



WYDZIAŁ BUDOWNICTWA * POLITECHNIKA ŚLĄSKA

KATEDRA KONSTRUKCJI BUDOWLANYCH



W DYSCYPLINIE: INŻYNIERIA LĄDOWA, GEODEZJA I TRANSPORT

PRACA DOKTORSKA

Analiza nośności i rysoodporności muru zabytkowego poddanego zginaniu w płaszczyźnie

mgr inż. Dariusz Sanewski

Promotor:

prof. dr. hab. inż. Łukasz Drobiec

Promotor pomocniczy:

dr inż. Adam Piekarczyk

Gliwice 2024

Pragnę serdecznie podziękować wszystkim osobom, które przyczyniły się do powstania pracy doktorskiej. Prof. dr. hab. inż. Łukaszowi Drobcowi promotorowi mojej pracy, dziękuję za opiekę naukową i merytoryczne czuwanie nad pracą przez cały okres trwania doktoratu, za ogrom przekazanej wiedzy i życzliwość. Dr inż. Adamowi Piekarczykowi promotorowi pomocniczemu składam serdeczne podziękowania za poświęcony czas i osobiste zaangażowanie, za cenne, merytoryczne uwagi oraz wykazaną cierpliwość. Składam również serdeczne podziękowania całemu zespołowi pracowników technicznych za wszelką udzieloną pomoc.

Pragnę też bardzo podziękować całej mojej rodzinie, a w szczególności mojej żonie Iwonie oraz córce Paulinie i synowi Robertowi za ogrom miłości i wsparcie w trudnych momentach.

SPIS TREŚCI

Oznaczenia.....	4
1. Wstęp.....	8
Introduction.....	10
2. Cel i zakres pracy.....	12
3. Mury z cegły wzmocnione prętami gfrp - analiza stanu wiedzy.....	14
3.1. Wstęp.....	14
3.2. Czynniki wpływające na destrukcję konstrukcji ceglanych.....	18
3.3. Naprężenia w niezbrojonych murach ceramicznych.....	24
3.4. Analiza murów ceramicznych wzmacnianych w spoinach wspornych.....	33
3.5. Wyznaczenie wytrzymałości muru zabytkowego na ściskanie.....	36
3.6. Pręty kompozytowe w budownictwie.....	40
3.6.1. Cechy prętów z nierdzewnej stali spiralnej i prętów kompozytowych.....	48
3.7. Podsumowanie.....	50
4. Wyniki badań materiałowych.....	52
4.1. Wstęp.....	52
4.2. Cechy zaprawy wapiennej.....	52
4.3. Analiza wapiennych zapraw historycznych pobranych z konstrukcji.....	54
4.4. Badania wytrzymałości zapraw na zginanie i ściskanie na znormalizowanych próbkach laboratoryjnych.....	61
4.5. Wybór zaprawy naprawczej.....	65
4.5.1. Badania laboratoryjne zaprawy naprawczej zmodyfikowanej włóknami.....	65
4.6. Określenie wytrzymałości na ściskanie cegieł renesansowych.....	69
4.6.1. Wyznaczenie klas dla cegieł historycznych.....	71
4.7. Cechy prętów kompozytowych GFRP.....	75
4.8. Podsumowanie wyników badań materiałowych.....	82
5. Badania wpływu wzmocnienia muru na wytrzymałość na ściskanie i zginanie.....	84
5.1. Badania wytrzymałości na ściskanie.....	84
5.1.1. cel badań.....	84
5.1.2. Elementy badawcze i zakres badań.....	84
5.1.3. Technika badań.....	87
5.1.4. Wyniki badań elementów próbnych serii CS, CSF1 i CSF2.....	89
5.1.4.1. Wyznaczenie charakterystycznej wytrzymałości muru na ściskanie.....	95
5.1.5. Wyniki badań murów ściskanych z cegieł historycznych.....	95
5.1.5.1. Wyznaczenie charakterystycznej wytrzymałości na ściskanie dla elementów próbnych serii G, R, N.....	97
5.2. Badania wpływu zbrojenia przypowierzchniowego na nośność muru zginanego w płaszczyźnie.....	98
5.2.1. Cel badań.....	98
5.2.2. Element badawczy.....	98
5.2.3. Stanowisko badawcze i technika badań.....	100
5.2.4. Wyniki badań.....	108
5.3. Podsumowanie.....	108
6. Badania wytrzymałości muru na ścinanie.....	111
6.1. Cel badań.....	111

