden auf tragfähigem Boden bzw. in frostfreier Tiefe zu gründen. Die Fundamenttiefe hatte jedoch in jedem Fall mind. 1,0 m zu betragen. Die Fundamentbreiten variieren je nach Lage und Belastung der darüberliegenden Wände und weisen Abmessungen zwischen 0,4 m und 1,15 m auf. Bei der Ausführung wurde auf das Einlegen von Bewehrungseisen verzichtet.

Mauerwerk

Um Mauern in unterschiedlichen Stärken zu errichten, sind Mauerwerksverbände notwendig. Es wird in diesem Abschnitt lediglich eine kurze Zusammenfassung der gängisten Ausbildungen vorgenommen.

Die Grundverbände stellen der Läuferverband und der Binderverband dar, die in Abbildung 3.12 angeführt sind. Es handelt sich dabei um einen ein Kopf breiten Läuferverband und einen zwei Kopf breiten Binderverband. Als Kopf wird die Stirnseite (resp. Breite) eines Ziegelsteins bezeichnet. Bei dem Läuferverband werden die Mauersteine der Länge nach in Längsrichtung der Wand, bei Versatz der darüberliegenden Schar um eine halbe Länge, angeordnet. Zu Beginn und an den Enden jeder zweiten Schar wird deshalb ein Mauerstein mit geringerer Länge eingebracht, um den Versatz zu gewährleisten. Der Binderverband wird mittels quer zur Längsrichtung angeordneten Mauersteine hergestellt. Der Versatz beträgt, analog zu dem Läuferverband, meist eine halbe Ziegelbreite (Jäger und Marzahn, 2010).



(a) Läuferverband **(b)** Binderverband

Abbildung 3.12: Aufbau einer Wand mittels der Grundverbände (Jäger und Marzahn, 2010)

Die beiden Grundverbände bilden den in Abbildung 3.13 dargestellten Blockverband. Es ist darauf zu achten, dass die Läuferscharen und Binderscharen abwechselnd verlegt werden (Jäger und Marzahn, 2010). Die Mauerstärke von 25 cm wird bei den Binderscharen durch die Länge der alten Normalformat-Vollziegel erreicht. Bei Läuferscharen ist eine Stoßfuge zwischen den Steinbreiten erforderlich, um die gewünschte Abmessung zu erreichen. Bei einer Wandstärke von 38 cm wird ein Läuferverband neben einem Binderverband verlegt, wodurch sich mit einer Stoßfuge die gewünschte Abmessung ergibt. Die nächsten Scharen müssen gegengleich verlegt werden, um sicherzustellen, dass sich die Stoßfugen nicht überlagern.

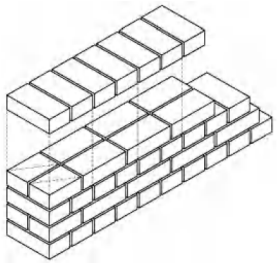


Abbildung 3.13: Zwei Kopf breiter Blockverband (Jäger und Marzahn, 2010)

3.2 Einführung in die Erdbebengefährdung

Nach Zimmermann und Strauss (2011) wird in der Seismologie die Erdbebengefährdung als eine vom Ort abhängige Wahrscheinlichkeit verstanden, die das Auftreten einer gewissen Bodenbeschleunigung, Bodenbeschleunigungsverstärkung oder Bodenverflüssigung beschreibt.

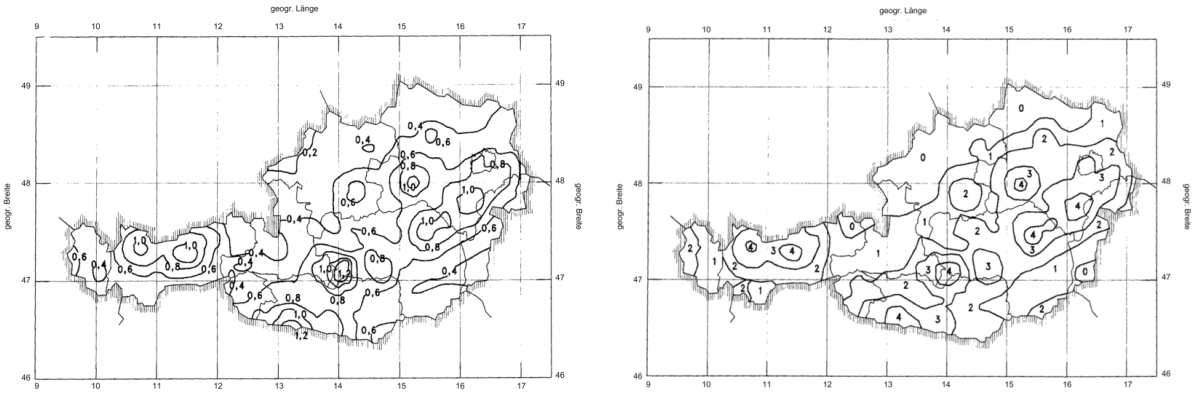
Das Erdbebenrisiko wird einerseits durch das Bauwerksverhalten, das unter anderem von Bauwerkstyp und Erhaltungszustand abhängig ist, beschrieben. Die standortspezifischen Verhältnisse stellen einen weiteren wichtigen Faktor für die Bestimmung des Erdbebenrisikos dar.

In jüngster Vergangenheit wurden, vor allem in Österreich, dem Erdbeben und den damit verbundenen Gefährdungen und Risiken in bautechnischer Hinsicht keine große Bedeutung zugemessen. Erst im Jahre 2009, im Rahmen der Einführung des Eurocode 8 (EC 8), dessen Geltungsbereich die Normen zur Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben umfasst, erfolgte die verpflichtende Übernahme in das nationale Regelwerk. Mit der Einführung des Eurocodes sowie vorausgehender wissenschaftlicher Arbeiten im Gebiet der Erdbebenforschung fand die Identifikation gefährlicher Regionen statt. Die für Bauwerke vormals als größtenteils unbedeutend geltende Gefährdung durch Erdbeben entwickelte sich zu einem Thema entscheidender bautechnischer Bedeutung.

Vorallem in Großstädten wie Wien, das für das Jahr 2030 eine prognostizierte Bevölkerungsanzahl von zwei Millionen aufweisen soll, stellt die Erdbebensicherheit von Bestandsbauten eine wichtige Grundlage für Umbauarbeiten dieser dar (Lebhart et al., 2014).

Ausgehend von historischen Unterlagen zu Erdbeben im Raum des Wiener Beckens, zu denen das Erdbeben in Neulengbach 1590 mit einer Magnitude von 6,2 nach Richter zählt, musste eine Anpassung der Einteilung der Erdbebengefährdung erfolgen (Zimmermann und Strauss, 2011).

Eine Einteilung der derzeit gültigen Erdbebenzonen, die sich durch die entsprechenden Bodenbeschleunigungen beschreiben lassen, ist in Abbildung 3.14 ersichtlich. Entlang der in Abbildung 3.14(a) angegebenen Isolinien weisen die Referenzbeschleunigungen gleiche Werte auf. Daraus ergeben sich die in Abbildung 3.14(b) dargestellten für Österreich gültigen Zonen. Die Zonierung der Referenz-Bodenbeschleunigungen entspricht der Referenz-Wiederkehrperiode T_{NCR} von 475 Jahren bei einer Referenz-Überschreitungswahrscheinlichkeit P_{NCR} von 10% in 50 Jahren (ÖNORM B 1998-1, 2011).



(a) Erdbebenbeschleunigung **(b)** Zoneneinteilung

Abbildung 3.14: Einteilung der Erdbebenzonen (ÖNORM B 1998-1, 2011)

Aus Abbildung 3.14 bzw. dem Ortsverzeichnis mit Zonenzuordnung der ÖNORM B 1998-1 (2011) lassen sich für den Raum Wien zwei Referenzbodenbeschleunigungen a_{gR}, deren Grenze der Donaufluss darstellt, ablesen. Hierbei erfolgt eine Unterteilung in das südwestlich bzw. nordöstlich der Donau liegende Wien.

3.2.1 Baugrundklassen

Ein weiterer standortspezifischer Parameter ist der anstehenden Baugrund. Je nach vorliegendem stratigraphischen Profil ist eine Baugrundklasse zu wählen. Tabelle 3.8 zeigt eine Übersicht der Bauklassen nach dem stratigraphischen Profil sowie der dazugehörigen durchschnittlichen Scherwellengeschwindigkeit der ersten 30 m $v_{s,30}$ (ÖNORM EN 1998-1, 2013).

Tabelle 3.8: Baugrundklassen (ÖNORM EN 1998-1, 2013)

Baugrund-klasse	Beschreibung des stratigraphischen Profils	Scherwellen-geschwindigkeit $v_{s,30}$ (m/s)
A	Fels oder andere felsähnliche geologische Formation, mit höchstens 5 Meter weicherem Material an der Oberfläche	> 800
B	Ablagerungen von sehr dichtem Sand, Kies oder sehr steifem Ton, mit einer Dicke von mindestens einigen zehn Metern, gekennzeichnet durch einen allmählichen Anstieg der mechanischen Eigenschaften mit der Tiefe	360 - 800
C	Tiefe Ablagerungen von dichtem oder mitteldichtem Sand, Kies oder steifem Ton, mit Dicken von einigen zehn bis mehreren hundert Metern	180 - 360
D	Ablagerungen von lockerem bis mitteldichtem kohäsionslosem Boden (mit oder ohne einige weiche kohäsive Schichten), oder von vorwiegend weichem bis steifem kohäsivem Boden	< 180

Für die Erdbebenbemessung stellt die Baugrundklasse einen wichtigen Parameter dar, da diese die Form des elastischen Antwortspektrums beeinflusst. Auf den Zusammenhang wird in Kapitel 3.2.4 näher eingegangen.

3.2.2 Bedeutungskategorien

ÖNORM EN 1998-1 (2013) unterteilt Hochbauten in vier Bedeutungskategorien. Diese berücksichtigen die Auswirkungen auf das menschliche Leben im Fall eines Einsturzes des Gebäudes. Weiters wird der Stellenwert des Gebäudes nach dem Erdbeben einbezogen. Soziale und wirtschaftliche Folgen, die durch den möglichen Einsturz entstehen, werden ebenfalls in Betracht gezogen. Diesen Bedeutungskategorien sind entsprechende Bedeutungsbeiwerte γ_I zugewiesen, die in Tabelle 3.9 für die Erdbebenzone 3 (Wien südwestlich der Donau) zusammengefasst sind. Die Bedeutungsbeiwerte fließen in die Berechnung der Ordinate des elastischen Antwortspektrums ein (ÖNORM EN 1998-1, 2013).

Tabelle 3.9: Bedeutungskategorien (ÖNORM EN 1998-1, 2013)

Bedeutungs-kategorie	Bauwerke	Bedeutungs-beiwert γ_I
I	Bauwerke von geringer Bedeutung für die öffentliche Sicherheit, z.B. landwirtschaftliche Bauten usw.	0,8
II	Gewöhnliche Bauwerke, die nicht unter die anderen Kategorien fallen	1,0
III	Bauwerke, deren Widerstand gegen Erdbeben wichtig ist im Hinblick auf die mit einem Einsturz verbundenen Folgen, z. B. Schulen, Versammlungsräume, kulturelle Einrichtungen usw.	1,2
IV	Bauwerke, deren Unversehrtheit während Erdbeben von höchster Wichtigkeit für den Schutz der Bevölkerung ist, z. B. Krankenhäuser, Feuerwachen, Kraftwerke usw.	1,4

3.2.3 Kenntnisstand und Kon denzbeiwert

Für die Berechnung ist es weiters erforderlich, je nach erreichtem Kenntnisstand (knowledge levels, KL), die entsprechenden Konfidenzbeiwerte (confidence factors, CF) zu berücksichtigen. Hierbei handelt es sich um eine Bewertung der, von dem betreffenden Gebäude, vorliegenden Informationen. Kriterien, die den Kenntnisstand eines Bauwerks definieren, sind die folgenden:

- Geometrie
- Konstruktive Einzelheiten
- Werkstoffe

Abhängig von der Anzahl an in-situ Versuchen und Inspektionen, die der Untersuchung von konstruktiven Einzelheiten sowie von Werkstoffen dienen, als auch der visuellen Überprüfung der Gültigkeit der Planunterlagen, lassen sich die vorgegebenen Kenntnisstände, mit den zugewiesenen Konfidenzbeiwerten, wie in Tabelle 3.10 ersichtlich, unterteilen (ÖNORM EN 1998-3, 2013).

Tabelle 3.10: Kenntnisstand (ÖNORM EN 1998-3, 2013)

Kenntnisstand KL	Konfidenzbeiwerte CF
KL1: Beschränkter Kenntnisstand	1,35
KL2: Normaler Kenntnisstand	1,20
KL3: Vollständiger Kenntnisstand	1,00

Für eine ausführliche Erklärung der Untersuchungen, die zur Erfüllung der jeweiligen Kenntnisstände erforderlich sind, wird auf die ÖNORM B 1998-3 verwiesen.

3.2.4 Antwortspektren

Antwortspektren nehmen im Gebiet der Erdbebenbemessung von Bauwerken eine wesentliche Rolle ein. Sie beschreiben die aus einem Erdbeben resultierenden Bodenbewegungen und geben somit Auskunft über den zeitlichen Ablauf der zu erwartenden Einwirkungen auf Gebäude. Zur Ermittlung von Antwortspektren werden Einmassenschwinger am Fußpunkt durch Beschleunigung des Bodens zum Schwingen angeregt. Die daraus resultierende Antwort der Masse kann

als auf den Fußpunkt bezogene Beschleunigung, Geschwindigkeit oder Verschiebung vorliegen. Die erhaltene Information lässt sich bezogen auf die Eigenschwingzeit als Zeitverlauf in einem Diagramm darstellen. Hierbei ist anzumerken, dass sich je nach betrachteter Antwortart verschiedene Antwortspektren abbilden lassen. Anschließend erfolgt die Analyse weiterer elastischer Einmassenschwinger, die sich durch ihre Eigenschwingzeit und Dämpfung unterscheiden. Das Dämpfungsmaß ξ, das die Dämpfung von Hochbauten beschreibt, wird für die Bemessungsspektren von Gebäuden meist mit 5% angenommen. Aus diesem System an Einmassenschwingern erfolgt die Ermittlung der entsprechenden Systemantworten. Durch das Auftragen der Maximalwerte der Systemantworten lässt sich das elastische Antwortspektrum in Diagrammform abbilden. Abbildung 3.15 zeigt den oben beschriebenen Vorgang. Es gilt die Auffassung, dass vor allem für das Verhalten von Mehrmassenschwingern die Antwortspektren aus Einmassenschwingern eine genügend genaue Abbildung liefern (Bachmann, 2002).

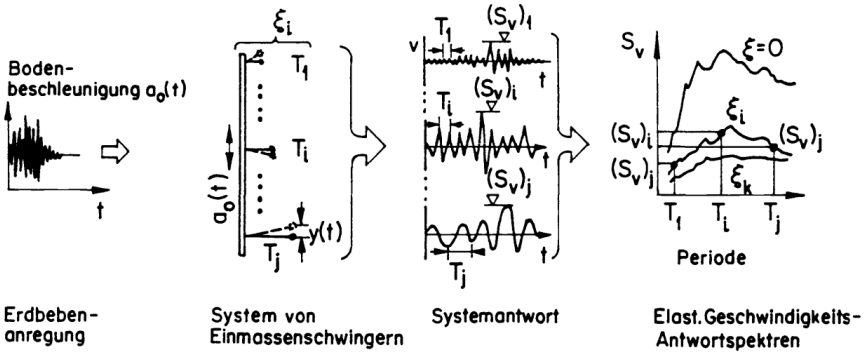


Abbildung 3.15: Ermittlung der Antwortspektren (Bachmann, 2002)

Antwortspektrum nach ÖNORM EN 1998-1

In ÖNORM EN 1998-1 (2013) sind die Erdbebenbewegungen anhand eines elastischen Bodenbeschleunigungsantwortspektrums beschrieben, das die Grundlage für die Standsicherheitsbedingung als auch die Schadensbegrenzungsbedingung darstellt.

Die Form des horizontalen elastischen Beschleunigungsantwortspektrums $S_e(T)$ lässt sich durch die folgenden Zusammenhänge wiedergeben:

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1)\right] \tag{3.1}$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \tag{3.2}$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_c}{T}\right] \tag{3.3}$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_c \cdot T_D}{T}\right] \tag{3.4}$$

Mit:

$S_e(T)$ als Ordinate des elastischen Beschleunigungsantwortspektrums
T als Schwingungsdauer eines linearen Einmassenschwingers
a_g als Bemessungs-Bodenbeschleunigung für Baugrundklasse A ($\mathrm{a_g} = \gamma_\mathrm{I} \cdot \mathrm{a_{gR}}$)
T_B als untere Grenze des Bereichs konstanter Spektralbeschleunigung
T_C als obere Grenze des Bereichs konstanter Spektralbeschleunigung
T_D definiert den Beginn des Bereichs konstanter Verschiebungen des Spektrums

S als Bodenparameter
η als Korrekturbeiwert mit dem Referenzwert $\eta = 1$ für 5% viskose Dämpfung

Abbildung 3.16 beschreibt die Form des elastischen Beschleunigungsantwortspektrums gemäß ÖNORM EN 1998-1 (2013) mit den jeweiligen, in den obigen Formeln beschriebenen, Parametern. Die Parameter der Perioden T_B, T_C und T_D sowie der Bodenparameter S sind nach der vorliegenden Baugrundklasse zu wählen. In der ÖNORM EN 1998-1 (2013) werden zwei Typen des elastischen Antwortspektrums beschrieben, die sich hinsichtlich ihrer Parameterwerte für die jeweiligen Baugrundklassen unterscheiden. In Österreich ist nur die Wahl des Typ 1 Spektrums zulässig.

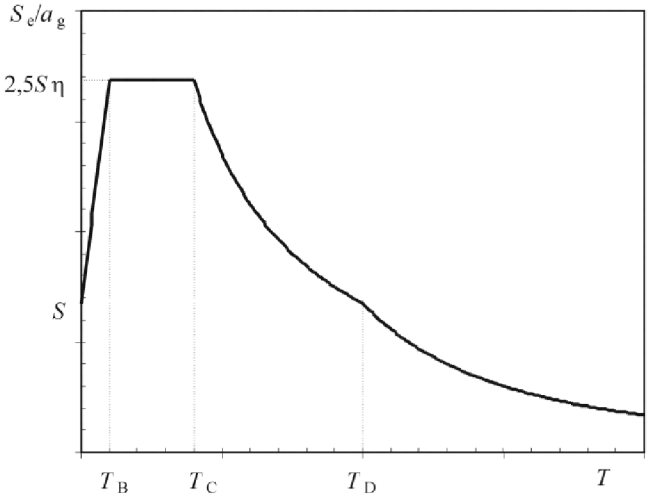


Abbildung 3.16: Form des Antwortspektrums (ÖNORM EN 1998-1, 2013)

Neben dem beschriebenen Beschleunigungsantwortspektrum kann die Darstellung als Verschiebeantwortspektrum erfolgen. Dieses wird mittels der folgenden Bedingungen beschrieben:

$$0 \leq T \leq T_E : S_{De}(T) = S_e(T) \left[\frac{T}{2\pi}\right]^2 \tag{3.5}$$

$$T_E \leq T \leq T_F : S_{De}(T) = 0,025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \left[2,5\eta + \left(\frac{T - T_E}{T_F - T_E}\right) \cdot (1 - 2,5\eta)\right] \tag{3.6}$$

$$T \geq T_F : S_{De}(T) = d_g = 0,025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \tag{3.7}$$

Mit den bereits beschriebenen Parametern sowie:

$S_{De}(T)$ als Ordinate des elastischen Verschiebeantwortspektrums
T_E zusätzliche Kontrollperiode
T_F zusätzliche Kontrollperiode
d_g als Bemessungsbodenverschiebung

In der ÖNORM EN 1998-1 (2013), die die „Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten“ beinhaltet, werden in Abschnitt 4.3.3 zur Ermittlung der Erdbebenbeanspruchung die folgenden Berechnungsmethoden, unter Berücksichtigung der jeweiligen kostruktiven Eigenschaften des Bauwerks sowie weiterer innerhalb der Norm festgelegter Bedingungen, angeführt:

- linear-elastische Berechnungsmethoden

  vereinfachtes Antwortspektrumverfahren

  multimodales Antwortspektrumverfahren

- nichtlineare Berechnungsmethoden

  nichtlineare statische (pushover) Berechnung

  nichtlineare Zeitverlaufsberechnung (dynamisch)

Es wird in weiterer Folge auf die nichtlineare Modelberechnung eingegangen, die die nichtlineare statische (pushover) Berechnung beinhaltet, da diese die Grundlage für die anschließenden Berechnungen darstellt.

Inelastische Antwortspektren

Inelastische Antwortspektren können aus dem nichtlinearen Verhalten der Einmassenschwinger ermittelt werden. Um dieses nichtlineare Verhalten zu berücksichtigen, werden Einmassenschwinger mit nichtlinearer Federkennlinie unter einem gegebenen Beschleunigungszeitverlauf belastet. Daraus ergeben sich die folgenden, vom Tragwerk abhängigen Parameter, die für die nichtlinearen Berechnungsmethoden von großer Beudeutung sind. Einerseits kann die Verschiebeduktilität dargestellt werden, die als Verhältnis der maximalen Verformung u_{max} zur Verformung aus der elastischen Phase u_{el} wie folgt beschrieben wird (Meskouris et al., 2011):

$$\mu = \frac{u_{max}}{u_{el}} \tag{3.8}$$

Einen weiteren Parameter stellt der Reduktionsfaktor R_μ dar, der auf den Ergebnissen von Vidic, Fajfar und Fischinger (1994) und einer Vereinfachung von Fajfar (1999) für inelastische Spektren beruht. Der Reduktionsfaktor R_μ wird zur Abminderung des elastischen Antwortspektrums verwendet und ergibt sich aufgrund der Energiedissipation von duktilen Bauwerken. Mittels der folgenden Formeln ermittelt sich der Reduktionsfaktor zu:

$$R_\mu = (\mu - 1) \cdot \frac{T}{T_C} + 1 \qquad \text{für} \quad T \leq T_C \tag{3.9}$$

$$R_\mu = \mu \qquad \text{für} \quad T > T_C \tag{3.10}$$

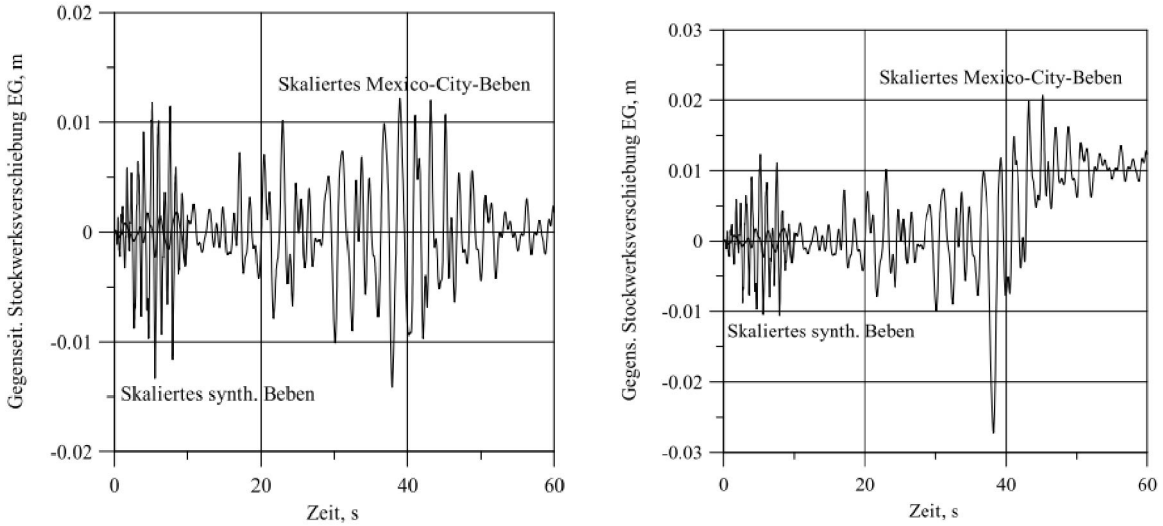
Hierbei stellt μ die bereits beschriebene Duktilität und die Variable T die Grundschwingdauer des Gebäudes in betrachteter Horizontalrichtung sowie T_C den Eckwert der Periode am obereren Ende des Bereichs konstanter Beschleunigung des elastischen Antwortspektrums dar. Die Duktilität nimmt bei nicht-linearen Methoden eine wichtige Rolle ein, da mithilfe von duktilen Tragreserven Spannungsspitzen durch Umlagerung auf andere Bauteile abgetragen werden können. Weist ein Gebäude hohe Duktilitätsreserven auf, ist eine entsprechende Reduktion der seismischen Belastung zulässig. Für elastische Spektren sind entsprechende Reduktionen mittels der Verhaltensbeiwerte q vorgesehen (Meskouris et al., 2011).

3.2.5 Pushover-Verfahren

Das Pushover-Verfahren stellt eine Möglichkeit dar Gebäude auf deren Erdebenwiderstand zu bemessen. Folgend wird auf den theoretischen Hintergrund dieser Methode eingegangen.

Nach Meskouris et al. (2011) ist es mittels linearer Tragwerksmodelle und den damit zusammenhängenden Berechnungsmethoden nicht möglich die Versagensmechanismen von seismisch beanspruchten Bauwerken zu bestimmen. Steifigkeitsabnahmen von Konstruktionen können aufgrund der Belastungen eintreten und z.B. zu Rissen im Material führen. Dadurch kann ein nichtlineares Verhalten des Gebäudes eintreten. Bei energiereichen und lang anhaltenden Erdbeben

ergeben sich Steifigkeits- und Festigkeitsreduktionen, die durch nichtlineare Verfahren beschrieben werden können. In diesem Fall sind vor allem für die Ermittlung der Schadensentwicklung des Gebäudes nichtlineare Verfahren von besonderer Bedeutung. Anhand der Abbildung 3.17(a) kann gezeigt werden, dass das lineare Verfahren trotz Erdbeben unterschiedlicher Beschleunigungszeitverläufe ähnliche Stockwerksverschiebungen aufweist. Die Stockwerksverschiebung unter Berücksichtigung der Annahme eines nichtlinearen Tragverhaltens hingegen zeigt, wie in Abbildung 3.17(b) ersichtlich deutliche Unterschiede bei Erdbeben unterschiedlicher Intensität und Dauer. Ein Vergleich der beiden Methoden ist in Abbildung 3.17 dargestellt (Meskouris et al., 2011).



(a) Stockwerkverschiebung bei linearem Tragverhalten

(b) Stockwerkverschiebung bei nicht-linearem Tragverhalten

Abbildung 3.17: Vergleich der Stockwerksverschiebung (Meskouris et al., 2011)

Meskouris et al. (2011) beschreiben weiters, dass bei der Einschätzung des Verhaltens von erdbebenbeanspruchten Bauwerken mithilfe nichtlinear-inelastischer Untersuchungen genauere Strukturantworten als bei linear-statischen Methoden zu erwarten sind. Dieser Umstand ergibt sich daraus, dass das nichtlineare Verhalten, das beispielsweise durch die Bildung von Fließgelenken auftritt, Lastumlagerungen zulässt. Nichlineare statische Verfahren werden vor allem für die Untersuchung der Bauwerkskapazität eingesetzt. Die Bauwerkskapazität beschreibt in diesem Fall den Widerstand, den ein Gebäude gegenüber den aus Erdbeben resultierenden Belastungen aufweist. Die Kapazität wird anhand einer inelastischen statischen Last-Verformungskurve, unter der Annahme gleichbleibender Vertikallasten und stetig steigender Horizontallasten, ermittelt. Diese Kurve, auch Pushover-Kurve genannt, ist das Resultat einer solchen Pushover-Analyse und wird in Abbildung 3.18 dargestellt. Links ist ein statisches System zu sehen, an dem eine Horizontallast mit Dreiecksverteilung aus der seismischen Erregung des Gebäudes auftritt. Die gepunkteten Linien stellen die Verschiebung des Systems dar, die es durch die Balastung erfährt. Der Zusammenhang zwischen einwirkender Kraft, hier durch den resultierenden Fundamentschub F_b ausgedrückt, und der Dachverschiebung Δ_{Dach} wird im Diagramm anhand einer Kapazitäts- bzw. Pushover-Kurve beschrieben.

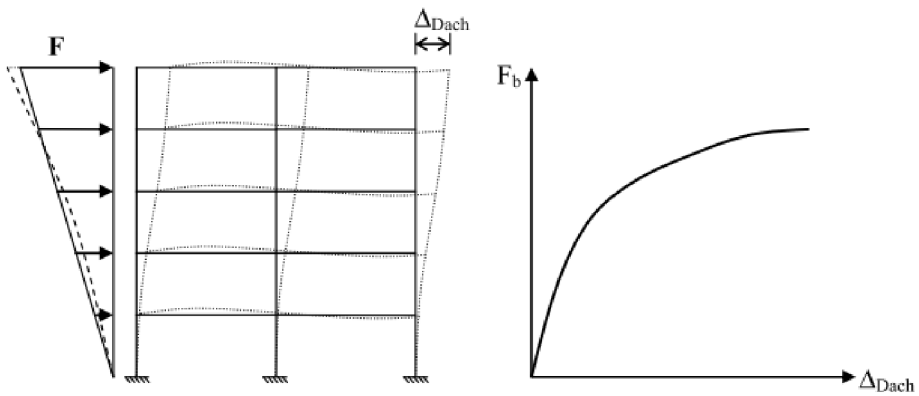


Abbildung 3.18: Belastetes Rahmensystem mit zugehöriger Pushover-Kurve (Meskouris et al., 2011)

Die Kurve ergibt sich aus der monotonen Steigerung der in jedem Stockwerk angreifenden horizontalen Kräfte, die sich aus den gegebenen Stockwerksmassen und der gewählten Verformungsfigur errechnen. Die Wahl der Verformungsfigur kann auf verschiedene Weisen erfolgen. Neben der Annahme der Verformungsfigur aus der ersten Eigenform ist es nach ÖNORM EN 1998-1 möglich dreieck- bzw. rechteckförmige Lastverteilungen anzuwenden. Effekte nach Theorie II. Ordnung werden bei der Bemessung der auftretenden Verschiebungen berücksichtigt (Meskouris et al., 2011).

4 Material und Methodik

In diesem Kapitel werden die in der Arbeit verwendeten Materialien sowie die angewandte Methodik beschrieben.

Nach der Festlegung des zu untersuchenden Gebäudetyps, der in Kapitel 3.1 näher beschrieben ist, wird anhand eines Beispielgebäudes die Machbarkeit eines Dachgeschoßausbaus untersucht. Dabei handelt es sich um die im 14. Wiener Gemeindebezirk an der Hackinger Straße 30-36 gelegene Wohnhausanlage mit dem Namen Franz-Glaserer-Hof.

Die vorhandenen Planunterlagen des Gebäudes umfassen neben den vollständigen Bestands- bzw. Auswechslungsplänen eine unvollständige Zusammenstellung von Schal- und Bewehrungsplänen, die aus den Archiven der als Baupolizei bekannten Magistratsabteilung 37 stammen. Ein weiteres Untersuchungsgebiet stellen die vorliegenden Bodeneigenschaften dar, die auf Grundlage der Bohrungen, die auf dem Grundstück der Wohnhausanlage vollzogen wurden, in Form von Bohrprofilen vorhanden waren. Die entsprechenden Dokumente stellte die Magistratsabteilung 29, die für den Wiener Brücken- und Grundbau zuständig ist, zur Verfügung. Eine Zusammenfassung der verwendeten Unterlagen kann Kapitel A entnommen werden.

Da die Literaturrecherche zu einigen der verwendeten Baustoffe, die während der Errichtung der Gebäude zur Anwendung kamen, weniger erfolgreich war, wurden Unterlagen der Magistratsabteilung 39, die in Wien als Prüf-, Überwachungs- und Zertifizierungsstelle fungiert, herangezogen. Die Unterlagen umfassen ehemals ausgestellte Zulassungen und Mitteilungen, die Informationen zu den damals verwendeten Materialien beinhalten.

Die zur Zeit des Baus gültigen Normen lieferten zusätzliche Auskünfte über die damals geltenden Kennwerte der Baustoffe. Daten dazu wurden vom Austrian Standards Institute (vormals Österreichisches Normungsinstitut) bezogen, das die Möglichkeit bietet Normen und nationale Regelwerke einzusehen.

Ein Teil dieser Arbeit sind statische Nachweise, die anhand eines Gebäudeteils des Franz-Glaserer-Hofs erbracht werden. Zur Berechnung der Nachweise werden computergestütze Programme, wie z.B. das Erdbebenbemessungsprogramm 3Muri und das Statikprogramm RFEM, zu Hilfe genommen.

4.1 Ermittlung der Schnittgrößen

Im Rahmen der Nachweisführung ist es erforderlich die einwirkenden Belastungen entsprechend zu berücksichtigen. Für Bauteile und Bausysteme sind die auftretenden maßgeblichen Schnittgrößen zu ermitteln um die Elemente auf Grundlage dieser ausreichend zu dimensionieren. Zur Ermittlung der Schnittgrößen, die aus den angenommenen Belastungen resultieren, ist es zuerst notwendig die Einwirkungskombinationen für die jeweiligen Situationen festzulegen.

4.1.1 Einwirkungskombinationen

Im Zuge der Berechnungen ist es erforderlich, je nach Art des Nachweises, die entsprechende Einwirkungskombination zu wählen. Die in den Formeln 4.1 und 4.2 beschriebenen Kombinationen der Grenzzustände der Tragfähigkeit (ULS) sind für die weiteren Bemessungen zu berücksichtigen ÖNORM EN 1990-1, 2013:

- ständige und vorübergehende Situationen

$$\sum_{j\geq 1}(\gamma_{G,j}\cdot G_{k,j})+\gamma_P\cdot P_k+\gamma_{Q,1}\cdot Q_{k,1}+\sum_{i>1}(\gamma_{Q,i}\cdot\Psi_{0,i}\cdot Q_{k,i}) \tag{4.1}$$

- Situation infolge von Erdbeben

$$\sum_{j\geq 1}G_{k,j}+P_k+A_{Ed}+\sum_{i>1}(\Psi_{2,i}\cdot Q_{k,i}) \tag{4.2}$$

Mit:

$\gamma_{G,j}$ Teilsicherheitsbeiwert der ständigen Einwirkung j
$G_{k,j}$ charakteristischer Wert der ständigen Einwirkung j
γ_P Teilsicherheitsbeiwert der Einwirkung infolge der Vorspannung
P_k charakteristischer Wert der Vorspannung
$\gamma_{Q,1}$ Teilsicherheitsbeiwert der vorherrschenden veränderlichen Einwirkung
$Q_{k,1}$ charakteristischer Wert der vorherrschenden veränderlichen Einwirkung
$\gamma_{Q,i}$ Teilsicherheitsbeiwert der veränderlichen Einwirkung i
$\Psi_{0,i}$ Kombinationsbeiwert
$Q_{k,i}$ charakteristischer Wert der nicht-vorherrschenden veränderlichen Einwirkung i
A_{Ed} Bemessungswert einer Einwirkung infolge von Erdbeben

Die Teilsicherheitsbeiwerte γ sowie Lastkombinationsbeiwerte Ψ sind den entsprechenden Normen ÖNORM EN 1990-1 (2013) und ÖNORM B 1990-1 (2013) entnommen.

4.1.2 RFEM

Die maßgebenden Schnittgrößen, die sich aus den unterschiedlichen statischen Systemen ergeben und für die Berechnung der Nachweise erforderlich sind, werden mithilfe des Statikprogramms RFEM 5.04 der Firma *Dlubal Software GmbH* ermittelt.

4.2 Berechnung des Erdbebennachweises

Die Berechnung des Erdbebennachweises ist, wie in Kapitel 3.2.4 angegeben, mittels verschiedener Methoden möglich. In weiterer Folge wird auf die nichtlinear-statische Bemessungsmethode des Pushover-Verfahrens näher eingegangen. Diese findet gemäß ÖNORM EN 1998-1 (2013) Anwendung bei der Überprüfung des Tragverhaltens bestehender Hochbauten und Neubauten. Deshalb stellt sie die Grundlage für die Berechnung des Erdbebennachweises dar.

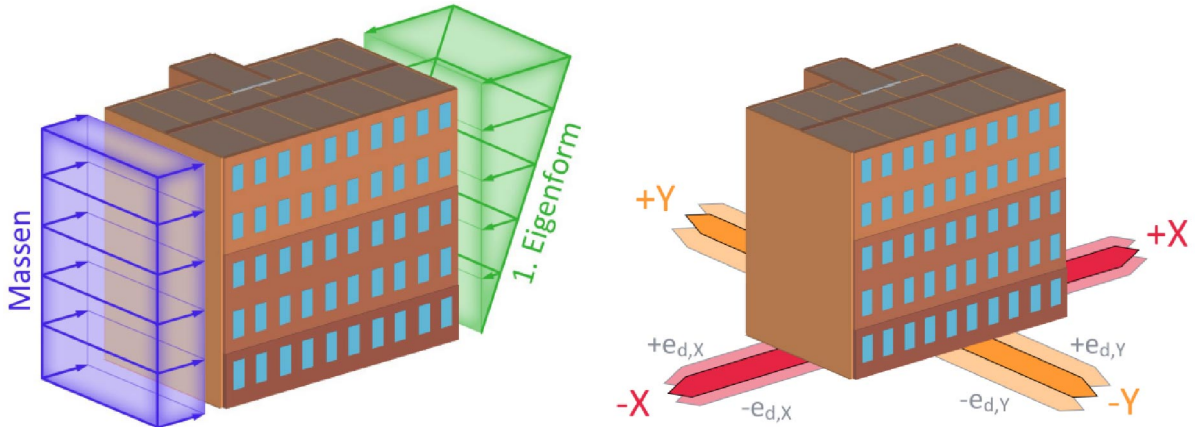
4.2.1 Pushover-Verfahren anhand ÖNORM EN 1998-1

Gemäß ÖNORM EN 1998-1 (2013) wird unter einer Pushover-Berechnung eine

> „[...] nichtlineare statische Berechnung, die unter konstanten Gewichtslasten und monoton wachsenden Horizontalkräften durchgeführt wird [...]“

verstanden. Für die Annahme der Horizontallasten ist in der Norm beschrieben, dass bei der Berechnung mindestens zwei vertikale Verteilungen zu berücksichtigen sind. Dabei soll einerseits eine den Massen proportionale gleichmäßige Verteilung, die von der Höhenlage der Massen unabhängig ist, gewählt werden. Die modale Verteilung stellt eine weitere Lastverteilung dar, die vorsieht, dass die Horizontalkräfte gemäß der linear-elastischen Berechnung aufgebracht werden. Zusätzlich ist in der Norm festgehalten, dass die Horizontalkräfte einerseits im Massenmittelpunkt des Modells angreifen müssen, aber auch zufällige Ausmittigkeiten der Struktur zu

berücksichtigen sind. Dies ist notwendig, um mögliche Änderungen der Struktur aufgrund des Erdbebens zu berücksichtigen (ÖNORM EN 1998-1, 2013). Abbidlung 4.1 zeigt in 4.1(a) eine Gegenüberstellung der beiden Lastverteilungen sowie in 4.1(b) eine schematisch Darstellung der zu berücksichtigenden Exzentrizitäten.



(a) Gleichmäßige bzw. modale Verteilung der Horizontallasten im Erdbebenfall

(b) Bei der Erdbebenbemessung berücksichtigte Ausmitten

Abbildung 4.1: Darstellung der Verteilungen sowie Ausmitten (Gass, 2013)

Mittels des Zusammenhangs der am Modell einwirkenden Erdbebenkräfte und der daraus resultierenden Verschiebungen kann eine Kapazitätskurve beschrieben werden. In der Norm ist festgelegt, dass diese mithilfe einer Pushover-Berechnung, die die Verschiebungen zwischen null und 150% der Zielverschiebung ermittelt, zu berechnen ist. Unter der Zielverschiebung, wird jene Verschiebung verstanden, die sich ausgehend vom elastischen Antwortspektrum bei einem äquivalenten Einmassenschwinger ergibt (ÖNORM EN 1998-1, 2013).

4.2.2 Pushover-Berechnung anhand der N2-Methode

In ÖNORM EN 1998-1 (2013) ist im informativen Anhang B beschrieben wie die Zielverschiebung bei einer Pushover-Analyse zu ermitteln ist. Die dabei angegebene Vorgehensweise entspricht jenem in Arbeiten von Fajfar beschriebenen Verfahren, das als N2-Methode bezeichnet wird. Bereits Mitte 1980 begannen Fajfar und Fischinger mit der Entwicklung der N2-Methode, die in den folgenden Jahren stets erweitert wurde. Bei der N2-Methode handelt es sich um eine nichtlineare Methode zur seismischen Analyse von Bauwerken, die im Beschleunigungs- Verschiebungsformat beschrieben wird. Dieses Verfahren kombiniert die Vorteile der visuellen Darstellung der von Freeman entwickelten Kapazitätsspektrenmethode mit den physikalischen Grundlagen der inelastischen Bedarfsspektren, die aus elastischen Bemessungsspektren zu bestimmen sind. Da die Belastungsverteilung in der Pushover-Analyse in Zusammenhang mit der angenommenen Verschiebungsfigur des Systems steht, ist Transformation von einem Mehrmassenschwinger-System zu einem Einmassenschwinger-System erlaubt. Das Ziel ist die Erdbebenwiderstands-Kapazität eines Gebäudes durch die Kraft-Verschiebungskurve zu beschreiben, die sich aus der Pushover-Analyse ergibt. Zusätzlich liefert die Analyse Informationen über die Festigkeitseigenschaften und Duktilität des untersuchten Gebäudes (Fajfar, 1999) (Fajfar, 2000).

Nach Meskouris et al. (2011) und ÖNORM EN 1998-1 (2013) Anhang B gliedern sich die Berechnungsschritte der N2-Methode wie folgt:

Schritt 1: Ermittlung des elastischen Antwortspektrums

Die Grundlage für das Bemessungsverfahren stellt das elastische Antwortspektrum dar, wobei keine Abminderungen durch Dämpfungen zu berücksichtigen sind.

Schritt 2: Idealisierung des Systems

Es erfolgt die vereinfachte Annahme, dass das Gebäude als Mehrmassenschwinger betrachtet werden kann. Das bedeutet, dasss die jeweilige Geschoßmasse einer Ebene konzentriert in einem Punkt in dieser Ebene liegt. Die weitere Vorgehensweise erfordert die Bestimmung eines Kontrollknotens, der sich in der höchsten Geschoßebene befinden sollte. Es wird, je nach Wahl der angenommenen Verschiebungen der Geschoßmassen (erste Eigenform oder linear über die Höhe), ein auf die Kontrollknotenverschiebung normierter, Verschiebungsvektor $\underline{\Phi}$ ermittelt. In Abbildung 4.2 ist die Vereinfachung eines Rahmensystems zu einem Ersatzsystem ersichtlich. Da sich der Kontrollknoten der Masse m_n in dem höchsten Geschoß befindet und die Normierung der Verschiebung auf diesen erfolgt, wird der Wert des Verschiebungsvektors Φ_n mit 1 angenommen.

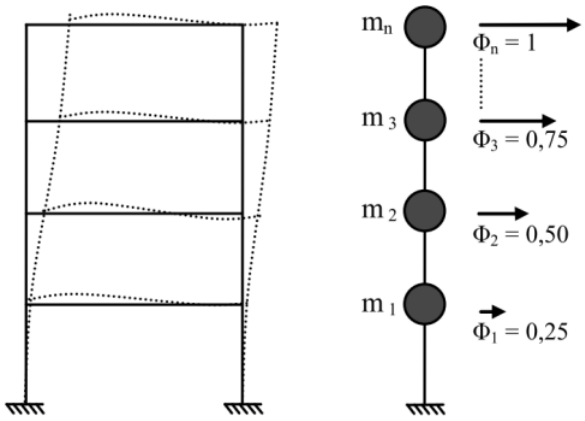


Abbildung 4.2: Dynamisches Ersatzsystem mit den Verschiebungsvektoren Φ (Meskouris et al., 2011)

Schritt 3: Berechnung der Pushover-Kurve

In diesem Schritt erfolgt die Berechnung der Pushover-Kurve mittels einer stetig monotonen Zunahme der seismischen Belastung. Diese wird nach Größe des Verschiebungsvektors sowie der Massen aufgeteilt. Zur Berechnung der Pushover-Analyse ist eine normierte Lastverteilung anzusetzen. Diese ergibt sich aus dem Verschiebevektor sowie den einzelnen Geschoßmassen. Anschließend erfolgt die Skalierung mittels des Laststeigerungsfaktors λ. Die normierten Kräfte ergeben sich nach Formel 4.3 zu:

$$\underline{F}_{norm} = \lambda \cdot \begin{bmatrix} m_1 \\ m_2 \\ ... \\ m_n \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \Phi_1 \\ \Phi_2 \\ ... \\ \Phi_n \end{bmatrix} \cdot \frac{1}{m_n \cdot \Phi_n} \tag{4.3}$$

Abbildung 4.3 zeigt die jeweiligen Kräfte, die in den Geschoßen angreifen.

Für das System bringt die Pushover-Analyse eine nichtlineare Verformungskurve hervor. Diese liefert die für die bilineare Kurve erforderlichen Parameter, die über die Fließverschiebung d_m, die Fließkraft F_y und die Maximalverschiebung d_{max} beschrieben werden. Abbildung 4.4 zeigt die Pushover-Kurve (gestrichelte Linie) sowie die bilineare Idealisierung (durchgezogene Linie). Zur Ermittlung der bilinearen Kurve ist es erforderlich die Anfangssteifigkeit zu ermitteln, die sich aus den Flächenäquivalenten unter der tatsächlichen und vereinfachten Kurve ergibt. Daraus kann die Fließverschiebung d_y bestimmt werden, die jenen Punkt beschreibt, der den Übergang von der elastischen zur plastischen Phase darstellt. Sie kann mittels Formel 4.4 beschrieben werden, die sich auf die Verformungsenergie E_m unterhalb der berechneten Kurve bezieht.

$$d_y = 2 \cdot \left(d_m - \frac{E_m}{F_y} \right) \tag{4.4}$$

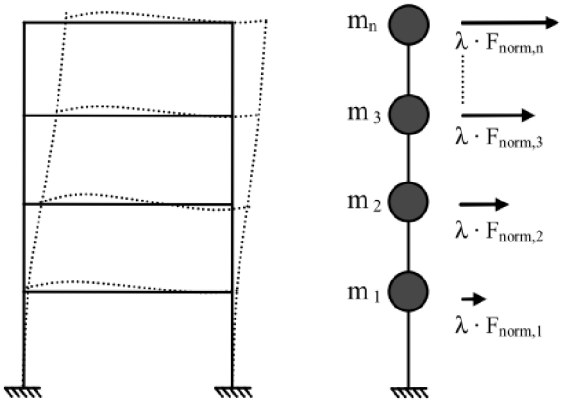


Abbildung 4.3: Dynamisches Ersatzsystem mit den normierten Kräften (Meskouris et al., 2011)

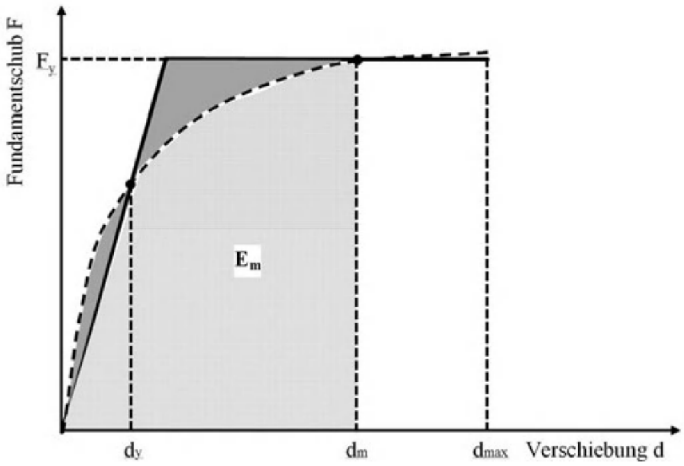


Abbildung 4.4: Abbildung der energieäquivalenten Flächen (Meskouris et al., 2011)

Schritt 4: Transformation der Pushover-Kurve

Es gilt eine idealisierte Pushover-Kurve zu ermitteln, die sich aus dem äquivalenten Einmassenschwinger ergibt. Abbildung 4.5 zeigt die idealisierte Pushover-Kurve des äquivalenten Einmassenschwingers. Die Berechnung erfolgt mithilfe der Transformation der Kräfte und Verformungen des Mehrmassenschwinger-Systems mittels des Transformationsbeiwerts Γ nach den Formeln 4.5-4.8 zu:

$$F^* = \frac{F}{\Gamma} \tag{4.5}$$

und

$$d^* = \frac{d}{\Gamma} \tag{4.6}$$

wobei sich der Transformationswert Γ wie folgt errechnet:

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \cdot \Phi_i^2} \tag{4.7}$$

Die Masse des Einmassenschwingers beträgt hierbei:

$$m^* = \sum m_i \cdot \Phi_i \tag{4.8}$$

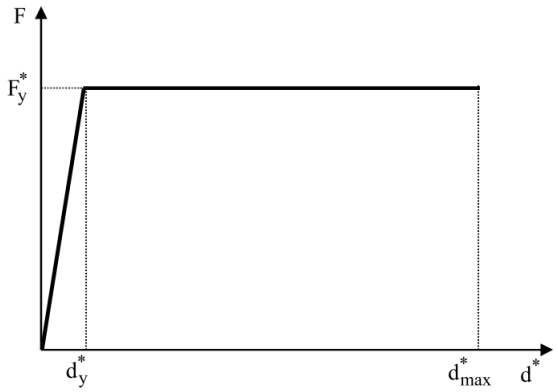


Abbildung 4.5: Idealisierte Pushover Kurve (Meskouris et al., 2011)

Schritt 5: Berechnung der Periode T*

Anschließend ist die Periode T^* des äquivalenten Einmassenschwingers zu ermitteln. Dies erfolgt mit Formel 4.9:

$$T^* = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{m^* \cdot d_y^*}{F_y^*}} \tag{4.9}$$

Schritt 6: Ermittlung der Zielverschiebung

Im Rahmen dieses Schrittes erfolgt die Berechnung der elastischen Zielverschiebung d_{et}^* des äquivalenten Einmassenschwingers mit der Perode T^*, wobei ein linear elastisches Verhalten vorausgesetzt wird. d_{et}^* wird aus Formel 4.10 errechnet:

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \left[\frac{T^*}{2 \cdot \pi}\right]^2 \tag{4.10}$$

Der Term $S_e(T^*)$ beschreibt die Ordinate des, in Schritt 1 festgelegten, elastischen Antwortspektrums für die Periode T^*. Durch die Beschreibung von d_{et}^* erfolgt die Bestimmung der Zielverschiebung d_t^* des Einmassenschwingers. Je nach Periodenbereich und Materialverhalten tritt einer der drei beschriebenen Fälle ein.

