

Wpływ skrzepowania żelbetem na pracę muru z ABK

Effect of reinforced concrete confinement on the structural behaviour of AAC masonry walls

Łukasz Drobiec^{1,*}, Radosław Jasiński¹, Wojciech Mazur¹

¹Department of Building Structures, Faculty of Civil Engineering, Silesian University of Technology, Akademicka 5, 44-100 Gliwice, Poland

*corresponding author: Ł.Drobiec, e-mail: lukasz.drobiec@polsl.pl

Streszczenie

Mury skrzepowane stosuje się powszechnie na obszarach poddanych oddziaływaniom sejsmicznym, dynamicznym oraz cyklicznym. Coraz powszechniej mury skrzepowane stosuje się również poza obszarami trzęsień ziemi zamiast murów zbrojonych, co znalazło odzwierciedlenie w zapisach Eurokodu 6. Występuje wyraźna luka badawcza w zakresie badań murów skrzepowanych pod obciążeniem monotonicznym, co znacznie utrudnia weryfikację poprawności zaleceń normowych w zakresie warunków konstruowania oraz warunków stanu granicznego nośności [ULS] i stanu granicznego użyteczności [SLS]. Zasadniczym celem pracy było określenie wpływu skrzepowania na wartości sił powodujących zarysowanie i zniszczenie ścian oraz zmiany sztywności. W artykule opisano wyniki badań nieskrzepowanych i skrzepowanych żelbetem ścian wykonanych z betonu komórkowego w skali naturalnej. Ściany poddano ściskaniu oraz ścinaniu w jednym cyklu, aż do zniszczenia. Przeanalizowano wpływ skrzepowania na morfologię zarysowań i mechanizm zniszczenia oraz zamocowania systemowych nadproży w elementach krępujących. Wykazano, że skrzepowanie istotnie zmienia sposób zarysowania ścian i może skutecznie wpływać na nośność murowanych ścian obciążonych monotonicznie.

Słowa kluczowe: autoklawizowany beton komórkowy, ABK, mury skrzepowane, mury ściskane, mury ścinane, nadproża z ABK

Summary

Confined masonry is widely used in areas subjected to seismic, dynamic, and cyclic actions. Increasingly, confined masonry is also being used outside earthquake-prone regions as an alternative to reinforced masonry, which is reflected in the provisions of Eurocode 6. There is a clear research gap concerning the behaviour of confined masonry under monotonic loading, which significantly hinders the verification of the design provisions regarding detailing requirements and the ultimate limit state [ULS] and serviceability limit state [SLS] conditions. The main objective of this study was to determine the effect of confinement on the load levels causing cracking and failure of the walls and on changes in stiffness. The paper presents the results of full-scale tests of unconfined and reinforced concrete-confined autoclaved aerated concrete (AAC) masonry walls. The walls were subjected to compression and shear loading in a single cycle until failure. The effects of confinement on crack morphology, failure mechanisms, and the anchorage of prefabricated system lintels in the confining reinforced concrete elements were analysed. The results demonstrate that confinement significantly alters the cracking pattern of the walls and can effectively affect the load-bearing capacity of masonry walls subjected to monotonic loading.

Keywords: autoclaved aerated concrete, AAC, restrained walls, compressed walls, sheared walls, AAC lintels

1. Wprowadzenie

Mur skrzepowany, zgodnie z definicją zamieszczoną w Eurokodzie 6 (6), to konstrukcja, której odkształcenia zostały w pionie i w poziomie ograniczone na skutek zespolenia z konstrukcją żelbetową lub murem zbrojonym. Mury skrzepowane konstrukcją żelbetową stosuje się obecnie głównie na obszarach poddanych wpływom sejsmicznym (2, 9, 10). Nie oznacza to jednak, że nie można ich

1. Introduction

A confined masonry wall, according to the definition given in Eurocode 6 (6), is a structure whose deformations are restrained in the vertical and horizontal directions as a result of its connection to a reinforced concrete structure or reinforced masonry. Masonry confined by reinforced concrete structures is currently used mainly in areas subjected to seismic actions (2, 9, 10). This does not

stosować w strefach nie objętych wpływami trzęsień ziemi (1, 11). Zastosowanie takie dopuszczała już pierwsza edycja Eurokodu 6 (6), jednak bez wytycznych do obliczeniowego uwzględniania wpływu skrępowania na nośność ścian, a jedynie wymagania konstrukcyjne. Najbardziej krytykowanym wymaganiem konstrukcyjnym w Eurokodzie 6 jest konieczność stosowania pionowych żelbetowych rdzeni przy krawędziach otworów o powierzchni większej niż 1,5 m², który adoptowano do EC6 z norm sejsmicznych (12). W finalnej wersji drugiej edycji Eurokodu 6 przyjęto wymagania jak w pierwszej edycji normy, pomimo pierwotnego umieszczenia w niej wzorów umożliwiające obliczenie nośności ścian skrępowanych poddanych ścisnaniu, ścinaniu lub zginaniu w płaszczyźnie.

Na świecie prowadzi się wiele badań skrępowanych murów ściskanych oraz ścinanych i ściskanych, lecz są to zwykle badania ścian obciążonych cyklicznie. Występuje wyraźna luka badawcza w zakresie badań ścian skrępowanych obciążonych monotonicznie, a nieliczne porównania wyników badań ścian obciążonych monotonicznie i cyklicznie wskazują na korzystny wzrost maksymalnych obciążeń 5% – 30% (4, 13). Pozytywny wpływ skrępowania na nośność murowanych ścian wynika z technologii wznoszenia konstrukcji [najpierw wykonuje się mur, później żelbet] oraz z różnicy sztywności muru i żelbetu. Po wzniesieniu muru i zabetonowaniu poziomych rygli oraz pionowych rdzeni, w wyniku skurczu betonu wprowadza się w mur dodatkowe korzystne naprężenia ściskające w płaszczyźnie ściany. Dzięki temu nawet nieobciążona ściana poddana jest wstępnemu dwuosiowemu ścisnaniu. Może to prowadzić do wniosku, że większy wpływ skrępowania widoczny będzie w ścianach z wypełnionymi spoinami pionowymi niż w ścianach murowanych na pióro i wpust, czyli murowanych bez wypełnienia zaprawą spoin czołowych [pionowych]. Naprężenia ściskające od skurczu betonu mogą mieć wartość 0,2 – 0,3 MPa (7), co zwiększa odporność ściany na zarysowania. Podczas obciążenia ściany większa sztywność żelbetu powoduje natomiast dalsze ograniczanie odkształceń muru w płaszczyźnie ściany. Niestety w literaturze wciąż dostępnych jest bardzo mało wyników badań skrępowanych ściskanych ścian obciążonych monotonicznie – nie jest rozpoznany sam wpływ skrępowania, jak i wpływ wypełnienia spoin pionowych w murze.

Celem niniejszej pracy był analiza skrępowanych murów poddanych monotonicznemu ścisnaniu i ścinaniu oraz analiza wpływu zamocowania nadproży w przyotworowych elementach krępujących. Istotną nowością zrealizowanych badań niewątpliwie rzeczywista skala badanych elementów oraz liczebność serii.

2. Materiały

Wszystkie badane ściany wykonano z bloczków z autoklawizowanego betonu komórkowego [ABK] o klasie gęstości 600, znormalizowanej wytrzymałości na ścisnienie 4 N/mm², o wymiarach 180x240x590 mm, na zaprawie cienkowarstwowej. Połowę ścian wykonano z niewypełnionymi spoinami pionowym, a drugą połowę z wypełnionymi spoinami pionowymi. Do skrępowania ścian zasto-

mean, however, that it cannot be used in areas not affected by earthquakes (1, 11). Such an application was already permitted in the first edition of Eurocode 6 (6), although without provisions for the design consideration of the effect of confinement on the load-bearing capacity of walls, and with detailing requirements only. One of the most critically discussed detailing requirements in Eurocode 6 is the necessity of providing vertical reinforced concrete cores at the edges of openings with an area greater than 1.5 m², which was adopted in EC6 from seismic standards (12). In the final version of the second edition of Eurocode 6, the requirements from the first edition of the standard were retained, despite the initial inclusion of equations enabling the load-bearing capacity of confined walls subjected to in-plane compression, shear, or bending to be calculated.

Numerous studies of confined masonry walls subjected to compression, as well as to combined compression and shear, have been conducted worldwide; however, these are generally tests of walls subjected to cyclic loading. There is a clear research gap concerning tests of confined walls subjected to monotonic loading, while the few comparisons of test results for walls subjected to monotonic and cyclic loading indicate a beneficial increase in maximum loads of 5–30 % (4, 13). The positive effect of confinement on the load-bearing capacity of masonry walls results from the construction sequence [the masonry is constructed first, followed by the reinforced concrete elements] and from the difference in stiffness between masonry and reinforced concrete. After the masonry has been constructed and the horizontal tie-beams and vertical cores have been cast, concrete shrinkage induces additional beneficial compressive stresses in the plane of the wall. As a result, even an unloaded wall is subjected to initial biaxial compression. This may lead to the conclusion that the effect of confinement will be more pronounced in walls with filled vertical joints than in walls constructed with tongue-and-groove units, i.e. without mortar filling of the head joints [vertical joints]. The compressive stresses induced by concrete shrinkage may reach 0.2–0.3 MPa (7), thereby increasing the resistance of the wall to cracking. Under loading, the higher stiffness of reinforced concrete further restrains the in-plane deformation of the masonry. Unfortunately, very few test results are still available in the literature for confined masonry walls subjected to monotonic compression. Neither the effect of confinement itself nor the effect of filling the vertical joints in the masonry has been sufficiently investigated.

The aim of this study was to analyse confined masonry walls subjected to monotonic compression and shear and to investigate the effect of lintel anchorage in the confining elements adjacent to openings. A significant novelty of the study is undoubtedly the full-scale testing of the specimens and the size of the test series.

2. Materials

All tested walls were constructed from AAC blocks with a density class of 600, a standardized compressive strength of 4 N/mm², and dimensions of 180 × 240 × 590 mm, using thin-bed mortar.

Tablica 1 / Table 1

WYNIKI BADAŃ MATERIAŁÓW.

PROPERTIES OF TESTED MATERIALS.

Badana właściwość / Property tested	Procedura badawcza według normy / Test procedure according to the standard	Uzyskana wartość / Measured value
Znormalizowana wytrzymałość elementów murowych / Normalized strength of masonry elements	EN 772-1 (19)	$f_b = 4.0 \text{ N/mm}^2$
Wytrzymałość zaprawy na ściskanie / Compressive strength of mortar	EN 1015-11 (20)	$f_m = 6.1 \text{ N/mm}^2$
Wytrzymałość zaprawy na zginanie / Flexural strength of mortar		$f_{mt} = 2.0 \text{ N/mm}^2$
Wytrzymałość muru na ściskanie w murach bez wypełnionych spoin pionowych Compressive strength of masonry without filled vertical joints	EN 1052-1 (21)	$f_1 = 2.97 \text{ N/mm}^2$
Wytrzymałość muru na ściskanie w murach z wypełnionymi spoinami pionowymi Compressive strength of masonry with filled vertical joints		$f_2 = 2.61 \text{ N/mm}^2$
Moduł sprężystości w murach bez wypełnionych spoin pionowych / Modulus of elasticity in masonry without filled vertical joints		$E_1 = 2040 \text{ N/mm}^2$
Moduł sprężystości w murach z wypełnionymi spoinami pionowymi / Modulus of elasticity in masonry with filled vertical joints		$E_2 = 2447 \text{ N/mm}^2$
Współczynnik Poissona / Poisson's ratio		$\nu = 0.18$
Początkowa wytrzymałość muru na ścinanie / Initial shear strength of the masonry	EN 1052-3 (22)	$f_{vo} = 0.31 \text{ N/mm}^2$
Charakterystyczna wytrzymałość muru na ścinanie / Characteristic shear strength of the masonry		$f_{vok} = 0.24 \text{ N/mm}^2$
Napężenia styczne w chwili zarysowania w murach bez wypełnionych spoin pionowych Shear stresses at the moment of cracking in masonry without filled vertical joints	ASTM E519 (23)	$\tau_{cr,mv,1} = 0.192 \text{ N/mm}^2$
Napężenia styczne w chwili zarysowania w murach z wypełnionymi spoinami pionowymi Shear stresses at the moment of cracking in masonry with filled vertical joints		$\tau_{cr,mv,2} = 0.282 \text{ N/mm}^2$
Napężenia styczne w chwili zniszczenia w murach bez wypełnionych spoin pionowych Shear stresses at failure in masonry without filled vertical joints		$\tau_{u,mv,1} = 0.196 \text{ N/mm}^2$
Napężenia styczne w chwili zniszczenia w murach z wypełnionymi spoinami pionowymi Shear stresses at failure in masonry with filled vertical joints		$\tau_{u,mv,2} = 0.292 \text{ N/mm}^2$
kąt odkształcenia postaciowego w chwili zarysowania w murach bez wypełnionych spoin pionowych / Angle of plastic deformation at the onset of cracking in masonry without filled vertical joints		$Q_{cr,mv,1} = 0.587 \text{ mrad}$
kąt odkształcenia postaciowego w chwili zarysowania w murach z wypełnionymi spoinami pionowymi / Angle of plastic deformation at the moment of cracking in masonry with filled vertical joints		$Q_{cr,mv,2} = 0.500 \text{ mrad}$
kąt odkształcenia postaciowego w chwili zniszczenia w murach bez wypełnionych spoin pionowych / angle of plastic deformation at the moment of failure in walls without filled vertical joints		$Q_{u,mv,1} = 0.601 \text{ mrad}$
kąt odkształcenia postaciowego w chwili zniszczenia w murach z wypełnionymi spoinami pionowymi / angle of shape deformation at the moment of failure in masonry with filled vertical joints		$Q_{u,mv,2} = 0.549 \text{ mrad}$
moduł odkształcenia postaciowego w murach bez wypełnionych spoin pionowych / modulus of shape in masonry without filled vertical joints		$G_{cr,mv,1} = 329 \text{ N/mm}^2$
moduł odkształcenia postaciowego w murach z wypełnionymi spoinami pionowymi / modulus of shape in masonry with filled vertical joints		$G_{cr,mv,2} = 561 \text{ N/mm}^2$
Wytrzymałość na ściskanie betonu elementów krępujących / Compressive strength of concrete in restraining elements	EN 206 (24)	$f_{cm} = 27.9 \text{ N/mm}^2$
Dolna granica plastyczności prętów zbrojeniowych / Lower yield strength of reinforcing bars	EN ISO 6892-1 (25)	$R_{eL} = 528.4 \text{ N/mm}^2$
Wytrzymałość na rozciąganie prętów zbrojeniowych / Tensile strength of reinforcing bars		$R_M = 610.2 \text{ N/mm}^2$

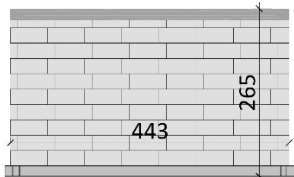
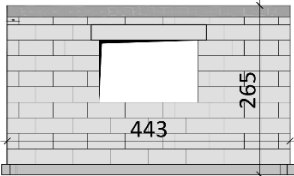
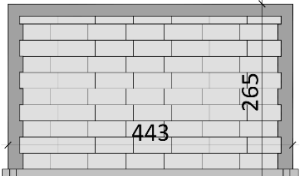
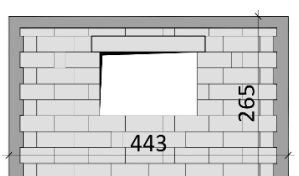
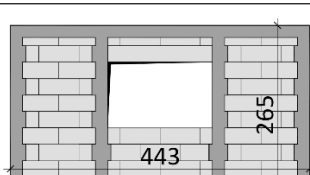
sowano beton klasy C20/25 i stal o granicy plastyczności 500 N/mm². Przeprowadzono podstawowe badania materiałowe, opisane szczegółowo w pracach (3, 8), których wyniki zamieszczono w tablicy 1. W badaniach murów z otworami stosowano systemowe nadproża z betonu komórkowego.

Half of the walls were constructed with unfilled vertical joints, and the other half with filled vertical joints. C20/25 concrete and steel with a yield strength of 500 N/mm² were used to tie the walls. Basic material tests were conducted, described in detail in the publications (3) and (8), the results of which are presented in Table 1. In

Tablica 2 / Table 2

PROGRAM BADAŃ ŚCIAN SKRĘPOWANYCH ŚCISKANYCH PIONOWO.

TEST PROGRAM FOR VERTICALLY COMPRESSED RESTRAINED WALLS.

Nazwa serii Series name	Schemat / Scheme	Skrępowanie Constraint	Wypełnienie spoin pionowych Filling of vertical joints	Liczba ścian Number of walls
MNS-Z1, MNS-Z2		Brak / None	Nie – oznaczenie / No – designation Z1	2
			Tak – oznaczenie / Yes – designation Z2	2
MNSO-Z1, MNSO-Z2		Brak / None	Nie – oznaczenie / No – designation Z1	2
			Tak – oznaczenie / Yes – designation Z2	2
MS-Z1, MS-Z2		Wzdłuż obwodu / Along the perimeter	Nie – oznaczenie / No – designation Z1	2
			Tak – oznaczenie / Yes – designation Z2	2
MSO-Z1, MSO-Z2		Wzdłuż obwodu / Along the perimeter	Nie – oznaczenie / No – designation Z1	2
			Tak – oznaczenie / Yes – designation Z2	2
M2SO-Z1, M2SO-Z2		Wzdłuż obwodu i przy otworze / Along the perimeter and at the opening	Nie – oznaczenie / No – designation Z1	2
			Tak – oznaczenie / Yes – designation Z2	2
			Razem / Total	20

3. Ściany poddane ściskaniu

3.1. Modele badawcze i technika badań

Zaplanowano i wykonano badania 20 ścian w pełnej skali, w tym 12 ścian skrzepowanych i 8 ścian nieskrzepowanych. Wykonano 4 ściany bez otworów skrzepowane obwodowo, 4 ściany z otworami skrzepowane obwodowo i 4 ściany z otworami skrzepowane obwodowo z dodatkowymi rdzeniami przy otworze. Badania ścian nieskrzepowanych obejmowały 4 ściany bez otworów i 4 ściany z otworem. W każdej serii wykonywano po dwie ściany z wypełnionymi i niewypełnionymi spoinami pionowymi. Pole powierzchni otworu w ścianach przyjęto równe 1,5 m², w celu stwierdzenia rzeczywistej konieczności stosowania elementów krępujących przy otworach jak nakazuje Eurokod 6. Program badań pokazano w tablicy 2.

the tests on walls with openings, system lintels made of aerated concrete were used.

3. Walls subjected to compression

3.1. Test models and testing methodology

A total of 20 full-scale walls were planned and tested, including 12 confined walls and 8 unconfined walls. The test programme comprised four walls without openings confined along their perimeter, four walls with openings confined along their perimeter, and four walls with openings confined along their perimeter with additional vertical cores adjacent to the opening. The tests on unconfined walls comprised four walls without openings and four walls with an opening. In each series, two walls were constructed with filled vertical joints and two with unfilled vertical joints. The opening area in the walls was set at 1.5 m² to determine whether confining

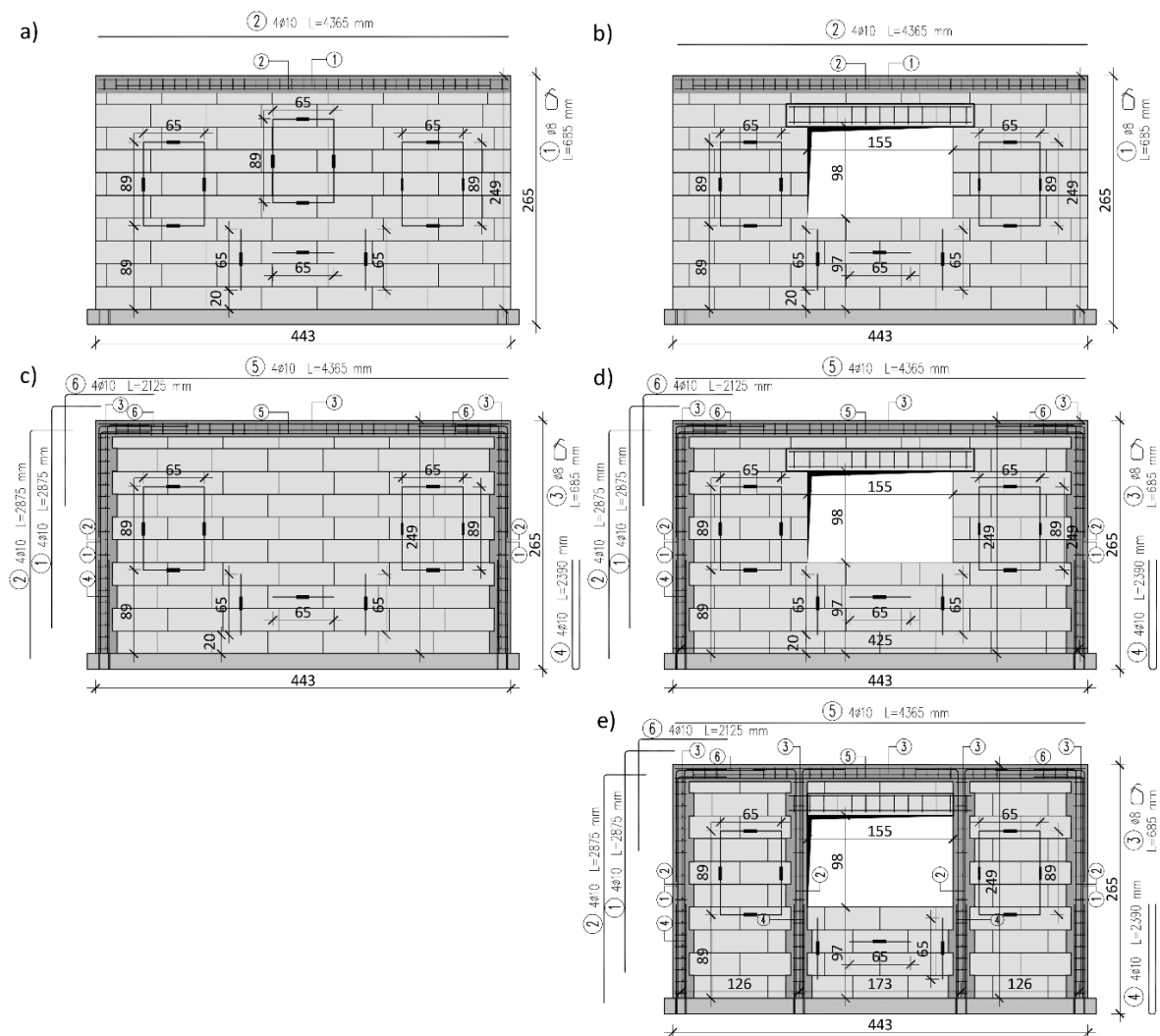
W elementach bez skrupowania na murach stosowano żelbetowy wieniec z betonu klasy C20/25, zbrojony 4 prętami średnicy 10 mm oraz strzemionami średnicy 8 mm. Żelbetowe skrupowanie wykonano w postaci dwóch lub czterech pionowych rdzeni usytuowanych wzdłuż krawędzi ściany oraz górnego i dolnego rygla. Połączenie żelbetowych rdzeni wykonano w postaci strzępi zazębiających się o minimalnym zakładzie wynoszącym 50 mm. Ze względu na ukształtowane strzępia szerokość poprzecznego przekroju rdzeni zmieniała się od 180 mm do 230 mm [$A = 0,041 \pm 0,032 \text{ m}^2$], natomiast grubość była identyczna i wynosiła 180 mm.

