

Lessons learned from the testing of RC frames with masonry infills and proposals for new solutions

Untersuchungen an mit Mauerwerk ausgefachten Stahlbetonrahmen und neue Lösungsvorschläge

Past experience has shown that inadequate design of unreinforced masonry walls (URM) or inadequate selection of materials can lead to significant economic losses and fatalities in the case of a strong earthquake. In this context, this paper presents the experimental research that has been carried out with the aim of gaining a better insight into the traditional masonry infill walls commonly built in Portugal. The experimental research includes: (1) shaking table tests on reduced-scale reinforced concrete (RC) buildings with masonry infills with distinct typologies, from traditional solutions to those with enhanced properties and solutions to improve the seismic behaviour; (2) in-plane static cyclic tests on a representative one-storey, one-bay RC frame with masonry infills with distinct typologies but similar to the ones tested in the RC building models.

It was concluded that the typology of masonry walls influences the global behaviour of RC buildings, particularly when there is no connection between masonry infill and RC frame. An appropriate design is necessary to prevent an unforeseen failure mechanism due to shear stresses in the RC columns induced by the infill. The in-plane cyclic tests showed that render plays a central role in the lateral strength and stiffness. Additionally, it was observed that bed joint reinforcement and reinforced render are important measures for controlling damage but do not significantly influence the in-plane lateral strength and stiffness.

Keywords: RC frames; masonry infills; shaking table testing; dynamic behaviour; in-plane static cyclic testing; in-plane behaviour

1 Introduction

Recent seismic events, particularly in southern Europe, have clearly revealed the vulnerability of non-structural elements under seismic action, namely, the masonry infill walls of reinforced concrete buildings, which is a very common construction technology [1]. Today, reinforced concrete (RC) structures perform reasonably well under seismic action, provided they have been designed and built

Die Erfahrungen aus der Vergangenheit haben gezeigt, dass eine unzureichende Bemessung von unbewehrtem Mauerwerk oder die Auswahl von ungeeigneten Materialien bei starken Erdbeben zu hohen finanziellen Verlusten und vielen Toten führen kann. Vor diesem Hintergrund werden in diesem Beitrag experimentelle Untersuchungen vorgestellt, die mit dem Ziel durchgeführt wurden, ein besseres Verständnis des Verhaltens von traditionellen Ausfachungswänden aus Mauerwerk, die in portugiesischen Gebäuden weit verbreitet sind, zu gewinnen. Die experimentellen Untersuchungen umfassen: (1) Rütteltischversuche an Stahlbetontragwerken mit Mauerwerksausfachungen bestimmter Typen im verkleinerten Maßstab, von traditioneller Bauweise bis hin zu Konstruktionen mit verbesserten Eigenschaften und Maßnahmen zur Verbesserung des seismischen Verhaltens; (2) statisch-zyklische Scheibenschub-Versuche an einem Stahlbetonrahmen als Modell für einen eingeschossigen Stahlbetonrahmen mit einem Feld und verschiedenen Arten von Mauerwerksausfachungen, die jedoch mit denen übereinstimmen, die im Rahmen der Versuche mit den Modellen für Stahlbetonrahmentragwerke getestet wurden. Die Art der Ausfachung beeinflusst das allgemeine Verhalten von Stahlbetontragwerken, insbesondere wenn es keine Verbindung zwischen den Mauerwerksausfachungen und den Stahlbetonrahmen gibt. Damit es infolge von durch die Ausfachung induzierter Schubbeanspruchung in den Stahlbetonstützen zu keinen unvorhergesehenen Versagensmechanismen kommt, ist eine entsprechende Bemessung erforderlich.

Der zyklische Scheibenschub-Versuch zeigte, dass Putz eine zentrale Rolle bei der Schubfestigkeit und Steifigkeit spielt. Zudem wurde beobachtet, dass Lagerfugenbewehrungen und bewehrter Putz wichtige Maßnahmen für die Gebrauchstauglichkeit sind, aber keinen signifikanten Einfluss auf die Festigkeit und Steifigkeit bei einer Beanspruchung in Scheibenrichtung haben.

Stichworte: Stahlbetonrahmen; Mauerwerksausfachungen; Rütteltischversuch; Verhalten, dynamisches; Scheibenschub-Versuche, statisch-zyklische; Scheibenschub-Verhalten

1 Einführung

Seismische Ereignisse, vor allem im Süden Europas, haben in jüngster Zeit die Anfälligkeit nichttragender, in Stahlbetontragwerke integrierter Ausfachungswände aus Mauerwerk (eine häufig angewendete Bautechnik), unter seismischer Einwirkung, deutlich gemacht [1]. Heutzutage zeigen Stahlbetontragwerke ein relativ gutes Verhalten unter seismischer Einwirkung, sofern sie unter Einhaltung der Erd-

according to seismic codes. However, deficiencies in the detailing of masonry infill walls in reinforced concrete buildings can result in the inadequate behaviour of the masonry infills and, consequently, in fatalities and economic losses [2], [3]. As masonry infills are not considered in the design of RC frames, in general, no local safety evaluation is carried out. This means that a great number of RC buildings in medium to high seismicity zones require upgrades, mainly at the level of non-structural elements [4]. The benefit goes beyond the improvement of local seismic behaviour of masonry walls, as such improvement can contribute to an overall enhancement of the global behaviour of buildings when subjected to earthquakes [5]. Eurocode 8 [6] presents a procedure for calculating the seismic out-of-plane loading but does not include any recommendation for the safety verification. Nevertheless, the code recommends measures for adequately preventing the brittle collapse and disintegration of masonry infill walls: by adding reinforced meshes in the render adequately connected to the walls, by using connectors between the masonry infills and the RC frames which can overlap with bed joint reinforcement, or by adding stiffening RC vertical and horizontal elements through the whole thickness of the wall.

Several experimental studies have been conducted to investigate the behaviour of frames with masonry infills in either reinforced concrete [4], [7] or steel frames [8], [9]. It was discovered that the infill walls significantly increase the initial stiffness and lateral strength of the bare frame. Different studies were carried out to find out the parameters that could influence the in-plane behaviour of infilled frames [10], [11]. Those parameters can be classified in three different categories: a) geometry and mechanical properties of infill, b) geometry and mechanical properties of surrounding frame, c) characteristics of infill-frame interface.

Different research projects have also investigated the experimental out-of-plane behaviour of infilled frames at both static and dynamic levels [12], [13]. It was concluded that the out-of-plane response of infilled frames is affected by different parameters, one of which is the boundary condition between the masonry infill and its surrounding frame [12], [14]–[16]. It was also observed that infill compressive strength and panel dimensions have a significant effect on the ultimate load, whereas the presence of a central opening (amounting to 20 % of the infill area) does not affect the ultimate strength but reduces post-cracking ductility [12]. A summary of large- and reduced-scale unreinforced masonry infill testing programmes is presented in [17]. In the large-scale in situ airbag pressure testing it was concluded that the out-of-plane strength of the infill is many times greater than the predicted values that do not take into account the influence of arching mechanism. Most of the out-of-plane tests were performed monotonically with force control, whereas in the recent studies the intention was to apply the out-of-plane load uniformly and quasi-statically using displacement control.

This paper aims to present a brief overview of the typical masonry infill cavity walls that can be found in Portuguese buildings and some developments regarding new solutions to arrive at better performance under seismic actions carried out within the scope of the European project INSYSME – Innovative systems for earthquake-resistant

bebennorm bemessen und ausgeführt wurden. Doch die unzureichende bauliche Durchbildung von Ausfachungswänden aus Mauerwerk in Stahlbetontragwerken kann eine nicht ausreichende Tragfähigkeit der Mauerwerksausfachungen und somit Todesfälle und wirtschaftliche Verluste zur Folge haben [2], [3]. Da Mauerwerksausfachungen bei der Bemessung von Stahlbetonrahmen in der Regel nicht berücksichtigt werden, wird keine Sicherheitsbeurteilung vor Ort durchgeführt. Das bedeutet, dass Ertüchtigungen bei einer großen Anzahl von Stahlbetontragwerken in Zonen mit mittlerer bis hoher Erdbebentätigkeit erforderlich sind, vor allem im Bereich der nichttragenden Elemente [4]. Der Nutzen dieser Ertüchtigungen geht über die Verbesserung des lokalen seismischen Verhaltens von Mauerwerkswänden hinaus, da diese zu einer Verbesserung des allgemeinen Tragverhaltens der Gebäude im Erdbebenfall führen können [5]. Im Eurocode 8 [6] wird ein Verfahren für die Berechnung der seismischen Last bei Plattenschubbeanspruchung beschrieben, allerdings wird keine Empfehlung für die Sicherheitsnachweise gegeben. Dennoch werden darin Maßnahmen zur angemessenen Vermeidung eines spröden Versagens und des Einsturzes von Ausfachungswänden aus Mauerwerk empfohlen: durch das Hinzufügen von Netzen in den Putz mit entsprechender Verbindung zu den Wänden, durch die Verwendung von Dübeln zwischen den Mauerwerksausfachungen und den Stahlbetonrahmen, die sich mit den Lagerfugenbewehrungen überlappen können oder durch das Hinzufügen von versteifenden vertikalen und horizontalen Elementen aus Stahlbeton, die entlang der gesamten Wandstärke verlaufen.

Es wurden verschiedene experimentelle Untersuchungen durchgeführt, um das Verhalten der Rahmen mit Mauerwerksausfachungen zu untersuchen, wobei das Verhalten entweder in Stahlbetonrahmen [4], [7] oder in Stahlrahmen [8], [9] untersucht wurde. Es stellte sich heraus, dass die zusätzlichen Wände eine signifikante Zunahme der ursprünglichen Steifigkeit und seitlichen Festigkeit des blanken Rahmens zur Folge hatten. Es wurden verschiedene Untersuchungen durchgeführt, um die Parameter zu ermitteln, die sich auf das Scheibenschub-Verhalten von Rahmen mit Ausfachungen auswirken können [10], [11]. Diese Parameter können in drei verschiedene Kategorien eingestuft werden: a) geometrische und mechanische Eigenschaften der Ausfachung; b) geometrische und mechanische Eigenschaften des umgebenden Rahmens; c) Merkmale der Schnittstelle zwischen Ausfachung und Rahmen.

Verschiedene Forscher haben zudem das experimentelle Plattenschub-Verhalten von Rahmen mit Ausfachungen, und zwar sowohl auf statischer als auch auf dynamischer Ebene, untersucht [12], [13]. Es wurde die Schlussfolgerung gezogen, dass die Plattenschub-Tragfähigkeit der ausfachten Rahmen von verschiedenen Parametern beeinflusst wird. Dazu zählen u. a. die Randbedingungen zwischen der Mauerwerksausfachung und dem umgebenden Rahmen [12], [14] bis [16]. Zudem kam man zu dem Schluss, dass die Druckfestigkeit der Ausfachung und die Feldabmessungen signifikante Auswirkungen auf die Bruchlast haben, während das Vorhandensein einer zentralen Öffnung (mit einem Ausfachungsbereich von 20 %) keine Auswirkungen auf die Bruchlast hat, aber zu einer Reduzierung der Duktilität nach der Rissbildung führt [12]. Eine Zusammenfassung des Versuchsprogramms für un-

masonry enclosures in RC buildings (project ref. 606229). Additionally, an experimental campaign involving shaking table tests on three RC building models with distinct solutions for masonry infills (cavity walls, single-leaf walls with reinforced render and single-leaf walls with bed joint reinforcement) is presented and the main results discussed. Subsequently, the results of in-plane cyclic tests carried out on masonry specimens representative of the masonry infills of the building models are also presented and discussed.

2 Masonry infill walls in Portugal

Brick masonry infill walls are very common in the construction of reinforced concrete (RC) buildings in Portugal as well as other countries, primarily in southern Europe (Spain, Italy and Greece), and work as both partitions and enclosing walls. This solution is considered to be advantageous as it is able to fulfil a set of requirements when properly implemented, namely, good indoor environment, acoustic and thermal comfort, higher performance in fire and, additionally, it enables architectural freedom [18]. Masonry walls as infill walls have been used in a more systematic manner since the 1960s, see Fig. 1, replacing the stone masonry walls as a consequence of the change in the construction system for residential and commercial buildings. From the 1980s onwards, cavity walls have been used with internal thermal insulation and, currently, single-leaf walls with external thermal insulation have been used more often, see also Fig. 1.

As part of a national research project, a database composed of 80 RC buildings built in Portugal between 1950 and 2010 was analysed with the aim of determining the most common typologies for masonry infill walls, i.e. at the level of the geometry and the level of the opening typologies [20]. From the information gathered it was possible to conclude that the majority of the RC buildings has between three and seven floors and the average span of the RC frames is about 4.5 m and the average frame height is 2.8 m. With respect to the masonry infill walls, 13 different typologies were defined taking into account the presence and typology of openings (doors and windows), the number of openings and the positions of the openings in the masonry infill, see Fig. 2.

From the 1400 masonry infill panels it was possible to see that 17 % are masonry infills without openings and 17 % of the walls analysed have a central opening. The other three more common typologies are masonry panels with two windows centred in the panels (15 %), masonry panels with two doors centred in the panels (11 %) and masonry infill walls with a central door (10 %). The remain-

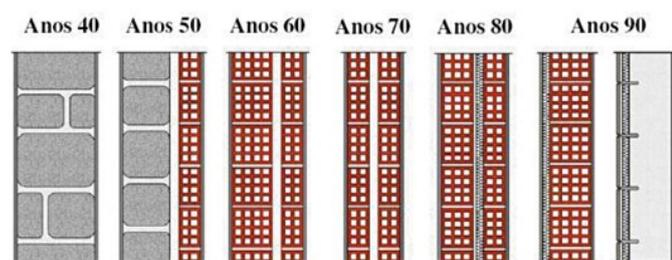


Fig. 1. Evolution of enclosing masonry walls in Portugal [19]
Bild 1. Entwicklung der Ausfachungswände in Portugal [19]

verstärkte Ausfachungen aus Mauerwerk im Großformat und im verkleinerten Maßstab wird in [17] präsentiert. Im Rahmen der In-situ-Versuche mit Luftkissen an großformatigen Modellen kam man zu dem Schluss, dass die Plattenschub-Festigkeit der Ausfachung um ein Vielfaches größer ist als die Prognosewerte, bei denen der Einfluss der Gewölbewirkung nicht berücksichtigt wurde. Der Großteil der Plattenschub-Versuche wurde monoton mit einer kraftgeregelten Methode durchgeführt, während bei der aktuellen Versuchsreihe das Ziel war, die Plattenschub-Last einheitlich und quasistatisch im Rahmen einer Methode mit Verschiebungsregelung anzuwenden.

In diesem Beitrag soll eine kurze Übersicht über die typischen Wände mit Mauerwerksausfachungen gegeben werden, die in portugiesischen Gebäuden häufig vorzufinden sind, und zudem sollen einige Entwicklungen im Hinblick auf neue Ausführungsmöglichkeiten für ein besseres Tragverhalten bei seismischer Einwirkung, die im Rahmen des europäischen Projekts INSYSME – Innovative Techniken für erdbebensichere Ausfachungswände aus Ziegelmauerwerk in Stahlbetonrahmentragwerken (Projektreferenz 606229) erarbeitet wurden, vorgestellt werden. Darüber hinaus wird eine experimentelle Studie mit Rütteltischversuchen an drei Modellen von Stahlbetontragwerken mit verschiedenen Varianten für Mauerwerksausfachungen (zweischaliges Mauerwerk, einschalige Wände mit bewehrtem Putz und einschalige Wände mit Bewehrung der Lagerfuge) vorgestellt und die wichtigsten Ergebnisse werden diskutiert. Im Anschluss werden ebenfalls die Ergebnisse von zyklischen Scheibenschub-Versuchen, die an Mauerwerksprüfkörpern durchgeführt wurden, die als Muster für die Gebäude mit Mauerwerksausfachungen dienen, vorgestellt und diskutiert.

2 Ausfachungswände aus Mauerwerk in Portugal

Ausfachungswände aus Ziegelmauerwerk sind beim Bau von Stahlbetontragwerken in Portugal sowie auch in anderen Ländern, vor allem in südeuropäischen Ländern (Spanien, Italien und Griechenland), weit verbreitet und dienen sowohl als Trennwände als auch als Wände für Ausfachungen. Die Lösung gilt als vorteilhaft, da sie bei korrekter Umsetzung eine ganze Reihe von Anforderungen erfüllen kann, nämlich ein gutes Wohnraumklima, akustischen und thermischen Komfort sowie höhere Brandsicherheit. Darüber hinaus bietet diese Lösung auch Raum für architektonische Freiheit [18]. Als Folge der Veränderungen im Bauwesen im Hinblick auf Wohn- und Geschäftsgebäude wurden seit den 1960er Jahren Mauerwerkswände zunehmend systematisch als Ausfachungswände eingesetzt, siehe Bild 1, sie traten an die Stelle von Wänden aus Steinmauerwerk. Seit den 1980er Jahren wurde verstärkt zweischaliges Mauerwerk mit Innendämmung eingesetzt und derzeit finden einschalige Wände mit Außendämmung immer häufiger Einsatz, siehe auch Bild 1.

Im Rahmen eines nationalen Forschungsprojekts wurde eine Datenbank mit 80 zwischen 1950 und 2010 in Portugal erbauten Stahlbetontragwerken mit dem Ziel analysiert, die häufigsten Typen von Ausfachungswänden aus Mauerwerk zu ermitteln, d. h. auf Ebene der Geometrie und auf Ebene der Öffnungstypen [20]. Die gesammelten Informationen ließen den Schluss zu, dass die Mehrheit

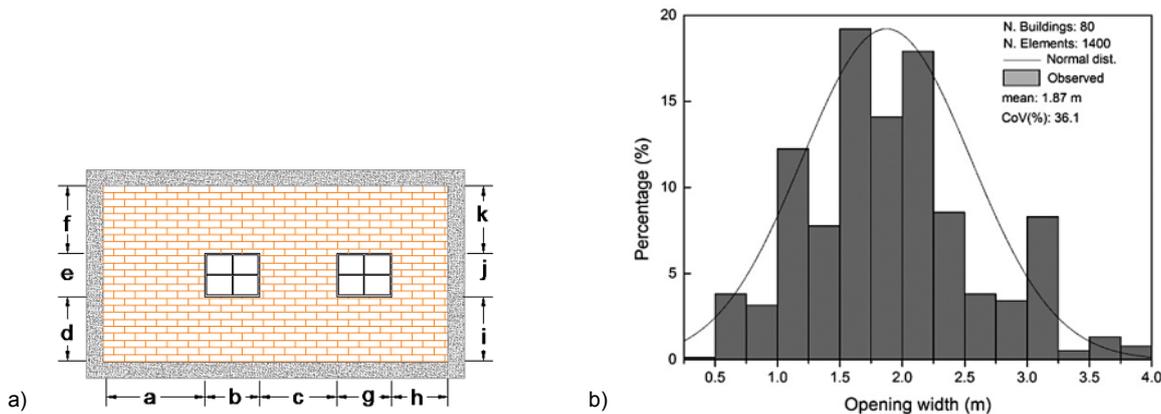


Fig. 2. Analysis of masonry infill typologies in Portugal: (a) typical masonry panel with two openings, (b) statistical analysis of the size of openings [20]

Bild 2. Analyse der Typen der Mauerwerksausfachungen in Portugal: (a) typisches Mauerwerksfach mit zwei Öffnungen; (b) statistische Analyse der Größe der Öffnungen [20]

ing typologies studied account for percentages < 10 % and are thus not particularly representative in the database.