6.2. Elementy próbne i zakres badań.....	111
6.3. Stanowisko badawcze i przebieg badań	113
6.4. Procedura badania elementów próbných typu b	115
6.5. Wyniki badań	116
6.6. Podsumowanie	121
7. Badanie wytrzymałości muru na ukośne rozciąganie przy ściskaniu	123
7.1. Cel badań	123
7.2. Elementy badawcze i zakres badań	123
7.3. Stanowisko badawcze i przebieg badań	124
7.4. Wyniki badań	127
7.4.1. Elementy badawcze niewzmocnione serii ct	127
7.4.2. Elementy badawcze wzmocnione jednostronnie serii CTF1	129
7.4.3. Elementy badawcze wzmocnione dwustronnie serii CTF2.....	132
7.5. Podsumowanie	135
8. Badanie wytrzymałości na ściskanie ścian podpartych podatnie	136
8.1. Cel badań	136
8.2. Elementy badawcze i program badań	136
8.3. Stanowisko badawcze i przebieg badań	138
8.4. Wyniki badań	142
8.4.1. Badania ścian C.1 i C.2.....	142
8.4.2. Technologia wzmocnienia uszkodzonych ścian C.1 i C.2	147
8.4.3. Badania ścian wstępnie uszkodzonych i wzmocnionych C.1-1 i C.2-1.....	150
8.4.4. Zależność ugięcia od obciążenia dla niewzmocnionych elementów badawczych C.1 i C.2	154
8.4.5. Zależność ugięcia od obciążenia dla wzmocnionych elementów badawczych C.1-1 i C.2-1	156
8.4.6. Wyniki badań deformacji poprzecznej ścian.....	157
8.5. Podsumowanie	164
9. Wnioski.....	166
10. Kierunki dalszych badań	170
11. Bibliografia	171
Wykaz kart danych technicznych, kart produktu i aprobat technicznych	175
Wykaz norm.....	176
Wykaz stron internetowych.....	177
Wykaz wzorów	179
Wykaz zdjęć.....	182
Wykaz skanogramów	185
Wykaz tabel	186
Wykaz rysunków (wykresów, schematów)	188

Oznaczenia

Duże litery łacińskie

A – przekrój poprzeczny obciążonej ściany

A_s – pole przekroju zbrojenia poziomego

E – doraźny moduł sprężystości muru

E_B – moduł sprężystości elementu murowego

E_m – moduł sprężystości zaprawy

E_s – moduł sprężystości stali

F – siła zewnętrzna

F_c – siła niszcząca badany element próbny

$F_{i,max}$ – maksymalne obciążenie pojedynczego elementu próbnego

F_m – siła zrywająca pręt zbrojeniowy

F_v – wypadkowa siła niszcząca

FRP – wzmocnienie wykonane z żywicy i siatki niemetalicznej: szklanej GFRP (*Glass Fibre Reinforced Polymer*), aramidowej AFRP (*Aramid Fibre Reinforced Polymer*), bazaltowej BFRP (*Basalt Fibre Reinforced Polymer*)

$FRCM$ – system wzmocnień powierzchniowych muru (z ang. *Fibre Reinforced Cementitious Matrix*), z siatkami niemetalicznymi osadzonymi na modyfikowanej zaprawie cementowej

G_i – moduł odkształcenia postaciowego

$GFRP$ – pręty z włókien szklanych (ang. *Glass Fiber Reinforced Polymer*)

K – stała we wzorze na wytrzymałość muru na ściskanie

M_b – moment niszczący w płaszczyźnie spoiny wspornej

M_x – moment równoległy do osi x

M_y – moment równoległy do osi y

M_z – moment skierowany wzdłuż osi z

PJX – czujniki przemieszczeń linowych

PBO – siatka do wzmocnień w systemie FRCM (*p-Phenylene Benzo bisOxazole*)

