
Mauerwerk unter seismischen Einwirkungen

1. Einleitung

Im Rahmen dieses vom Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen über das Bundesamt für Bauwesen und Raumordnung geförderten Forschungsprojektes wurde das Trag- und Verformungsverhalten von unbewehrtem Mauerwerk unter Erdbebebelastung rechnerisch untersucht. Motivation der Arbeiten waren einerseits die Unterschiede in der momentan gültigen deutschen Erdbebennorm im Vergleich zur Europäischen Vornorm, sowie andererseits die grundsätzlich positiven Erfahrungen mit unbewehrten Mauerwerksbauten bei den in der Vergangenheit in Deutschland aufgetretenen Erdbeben.

Zu Beginn der Arbeiten wurden die Unterschiede in den beiden Normen DIN 4149-1 [3] und ENV 1998 ([6] ÷ [10]) herausgearbeitet und dargestellt. Für den Vergleich der resultierenden Einwirkungen waren daneben noch die Einflüsse der zugehörigen Bemessungsvorschriften DIN 1053-1 [1] und ENV 1996 ([4] ÷ [5]) zu berücksichtigen. Es zeigte sich, dass sich bei der Ermittlung der Erdbebenlasten nach ENV 1998-1 gegenüber DIN 4149-1 zwischen 1,8 und 6,1-fach höhere rechnerische Einwirkungen ergeben. Bei der Bemessung nach der europäischen Norm ENV 1996 resultiert im Gegenzug ein um 11% niedrigeres Sicherheitsniveau. Zusammengeführt bedeutet das, dass nach ENV 1998 mit ENV 1996 für Mauerwerksbauten im Vergleich zu den momentan gültigen nationalen Normen pauschal zwischen 1,6 und 5,5-fach höhere effektive Belastungen resultieren.

Diese Differenz führt infolge des für unbewehrtes Mauerwerk geringen Verhaltensfaktors von $q = 1,5$ zu deutlich erhöhten Konstruktionsabmessungen und somit wirtschaftlichen Nachteilen der Bauweise. In einigen Fällen, z.B. Reihenhäuser, die nach den momentanen Normen bereits einen hohen Ausnutzungsgrad besitzen, ist unter Umständen ein rechnerischer Standsicherheitsnachweis auch bei Erhöhung der Bauteilabmessungen nicht mehr möglich.

2. Auswertung durchgeführter Versuche

Im Anschluss wurden in der Literatur vorhandene Bauteilversuche an unbewehrten Mauerwerksscheiben dargestellt und ausgewertet. Neben herkömmlichen statisch-zyklischen Schubversuchen wurden auch eigene, pseudodynamische Erdbebenversuche eingeschlossen [14], [16]. Hierbei wird das Trag- und Verformungsverhalten ganzer Mauerwerkskonstruktionen im Zeitbereich untersucht und die Kopplung von Einwirkung, Bauwerksreaktion und Widerstand realitätsnah erfasst.

Die Auswertung der untersuchten Versuche ergab folgendes Bild:

Steifigkeitsverlust:

Aus den Darstellungen der Wandsteifigkeit in Abhängigkeit der Kopfauslenkung und der Horizontalkraft bei den einzelnen Versuchsserien wurde deutlich, dass die Steifigkeit unter Maximallast bzw. nach weiter gesteigerten Verformungen auf unter 20% der Anfangssteifigkeit abfallen kann. Dieser Wert stimmte bei allen ausgewerteten Versuchen relativ gut überein. Eine Abhängigkeit des Steifigkeitsverlustes von der Versagensform oder anderen Parametern konnte nicht gefunden werden.

Als entscheidender Punkt stellt sich jedoch die Tatsache dar, dass die Steifigkeit der Versuchswände bereits bei Belastungsbeginn deutlich unter der nach den Normvorgaben im Zustand I ermittelten liegt. Üblicherweise erfolgt die Berechnung der Eigenschwingzeit und der Wandsteifigkeit für die Erdbebennachweise mit den isotropen E-Moduli nach DIN 1053-1. Für Krag-scheibensysteme, bei denen in den Versuchen ein Klaffen des Querschnittes auftreten kann, ist dieser Effekt der Steifigkeitsabnahme stärker ausgeprägt. Beim Vergleich der ersten Eigenperiode in den Versuchen der ersten Stufe an der TU München [14] mit den Werten einer linear-elastischen Nachrechnung stellte sich in Abhängigkeit der Laststufe ein Verhältniswert von $1,2 \div 2,6$ (Wand A1 ÷ A8) dar. Bei der zweiten Versuchsstufe, bei denen die Wandscheiben durch elastische Einspannung in die Geschossdecken gehalten sind, ist dieser Effekt deutlich geringer ausgeprägt. Hier betragen die Verhältniswerte der Eigenperioden im Bereich geringer Lasten zwischen 1,25 und 1,5 [14]. Insgesamt kann daher davon ausgegangen werden, dass die Eigenperioden von Mauerwerksgebäuden etwa um den Faktor 1,5 höher liegen, als nach linear-elastischer Berechnung mit isotropem E-Modul nach DIN 1053-1.