3 The need for improved design and construction rules for masonry infills

Brick masonry infill walls offer several advantages, such as thermal and acoustic insulation, aesthetics, resistance to fire, durability, promote a good internal environment quality and are economical [18], which justify their frequent use in RC buildings, both as enclosures and partitions. The masonry walls are not considered as structural elements because they do not carry vertical actions and so there are no specific rules for their design, also not in the European codes [21]. However, they have to resist seismic actions, both in-plane and out-of-plane, which develop during the course of an earthquake [12]. Besides, as mentioned above, masonry infill walls play an important role in the global behaviour of a building subjected to seismic actions, having, in general, a positive influence on the global behaviour by increasing the strength and stiffness [22]. If damage to masonry walls is limited, they can promote dissipation energy mechanisms and control the relative drifts in consecutive storeys. On the other hand, an irregular distribution of masonry infills over the height can result in global collapse mechanisms (soft-storey collapse mechanism), and local effects in the RC columns due to imposed shear stresses (short column) can also develop if not taken properly into account in the building design.

Recent earthquakes in Lefkada (2003) and Parnitha (1999) in Greece and L'Áquila (2009) and Reggio Emilia (2012) in Italy resulted in a great deal of damage to non-structural elements, especially masonry infills. It was common for masonry infill walls that separate from the RC frame to exhibit diagonal cracking as the result of relative displacements incompatible with the deformability of the masonry walls and the development of stresses higher than the tensile and compressive strength of brick masonry, see Fig. 3. Sliding at the level of bed joints due to shear stresses is also possible, also resulting in the detachment of the render. Some of the ensuing cracks can be repaired, but in the case of smeared cracking and large crack openings, the damage can be hardly be repaired.

der Stahlbetontragwerke zwischen 3 und 7 Geschosse hat, die durchschnittliche Spannweite der Stahlbetonrahmen bei ca. 4,5 m liegt und die Höhe der Rahmen im Durchschnitt 2,8 m beträgt. Im Hinblick auf die Ausfachungswände aus Mauerwerk wurden unter Berücksichtigung des Vorliegens und der Art der Öffnungen (Türen und Fenster), der Anzahl der Öffnungen und der Position der Öffnungen in den Mauerwerksausfachungen 13 verschiedene Typen definiert, siehe Bild 2.

Von den 1400 Fächern für Mauerwerksausfachungen ließ sich ableiten, dass 17 % davon Mauerwerksausfachungen ohne Öffnungen sind und dass 17 % der analysierten Wände über eine in der Mitte liegende Öffnung verfügen. Die anderen drei häufiger vorkommenden Typen sind Mauerwerksfächer mit zwei Fenstern in der Mitte der Fächer (15 %), Mauerwerksfächer mit zwei Türen in der Mitte der Fächer (11 %) und 10 % der Ausfachungswände aus Mauerwerk haben eine mittige Tür. Die restlichen untersuchten Typen repräsentieren Prozentsätze unter 10 % und sind somit in der Datenbank nicht besonders repräsentativ.

3 Die Notwendigkeit von Verbesserungen an der Konstruktion von Mauerwerksausfachungen

Ausfachungswände aus Ziegelmauerwerk bieten zahlreiche Vorteile, zum Beispiel Wärmedämmung und Schalldämmung, Ästhetik, Brandsicherheit, Haltbarkeit sowie die Förderung eines guten Wohnraumklimas, und sie sind wirtschaftlich [18], was ihren häufigen Einsatz sowohl als Wände für Ausfachungen als auch als Trennwände in Stahlbetontragwerken erklärt. Ausfachungswände aus Mauerwerk gelten nicht als strukturelle Elemente, da sie keine vertikalen Einwirkungen tragen und darum gibt es keine konkreten Regeln für deren Bemessung, was auch die europäischen Normen einschließt [21]. Sie müssen jedoch seismischen Einwirkungen standhalten, sowohl Scheibenschub-Einwirkungen als auch Plattenschub-Einwirkungen, die bei Erdbeben auftreten [12]. Außerdem spielen Mauerwerksausfachungen, wie bereits erwähnt, allgemein eine wichtige Rolle beim Verhalten von Gebäuden unter seismischer Einwirkung und haben einen positiven Einfluss auf das allgemeine Tragverhalten, da sie für mehr Festigkeit und Steifheit sorgen [22]. Wenn die Rissbildung im Mauerwerk be-



Fig. 3. Examples of seismic in-plane damage (L'Áquila Earthquake)

Bild 3. Beispiele für seismische Schäden bei Beanspruchung in Scheibenrichtung (Erdbeben von L'Áquila) (Foto: G. Vasconcelos)

If not properly connected, masonry infill walls are particularly vulnerable to out-of-plane loads. Commonly, the global collapse of the masonry panels is observed as the result of their rotation around the support borders (columns and beams), which is associated with the deficient connections between masonry infill and RC frame. In the presence of an adequate connection between masonry infill and RC frame, an arch resisting mechanism can develop, being generally typical of walls connected along two, three or four borders (unidirectional and bidirectional arching mechanisms). This causes the wall to support out-of-plane loading with significant deformations and without loss of stability [15]. The seismic vulnerability of cavity masonry infill walls is also attributed to the absence of connections between the internal and external leaves. In this case the leaves have an independent behaviour and the higher slenderness results in brittle collapses of both leaves, see Fig. 4.

Another aspect to be considered in the seismic vulnerability of cavity masonry walls is the inadequate support of the external leaf at the slab when it is intended that the external leaf corrects thermal bridges between beams and columns [23]. From the seismic point of view, the inadequate support of the external leaf contributes to its out-of-plane collapse.

4 Development of new solutions for construction

As a consequence of the behaviour of brick masonry infill walls observed in recent earthquakes, there is a clear awareness of the need to develop new solutions for masonry infill walls (for enclosing walls and also partitions). As mentioned above, the positive contribution of the masonry infill walls can be reflected in the reduction in in-

grenzt werden kann, können die Energiedissipation genutzt und die relativen Verschiebungen in den angrenzenden Geschossen begrenzt werden. Auf der anderen Seite kann die unregelmäßige Verteilung von Mauerwerksausfachungen in der Höhe zu Mechanismen eines kompletten Einsturzes (Einsturzmechanismus weicher Geschosse bzw. Soft-Storey-Mechanismus) führen und es können auch lokale Auswirkungen an den Stahlbetonstützen infolge aufgebrachtener Schubspannung (kurze Stütze) auftreten, wenn keine ausreichende Berücksichtigung bei der Bemessung des Tragwerks erfolgt.

Bei den in jüngerer Zeit aufgetretenen Erdbeben, die Erdbeben von Lefkada im Jahr 2003 und von Parnitha im Jahr 1999 in Griechenland sowie die Erdbeben von L'Áquila im Jahr 2009 und von Reggio Emilia im Jahr 2012 in Italien, konnten erhebliche Schäden der nichttragenden Elemente, insbesondere der Mauerwerksausfachungen, beobachtet werden. Es kommt häufig vor, dass Ausfachungswände aus Mauerwerk, die sich von den Stahlbetonrahmen lösen, diagonale Risse aufweisen, da das Auftreten relativer Verschiebungen nicht mit der Verformungsfähigkeit von Mauerwerkswänden vereinbar ist und sich Lasten entwickeln, die größer sind als die Zugfestigkeit und die Druckfestigkeit von Ziegelmauerwerk, siehe Bild 3. Das Auftreten von Gleiten auf Ebene der Lagerfugen infolge von Schubspannung ist ebenfalls möglich, was dann zu einer Ablösung des Putzmörtels führt. Einige der resultierenden Risse können repariert werden, doch im Fall von verschmierten Rissen und großen Rissöffnungen ist der Schaden nur schwer zu beheben.

Wenn keine ausreichende Verbindung besteht, sind Ausfachungswände aus Mauerwerk besonders anfällig für Plattenschub-Lasten. In der Regel wird der komplette Einsturz von Mauerwerksfächern als Ergebnis ihrer Rotation um die unterstützende Randeinfassung (Stützen und Balken) beobachtet, was mit mangelhaften Verbindungen zwischen den Mauerwerksausfachungen und den Stahlbetonrahmen assoziiert wird. Bei einer angemessenen Verbindung zwischen Mauerwerksausfachung und Stahlbetonrahmen können sich aufwölbungsresistente Mechanismen entwickeln, die allgemein typisch für Wände sind, die durch zwei, drei oder vier Randeinfassungen verbunden sind (einseitige und zweiseitige Gewölbewirkung). Dies führt dazu, dass Wände die Plattenschub-Last mit starken Verformungen und ohne Stabilitätsverlust tragen [15]. Die Anfälligkeit von Hohlwänden mit Mauerwerksausfachungen bei seismischer Einwirkung wird auch dem Fehlen von Verbindungen



Fig. 4. Examples of seismic out-of-plane damage (L'Áquila Earthquake)

Bild 4. Beispiele für seismische Plattenschub-Schäden (Erdbeben von L'Áquila) (Foto: G. Vasconcelos)

plane lateral drifts and in a greater ability for the RC structure to dissipate energy [5]. Therefore, if adequate behaviour of brick masonry infill walls is achieved, it is obvious that the outcome will be RC buildings with masonry infills which are safer and more efficient in earthquakes.

The INSYSME project financed by the European Commission consists of a consortium of several European countries (Portugal, Italy, Greece, Turkey, Germany and Romania) and has as its main aim the development of new solutions for masonry infill walls with improved performance under seismic loading [24]. The idea is to take local materials and construction practices into account and consider different levels of seismic input and environmental requirements in different countries. Solutions related to various construction types and conceptual design are being considered, namely, (i) enclosures included in the frame and rigidly attached to it (rigid infill), and (ii) enclosures included in the frame which allow relative displacements between the wall and the frame (separated infill). The solutions under development should be integrated, but also easy to build and cost-effective so that they can be commercialized and widely used in construction [24].

In this context, aiming at enhancing the construction quality of brick masonry enclosures in RC buildings and at combining the functional advantages of masonry enclosures with their adequate seismic behaviour, two solutions for masonry infill walls have been under development at the University of Minho. One solution consists of using ceramic bricks with vertical perforations and a tongue and groove system along the vertical joints, see Fig. 5a. The use of these blocks implies the definition of a continuous vertical joint and a staggered bond for the bed joints. The idea is that the continuous vertical joints can slide and allow for dissipation energy mechanisms, see Fig. 5b. The resistance of vertical joints relies on the tongue and groove system and general-purpose mortar is added at the bed joints so that it is possible to connect the masonry units better and make the stress transfer uniform. This solution includes the addition of a steel rod inserted into the vertical recess on the surface of the block. The steel rod is connected to the top and bottom beams of the RC frame with chemical anchors. The aims of adding vertical reinforcement are to

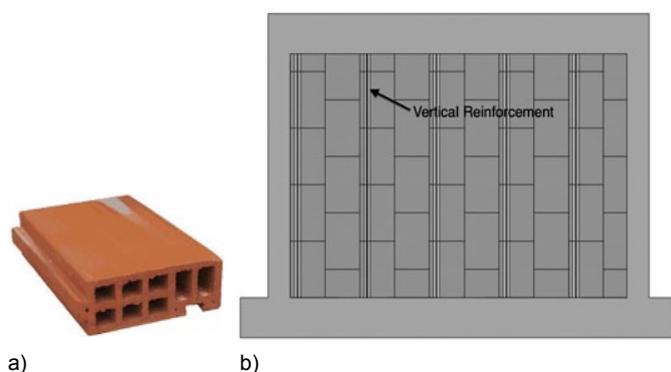


Fig. 5. Details of construction system using brick units with tongue and groove vertical joints: (a) clay brick unit, (b) masonry bond

Bild 5. Einzelheiten des konstruktiven Systems mit Steinen mit vertikalen Nut- und Federfugen; (a) Ziegelstein; (b) Mauergefüge (Foto a): Luis Silva

zwischen der Innen- und der Außenschale zugeschrieben. In diesem Fall weisen die Schalen ein unabhängiges Verhalten auf und die höhere Schlankheit führt zu einem durch sprödes Versagen verursachten Einsturz beider Schalen, siehe Bild 4.

Ein weiterer Aspekt, den es im Zusammenhang mit der Anfälligkeit von Hohlwänden mit Mauerwerksausfachungen bei seismischer Einwirkung zu beachten gilt, ist die nicht ausreichende Unterstützung der Außenschale in der Deckenplatte, wenn versucht wird, dass die Außenschale als Korrektur der Wärmebrücken zwischen Balken und Stütze dient [23]. Im Hinblick auf die Erdbebenfähigkeit ist festzustellen, dass die nicht ausreichende Unterstützung der Außenschale zu deren Plattenschub-Einsturz beiträgt.

4 Entwicklung neuer Lösungen für die Konstruktion

Als Folge des Verhaltens von Ausfachungen aus Ziegelmauerwerk, das bei Erdbeben in jüngerer Zeit beobachtet wurde, besteht ein eindeutiges Bewusstsein dafür, dass neue Lösungen für Ausfachungswände aus Mauerwerk (Wände für Ausfachungen und auch Trennwände) entwickelt werden müssen. Wie bereits erwähnt, kann sich der positive Beitrag von Ausfachungswänden aus Mauerwerk in einer Reduzierung der seitlichen Scheibenschub-Verschiebungen sowie darin, dass Stahlbetontragwerke Energie besser dissipieren können, widerspiegeln [5]. Dies macht deutlich, dass sich Stahlbetontragwerke mit Mauerwerksausfachungen konstruieren lassen, die bei seismischer Einwirkung sowohl sicherer als auch effizienter sind, sofern ein angemessenes Verhalten der Ausfachung aus Ziegelmauerwerk erreicht werden konnte.

Das von der Europäischen Kommission finanzierte INSYSME-Projekt umfasst ein Konsortium verschiedener europäischer Länder (Portugal, Italien, Griechenland, Türkei, Deutschland und Rumänien). Das Hauptziel besteht in der Entwicklung neuer Lösungen für Ausfachungswände aus Mauerwerk mit verbessertem Verhalten bei seismischer Einwirkung [24]. Die Idee dahinter besteht darin, lokale Materialien und Baupraktiken einzubeziehen und verschiedene Größenordnungen der seismischen Beanspruchung sowie die Umweltbestimmungen der verschiedenen Länder zu berücksichtigen. Es werden Lösungen im Zusammenhang mit verschiedenen Bautypen und Entwurfsplanungen berücksichtigt, nämlich (i) im Rahmen integrierte und daran angebrachte steife Ausmauerungen (steife Ausfachung), (ii) im Rahmen integrierte Ausfachungen, die relative Verschiebungen zwischen der Wand und dem Rahmen erlauben (separate Ausfachung). Die entwickelten Lösungen müssen integriert werden, aber auch einfach zu bauen und kosteneffektiv sein, so dass sie kommerzialisiert und bei Bauten in großem Umfang eingesetzt werden können [24].

In diesem Kontext wurden mit dem Ziel, die Konstruktionsqualität von Ausfachungswänden aus Ziegelmauerwerk in Stahlbetontragwerken zu verbessern sowie mit dem Ziel, die funktionalen Vorteile von Ausmauerungen aus Mauerwerk mit angepasstem seismischen Verhalten zu kombinieren, zwei Lösungen für Ausfachungswände aus Mauerwerk an der Universität von Minho entwickelt. Eine Lösung besteht in der Verwendung von Keramikziegeln mit vertikaler Lochung und einem Nut- und Federprofil entlang der vertikalen Fugen, siehe Bild 5a. Der Einsatz dieser Blö-

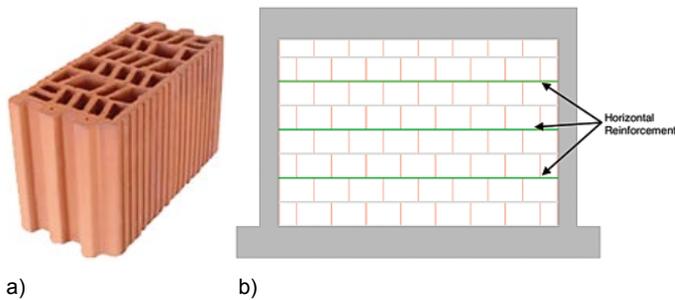


Fig. 6. Details of construction system using brick units with vertical perforations: (a) clay brick unit, (b) masonry bond
 Bild 6. Einzelheiten des konstruktiven Systems mit Steinen mit vertikaler Lochung; (a) Ziegelstein; (b) Mauergefüge
 (Foto a): Luis Silva

increase the lateral resistance (in-plane and, in particular, out-of-plane resistance) and the displacement capacity in the out-of-plane direction, to improve the control of damage and to avoid brittle collapse. The connection between the walls and the reinforced concrete columns is achieved with the general-purpose mortar used for laying the masonry units. The second solution is also considered as a rigid infill (rigidly attached to the RC frame) and the materials used are brick units with vertical perforations (thermal units) and bed joint reinforcement, see Fig. 6. The bed joint reinforcement is attached to the RC columns with special fittings that aim to assure the connection between masonry infill and RC frame and thus avoid out-of-plane collapse of the walls. This solution was selected based on the increasing use of vertical perforated blocks to solve the thermal requirements imposed by recent standards. The use of cavity walls is decreasing as the external thermal insulation needed to attain the thermal performance levels makes this solution unfeasible and, consequently, brick units with improved thermal performance are increasingly used in practice. The bed joint reinforcement represents one way of improving the out-of-plane behaviour of masonry infills according to suggestions in EC 8 [6] and it has been shown that when connected to RC frames, bed joint reinforcement prevents out-of-plane brittle collapse, as will be discussed later in this paper.

5 Experimental testing

The experimental campaign presented here was carried out in recent years at the University of Minho. The aim was to characterize the existing solutions for masonry infill walls and provide some insight into brick masonry solutions built with the improvements suggested by EC 8 [6], namely, the addition of bed joint reinforcement and reinforced render.