Zbrojenie pionowych rdzeni składało się z prętów średnicy 10 mm wykonanych ze stali B500SP umieszczonych w każdym narożu przekroju, uzyskując w miejscu minimalnej szerokości sumaryczny stopień zbrojenia wynoszący $\rho = 1,29\%$. Jako poprzeczne zbrojenie w rdzeniach zastosowano strzemiona wykonane z prętów średnicy 8 mm rozmieszczone co 250 mm w środkowym odcinku rdzenia i co 125 mm na odcinkach wykonanych zakładów zbrojenia. W modelach z otworami wykonano centralnie usytuowany otwór okienny o długości 1,55 m i wysokości 0,972 m o polu powierzchni wynoszącym $1,50 \text{ m}^2$. Jako nadproże zastosowano systemową prefabrykowaną belkę z betonu komórkowego,

elements adjacent to openings are actually required, as specified by Eurocode 6. The test programme is presented in Tab. 2.

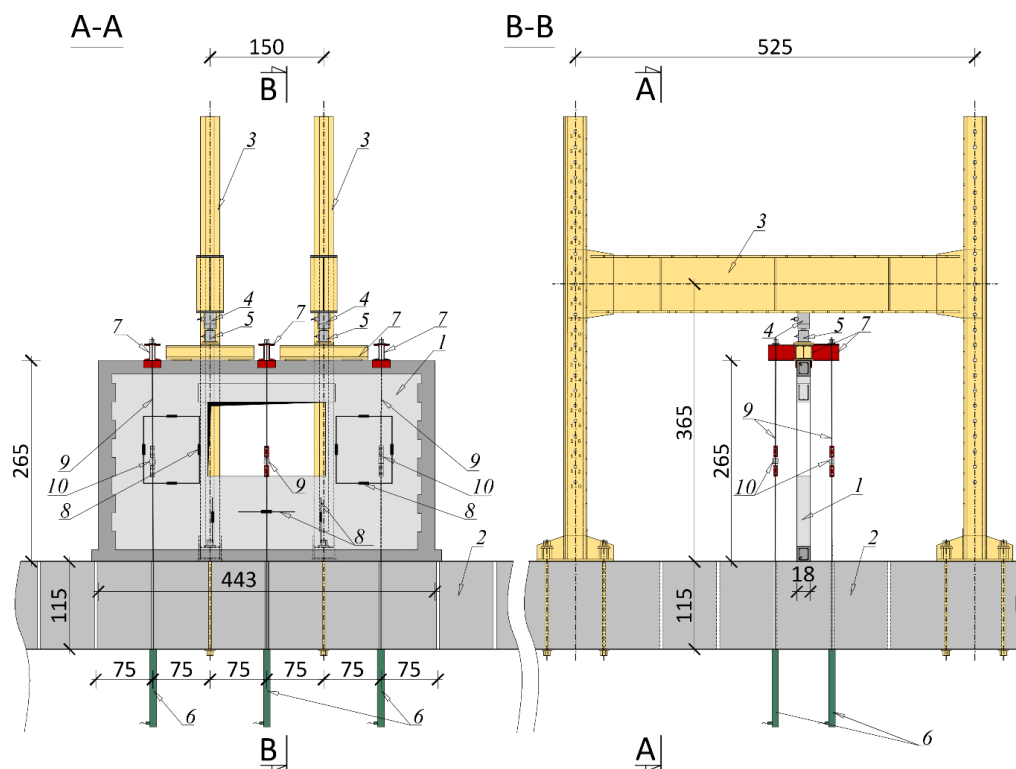
In the unconfined specimens, a reinforced concrete tie-beam made of C20/25 concrete was provided on top of the masonry walls, reinforced with four 10 mm diameter longitudinal bars and 8 mm diameter stirrups. The reinforced concrete confinement consisted of two or four vertical cores located along the wall edges, together with top and bottom tie-beams. The reinforced concrete cores were connected to the masonry using interlocking toothed joints with a minimum overlap of 50 mm. Due to the geometry of the toothed joints, the cross-sectional area of the cores varied from 0.041 to 0.032 m^2 , while their thickness was constant at 180 mm.

The reinforcement of the vertical cores consisted of 10-mm-diameter bars made of B500SP steel placed at each corner of the cross-section, resulting in a total reinforcement ratio of $\rho = 1.29\%$ at the point of minimum width. For transverse reinforcement in the cores, stirrups made of 8 mm -diameter bars were used, spaced every 250 mm in the central section of the core and every 125 mm in the sections with reinforcement overlaps. In the models with openings, a centrally located window opening was created with a length of 1.55 m and a height of 0.972 m, with an area of



Rys. 1. Badane ściany: a) MNS-Z1 i MNS-Z2, b) MNSO-Z1 i MNSO-Z2, c) MS-Z1 i MS-Z2, d) MSO-Z1 i MSO-Z2, e) M2SO-Z1 i M2SO-Z2.

Fig. 1. Tested walls: a) MNS-Z1 and MNS-Z2, b) MNSO-Z1 and MNSO-Z2, c) MS-Z1 and MS-Z2, d) MSO-Z1 and MSO-Z2, e) M2SO-Z1 and M2SO-Z2.



Rys. 2. Stanowisko do badań ścian w pełnej skali: 1 – badana ściana, 2 – płyta wielkich sił, 3 – rama stalowa, 4 – siłownik, 5 – siłomierz bębnowy, 6 – siłownik tłokowy, 7 – trawers, 8 – baza pomiaru przemieszczeń, 9 – ciągnio, 10 – siłomierz na ciągnio.

Fig. 2. Full-scale wall testing stand: 1 – test wall, 2 – high-force plate, 3 – steel frame, 4 – actuator, 5 – drum-type force gauge, 6 – piston actuator, 7 – crossbeam, 8 – displacement measurement base, 9 – tie rod, 10 – force gauge on the tie rod.

zbrojoną 3 prętami średnicy 8 mm dołem i 2 górą oraz otwartymi strzemionami z prętów średnicy 4,5 mm w rozstawie co 150 mm. Widok zbrojenia i geometrii modeli pokazano na rys. 1.

Modele obciążano za pomocą dwóch siłowników o zakresie 1000 kN, mocowanych do dwóch stalowych ram zamocowanych w tzw. płycie wielkich sił laboratorium [strop żelbetowy o grubości 1,15 m] w rozstawie co 1,5 m, symetrycznie. Obciążenie z siłowników rozkładano na dwie siły skupione za pomocą stalowych belek trawersowanych. Dodatkowo modele obciążano przy pomocy trzech układów ciągnowych przez siłowniki tłokowe zamocowane od spodu stropu wielkich sił. Siłowniki te mają zakres 25 kN, w związku z tym na jedną parę przypadało obciążenie 50 kN zwiększone nieznacznie o ciężar stalowego trawersu.

W poziomie żelbetowego wieńca każdy model był zatem obciążany 4 siłami z belek trawersowych, które obciążano siłownikami mocowanymi do ram oraz trzema układami ciągnowymi, które obciążano poprzez siłowniki tłokowe, mocowane od spodu płyty wielkich sił [rys. 2]. Siłowniki tłokowe przekazywały obciążenie na stalowe ciągnia, które poprzez belki trawersowe obciążały model. Płyta wielkich sił w laboratorium zaopatrzona jest w otwory średnicy 65 mm w rozstawie co 75 cm, w kierunku podłużnym i poprzecznym. Otwory te służą do mocowania ram, przez które przykłada się obciążenie do modeli badawczych oraz do przepuszczania ciągnien mocowanych do siłowników tłokowych.

1.50 m². A prefabricated aerated concrete beam was used as the lintel, reinforced with 3 bars of 8 mm diameter at the bottom and 2 at the top, as well as open stirrups made of bars with diameters of 4.5 mm spaced every 150 mm. A view of the reinforcement and the geometry of the models is shown in Fig. 1.

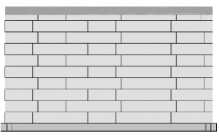
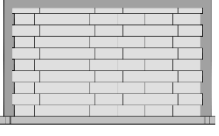
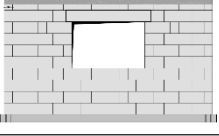
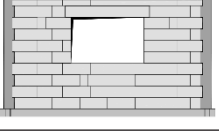
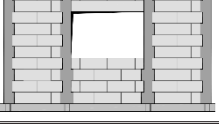
The models were loaded using two 1000 kN actuators, mounted on two steel frames secured to the laboratory's "high-force slab" [a 1.15 m thick reinforced concrete slab] at 1.5 m intervals, symmetrically. The load from the actuators was distributed into two concentrated forces using steel crossbeams. Additionally, the models were loaded using three tension systems via piston actuators mounted on the underside of the high-force slab. These actuators have a range of 25 kN; consequently, each pair was subjected to a load of 50 kN, slightly increased by the weight of the steel crossbeam.

At the level of the reinforced concrete ring beam, each model was therefore loaded by four forces from the crossbeams which were loaded by actuators attached to the frames and by three cable systems, which were loaded via piston actuators mounted on the underside of the high-force slab [Fig. 2]. The piston actuators transferred the load to the steel tie rods, which, via the crossbeams, applied the load to the model. The high-force plate in the laboratory is equipped with 65-mm-diameter holes spaced 75 cm apart in both the longitudinal and transverse directions. These holes are used to secure the frames through which the load is applied to the test models and to route the tie rods attached to the piston actuators.

Tablica 3 / Table 3

WYNIKI BADAŃ MURÓW BEZ OTWORÓW.

TEST RESULTS FOR WALLS WITHOUT OPENINGS.

Nazwa serii / Series name			Siła rysująca / Cracking load, kN	Siła niszcząca / Failure load, kN
	MNS-Z1	MNS-Z1-1	475.6	1223.3
		MNS-Z1-2	473.8	1255.2
	MNS-Z2	MNS-Z2-1	377.1	1334.7
		MNS-Z2-2	332.0	929.2
	MS-Z1	MS-Z1-1	480.2	1656.9
		MS-Z1-2	472.7	1662.6
	MS-Z2	MS-Z2-1	456.6	1600.1
		MS-Z2-2	371.8	1638.4
	MNSO-Z1	MNSO-Z1-1	160.4	444.7
		MNSO-Z1-2	200.0	451.2
	MNSO-Z2	MNSO-Z2-1	202.0	460.5
		MNSO-Z2-2	152.3	477.4
	MSO-Z1	MSO-Z1-1	192.6	496.1
		MSO-Z1-2	192.5	503.4
	MSO-Z2	MSO-Z2-1	180.1	478.4
		MSO-Z2-2	155.1	472.2
	M2SO-Z1	M2SO-Z1-1	270.6	591.0
		M2SO-Z1-2	303.9	570.1
	M2SO-Z2	M2SO-Z2-1	259.2	614.3
		M2SO-Z2-2	295.2	600.0

3.2. Wyniki badań ścian ściskanych

W tablicy 3 podano siły niszczące i rysujące badane ściany. Za siły te uznano sumę obciążenia ze stalowych ram i układów cięgowych, powiększoną o ciężar stalowych trawersów odpowiednio w momencie zniszczenia ściany i w momencie pojawienia się pierwszej rysy.

W przypadku ścian bez otworów nie stwierdzono istotnego wpływu wypełnienia spoin zarówno na nośność modeli skrzepowanych, jak i nieskrzepowanych. Nie stwierdzono również wpływu skrzepowania na poziom sił powodujących zarysowanie modeli. Skrzepowanie ścian miało natomiast istotny wpływ na poziom sił niszczących modele. W przypadku modeli z niewypełnionymi spoinami czołowymi skrzepowanie spowodowało wzrost nośności modeli średnio o ponad 34%, a w przypadku modeli z wypełnionymi spoinami o ponad 43%.

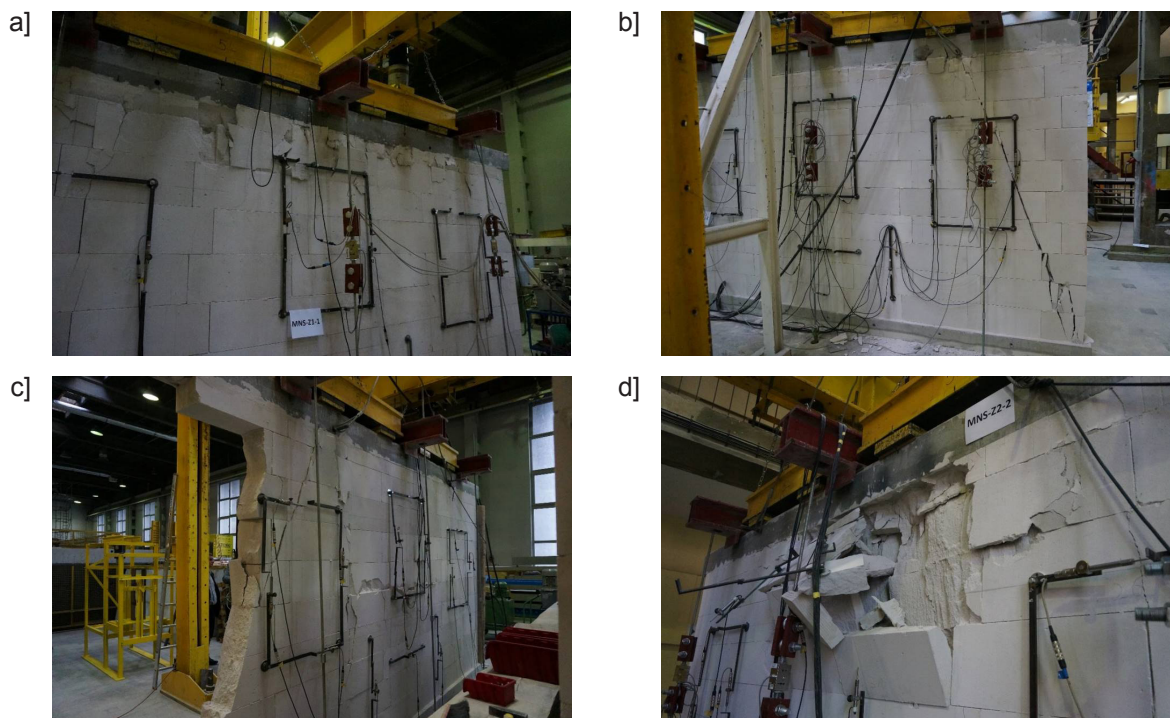
We wszystkich modelach bez otworów zniszczenie było podobne i nastąpiło przez miażdżenie oraz odspojenie bocznych powierzchni elementów murowych, najczęściej zabudowanych bezpośrednio pod żelbetowym wieńcem. W modelach MNS-Z1-2 i MNS-Z2-1 powstały dodatkowo rysy ukośne biegnące od miejsca przyłożenia siły z trawersu ramy do dołu modelu. Rozwarcie rys w momencie zniszczenia badanych modeli nieskrzepowanych było znaczne i lokalnie przekraczało 7 mm. W modelu MNSO-Z2-1 doszło nawet do zawalenia się części ściany przy krawędzi modelu, wzdłuż krawędzi zarysowania. Uszkodzenia nieskrzepowanych ścian pełnych pokazano na rys. 3. Rysy ukośne występowały również

3.2. Test results for walls subjected to compression

Tab. 3 presents the failure and cracking loads of the tested walls. These loads were defined as the sum of the load applied by the steel frames and tie-rod systems, increased by the weight of the steel spreader beams, determined at the moment of wall failure and at the onset of the first crack, respectively.

For walls without openings, no significant effect of vertical joint filling was observed on the load-bearing capacity of either the confined or unconfined specimens. No effect of confinement on the load levels corresponding to the onset of cracking was observed either. Confinement, however, had a significant effect on the failure loads of the specimens. For specimens with unfilled head joints, confinement resulted in an average increase in load-bearing capacity of more than 34 %, whereas for specimens with filled head joints, the increase exceeded 43 %.

In all models without openings, failure occurred in a similar manner and was caused by crushing and spalling of the side surfaces of the masonry units, most often those located directly beneath the reinforced concrete tie-beam. In models MNS-Z1-2 and MNS-Z2-1, additional diagonal cracks developed, extending from the point where the load was applied through the frame spreader beam to the bottom of the model. At failure, the crack widths in the unconfined specimens were substantial and locally exceeded 7 mm. In model MNSO-Z2-1, part of the wall near the specimen edge even collapsed along the crack line. Damage to the unconfined solid walls is shown in Fig. 3.



Rys. 3. Uszkodzenia ścian pełnych: a) MNS-Z1-1, b) MNS-Z1-2, c) MNS-Z2-1, d) MNS-Z2-2.

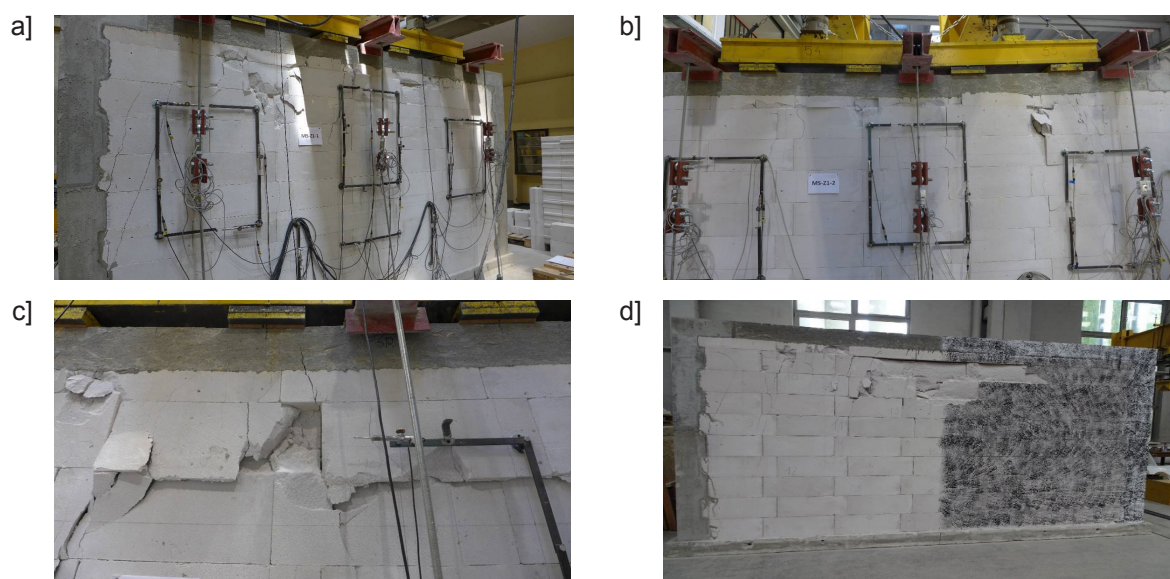
Fig. 3. Damage to solid walls: a) MNS-Z1-1, b) MNS-Z1-2, c) MNS-Z2-1, d) MNS-Z2-2.

w modelach skrępowanych, przy czym ich rozwarście było znacznie mniejsze i nie przekraczało 0,5 mm. Zniszczenie modeli nie następowało jednak na skutek wystąpienia zarysowania. Obserwowano miażdżenie elementów murowych i odspojenia wzdłuż płaszczyzn bocznych. Uszkodzenia te koncentrowały się pod górnym rygłem, głównie w strefie środkowej modeli. Po zniszczeniu muru następowało zarysowanie żelbetowego rygla. Na rys. 4 pokazano zniszczenie skrępowanych modeli bez otworów.

W przypadku modeli z otworami również nie stwierdzono istotnego wpływu wypełnienia spoin zarówno na nośność modeli skrępowanych, jak i nieskrępowanych. Nie stwierdzono ponadto wpływu skrępowania na poziom sił powodujących zarysowanie modeli

Diagonal cracks were also observed in the confined specimens; however, their widths were considerably smaller and did not exceed 0.5 mm. Failure of the specimens did not occur as a result of cracking. Crushing of the masonry units and spalling along their side faces were observed. These failures were concentrated beneath the upper tie-beam, mainly in the central region of the specimens. After failure of the masonry, cracking of the reinforced concrete tie-beam occurred. Fig. 4 shows the failure of the confined solid-wall specimens.