Lastreduktion:

Die Reduzierung der Wandsteifigkeit in den Versuchen führt zu einer entsprechenden Verschiebung im Antwortspektrum. Wird bei üblichen Mauerwerksgebäuden davon ausgegangen, dass die erste Eigenperiode im Plateaubereich zwischen 0,2 und 0,4 s liegt, führt eine Erhöhung der Eigenperiode in Abhängigkeit der Boden-Baugrund-Kombination nach E DIN 4149 (2002-10) [2] zu einer Lastreduktion von 20 bis 33%. Dieser Effekt ist besonders bei den Kombinationen mit hohem Spektralwert S und schmalen Plateau bzw. kleiner Plateaugrenze T_C stark ausgeprägt (A1, A2, z.T. auch A3, B2), wohingegen er bei den Kombination mit einem breiten Plateau und einem großen Grenzbereich $T_C = 0,4$ bzw. 0,5 s (B3, C3) deutlich geringer ist.

Festigkeitsverlust:

Die maximale aufnehmbare Horizontalkraft ist entsprechend der vorliegenden Versuchsauswertungen annähernd direkt proportional zur vorhandenen Vertikalauflast. Dieses ist in Anbetracht des Niveaus der Normalkraft – im Mittel 50% der rechnerisch zulässigen Normalkraft ohne Schubbeanspruchung – plausibel. In diesem Normalspannungsbereich spielt das Druckversagen eine untergeordnete Rolle. Man bewegt sich hier – analog zu dem in Abbildung 6, DIN 1053-1 dargestellten Schubspannungsdiagramm – auf dem ansteigenden Ast der σ - τ -Beziehung, d.h. eine Zunahme der Normalspannung erhöht die aufnehmbare Schubspannung.

Weiterhin wurde beobachtet, dass auch nach dem Erreichen der maximalen Horizontalkraft in den meisten Versuchen noch ein weiteres Verformungsvermögen gegeben war. Dieses betrug bei den Versuchen von Faella mit Vollsteinen bis zu 50% bei einer um 10 bis 20 % reduzierten Schubfestigkeit.

3. Materialmodell

3.1. Grundlagen

Aufbauend auf die Versuchsauswertungen wurde ein auf die untersuchte Beanspruchungssituation angepasstes Materialmodell nach der Plastizitätstheorie entwickelt und anhand gut dokumentierter Versuche aus der Literatur überprüft. Da Mauerwerk wegen der Vielzahl möglicher Versagenskriterien nicht durch ein einfaches Fließkriterium beschreiben werden kann, wurden die Fließflächen aus den Bruchbedingungen abgeleitet.

Als Versagenskriterien unter kombinierter Schub- und Normalkraftbeanspruchung kamen die Bruchbedingungen des Schubmodells von Mann/Müller ([11] ÷ [12]), nämlich *Klaffen der Lagerfuge*, *Gleiten in der Lagerfuge*, *Steinzugversagen* und *Druckversagen*, zur Anwendung.

3.2. Fließ- und Verfestigungsregeln

Die plastischen Dehnungen im Fall des Reibungsversagens in der Lagerfuge werden im Modellansatz nicht beschränkt, da sich in Versuchen unter diesem Versagenskriterium ein nahezu ideal-plastisches Verhalten ohne erkennbare Entfestigung zeigte. Die Parameter der linearen Entfestigungsbeziehung (Bild 1) bestimmen sich in Abhängigkeit der Bruchenergie des Versagensmodes II.

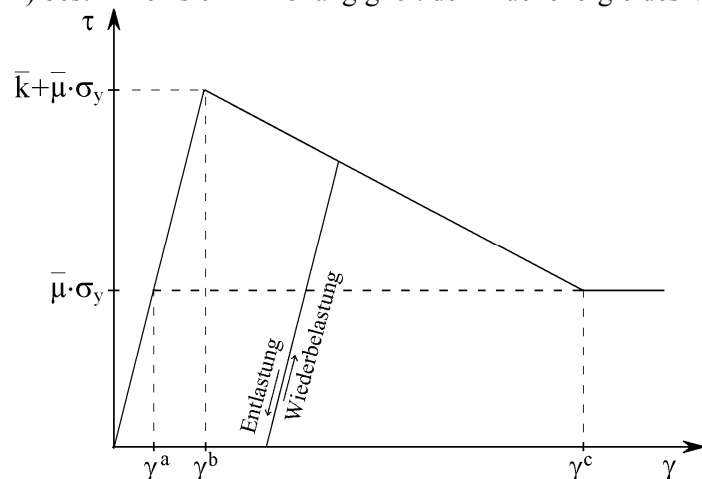


Bild 1: Entfestigung beim Reibungsversagen in der Lagerfuge

Die im Fall des *Steinzugversagens* auftretenden Risse in Steinmitte (Mode I) werden durch eine lineare Entfestigungsbeziehung verschmiert abgebildet. Die Umrechnung der unter dem Winkel α_0 auftretenden plastischen Dehnungen in eine Schubgleitung erfolgt durch eine Transformation.

