DOI: 10.1002/dama.2018000

Baris Binici
Furkan Gokmen
Erdem Canbay
Alper Aldemir
Mustafa Kagan Ogdu
Ugur Uzgan
Zafer Eryurtlu
Gulay Ozdemir

In situ seismic testing of a reinforced autoclaved aerated concrete building

Seismische In-situ-Prüfung eines Gebäudes aus bewehrtem Porenbeton

Autoclaved aerated concrete (AAC) reinforced panels are used to construct easily erected, energy efficient, low-rise prefabricated buildings. This study aims to contribute to the understanding of the seismic response of reinforced-AAC-wall-panel buildings. For this purpose, a full-scale two-story building constructed on a building site by using reinforced AAC panels was tested under two-way cyclic displacement excursions up to near collapse. The test results showed that the test building had a lateral load capacity of 1.6 times its weight with a global displacement ductility of about 3.5. The first story of the building sustained significant damage due to the rocking of the building followed by panel crushing. The slab–wall connections did not sustain any damage during the test. Afterward, numerical models of AAC panels were calibrated by using component test results from the literature. Nonlinear static analysis was conducted on the test building by using the proposed modeling approach. A reasonably good agreement was observed between the test results and numerical model estimations both for the envelope and the cyclic response. Finally, incremental dynamic analyses were conducted on the test building in order to observe the response of the building under severe earthquake motions. The dynamic analyses results showed that AAC buildings are expected to behave in their pre-yielding regions under design earthquakes. Furthermore, the reserved ductility and available over strength can enable AAC buildings survive the maximum considered earthquakes without collapse.

Bewehrte Porenbetonplatten werden für den Bau von leicht zu errichtenden, energieeffizienten Gebäuden verwendet. Diese Studie soll zum Verständnis des seismischen Verhaltens von Gebäuden mit Wandbauplatten aus bewehrtem Porenbeton beitragen. Zu diesem Zweck wurde ein zweigeschossiges Gebäude im Originalmaßstab, das auf einer Baustelle unter Verwendung bewehrter Porenbetonplatten errichtet wurde, unter zyklischer Verformung in zwei Richtungen bis kurz vor Eintritt des Tragwerksversagens geprüft . Die Testergebnisse zeigten, dass das Versuchsgebäude eine Quertragfähigkeit vom 1,6-Fachen seines Gewichtes bei einer globalen Verformungsduktilität von etwa 3,5 aufweist. Das Erdgeschoss erlitt erhebliche Schäden durch die Schaukelbewegung des Gebäudes. Erste Schäden an den Platten wurden erkennbar. Die Decken-Wand-Anschlüsse wurden während des Versuchs nicht beschädigt. Anschließend wurden mithilfe von Prüfergebnissen an Einzelkomponenten aus der Literatur numerische Modelle von Porenbetonplatten kalibriert. Die nichtlineare statische Berechnung wurde am Versuchsgebäude unter Verwendung des vorgeschlagenen Modellierungsansatzes durchgeführt. Zwischen den Versuchsergebnissen und den Schätzwerten des numerischen Modells wurde sowohl für die Hüllkurve als auch das zyklische Verhalten eine gute Übereinstimmung beobachtet. Schließlich wurden am Versuchsgebäude inkrementelle dynamische Analysen durchgeführt, um das Verhalten des Gebäudes bei starken Erdbebenbewegungen zu untersuchen. Die Ergebnisse der dynamischen Analysen zeigten, dass davon auszugehen ist, dass das Verhalten von Gebäuden aus Porenbeton bei Bemessungserdbeben im elastischen Bereich bleibt. Darüber hinaus können die Duktilitätsreserve und die verfügbare Überfestigkeit Porenbetongebäude in die Lage versetzen, die betrachteten maximalen Erdbeben ohne Einsturz zu überstehen.

Keywords: design; drift; in situ testing; reinforced wall panel; seismic

Stichworte: Bemessung; Verschiebung; In-situ-Prüfung; bewehrte Wandplatten; seismisch

1 General

Autoclaved aerated concrete (AAC) emerged as a construction material in the beginning of the 20th century and AAC took its modern form in 1923 after the development of the industrialized autoclaving process (or pressurized steam curing) as explained by *Eriksson* [1]. Subsequently, reinforced AAC elements in the form of wall/slab panels were produced in 1935 [2]. AAC, with its porous cellular structure, became popular in the construction industry within a short period of time due to its advantages such as being light weight, good insulator [3, 4], fire resistant [5, 6],

1 Allgemeines

Porenbeton trat zu Beginn des 20. Jahrhunderts als Baustoff in Erscheinung und nahm 1923, nach der Entwicklung des industrialisierten hydrothemalen Dampfhärtungsverfahrens (bzw. dem Härten in speziellen Dampfdruckkesseln), seine moderne Form an, wie von *Eriksson* erläutert [1]. Bewehrte Elemente aus Porenbeton wurden in Form von Wand-/Deckenplatten ab 1935 hergestellt [2]. Porenbeton mit seiner hochporösen Zellstruktur wurde in der Bauindustrie aufgrund seiner Vorteile wie geringes Gewicht, gute Isolierung [3, 4], Feuerbeständigkeit [5, 6] und

environmentally friendly [7]. AAC, being produced in a factory-controlled environment with precise production details allows to minimize the construction errors while increasing the speed of erection. Upon using reinforcement with this engineered material, load carrying capacity and ductility can be increased efficiently to allow its use as load bearing members in walls and slabs. Recent needs on sustainable resilient and energy efficient housing can easily be addressed by using AAC as a prefabricated building system. In this regard, seismic safety and estimation of the expected performance of AAC low-rise buildings are extremely important for countries located in seismic zones.

The mechanical properties of AAC were investigated by determining the compressive strength, tensile strength, split tensile strength, modulus of elasticity, etc. [8, 9]. The previous work on the seismic behavior of reinforced AAC wall panels are limited to the studies conducted in North America in the beginning of 2000s. The study conducted by *Tanner* [8] was one of the most comprehensive researches in the literature on AAC and it formed the basis for the design code Masonry Standards Joint Committee [10]. Component tests were conducted on AAC wall specimens composed of AAC blocks and AAC panels by applying cyclic displacement excursions by a number of researchers [11, 12]. *Tanner* et al. [12] tested 15 AAC shear walls under reversed cyclic lateral loads. Different aspect ratios ranging from 0.6 to 3 were used during the test campaign to observe different failure modes such as shear dominant and flexure dominant. This test campaign was utilized to propose design equations to determine the capacity of reinforced AAC wall panels. The limited number of studies outlined above reveal that further research on both seismic testing and numerical simulations of AAC structures is required. Within the scope of this study, it was aimed to test a full-scale AAC wall panel structure and demonstrate the expected performance of reinforced-AAC-wall-panel structures under the effect of earthquake excitations. The work presented in this research is believed to enable engineers to simulate the response of reinforced-AAC-wall-panel structures within a performance-based engineering framework.