For walls with openings, no significant effect of vertical joint filling was observed on the load-bearing capacity of either the confined or unconfined specimens. No effect of confinement on the load



Rys. 4. Uszkodzenia skrępowanych ścian pełnych: a) MS-Z1-1, b) MS-Z1-2, c) MS-Z2-1, d) MS-Z2-2.

Fig. 4. Damage to confined solid walls: a) MS-Z1-1, b) MS-Z1-2, c) MS-Z2-1, d) MS-Z2-2.

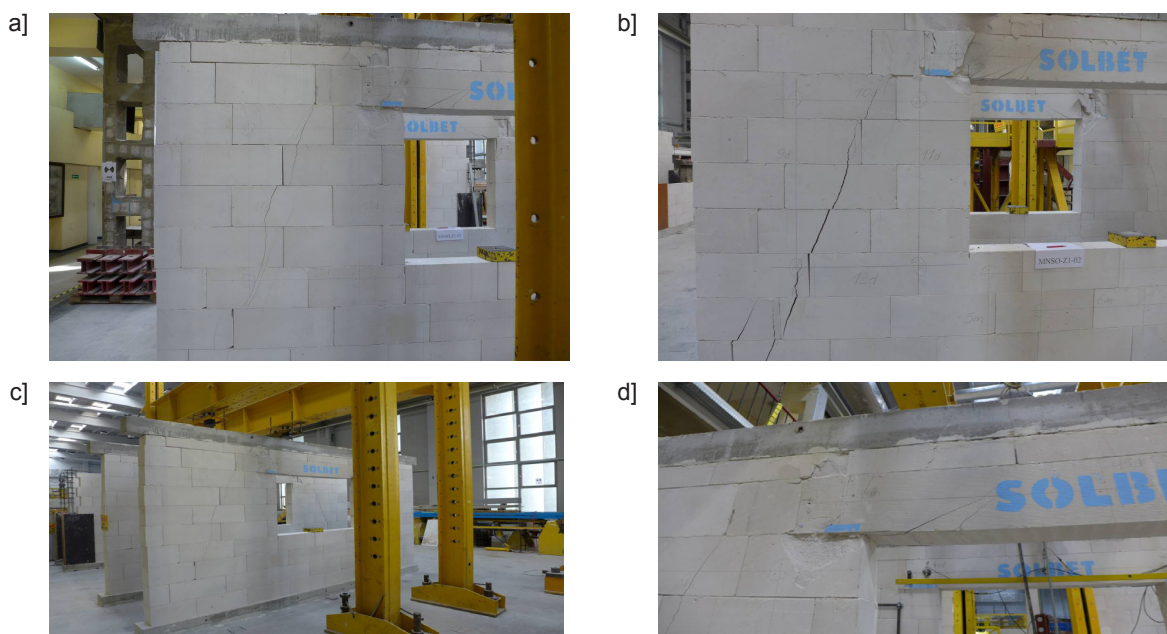
nieskrępowanych z zewnętrznym skrępowaniem, co związane było z pojawieniem się pierwszych rys zawsze w nadprożach. Jedynie w murach z dodatkowymi elementami krępującymi przy otworach stwierdzono wyraźny wzrost poziomu naprężeń rysujących, który w modelach z niewypełnionymi spoinami pionowymi wynosił 59,4% - w porównaniu do modeli nieskrępowanych i 49,2% w porównaniu do modeli skrępowanych tylko zewnętrze. Oczywiście, wzrost ten wynika z utwierdzenia nadproży w żelbetowych wewnętrznych rdzeniach. Wzrost naprężeń rysujących modele z dodatkowymi elementami krępującymi przy otworach w modelach z wypełnionymi spoinami pionowymi wynosił 56,4% - w porównaniu do modeli nieskrępowanych i 65,4% - w porównaniu do modeli skrępowanych tylko zewnętrze.

Skrępowanie ścian miało istotny wpływ na poziom sił niszczących modele jedynie w razie zastosowania dodatkowych elementów krępujących. W wypadku modeli z niewypełnionymi spoinami czołowymi skrępowanie czterema rdzeniami spowodowało wzrost nośności modeli średnio o ponad 29,6% w porównaniu do modeli nieskrępowanych, a w przypadku modeli z wypełnionymi spoinami wzrost ten wyniósł 29,4%. Wzrosty te widać wyraźnie na uśrednionych wykresach siła-odkształcenie. We wszystkich modelach z otworami pierwsze rysy pojawiały się w nadprożach. Dlatego poziom naprężeń rysujących był zbliżony w modelach nieskrępowanych i skrępowanych obwodowo. W modelach nieskrępowanych, niezależnie czy z wypełnionymi, czy z niewypełnionymi spoinami powstały rysy ukośne biegnące od miejsca przyłożenia siły z trawersu ramy do dołu modelu. Rozwarcie rys w momencie zniszczenia badanych modeli nieskrępowanych było znaczne i lokalnie przekraczało 5 mm. Rysy ukośne występowały również w modelach skrępowanych, przy czym rys było więcej, a ich rozwarcie było znacznie mniejsze i nie przekraczało 0,3 mm.

Zniszczenie modeli nie następowało jednak na skutek wystąpienia zarysowania nadproża, lecz na skutek docisku i uszkodzenia

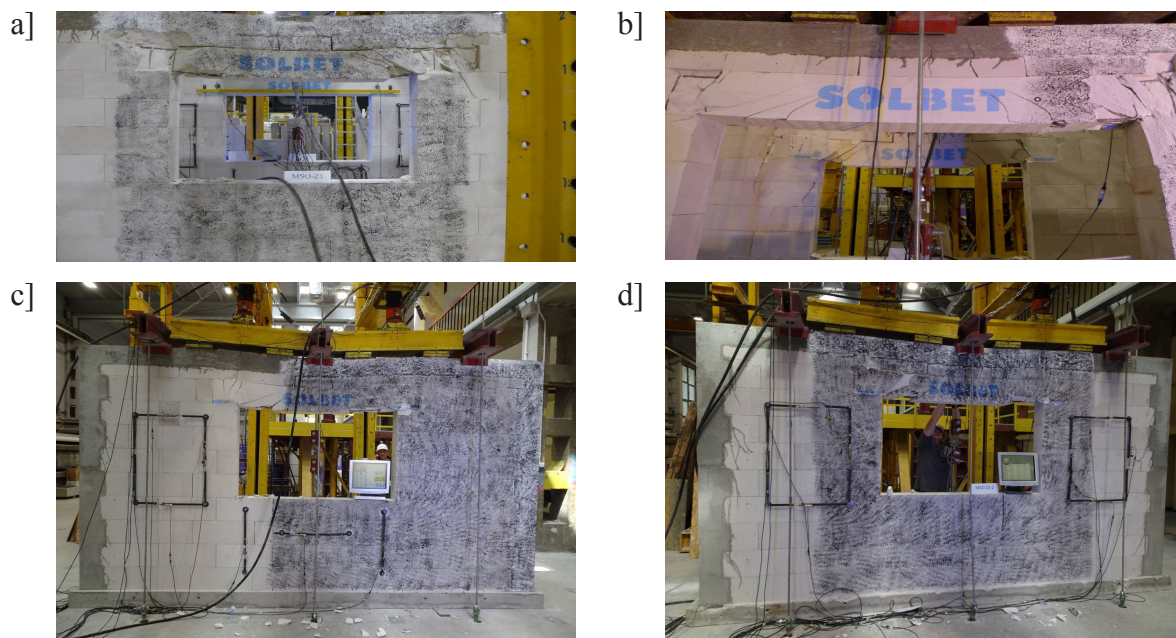
levels corresponding to the onset of cracking was observed for the specimens with external confinement, as the first cracks always developed in the lintels. A clear increase in the cracking stress level was observed only in walls with additional confining elements adjacent to the openings. For specimens with unfilled vertical joints, the increase was 59.4 % compared with the unconfined specimens and 49.2 % compared with the specimens with external confinement only. This increase resulted from the fixed-end restraint of the lintels provided by the internal reinforced concrete cores. For specimens with filled vertical joints, the increase in the cracking stress level for walls with additional confining elements adjacent to the openings was 56.4 % compared with the unconfined specimens and 65.4 % compared with the specimens with external confinement only.

Confinement of the walls had a significant effect on the failure loads of the specimens only when additional confining elements were provided. For specimens with unfilled head joints, confinement by four cores resulted in an average increase in load-bearing capacity of more than 29.6 % compared with the unconfined specimens, while for specimens with filled joints, the increase was 29.4 %. These increases are clearly visible in the averaged load-deformation curves. In all specimens with openings, the first cracks developed in the lintels. Therefore, the cracking stress levels were similar for the unconfined and externally confined specimens. In the unconfined specimens, regardless of whether the vertical joints were filled or unfilled, diagonal cracks developed from the point of load application through the frame spreader beam towards the bottom of the specimen. At failure, the crack widths in the tested unconfined specimens were substantial and locally exceeded 5 mm. Diagonal cracks were also observed in the confined specimens; however, there were more cracks, while their widths were considerably smaller and did not exceed 0.3 mm.



Rys. 5. Uszkodzenia ścian z otworami: a) MNSO-Z1-1, b) MNSO-Z1-2, c) MNSO-Z2-1, d) MNSO-Z2-2.

Fig. 5. Damage to walls with openings: a) MNSO-Z1-1, b) MNSO-Z1-2, c) MNSO-Z2-1, d) MNSO-Z2-2.



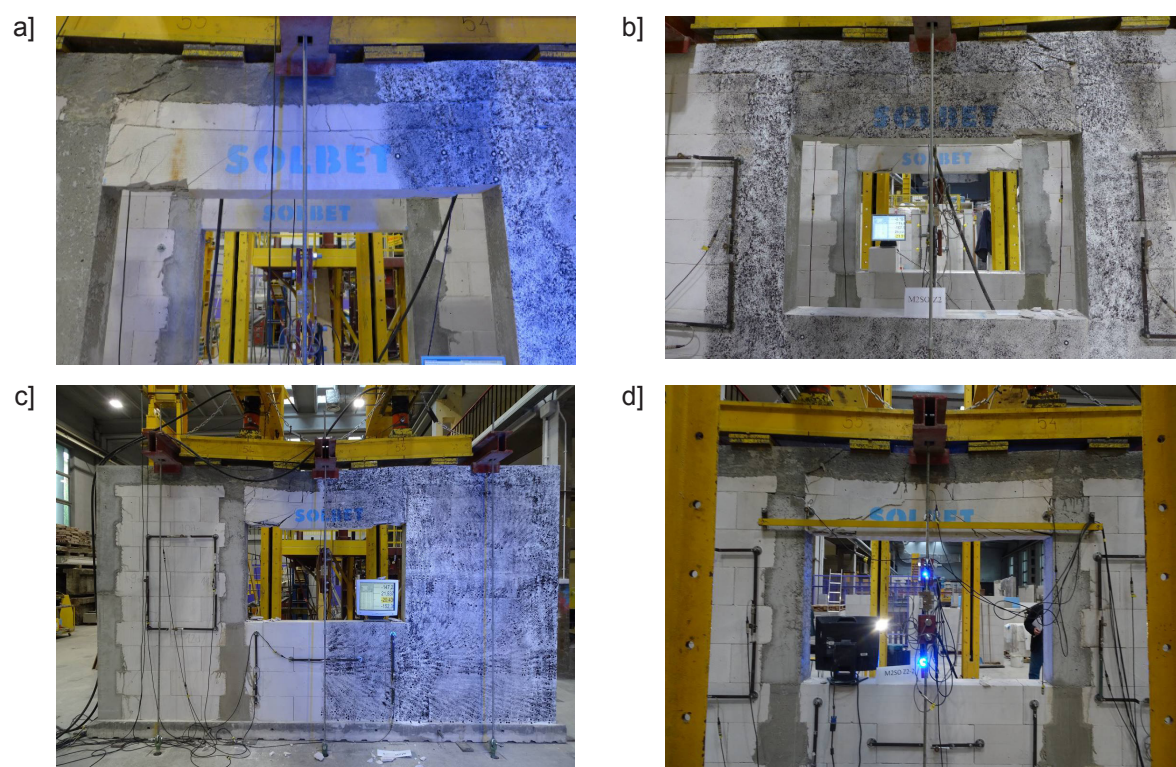
Rys. 6. Uszkodzenia ścian z otworami i zewnętrznym skrzepowaniem: a) MSO-Z1-1, b) MSO-Z1-2, c) MSO-Z2-1, d) MSO-Z2-2.

Fig. 6. Damage to walls with openings and external confinement: a) MSO-Z1-1, b) MSO-Z1-2, c) MSO-Z2-1, d) MSO-Z2-2.

murów w okolicy oparcia nadproży. W murach skrzepowanych zewnątrz dochodziło ponadto do zarysowania żelbetowego rygla górnego. Na rys. 5 pokazano zniszczenie nieskrzepowanych modeli z otworami, natomiast na rys. 6 zniszczenie modeli z otworami z zewnętrznym skrzepowaniem.

W modelach z dodatkowymi elementami krępującymi przy otworach zniszczenie występowało w nadprożu i murze nad nadprożem.

Failure of the specimens did not occur as a result of cracking of the lintels, but rather due to compression and damage to the masonry in the vicinity of the lintel supports. In externally confined masonry walls, cracking of the upper reinforced concrete tie-beam was also observed. Fig. 5 shows the failure of the unconfined specimens with openings, while Fig. 6 shows the failure of the specimens with openings and external confinement.



Rys. 7. Uszkodzenia ścian z otworami i podwójnym skrzepowaniem: a) M2SO-Z1-1, b) M2SO-Z1-2, c) M2SO-Z2-1, d) M2SO-Z2-2.

Fig. 7. Damage to walls with openings and double confinement: a) M2SO-Z1-1, b) M2SO-Z1-2, c) M2SO-Z2-1, d) M2SO-Z2-2.

Dochodziło do zarysowania żelbetowego rygla górnego. Na rys. 7 pokazano zniszczenie murów skrzepowanych z dodatkowymi rdzeniami przy otworach.

4. Ściany poddane ścinaniu

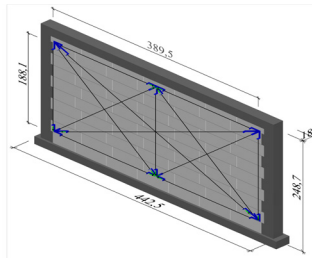
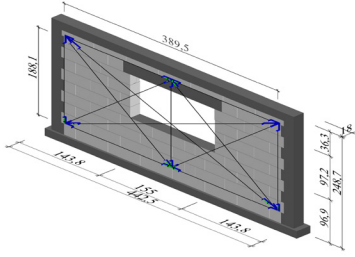
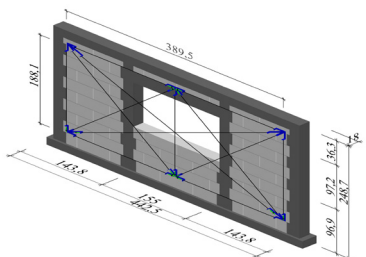
4.1. Modele badawcze i technika badań

W tablicy 4. przedstawiono program badań doświadczalnych skrzepowanych żelbetem ścian z ABK ścinanych monotonicznie. Zbadano 18 modeli ścian o długości 4,0 m i wysokości ~2,5 m z otworem i bez otworu. Wykonano 6 modeli skrzepowanych bez otworów, 6 modeli ze skrzepowaniem oznaczonym, jako typ C1 oraz 6 modeli ze skrzepowaniem typu C2. Skrzepowanie wykonano według zaleceń normy EC-6 (6). Modele badano przy trzech różnych wartościach wstępnych naprężeń ściskających wynoszących 0,1, 0,75 i 1,0 N/mm².

Tablica 4 / Table 4

PROGRAM BADAŃ SKRZEPOWANYCH ŻELBETEM ŚCIAN Z ABK ŚCINANYCH MONOTONICZNIE.

EXPERIMENTAL PROGRAMME FOR REINFORCED CONCRETE-CONFINED AAC MASONRY WALLS SUBJECTED TO MONOTONIC SHEAR LOADING.

Nr serii Series No	Geometria modelu / Specimen geometry	Nazwa serii [rodzaj skrzepowania] Series Name [type of restraint]	σ_c , N/mm ²	Liczba ścian / Number of walls	
				przy σ_c	Suma / Sum
1		HOS-C-AAC elementy referencyjne / reference elements	0.10	2	2
			0.75	2	2
			1.0	2	2
2		HAS-C1-AAC	0.10	2	2
			0.75	2	2
			1.0	2	2
3		HAS-C2-AAC	0.10	2	2
			0.75	2	2
			1.0	2	2
				Razem Total:	18

In specimens with additional confining elements adjacent to the openings, failure occurred in the lintel and in the masonry above the lintel. Cracking of the upper reinforced concrete tie-beam was also observed. Fig. 7 shows the failure of the confined masonry walls with additional cores adjacent to the openings.

4. Walls subjected to shear

4.1. Test models and testing methodology

Tab. 4 presents the experimental test programme for AAC masonry walls confined by reinforced concrete and subjected to monotonic shear loading. Eighteen wall specimens, approximately 4.0 m long and 2.5 m high, with and without openings, were tested. Six unperforated confined wall specimens, six specimens with C1-type confinement, and six specimens with C2-type confinement were tested. The confinement was designed in accordance with

Badania podzielono na 3 serie zróżnicowane pod względem obecności otworów i skrzepowania. Serię referencyjną oznaczoną HOS-C-AAC stanowiły ściany bez otworów z rdzeniami żelbetowymi na krawędziach ściany domkniętych poziomymi ryglami w dolnej i górnej części ściany. Pozostałe dwie serie HAS-C1-AAC oraz HAS-C2-AAC wykonano z otworem okiennym zlokalizowanym symetrycznie w środku o wymiarach poziomym 1,55 m i o wysokości 0,97 m i powierzchni $A = 1,5 \text{ m}^2$. W serii HAS-C1-AAC układ skrzepowania był analogiczny jak w serii ścian referencyjnych, natomiast w serii HAS-C2-AAC oprócz obwodowego skrzepowania dodano rdzenie biegnące wzdłuż pionowych krawędzi otworów okiennych. Wszystkie modele wykonano z elementów murowych z ABK o parametrach przedstawionych w tablicy 1. Zbrojenie elementów skrzepowania ścian ścinanych było identyczne jak w ścianach poddanych ścisnaniu pokazanych na rys. 1. Krępujące elementy żelbetowe wykonano z betonu o wytrzymałości na ścisnienie równej $f_{c,cube} = 25,2 \text{ N/mm}^2$.

Nad otworami okiennymi dla modeli serii HAS-C1-AAC i HAS-C2-AAC zastosowano żelbetowe, częściowo prefabrykowane nadproża wykonane z systemowych kształtek typu „U” SOLBET, które wykorzystano jako tracony szalunek żelbetowego rdzenia. Kształtki wykonane z betonu komórkowego miały długość 500 mm, szerokość 180 mm i wysokość 240 mm, a grubość dwóch ścianek środkowych oraz stopki dolnej wynosiła 40 mm. Rdzeń został wypełniony betonem nominalnej klasy C20/25. Wykonane nadproża miały przekrój prostokątny o wymiarach równych $b \times h = 180 \times 240 \text{ mm}$ i zróżnicowaną w zależności od rodzaju otworu długość. Żelbetowy rdzeń, w którym umieszczano zbrojenia miał szerokość równą $b = 100 \text{ mm}$, a wysokość $h = 160 \text{ mm}$. Nadproża N11, które użyto w modelach serii HAS-C1-AAC miały długość równą 1800 mm z całkowicie schowanym zbrojeniem podłużnym. Betonowy rdzeń został zazbrojony prefabrykowanymi siatkami stalowymi składającymi się z dwóch podłużnych prętów średnicy 12 mm ze stali B500SP. Jako poprzeczne zbrojenie na ścinanie w każdej siatce zastosowano pręty średnicy 8 mm w rozstawie 100 mm spawane prostopadłe do podłużnych prętów siatek. Nadproża N12 użyte w modelach serii HAS-C2-AAC miały długość 1550 mm z wyprowadzonymi obustronnie na zewnątrz prętami podłużnego zbrojenia służącymi do zmonolityzowania z pionowymi trzpieniami zlokalizowanymi przy otworze okiennym. Konstrukcja zbrojenia żelbetowego rdzenia była identyczna jak w nadprożach typu N11. Widok konstrukcji zbrojenia nadproży pokazano na rys. 8.

Badania wszystkich elementów wykonano w stanowisku badawczym [szczegółowo opisanym w pracach (14, 15, 16)], umożliwiającym ścinanie elementów z jednoczesnym ścisnieniem. Stanowisko umożliwiało badania ścian o długości $>4,5 \text{ m}$ i wysokości $>2,5 \text{ m}$ w schemacie pełnego utwierdzenia. Maksymalne, możliwe poziome obciążenie wynosiło 3000 kN, a pionowe ścisniane przy użyciu specjalnego systemu ciągnowego mogło być równe 1250 kN.