Für das Kriterium *Druckversagen* wird eine aus einaxialen Versuchen hergeleitete Arbeitsverfestigungsbeziehung angesetzt (Bild 2). Das Druckversagen beschreibt sich durch die Entfestigung nach dem Erreichen der Maximalbeanspruchung sowie die Beschränkung der maximalen Dehnung.

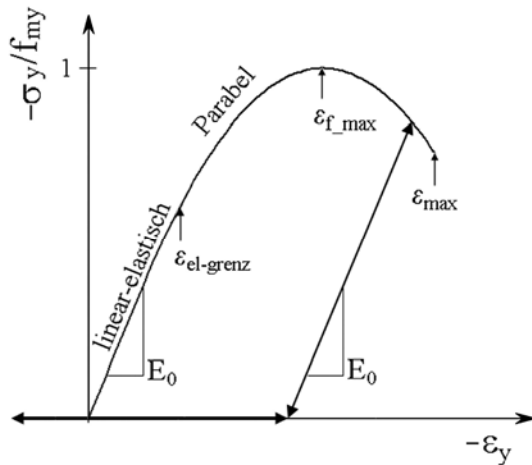


Bild 2: Spannungs-Dehnungslinien für die Beanspruchung senkrecht zu den Lagerfugen

Für die Beanspruchungsrichtung parallel zu den Lagerfugen wird allgemein ein linear-elastisches Verhalten angenommen. Da die zugehörigen Spannungen und Dehnungen bei den hier betrachteten Beanspruchungssituationen gering sind und deutlich unter experimentell ermittelten Festigkeitswerten liegen, entfallen dahingehende Versagenskriterien und Fließregeln.

Die zusammengesetzten Fließ- und Versagensflächen sind in Bild 3 dargestellt.

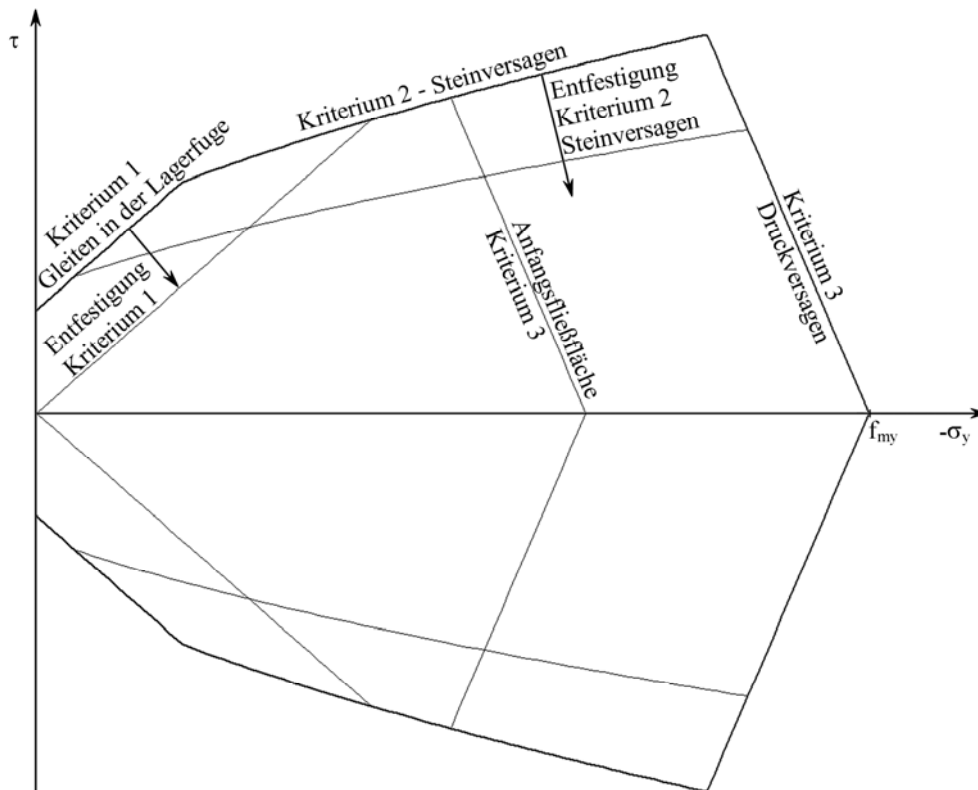


Bild 3: Fließ- und Versagensflächen im σ_y - τ -Spannungsraum

3.3. Verifizierung

Das oben dargestellte Modell wurde anhand der Ergebnisse eigener Versuche verifiziert. Nachfolgend ist in Bild 4 das Ergebnis des Versuches E2 [14] und die der Nachrechnung dargestellt. Wie im Vergleich zu erkennen ist, wird die Bruchlast gut erfasst, wohingegen die rechnerische Systemsteifigkeit etwas zu hoch ist.