2 Test structure

A full-scale two-story test building was constructed with vertical reinforced AAC panels and tested under increasing two-way cyclic deformation excursions within the scope of this study. The footprint area of the test structure was nearly 25 m^2 (4.8×5.2 m). The test structure was built on a mat foundation constructed on site. The test structure was constructed by using reinforced AAC panels with dimensions of $0.6 \times 0.2 \times 2.4$ m produced by AKG Gazbeton. A longitudinal reinforcement was placed between each AAC panel while constructing the walls and slabs (Fig. 1). There were also reinforced concrete beams on top of the vertical AAC panels and they were used to connect the AAC slab elements to the AAC vertical panels. There was 4 cm of concrete topping on the floors to simulate the in situ conditions. A stiff steel reaction frame was designed and constructed next to the test building. This reaction frame was used to apply the lateral loads on the test structure (Fig. 1a). Two hydraulic actuators (HA) at each story

Umweltfreundlichkeit [7] innerhalb kurzer Zeit populär. Porenbeton, der unter standardisierter Fabrikationsweise in exakt festgelegten Produktionsschritten hergestellt wird, ermöglicht eine Reduzierung von Baufehlern und gleichzeitig schnelleres Bauen. Durch die Bewehrung können Tragfähigkeit und Duktilität von Porenbetonplatten wirksam erhöht werden, sodass die Verwendung als tragendes Element in Wänden und Decken möglich wird. Die aktuellen Anforderungen an einen nachhaltigen, beständigen und energieeffizienten Wohnungsbau lassen sich mit Porenbeton in Form vorgefertigter Bausysteme leicht erfüllen. Erdbebensicherheit beziehungsweise die verlässliche Ermittlung des Widerstands von Gebäuden aus Porenbeton gegenüber Erdbebeneinwirkungen ist somit für das Bauen in Erdbebenzonen alternativlos.

Die mechanischen Eigenschaften von Porenbeton wurden unter anderem durch Bestimmung der Druckfestigkeit, der Zugfestigkeit, der Spaltzugfestigkeit und des Elastizitätsmoduls untersucht [8, 9]. Die bisherigen Arbeiten zum seismischen Verhalten von Wandplatten aus bewehrtem Porenbeton beschränken sich auf Anfang der 2000er Jahre in Nordamerika durchgeführte Studien. Die von *Tanner* [8] publizierte Studie ist eine der umfangreichsten Untersuchungen in der Porenbetonliteratur und bildete die Grundlage für die Bemessungsregeln des Masonry Standards Joint Committee [10]. An Wandproben aus Porenbetonblöcken und Porenbetonplatten wurden Einzelkomponententests durchgeführt; hierzu wurden zahlreiche Versuche zum zyklischen Verformungsverhalten durchgeführt [11, 12]. *Tanner* et al. [12] haben das Schubtragverhalten von 15 Wandscheiben aus Porenbeton unter reverser zyklischer Beanspruchung untersucht. Dabei kamen verschiedene Aspektverhältnisse von 0,6 bis 3 zur Anwendung, um verschiedene Versagensmodi, wie zum Beispiel durch schubdominante oder biegedominante Belastung, beobachten zu können. Aus dieser Versuchsreihe wurden Wege zur Bemessung der strukturellen Kapazität von Porenbeton-Wandplatten abgeleitet. Aus der begrenzten Anzahl der oben erwähnten Studien ergibt sich, dass weitere Forschung sowohl in Form von empirischen Untersuchungen des Widerstands von Porenbetongebäuden gegenüber seismischen Lasten als auch in Form von numerischen Simulationen erforderlich sind. Im Rahmen der vorliegenden Studie sollte deshalb eine Wandplattenkonstruktion aus Porenbeton im Originalmaßstab getestet und der zu erwartende Widerstand von Bauwerken aus bewehrten Porenbeton-Wandplatten gegenüber Erdbebeneinwirkungen demonstriert werden. Die hier vorgelegte Arbeit soll es Ingenieuren ermöglichen, das Verhalten von Bauwerken aus bewehrten Porenbetonwandplatten in einem leistungsbasierten technischen Berechnungsablauf zu simulieren.

2 Versuchsgebäude

Im Rahmen dieser Studie wurde ein zweigeschossiges Versuchsgebäude im Originalmaßstab mit vertikalen bewehrten Porenbetonplatten errichtet und unter zunehmender Verformung in zwei Richtungen getestet. Die Grundfläche des Versuchsgebäudes betrug knapp 25 m^2 ($4{,}8 \times 5{,}2$ m). Das Versuchsgebäude wurde auf einer vor Ort hergestellten Fundamentplatte errichtet. Das Gebäude wurde aus bewehrten Porenbetonplatten mit den Abmessungen