T_g – temperatura zeszklenia zbrojenia GFRP

Małe litery łacińskie

b – szerokość przekroju

c – kohezja

e - mimośród

f_d – obliczeniowa wytrzymałość muru na ściskanie w rozpatrywanym kierunku

f_{dr} – obliczeniowa wytrzymałość muru zbrojonego na ściskanie

f_{cx} – wytrzymałość na ściskanie muru w kierunku równoległym do spoin wspornych

f_{cy} – wytrzymałość na ściskanie muru w kierunku prostopadłym do spoin wspornych

$f_{i,min}$ – najmniejsza wytrzymałość muru na ściskanie w badanej serii

f_k – charakterystyczna wytrzymałość na ściskanie muru

$f_k^{hist.}$ – wytrzymałości na ściskanie muru historycznego

f_m – wytrzymałość zaprawy murarskiej na ściskanie

f_{mt} – wytrzymałość zaprawy na rozciąganie

f_{mv} – wytrzymałość zaprawy na ścinanie

f_{mx} – wytrzymałość zaprawy na rozciąganie przy zginaniu

f_t – wytrzymałość muru lub stali na rozciąganie osiowe

f_{yd} – obliczeniowa granica plastyczności zbrojenia

f_{voi} – początkowa wytrzymałość na ścinanie muru pod zerowym naprężeniem ściskającym
uzyskana z badań pojedynczego elementu próbnego

f_{vko} – charakterystyczna początkowa wytrzymałość na ścinanie muru prostopadłą do spoin
wspornych

f_x – wytrzymałość muru na zginanie

f_{xd1} – obliczeniowa wytrzymałość na zginanie muru z płaszczyzną zniszczenia równoległą do
spoin wspornych

f_{xd2} – obliczeniowa wytrzymałość na zginanie muru z płaszczyzną zniszczenia prostopadłą do
spoin wspornych

f_{xk1} – charakterystyczna wytrzymałość na zginanie muru z płaszczyzną zniszczenia
równoległą do spoin wspornych

f_{xk2} – charakterystyczna wytrzymałość na zginanie muru z płaszczyzną zniszczenia
prostopadłą do spoin wspornych

f_{yd} – obliczeniowa granica plastyczności zbrojenia

f_{yk} – charakterystyczna granica plastyczności zbrojenia

h – wysokość cegły, wysokość ściany lub elementu badawczego

h_m – grubość spoiny wspólnej

l – długość ściany (liczona pomiędzy innymi ścianami, pomiędzy ścianą i otworem lub pomiędzy otworami); długość

m_w i m_s – to odpowiednio masa próbki wilgotnej i po wysuszeniu do stałej masy

s – pionowy odstęp spoin zawierających zbrojenie

t – grubość ściany lub elementu badawczego; czas

t_b – szerokość elementu murowego

u – przemieszczenie

w_m – wilgotność masowa

Duże litery greckie

Φ – współczynnik redukcyjny; kąt obrotu

Θ – kąt odkształcenia postaciowego

Θ_{adm} – dopuszczalna wartość Θ

Θ_{cr} – kąt odkształcenia postaciowego w chwili zarysowania

Małe litery greckie

α_c – cecha sprężystości muru

δ – współczynnik stosowany do określania znormalizowanej średniej wytrzymałości na ściskanie elementów murowych

ε – odkształcenie jednostkowe muru wywołane naprężeniem normalnym

ε_{mu} – graniczne odkształcenie muru przy ściskaniu

ε_B – odkształcenie elementów murowych

ε_m – odkształcenie zaprawy

ε_{ml} – odkształcenie muru odpowiadające obliczeniowej wytrzymałości muru na ściskanie f_d

ε_{ut} – końcowe odkształcenie muru przy rozciąganiu

η_w – współczynnik uwzględniający stan zawilgocenia elementów murowych

Analiza nośności i rysoodporności muru zabytkowego poddanego zginaniu w płaszczyźnie