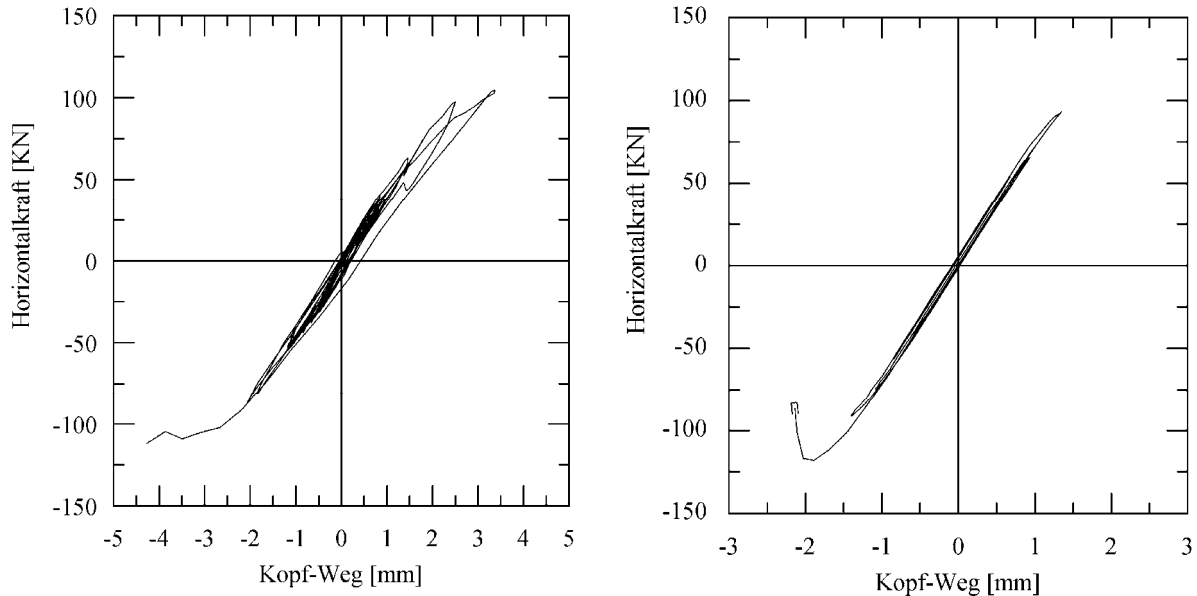


Bild 4: Kraft-Verformungsbeziehung von Versuch E2 [14] und Ergebnis der Nachrechnung

3.4. Zusammenfassung

Durch die Nachrechnung durchgeführter Versuche mit dem eigenen nichtlinearen Materialmodell und den Vergleich der Ergebnisse konnte gezeigt werden, dass das gewählte Stoffgesetz das Verhalten von Mauerwerk unter zyklischer Belastung gut beschreibt. Die Versagensbedingungen und die Höhe der Versagenslasten konnten in Anbetracht der Streuung der Eingangswerte recht gut abgeschätzt werden. Das Last-Verformungsverhalten wurde in weiten Bereichen gut abgebildet.

4. Parameterstudie

In der nachfolgend dargestellten Parameterstudie mit dem entwickelten Materialmodell wurde neben den Materialparametern auch die Wandgeometrie sowie die Einwirkungsseite variiert. Die Berücksichtigung des räumlichen Zusammenwirkens von Wänden und Geschossdecken bei üblichen Hochbauten erfolgte vereinfacht durch eine elastische Kopfeinspannung [16].

Das Ersatzsystem in Form eines äquivalenten Einmassenschwingers wird im Zeitbereich mit synthetisch generierten Zeitverläufen berechnet. Die angesetzte Kopfmasse bestimmt sich über die Bedingung, dass die erste Eigenform im Zustand I der üblicher Hochbauten aus Mauerwerk (i.d.R. 0,25 bis 0,35 s) mit $T_0 = 0,3$ s entspricht. Dieser Bereich stellt zugleich auch die Grenze des Plateaus im Antwortspektrum für mehrere Boden-Baugrund-Kombinationen nach E DIN 4149 (10-2002) [2] dar.

Die Auswertung der Berechnungsergebnisse erfolgt nach dem Verhaltensfaktor q über den Ansatz der „gleichen Formänderungsarbeit“ aus der Kraft-Verformungsbeziehung [15]. Die Ergebnisse beziehen sich dabei auf das maximal mögliche Belastungsniveau, d.h. auf den als maßgebend angesehenen Grenzzustand der Tragfähigkeit.