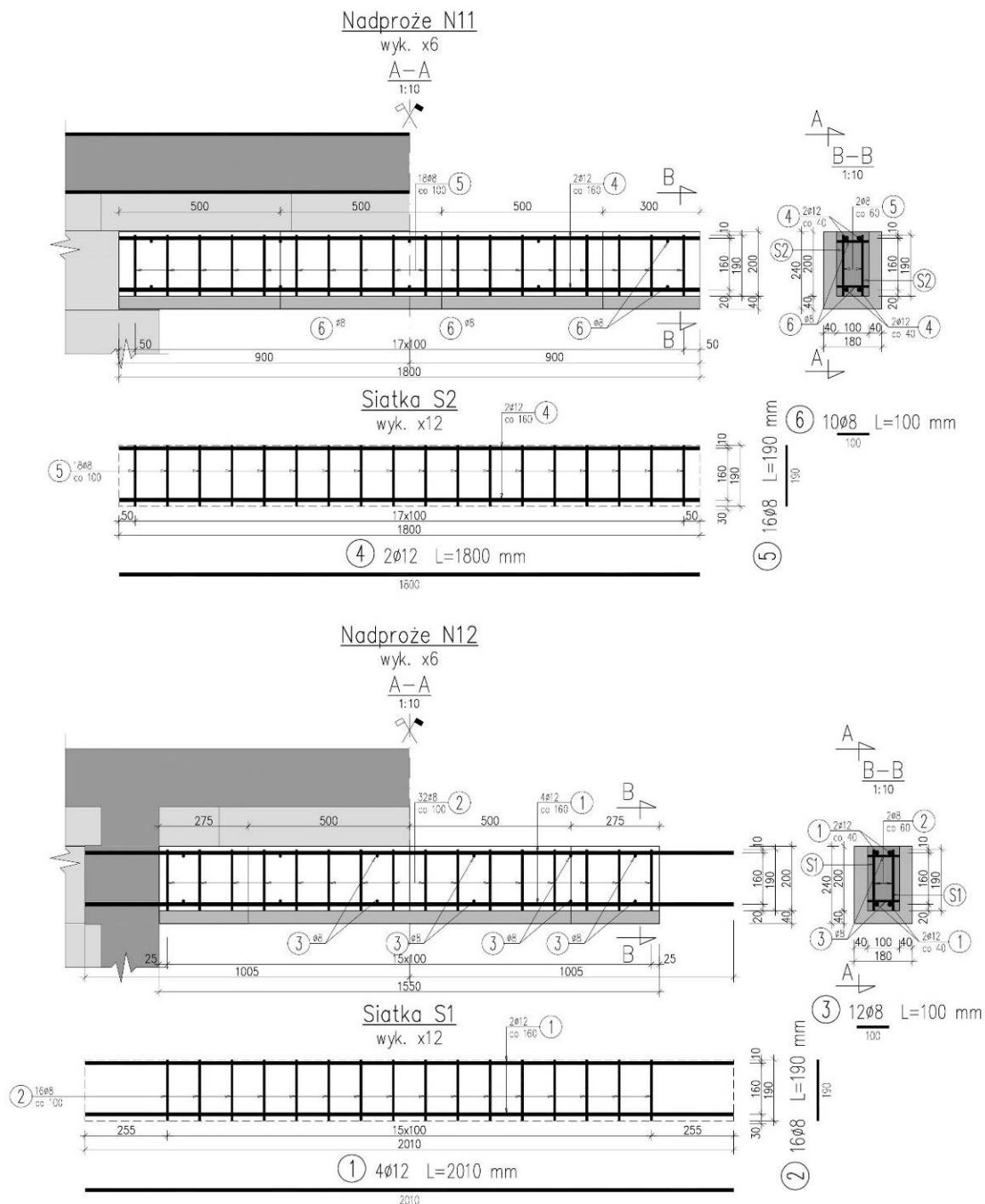
W trakcie badań dokonywano pomiarów kątów odkształcenia postaciowego za pomocą układu ramkowego mocowanego po obydwu stronach modelu – rys. 9. Na podstawie pomiarów zmian długości odcinków l_{c0} , l_{f0} , l_{l0} , l_{j0} , l_{g0} , l_{h0} za pomocą indukcyjnych

the recommendations of Eurocode 6 (6). The specimens were tested at three different levels of initial compressive stress: 0.1, 0.75, and 1.0 N/mm².

The tests were divided into three series differing in terms of the presence of openings and the type of confinement. The reference series, designated HOS-C-AAC, comprised walls without openings, with reinforced concrete cores at the wall edges connected by horizontal tie-beams at the bottom and top of the wall. The other two series, HAS-C1-AAC and HAS-C2-AAC, comprised walls with a window opening located symmetrically at the centre of the wall, with a width of 1.55 m, a height of 0.97 m, and an area $A = 1.5 \text{ m}^2$. In the HAS-C1-AAC series, the confinement arrangement was analogous to that used in the reference wall series, whereas in the HAS-C2-AAC series, additional cores were provided along the vertical edges of the window opening, in addition to the perimeter confinement. All specimens were constructed using AAC masonry units with the properties given in Tab. 1. The reinforcement of the confining elements in the shear wall specimens was identical to that used in the compression specimens shown in Fig. 1. The reinforced concrete confining elements were made of concrete with a cube compressive strength of $f_{c,cube} = 25.2 \text{ N/mm}^2$.

Above the window openings in the HAS-C1-AAC and HAS-C2-AAC specimens, reinforced concrete, partially prefabricated lintels were used. The lintels were manufactured using SOLBET system U-shaped AAC units, which served as permanent formwork for the reinforced concrete core. The AAC units were 500 mm long, 180 mm wide, and 240 mm high, with a thickness of 40 mm for both web walls and the bottom flange. The core was filled with concrete of nominal strength class C20/25. The completed lintels had a rectangular cross-section of $b \times h = 180 \times 240 \text{ mm}$ and a length varying depending on the type of opening. The reinforced concrete core containing the reinforcement had a width of $b = 100 \text{ mm}$ and a height of $h = 160 \text{ mm}$. The N11 lintels used in the HAS-C1-AAC specimens were 1800 mm long, with the longitudinal reinforcement fully embedded within the lintel. The concrete core was reinforced with prefabricated steel reinforcement meshes consisting of two longitudinal bars with a diameter of 12 mm, made of B500SP steel. Transverse shear reinforcement in each mesh consisted of 8 mm diameter bars spaced at 100 mm and welded perpendicular to the longitudinal bars of the meshes. The N12 lintels used in the HAS-C2-AAC specimens were 1550 mm long, with the longitudinal reinforcement bars extending beyond both ends to provide a monolithic connection with the vertical cores located adjacent to the window opening. The reinforcement arrangement of the reinforced concrete core was identical to that of the N11 lintels. A view of the lintel reinforcement arrangement is shown in Fig. 8.

All specimens were tested using a test setup [described in detail in (14, 15, 16)] that enabled shear testing under simultaneous compression. The setup allowed testing of walls more than 4.5 m long and more than 2.5 m high under fully fixed boundary conditions. The maximum horizontal load capacity was 3000 kN, while the vertical compressive load, applied using a dedicated tie-rod system, could reach 1250 kN.



Rys. 8. Zbrojenie prefabrykowanych żelbetowych nadproży wykorzystanych w badaniach ścian ścinanych.

Fig. 8. Reinforcement of precast reinforced concrete lintels used in shear wall tests.

przetworników przemieszczeń PJX-20 o rozdzielczości 0,002 mm i zakresie wskazań wynoszącym ± 10 mm.

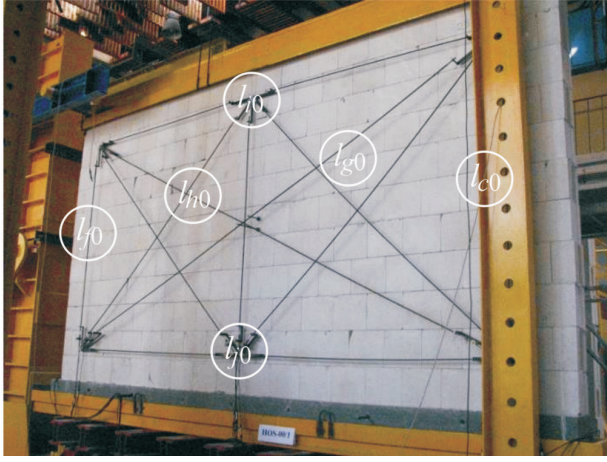
Do ogólnego opisu zachowania się ściany poddanej poziomemu ścinaniu operowano **globalnym kątem odkształcenia postaciowego** lub **globalnym kątem deformacji postaciowej** w fazie po zarysowaniu. Średnią wartość **globalnego kąta odkształcenia postaciowego** muru Θ , [przy i -tym poziomie obciążenia] określało, jako średnią arytmetyczną z cząstkowych wartości Θ_i

$$\Theta_i = \frac{1}{n} \left(\sum_{j=1}^{n=4} |\Theta_j| \right) \quad [1]$$

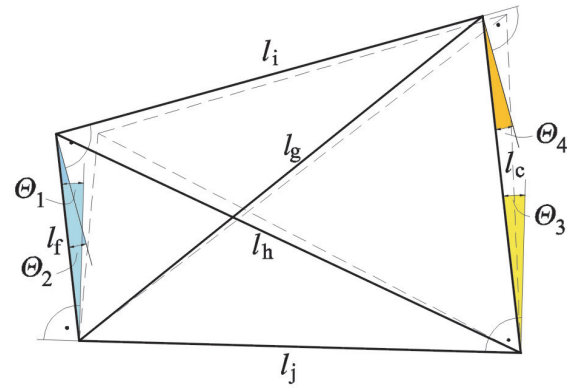
During the tests, shear strain angles were measured using a frame-type measurement system attached to both sides of the specimen, as shown in Fig. 9. The measurements were based on changes in the lengths of segments l_{c0} , l_{t0} , l_{o1} , l_{o2} , l_{o3} , l_{h0} measured using PJX-20 inductive displacement transducers with a resolution of 0.002 mm and a measurement range of ± 10 mm.

For the general description of the behaviour of the wall subjected to horizontal shear, the **global shear strain angle** or **global shear deformation angle** was used to describe the post-cracking stage. The mean value of the **global shear strain angle** of the masonry,

a)



b)



Rys. 9. Ramkowy system do pomiaru kątów odkształcenia postaciowego: a) oznaczenia baz pomiarowych, b) kąty odkształcenia postaciowego Θ_i [$\Theta_1, \Theta_2, \Theta_3, \Theta_4$].

Fig. 9. Frame system for measuring strain angles: a) measurement base markings, b) strain angles Θ_i [$\Theta_1, \Theta_2, \Theta_3, \Theta_4$].

gdzie: Θ_j – kąty odkształcenia postaciowego [rys. 9b], Θ_1 z trójkąta składającego się z odcinków l_f, l_h, l_j , Θ_2 z trójkąta składającego się z odcinków l_f, l_i, l_g , Θ_3 z trójkąta składającego się z odcinków l_j, l_c, l_g , Θ_4 z trójkąta składającego się z odcinków l_c, l_i, l_h .

Wartości naprężeń stycznych τ_i określano jako iloraz obciążenia poziomego H_i i pola powierzchni poziomego muru według zależności:

$$\tau_{v,i} = \frac{H_i}{A_h} \quad [2]$$

Jako siłę rysującą H_{cr} traktowano siłę, którą pomierzono w chwili pojawienia się najmniejszej widocznej gołym okiem nowej rysy [$\sim 0,1$ mm] w elementach murowych lub zaprawie, a odpowiadające jej naprężenia nazywano **naprężeniami rysującymi** τ_{cr} , a kąt Θ_{cr} nazywano **kątem odkształcenia postaciowego w chwili zarysowania**. Jako siłę niszczącą H_u uważano największą mierzoną siłę, przy której działaniu następował wzrost przemieszczeń rygla spoczywającego na górnej powierzchni modelu. Odpowiadające sile H_u naprężenia na górnej krawędzi ściany nazywano **naprężeniami niszczącymi** τ_u , a kąt Θ_u nazywano **kątem deformacji postaciowej**.

4.2. Wyniki badań ścian ścinanych

W ścianach skrępowanych ściskanych minimalnie do wartości $0,1$ N/mm² pierwsze rysy pojawiały się w okolicach dolnych i górnych narożników ścian. Wzrost obciążenia powodował łagodny rozwój rys w kierunku środkowego obszaru ściany, w którym tworzyły się dodatkowo rysy pionowe na przedłużeniu spoin czołowych, a na styku muru i żelbetowych elementów krępujących powstawały pionowe rysy. W odróżnieniu od ścian minimalnie ściskanych intensywność ukośnych zarysowań ścian wstępnie ściskanych do wartości $0,75$ N/mm² była zdecydowanie mniejsza. Pierwsze rysy powstały w środkowym obszarze muru, a następnie na styku elementów krępujących i muru. Podobnie przebiegał proces zarysowania elementów maksymalnie wstępnie ściskanych do

Θ_i [at the i -th load level] was determined as the arithmetic mean of the partial values Θ_j .

$$\Theta_i = \frac{1}{n} \left(\sum_{j=1}^{n=4} |\Theta_j| \right) \quad [1]$$

where: Θ_j – angles of shape deformation [Fig. 9b], Θ_1 from the triangle consisting of segments l_f, l_h, l_j , Θ_2 from the triangle consisting of segments l_f, l_i, l_g , Θ_3 from the triangle consisting of line segments l_j, l_c, l_g , Θ_4 from the triangle consisting of line segments l_c, l_i, l_h .

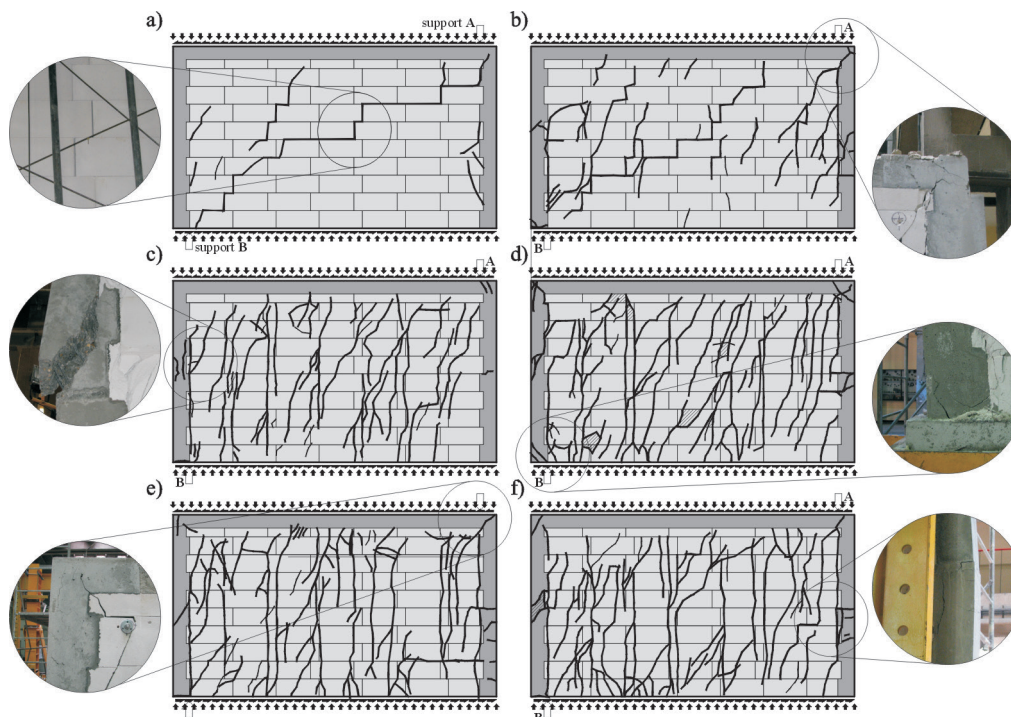
The values of shear stresses τ_i were determined as the quotient of the horizontal load H_i and the horizontal cross-sectional area of the wall according to the following equation:

$$\tau_{v,i} = \frac{H_i}{A_h} \quad [2]$$

The cracking force H_{cr} was defined as the force measured at the moment when the smallest new crack visible to the naked eye [$\sim 0,1$ mm] appeared in the masonry elements or mortar, and the corresponding stresses were referred to as **cracking stresses** τ_{cr} and the angle Θ_{cr} was referred to as **shear strain angle at cracking**. The failure force H_u was defined as the greatest measured force at which an increase in the displacements of the transom resting on the upper surface of the model occurred. The stresses at the upper edge of the wall corresponding to the force H_u were referred to as **failure stresses** τ_u , and the angle Θ_u was referred to as **shear deformation angle**.

4.2. Test results for walls subjected to shear

In the confined walls subjected to a minimum compressive stress of $0,1$ N/mm², the first cracks appeared near the lower and upper corners of the walls. As the load increased, the cracks gradually propagated towards the central region of the wall, where additional vertical cracks developed as extensions of the head joints.



Rys. 10. Obrazy zarysowań ścian skrzepowanych serii HOS-C-AAC w chwili zniszczenia: a] ściana HOS-C-AAC-010/1 wstępnie ściskana do wartości $\sigma_c = 0,1 \text{ N/mm}^2$, b] ściana HOS-C-AAC-010/2 ściana wstępnie ściskana do wartości $\sigma_c = 0,1 \text{ N/mm}^2$, c] ściana HOS-C-AAC-075/1 ściana wstępnie ściskana do wartości $\sigma_c = 0,75 \text{ N/mm}^2$, d] ściana HOS-C-AAC-075/2 ściana wstępnie ściskana do wartości $\sigma_c = 0,75 \text{ N/mm}^2$, e] ściana HOS-C-AAC-10/1 ściana wstępnie ściskana do wartości $\sigma_c = 1,0 \text{ N/mm}^2$, f] ściana HOS-C-AAC-10/2 ściana wstępnie ściskana do wartości $\sigma_c = 1,0 \text{ N/mm}^2$

Fig. 10. Images of cracks in the HOS-C-AAC series confined walls at the moment of failure: a] wall HOS-C-AAC-010/1 pre-compressed to a value of $\sigma_c = 0.1 \text{ N/mm}^2$, b] HOS-C-AAC-010/2 wall, pre-compressed to a value of $\sigma_c = 0.1 \text{ N/mm}^2$, c] HOS-C-AAC-075/1 wall, pre-compressed to a value of $\sigma_c = 0.75 \text{ N/mm}^2$, d] HOS-C-AAC-075/2 wall, pre-compressed to a value of $\sigma_c = 0.75 \text{ N/mm}^2$, e] HOS-C-AAC-10/1 wall, pre-compressed to a value of $\sigma_c = 1.0 \text{ N/mm}^2$, f] HOS-C-AAC-10/2 wall pre-compressed to a value of $\sigma_c = 1.0 \text{ N/mm}^2$

wartości $1,0 \text{ N/mm}^2$. Pierwsze rysy powstały w środkowym obszarze muru i miały niemal pionowy kierunek. Następnie tworzyły się rysy w styku muru i pionowych rdzeni. Dalszy wzrost obciążenia spowodował powstanie pionowych rys obejmujących swoim zasięgiem niemal całą wysokość muru. Obserwowano również poziome rysy w żelbetowych elementach krępujących.

Zniszczenie elementów przebiegało dość łagodnie. W modelach minimalnie ściskanych do wartości $0,1 \text{ N/mm}^2$ dominowały ukośne rysy obejmujące swoim zasięgiem niemal cały obszar ściany – rys. 10a,b. Wystąpiły rysy w górnym narożu elementów krępujących oraz w połowie wysokości rdzenia. – rys. 10b. W elementach ściskanych do wartości $0,75 \text{ N/mm}^2$ oraz $1,0 \text{ N/mm}^2$ intensywność zarysowań była zdecydowanie większa. Dominowały jednak pionowe rysy powstałe na przedłużeniu nieprzewiązanych spoin czołowych. Żelbetowe rdzenie uległy ścięciu mniej więcej w połowie wysokości – rys. 10c, oprócz tego wystąpiły rysy w rozciąganych narożnikach – rys. 10d. W ścianach maksymalnie ściskanych destrukcja muru wywołała wyraźne wygięcie elementów żelbetowych i związane z tym zarysowanie poziome rdzeni – rys. 10e, f.

W ścianach skrzepowanych serii HAS-C1-AAC minimalnie ściskanych do wartości $0,1 \text{ N/mm}^2$ pierwsze zarysowanie ściany powstało w miejscu oparcia nadproża w górnym obszarze ściany od strony podpory A – rys. 11a, a następnie w dolnej części filarka od strony podpory B – rys. 11b. Powstały również zarysowania w miejscu

Vertical cracks also formed at the interface between the masonry and the reinforced concrete confining elements. In contrast to the minimally compressed walls, the intensity of diagonal cracking in the walls subjected to an initial compressive stress of 0.75 N/mm^2 was considerably lower. The first cracks developed in the central region of the masonry, followed by cracks at the interface between the confining elements and the masonry. A similar cracking process was observed in the specimens subjected to the maximum initial compressive stress of 1.0 N/mm^2 . The first cracks developed in the central region of the masonry and were almost vertical. Cracks then formed at the interface between the masonry and the vertical cores. Further load increase resulted in the formation of vertical cracks extending over almost the entire height of the wall. Horizontal cracks were also observed in the reinforced concrete confining elements.

Failure of the specimens occurred relatively gradually. In the specimens subjected to a minimum compressive stress of 0.1 N/mm^2 , diagonal cracks predominated and extended over almost the entire wall area [Fig. 10a,b]. Cracks also developed at the upper corner of the confining elements and approximately at mid-height of the core [Fig. 10b]. In the specimens subjected to compressive stresses of 0.75 N/mm^2 and 1.0 N/mm^2 , the intensity of cracking was considerably greater. However, vertical cracks developing as extensions of unbonded head joints predominated. The reinforced concrete cores underwent shear failure approximately at mid-height [Fig. 10c], and cracks also developed at the tensioned corners [Fig.

a]



b]



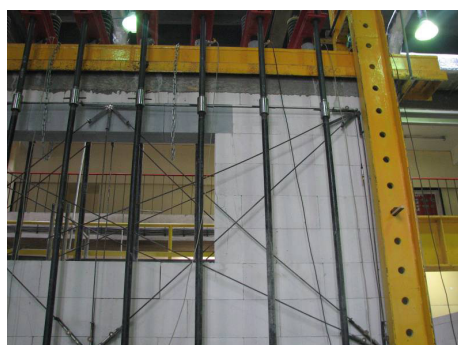
c]



d]



e]



f]



Rys. 11. Zarysowania ścian skrupowanych serii HAS-C1-AAC: a), b) modele wstępnie ściskane do wartości $\sigma_c = 0,1 \text{ N/mm}^2$, c), d) modele wstępnie ściskane do wartości $\sigma_c = 0,75 \text{ N/mm}^2$, e), f) modele wstępnie ściskane do wartości $\sigma_c = 1,0 \text{ N/mm}^2$

Fig. 11. Cracking of the confined walls of the HAS-C1-AAC series: a), b) models pre-compressed to a value of $\sigma_c = 0.1 \text{ N/mm}^2$, c), d) models pre-compressed to a value of $\sigma_c = 0.75 \text{ N/mm}^2$, e), f) models pre-compressed to a value of $\sigma_c = 1.0 \text{ N/mm}^2$.