The experimental campaign was composed of distinct experimental test typologies: (1) static cyclic tests carried out on reinforced concrete frames with masonry infill walls; (2) shaking table tests carried out on reinforced concrete frame buildings with masonry infills. The static cyclic tests allowed the cyclic behaviour of a single assemblage to be ascertained, whereas the shaking table tests allow for a clearer insight into the global seismic behaviour of the construction system based on reinforced concrete frames with masonry infills.

cke impliziert die Definition von durchgehenden vertikalen Fugen als versetztem Verband für die Lagerfugen. Die Idee dahinter ist, dass durchgehende vertikale Fugen gleiten können und Mechanismen der Energiedissipation ermöglichen, siehe Bild 5b. Die Festigkeit vertikaler Fugen basiert auf einem Nut- und Federprofil und an den Lagerfugen wird Allzweckmörtel hinzugegeben, so dass eine bessere Verbindung zwischen den Mauerwerkseinheiten möglich ist und die Last einheitlich übertragen wird. Diese Möglichkeit schließt das Hinzufügen einer Stahlstange ein, die in die vertikale Aussparung an der Oberfläche des Blocks integriert wird. Die Stahlstange wird mit Hilfe von Injektionsankern mit dem Bodenträger und dem Kopfbalken des Stahlbetonrahmens verbunden. Durch das Hinzufügen einer vertikalen Verstärkung sollen die Schubfestigkeit (Scheibenschub-Festigkeit und insbesondere die Plattenschub-Festigkeit) und die Verlagerungskapazität in die Plattenschub-Richtung verbessert werden. Zudem sollen dadurch die Schadenskontrolle verbessert und Einstürze aufgrund von Brüchigkeit verhindert werden. Die Verbindung der Wände mit den Stahlbetonstützen erfolgt mit Hilfe von Allzweckmörtel, der für das Verlegen der Mauerwerksteine verwendet wird. Als zweite Lösung gilt auch eine steife Ausfachung (mit steifer Anbringung am Stahlbetonrahmen), wobei als Material Ziegelsteine mit vertikaler Perforation (Dämmsteine) und Lagerfugenbewehrung verwendet werden, siehe Bild 6. Die Lagerfugenbewehrung wird mit Hilfe von speziellen Vorrichtungen, die die Verbindung zwischen der Mauerwerksausfachung und dem Stahlbetonrahmen sichern sollen, an den Stahlbetonstützen angebracht, wodurch ein Plattenschub-Einsturz der Wände verhindert wird. Diese Lösung wurde auf der Basis der zunehmenden Verwendung von Steinen mit vertikaler Perforation mit dem Ziel, den durch die jüngsten Normen geltenden Anforderungen im Hinblick auf die Wärmedämmung gerecht zu werden, ausgewählt. Zweischaliges Mauerwerk wird zunehmend seltener eingesetzt und die Tatsache, dass ein bestimmtes Niveau des wärmetechnischen Verhaltens durch die Außendämmung erreicht werden muss, macht diese Lösung nicht umsetzbar. In der Praxis werden zunehmend Ziegelsteine mit verbessertem wärmetechnischem Verhalten eingesetzt. Die Lagerfugenbewehrung ist eine Möglichkeit zur Verbesserung des Plattenschub-Verhaltens von Mauerwerksausfachungen gemäß den Vorschlägen des EC 8 [6] und es hat sich gezeigt, dass sie bei einer Verbindung mit dem Stahlbetonrahmen ein durch sprödes Versagen verursachtes Einstürzen verhindern, was zu einem späteren Zeitpunkt in diesem Beitrag behandelt wird.

5 Experimentelle Versuche

Die in diesem Beitrag vorgestellte Versuchsreihe wurde in den letzten Jahren an der Universität von Minho durchgeführt, wobei das Ziel darin lag, die bestehenden Ausführungsmöglichkeiten für Ausfachungswände aus Mauerwerk zu charakterisieren und nähere Erkenntnisse im Hinblick auf Lösungen für Ziegelmauerwerk zu gewinnen, die mit durch den EC 8 [6] vorgeschlagene Verbesserungen, nämlich dem Hinzufügen von Lagerfugenbewehrungen und bewehrtem Außenputz, gebaut wurden.

Die Versuchsreihe setzt sich aus verschiedenen Arten experimenteller Versuche zusammen, nämlich: (1) statisch-

One of the objectives of the work was the evaluation of existing infilled reinforced concrete frames. The geometry of the models tested on the shaking table were defined based on prototype buildings typical of construction in Portugal characterized by a geometry survey defining the average height and length of the reinforced concrete frames and the masonry infill walls, the percentage of openings in the masonry infills and the number of leaves making up the masonry infill walls [4]. The building envelopes of the models were defined taking into account the more usual distribution of openings (windows and doors) and also considering masonry walls without openings, as these are also common in real buildings. The building models were designed considering a reduction scale factor of 1.5 to allow for the limitations of the shaking table at the National Laboratory in Civil Engineering (LNEC) in terms of both geometry (4.6 m in the transverse and 5.6 m in the longitudinal direction) and load. The static cyclic tests were carried out on individualized reinforced concrete frames representative of the building models, being selected masonry infill walls without openings.

5.1 Shaking table tests

5.1.1 Building models

The shaking table tests were carried out on building models representative of the Portuguese prototype buildings. The building model was defined as a two-storey single bay in one direction and two-storey double bay in the other direction, see Fig. 7.

The main objectives of these tests were: (1) the analysis of the design of the reinforced concrete frames based on different codes, namely the Portuguese codes [25], [26], which were widely used in the design of reinforced concrete frames in the 1980s and 1990s, and European codes [27], [6], which regulate the design of modern RC buildings; (2) the analysis of a distinct typology for masonry infill walls, i.e. single- and double-leaf walls; (3) the assessment of different reinforcing schemes adopted for masonry infill walls.

To accomplish these objectives, three models with the same geometry were defined:

- (1) Model 1, in which the reinforced concrete frames were designed according to Portuguese codes [25], [26] (concrete class C20/25 and steel grade S400). The infill walls were double-leaf walls of horizontally perforated clay brick units with a cavity between the leaves. The outer leaf was partially suspended from the RC frame, which is characteristic of the last three decades, see Fig. 8. The outer surface of the RC frame was covered with thin clay brick units to avoid thermal bridges. The inner leaf had a gypsum plaster finish, the outer leaf a mortar render.
- (2) Model 2, in which the reinforced concrete frames were designed according to European codes [27], [6] (concrete class C30/37 and steel grade S500). For the masonry infills, the solution used was based on a single-leaf clay brick wall with bed joint reinforcement every two bed joints – a solution that could possibly be considered for the future. The leaf is completely within the RC frame plane and had a gypsum plaster on the inside leaf (internal surface) and mortar render on the

zyklische Versuchen an Stahlbetonrahmen mit Ausfachungswänden aus Mauerwerk; (2) Rütteltischversuche an Stahlbetonrahmentragwerken mit Mauerwerksausfachungen. Die statisch-zyklischen Versuche ermöglichen die Beobachtung des zyklischen Verhaltens eines einzelnen Aufbaus, während die Rütteltischversuche klarere Einblicke in das allgemeine seismische Verhalten des Konstruktionssystems auf der Basis von Stahlbetonrahmen mit Mauerwerksausfachungen ermöglichen.

Eines der Ziele dieser Versuche bestand in der Beurteilung von bestehenden Stahlbetonrahmen mit Ausfachungen. Die Geometrie der im Rütteltischversuch getesteten Modelle wurde auf der Basis von für die Konstruktion in Portugal typischen Gebäudeprototypen definiert, die durch eine geometrische Erfassung mit Definition der durchschnittlichen Höhe und Länge der Stahlbetonrahmen und der Ausfachungswände aus Mauerwerk, des Prozentsatzes der Öffnungen der Mauerwerksausfachungen und der Anzahl von Schalen der Ausfachungswände aus Mauerwerk ermittelt wurden. Die Gebäudehülle der Modelle wurde unter Berücksichtigung der üblichen Verteilungen der Öffnungen (Fenster und Türen), unter Einbeziehung von Mauerwerkswänden ohne Öffnungen, da diese in realen Gebäuden auch üblich sind, definiert. Die Gebäudemodelle wurden aufgrund der bei dem Rütteltisch des Nationalen Labors für Bauwesen (LNEC) sowohl im Hinblick auf die Geometrie (4,6 m in Querrichtung und 5,6 m in Längsrichtung) als auch im Hinblick auf die Nutzlastbestehenden Beschränkungen unter Anwendung eines Verkleinerungsmaßstabs von 1,5 erbaut. Die statisch-zyklischen Untersuchungen wurden mit individualisierten Stahlbetonrahmen als Modelle für die üblichen Gebäudemodelle durchgeführt und es wurden Ausfachungswände aus Mauerwerk ohne Öffnungen ausgewählt.

5.1 Rütteltischversuche

5.1.1 Gebäudemodelle

Die Rütteltischversuche wurden an Gebäudemodellen durchgeführt, bei denen es sich um Modelle der portugiesischen Gebäudeprototypen handelte. Das Gebäudemodell wurde als zweigeschossiges Einzelfeld in einer Richtung und als zweigeschossiges Feld in der anderen Richtung definiert, siehe Bild 7.

Die Hauptziele dieser Versuche waren: (1) die Analyse der Bauweise der Stahlbetonrahmen basierend auf verschiedenen Bestimmungen, nämlich den portugiesischen Bauvorschriften [25], [26], die bei der Bemessung von Stahlbetonrahmen in den 1980er und 1990er Jahren häufig angewendet wurden, und den europäischen Bauvorschriften [27], [6], die die moderne Bauweise von Stahlbetontragwerken bestimmen; (2) die Analyse bestimmter Typen von Ausfachungswänden aus Mauerwerk, nämlich einschalige und zweischalige Wände; (3) die Beurteilung verschiedener Verstärkungssysteme, die bei den Ausfachungswänden aus Mauerwerk angewendet wurden.

Um diese Ziele zu erreichen, wurden drei Modelle mit derselben Geometrie definiert, nämlich:

- (1) Modell 1, bei dem die Stahlbetonrahmen unter Einhaltung der portugiesischen Bauvorschriften [25], [26] (Betonklasse C20/25 und Stahlklasse S400) konstruiert wurden. Bei den Ausfachungswänden handelte es sich

outside leaf (external surface). The bed joint reinforcement is a truss-type Bekaert Murfor RND.4/100, with longitudinal 4 mm dia. bars every 100 mm. The bed joint reinforcement was connected to the RC frame with steel connectors (30 cm long bars, 6 mm dia.) placed at both ends during the construction of the reinforced concrete frames, see Fig. 9.

- (3) Model 3, in which the reinforced concrete frames were also designed according to European codes [27], [6] (concrete class C30/37 and steel grade S500). The solution used for the masonry infills was based on a single-leaf clay brick wall with reinforced render nailed to the RC frame and infill wall on both sides. The reinforcement grid was a steel mesh (Bekaert Armanet \varnothing 1.05 mm 12.7×12.7 mm) nailed to the RC frame using a Hilti X-M8H10-37-P8 installed with a powder-actu-

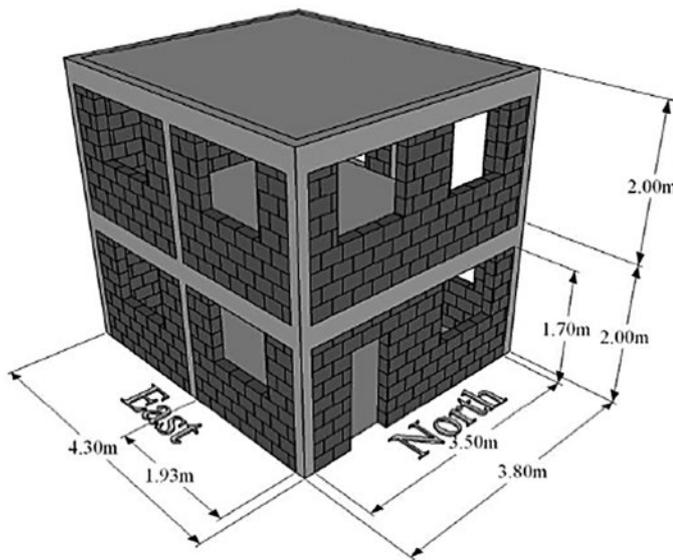


Fig. 7. Details of building model tested on shaking table
Bild 7. Einzelheiten der auf dem Rütteltisch getesteten Gebäudemodelle

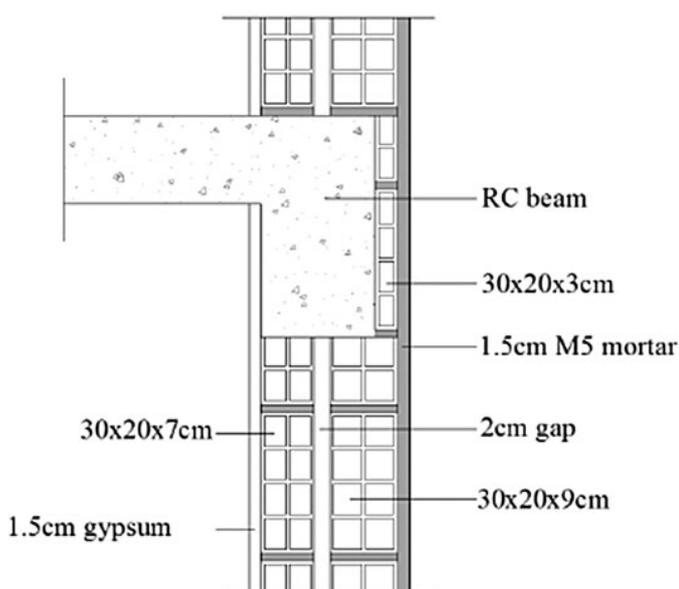


Fig. 8. Typology of masonry infill walls for model 1
Bild 8. Typen der Ausfachungswände aus Mauerwerk Modell 1

um zweischalige Wände mit einem Hohlraum zwischen den beiden Schalen und mit Ziegelsteinen mit horizontaler Lochung; die Außenschale hing teilweise an dem Stahlbetonrahmen, eine Bauweise, die für die letzten drei Jahrzehnte typisch ist, siehe Bild 8. Die Außenfläche des Stahlbetonrahmens wurde mit dünnen Ziegelsteinen bedeckt, um Wärmebrücken zu vermeiden. Die Innenschale hatte einen Gipsputz, während die Außenschale mit Mörtel verputzt war.

- (2) Modell 2, bei dem die Stahlbetonrahmen unter Einhaltung der europäischen Bauvorschriften [27], [6] (Betonklasse C30/37 und Stahlklasse S500) erbaut wurden. Für die Mauerwerksausfachungen wurde eine Lösung angewendet, die auf einer einschaligen Ziegelsteinwand mit einer Lagerfugenbewehrung in jeder zweiten Lagerfuge basierte, wobei zu berücksichtigen ist, dass diese Lösung möglicherweise in der Zukunft eingesetzt werden kann. Die Schale befindet sich komplett innerhalb der Ebene des Stahlbetonrahmens und an der Innenschale (Innenfläche) ist ein Gipsputz angebracht, während die Außenschale (Außenfläche) mit Mörtel verputzt ist. Die Lagerfugenbewehrung ist ein Binder vom Typ Bekaert Murfor RND.4/100 mit Längssprossen mit einem Durchmesser von 4 mm und einem Abstand von 100 mm. Die Lagerfugenbewehrung wurde mittels Stahldübeln mit dem Stahlbetonrahmen verbunden (30 cm lange Stäbe mit einem Durchmesser von 6 mm), die während der Errichtung der Stahlbetonrahmen an beiden Seiten platziert wurden, siehe Bild 9.
- (3) Modell 3, bei dem die Stahlbetonrahmen ebenfalls unter Anwendung der europäischen Bauvorschriften [27], [6] (Betonklasse C30/37 und Stahlklasse S500) erbaut wurden. Die Mauerwerksausfachungen wurden als einschalige Ziegelsteinwand mit bewehrtem Putz, der an beiden Seiten an dem Stahlbetonrahmen und der Ausfachungswand angebracht wurde, ausgeführt. Bei dem Verstärkungsgitter handelt es sich um ein Stahlnetz (Bekaert Armanet \varnothing 1,05 mm $12,7 \times 12,7$ mm), das mit Hilfe einer Hilti X-M8H10-37-P8 unter Verwendung eines Bolzensetzgeräts und entsprechenden Hilti-Werkzeugen für das Setzen von Bolzen an den Stahlbetonrahmen genagelt wurde, siehe Bild 10. Die Dübel wurden nicht verwendet, um das Stahlnetz an der Mauerwerksausfachung zu befestigen, da man sich darauf verließ, dass für die Befestigung des Stahlnetzes an den Ausfachungswänden die Haft- und Bindekraft des Putzmörtels ausreicht.

Alle vier Fassaden des Gebäudemodells hatten Ausfachungswände. Die Südfassaden waren blind, während die anderen Fassaden über Öffnungen verfügten, die ca. 20 % des Fassadenbereichs ausmachten, wobei die Konfiguration eng an die bei den Gebäudeprototypen festgestellten Konfiguration angelehnt war. Es ist zu beachten, dass die Lösungen für Ausfachungswände aus Mauerwerk, die bei Modell 2 und Modell 3 angewendet wurden, im Hinblick auf die zur Vermeidung von auf durch sprödes Versagen verursachte Einstürze von Mauerwerksausfachungen zu ergreifenden Maßnahmen den Empfehlungen von EC 8 [6] entsprechen.

Die Modelle wurden unter Anwendung eines Reduzierungsmaßstabs von 1:1,5 erbaut, der für eine korrekte Si-

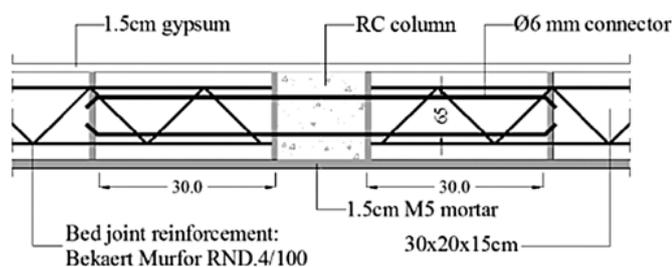


Fig. 9. Typologies for masonry infill walls used in model 2
Bild 9. In Modell 2 verwendete Typen der Ausfachungswände aus Mauerwerk
(Foto: João Leite)

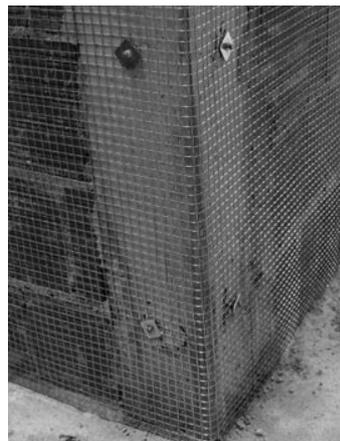
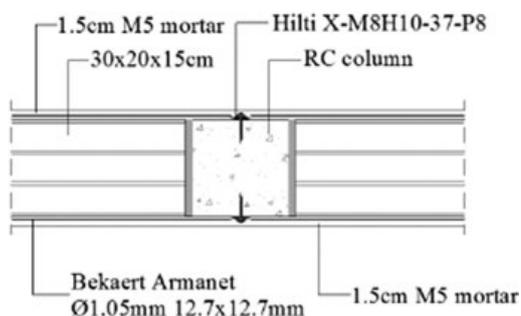


Fig. 10. Typologies for masonry infill walls used in model 3
Bild 10. In Modell 3 verwendete Typen der Ausfachungswände aus Mauerwerk
(Foto: João Leite)

ated gun and other Hilti tools, see Fig. 10. The connectors were not used to attach the steel mesh to the masonry infill; instead, only the bond of the mortar render was relied on to connect the steel mesh to the infill walls.