4.1. System

Die Untersuchungen erfolgen an einer eingeschossigen Wand, bei der das räumliche Zusammenwirken von Wänden und Geschossdecken durch eine elastische Kopfeinspannung am Wandkopf $c_{\varphi, \text{Kopf}}$ simuliert wird. Es ergibt sich das in Bild 5 dargestellte Ersatzsystem in Form eines äquivalenten Einmassenschwingers. Geschwindigkeitsabhängigen Effekte wurden durch einen viskosen Dämpfer c mit einem Zieldämpfungsgrad von 5% abgedeckt.

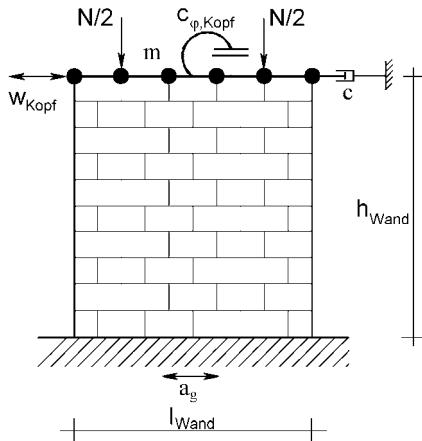


Bild 5: Untersuchtes Ersatzsystem

4.2. Auswertung

Bei der Auswertung der Berechnungen wurde sich im Wesentlichen auf die erreichten Verschiebungen und hier besonders auf plastische Verformungen konzentriert. Im Versagensbild „Gleiten in der Lagerfuge“ erfolgt – im Gegensatz zu dem Fall des Steinzugversagens – keine wesentliche Beeinträchtigung der lokalen Drucktragfähigkeit. Dieses „gutmütige“ Versagensbild ergibt daher z.T. sehr hohe Verschiebeduktilitätswerte, z.B. bei Steinen mit hoher Zugfestigkeit und relativ geringem Reib- und Haftscherfestigkeitswert. Jedoch resultieren durch das Gleiten i.d.R. auch Problempunkte in Nachbarbauteilen. Besonders das Zusammenwirken mit stark druckbeanspruchten und im Verbad erstellten Querwänden führt bei lokalen Schubverformungen der untersuchten Wand zu einer Reduzierung der Tragfähigkeit der Querwand. Daraus ergeben sich erforderliche Beschränkungen der zulässigen Geschossverschiebungen.

Nachfolgend ist beispielhaft die Auswertung der Berechnungsläufe für die Kombinationen Kalksandstein/Dünnbettmörtel nach dem (Verschiebe)-Duktilitätsfaktor μ bzw. dem daraus abgeleiteten Verhaltensfaktor q_μ dargestellt (Wandabmessungen $2,5 \text{ m} \times 2,5 \text{ m} \times 0,175 \text{ m}$, SFK 20, $\bar{u}/h = 1$).

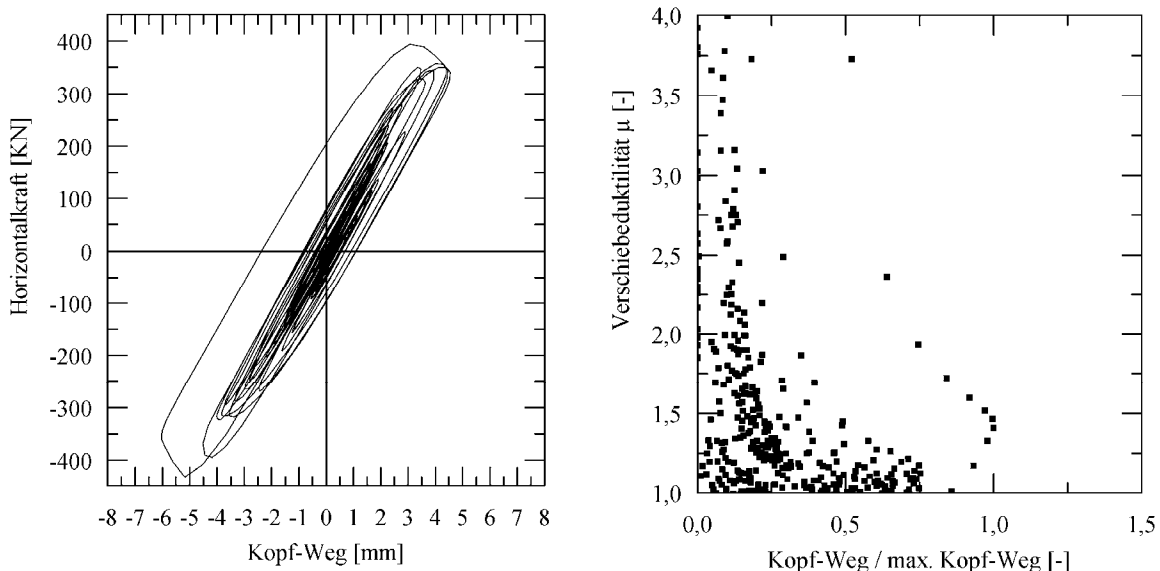


Bild 6: Hysterese und Verschiebeduktilität in Abhängigkeit der Kopfverschiebung - KS-PS, $\sigma = 2,4 \text{ MN/m}^2$, $c = 500 \text{ kNm/mrad}$