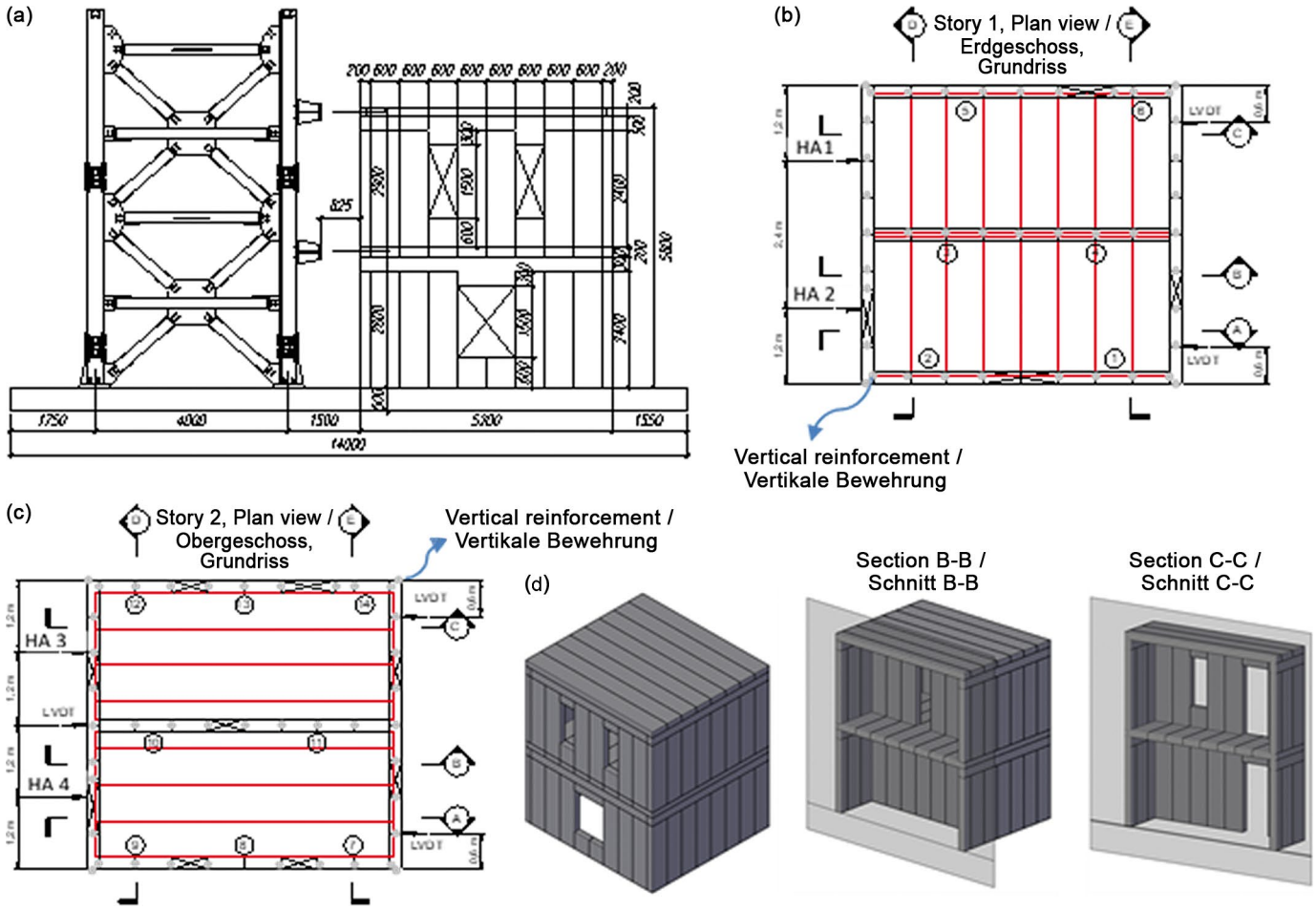

Fig. 1. Drawings of (a) the test building and its loading system, (b, c) plan views of stories, and (d) 3D representation of the test building
Bild 1. Zeichnungen (a) des Versuchsgebäudes und seines Belastungssystems, (b, c) Grundriss der Geschosse und (d) 3D-Darstellung des Versuchsgebäudes

level were utilized while performing the lateral load testing of the test building (Fig. 1b, c). The location of each hydraulic actuator was determined in such a way that the resultant force at each story level approximately matched with the mass center of the story. The locations of the hydraulic actuators are depicted in Fig. 1 and the photographs of the installed hydraulic actuators are presented in Fig. 2.

The building was loaded in a reversed cyclic displacement-controlled manner according to predefined drift ratios by using an electrical oil pump. The lateral loading pattern was selected similar to the first vibration mode shape of the test structure. The applied second-story lateral force to the first-story lateral force ratio was 1.75, which was obtained from the preliminary model analysis of the test building and was kept constant during the test.

3 Test results

Base shear versus first-story displacement, second-story shear versus second-story displacement, and base shear versus second-story displacement curves are presented in Fig. 3. From this figure, it could easily be inferred that the lateral load capacity reached its maximum value (580 kN) at a drift ratio of 0.19 %. This load was about 1.6 times the weight of the test building. After the maximum capacity was attained, the lateral load capacity decreased by 20 %

0,6 × 0,2 × 2,4 m, hergestellt von AKG Gazbeton, gebaut. Zwischen den einzelnen Porenbetonplatten wurde beim Bau der Wände und Decken eine Längsbewehrung angebracht (Bild 1). Außerdem wurden auf den vertikalen Porenbetonplatten Stahlbetonbalken verlegt, mit denen die Deckenelemente aus Porenbeton mit den Porenbetonplatten verbunden wurden. Die Böden erhielten eine 4 cm dicke Zementestrichschicht, um realitätsnahe Bedingungen zu schaffen. Ein steifer Belastungsrahmen aus Stahl wurde entworfen und neben dem Versuchsgebäude errichtet. Mit diesem Belastungsrahmen wurden die Querlasten auf das Versuchsgebäude aufgebracht (Bild 1a). Bei der Durchführung der Querlastversuche am Versuchsgebäude kamen zwei hydraulische Aktuatoren (HA) auf jeder Geschossebene zum Einsatz 1b, c). Die Position der einzelnen hydraulischen Aktuatoren wurde so gewählt, dass die resultierende Kraft auf jeder Geschossebene annähernd mit dem Massenschwerpunkt des Geschosses übereinstimmte. Die Positionen der hydraulischen Aktuatoren sind in Bild 1 zu sehen. Bild 2 enthält Fotos der montierten hydraulischen Aktuatoren.

Das Gebäude wurde mittels einer elektrisch angetriebenen Ölpumpe nach vorgegebenen Verschiebungsverhältnissen revers belastet. Der Querkraftverlauf wurde entsprechend der ersten Schwingungsform des Versuchsgebäudes gewählt. Das Verhältnis der am Erd- und Obergeschoss



Fig. 2. Photographs of the test building and its loading system: (a) installed hydraulic actuators, (b) strong steel frame, and (c) the test building
Bild 2. Fotos des Versuchsgebäudes und seines Belastungssystems: (a) montierte hydraulische Aktuatoren, (b) fester Belastungsrahmen aus Stahl und (c) Versuchsgebäude