All four façades of the building models had infill walls. The south façades were plain, whereas the others had openings with an approximate area of 20 % of the façade area and a configuration close to the one found in the prototype buildings. Please note that the solutions for masonry infill walls adopted for model 2 and model 3 are in accordance to the recommendations given by EC 8 [6] regarding the measures that should be taken to avoid brittle collapse of masonry infills.

The models were designed at a reduced scale of 1:1.5, which is important for correctly simulating: (1) geometry, (2) the stress–strain relationship of the materials, (3) the mass and gravity forces, and (4) the initial and boundary conditions [28], [29]. The first condition is easily fulfilled by direct application of a geometric scale, even if some constraints can arise as prefabricated construction elements may have a limited range of dimensions. Obtaining adequate stress–strain relationships for the materials can be a more complex task [29], [30], since such a relationship has to be fulfilled throughout different stress and strain levels, rates and gradients. The mass and gravity forces are addressed by the *Cauchy* and *Froude* similitude laws. The relation between inertial forces and the elastic restoring forces are given by *Cauchy* similitude, whereas the relation between inertial forces and gravity are given by *Froude* si-

mulation folgender Aspekte wichtig ist: (1) Geometrie; (2) Spannungs-Dehnungs-Verhältnis der Materialien; (3) Massen- und Gravitationskräfte; (4) die Anfangsbedingungen und die Randbedingungen [28], [29]. Der erste Aspekt ist durch die direkte Anwendung eines geometrischen Maßstabs leicht umzusetzen, auch wenn einige Einschränkungen auftreten können, weil vorgefertigte Bauelemente eine beschränkte Auswahl an Abmessungen haben. Die Erreichung eines passenden Spannungs-Dehnungs-Verhältnisses der Materialien kann schon eine komplexere Aufgabe darstellen [29], [30], da ein solches Verhältnis durch verschiedene Stufen, Raten und Gradienten hergestellt werden muss. Die Massen- und Gravitationskräfte werden durch die Ähnlichkeitsgesetze von *Cauchy* und *Froude* ermittelt. Das Verhältnis zwischen Trägheitskräften und den elastischen Rückstellkräften wird durch das Ähnlichkeitsgesetz von *Cauchy* bestimmt, während das Verhältnis zwischen Trägheitskräften und Schwerkraft durch das Ähnlichkeitsgesetz von *Froude* ermittelt wird [30]. Durch die gleichzeitige Anwendung beider Ähnlichkeitsgesetze soll das dynamische Verhalten von Tragwerken, insbesondere wenn ein starkes nichtlineares dynamisches Verhalten erwartet wird, genauer repliziert werden. Aus diesem Grund wurde die Konstruktion der Gebäudemodelle durch Anwendung der bestehenden Maßstabsverhältnisse berücksichtigt [30].

5.1.2 Input-Signal und Instrumentierung

Damit kein natürliches Erdbeben ausgewählt wird, das für die Bedingungen eines bestimmten Standorts nicht reprä-

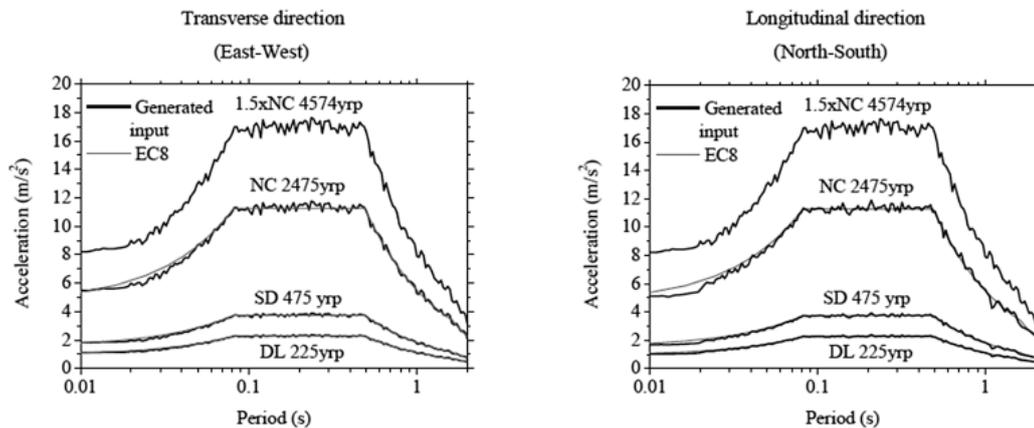


Fig. 11. Comparison between pseudo-acceleration response spectra of the accelerograms generated and the response spectra, already scaled following the similitude law of Cauchy-Froude, obtained from EC 8 [32]

Bild 11. Vergleich zwischen den Antwortspektren bei Pseudo-Beschleunigung der generierten Beschleunigungsverläufe und den Antwortspektren, die bereits nach dem Ähnlichkeitsgesetz von Cauchy und Froude, das in EC 8 [32] dargelegt wird, skaliert wurden

similitude [30]. The simultaneous use of both similitude laws aims to replicate more accurately the dynamic behaviour of structures, particularly when strongly non-linear dynamic behaviour is expected. Therefore, the building model design was addressed by taking into consideration the scale relations given [30].

5.1.2 Input signal and instrumentation

In order to avoid selecting a natural earthquake that might not be representative of the conditions at a given site, artificial accelerograms were considered as the input seismic load for the shaking table (one in the longitudinal, one in the transverse direction). In the present experimental work, eight artificial accelerograms were generated using LNEC-SPA [31] in order to obtain four stages of loading with increasing amplitude, see Fig. 11. The accelerograms of the first three stages were adapted to the response spectra (damping ratio = 5 %) of each damage state described in part 3 of EC 8 [32], i.e. Damage Limitation (DL 225-year

sentativ sein kann, wurden künstliche Beschleunigungs-Zeitverläufe als seismische Input-Last für den Rütteltisch verwendet (einer in Längsrichtung und einer in Querrichtung). Bei der vorliegenden Versuchsarbeit wurden acht künstliche Beschleunigungs-Zeitverläufe mit Hilfe von LNEC-SPA [31] generiert, um vier Laststufen mit steigender Amplitude zu erreichen, siehe Bild 11. Die Beschleunigungs-Zeitverläufe der ersten drei Stufen wurden an die Antwortspektren (Dämpfungsgrad von 50 %) der einzelnen Schadensstufen, die in Teil 3 des EC 8 [32] beschrieben werden, angepasst. Dabei handelt es sich um folgende Stufen: Schadensbegrenzung (DL 225 Jahre Wiederkehrperiode (YRP)), Signifikanter Schaden (SD 475 YRP) und Beinahe-Einsturz (NC 2475 YRP), siehe Tabelle 1. Die Antwortspektren für die einzelnen Schadensstufen werden durch Multiplikation der Beschleunigung der elastischen Antwortspektren, die der Stufe SD entsprechen, mit dem

Table 1. Shaking table test procedure

Stage	Identification	Description
1	DI0	Initial dynamic identification test
	DL	Seismic test based on Damage Limitation – 225YRP
	DI1	Dynamic identification after the first stage
2	SD	Seismic test corresponding to Significant Damage – 475YRP
	DI2	Dynamic identification after the second stage
3	NC	Seismic test corresponding to near collapse – 2475YRP
	DI3	Dynamic identification after the third stage
4	1.5NC	Seismic test with an amplitude equal to 1.5NC – 4574YRP
	DI4	Dynamic identification after the fourth stage

Tabelle 1. Vorgehensweise beim Rütteltischversuch

Stufe	Identifikation	Erklärung
1	DI0	Test zur initialen dynamischen Identifikation
	DL	Seismischer Test basierend auf Schadensbegrenzung – 225YRP
	DI1	Dynamische Identifikation nach der ersten Stufe
2	SD	Seismischer Test basierend auf Signifikantem Schaden – 475YRP
	DI2	Dynamische Identifikation nach der zweiten Stufe
3	NC	Seismischer Test basierend auf Beinahe-Einsturz – 2475YRP
	DI3	Dynamische Identifikation nach der dritten Stufe
4	1,5 NC	Seismischer Versuch mit einer Amplitude von 1,5 NC – 4574YRP
	DI4	Dynamische Identifikation nach der vierten Stufe

return period (YRP)), Significant Damage (SD 475 YRP) and Near Collapse (NC 2475 YRP), see Table 1. The response spectra for each damage state is obtained by multiplying the accelerations of the elastic response spectra, which corresponds to the SD state, by the factor γ_I described in EC 8 [32]. The last stage was considered as the maximum capacity of the table in terms of velocity, given the size and mass of the model, assuming a reference YRP of 2475.

Given the geographical situation of continental Portugal, two response spectra are obtained in any design situation: (i) type one corresponding to the scenario of a far-field seismic action; (ii) type two corresponding to the scenario of a near-field seismic action. This is valid for EC 8 [32], whereas in RSA [26] the types are inverted. In design, the envelope of the response using both spectra is used in order to obtain the seismic design internal forces. Here, the input signals generated for each stage were only adapted to the type one (far-field seismic action) response spectrum since that provides higher accelerations in the expected natural frequencies of the models.

It should be mentioned that the application of the seismic loading with the procedure summarized in Table 1 implies the development of damage accumulation during the different phases of testing, meaning that the recorded damage for a given stage depends on the existing damage developed in the previous loading stage. This is an alternative loading procedure that takes into account the constraints in relation to the number of model buildings it is possible to test.

Two uncorrelated accelerograms of around 30 seconds, one for each horizontal orthogonal direction (N-S, or longitudinal, and E-W, or transverse) of the models, were generated and applied to the shaking table [30]. Given the *Cauchy-Froude* similitude law, the acceleration was not scaled ($a_{gr} = 1.5 \text{ cm/s}^2$ for seismic area 1.3). On the other hand, as the frequency and the time have to be scaled, the accelerograms generated were adapted to response spectra with the duration reduced by the factor $\lambda^{1/2}$.

Before applying the load and after each loading stage, the models were subjected to two uncorrelated horizontal inputs (white noise) to obtain the dynamic properties, i.e. natural frequencies, mode shapes and damping ratios, so that it is possible to correlate these properties with the stiffness variation and damage recorded at each loading stage.

Besides the visual record of the damage after each loading stage, complemented by photographic and video records, the analysis of the seismic mechanical behaviour of building models was performed based on the instrumentation attached to the models to record the accelerations and local displacements, see Fig. 12. The definition of the instrumentation setup was based on the expected response of the model to the input, obtained from preliminary studies [30], and on the objectives of the test. Therefore, the instrumentation was divided into two groups to acquire: (i) the out-of-plane behaviour of the infill masonry walls; (ii) the global behaviour of the RC concrete structure. The out-of-plane behaviour of the infill walls was captured by a set of accelerometers (ACC) distributed over the surface of the wall. In model 1, owing to the existence of two leaves, the accelerometers were placed at the same position on

Faktor γ_I , wie im EC 8 [32] beschrieben, ermittelt. Die letzte Stufe war die maximale Kapazität des Tisches im Hinblick auf die Geschwindigkeit bei der gegebenen Masse und Größe des Modells mit einem angenommenen YRP-Referenzwert von 2475.

Aufgrund der geografischen Situation von Kontinentalportugal erhält man bei allen Konstruktionsituationen zwei Input Antwortspektren: (i) Typ 1, das einem Szenario einer seismischen Fernfeld-Einwirkung entspricht; (ii) Typ 2, das einem Szenario einer seismischen Nahfeld-Einwirkung entspricht. Dies gilt für den EC 8 [32], während die Typen im RSA [26] genau umgekehrt beschrieben werden. Bei der Bemessung werden für die Hülle beide Antwortspektren berücksichtigt, um die inneren Kräfte der seismischen Konstruktion zu erhalten. Hier werden die für jede Stufe generierten Input-Signale nur an das Antwortspektrum von Typ 1 (seismische Fernfeld-Einwirkung) abgestimmt, da dies höhere Beschleunigungen in den erwarteten natürlichen Frequenzen der Modelle ermöglicht.

Es sollte erwähnt werden, dass die Anwendung der seismischen Last mit dem in Tabelle 1 zusammengefassten Verfahren die Entwicklung einer Schadensakkumulation während der verschiedenen Versuchsphasen impliziert, was bedeutet, dass der bei einer bestimmten Stufe protokollierte Schaden von einem bestehenden Schaden abhängt, der in der vorhergehenden Laststufe entstanden ist. Hierbei handelt es sich um ein alternatives Lastverfahren, bei dem die Beschränkungen im Hinblick auf die Anzahl der Gebäudemodelle, die getestet werden können, berücksichtigt werden.

Die nicht korrelierenden Beschleunigungsverläufe von ca. 30 Sekunden, einer für jede horizontal-orthogonale Richtung (N-S oder Längsverlauf und O-W oder Querverlauf) der Modelle, wurden generiert und in den Rütteltisch integriert [30]. Gemäß dem Ähnlichkeitsgesetz nach *Cauchy* und *Froude* wurde die Beschleunigung nicht skaliert ($a_{gr} = 15 \text{ cm/s}^2$ für den seismischen Bereich 1,3). Da die Frequenz und die Zeit skaliert werden müssen, wurden die generierten Beschleunigungsverläufe an ein Antwortspektrum mit einer um den Faktor $\lambda^{1/2}$ reduzierten Dauer angepasst.

Vor der Lastapplikation und nach jeder Laststufe wurden die Modelle zwei nicht korrelierenden horizontalen Inputs (weißes Rauschen) ausgesetzt, um die dynamischen Eigenschaften, d. h. die natürlichen Frequenzen, Schwingungsformen und Dämpfungsgrade, zu erhalten, so dass diese Eigenschaften mit der Steifigkeitsvariation und den Schäden, die in den einzelnen Laststufen protokolliert wurden, korreliert werden konnten.

Neben dem visuellen Protokoll der Schäden nach den einzelnen Laststufen, die durch Foto- und Videoaufnahmen komplementiert wurden, wird die Analyse des seismischen mechanischen Verhaltens der Gebäudemodelle auf der Basis der Instrumentierung durchgeführt, die in den Modellen angewendet wurde, um die Beschleunigungen und lokalen Verschiebungen zu protokollieren, siehe Bild 12. Die Definition des Aufbaus der Instrumentierung basierte auf der erwarteten Antwort des Modells auf den Input, die im Rahmen von Vorversuchen [30] gewonnen wurde, und dem Ziel des Versuchs. Aus diesem Grund wurde die Instrumentierung in zwei Gruppen aufgeteilt, durch die Folgendes ermittelt werden sollte: (i) das Platten-

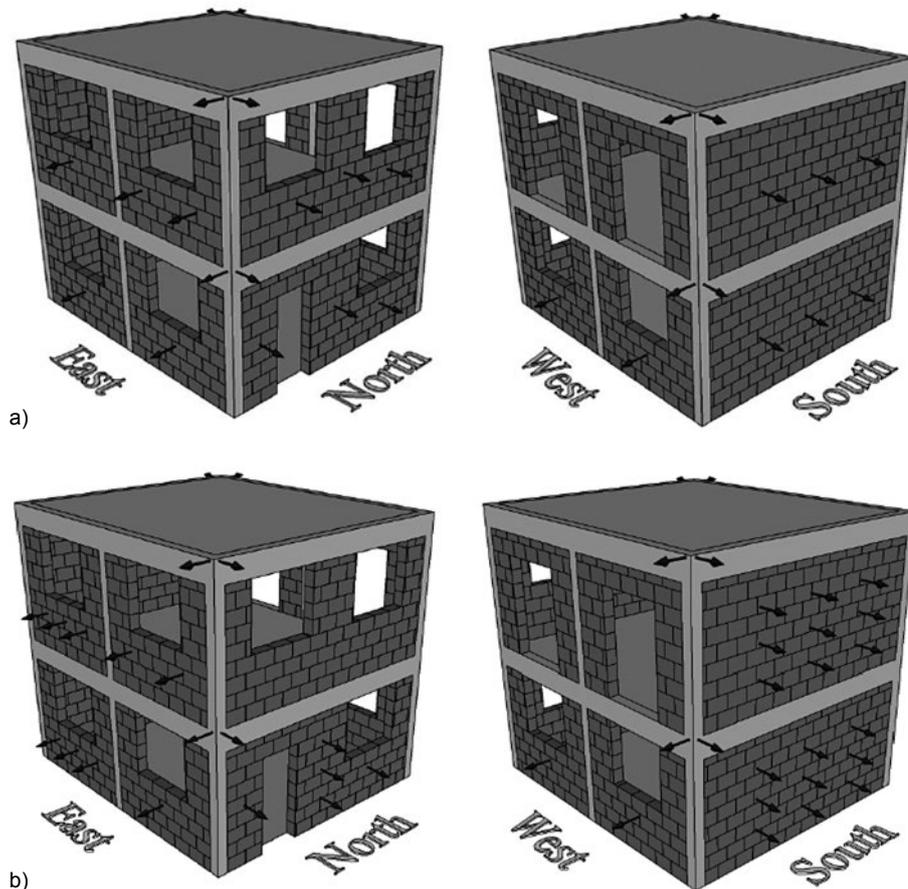


Fig. 12. Instrumentation adopted: (a) model 1, (b) models 2 and 3
Bild 12. Angewendete Instrumentierung; (a) Modell 1; (b) Modelle 2 und 3

the inner and outer leaves. In the walls without openings (south façade), three ACCs were placed at mid-height, one in the centre and the other two halfway to the RC frame. In the case of models 2 and 3, besides the accelerometers attached at the mid-height of the walls, additional ACCs were attached to the outer surface of the masonry infills (south, north and west façades) so that it is possible to compare the seismic response among the building models.

The global behaviour of the RC concrete structure was characterized by two accelerometers orthogonally placed in the north-east and south-west corners of each RC slab. Additionally, four motion-detecting cameras (Hamamatsu Photonics C5949) [30] were placed in the north-west and south-east corners of the RC slab on the first floor and the north-east and south-west corners of the RC slab on the second floor, each capable of determining the position of an infrared lamp. The aim of this complementary acquisition system was to validate the output of the accelerometers with different sensitivity and resolution.