Wie aus Bild 6 erkennbar ist, nehmen die Duktilitätswerte mit steigender Kopfverschiebung bis zum tatsächlichen maximal anzusetzenden Wert 1,4 zu. Im Bereich kleiner Verschiebungen können bei dieser Auswertung die Werte aus numerischen Gründen ungerechtfertigt hoch oder niedrig liegen.

Mit zunehmender Beanspruchungshöhe einer Wand nimmt erwartungsgemäß auch der Duktilitätsfaktor zu. Bei dem Versagensbild „Gleiten in der Lagerfuge“ kann dieser beträchtliche Größenordnungen annehmen, ohne dass die Gesamttragfähigkeit der Wand wesentlich reduziert wird.

Bei dem Versagensbild „Steinzug“ erfolgt das Versagen spröde mit entsprechend sukzessiver bis zum Kollaps abnehmender Schubtragfähigkeit. Wird die Bruchlast überschritten, so kann das Ergebnis des entsprechenden Rechengangs bei der Bestimmung des Verhaltensfaktors nicht berücksichtigt werden.

Bei kleinerem Verhältnis von Wandlänge zu Wandhöhe nimmt der Biegeverformungsanteil an der Gesamtverformung zu und das Verhalten des Wandpfeilers wird deutlich duktiler.

Allgemein zeigt sich, dass beim Vorhandensein des Versagensbildes „Gleiten in der Lagerfuge“ hohe Duktilitätswerte μ auftreten, die einen Verhaltensfaktor deutlich über 1,5 zulassen würden. Im Fall des Steinzugversagens liegt der Verhaltensfaktor mit ca. $q_{\mu} = 1,2$ jedoch deutlich unter 1,5.

Ergänzend werden die Ergebnisse der numerischen Untersuchung in Form der maximalen Horizontallast denen nach dem Antwortspektrenverfahren gegenübergestellt. Die Maximallast nach letzterem bestimmt sich als Produkt der Ordinate des elastischen horizontalen Antwortspektrums des betreffenden Zeitverlaufes $S_e(T_0 = 0,3 \text{ s})$, des Lastfaktors f und der Kopfmass m .

Werden die nach den beiden Verfahren ermittelten Verhaltensfaktoren gegenübergestellt, so ergibt sich folgendes Bild:

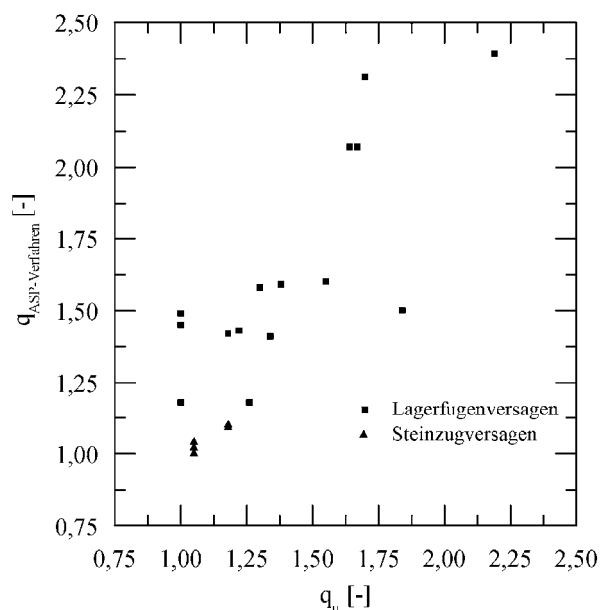


Bild 7: Gegenüberstellung der aus den Verschiebeduktilitäten und den Vergleichsrechnungen nach dem Antwortspektrenverfahren ermittelten Verhaltensfaktoren

Es zeigt sich, dass die aus der Vergleichsrechnung nach dem Antwortspektrenverfahren ermittelten Verhaltensfaktoren q_{ASP} im Mittel um 10% größer als jene aus der Verschiebeduktilität bestimmten q_{μ} sind. Dieses ist insbesondere für das Versagensbild „Lagerfugenversagen“ mit einer maximalen Differenz von 50% stärker ausgeprägt, wohingegen im Fall des Steinzugversagens beide Verfahren annähernd gleiche Werte liefern.