μ – współczynnik odkształcenia poprzecznego muru; współczynnik tarcia

μ_b, μ_m – współczynnik odkształcalności poprzecznej cegieł oraz zaprawy

ν – współczynnik zmienności; współczynnik odkształcalności poprzecznej

τ_{cr} – naprężenie styczne w chwili zarysowania

τ_u – graniczne naprężenie w płaszczyźnie styku zaprawy z elementem murowym

$\tau_{v,N}$ – naprężenie styczne w chwili zniszczenia muru niezbrojonego

ρ – gęstość objętościowa, czy też współczynnik uwzględniający usztywnienie ściany
wzdłuż krawędzi pionowej i/lub poziomej; współczynnik tarcia; stopień zbrojenia

σ_t – naprężenia rozciągające

σ_x – naprężenia normalne równoległe do osi x

σ_y – naprężenia normalne prostopadłe do osi y (prostopadłe do płaszczyzny spoin
wspornych)

φ – współczynnik wyboczeniowy; wielkość kąta tarcia wewnętrznego zapraw w spoinie
wspornej muru

χ – współczynnik korekcyjny (redukcyjny) dla danego muru historycznego

1. Wstęp

Naprawa obiektów zabytkowych należy do specjalistycznych zagadnień budownictwa. Prace budowlane na zabytku (naprawa, remont, renowacja) wymagają zachowania pierwotnych materiałów, zgodnych co do składu i kolorystyki, przy czym zazwyczaj wytworzonych w tradycyjnej technologii. Służba konserwatorska poleca zachowanie historycznych wymiarów oraz często oczekuje wykonania odwzorowania na obiekcie historycznych detali architektonicznych.

Zainteresowanie realizacją pracy doktorskiej wywołał aspekt ekonomiczny napraw pęknięć występujących nad nadprożami okiennymi dwudziestowiecznej kamienicy w Olsztynie. Ekspertyza zalecała „zszycie” ścian ceramicznych brytyjską metodą wykorzystującą metaliczne pręty spiralne na zaprawie z żywicy epoksydowej. W niniejszej pracy przedstawiono badania nad wykorzystaniem do naprawy pęknięć zabytkowych murów ceramicznych wzmocnienia powierzchniowego siatką z włókien PBO i przypowierzchniowego prętami GFRP na zaprawie modyfikowanej. Główny nacisk w pracy postawiono na badanie nośności i odkształcalności poprzecznej muru oraz analizie zarysowań, w tym na naturalnej wielkości ścianach wzorowanych na zabytkowym osiedlu „Nikiszowiec” w Katowicach.

W rozdziale trzecim przybliżono wiedzę literaturową na temat ceglanych obiektów na świecie i w Polsce oraz na temat mechanizmu powstawania rys i pęknięć ścian ceramicznych. W rozdziale czwartym przedstawiono normowe badania materiałowe komponentów muru. Wykonano badania cegieł gotyckich wytworzonych dawnymi metodami w manufakturze, cegieł renesansowych (pochodzących z rozbiórki), cegieł z lat 20-30 XX w. pochodzących z rozbiórki obiektu na Śląsku z okresu porównywalnego do wybudowania zabytkowego osiedla „Nikiszowiec” w Katowicach oraz cegieł współczesnych. Odrębnie przeprowadzono badania normowe dla przyjętej, gotowej zaprawy naprawczej celem ustalenia jej przydatności do naprawy muru wzmocnianego powierzchniowo siatką PBO (system FRCM) bądź przypowierzchniowo prętami kompozytowymi GFRP. Przybliżono właściwości prętów kompozytowych GFRP, a także przeprowadzono próbę wyznaczenia ich charakterystycznej wytrzymałości na rozciąganie.

Rozdział piąty, szósty i siódmy poświęcono badaniom normowym na elementach badawczych niewzmocnionych oraz powierzchniowo jednostronnie i dwustronnie wzmocnionych siatką PBO na zaprawie modyfikowanej. Dodatkowo w ramach eksperymentu przeprowadzono normowe badania charakterystycznej wytrzymałości na ściskanie

elementów próbnych wykonanych z cegieł historycznych. Przedstawiono też badanie doświadczalne muru z cegły renesansowej w wątku gotyckim wzmocnionego przypowierzchniowo prętami GFRP i poddanego zginaniu w płaszczyźnie.