5.1.3 Analysis of results

The first step in the analysis of the results was the validation of the input signal by comparing the target and output signals measured at the shaking table through integral parameters such as root-mean-square acceleration, arias intensity and input energy. Based on the first analysis of this data, it was concluded that the differences between the acquired and target data were within acceptable limits considering the parameters depending on the peak ground acceleration. On the other hand, good agreement between

schub-Verhalten von Ausfachungswänden aus Mauerwerk; (ii) das allgemeine Verhalten des Stahlbetontragwerks. Das Plattenschub-Verhalten der Ausfachungswände wurde durch eine Reihe von Beschleunigungsmessern, die an der Oberfläche der Wand verteilt wurden, erfasst. Bei Modell 1 wurden die Beschleunigungsmesser aufgrund des Vorliegens von zwei Schalen an der Innen- und Außenschale jeweils in derselben Position angebracht. Bei den Wänden ohne Öffnungen (Südfassade) wurden drei Beschleunigungsmesser auf halber Höhe angebracht, einer in der Mitte und die anderen beiden auf halber Strecke zum Stahlbetonrahmen. Bei den Modellen 2 und 3 wurden neben den auf halber Höhe der Wände verwendeten Beschleunigungsmessern zusätzliche Beschleunigungsmesser an der Außenseite der Mauerwerksausfachungen (südliche, nördliche und westliche Fassade) angebracht, so dass ein Vergleich der seismischen Antworten zwischen den Modellen möglich ist.

Das allgemeine Verhalten der Stahlbetontragwerke wurde durch zwei Beschleunigungsmesser ermittelt, die orthogonal in der Nordostecke und der Südwestecke der einzelnen Deckenplatten platziert wurden. Darüber hinaus wurden vier Kameras mit Bewegungserkennung vom Typ Hamamatsu Photonics C5949 [30] in der Nordwest- und Südostecke der Deckenplatte des ersten Geschosses sowie der Nordost- und der Südwestecke der Deckenplatte des zweiten Geschosses platziert, die jeweils die Position einer Infrarotleuchte bestimmen konnten. Ziel des ergänzenden Erfassungssystems war es, die von den Geschwindigkeitsmessern ermittelten Ergebnisse mit verschiedenen Sensitivitäten und Auflösungen zu validieren

the acquired and target data was achieved where integral parameters are used for the comparison [31].

Based on the dynamic identification test carried out on the three building models before the seismic tests (D10), it was possible to obtain the natural frequencies and mode shapes of each building, see Table 2. It can be seen that the natural frequencies of models 1 and 2 are very similar and correspond to the same global mode shapes.

In the case of model 3, the natural frequencies are also close, but, unexpectedly, the first frequency corresponds to a global mode shape in the longitudinal direction and the second natural frequency to a global mode shape in the transverse direction. More details about dynamic characterization of the building models are available in [31].

Model 1 performed well until loading stage 2 (475 YRP), with no visible damage even though the dynamic data exhibited frequency loss, both for the RC building and the infill walls, which was attributed to invisible micro-cracking at the masonry infill-RC frame interfaces and possible invisible micro-cracking in the masonry walls covered by the mortar render. The damage to the masonry infills became visible at loading stage 3, revealed by the cracking of the masonry infill walls, particularly at the first floor and the masonry piers to side windows at the unit-mortar interfaces, see Fig. 13a. A few cracks also developed at the interface between masonry infill and RC element. The major damage to the infill walls and RC columns developed during loading stage 4, with the masonry infill walls at the first floor developing an out-of-plane rotational mechanism around the bottom interface (hinge line), as cantilever elements, resulting in their collapse (east and west first-floor façades and external leaf of south wall at first floor), see Fig. 14. The last wall to collapse was the internal leaf of the south wall, via a three-hinge mechanism. The collapse of the building was due to the soft-storey mechanism (concentration of plastic hinges at the column nodes and at mid-height and the disintegration of concrete and instability of steel), see Fig. 14b.

The soft-storey collapse mechanism that developed during the fourth stage is highly undesirable, with a low

5.1.3 Analyse der Ergebnisse

Der erste Schritt der Analyse der Ergebnisse ist die Validierung des Input-Signals durch den Vergleich des Ziels und des gemessenen Output-Signals am Rütteltisch durch integrale Parameter wie zum Beispiel der gewichtete Effektivwert der Beschleunigung, die Arias-Intensität und die Eingangsenergie. Basierend auf einer ersten Analyse dieser Daten wurde die Schlussfolgerung gezogen, dass die Unterschiede zwischen den ermittelten Daten und den Zieldaten innerhalb eines akzeptablen Bereichs liegen, wenn berücksichtigt wird, dass die Parameter von der maximalen Bodenbeschleunigung abhängen. Andererseits wurde eine gute Übereinstimmung der ermittelten Daten und der Zieldaten erreicht, wenn die integralen Parameter für den Vergleich verwendet wurden [31].

Basierend auf dem Test zur Identifizierung der Dynamik, der an den drei Gebäudemodellen vor den seismischen Tests (D10) durchgeführt wurde, war es möglich, Eigenfrequenzen für jedes Gebäude zu ermitteln, siehe Tabelle 2. Es ist zu erkennen, dass die Eigenfrequenzen der Modelle 1 und 2 sehr ähnlich sind und denselben allgemeinen Schwingungsformen entsprechen.

Im Fall von Modell 3 sind die natürlichen Frequenzen ebenfalls ähnlich, doch unerwarteter Weise entspricht die erste Frequenz einer allgemeinen Schwingungsform in Längsrichtung und die zweite natürliche Frequenz entspricht der allgemeinen Schwingungsform in Querrichtung. Weitere Einzelheiten über die dynamische Charakterisierung der Gebäudemodelle werden aufgeführt in [31].

Modell 1 zeigte bis zur Laststufe 2 (475 YRP) ein gutes Verhalten und wies keine sichtbaren Schäden auf, allerdings zeigten die dynamischen Daten sowohl für das Stahlbetontragwerk als auch für die Ausfachungswände einen Frequenzverlust, der auf nicht sichtbare Mikrorisse an den Schnittstellen zwischen Mauerwerksausfachung und Stahlbetonrahmen und mögliche nicht sichtbare Mikrorisse in den von Mörtelputz bedeckten Mauerwerkswänden zurückgeführt wurde. Der Schaden an den Mauerwerksausfachungen wurde bei Laststufe 3 sichtbar und äußerte sich in

Table 2. Natural frequencies corresponding to different mode shapes

Model	1 st transversal mode	1 st longitudinal mode	Torsional mode	2 nd longitudinal mode	2 nd transversal mode
Model 1	7.71 Hz	9.62 Hz	26.95 Hz	32.84 Hz	39.43 Hz
Model 2	7.32 Hz	8.37 Hz	26.77 Hz	30.33 Hz	36.40 Hz
	1 st longitudinal mode	1 st transversal mode	Torsional mode	2 nd longitudinal mode	2 nd transversal mode
Model 3	6.26 Hz	10.01 Hz	28.02 Hz	32.55 Hz	35.63 Hz

Tabelle 2. Natürliche Frequenzen der verschiedenen Schwingungsformen

Modell	1. Transversal-schwingung	1. Longitudinal-schwingung	Torsionsschwingung	2. Longitudinal-schwingung	2. Transversal-schwingung
Modell 1	7,71 Hz	9,62 Hz	26,95 Hz	32,84 Hz	39,43 Hz
Modell 2	7,32 Hz	8,37 Hz	26,77 Hz	30,33 Hz	36,40 Hz
	1. Longitudinal-schwingung	1. Transversal-schwingung	Torsionsschwingung	2. Longitudinal-schwingung	2. Transversal-schwingung
Modell 3	6,26 Hz	10,01 Hz	28,02 Hz	32,55 Hz	35,63 Hz

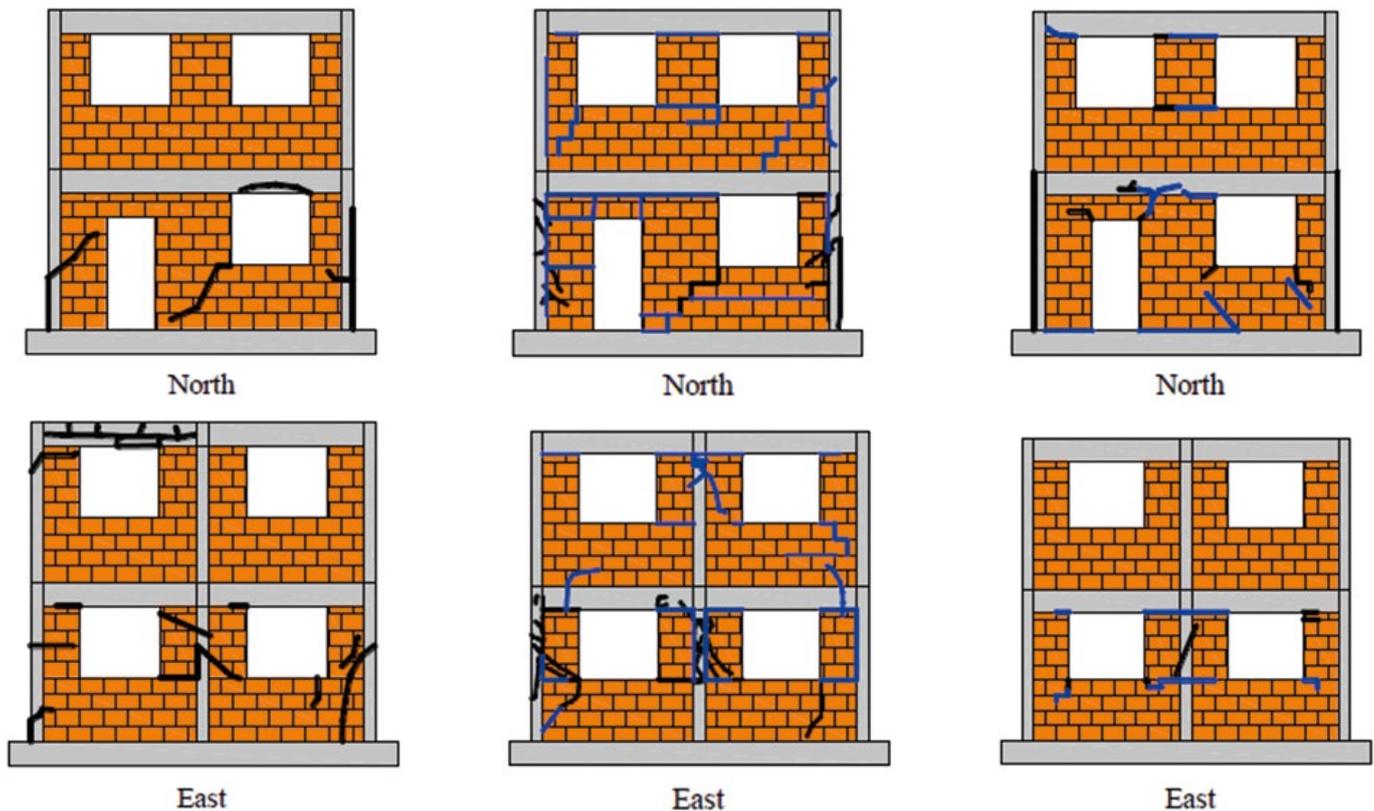


Fig. 13. Cracking patterns in the north and east walls: (a) model 1 at loading stage 3, (b) model 2 at loading stage 4, (c) model 3 at loading stage 3

Bild 13. Rissmuster in den Nord- und Ostwänden: (a) Modell 1 in Laststufe 3; (b) Modell 2 in Laststufe 4; (c) Modell 3 in Laststufe 3

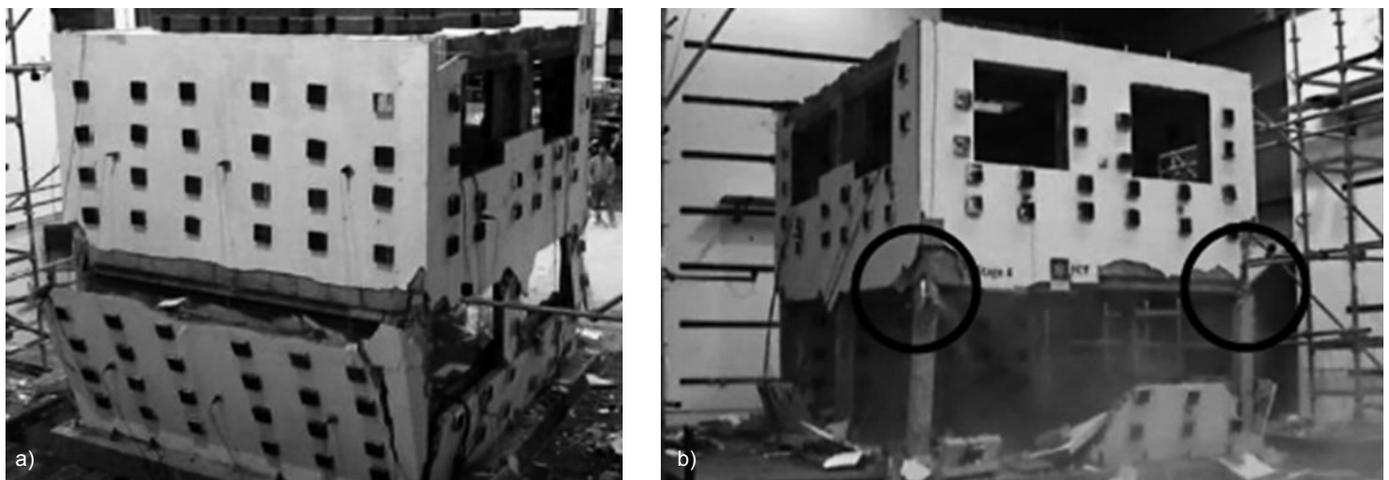


Fig. 14. Collapse mode of building model 1: (a) collapse of the masonry infill walls on first floor, (b) hinges at tops of RC columns

Bild 14. Einsturz von Gebäudemodell 1; (a) Einsturz der Ausfachungswände aus Mauerwerk im ersten Geschoss; (b) Gelenke im oberen Teil der Stahlbetonsäulen (Fotos: João Leite)

energy dissipation capacity and brittle collapse [33]. It is possible that the collapse mechanism that developed resulted not only from the premature collapse of the masonry walls at the first floor, leading to an important irregular stiffness distribution over the height, but also due to the detailing of the RC structure imposed by the design standard [25], since RC columns also exhibited hinges at mid-height just before the collapse of the structure. It is obvious that more stirrups at a closer spacing should be present at the top of each column.

Rissbildungen in den Ausfachungswänden aus Mauerwerk, besonders im ersten Geschoss und an den Mauerwerkspfeln an den Seitenfenstern im Bereich der Schnittstellen zwischen Stein und Mörtel, siehe Bild 13a. Es entwickelten sich auch einige wenige Risse an der Schnittstelle zwischen Mauerwerksausfachung und Stahlbetonelementen. Der Hauptschaden an den Ausfachungswänden und den Stahlbetonstützen bildete sich während der Laststufe 4, wobei die Ausfachungswände aus Mauerwerk im ersten Geschoss einen Plattenschub-Rotationsmechanismus um die Boden-

Model 2 also exhibited a good seismic performance when subjected to the seismic standard PGA during stage 2 (475 YRP) with no visible damage. The visible cracking in the masonry infill walls started at loading stage 3 at the first floor. Almost no damage was observed at the second floor. The cracking patterns are characterized by diagonal and horizontal cracks in the masonry piers below the openings. Separation of the masonry infills from the RC frame was also observed. In this building model it was possible to proceed to loading stage 4 without collapse. The cracking in the masonry infill walls at the first floor became more significant than previous cracks as they were now longer and practically all masonry walls were separated from the RC frame, see Figs. 13b and 15a. The cracks progressed to the second floor with a pattern similar to the one observed in the previous loading stage (mostly diagonal and horizontal cracking in the masonry piers around the openings). The interaction between the masonry infills and the RC columns is demonstrated by the horizontal cracking that developed in the columns, not only at the corners, but also at the level of the horizontal cracks that developed in the masonry piers around the bottom of the windows, see Fig. 15b. One of the columns at the first floor exhibited severe damage at the junction with the RC beam, with rebar exposure. It should be noted that despite the fact that the RC frame was designed according to [27], [6] to promote the development of a beam-sway mechanism [33] by forcing the hinges to appear in the beams and not in the columns, the latter elements performed in an inadequate manner. It is important to state that the out-of-plane collapse of the walls was prevented by the bed joint reinforcement and especially by the connecting bars to the RC frames, meaning that if appropriate detailing is adopted, the seismic performance of masonry infill walls can be enhanced.

Model 3 exhibited a reduced level of damage in the RC structure due to the accelerations prescribed in the seismic standard corresponding to loading stage 2 (475 YRP); the damage was also low after loading stage 3 (2475 YRP), see Fig. 13c. As it was not possible to proceed to the loading stage 4 due to a technical problem with the shaking table, it was decided to retest the model following the loading protocol comprising the first three loading stages.

The retest of the building model resulted mainly in the widening of the previous cracks formed at the first floor and expulsion of the mortar render. In general, the detachment of the reinforced render from the masonry infill walls, being stabilized only by the connectors, see Fig. 16, was observed.

schnittstelle (Gelenklinie) als Auslegerelement entwickeln, was zu deren Einsturz (Ost- und Westfassaden des ersten Geschosses und Außenschale der Südwand im ersten Geschoss) führte, siehe Bild 14. Die letzte Wand, die versagte, war die Innenschale der Südwand, die infolge eines Drei-Gelenk-Versagens einstürzte. Der Einsturz des Gebäudes erfolgte infolge eines Soft-Storey-Mechanismus (Konzentration von Fließgelenken an den Knotenpunkten der Stützen und in mittlerer Höhe sowie Zerfall des Betons und Instabilität des Stahls), siehe Bild 14b.

Das Versagen infolge gering ausgesteifter Geschosse, das sich während der vierten Stufe entwickelt hat, ist ebenso wie die geringe Energiedissipation und der durch sprödes Versagen verursachte Einsturz in hohem Maße unerwünscht. Es besteht die Möglichkeit, dass der Einsturzmechanismus, der sich entwickelt hat, nicht nur darauf zurückzuführen ist, dass der vorzeitige Einsturz der Mauerwerksböden im ersten Geschoss zu einer beträchtlichen unregelmäßigen Steifigkeitsverteilung in der Höhe geführt hat, sondern auch auf die bauliche Durchbildung des Stahlbetontragwerks zurückzuführen ist, die durch die Bauvorschriften [25] vorgegeben ist, da die Stahlbetonstützen ebenfalls Gelenke in mittlerer Höhe aufwiesen, und zwar unmittelbar vor dem Einsturz des Tragwerks. Es ist offensichtlich, dass sich im oberen Teil der Stützen eine größere Anzahl von Bewehrungsbügeln mit einem geringeren Abstand dazwischen befinden sollte.