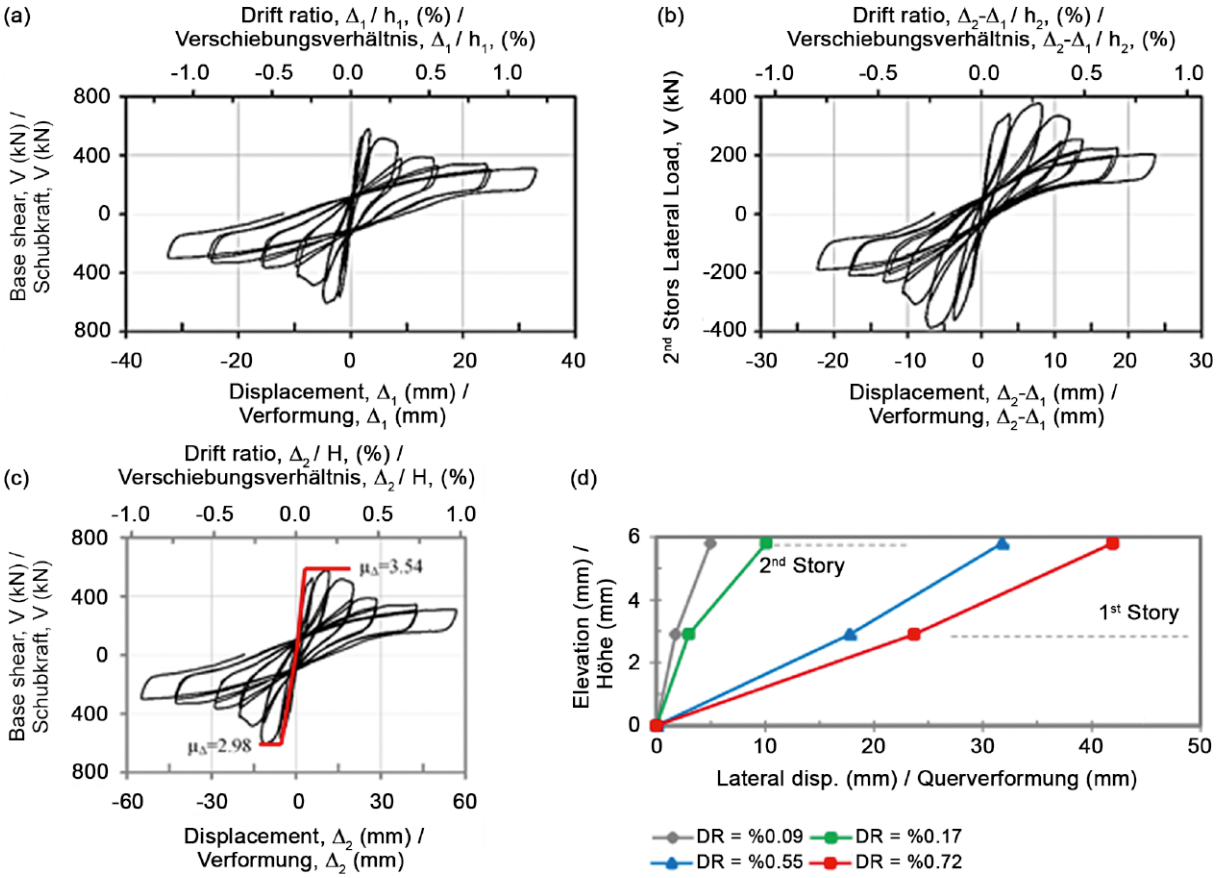

Fig. 3. Measured force–displacement response
Bild 3. Gemessenes Kraft-Verformungs-Verhalten

at a roof drift ratio of 0.35 %. This corresponded to an average ductility value of about 3.3. In Fig. 3, the change in lateral displacement profile of the test building corresponding to different roof drift ratios is also depicted. During the elastic response (i.e., DR < 0.1 %), the displacements in the second story were more than the first-story displacements. However, almost a uniform drift profile was attained after an interstory drift ratio of 0.5 % (Fig. 3). The

aufgebrachten Querkräfte betrug 1,75. Der Wert stammt aus der vorläufigen Modellanalyse des Versuchsgebäudes und wurde während des Versuchs konstant gehalten.

3 Versuchsergebnisse

Die Kurven für die Schubkraft am Wandfuß des Erdgeschosses gegenüber dessen Verformung, die Schubkraft am

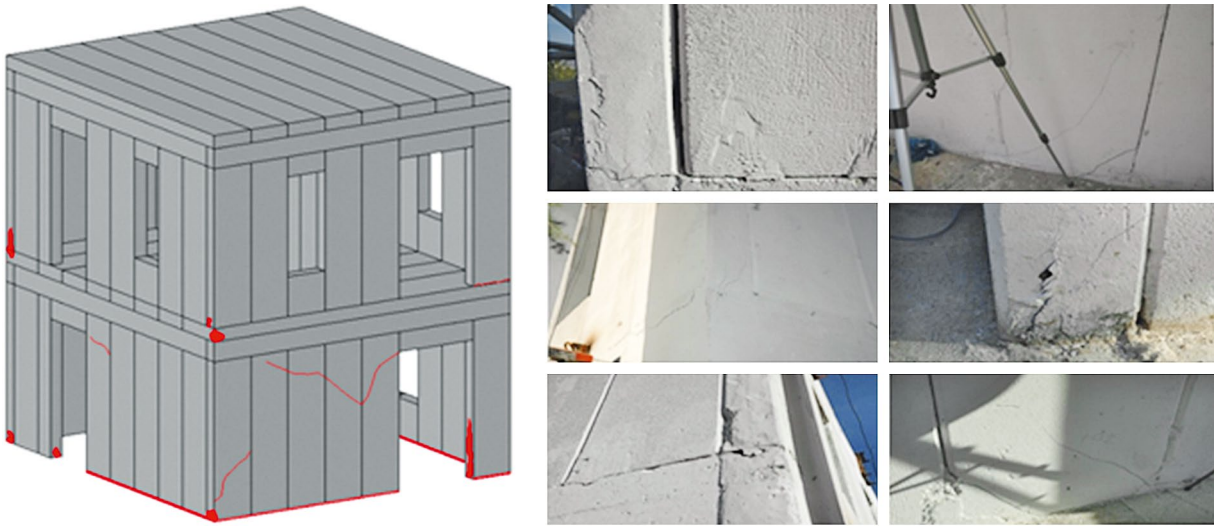

Fig. 4. Damage patterns and pictures
Bild 4. Schadensmuster und -bilder

lateral loading capacity became stable at a base shear value of 310 kN at the ultimate stage. The load-deflection response of the test building exhibited a pinching behavior (Fig. 3), which could be attributed to the presence of openings and floor topping. Further details on the results of the test could be found in *Gokmen* [13].

Drawings and pictures of observed damages are shown in Fig. 4. It was clear that panel ends subjected to high tensile stresses cracked at a first-story drift ratio of 0.2 %. Then, these cracks widened especially around the positions of the vertical reinforcements and spalling was observed. There were also localized cracks due to the effect of openings. The torsional displacement demand on the building increased due to the unsymmetrical formation of cracks. This caused some excessive cracking demands observed in the corners of the building. Finally, the building started to sustain lift-up type displacements and exhibited a rocking response. The displaced shapes of each story corresponding to different roof drift ratios are presented in Fig. 5. It was clear from the figure that the torsional effects were negligible till a roof drift ratio of 0.17 % was attained. Then, the second story started to show torsional distortions at a roof drift ratio of 0.55 % due to excessive unsymmetrical damage. At a roof drift ratio of 0.72 %, the first story also showed torsional distortions in the counter-clockwise direction.

4 Numerical modeling

Nonlinear modeling of the reinforced AAC wall panels is essential for estimating the seismic performance of AAC buildings. Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees) platform [14] was used to simulate the behavior of reinforced AAC wall panels. In the scope of this study, different parameters were employed for reinforced AAC wall panels with low ($N/N_o < 0.10$) and high axial load ratios ($N/N_o \geq 0.10$) owing to the different pinching characteristics. To model the reinforced AAC wall panels, force-based beam–column elements having section integration points with fiber sections were employed. AAC and steel reinforcement materials were rep-

Fußpunkt des Obergeschosses gegenüber dessen Verformung und letztlich die Schubkraft am Wandfuß des Erdgeschosses gegenüber der Verformung des Obergeschosses sind Bild 3 zu entnehmen. Aus diesem Diagramm lässt sich leicht ableiten, dass die Quertragfähigkeit ihren Maximalwert (580 kN) bei einem Verschiebungsverhältnis von 0,19 % erreichte. Diese Tragfähigkeit entsprach in etwa dem 1,6-Fachen des Gewichts des Versuchsgebäudes. Nach Erreichen der maximalen Kapazität nahm die Quertragfähigkeit bei einem Verschiebungsverhältnis auf Dachniveau von 0,35 % um 20 % ab. Dies entsprach einem durchschnittlichen Duktilitätswert von etwa 3,3. In Bild 3 ist auch die Veränderung des Querverformungsprofils des Versuchsgebäudes in Abhängigkeit von den verschiedenen Verschiebungsverhältnissen auf Dachebene dargestellt. Während des elastischen Verhaltens (d. h. DR < 0,1 %) waren die Verformungen im Obergeschoss größer als die Verformungen im Erdgeschoss. Ab einer Geschossverschiebung von 0,5 % wurde allerdings ein nahezu gleichmäßiges Verschiebungsprofil erreicht (Bild 3). Die Quertragfähigkeit wurde bei einer Schubkraft von 310 kN im Grenzzustand stabil. Das Lastdurchbiegungsverhalten des Versuchsgebäudes zeigte die Einspannung (Bild 3) durch Gebäudeöffnungen und Estrichschichten. Weitere Einzelheiten zu den Ergebnissen des Versuchs finden sich in *Gokmen* [13].