W rozdziale ósmym przedstawiono badania eksperymentalne dwóch pełnowymiarowych ścian z cegły ceramicznej na zaprawie historycznej uszkodzonych a następnie wzmocnionych powierzchniowo siatką PBO oraz przypowierzchniowo prętami GFRP, wykorzystując tą samą zaprawę naprawczą. Badania ścian prowadzono przed uszkodzeniem oraz po ich wzmocnieniu. Analizowano ich nośność i deformację poprzeczną. Wykonano analizę rys i pęknięć stosując pomiar optyczny oraz przy wykorzystaniu transformatorowych czujników PJX zainstalowanych na bazach pomiarowych. Na podstawie wyników badań i ich analizy sformułowano wnioski.

Introduction

Repair of historic buildings is a specialized construction issue. Construction work on a monument (repair, renovation, renovation) requires preserving the original materials, consistent in composition and color, and usually manufactured in traditional technology. The conservation service recommends maintaining historical dimensions and often expects historical architectural details to be reproduced on the object.

The economic aspect of repairing cracks occurring above the window lintels of a 20th-century tenement house in Olsztyn sparked interest in carrying out a doctoral thesis. The expert opinion recommended "stitching" the ceramic walls using the British method using metallic spiral rods on epoxy resin mortar. This study presents research on the use of surface reinforcement with PBO fiber mesh and surface reinforcement with GFRP rods on modified mortar to repair cracks in historic ceramic walls. The main emphasis in the work was placed on examining the load-bearing capacity and transverse deformability of the wall and analyzing cracks, including on life-size walls modeled on the historic "Nikiszowiec" housing estate in Katowice.

The third chapter presents literature knowledge about brick objects in the world and in Poland and the mechanism of formation of scratches and cracks in ceramic walls. The fourth chapter presents standard material tests of wall components. Tests were carried out on Gothic bricks made using old methods in the factory, Renaissance bricks (from demolition), bricks from the 1920s and 1930s from the demolition of a facility in Silesia from a period comparable to the construction of the historic "Nikiszowiec" housing estate in Katowice, and modern bricks.

Separately, standard tests were carried out for the adopted, ready-made repair mortar to determine its suitability for repairing a wall reinforced with PBO mesh on the surface or with GFRP composite rods near the surface. The properties of GFRP composite rods were presented, and an attempt was made to determine their characteristic tensile strength.

Chapters five, six and seven are devoted to standard tests of unreinforced test elements and test elements reinforced on one and both sides with PBO mesh on modified mortar. Additionally, as part of the experiment, standard tests of the characteristic compressive strength of test elements made of historic bricks were carried out. Experimental tests of a Renaissance brick wall with a Gothic binder reinforced with GFRP rods were also presented and subjected to in-plane bending. Chapter eight presents experimental tests of two full-size walls made of ceramic bricks with historical mortar, damaged and then reinforced on the

surface with PBO mesh and near the surface with GFRP rods, using the same repair mortar. The walls were tested before damage and after strengthening. Their load-bearing capacity was analyzed and transverse deformation. The analysis of scratches and cracks was carried out using optical measurement and PJX transformer sensors installed on the measurement bases. Based on the research results and their analysis, conclusions were formulated.

2. Cel i zakres pracy

Głównym celem badań jest ustalenie wpływu wzmocnienia murów ceramicznych powierzchniowo siatką PBO i przypowierzchniowo prętami kompozytowymi GFRP \varnothing 6 mm na zaprawie modyfikowanej na nośność i odkształcalność. Kolejnym celem jest ustalenie, czy siatka PBO i pręty kompozytowe GFRP \varnothing 6 mm na przyjętej, gotowej zaprawie naprawczej spełniają kryterium wytrzymałości i rysoodporności w naprawie murów ceramicznych.

Pogłębiono również wiedzę o tworzeniu się zarysowań w ścianach z ceramicznych elementów murowych. Zaproponowano metody naprawy pękniętego muru powierzchniowo siatką PBO i przypowierzchniowo prętami GFRP z wykorzystaniem tej samej zaprawy modyfikowanej. Określono, czy wybrane materiały naprawcze spełniają wymogi normowe. Założono, że proponowane materiały posiadają parametry techniczne podobne do tych, jakie mają materiały stosowane m.in. przy konserwacji zabytków metodą naprawy pęknięć ścian metalicznymi prętami spiralnymi na żywicy epoksydowej.