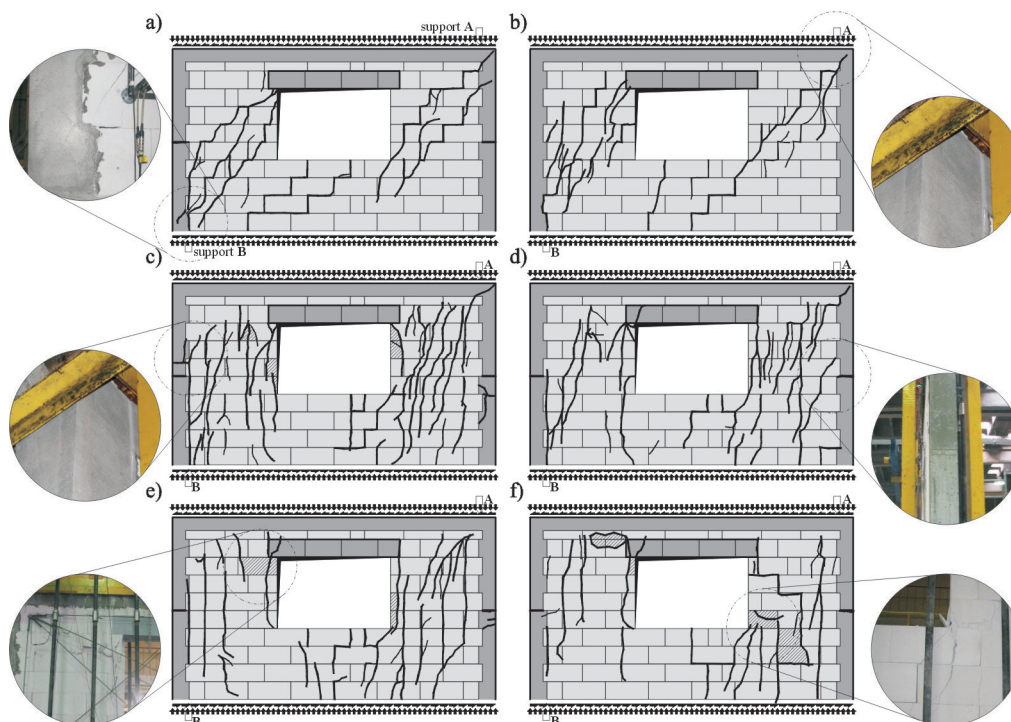
oparcia nadproża, a wzrost obciążenia powodował wzrost zarysowań w dolnej i środkowej części filarka od strony podpory B.

W ścianach ściskanych do wartości $0,75 \text{ N/mm}^2$ pierwsze zarysowania powstały w górnym narożu otworu okiennego od strony podpory A – rys. 11c, niemal jednocześnie wystąpiły pionowe zarysowania [w okolicach miejsca oparcia nadproża] w filarku od strony podpory B – rys. 11d. Wzrost obciążenia spowodował powstanie pionowych i ukośnych rys w dolnej części filarka od strony podpory B. Podobne rysy wystąpiły również w filarku od strony podpory A. W ścianach ściskanych do wartości $1,0 \text{ N/mm}^2$ pierwsze zarysowanie ściany powstało wzdłuż pionowej krawędzi otworu od strony podpory A – rys. 11e, niemal jednocześnie wystąpiły pionowe zarysowania w miejscu oparcia nadproża od strony podpory B – rys. 11f. Wzrost obciążenia spowodował powstanie pionowych rys w pasie podokiennym lub od strony podpory B.

10d]. In the walls subjected to the highest compressive stress, masonry failure caused pronounced bending of the reinforced concrete elements, accompanied by horizontal cracking of the cores [Fig. 10e,f].

In the confined walls of the HAS-C1-AAC series, subjected to minimal compression of 0.1 N/mm^2 , the first crack in the wall appeared at the lintel support in the upper part of the wall on the side of support A - Fig. 11a - and then in the lower part of the wall on the side of support B - Fig. 11b. Cracks also formed at the lintel's support point, and an increase in load caused cracks to develop in the lower and middle sections of the pillar on the side of support B.

In the walls subjected to a compressive stress of 0.75 N/mm^2 , the first cracks developed at the upper corner of the window opening on the side of support A [Fig. 11c]. Almost simultaneously, vertical cracks appeared in the pier on the side of support B, near the lintel



Rys. 12. Obrazy zarysowań ścian skrupowanych serii HAS-C1-AAC w chwili zniszczenia serii: a) ściana HAS-C1-AAC-010/1 wstępnie ściskana do wartości $\sigma_c = 0,1 \text{ N/mm}^2$, b) ściana HAS-C1-AAC-010/2 wstępnie ściskana do wartości $\sigma_c = 0,1 \text{ N/mm}^2$, c) ściana HAS-C1-AAC-075/1 wstępnie ściskana do wartości $\sigma_c = 0,75 \text{ N/mm}^2$, d) ściana HAS-C1-AAC-075/2 wstępnie ściskana do wartości $\sigma_c = 0,75 \text{ N/mm}^2$, e) ściana HAS-C1-AAC-10/1 wstępnie ściskana do wartości $\sigma_c = 1,0 \text{ N/mm}^2$, f) ściana HAS-C1-AAC-10/2 wstępnie ściskana do wartości $\sigma_c = 1,0 \text{ N/mm}^2$

Fig. 12. Images of the failure patterns of the HAS-C1-AAC series of confined walls at the moment of failure: a) HAS-C1-AAC-010/1 wall pre-compressed to a value of $\sigma_c = 0.1 \text{ N/mm}^2$, b) HAS-C1-AAC-010/2 wall pre-compressed to $\sigma_c = 0.1 \text{ N/mm}^2$, c) HAS-C1-AAC-075/1 wall pre-compressed to $\sigma_c = 0.75 \text{ N/mm}^2$, d) HAS-C1-AAC-075/2 wall pre-compressed to a value of $\sigma_c = 0.75 \text{ N/mm}^2$, e) HAS-C1-AAC-10/1 wall pre-compressed to a value of $\sigma_c = 1.0 \text{ N/mm}^2$, f) HAS-C1-AAC-10/2 wall pre-compressed to a value of $\sigma_c = 1.0 \text{ N/mm}^2$

W chwili zniszczenia, w modelach minimalnie ściskanych do wartości $0,1 \text{ N/mm}^2$ powstały ukośne zarysowania muru biegnące przez całą wysokość przeciwnego filarka od strony podpory A. W pasie podokiennym powstały wyraźne zarysowania w spoinach wspornych i czołowych. Nad podporą B zarysowaniu uległ żelbetowy rdzeń w miejscu połączenia z dolnym rygłem rys. 12a. W narożu rdzenia od strony podpory A powstała ukośna rysa – rys. 12b. W ścianach ściskanych wstępnie do wartości $0,75 \text{ N/mm}^2$ powstały ukośne zarysowania muru biegnące przez całą wysokość filarków od strony podpory A i B. W połowie wysokości rdzeni od strony podpory A i B powstały poziome rysy – rys. 12c,d. Również w pasie podokiennym wystąpiły ukośne zarysowania. W ścianach maksymalnie ściskanych do wartości $1,0 \text{ N/mm}^2$ rozwinęły się zarysowania wzdłuż pionowych krawędzi otworu okiennego od strony podpory A, a w filarku od strony podpory B powstały dodatkowe pionowe rysy biegnące równoległe do pionowych rdzeni. W chwili zniszczenia zmiażdżeniu uległ górny obszar muru od strony podpory B – rys. 12e, podobnie jak w dolnym narożu otworu okiennego od strony otworu – rys. 12f.

W ścianach skrupowanych serii HAS-C2-AAC minimalnie ściskanych do wartości $0,1 \text{ N/mm}^2$ pierwsze ukośne zarysowanie ściany powstało w dolnej części filarka od strony podpory B – rys. 13a. Przy niewielkim wzroście obciążenia powstawały dodatkowe ukośne zarysowania zlokalizowane w górnej części filarka – rys. 13b. W filarze od strony podpory A powstały w część środkowej filarka,

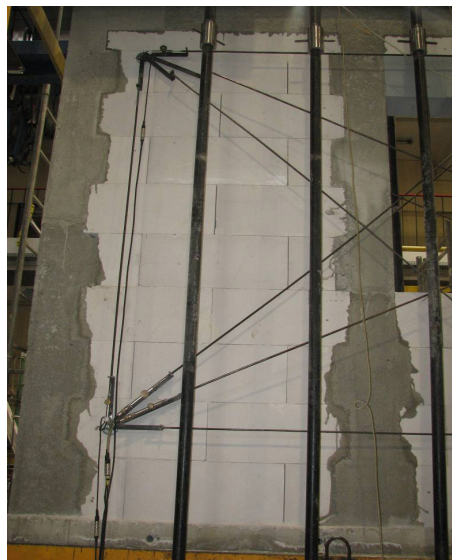
bearing area [Fig. 11d]. Further load increase resulted in the formation of vertical and diagonal cracks in the lower part of the pier on the side of support B. Similar cracks also developed in the pier on the side of support A. In the walls subjected to a compressive stress of 1.0 N/mm^2 , the first crack developed along the vertical edge of the opening on the side of support A [Fig. 11e]. Almost simultaneously, vertical cracks appeared at the lintel bearing area on the side of support B [Fig. 11f]. Further load increase resulted in the formation of vertical cracks in the spandrel below the window or on the side of support B.

At failure, in the specimens subjected to a minimum compressive stress of 0.1 N/mm^2 , diagonal cracks developed in the masonry and extended over the entire height of the pier on the opposite side, adjacent to support A. Pronounced cracking occurred in the spandrel below the window, both along the bed joints and head joints. Above support B, the reinforced concrete core cracked at its connection with the lower tie-beam [Fig. 12a]. A diagonal crack developed at the corner of the core on the side of support A [Fig. 12b]. In the walls subjected to an initial compressive stress of 0.75 N/mm^2 , diagonal cracks developed in the masonry and extended over the entire height of the piers on both sides, adjacent to supports A and B. Horizontal cracks developed approximately at mid-height of the cores on both sides [Fig. 12c,d]. Diagonal cracks also occurred in the spandrel below the window. In the walls subjected to the maximum initial compressive stress of 1.0 N/mm^2 , cracks

a]



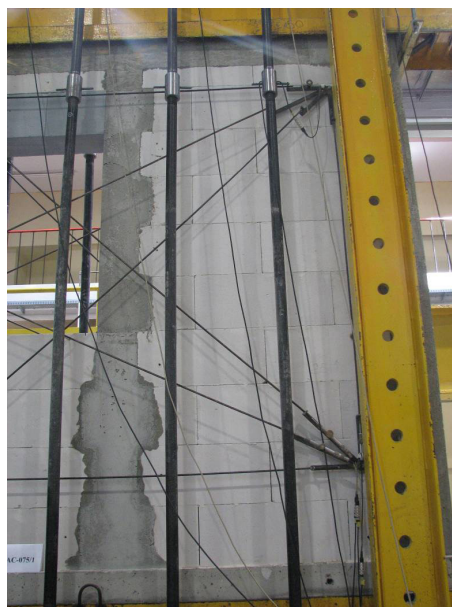
b]



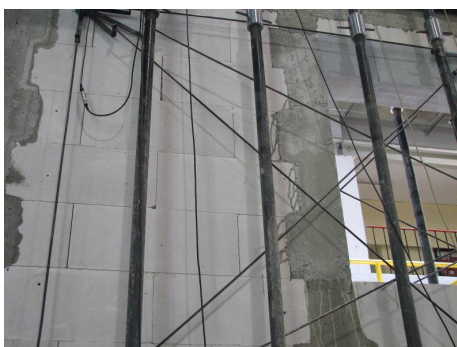
c]



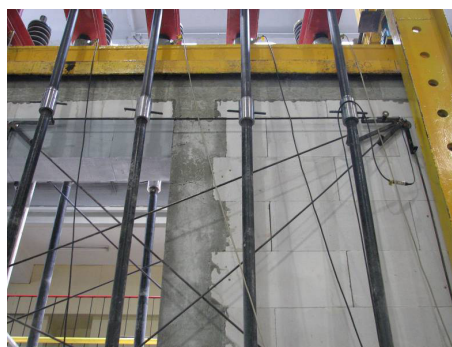
d]



e]



f]



Rys. 13. Zarysowania ścian skrzepowanych serii HAS-C2-AAC: a), b) modele wstępnie ściskane do wartości $\sigma_c = 0,1 \text{ N/mm}^2$, c), d) modele wstępnie ściskane do wartości $\sigma_c = 0,75 \text{ N/mm}^2$, e), f) modele wstępnie ściskane do wartości $\sigma_c = 1,0 \text{ N/mm}^2$

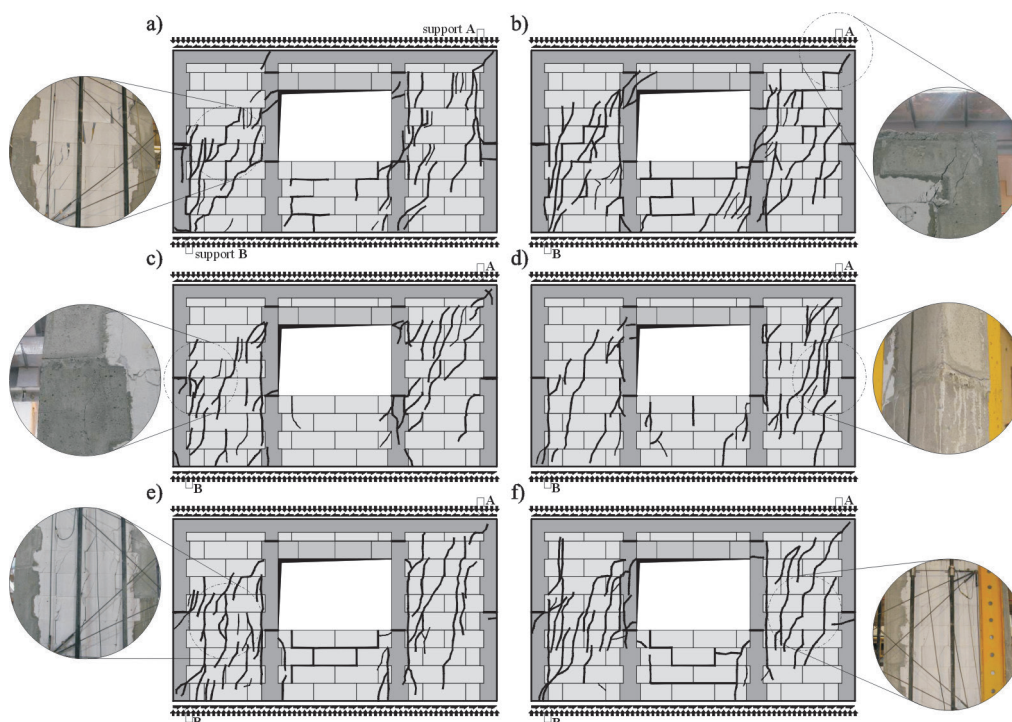
Fig. 13. Cracking of the confined walls of the HAS-C2-AAC series: a), b) models pre-compressed to a value of $\sigma_c = 0.1 \text{ N/mm}^2$, c), d) models pre-compressed to a value of $\sigma_c = 0.75 \text{ N/mm}^2$, e), f) models pre-compressed to a value of $\sigma_c = 1.0 \text{ N/mm}^2$

a dalszy wzrost obciążenia wywołał rozwój zarysowań ukośnych w filarkach oraz w pasie podokiennym. W ścianach ściskanych do wartości $0,75 \text{ N/mm}^2$ pierwsze ukośne zarysowanie ściany powstało dolnej części filarka od strony podpory B – rys. 13c. Pierwsze pionowe rysy filarku od strony podpory B powstały na styku rdzenia otaczającego otwór okienny – rys. 13d. Przy niewielkim wzroście obciążenia powstawały ukośne zarysowania biegnące od dołu filarka w kierunku górnego wewnętrznego naroża otworu okiennego. Dodatkowe rysy, głównie na styku elementów mурowych powstały w pasie podokiennym. W ścianach ściskanych do wartości $1,0 \text{ N/mm}^2$ pierwsze ukośne zarysowanie ściany powstało w środkowej części filarka od strony podpory B – rys. 13e. Pierwsze rysy w filarku od strony podpory A powstały w połowie wysokości w sąsiedztwie żelbetowego rdzenia – rys. 13f. Przy niewielkim wzroście obciążenia w filarku od strony podpory B powstawały ukośne zarysowania rozpoczynające się w narożach elementów mурowych. Oprócz tego, w pasie podokiennym zaobserwowano powstanie rys w spoinach czołowych i wspornych.

W chwili zniszczenia modeli minimalnie ściskanych do wartości $0,1 \text{ N/mm}^2$ podobnie jak w modelach z obwodowym skrępowaniem powstały ukośne zarysowania niemal całej wysokości filarka od strony podpory B. Intensywność zarysowań w filarku od strony podpory A były nieco mniej intensywne – rys. 14a. W chwili zniszczenia w połowie wysokości rdzenia od strony podpory A i B powstały poziome rysy oraz rysy w narożu – rys. 14b. Także w ścianach ściskanych wstępnie do wartości $0,75 \text{ N/mm}^2$ powstały

developed along the vertical edges of the window opening on the side of support A. Additional vertical cracks developed in the pier on the side of support B, running parallel to the vertical cores. At failure, the upper part of the masonry on the side of support B was crushed [Fig. 12e], as was the lower corner of the window opening on the side facing the opening [Fig. 12f].

In the confined walls of the HAS-C2-AAC series subjected to a minimum compressive stress of 0.1 N/mm^2 , the first diagonal crack developed in the lower part of the pier on the side of support B [Fig. 13a]. A slight increase in load resulted in the formation of additional diagonal cracks located in the upper part of the pier [Fig. 13b]. In the pier on the side of support A, cracks developed in the central region, while further load increase caused the diagonal cracks to propagate in the piers and the spandrel below the window. In the walls subjected to a compressive stress of 0.75 N/mm^2 , the first diagonal crack developed in the lower part of the pier on the side of support B [Fig. 13c]. The first vertical cracks in the pier on the side of support B developed at the interface with the core surrounding the window opening [Fig. 13d]. A slight increase in load resulted in the formation of diagonal cracks extending from the bottom of the pier towards the upper inner corner of the window opening. Additional cracks, mainly at the interfaces between masonry units, developed in the spandrel below the window. In the walls subjected to a compressive stress of 1.0 N/mm^2 , the first diagonal crack developed in the central part of the pier on the side of support B [Fig. 13e]. The first cracks in the pier on the side of support A developed



Rys. 14. Obrazy zarysowań ścian skrępowanych serii HAS-C2-AAC w chwili zniszczenia serii: a] ściana HAS-C2-AAC-010/1 wstępnie ściskana do wartości $\sigma_c = 0,1 \text{ N/mm}^2$, b] ściana HAS-C2-AAC-010/2 wstępnie ściskana do wartości $\sigma_c = 0,1 \text{ N/mm}^2$, c] ściana HAS-C2-AAC-075/1 wstępnie ściskana do wartości $\sigma_c = 0,75 \text{ N/mm}^2$, d] ściana HAS-C2-AAC-075/2 wstępnie ściskana do wartości $\sigma_c = 0,75 \text{ N/mm}^2$, e] ściana HAS-C2-AAC-10/1 wstępnie ściskana do wartości $\sigma_c = 1,0 \text{ N/mm}^2$, f] ściana HAS-C2-AAC-10/2 wstępnie ściskana do wartości $\sigma_c = 1,0 \text{ N/mm}^2$

Fig. 14. Images of cracks in the HAS-C2-AAC series of confined walls at the moment of failure: a] HAS-C2-AAC-010/1 wall pre-compressed to a value of $\sigma_c = 0.1 \text{ N/mm}^2$, b] HAS-C2-AAC-010/2 wall pre-compressed to $\sigma_c = 0.1 \text{ N/mm}^2$, c] HAS-C2-AAC-075/1 wall pre-compressed to $\sigma_c = 0.75 \text{ N/mm}^2$, d] HAS-C2-AAC-075/2 wall pre-compressed to a value of $\sigma_c = 0.75 \text{ N/mm}^2$, e] HAS-C2-AAC-10/1 wall pre-compressed to a value of $\sigma_c = 1.0 \text{ N/mm}^2$, f] HAS-C2-AAC-10/2 wall pre-compressed to a value of $\sigma_c = 1.0 \text{ N/mm}^2$

Tablica 5 / Table 5

WYNIKI BADAŃ ŚCIAN SKRĘPOWANYCH PODDANYCH ŚCINANIU.

TEST RESULTS FOR CONFINED WALLS SUBJECTED TO SHEAR.