Zeichnungen und Fotos der beobachteten Schäden sind in Bild 4 dargestellt. Es war klar ersichtlich, dass Plattenenden, die hohen Zugspannungen ausgesetzt waren, bei einem Verschiebungsverhältnis von 0,2 % im Obergeschoss einrissen. Anschließend wurden diese Risse breiter, vor allem im Bereich der vertikalen Bewehrungen, und es waren Abplatzungen zu beobachten. Bedingt durch die Öffnungen bildeten sich auch an anderen Stellen Risse. Durch die unsymmetrische Rissbildung erhöhte sich der torsionale Verformungsbedarf am Gebäude. Dies führte zu einer teils überhöhten Rissbeanspruchung, die an den Gebäudeecken zu beobachten war. Schließlich begann das Gebäude, die Hubbewegungen aufrechtzuerhalten und zeigte Schaukelverhalten. Die Verformung der Geschosse für verschiedene Dachverschiebungsverhältnisse ist in Bild 5 dargestellt. Aus dem Bild geht hervor, dass die Tor-

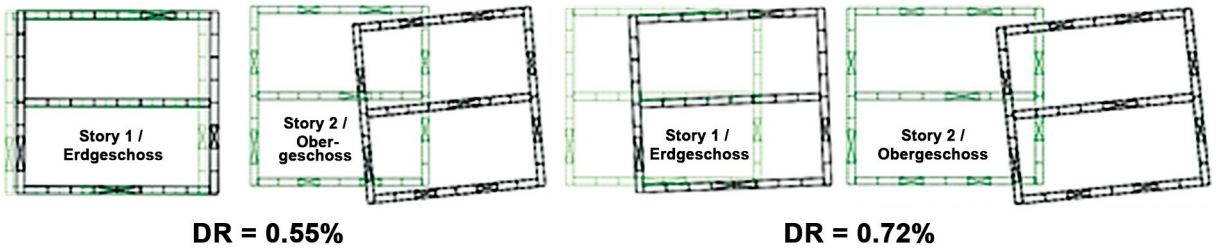

Fig. 5. Deformed shapes of stories corresponding to different overall drift ratio of test building
Bild 5. Verformungen der Geschosse bei verschiedenen Gesamtverschiebungsverhältnissen des Versuchsgebäudes

resented with predefined uniaxial materials from OpenSees library. To construct a uniaxial material for modeling AAC behaviour, a nonlinear constitutive model with no tensile strength (Concrete01) was used (Fig. 6). In order to simulate the pinched load-deflection curves from panel tests, the steel model was selected as damage hysteretic one. In this way, it was aimed to match (1) the pinching of the force and deformation response, (2) the damage due to ductility demand, and (3) the degraded unloading stiffness based on ductility demand. There were four parameters, namely $pinch_x$, $pinch_y$, $damage_1$, and $damage_2$. Pinching parameters, $pinch_x$ and $pinch_y$, were responsible for the pinching of strain and stress during reloading, respectively. Damage parameters, $damage_1$ and $damage_2$, were responsible for the damage due to ductility and energy, respectively. These four parameters were calibrated by using experimental data on panel tests from the literature. For reinforced AAC wall panels with high axial load ratio (larger than 10 %), an elastoplastic stress-strain model for AAC in compression were utilized in order to overcome convergence problem. The hysteretic parameters were selected as default values, that is, $pinch_x$ = 1.0, $pinch_y$ = 4.0, $damage_1$ = 0.0, and $damage_2$ = 0.5. Other modeling details were kept the same as the first category.

An example comparison of load deformation estimations from simulations and tests of *Taghipour* [15] with two, four, and six panel specimens are shown in Fig. 6. In the simulations four (and six) panel specimens were modeled as monolithically acting specimens (Fig. 6b) and as a collection of 3 + 1 (3 + 3) panel assemblage. It can be observed that the agreement between the simulations and tests are reasonably well (Fig. 6a, c, d). From these results, it was concluded to model the panel piers as a maximum of three panel assemblage per element.

Modeling of the test building was conducted by referring the above conclusions. Firstly, panel groups were decided according to the recommendations given by *Tanner* [8] and *Taghipour* [15] and the results from the above panel simulations. Hence, selection of maximum three panels as a single fiber section was employed. Therefore, sections composed of at most three panel elements were formed. In Fig. 7, the panel groups are presented by indicating a panel group by the phrase "wall." Solid circles inside these groups represent frame elements. Since all the walls had axial load ratios less than 10 %, the AAC material model was selected as a nonlinear constitutive stress-strain response in compression. Hysteretic parameters were selected as $pinch_x$ = 0.7, $pinch_y$ = 0.2, $damage_1$ = 0, and $damage_2$ = 0.25. The vertical loading of the slabs was added

sionseffekte bis zu einem Dachverschiebungsverhältnis von 0,17 % vernachlässigbar waren. Aufgrund der übermäßigen unsymmetrischen Beschädigungen zeigten sich dann bei einem Dachverschiebungsverhältnis von 0,55 % Torsionsverzerrungen im Obergeschoss. Bei einem Dachverschiebungsverhältnis von 0,72 % zeigte das Obergeschoss auch Torsionsverzerrungen im Gegenuhrzeigersinn.

4 Numerische Modellierung

Eine nichtlineare Modellierung der Wandplatten aus bewehrtem Porenbeton ist für die Abschätzung des seismischen Verhaltens von Gebäuden aus Porenbeton unerlässlich. Um das Verhalten von Wandplatten aus bewehrtem Porenbeton zu simulieren, wurde die Plattform „Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees)" [14] verwendet. Im Rahmen dieser Studie wurden verschiedene Parameter für die zu untersuchenden Wandplatten mit niedrigen ($N/N_o < 0{,}10$) und hohen axialen Belastungsverhältnissen ($N/N_o \geq 0{,}10$) aufgrund des unterschiedlichen Einspannungsverhaltens verwendet. Zur Modellierung der Wandplatten aus bewehrtem Porenbeton wurden kraftbasierte Rahmentragwerkselemente mit Querschnittsintegrationspunkten („section integration points") mit Faserquerschnitten („fibre sections") eingesetzt. Porenbeton und Bewehrungsstahl wurden mit vordefinierten einachsigen Werkstoffen aus der OpenSees-Bibliothek dargestellt. Um einen einachsigen Werkstoff zur Modellierung des Porenbetonverhaltens zu konstruieren, wurde ein nichtlineares konstitutives Modell ohne Zugfestigkeit (Concrete01) verwendet (Bild 6). Um Kraft-Verformungs-Kurven – hier unter Einspannung – aus den Plattenversuchen zu simulieren, wurde für den Stahl ein hysteretisches Schadensmodell gewählt. Auf diese Weise sollten (1) das Kraft- und Verformungsverhalten unter Einspannung, (2) die Schädigung durch Duktilitätsanforderungen und (3) die verminderte Entlastungssteifigkeit aufgrund des Duktilitätsbedarfs abgebildet werden. Es gab vier Parameter, nämlich „$pinch_x$", „$pinch_y$", „$damage_1$" und „$damage_2$". Die Einspannungsparameter, $pinch_x$ und $pinch_y$, waren für die Spannung bzw. Dehnung bei der Nachbelastung verantwortlich. Die Schadensparameter, $damage_1$ und $damage_2$, waren für den Schaden durch Duktilität bzw. Energie verantwortlich. Diese vier Parameter wurden mithilfe von experimentellen Daten zu Plattenversuchen aus der Literatur kalibriert. Für Wandplatten aus bewehrtem Porenbeton mit einem hohen axialen Belastungsverhältnis (größer als 10 %) wurde ein elastoplastisches Spannungs-Dehnungsmodell für Porenbeton unter Druck verwendet,