Fall 1:

Die Bedingungen $T^* < T_C$ und $\frac{F_y^*}{m^*} \geq S_e\,(T^*)$ sind hierbei erfüllt. Abbildung 4.6 zeigt ein Spektralbeschleunigungs-Spektralverschiebungsdiagramm, in dem sowohl das Antwortspektrum als auch die Pushover-Kurve aufgetragen sind und die Bedingungen aus Fall 1 zutreffen. Der Schnittpunkt aus dem Antwortspektrum und der Pushover-Kurve gibt den Performance Point (PP) an, der auf die Abszisse abgetragen die Zielverschiebung d_t^* anzeigt. Unter der Voraussetzung eines uneingeschränkt linearen Materialverhaltens ergibt sich die in Formel 4.11 beschriebene Beziehung:

$$d_t^* = d_{et}^* \tag{4.11}$$

Fall 2:

Für Fall 2 gelten die Bedingungen $T^* < T_C$ und $\frac{F_y^*}{m^*} < S_e\,(T^*)$. Das dem Fall 2 zugehörige Diagramm ist in Abbildung 4.7 ersichtlich. Zur Ermittlung des Performance Points (PP) ist es erforderlich die Duktilität des elastischen Antwortspektrums zu berücksichtigen. Den Eingangswert

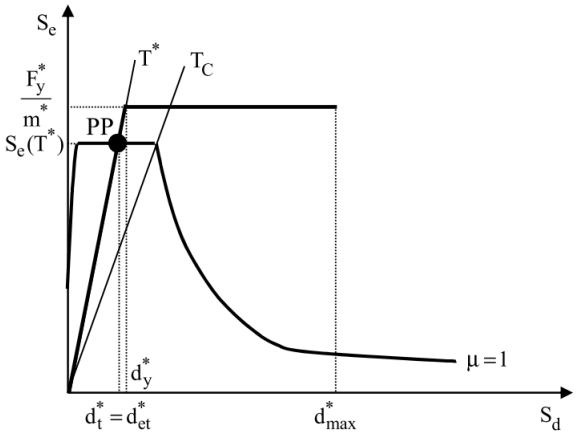


Abbildung 4.6: Fall 1 (Meskouris et al., 2011)

zur Ermittlung der Zielverschiebung d_t^* stellt die Zielverschiebung bei linearem Materialverhalten d_e^*t dar und ergibt sich nach Formel 4.12 zu:

$$d_t^* = \frac{d_{et}^*}{q_u} \cdot \left[1 + (q_u - 1) \cdot \frac{T_C}{T^*}\right] \geq d_{et}^* \tag{4.12}$$

Der in Formel 4.13 beschriebene Term q_u beschreibt hierbei die Beziehung der Tragwerksbeschleunigung bei uneingeschränkt elastischem Verhalten $S_e(T^*)$ und der Tragwerksfestigkeit F_y^*/m^*:

$$q_u = \frac{S_e(T^*) \cdot m^*}{F_y^*} \tag{4.13}$$

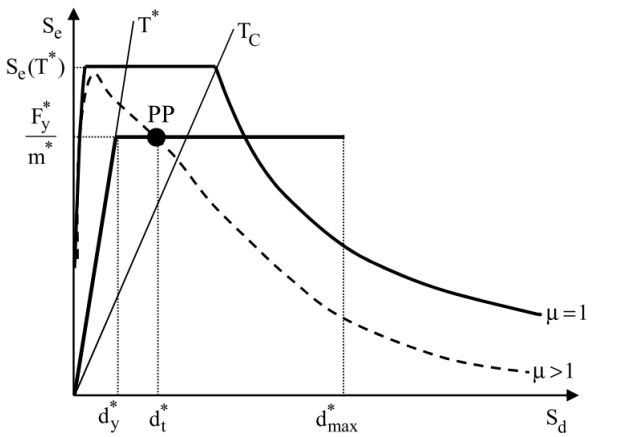


Abbildung 4.7: Fall 2 (Meskouris et al., 2011)

Fall 3:

Fall 3 gilt mit der Bedingung $T^* \geq T_C$ als erfüllt. Es gilt wie für Fall 1, dass die Zielverschiebung d_t^* der Zielverschiebung d_e^*t entspricht. Abbildung 4.8 zeigt ein Beispiel dieses Falls.

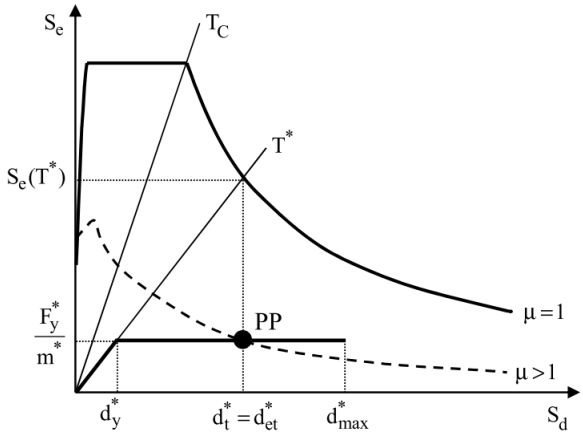


Abbildung 4.8: Fall 3 (Meskouris et al., 2011)

Schritt 7: Transformation der Zielverschiebung

Die berechnete Zielverschiebung d_t^* des äquivalenten Einmassenschwingers wird mit dem, in Schritt 4 beschriebenen, Transformationsfaktor Γ erweitert, um die Verschiebung des Mehrmassenschwingers zu ermitteln. Dies erfolgt anhand der Formel 4.14:

$$d_t = \Gamma \cdot d_t^* \tag{4.14}$$

Schritt 8: Kontrolle der Zielverschiebung

In diesem Schritt wird überprüft, ob die berechnete Zielverschiebung zulässig ist. Wie in Kapitel 4.2.1 beschrieben, ist gemäß ÖNORM EN 1998-1 (2013) die Erfüllung des in Formel 4.15 beschriebenen Kriteriums eine Voraussetzung für die Gültigkeit der Berechnung der Zielverschiebung:

$$d_t \leq \frac{d_{max}}{1,5} \tag{4.15}$$

Schritt 9: Berechnung der Duktilität μ

Anschließend wird die Duktilität μ berechnet. Diese ergibt sich, wie in Formel 4.16 beschrieben, aus dem Verhältnis der Zielverschiebung d_t zur Fließverschiebung d_y:

$$\mu = \frac{d_t}{d_y} \tag{4.16}$$

Schritt 10: Grafische Überprüfung

Es erfolgt die Überprüfung der Zielverschiebung sowie des Performance Points, anhand der Darstellung im Diagramm. Die Zielverschiebung kann wie in den Abbildungen 4.6 - 4.8 dargestellt werden.

4.2.3 3Muri

Bei 3Muri handelt es sich um ein Bemessungsprogramm für die Untersuchung von Mauerwerksbauten unter der Verwendung nichtlinearer Pushover-Analysen und statischer Verfahren. Zur Auswahl stehen Bemessungen nach verschiedenen Normenpaketen, die die italienische und schweizer Erdbebennorm sowie den EUROCODE 8 umfassen. Ursprünglich wurde 3Muri aus

der Zusammenarbeit zwischen S.T.A. DATA und der Forschungsgruppe um Professor Sergio Lagomarsino (Universität Genua) gegründet. Mithilfe von Andrea Penna und Alessandro Galasco (beide am EUCENTRE in Pavia als Forscher tätig) als auch Serena Cattari (Universität Genua) erfolgte eine Festlegung der theoretischen Hintergründe von 3Muri, die sich auf Laborversuche und Analysen von Gebäuden stützen. Basierend auf der FME Methode (Frame by Macro Elements) werden nach den eingehens erwähnten Normen Pushover-Analysen durchgeführt (3Muri - General description, s.a.).

FME Methode

Zur Beschreibung der Bauteile und deren Eigenschaften ist es notwendig ein theoretisches Modell zu entwickeln, das alle Aspekte des baulichen Verhaltens des Mauerwerks einbezieht. Um diesen Anforderungen zu genügen, sind im Modell folgende Punkte zu berücksichtigen (3Muri - General description, s.a.):

- Ein Element muss das Verhalten der Materialien (Mauerwerk, Beton, Stahl), die einer Erdbebenbelastung unterliegen, beschreiben und die gegebenen Versagensmechanismen berücksichtigen.
- Ein Modell muss das gesamte Bauwerk idealisieren können und globale Charakteristika sowie die Wechselwirkungen der Wand- und Deckenelemente erfassen.
- Ein Modell muss die in Normen vorgeschriebenen Anforderungen in Betracht ziehen.

Für die Erdbebenbemessung von Mauerwerksbauten findet sich in der Literatur eine Vielzahl an Methoden wie z.B. die POR Methode, die Finite Elemente Methode oder die äquivalente Rahmenmethode mit Makroelementen. 3Muri verwendet für die Berechnung die FME Methode (Frame by Macro Elements), die auf der äquivalenten Rahmenmethode mit Makroelementen basiert. Die Methode leitet sich aus dem beobachteten Verhalten von, durch Erdbeben beschädigten, Gebäuden ab und berücksichtigt verschiedene Versagensmechanismen. Durch die Betrachtung von Wänden nach Erdbebenereignissen zeigte sich, dass das Schadensverhalten in Versagensarten eingeteilt werden kann, die abhängig von der Geometrie, der Eigenschaften der Materialien sowie dem Zwangszustand sind. Das Versagen tritt hierbei in eindeutig definierten Bereichen auf, die durch Bauteilöffnungen begrenzt sind. Aus diesem Grund erfolgt für die Berechnung des Gebäudes eine Einteilung der Bauteile in Makroobjekte. Das Programm 3Muri unterteilt dazu eine Wand in die folgenden Elementgruppen, die den in Abbildung 4.9 beschriebenen Bezeichnungen entsprechen (3Muri - General description, s.a.):

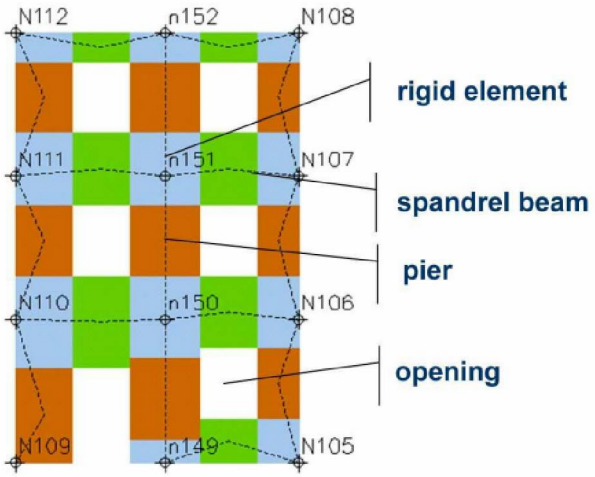


Abbildung 4.9: Elementbezeichnungen des Programms 3Muri (3Muri - General description, s.a.)

- Starre Elemente (rigid elements) sind jene Wandbereiche, die nicht an Öffnungen grenzen und, bezogen auf andere Elemente, eine unendliche Steifigkeit aufweisen.
- Riegel (spandrel beams) befinden sich unter und über den Öffnungen.
- Pfeiler (piers) sind jene Wandteile seitlich von Öffnungen.
- Öffnungen (openings).

Theoretische und experimentelle Untersuchungen bestätigen, dass das Verhalten von Riegeln und Pfeilern mittels eines äquivalent linearen Elements berücksichtigt werden kann. Folglich ist durch Verbinden der Elemente eine Rahmenstruktur gegeben, die als äquivalenter Rahmen bezeichnet wird. Eine idealisierte Darstellung der Wandscheibe aus Abbildung 4.9 als äquivalentes Rahmensystem ist in Abbildung 4.10 dargestellt (3Muri - General description, s.a.).

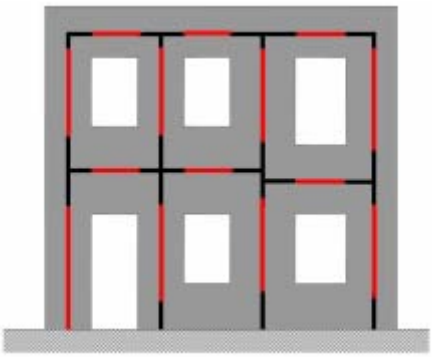


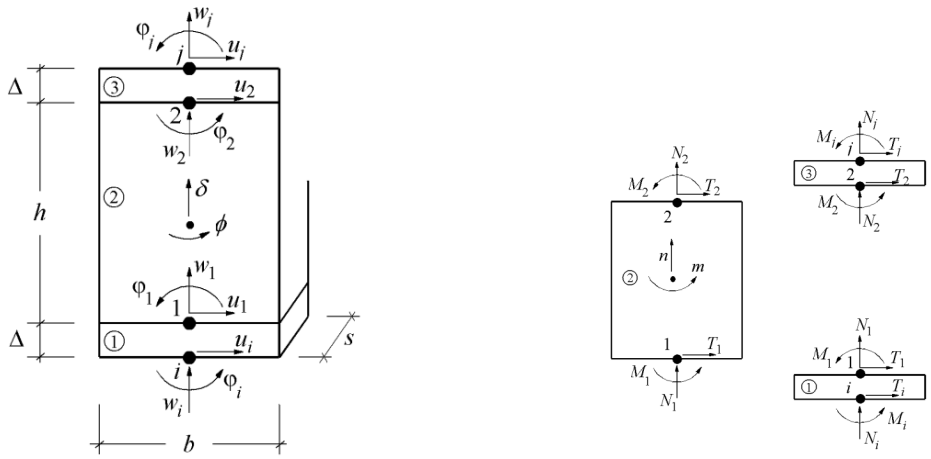
Abbildung 4.10: Typischer Grundriss eines Geschoßes (3Muri - General description, s.a.)

Jene als starre Makroelemente definierten Bereiche sind im äquivalenten Rahmensystem als schwarze Linien abgebildet. Rote Linien repräsentieren die oben bereits erwähnten Riegel und Pfeiler. Mittels der äquivalenten Rahmenmethode ist das Verhalten von Mauerwerkstrukturen gut beschreibbar. Desweiteren ist die Durchführung der Analyse verglichen mit anderen Berechnungsverfahren aufgrund der verringerten Anzahl an Freiheitsgraden einfacher möglich. Dies geht mit einer Verringerung der Berechnungszeiten einher. 3Muri erstellt für jede Wandscheibe ein Netz, das sich in Riegel, Pfeiler und starre Elemente unterteilt und führt anschließend die nicht-lineare Pushover-Analyse durch (3Muri - General description, s.a.).

Grundlagen des theoretischen Modells der Makroelemente

Das theoretische Modell der FME Methode wird durch Elemete abgebildet, die ein nicht-lineares Verhalten aufweisen. In weiterer Folge wird ein solches Makroelement, wie in Abblidung 4.11, beschrieben.

Eine Wand mit Breite b und Dicke s besteht aus drei Teilen. Die axiale Verformbarkeit erfolgt an den Endelementen mit einer infinitesimalen Dicke Δ, die sich zu Scherbeanspruchung unnachgiebig verhält. Die tangentiale Verformung findet im mittleren Teil mit Höhe h statt, der weder axial noch biegeelastisch verformbar ist. Deshalb muss das gesamte kinematische Modell des Makroelements die drei Freiheitsgrade in den Punkten i (φ_i, w_i und u_i) und j (φ_j, w_j und u_j) sowie jene des Zwischenstücks σ und φ untersuchen. Es erfolgt für die beschriebene Verbindung die Berücksichtigung eines Versagensmechanismus, der auf den jeweiligen Vorgaben der angewendeten Norm basiert. Ausgehend von den Normenwerten legt 3Muri die maximale Verformung (Drift) einer Wandscheibe durch Scher- und Biege-Druckmechanismen fest. Bei einer Überschreitung der zulässigen Werte erfolgt die Annahme, dass das Element in horizontaler Richtung keine Wirkung mehr erfüllt, was bis zur vollständigen Abnahme der Widerstandskapazität führen kann. In weiterer Folge findet ein Austausch des Elements mit einer Strebe statt, die weiterhin Normalkräfte



(a) Makroelement einer Wandscheibe **(b)** Unterteilung des Makroelements

Abbildung 4.11: Darstellung eines Makroelements (3Muri - General description, s.a.)

überträgt, jedoch nunmehr keinen Widerstand gegen Erdbeben leistet (3Muri - General description, s.a.). Für eine detaillierte Beschreibung der Versagensmechanismen von Makroelementen wird auf die Dokumentation verwiesen (3Muri - General description, s.a.).

Deckensystem in 3Muri

Das 3D Modell des Bauwerks besteht aus Wänden und Decken. Deckenfelder übernehmen die Funktion horizontale Kräfte in die Wände einzuleiten. Wände werden bei Vorhandensein von Ringzugankern in deren Verhalten beeinflusst. Deckenfelder können je nach deren Starrheit Kräfte in das Mauerwerk einleiten. Für starre Decken gilt, dass diese die Lasten effektiver in die Wandscheiben einleiten können als flexible. Um das Verhalten des Bauwerks richtig ermitteln zu können, verwendet das Programm 3Muri keine starren Deckenelemente, sondern berücksichtigt die tatsächliche Steifheit dieser Bauteile. Die Deckenmodellierung weist diesen ein Membranverhalten und Starrheitsparameter zu, mit denen z.B. bei anisotropen Systemen eine unterschiedliche Starrheit berücksichtigt werden kann (3Muri - General description, s.a.).

Berechnungsablauf

Die Pushover-Analyse erlaubt das Betrachten des Bauwerks in allen auftretenden Schritten, die von der anfänglichen Aufbringung der Lasten bis hin zum Gesamtversagen der Struktur reichen. Die Berechnungsschritte gliedern sich in die folgenden Phasen (3Muri - General description, s.a.):

- Phase 1

  In der initialen Phase erfolgt keine Aufbringung von Lasten, da lediglich die Ermittlung des Kontrollknotens stattfindet, der in weiterer Folge als Referenzpunkt des Bauwerks für die zu ermittelnde Last-Verformungskurve dient. In der Regel wird dieser Punkt an der obersten Geschoßdecke angenommen.

- Phase 2

  Die Lasten werden aufgebracht und Schritt für Schritt erhöht.

- Phase 3

  Unter der stetigen Lasterhöhung treten an den Elementen Beschädigungen auf, wodurch das Materialverhalten daraufhin von der elastischen Phase in die plastische Phase übergeht.

- Phase 4

  Nach wie vor nimmt die Last zu, bis ein Versagen der Elemente eintritt. Danach ist das Element nicht mehr in der Lage Horizontallasten aufzunehmen, während eine Ableitung der Vertikallasten dennoch gegeben ist. Anstelle des beschädigten Elements wird eine vertikale Strebe eingefügt.

- Phase 5

  Die Anzahl der versagenden Elemente nimmt zu, da die Pfeiler und Riegel ihren Grenzzustand der Tragfähigkeit erreichen.

- Phase 6

  Nachdem die Kraftkurve den auf den Maximalwert bezogenen 80%igen Schwellwert erreicht, kommt es schlussendlich zu einem Gesamtversagen der Struktur.

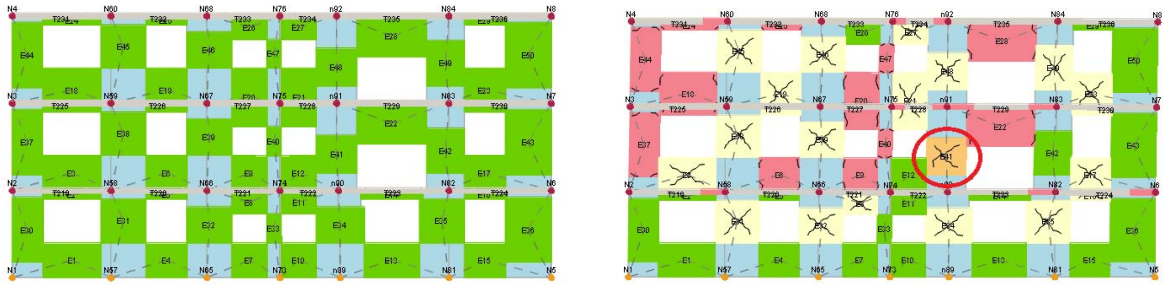
Beispiel zur Ermittlung der Kapazität

Zur Ermittlung der Kapazität des Gebäudes ist es notwendig jenen Schritt auf der Pushover-Kurve zu identifizieren, der ein Teilversagen des Gebäudes zur Folge hat. Die Vorgehensweise zur Identifikation des Teilversagens und der anschließendenen Ermittlung der Kapazität erfolgt anhand des folgenden Prinzips: Nach der vollständigen Eingabe des Gebäudes und der Wahl des Kontrollknotens sowie der zu berechnenden Lastrichtungen, Lastarten und Exzentriziäten beginnt 3Muri mit der Berechnung der jeweiligen Pushover-Kurven. Durch die stetige Belastung, und die damit zusammenhängende Verschiebung des Gebäudes, kommt es zu Bruchmechanismen einzelner Bauteile (Makroelemente). Diese Bruchmechanismen stellen Versagensformen der Elemente dar, die dazu führen, dass über diese keine weitere Übertragung von Horizontalkräften erfolgt. Eine Zusammenfassung der Versagensformen ist in Abbildung 4.12 dargestellt. Diese dient in 3Muri als Legende.

Abbildung 4.12: Legende der Versagensmechanismen (Gass, 2009)

Abbildung 4.13 zeigt eine Mauerscheibe eines Gebäudes im ersten sowie im 29. Schritt der Pushover-Berechnung. Anhand dieser ist zu erkennen, dass Schäden am Mauerwerk auftreten, die sich mithilfe der Legende aus Abbildung 4.12 interpretieren lassen.

Wie aus dem Vergleich von Abbildung 4.13(a) und 4.13(b) zu erkennen ist, tritt ein Versagen eines maßgeblichen Bauteils im Schritt 29 der Analyse auf. Der beschädigte Pfeiler mit der Elementnummer E41 (rot eingekreist) versagt aufgrund dessen Belastung durch Abscheren



(a) Wand 1 im ersten Schritt **(b)** Wand 1 im 29. Schritt

Abbildung 4.13: Darstellung von Wand 1 im unbeschädigten und teilbeschädigten Zustand

(vgl. Abbildung 4.12). Dies führt zu einem Teilversagen des Gebäudes. Die im gegebenen Fall auftretende Beschädigung anderer Elemente ist vernachlässigbar, da es sich hierbei um Verbindungsträger (Fensterstürze oder Brüstungen) handelt, denen hinsichlich der Tragsicherheit nur ein geringer Stellenwert beigemessen wird. Diese Vorgehenswiese entspricht jener nach Gass (2009). Abbildung 4.14 stellt ein Kraft-Verschiebungsdiagramm dar in dem auf der Y-Achse die Horizontalkraft V in kN aufgetragen ist. Die X-Achse wird durch die Verschiebung d in cm beschrieben. Ebenfalls sind in der Abbildung 4.14 eine Pushover-Kurve (schwarze Linie) sowie die bilineare Idealisierung (rote Linie) dieser abgebildet. Es ist zu erkennen, dass vor dem 29. Schritt, der durch die blaue vertikale Linie gekennzeichnet ist, ein Abfall der Horizontalkraft auftritt. Meist deutet dies auf Versagen bzw. Beschädigungen an Bauteilen hin.

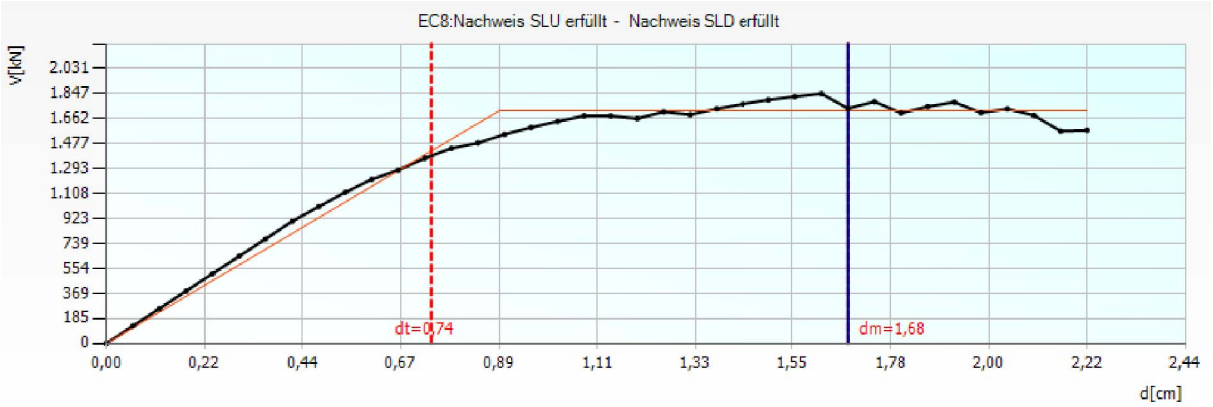


Abbildung 4.14: Pushover-Kurve von Wand 1

Wie bereits erwähnt, kommt es in Schritt 29 zum Teilversagen des Gebäudes durch die Beschädigung eines Pfeilers in Wand 1. Das bedeutet, dass die für das Gebäudeversagen maßgebliche Verschiebung bei der in Schritt 29 aufgebrachten Horizontallast auftritt. Um die Gebäudekapazität der untersuchten Analyse zu ermitteln, ist es notwendig das Verschiebungsvermögen d_m des Objekts bei Teilversagen mit der laut Norm geforderten Zielverschiebung d_t zu vergleichen. Die in der Norm festgeschriebene, für ein Bemessungserdbeben zu erreichende, Zielverschiebung ergibt sich aus Bedingungen, die in Kapitel 4.2.2 näher beschrieben sind. Im Beispielfall errechnet sich die Kapazität des Gebäudes nach Formel 4.17 zu:

$$\frac{d_m}{d_t} = 2,15 \tag{4.17}$$

Dies bedeutet, dass das Gebäude in der betrachteten Analyse die 2,15-fache Sicherheit gegenüber dem Bemessungserdbebens aufweist. Für die Ermittlung der Kapazitäten in weiteren Analysen ist eine analoge Vorgehensweise anzuwenden (Gass, 2013). Für jede Analyse kann das versagende Bauteil anhand der Elementnummer identifiziert werden. Im Zuge der Masterarbeit

wird darauf verzichtet die versagenden Bauteile aller Analysen abzubilden, da dies den Rahmen dieser Arbeit sprengen würde. Stattdessen erfolgt in Kapitel 6 eine Zusammenfassung der am häufigsten auftretenden Beschädigungen.

4.2.4 Erfüllungsfaktoren anhand der Schadensfolgeklasse und Versagenswahrscheinlichkeit

Im Falle eines Dachgeschoßausbaus ist es erforderlich eine Kapazitätsbemessung des Gebäudes vor und nach dem Umbau durchzuführen. Es muss nachgewiesen werden, dass es durch die geplanten baulichen Änderungen zu keiner Unterschreitung des in der Norm vorgegebenen Erfüllungsfaktors α_{soll} bzw. α_{min} kommt. Ebenso ist darauf zu achten, dass keine Unterschreitung des Erfüllungsfaktors im Bestand α_{ist} erfolgt, sofern der Erfüllungsfaktor nach dem Umbau nicht den Stand der Technik und somit einen α-Wert ≥ 1 aufweist .

Mindesterfüllungsfaktor α_{min}

Der zu erbringende Erfüllungsfaktor für den Ausbauzustand ist von mehreren, in der Norm beschriebenen, Faktoren abhängig. Einen wesentlichen Einfluss auf die Berechnung hat die jeweilige Schadensfolgeklasse der Hochbauten, deren Einteilung in ÖNORM EN 1990-1 und ÖNORM B 1990-1 geregelt ist. Eine grobe Zuordnung der Schadensfolgeklassen kann über Tabelle 3.9 getroffen werden, wobei die Bedeutungskategorien I, II und III oder IV jeweils den Schadensfolgeklassen CC1, CC2 und CC3 entsprechen. Gebäude gewisser Schadensfolgeklassen müssen die zugewiesenen Mindesterfüllungsfaktoren α_{min} erbringen. Diese sind in Tabelle 4.1 zusammengefasst (ÖNORM B 1998-3, 2016).

Tabelle 4.1: Schadensfolgeklasse (ÖNORM B 1998-3, 2016)

Schadensfolge-klassen	Mindesterfüllungs-faktoren α_{min}
CC1	0,09
CC2	0,25
CC3	0,85

Erfüllungsfaktor α_{soll} gemäß Versagenswahrscheinlichkeiten

Ausgehend von dem Erfüllungsfaktor des Bestands α_{ist} ist gemäß ÖNORM B 1998-3 (2016) die Versagenswahrscheinlichkeit des Bestandsgebäudes $P_{f,ist}$ zu ermitteln. Sollte es im Zuge des Gebäudeumbaus zu einer Änderung der Grundflächennutzung oder einer Bereitstellung von zusätzlicher Fläche (wie es bei einem Dachgeschoßausbau der Fall ist) kommen, so ist die Bilanz des Personenrisikos, vor und nach dem Umbau, zu ermitteln. Es darf nach den Umbaumaßnahmen zu keiner Verschlechterung des personenbezogenen Risikos kommen. Grundlage für diese Berechnung stellen die im Bestand vorhandenen Versagenswahrscheinlichkeiten dar, mit Hilfe derer die Versagenswahrscheinlichkeiten des Neubaus ermittelt werden. Die Bemessung erfolgt mittels Formel 4.18 aus ÖNORM B 1998-3 (2016):

$$P_{f,soll} = \frac{PZ_{ist} \cdot P_{f,ist} + \Delta PZ \cdot P_{f,neu}}{PZ_{ist} + \Delta PZ} \tag{4.18}$$

Die Personenzahlen des Bestands PZ_{ist} sowie jene nach dem Umbau PZ_{neu} ergeben sich aus den Planunterlagen des Umbaus und sind nach ÖNORM B 1998-3 (2016) zu berechnen. Ausschlaggebend ist die Nutzung der jeweiligen Räumlichkeiten, da gemäß Norm je nach Raumnutzung unterschiedliche Personenzahlen anzunehmen sind. Ebenso wird ein Zeitfaktor angegeben, der die unterschiedlichen Auftretenswahrscheinlichkeiten der maßgebenden Grundkombination

und jener des Erdbebenfalls berücksichtigt. ΔPZ stellt die Differenz der beiden Bauzustände dar. Aufgrund des Zusammenhangs zwischen der Versagenswahrscheinlichkeit $P_{f,soll}$ und dem Erfüllungsfaktor kann α_{soll} ermittelt werden (ÖNORM B 1998-3, 2016).

Für den Ausbau ist der jeweils größere Wert der Erdbebenerfüllungsfaktoren α_{soll} und α_{min} aus Tabelle 4.1 maßgebend. Ebenso darf es zu keiner Unterschreitung des Erfüllungsfaktors im Bestand α_{ist} kommen. Weist ein bestehendes Gebäude einen höheren Erfüllungsfaktor α_{ist} auf, als vom derzeitigen Stand der Technik gefordert, darf es zu einer Verschlechterung kommen, sofern das Zuverlässigkeitsniveau nach dem Umbau weiterhin mindestens dem Stand der Technik entspricht (ÖNORM B 1998-3, 2016).

Zur Nachweisführung wird die von Ziviltechniker Dr. Pech online abrufbare automatisierte Risikoanalyse zu Hilfe genommen, die der oben beschriebenen Vorgehensweise folgt und mit der entsprechenden Dateneingabe den erforderlichen Erdbebenerfüllungsfaktor nach dem Umbau ausgibt (Pech, s.a.).

4.2.5 Ermittlung der Materialeigenschaften

Die Ermittlung der Materialeigenschaften des Bestandsgebäudes stellt, hinsichlich der darauf basierenden Berechnungen, eine sehr wichtige Einflussgröße dar. Aufgrund der teilweise unvollständigen Informationen zu Materialien muss deshalb für die in den anschließenden Kapiteln durchgeführte Berechnung auf Annahmen und Vereinfachungen zurückgegriffen werden. So wird für die Ermittlung der E-Moduln von Mauerwerk auf die in den Formeln 4.19 und 4.20 angeführten Beziehungen zurückgegriffen (Zimmermann und Strauss, 2011) (ÖNORM EN 1996-1-1, 2013):

$$E = 1000 \cdot \mathrm{f_k} \tag{4.19}$$

sowie für Vollziegelmauerwerk mit Steinhöhen zwischen 6,5 bis 7,5 cm:

$$E = 300 \cdot \mathrm{f_k} \tag{4.20}$$

mit

E als E-Modul des Mauerwerks
f_k als Druckfestigkeit des Mauerwerks

Für den E-Modul des Vollziegelmauerwerks ist aufgrund der höheren Anzahl an Lagerfugen pro Meter ein geringerer Wert zu erwarten. Dieser Umstand ist darin begründet, dass sich die ursprüngliche Formel auf Hochlochziegeln bezieht, die eine Ziegelhöhe von 25cm besitzen. Gemessen an einer Höhe von 1 m weist somit das Vollziegelmauerwerk die 3,3-fache Anzahl an Lagerfugen auf, was bei der Ermittlung des E-Moduls durch die Reduktion um diesen entsprechenden Faktor berücksichtigt wird.

In weiterer Folge ermittelt sich das Schubmodul des Mauerwerks nach ÖNORM EN 1996-1-1 (2013) aus dem E-Modul wie in Formel 4.21 beschrieben:

$$G = 0,40 \cdot E \tag{4.21}$$

mit

G als Schubmodul des Mauerwerks
E als E-Modul des Mauerwerks

Die Ermittlung der Druckfestigkeiten des Mauerwerks erfolgte anhand von Formel 4.22, die ÖNORM B 1996-1-1 (2009) entnommen ist:

$$\mathrm{f_k} = K \cdot \mathrm{f_b^{\alpha}} \cdot \mathrm{f_m^{\beta}} \tag{4.22}$$

Mit:

f_k	als Druckfestigkeit des Mauerwerks
K, α, β	Beiwert bzw. Exponenten
f_b	als Druckfestigkeit des Mauerziegels
f_m	als Druckfestigkeit des Mörtels

Die entsprechenden Werte des Beiwerts K und der Exponenten α und β sind ÖNORM B 1996-1-1 (2009) entnommen. Teilsicherheitsbeiwerte für Mauerwerk im Erdbebenfall sind entsprechend der ÖNORM EN 1998-1 (2013) mit zwei Dritteln des Wertes des nationalen Anhangs anzusetzen.

4.3 Berechnung des Grundbruchnachweises

Im Weiteren erfolgt eine Beschreibung der Methodik, die zur Nachweisführung angewendet wird.

4.3.1 Ermittlung der Gleitkreistiefe H

Um sicher zu stellen, dass der Gleitkreis nicht durch Bodenschichten unterschiedlicher Eigenschaften verläuft, erfolgt die Berechnung der maximalen Tiefe der Gleitfläche. Mittels der Formel aus Lang et al. (2011) lässt sich die maximale Tiefe der Gleitfuge H nach Formel 4.23 ermitteln:

$$H = b \cdot \frac{\cos\varphi}{2\cos\left(45 + \frac{1}{2}\varphi\right)} \cdot e^{\frac{\pi}{180}\left(45+\frac{1}{2}\varphi\right)\tan\varphi} \tag{4.23}$$

Hierbei gehen lediglich die Fundamentbreite b sowie der Reibungswinkel φ in die Formel ein.

4.3.2 Ermittlung der Grundbruchspannung R_d

Für den Grundbruchnachweis von Streifenfundamenten ist es nach ÖNORM EN 1997-1 (2014) erforderlich die Grundbruchspannung Rn, k zu ermitteln. Bei der Grundbruchspannung handelt es sich um jene Spannung, die vom anstehenden Boden einem Grundbruchversagen entgegen wirkt. Sie ist von mehreren bodenmechanischen Parametern, der Fundamentgeometrie sowie etwaigen Geländeneigungen abhängig und ermittelt sich wie in Formel 4.24 beschrieben (ÖNORM EN 1997-1, 2014):

$$R_{n,k} = \gamma \cdot b \cdot N_{\gamma,0} + \gamma \cdot t \cdot N_{q,0} + \frac{c_k}{\gamma_c} \cdot N_{c,0} \tag{4.24}$$

Mit:

$R_{n,k}$	charakteristische Grundbruchspannung in kN/m^2
γ	Wichte des Bodens in kN/m^3
b	Fundamentbreite in m
t	Fundamenttiefe in m
c_k	charakteristischer Wert der Kohäsion in kN/m^2
γ_c	Teilsicherheitsbeiwert der Kohäsion
$N_{\gamma,0}$, $N_{q,0}$, $N_{c,0}$	Tragfähigkeitsbeiwerte

Unter der Annahme, dass die Kraft aus der Wandscheibe zentrisch in das Fundament eingeleitet wird sowie eine horizontale Oberfläche des homogenen Bodens mit isotropen Eigenschaften vorliegt, errechnen sich die Tragfähigkeitsbeiwerte nach den folgenden Formeln 4.25-4.27 und sind lediglich vom Reibungswinkel φ abhängig:

$$N_q = e^{\pi \tan(\varphi)} \tan^2 \left(45° + \frac{1}{2}\varphi\right) \tag{4.25}$$

$$N_c = (N_q - 1) \frac{1}{\tan(\varphi)} \tag{4.26}$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(\varphi) \tag{4.27}$$

Zur Ermittlung der Grundbruchspannung R_d muss $R_{n,k}$ um den Teilsicherheitsbeiwert γ_R abgemindert werden. Ebenso erfolgt die Berücksichtigung der Teilsicherheitsbeiwerte für die aus den ständigen und veränderlichen Lasten auftretenden Spannungen. Die Formel 4.28 ergibt sich zu:

$$R_d = \frac{R_{n,k}}{\gamma_R} \tag{4.28}$$

Für die Ermittlung der Einwirkungen und Widerstände ist es erforderlich die Teilsicherheitsbeiwerte, die sich je nach Bemessungssituation unterscheiden, zu berücksichtigen. Je nach Einwirkungsdauer sind die Werte aus der ständigen (BS 1), der veränderlichen (BS 2) oder der außergewöhnlichen (BS 3) Bemessungssituation zu wählen. Die Werte für die Bemessungssituation BS 1 sind in Tabelle 4.2 zusammengefasst.

Tabelle 4.2: Teilsicherheitsbeiwerte der Bemessungssituation BS 1 (ÖNORM B 1997-1-1, 2013)

Beanspruchung bzw. Widerstand	Bemessungssituation BS1
aus ständigen Einwirkungen γ_G	1,35
aus günstigen ständigen Einwirkungen $\gamma_{G,inf}$	1,00
aus ungünstigen veränderlichen Einwirkungen γ_Q	1,50
aus günstigen veränderlichen Einwirkungen γ_Q	0
Grundbruchwiderstand γ_R	1,40
Widerstand des Reibungsbeiwerts γ_φ	1,00
Widerstand der Kohäsion γ_c	1,00

4.3.3 Ermittlung der Sohlspannung V_d

Die ständigen und veränderlichen Lasten des Gebäudes, die durch die Sohlspannung V_d ausgedrückt werden, können gemäß Formel 4.29 errechnet werden:

$$V_d = \frac{\gamma_G \cdot \sum (g_{k,Decken} + g_{k,Wände})}{b} + \frac{\gamma_Q \cdot [\sum (p_{k,NL} \cdot \alpha_{n,NL}) + (\Psi_{0,s} \cdot p_{k,s}) + (\Psi_{0,w} \cdot p_{k,w})]}{b} \tag{4.29}$$

Mit:

V_d	Sohlspannung in kN/m^2
γ_G	Teilsicherheitsbeiwert der ständigen Einwirkungen

$\sum(g_{k,Decken}+$ $+g_{k,Wände})$	Summe der ständigen charakteristischen Lasten der Decken und ständigen charakteristischen Lasten der Wände in kN/m
γ_Q	Teilsicherheitsbeiwert der veränderlichen Einwirkungen
$\sum(p_{k,NL} \cdot \alpha_{n,NL})$	Summe der charateristischen Nutzlasten mit den jeweiligen Abminderungsfaktoren in kN/m
$\Psi_{0,s}$	Kombinationsbeiwert für Schneelasten
$p_{k,s}$	charakteristische Last der Schneelast in kN/m
$\Psi_{0,w}$	Kombinationsbeiwert für Windlasten
$p_{k,w}$	charakteristische Last der Windlast in kN/m
b	Fundamentbreite

Für den Grundbruchnachweis werden Einwirkungen aus mehreren Geschoßen nach ÖNORM EN 1991-1-1 (2011) mit dem Faktor α_n abgemindert. Der Faktor errechnet sich nach Formel 4.30 zu:

$$\alpha_n = \frac{2 + (n-2) \cdot \Psi_0}{n} \leq 1,0 \tag{4.30}$$

Mit:

α_n	Abminderungsfaktor
Ψ_0	Kombinationsbeiwert (für Hochbau 0,7)
n	fortlaufende Anzahl an Geschoßen

Mit diesem Faktor wird berücksichtigt, dass bei Gebäuden mit mehreren Stockwerken die veränderlichen Lasten nicht zum gleichen Zeitpunkt mit dem normgemäßen Höchstwert auftreten.

4.3.4 Berechnung des Ausnutzungsgrads η

Dem Widerstandswert aus der Grundbruchspannung R_d wird die Sohlspannung V_d, die sich aus den Auflasten an der Fundamentunterkante errechnet, gegenübergestellt. Aus der Gegenüberstellung geht der Ausnutzungsgrad η hervor, der zur Erfüllung des Grundbruchsnachweises kleiner als 1 sein muss. η errechnet sich nach Formel 4.31 zu:

$$\eta = \frac{V_d}{R_d} \tag{4.31}$$

4.4 Berechnung der obersten Bestandsrippendecke

Da im Falle der Bemessung der Bestandsdecke unterschiedliche Rechenwege auftreten können und deren Auflistung an dieser Stelle nicht zweckmäßig ist, sind die einzelnen Berechnungsschritte im Kapitel 6.5 angeführt. Für die Berechnung der Bestandsrippendecke wird der Berechnungsablauf für überwiegend biegebeanspruchte Bauteile gewählt, der im Skriptum zur Lehrveranstaltung Konstruktion beschrieben ist. Es folgt eine Zusammenfassung der wesentlichen Schritte, ohne genauer auf einzelne Formeln einzugehen.

Vereinfachend wird angenommen, dass die Bestandsrippendecke in einzelne Plattenbalken mit gewisser Einflussbreite unterteilt werden kann. Die Berechnung der Lasten erfolgt bei dem Auftreten von unterschiedlichen Lastbereichen mithilfe des Programms RFEM. Für jene Fälle deren maßgebliche Schnittgrößen durch eine über die gesamte Feldlänge auftretende Gleichlast auftreten, erfolgt die Ermittlung des Bemessungsmoments M_{Sds} mittels Formel 4.32 zu (Krapfenbauer, 2013):

$$M_{Sds} = \frac{q_d \cdot l_0^2}{8} \tag{4.32}$$

Mit:

M_{Sds} Bemessungsmoment in kNm
q_d Bemessungsgleichlast in kN/m
l_0 Länge des Felds in m

Die Bemessungsgleichlast q_d errechnet sich aus der auf das Deckenfeld angenommenen Belastung und den entsprechenden Teilsicherheitsbeiwerten. Formel 4.33 beschreibt die Vorgehensweise:

$$q_d = (\gamma_G \cdot g_{k,Decke} + \gamma_Q \cdot p_{k,NL}) \cdot e \tag{4.33}$$

Mit:

q_d	Bemessungsgleichlast in kN/m
γ_G	Teilsicherheitsbeiwert der ständigen Einwirkung
$g_{k,Decke}$	ständige charakteristische Last des Deckenfelds in kN/m^2
γ_Q	Teilsicherheitsbeiwert der veränderlichen Einwirkung
$p_{k,NL}$	charakteristische Nutzlast des Deckenfelds in kN/m^2
e	Einflussbreite des Systems in m

Ausgehend von diesen Annahmen sind die entsprechenden Verhältnisse der Bauteilabmessungen zu ermitteln. Zu diesen zählen das Verhältnis der Plattenstärke h_f zur Gesamthöhe h, die Länge des Plattenbalkens l_0 zur Breite des Stegs b_w sowie der Abstand des Stegs zur Systemlinie zu der Länge des Plattenbalkens l_0. Die Bezeichnungen der Abmessungen sind in Abbildung 4.15 dargestellt. Hier ist b_{eff} die effektive Balkenbreite, die es zu berechnen gilt.

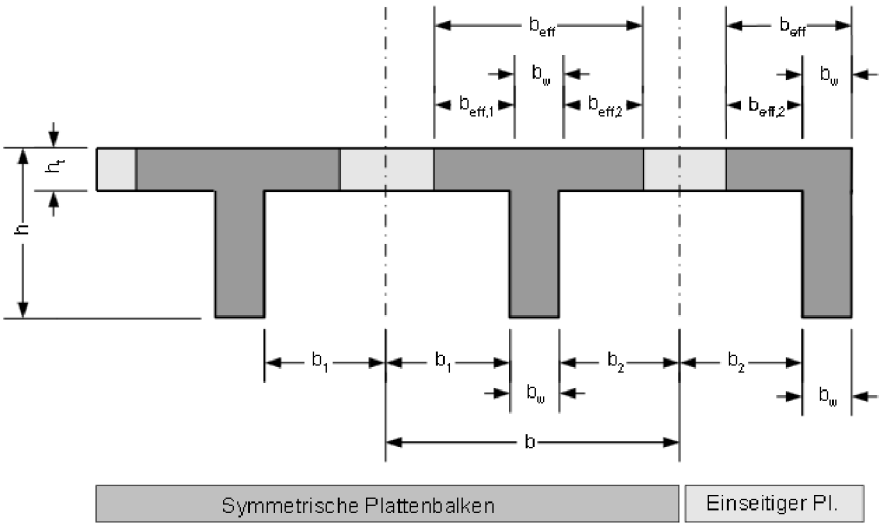


Abbildung 4.15: Abmessungen des Plattenbalkens (ÖNORM EN 1992-1-1, 2013)

Nach der Ermittlung der, im Falle der Rippendecke, vorhandenen mitwirkenden Plattenbreite erfolgt die Biegebemessung über einen Ersatzquerschnitt. Dieser ist als Rechteckquerschnitt anzunehmen, wobei b_{eff} gleich der Breite des Rechteckquerschnitts b ist. Die Höhe bleibt unverändert. Mit den Eingangswerten der Belastung und den Abmessungen des Rechteckquerschnitts

ist bei überwiegender Biegebeanspruchung die bezogene Größe des Moments μ_{sds} zu berechnen. Aus Diagrammen nach Kordina, 1992, zitiert in Bergmeister, 2012, ist die Druckzonenhöhe x zu ermitteln. Befindet sich die Lage der Nulllinie innerhalb der Platte ist die Bemessung nach dem μ_{sd}-Verfahren weiterzuführen. Der erforderliche Bewehrungsquerschnitt ergibt sich hierbei nach den Formeln, die neben den Diagrammen nach Kordina, 1992 angeführt sind. Liegt die Nulllinie innerhalb des Stegs hat die Bemessung als Plattenbalken zu erfolgen. Die weitere Vorgehensweise ist im Skriptum zur Lehrveranstaltung Konstruktion beschrieben (Bergmeister, 2012).

5 Case studies

Im Rahmen der Masterarbeit sollen verschiedene Fallbeispiele untersucht werden. Grundlage für diese Fallbeispiele stellen die, aus den Unterlagen der Hackinger Straße, gewonnen Informationen über die Bauwerke der Bauperiode 1955-1970 dar. Die Fallbeispiele für Gebäude des Typs „TYP 1960.1“ sind in folgende Ausbauvarianten gegliedert:

- Bestandsgebäude (Nullvariante)
- 2-geschoßiger Dachgeschoßausbau und
- reduzierter Dachgeschoßausbau (entspricht einem 1-geschoßigen Ausbau)

Der Zustand des Bestandsgebäudes entspricht einem Stiegenabschnitt des Franz-Glaserer-Hofs. Das Bestandsgebäude stellt die Basis für die beiden weiteren Varianten dar. Im Fall des 2-geschoßigen Dachgeschoßausbaus wird das Bestandsdach abgebrochen und das Bestandsgebäude um einen 2-geschoßigen Dachausbau erweitert. Die letzte Variante stellt einen reduzierten Ausbau dar, der im Prinzip einem 1-geschoßigen Dachausbau entspricht.

Die Ausbauvarianten werden hinsichtlich folgender Nachweise analysiert:

- Erdbebennachweise der Ausbauvarianten für:

  3-geschoßige Wohngebäude

  4-geschoßige Wohngebäude und

  5-geschoßige Wohngebäude
- Grundbruchnachweise der Ausbauvarianten für das Beispielgebäude des Franz-Glaserer-Hofs
- Biegetragfähigkeit der Bestandsdecke des obersten Geschoßes für die Ausbauvarianten

Da die Gebäude des Typs „TYP 1960.1“ in unterschiedlicher Geschoßanzahl ausgeführt sind, werden für den Erdbebenfall die Gebäude mit 3, 4 und 5 Geschoßen untersucht. Aus den Unterlagen der Wohnbauten an der Hackinger Straße gehen lediglich die Fundamentabmessungen eines 4-geschoßigen Gebäudes hervor. Deshalb erfolgt die Nachweisführung der Fundamente nur für die Ausbauvarianten des 4-geschoßigen Gebäudes. Der Nachweis der obersten Bestandsdecke ist unabhängig von der Geschoßanzahl und somit als gebäudeunabhängig zu betrachten.

5.1 Bestandsgebäude

Das Bestandsgebäude beschreibt jenen Zustand, der sich aus den Bestandsplänen des Wohnanlagenabschnitts der Stiege 17 der Hackinger Straße 30-36 herleiten lässt. Es wird jedoch nur ein Abschnitt der Anlage betrachtet. In den Unterlagen sind neben den entsprechenden Abmessungen im Grundriss und Schnitt ebenso die Aufbauten des Gebäudes beschrieben. Diese, sowie weitere Lasten, sind in den folgenden Unterkapiteln zusammengefasst.

5.1.1 Bestandsdecken und Fußböden

Die Informationen zu den typischen Aufbauten des Bestandsgebäudes basieren auf den aus Einreich- und Schalungsplänen entnommenen Beschreibungen. Dabei sind jene Pläne herangezogen worden, die in Tabelle A.1 angeführt sind. Es erfolgt eine Unterteilung in die gängigsten Aufbauten der Decken und Fußböden sowie jener der Wandelemente und des Dachs.

Den tragenden Deckenteil stellen die Ast-Molin Rippendecken dar, worauf je nach Raumnutzung verschiedene Bodenauftbauten folgen. Es existieren bis auf eine allgemeine Beschreibung der Fussbodenarten keine Angaben zu den verwendeten Aufbauten. Aus diesem Grund werden gängie Bodenaufbauten aus einschlägiger Literatur herangezogen. Die folgenden Tabellen 5.1 - 5.4 geben einen Überblick über die verwendeten Bodenaufbauten sowie deren enstprechende Lasten. Für die Nachweisführungen wird angenommen, dass die Fußbodenaufbauten der allgemeinen Wohnräume ident sind. Deshalb erfolgt lediglich die Berücksichtigung des schwersten und somit maßgeblichen Aufbaus.

Der Aufbau der Stiegenpodeste erfolgte mittels eines Terrazzos. Dieser Boden, basierend auf Mörtel aus gewaschenen Steinkörnern, Sand und Zement, wird bei der Herstellung auf eine Zementestrichschicht aufgebebracht und nach dem Erhärten geschliffen (Mohr, 1950). Ausgehend von einer Vereinfachung, auf die in späterer Folge in Kapitel 6 eingegangen wird, erfolgt die Annahme, dass für das gesamte Stiegenhaus diese Last anzusetzen ist. Die Laufplatten der Stiegen, die ein geringeres Gewicht als die Podeste aufweisen, werden nicht berücksichtigt. Wie in Tabelle 5.1 dargestellt, erfolgt die Auflistung der Lasten, deren Ermittlung in weiterer Folge angeführt ist. Die Lasten aus den Aufbauten errechnen sich durch Multiplikation der Bauteildicke d mit der Wichte γ des Materials. Variable g_0 beschreibt das Eigengewicht des tragenden Elements, während die Lasten der nicht tragenden Elemente mit g_1 beschrieben sind. Durch Addition der einzelnen Schichten des Aufbaus ergibt sich die jeweilige Gesamtlast. Die beschriebene Vorgehensweise wird, sofern nicht anders angegeben, zur Ermittlung aller Aufbauten angewandt.

Tabelle 5.1: Fussbodenaufbau der Stiegenpodeste

P	Fussboden - Podest Terrazzo	Dicke d (cm)	Wichte γ (kN/m^3)	Eigengewicht in (kN/m^2) g_0	g_1
	Terrazzo	2,0	20,0	-	0,40
	Zementestrich	5,5	22,0	-	1,21
	Heraklithplatte	2,5	4,0	-	0,10
	Stahlbetonplatte	18,0	25,0	4,50	-
	Putz inkl. Putzträger	1,5	20,0	-	0,30
	Summe der Eigengewichte in kN/m^2			4,50	2,01
	Gesamtlast in kN/m^2			$g_{k,P}$ =	6,51

Für die Wohnbereiche sind laut Planunterlagen unterschiedliche Fussbodenarten vorgesehen. Während der Boden der Bäder, WCs und Küchen aus Terrazzo besteht, stellt bei den restlichen Zimmern, die z.B. als Wohn- oder Schlafzimmer verwendet werden, das Klebeparkett den Abschluss des Bodenaufbaus dar. Es wird darauf verzichtet weitere Fußbodenaufbauten für Wohnräume in Betracht zu ziehen, da jene aus Tabelle 5.2 sowie 5.3 als maßgeblich zu erachten sind. Andere Aufbauten weisen ein geringeres Gewicht auf und sind somit für die anschließenden Berechnungen obsolet.