Modell 2 zeigte ebenfalls ein gutes seismisches Verhalten, als es während der Phase 2 (475 YRP) der seismischen maximalen Bodenbeschleunigung (PGA) ausgesetzt wurde und wies keine sichtbaren Schäden auf. Die sichtbare Rissbildung in den Ausfachungswänden aus Mauerwerk begann in der Laststufe 3 im ersten Geschoss. Im zweiten Geschoss waren nahezu keine Schäden erkennbar. Die Rissbildungsmuster zeichneten sich durch diagonale und horizontale Risse in den Mauerwerkspfeilern unterhalb der Öffnungen aus. Ablösungen der Mauerwerksausfachungen von dem Stahlbetonrahmen wurden ebenfalls beobachtet. Bei diesem Gebäudemodell war es möglich, ohne Einsturz mit Laststufe 4 fortzufahren. Die Rissbildung in den Ausfachungswänden aus Mauerwerk im ersten Geschoss wurde jetzt gravierender als die vorhergehenden Risse, da die Risse jetzt länger waren und praktisch alle Mauerwerkswände lösten sich von dem Stahlbetonrahmen ab, siehe Bild 13b und Bild 15a. Die Risse drangen bis in das zweite Geschoss vor, wobei das Rissbildungsmuster dem Muster ähnelte, das bei der vorhergehenden Laststufe beobachtet wurde (vorwiegend diagonale und horizontale Rissbildung in den

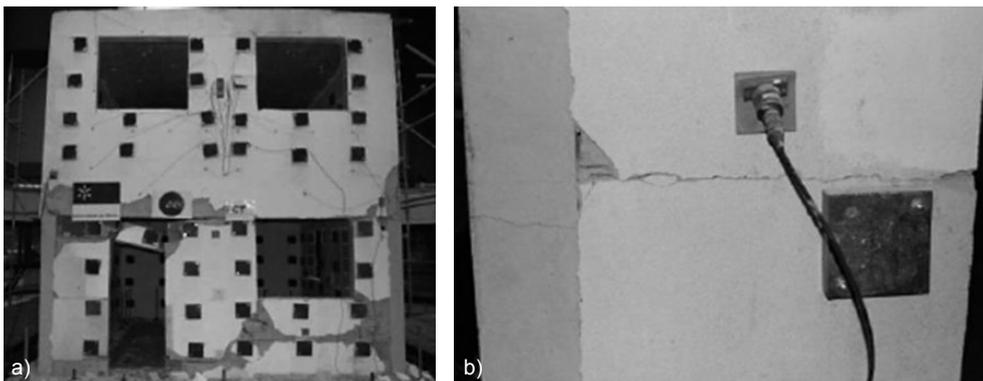


Fig. 15. Damage to building model 2 at loading stage 4: (a) north façade, (b) cracking at mid-height of column
Bild 15. Schaden am Gebäudemodell 2 in Laststufe 4; (a) Nordfassade; (b) Rissbildung auf halber Höhe der Stütze
(Fotos: João Leite)



Fig. 16. Damage to building model 3 after loading stage 3
Bild 16. Schaden am Gebäudemodell 3 nach der Laststufe 3 (Fotos: João Leite)

After the tests, the render was removed and minor cracking in the walls and their separation from the RC frame was observed. The reinforced render minimized the damage to the infill masonry walls and prevented the out-of-plane collapse because it was applied on both sides of the infill wall and nailed to the RC frame. In relation to the RC frame, it is important to stress that no significant damage was observed at mid-height. The damage was concentrated at the upper connection to the beams, meaning that the harmful interaction of the masonry infill was also minimized in this building model.

The damage to the masonry walls was also characterized based on a damage index defined according to the following equation:

$$d_n = 1 - \frac{f_n}{f_0} \quad (1)$$

where:

- d_n damage indicator for given mode at stage n
- f_n frequency of given mode
- f_0 frequency corresponding to undamaged state

The damage indicator obtained for the masonry infill walls (north and south walls) of the three models, corresponding to distinct loading stage levels, is shown in Fig. 17.

It was established that the damage indicator for the last loading stage is clearly lower in the case of masonry walls belonging to building model 3 when compared with the walls of the other two buildings. This is associated with the very controlled damage that developed where reinforced render was applied to the masonry walls instead of its separation from the masonry walls, and even the input energy imposed in the third loading stage is lower. The damage that developed in the north and south walls of building models 1 and 2 is very close for the first two loading stages. However, there is no clear trend for loading stage 3, although for the south walls, the double-leaf walls of building model 1 exhibit a higher damage indicator, whereas in the case of the north walls it is lower when compared with the single-leaf walls. As mentioned before, the effect of the bed joint reinforcement connected to the RC columns is to prevent the out-of-plane collapse of the walls. Additionally, it is possible, with this solution, to ap-

Mauerwerkspfählen in der Umgebung der Öffnungen). Die Interaktion zwischen Mauerwerksausfachungen und den Stahlbetonstützen wird nicht nur durch horizontale Risse, die sich in den Stützen und nicht nur in den Ecken gebildet haben, sondern auch durch die Höhe der horizontalen Risse, die sich in den Mauerwerkspfählen im unteren Fensterbereich gebildet haben, belegt. Eine der Stützen im ersten Geschoss wies eine schwere Schädigung am Knotenpunkt mit dem Stahlbetonbalken mit Exposition des Bewehrungsstabs auf. Es ist anzumerken, dass das Verhalten der Stützen nicht wie erwartet war, und dies trotz der Tatsache, dass der Stahlbetonrahmen gemäß [27], [6] bemessen wurde, um die Entwicklung eines Balken-Schwank-Mechanismus [33] zu fördern, indem die Fließgelenke an den Balken und nicht an den Stützen auftreten. Es ist wichtig, zu erwähnen, dass das Plattenschubversagen der Wände durch die Lagerfugenbewehrung und insbesondere durch die Verbindung der Stahldübel mit den Stahlbetonrahmen mit Hilfe von Stahldübeln verhindert wurde. Das bedeutet, dass sich das seismische Verhalten von Ausfachungswänden aus Mauerwerk bei angemessener baulicher Durchbildung verbessern lässt.

Modell 3 wies einen verminderten Beschädigungsgrad des Stahlbetontragwerks auf, weil die Beschleunigungen, die in der Norm zur Erdbebensicherheit vorgeschrieben werden, denen der Laststufe 2 (475 YRP) entsprechen, und nach der Laststufe 3 (2475 YRP) war der Schaden ebenfalls gering, siehe Bild 13c. Da es aufgrund eines technischen Problems nicht möglich war, bei dem Rütteltischversuch mit der Laststufe 4 fortzufahren, wurde beschlossen, das Modell gemäß dem Lastprotokoll, das auch für die ersten drei Laststufen gilt, erneut zu testen.

Der erneute Test des Gebäudemodells führte in erste Linie zu einer Erweiterung der vorherigen Risse, die sich im ersten Geschoss gebildet hatten, sowie zur Ablösung des Putzmörtels. Allgemein wurde eine Ablösung des bewehrten Putzes von den Ausfachungswänden aus Mauerwerk, die nur durch die Dübel stabilisiert wurden, siehe Bild 16, beobachtet.

Nach den Versuchen wurde der Putz entfernt und in den Wänden war eine geringfügige Rissbildung sowie deren Abtrennung von dem Stahlbetonrahmen zu erkennen. Der bewehrte Putz minimierte die Schäden an den Ausfachungswänden aus Mauerwerk und verhinderte einen Plattenschub-Einsturz, da er auf beiden Seiten der Ausfachungs-

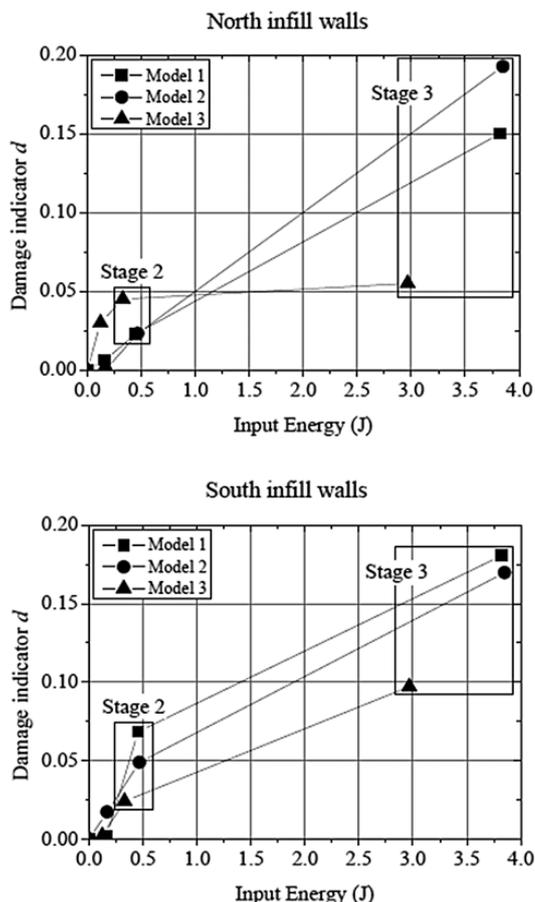


Fig. 17. Damage index for walls
Bild 17. Schadensindex für Wände

ply a higher loading input in the model, given that this model was able to withstand loading stage 4 without collapse, albeit with severe damage.

6 Static cyclic tests of RC frames with masonry infills

The results presented here relate to a set of experimental tests carried out on reinforced concrete frames with masonry infills representative of the construction in Portugal. Following the design of the building models tested on the

wände angebracht und an den Stahlbetonrahmen angengelt wurde. Im Zusammenhang mit dem Stahlbetonrahmen ist es wichtig, zu betonen, dass keine gravierenden Schäden in mittlerer Höhe beobachtet wurden. Die Schäden konzentrierten sich an der oberen Verbindungsstelle zu den Balken. Das bedeutet, dass die schädliche Interaktion der Mauerwerksausfachung bei diesem Gebäudemodell ebenfalls minimiert wurde.

Der Schaden der Mauerwerkswände wurde auch auf der Basis eines Schadensindex charakterisiert, der mit der folgenden Gleichung ermittelt wurde:

$$d_n = 1 - \frac{f_n}{f_0} \tag{1}$$

mit

d_n Schadensindikator einer bestimmten Schwingung in Stufen

f_n Frequenz der gegebenen Schwingung

f_0 Frequenz im unbeschädigten Zustand

Der Schadensindikator, der für Ausfachungswände aus Mauerwerk (Nord- und Südwände) der drei Modelle für die verschiedenen Laststufen ermittelt wurde, wird in Bild 17 dargestellt.

Es wurde festgestellt, dass der Schadensindikator für die letzte Laststufe im Vergleich zu den anderen beiden Gebäuden bei den Mauerwerkswänden des Gebäudemodells 3 eindeutig geringer ist. Dies wird mit der sehr kontrollierten Schadensentwicklung im Fall von auf den Mauerwerkswänden angebrachtem bewehrten Putz anstelle einer Ablösung des Putzes assoziiert und selbst die Input-Energie in der dritten Laststufe ist geringer. Der Schaden, der sich in den Nord- und Südwänden der Gebäudemodelle 1 und 2 entwickelt hat, ist in den beiden ersten Laststufen sehr ähnlich. Es gibt jedoch keinen eindeutigen Trend für die Laststufe 3, wobei für Südwände die zweischaligen Wände im Gebäudemodell 1 einen höheren Schadensindikator aufweisen, während bei Nordwänden der Schadensindikator beim Vergleich von einschaligen Wänden geringer ist. Wie bereits zuvor erwähnt, besteht der Effekt der Lagerfugenbewehrung mit Verbindung zu den Stahlbetonstützen in der Verhinderung von Platten-

Table 3. Details of the RC frames with masonry infills

Specimen	Masonry infill	Details
Wall_REF_01	Single leaf	30 × 20 × 15 cm units without render
Wall_REF_02	Single leaf	30 × 20 × 15 cm units mortar render 1.0 cm thick
Wall_JAR_	Single leaf	30 × 20 × 15 cm units mortar render 1.0 cm thick truss-type reinforcement in bed joints (Murfor RND 4/100)
Wall_RAR	Single leaf	30 × 20 × 15 cm units mortar rendering with 1.0 cm thickness ARMANET reinforcing mesh, Ø 1.05 mm, 12.7 × 12.7 mm
Wall_DPA	Double leaf	30 × 20 × 9 cm units for external leaf 30 × 20 × 7 cm units for internal leaf mortar render on external leaf (1.0 cm thick) render based on projected gypsum on internal leaf

shaking table, it was decided to carry out a more detailed analysis of masonry infill walls under static cyclic loading conditions. To do this, a single-bay, single-storey RC concrete frame with brick masonry infills representative of the south walls at the first floor of the building models was considered. Apart from some alterations related to the boundary conditions, namely, at the bottom beam, the reinforcing scheme adopted for the reinforced concrete frame was the same as the one used in building models 2 and 3 previously described [4]. The solutions for masonry infills correspond practically to the solutions used for the building models: (a) unreinforced double- and single-leaf walls; (b) single-leaf wall with bed joint reinforcement, and (c) single-leaf walls with reinforced render on both surfaces. The specimens used in the experimental campaign are described in Table 3.

In-plane static cyclic

The test setup for the in-plane static cyclic tests was composed of a reaction wall, to which the horizontal actuator was attached, and a reaction slab, to which the base of the RC frame was connected. The uplift and shear sliding of the bottom base of the RC frame was prevented by steel parts attached to the reaction slab. The reaction slab was also used for the reaction of the vertical actuators attached to the tops of the RC columns with steel cables anchored in the slab [4]. The horizontal load was applied by means of a servo-controlled actuator at the mid-height of the top beam. In order to be able to apply the reversed cyclic loading, the actuator was attached to a steel plate at the top beam, and also connected to another steel plate on the opposite border at the top of the concrete beam with steel cables.

The in-plane static cyclic tests were carried out using displacement control by imposing a reversed cyclic loading pattern with increasing displacements corresponding to drifts of 0.05, 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5, 0.6, 0.7 and 0.8 %. Two cycles were considered for each drift [4].

The typical cracking patterns observed in different specimens are shown in Fig. 18. The wall_REF-02 presents a cracking pattern composed of separation cracks at the interfaces between masonry infill frame and masonry infill, see Fig. 18a. Only the bottom interface is partly intact. Ad-

schub-Einstürzen der Wände. Darüber hinaus ist es bei dieser Lösung möglich, bei dem Modell höhere Input-Lasten anzuwenden, da dieses Modell der Laststufe 4 ohne Einsturz, selbst bei starken Schäden, standhalten konnte.

6 Statisch-zyklische Versuche an mit Mauerwerk ausgefachten Stahlbetonrahmen

Die hier vorgestellten Ergebnisse beziehen sich auf eine Reihe experimenteller Versuche, die an Stahlbetonrahmen mit Ausfachungswänden aus Mauerwerk, die für Gebäude in Portugal repräsentativ sind, durchgeführt wurden. Nach der Bemessung der auf dem Rütteltisch getesteten Gebäudemodelle wurde beschlossen, eine detailliertere Untersuchung von Ausfachungswänden aus Mauerwerk unter statisch-zyklischen Lastbedingungen durchzuführen. Zu diesem Zweck wurde ein Stahlbetonrahmen mit einem Fach und einem Geschoss mit einer Ausfachung aus Ziegelsteinmauerwerk, der für die Südwände des ersten Geschosses der Gebäudemodelle repräsentativ ist, untersucht. Mit Ausnahme von einigen Änderungen im Zusammenhang mit den Randbedingungen, nämlich dem Bodenträger, war das Verstärkungssystem, das für den Stahlbetonrahmen angewendet wurde, dasselbe wie das Verstärkungssystem, das bei den zuvor beschriebenen Gebäudemodellen 2 und 3 Anwendung fand [4]. Die Ausführungen für die Mauerwerksausfachungen entsprechen praktisch den in den Gebäudemodellen angewendeten Lösungen: (a) unverstärkte zweischalige und einschalige Wände; (b) einschalige Wände mit Lagerfugenbewehrung und (c) einschalige Wände mit bewehrtem Putz an beiden Seiten. Die Beschreibung der im Rahmen dieser Versuchsreihe verwendeten Prüfkörper wird in Tabelle 3 dargelegt.