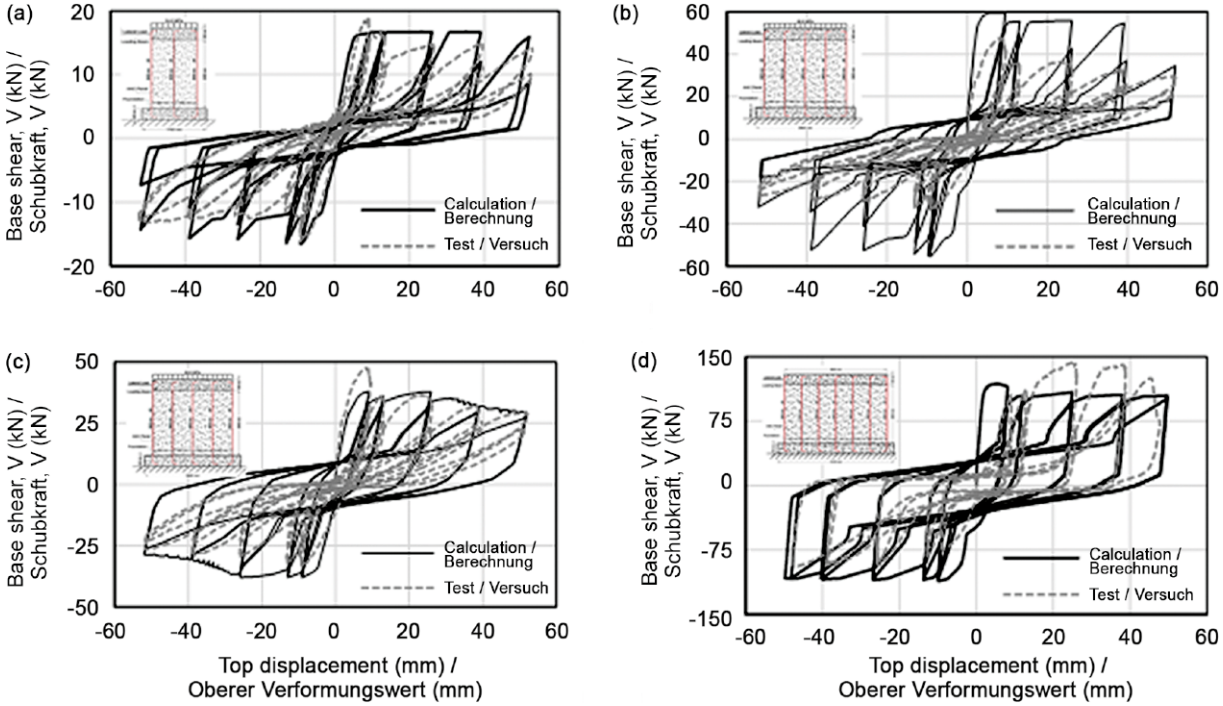

Fig. 6. Comparison of experimental results of Taghipour [15] and numerical simulations
Bild 6. Vergleich der experimentellen Ergebnisse von Taghipour [15] und der numerischen Simulationen

to the walls according to their tributary areas. Rigid diaphragm assumption was used in the analysis in order to mimic the test observations.

Two static analyses, that is, (1) pushover analysis and (2) reversed cyclic pushover analysis, were performed to compare the model and test results. The lateral load capacity was estimated as 591.3 kN for both directions whereas the test capacity was 580 kN (−605 kN). In the test, this capacity corresponded to a top displacement value of 11 mm whereas the top displacement at the maximum base shear value was estimated as 17 mm. Afterward, the pushover capacity curve decreased to a lateral strength of 488.5 kN whereas the test capacity decreased to 311 kN (−302 kN) in the last cycle (Fig. 8). These results provide confidence on the accuracy of modeling AAC buildings with the proposed approach.

The cyclic pushover analysis was also simulated by applying the same displacement-controlled loading protoum das Konvergenzproblem zu lösen. Die hysteretischen Parameter wurden als Standardwerte gewählt, d. h. $pinch_x = 1{,}0$, $pinch_y = 4{,}0$, $damage_1 = 0{,}0$ und $damage_2 = 0{,}5$. Andere Modellierungsdetails wurden wie in der ersten Kategorie beibehalten.

Ein Beispielvergleich von Last-Verformungs-Schätzungen aus Simulationen und Versuchen von *Taghipour* [15] mit zwei, vier und sechs Plattenproben ist in Bild 6 dargestellt. In den Simulationen wurden vier (und sechs) Plattenproben als monolithisch wirkende Proben (Bild 6b) und als Zusammenstellung von 3 + 1 (3 + 3) Platten modelliert. Es war eine gute Übereinstimmung zwischen den Simulationen und Versuchen zu beobachten (Bild 6a, c, d). Aus diesen Ergebnissen wurde die Konsequenz gezogen, die Plattenstützen als Baugruppe von maximal drei Platten pro Element zu modellieren.

Die Modellierung des Versuchsgebäudes erfolgte unter Bezugnahme auf die obigen Schlussfolgerungen. Zu-