In der dynamischen Berechnung wird der Steifigkeitsabfall des Systems über das Materialmodell in weiten Teilen mit berücksichtigt. Durch die Verschiebung der Eigenperiode im Antwortspektrum in Richtung des abfallenden Astes resultieren geringere Lasten. Dieser Effekt wird bei dem Vergleich der aufgetretenen maximalen Horizontallasten mit denen nach dem Antwortspektrenverfahren mit erfasst, was die bereichsweise höheren Verhaltensfaktoren erklärt.

5. Zusammenfassung

Zu Beginn der Arbeiten wurde die Lastermittlung für Hochbauten im Lastfall Erdbeben nach der momentan gültigen Norm DIN 4149-1 sowie dem aktuellen Normentwurf ENV 1998-1 verglichen. Es zeigte sich im Zusammenspiel mit den Bemessungsvorschriften DIN 1053-1 und ENV 1996-1, dass die resultierenden Erdbebenbelastungen nach ENV 1998-1 um den Faktor $1,6 \div 5,5$ über denen nach DIN 4149-1 liegen.

Im Rahmen einer Auswertung durchgeführter statisch-zyklischer Schubversuche an unbewehrtem Mauerwerksscheiben konnten die Einflüsse der einzelnen Parameter – u.a. Normalspannung, Wandsteifigkeit, Bruchlast, qualitativer Verlauf der Last-Verformungsbeziehung und Zyklenabhängigkeit

– dargestellt werden. Beim Vergleich der Eigenperioden der Versuche mit denen einer linear-elastischen Berechnung mit isotropen E-Moduli zeigte sich, dass Mauerwerksgebäude mit den üblichen Normansätzen [1] deutlich zu steif abgebildet werden. Die Vergrößerung der Eigenperiode und eine entsprechende Verschiebung im Antwortspektrum führt in dem für Hochbauten charakteristischen Periodenbereich $T_1 = 0,2 \div 0,3$ s in Abhängigkeit der Boden-Baugrund-Kombination nach E DIN 4149 (2002-10) [2] zu einer Lastreduktion von $20 \div 33\%$.

Im Anschluss an die Auswertung der vorhandenen Versuche wurde ein eigenes Materialmodell nach der Plastizitätstheorie entwickelt. Aufbauend auf das Schubmodell von Mann/Müller wurden die Bruchkriterien erfasst und die zugehörigen Verfestigungsbeziehungen und Fließregeln entwickelt. Das Materialmodell wurde anhand einiger gut dokumentierter Versuche überprüft und es konnte allgemein eine gute Übereinstimmung festgestellt werden.

Im Rahmen einer anschließenden Parameterstudie an einem Ersatzsystem wurden dynamische Berechnungen durchgeführt und die Ergebnisse ausgewertet. Die aus der Verschiebeduktilität bestimmten Verhaltensfaktoren lagen insgesamt zwischen $q_\mu = 1,1$ und $1,4$. Einzelne höhere rechnerische Duktilitätswerte ergaben sich beim Reibungsversagen in der Lagerfuge, z.B. bei Steinen mit hoher Zugfestigkeit und Mörteln mit geringen Reib- und Haftscherfestigkeitswerten. Das Zulassen hoher plastischer Schubverformungen würde jedoch die Tragfähigkeit von Nachbarbauteilen gefährden, z.B. im Verband hergestellter Querwände. Für den Fall des Steinzugversagens dagegen kann der Verhaltenfaktor mit etwa $q_\mu = 1,1 \div 1,2$ festgelegt werden. Bei der Ermittlung des Verhaltensfaktors über den Vergleich mit den Ergebnissen nach dem Antwortspektrenverfahren ergaben sich insbesondere für den Fall des Lagerfugenversagens etwa 25% höhere Werte als bei Ermittlung aus der Verschiebeduktilität. Die Ursache liegt in dem Steifigkeitsabfall der Wand mit einhergehender Lastreduktion infolge Verschiebung der Eigenperiode im Antwortspektrum in Richtung des abfallenden Astes.

Die Summe aller betrachteten Effekte führt zu einer Lastreduktion von im Mittel $1/1,4 \div 1/2,0$. Die Höhe der Abminderung ist von einer Vielzahl von Faktoren abhängig, u.a. vom Versagensbild, der Boden-Baugrund-Kombination, den Wandabmessungen und den Randbedingungen im Bauwerk.

Aus der Differenz der im Rahmen dieser Arbeit bestimmten Verhaltensfaktoren zu dem Normansatz von $q = 1,5$ ergibt sich, dass weiterer akuter Forschungsbedarf auf diesem Gebiet besteht. Die Beibehaltung oder sogar Verschärfung der normativen Vorgaben für unbewehrte Mauerwerksbauten in deutschen Erdbebengebieten würde ansonsten zu deutlichen Erhöhungen der erforderlichen Konstruktionsabmessungen mit entsprechenden Kostensteigerungen führen.