Tabelle 5.2: Fussbodenaufbau der Nassräume

N	Fussboden - Bad, WC, Küche Terrazzo	Dicke d (cm)	Wichte γ (kN/m^3)	Eigengewicht in (kN/m^2) g_0	g_1
	Terrazzo	2,0	20,0	-	0,40
	Zementestrich	5,5	22,0	-	1,21
	Heraklithplatte	2,5	4,0	-	0,10
	Stahlbetonplatte	10,0	25,0	2,50	-
	Putz inkl. Putzträger	1,5	20,0	-	0,30
	Summe der Eigengewichte in kN/m^2			2,50	2,01
	Gesamtlast in kN/m^2			$g_{k,N}$ =	4,51

Tabelle 5.3: Fussbodenaufbau der Wohn- und Schlafzimmer

Z	Fussboden - Zimmer Klebeparkett	Dicke d (cm)	Wichte γ (kN/m^3)	Eigengewicht in (kN/m^2) g_0	g_1
	Parkettboden	2,0	8,0	-	0,16
	Blindboden	2,4	5,5	-	0,13
	Polsterhölzer 5x8 e =80cm	5,0	5,5	-	0,03
	dazw. Beschüttung	5,0	18,0	-	0,90
	Glaswatte	2,0	-	-	-
	Ast-Molin Rippendecke	i.M. 9,8	25,0	2,45	-
	Putz inkl. Putzträger	1,5	20,0	-	0,30
	Summe der Eigengewichte in kN/m^2			2,45	1,42
	Gesamtlast in kN/m^2			$g_{k,Z}$ =	3,97

Der gewählte Fußbodenaufbau des Dachbodens orientiert sich an den Angaben von Mohr (1936), der den Aufbau einer Massivdecke wie folgt beschreibt. Der Deckenaufbau des Dachbodens besteht aus Betonflötz, unter dem sich eine Sandschicht und eine, auf die Rippendecke geklebte Dämmplatte aus Kork befindet. Zwischen Dämmplatte und Sandschicht ist eine Schicht Dachpappe verlegt. Tabelle 5.4 gibt eine Übersicht des Aufbaus.

Tabelle 5.4: Fussbodenaufbau des Dachbodens

DB	Fussboden - Dachboden Flöz	Dicke d (cm)	Wichte γ (kN/m^3)	Eigengewicht in (kN/m^2) g_0	g_1
	Betonflötz	6,0	24,0	-	1,44
	Sandschicht	4,0	18,0	-	0,72
	Dachpappe	-	-	-	0,03
	Korkplatte	4,0	3,2	-	0,13
	Ast-Molin Rippendecke	i.M. 9,8	25,0	2,45	-
	Putz inkl. Putzträger	1,5	20,0	-	0,30
	Summe der Eigengewichte in kN/m^2			2,45	2,62
	Gesamtlast in kN/m^2			$g_{k,DB}$ =	5,07

Die Balkone des Bestandsgebäudes bestehen aus Stahlbetonplatten, die im Gefälle betoniert wurden. Tabelle 5.5 beschreibt den angenommenen Aufbau.

Tabelle 5.5: Fussbodenaufbau des Balkons

B	Fussboden - Balkon Betonplatte	Dicke d (cm)	Wichte γ (kN/m^3)	Eigengewicht in (kN/m^2) g_0	g_1
	Betonplatte	i.M. 12,0	25,0	3,00	-
	Gesamtlast in kN/m^2			$g_{k,B}$ =	3,00

5.1.2 Bestandswände

Die Bestandswände unterscheiden sich hinsichtlich ihrer Dicken und der in Kapitel 3.1.3 beschriebenen Materialien. Im Kellergeschoß kam Stahlbeton, im Erdgeschoß und 1. Obergeschoß Vollziegel zur Anwendung. Im 2. und 3. Obergeschoß bestehen die Mauern aus Vibro-Hohlblockmauerwerk. In Tabelle 5.6 sind die angenommenen Lasten der Wände beschrieben.

Tabelle 5.6: Lasten der Bestandswände

Material	Dicke d (cm)	Wichte γ (kN/m^3)	Eigengewicht g_0 (kN/m^2)
Stahlbeton	50,0	25,0	12,50
	38,0		9,50
	25,0		6,25
Vollziegelmauerwerk	50,0	18,0	9,00
	38,0		7,00
	25,0		4,80
Vibromauerwerk	38,0	15,0	5,70
	25,0		3,75

5.1.3 Bestandsdach

Gemäß den Planunterlagen besteht die Dacheindeckung des 21° geneigten Bestandsdachs aus Welleternit, das an den Pfetten aufliegt. Diese sind wiederrum auf den in ca. 5 m Abständen errichteten Gespärren befestigt. Abbildung 5.1 zeigt einen Teil der errichteten Gespärre.

Abbildung 5.1: Dachkonstruktion eines Gebäudes der Hackinger Straße 30-36

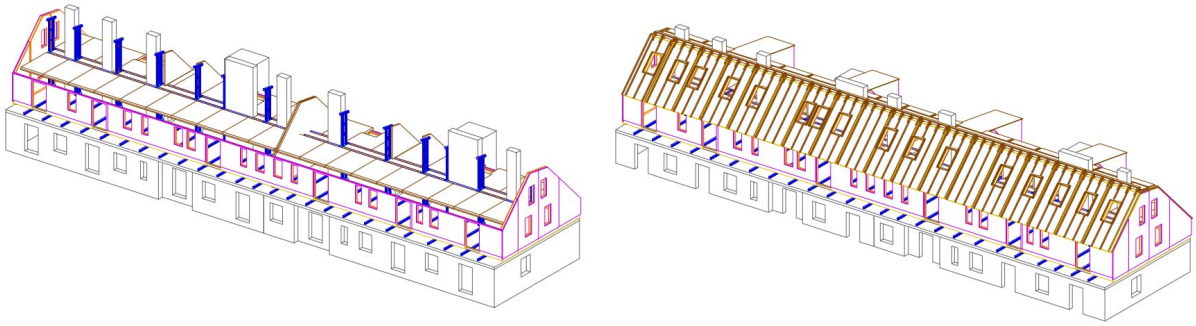
Der Aufbau der Dachkonstruktion ist in Tabelle 5.7 angegeben. Die Lastannahme beruht auf den Angaben von Mohr (1950).

Tabelle 5.7: Dachkonstruktion des Bestands

DA	Bestandsdach 21° geneigt Welleternit	Dicke d (cm)	Wichte γ (kN/m^3)	Eigengewicht in (kN/m^2) g_0	g_1
	Welleternit	-	-	0,25	-
	Summe der Eigengewichte in kN/m^2			0,25	
	Gesamtlast in kN/m^2			$g_{k,DA}$ =	0,25

5.2 Untersuchter 2-geschoßiger Dachausbau

Der Dachgeschoßausbau für das Beispielgebäude erfolgt in Holzbauweise und umfasst die Errichtung von zwei Geschoßen. Die für den Ausbau herangezogenen Aufbauten stammen von der Firma *Graf - Holztechnik GmbH* und orientieren sich an einem Bauvorhaben, das ähnliche Rahmenbedingungen wie das Beispielgebäude der Hackinger Straße aufweist. Um eine zügige Errichtung der Konstruktion zu gewährleisten, wird ein Großteil der Wand-, Decken- und Dachaufbauten im Werk in Modulen vorgefertigt. Eine Zusammenfassung der für den Zubau in Frage kommenden Aufbauten erfolgt in diesem Unterkapitel. Abbildung 5.2 zeigt eine Ansicht des beschriebenen Ausbaus. Die Plangrundlagen der angeführten Abbildungen 5.2 und 5.3 sind dem Anhang zu entnehmen.



(a) Axonometrie der Wände im 2. DG **(b)** Axonometrie des Dachs

Abbildung 5.2: Ansichten des 2-geschoßigen Dachausbaus, Plannr.: 50/916/05

Ein Querschnitt durch das Gebäude ist in Abbildung 5.3 veranschaulicht. Die Abmessungen sowie Aufbauten des Querschnitts sind in den folgenden Unterkapiteln erörtert.

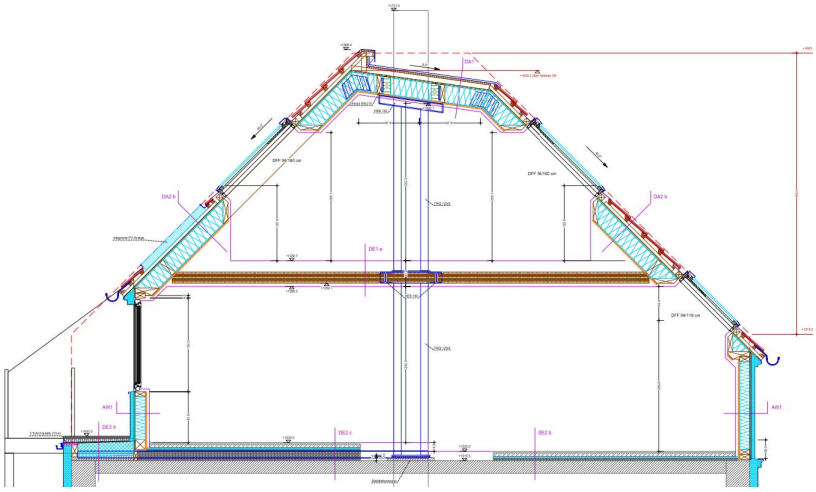


Abbildung 5.3: Querschnitt durch den 2-geschoßigen Dachausbau, Plannr.: 50/916/03

Im Querschnitt ist ersichtlich, dass auf der linken Gebäudeseite eine Terrasse errichtet werden soll. Dafür ist es notwendig eine Wand in Holzbauweise, von der Außenmauer etwa 1 m rückversetzt, zu errichten. Damit die Lasten aus den Wänden bzw. des Ausbaus nicht auf die Bestandsdecke abgeleitet werden, sind Stahlträger, die auf der Mittel- und Außenmauer aufliegen, in einem Achsabstand von ca. 1 m im Deckenaufbau über die gesamte Länge des Gebäudes angeordnet. Holzbalken, auf denen die Wandkonstruktion steht, werden zwischen die Träger eingelegt, um einen Lastabtrag über die Mauern zu ermöglichen. In den anderen Bereichen der Konstruktion erfolgt die Ableitung der Lasten ebenfalls über Stahlträger. Die Lasten aus der Zwischendecke und Dachkonstruktion werden im Bereich der Mittelmauer mittels Stahlstützen abgeleitet.

5.2.1 Decke über dem 3. Obergeschoß

Für die Decke über dem 3. Obergeschoß sind je nach Nutzung und Wohnbereich drei unterschiedliche Aufbauten vorgesehen, für deren Herstellung der bestehende Belag bis zur tragenden Decke abzutragen ist. Die stiegenhofseitigen Deckenfelder weisen einen niedrigeren Fußbodenaufbau auf als jene im Bereich der geplanten Terrasse. Dieser Umstand ist darauf zurück zu führen, dass terrassenseitig die Außenwände des Ausbaus über den Deckenfeldern errichtet werden, um einen Teil der Fläche als Terrasse nutzen zu können. Die Außenwände liegen auf Stahlträgern, die sich in der Schüttung des Aufbaus befinden, auf. Diese Träger sind in regelmäßigen Abständen quer zur Mittel- und Außenmauer angeordnet, um die Lasten der Holzkonstruktion gleichmäßig in die Außen- und Mittelmauern abzuleiten. Die Aufbauten im Wohnbereich unterscheiden sich, wie in Tabelle 5.8 und 5.9 angegeben, abgesehen von der Höhe der Schüttung nicht weiter.

Im Bereich der 10 cm dicken Stahlbetonplatte ist darauf zu achten, dass bei den Aufbaulasten eine zusätzliche Last von 0,05 kN/m^2 anzusetzen ist. Dieser Umstand ergibt sich aufgrund des, verglichen mit der Rippendecke, höheren Eigengewichts der Stahlbetonplatte.

Tabelle 5.8: Fussbodenaufbau des niedrigen Bereichs

DE2b	Fussboden - 1. DG niedriger Bereich	Dicke d (cm)	Wichte γ (kN/m^3)	Eigengewicht in (kN/m^2) g_0	g_1
	Bodenbelag	2,0	8,0	-	0,16
	Estrich	6,0	22,0	-	1,32
	Trennschicht PE-Folie	-	-	-	0,03
	Trittschalldämmplatte	3,0	1,4	-	0,42
	Trennschicht PE-Folie	-	-	-	0,03
	Schüttung gebunden	3,0	6,0	-	0,18
	Isolierung	1,0	-	-	0,03
	Voranstrich	-	-	-	-
	Ast-Molin Rippendecke	i.M. 9,8	25,0	2,45	-
	Putz inkl. Putzträger	1,5	20,0	-	0,30
	Summe der Eigengewichte in kN/m^2			2,45	2,47
	Gesamtlast in kN/m^2			$g_{k,DE02b}$ =	4,92

Tabelle 5.9: Fussbodenaufbau des hohen Bereichs

DE2c	Fussboden - 1. DG hoher Bereich	Dicke d (cm)	Wichte γ (kN/m^3)	Eigengewicht in (kN/m^2) g_0	g_1
	Bodenbelag	2,0	8,0	-	0,16
	Estrich	6,0	22,0	-	1,32
	Trennschicht PE-Folie	-	-	-	0,03
	Trittschalldämmplatte	3,0	1,4	-	0,42
	Trennschicht PE-Folie	-	-	-	0,03
	Schüttung gebunden	17,0	6,0	-	1,02
	Isolierung	1,0	-	-	0,03
	Voranstrich	-	-	-	-
	Ast-Molin Rippendecke	i.M. 9,8	25,0	2,45	-
	Putz inkl. Putzträger	1,5	20,0	-	0,30
	Summe der Eigengewichte in kN/m^2			2,45	3,31
	Gesamtlast in kN/m^2			$g_{k,DE02c}$ =	5,76

Der in Tabelle 5.10 angegebene Aufbau wird für die Terrasse verwendet.

Tabelle 5.10: Fussbodenaufbau der Terrasse

DE3b	Fussboden - 1. DG Terrasse	Dicke d (cm)	Wichte γ (kN/m^3)	Eigengewicht in (kN/m^2) g_0	g_1
	Betonplatten	4,0	24,0	-	0,96
	Kies-Schüttung	i.M. 4,5	26,5	-	1,19
	Trennvlies	-	-	-	-
	bit. Abdichtung 2-lagig	1,5	10,5	-	0,16
	Wärmedämmung	22,0	0,4	-	0,09
	Gefällebeton	i.M. 6,5	24,0	-	1,56
	bit. Abdichtung 1-lagig	1,0	10,5	-	0,11
	Trennvlies	-	-	-	-
	Ast-Molin Rippendecke	i.M. 9,8	25,0	2,45	-
	Putz inkl. Putzträger	1,5	20,0	-	0,30
	Summe der Eigengewichte in kN/m^2			2,45	4,37
	Gesamtlast in kN/m^2			$g_{k,DE03b}$ =	6,82

5.2.2 Wände der Ausbauvariante

Es ist geplant die Außenwände des Dachgeschoßausbaus in Holzriegelbauweise auszuführen, da dadurch ein Großteil der Wandelemente im Werk vorgefertigt hergestellt werden kann. Tabelle 5.11 zeigt den Aufbau der Außenwände.

Tabelle 5.11: Wandaufbau des Ausbaus

AW1	Außenwand - 1. DG Pfosten - Riegel	Dicke d (cm)	Wichte γ (kN/m^3)	Eigengewicht in (kN/m^2) g_0	 g_1
	Putz	0,7	18,0	-	0,13
	Holzweichfaserplatte	5,0	4,0	-	0,20
	MDF-Platte	2,0	8,0	-	0,16
	Holzriegel 8/16 e = 62,5 cm	8,0	5,5	0,11	-
	dazwischen Steinwolle	16,0	0,7	-	0,11
	OSB-Platten	2,5	6,5	-	0,16
	Installationsebene	2,7	-	-	-
	dazw. Schalldämmung	3,0	0,7	-	0,02
	GKF-Platte	1,25	11,0	-	0,14
	Anstrich	-	-	-	-
	Summe der Eigengewichte in kN/m^2			0,11	0,92
	Gesamtlast in kN/m^2			$g_{k,AW1}$ =	1,03

5.2.3 Zwischendecke der Ausbauvariante

Der Zwischendeckenaufbau kann gemäß den Planunterlagen als Variante mit Zementestrich bzw. Trockenestrich erfolgen. Im Zuge dieser Arbeit wird jedoch nur der Aufbau der Zementestrichvariante aus Tabelle 5.12 näher beschrieben, da es sich dabei um die Schwerere der beiden Konstruktionen handelt.

Tabelle 5.12: Zwischendeckenaufbau des Ausbaus

DE1a	Zwischendecke - 1. DG Zementestrich	Dicke d (cm)	Wichte γ (kN/m^3)	Eigengewicht in (kN/m^2) g_0	 g_1
	Parkett	2,0	8,0	-	0,16
	Estrich	6,0	22,0	-	1,32
	Trittschalldämmung	3,0	1,4	-	0,04
	Trennvlies	-	-	-	-
	Schüttung gebunden	7,0	6,0	-	0,42
	PAE-Folie	-	-	-	0,03
	Brettsperrholz	18,0	5,5	0,99	-
	Installationsebene	2,7	-	-	-
	dazw. Schalldämmung	3,0	0,7	-	0,02
	GKF-Platte	1,5	11,0	-	0,17
	Anstrich	-	-	-	-
	Summe der Eigengewichte in kN/m^2			0,99	2,16
	Gesamtlast in kN/m^2			$g_{k,DE1a}$ =	3,15

5.2.4 Dachkonstruktionen der Ausbauvariante

Für die Dachkonstruktion sind zwei, je nach Wahl der Dachneigung, unterschiedliche Aufbauten vorgesehen. Dabei handelt es sich um eine Blecheindeckung für flach geneigte Dachflächen, die in Tabelle 5.13 beschrieben ist.

Tabelle 5.13: Dachaufbau des Ausbaus - Flachdach

DA1	Dachaufbau Blechdach	Dicke d (cm)	Wichte γ (kN/m^3)	Eigengewicht in (kN/m^2) g_0	g_1
	Blecheindeckung Zink	-	78,5	-	0,08
	Stukturmatte als Trennlage	-	-	-	-
	Holzschalung	2,4	5,5	-	0,13
	Lattung 8/8 e = 83,3 cm	8,0	5,5	-	0,04
	MDF-Platten	2,0	8,0	-	0,16
	Sparren 8/28 e = 83,3 cm	28,0	5,5	0,15	-
	dazwischen Steinwolle	28,0	0,7	-	0,20
	OSB-Platte	2,5	6,5	-	0,16
	Installationsebene	2,7	-	-	-
	dazw. Schalldämmung	3,0	0,7	-	0,02
	GKF-Platte	1,25	11,0	-	0,14
	Anstrich	-	-	-	-
	Summe der Eigengewichte in kN/m^2			0,15	0,93
	Gesamtlast in kN/m^2			$g_{k,DA1}$ =	1,08

Für das steil geneigte Dach ist eine Ziegeleindeckung vorgesehen. Tabelle 5.14 beschreibt den Aufbau dieses Dachs.

Tabelle 5.14: Dachaufbau des Ausbaus- Steildach

DA2b	Dachaufbau Ziegeldach	Dicke d (cm)	Wichte γ (kN/m^3)	Eigengewicht in (kN/m^2) g_0	g_1
	Ziegeleindeckung	-	-	-	0,50
	Lattung 4/5 e = 36,25 cm	5,0	5,5	-	0,03
	Lattung 5/8 e = 83,3 cm	8,0	5,5	-	0,03
	MDF-Platten	2,00	8,0	-	0,16
	Sparren 8/28 e = 83,3 cm	28,0	5,5	0,15	-
	dazwischen Steinwolle	28,0	0,7	-	0,20
	OSB-Platte	2,5	6,5	-	0,16
	Installationsebene	2,7	-	-	-
	dazw. Schalldämmung	3,0	0,7	-	0,02
	GKF-Platte	1,25	11,0	-	0,14
	Anstrich	-	-	-	-
	Summe der Eigengewichte in kN/m^2			0,15	1,42
	Gesamtlast in kN/m^2			$g_{k,DA2b}$ =	1,39

5.3 Untersuchter reduzierter Dachausbau

Für den reduzierten Dachausbau wird angenommen, dass nur die halben Ausbaulasten der 2-geschoßigen Dachkonstruktion auftreten. Somit wird ein reduzierter Ausbau angenommen, der als 1-geschoßiger Dachausbau zu interpretieren ist. Lediglich für die Decke über dem 3.Obergeschoß ist eine gesonderte Betrachtung erforderlich.

Für die Decke über dem 3. Obergeschoß wird bei dem reduzierten Ausbau die Ausbaulast des Fussbodens aus Tabelle 5.8 herangezogen. Diese Belastung tritt über den gesamten Bereich der Bestandsdecke auf.

5.4 Veränderliche Lasten der Varianten

Die veränderlichen Lasten der unterschiedlichen Ausbauvarianten lassen sich in Nutz-, Schnee- und Windlasten einteilen. Aus den jeweiligen Normen ergeben sich die beschriebenen Einwirkungen auf das Gebäude. Es folgt eine Untergliederung in die berücksichtigten Lasten.

5.4.1 Nutzlasten

Die Nutzlasten der Ausbauvarianten sind in Tabelle 5.15 zusammengefasst. Die angegebene Lastannahme des Wohnbereichs Bestand bezieht sich auf jene Bereiche, die vom Ausbau nicht betroffenen sind. Aus der Tabelle geht hervor, dass die Werte der Nutzlasten für Stiegen und Balkone sowie jene in Wohnbereichen des Bestands für die Ausbauvarianten ident sind. Hinsichtlich der Nutzlasten unterscheiden sich die Ausbauvarianten erst ab der obersten Geschoßdecke des Gebäudes. Während in der Nullvariante ein begehbarer Dachboden berücksichtigt wird, sind in den beiden anderen Ausbauvarianten Nutzlasten für Wohnbereiche (mit Leichtwandzuschlag) anzusetzen. Die Nutzlasten der Wohnbereiche des 2-geschoßigen Ausbaus berücksichtigen Wände in Leichtbauweise, für die eine zusätzliche Nutzlast von 0,8 kN/m^2 anzunehmen ist. Im Fall des reduzierten Ausbaus weisen diese Wände lediglich eine Last von 0,5 kN/m^2 auf.

Tabelle 5.15: Nutzlasten (ÖNORM EN 1991-1-1, 2011)

Nutzlasten $p_{i,k}$	Flächenlast (kN/m^2)
Bestand	
Wohnbereich Bestand $p_{k,W}$	2,0
Stiegen $p_{k,S}$	3,0
begehbarer Dachboden $p_{k,DB}$	1,5
Balkone $p_{k,B}$	4,0
2-geschoßiger Ausbau	
Wohnbereich Ausbau $p_{k,NL1}$	2,8
reduzierter Ausbau	
Wohnbereich Ausbau $p_{k,NL2}$	2,5

5.4.2 Windlasten

Grundlage für die Ermittlung der Windlasten stellen die ÖNORM EN 1991-1-4 sowie ÖNORM B 1991-1-4 dar. Es erfolgt die Berechnung der Windlasten für den maßgeblichen Fall, der durch das 5-geschoßige Wohnhaus repräsentiert wird. Die Lasten, die sich durch den Wind ergeben, liegen den in Tabelle 5.16 angegebenen Werten zugrunde.

Tabelle 5.16: Eingangsparameter zur Ermittlung der Windlasten (ÖNORM EN 1991-1-4, 2011) und (ÖNORM B 1991-1-4, 2013)

Hackinger Straße 30-36, 1140 Wien	
Geländekategorie	III
Höhe des Firsts z	18,00 m
Länge des Gebäudes b	18,78 m
Breite des Gebäudes d	10,74 m
Basisgeschwindigkeitsdruck $q_{b,0}$	0,39 kN/m^2
Spitzengeschwindigkeitsdruck q_p	0,81 kN/m^2
Innendruckbeiwerte c_{pi}	0,20 −0,30
Außendruckbeiwert c_{pe}	var.

Die Einteilung der Außendruckbeiwerte $c_{pe,10}$ für den untersuchten Dachgeschoßausbau ist in Tabelle 5.17 zusammengefasst.

Tabelle 5.17: Außendruckbeiwerte $c_{pe,10}$

$c_{pe,10}$ der Wände					$c_{pe,10}$ des Satteldachs					$c_{pe,10}$ des Pultdachs			
A	B	C	D	E	F	G	H	J	I		F	G	H
-	-	-	0,8	-0,35	0,7	0,7	0,6	-0,2	-0,3	Sog/Druck	-	-1,3/-	-0,8/-

Für die Ermittlung der Windbelastung, die auf die Bauteile einwirkt, sind die entsprechenden Außendruckbeiwerte c_{pe} aus der Norm heranzuziehen. Die Eingangsparameter stellen die Bauwerksabmessungen dar. Mithilfe von Formel 5.1 kann der Winddruck ermittelt werden:

$$w_e = q_p \cdot c_{pe} \tag{5.1}$$

5.4.3 Schneelasten

Die auf das Gebäude wirkenden Schneelasten sind aus den Angaben der ÖNORM EN 1991-1-3 (2016) sowie ÖNORM B 1991-1-3 (2013) zu ermitteln. Für die Ausbauvarianten werden die Belastungen aus Tabelle 5.18 berücksichtigt.

Tabelle 5.18: Schneelasten (ÖNORM EN 1991-1-3, 2016) und (ÖNORM B 1991-1-3, 2013)

Hackinger Straße 30-36, 1140 Wien	
Lastzone	2
Seehöhe	205 m
charakteristische Schneelast s_k ($\alpha = 0° - 30°$)	1,12 kN/m^2
charakteristische Schneelast s_k ($\alpha = 45°$)	0,56 kN/m^2

5.5 Grundbaumechanische Eigenschaften

Für die Ermittlung der mechanischen Bodeneigenschaften wurden von der Magistragsabteilung 29, die für den Wiener Brücken- und Grundbau zuständig ist, drei Bohrprofile ausgehoben. Bei den jeweiligen Bohrprofilen handelt es sich um direkt auf dem Grundstück der Hackinger Straße 30-36 durchgeführte Bodenerkundungen. Die Lage der Profile mit den Nummern 15175001, 12945006 und 12945008 ist der im Anhang beigelegten Abbildung A.14 zu entnehmen. Neben Informationen zur Position der Bohrung gibt der Lageplan Auskunft über mögliche Anschüttungen (grünliche Schraffur im Bereich der Bohrung Nummer 12945007) und dem einstigen Flussverlauf der Wien (bläuliche Schraffur). Ebenso ist die ehemalige Böschung des Wienflusses mittels dicken schwarzen Linien gekennzeichnet. Hierbei ist anzumerken, dass im Plan dargestellte Grenzen mit Fehlern behaftet sein können, da die einstige Lage von Böschung und Fluss nicht mit absoluter Sicherheit abgebildet werden kann.

Bohrprofil Nr. 15175001

Das in Abbildung A.15 dargestellte Bohrprofil, das sich im Bereich der Kreuzung Hackinger Straße - Hochsatzengasse befindet, zeigt in dessen Bodensignatur, dass die ersten 3,80 m des Bodens aus Schüttmaterial bestehen. In der Beschreibung werden Lehm, Ziegel und Steine als Bestandteile der Anschüttung genannt. Auf den nächsten 1,70 m (3,80 - 5,50 m u. GOK) wurde plattiger, sandig, schlu ger Grobkies angetroffen. Der im Jahre 1962 während der Bohrung ermittelte Grundwasserspiegel, der sich 4,90 m unter Geländeoberkante befindet, liegt somit innerhalb dieser Schicht. Unterhalb des Grobkieses folgen auf den nächsten 0,70 m Kalkmergelstein

und Felsen sowie Einlagerungen von Quarzit. Auf weiteren 4,50 m (bis 10,70 m u. GOK) wurde steiniger Mergel in verschiedenen Farben ausgemacht. Auf den verbliebenen 2,30 m der 13,00 m tiefen Bohrung wurde steinig sandiger Mergel gefunden. Über die Art des Bodenaufschlusses sind keine Angaben vorhanden.

Bohrprofil Nr. 12945006

Bohrprofil 12945006 befindet sich im hofseitigen Bereich der Stiege 20 und wurde im Jahr 1962 gezogen und weist wie in Abbildung A.16 eine Gesamttiefe von 11,30 m auf. Dabei wurden die ersten 4,00 m mittels eines im Durchmesser 1,0 m breiten Schachts aufgeschlossen und die weitere Erkundung des Bodens wurde mit einer im Durchmesser 254 mm breiten Bohrung fortgeführt. Die oberste Schicht stellt der Humus dar, der bis in eine Tiefe von 0,95 m u. GOK reicht. Danach wurde bis 1,80 m u. GOK sandig, schlu ger Kies vorgefunden. Auf den nächsten 3,50 m zeigt das Profil sandigen Kies und Bachschotter. Innerhalb dieser Schicht wurde der Grundwasserspiegel vorgefunden, der sich in einer Tiefe von 3,72 m befand. Unterhalb der Kiesschichten wurden ab einer Tiefe von 5,30m u. GOK Tonmergel und Fels ausgemacht.

Bohrprofil Nr. 12945008

Die Bohrung wurde straßenseitig, zwischen Stiege 10 und 16 durchgeführt und weist wie in Abbildung A.17 ersichtlich die gleiche Aufschlussart wie Bohrprofil 12945006 auf. Ebenso sind bis auf kleinere Schluffschichten geringer Mächtigkeit gleiche Bodenarten in vergleichbaren Tiefen anzutreffen. Der Grundwasserspiegel befindet sich ebenso auf einem ähnlichen Niveau wie in Bohrprofil 12945006. Für die in ca. 6,10 m Tiefe anstehenden Tonmergel wurden bodenphysikalische Untersuchungen durchgeführt, deren Ergebnisse in Abbildung A.18 angeführt sind. Die Bodenerkundung zeigt, dass der Mergel in einer Tiefe von 6,45 - 6,65 m die in Tabelle 5.19 angegebenen geomechanischen Parameter aufweist. Die Werte sind den im Anhang beigelegten Bodenuntersuchungen aus Abbildung A.18 entnommen.

Tabelle 5.19: Ergebnisse der Bodenuntersuchung

Bodenart	Wichte γ (kN/m^3)	Kohäsion c (kN/m^2)	Winkel d. inneren Reibung φ
Mergel	28,0	6,3	13°30′

Neben den, durch die bodenmechanischen Untersuchungen, angegebenen Werten für Mergel ist es ebenso erforderlich für die darüberliegende Kiesschicht Bodenkennwerte in Erfahrung zu bringen. Da im Zuge der Bohrungen keine Versuche zur Ermittlung der Eigenschaften der Kiesschicht durchgeführt wurden, wird an dieser Stelle auf Werte aus der Literatur verwiesen, die in Tabelle 5.20 angeführt sind.

Tabelle 5.20: Bodenmechanische Kennwerte (Krapfenbauer, 2013)

Bodenart	Wichte γ (kN/m^3)	Kohäsion c (kN/m^2)	Winkel d. inneren Reibung φ
sandiger, schlu ger Kies	20,0	0	36°-48°

6 Ergebnisse

Dieses Kapitel beinhaltet statische Nachweise von Bauteilen, die im Zuge des Dachgeschoßausbaus einer näheren Betrachtung unterzogen werden müssen. Ebenfalls erfolgt eine ganzheitliche Untersuchung von Wohnhäusern des Gebäudetyps „TYP 1960.1“ unter der Einwirkung eines Erdbebens. Die für die Bemessung erforderlichen Grundlagen, die die Annahme von Lasten, Bauteildimensionen, verwendeten Baustoffen sowie weiterer Eigenschaften umfassen, sind aus dem Kapitel 5 und den Unterlagen des Beispielgebäudes an der Hackinger Straße 30-36 entnommen.

Die in diesem Kapitel in weiterer Folge angeführten Nachweise erfolgen mittels Vereinfachungen und Annahmen auf die bei deren Anwendung explizit hingewiesen wird. Grund hierfür ist, dass sich auch unter Anbetracht ähnlicher Bauweisen und -ausführungen sowie ähnlicher Materialien die lokalen Gegebenheiten jedes Gebäudes unterscheiden und durch Probennahmen und Planstudium zu überprüfen sind. Die aus den Bemessungen hervorgehenden Resultate sollten jedoch eine Erstabschätzung des Ausbaupotentials und dem damit verbunden Aufwand von ähnlichen Objekten ermöglichen.

Da es für die Betrachtung von Gebäuden und im weiteren Verlauf der Überprüfung der Machbarkeit eines Dachgeschoßausbaus erforderlich ist die vorliegenden Gegebenheiten zu überprüfen, werden für die Bemessung, teilweise auch aufgrund der verwendeten Software, Vereinfachungen und Annahmen getroffen. Damit kann auch der Berechnungsaufwand in Grenzen gehalten werden. Die Vereinfachungen und Annahmen werden in den jeweiligen Kapiteln nochmals beschrieben.

6.1 Berücksichtigte Lasten aus den Decken und Wänden

Die Abbildungen A.1-A.10 stellen Pläne der Grundrisse und Schnitte des untersuchten 4-geschoßigen Wohngebäudes dar. Inhalte dieser Darstellungen sind die Geometrien, die Angabe der Materialien von Wänden und Decken sowie der angenommene Aufbau des Gebäudes. Die den Plänen zugehörigen Legenden geben Auskunft über die Bedeutung der Elementschraffuren, die Deckenfelder, Wände als auch Unterzüge ausfüllen. Ausgehend von diesen Zuordnungen erfolgte die Berücksichtigung der Lasten, die sich gemäß der in Kapitel 5 angeführten Aufbauten des Bestandes sowie der Ausbauvarianten ergeben. Für das 3-geschoßige Wohngebäude wird angenommen, dass die Wände des Erdgeschoßes aus Vollziegelmauerwerk bestehen und sich die Wände der beiden Obergeschoße zum Teil aus Vibro-Steinen zusammensetzen. Bei dem 4-geschoßigen Gebäude sind die Wände des Erd- und 1. Obergeschoß, wie in den Abbildungen A.9 und A.10 ersichtlich, in Vollziegelbauweise ausgeführt. Bei den Wänden der weiteren Obergeschoße kam wiederum wieder teilweise Mauerwerk aus Vibro-Steinen zur Anwendung. Das 5-geschoßige Gebäude weist ähnliche Gegebenheiten auf. Es besteht das Mauerwerk des Erd-, 1. und 2. Obergeschoßes aus Vollziegelmauerwerk, wobei in beiden verbleibenden Geschoßen einzelne Wände aus Vibro-Steinen bestehen.

6.2 Berücksichtigte Lasten der Dachausbauvarianten

Die in Kapitel 5 beschriebenen Aufbauten des Bestandes sowie der Ausbauvarianten stellen die Grundlage für die Ermittlung der Lasten dar. Die Berücksichtigung der Dachausbaulasten der jeweiligen Ausbauvariante erfolgt mithilfe des Programms RFEM. Es werden dabei die unterschliedlichen Lastkombinationen, die sich aus den Einwirkungen ergeben, berücksichtigt und die

maßgeblichen Auflagerreaktionen und Schnittgrößen ermittelt. Neben der Berechnung der Lasten, die sich aus den jeweiligen Dachausbauten ergeben, erfolgt die Bemessung der maßgeblichen Schnittgrößen der obersten Geschoßdecke. Die Lastkombinationen basieren auf der in Kapitel 4.1 angegebenen Formel 4.1.

6.2.1 Statisches System des 2-geschoßigen Dachausbaus

Für die Ermittlung der Auflagerreaktionen der Ausbaufälle wird bei der Berechnung mit dem Programm RFEM angenommen, dass die Einflussbreite des abgebildeten Systems 1 m entspricht. Abbildung 6.1 zeigt das idealisierte System in RFEM, das dem Querschnitt aus Abbildung 5.3 entspricht. Da das System im Grunde über die gesamte Gebäudelänge als baugleich betrachtet werden kann, erfolgt die vereinfachte Annahme, dass die Auflagerreaktionen pro Laufmeter wirken. Diese Vereinfachung ist erforderlich, um sinnvolle Eingangswerte für die Nachweise zu erhalten.

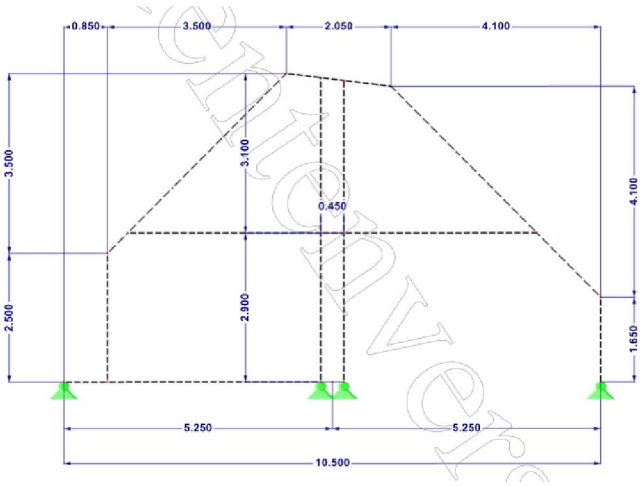


Abbildung 6.1: Idealisiertes System des 2-geschoßigen Dachausbaus aus RFEM

6.2.2 Berücksichtigte Ausbaulasten für den Erdbebennachweis

In weiterer Folge werden die im Erdbebenfall zu berücksichtigenden Lasten der Ausbauvarianten beschrieben. Für die Bemessung des Erdebebennachweises sind lediglich die ständigen Lasten sowie Nutzlasten berechnungsrelevant. Im Erdbebenfall sind weder Wind- noch Schneelasten anzusetzen.

Bestand

Für den Bestandsfall treten keine zusätzlichen Lasten auf. Lediglich die in Kapitel 5 beschriebenen Aufbauten der Decken und Wände sowie des Bestandsdachs sind zu berücksichtigen.

2-geschoßiger Ausbau

In der Variante des 2-geschoßigen Ausbaus treten die in Tabelle 6.1 zusammengefassten Auflagerreaktionen zufolge des Eigengewichts und der Nutzlasten auf. Die Darstellung der einzelnen Lastfälle und Lastfallkombinationen erfolgt in den Abbildungen A.19 - A.31 im Anhang. Diese Lasten sind bei der Erdbebenbemessung anzusetzen.

Tabelle 6.1: Zusammenfassung der Lasten für die 2-geschoßige Ausbauvariante

	Hofmauer	Mittelmauer	Stiegenhausmauer
ständige Lasten $g_{k,A1}$ (kN/m)	7,78	29,93	8,94
Nutzlasten $p_{k,A1}$ (kN/m)	3,40	15,55	3,45

Reduzierter Ausbau

Für den reduzierten Lastfall sind die halben Lasten des 2-geschoßigen Ausbaus anzunehmen. Da die reduzierte Variante einen 1-geschoßigen Ausbau simulieren soll, entfallen die veränderlichen Lasten, da in dieser Ausbauvariante das Zwischengeschoß entfällt. Die für die Eingabe in 3Muri zu berücksichtigenden Lasten sind in Tabelle 6.2 angeführt.

Tabelle 6.2: Zusammenfassung der Lasten für die reduzierte Ausbauvariante

	Hofmauer	Mittelmauer	Stiegenhausmauer
ständige Lasten $g_{k,A2}$ (kN/m)	3,89	14,97	4,47
Nutzlasten $p_{k,A2}$ (kN/m)		entfallen	

6.2.3 Berücksichtigte Ausbaulasten für den Nachweis gegen Grundbruch

Für den Grundbruchnachweis sind analog zur Erdbebenbemessung die Aufbauten der unterschiedlichen Ausbauvarianten berücksichtigt. Im Gegensatz zu der außergewöhnlichen Einwirkung eines Erdbebens, für die keine Schnee- und Wind anzunehmen waren, sind diese im Fall der Grundbruchberechnung einzubeziehen.

Bestand

Wie schon für die Erdbebenbemessung entfallen die Angaben für die Lasten des Bestands, da für diese Varianten keine Ausbauten zu beachten sind.

2-geschoßiger Ausbau

Die Auflagerreaktionen aus Tabelle 6.3 sind den Lastfälle aus den Abbildungen A.19-A.31 zu entnehmen.

Tabelle 6.3: Zusammenfassung der Lasten für die 2-geschoßige Ausbauvariante

	Hofmauer	Mittelmauer	Stiegenhausmauer
ständige Lasten $g_{k,A1}$ (kN/m)	7,78	29,93	8,94
Nutzlasten $p_{k,A1}$ (kN/m)	3,40	15,55	3,45
Schneelasten $s_{k,A1}$ (kN/m)	0,92	4,46	1,27
Windlasten $w_{k,A1}$ (kN/m)	0,86	2,38	0,30

Reduzierter Ausbau

Entsprechend der Vorgehensweise für die Lasten aus dem Erdbeben werden auch für den reduzierten Ausbau die ständigen Lasten halbiert und der Entfall der Nutzlasten angenommen, um einen 1-geschoßigen Ausbau zu modellieren. Die Schnee- und Windlasten werden in diesem Fall nicht abgemindert, da keine Angaben zur möglichen Geometrie eines 1-geschoßigen Ausbaus vorhanden sind. Somit werden möglicherweise die einwirkenden Lasten überschätzt. Die Zusammenfassung der Belastungen ist in Tabelle 6.4 angegeben.

Tabelle 6.4: Zusammenfassung der Lasten für die reduzierte Ausbauvariante

	Hofmauer	Mittelmauer	Stiegenhausmauer
ständige Lasten $g_{k,A2}$ (kN/m)	3,89	14,97	4,47
Nutzlasten $p_{k,A2}$ (kN/m)		entfallen	
Schneelasten $s_{k,A2}$(kN/m)	0,92	4,46	1,27
Windlasten $w_{k,A2}$ (kN/m)	0,86	2,38	0,30

6.2.4 Berücksichtigte Ausbaulasten für den Tragfähigkeitsnachweis der Decke

Die Einwirkungen, die für den Tragfähigkeitsnachweis der Bestandsdecke anzunehmen sind, können, wie bereits bei den Zusammenfassungen der Lasten des Erdbeben- und Grundbruchnachweises, erneut für die drei Ausbauvarianten beschrieben werden. In diesem Fall sind die resultierenden Lasten durch den angenommenen Deckenaufbau bestimmt. Aus den unterschiedlichen Ausbaulasten ergeben sich die für die Berechnung der Tragfähigkeit erforderlichen Bemessungsmomente. Auch hier sind in den folgenden beschriebenen Ausbauvarianten lediglich die maßgebenden Schnittgrößen angeführt.

Für die drei Ausbauvarianten ergeben sich die in Tabelle 6.5 zusammengefassten Bemessungsgrößen. Die angegebenen Feldmomente beziehen sich bereits auf die angenommene Einflussbreite. Für die 2-geschoßige Ausbauvariante ist es erforderlich die Bemessung mittels RFEM durchzuführen. Die Lastfälle bzw. Lastfallkombinationen entsprechen dabei den im Anhang angegebenen Abbildungen A.33-A.36. Bei der Bestandsvariante bzw. der Variante des reduzierten Ausbaus erfolgte die Berechnung nach den in Kapitel 4.4 beschriebenen Formeln 4.32 und 4.33. Exemplarisch wird die Berechnung des Biegemoments M_{Sds} für den Bestandsfall durchgeführt. Formel 6.1 beschreibt den Rechenvorgang.

$$M_{Sds} = \frac{(g_{k,DE02b} \cdot \gamma_G + p_{k,NL2} \cdot \gamma_Q) \cdot l_0^2 \cdot e}{8} = \frac{(3,97 \cdot 1,35 + 1,5 \cdot 1,5) \cdot 5,18^2 \cdot 0,7}{8} = 21,35\ kNm \tag{6.1}$$

Die Bemessung wird für die reduzierte Ausbauvariante sowie für einige Zwischenwerte analog durchgeführt.

Tabelle 6.5: Bemessungsschnittgrößen der drei Ausbauvarianten

Ausbauvarianten	Feldmoment M_{Sds} (kNm)
Bestand	21,35
2-geschoßiger Ausbau	28,15
reduzierter Ausbau	24,40

Für die beschriebenen Bemessungsmomente erfolgt die Berechnung der Bestandsrippen auf deren Biegetragfähigkeit. Neben den erwähnten Schnittgrößen werden ebenfalls weitere Lastfälle berechnet. Diese sind bei der Berechnung der Decke angegeben.

6.3 Erdbebennachweis nach dem Pushover-Verfahren mit 3Muri

Die Erdbebenbemessung für die typologischen Wohnbauten der Nachkriegszeit wird für die nachstehenden Beispiele untersucht:

- 3-geschoßiges Wohngebäude

- 4-geschoßiges Wohngebäude
- 5-geschoßiges Wohngebäude

Die untersuchten Fälle unterscheiden sich lediglich hinsichtlich ihrer Geschoßanzahl und weisen für die Berechnung die in Kapitel 6.3.1 beschriebenen Charakteristika auf.

Für die jeweiligen Wohngebäude erfolgt eine Betrachtung unterschiedlicher Ausbauzustände, die sich durch die nachstehenden Varianten beschreiben lassen.

- Bestandsgebäude (Nullvariante)
- 2-geschoßiger Dachgeschoßausbau
- Dachgeschoßausbau reduziert (entspricht dem 1-geschoßigen Ausbau)

6.3.1 Bemessungsrelevante Grundlagen

Nach der Eingabe der Bauwerksgeometrie, der entsprechenden Bauteile samt deren Eigenschaften und Lasten sowie der Baugrundklasse und Referenzbeschleunigung muss ein Kontrollknoten gewählt werden, der sich in der obersten Geschoßebene befindet. Für die Bemessung wurde bei allen Untersuchungen jener Knoten in Betracht gezogen, der sich in der Nähe des Massenschwerpunkts des Gebäudes befindet. Die Wahl fiel auf jenen Knoten, der durch den Schnittpunkt der Mittelmauer und der rechten Stiegenhausmauer definiert ist. Die Lage des Knotens im Grundriss (blauer Punkt) ist in Abbildung 6.2 ersichtlich. Die roten Linien stellen hierbei die Wände des Gebäudes dar. Nach der Wahl des Kontrollknotens erfolgt die Auswahl der zu berechnenden Analysen. Diese Vorgehensweise erfolgte bei allen Berechnungen der unterschiedlichen Ausbauvarianten.

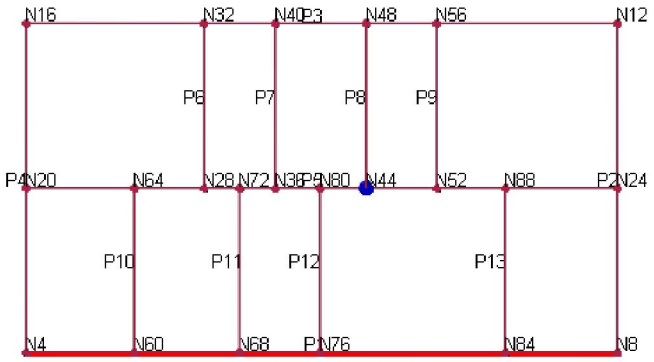


Abbildung 6.2: Lage des Kontrollknotens

Bei den Berechnungen wurden, sofern nicht anders angegeben, die Berücksichtigung der für den Eurocode 8 angegebenen Modell-Parameter berücksichtigt, die in Abbildung 6.3 dargestellt sind.

Annahmen und Systemidealisierung

Gemäß der Unterlagen des Objekts der Hackinger Straße, das im Bestand einem typischen 4-stöckigen Wohngebäude entspricht, sind für die weitere Untersuchung folgende Besonderheiten zu berücksichtigen:

- Das Mauerwerk der beiden oberen Geschoße der Wohnhäuser besteht aus Vibro-Ziegeln. Wände darunter liegender Geschoße wurden, bis zum Kellergeschoß, aus Vollziegelmauerwerk hergestellt. Ausnahmen stellen die sich über alle Geschoße erstreckenden Stiegenhaus-

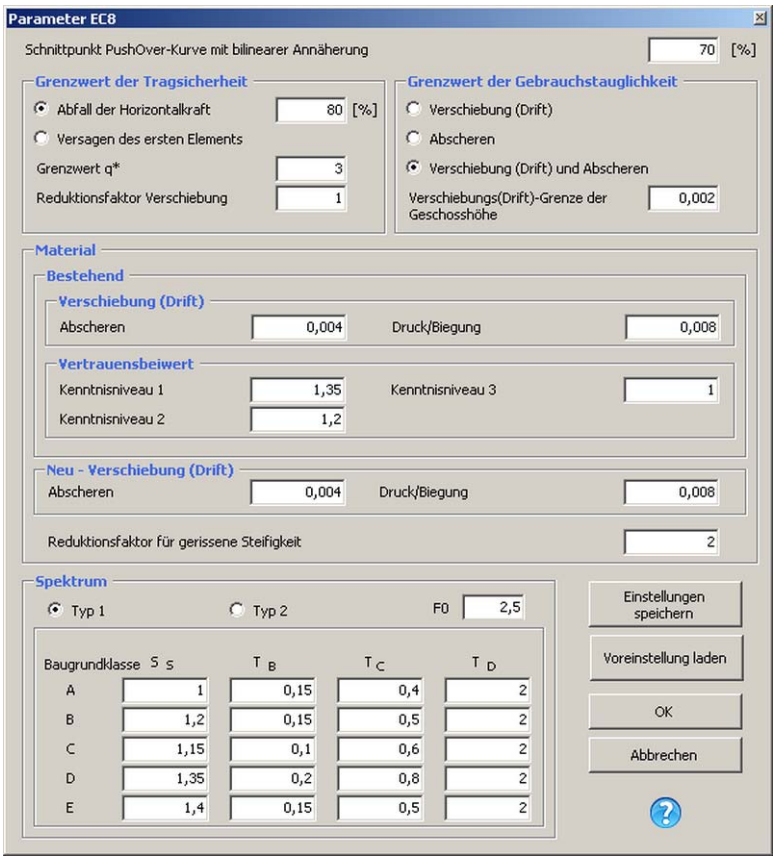


Abbildung 6.3: Modellparameter der Berechnungen mit 3Muri

und Mittelmauern dar, deren Herstellung entsprechend der Planunterlagen in Vollziegelbauweise erfolgte.

- In jedem Geschoß folgt, wie in der zur Zeit der Errichtung des Gebäudes gültigen Norm gefordert, als Abschluss des aufgehenden Mauerwerks ein umlaufender Ringzuganker.
- Das Kellergeschoß wird aufgrund der Errichtung aus Beton, verglichen mit den darüberliegenden Geschoßen starr angenommen. Für die Erdbebenbemessung bedeutet dies, dass das Gebäude erst ab der Decke über dem Kellergeschoß eine Beschleunigung durch das Erdbeben erfährt. Nach einer persönlichen Mitteilung durch Gass (2016) ist diese Vorgehensweise zulässig.
- Bei der Eingabe des Stiegenhauses findet keine Unterteilung in Podest- und Laufplatten statt. Stattdessen berücksichtigt eine einzelne Deckenschiebe, wie in 3Muri - News (s.a.) empfohlen, die Wirkung des Stiegenhauses.
- Wandscheiben, die nicht durchgängig sind, werden bei der Eingabe nicht berücksichtigt.
- Lasten aus den eventuell zu berücksichtigenden Ausbauvarianten des Dachs sind, entsprechend den Berechnungen aus RFEM, als Linienlast über die gesamte Mauerlänge angenommen.

Geometrie

Hinsichtlich der Geometrie, die zur Berechnung der Pushover-Analyse Verwendung findet, wird auf die Abbildungen A.1-A.10 des Anhangs verwiesen. Die Eingabe des Mauerwerks sowie der Decken erfolgt anhand der jeweiligen Bauteilachsen. Abbildung 6.4 zeigt die Mauerwerksachsen

der Wandelemente sowie Spannrichtungen der jeweiligen Decken. Ebenso sind einzelne Fenster- und Türdurchbrüche als auch ein Balkon zu erkennen.

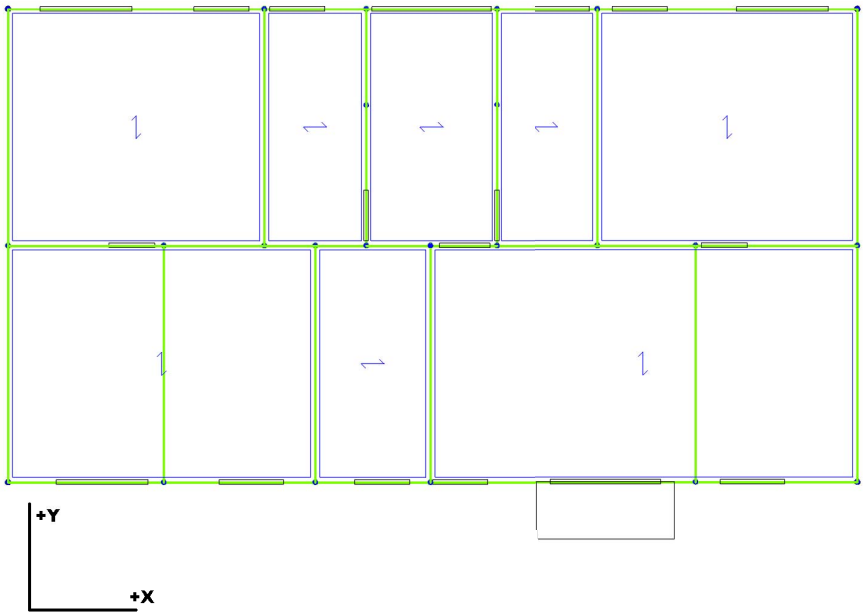


Abbildung 6.4: Systemidealisierung

Ausgehend von Abbildung 6.4 erfolgt die Beschreibung des Achsensystems, das bei dem Lastansatz des Erdbebens relevant ist. Die Erdbebenlasten werden in die Richtung des eingezeichneten Achsensystems angesetzt. Handelt es sich um eine negative Lastrichtung entspricht dies den entgegengesetzen Richtungen des Achsenkreuzes. Positive Lastannahmen in X-Richtung verlaufen entlang der Mittel- und Außenmauern von links nach rechts.