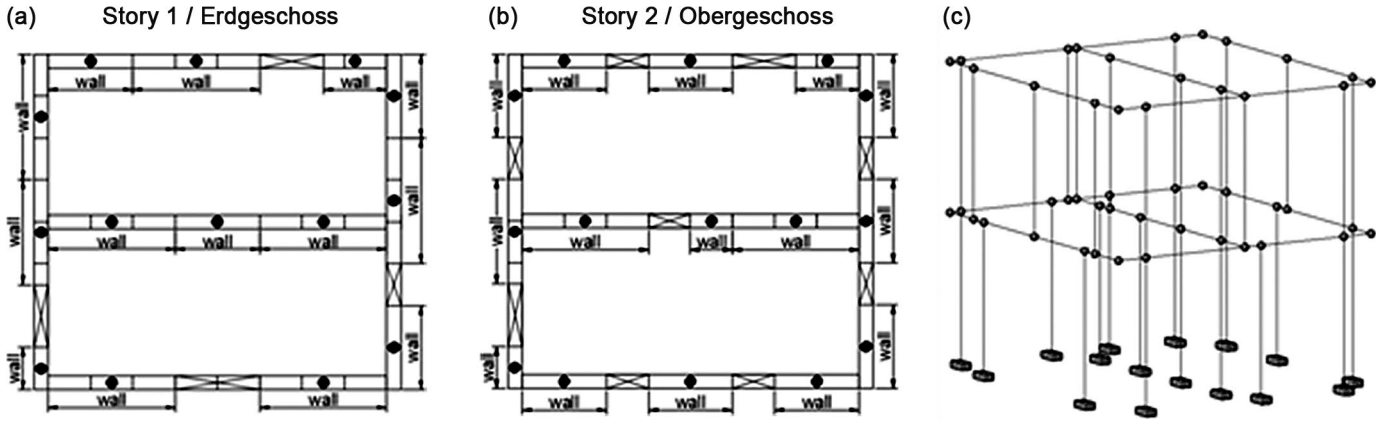

Fig. 7. Modeling details of (a) first-story walls, (b) second-story walls, and (c) 3D view of the model of the test structure
Bild 7. Modellierung von (a) Wänden des Erdgeschosses, (b) Wänden des Obergeschosses und (c) 3D-Ansicht des Modells des Versuchsgebäudes

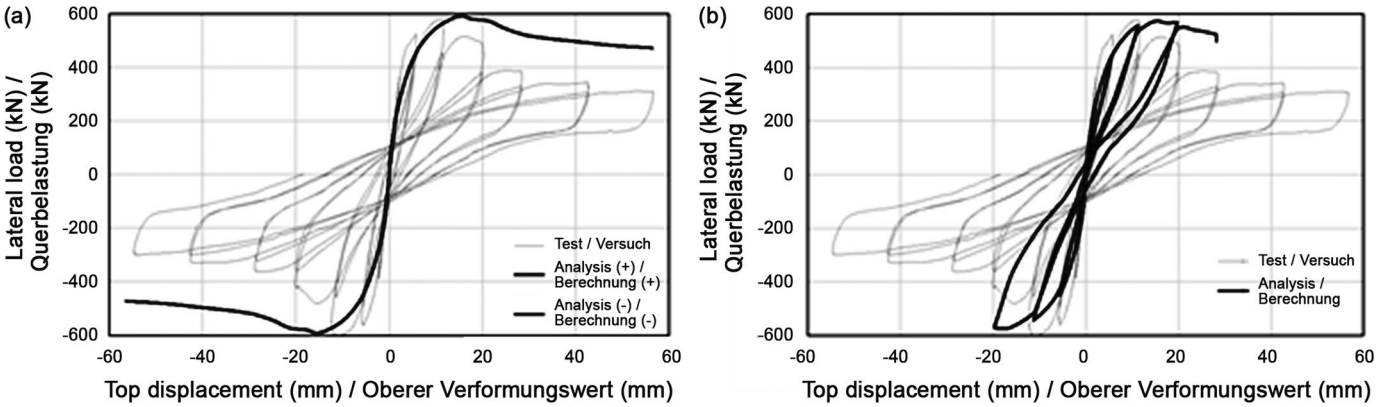

Fig. 8. Analysis results: (a) pushover analysis and (b) reversed cyclic pushover analysis
Bild 8. Ergebnisse der (a) Pushover-Analyse und (b) der revers zyklischen Pushover-Analyse

col to the numerical model (Fig. 3). The comparison of the estimated force–displacement curve with the experimentally obtained force–displacement curve is shown in Fig. 8b. Although the achieved capacity from the cyclic analysis was similar to the result of the building test, the descending branch was slightly steeper compared to the test due to the complications such as the combination of rocking and sliding motions of the walls, crushing of the toes, and buckling of the steel reinforcements, which were observed during the test. These deformations significantly decreased the capacity in the test after the peak capacity was attained. However, the numerical simulation had difficulties to capture this behavior. However, it can be argued that the proposed modeling approach is capable of simulating AAC building's seismic response up to a lateral strength loss of about 20 %.

5 Conclusions

In this study, an in situ full-scale building test was conducted and a numerical modeling technique applicable to reinforced AAC wall panels was proposed. The numerical model was validated by using both wall component and building tests. The test building failed due to rocking type deformations. The slab–wall connections were observed to stay intact throughout the test. The test building had a base shear capacity of 1.6 times its weight and the ultimate drift ratio of the building was determined as 0.35 %. In addition, the response modification factor was calculated as about 2.4 by assuming equal energy principle. The deformation and capacity estimations from the proposed numerical model had a percentage error of less than 20 %, which was an acceptable error for engineering applications. More importantly, the numerical model generally predicted the cyclic response well. Finally, the results of dynamic analysis stated that AAC buildings are expected to remain in their pre-yielding regions under design earthquakes owing to their lightweight characteristics and able to tolerate moderate inelasticity without brittle collapse. Based on these results, it can be concluded that AAC buildings appear to be good alternatives for low-rise construction in seismic regions.

nächst wurden die Plattengruppen nach den Empfehlungen von *Tanner* [8] und *Taghipour* [15] und den Ergebnissen der oben erwähnten Plattensimulationen festgelegt. Es wurden daher maximal drei Platten als einzelne fibre section definiert; die gebildeten Querschnitte bestanden aus höchstens drei Plattenelementen. In Bild 7 sind die Plattengruppen als „Wand" bezeichnet. Gefüllte Kreise innerhalb dieser Gruppen stellen Rahmenelemente dar. Da alle Wände axiale Belastungsverhältnisse von weniger als 10 % aufwiesen, wurde das Porenbeton-Werkstoffmodell als nichtlineares, konstitutives Spannungs-Dehnungs-Verhalten unter Druck gewählt. Die hysteretischen Parameter wurden gewählt als $\text{pinch}_x = 0{,}7$, $\text{pinch}_y = 0{,}2$, $\text{damage}_1 = 0$ und $\text{damage}_2 = 0{,}25$. Die vertikale Belastung der Platten wurde den Wänden ihren Nebenflächen entsprechend hinzugefügt. Bei der Analyse kam die Annahme einer starren Membran zur Anwendung, um die Versuchsbeobachtungen nachzuahmen.

Zwei statische Analysen, d. h. (1) eine Pushover-Analyse und (2) eine revers zyklische Pushover-Analyse, wurden durchgeführt, um das Modell und die Versuchsergebnisse zu vergleichen. Die Quertragfähigkeit wurde für beide Richtungen auf 591,3 kN geschätzt, während die Versuchskapazität 580 kN (–605 kN) betrug. Im Versuch entsprach diese Kapazität einem oberen Verformungswert von 11 mm, während der obere Verschiebungswert bei maximaler Schubkraft am Fußpunkt des Erdgeschosses auf 17 mm geschätzt wurde. Danach sank die Pushover-Kapazitätskurve auf eine Schubfestigkeit von 488,5 kN, während die Prüfkapazität im letzten Zyklus auf 311 kN (–302 kN) sank (Bild 8). Diese Ergebnisse rechtfertigen das Vertrauen in die Genauigkeit der Modellierung von Gebäuden aus Porenbeton mit dem vorgeschlagenen Ansatz.