Seria Series	Opis Description	σ_c N/mm ²	Napężenia / Stresses		Kąty odkształcenia [deformacji] postaciowego Shear strain [deformation] angles	
			Zarysowanie / cracking	Zniszczenie / failure	Zarysowanie / cracking	Zniszczenie / failure
			τ_{cr} , N/mm ²	τ_u , N/mm ²	Θ_{cr} , mrad	Θ_u , mrad
HOS-C-AAC	Ściany skrzepowane Confined walls	0.1	0.213	0.260	0.191	2.234
		0.1	0.168	0.242	0.229	1.813
		0.75	0.252	0.425	0.499	3.039
		0.75	0.245	0.386	0.482	5.879
		1.0	0.331	0.387	1.380	11.494
		1.0	0.303	0.431	0.472	4.505
HAS-C1-AAC	Ściany skrzepowane skrzepowanie typu C1 Confined walls C1-type confinement	0.1	0.101	0.168	0.486	6.900
		0.1	0.104	0.202	0.507	7.327
		0.75	0.133	0.218	0.376	1.378
		0.75	0.140	0.205	0.443	1.578
		1.0	0.138	0.211	0.332	1.323
		1.0	0.124	0.172	0.291	0.769
HAS-C2-AAC	Ściany skrzepowane Skrzepowanie typu C2 Confined walls C2-type confinement	0.1	0.135	0.225	0.413	3.745
		0.1	0.133	0.229	0.538	3.812
		0.75	0.191	0.253	0.535	2.045
		0.75	0.158	0.265	0.295	2.572
		1.0	0.182	0.297	0.316	1.505
		1.0	0.186	0.294	0.466	2.080

ukośne zarysowania muru biegnące przez całą wysokość filarków od strony podpory A i B jednak intensywność była zdecydowanie większa niż w ścianach minimalnie ściskanych. W połowie wysokości rdzeni od strony podpory A i B powstały poziome rysy – rys. 14c,d. W ścianach maksymalnie ściskanych do wartości 1,0 N/mm² w stadium przed zniszczeniem ukośne i pionowe rysy objęły niemal całą wysokość filarków od strony podpory B – rys. 14e i podpory A – rys. 14f. Oprócz tego rozwinęły się zarysowania wzdłuż styku pionowych krawędzi elementów krępujących i muru. W dolnej strefie skrajnego rdzenia od strony podpory B wystąpiło poziome zarysowanie styku rdzenia i poziomego rygla. Również w górnym narożu połączenia rdzenia i poziomego rygla wystąpiła pojedyncza niemal pionowa rysa.

W tablicy 5 zestawiono uzyskane rezultaty badań w postaci naprężeń ścinających określonych w chwili zarysowania τ_{cr} oraz zniszczenia τ_u . Podano także globalne kąty odkształcenia postaciowego ścian odpowiadające naprężeniom rysującym Θ_{cr} i kąty deformacji postaciowej odpowiadające naprężeniom niszczącym Θ_u . Zestawiono także uzyskane wartości początkowej sztywności całkowitej K_0 [uwzględniającej odkształcenia giętne i postaciowe] przy naprężeniach stycznych rzędu 0 – 0,05 τ_u oraz w chwili zarysowania K_{cr} .

Tablica 6 prezentuje wyniki badań ścian skrzepowanych serii HOS-C-AAC, HAS-C1-AAC i HAS-C2-AAC odniesione do tak samo

at mid-height, adjacent to the reinforced concrete core [Fig. 13f]. A slight increase in load resulted in the formation of diagonal cracks in the pier on the side of support B, originating at the corners of the masonry units. In addition, cracks developed in the head and bed joints of the spandrel below the window.

At failure, the specimens subjected to a minimum compressive stress of 0.1 N/mm², similarly to the specimens with perimeter confinement, developed diagonal cracks extending over almost the entire height of the pier on the side of support B. The intensity of cracking in the pier on the side of support A was slightly lower [Fig. 14a]. At failure, horizontal cracks developed at mid-height of the cores on both sides, adjacent to supports A and B, as well as cracks at the corners [Fig. 14b]. In the walls subjected to an initial compressive stress of 0.75 N/mm², diagonal cracks also developed over the entire height of the piers on both sides, adjacent to supports A and B; however, their intensity was considerably greater than in the walls subjected to the minimum compressive stress. Horizontal cracks developed at mid-height of the cores on both sides [Fig. 14c,d]. In the walls subjected to the maximum compressive stress of 1.0 N/mm², at the pre-failure stage, diagonal and vertical cracks extended over almost the entire height of the piers on the side of support B [Fig. 14e] and support A [Fig. 14f]. In addition, cracking developed along the interface between the vertical edges of the confining elements and the masonry. In the lower region of the outermost core on the side of support B,

Tablica 6 / Table 6

PORÓWNANIE WYNIKÓW BADAŃ ŚCIAN SKRĘPOWANYCH Z WYNIKAMI ŚCIAN NIESKRĘPOWANYCH [REFERENCYJNYCH].

COMPARISON OF TEST RESULTS FOR CONFINED WALLS WITH THOSE FOR UNCONFINED [REFERENCE] WALLS.

Seria Series	Opis Description	σ_c N/mm ²	Naprężenia / Stresses		Kąty odkształcenia [deformacji] postaciowego Shear strain [deformation] angles	
			Zarysowanie / cracking	Zniszczenie / failure	Zarysowanie / cracking	Zniszczenie / failure
			$\frac{\tau_{cr,C}}{\tau_{cr,U}}$	$\frac{\tau_{u,C}}{\tau_{u,U}}$	$\frac{\Theta_{cr,C}}{\Theta_{cr,U}}$	$\frac{\Theta_{u,C}}{\Theta_{u,U}}$
HOS-C-AAC	Ściany skrzepowane Confined walls 0.1	0.1	0.97	1.07	0.75	2.09
		0.75	0.67	0.95	0.68	1.83
		1.0	1.06	1.06	1.77	5.50
HAS-C1-AAC	Ściany skrzepowane skrępowanie typu C1 Confined walls C1-type confinement	0.1	0.93	1.36	1.17	9.20
		1.0	1.35	1.33	0.74	0.47
HAS-C2-AAC	Ściany skrzepowane skrępowanie typu C2 Confined walls C2-type confinement	0.1	1.22	1.68	1.12	4.88
		1.0	1.89	2.05	0.93	0.80
$\tau_{cr,C}$, $\tau_{u,C}$, $\Theta_{cr,C}$, $\Theta_{u,C}$ – wyniki badań ścian skrzepowanych, / test results for confined walls, $\tau_{cr,U}$, $\tau_{u,U}$, $\Theta_{cr,U}$, $\Theta_{u,U}$ – wyniki badań ścian nieskrępowanych [referencyjnych] / test results for unconfined [reference] walls						

badanych ścian bez zbrojenia serii HOS-AAC i HAS-AAC. Na rys. 15 i 16 zestawiono uzyskane wartości analizowanych parametrów wszystkich zbadanych serii elementów. W przypadku modeli skrzepowanych [serie HOS-C-AAC, HAS-C1-AAC i HAS-C2-AAC] podano uśrednione wartości pochodzące z dwóch modeli.

W przypadku ścian skrzepowanych bez otworów serii HOS-C-AAC przy najmniejszych wstępnych naprężeniach ściskających naprężenia rysujące były niemal identyczne jak w ścianach nieskrępowanych. Z kolei w ścianach ściskanych do wartości 0,75 N/mm² naprężenia rysujące były o ponad 30% mniejsze niż w elementach referencyjnych. Tylko w ścianach maksymalnie ściskanych zaobserwowano wzrost wartości naprężeń rysujących o około 6%. Bardzo podobnie sytuacja wyglądała w chwili zniszczenia. W ścianach ściskanych do wartości 0,1 i 1,0 N/mm² wzrost naprężeń wyniósł 7% i 6%, w ścianach ściskanych do 0,75 N/mm² odnotowano 5% spadek wartości naprężeń. Wartości kątów odkształcenia postaciowego w ścianach skrzepowanych ściskanych do wartości 0,1 i 0,75 N/mm² były mniejsze od odkształceń stwierdzonych w ścianach nieskrępowanych. Tylko, gdy ścinaniu towarzyszyły największe naprężenia ściskające zaobserwowano ponad 77% wzrost odkształceń. Zdecydowanie najbardziej wyraźny wpływ stwierdzono w chwili osiągnięcia największych naprężeń ściskających. We wszystkich ścianach deformacje postaciowe

horizontal cracking developed at the interface between the core and the horizontal tie-beam. A single, nearly vertical crack also developed at the upper corner of the core–tie-beam connection.

Tab. 5 summarises the obtained test results in terms of the shear stresses determined at the onset of cracking, τ_{cr} , and at failure, τ_u . The table also presents the global shear strain angles of the walls corresponding to the cracking stresses, Θ_{cr} , and the shear deformation angles corresponding to the failure stresses, Θ_u . In addition, the initial total stiffness, K_0 [including bending and shear deformations], at shear stresses in the range of 0–0.05 τ_u and the stiffness at cracking, K_{cr} , are also given.

Tab. 6 presents the test results for the confined walls of the HOS-C-AAC, HAS-C1-AAC, and HAS-C2-AAC series, compared with the corresponding results for the unreinforced walls of the HOS-AAC and HAS-AAC series tested under the same conditions. Figs. 15 and 16 summarise the obtained values of the analysed parameters for all tested series of specimens. For the confined specimens [HOS-C-AAC, HAS-C1-AAC, and HAS-C2-AAC series], the reported values are the averages obtained from two specimens. For the unperforated confined walls of the HOS-C-AAC series, the cracking stresses at the lowest initial compressive stresses were almost identical to those in the unconfined walls. In contrast, in

były większe niż w ścianach nieskrępowanych. Największy wzrost deformacji 450% wystąpił w elementach maksymalnie ściskanych, a w pozostałych modelach wzrosty deformacji wyniosły 109% i 83%.

W ścianach skrępowanych z otworem i skrępowaniem obwodowym serii HAS-C1-AAC przy najmniejszych wstępnych naprężeniach ściskających naprężenia rysujące były nieznacznie mniejsze [7%] od uzyskanych w ścianach bez zbrojenia. Z kolei w ścianach ściskanych do wartości 1,0 N/mm² naprężenia rysujące wzrosły o ponad 35% w odniesieniu do modeli bez zbrojenia. W chwili zniszczenia, w ścianach ściskanych do wartości 0,1 i 1,0 N/mm² wzrost naprężeń niszczących odniesiony do modeli bez zbrojenia wyniósł 33% i 36%. Wartości kątów odkształcenia postaciowego w chwili zarysowania w ścianach skrępowanych ściskanych do wartości 0,1 N/mm² były o około 17% większe od odkształceń stwierdzonych w ścianach nieskrępowanych. Natomiast, gdy ścinaniu towarzyszyły największe naprężenia ściskające zaobserwowano ponad 24% zmniejszenie odkształceń postaciowych. W chwili zniszczenia wystąpiło największe zróżnicowanie wyników badań. W modelach minimalnie ściskanych otrzymane deformacje postaciowe były ponad dziewięciokrotnie większe od uzyskanych w modelach referencyjnych. Natomiast w modelach ściskanych do wartości 1,0 N/mm² deformacje postaciowe zmniejszyły się o ponad 53%.

W ścianach skrępowanych z otworem i skrępowaniem biegnącym po obwodzie i wzdłuż pionowych krawędzi otworów serii HAS-C2-AAC przy najmniejszych wstępnych naprężeniach ściskających naprężenia rysujące były o 22% większe od uzyskanych w ścianach referencyjnych. Z kolei w ścianach ściskanych do wartości 1,0 N/mm² naprężenia rysujące wzrosły o ponad 89% w odniesieniu do modeli referencyjnych. W chwili zniszczenia, w ścianach ściskanych do wartości 0,1 i 1,0 N/mm² wzrost naprężeń niszczących odniesiony do modeli bez zbrojenia wyniósł 68% i 105%. Wartości kątów odkształcenia postaciowego w chwili zarysowania w ścianach skrępowanych ściskanych do wartości 0,1 N/mm² były o około 12% większe od odkształceń stwierdzonych w ścianach nieskrępowanych. Natomiast, gdy ścinaniu towarzyszyły największe naprężenia ściskające zaobserwowano nieznaczne 7% zmniejszenie odkształceń postaciowych. W chwili zniszczenia wystąpiło największe zróżnicowanie wyników badań. W modelach minimalnie ściskanych otrzymane deformacje postaciowe były niemal pięciokrotnie większe od uzyskanych w modelach referencyjnych. Natomiast w modelach ściskanych do wartości 1,0 N/mm² deformacje postaciowe zmniejszyły się o ponad 20%.

5. Analiza zachowania się nadproży

5.1. Modele badawcze i technika badań

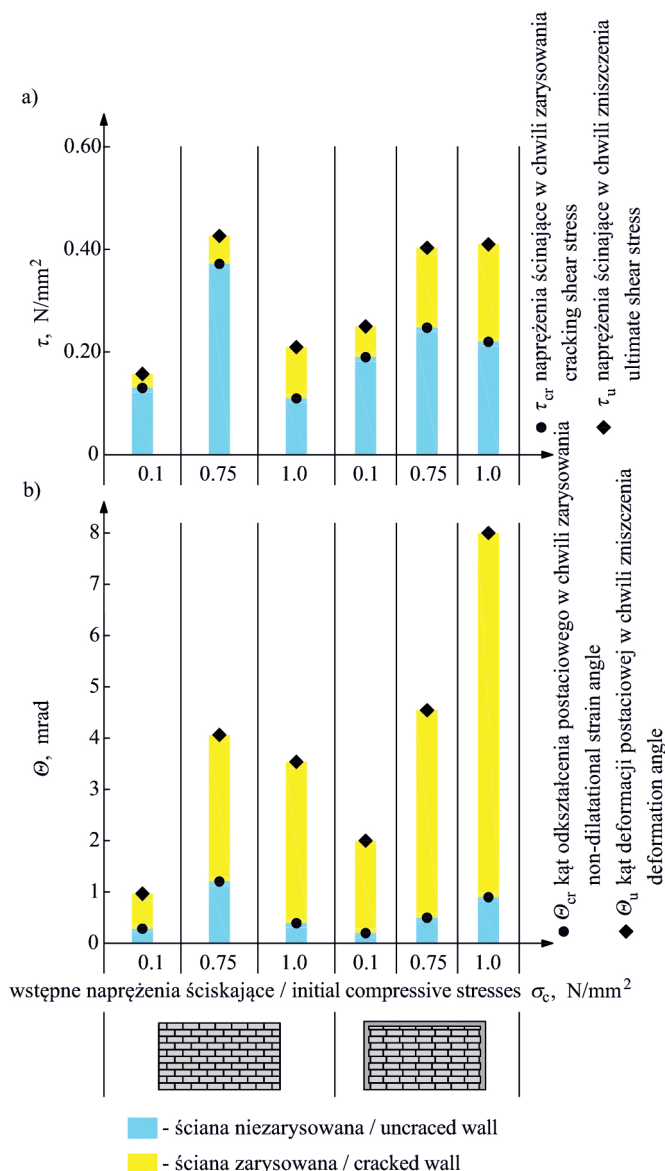
Prefabrykowane nadproża z betonu komórkowego stanowią gotowy produkt podlegający wymaganiom norm, a ich nośność jest określana na podstawie badań doświadczalnych lub obliczeń wytrzymałościowych. Właściwości mechaniczne nadproży są

the walls subjected to a compressive stress of 0.75 N/mm², the cracking stresses were more than 30 % lower than those in the reference specimens. An increase in the cracking stress of approximately 6 % was observed only in the walls subjected to the maximum compressive stress. A very similar trend was observed at failure. In the walls subjected to compressive stresses of 0.1 and 1.0 N/mm², the increase in stress was 7 % and 6 %, respectively, whereas in the walls subjected to 0.75 N/mm², a 5 % decrease in stress was recorded.

The shear strain angles in the confined walls subjected to compressive stresses of 0.1 and 0.75 N/mm² were lower than those measured in the unconfined walls. An increase in deformation of more than 77 % was observed only when shear was accompanied by the highest compressive stresses. The most pronounced effect was observed at the maximum compressive stress level. In all walls, the shear deformations were greater than those in the unconfined walls. The largest increase in deformation, 450 %, occurred in the specimens subjected to the maximum compressive stress, while the increases in the other specimens were 109 % and 83 %.

In the confined walls with an opening and perimeter confinement of the HAS-C1-AAC series, the cracking stresses at the lowest initial compressive stress were slightly lower [by 7 %] than those obtained for the unreinforced walls. In contrast, in the walls subjected to a compressive stress of 1.0 N/mm², the cracking stresses increased by more than 35 % compared with the unreinforced specimens. At failure, the increase in failure stresses relative to the unreinforced specimens was 33 % and 36 % for the walls subjected to compressive stresses of 0.1 and 1.0 N/mm², respectively. The shear strain angles at cracking in the confined walls subjected to a compressive stress of 0.1 N/mm² were approximately 17 % greater than those measured in the unconfined walls. In contrast, when shear was accompanied by the highest compressive stresses, a reduction in shear deformation of more than 24 % was observed. The greatest variation in the test results was observed at failure. In the specimens subjected to the minimum compressive stress, the measured shear deformations were more than nine times greater than those obtained for the reference specimens. In contrast, in the specimens subjected to a compressive stress of 1.0 N/mm², the shear deformations decreased by more than 53 %.

In the confined walls with an opening and confinement provided along the perimeter and along the vertical edges of the openings, belonging to the HAS-C2-AAC series, the cracking stresses at the lowest initial compressive stress were 22 % higher than those obtained for the reference walls. In contrast, in the walls subjected to a compressive stress of 1.0 N/mm², the cracking stresses increased by more than 89 % compared with the reference specimens. At failure, the increase in failure stresses relative to the unreinforced specimens was 68 % and 105 % for the walls subjected to compressive stresses of 0.1 and 1.0 N/mm², respectively. The shear strain angles at cracking in the confined walls subjected to a compressive stress of 0.1 N/mm² were approximately 12 % greater than those measured in the unconfined walls. In contrast, when shear was accompanied by the highest compressive stress-



Rys. 15. Porównanie uzyskanych wyników badań ścian bez skrzepowania oraz skrzepowanych serii HOS-C-AAC bez otworów: a) naprężenia rysujące i niszczące, b) kąty odkształcenia postaciowego i deformacji postaciowej.

Fig. 15. Comparison of test results for unconfined and confined walls of the HOS-C-AAC series without holes: a) cracking and failure stresses, b) angles of shape deformation and shape strain.

określone w schemacie belki jednoprzęsłowej swobodnie podpartej. W rzeczywistości po wbudowaniu belki w mur zachodzi współpraca nadproża z murem oraz wieńcem. W efekcie współpracy nadproży z murem i wieńcem można w obliczeniach dokonać redukcji obciążeń działających na nadproże. Oprócz wspomnianych zjawisk nadproże w ścianach skrzepowanych jest utwierdzone w pionowych elementach skrzepowania. W konsekwencji tego, nadproże w rzeczywistości pracuje w strefie przypodorowej odwrotnie niż zostało do tego przewidziane, co jak pokazały badania (18) nie oznacza, że charakteryzuje się mniejszą nośnością. Na podstawie badań modeli ścian ściskanych z otworem okiennym obciążonych głównie pionowo, których program badań i wyniki przedstawiono w punkcie 3 analizie poddano zachowanie nadproży. Analizowano wyniki badań serii MNSO, MSO-Z1 i MSO-Z2, M2SO-Z1 oraz M2SO-Z2 łącznie analizie poddano 10 modeli

ses, a slight 7 % reduction in shear deformation was observed. The greatest variation in the test results was observed at failure. In the specimens subjected to the minimum compressive stress, the measured shear deformations were almost five times greater than those obtained for the reference specimens. In contrast, in the specimens subjected to a compressive stress of 1.0 N/mm², the shear deformations decreased by more than 20 %.

5. Analysis of lintel behaviour

5.1. Test models and testing methodology

Prefabricated AAC lintels are finished products subject to the requirements of relevant standards, and their load-bearing capacity is determined based on experimental testing or strength calculations. The mechanical properties of lintels are determined using a simply supported single-span beam configuration. In practice, once a lintel is incorporated into a masonry wall, interaction develops between the lintel, the masonry, and the tie-beam. As a result of the interaction between the lintel, masonry, and tie-beam, the loads acting on the lintel may be reduced in design calculations. In addition to these effects, lintels in confined masonry walls are fixed into the vertical confining elements. Consequently, in the support region, the lintel actually behaves in the opposite manner to that assumed in its design. As shown by the tests reported in (18), this does not necessarily mean that the lintel has a lower load-bearing capacity. Based on tests of wall specimens with window openings subjected predominantly to vertical loading, for which the test programme and results are presented in Section 3, the behaviour of the lintels was analysed. The results obtained for the MNSO, MSO-Z1, M2SO-Z1, and M2SO-Z2 series were analysed. A total of 10 test specimens were considered. Fig. 17 shows a schematic representation of the prefabricated lintels installed in a confined masonry wall. During the tests, in addition to the applied loads and lintel deflections, the crack morphology of the walls in the vicinity of the window openings was analysed. Deflections were recorded at mid-span and in the lintel bearing regions using LVDT inductive displacement transducers or digital image correlation [DIC].

5.2. Results of lintel tests

The test results, in the form of forces acting on the walls and lintel displacements, are summarized in Table 7. The load acting on the lintels was taken to be the load generated by the tension system located at the centre of the wall span and half of the load from the actuator attached to the frame.