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass die Beschreibung des Erdbebenverhaltens von Mauerwerksbauten allein über den Verhaltensfaktor q bzw. q_μ nicht ausreichend ist. Weitere entscheidende Einflussfaktoren sind:

- Bemessungsansatz in den Mauerwerksnormen
- realistischer Steifigkeitsansatz für Mauerwerk
- Steifigkeitsabfall des Systems beim Überschreiten der Risslast
- Kopplung von Einwirkung und Widerstand über das dynamische Verhalten unter Erdbebenbeanspruchung

Diese Punkte lassen sich nur im Rahmen von Bauteilversuchen wirklichkeitsnah untersuchen. Erste Tastversuche in diesem Bereich konnten diese Ansätze bereits bestätigen [14], [16]. Zudem bedeuten obige Erkenntnisse – insbesondere der entscheidende Faktor der Kopplung von Einwirkung und Widerstand –, dass übliche statisch-zyklische Schubversuche zur Untersuchung des Erdbebenverhaltens nur bedingt geeignet sind. Zwar können damit das Bruchbild mit der Bruchlast sowie das Last-Verformungsverhalten bestimmt werden, jedoch fehlt die entscheidende Erfassung und Beschreibung des Zusammenwirkens von Einwirkung auf der einen Seite und Bauteilverhalten mit Steifigkeitsänderungen und entsprechenden Lastreduktion auf der anderen Seite.

6. Literatur

- [1] **DIN 1053-1 (1996-11): Mauerwerk: Teil 1: Berechnung und Ausführung. November 1996**
- [2] **E DIN 4149: Bauten in deutschen Erdbebengebieten: Auslegung von Hochbauten gegen Erdbeben. Entwurf Oktober 2002**

-
- [3] **DIN 4149-1 (1981-04): Bauten in deutschen Erdbebengebieten: Lastannahmen, Bemessung und Ausführung üblicher Hochbauten. April 1981**
 - [4] **DIN V ENV 1996-1-1, (1996-12): Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten - Teil 1-1: Allgemeine Regeln; Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk; Deutsche Fassung ENV 1996-1-1:1995**
 - [5] **Nationales Anwendungsdokument (NAD) , Richtlinie zur Anwendung von DIN V ENV 1996-1-1, Eurocode 6, Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten, Teil 1-1: Allgemeine Regeln - Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk, 1997**
 - [6] **DIN V ENV 1998-1-1 (1997-06): Eurocode 8 - Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 1-1: Grundlagen; Erdbebeneinwirkungen und allgemeine Anforderungen an Bauwerke; Deutsche Fassung ENV 1998-1-1:1994**
 - [7] **DIN V ENV 1998-1-2 (1997-06): Eurocode 8 - Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 1-2: Grundlagen; Allgemeine Regeln für Hochbauten; Deutsche Fassung ENV 1998-1-2:1994**
 - [8] **DIN V ENV 1998-1-3 (1997-06): Eurocode 8 - Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben - Teil 1-3: Grundlagen; Baustoffspezifische Regeln für Hochbauten; Deutsche Fassung ENV 1998-1-3:1995**
 - [9] **Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. Entwurf. Mai 2000**
 - [10] **NABau (Hrsg.): Richtlinie zur Anwendung von DIN V ENV 1998 (Vorschlag für ein Nationales Anwendungsdokument (V-NAD), Dokumentennummer: NABau 00.06.00 Nr. 1-98). Januar 1998**
 - [11] **Mann, W.; Müller, H.: Schubtragfähigkeit von Mauerwerk. Berlin: Ernst & Sohn, 1978. (Mauerwerk-Kalender 1978)**
 - [12] **Mann, W.; Müller, H.: Schubtragfähigkeit von gemauerten Wänden und Voraussetzungen für das Entfallen des Windnachweises. Berlin: Ernst & Sohn, 1985. (Mauerwerk-Kalender 1985)**
 - [13] **Schermer, D.: Pseudodynamische Erdbebenversuche an Mauerwerkswänden. In: Zilch, K. (Hrsg): 5. Münchner Massivbau-Seminar 2001, Düsseldorf: Springer-VDI-Verlag, 2001.**
 - [14] **Schermer, D.: Verhalten von unbewehrtem Mauerwerk unter Erdbebenbeanspruchung. Dissertation TU München, Einreichung in 2003.**
 - [15] **Zilch, K.: Bemessung von Bauwerken gegen Erdbebenbelastung – Ein Bericht zum Stand der Forschung und Praxis. Berlin: 1974. (Die Bautechnik Heft 5)**
 - [16] **Zilch, K.; Schermer, D.; Scheulfer, W.: Simulated Earthquake Behavior of Unreinforced Masonry Walls, In: Grundmann (Hrsg.): EUORDYN 2002, München 2002.**

München, den 4. Februar 2003

Prof. Dr.-Ing. K. Zilch

Dipl.-Ing. D. Schermer