Die zyklische Pushover-Analyse wurde ebenfalls simuliert, indem das gleiche verformungsgesteuerte Belastungsprotokoll auf das numerische Modell angewendet wurde (Bild 3). Der Vergleich der geschätzten Kraft-Weg-Kurve mit der experimentell ermittelten Kraft-Weg-Kurve ist in Bild 8b dargestellt. Obwohl die erreichte Kapazität aus der zyklischen Analyse dem Ergebnis der Bauprüfung ähnlich war, war der absteigende Ast im Vergleich zur Prüfung etwas steiler, was auf Komplikationen wie die Kombination von Schaukel- und Gleitbewegungen der Wände, Einspannung am Wandfuß und Knicken der Stahlbewehrungen zurückzuführen ist, die während der Prüfung beobachtet

Acknowledgements

The authors acknowledge the financial support provided by Turkish Autoclaved Aerated Concrete Association (TAACA) for conducting this study. The authors acknowledge the support of material from AKG for continuing research endeavors.

References – Literatur

[1] IMI. Autoclaved Aerated Concrete Masonry Units, *Team IMI Technology Brief Resource Information form the International Masonry Institute, (2010). Issue: February,* [http://imiweb.org/wp-content/uploads/2015/10/01.02-AAC-MASONRY-UNITS.pdf]. *Last visited on 01.12.2017.*

[2] van Boggelen, W.: *History of Autoclaved Aerated Concrete: The Short Story of a Long Lasting Building Material, 2014. from* [http://www.aircrete-europe.com/images/download/en/W.M.%20van%20Boggelen%20-%20History%20of%20Autoclaved%20Aerated%20Concrete.pdf]. *Last visited on 01.12.2017.*

[3] Ozel, M.: *Thermal performance and optimum insulation thickness of building walls with different structure materials.* Appl Therm Eng. 2011; *31*: 3854–3863.

[4] Huang, X., Ni, W., Cui, W., Wang, Z., Zhu, L.: *Preparation of autoclaved aerated concrete using copper tailings and blast furnace slag.* Constr Build Mater. 2012*; 27:* 1–5.

[5] Xella Aircrete. Technical Manual. *Cibolo, TX: Xella Aircrete North America, Inc.;* 2010.

[6] Jerman, M., Keppert, M., Vyborny, J., Cerny, R.: *Hygric, thermal and durability properties of autoclaved aerated concrete.* Constr Build Mater. 2013; *41*: 352–359.

[7] Balkema, A. A.: *Advances in autoclaved aerated concrete. In: Proceedings of the 3rd Rilem International Symposium,* Zurich*;* 1992.

[8] Tanner, J. E.: *Design provisions for autoclaved aerated concrete (AAC) structural systems.* Doctoral Thesis, University of Texas at Austin, *Austin, Texas*; *200*3.

[9] Ottl, C., Schellborn, H.: *Examination of the relation between tensile/flexural strength and compressive strength of autoclaved aerated concrete according to prEN 12602.* In: Advances in Construction Materials. Berlin: Springer, 2007.

[10] Masonry Standards Joint Committee: *Building Code Requirements for Masonry Structures and Specification for Masonry Structures and Commentaries.* Boulder, Colorado*:* American Society of Civil Engineers; 2011.

[11] Vekey, R. C., Bright, N. J., Luckin, K. R., Arora, S. K.: *The resistance of masonry to lateral loading, Part 3: Research results on autoclaved aerated concrete block work.* Struct Eng. 1986; 64: 332–340.

[12] Tanner, J., Varela, J., Brightman, M., Cancino, U., Argudo, J., Klingner, R.: *Seismic testing of autoclaved aerated concrete shearwalls: A comprehensive review.* ACI Struct J. 2005; 102: 374–382.

[13] Gokmen, F.: *Seismic Behavior of Autoclaved Aerated Concrete Reinforced Vertical Panel Buildings,* ThesisMS. Turkey*:* Middle East Technical University, 2017.

[14] Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M. H., Fenves, G. L.: *OpenSees Command Language Manual.* Berkeley, California: University of California Berkeley, 2009.

[15] Taghipour, A.: *Seismic Behavior of Vertical Reinforced Autoclaved Aerated Concrete (AAC) Panel Walls.* Ankara: Middle East Technical University, 2016.

wurden. Diese Verformungen verringerten im Versuch die Kapazität nach Erreichen der Spitzenkapazität signifikant. Die numerische Simulation hatte jedoch Schwierigkeiten, dieses Verhalten zu erfassen. Es kann jedoch argumentiert werden, dass der vorgeschlagene Modellierungsansatz in der Lage ist, die seismische Reaktion des Porenbetongebäudes bis zu einem Quertragfähigkeitsverlust von bis zu 20 % zu simulieren.

5 Schlussfolgerungen

In dieser Studie wurde ein Gebäudeversuch im Originalmaßstab *in situ* durchgeführt und ein numerisches Modellierungsverfahren für Wandplatten aus bewehrtem Porenbeton vorgeschlagen. Das numerische Modell wurde mithilfe von Versuchen an Wandkomponenten und am Gebäude validiert. Das Versuchsgebäude versagte aufgrund von Verformungen durch Schaukelverhalten. Die Decken-Wand-Anschlüsse blieben während des gesamten Versuchs intakt. Das Versuchsgebäude hatte eine Querkraftkapazität am Wandfuß des Erdgeschosses vom 1,6-Fachen seines Gewichts, und das Grenzverschiebungsverhältnis des Gebäudes wurde mit 0,35 % bestimmt. Zusätzlich wurde der „Response Modification Factor“ unter der Annahme des „Equal-Energy“-Prinzips mit etwa 2,4 berechnet. Die Verformungs- und Kapazitätsschätzungen aus dem vorgeschlagenen numerischen Modell hatten einen prozentualen Fehler von weniger als 20 %. Dieser ist für technische Anwendungen als annehmbar zu betrachten. Wichtiger ist jedoch, dass das numerische Modell das zyklische Verhalten im Allgemeinen gut vorhersagen konnte. Zu guter Letzt hat die dynamische Analyse ergeben, dass davon auszugehen ist, dass Gebäude aus Porenbeton aufgrund ihres geringen Gewichts bei Bemessungserdbeben im elastischen Bereich bleiben und mäßige plastische Verformungen ohne sprödes Versagen überstehen. Aus unseren Ergebnissen kann geschlossen werden, dass Gebäude aus Porenbeton eine hervorragende Option für das Bauen in Erdbebengebieten sind.

Danksagungen

Die Autoren danken dem türkischen Porenbetonverband TGÜB für die finanzielle Unterstützung bei der Durchführung dieser Studie. Die Autoren danken für die Materialunterstützung durch AKG für zukünftige Forschungsaktivitäten.

Authors – Autoren:
Furkan Gokmen MSc
Baris Binici
Erdem Canbay
Universiteler Mah., Middle East Technical University, Ankara, Turkey

Alper Aldemir
Beytepe Mahallesi, Hacettepe University, Ankara, Turkey

Mustafa Kagan Ogdu
Ugur Uzgan
Zafer Eryurtlu
AKG Gazbeton, Bahsili, Kirikkale, Turkey

Gulay Ozdemir
Turkish AAC Association, Kuzgun Sokak, Ankara, Turkey