In the unconfined walls of the MNSO series, the first cracks appeared in the lintels [at a load of 80 kN and a deflection of 0.8 mm] in the bearing region [the cracks propagated from the upper edge of the lintel]. Further load increase resulted in the formation of a diagonal crack propagating from the lower edge and located a short distance from the lintel bearing edge. Subsequently, additional vertical cracks developed in the lower central region of the beam, followed by further cracks above the bearing region. At the

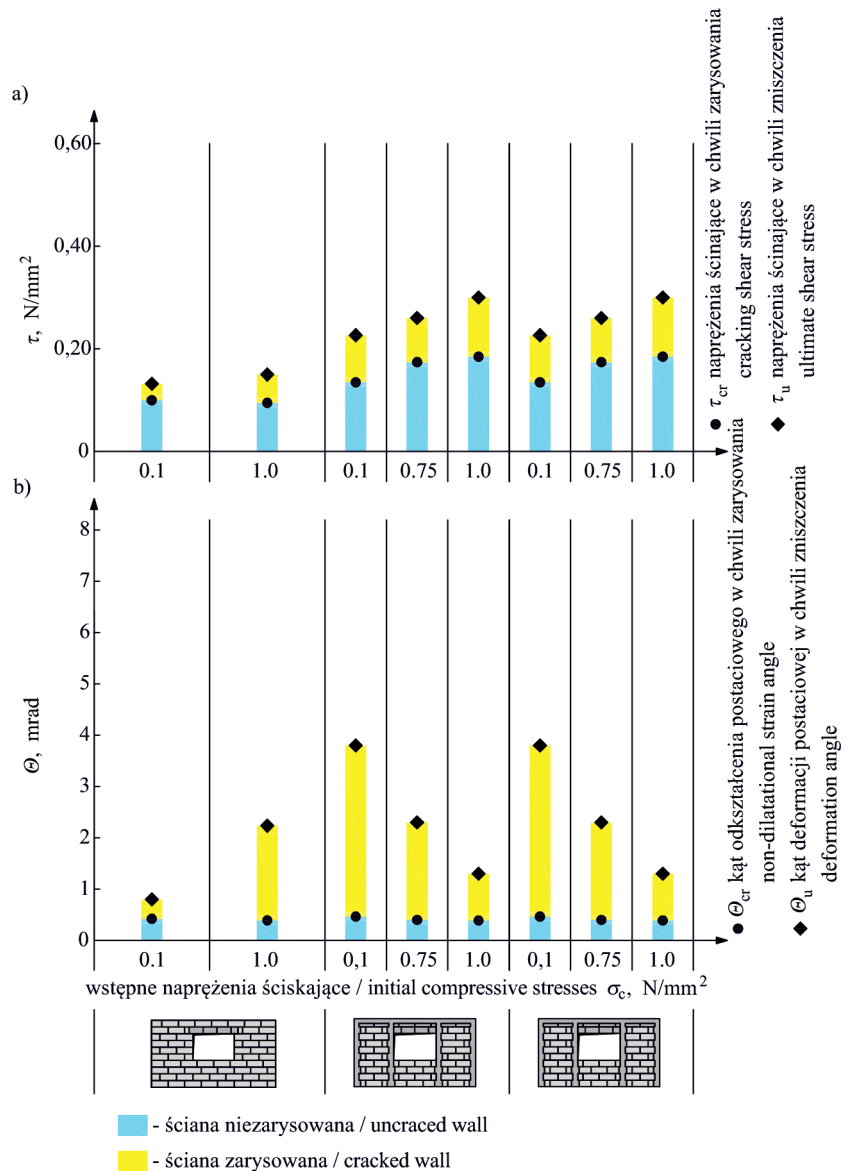
badawczych. Na rys. 17 pokazano szkic zastosowanych prefabrykowanych nadproży zabudowanych w ścianie skrzepowanej. W trakcie prowadzonych badań oprócz obciążeń modeli badawczych i ugięć nadproży analizowano morfologię zarysowań ścian w obszarze otworów okiennych. Ugięcia rejestrowano w środku rozpiętości oraz w strefie oparcia nadproży stosując indukcyjne przetworniki przemieszczeń LVDT lub technik DIC.

5.2. Wyniki badań nadproży

Rezultaty badań w postaci sił działających na ściany oraz przemieszczeń nadproży zestawiono w tablicy 7. Jako obciążenie działające na nadproża przyjęto obciążenie generowane przez układ ciągnowy umieszczony w środku rozpiętości ściany oraz połowę obciążenia z siłownika mocowanego do ramy.

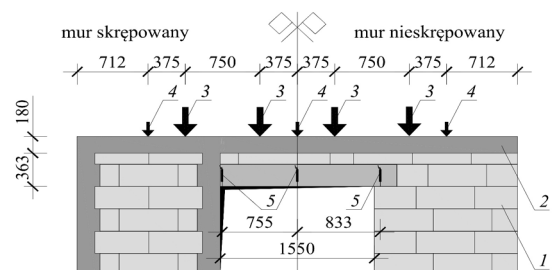
W ścianach nieskrępowanych serii MNSO pierwsze zarysowania wystąpiły na nadprożach [przy obciążeniu na poziomie 80 kN i ugięciu 0,8 mm] w strefie oparcia [rysy propagowały się od górnej krawędzi nadproża]. Przyrost obciążenia powodował powstanie propagującego się od dolnej krawędzi ukośnego zarysowania zlokalizowane w niewielkiej odległości od krawędzi oparcia nadproża. W dalszej kolejności rejestrowano powstanie kolejnych rys pionowych w dolnej środkowej strefie belki oraz kolejnych rys nad strefą oparcia. W chwili osiągnięcia maksymalnych wartości obciążenia wynoszących 189 kN [model MNSO-1] i 196 kN [model MNSO-2] odpowiadające wartości ugięć nadproży wyniosły odpowiednio 9,5 mm w modelu MNSO-1 i 7,6 mm w modelu MNSO-2. Na rys. 18 pokazano zniszczenie nadproży w modelach nieskrępowanych z otworem.

W przypadku modeli ścian skrzepowanych po obwodzie z otworem okiennym i niewypełnionymi spoinami pionowymi [modele serii MSO-Z1], przy obciążeniu wynoszącym 50 kN i ugięciu równym 0,25 mm [model MSO-Z1-1] oraz 0,4 mm [model MSO-Z1-2], w dolnej środkowej części nadproża pojawiły się prostopadłe do podłużnej osi rysy od zginania zlokalizowane w środkowej części nadproża. Przy dalszym obciążaniu doszło do zarysowania elementów murowych oraz utraty przyczepności w spoinach wspornych w elementach pomiędzy nadprożem a wieńcem. W wyniku dalszego przyrostu obciążenia w strefie oparcia nadproży powstały rysy ukośne propagujące od górnej krawędzi belki. Przy wzroście obciążeń istniejące rysy powiększały się oraz powstawały kolejne. Nad strefą oparcia nadproży doszło do zarysowania górnej powierzchni wieńca żelbetowego. Wyczerpanie nośności modelu nastąpiło w wyniku zniszczenia nadproża oraz elementów murowych w strefie jego oparcia [rys. 19a]. Maksymalna siła niszcząca działająca na nadproże i odpowiadające ugięcie wyniosła 207 kN i 7,7 mm w przypadku modelu MSO-Z1-1 oraz 223 kN i 18,5 mm



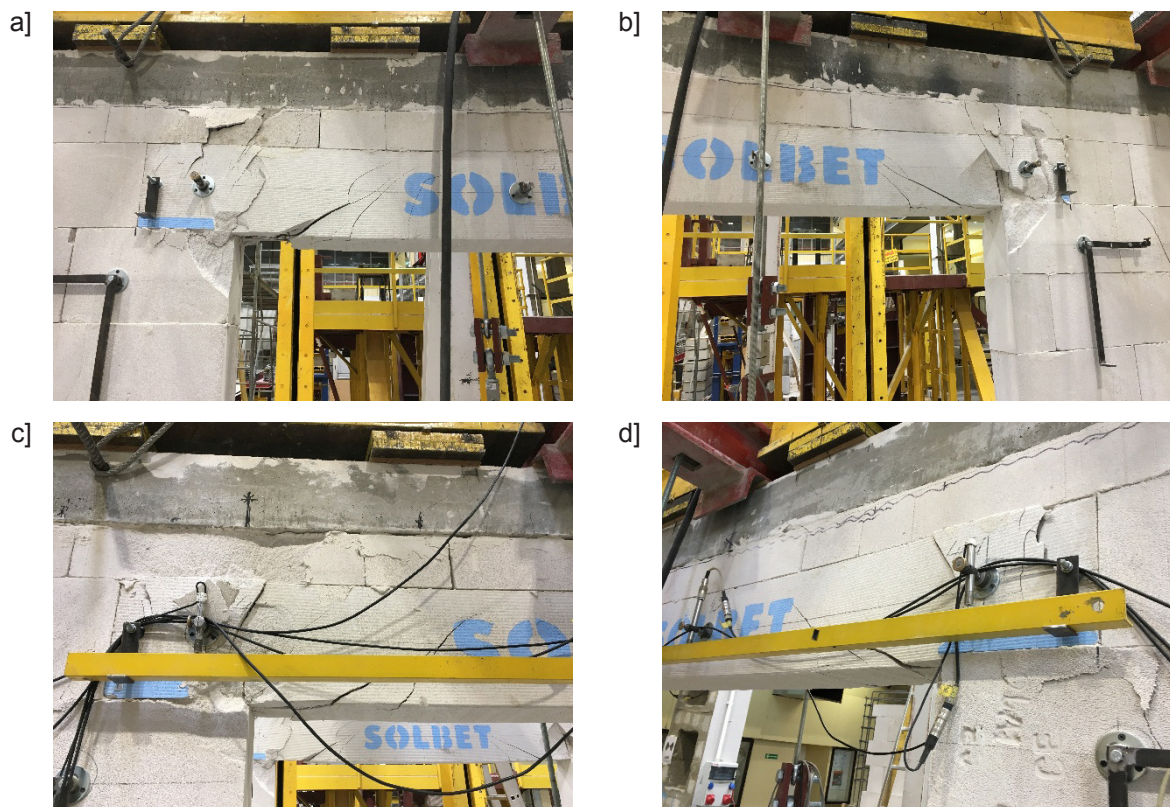
Rys. 16. Porównanie uzyskanych wyników badań ścian z otworami bez skrzepowania oraz skrzepowanych serii HAS-C1-AAC i HAS-C2-AAC: a) naprężenia rysujące i niszczące, b) kąty odkształcenia postaciowego i deformacji postaciowej.

Fig. 16. Comparison of test results for walls with openings—unconfined and confined—of the HAS-C1-AAC and HAS-C2-AAC series: a) cracking and ultimate stresses, b) angles of shape deformation and shape strain.



Rys. 17. Schemat obciążania nadproża: 1 – mur, 2- żelbetowe elementy skrzepowania, 3 - obciążenie z trawersu, 4 – obciążenie z układu ciągnowego, 5- indukcyjne przetworniki przemieszczeń LVDT.

Fig. 17. Schematic of lintel loading: 1 – masonry, 2 – reinforced concrete confined elements, 3 – load from the crossbeam, 4 – load from the tension system, 5 – LVDT inductive displacement transducers.



Rys. 18. Uszkodzenia ścian nieskrępowanych z otworem: a) MNSO-Z1-1, b) MNSO-Z1-1, c) MNSO-Z1-2, d) MNSO-Z1-2.

Fig. 18. Damages of unconfined walls with an opening: a) MNSO-Z1-1, b) MNSO-Z1-1, c) MNSO-Z1-2, d) MNSO-Z1-2.

w przypadku modelu MSO-Z1-2. Widok uszkodzonych nadproży przedstawiono na rys. 19.

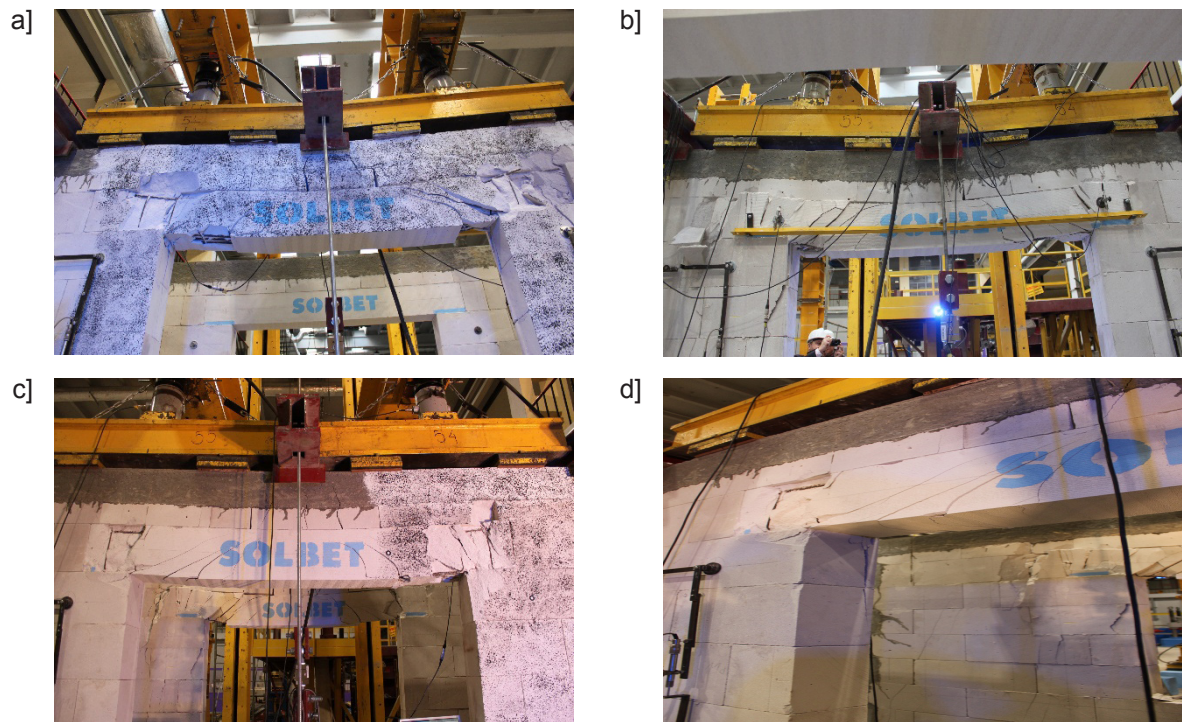
W modelu MSO-Z2-1 pierwsze zarysowania pojawiły się w spoinie wspornej ponad nadprożem przy obciążeniu wywołanemu z ciągną o wartości 44,5 i odpowiadającemu mu ugięciu o wartości 0,5 mm oraz odpowiednio 51,7 kN i 0,4 mm w modelu MSO-Z2-2. Przy przyłożeniu obciążenia siłowników przymocowanych do stalowych ram powstało ukośne zarysowanie nadproża biegnące od jego górnej krawędzi do krawędzi oparcia. Przy dalszym obciążeniu powstały zarysowania biegnące od dolnej krawędzi nadproża. Zniszczenie modeli poprzedzało zarysowanie żelbetowego wieńca bezpośrednio nad krawędzią otworu i powstawanie kolejnych rys na nadprożu. Zniszczenie modelu MSO-Z2 1 nastąpiło przy sile około 190 kN i ugięciu prawie 13 mm a zniszczenie modelu MSO-Z2 2 nastąpiło przy obciążeniu wynoszącym 179 kN i ugięciu nadproża 8,9 mm. Widok uszkodzonych nadproży przedstawiono na rys. 20.

W modelu M2SO-Z1-2, z rdzeniami przy otworze okiennym, zarysowanie powstało w spoinach wspornych pomiędzy nadprożem i murem przy poziomie obciążenia wynoszącym 50 kN i ugięciu równym 0,5 mm. Przy dalszym wzroście obciążenia powstały rysy od zginania w dolnej środkowej części nadproża oraz od góry w miejscu połączenia z rdzeniem. Układ rys miał symetryczny charakter. Maksymalna siła niszcząca działająca na nadproże wyniosła 268 kN, a odpowiadające ugięcie nadproża wyniosło 8,7 mm. Przebieg propagacji zarysowania modelu M2SO-Z1 1 przebiegał identycznie jak w modelu M2SO-Z1 2. Maksymalna

maximum loads of 189 kN [MNSO-1] and 196 kN [MNSO-2], the corresponding lintel deflections were 9.5 mm for MNSO-1 and 7.6 mm for MNSO-2, respectively. Fig. 18 shows the failure of the lintels in the unconfined specimens with openings.

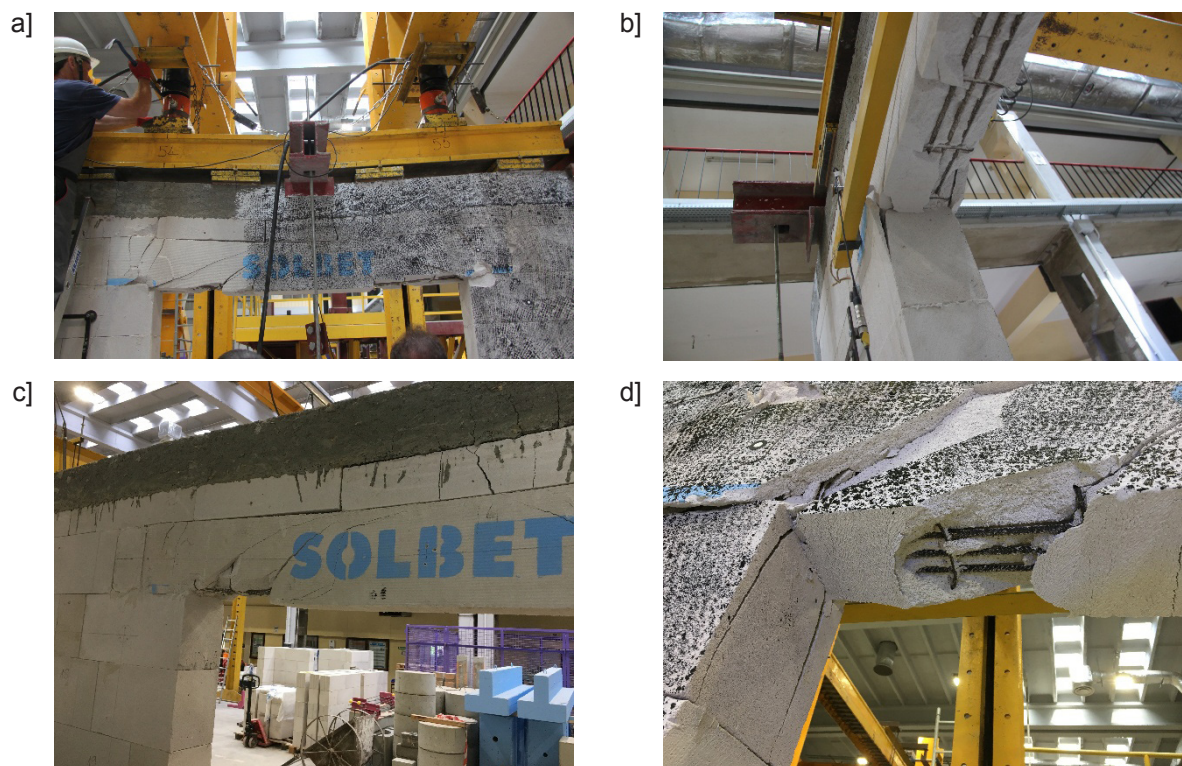
In the case of the perimeter-confined wall specimens with a window opening and unfilled vertical joints [MSO-Z1 series], at a load of 50 kN and a deflection of 0.25 mm [MSO-Z1-1] and 0.4 mm [MSO-Z1-2], flexural cracks perpendicular to the longitudinal axis developed in the lower central region of the lintels. With further loading, cracking of the masonry units and loss of bond in the bed joints occurred in the masonry between the lintel and the tie-beam. As the load continued to increase, diagonal cracks developed in the lintel bearing regions, propagating from the upper edge of the beam. With increasing load, the existing cracks widened and additional cracks developed. Cracking of the upper surface of the reinforced concrete tie-beam also occurred above the lintel bearing region. The load-bearing capacity of the specimens was exhausted as a result of failure of the lintel and masonry units in the bearing region [Fig. 19a]. The maximum failure load acting on the lintel and the corresponding deflection were 207 kN and 7.7 mm for specimen MSO-Z1-1 and 223 kN and 18.5 mm for specimen MSO-Z1-2. The damaged lintels are shown in Fig. 19.

In specimen MSO-Z2-1, the first cracks appeared in the bed joint above the lintel at a load applied by the tie-rod of 44.5 kN, corresponding to a deflection of 0.5 mm. In specimen MSO-Z2-2, the first cracks appeared at a load of 51.7 kN and a corresponding deflection of 0.4 mm. When the load was applied by the hydraulic



Rys. 19. Uszkodzenia ścian z otworem: a) MSO-Z1-1, b) MSO-Z1-1, c) MSO-Z1-2, d) MSO-Z1-2.

Fig. 19. Damages of walls with an opening: a) MSO-Z1-1, b) MSO-Z1-1, c) MSO-Z1-2, d) MSO-Z1-2.



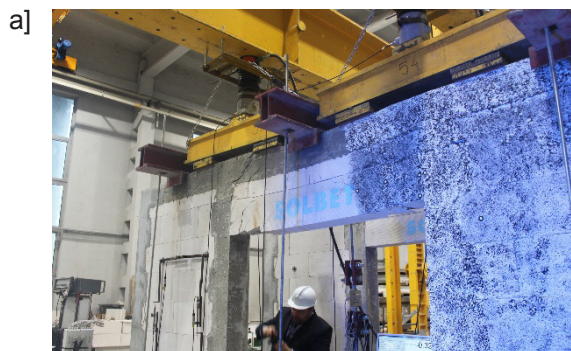
Rys. 20. Uszkodzenia ścian pełnych: a) MSO-Z2-1, b) MSO-Z2-1, c) MSO-Z2-2, d) MSO-Z2-2.

Fig. 20. Damages of solid walls: a) MSO-Z2-1, b) MSO-Z2-1, c) MSO-Z2-2, d) MSO-Z2-2.

siła wyniosła 264 kN a odpowiadające ugięcie nadproża osiągnęło wartość 7,2 mm. Zniszczenie wieńca ponad otworem okiennym oznaczało wyczerpanie nośności modeli. Widok uszkodzonych nadproży przedstawiono na rys. 21.

W modelu serii M2SO-Z2 jako pierwsze pojawiły się zarysowania w spoinie wspornej ponad nadprożem przy obciążeniu z zestawu

actuators attached to the steel frames, a diagonal crack developed in the lintel, extending from its upper edge to the bearing edge. With further loading, cracks developed from the lower edge of the lintel. Failure of the specimens was preceded by cracking of the reinforced concrete tie-beam directly above the edge of the opening and the development of additional cracks in the lintel. Specimen



Rys. 21. Uszkodzenia ścian pełnych: a) M2SO-Z1-1, b) M2SO-Z1-2.