Deckeneigenschaften

Die für die Bemessung verwendeten Deckeneigenschaften sind in Tabelle 6.6 angegeben. Hierbei sind, wie in Abbildung 6.4 ersichtlich, zwei Laufrichtungen der Decken angeführt. Decken, deren Spannrichtung normal zur Mittelmauer des Gebäudes verlaufen, weisen die Eigenschaften der Ast-Molin Rippendecke auf. Den parallel zur Mittelmauer ausgerichteten Deckenfeldern sind die Eigenschaften der Nassraumdecken zugewiesen. Eine Ausnahme stellt die Decke im Stiegenhaus dar, die eine andere Plattenstärke besitzt.

Tabelle 6.6: Annahmen der Eigenschaften der Deckensysteme

Parameter	Ast-Molindecke	Nassraum	Stiegenhaus
Plattenstärke d (cm)	7,0	10,0	18,0
Schubmodul G (N/mm^2)	7 083	7 083	7 083
E-Modul in x-Richtung E_x (N/mm^2)	22 551	17 000	17 000
E-Modul in y-Richtung E_y (N/mm^2)	17 000	17 000	17 000
Querdehnungszahl ν	0,2	0,2	0,2

Materialparameter der Wandelemente

Tabelle 6.7 beschreibt die für die entsprechenden Mauerwerke angenommenen Werte der jeweiligen Materialparameter. Den Wänden des Gebäudes sind die Eigenschaften einer der beiden Mauerwerke zugewiesen.

Tabelle 6.7: Parameter des Vollziegel- bzw. Vibromauerwerks

Parameter	Mauerwerksart Vollziegel	Vibro
Beiwert K	0,6	0,55
normierte Druckfestigkeit des Mauerwerks f_b (N/mm^2)	4	22,5
Druckfestigkeit des Mauermörtelsf_m (N/mm^2)	1	1
Exponent α	0,65	0,65
Exponent β	0,25	0,25
Mauerwerksdruckfestigkeit f_k (N/mm^2)	4,54	1,35
Anfangsscherfestigkeit f_{v0k} (N/mm^2)	0,10	0,10
Obergrenze der Scherfestigkeit $f_{v,lim}$ (N/mm^2)	1,3	1,3
E-Modul E (N/mm^2)	1 362	1 350
Schubmodul G (N/mm^2)	544,8	540
Wichte γ (kN/m^3)	18	15
Teilsicherheitsbeiwert γ_M	1,67	1,67
Kenntnisstand CF	1,35	1,35

Auf Ebene der Wandscheiben sind ebenso Unterzüge über Öffnungen bzw. Ringzuganker auf Höhe der Geschoßdecken angeordnet. Charakteristische Materialparameter dieser Bauteile entsprechen dem Material B225, das in Tabelle 6.8 näher beschrieben ist.

Tabelle 6.8: Parameter der Betons B225

Beton B225	
Parameter	
charakteristische Druckfestigkeit $f_{c,k}$ (N/mm^2)	11,9
E-Modul E (N/mm^2)	17 000
Schubmodul G (N/mm^2)	4250
Wichte γ (kN/m^3)	25
Teilsicherheitsbeiwert γ_C	1,5
Kenntnisstand CF	1,35

Erdbebenrelevante Annahmen

Für die Berechnung werden die in Tabelle 6.9 beschriebenen Annahmen gewählt. Diese umfassen die Angaben der Referenzbodenbeschleunigung a_{gR} sowie der Baugrundklasse und die damit verbundenen Parameterwerte.

Tabelle 6.9: Annahmen zu Referenzbodenbeschleunigung und Baugrundklasse

	Parameterwerte			
	S	T_B	T_C	T_D
Baugrundklasse B	1,20	0,15	0,50	2,00
Referenzbodenbeschleunigung a_{gR} = 0,8 m/s^2				

Es wird die Referenzbodenbeschleunigung des südwestlichen Wiens angenommen, da diese verglichen zu der des nordwestlichen Wien, einen größeren Wert aufweist. Der Bedeutungsbeiwert γ_I ist mit 1,0 angenommen, da es sich um ein Gebäude der Schadensfolgeklasse CC2 handelt.

6.3.2 3-geschoßiges Wohngebäude

Die Berechnung der Pushover-Analyse für das 3-geschoßige Wohngebäude liefert die in Tabelle 6.10 angegebenen Ergebnisse. Für die drei betrachteten Ausbaufälle ergeben sich in Hinblick auf die Untersuchungsgrößen die angeführten Werte. Die Tabelle gliedert sich in die 24 Analysen mit deren jeweiligen Lastrichtung, dem Lastansatz und der Exzentriziät. Zusätzlich sind die berechneten Verschiebevermögen D_{max}, die in der Norm geforderten Zielverschiebungen D_u sowie die Erfüllungsfaktoren α_{ist} ablesbar.

Tabelle 6.10: Zusammenfassung der Analysen zur Ermittlung des Erfüllungsfaktors α für das 3-geschoßige Wohngebäude

				Bestand			2-geschoßiger Ausbau			reduzierter Ausbau		
Analyse	Richtung	Lastansatz	Exzentrizität (cm)	Verschiebevermögen D_{max} (cm)	Zielverschiebung D_u (cm)	Erfüllungsfaktor α	Verschiebevermögen D_{max} (cm)	Zielverschiebung D_u (cm)	Erfüllungsfaktor α	Verschiebevermögen D_{max} (cm)	Zielverschiebung D_u (cm)	Erfüllungsfaktor α
1	+X	Massen 0,0	0,59	1,56	2,64	0,75	1,26	1,68	0,62	1,32	2,13	
2	+X	1. Form	0,0	0,74	1,68	2,27	1,02	2,04	2,00	0,78	1,74	2,23
3	X	Massen 0,0	0,64	1,68	2,63	0,80	1,02	1,28	0,67	1,80	2,69	
4	X	1. Form	0,0	0,77	1,86	2,42	1,17	0,60	0,51	0,82	1,20	1,46
5	+Y	Massen 0,0	1,28	1,61	1,26	1,48	1,73	1,17	1,33	1,61	1,21	
6	+Y	1. Form	0,0	1,48	2,69	1,82	1,83	1,79	0,98	1,55	3,10	2,00
7	Y	Massen 0,0	1,33	2,23	1,68	1,56	0,24	0,15	1,37	0,24	0,18	
8	Y	1. Form	0,0	1,58	2,65	1,68	1,87	0,30	0,16	1,65	0,24	0,15
9	+X	Massen 51,5	0,59	1,50	2,54	0,74	1,20	1,62	0,62	1,26	2,03	
10	+X	Massen 51,5	0,58	1,32	2,28	0,74	1,56	2,11	0,61	1,38	2,26	
11	+X	1. Form	51,5	0,72	1,80	2,50	1,01	1,98	1,96	0,77	1,86	2,42
12	+X	1. Form	51,5	0,73	1,56	2,14	1,04	1,92	1,85	0,77	1,62	2,10
13	X	Massen 51,5	0,64	1,44	2,25	0,81	1,14	1,41	0,68	1,62	2,38	
14	X	Massen 51,5	0,63	1,56	2,48	0,81	0,96	1,19	0,66	1,26	1,91	
15	X	1. Form	51,5	0,77	2,04	2,65	1,14	0,66	0,58	0,83	1,74	2,10
16	X	1. Form	51,5	0,76	1,68	2,21	1,16	0,60	0,52	0,84	1,08	1,29
17	+Y	Massen 92,7	1,34	1,67	1,25	1,53	1,91	1,25	1,38	1,67	1,21	
18	+Y	Massen 92,7	1,23	1,55	1,26	1,42	1,67	1,18	1,28	1,61	1,26	
19	+Y	1. Form	92,7	1,54	2,81	1,82	1,89	1,91	1,01	1,60	3,10	1,94
20	+Y	1. Form	92,7	1,43	2,69	1,88	1,76	1,67	0,95	1,49	3,10	2,08
21	Y	Massen 92,7	1,45	2,35	1,62	1,74	0,30	0,17	1,52	0,24	0,16	
22	Y	Massen 92,7	1,22	2,05	1,68	1,41	0,24	0,17	1,26	0,24	0,19	
23	Y	1. Form	92,7	1,75	2,53	1,45	1,97	0,30	0,15	1,83	0,24	0,13
24	Y	1. Form	92,7	1,45	2,83	1,95	1,82	0,30	0,16	1,51	0,18	0,12
Maßgebliche Erfüllungsfaktoren						1,25			0,15			0,12

An dieser Stelle ist zu erwähnen, dass der in Abbildung 6.5 dargestellte erforderliche Erfüllungsfaktor $\alpha_{soll} = 1$ ist. Dieser ist vom Bestandserfüllungsfaktor α_{ist} sowie weiteren Bedingungen abhängig. Auf diese wird in Kapitel 6.3.6 näher eingegangen wird. Somit ist festzuhalten, dass Ausbauzustände, die einen Erfüllungsfaktor α kleiner 1 aufweisen, nicht den Erdbebennachweis erfüllen.

Bei einem Vergleich der in Tabelle 6.10 zusammengefassten Erfüllungsfaktoren zeigt sich, dass bei Analysen des 2-geschoßigen Ausbaus sowie des reduzierten Ausbaus die kleinsten Werte auftreten. Hierbei führen Erdbeben, unabhängig von Lastart und Exzentrizität, aus negativer Y-Richtung zu den kleinsten Erfüllungsfaktoren. Zusätzlich treten bei einigen Analysen des 2-geschoßigen Ausbaus vereinzelt Erfüllungsfaktoren kleiner 1 auf. Diese Analysen berücksichtigen zum Großteil den Lastansatz der ersten Eigenform. Für den reduzierten Ausbau ist außer den geringen Werten in negativer Y-Richtung keine der weiteren Analysen maßgebend. Im Bestandsfall weist keine der Analysen einen Erfüllungsfaktor kleiner 1 auf. Eine mögliche Erklärung dieser Ergebnisse folgt in Kapitel 7.2.

Für das 3-geschoßige Wohngebäude lassen sich die maßgeblichen Erfüllungsfaktoren der Fallbeispiele gemäß Abbildung 6.5 zusammenfassen. Neben den Balken, die den Erfüllungsfaktor der untersuchten Varianten darstellen, zeigt die gestrichelte Linie den, von dem Erfüllungsfaktor des Bestandsgebäudes abhängigen, zu erreichenden Erfüllungsfaktor α_{soll}.

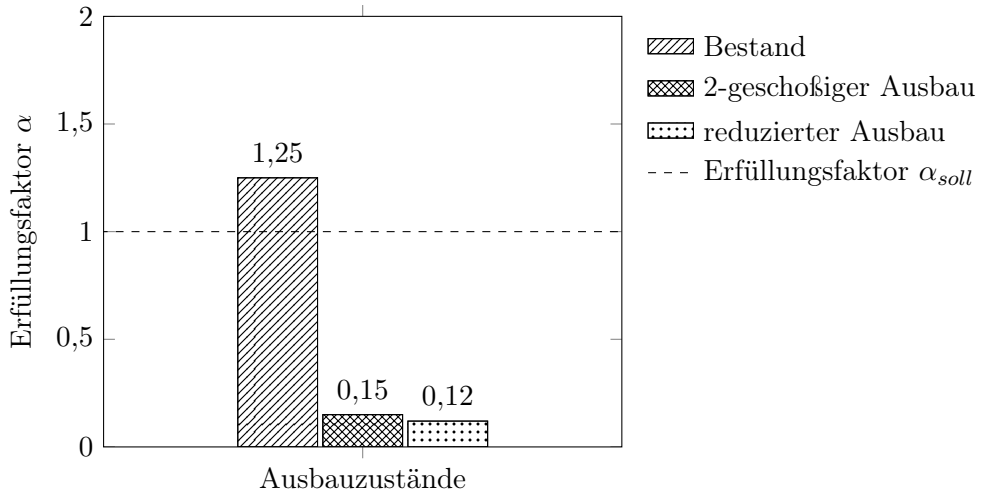


Abbildung 6.5: Darstellung der erbrachten Erfüllungsfaktoren α der Ausbauvarianten des 3-geschoßigen Wohngebäudes

Abbildung 6.6 zeigt eine Gegenüberstellung von Pushover-Kurven der drei untersuchten Ausbauvarianten. Es sind jene Kraft-Verschiebungsbeziehungen aus Analyse Nr. 2 dargestellt. In Analyse Nr. 2 wird die Lastart anhand der ersten Eigenform gewählt. Bei Betrachtung der Form der Kurven wird deutlich, dass bei gleicher Horizontallast die Variante mit der größten Masse die größte Verformung aufweist.

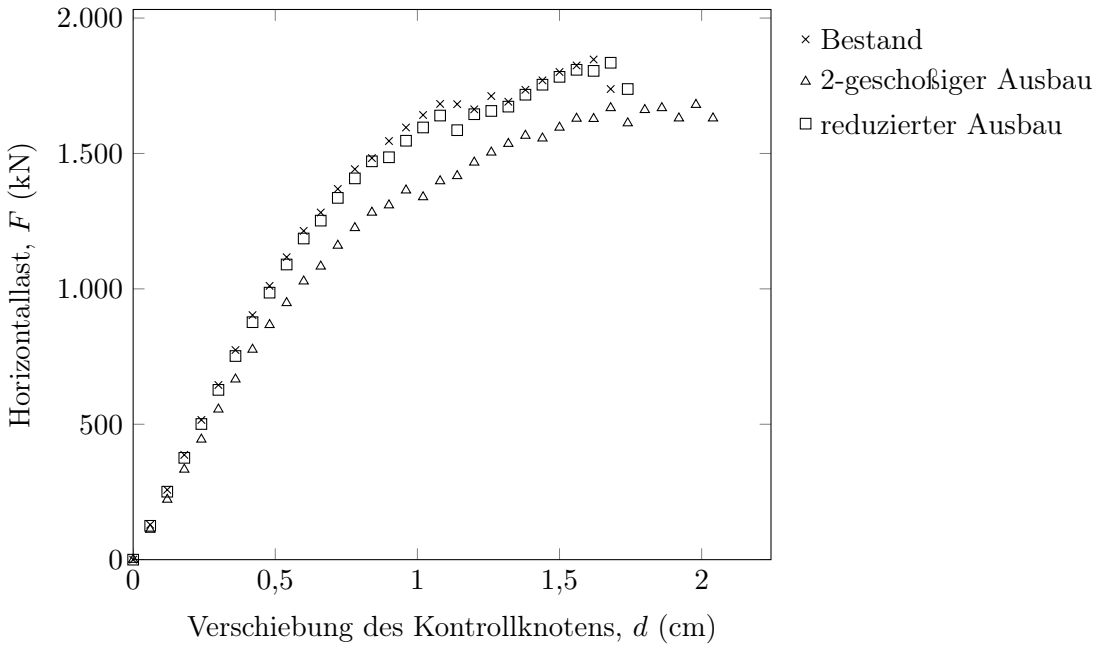


Abbildung 6.6: Analyse Nr. 2 für das 3-geschoßige Wohngebäude

6.3.3 4-geschoßiges Wohngebäude

Die Ergebnisse der Pushover-Analyse für das 4-geschoßige Wohngebäude sind in Tabelle 6.11 zusammengefasst. Es erfolgt die gleiche Unterteilung der Untersuchungsgrößen wie im vorangegangenen Unterkapitel. Ebenfalls angegeben sind die relevanten Werte aus der Pushover-Untersuchung.

Tabelle 6.11: Zusammenfassung der Analysen zur Ermittlung des Erfüllungsfaktors α für das 4-geschoßige Wohngebäude

				Bestand			2-geschoßiger Ausbau			reduzierter Ausbau		
Analyse	Richtung	Lastansatz	Exzentrizität (cm)	Verschiebevermögen D_{max} (cm)	Zielverschiebung D_u (cm)	Erfüllungsfaktor α	Verschiebevermögen D_{max} (cm)	Zielverschiebung D_u (cm)	Erfüllungsfaktor α	Verschiebevermögen D_{max} (cm)	Zielverschiebung D_u (cm)	Erfüllungsfaktor α
1	+X	Massen 0,0	1,10	2,72	2,47	1,32	2,16	1,64	1,17	2,48	2,12	
2	+X	1. Form	0,0	1,40	3,04	2,17	1,81	2,88	1,59	1,46	2,72	1,86
3	X	Massen 0,0	1,17	2,08	1,78	1,50	1,28	0,85	1,26	1,92	1,52	
4	X	1. Form	0,0	1,52	2,96	1,95	1,97	0,96	0,49	1,63	2,56	1,57
5	+Y	Massen 0,0	2,05	2,22	1,08	2,21	2,61	1,18	2,08	2,22	1,07	
6	+Y	1. Form	0,0	2,27	3,97	1,75	2,56	2,85	1,11	2,35	4,12	1,75
7	Y	Massen 0,0	2,13	3,47	1,63	2,30	0,49	0,21	2,17	3,55	1,64	
8	Y	1. Form	0,0	2,34	3,71	1,59	2,57	0,57	0,22	2,38	3,47	1,46
9	+X	Massen 51,5	1,10	2,48	2,25	1,36	2,24	1,65	1,15	2,40	2,09	
10	+X	Massen 51,5	1,09	2,32	2,13	1,31	2,40	1,83	1,15	2,32	2,02	
11	+X	1. Form	51,5	1,40	3,04	2,17	1,85	3,04	1,64	1,50	3,28	2,19
12	+X	1. Form	51,5	1,38	2,64	1,91	1,82	2,72	1,49	1,47	2,56	1,74
13	X	Massen 51,5	1,18	2,96	2,51	1,48	1,28	0,86	1,25	2,16	1,73	
14	X	Massen 51,5	1,19	2,64	2,22	1,50	1,28	0,85	1,26	1,84	1,46	
15	X	1. Form	51,5	1,55	2,80	1,81	1,98	0,96	0,48	1,70	2,56	1,51
16	X	1. Form	51,5	1,52	2,88	1,89	1,94	0,96	0,49	1,62	2,64	1,63
17	+Y	Massen 92,7	2,09	2,30	1,10	2,26	2,77	1,23	2,12	2,38	1,12	
18	+Y	Massen 92,7	2,00	2,06	1,03	2,17	2,45	1,13	2,03	2,14	1,05	
19	+Y	1. Form	92,7	2,32	3,73	1,61	2,62	3,24	1,24	2,40	3,96	1,65
20	+Y	1. Form	92,7	2,23	3,81	1,71	2,51	2,53	1,01	2,30	4,12	1,79
21	Y	Massen 92,7	2,24	3,39	1,51	2,40	0,49	0,20	2,29	3,39	1,48	
22	Y	Massen 92,7	2,03	3,31	1,63	2,20	0,49	0,22	2,07	3,39	1,64	
23	Y	1. Form	92,7	2,44	3,63	1,49	2,65	0,57	0,22	2,49	3,63	1,46
24	Y	1. Form	92,7	2,23	3,71	1,66	2,52	0,49	0,19	2,31	3,31	1,43
Maßgebliche Erfüllungsfaktoren						1,03			0,19			1,05

Erneut ist anzumerken, dass der in Abbildung 6.7 angegebene erforderliche Erfüllungsfaktor $\alpha_{soll} = 1$ ist und somit die Ausbauzustände mit α-Werten kleiner 1 den Erdbebennachweis nicht erfüllen. In Kapitel 6.3.6 erfolgt eine genauere Erklärung. Aus den in Tabelle 6.11 angeführten Erfüllungsfaktoren ist ersichtlich, dass sowohl das Bestandsgebäude als auch der reduzierte Ausbau einen maßgeblichen Erfüllungsfaktor größer 1 aufweisen. Der Wert für den 2-geschoßigen Ausbau hingegen liegt bei lediglich 0,19. Es zeigt sich erneut, dass Erdbeben, unabhängig von Lastart und Exzentrizität, aus negativer Y-Richtung zu den kleinsten Erfüllungsfaktoren führen. Ebenso weisen einzelne Analysen, die zumeist den Lastansatz der ersten Eigenform berücksichtigen,

Erfüllungsfaktoren mit einem Wert geringer als 1 auf.

Die maßgeblichen Erfüllungsfaktoren des 4-geschoßigen Wohngebäudes sind in Abbildung 6.7 dargestellt. Aus den Ergebnissen geht hervor, dass für die untersuchten Varianten nur der 2-geschoßige Ausbau nicht den erforderlichen Erfüllungsfaktor α_{soll} aufweist.

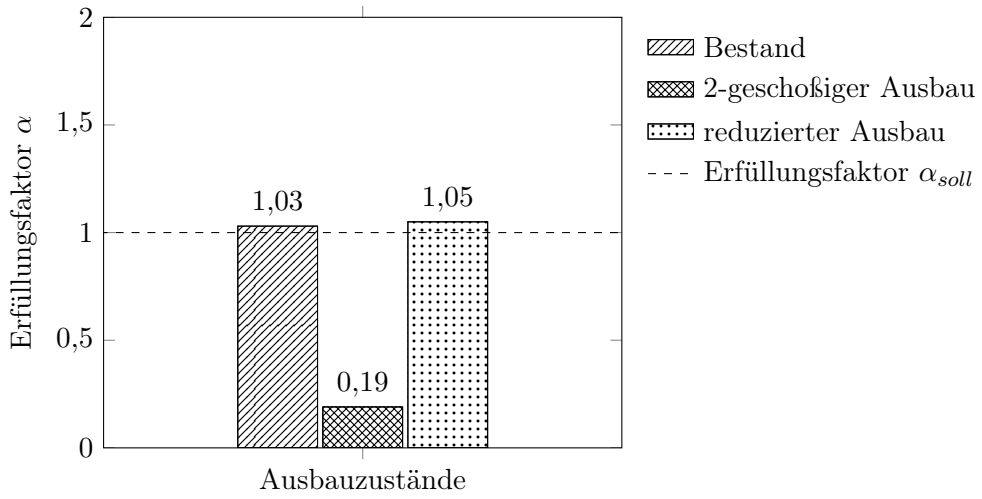


Abbildung 6.7: Darstellung der erbrachten Erfüllungsfaktoren α der Ausbauvarianten des 4-geschoßigen Wohngebäudes

Abbildung 6.8 zeigt einen Vergleich der generierten Pushover-Kurven für Analyse 5 der drei Ausbauzustände. Die Lastrichtung des Erdbebens ist in positiver Y-Richtung angenommen und wird für die massenproportional gleichförmige Lastart ohne Berücksichtigung einer Exzentrizität durchgeführt. Im betrachteten Diagramm ist ersichtlich, dass alle Ausbauzustände einen ähnlichen Kraft-Verschiebungsverlauf aufweisen. Es sind die Kurven bis zu dem Eintreten eines Teileinsturzes des Gebäudes bzw. bis zum Abbruch der Berechnung aufgetragen. Für die untersuchten Fälle liegen die entsprechenden Erfüllungsfaktoren der Analysen über dem Wert von 1. Dies bedeutet, dass die Gebäude, unabhängig ihres Ausbaus, dem Bemessungsbeben für die betrachtete Analyse 5 standhalten.

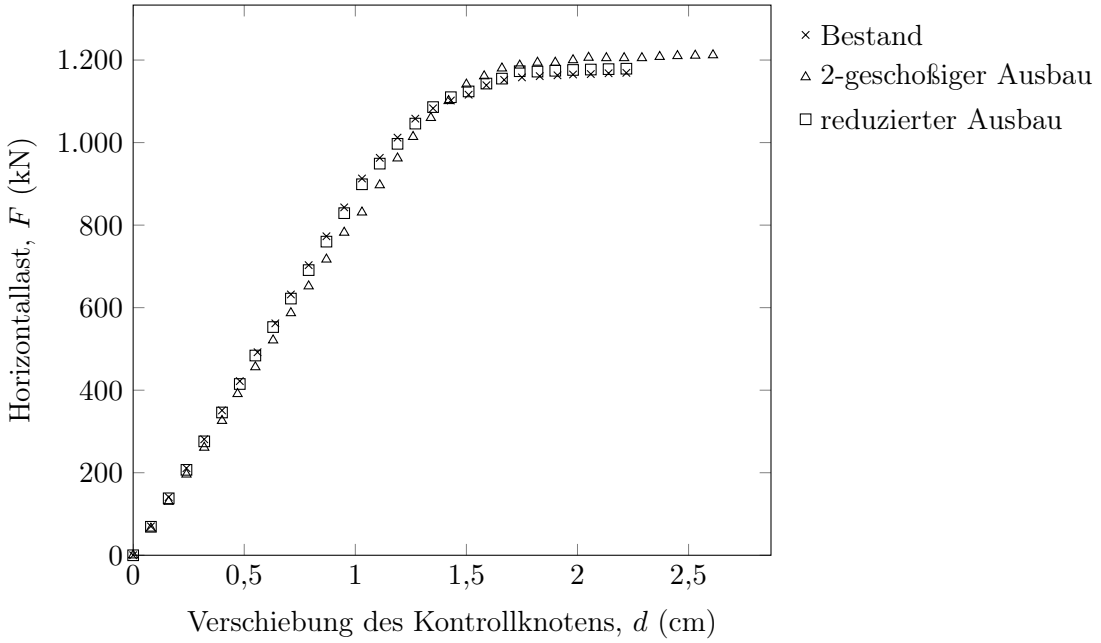


Abbildung 6.8: Vergleich der Pushover-Kurven für Analyse 5 des 4-geschoßigen Wohnbaus

Die Ergebnisse aus Analyse 7 der 4-geschoßigen Wohngebäude sind analog zu Abbildung 6.8 in Abbildung 6.9 dargestellt. Analyse 7 unterscheidet sich von Analyse 5 lediglich hinsichtlich der auftretenden Erdbebenrichtung. Diese wird in Analyse 7 in negativer Y-Richtung, und somit verglichen zu Analyse 5 in die entgegen gesetzte Richtung, angenommen. Ebenfalls erfolgt die Betrachtung der Pushover-Kurve bis zum Teileinsturz des Gebäudes bzw. bis zum Abbruch der Berechnung. Aus dem Diagramm ist zu erkennen, dass die Pushover-Kurve des 2-geschoßigen Ausbaus bei ähnlich großen Verschiebungen und Horizontalkräften abbricht. Grund hierfür ist das Teilversagen eines relevanten Bauteils. Bei dem versagenden Bauteil handelt es sich um einen, in der obersten Geschoßdeckenebene liegenden, Stahlbetonunterzug. Dieser versagt gemäß Abbildung 6.10 auf Abscheren. Der Stahlbetonunterzug wirkt als Einfeldträger, der die Lasten der darüberliegenden Decke in die Mittel- und Außenmauer abträgt. Da keiner der beiden weiteren Ausbauzustände dieses Versagen aufweist, ist davon auszugehen, dass die erhöhte Auflast des 2-geschoßigen Aufbaus Grund dieses Versagens ist. Aufgrund des Versagens des Trägers muss von einem 2-geschoßigen Ausbau abgesehen werden. Für weitere Erklärungen wird auf Kapitel 7.2 verwiesen.

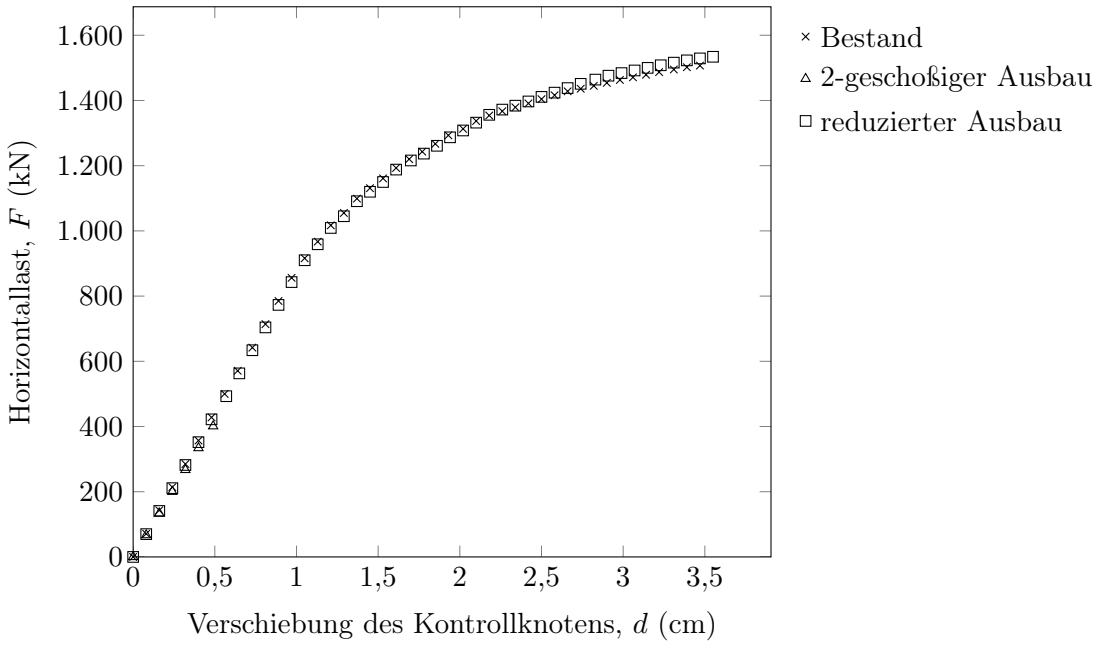
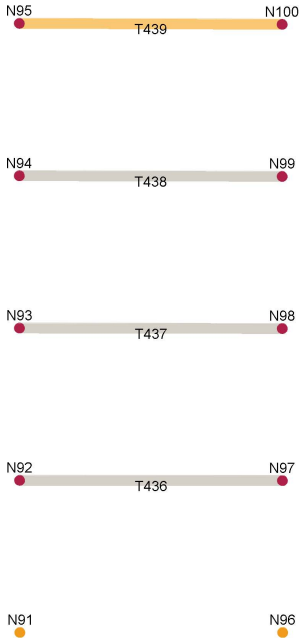
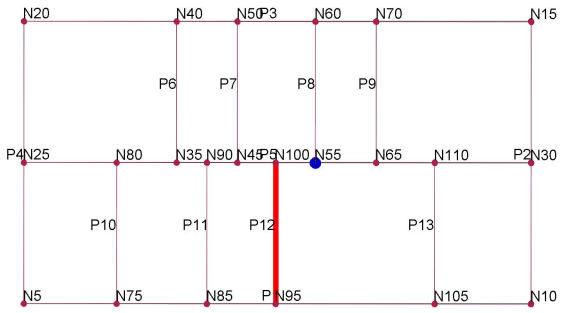


Abbildung 6.9: Vergleich der Pushover-Kurven für Analyse 7 des 4-geschoßigen Wohnbaus

Abbildung 6.10 zeigt die Wandelemente der Wand P12 in der Ansicht sowie die Lage der Wand Grundriss. Im obersten Geschoß ist der beschädigte Stahlbetonunterzug aus Analyse 7 im Falle eines 2-geschoßigen Dachgeschoßausbaus zu sehen. Zur Interpretation der mittels Farben gekennzeichneten Beschädigungen wird auf die eingehens erwähnte Legende verwiesen. Das Versagen tritt bei einer Verschiebung d des Kontrollknotens von 0,49 cm ein.



(a) Ansicht von Wand 12



(b) Grundriss des Gebäudes mit Lage von Wand 12

Abbildung 6.10: Beschädigter Stahlbetonträger aus Analyse 7 für den 2-geschoßigen Ausbau

6.3.4 5-geschoßiges Wohngebäude

Die Pushover-Analyse des 5-geschoßigen Wohngebäudes führte zu den in Tabelle 6.12 angeführten Verschiebungen und Erfüllungsfaktoren. Erneut sind die Ergebnisse in die drei Ausbauvarianten unterteilt.

Tabelle 6.12: Zusammenfassung der Analysen zur Ermittlung des Erfüllungsfaktors α für das 5-geschoßige Wohngebäude

				Bestand			2-geschoßiger Ausbau			reduzierter Ausbau		
Analyse	Richtung	Lastansatz	Exzentrizität (cm)	Verschiebevermögen D_{max} (cm)	Zielverschiebung D_u (cm)	Erfüllungsfaktor α	Verschiebevermögen D_{max} (cm)	Zielverschiebung D_u (cm)	Erfüllungsfaktor α	Verschiebevermögen D_{max} (cm)	Zielverschiebung D_u (cm)	Erfüllungsfaktor α
1	+X	Massen 0,0	1,74	3,80	2,18	1,97	4,30	2,18	1,82	4,10	2,25	
2	+X	1. Form	0,0	2,11	5,00	2,37	2,33	4,80	2,06	2,14	5,10	2,38
3	X	Massen 0,0	1,96	4,70	2,40	2,13	2,10	0,99	2,04	4,60	2,25	
4	X	1. Form	0,0	2,23	4,10	1,84	2,52	1,50	0,60	2,31	4,10	1,77
5	+Y	Massen 0,0	2,65	3,26	1,23	2,81	4,23	1,51	2,68	3,35	1,25	
6	+Y	1. Form	0,0	2,98	5,14	1,72	3,35	4,92	1,47	3,05	5,43	1,78
7	Y	Massen 0,0	2,68	4,96	1,85	2,82	0,91	0,32	2,73	4,86	1,78	
8	Y	1. Form	0,0	2,97	4,55	1,53	3,31	0,91	0,27	3,04	4,46	1,47
9	+X	Massen 51,5	1,82	4,50	2,47	2,00	4,70	2,35	1,86	4,30	2,31	
10	+X	Massen 51,5	1,74	3,50	2,01	1,89	3,90	2,06	1,80	3,40	1,89	
11	+X	1. Form	51,5	2,12	5,30	2,50	2,36	4,40	1,86	2,19	5,40	2,47
12	+X	1. Form	51,5	2,08	4,30	2,07	2,32	5,60	2,41	2,13	5,00	2,35
13	X	Massen 51,5	1,96	5,00	2,55	2,13	2,10	0,99	2,03	5,10	2,51	
14	X	Massen 51,5	1,96	4,00	2,04	2,13	2,10	0,99	2,04	4,20	2,06	
15	X	1. Form	51,5	2,22	4,30	1,94	2,52	1,50	0,60	2,29	4,20	1,83
16	X	1. Form	51,5	2,21	4,30	1,95	2,52	1,60	0,63	2,29	4,40	1,92
17	+Y	Massen 92,7	2,70	3,46	1,28	2,86	4,43	1,55	2,73	3,55	1,30	
18	+Y	Massen 92,7	2,59	3,06	1,18	2,75	3,84	1,40	2,62	3,16	1,21	
19	+Y	1. Form	92,7	3,03	5,14	1,70	3,42	5,02	1,47	3,12	5,33	1,71
20	+Y	1. Form	92,7	2,91	5,53	1,90	3,29	4,53	1,38	3,00	5,52	1,84
21	Y	Massen 92,7	2,78	4,45	1,60	2,91	0,91	0,31	2,82	4,46	1,58	
22	Y	Massen 92,7	2,60	5,06	1,95	2,72	0,81	0,30	2,64	5,07	1,92	
23	Y	1. Form	92,7	3,02	4,45	1,47	3,42	0,91	0,27	3,14	4,46	1,42
24	Y	1. Form	92,7	2,90	4,65	1,60	3,22	0,81	0,25	2,98	4,66	1,56
Maßgebliche Erfüllungsfaktoren						1,18			0,25			1,21

Analog zu den Berechnungen der 3- und 4-geschoßigen Wohngebäude ist der erforderliche Erfüllungsfaktor $\alpha_{soll} = 1$. Ausbauzustände mit α-Werten kleiner 1 erfüllen somit den Erdbebennachweis nicht. Darauf wird in Kapitel 6.3.6 näher eingegangen.

Wie bereits bei den Ergebnissen des 4-geschoßigen Wohngebäudes erwähnt, zeigt Tabelle 6.12, dass die Erfüllungsfaktoren für das Bestandsgebäude als auch die Ausbauvariante des reduzierten Ausbaus einen maßgeblichen Erfüllungsfaktor größer 1 aufweisen. Erneut kann für den 2-geschoßigen Ausbau ein Wert von lediglich 0,25 festgestellt werden. Auch für das 5-geschoßige Gebäude weisen jene Analysen die geringsten Erfüllungsfaktoren auf, die Erdbeben aus negativer

Y-Richtung berücksichtigen. Für einige weitere Analysen lässt sich ebenfalls ein Wert kleiner 1 finden.

Abbildung 6.11 zeigt eine Zusammenstellung der maßgeblichen Erfüllungsfaktoren der einzelnen Ausbauvarianten. Es ist festzuhalten, dass im Falle der betrachteten Untersuchungen nur der 2-geschoßige Ausbau nicht den erforderlichen Erfüllungsfaktor α_{soll} aufweist.

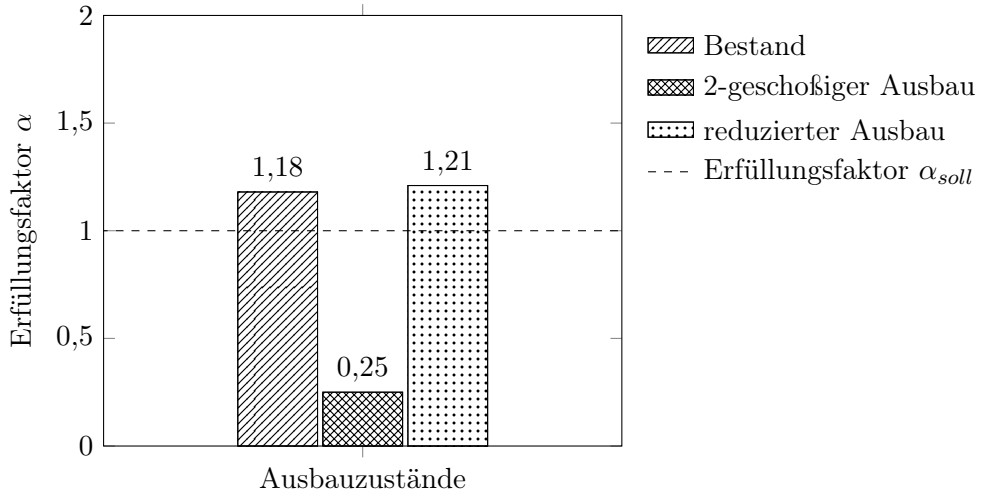


Abbildung 6.11: Darstellung der erbrachten Erfüllungsfaktoren α der Ausbauvarianten des 5-geschoßigen Wohngebäudes

Abbildung 6.12 zeigt die einzelnen Pushover-Kurven der Ausbauvarianten aus Analyse 17 für das 5-geschoßige Wohngebäude. Die Erdbebenrichtung ist in positiver Y-Richtung angenommen. Es ist ersichtlich, dass bis zum Totaleinsturz des Gebäudes keine maßgeblichen Beschädigungen an Wandelementen auftreten. Bemerkenswert ist hierbei der Abfall der Pushover-Kurve für die Variante des 2-geschoßigen Ausbaus. Trotz dieses Sprungs, der sich durch Beschädigungen an unmaßgeblichen Wandelementen und der damit zusammenhängenden Abnahme der Horizontallast erklären lässt, kommt es zu keinem Versagen der Struktur. Weiters ist anzumerken, dass die 2-geschoßige Ausbauvariante erst bei einer größeren Verformung versagt. Die Pushover-Kurven der Varianten des Bestands sowie des reduzierten Ausbaus weisen keine besonderen Eigenschaften auf.

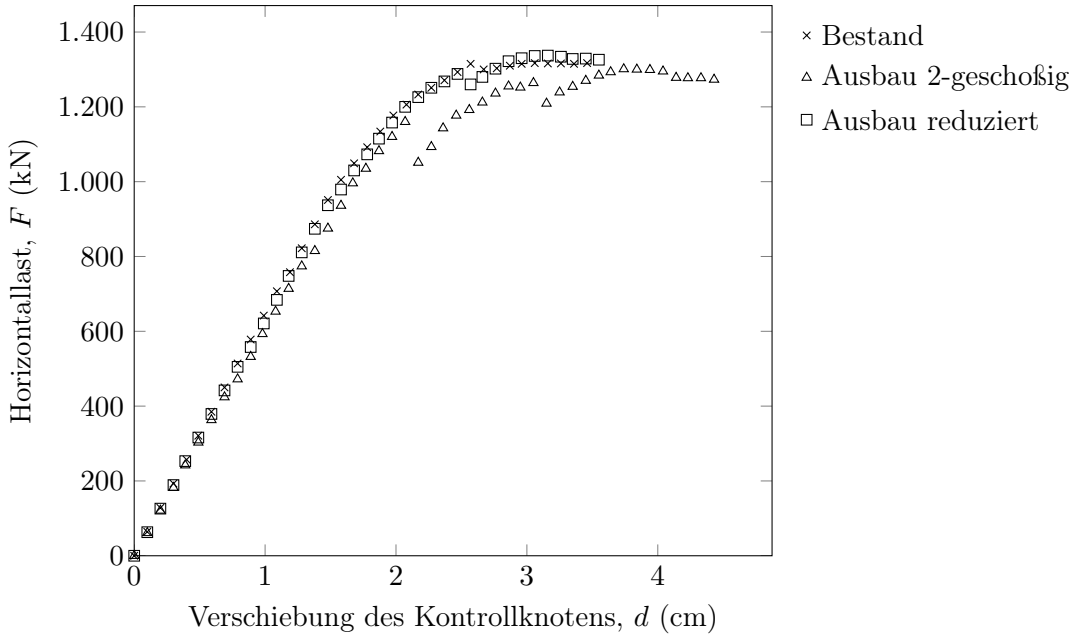


Abbildung 6.12: Vergleich der Pushover-Kurven für Analyse 17 des 5-geschoßigen Wohnbaus

6.3.5 Vergleich der Wohngebäude im Bestandsfall

Abbildung 6.13 zeigt den Vergleich der Pushover-Kurven für Analyse 4 der Bestandsgebäude. Dieser Vergleich dient als Sensitivitätsanalyse, da bei baugleichen Gebäuden mit unterschiedlicher Stockwerkanzahl größere Verschiebungen bei zunehmender Geschoßanzahl zu erwarten sind.

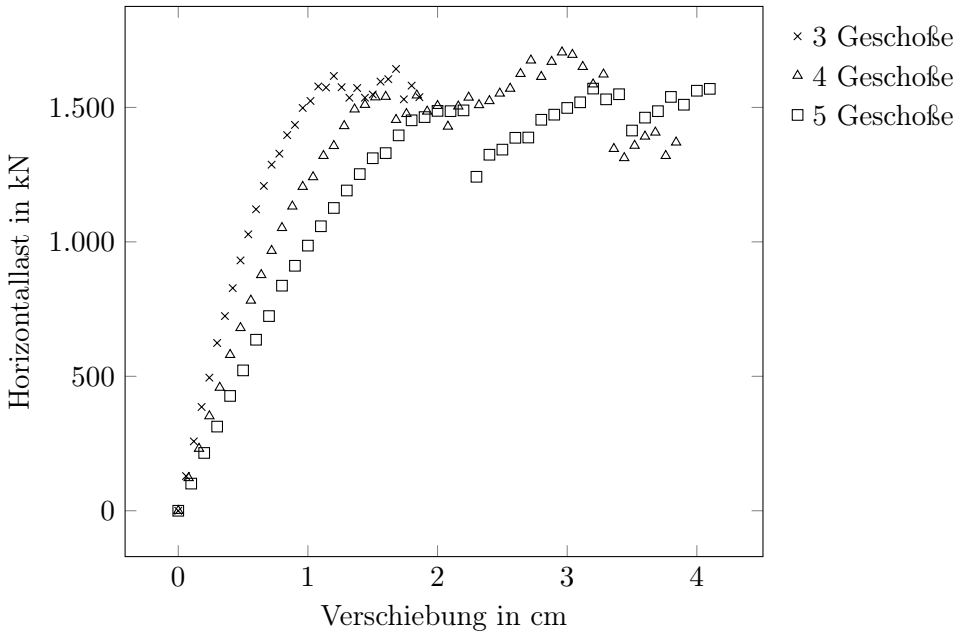


Abbildung 6.13: Vergleich der Pushover-Kurven für Analyse 4 der Bestandsvarianten

Aus den Kraft-Verschiebungsbeziehungen aus Abbildung 6.13 geht hervor, dass wie erwartet die Höhe der Gebäude einen Einfluss auf die Verschiebung hat. Durch Aufbringung der gleichen Horizontalkraft erfolgt eine größere Verschiebung bei gleichzeitiger Steigerung der Geschoßanzahl von Gebäuden. Die damit zusammenhängenden Überlegungen sind in Kapitel 7.2 beschrieben.

6.3.6 Erfüllungsfaktoren anhand der Schadensfolgeklasse und Versagenswahrscheinlichkeit

Bei den betrachteteten Gebäuden handelt es sich um Gebäude der Schadensfolgeklasse CC2, was gemäß ÖNORM EN 1998-1 (2013) der Kategorie von Wohnhäusern entspricht. Somit ist ein Mindesterfüllungsfaktor α_{min} von 0,25 zu erreichen.

Zur Ermittlung des erforderlichen Erfüllungsfaktors α, der zur Beurteilung der Kapazität des Gebäudes heranzuziehen ist, muss die Gebäudekapazität im Bestand ermittelt werden. Dies erfolgte in den vorangegangenen Kapiteln. Zur Ermittlung der Personenanzahlen ist es erforderlich die Nutzung der Räume für jede Ausbauvariante in Betracht zu ziehen. Mittels dem Nutzungsmerkmal ergeben sich die entsprechende Personenanzahl und der zugehörige Zeitfaktor aus ÖNORM B 1998-1 (2011) und ÖNORM B 1990-1 (2013). Da es sich bei dem Bestandsgebäude um eine Wohnanlage handelt, ist lediglich die Anzahl der Wohnungen mit der zugehörigen Personenzahl und dem Zeitfaktor zu multiplizieren. Für Wohnungen sind 2,35 Personen pro Wohnung anzusetzen. Unter Anbetracht der Tatsache, dass die Anzahl der Wohnungen in jedem Bestandsgeschoß mit 3 angenommen werden kann und durch den zusätzlichen Dachgeschoßausbau (unabhängig von der Geschoßanzahl) weitere 2 Wohnungen zu berücksichtigen sind, ergibt sich für die untersuchten Gebäude die in Tabelle 6.13 angeführte Zusammenstellung. Mittels der Risikoanalyse von ZT Pech ist es möglich den Mindesterfüllungsfaktor der Ausbauvarianten anhand der Personenzahlen und dem Erfüllungsfaktor des Bestands zu ermitteln. Es sind, ausgehend von den in den vorigen Unterkapiteln ermittelten Kapazitäten, die in der Tabelle angeführten Erfüllungsfaktoren α_{soll} nach den Bauwerksänderungen zu erbringen. Die Berechnungen der Risikoanalyse sind im Anhang in den Abbildungen A.11-A.13 zusammengefasst.

Tabelle 6.13: Ermittlung der Erfüllungsfaktoren α_{soll}

Bauwerk	Anzahl Wohnungen	Personenzahl Bestand PZ_{ist}	Personenzahl Ausbau PZ_{neu}	Differenz ΔPZ	Erfüllungsfaktor α_{soll}
3-geschoßig	9	21,15	25,85	4,70	1,00
4-geschoßig	12	28,20	32,90	4,70	1,00
5-geschoßig	15	35,25	39,95	4,70	1,00

6.4 Untersuchung der Fundamente auf deren Grundbruchsicherheit

Bei der folgenden Berechnung handelt es sich um eine Vorabschätzung des Grundbruchs für die bestehenden Fundamente des Hauses an der Hackinger Straße. Ausgehend von den zur Verfügung stehenden Unterlagen wird versucht eine möglichst genaue Betrachtung der vorliegenden Situation zu berücksichtigen. Dennoch ist darauf hinzuweisen, dass es sich bei einigen der für die Berechnung erforderlichen Kennwerte um Abschätzungen handelt und genauere Bodenuntersuchungen notwendig sind.

Bei der Wohnhausanlage an der Hackinger Straße erfolgte die Gründung des Gebäudes mittels Streifenfundamenten aus Stampfbeton. Zur Erbringung der Nachweise der Fundamente müssen folgende Aspekte berücksichtigt werden:

- Bodenkennwerte
- Abmessungen der Fundamente
- Lasteinwirkung auf die Fundamente

Für den Nachweis der Fundamente ist es notwendig die Bereiche, in denen die maßgebenden Bemessungsgrößen der Fundamente auftreten, zu definieren. Die für die Nachweise untersuchten Fundamentstreifen befinden sich in den nachstehenden Bereichen des Gebäudes:

- Fundamentstreifen der Mittelmauer im Bereich der Kaminzüge
- Fundamentstreifen der Außenmauer im Bereich der Balkone

Einerseits kann das Fundament der Mittelmauer des Gebäudes als Abschnitt identifiziert werden, in dem die größten Lasten in den Untergrund abzuleiten sind. Ebenso ist das Fundament der Außenmauer unterhalb der Balkonkonstruktionen von besonderer Bedeutung, da verglichen mit anderen Bereichen eine zusätzliche Belastung durch den Aufbau auftritt.

6.4.1 Annahmen der Fundamentbemessung

Für die Bemessung werden die in den Tabellen 6.14-6.16 beschriebenen Eigenschaften des Baugrunds sowie Teilsicherheitsbeiwerte angenommen.

Tabelle 6.14: Annahmen für die Bemessung der Fundamente

Angenommene Kennwerte des Bodens	
Kohäsion c_d	0,0 kN/m^2
Wichte des Bodens γ	18,0 kN/m^3
Wichte des Bodens unter Auftrieb γ'	10,0 kN/m^3
Reibungswinkel φ	32,5°

Tabelle 6.15: Ermittelte Tragfähigkeitsbeiwerte

Tragfähigkeitsbeiwerte	
$N_{\gamma,0}$	15,03
$N_{q,0}$	24,58
$N_{c,0}$	37,02

Tabelle 6.16: Berücksichtigte Teilsicherheitsbeiwerte

Teilsicherheitsbeiwerte	
Bemessungssituation	BS1
Teilsicherheitsbeiwert ständig γ_G	1,35
Teilsicherheitsbeiwert veränderlich γ_Q	1,50
Teilsicherheitsbeiwert Widerstand γ_R	1,40

Die Geometrien der beiden untersuchten Fundamente sind in Tabelle 6.17 zusammengefasst.

Aus den Bohrungen, deren Beschreibung in Kapitel 5.5 erfolgte, gehen die Schichtenfolge, sowie der Grundwasserspiegel zur Zeit der Bohrung hervor. Die weitere Berechnung erfolgt unter der Annahme, dass sich der Grundwasserspiegel direkt unter der Fundamentunterkante ca. -3,69 m unterhalb der Geländeoberkante befindet. Da die Schichtdicke des sandig, schlu gen Kieses unterhalb des Fundaments nur sehr gering ist und die darauf folgende Mergelschicht hinsichtlich der Bodenkennwerte große Unterschiede aufweist, hat die Ermittlung der maximalen Tiefe des Gleitkreises bei Grundbruch zu erfolgen.

Tabelle 6.17: Fundamentgeometrien

Geometrie des Fundaments	Mittelmauer	Außenmauer
Fundamentbreite b (cm)	100	70
Fundamenthöhe h (cm)	100	100

6.4.2 Ermittlung der Gleitkreistiefe H

Für die gegebene sandig, schlu ge Kiesschicht, die einen angenommenen Winkel der inneren Reibung φ von 32,5° aufweist, ergibt sich nach Formel 4.23 eine maximale Tiefe des Gleitkreises H von ca. 1,73 m.

Somit ist es zulässig die Grundbruchberechnung nur für die Kiesschicht zu führen und die darunterliegende Mergelschicht für die Grundbruchberechnung nicht weiter zu berücksichtigen.

6.4.3 Ermittlung des Grundbruchwiderstands R_d

Wie in Kapitel 4 beschrieben, ist es für die Nachweisführung der Streifenfundamente erforderlich, die Grundbruchspannung σ_{R_d} zu ermitteln.

Da, wie bereits beschrieben, die Grundwasseroberkante mit der Fundamentunterkante gleichgesetzt wird, wird die in Kapitel 4 beschriebene Formel 4.24 für die Grundbruchspannungen korrigiert. Der Bodenbereich unterhalb des Fundaments ist mit der Wichte unter Auftrieb γ' anzusetzen. Diese Änderung führt zu einer Reduktion auf der Widerstandsseite des Nachweises, da die Abminderung der Wichte mit einer verringerten Grundbruchspannung einhergeht. Formel 6.2 beschreibt die vorgenommene Korrektur zu:

$$R_{n,k} = \gamma \cdot b \cdot N_{\gamma,0} + \gamma' \cdot t \cdot N_{q,0} + \frac{c_k}{\gamma_c} \cdot N_{c,0} \tag{6.2}$$

Mit den angegebenen Werten ergeben sich für die beiden untersuchten Fundamente die in Tabelle 6.18 angegebene charakteristische Grundbruchspannung $R_{n,k}$ sowie die Grundbruchspannung der Bemessung R_d.