Statisch-zyklische Scheibenschub-Versuche

Die Versuchsanordnung für die statisch-zyklischen Scheibenschub-Versuche setzt sich aus einer Reaktionswand, an der der horizontale Kolben angebracht ist, und einer Bodenplatte, die mit dem Stahlbetonrahmen verbunden wird, zusammen. Das Abheben und Schubgleiten der Bodenplatte des Stahlbetonrahmens werden durch Stahlteile verhindert, die an der Bodenplatte befestigt werden. Die Bodenplatte wird auch für die Reaktion der vertikalen Kol-

Tabelle 3. Einzelheiten der Stahlbetonrahmen mit Mauerwerksausfachungen

Prüfkörper	Ausfachung aus Mauerwerk	Einzelheiten
Wand_REF_01	Einschalig	Steine 30 × 20 × 15 cm ohne Putz
Wand_REF_02	Einschalig	Steine 30 × 20 × 15 cm Mörtelputz mit einer Dicke von 1,0 cm
Wand_JAR_	Einschalig	Steine 30 × 20 × 15 cm Mörtelputz mit einer Dicke von 1,0 cm Lagerfugenbewehrung in Form von Bindern (Murfor RND 4/100)
Wand_RAR	Einschalig	Steine 30 × 20 × 15 cm Mörtelputz mit einer Dicke von 1,0 cm Verstärkungsnetz ARMANET ϕ 1,05 mm, 12,7 × 12,7 mm
Wand_DPA	Zweischalig	Steine 30 × 20 × 7 cm für Außenschale Steine 30 × 20 × 7 cm für Innenschale Putzmörtel an der Außenschale (1,0 cm Dicke) Putz auf der Basis von projiziertem Gips an der Innenschale

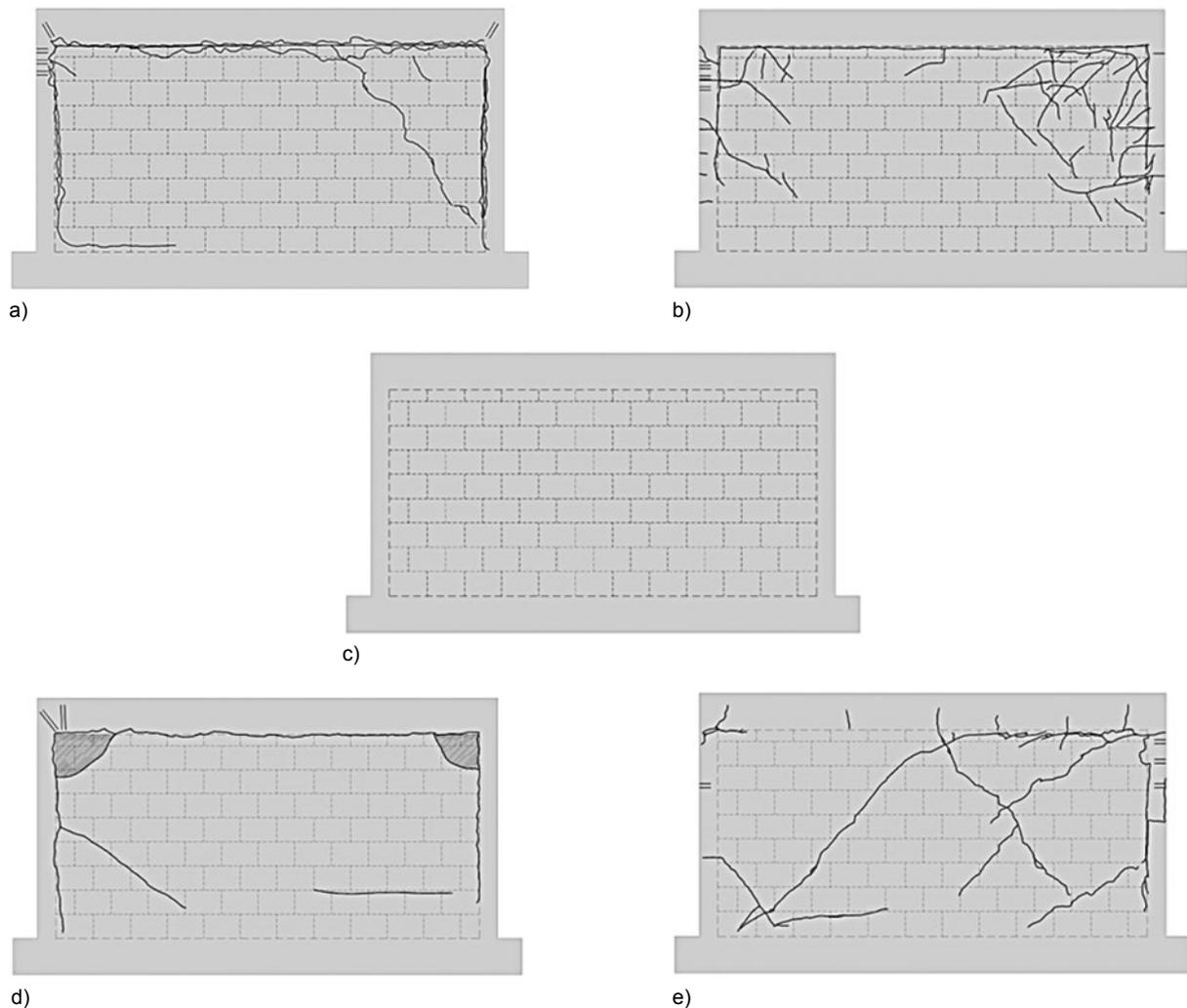


Fig. 18. Final crack patterns on different walls under in-plane cyclic loading: (a) wall_REF_02, (b) wall_JAR02, (c) wall_RAR_02, (d) wall_DPA_02, internal leaf, (e) wall_DPA_02, external leaf

Bild 18. Endgültiges Rissmuster an verschiedenen Wänden unter zyklischer Scheibenschub-Beanspruchung; (a) Wand_REF_02; (b) Wand_JAR02; (c) Wand_RAR_02; (d) Wand_DPA_02-Innenschale; (e) Wand_DPA_02-Außenschale

ditionally, an oblique crack is also seen connecting the top beam and the lower right corner. In wall_JAR a set of cracks developed in the left and right upper corners with detachment of the mortar render. The detachment of the mortar enables the crushing of the masonry at the upper corners to be seen, which is associated with the development of compression struts along the diagonal, see Fig. 18b. The wall separates from the RC frame at the lateral interfaces (half-height of wall) as a result of tensile stresses during reversed loading and at the top interface due to shear stresses and relative sliding of the walls in relation to the RC beam. The wall_RAR exhibits almost no damage, but the reinforced mortar render detached from the masonry infill (Fig. 18c). This was due to the deficient bond between the masonry and the render and to the failure of the connectors used in the mortar render above the RC elements. Some cracks developed in the top of the RC columns as a result of the interaction between the masonry infill and the RC frame. After detachment of the render there is no interaction between the masonry infill and the render, and the latter works as independent element. It should be stressed that the behaviour of the masonry infills with reinforced render under static cyclic loading is very similar to the

ben, die mit Hilfe von in der Bodenplatte verankerten Stahlkabeln oben an den Stahlbetonstützen befestigt werden, verwendet. Die Horizontallast wird durch einen servogesteuerten Kolben in halber Höhe des Kopfbalkens appliziert. Damit eine umgekehrte zyklische Last aufgebracht werden kann, wird der Aktuator an einer Stahlplatte am Kopfbalken angebracht und mit Hilfe von Stahlkabeln auch mit einer anderen Stahlplatte am entgegengesetzten Rand im oberen Teil des Betonbalkens verbunden.

Die statisch-zyklischen Scheibenschub-Versuche wurden unter Verschiebungssteuerung durch Aufbringung eines umgekehrten zyklischen Lastmusters mit steigenden Verschiebungen, die Abdriften von 0,05 %, 0,1 %, 0,2 %, 0,3 %, 0,4 %, 0,5 %, 0,6 %, 0,7 % und 0,8 % entsprachen, durchgeführt. Für jede Verschiebung wurden zwei Zyklen berücksichtigt [4].

Die typischen Rissmuster, die bei den verschiedenen Prüfkörpern festgestellt wurden, werden in Bild 18 dargestellt. Die Wand REF_02 weist ein Rissbildungsmuster auf, das sich aus separierenden Rissen an den Schnittstellen zwischen dem Rahmen für die Mauerwerksausfachung und der Mauerwerksausfachung zusammensetzt, siehe Bild 18a. Nur die Schnittstelle am Boden ist intakt. Zudem ist auch

behaviour shown by the masonry infill walls of building model 3 tested on the shaking table, where the detachment of the render was also observed. The internal leaf of the wall_DPA exhibits crushed upper left and right corners, which are practically completely in the top and lateral interfaces with the RC frame, see Fig. 18d. Additionally, a horizontal and an inclined crack developed at the right and left corners respectively. On the other hand, the external leaf separated from the RC frame at the right interface and at the top between the upper right corner and mid-length of the beam. This crack progresses towards the lower left bottom corner with a considerable opening width. Additional inclined cracks also developed in both directions.

In general, the behaviour of the masonry infill walls is characterized by three stages: (1) stage corresponding to linear elastic behaviour until the opening of the first crack; (2) a non-linear pre-peak regime with attainment of the maximum lateral resistance; (3) post-peak behaviour characterized by a decrease in the lateral stiffness and resistance and hence increasing displacements. This behaviour can be seen from the monotonic envelopes, see Fig. 19.

The monotonic envelopes allowed the definition of characteristic parameters for a better comparison of the cyclic behaviour of the different specimens, namely, the maximum lateral resistance F_{max} , the lateral stiffness K , the displacement corresponding to maximum resistance δ_{Fmax} and the ultimate displacement d_{max} , see Table 4. The double-leaf walls exhibit higher values of resistance when compared with the wall_REF02 (increase of about 15 % considering the maximum value found in the positive direction). Please note that the difference in terms of thickness is small, being the total thickness of wall_DPA given by the sum of the thickness of internal and external leaves (16 cm), whereas the thickness of the single-leaf wall_REF02 is 15 cm. On the other hand, in wall_DPA, the external leaf has a mortar render similar to the render applied to the single-wall wall_REF02 and the internal leaf is plastered with gypsum mortar, which is believed to contribute to the in-plane resistance.

The contribution of the mortar render to the in-plane resistance is observed when the maximum lateral resist-

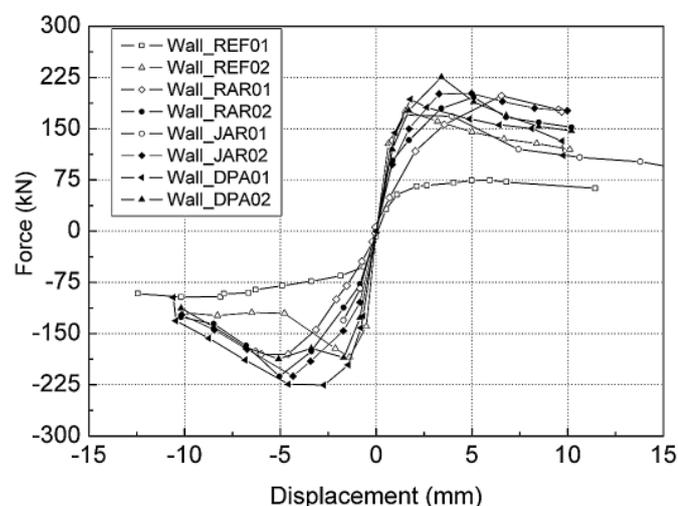


Fig. 19. Monotonic envelopes
Bild 19. Monotone Hüllkurven

ein schräg verlaufender Riss zu erkennen, der den Kopfbalken und die rechte untere Ecke miteinander verbindet. Bei der Wand_JAR entspringen mehrere Risse in der rechten und linken oberen Ecke und der Mörtelputz hat sich dort abgelöst. Die Ablösung des Mörtels ermöglicht die Beobachtung des Brechens des Mauerwerks in den oberen Ecken, was mit der Entwicklung von Druckdiagonalen entlang der Diagonalen assoziiert wird, siehe Bild 18b. Die Wand löst sich infolge von Zugspannung während der umgekehrten Last an den lateralen Schnittstellen vom Stahlbetonrahmen (halbe Höhe der Wand) und an der oberen Schnittstelle ab und es tritt ein relatives Gleiten der Wände in Bezug auf den Stahlbetonbalken auf. Die Wand_RAR zeigt fast keine Schäden, doch der bewehrte Putzmörtel hat sich von der Mauerwerksausfachung gelöst (Bild 18c). Dies ist auf eine unzureichende Haft- und Bindekraft zwischen dem Mauerwerk und dem Putz sowie auf ein Versagen der Dübel, die im Putzmörtel oberhalb der Stahlbetonelemente angebracht sind, zurückzuführen. Als Folge der Interaktion zwischen der Mauerwerksausfachung und dem Stahlbetonrahmen haben sich einige Risse im oberen Teil der Stahlbetonstützen gebildet. Nach der Ablösung des Putzes besteht keine Interaktion zwischen der Mauerwerksausfachung und dem Putz mehr und der Putz arbeitet als unabhängiges Element. Es ist zu betonen, dass das Verhalten von Mauerwerksausfachungen mit bewehrtem Putz unter statisch-zyklischer Last dem Verhalten sehr ähnlich ist, das von Ausfachungswänden aus Mauerwerk des Gebäudemodells 3 gezeigt wurde, das im Rütteltischversuch getestet wurde und bei dem eine Ablösung des Putzes beobachtet wurde. Die Innenschale der Wand_DPA zeigt in der oberen linken und der oberen rechten Ecke gebrochene Ecken, die sich praktisch komplett im Bereich der oberen und seitlichen Schnittstelle mit dem Stahlbetonrahmen befinden, siehe Bild 18d. Darüber hinaus hat sich in der rechten und der linken Ecke jeweils ein horizontaler bzw. ein schräger Riss gebildet. Zudem löst sich die Außenschale an der rechten Schnittstelle und im oberen Teil zwischen der rechten oberen Ecke und auf halber Länge des Balkens vom Stahlbetonrahmen ab. Dieser Riss setzt sich in Richtung der linken unteren Ecke fort und weist eine nennenswerte Öffnungsweite auf. In beide Richtungen haben sich auch zusätzliche schräge Risse gebildet.

Im Allgemeinen zeichnet sich das Verhalten der Ausfachungswände aus Mauerwerk durch drei Stufen aus, nämlich: (1) die Stufe, die einem linearen elastischen Verhalten bis zur Öffnung des ersten Risses entspricht; (2) nicht-lineares, vor der Spitzenbelastung herrschendes Verhalten mit Erreichen der maximalen Schubfestigkeit; (3) Verhalten nach der Spitzenbelastung, das sich durch eine Abnahme der lateralen Steifigkeit und Festigkeit und somit zunehmenden Verschiebungen auszeichnete. Dieses Verhalten ist an den monotonen Hüllkurven zu erkennen, siehe Bild 19.

Anhand der monotonen Hüllkurven konnten charakteristische Parameter definiert werden, mit denen das zyklische Verhalten der verschiedenen Prüfkörper besser verglichen werden konnte. Bei diesen Parametern handelte es sich um die maximale Schubfestigkeit F_{max} , die laterale Steifigkeit K , die der maximalen Festigkeit entsprechende Verschiebung δ_{Fmax} und die endgültige Verschiebung δ_{max} , siehe Tabelle 4. Die zweischaligen Wände zeigen im Vergleich zur Wand_REF02 höhere Werte für die Festigkeit (Anstieg von ca. 15 %, unter Berücksichtigung des in posi-

ance obtained in wall_REF02 and wall_REF01 is compared, see Table 4 (maximum force in relation to positive direction). The in-plane resistance of wall_REF02 is 2.1 times higher than the in-plane resistance recorded for wall_REF01. This means that the mortar render applied on both sides of the wall (wall_REF02) contributes significantly to the in-plane resistance, which is a very positive indication, given that the masonry enclosure walls are mostly rendered. On average, the use of truss-type bed joint reinforcement results in a small increase in the lateral resistance (4.5 %), and the addition of a reinforced steel mesh to the external render results in an increase in the lateral resistance of about 10 % (specimen wall_RAR) when compared with the masonry infill walls with external render. The stiffness values exhibit higher scatter and the only logical conclusion that can be drawn relates to the clear increase in the lateral stiffness in wall_REF02 in comparison with wall_REF01, which is also attributed to the layers of mortar render added to the latter specimen. In relation to the displacement corresponding to the lateral resistance, it appears that wall_REF01 exhibits the highest displacement ($\delta_{F_{max}} = 8.07$ mm) and reference wall wall_REF02 the lowest value. This indicates that the increase in the lateral resistance results in higher stiffness and, consequently, in a reduction in the displacement corresponding to the maximum lateral resistance. The displacement ability of the walls (maximum displacement attained in the experimental test) is practically the same for all walls, as the displacement input was the same and all walls were able to withstand the higher displacements imposed. In general, the maximum lateral drift attained was 0.5 %, which is considered to be low compared with other experimental results available in the literature [34].

tiver Richtung festgestellten Höchstwerts). Es ist zu beachten, dass der Unterschied im Hinblick auf die Dicke gering ist. Die Gesamtdicke der Wand_DPA ergibt sich aus der Summe der Dicke der Innen- und Außenschale und beträgt 16 cm, während die Dicke der einschaligen Wand_REF02 bei 15 cm liegt. Auf der anderen Seite ist im Zusammenhang mit den Wänden anzumerken, dass die Wand_DPA eine Außenschale mit Putzmörtel hat, der mit dem Putzmörtel vergleichbar ist, der auf die einschalige Wand_REF02 aufgetragen wurde. Zudem verfügt die Wand_REF02 über eine Innenschale, die mit Gipsmörtel verputzt ist, bei dem man davon ausgeht, dass er ebenfalls zur Scheibenschub-Festigkeit beiträgt.

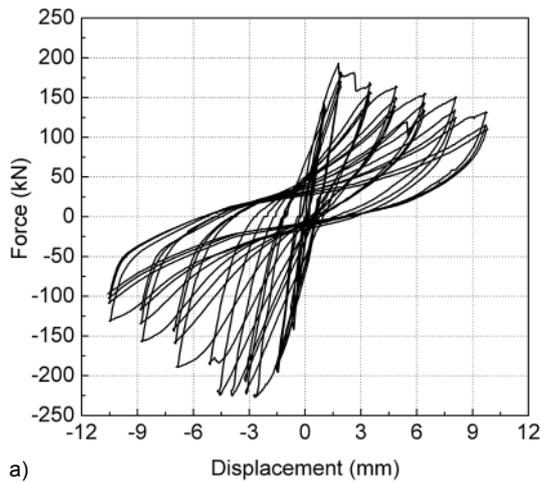
Der Beitrag des Putzmörtels zur Scheibenschub-Festigkeit ist bei einem Vergleich der maximalen Schubfestigkeit von Wand_REF02 und Wand_REF01 zu erkennen, siehe Tabelle 4 (maximale Kraft in Bezug auf die positive Richtung). Die Scheibenschub-Festigkeit der Wand_REF02 ist 2,1mal größer als die für Wand_REF01 protokollierte Scheibenschub-Festigkeit. Das bedeutet, dass der Putzmörtel, der auf beiden Seiten der Wand (Wand_REF02) aufgetragen wurde, in signifikanter Form zur Scheibenschub-Festigkeit beiträgt, was ein sehr positiver Anhaltspunkt ist, da die meisten Ausfachungswände verputzt werden. Bei einem Vergleich mit Ausfachungswänden aus Mauerwerk mit Außenputz führt der Einsatz einer Lagerfugenbewehrung in Form von Bindern im Durchschnitt zu einem geringen Anstieg der Schubfestigkeit (4,5 %) und das Hinzufügen eines verstärkenden Stahlnetzes zu dem Außenputz hat einen Anstieg der Schubfestigkeit um 10 % (Prüfkörper Wand_RAR) zur Folge. Die Werte für die Steifigkeit weisen eine größere Streuung auf und die einzige logische Schlussfolgerung, die gezogen werden kann, bezieht sich auf einen

Table 4. Key parameters characterizing the in-plane behaviour of RC frames with masonry infills

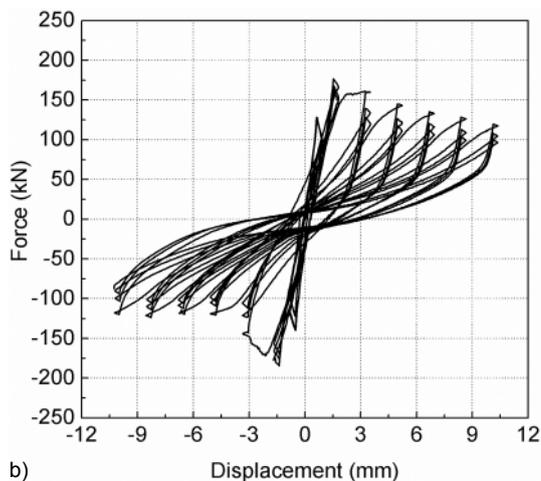
Specimen	F_{max} (kN)	K (kN/m)	$\delta_{F_{max}}$ (mm)	δ_{max} (mm)
Wall_REF01	85.41	70136	8.07	11.45 (0.57 %)
Wall_REF02	180.38	235580	1.46	10.11 (0.51 %)
Wall_JAR01	170.00	160910	1.80	–
Wall_JAR02	207.06	120710	4.78	10.20 (0.51 %)
Wall_RAR01	190.60	54040	2.83	9.52 (0.48 %)
Wall_RAR02	204.42	106690	5.08	10.20 (0.51 %)
Wall_DPA01	209.27	163675	2.26	9.77 (0.49 %)
Wall_DPA02	206.48	145870	4.25	10.19 (0.51 %)

Tabelle 4. Schlüsselparameter, die das Verhalten von mit Mauerwerk ausgefachten Stahlbetonrahmen in der Ebene charakterisieren

Prüfkörper	F_{max} (kN)	K (kN/m)	$\delta_{F_{max}}$ (mm)	δ_{max} (mm)
Wand_REF01	85,41	70136	8,07	11,45 (0,57 %)
Wand_REF02	180,38	235580	1,46	10,11 (0,51 %)
Wand_JAR01	170,00	160910	1,80	–
Wand_JAR02	207,06	120710	4,78	10,20 (0,51 %)
Wand_RAR01	190,60	54040	2,83	9,52 (0,48 %)
Wand_RAR02	204,42	106690	5,08	10,20 (0,51 %)
Wand_DPA01	209,27	163675	2,26	9,77 (0,49 %)
Wall_DPA02	206,48	145870	4,25	10,19 (0,51 %)



a)



b)

Fig. 20. Typical force–displacement diagrams:
(a) wall_REF02, (b) wall_RAR02
Bild 20. Typische Kraft-Verschiebungs-Kurven;
(a) Wand_REF02; (b) Wand_RAR02

An example of the hysteresis force–displacement diagrams obtained for masonry infill walls is presented in Fig. 20, from which a comparison between wall_REF02 and wall_RAR02 can be drawn. It can be seen that the hysteresis loops are similar and are characterized by a progressive decrease in the stiffness and an important softening in the post-peak regime with very progressive strength degradation. It is also clear that there is always a decrease in the force in the second cycle for the same imposed displacement.