Fig. 21. Damages of solid walls: a) M2SO-Z1-1, b) M2SO-Z1-2.

ciążeń o wartości 51 kN i ugięciu 0,4 mm w przypadku modelu M2SO-Z2-1 oraz przy obciążeniu 44 kN i ugięciu nadproża wynoszącym około 0,3 mm w przypadku modelu M2SO-Z2-2. Przy niewielkim wzroście obciążenia doszło do powstania pionowej rysy [w styku połączenia pomiędzy nadprożem i żelbetowym rdzeniem] biegnącej od górnej krawędzi nadproża. Przy dalszym wzroście obciążenia doszło do zarysowania elementów murowych powyżej nadproża i w środku rozpiętości. W modelu M2SO-Z2 1 maksymalna wartość obciążenia wyniosła 278 kN, a odpowiadające jej ugięcie wyniosło około 9 mm. Zniszczenie modelu M2SO-Z2 2 nastąpiło przy sile 262 kN i ugięciu 10,4 mm. Widok uszkodzonych nadproży przedstawiono na rys. 22.

Ściany skrupowane serii MSO-Z1 z rdzeniami na końcach ścian uzyskały większe średnie wartości siły niszczącej nadproża o 8% w stosunku do ścian bez skrupowania. W przypadku analogicznych

MSO-Z2-1 failed at a load of approximately 190 kN and a deflection of nearly 13 mm, whereas specimen MSO-Z2-2 failed at a load of 179 kN and a lintel deflection of 8.9 mm. The damaged lintels are shown in Fig. 20.

In specimen M2SO-Z1-2, with cores adjacent to the window opening, cracking developed in the bed joints between the lintel and the masonry at a load of 50 kN and a corresponding deflection of 0.5 mm. With further load increase, flexural cracks developed in the lower central region of the lintel and, from the top, at the connection with the core. The crack pattern was symmetrical. The maximum failure load acting on the lintel was 268 kN, with a corresponding lintel deflection of 8.7 mm. The crack propagation in specimen M2SO-Z1-1 was identical to that observed in specimen M2SO-Z1-2. The maximum load was 264 kN, and the corresponding lintel deflection reached 7.2 mm. Failure of the tie-beam above the



Rys. 22. Uszkodzenia ścian pełnych: a) M2SO-Z2-1, b) M2SO-Z2-1, c) M2SO-Z2-2.

Fig. 22. Damages of solid walls: a) M2SO-Z2-1, b) M2SO-Z2-1, c) M2SO-Z2-2.

modeli serii MSO-Z2 wykonanie wypełnionych spoin czołowych spowodowało obniżenie wartości siły niszczącej średnio o 14% w stosunku do modeli serii MSO-Z1 [bez wypełnionych spoin czołowych] i o 5% w stosunku do modeli ścian bez skrzepowania. Poprzez zastosowanie dodatkowych rdzeni żelbetowych w modelach serii M2SO-Z1 uzyskano wzrost średniej wartości siły niszczącej nadproże o 38% w stosunku do modeli bez skrzepowania [MNSO-Z1] oraz o 24% w stosunku do modeli ścian skrzepowanych obwodowo [MSO-Z1]. Modele serii M2SO-Z2 z wypełnionymi spoinami czołowymi osiągnęły średnią siłę niszczącą większą o 2% w stosunku do modeli serii M2SO-Z1 [bez wypełnionych spoin czołowych].

6. Wnioski

W pracy przedstawiono wyniki badań ścian skrzepowanych i nieskrzepowanych wykonanych z bloczków z betonu komórkowego. Badano ściany z wypełnionymi i niewypełnionymi spoinami pionowymi oraz z otworami i bez otworów. Zastosowano zewnętrzne [obwodowe] i wewnętrzne elementy krępujące.

W przypadku ścian ściskanych stwierdzono, że:

- wypełnienie spoin nie wpływa na siły rysujące i niszczące ściskanych modeli skrzepowanych zewnętrznie [obwodowo], jak i nieskrzepowanych. Stwierdzono, że skrzepowanie murów bez otworów nie miało wpływu na poziom sił rysujących modele [modele nieskrzepowane i skrzepowane rysowały się przy podobnej sile].
- Skrzepowanie miało jednak wpływ na rozwarście rys w tych murach. W modelach skrzepowanych bez otworów rysy miały maksymalne rozwarście 0,5 mm, a w modelach bez skrzepowania występowały pęknięcia o szerokości 10 mm.
- Skrzepowanie ścian miało ponadto istotny wpływ na poziom sił niszczących modele. W przypadku modeli z niewypełnionymi spoinami czołowymi skrzepowanie spowodowało wzrost nośności modeli średnio o ponad 34%, a w przypadku modeli z wypełnionymi spoinami o ponad 43%.
- Podobnie jak w wypadku badań murów bez otworów, w murach z otworami nie stwierdzono istotnego wpływu wypełnienia spoin zarówno na nośność modeli skrzepowanych, jak i nieskrzepowanych. Nie stwierdzono również wpływu skrzepowania na poziom sił powodujących zarysowanie modeli nieskrzepowanych z zewnętrznym [obwodowym] skrzepowaniem [co związane było z pojawieniem się pierwszych rys zawsze w nadprożach]. Jedynie w murach z dodatkowymi elementami krępującymi przy otworach stwierdzono wyraźny wzrost poziomu naprężeń rysujących, który w modelach z niewypełnionymi i wypełnionymi spoinami pionowymi wynosił odpowiednio 59,4% i 56,4% w porównaniu do modeli nieskrzepowanych.
- Skrzepowanie ścian z otworami miało istotny wpływ na poziom sił niszczących modele jedynie w wypadku zastosowania dodatkowych wewnętrznych elementów krępujących. W przypadku modeli z niewypełnionymi spoinami czołowymi skrzepowanie czterema rdzeniami spowodowało wzrost nośności modeli

window opening marked the exhaustion of the load-bearing capacity of the specimens. The damaged lintels are shown in Fig. 21.

In the M2SO-Z2 series specimens, the first cracks developed in the bed joint above the lintel at a load applied by the tie-rod system of 51 kN and a deflection of 0.4 mm for specimen M2SO-Z2-1, and at a load of 44 kN and a lintel deflection of approximately 0.3 mm for specimen M2SO-Z2-2. With a slight increase in load, a vertical crack developed [at the interface between the lintel and the reinforced concrete core], extending from the upper edge of the lintel. With further load increase, the masonry units above the lintel and at mid-span became cracked.

In specimen M2SO-Z2-1, the maximum load was 278 kN, with a corresponding deflection of approximately 9 mm. Specimen M2SO-Z2-2 failed at a load of 262 kN and a deflection of 10.4 mm. The damaged lintels are shown in Fig. 22.

The confined walls of the MSO-Z1 series, with cores at the wall ends, achieved an average lintel failure load 8 % higher than that of the unconfined walls. For the corresponding MSO-Z2 specimens, filling the head joints resulted in an average 14 % reduction in the lintel failure load compared with the MSO-Z1 specimens [with unfilled head joints] and a 5 % reduction compared with the unconfined wall specimens. The use of additional reinforced concrete cores in the M2SO-Z1 specimens resulted in a 38 % increase in the average lintel failure load compared with the unconfined specimens [MNSO-Z1] and a 24 % increase compared with the perimeter-confined wall specimens [MSO-Z1]. The M2SO-Z2 specimens with filled head joints achieved an average failure load 2% higher than that of the M2SO-Z1 specimens [with unfilled head joints].

6. Conclusions

The paper presents the results of tests on confined and unconfined walls constructed of autoclaved aerated concrete [AAC] masonry units. Walls with filled and unfilled vertical joints, with and without openings, were investigated. External [perimeter] and internal confining elements were used.

For the walls subjected to compression, it was found as follows.

- Filling the joints had no effect on the cracking and failure loads of the externally [perimeter]-confined or unconfined specimens subjected to compression. It was found that confinement of walls without openings had no effect on the cracking load [the unconfined and confined specimens cracked at similar load levels].
- Confinement did, however, affect crack widths in these walls. In the confined specimens without openings, the maximum crack width was 0.5 mm, whereas cracks up to 10 mm wide occurred in the unconfined specimens.
- Wall confinement also had a significant effect on the failure loads of the specimens. For specimens with unfilled head joints, confinement increased the load-bearing capacity by more than

średnio o ponad 29,6% w porównaniu do modeli nieskrępowanych, a w przypadku modeli z wypełnionymi spoinami wzrost ten wyniósł 29,2%.

Przeprowadzone badania ścian skrupowanych poddanych ścinaniu pozwalają na sformułowanie następujących konkluzji.

- W zakresie naprężeń ścinających określonych w chwili zarysowania τ_{cr} i zniszczenia τ_u stwierdzono, że:
 - skrupowanie w modelach bez otworów serii HOS-C-AAC nie wpłynęło istotnie na wartości naprężeń rysujących. Jedynie w elemencie maksymalnie ściskanym stwierdzono 6% wzrost naprężeń w stosunku do analogicznie badanego modelu bez zbrojenia. W chwili zniszczenia 6% i 7% wzrost naprężeń τ_u wystąpił w modelach minimalnie i maksymalnie ściskanych,
 - w modelach z otworem serii HAS-C1-AAC i obwodowym skrupowaniem w modelu maksymalnie ściskanym wykazano niemal 35% wzrost naprężeń w chwili zarysowania w odniesieniu do modeli niezbrojonych. Maksymalne naprężenia modeli skrupowanych były w każdym przypadku większe o 36% i 33%,
 - zastosowanie skrupowania wzdłuż pionowych krawędzi w modelach serii HAS-C2-AAC spowodowało wzrost naprężeń rysujących bez względu na wartość wstępnych naprężeń ściskających od 22% do 89%. Podobną tendencję stwierdzono w stosunku do naprężeń maksymalnych w przypadku których wzrost naprężeń wyniósł 68% – 105%.
- W zakresie kątów odkształcenia postaciowego w chwili zarysowania Θ_{cr} i zniszczenia Θ_u stwierdzono, że:
 - w elementach skrupowanych bez otworów serii HOS-C-AAC ściskanych do wartości 0,1 N/mm² i 0,75 N/mm² odkształcenia postaciowe w chwili zarysowania były mniejsze od otrzymanych w ścianach referencyjnych o 25% i 32%. Tylko w modelach maksymalnie ściskanych zaobserwowano 77% wzrost odkształceń postaciowych. W chwili zniszczenia we wszystkich modelach skrupowanych deformacje postaciowe były wyraźnie większe od uzyskanych w ścianach nieskrępowanych. Wzrost deformacji wyraźnie zależał od wartości wstępnych naprężeń ściskających. Maksymalny wzrost deformacji wyniósł ponad 450%,
 - w modelach serii HAS-C1-AAC [skrupowanie obwodowe] odkształcenia w chwili zarysowania tylko w modelu minimalnie ściskanym były o 17% większe niż w modelu niezbrojonym, podobną tendencję uzyskano przy największych naprężeniach ścinających [wzrost ponad 820%]. W modelach maksymalnie ściskanych kąty odkształcenia postaciowego były mniejsze niż w analogicznie badanych modelach nieskrępowanych,
 - w modelach ze skrupowaniem w okolicy otworów serii HAS-C2-AAC uzyskano podobną tendencję. W chwili zarysowania tylko w modelu minimalnie ściskanym otrzymano wzrost odkształceń postaciowych o 12% a przy największych naprężeniach o 388%. Również przy największych

34 % on average, whereas for specimens with filled joints, the increase exceeded 43 %.

- Similarly to the tests on walls without openings, no significant effect of joint filling on the load-bearing capacity of either confined or unconfined specimens was observed in walls with openings. No effect of confinement on the cracking load was observed for specimens with external [perimeter] confinement [the first cracks always developed in the lintels]. A pronounced increase in the cracking stresses was observed only in walls with additional confining elements adjacent to the openings. For specimens with unfilled and filled vertical joints, the increases were 59.4 % and 56.4 %, respectively, compared with the unconfined specimens.

Confinement of walls with openings had a significant effect on the failure loads only when additional internal confining elements were used. For specimens with unfilled head joints, confinement by four cores increased the load-bearing capacity by more than 29.6 % on average compared with the unconfined specimens, whereas for specimens with filled joints, the increase was 29.2 %.

The tests performed on confined walls subjected to shear allow the following conclusions to be drawn.

- With respect to the shear stresses determined at cracking, τ_{cr} , and failure, τ_u , it was found that:
 - in the specimens without openings of the HOS-C-AAC series, confinement had no significant effect on the cracking stresses. Only in the specimen subjected to the highest initial compressive stress was a 6 % increase in stress observed compared with the corresponding unconfined specimen. At failure, increases in τ_u of 6 % and 7 % were observed in the specimens subjected to the minimum and maximum initial compressive stresses, respectively.
 - In the specimens with openings of the HAS-C1-AAC series with perimeter confinement, the specimen subjected to the highest initial compressive stress exhibited an almost 35 % increase in cracking stress compared with the unreinforced specimen. The maximum stresses in the confined specimens were higher by 36 % and 33 %, respectively, in all cases.
 - The use of confinement along the vertical edges in the HAS-C2-AAC specimens resulted in an increase in cracking stresses, irrespective of the initial compressive stress level, ranging from 22 % to 89 %. A similar trend was observed for the maximum stresses, for which the increase ranged from 68 % to 105 %.
- With respect to the global shear deformation angles at cracking, Θ_{cr} , and failure, Θ_u , it was found that:
 - in the confined specimens without openings of the HOS-C-AAC series subjected to initial compressive stresses of 0.1 N/mm² and 0.75 N/mm², the shear deformation angles at cracking were 25% and 32% lower, respectively, than those obtained for the reference walls. Only the specimens subjected to the highest initial compressive stress

wstępnych naprężeniach ściskających odkształcenia były mniejsze niż w analogicznie badanych modelach bez skrępowania.

Na podstawie obserwacji badań nadproży w ścianach obciążanych pionowo można stwierdzić że:

- niezależnie od budowy modelu badawczego ściany z otworem okiennym nadproża niemalże zawsze ulegały zarysowaniu w strefie oparcia w sposób uwidaczniający ich częściowe zamocowanie. Taki sposób pracy nadproży nie jest uwzględniany przy ich projektowaniu oraz doświadczalnej weryfikacji nośności.
- nie zaobserwowano wpływu skrępowania obwodowego na nośność modeli, a więc na nośność nadproża i muru wokół otworu okiennego w stosunku do nośności modeli bez skrępowania.
- nie zaobserwowano bezpośredniego wpływu wypełnienia spoin pionowych na nośność modeli. W przypadku murów skrępowanych z dodatkowymi rdzeniami przy otworach okiennych nie dochodziło do zmiążdżenia nadproży w strefie oparcia ze względu na przejście przez rdzenie siły ściskającej.
- dodatkowe rdzenie przy otworze okiennym spowodowały utwierdzenie wieńca i nadproża co wprowadziło ramowy schemat pracy wieńca oraz nadproża uzyskując w efekcie największy wpływ [o minimum 24%] skrępowania na nośność ścian.

Literatura / References

1. C. Belghiat, A. Messabhia, J.P. Plassiard, M. Guenfoud, Experimental study of double-panel confined masonry walls under lateral loading. *J. Build. Eng.* **20**, 531–543 (2018). <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2018.09.001>.
2. B. Chi, X. Yang, F. Wang, Z. Zhang, Y. Quan, Experimental investigation of effect of section configuration on seismic performance of an innovative integrated concrete masonry wall system. *Eng. Struct.* **206**, 110163 (2020). <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.110163>.
3. Ł. Drobiec, R. Jasiński, T. Rybarczyk, The influence of the type of mortar on the compressive behaviour of walls made of autoclaved aerated concrete (AAC). In: *Brick and Block Masonry – Trends, Innovations and Challenges*. Taylor & Francis Group, London 1531–1538 (2016). <https://doi.org/10.1201/b21889>.
4. Ł. Drobiec, W. Mazur, T. Rybarczyk, Analysis of confined AAC walls under monotonic compression. *Eng. Struct.* **253**, 113756 (2022). <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.113756>.
5. Ł. Drobiec, Analysis of AAC walls subjected to vertical load. *Mauerwerk* **23** **6**, 387–403 (2019). <https://doi.org/10.1002/dama.201900021>.
6. EN 1996-1-1:2005, Eurocode 6 – Design of masonry structures – Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures.
7. W. Jäger, P. Schöps, Confined masonry – a chance to improve the load bearing capacity. *Proceedings of the 5th International Conference on Autoclaved Aerated Concrete*, Bydgoszcz, 14–17 September 2011, 225–236.
8. R. Jasiński, Ł. Drobiec, Study of autoclaved aerated concrete masonry walls with horizontal reinforcement under compression and shear. *Procedia Eng.* **161**, 918–924 (2016). <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2016.08.758>.

exhibited a 77% increase in shear deformation. At failure, the shear deformations in all confined specimens were markedly greater than those obtained for the unconfined walls. The increase in deformation clearly depended on the level of initial compressive stress, with the maximum increase exceeding 450%,

- in the HAS-C1-AAC specimens [perimeter confinement], the deformation angle at cracking was 17% higher than that of the unreinforced specimen only in the specimen subjected to the minimum initial compressive stress. A similar trend was observed at the highest shear stresses [an increase exceeding 820%]. In the specimens subjected to the highest initial compressive stress, the global shear deformation angles were lower than those measured in the corresponding unconfined specimens,
- a similar trend was observed in the HAS-C2-AAC specimens with confinement adjacent to the openings. At cracking, an increase in shear deformation of 12 % was observed only in the specimen subjected to the minimum initial compressive stress, while at the highest shear stresses the increase reached 388 %. Also, at the highest initial compressive stress, the deformations were lower than those measured in the corresponding unconfined specimens.

Based on the observations from the tests on lintels in walls subjected to vertical loading, the following conclusions can be drawn.

- Irrespective of the configuration of the tested wall with a window opening, the lintels almost invariably cracked in the bearing region, indicating partial fixity. This mode of lintel behaviour is not taken into account in their design or in the experimental verification of their load-bearing capacity.
- No effect of perimeter confinement on the load-bearing capacity of the specimens was observed; that is, no difference was found in the load-bearing capacity of the lintel and the masonry surrounding the window opening compared with the unconfined specimens.
- No direct effect of filling the vertical joints on the load-bearing capacity of the specimens was observed. In the confined walls with additional cores adjacent to the window openings, crushing of the lintels in the bearing region did not occur because the compressive force was transferred through the cores.
- The additional cores adjacent to the window opening provided fixity to the tie-beam and lintel, resulting in frame-like behaviour of the tie-beam–lintel system and, consequently, producing the greatest effect of confinement on wall load-bearing capacity [at least 24 %].

9. J.M. Leal-Graciano, B. Quiñónez, H.E. Rodríguez-Lozoya, J.J. Pérez-Gavilán, J.F. Lizárraga-Pereda, Use of GFRP as retrofit alternative for confined masonry walls with window opening subjected to in-plane lateral load. *Eng. Struct.* **223**, 111148 (2020). <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.111148>.
10. R. Marques, P.B. Lourenço, Structural behaviour and design rules of confined masonry walls: Review and proposals. *Constr. Build. Mater.* **217**, 137–155 (2019). <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.04.266>.
11. P. Schöps, W. Jäger, Confined masonry subjected to lateral loads. *Mauerwerk* **19**(4), 277–286 (2015). <https://doi.org/10.1002/dama.201500668>.
12. M. Tomažević, Earthquake-resistant design of masonry buildings. Imperial College Press, London (1999).
13. Y.H. Tu, T.H. Chuang, P.C. Lin, P.W. Weng, Y.T. Weng, Experiment of slender confined masonry panels under monotonic and cyclic loading. In: Structures Congress 2011, ASCE 2730–2740 (2011).
14. R. Jasiński, Comparisons of confined and different types of reinforcement on the behavior of masonry shear walls. In: ICAAC, 6th International Conference on Autoclaved Aerated Concrete, Potsdam, Germany, 4–6 September, 353–365 (2018). <https://doi.org/10.1002/cepa.873>.
15. R. Jasiński, Research on the influence of bed joint reinforcement on strength and deformability of masonry shear walls. *Materials* **12**(16), 2543 (2019). <https://doi.org/10.3390/ma12162543>.
16. R. Jasiński, T. Gąsiorowski, Comparative studies of the confined effect of shear masonry walls made of autoclaved aerated concrete masonry units. *Materials* **16**(17), 5885 (2023). <https://doi.org/10.3390/ma16175885>.
17. PN-EN 846-9:2002, Methods of test for ancillary components for masonry. Part 9: Determination of flexural resistance and shear resistance of lintels.
18. W. Mazur, Badania błędnego montażu prefabrykowanych nadproży z ABK. *Mater. Bud.* **8**, 27–34 (2025). <https://doi.org/10.15199/33.2025.08.03>.
19. EN 772-1+A1:2015, Methods of test for masonry units. Part 1: Determination of compressive strength. European Committee for Standardization (CEN), Brussels (2015).
20. EN 1015-11:2019, Methods of test for mortar for masonry. Part 11: Determination of flexural and compressive strength of hardened mortar. European Committee for Standardization (CEN), Brussels (2019).
21. EN 1052-1:2000, Methods of test for masonry. Part 1: Determination of compressive strength. European Committee for Standardization (CEN), Brussels (2000).
22. EN 1052-3:2007, Methods of test for masonry. Part 3: Determination of initial shear strength. European Committee for Standardization (CEN), Brussels (2007).
23. ASTM E519:2000, Standard test method for diagonal tension (shear) in masonry assemblages. American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, PA, USA (2000).
24. EN 206:2013+A2:2021, Concrete – Specification, performance, production and conformity. European Committee for Standardization (CEN), Brussels (2021).
25. EN ISO 6892-1:2019, Metallic materials – Tensile testing – Part 1: Method of test at room temperature. European Committee for Standardization (CEN), Brussels (2019).