Tabelle 6.18: Grundbruchspannungen der Fundamente

Fundamente	Grundbruchspannung $R_{n,k}$ (kN/m^2)	Grundbruchspannung R_d (kN/m^2)
Mittelmauer	592,8	423,4
Hofmauer	547,7	391,2

6.4.4 Ermittlung der Sohlspannungen V_d für das Fundament der Mittelmauer

Es sind die Einwirkungen gemäß der Ausbauvarianten zu erfassen, um die gegebene Grundbruchsicherheit zu ermitteln.

Fundamentlasten der Mittelmauer im Bestandsfall

Die Gesamtlasten, die sich durch den Dachaufbau und die Decken des Gebäudes im Bestand ergeben, sind in Tabelle 6.19 zusammengefasst. Neben der Angabe der Flächenlasten aus den unterschiedlichen Lastfällen und den Einflussbreiten der jeweiligen Elemente erfolgt eine Berücksichtung der Gleichzeitigkeitswirkung durch den Faktor α_n. Durch Multiplikation der Flächenlast mit der vorhandenen Einflussbreite ergibt sich die Linienlast, die für die weitere Bemessung des Fundaments erforderlich ist. Aus der Summe der Lasten ergeben sich die auf einen Laufmeter Streifenfundament ausgeübten Einwirkungen. Entsprechend der Vorgehensweise aus Tabelle 6.19

sind in Tabelle 6.20 die Einwirkungen der Wandlasten aufgelistet. Mittels des Flächenanteils sind kleinere Öffnungen innerhalb der Mauer berücksichtigt. Für die Berechnung sind die Flächenlasten der jeweiligen Wandscheiben mit dem Faktor zu multiplizieren.

Tabelle 6.19: Belastungen des Fundaments der Mittelmauer im Bestand

	Faktor α_n	Flächenlast (kN/m^2)		Einflussbreite (m)		Lasten (kN/m)	
		Straße	Hof	Straße	Hof	ständig	variabel
Dach							
Bestand $g_{k,DA}$		0,50	0,50	2,85	2,85	1,4	
Schnee($\alpha = 21°$) s_k		1,12	1,12	2,50	2,50		2,8
Wind w_k		1,01		2,66			2,7
Decke über 3. OG							
Ast-Molindecke $g_{k,DB}$		5,07	5,07	2,59	2,59	26,3	
Nutzlast $p_{k,DB}$	1,00	1,50	1,50				7,8
Decke über 2. OG							
Ast-Molindecke $g_{k,Z}$		3,97	3,97	2,59	2,59	20,6	
Nutzlast $p_{k,W}$	1,00	2,00	2,00				10,4
Decke über 1. OG							
Ast-Molindecke $g_{k,Z}$		3,97	3,97	2,59	2,59	20,6	
Nutzlast $p_{k,W}$	1,00	2,00	2,00				10,4
Decke über EG							
Ast-Molindecke $g_{k,Z}$		3,97	3,97	2,59	2,59	20,6	
Nutzlast $p_{k,W}$	0,90	2,00	2,00				9,3
Decke über KG							
Ast-Molindecke $g_{k,Z}$		3,97	3,97	2,59	2,59	20,6	
Nutzlast $p_{k,W}$	0,85	2,00	2,00				8,8
		$\sum g_{k,Decken}$ (kN/m)				109,9	
		$\sum p_{k,NL}$ (kN/m)					46,6

Tabelle 6.20: Wandlasten der Mittelmauern

		Material	Flächenanteil	Dicke d (cm)	Flächenlast (kN/m^2)	Höhe h (m)	Linienlast (kN/m)
Kamine	DG	Vollziegel	50%	38	7,00	3,00	10,5
Mittelmauer	3.OG	Vollziegel	90%	38	7,00	2,80	17,6
Mittelmauer	2.OG	Vollziegel	90%	38	7,00	2,80	17,6
Mittelmauer	1.OG	Vollziegel	90%	38	7,00	2,80	17,6
Mittelmauer	EG	Vollziegel	90%	38	7,00	2,80	17,6
Mittelmauer	KG	Stampfbeton	90%	38	9,50	2,60	29,3
Fundamentstreifen		Stampfbeton	100%	100	25,00	1,00	25,0
			$\sum g_{k,Wände}$ (kN/m)			128,3	

Fundamentlasten der Mittelmauer im Fall des 2-geschoßigen Ausbaus

Analog zur vorangegangenen Vorgehensweise sind die Ausbaulasten der 2-geschoßigen Ausbauvariante zu ermitteln. Diese sind in Tabelle 6.21 zusammengefasst. Die Belastungen aus dem Ausbau sind dem Kapitel 5.2 entnommen. Da es zu keiner Änderung der Wandelemente kommt, gelten für die Ausbauvariante die Wandlasten aus Tabelle 6.20.

Tabelle 6.21: Belastungen des Fundaments der Mittelmauer im Fall des 2-geschoßigen Ausbaus

	Faktor α_n	Flächenlast (kN/m^2)		Einflussbreite (m)		Lasten (kN/m)	
		Straße	Hof	Straße	Hof	ständig	variabel
Ausbau							
Holzkonstruktion $g_{k,A1}$						29,9	
Nutzlast $p_{k,A1}$	1,00						15,6
Schnee $s_{k,A1}$							4,46
Wind $w_{k,A1}$							2,4
Decke über 3.OG							
Ast-Molindecke g_{DE02c}		5,76	5,76	2,59	2,59	29,8	
Nutzlast $p_{k,NL1}$	1,00	2,80	2,80				14,5
Decke über 2.OG							
Ast-Molindecke $g_{k,Z}$		3,97	3,97	2,59	2,59	20,6	
Nutzlast $p_{k,W}$	1,00	2,00	2,00				10,4
Decke über 1.OG							
Ast-Molindecke $g_{k,Z}$		3,97	3,97	2,59	2,59	20,6	
Nutzlast $p_{k,W}$	0,90	2,00	2,00				9,3
Decke über EG							
Ast-Molindecke $g_{k,Z}$		3,97	3,97	2,59	2,59	20,6	
Nutzlast $p_{k,W}$	0,85	2,00	2,00				8,8
Decke über KG							
Ast-Molindecke $g_{k,Z}$		3,97	3,97	2,59	2,59	20,6	
Nutzlast $p_{k,W}$	0,82	2,00	2,00				8,5
		$\sum g_{k,Decken}$ (kN/m)				142,0	
		$\sum p_{k,NL}$ (kN/m)					67,0

Fundamentlasten der Mittelmauer im Fall des reduzierten Ausbaus

Tabelle 6.22 zeigt die Lastannahmen für den Fall des reduzierten Ausbau. Die Vorgehensweise entspricht jener, die bereits in der Variante des Bestands als auch des 2-geschoßigen Ausbaus beschrieben worden ist. Es sind für diese Variante keine Änderungen der Wände vorgesehen, weshalb ebenfalls die Wandlasten aus Tabelle 6.20 gelten.

Tabelle 6.22: Belastungen des Fundaments der Mittelmauer im Fall des reduzierten Ausbaus

	Faktor α_n	Flächenlast (kN/m^2)		Einflussbreite (m)		Lasten (kN/m)	
		Straße	Hof	Straße	Hof	ständig	variabel
Ausbau							
Holzkonstruktion $g_{k,A2}$						15,0	
Schnee $s_{k,A2}$							4,46
Wind $w_{k,A2}$							2,4
Decke über 3.OG							
Ast-Molindecke $g_{k,DE02b}$		4,92	4,92	2,59	2,59	25,5	
Nutzlast $p_{k,NL2}$	1,00	2,50	2,50				13,0
Decke über 2.OG							
Ast-Molindecke $g_{k,Z}$		3,97	3,97	2,59	2,59	20,6	
Nutzlast $p_{k,W}$	1,00	2,00	2,00				10,4
Decke über 1.OG							
Ast-Molindecke $g_{k,Z}$		3,97	3,97	2,59	2,59	20,6	
Nutzlast $p_{k,W}$	1,00	2,00	2,00				10,4
Decke über EG							
Ast-Molindecke $g_{k,Z}$		3,97	3,97	2,59	2,59	20,6	
Nutzlast $p_{k,W}$	0,90	2,00	2,00				9,3
Decke über KG							
Ast-Molindecke $g_{k,Z}$		3,97	3,97	2,59	2,59	20,6	
Nutzlast $p_{k,W}$	0,85	2,00	2,00				8,8
		$\sum g_{k,Decken}$ (kN/m)				122,7	
		$\sum p_{k,NL}$ (kN/m)					51,8

Berechnung der Sohlspannungen V_d

Die ständigen Lasten errechnen sich aus den Decken- und Wandlasten, während sich die veränderliche Belastung aus der Nutzlast, Schnee und Wind ergibt. Die Sohlspannung V_d errechnet sich aus den Summen der Belastungen unter Berücksichtigung der Teilsicherheits- und Kombinationsbeiwerte. Die in Formel 6.3 angegebene Beispielrechnung stellt die Ermittlung der Bestandssohlspannung nach Formel 4.29 dar:

$$V_d = \frac{1,35 \cdot (109,9 + 128,3) + 1,5 \cdot (46,6 + 0,5 \cdot 2,8 + 0,6 \cdot 2,7)}{1,0} = 396,1\ kN/m^2 \tag{6.3}$$

In den untersuchten Fällen ergeben sich für das Fundament der Mittelmauer die in Tabelle 6.23 angeführten Sohlspannungen als Bemessungsschnittgrößen.

Tabelle 6.23: Sohlspannungen des Fundaments der Mittelmauer

		Bestand	Ausbauvariante 2-geschoßiger Ausbau	reduzierter Ausbau
ständige Lasten	$\sum g_{k,Decken}$ (kN/m)	109,9	142,0	122,7
	$\sum g_{k,Wände}$ (kN/m)	128,3	128,3	128,3
veränderliche Lasten	$\sum p_{k,NL}$ (kN/m)	46,6	67,0	51,8
	s_k (kN/m)	2,8	4,46	4,46
	w_k (kN/m)	2,7	2,4	2,4
Sohlspannungen V_d (kN/m^2)		396,1	471,0	422,0

6.4.5 Berechnung der Ausnutzungsgrade η für das Fundament der Mittelmauer

Die ermittelten Werte des Grundbruchwiderstands R_d und der Sohlspannung V_d sind in Tabelle 6.24 angegeben. Zusätzlich ist der Ausnutzungsgrad η angeführt, der das Verhältnis des Grundbruchwiderstands R_d zur Sohlspannung V_d angibt.

Tabelle 6.24: Ausnutzungsgrad des Fundaments der Mittelmauer für die untersuchten Ausbauvarianten

	Bestand	Ausbauvariante 2-geschoßiger Ausbau	reduzierter Ausbau
Sohlspannungen V_d (kN/m^2)	396,1	471,0	422,0
Grundbruchwiderstand R_d (kN/m^2)	423,4	423,4	423,4
Ausnutzungsgrade η	0,94	1,11	0,99

Abbildung 6.14 stellt die Ausnutzungsgrade η des Mittelmauerfundaments für die Ausbauvarianten grafisch gegenüber.

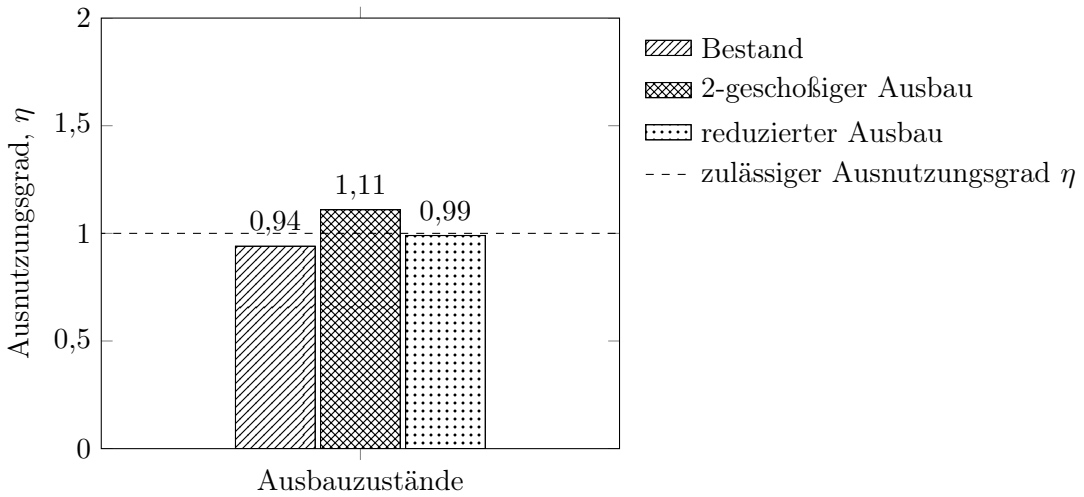


Abbildung 6.14: Ergebnisse des Grundbruchnachweises der Mittelmauer

Der Nachweis der Fundamente im Bestand sowie im Fall des reduzierten Ausbaus gilt mit Ausnutzungsgraden kleiner 1 als erbracht. Somit sind die Abmessungen der Fundamente für die reduzierte Ausbauvariante als ausreichend zu erachten. Die Ergebnisse zeigen, dass die Fundamente des 2-geschoßigen Ausbaus die zulässigen Werte überschreiten.

6.4.6 Ermittlung der Sohlspannungen V_d für das Fundament der Hofmauer

Bei der Ermittlung des Grundbruchnachweises der Hofmauer wird analog zur Berechnung der Mittelmauer vorgegangen.

Fundamentlasten der Hofmauer im Bestandsfall

Tabelle 6.25 zeigt die Lasten der Dachkonstruktion sowie der Decken des Gebäudes im Bestandsfall. Die Einflussbreite bezieht sich nur noch auf ein Deckenfeld, da es sich um eine Außenwand handelt. Im Fall der Außenmauer ist der Balkon ab der Decke über dem Erdgeschoß zu berücksichtigen.

Tabelle 6.25: Belastungen des Fundaments der Hofmauer im Bestandsfall

	Faktor α_n	Flächenlast (kN/m^2) Hof	Einflussbreite (m) Hof	Lasten (kN/m) ständig	variabel
Dach					
Bestand $g_{k,DA}$		0,50	2,85	0,7	
Schnee($\alpha = 21°$) s_k		1,12	2,50		1,4
Wind w_k		1,01	2,66		1,3
Decke über 3.OG					
Ast-Molindecke $g_{k,DB}$		5,07	2,59	13,1	
Nutzlast $p_{k,DB}$	1,00	1,50			3,9
Decke über 2.OG					
Ast-Molindecke $g_{k,Z}$		3,97	2,59	10,3	
Nutzlast $p_{k,DB}$	1,00	2,00			5,2
Balkon $g_{k,B}$		3,00	1,25	3,8	
Nutzlast $p_{k,B}$	1,00	4,00			5,0
Decke über 1.OG					
Ast-Molindecke $g_{k,Z}$		3,97	2,59	10,3	
Nutzlast $p_{k,W}$	1,00	2,00			5,2
Balkon $g_{k,B}$		3,00	1,25	3,8	
Nutzlast $p_{k,B}$	1,00	4,00			5,0
Decke über EG					
Ast-Molindecke $g_{k,Z}$		3,97	2,59	10,3	
Nutzlast $p_{k,W}$	0,90	2,00			4,7
Balkon $g_{k,B}$		3,00	1,25	3,8	
Nutzlast $p_{k,B}$	0,90	4,00			4,5
Decke über KG					
Ast-Molindecke $g_{k,Z}$		3,97	2,59	10,3	
Nutzlast $p_{k,W}$	0,85	2,00			4,4
	$\sum g_{k,Decken}$ (kN/m)			66,2	
	$\sum p_{k,NL}$ (kN/m)				37,8

Für die Wände ergeben sich die in Tabelle 6.26 angeführten Werte. Im Gegensatz zur Mittelmauer sind die Wände der beiden oberen Geschoße als Vibromauerwerk angegeben. Ebenfalls ist zu erwähnen, dass in den Bestandsplänen ein Gesimse aus Stahlbeton eingetragen ist. Da dieses Gesimse keine einheitliche Dicke aufweist, wird die Ausführung mittels des Flächenanteils berücksichtigt. Die größeren Öffnungen des Außenwandmauerwerks sind durch die Reduktion des Flächenanteilfaktors berücksichtigt.

Tabelle 6.26: Wandlasten der Hofmauern

		Material	Flächen-anteil	Dicke d (cm)	Flächen-last (kN/m^2)	Höhe h (m)	Linien-last (kN/m)
Gesimse	DG	Stahlbeton	120%	30	7,50	0,55	5,0
Außenmauer	3.OG	Vibro.Stein	80%	38	5,70	2,80	12,8
Außenmauer	2.OG	Vibro-Stein	80%	38	5,70	2,80	12,8
Außenmauer	1.OG	Vollziegel	80%	38	7,00	2,80	15,7
Außenmauer	EG	Vollziegel	80%	38	7,00	2,80	15,7
Außenmauer	KG	Stampfbeton	100%	38	9,50	2,60	24,7
Fundamentstreifen		Stampfbeton	100%	70	17,50	1,00	17,5
			$\sum g_{k,Wände}$ (kN/m)				104,0

Fundamentlasten der Hofmauer im Fall des 2-geschoßigen Ausbaus

Die Lasten für den 2-geschoßigen Ausbau sind in Tabelle 6.27 zusammengefasst.

Tabelle 6.27: Belastungen des Fundaments der Hofmauer im Fall des 2-geschoßigen Ausbaus

	Faktor α_n	Flächenlast (kN/m^2) Hof	Einflussbreite (m) Hof	Lasten (kN/m) ständig	Lasten (kN/m) variabel
Dach					
Holzkonstruktion $g_{k,A1}$				7,92	
Nutzlast $p_{k,A1}$	1,00				3,40
Schnee $s_{k,A1}$					0,92
Wind $w_{k,A1}$					0,86
Decke über 3.OG					
Ast-Molindecke $g_{k,DE02c}$		5,76	2,59	14,9	
Nutzlast $p_{k,NL1}$	1,00	2,80			7,3
Decke über 2.OG					
Ast-Molindecke $g_{k,Z}$		3,97	2,59	10,3	
Nutzlast $p_{k,DB}$	1,00	2,00			5,2
Balkon $g_{k,B}$		3,00	1,25	3,8	
Nutzlast $p_{k,B}$	1,00	4,00			5,0
Decke über 1.OG					
Ast-Molindecke $g_{k,Z}$		3,97	2,59	10,3	
Nutzlast $p_{k,W}$	0,90	2,00			4,7
Balkon $g_{k,B}$		3,00	1,25	3,8	
Nutzlast $p_{k,B}$	0,90	4,00			4,3
Decke über EG					
Ast-Molindecke $g_{k,Z}$		3,97	2,59	10,3	
Nutzlast $p_{k,W}$	0,85	2,00			4,4
Balkon $g_{k,B}$		3,00	1,25	3,8	
Nutzlast $p_{k,B}$	0,85	4,00			4,3
Decke über KG					
Ast-Molindecke $g_{k,Z}$		3,97	2,59	10,3	
Nutzlast $p_{k,W}$	0,82	2,00			4,2
	$\sum g_{k,Decken}$ (kN/m)			75,2	
	$\sum p_{k,NL}$ (kN/m)				42,9

Fundamentlasten der Hofmauer im Fall des reduzierten Ausbaus

Der reduzierte Ausbau hat die in Tabelle 6.28 angegebenen Lasten zufolge.

Tabelle 6.28: Belastungen des Fundaments der Hofmauer im Fall des reduzierten Ausbaus

	Faktor α_n	Flächenlast (kN/m^2) Hof	Einflussbreite (m) Hof	Lasten (kN/m) ständig	variabel
Dach					
Holzkonstruktion $g_{k,A2}$				7,92	
Nutzlast $p_{k,A2}$	1,00				3,40
Schnee $s_{k,A2}$					0,92
Wind $k, A2$					0,86
Decke über 3.OG					
Ast-Molindecke $g_{k,DE02b}$		4,92	2,59	12,7	
Nutzlast $p_{k,NL2}$	1,00	2,50			6,5
Decke über 2.OG					
Ast-Molindecke $g_{k,Z}$		3,97	2,59	10,3	
Nutzlast $p_{k,DB}$	1,00	2,00			5,2
Balkon $g_{k,B}$		3,00	1,25	3,8	
Nutzlast $p_{k,B}$	1,00	4,00			5,0
Decke über 1.OG					
Ast-Molindecke $g_{k,Z}$		3,97	2,59	10,3	
Nutzlast $p_{k,W}$	1,00	2,00			5,2
Balkon $g_{k,B}$		3,00	1,25	3,8	
Nutzlast $p_{k,B}$	1,00	4,00			5,0
Decke über EG					
Ast-Molindecke $g_{k,Z}$		3,97	2,59	10,3	
Nutzlast $p_{k,W}$	0,90	2,00			4,7
Balkon $g_{k,B}$		3,00	1,25	3,8	
Nutzlast $p_{k,B}$	0,90	4,00			4,5
Decke über KG					
Ast-Molindecke $g_{k,Z}$		3,97	2,59	10,3	
Nutzlast $p_{k,W}$	0,85	2,00			4,4
	$\sum g_{k,Decken}$ (kN/m)			69,1	
	$\sum p_{k,NL}$ (kN/m)				40,4

Berechnung der Sohlspannungen V_d

In Tabelle 6.29 sind die aufsummierten Sohlspannungen aus den einzelnen Einwirkungskomponenten für die drei Ausbauvarianten angegeben. Die Resultate sind als Sohlspannungen $\mathrm{V_d}$ angeführt.

Tabelle 6.29: Sohlspannungen des Fundaments der Hofmauer

		Bestand	Ausbauvariante 2-geschoßiger Ausbau	reduzierter Ausbau
ständige Lasten	$\sum g_{k,Decken}$ (kN/m)	66,2	75,2	69,1
	$\sum g_{k,Wände}$ (kN/m)	104,0	104,0	104,0
veränderliche Lasten	$\sum p_{k,NL}$ (kN/m)	37,8	42,9	40,4
	s_k (kN/m)	1,40	0,92	0,92
	w_k (kN/m)	1,30	0,86	0,86
Sohlspannungen V_d (kN/m^2)		412,6	439,7	422,6

6.4.7 Berechnung der Ausnutzungsgrade η für das Fundament der Hofmauer

Wie schon für die Mittelmauer müssen die Sohlspannungen des Fundaments der Hofmauer mit dem Grundbruchwiderstand verglichen werden. Die Gegenüberstellung der Einwirkungen und Widerstände erfolgt mit Hilfe des Ausnutzungsgrads η, wie in Tabelle 6.30 angeführt, ausgedrückt.

Tabelle 6.30: Ausnutzungsgrad des Fundaments der Hofmauer für die untersuchten Ausbauvarianten

	Bestand	Ausbauvariante 2-geschoßiger Ausbau	reduzierter Ausbau
Grundbruchspannung R_d (kN/m^2)	391,2	391,2	391,2
Sohlspannungen V_d (kN/m^2)	412,6	439,7	422,6
Ausnutzungsgrad η	1,05	1,13	1,08

Abbildung 6.15 veranschaulicht die Ergebnisse des Nachweises der Hofmauer. Es zeigt sich, dass der Ausnutzungsgrad der Fundamente für alle Ausbauvarianten den maximal zulässigen Wert von $\eta = 1$ überschreitet. Das bedeutet, dass das Fundament für alle untersuchten Fälle nicht ausreichend dimensioniert ist. Sogar für die Bestandsvariante zeigt sich, dass der zulässige Wert um 5% überschritten wird.

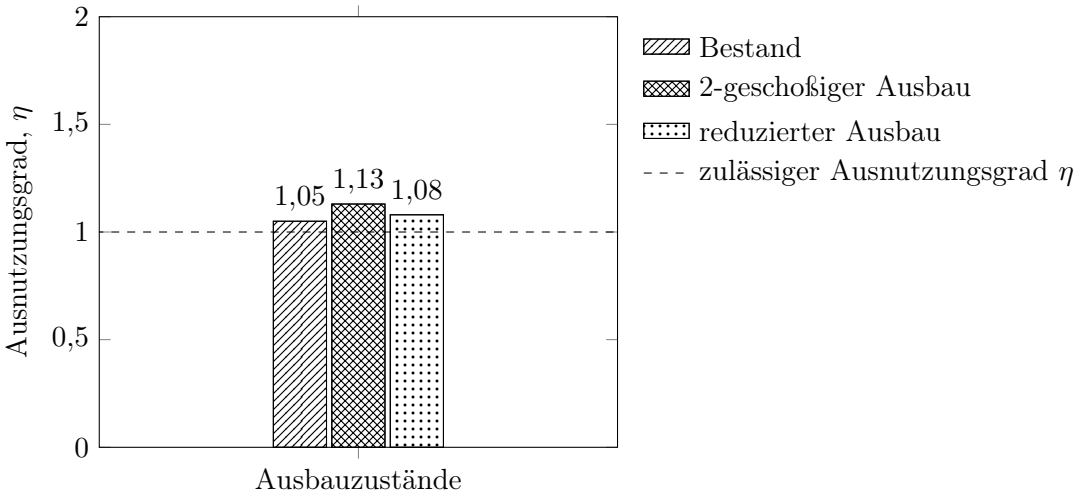


Abbildung 6.15: Ergebnisse des Grundbruchnachweises der Hofmauer

6.5 Biegetragfähigkeitsnachweise der Rippendecke des obersten Geschoßes

Wie bereits in Kapitel 5 erwähnt kamen im betrachteten Gebäudetyp Rippendecken zur Ausführung. Ausgehend von den Unterlagen des Franz-Glaserer-Hofs sowie der Literatur wird der Tragfähigkeitsnachweis der Decke über dem obersten Bestandsgeschoß berechnet. Die Berechnung umfasst die Ermittlung der maximal zulässigen Belastung der Bestandsdecke unter der Annahme eines vorhandenen Bewehrungsquerschnitts. Im Zuge der Bemessung sind die maßgeblichen Deckenlasten der drei Ausbauvarianten zu untersuchen und es ist fest zu stellen ob die Bestandsdecke ausreichend dimensioniert ist.

6.5.1 Annahmen für den Tragfähigkeitsnachweis der Bestandsdecke

Genaue Bauteilabmessungen gehen aus den unvollständigen Planunterlagen nicht hervor, weshalb unter Berücksichtigung der Angaben aus der Literatur Dimensionen aus den Plänen händisch abgemessen wurden. Zu den verwendeten Materialien zählen der Beton mit Güte B225 und der Rippentorstahl 50 als Bewehrung. Berücksichtigte Materialparameter sind in Tabelle 6.31 ersichtlich. Für die maßgeblichen Deckenfelder ist ein maximaler Achsabstand der Rippen von ca. 70 cm angegeben, wobei der Rippenquerschnitt die in Tabelle 6.32 angegebenen Abmessungen aufweist. Die lichte Spannweite der Decke beträgt ca. 4,80 m und wird an den Außenwänden von einem Stahlbetonrost umschlossen.

Tabelle 6.31: Materialeigenschaften der Bestandsdecke

Materialeigenschaften		
Wichte Beton γ_{Beton}	25,0	kN/m^3
charakteristische Druckfestigkeit Beton $f_{c,k}$	11,9	N/mm^2
charakteristische Zugfestigkeit Betonstahl $f_{y,k}$	500,0	N/mm^2
Teilsicherheitsbeiwert Beton γ_c	1,50	
Teilsicherheitsbeiwert Betonstahl γ_s	1,15	

Tabelle 6.32: Abmessungen sowie weitere Eigenschaften der Bestandsdecke

Abmessungen und Eigenschaften der Decke	
Achsabstand der Rippen e	0,70 m
angenommene Plattenhöhe h_f	0,07 m
angenommene Gesamthöhe h	0,27 m
angenommene Rippenbreite b_w	0,08 m
Breite b_1 und b_2	0,31 m
lichte Deckenspannweite l	4,80 m
Auflagerbreite a	0,38 m
Deckenspannweite l_0	5,18 m
angenommene Betondeckung c_{nom}	2,50 cm
Durchmesser der Längsbewehrung $\varnothing_{\text{längs}}$	1,00 cm
Durchmesser der Bügelbewehrung $\varnothing_{\text{Bügel}}$	0,60 cm
angenommener vorhandener Bewehrungsquerschnitt $A_{s,vorh}$	1,78 cm^2
angenommene statische Nutzhöhe d	22,70 cm

6.5.2 Berechnung der Tragfähigkeit der Decke

Im Rahmen der Berechnung ist der mindestens erforderlichen Bewehrungsquerschnitt, der unter Berücksichtigung der Ausbaulasten für die Erfüllung des Tragfähigkeitsnachweises vorhanden sein muss, zu ermitteln. Es folgt eine beispielhafte Berechnung des Tragfähigkeitsnachweises anhand des Lastfalls aus dem Bestand.

Beispielrechnung des Bestands

Bei dem symmetrischen Plattenbalken ist es erforderlich die mitwirkende Plattenbreite b_{eff} zu ermitteln, die sich aus den Formeln 6.4 und 6.5 berechnet:

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \leq b \tag{6.4}$$

mit

$$b_{eff,1} = b_1 \cdot f_1 \tag{6.5}$$

Zur Berechnung der mitwirkenden Plattenbreite ist es notwendig den Beiwert f_i, der sich aus den Geometriebedingungen des Plattenbalkens ergibt, auszulesen. Für den betrachteten Plattenbalken gelten die nachstehenden, in den Formeln 6.6-6.8 beschriebenen, Verhältnisse:

$$\frac{h_f}{h} = 0,26 \tag{6.6}$$

$$\frac{l_0}{b_w} = 65 \quad \text{angenommen:} \quad 50 \tag{6.7}$$

$$\frac{b_1}{l_0} = 0,06 \quad \text{angenommen:} \quad 0,10 \tag{6.8}$$

Aus den oben angeführten Verhältniswerten ergibt sich der Beiwert zu $f_i = 1,0$. Mithilfe der Formel 6.5 weist die mitwirkende Plattenbreite den Wert $b_{eff,1} = 0,31\ m$ auf. Da es sich um einen symmetrischen Plattenbalken handelt, kann angenommen werden, dass $b_{eff,2}$ den selben Wert wie $b_{eff,1}$ hat. Der Wert der mitwirkenden Plattenbreite b_{eff} ist in Formel 6.9 berechnet.

$$b_{eff} = \sum (0,31 + 0,31) + 0,08 \leq 0,70\ m \tag{6.9}$$

Um festzustellen, ob eine Druckbewehrung erforderlich ist, gilt es das Grenzmoment $M_{Sds,lim}$ zu ermitteln, das sich nach Formel 6.10 errechnet.

$$M_{Sds,lim} = \mu_{Sds,lim} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{c,d} \tag{6.10}$$

Es gilt, dass für Festigkeitsklassen C 12/15 bis C 35/45 das Grenzmoment $\mu_{Sds,lim} = 0,252$ ist. Es wurde angenommen, dass der Wert von $\mu_{Sds,lim}$ für den Beton der Güte B 225 ebenfalls gültig ist, da die Differenz der charakteristischen Druckfestigkeit zwischen Beton der Güte C 12/15 und dem vorliegenden B 225 lediglich 0,01 N/mm^2 beträgt. Da es sich bei den Betondruckfestigkeitswerten um jene nach einer Aushärtungszeit von 28 Tagen handelt und Beton die Eigenschaft aufweist nachzuhärten ist bei einem ca. 50 Jahre alten Beton davon auszugehen, dass die erforderliche Betondruckfestigkeit gegeben ist.

Das Grenzmoment $M_{Sds,lim}$ beträgt nach Einsetzen der Werte die in Formel 6.11 angegebene Größe:

$$M_{Sds,lim} = 0,252 \cdot 0,70 \cdot 0,227^2 \cdot 7,93 = 71,82\ kNm \tag{6.11}$$

Aufgrund der Bedingung $M_{Sds,lim} > M_{Sds}$ ist in diesem Fall keine Druckbewehrung anzuordnen ist.

Der weitere Berechnungsweg ist abhängig von der Lage der Nulllinie, die sich mittels der Druckzonenhöhe x nach Formel 6.12 berechnen lässt.

$$x = \xi \cdot d \tag{6.12}$$

ξ stellt einen dimensionslosen Beiwert dar, der mit μ_{Sds} aus einer Tabelle auszulesen ist. μ_{Sds} ergibt sich aus der Formel 6.13:

$$\mu_{Sds} = \frac{M_{Sds}}{b \cdot d^2 \cdot f_{c,d}} \tag{6.13}$$

Nach Einsetzen der Zahlenwerte errechnet sich μ_{Sds} nach Formel 6.14 zu:

$$\mu_{Sds} = \frac{21,35}{0,70 \cdot 0,227^2 \cdot 7,93} = 0,0748 \tag{6.14}$$

Daraus folgt, dass $\xi = 0,121$ und weiters, dass nach Formel 6.15 x den beschriebenen Wert aufweist.

$$x = 0,121 \cdot 22,7 = 2,8cm \tag{6.15}$$

Da die Bedingung $x < h_f$ erfüllt ist, darf mit der Bemessung als Rechteckquerschnitt fortgefahren werden. Der erforderliche Bewehrungsquerschnitt kann anschließend mit Formel 6.16 ermittelt werden, wobei ω einem in der Tabelle nach Kordina (1992) angegebenen Beiwert entspricht.

$$A_{s,erf} = \frac{1}{f_{y,d}} \cdot (\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{c,d} + N_{S,d}) \tag{6.16}$$

Mit Zahlenwerten ausgedrückt ergibt sich der erforderliche Bewehrungsquerschnitt nach Formel 6.17:

$$A_{s,erf} = \frac{1}{478} \cdot \big(0,0786 \cdot 70 \cdot 0,227 \cdot 7,93\big) = 2,28\ cm^2 \tag{6.17}$$

Das Ergebnisses des erforderlichen Bewehrungsquerschnitts des Bestands zeigt, dass die vorhandene Bewehrung mit einem Bewehrungsquerschnitt von 1,78 cm^2 nicht ausreichend ist.

Es ergeben sich die in Tabelle 6.33 angeführten Werte für die entsprechenden Belastungen. Die Bemessung wird für die reduzierte Ausbauvariante sowie für einige Zwischenwerte analog durchgeführt.

Tabelle 6.33: Ergebnisse der Biegebemessung für verschiedene Lasten

Ausbauvariante	M_{Sds} (kNm)	μ_{Sds}	ω interp.	ξ interp.	x (cm)	$A_{s,erf}$ (cm^2)
Bestand	21,35	0,0748	0,0786	0,1218	2,8	2,28
2-geschoßiger Ausbau	28,15	0,0986	0,1053	0,1531	3,5	3,05
reduzierter Ausbau	24,40	0,0855	0,0905	0,1351	3,1	2,62

Gleichlast q_d (kN/m)	M_{Sds} (kNm)	μ_{Sds}	ω interp.	ξ interp.	x (cm)	$A_{s,erf}$ (cm^2)
3,48	11,66	0,0408	0,0421	0,0800	1,8	1,22
3,66	12,29	0,0431	0,0444	0,0827	1,9	1,29
3,85	12,92	0,0453	0,0468	0,0853	1,9	1,36
4,04	13,56	0,0475	0,0492	0,0880	2,0	1,42
4,23	14,19	0,0497	0,0515	0,0907	2,1	1,49
4,42	14,83	0,0519	0,0539	0,0933	2,1	1,56
4,61	15,46	0,0542	0,0563	0,0960	2,2	1,63
4,80	16,09	0,0564	0,0586	0,0987	2,2	1,70
5,02	16,85	0,0590	0,0615	0,1018	2,3	1,78
5,18	17,36	0,0608	0,0634	0,1041	2,4	1,84
5,37	18,00	0,0631	0,0658	0,1070	2,4	1,91
5,55	18,63	0,0653	0,0682	0,1099	2,5	1,97
5,74	19,26	0,0675	0,0706	0,1127	2,6	2,04
5,93	19,90	0,0697	0,0730	0,1156	2,6	2,11
6,12	20,53	0,0719	0,0755	0,1183	2,7	2,18
6,31	21,17	0,0742	0,0779	0,1210	2,7	2,26
6,50	21,80	0,0764	0,0804	0,1237	2,8	2,33
6,69	22,43	0,0786	0,0828	0,1263	2,9	2,40
6,88	23,07	0,0808	0,0853	0,1291	2,9	2,47
7,07	23,70	0,0830	0,0878	0,1320	3,0	2,54
7,26	24,34	0,0853	0,0902	0,1348	3,1	2,61
7,44	24,97	0,0875	0,0927	0,1377	3,1	2,68
7,63	25,60	0,0897	0,0952	0,1406	3,2	2,76
7,82	26,24	0,0919	0,0977	0,1437	3,3	2,83
8,01	26,87	0,0941	0,1002	0,1468	3,3	2,90
8,20	27,50	0,0964	0,1028	0,1499	3,4	2,98
8,39	28,14	0,0986	0,1053	0,1530	3,5	3,05
8,58	28,77	0,1008	0,1078	0,1564	3,5	3,12
8,77	29,41	0,1030	0,1104	0,1602	3,6	3,20
8,96	30,04	0,1053	0,1130	0,1639	3,7	3,27

Die Ergebnisse der Ausbauvarianten sowie jene aus Tabelle 6.33 sind in Abbildung 6.16 dargestellt. Auf der Primärachse ist das Bemessungsmoment aufgetragen, das auf den betrachteten Rippenquerschnitt einwirkt. Die Sekundärachse zeigt jene Bemessungsgleichlast an, die auf das Feld wirkend das Bemessungsmoment zur Folge hat. Auf der X-Achse ist der entsprechende erforderliche Bewehrungsquerschnitt aufgetragen. Für die Ausbauvarianten sind die Werte separat gekennzeichnet. Die gestrichelten Linien zeigen jenen Bereich an, für den rechnerisch davon auszugehen ist, dass die Belastung durch die vorhandene Bewehrung aufgenommen wird. Der Bereich wird durch die vorhandene Bewehrung und den entsprechenden Momenten M_{Sds} begrenzt.

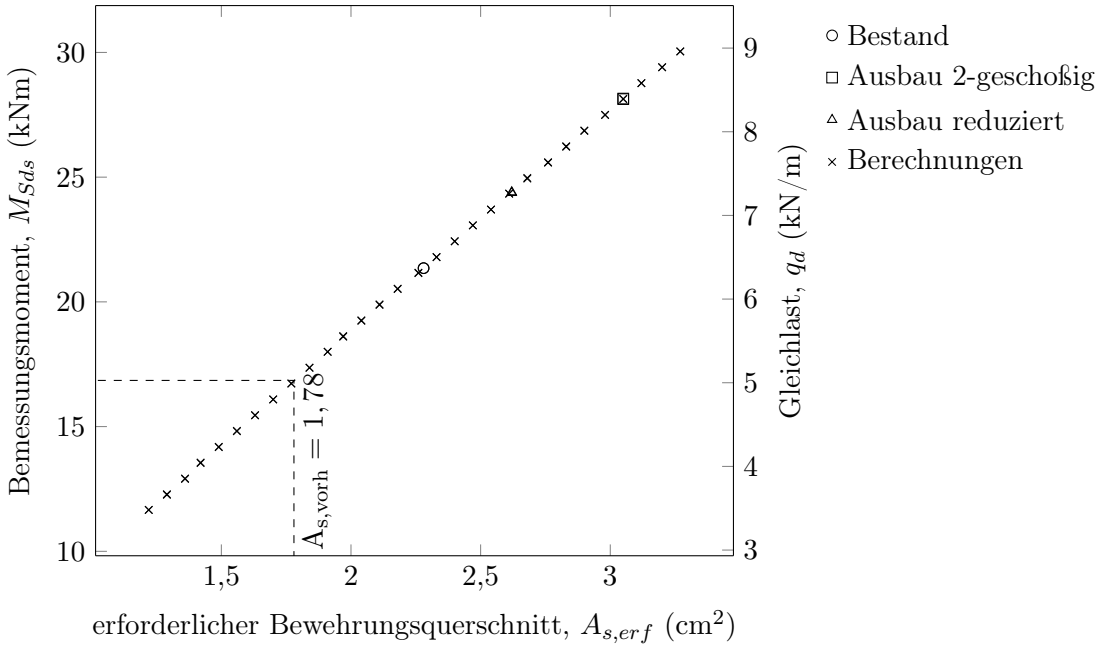


Abbildung 6.16: Ergebnisse der Biegebemessung der Rippendecke

Zur besseren Veranschaulichung der Ergebnisse aus Abbildung 6.16 sind die erforderlichen Bewehrungsquerschnitte der drei Ausbauvarianten gesondert in Abbildung 6.17 dargestellt.

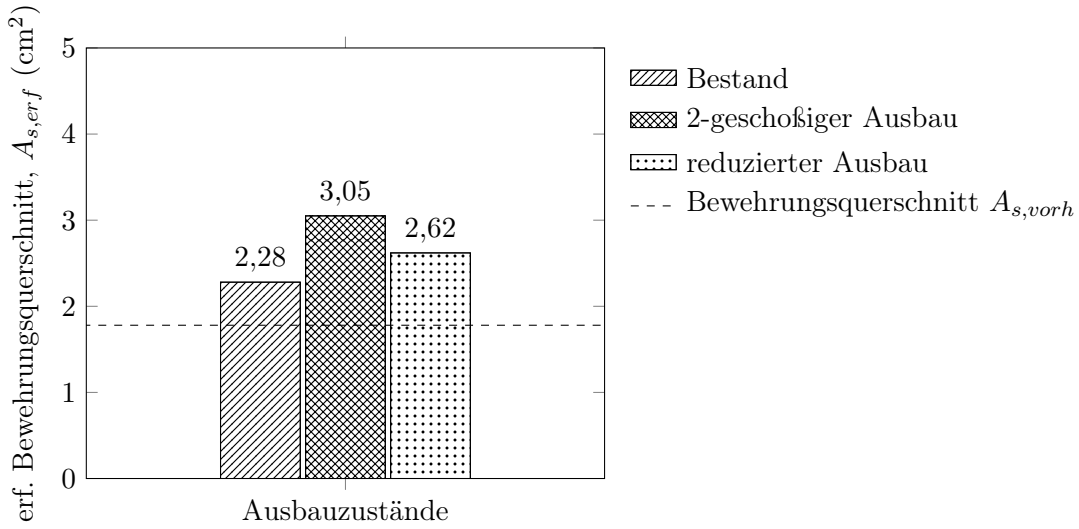


Abbildung 6.17: Gegenüberstellung der Ergebnisse des erforderlichen Bewehrungsquerschnitts

7 Diskussion

Auf Grundlage der Ergebnisse des vorangegangenen Kapitels sind mögliche Erkenntnisse sowie Überlegungen zu den einzelnen Nachweisen zu diskutieren. Bevor auf die Ergebnisse detaillierter eingegangen wird, ist es erforderlich sowohl auf die angewandte Methodik als auch auf die zur Verfügung stehenden Unterlagen einzugehen. Diese beiden Punkte stellen einen integralen Bestandteil zur Beurteilung der Zuverlässlichkeit der Ergebnisse dar. Deshalb ist eine gesonderte Betrachtung dieser beiden Gebiete erforderlich. Die restliche Gliederung erfolgt analog zum Ergebnisteil.

7.1 Materialien und Methodik

Die Unterlagen der Hackinger Straße 30-36 dienten in Form von Bewehrungs-, Schalungs- sowie Einreichplänen als Grundlage für die anschließenden Nachweisführungen. Da aufgrund von fehlenden Bewehrungspläne sehr viele Abschätzungen zu den vorhandenen Bauteilabmessungen und Bewehrungen der Bauteile nötig waren, ist festzuhalten, dass die entsprechenden Ergebnisse der Berechnungen davon sehr stark beeinflusst sein können. Neben den unvollständigen Bewehrungsplänen sind die ungenauen Angaben der Einreichpläne hervorzuheben. Da weder Informationen zu den Aufbauten noch die Abmessungen der Aufbauhöhen aus den Plänen hervorgehen, sind die für die Berechnungen angegebenen Werte aus der Literatur nach Mohr (1950) nur unter Einschränkung gültig. Die daraus resultierende Unkenntnis hinsichtlich der tatsächlichen Belastungen stellt eine große Unsicherheit für die Bemessungen dar. Ebenso sind die angenommenen Materialkennwerte zu erwähnen, die auf Literaturquellen basieren. Eine Überprüfung der Werte mittels Versuchen ist erforderlich, um die Gültigkeit der Annahmen zu verifizieren. Ein weiterer Unsicherheitsfaktor ergibt sich aus der angewandten Methodik. Aus den Ergebnissen geht hervor, dass baugleiche Gebäude bei zunehmender Geschoßanzahl einen höheren Erfüllungsfaktor aufweisen. Es sollte überprüft werden, ob die Berücksichtigung des Kellergeschoßes eine positive Auswirkung auf das Gebäudeverhalten hat.

7.2 Erdbebennachweis

Im Kapitel der Ergebnisse erfolgte eine Unterteilung des Erdbebennachweises gemäß der unterschiedlichen Geschoßanzahl der Wohngebäude. Da die Erkenntnisse der Berechnungen teilweise für Gebäude, unabhängig ihrer Geschoßanzahl, beschrieben werden, wird für die Diskussion auf eine Einteilung in Unterkapitel verzichtet. Die Ergebnisse des Erdbebennachweises zeigen, dass die 3-, 4- und 5-geschoßigen Bestandsgebäude Erfüllungsfaktoren $\alpha > 1$ aufweisen. Deshalb müssen die verbleibenden Ausbauvarianten ebenfalls einen Erfüllungsfaktor $\alpha_{soll} \geq 1$ aufweisen, um den Anforderungen der Normen zu genügen. Im Fall der 2-geschoßigen Ausbauvariante kann für keine der untersuchten Gebäude ein gültiger Nachweis erbracht werden. Ausgehend von den Analysen des reduzierten Dachausbaus ist festzuhalten, dass dieser nur für 4- und 5-geschoßige Wohngebäude ausführbar ist.

Aus den, im Ergebnisteil beschriebenen, Analysen der Ausbauvarianten gehen die folgenden Überlegungen hervor:

- Bei der Analyse 2 des 3-geschoßigen Wohngebäudes weist die Gebäudevariante mit dem schwersten Ausbaufall die größten Verschiebungen des Kontrollknotens auf .

Grund hierfür könnte sein, dass die in Abbildung 6.6 angeführte Analyse eine Lastverteilung zufolge der 1. Eigenform berücksichtigt. Diese nimmt den Verschiebevektor in der obersten Geschoßdecke mit 1 an, weshalb schwerere Massen in der obersten Geschoßdecke zu größeren Kräften und somit Auslenkungen führen. Ebenso erwähnenswert sind die geringen Erfüllungsfaktoren der reduzierten Ausbauvariante des 3-geschoßigen Wohngebäudes.

- Tabelle 6.10 zeigt, dass die Erfüllungsfaktoren der Analysen, die ein Erdbeben in negativer Y-Richtung berücksichtigen, Werte kleiner 1 aufweisen.

Generell ist zu beobachten, dass bei den Pushover-Berechnungen der 2-geschoßigen bzw. reduzierten Ausbauten, die negative Y-Richtung Erfüllungsfaktoren mit den geringsten Werten hervorbringt. Auch der Vergleich der Pushover-Analysen 5 und 7 aus Kapitel 6.3.3 zeigt, dass die negative Y-Richtung des Erdbebens bei Gebäuden des Typs „TYP 1960.1“ eine sehr bedeutende Rolle spielt. Eine mögliche Erklärung kann die unzureichende Aussteifung des Gebäudes bei den entsprechenden Erdbebenlasten sein. Wie aus den Grundrissen der Einreichpläne hervorgeht sind hofseitig in Gebäudemitte lediglich zwei Wände vorhanden, die die aus den Einwirkungen resultierenden Schubkräfte aufnehmen können. Zwischen diesen Wänden befindet sich jedoch ein Achsabstand von über 11 m, weshalb davon auszugehen ist, dass es sich nicht wie bei dem Stiegenhaus um einen Kern handelt, der eine große aussteifende Wirkung aufweist. Ein weiterer Grund für die geringen Werte der Erfüllungsfaktoren ist das in Kapitel 6.3.3 beschriebene Versagen des Stahlbetonunterzugs.

- Das Versagen der Stahlbetonunterzüge tritt für das 4- und 5-geschoßige Gebäude nur im Fall des 2-geschoßigen Ausbaus auf.

Daraus kann der Schluss gezogen werden, dass eine Ursache des Versagens die erhöhte Deckenlast sein kann. Bei einem Vergleich der reduzierten Ausbauvarianten der Wohngebäude zeigt sich, dass das 3-geschoßige Gebäude über die geringsten Erfüllungsfaktoren verfügt. Eine Ursache, die hierbei in Erwägung zu ziehen ist, stellt die Bemessungsmethodik dar. Wie in Kapitel 4.2.2 zu lesen ist, werden die Kräfte der Pushover-Analyse mittels Vektoren ermittelt. Die normierte Lastverteilung der 1. Eigenform setzt, wie bereits erwähnt, den Verschiebevektor in der obersten Geschoßdecke mit 1 an. Den Vektoren der weiteren Geschoße wird ein entsprechender Wert zugewiesen. Zumal die Massen und Vektoren in der obersten Geschoßdecke für die 1. Eigenform, unabhängig von der Geschoßanzahl, gleich sind, müssen die Werte der verbleibenden Vektoren abhängig von der Geschoßanzahl sein.

- Im konkreten Fall bedeutet dies, dass bei Gebäuden mit einer geringeren Geschoßanzahlen die Werte der Vektoren der Lastverteilung größer sein müssen. Bei den massenproportionalen Lastverteilungen verhält es sich ähnlich, da eine größere Anzahl an Geschoßen zu kleineren Werten der Vektoren führt.

Durch die beschriebenen Zusammenhänge würden die einzelnen Geschoße bei geringerer Geschoßanzahl einen größeren Teil der Last aufnehmen. Dies könnte eine Erklärung für den außerordentlichen Abfall der Erfüllungsfaktoren des reduzierten Ausbaus des 3-geschoßigen Wohnbaus sein.

- Der Vergleich des 3-, 4- und 5-geschoßigen Bestandsgebäudes in Kapitel 6.3.5 zeigte, dass die Verschiebungen des Kontrollknotens bei gleicher Horizontallast mit der Gebäudehöhe zunehmen. Ebenso geht daraus hervor, dass bei der betrachteten Analyse ein Versagen der niedriggeschoßigen Gebäude früher eintritt.

Eine mögliche Erklärung hierfür wurde bereits weiter oben beschrieben. Dass es bei höheren Gebäuden bei gleicher Horizontallast zu größeren Verformungen kommt, lässt sich durch die idealisierte Annahme des Gebäudes als fest eingespannter Kragarms mit einer angenommenen

Einzellast am Kragarmende zu erklären. Demnach ergibt sich gemäß Formel 7.1 die von der Biegesteifigkeit EI abhängige Verformung f zu (Krapfenbauer, 2013):

$$E \cdot I \cdot f = \frac{F \cdot l^3}{3} \tag{7.1}$$

mit

EI als Biegesteifigkeit
f als maximale Verformung am Kragende
F als am Ende des Kragarms angreifende Kraft
l als Länge des Kragarms

Da die betrachteten Fälle die gleiche Steifigkeit aufweisen, kann bei gleicher Kraft F die Länge des Systems als maßgeblicher Faktor identifiziert werden. Diese Bedingung erklärt, weshalb höhere Gebäude größere Verformungen aufweisen.

7.3 Grundbruchnachweis

Die Bemessung des Grundbruchs der Fundamente für die Ausbauvarianten erfolgte nur für das 4-geschoßige Wohngebäude. Da der Grundbruchnachweis Kenntnisse über die bodenmechanischen Parameter verlangt und diese nur für das Gebäude der Hackinger Straße 30-36 zur Verfügung standen, erfolgte die Berechnung nur für das 4-geschoßige Gebäude. Die Ergebnisse können wie folgt zusammengefasst werden:

- Während der betrachtete Fundamentabschnitt der Mittelmauer für die Bestandsvariante als auch für den reduzierten Ausbau ausreichend dimensioniert ist, zeigt sich, dass die Laststeigerung durch den 2-geschoßigen Dachausbau zu groß ist.
- Für den Fundamentstreifen des Hofgebäudes kann für keine der Ausbauvarianten der Nachweis erbracht werden. Sogar für den Bestandsfall sind die Fundamentabmessungen als unzureichend anzusehen.