7 Conclusions

This paper focuses on the seismic behaviour of typical masonry infill walls commonly built in Portugal and new solutions that can be easily implemented in practice with the aim of improving their performance. The traditional walls are composed of brick units with horizontal perforations, they are unreinforced, are double-leaf designs and are attached to the frame with mortar. The improved solutions can be single-leaf designs with bed joint reinforcement adequately connected to the RC frame or with reinforced mortar render. The analysis of the behaviour of traditional and improved solutions was based on the results of shak-

eindeutigen Anstieg der lateralen Steifigkeit bei Wand_REF02 im Vergleich zur Wand_REF01, was ebenfalls auf die Schichten des Putzmörtels, der bei Wand_REF01 hinzugefügt wurde, zurückgeführt wurde. Im Hinblick auf die Verschiebung im Zusammenhang mit der Schubkraft scheint es, dass die Wand_REF01 den höchsten Wert für die Verschiebung aufweist ($\delta_{F_{max}} = 8,07$ mm), während die Referenzwand, Wand_REF02, den geringsten Wert zeigt. Das deutet darauf hin, dass eine Zunahme der Schubfestigkeit zu einer höheren Steifigkeit und somit zu einer Reduzierung der Verschiebung im Zusammenhang mit der maximalen Schubfestigkeit führt. Die Verlagerungskapazität der Wände (Erreichen der maximalen Verschiebung im experimentellen Versuch) ist praktisch bei allen Wänden dieselbe, da der Input für die Verschiebung derselbe war und alle Wände der höheren Verschiebung, der sie ausgesetzt wurden, standhalten konnten. Insgesamt liegt die maximale erreichte laterale Abdrift bei 0,5 %, die im Vergleich zu den experimentellen Ergebnissen, die in der Literatur vorliegen, gering ist [34].

Ein Beispiel für die Kraft-Verschiebungs-Hystereseschleifen, die für Ausfachungswände aus Mauerwerk ermittelt wurden, ist in Bild 20 dargestellt, dem sich ein Vergleich zwischen Wand_REF02 und Wand_RAR02 entnehmen lässt. Es ist zu beobachten, dass die Hystereseschleifen vergleichbar sind und sich durch eine progressive Abnahme der Steifigkeit und eine starke Aufweichung in der Phase nach dem Höhepunkt mit einem stark progressiven Festigkeitsverlust auszeichnen. Zudem ist zu beobachten, dass im zweiten Zyklus für dieselbe aufgebrauchte Verschiebung eine Abnahme der Festigkeit eintritt.

7 Schlussfolgerungen

Dieser Beitrag konzentriert sich auf das seismische Verhalten typischer Ausfachungswände aus Mauerwerk, die in Portugal weit verbreitet sind und auf neue und in der Praxis einfach umzusetzende Lösungen zur Verbesserung ihres Verhaltens. Die traditionellen Wände bestehen aus Ziegeln mit horizontaler Perforation. Sie sind nicht verstärkt, sind zweischalig und sind an dem Rahmen angebracht. Eine optimierte Lösung kann in einer einschaligen Wand mit einer Bewehrung der Lagerfuge mit geeigneter Verbindung zum Stahlbetonrahmen oder mit bewehrtem Putzmörtel bestehen. Die Analyse des Verhaltens der traditionellen Wände und der verbesserten Lösungen basierte auf den Ergebnissen von Rütteltischversuchen an den Modellen von Stahlbetonrahmentragwerken mit fünf verschiedenen Arten von Mauerwerksausfachungen unter Berücksichtigung der bereits genannten Typen.

Es wurde beobachtet, dass das seismische Verhalten von Stahlbetontragwerken von der Art der Ausfachungswände aus Mauerwerk und der Bemessung der Stahlbetonrahmen abhängt. Festzustellen war, dass das Gebäudemodell, das nach den alten nationalen Bauvorschriften und mit zweischaligen Wänden mit Mauerwerksausfachung konstruiert wurde, bei hohem seismischem Input ein unangemessenes Verhalten zeigte, das auf folgende Ursachen zurückgeführt wurde: (1) den Plattenschub-Einsturz der Mauerwerksausfachungen im ersten Geschoss und die darauf folgende Unregelmäßigkeit der Steifigkeit in der Höhe; (2) die Entwicklung von Fließgelenken an den äußersten

ing table tests carried out on RC frame building models with distinct types of masonry infills following the typologies previously mentioned.

It was observed that the seismic behaviour of RC buildings depends on the typology of the masonry infill walls and on the design of the RC frames. It was seen that the building model designed according to past national codes and with double-leaf masonry infills showed inadequate behaviour for high levels of seismic input, which is attributed to (1) the out-of-plane collapse of the masonry infills at the first floor and consequent stiffness irregularity over the height, and (2) the development of plastic hinges in the columns at the extremities and at mid-height of the columns. Both factors contributed to the development of the soft-storey mechanism, leading to global collapse of the building. On the other hand, the RC buildings designed according to European codes and with masonry infills with bed joint reinforcement and reinforced render did not collapse, even though model 2 developed cracks in the masonry infill with bed joint reinforcement. The damage to the building with masonry infill and reinforced render was very controlled. It is important to note that both the bed joint reinforcement connected to the RC columns and the reinforced render also connected to the RC frames prevented the out-of-plane collapse of the masonry infill walls, which should also contribute to the improvement of the RC buildings. This means that if appropriate detailing of masonry infill walls is achieved, it is possible to minimize their damage and take into account the positive effect of the masonry infills on the RC building when subjected to seismic action.

The in-plane static cyclic behaviour of masonry infill walls without openings and with the same materials as the ones tested on the shaking table allow confirmation of the effect of the bed joint reinforcement and the reinforced mortar render in the control of damage. In the case of walls with reinforced render, the damage was mainly due to the detachment of the render due to inadequate connection to the masonry infill walls. However, neither solution led to a significant increase in the lateral resistance. From the static cyclic tests, it was also possible to conclude that render influences the in-plane resistance of the masonry infills significantly, leading to a remarkable increase in both lateral strength and stiffness. This is an important result, as in practice masonry infills are usually rendered.

It is also important to note that the improved and adequate seismic behaviour of masonry infill was achieved by following the recommendations of European standards, but it is believed that in the case of reinforced render, the results should be better if adequate connection of the render to the masonry infill is achieved.

Acknowledgements

The authors acknowledge the financial support of the ongoing INSYME project (Innovative systems for earthquake-resistant masonry enclosures in RC buildings (project ref. 606229) in the development of new solutions for improved seismic behaviour of masonry infill walls.

Enden der Stützen und in halber Höhe der Stützen. Beide Faktoren haben zur Entwicklung des Soft-Storey-Mechanismus beigetragen, der zu einem kompletten Einsturz des Gebäudes führte. Auf der anderen Seite stürzten die Stahlbetontragwerke, die gemäß den europäischen Bauvorschriften und mit Mauerwerksausfachungen mit Lagerfugenbewehrung und bewehrtem Putz konstruiert wurden, nicht ein, auch nicht das Modell 2, das starke Risse in der Mauerwerksausfachung mit Lagerfugenbewehrung aufwies. Der Schaden an Gebäuden mit einer Mauerwerksausfachung mit bewehrtem Putz ist sehr kontrolliert. Es ist wichtig, zu erwähnen, dass sowohl die Tatsache, dass die Lagerfugenbewehrung mit den Stahlbetonstützen verbunden war als auch die Tatsache, dass der bewehrte Putz ebenfalls mit den Stahlbetonstützen verbunden war, einen Plattenschub-Einsturz der Ausfachungswände aus Mauerwerk verhindert haben, so dass diese Aspekte ebenfalls zu einer Verbesserung der Stahlbetontragwerke beitragen dürften. Das bedeutet, dass es bei einer angemessenen baulichen Durchbildung der Ausfachungswände aus Mauerwerk möglich ist, den Schaden an diesen Wänden zu minimieren und die positiven Effekte von Mauerwerksausfachungen in Stahlbetontragwerken bei seismischer Einwirkung zu berücksichtigen.

Aufgrund des statisch-zyklischen Scheibenschub-Verhaltens der Ausfachungswände aus Mauerwerk mit Öffnungen und mit denselben Materialien wie den Materialien, die im Rütteltischversuch getestet wurden, ist es möglich, die Wirkung der Lagerfugenbewehrung und des bewehrten Putzmörtels bei der Kontrolle der Schäden zu bestätigen. Im Fall von Wänden mit bewehrtem Putz bestand der Schaden vorwiegend in der Ablösung des Putzes infolge eines ungeeigneten Anschlusses an die Ausfachungswände aus Mauerwerk. Allerdings führten beide Lösungen zu keinem signifikanten Anstieg der Schubfestigkeit. Die statisch-zyklischen Versuche ließen die Schlussfolgerung zu, dass der Putz einen signifikanten Einfluss auf die Scheibenschubfestigkeit der Mauerwerksausfachungen hat, was eine nennenswerte Zunahme der Schubfestigkeit und der Steifigkeit zur Folge hat. Dies ist ein wichtiges Ergebnis, da Mauerwerksausfachungen in der Praxis in der Regel verputzt werden.

Es ist wichtig, darauf hinzuweisen, dass das verbesserte und angepasste seismische Verhalten der Mauerwerksausfachungen durch die Befolgung der Empfehlungen der europäischen Normen erreicht wurde. Doch es ist davon auszugehen, dass die Ergebnisse im Fall von bewehrtem Putz besser wären, wenn eine passende Verbindung zwischen dem Putz und den Mauerwerksausfachungen hergestellt würde.

Danksagung

Die Verfasser bedanken sich für die finanzielle Unterstützung durch das laufende INSYME-Projekt (Innovative Techniken für erdbebensichere Ausfachungswände aus Ziegelmauerwerk in Stahlbetonrahmentragwerken) (Projektreferenz 606229) bei der Entwicklung neuer Lösungen für die Verbesserung des seismischen Verhaltens von Ausfachungswänden aus Mauerwerk.

References – Literatur

- [1] Lourenço, P., Vasconcelos, G., Medeiros, P., Gouveia, J.: Vertically perforated clay brick masonry for loadbearing and non-loadbearing masonry walls. *Construction and Building Materials* 24 (2010), pp. 2317–2330.
- [2] Al-Chaar, G., Issa, M., Sweeney, S.: Behavior of masonry-infilled nonductile reinforced concrete frames. *Journal of Structural Engineering*, 12 (2002), Nr. 8, pp. 1055–1063.
- [3] Bertero, V. V., Brokken, S.: Infills in seismic resistant building, *Journal of Structural Engineering* 109 (1983), Nr. 6, pp. 1337–1361.
- [4] Pereira, M. F. P.: Assessment of the enclosure masonry walls under seismic action. PhD Thesis, University of Minho, 2013, pp. 506. (In Portuguese).
- [5] Vintzileou, E., Tassios, T. P.: Seismic behaviour and design of infilled R.C. frames. *European Earthquake Engineering* 3 (1989), Nr. 2, p. 22–28.
- [6] Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings (EN1998-1), European Standard. CEN. Brussels, 2004.
- [7] Mehrabi, A. B.: Behavior of masonry-infilled reinforced concrete frames subjected to lateral loadings. PhD Thesis, University of Colorado, 1994.
- [8] Mosalam, K., White, R., Gergely, P.: Static Response of Infilled Frames Using Quasi-Static Experimentation. *Journal of Structural Engineering* 123 (1997), p. 1462–4169.
- [9] Dawe, J. L., Seah, C. K.: Behaviour of masonry infilled steel frames. *Canadian Journal of Civil Engineering* 16 (1989), p. 865–876.
- [10] Crisafulli, F.: Seismic Behavior of Reinforced Concrete Structures with Masonry Infills. New Zealand: University of Canterbury, 1997.
- [11] Kakaletsis, D. J., Karayannis, C. G.: Influence of masonry strength and openings on infilled R/C frames under cycling loading. *Journal of Earthquake Engineering* 12 (2008), p. 197–221.
- [12] Dawe, J. L., Seah, C. K.: Out-of-plane resistance of concrete masonry infilled panels. *Canadian Journal of Civil Engineering* 16 (1989), p. 854–864.
- [13] Angel, R., Abrams, D., Shapiro, D., Uzarski, J., Webster, M.: Behavior of reinforced concrete frames with masonry infills. Urbana-Champaign, IL, USA, 1994.
- [14] Dazio, A.: Effect of boundary conditions on the out-of-plane behavior of unreinforced masonry walls. In: 14th World Conference on Earthquake Engineering. Beijing, China, 2008.
- [15] Tu, Y.-H., Chuang, T.-H., Liu, P.-M., Yang, Y.-S.: Out-of-plane shaking table tests on unreinforced masonry panels in RC frames. *Engineering Structures* 32 (2010), p. 3925–3935.
- [16] Dafnis, A., Kolsch, H., Reimerdes, H.: Arching in Masonry Walls Subjected to Earthquake Motions. *Journal of Structural Engineering* 128 (2002), p. 153–159.
- [17] Henderson, R., Fricke, K., Jones, W., Beavers, J., Bennett, R.: Summary of a Large- and Small-Scale Unreinforced Masonry Infill Test Program. *Journal of Structural Engineering* 129 (2003), p. 1667–1675.
- [18] Mendes da Silva, R.: Non-loadbearing masonry wall – damages and rehabilitation strategies. Seminar on Masonry walls: Present situation and new technologies, Seminário Paredes de Alvenaria: Situação e Novas Tecnologias, (2001), p. 187–206. Lourenço e Sousa Ed. (In Portuguese).
- [19] Dias, A. B., Sousa, A. V. S.: Manual of brick masonry. Portuguese Association of Ceramic Industry. 2nd Edition, 2009. (In Portuguese).
- [20] Furtado, A., Costa, C., Arêde, A., Rodrigues, H.: Geometric characterization of Portuguese RC buildings with masonry infill walls stock. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 2015. DOI: 10.1080/19648189.2015.1039660
- [21] Eurocode 6 - Design of masonry structures – Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures (EN 1996-1-1), European Committee of Standardization. Brussels, Belgium 2005.
- [22] Chiou, Y.-J., Tzeng J.-C., Liou Y.-W.: Experimental and analytical study of masonry infilled frames. *Journal of Structural Engineering* 12 (1999), 10, p. 1109–1117.
- [23] Vicente, R. S., Rodrigues, H., Varum, H., Costa, A., Mendes da Silva, J. A. R.: Performance of masonry enclosure walls: lessons learned from recent earthquakes. *Earthquake engineering and engineering vibration*, 10 (2011), (4), 12 p.
- [24] Dias, A. B., Da Porto, F., Fehling, F., Lourenço, P. B., Morandi, P., Vintzileou, E., Ahmet, Y.: Innovative systems for earthquake resistant masonry enclosures in RC buildings. 9th International Masonry Conference, July 07–09, 2014, Guimarães, Portugal.
- [25] REBAP. Code for reinforced and prestressed concrete structures, Diário da República, (1983).
- [26] RSA, Code for safety and action for Building Structures and bridges, Diário da República, (1983).
- [27] Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1: General rules and rules for buildings, (EN-1992-1-1) European Committee of Standardization, Brussels, Belgium, 2002.
- [28] Bedell, R. J., Abrams, D. P.: Scale relationships of concrete columns. Department of Civil, Environmental and Architectural Engineering, College of Engineering and Applied Science, University of Colorado, 1983.
- [29] Carvalho, E. C.: Seismic testing of structures. 11th European Conference on Earthquake Engineering. Balkema, Rotterdam, 2008.
- [30] Leite, J.: Seismic behavior of masonry infill walls: test and design. PhD Thesis, University of Minho, 2014, pp. 245.
- [31] Mendes, L.: LNEC-SPA: Signal Processing and Analysis Tools for Civil Engineers. Earthquake Engineering and Structural Dynamics Division, National Laboratory for Civil Engineering, Lisbon, Portugal, 2008.
- [32] Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 3: Assessment and retrofitting of buildings (EN 1998-3), European Committee of Standardization Brussels, Belgium, 2005.
- [33] Baker, J., Heyman, J.: Plastic Design of Frames, Vols. 1 and 2. Cambridge University Press, 1969.
- [34] Hak, S., Morandi, P., Magenes, G.: Out-of-plane experimental response of strong masonry infills. Second European Conference on Earthquake Engineering, 25–29 August, 2014, Istanbul, Turkey.

Authors – Autoren:

Prof. Paulo B. Lourenço

pbl@civil.uminho.pt

Dr. Graça Vasconcelos

graca@civil.uminho.pt

Dr. João Leite

Dr. Paulo Pereira

pp@ppsec.pt

all

University of Minho, Campus of Azurém, 4800-058,

Guimarães, Portugal