Es ist jedoch festzuhalten, dass die Ergebnisse durch die, wie bereits in Kapitel 7.1 beschriebenen, ungenauen Angaben der Aufbauten zu überprüfen sind. Weiters stellt der untersuchte Abschnitt des Hofmauernfundaments aufgrund des Vorhandenseins des Balkons einen speziellen Fall dar. Zusätzliche Untersuchungen hinsichtlich der genaueren Lastverteilung sind anzudenken.

- Ausgehend von den Resultaten ist anzunehmen, dass die Erbringung der Nachweise für die Gebäude der 3- bzw. 5-geschoßigen Wohnbauten problematisch ist.

Da beim 2-geschoßigen und beim reduzierten Ausbau, verglichen mit der Gesamtlast des 3-geschoßigen Gebäudes, große Laststeigerungen zu erwarten sind, ist davon auszugehen, dass in diesem Fall Fundamentverstärkungen erforderlich sind. Für 5-geschoßige Gebäude ist zu untersuchen, ob die Laststeigerungen durch den Ausbau, verglichen mit der Gesamtlast des Gebäudes, eine ähnlich große Rolle spielen wie beim 4-geschoßige Wohngebäude. An dieser Stelle ist erneut darauf hinzuweisen, dass die Ergebnisse stark von geologischen Verhältnissen, Fundamentabmessungen und weiteren Bedingungen beeinflusst werden. Die Ergebnisse deuten jedoch darauf hin, dass, sofern die Wahl auf einen entsprechenden Ausbau fällt, die Möglichkeit besteht, diesen ohne zusätzliche bauliche Maßnahmen durchzuführen.

7.4 Tragfähigkeitsnachweis der Decke

Aus den Ergebnissen der Tragfähigkeit der Rippendecke können einige Aussagen getroffen werden:

- Gemäß der erbrachten Resultate ist es nicht möglich einen Nachweis für die ausreichende Tragfähigkeit der Bestandsdecke zu erbringen.
- Wie in Abbildung 6.16 ersichtlich, ist die vorhandene Bewehrung für keine der Ausbauvarianten ausreichend.

Bemerkenswert hierbei ist, dass rechnerisch der vorhandene Bewehrungsgehalt für die Bestandsvariante nicht ausreicht. Daraus lässt sich schließen, dass eine Überschätzung der angenommenen Belastungen aus dem Bestand vorliegt, bzw. die Dimensionierung aus der Zeit der Errichtung nicht mit den heutigen Sicherheitskonzepten vereinbar ist.

- Ausgehend von den Berechnungen ist festzuhalten, dass ohne weitere Maßnahmen nur geringe Ausbaulasten für die Bestandsdecke zulässig sind.

Da jedoch, wie anhand der Hackinger Straße 30-36 ersichtlich, die konstruktive Ausbildung der Decke, trotz des nicht erbrachten Nachweises, augenscheinlich ausreichend ist, kann die Möglichkeit eines Abbruchs des Aufbaus bis zur tragenden Decke in Erwägung gezogen werden. Es ist darauf zu achten, dass die anschließende Neubelastung der Decke in Summe nicht größer ist, als die der Bestandsdecke. Auf Grundlage der Aufbauten nach Mohr (1950) ergeben sich die in Tabelle 5.4 beschriebenen Lasten für die Rippendecke des obersten Geschoßes. Durch den Abbruch dürfte jedoch der neue Aufbau nicht das Abbruchgewicht des Bestandsaufbaus von 262 kg/m^2 aufweisen, da es bei einem Ausbau verglichen mit dem Bestand zu einer Erhöhung der Nutzlast kommt. Die Größe der Nutzlast wird unter anderem durch Leichtwände beeinflusst, was zur Folge hat. Diese müssen daher unbedingt berücksichtigt werden. Unter der Annahme einer Nutzlast von 2,0 kN/m^2 dürfte der neue Aufbau lediglich 206 kg/m^2 betragen. Eine andere Methode zur Ermittlung der tatsächlichen Tragfähigkeit der Decke stellen Lastversuche dar.

8 Schlussfolgerungen

Die Zielsetzung und Aufgabenstellung dieser Arbeit bestehen darin Forschungsfragen zu beantworten, die grundlegende Untersuchungen von Gemeindebauten der Bauperiode 1955 - 1970 thematisieren. Ausgehend von den Ergebnissen aus Analysen von Wohngebäuden des Typs „TYP 1960.1“ erbracht wurden, lässt sich eine Vielzahl an Folgerungen schließen, die Gegenstand dieser Zusammenfassung sind. Im weiterer Folge sind die untersuchenden Forschungsfragen sowie die Beantwortung dieser angeführt:

1. Welche Materialien und Bauteile (Fundamente, Decken) wurden im Zuge der Errichtung des Wohnbaus verwendet?

Die Recherchen zu den Gemeindebauten der Bauperiode 1955 - 1970 zeigten, dass diese aus ingenieurwissenschaftlicher Sicht noch nicht ausreichend untersucht wurden. Anhand der Unterlagen des Beispielgebäudes an der Hackinger Straße 30-36 erfolgt die Beschreibung der verwendeten Materialien und Bausysteme von Wohngebäuden des Typs „TYP 1960.1“. Neben der Ausführung des Mauerwerks aus Vollziegeln und Vibro-Steinen zeigte sich, dass die Fundamente und Kellerwände aus Stampfbeton hergestellt wurden. Für die Deckensysteme ist festzuhalten, dass Ast-Molin Rippendecken bei der Ausführung zur Anwendung kamen. Es finden sich, aufgrund fehlender Untersuchungen, weder gesicherte Kennwerte noch Materialprüfungen zu dem Mauerwerk des Vibrosteins. Untersuchungen zu den verwendeten Materialien sind vorallem bei einer genaueren Betrachtung von Bauwerke unumgänglich, da die Nachweise erheblich von Materialeigenschaften beeinflusst werden.

2. Sind die Bestandsfundamente ausreichend dimensioniert, um die Mehrbelastung durch mögliche Dachgeschoßausbauten aufnehmen zu können?

Untersuchungen und Berechnungen zu den Fundamenten der Hof- und Mittelmauer führen zu den Ergebnissen, dass der Nachweis des Grundbruchs für die 2-geschoßige Ausbauvariante bei beiden Fundamenten nicht erbracht ist. Lasten der Bestandsvariante und der Variante des reduzierten Ausbaus können von dem Fundament der Mittelmauer aufgenommen werden. Die Berechnungen des Grundbruchs der Hofmauerfundamente zeigen, dass der Nachweis für keine der drei Ausbauvarianten erbracht werden kann. Ohne weitere Untersuchungen bzw. Fundamentverstärkungen ist somit von diesem Ausbau abzusehen. Zu berücksichtigen ist, dass diese Berechnungen nur für das Beispielgebäude der Hackinger Straße 30-36 gültig sind.

3. Ist die Tragfähigkeit der obersten Bestandsdecke nach den untersuchten Dachgeschoßausbauten noch gegeben?

Aus den Berechnungen der Biegetragfähigkeit der Rippendecke geht hervor, dass diese für die in Frage kommenden Ausbaulasten zu gering dimensioniert wurde. Es zeigte sich sogar, dass die Lastannahmen aus dem Bestand einen höheren Bewehrungsquerschnitt, als den vorhandenen, erfordern würden. Hinsichtlich dieses Ergebnisses ist zu hinterfragen, ob die Lastannahmen korrekt sind. Eine Überprüfung der Deckenlasten könnte mittels Probeöffnungen des Fußbodenaufbaus erfolgen. Aus den Informationen könnte die tatsächliche Aufbaulast ermittelt werden. Ebenso würden Bauteilöffnungen im Bereich der Rippen eine Möglichkeit darstellen, die vorhandene Bewehrung zu untersuchen und somit auf die Tragfähigkeit der Bestandsdecke zu schließen. Einen weiteren Lösungsansatz stellen Lastversuche dar. Mittels Probebelastungen könnte festgestellt werden, ob die Ausbaulasten von der Bestandsdecke aufgenommen werden können. Eine Erhöhung der Tragfähigkeit der Decke kann mittels Umbauarbeiten erfolgen.

4. Kann für das untersuchte Gebäude, bzw. für baugleiche Wohnbauten mit unterschiedlicher Geschoßanzahl der Erdbebennachweis erbracht werden?

Bei näherer Betrachtung der Erdbebennachweise lässt sich erkennen, dass Wohngebäude mit der 2-geschoßigen Ausbauvariante, unabhängig von der Geschoßanzahl, nicht die laut Norm geforderten Kapazitäten aufweisen. Im Gegensatz dazu konnte für den reduzierten Ausbau festgestellt werden, dass dieser bei dem 4- und 5-geschoßigen Wohngebäude durchführbar, jedoch aber bei 3-geschoßigen Wohngebäuden ungeeignet, ist. Im Bestandsfall (Null-Variante) konnte der Nachweis für alle untersuchten Wohngebäude erbracht werden. Ausgehend von den Ergebnissen zeigte sich, dass sowohl die Geschoßanzahl des Gebäudes als auch die Lasten auf die oberste Geschoßdecke wesentliche Einflussfaktoren für die Erbringung des Nachweises darstellten. Durch die hohen Deckenauflasten des 2-geschoßigen Ausbaus kam es zu einem häufigen Versagen der Stahlbetonunterzüge, was einen Teileinsturz des Gebäudes im Modell zur Folge hatte. Der niedrige Erfüllungsfaktor der reduzierten Ausbauvariante des 3-geschoßigen Gebäudes wird dadurch erklärt, dass die Erdbebenlasten aufgrund der geringen Geschoßanzahl ungünstig aufgebracht werden. Einen weiteren wesentlichen Punkt stellt die Geometrie des Gebäudes dar: Schlechte Aussteifungsverhältnisse des Gebäudes im Grundriss führen zu häufigem Versagen bestimmter Bauteile. Hauptsächlich tritt das Versagen bei den bereits erwähnten Stahlbetonunterzügen auf, die für gewisse Erdbebenbelastungen einen zu geringen Widerstand aufweisen. Zusätzliche Untersuchungen zu den Erdbebennachweisen sind anzuraten. Vor allem unter der Berücksichtigung unterschiedlicher Aufbaulasten können das Belastungspotential bzw. das Belastungslimit gewisser Bauteile untersucht werden. Weitere Analysen mittels schrittweiser Steigerung der Lasten können solche Ergebnisse hervorbringen. Diese Untersuchungen können einen großen Beitrag zur genaueren Beurteilung der Erdbebensicherheit von Wohnbauten dieser Errichtungsperiode leisten.

Literaturverzeichnis

3Muri - General description (s.a.): *Version 4*. Turin: S.T.A DATA.

3Muri - News (s.a.): *Version 10.0.0*. Turin: S.T.A DATA.

Ahnert, R. und Krause, K.-H. (2009): *Typische Baukonstruktionen von 1860 bis 1960 - zur Beurteilung der vorhandenen Bausubstanz Paket mit allen 3 Bänden*. 7. Aufl. Frankfurt am Main: Beuth Verlag GmbH.

alpS (s.a.): *Attic Adapt 2050 - Modularer Dachgescho ausbau zur nachträglichen Wohnraumerweiterung*. [online]. URL: http://www.alp-s.at/cms/de/energie/aktuelle-projekte/attic-adapt-2050/ (besucht am 28. 04. 2016).

Amann, W., Jodl, H.G., Maier, Ch., Mundt, A., Pöhn, Ch. und Pommer, G. (2007): *Massiv-Bauweise im sozialen Wohnbau in Wien*. Wien.

Bachmann, H. (2002): *Erdbebensicherung von Bauwerken*. 2., überarbeitete Auflage. Basel: Birkhäuser Basel.

Bergmeister, K. (2012): *Skriptum zur Lehrveranstaltung Konstruktion Stabtragwerke Konstruktion Flächentragwerke Übung*. Wien.

Bramhas, E. (1987): *Der Wiener Gemeindebau - vom Karl Marx-Hof zum Hundertwasserhaus*. Basel: Birkhauser.

Bruckmüller, E. (Hrsg.) (2004): *Österreich-Lexikon: In drei Bänden*. [Neuausg.] Wien: Verl.-Gemeinschaft Österreich-Lexikon.

Ebinghaus, H. (Hrsg.) (1958): *Der Hochbau: ein Lehr- und Nachschlagewerk für das Hochbaufach. Mit Tabellen*. 9. Aufl. Gießen: Pfanneberg.

Fajfar, P. (1999): „Capacity Spectrum Method Based on Inelastic Demand Spectra“. In: *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 28, S. 979 993.

Fajfar, P. (2000): „A Nonlinear Analysis Method for Performance Based Seismic Design“. In: *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 16 (3), S. 573 592.

Franke, A. (2014): *Typische Wohnbauten der Gemeinde Wien*. Interner Bericht BOKU. Wien.

Furtmüller, T. und Adam, Ch. (2009): *Numerische Simulation des seismischen Verhaltens von Mauerwerk in Gründerzeithäusern*. SEISMID: Bericht Nr. 06/2319-23. Innsbruck.

Gass, D. (2009): *3muri Support Buch 2009*. Erlenbach: IngWare GmbH.

Gass, D. (2013): *Vergleichsrechnung nach PushOver: Gründerzeithaus Wien*. Erlenbach.

Gass, D. (2016): *persönliche Mitteilung, 10.03.2016*.

Gass, D. und Stefanoudakis, D. (2013): *Besprechnungsnotizen und Korrespondenz*.

Jäger, W. und Marzahn, G. (2010): *Mauerwerk: Bemessung nach DIN 1053-100*. Bauingenieur Praxis. Berlin: Ernst & Sohn.

Kolbitsch, A. (1991): *Altbausanierung - Aktuelle Fragen der Bautechnik*. Wien: Zement und Beton Handels- und Werbe-Ges.m.b.H.

Kordina, K. (1992): *Bemessungshilfsmittel zu Eurocode 2 Teil 1: (DIN V ENV 1992 Teil 1 - 1, Ausgabe 06.92) ; Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken*. Bd. 425. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton. Berlin: Beuth.

Krapfenbauer, T. (2013): *Bautabellen : Ein Lehr- und Handbuch für das Bauwesen unter Berücksichtigung der österreichischen Baunormung in Verbindung mit den Eurocodes*. 12. Aufl. Wien: Jugend & Volk.

Lang, H.-J., Huder, J., Amann, P. und Puzrin, A. M. (2011): *Bodenmechanik und Grundbau: Das Verhalten von Böden und Fels und die wichtigsten grundbaulichen Konzepte*. 9., bearb. Aufl. Berlin, Heidelberg: Springer-Verlag.

Lebhart, G., Haydn, G., Remmel, W., Horak, C., Thur, R. und Tranum, T. (2014): „Wien wächst...Bevölkerungsentwicklung in Wien und den 23 Gemeinde- und 250 Zählbezirken“. In: *Statistik Journal Wien* 1, S. 6.

Meskouris, K., Hinzen, K.-G., Butenweg, C. und Mistler, M. (2011): *Bauwerke und Erdbeben - Grundlagen - Anwendung - Beispiele*. 3. Aufl. Deutschland: Vieweg+Teubner Verlag.

Mohr, S. (1936): *Der Hochbau - Eine Enzyklopädie der Bausto e und der Baukonstruktionen*. 1. Aufl. Wien: Verlag von Julius Springer.

Mohr, S. (1950): *Der Hochbau - Eine Enzyklopädie der Bausto e und der Baukonstruktionen*. 2. Aufl. Wien: Springer-Verlag.

ÖNORM B 1990-1 (2013): *Eurocode - Grundlagen der Tragwerksplanung - Teil 1: Hochbau - Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1990 und nationale Ergänzungen. Stand: 2013-01-01*. Norm.

ÖNORM B 1991-1-3 (2013): *Eurocode 1 - Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen - Schneelasten - Nationale Festlegungen zur ÖNORM EN 1991-1-3, nationale Erläuterungen und nationale Ergänzungen. Stand: 2013-09-01*. Norm.

ÖNORM B 1991-1-4 (2013): *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen - Windlasten - Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1991-1-4 und nationale Ergänzungen. Stand: 2013-05-01*. Norm.

ÖNORM B 1996-1-1 (2009): *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. Stand: 2009-03-01*. Norm.

ÖNORM B 1997-1-1 (2013): *Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 1: Allgemeine Regeln - Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1997-1 und nationale Ergänzungen. Stand: 2013-09-01*. Norm.

ÖNORM B 1998-1 (2011): *Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten - Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1998-1 und nationale Erläuterungen. Stand: 2011-06-15*. Norm.

ÖNORM B 1998-3 (2016): *Eurocode 8 - Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 3: Beurteilung und Ertüchtigung von Gebäuden - Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1998-3 und nationale Erläuterungen. Stand: 2016-02-01.* Norm.

ÖNORM B 3350 (1951-06-01): *Massive Mauern und Wände - Güteeigenschaften. Stand: 1951-06-01.* Norm.

ÖNORM B 4200-3 (1959): *Betonbauwerke - Berechnung und Ausführung. Stand: 1959-07-23.* Norm.

ÖNORM B 4200-4 (1957): *Stahlbetontragwerke - Berechnung und Ausführung. Stand: 1957-06-04.* Norm.

ÖNORM EN 1990-1 (2013): *Eurocode - Grundlagen der Tragwerksplanung Stand:2013-03-15.* Norm.

ÖNORM EN 1991-1-1 (2011): *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen - Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau. Stand: 2011-09-01.* Norm.

ÖNORM EN 1991-1-3 (2016): *Eurocode 1 - Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-3: Allgemeine Einwirkungen, Schneelasten. Stand: 2016-01-15.* Norm.

ÖNORM EN 1991-1-4 (2011): *Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke - Teil 1-4: Allgemeine Einwirkungen - Windlasten. Stand: 2011-05-15.* Norm.

ÖNORM EN 1992-1-1 (2013): *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Stand: 2013-01-01.* Norm.

ÖNORM EN 1996-1-1 (2013): *Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten - Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk. Stand: 2013-01-01.* Norm.

ÖNORM EN 1997-1 (2014): *Eurocode 7 - Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 1: Allgemeine Regeln. Stand: 2014-11-15.* Norm.

ÖNORM EN 1998-1 (2013): *Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten. Stand: 2013-06-15.* Norm.

ÖNORM EN 1998-3 (2013): *Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 3: Beurteilung und Ertüchtigung von Gebäuden. Stand: 2013-10-01.* Norm.

ONR 24009 (2013): *Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Hochbauten. Stand: 2013-05-01.* Technische Regel.

Pauser, A. (1994): *Eisenbeton 1850 - 1950 : Idee - Versuch - Bemessung - Realisierung; unter Berücksichtigung des Hochbaus in Österreich.* Wien: Manz.

Pech, A. (2010): *Forschungsprogramm zur Veri zierung der konstruktiven Kennwerte von altem Vollziegelmauerwerk nach EC6.* Prüfbericht MA39 - VFA 2009-1396.01.

Pech, A. (s.a.): *Risikoanalyse für Bestandsgebäude gemä ÖNORM B 1998-3 und ONR 24009.* [online]. URL: http://www.zt-pech.at/risikoanalyse/ (besucht am 18. 03. 2016).

Pecht, A. (1947): „Das Problem der Schuttverwertung“. In: *Der Aufbau Monatsschrift für den Wiederaufbau* 11, S. 183 192.

Pommer, G. (1963): *Fotogra e der Baustelle der Waldvogelstra e.*

Puwein, M. (1949): *Mitteilung.* Mitteilung M.Abt. 35 - 241/48. Stadtbauamt, Magistratsabteilung 35.

Schäfer, J. und Hilsdorf, H.K. (1993): „Struktur und mechanische Eigenschaften von Kalkmörteln“. In: Wenzel, F. (Hrsg.) (1993): *Erhalten historisch bedeutsamer Bauwerke: Baugefüge, Konstruktionen, Werksto e.* Berlin: Ernst, S. 65 76.

Vidic, T., Fajfar, P. und Fischinger, M. (1994): „Consistent inelastic design spectra: strength and displacement“. In: *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 23 (5), S. 502 521.

Wiener Landesregierung (1946): *Verordnung der Wiener Landesregierung über die Zulassung von Torstahl 40.*

Wiener Wohnen (s.a.): *Franz-Glaserer-Hof.* [online]. URL: http://www.wienerwohnen.at/hof/33/Franz-Glaserer-Hof.html (besucht am 09. 05. 2016).

Zimmermann, T. und Strauss, A. (2010): *Kleinkörperversuche an Ziegel, Mörtel und Mauerwerk.* Wien: Versuchsbericht BOKU.

Zimmermann, T. und Strauss, A. (2011): „Mauerwerk. Eigenschaften und experimentelle Methoden“. In: Wenzel, H. (Hrsg.) (2011): *Erdbeben im Wiener Becken: Beurteilung, Gefährdung, Standortrisiko.* Wien: VCE Holding, S. 87 118.

A Anhang

In diesem Kapitel sind alle Unterlagen zusammengefasst, die bei den Berechnungen und Nachweisführungen verwendet wurden.

A.1 Verwendete Planunterlagen

In Tabelle A.1 sind alle verwendeten Bestandspläne angeführt, die die geometrische Grundlage der Gebäude- und Bauteilabmessungen darstellen.

Tabelle A.1: Verwendete Pläne - Auswechslungs- bzw. Bestandspläne

Planverfasser: Arbeitsgemeinschaft der Architekten Arch. DI Maximilian Bauer Arch. Karl Musel Arch. Leopold Tinhof Arch. Hans Zahlbruckner			
Wohnhausbau der Gemeinde Wien - Wien XIV. Hackinger Straße Auswechslungs- bzw. Bestandspläne			
Plannummer	Datum	Stiege	Planinhalt
k.A.	10.1965	16-19	1. Obergeschoß
k.A.	10.1965	16-19	Dachgeschoß
41	10.1965	16-19	Schnitt, West- und Ostansicht
k.A.	10.1965	16-19	2. Obergeschoß
k.A.	10.1965	16-19	3. Obergeschoß
33	10.1965	16-19	Kellergeschoß
35	02.1963	16-19	Erdgeschoß
40	10.1965	16-19	Nordansicht
39	10.1965	16-19	Südansicht
42	10.1965	16-19	Mittelmauerschnitt

Als Verfasser aller in Tabelle A.2 angeführten Pläne ist *Dipl.-Ing. Dr. techn. Ernst Armbruster Zivilingenieur für Bauwesen* angegeben. Die angegebenen Pläne stellten die Grundlage für Bewehrungsannahmen, sowie Bauteilabmessungen und deren Lage dar. Alle Pläne beziehen sich auf die Wohnhausanlage der Gemeinde Wien - Wien XIV. Hackinger Straße 30-36.

Pläne, die für die Ausbauvarianten des Dachgeschoßausbaus herangezogen wurden, sind in Tabelle A.3 zusammengefasst. Diese stammen von der Firma *Graf - Holztechnik GmbH* und wurden im Zuge des Projekts E04 Attic Adapt 2050 angefertigt.

Tabelle A.2: Verwendete Schal- und Bewehrungspläne

Planverfasser: DI Dr. techn. Ernst Armbruster			
Wohnhausanlage der Gemeinde Wien - Wien XIV. Hackinger Straße			
Plannummer	Datum	Stiege	Planinhalt bzw. Planart
41A	11.09.1963	19	Decke ü. EG
43A	09.06.1964	20, 21	Fundamentplan
44A	10.06.1964	22, 23	Fundamente
45A	10.06.1964	22	Stiege 22
46A	30.06.1964	20, 21	Decke ü. KG - Schal- und Biegeplan
47A	11.06.1964	22, 23	Decke ü. KG
48B	03.07.1964	21	Decke ü. EG - 2. OG -Schalungsplan
49A	11.06.1964	22, 23	Decke ü. EG, 1. u. 2. OG - Schalungsplan
50	03.03.1964	20	Decke ü. 1. u. 2. OG - Schalungsplan
51	02.04.1964	20-24	Decke ü. EG, 1. u. 2. OG - Biegeplan
- -	- -	16,17	Änderungen
52A	22.07.1964	20,21	Decke ü. 3. OG - Schalungsplan
53A	12.06.1964	22, 23	Decke ü. 3. OG - Schalungsplan
55	18.06.1964	22	Stiege 22 - Stiegenplan
56	15.06.1964	20	Decke ü. EG - Schal- und Biegeplan

Tabelle A.3: Verwendete Pläne - Ausbau

Planverfasser: Graf - Holztechnik GmbH		
Variante 2-gesch. DGA - Wagramerstraße 164-168		
Projekt: E04 Attic Adapt 2050		
Werkpläne		
Plannummer	Datum	Planinhalt
50/916/03	30.10.2015	Regeldetailplan
50/916/05	19.11.2015	Axonometrien
50/916/08	22.10.2015	Regelaufbauten

A.2 Gezeichnete Pläne

Für die Bemessung der statischen Nachweise sind die Geometrien und Lasten der in den Abbildungen A.1-A.10 dargestellten Pläne herangezogen worden. Tabelle A.4 gibt einen Überblick über die in den Plänen angeführten Bauteilbezeichnungen.

Tabelle A.4: Beschreibung der in Abbildungen A.1-A.10 dargestellten Unterzüge und Roste

Beton B225 | Betonstahl Tor 50				
Betondeckung c_{nom} = 2,5 cm				
Bügeldurchmesser $\varnothing_{\text{Bügel}}$ = 6mm | Abstand = 30 cm				
Bez.	Breite	Höhe	Bewehrung	
	b	h	oben	unten
UZ1	35	27	2x∅8 + 2x∅14	4x∅14
UZ2	30	27	2x∅8 + 2x∅14	4x∅14
UZ3	25	27	2x∅8 + 2x∅14	4x∅10
UZ4	25	27	2x∅8	3x∅8
UZ5	25	69	2x∅8	3x∅8
Rost	var.	27	1x∅10	1x∅10

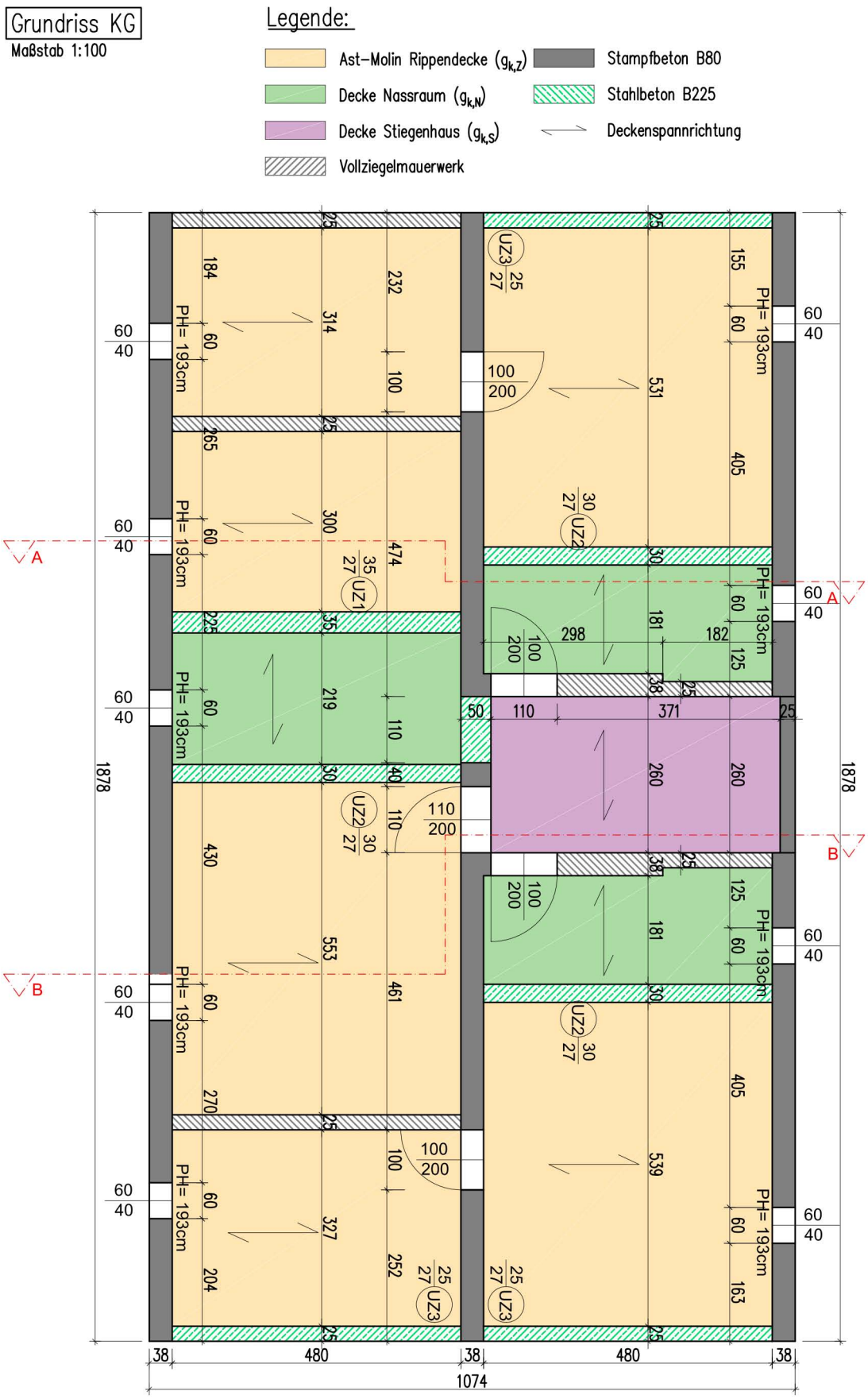


Abbildung A.1: Grundriss des Kellergeschoßes samt entsprechender Deckeneinteilung (eigene Darstellung)

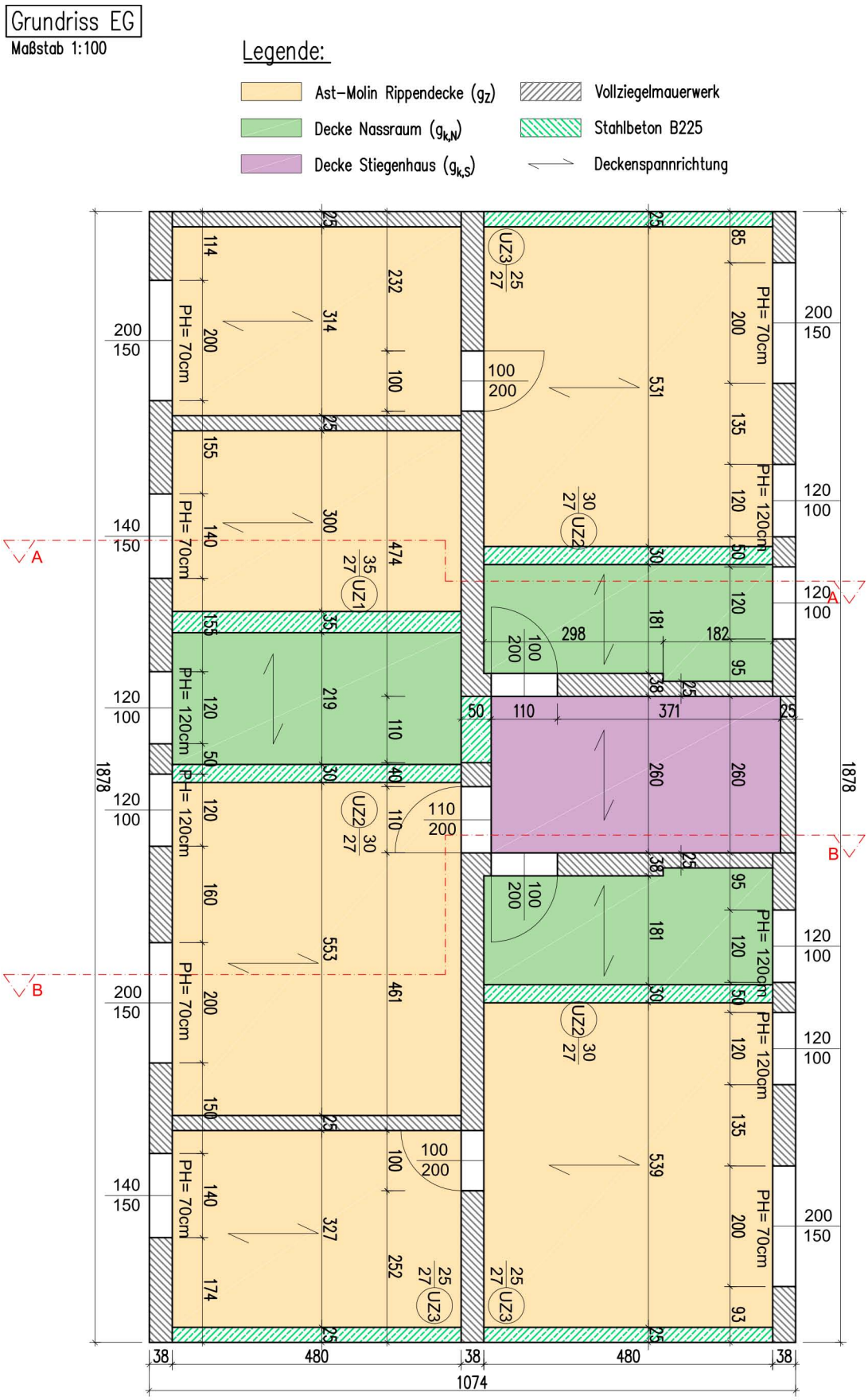


Abbildung A.2: Grundriss des Erdgeschoßes mit der entsprechenden Deckeneinteilung (eigene Darstellung)

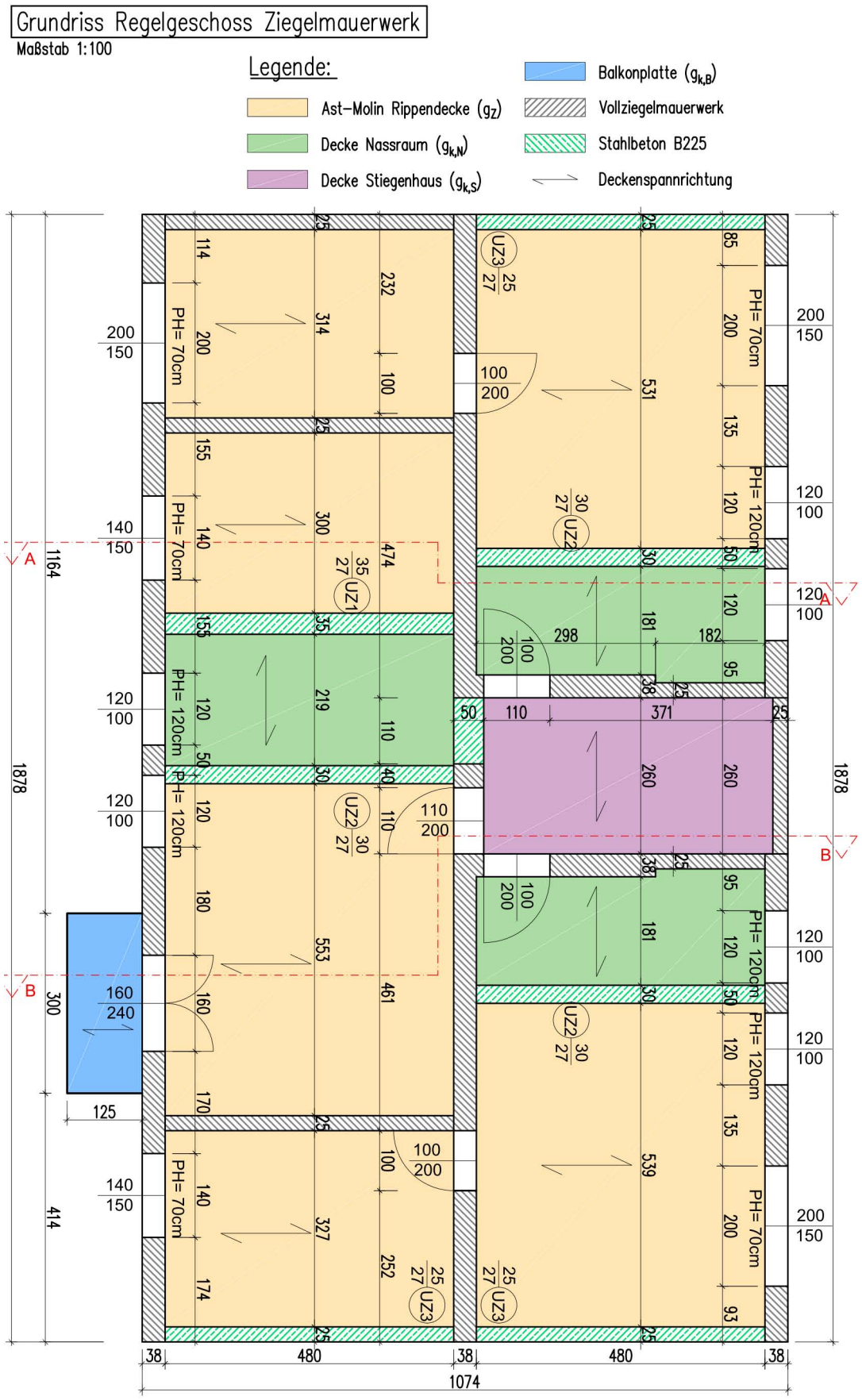


Abbildung A.3: Grundriss eines in Vollziegeln ausgeführten Regelgeschoßes mit der entsprechenden Deckeneinteilung (eigene Darstellung)

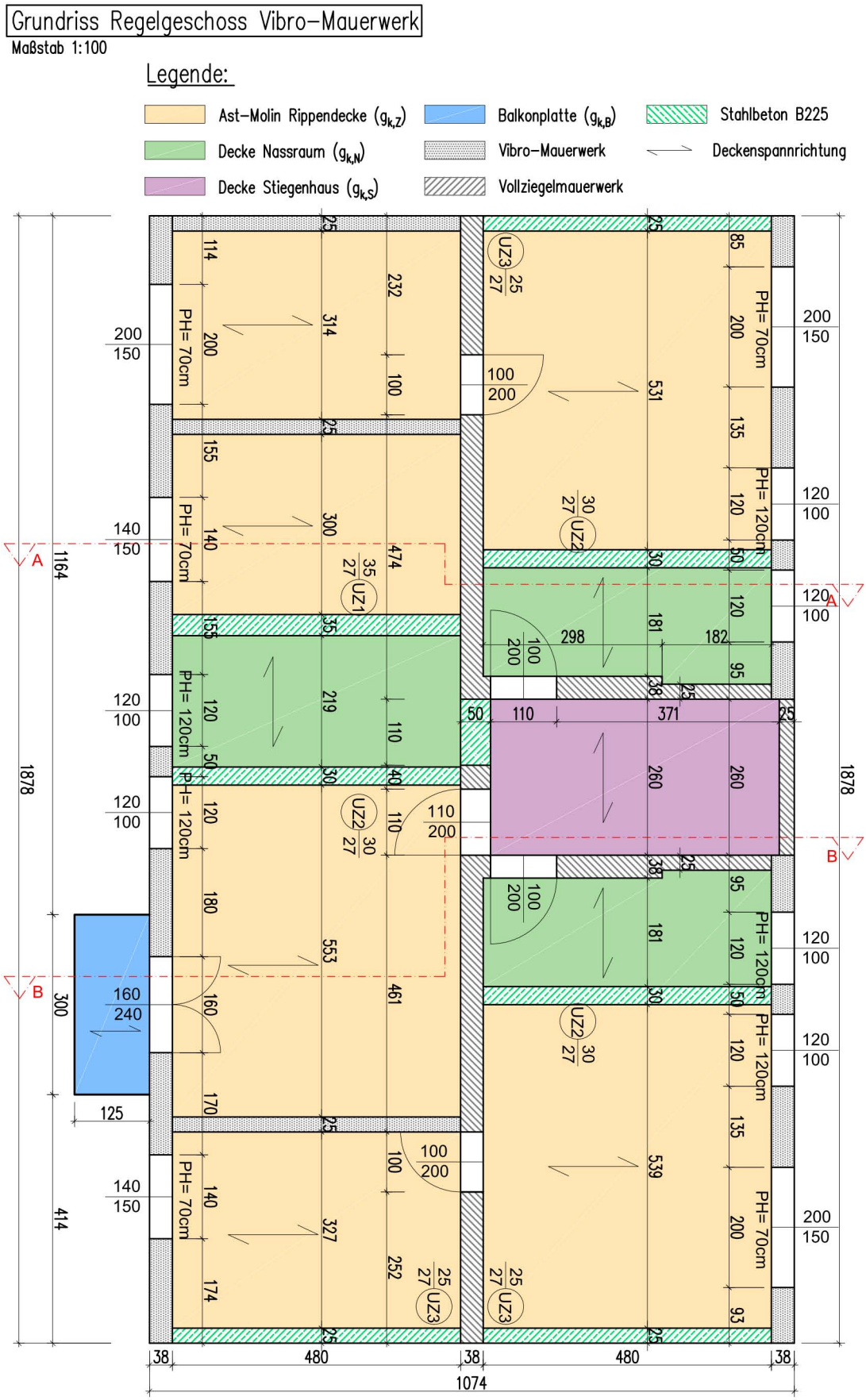


Abbildung A.4: Grundriss eines in Vibro-Ziegeln ausgeführten Regelgeschoßes mit der entsprechenden Deckeneinteilung (eigene Darstellung)

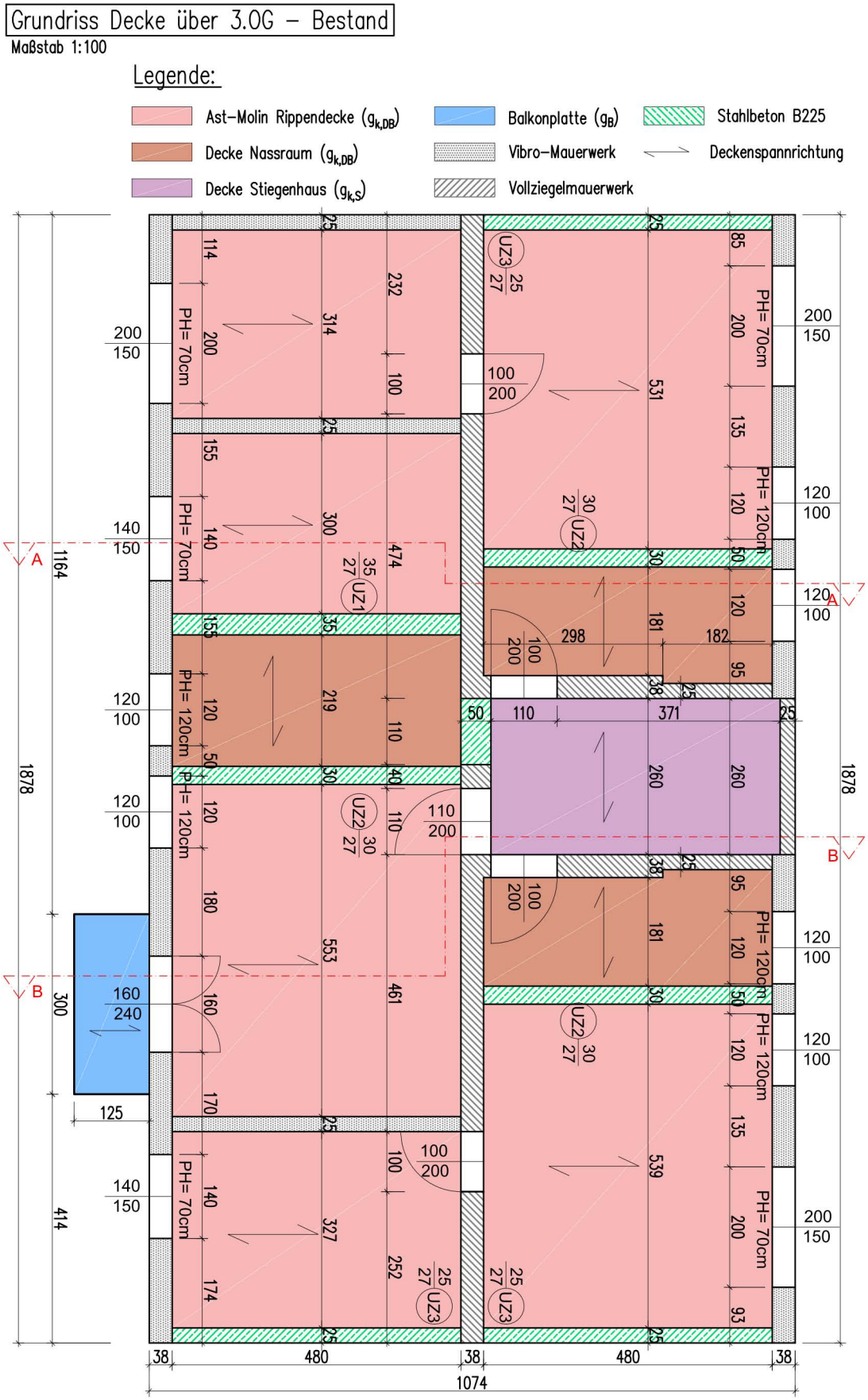


Abbildung A.5: Grundriss der obersten Bestandsdecke mit der entsprechenden Deckeneinteilung (eigene Darstellung)

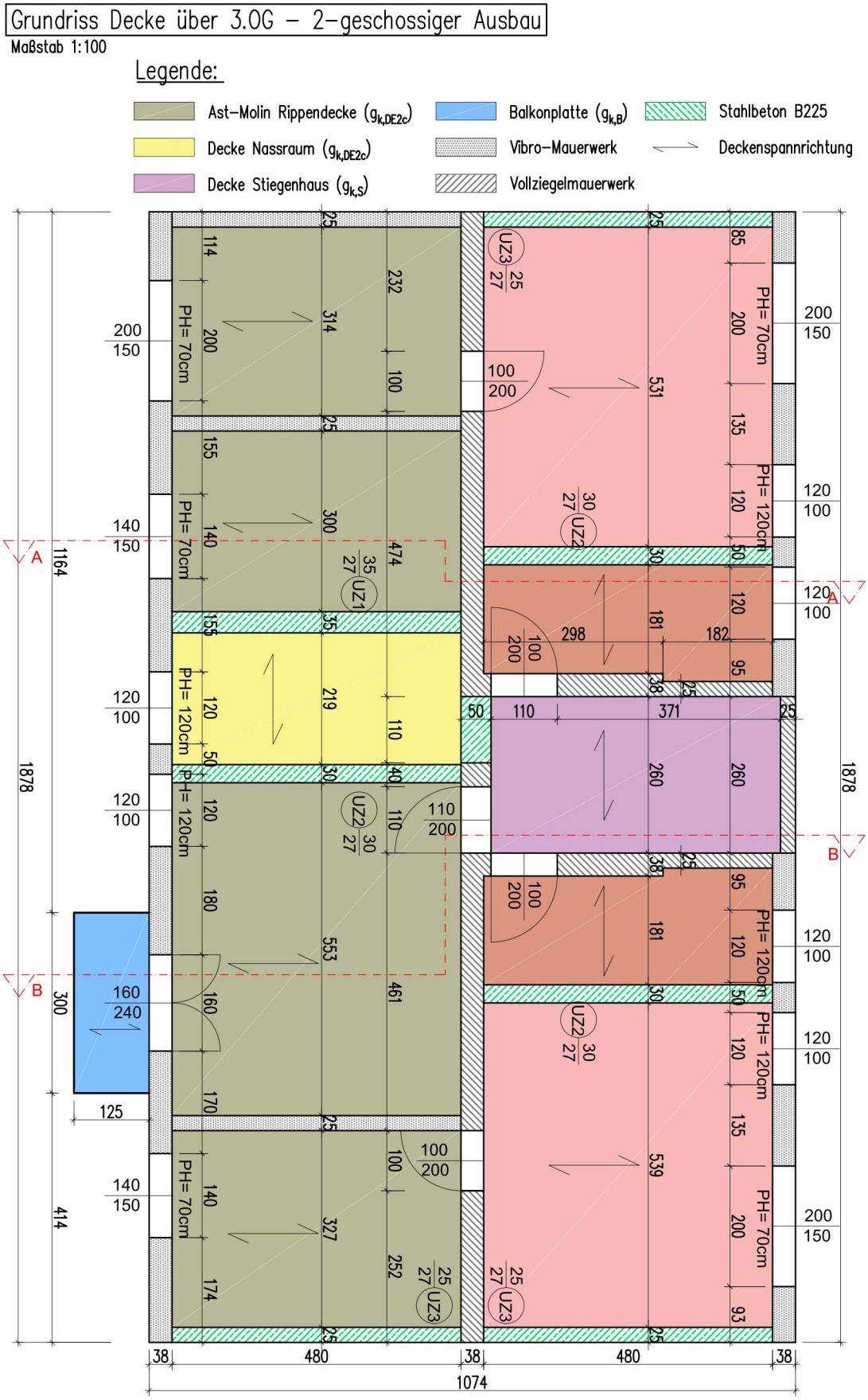


Abbildung A.6: Grundriss der obersten Decke des 2-geschoßigen Dachausbaus mit der entsprechenden Deckeneinteilung (eigene Darstellung)

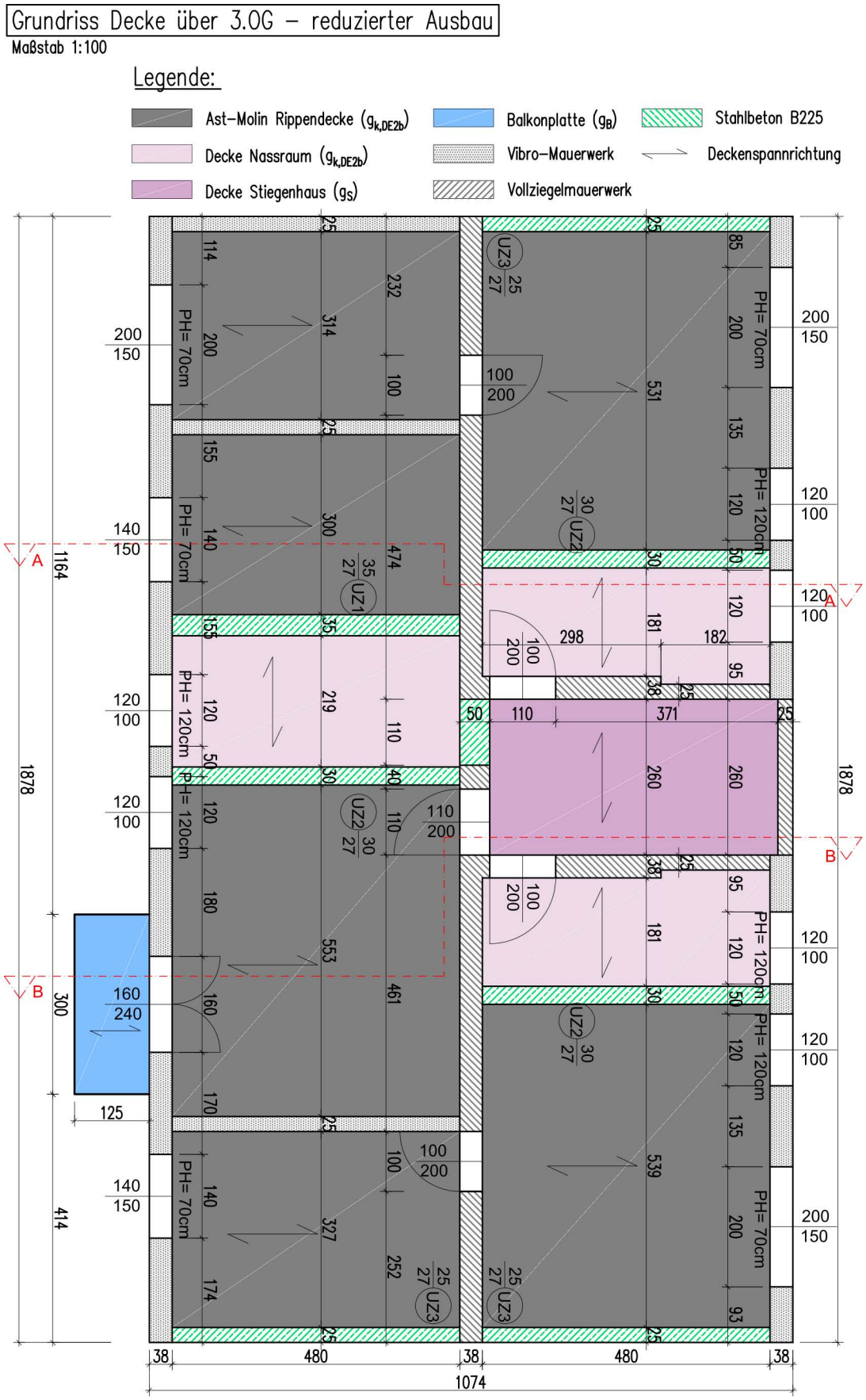


Abbildung A.7: Grundriss der obersten Decke des reduzierten Dachausbaus mit der entsprechenden Deckeneinteilung (eigene Darstellung)

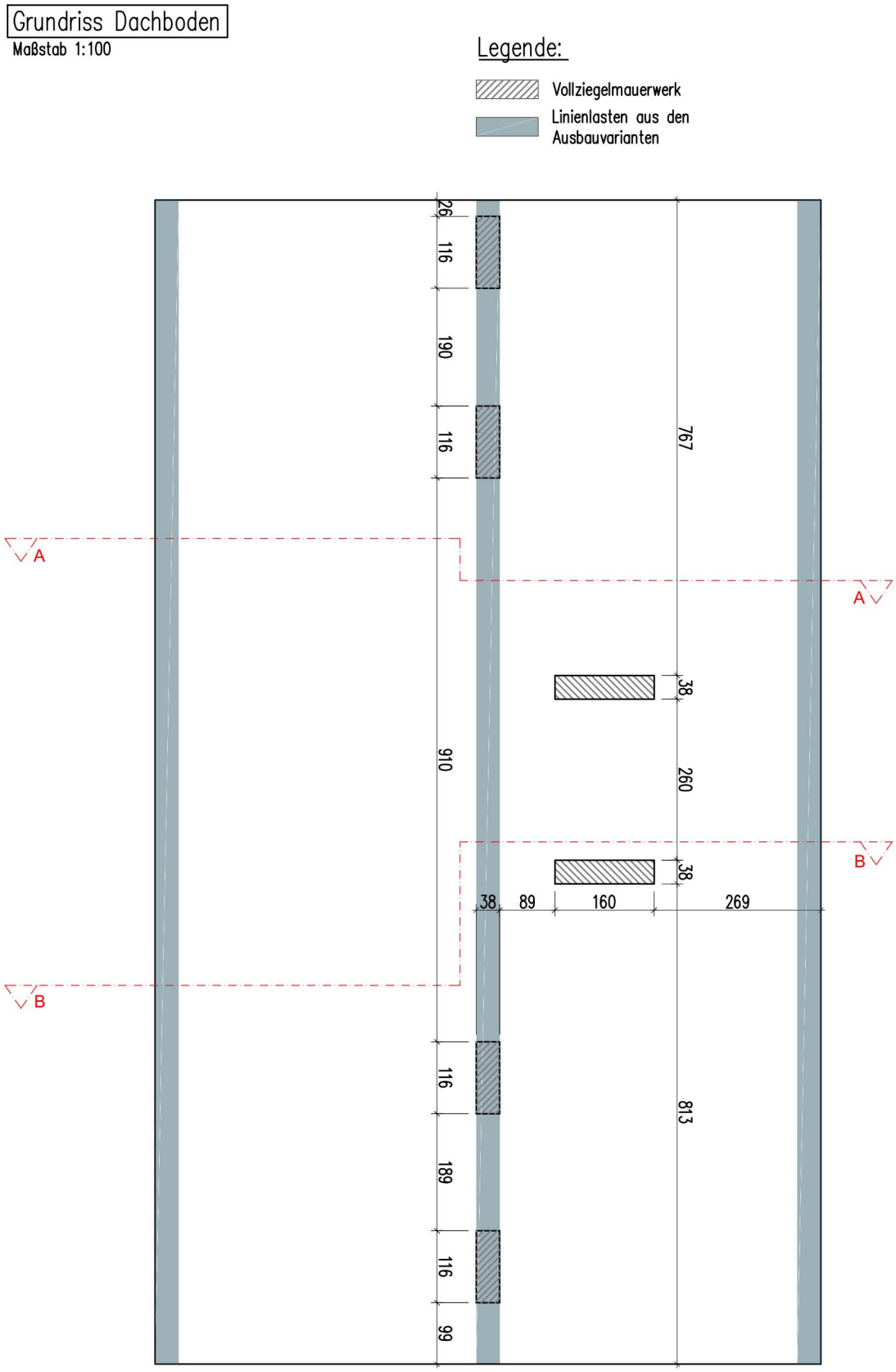


Abbildung A.8: Grundriss des Dachbodens (eigene Darstellung)

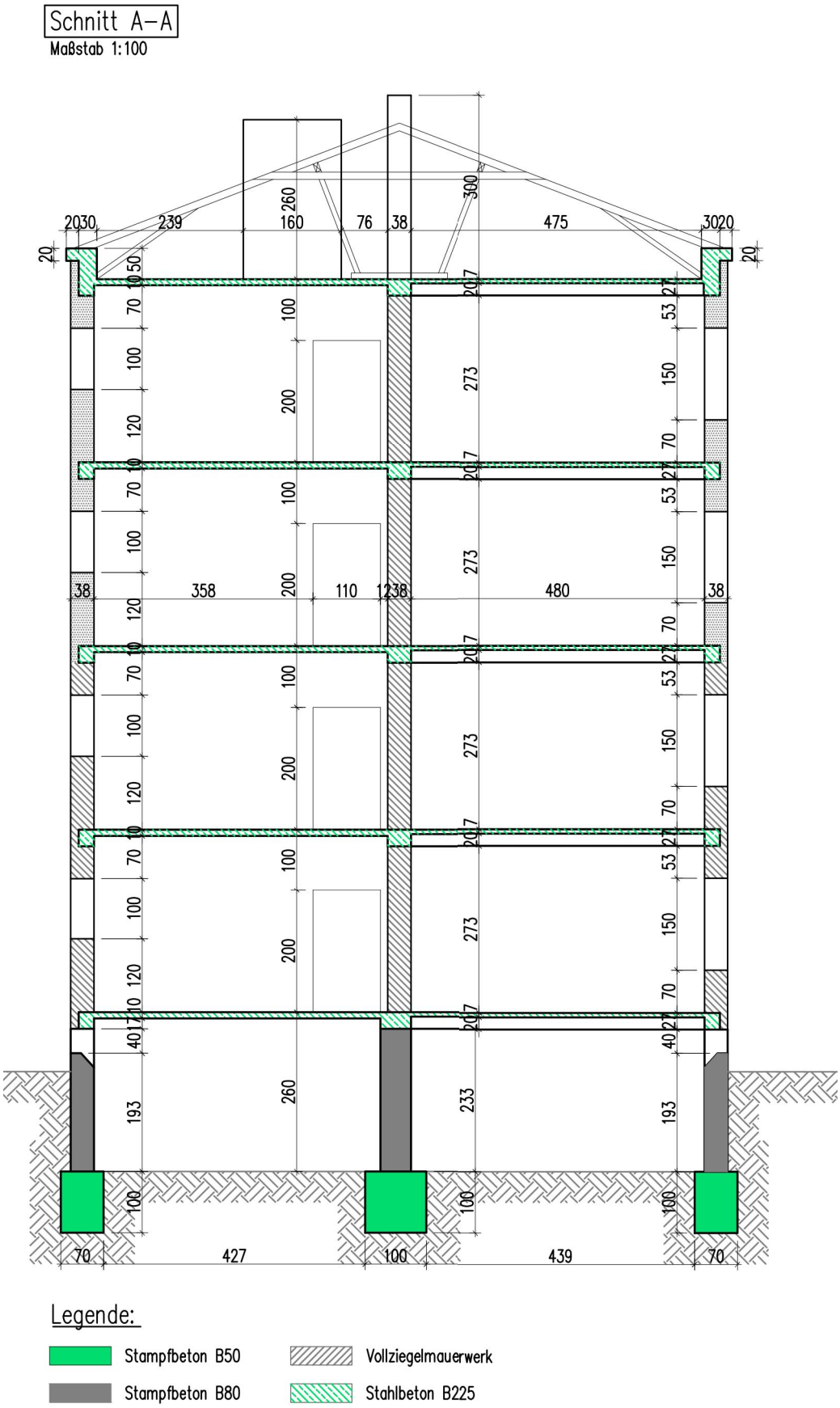


Abbildung A.9: Schnitt A-A durch die Grundrisse aus den Abbildungen A.1-A.8 (eigene Darstellung)

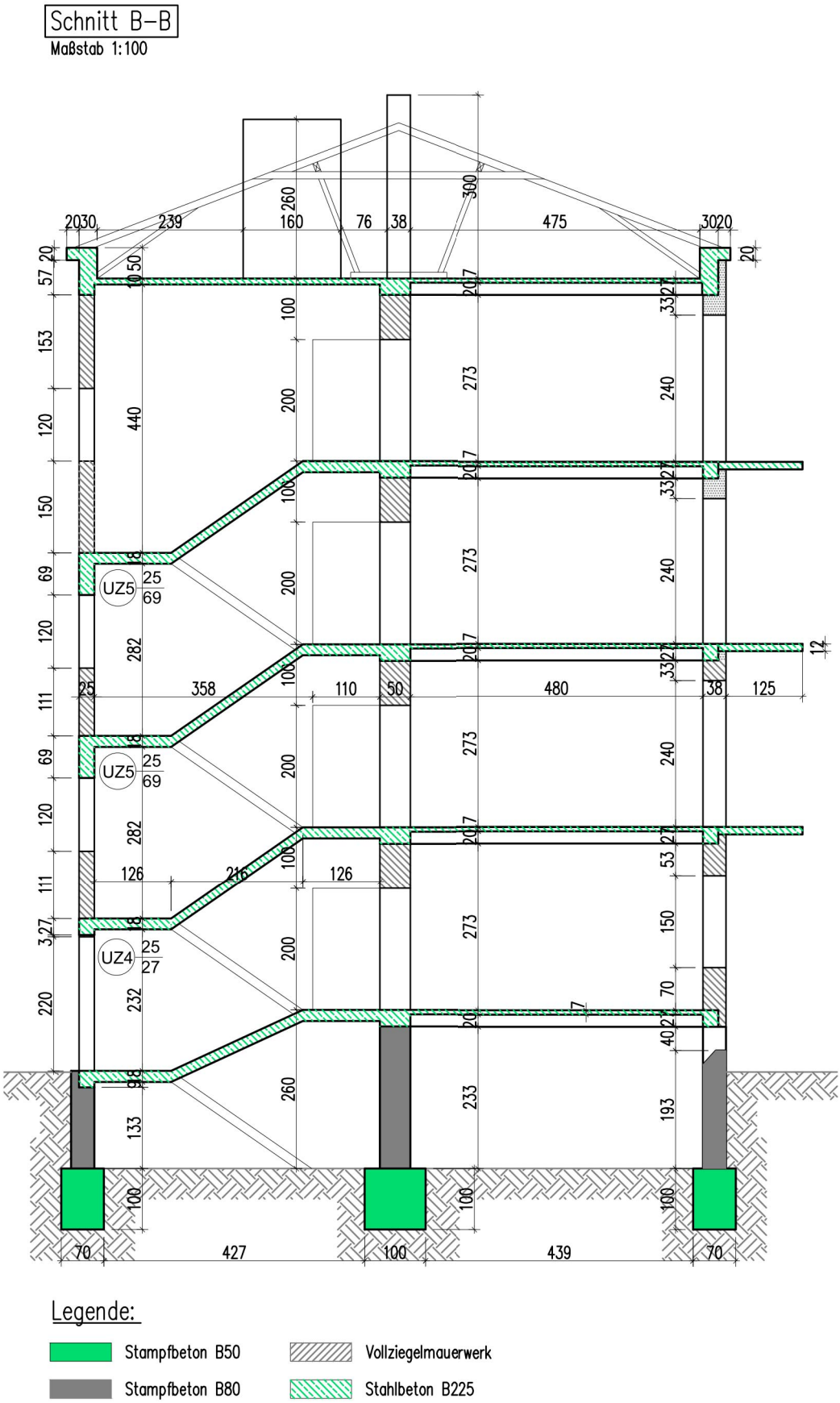


Abbildung A.10: Schnitt B-B durch die Grundrisse aus den Abbildungen A.1-A.8 (eigene Darstellung)

A.3 Zusätzliche Unterlagen zur Erbringung des Erdbebennachweises

In den Abbildungen A.11-A.13 sind die Berechnungen der erforderlichen Erfüllungsfaktoren α_{soll} angegeben. Diese wurden mithilfe der online abrufbaren Risikoanalyse von ZT Pech durchgeführt (Pech, s.a.).

RISIKOANALYSE für Bestandsgebäude gemäß ONORM B 1998-3 und ONR 24009

Bei Erhöhung der Personenanzahl darf die Bilanz des Personenrisikos unter Zugrundelegung des vorhandenen Bestandsgebäudes und der baulichen Maßnahme nicht verschlechtert werden. Dieser Grundsatz stellt ein gleichbleibendes Gesamtrisiko des ausgebauten Gebäudes verglichen mit den Risiken des bestehenden Gebäudes und einem für den Personenzuwachs gedachten Neubaus (ohne Reduktion des Zuverlässigkeitsniveaus) sicher. Eine Erhöhung des personenbezogenen Risikos ist auch dann gegeben, wenn eine Nutzungsänderung eine Erhöhung der Personenanzahl (z.B. Ausbau) zur Folge hat bzw. eine Erhöhung der Schadensfolgeklasse oder der Bedeutungskategorie bewirkt.

Objektdaten

Straße, Hausnummer: Hackingerstraße 30-36

Postleitzahl, Ort: 1140 Wien

Bestandsgebäude (vor Bauwerksänderung)

	CC2	Schadensfolgeklasse gemäß ÖNORM B 1990-1
PZ_{ist}	21,15	Personenanzahl im Bestandsgebäude gemäß ÖNORM B 1998-3:2013, Pkt. A.3.4
α_{ist}	1	Erdbebenerfüllungsfaktor des Bestandsgebäudes $\alpha_{ist} = R_d/E_d$
$R_d = a_{g\text{-}ist} \cdot S$		maximal aufnehmbare Bodenbeschleunigung Bestand
$E_d = a_{g\text{-}R} \cdot \gamma I \cdot S$		maximal aufnehmbare Bodenbeschleunigung Bestand
$P_{f,ist}=$	$0.571 \cdot 10^{-6}$	vorhandene Versagenswahrscheinlichkeit des Bestandsgebäudes ermittelt aus α_{ist}

Anmerkung: Im Fall einer Herabstufung der Schadensfolgeklasse des Gebäudes nach der Bauwerksänderung ist für die Ermittlung von α_{ist} die Schadensfolgeklasse nach der Bauwerksänderung anzusetzen.

Bauwerk nach Bauwerksänderung

	CC2	Schadensfolgeklasse gemäß ÖNORM B 1990-1
PZ_{neu}	25,85	Personenanzahl nach Bauwerksänderung gemäß ÖNORM B 1998-3:2013, Pkt. A.3.4
ΔPZ	4.70	Personenzunahme
	50%	maximale Personenzunahme in Prozent von PZ_{ist} für die Anwendbarkeit im Bestand gemäß ONR 24009
	22.22%	Personenzunahme in Prozent von PZ_{ist} **kleiner als 50% RISIKOANALYSE ZULÄSSIG**
α_{min}	**0.25**	Mindest-Erdbebenerfüllungsfaktor gemäß ÖNORM B 1998-3:2013, Tab.A.3
α_{neu}	1.00	Erdbebenerfüllungsfaktor für Neubau
$P_{f,neu}=$	$0.571 \cdot 10^{-6}$	vorhandene Versagenswahrscheinlichkeit für Neubau ermittelt aus $\alpha_{neu}=1,00$
$P_{f,soll} = (PZ_{ist} \cdot PZ_{f,ist} + \Delta PZ \cdot P_{f,neu})/(PZ_{ist} + \Delta PZ)$		
$P_{f,soll}=$	$0.571 \cdot 10^{-6}$	erforderliche Versagenswahrscheinlichkeit nach Bauwerksänderung
$\alpha_{soll,1}=$	1.00	Erdbebenerfüllungsfaktor nach Ausbau $\alpha_{soll,1}$ ermittelt aus $P_{f,soll}$
$\alpha_{soll,2}=$	1.00	Erdbebenerfüllungsfaktor nach Ausbau zufolge $\alpha_{soll,2} \geq \alpha_{ist}$
$\alpha_{soll,3}=$	1.00	Erdbebenerfüllungsfaktor nach Ausbau zufolge $\alpha_{soll,3} \geq \alpha_{min}$
$\alpha_{soll,4}=$	1.00	Erdbebenerfüllungsfaktor nach Ausbau zufolge $\Delta PZ \leq 50$ % von PZ_{ist} ($\alpha_{soll,4} = 1,00$ bei >50 % entspricht NEUBAU)
$\alpha_{soll}=$	1.00	Erdbebenerfüllungsfaktor nach Bauwerksänderung $\alpha_{soll}=MAX(\alpha_{soll,1};\alpha_{soll,2};\alpha_{soll,3};\alpha_{soll,4}) \leq 1,00$
$R_{d\text{-}soll} = 1.00 \cdot a_{g\text{-}R} \cdot \gamma I \cdot S$		erforderliche Bodenbeschleunigung nach Bauwerksänderung
$P_{f,Ausbau}=$	$0.571 \cdot 10^{-6}$	Versagenswahrscheinlichkeit nach der Bauwerksänderung

α_{soll} = 1.00 Erdbebenerfüllungsfaktor nach Bauwerksänderung

Die Ermittlung des personenbezogenen Risikos und der Erdbebenerfüllungsfaktoren nach der Bauwerksänderung erfolgte gemäß ÖNORM B 1998-3:2013 und einem Berechnungstools des ZT-Büros Dr.PECH (www.zt-pech.at). Für die Richtigkeit der Eingaben haftet der Nutzer des Berechnungstools, die Ergebnisse sind durch den Nutzer auf Plausibilität zu prüfen. Das Berechnungstool wurde unter Beachtung wissenschaftlicher Sorgfalt und anerkannter Regeln der Technik entwickelt. Der Nutzer weiß, dass diese Software Fehler enthalten kann. ZT-Pech übernimmt keinerlei Gewährleistung. Der Nutzer wird an der Software auftretende Mängel unverzüglich anzeigen. Es wird keine Gewähr dafür übernommen, dass die Benutzung der Software nicht in Schutzrechte oder Urheberrechte Dritter eingreift oder keine Schäden bei Dritten herbeiführt. Die durch den Nutzer eingegebenen Daten werden für wissenschaftliche Auswertungen gespeichert.

Risikoanalyse wurde mit einem Berechnungstools des ZT-Büros Dr.PECH am 18.3.2016 um 10:18:30 erstellt.

Abbildung A.11: Erfüllungsfaktor α_{soll} für das 3-geschoßige Wohngebäude (Pech, s.a.)

RISIKOANALYSE für Bestandsgebäude gemäß ÖNORM B 1998-3 und ONR 24009

Bei Erhöhung der Personenanzahl darf die Bilanz des Personenrisikos unter Zugrundelegung des vorhandenen Bestandsgebäudes und der baulichen Maßnahme nicht verschlechtert werden. Dieser Grundsatz stellt ein gleichbleibendes Gesamtrisiko des ausgebauten Gebäudes verglichen mit den Risiken des bestehenden Gebäudes und einem für den Personenzuwachs gedachten Neubaus (ohne Reduktion des Zuverlässigkeitsniveaus) sicher. Eine Erhöhung des personenbezogenen Risikos ist auch dann gegeben, wenn eine Nutzungsänderung eine Erhöhung der Personenanzahl (z.B. Ausbau) zur Folge hat bzw. eine Erhöhung der Schadensfolgeklasse oder der Bedeutungskategorie bewirkt.

Objektdaten

Straße, Hausnummer: Hackingerstraße 30-36

Postleitzahl, Ort: 1140 Wien

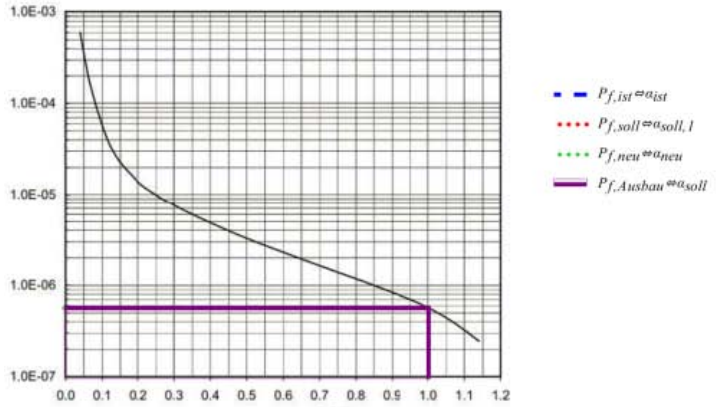
Bestandsgebäude (vor Bauwerksänderung)

	$CC2$	Schadensfolgeklasse gemäß ÖNORM B 1990-1
PZ_{ist}	$28,2$	Personenanzahl im Bestandsgebäude gemäß ÖNORM B 1998-3:2013, Pkt. A.3.4
α_{ist}	1	Erdbebenerfüllungsfaktor des Bestandsgebäudes $\alpha_{ist} = R_d/E_d$
$R_d = a_{g\text{-}ist} \cdot S$		maximal aufnehmbare Bodenbeschleunigung Bestand
$E_d = a_{g\text{-}R} \cdot \gamma_I \cdot S$		maximal aufnehmbare Bodenbeschleunigung Bestand
$P_{f,ist}=$	$0.571 \cdot 10^{-6}$	vorhandene Versagenswahrscheinlichkeit des Bestandsgebäudes ermittelt aus α_{ist}

Anmerkung: Im Fall einer Herabstufung der Schadensfolgeklasse des Gebäudes nach der Bauwerksänderung ist für die Ermittlung von α_{ist} die Schadensfolgeklasse nach der Bauwerksänderung anzusetzen.

Bauwerk nach Bauwerksänderung

	$CC2$	Schadensfolgeklasse gemäß ÖNORM B 1990-1
PZ_{neu}	$32,9$	Personenanzahl nach Bauwerksänderung gemäß ÖNORM B 1998-3:2013, Pkt. A.3.4
ΔPZ	4.70	Personenzunahme
	50%	maximale Personenzunahme in Prozent von PZ_{ist} für die Anwendbarkeit im Bestand gemäß ONR 24009
	16.67%	Personenzunahme in Prozent von PZ_{ist} **kleiner als 50%: RISIKOANALYSE ZULÄSSIG**
α_{min}	**0.25**	Mindest-Erdbebenerfüllungsfaktor gemäß ÖNORM B 1998-3:2013, Tab.A.3
α_{neu}	1.00	Erdbebenerfüllungsfaktor für Neubau
$P_{f,neu}=$	$0.571 \cdot 10^{-6}$	vorhandene Versagenswahrscheinlichkeit für Neubau ermittelt aus $\alpha_{neu}=1,00$
$P_{f,soll} = (PZ_{ist} \cdot PZ_{f,ist} + \Delta PZ \cdot P_{f,neu})/(PZ_{ist} + \Delta PZ)$		
$P_{f,soll}=$	$0.571 \cdot 10^{-6}$	erforderliche Versagenswahrscheinlichkeit nach Bauwerksänderung
$\alpha_{soll,1}=$	1.00	Erdbebenerfüllungsfaktor nach Ausbau $\alpha_{soll,1}$ ermittelt aus $P_{f,soll}$
$\alpha_{soll,2}=$	1.00	Erdbebenerfüllungsfaktor nach Ausbau zufolge $\alpha_{soll,2} \geq \alpha_{ist}$
$\alpha_{soll,3}=$	1.00	Erdbebenerfüllungsfaktor nach Ausbau zufolge $\alpha_{soll,3} \geq \alpha_{min}$
$\alpha_{soll,4}=$	1.00	Erdbebenerfüllungsfaktor nach Ausbau zufolge $\Delta PZ \leq 50\ \%$ von PZ_{ist} ($\alpha_{soll,4} = 1,00$ bei >50 % entspricht NEUBAU)
$\alpha_{soll}=$	1.00	Erdbebenerfüllungsfaktor nach Bauwerksänderung $\alpha_{soll}=MAX(\alpha_{soll,1};\alpha_{soll,2};\alpha_{soll,3};\alpha_{soll,4}) \leq 1.00$
$R_{d\text{-}soll} = 1.00 \cdot a_{g\text{-}R} \cdot \gamma_I \cdot S$		erforderliche Bodenbeschleunigung nach Bauwerksänderung
$P_{f,Ausbau}=$	$0.571 \cdot 10^{-6}$	Versagenswahrscheinlichkeit nach der Bauwerksänderung



α_{soll} = 1.00 Erdbebenerfüllungsfaktor nach Bauwerksänderung

Die Ermittlung des personenbezogenen Risikos und der Erdbebenerfüllungsfaktoren nach der Bauwerksänderung erfolgte gemäß ÖNORM B 1998-3:2013 und einem Berechnungstools des ZT-Büros Dr.PECH (www.zt-pech.at). Für die Richtigkeit der Eingaben haftet der Nutzer des Berechnungstools, die Ergebnisse sind durch den Nutzer auf Plausibilität zu prüfen. Das Berechnungstool wurde unter Beachtung wissenschaftlicher Sorgfalt und anerkannter Regeln der Technik entwickelt. Der Nutzer weiß, dass diese Software Fehler enthalten kann. ZT-Pech übernimmt keinerlei Gewährleistung. Der Nutzer wird an der Software auftretende Mängel unverzüglich anzeigen. Es wird keine Gewähr dafür übernommen, dass die Benutzung der Software nicht in Schutzrechte oder Urheberrechte Dritter eingreift oder keine Schäden bei Dritten herbeiführt. Die durch den Nutzer eingegebenen Daten werden für wissenschaftliche Auswertungen gespeichert.

Risikoanalyse wurde mit einem Berechnungstools des ZT-Büros Dr.PECH am 18.3.2016 um 10:19:4 erstellt.

Abbildung A.12: Erfüllungsfaktor α_{soll} für das 4-geschoßige Wohngebäude (Pech, s.a.)

RISIKOANALYSE für Bestandsgebäude gemäß ÖNORM B 1998-3 und ONR 24009

Bei Erhöhung der Personenanzahl darf die Bilanz des Personenrisikos unter Zugrundelegung des vorhandenen Bestandsgebäudes und der baulichen Maßnahme nicht verschlechtert werden. Dieser Grundsatz stellt ein gleichbleibendes Gesamtrisiko des ausgebauten Gebäudes verglichen mit den Risiken des bestehenden Gebäudes und einem für den Personenzuwachs gedachten Neubaus (ohne Reduktion des Zuverlässigkeitsniveaus) sicher. Eine Erhöhung des personenbezogenen Risikos ist auch dann gegeben, wenn eine Nutzungsänderung eine Erhöhung der Personenanzahl (z.B. Ausbau) zur Folge hat bzw. eine Erhöhung der Schadensfolgeklasse oder der Bedeutungskategorie bewirkt.

Objektdaten

Straße, Hausnummer: Hackingerstraße 30-36

Postleitzahl, Ort: 1140 Wien

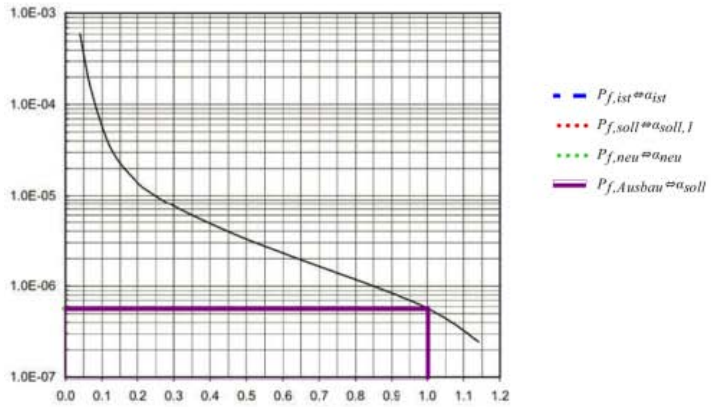
Bestandsgebäude (vor Bauwerksänderung)

	$CC2$	Schadensfolgeklasse gemäß ÖNORM B 1990-1
PZ_{ist}	35.25	Personenanzahl im Bestandsgebäude gemäß ÖNORM B 1998-3:2013, Pkt. A.3.4
α_{ist}	1	Erdbebenerfüllungsfaktor des Bestandsgebäudes $\alpha_{ist} = R_d/E_d$
$R_d = a_{g\text{-}ist} \cdot S$		maximal aufnehmbare Bodenbeschleunigung Bestand
$E_d = a_{g\text{-}R} \cdot \gamma_I \cdot S$		maximal aufnehmbare Bodenbeschleunigung Bestand
$P_{f,ist}=$	$0.571 \cdot 10^{-6}$	vorhandene Versagenswahrscheinlichkeit des Bestandsgebäudes ermittelt aus α_{ist}

Anmerkung: Im Fall einer Herabstufung der Schadensfolgeklasse des Gebäudes nach der Bauwerksänderung ist für die Ermittlung von α_{ist} die Schadensfolgeklasse nach der Bauwerksänderung anzusetzen.

Bauwerk nach Bauwerksänderung

	$CC2$	Schadensfolgeklasse gemäß ÖNORM B 1990-1
PZ_{neu}	39.95	Personenanzahl nach Bauwerksänderung gemäß ÖNORM B 1998-3:2013, Pkt. A.3.4
ΔPZ	4.70	Personenzunahme
	50%	maximale Personenzunahme in Prozent von PZ_{ist} für die Anwendbarkeit im Bestand gemäß ONR 24009
	13.33%	Personenzunahme in Prozent von PZ_{ist} **kleiner als 50% RISIKOANALYSE ZULÄSSIG**
α_{min}	**0.25**	Mindest-Erdbebenerfüllungsfaktor gemäß ÖNORM B 1998-3:2013, Tab.A.3
α_{neu}	1.00	Erdbebenerfüllungsfaktor für Neubau
$P_{f,neu}=$	$0.571 \cdot 10^{-6}$	vorhandene Versagenswahrscheinlichkeit für Neubau ermittelt aus $\alpha_{neu}=1.00$
$P_{f,soll} = (PZ_{ist} \cdot PZ_{f,ist} + \Delta PZ \cdot P_{f,neu})/(PZ_{ist} + \Delta PZ)$		
$P_{f,soll}=$	$0.571 \cdot 10^{-6}$	erforderliche Versagenswahrscheinlichkeit nach Bauwerksänderung
$\alpha_{soll,1}=$	1.00	Erdbebenerfüllungsfaktor nach Ausbau $\alpha_{soll,1}$ ermittelt aus $P_{f,soll}$
$\alpha_{soll,2}=$	1.00	Erdbebenerfüllungsfaktor nach Ausbau zufolge $\alpha_{soll,2} \geq \alpha_{ist}$
$\alpha_{soll,3}=$	1.00	Erdbebenerfüllungsfaktor nach Ausbau zufolge $\alpha_{soll,3} \geq \alpha_{min}$
$\alpha_{soll,4}=$	1.00	Erdbebenerfüllungsfaktor nach Ausbau zufolge $\Delta PZ \leq 50\ \%$ von PZ_{ist} ($\alpha_{soll,4} = 1.00$ bei >50 % entspricht NEUBAU)
$\alpha_{soll}=$	1.00	Erdbebenerfüllungsfaktor nach Bauwerksänderung $\alpha_{soll}=MAX(\alpha_{soll,1};\alpha_{soll,2};\alpha_{soll,3};\alpha_{soll,4}) \leq 1.00$
$R_{d\text{-}soll} = 1.00 \cdot a_{g\text{-}R} \cdot \gamma_I \cdot S$		erforderliche Bodenbeschleunigung nach Bauwerksänderung
$P_{f,Ausbau}=$	$0.571 \cdot 10^{-6}$	Versagenswahrscheinlichkeit nach der Bauwerksänderung



α_{soll} = 1.00 Erdbebenerfüllungsfaktor nach Bauwerksänderung

Die Ermittlung des personenbezogenen Risikos und der Erdbebenerfüllungsfaktoren nach der Bauwerksänderung erfolgte gemäß ÖNORM B 1998-3:2013 und einem Berechnungstools des ZT-Büros Dr.PECH (www.zt-pech.at). Für die Richtigkeit der Eingaben haftet der Nutzer des Berechnungstools, die Ergebnisse sind durch den Nutzer auf Plausibilität zu prüfen. Das Berechnungstool wurde unter Beachtung wissenschaftlicher Sorgfalt und anerkannter Regeln der Technik entwickelt. Der Nutzer weiß, dass diese Software Fehler enthalten kann. ZT-Pech übernimmt keinerlei Gewährleistung. Der Nutzer wird an der Software auftretende Mängel unverzüglich anzeigen. Es wird keine Gewähr dafür übernommen, dass die Benutzung der Software nicht in Schutzrechte oder Urheberrechte Dritter eingreift oder keine Schäden bei Dritten herbeiführt. Die durch den Nutzer eingegebenen Daten werden für wissenschaftliche Auswertungen gespeichert.

Risikoanalyse wurde mit einem Berechnungstools des ZT-Büros Dr.PECH am 18.3.2016 um 10:19:32 erstellt.

Abbildung A.13: Erfüllungsfaktor α_{soll} für das 5-geschoßige Wohngebäude (Pech, s.a.)

A.4 Zusätzliche Unterlagen zur Nachweisführung des Grundbruchs

Zur Ermittlung der Bodenkennwerte wurden Informationen zu Bohrkernen eingeholt, die die Magistratsabteilung 29 der Stadt Wien zur Verfügung stellt. Abbildung A.14 zeigt die Lage der Bohrkerne mit der entsprechenden Nummer. Aus dieser Übersicht sind in den Abbildungen A.15-A.18 drei Bohrkerne näher beschrieben.

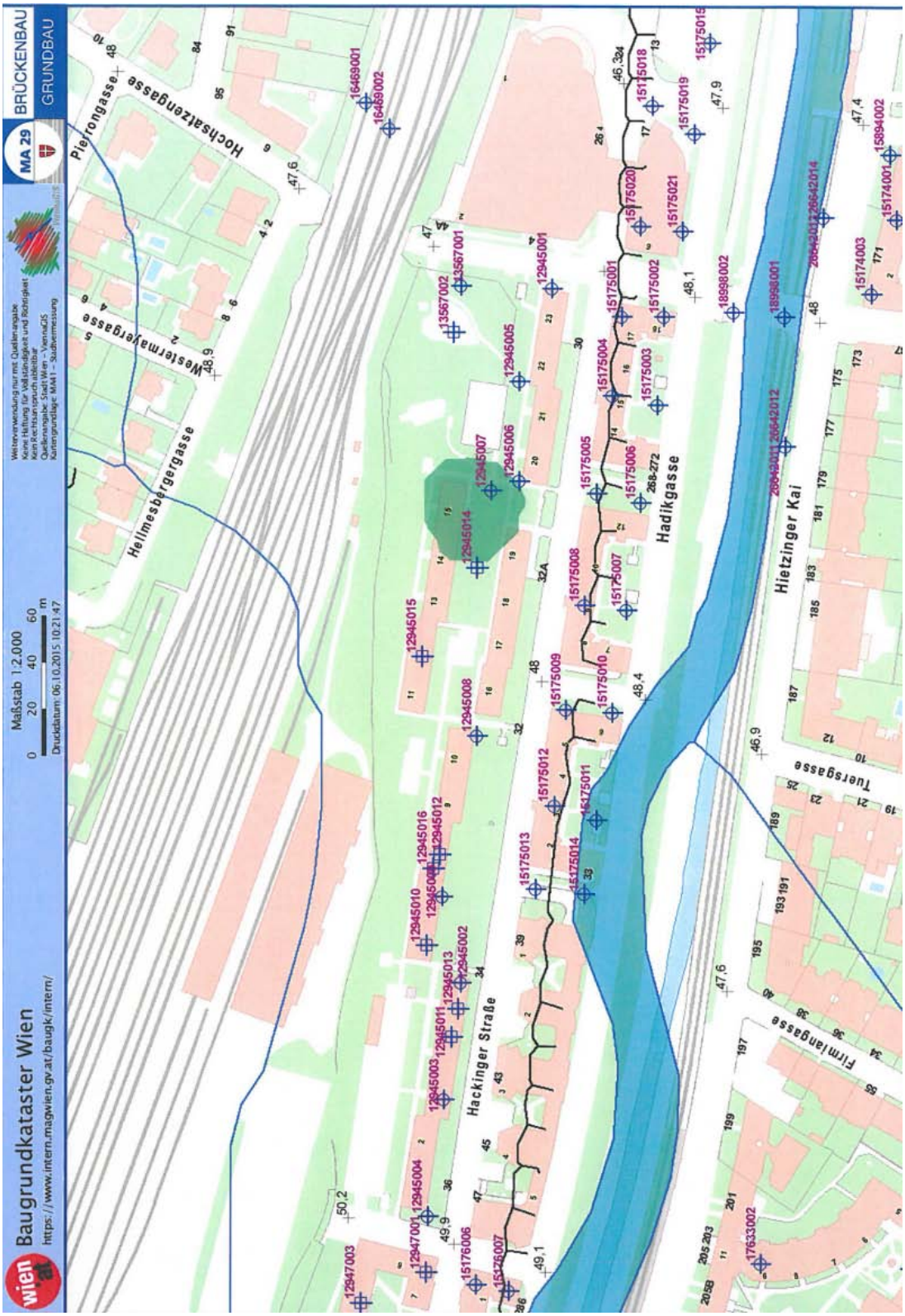
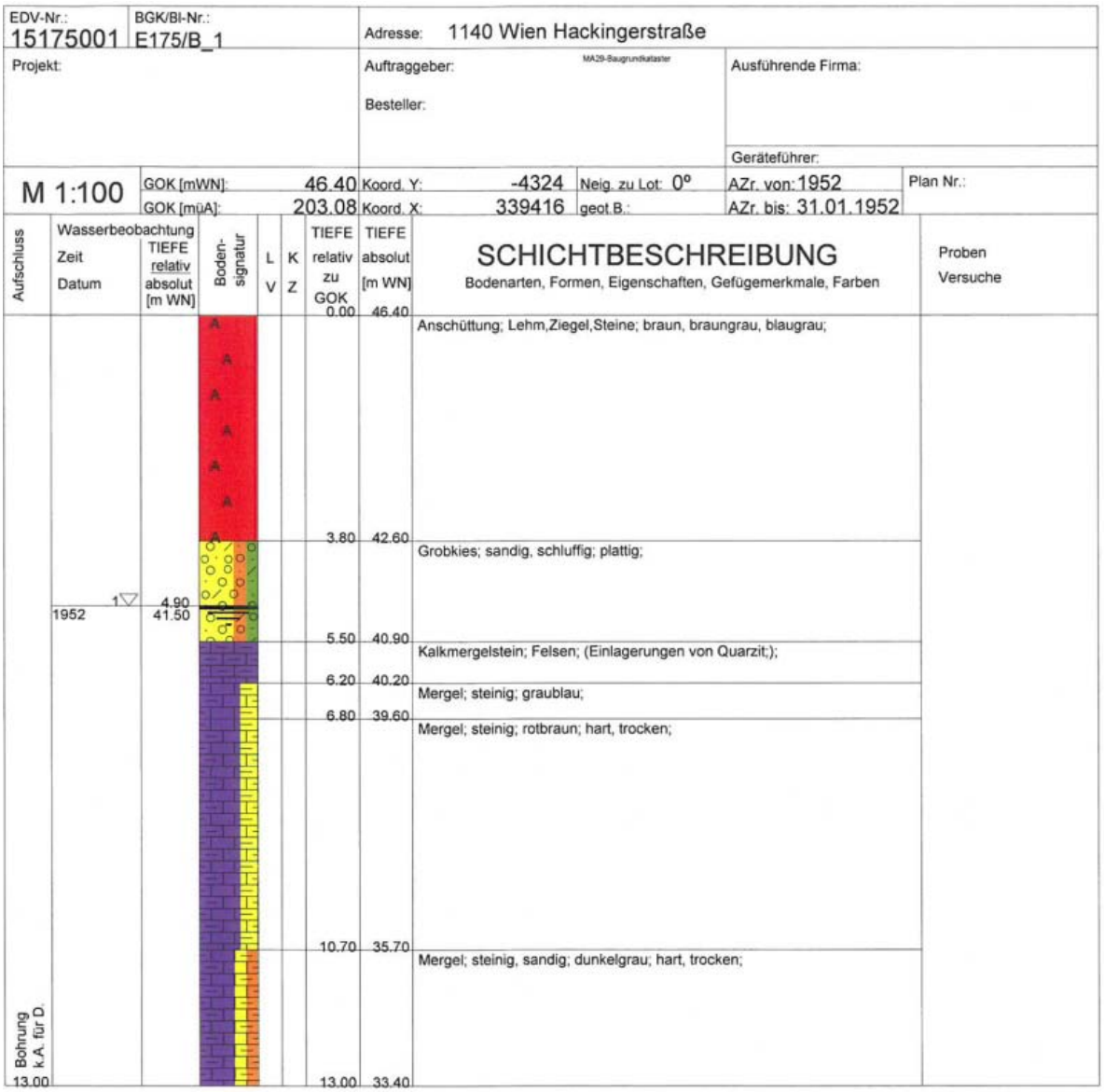


Abbildung A.14: Lageplan der Bohrpro le



EDV-Nr.: 15175001	BGK/BI-Nr.: E175/B_1	Adresse: 1140 Wien Hackingerstraße		
Projekt:		Auftraggeber: MA29-Baugrundkataster Besteller:		Ausführende Firma: Geräteführer:
M 1:100	GOK [mWN]: 46.40 GOK [müA]: 203.08	Koord. Y: -4324 Koord. X: 339416	Neig. zu Lot: 0° geot.B.:	AZr. von: 1952 AZr. bis: 31.01.1952
Plan Nr.:				

Aufschluss	Wasserbeobachtung Zeit Datum	TIEFE relativ absolut [m WN]	Boden-signatur	L V	K Z	TIEFE relativ zu GOK	TIEFE absolut [m WN]	SCHICHTBESCHREIBUNG Bodenarten, Formen, Eigenschaften, Gefügemerkmale, Farben	Proben Versuche
						0.00	46.40	Anschüttung; Lehm,Ziegel,Steine; braun, braungrau, blaugrau;	
						3.80	42.60	Grobkies; sandig, schluffig; plattig;	
	1 1952	4.90 41.50							
						5.50	40.90	Kalkmergelstein; Felsen; (Einlagerungen von Quarzit;);	
						6.20	40.20	Mergel; steinig; graublau;	
						6.80	39.60	Mergel; steinig; rotbraun; hart, trocken;	
						10.70	35.70	Mergel; steinig, sandig; dunkelgrau; hart, trocken;	
Bohrung k.A. für D. 13.00						13.00	33.40		

VERFÜLLUNG:
0.00m - 13.00m : Sonstige, k.A.

HINWEIS:
Die von der MA 29 gemäß Beschluss des Gemeinderates vom 14.12.2005,
Pr.Zl. 04932-2005/0001-GSV aus dem Baugrundkataster zur Verfügung gestellten Daten sind unverbindlich.
Die dargestellten Daten sind das Produkt einer Datenbank.
Für die Richtigkeit der Daten wird keine wie immer geartete Haftung übernommen.
DVR 0000191 - V321

Abbildung A.15: Schichtbeschreibung des Bohrpro ls mit der Nummer 15175001

EDV-Nr.: 12945006	BGK/Bl-Nr.: B945/B_3	Adresse: 1140 Wien Hackinger Straße 30-36		
Projekt:		Auftraggeber: MA29-Baugrundkataster Besteller:		Ausführende Firma: Geräteführer:
M 1:100	GOK [mWN]: 46.78 GOK [müA]: 203.46	Koord. Y: -4395 Koord. X: 339460	Neig. zu Lot: 0° geot.B.:	AZr. von: 05.11.1962 AZr. bis: 11.01.1963

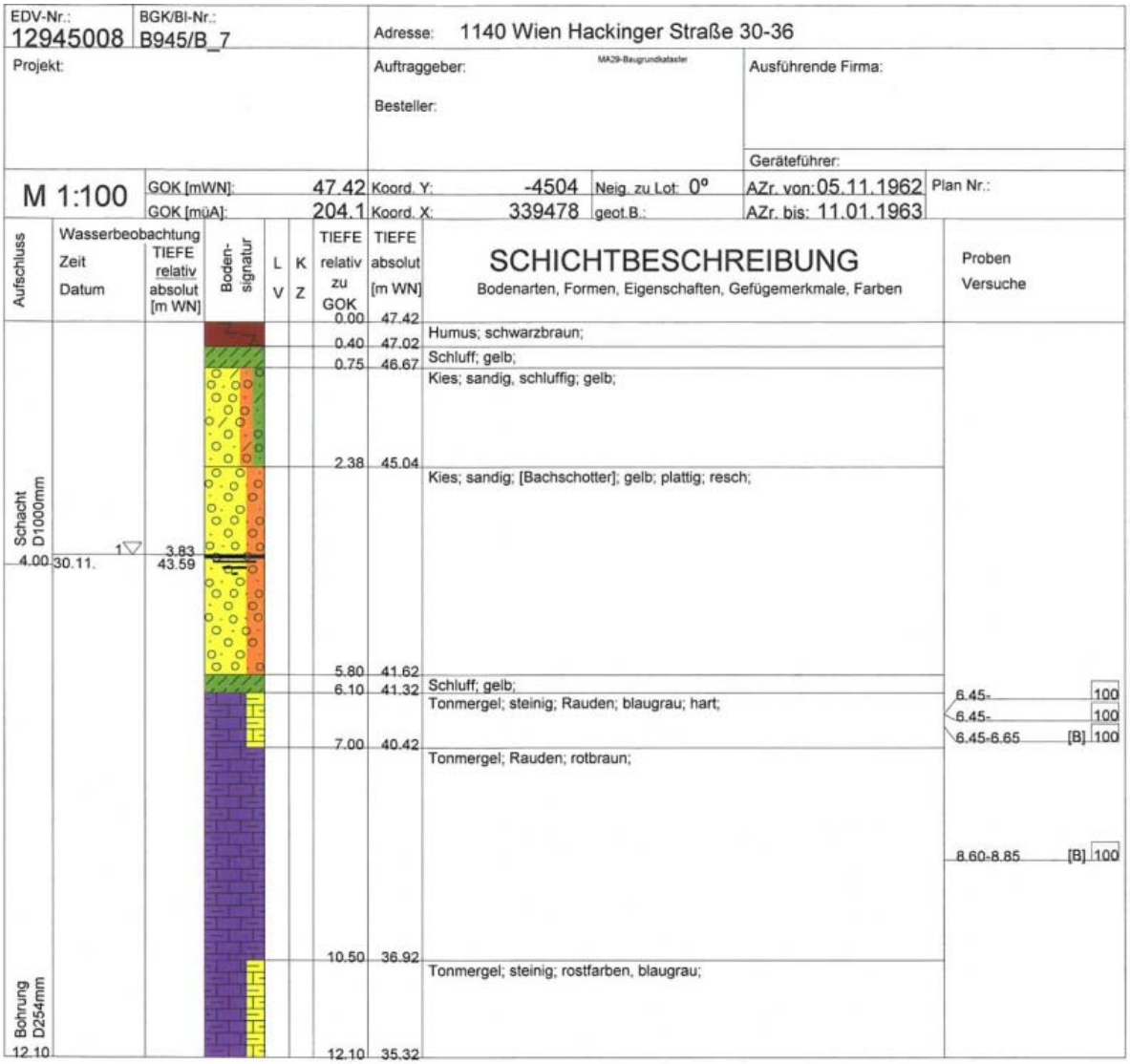
Plan Nr.:

Aufschluss	Wasserbeobachtung Zeit Datum	TIEFE relativ absolut [m WN]	Boden-signatur	L V	K Z	TIEFE relativ zu GOK	TIEFE absolut [m WN]	SCHICHTBESCHREIBUNG Bodenarten, Formen, Eigenschaften, Gefügemerkmale, Farben	Proben Versuche
						0.00	46.78	Humus; braun;	
						0.95	45.83	Kies; sandig, schluffig; gelb;	
						1.80	44.98	Kies; sandig; [Bachschotter]; gelb; plattig;	
Schacht D1000mm 4.00	1▽ 20.11.	3.72 43.06							
						5.30	41.48	Tonmergel; Rauden; blaugrau;	
						7.30	39.48	Tonmergel, Fels; blaugrau;	
Bohrung D254mm 11.30						11.30	35.48		

VERFÜLLUNG:
0.00m - 11.30m : Sonstige, k.A.

HINWEIS:
Die von der MA 29 gemäß Beschluss des Gemeinderates vom 14.12.2005,
Pr.Zl. 04932-2005/0001-GSV aus dem Baugrundkataster zur Verfügung gestellten Daten sind unverbindlich.
Die dargestellten Daten sind das Produkt einer Datenbank.
Für die Richtigkeit der Daten wird keine wie immer geartete Haftung übernommen.
DVR 0000191 - V321

Abbildung A.16: Schichtbeschreibung des Bohrpro ls mit der Nummer 12945006



EDV-Nr.: 12945008	BGK/Bl-Nr.: B945/B_7	Adresse: 1140 Wien Hackinger Straße 30-36		
Projekt:		Auftraggeber: MA29-Baugrundkataster Besteller:		Ausführende Firma: Geräteführer:
M 1:100	GOK [mWN]: 47.42 GOK [müA]: 204.1	Koord. Y: -4504 Koord. X: 339478	Neig. zu Lot: 0° geot.B.:	AZr. von: 05.11.1962 AZr. bis: 11.01.1963

Plan Nr.:

Aufschluss	Wasserbeobachtung Zeit / Datum	TIEFE relativ / absolut [m WN]	Bodensignatur	L V	K Z	TIEFE relativ zu GOK	TIEFE absolut [m WN]	SCHICHTBESCHREIBUNG Bodenarten, Formen, Eigenschaften, Gefügemerkmale, Farben	Proben Versuche
						0.00	47.42		
						0.40	47.02	Humus; schwarzbraun;	
						0.75	46.67	Schluff; gelb;	
						2.38	45.04	Kies; sandig, schluffig; gelb;	
Schacht D1000mm	1 ▽ 30.11.	3.83 / 43.59						Kies; sandig; [Bachschotter]; gelb; plattig; resch;	
4.00						5.80	41.62		
						6.10	41.32	Schluff; gelb;	
								Tonmergel; steinig; Rauden; blaugrau; hart;	6.45- 100 6.45- 100 6.45-6.65 [B] 100
						7.00	40.42	Tonmergel; Rauden; rotbraun;	8.60-8.85 [B] 100
						10.50	36.92	Tonmergel; steinig; rostfarben, blaugrau;	
Bohrung D254mm									
12.10						12.10	35.32		

VERFÜLLUNG:
0.00m - 12.10m : Sonstige, k.A.

HINWEIS:
Die von der MA 29 gemäß Beschluss des Gemeinderates vom 14.12.2005,
Pr.Zl. 04932-2005/0001-GSV aus dem Baugrundkataster zur Verfügung gestellten Daten sind unverbindlich.
Die dargestellten Daten sind das Produkt einer Datenbank.
Für die Richtigkeit der Daten wird keine wie immer geartete Haftung übernommen.
DVR 0000191 - V321

Abbildung A.17: Schichtbeschreibung des Bohrpro ls mit der Nummer 12945008

Bodenuntersuchungen
XIV., Huckingerstr.-Hochsatzeng.

B945/2

Ergebnisse der bodenphysikalischen Untersuchungen

Bohrloch	7	7	7	9	11	13	13
Tiefe in m	6,45-6,65	8,60-8,85	10,20-10,50	8,30-8,55	7,80-8,05	8,00-8,25	9,30-9,60
Bodenart		M e r g e l, s t e i n i g					
Natürl. Wassergehalt %	10,7	8,3	8,6	10,4	12,5	10,1	8,3
Spezif. Gewicht g/cm³	2,80	2,80	2,80	2,81	2,82	2,79	2,79
Raumgewicht feucht g/cm3	2,30	2,33	2,30	2,36	2,36	2,41	2,43
trocken	2,08	2,16	2,12	2,14	2,10	2,18	2,24
Konsistenz- Fliessgr.	38,5	39,5	35,0	31	35	31	28,5
grenzen Ausrollgr.	18,5	19,5	19,5	17	16	17	18,0
in % Plast.Ind.	20,0	20,0	15,5	14	19	14	10,5
Kohäsion kg/cm²	0,63	-	-	0,55	0,55	-	-
Winkel der inneren Reibung	13°30' Abb.1	-	-	13°30' Abb.2	11° Abb.3	-	-
Zusammendrückungsmodul kg/cm2	130 Abb.4	140 Abb.5	130 Abb.6	140 Abb.7	130 Abb.8	120 Abb.9	350 Abb.10

Die Proben aus Bohrloch 1, Tiefen 7,3-7,7 m und 10,05-10,3 m bestanden aus sehr steinigem Mergel und waren nicht bearbeitbar.

Wien, am 30.Jänner 1963

Erdbaulaboratorium
Techn.Hochschule Wien

Abbildung A.18: Ergebnisse der bodenphysikalischen Untersuchungen des Bohrlochs mit der Nummer 12945008

A.5 Für die Nachweise berücksichtigte Lastfälle, Lagerreaktionen und Schnittgrößen

Mithilfe des Programms RFEM 5.04 der Firma *Dlubal Software GmbH* konnten auftretende Schnittgrößen aus dem statischen System eines Dachgeschoßausbaus ermittelt werden. Abbildungen A.19-A.31 zeigen die angenommenen Lasten und die daraus resultierenden Lagerreaktionen.

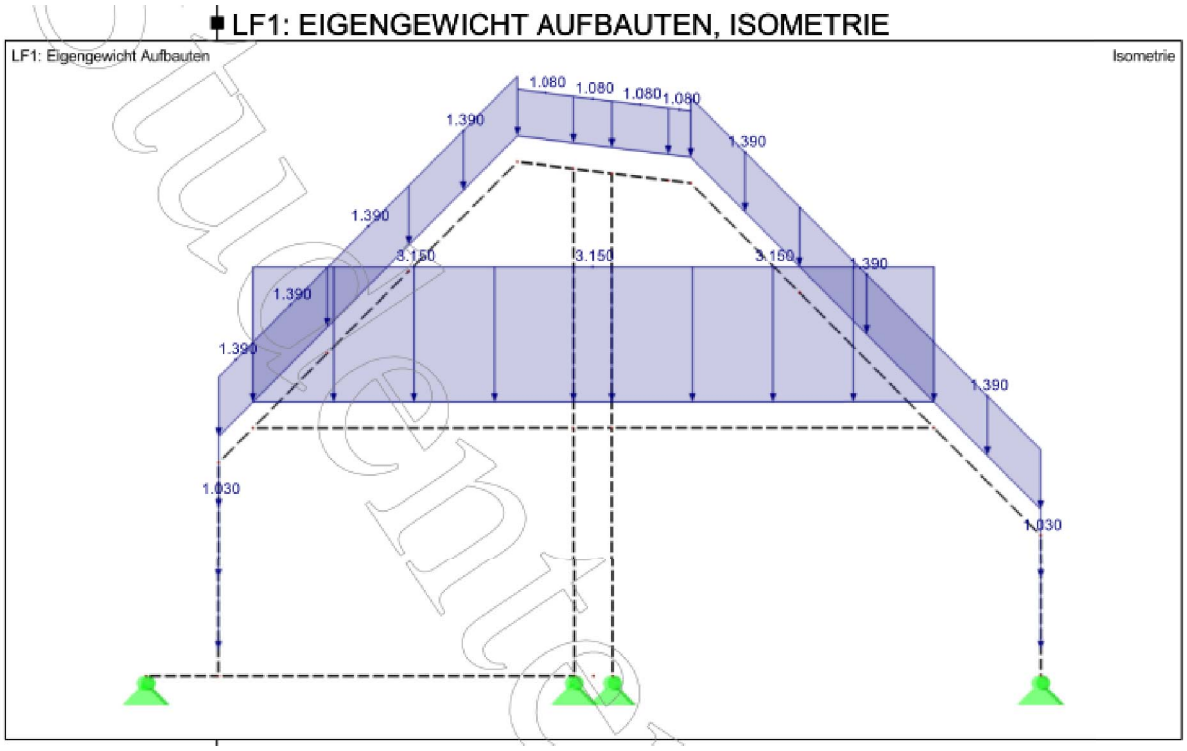


Abbildung A.19: Darstellung des statischen Systems des 2-geschoßigen Ausbaus samt der Aufbautenlasten

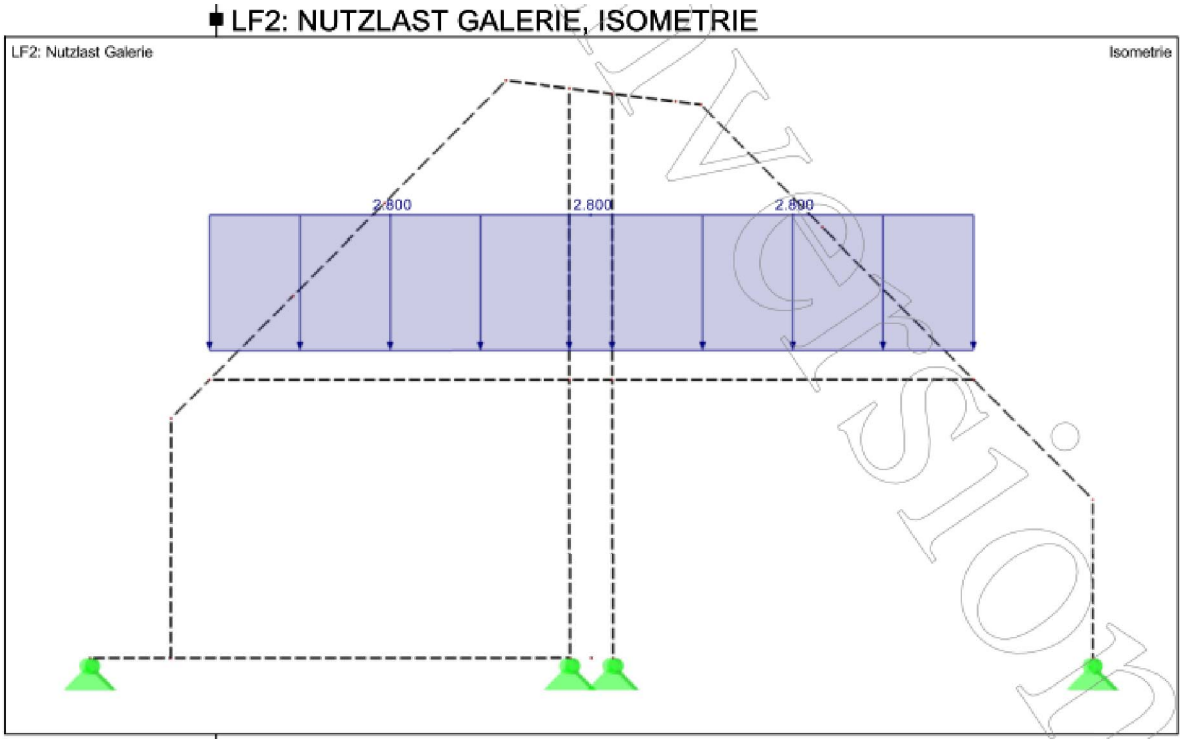


Abbildung A.20: Darstellung des statischen Systems des 2-geschoßigen Ausbaus samt der Nutzlasten

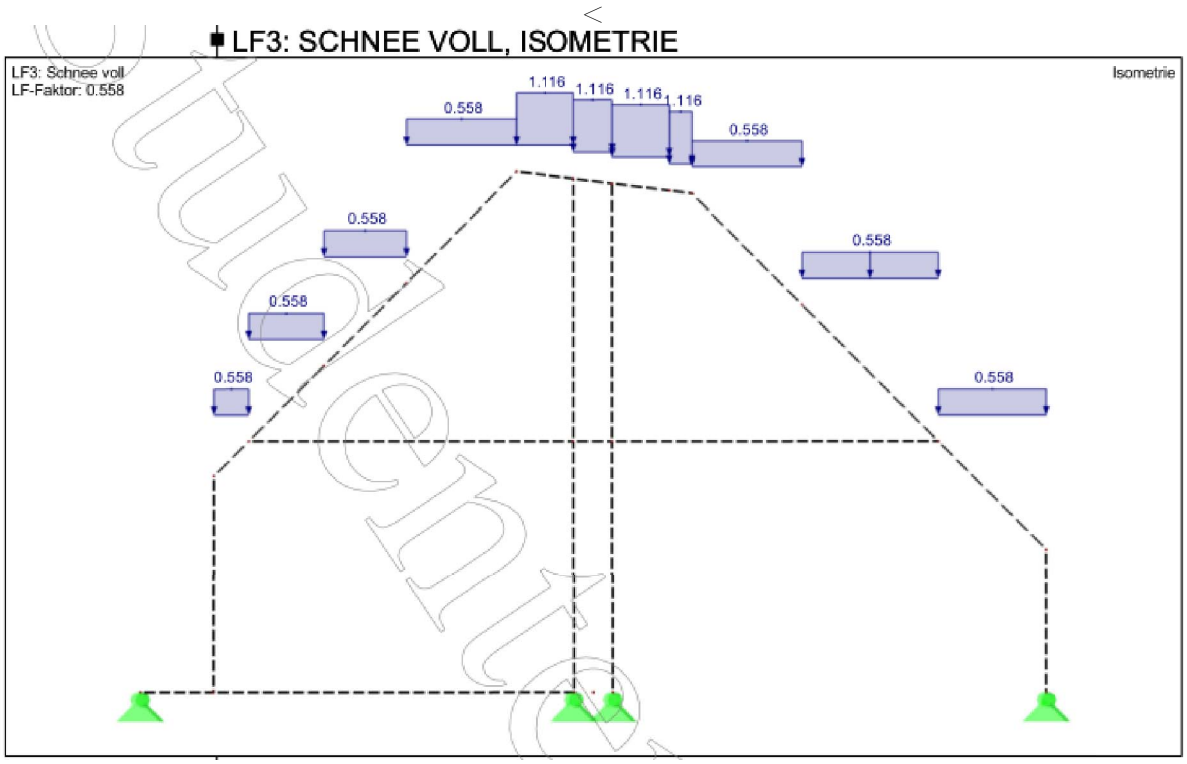


Abbildung A.21: Darstellung des statischen Systems des 2-geschoßigen Ausbaus samt der vollen Schneelast

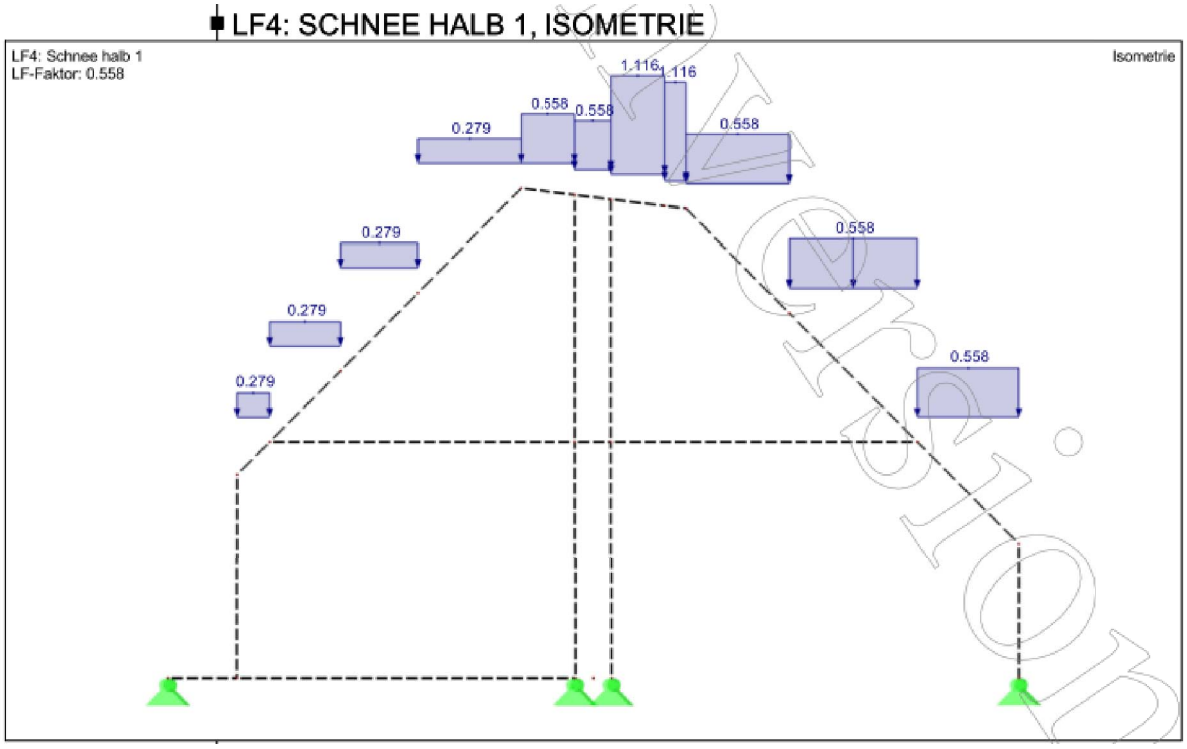


Abbildung A.22: Darstellung des statischen Systems des 2-geschoßigen Ausbaus samt der halben terrassenseitigen Schneelast

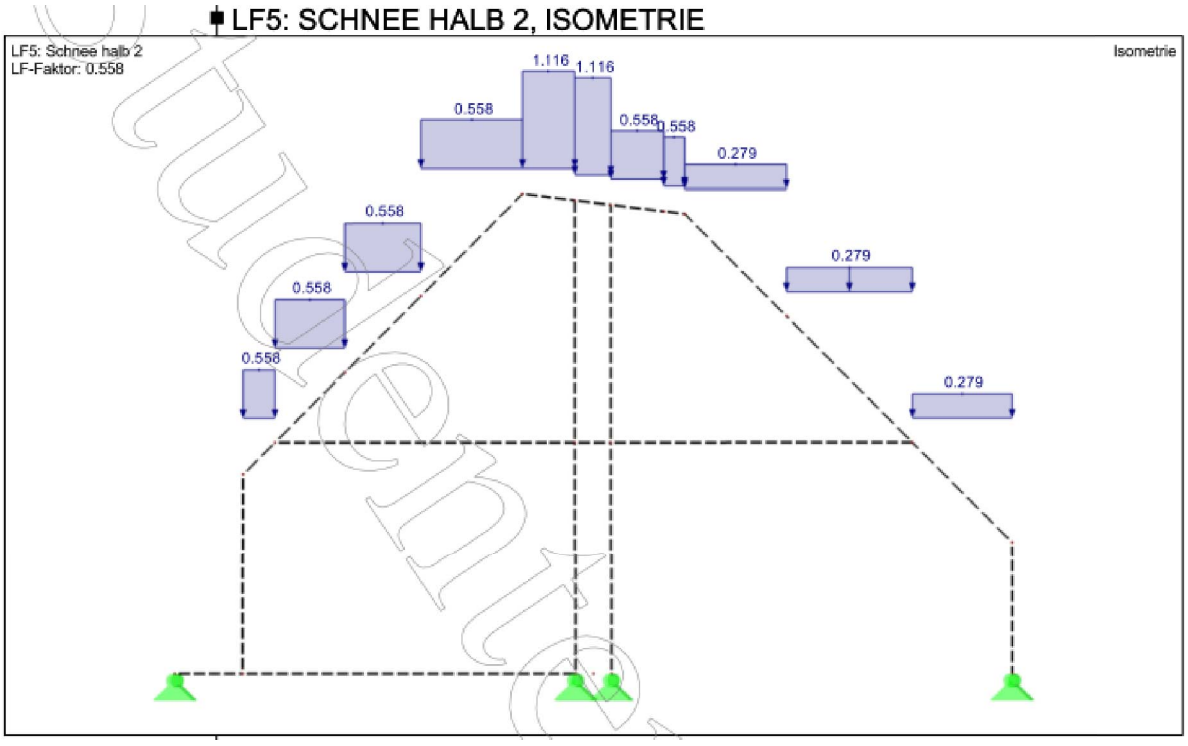


Abbildung A.23: Darstellung des statischen Systems des 2-geschoßigen Ausbaus samt der halben stiegenhofseitigen Schneelast

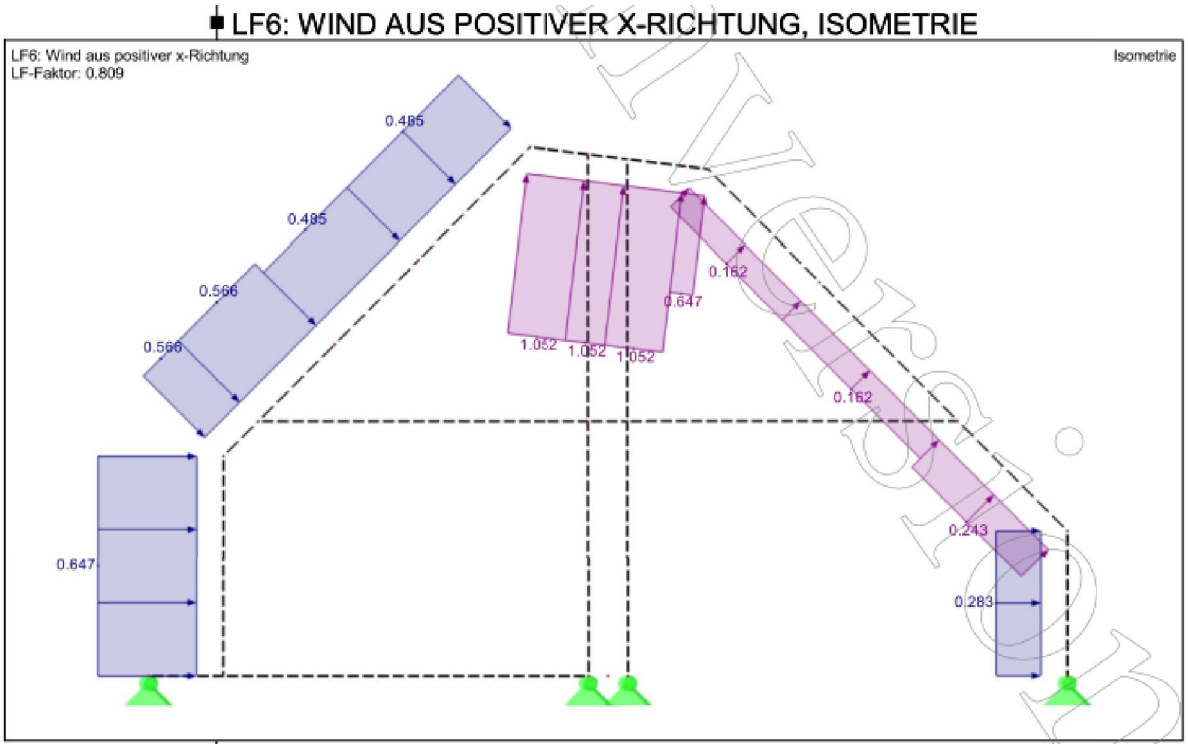


Abbildung A.24: Darstellung des statischen Systems des 2-geschoßigen Ausbaus samt der terrassenseitigen Windlast

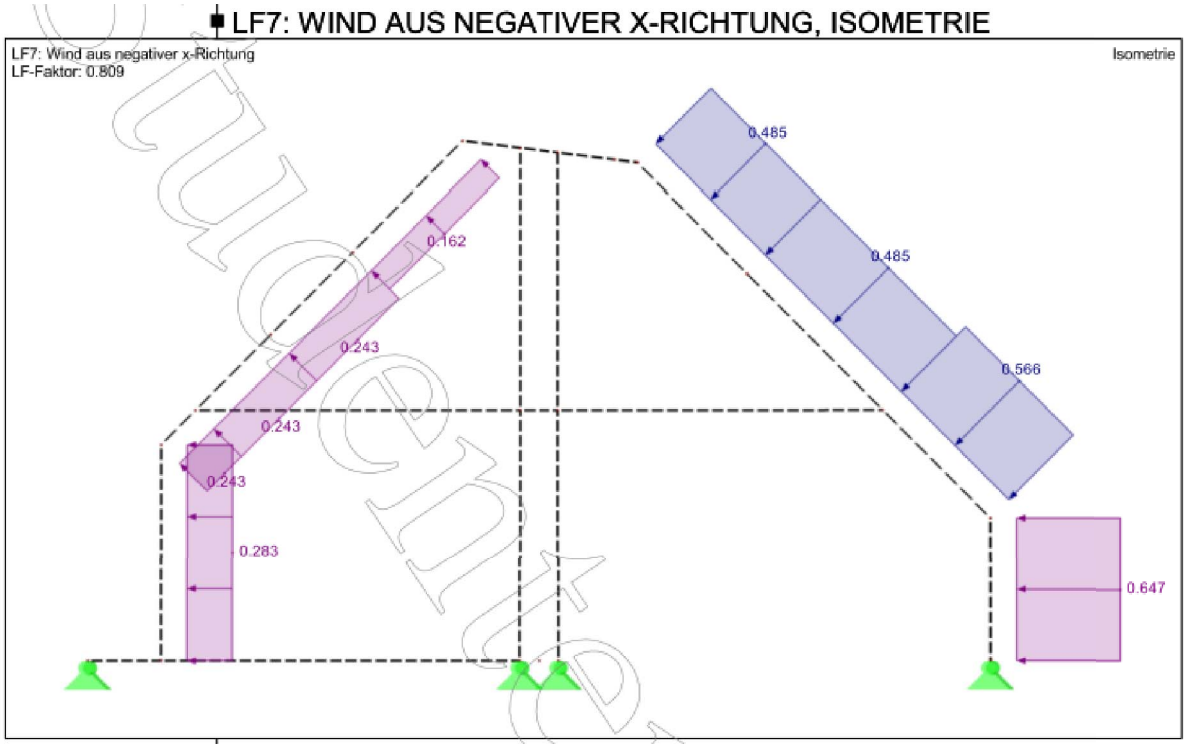


Abbildung A.25: Darstellung des statischen Systems des 2-geschoßigen Ausbaus samt der stiegenhofseitigen Windlast

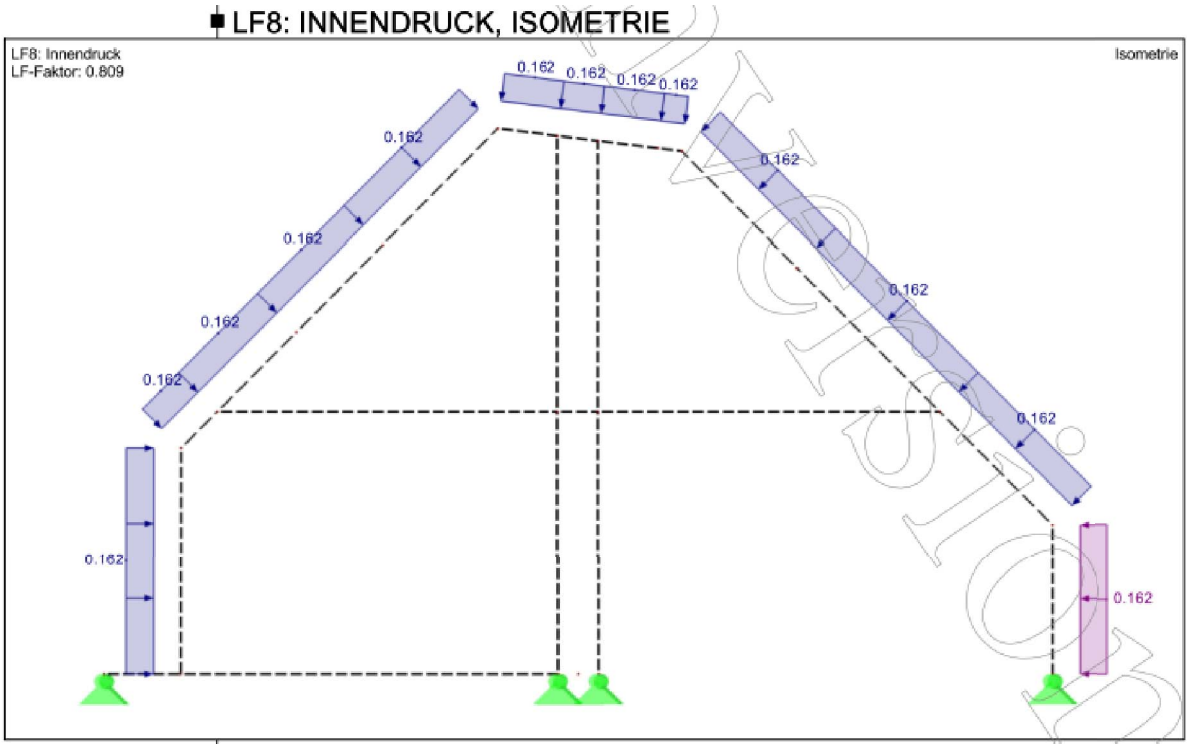


Abbildung A.26: Darstellung des statischen Systems des 2-geschoßigen Ausbaus samt auftretendem Innendruck zufolge des Winds

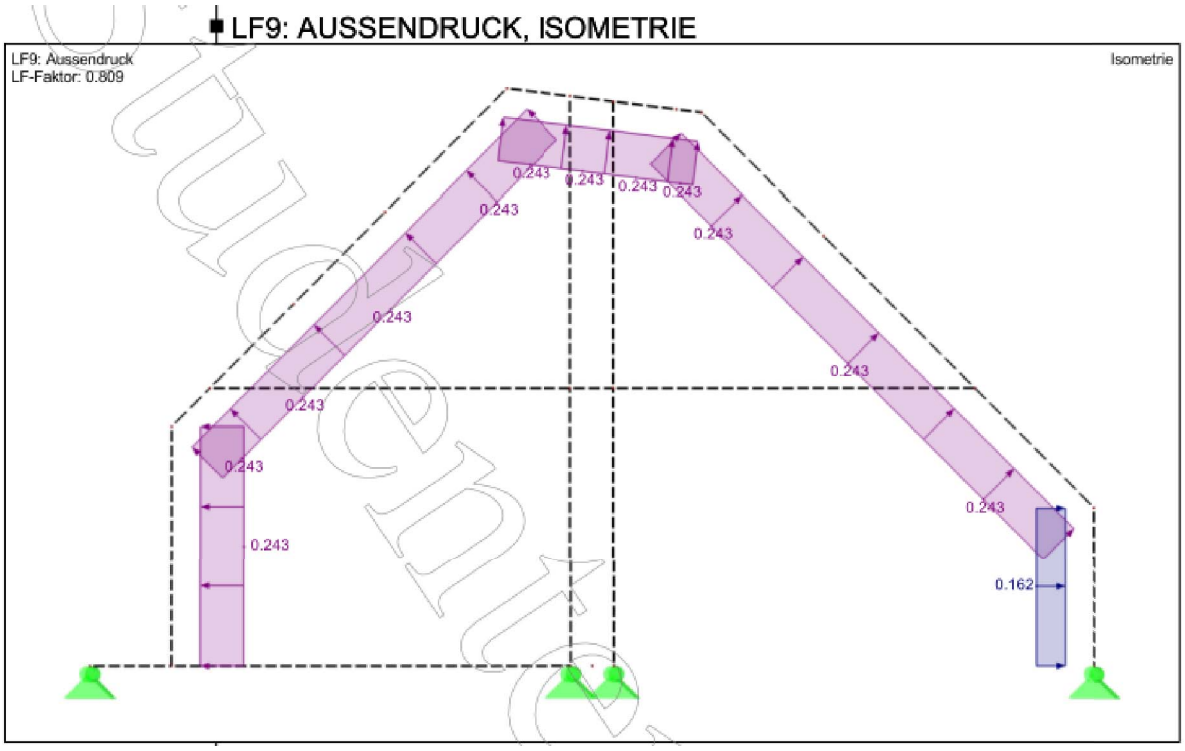


Abbildung A.27: Darstellung des statischen Systems des 2-geschoßigen Ausbaus samt auftretendem Außendruck zufolge des Winds

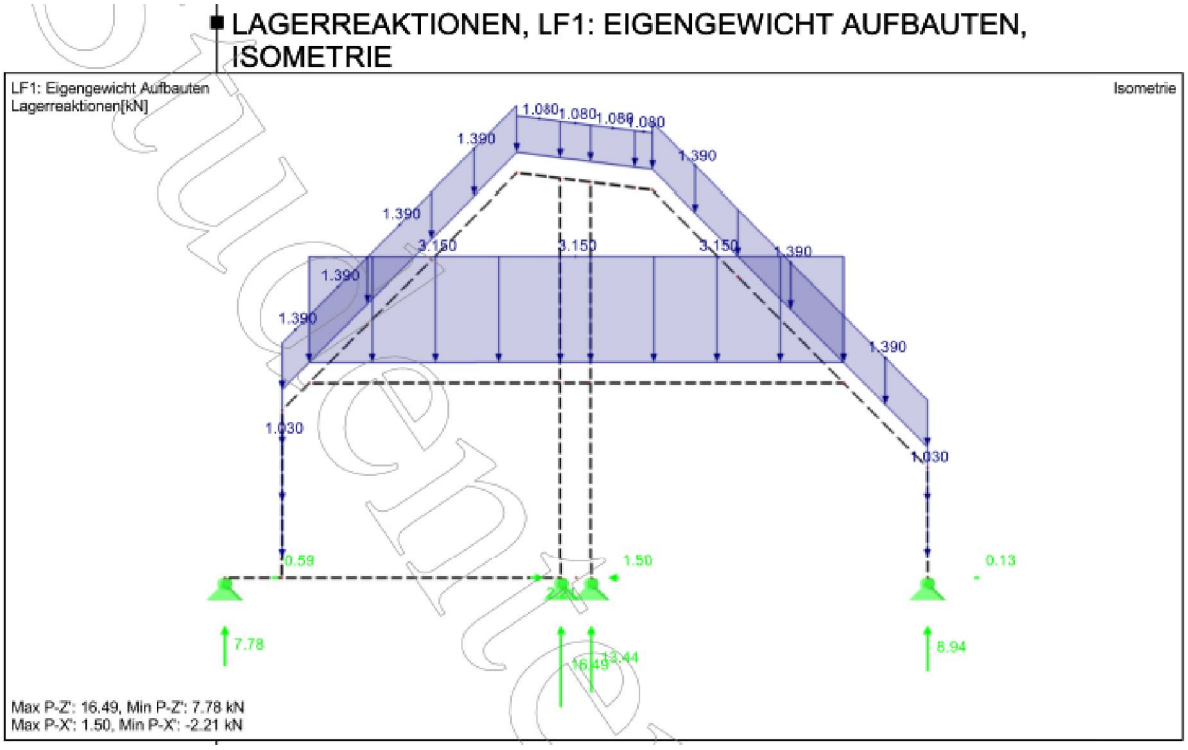


Abbildung A.28: Charakteristische Lagerreaktionen zufolge der Belastung durch die Aufbauten

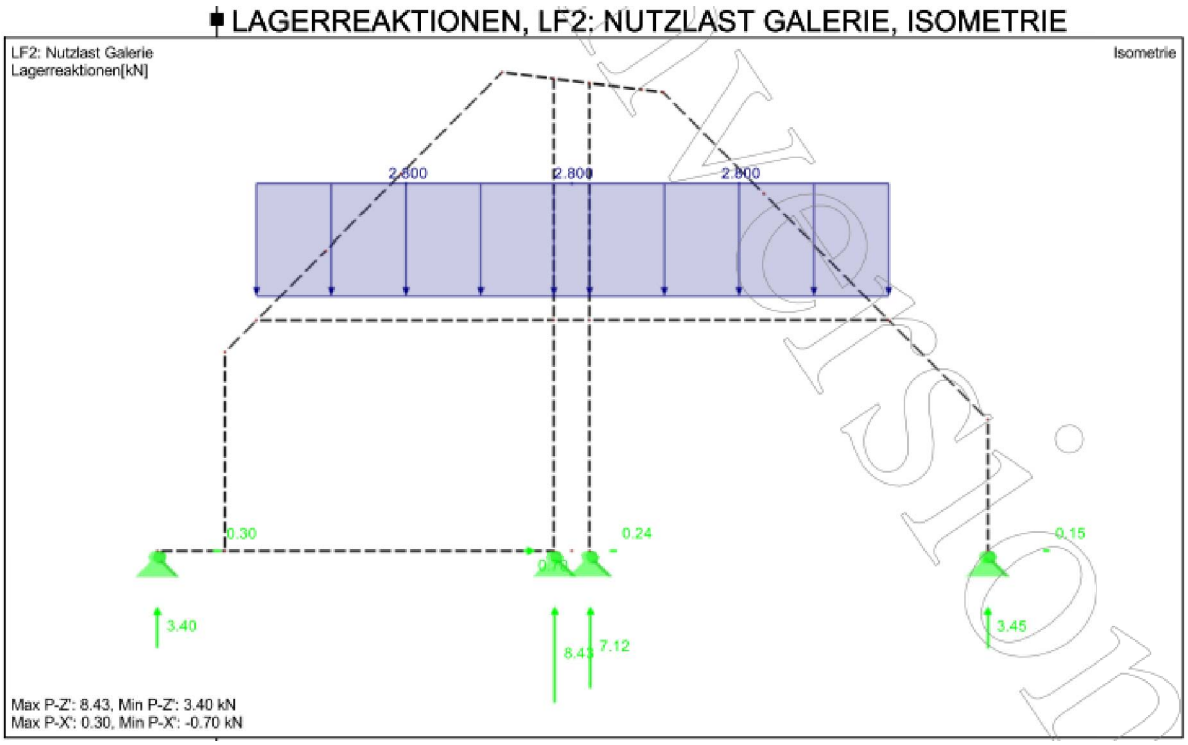


Abbildung A.29: Charakteristische Lagerreaktionen zufolge der Belastung durch die Nutzlasten

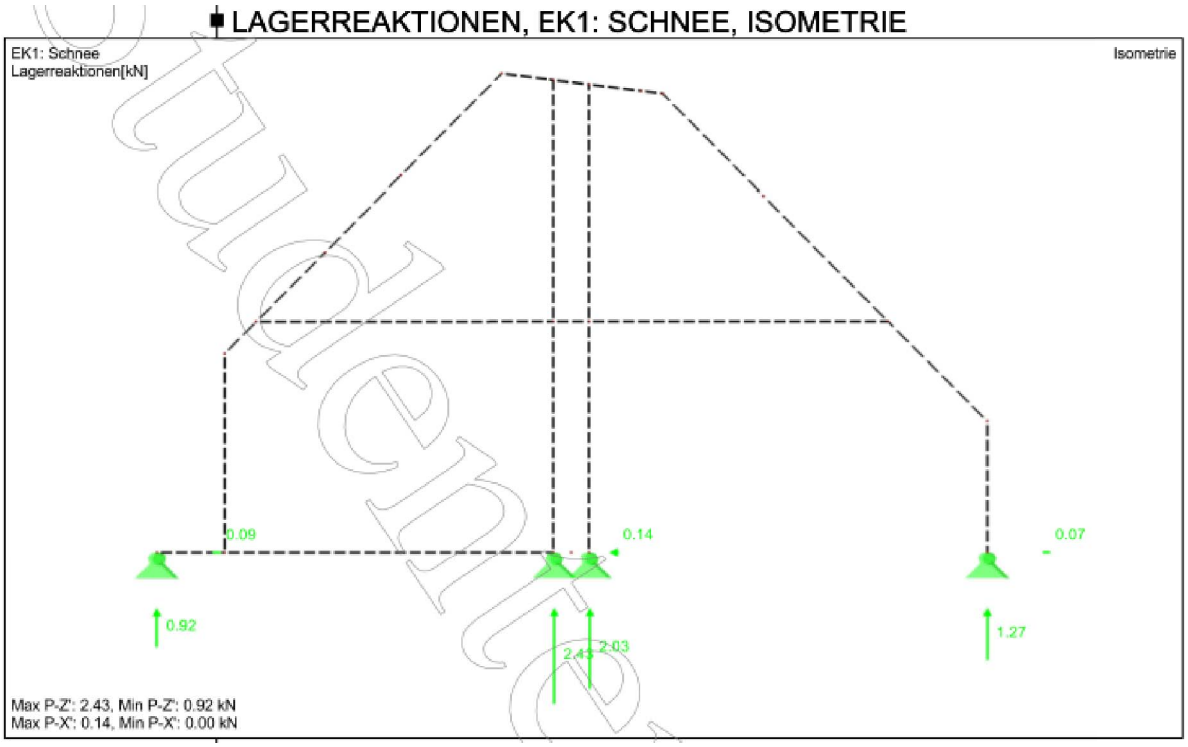


Abbildung A.30: Charakteristische Lagerreaktionen zufolge der maximal auftretenden Schneelasten

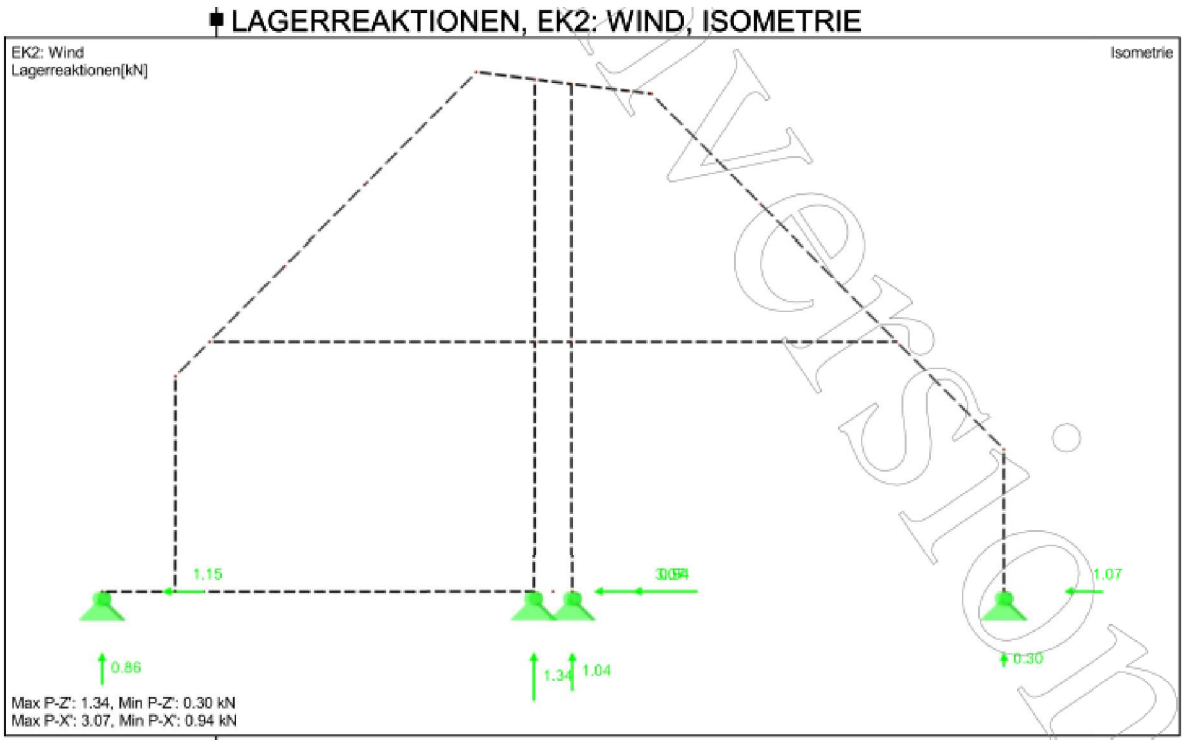


Abbildung A.31: Charakteristische Lagerreaktionen zufolge der maximal auftretenden Windlasten

In den Abbildungen A.32-A.36 sind die Lasten und Schnittgrößen eines 2-geschoßigen Dachausbaus der untersuchten Rippe angeführt.

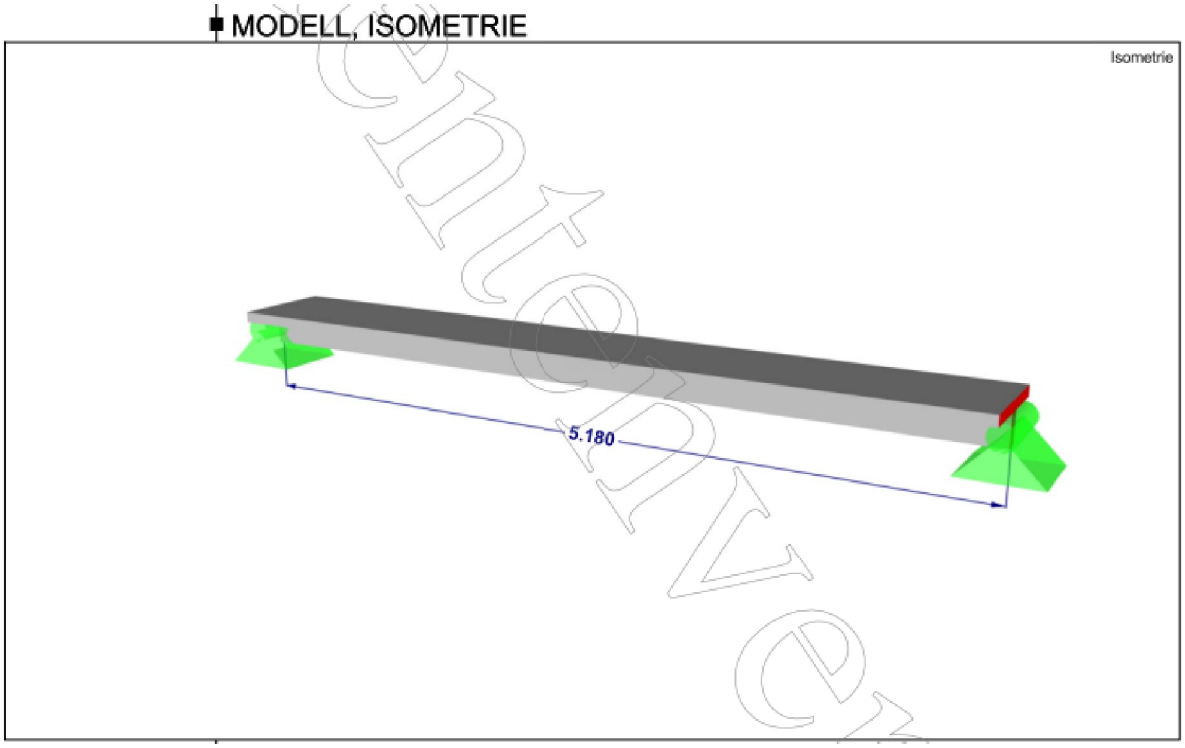


Abbildung A.32: Darstellung der Stahlbetonrippe samt Spannweite

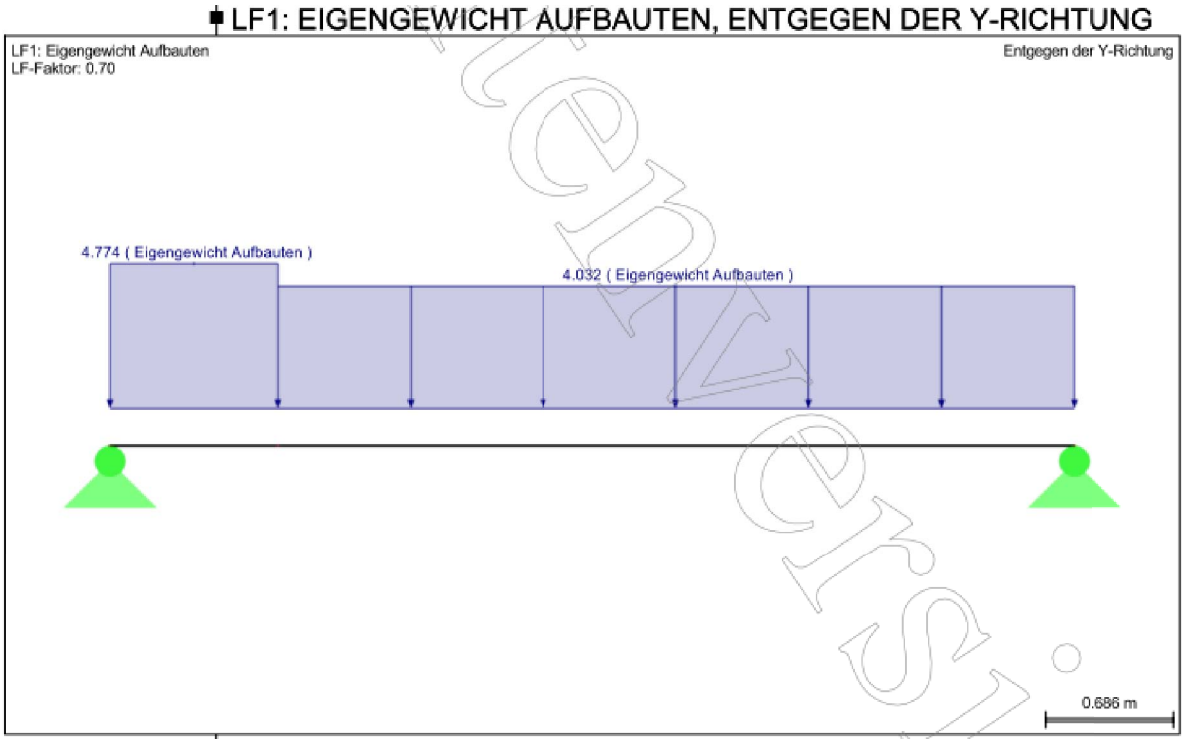


Abbildung A.33: Darstellung des statischen Systems der Rippe samt Aufbaulasten

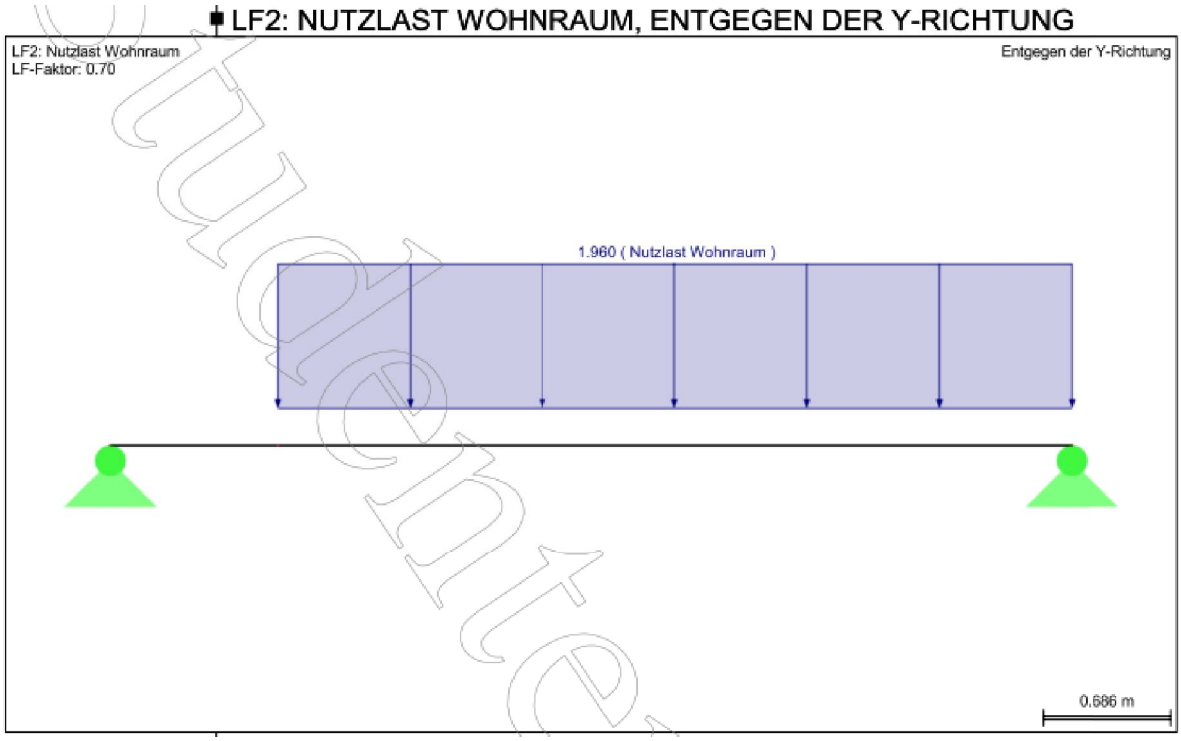


Abbildung A.34: Darstellung des statischen Systems der Rippe samt der Nutzlasten des Wohnraums

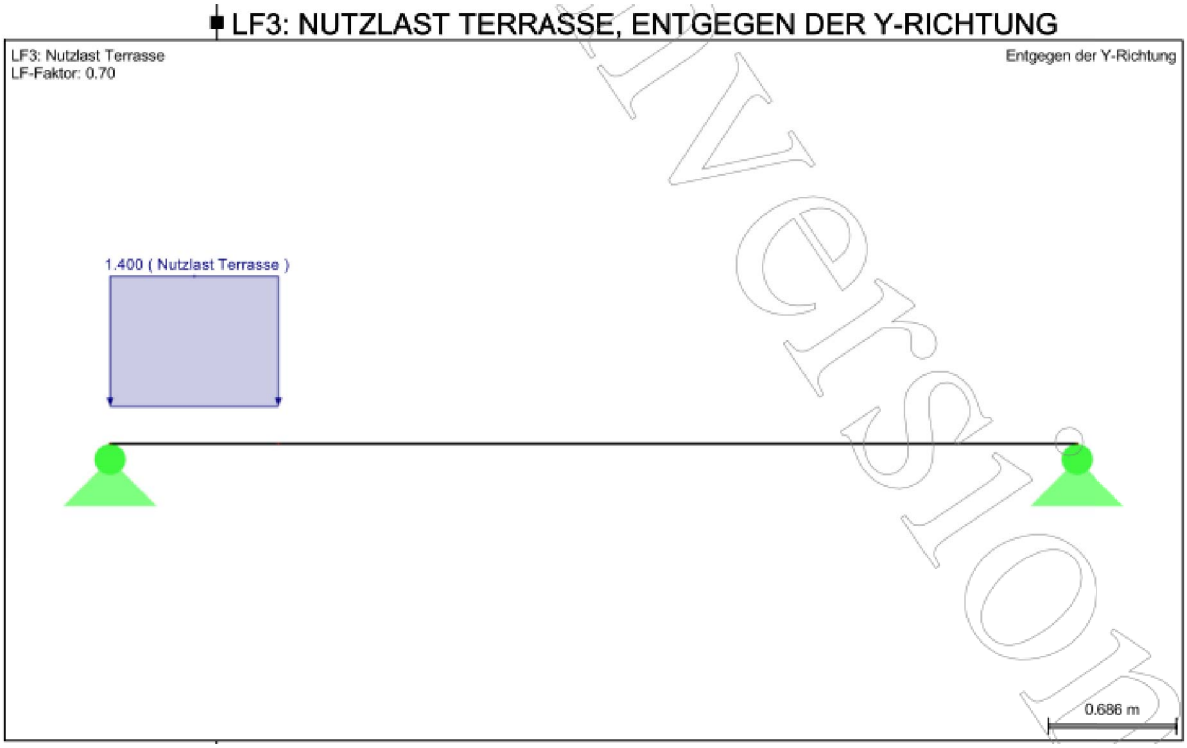


Abbildung A.35: Darstellung des statischen Systems der Rippe samt der Nutzlasten der Terrasse

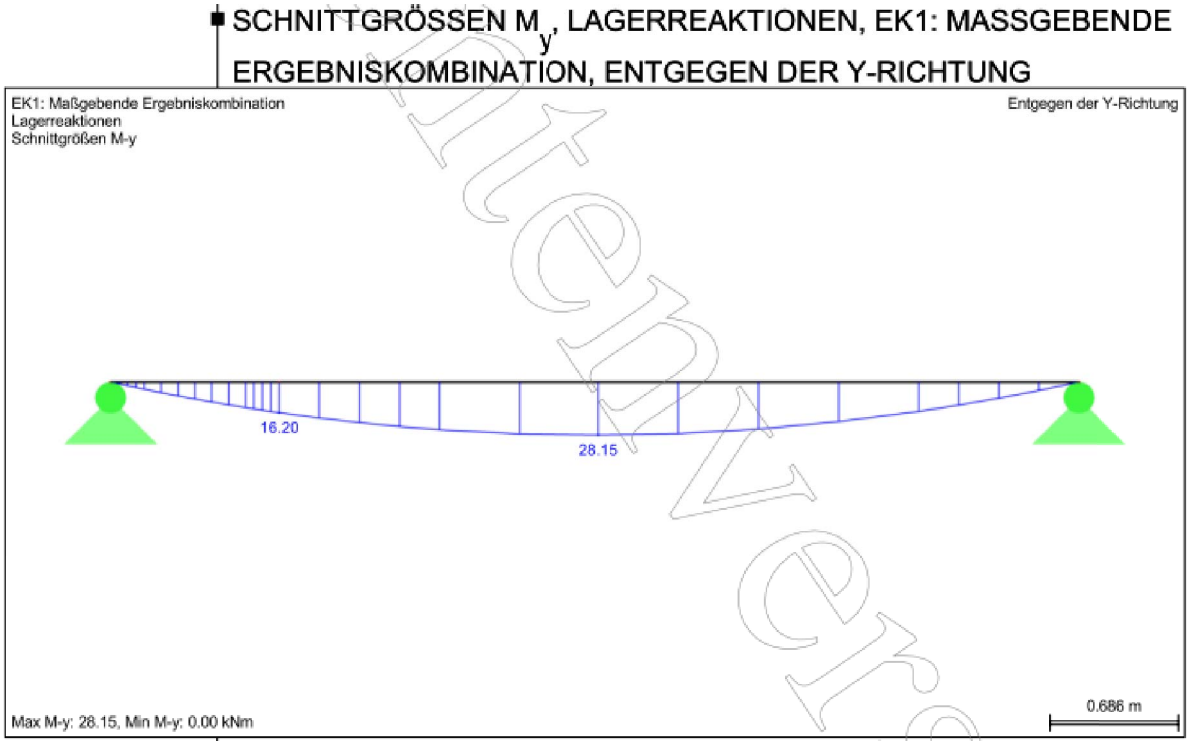


Abbildung A.36: Ergebnis des Bemessungsmoments M_{Sds} aus den Lasten der Abbildungen A.33-A.35 als Designwert