Przeprowadzono badania materiałowe komponentów muru przy wykorzystaniu elementów murowych historycznie zbliżonych do elementów ceramicznych z różnych okresów. W badaniach wykorzystano cegłę gotycką (G) wykonaną historycznymi metodami produkcji w manufakturze w Gniewie, cegłę renesansową (R) pozyskaną z rozbiórki zabudowań koło Pasłęka, cegłę z lat 20-30 XX w. (N) pozyskaną z rozbiórki obiektu w Czeladzi powstałego w okresie porównywalnym do wybudowania zabytkowego osiedla „Nikiszowiec” w Katowicach oraz cegłę współczesną (W) uzyskaną z cegielni „Łąka” na Śląsku.

Badania zasadnicze przeprowadzono z wykorzystaniem stanowisk badawczych zaprojektowanych do badań konstrukcji murowych. W badaniach normowych ustalono m.in. charakterystyczną wytrzymałość na ściskanie, ścinanie i ściskanie wzdłuż przekątnej elementu próbnego. Przeprowadzono badania eksperymentalne dwóch pełnowymiarowych ścian o grubości półtorej cegły z otworem okiennym z ceramicznym nadprożem łukowym, do wymurowania których użyto cegły współczesnej (W) i fabrycznej zaprawy historycznej. W badaniach ścian pełnowymiarowych analizowano nośność i deformacje poprzeczne muru, przed ich wzmocnieniem i po wzmocnieniu, pod wpływem pionowego obciążenia o charakterze grawitacyjnym przy jednoczesnym ugięciu liniowej konstrukcji podpierającej ścianę. Z wykorzystaniem tej samej fabrycznej zaprawy naprawczej jedną ścianę wzmocniono

Analiza nośności i rysoodporności muru zabytkowego poddanego zginaniu w płaszczyźnie

powierzchniowo siatką PBO a drugą przypowierzchniowo prętami kompozytowymi GFRP \varnothing 6 mm z włókien szklanych.

Analizowane przypadki wzmocnienia ścian miały potwierdzić skuteczność zaproponowanego sposobu naprawy murów ceramicznych.

3. Mury z cegły wzmocnione prętami GFRP - analiza stanu wiedzy

3.1. Wstęp

Największym kubaturowym obiektem budowlanym świata jest mur chiński. Wykonany został głównie z cegieł (początkowo surowej a następnie wypalanej) spojonych zaprawą wapienną (budowa fortyfikacji zajęła ponad 2000 lat i z niewielkimi przerwami przypadała na okres od VI w. p.n.e. do XVI w n.e.) – fot. 3.1-1.



Fot. 3.1-1. Mur Chiński (licencja Creative Commons. Autor Ofol.) [W 1]

Photo 3.1-1. Wall of China (Creative Commons license. Author Ofol.) [W 1]

Wraz z upływem lat w środowisku suchym zaprawa wapienna w murze z cegły ulega wzmocnieniu (występuje sukcesywny wzrost wytrzymałości na ściskanie). Mimo to, do wad tej zaprawy zalicza się niewielką wytrzymałość mechaniczną oraz małą odporność na zamarzania. W porach zapraw wapiennych wykryszalizowują sole rozpuszczalne w wodzie. Woda zawiera kwas węglowy (H_2CO_3) działa niszcząco na spoiny. Destrukcyjne reakcje oddziałujące na elementy zaprawy zachodzą też w przypadku wody opadowej zawierającej pochodzący z atmosfery kwas siarkowy (H_2SO_4) i azotowy (HNO_3). Zaprawa od strony zewnętrznej muru rozpada się, a w skrajnych sytuacjach dochodzi do wypadania elementów murowych. Do takiego efektu dochodzi zwykle w obszarach murów zwilgoconych.

Gdy mur jest suchy zaprawy wapienne praktycznie nie ulegają degradacji. Wraz z upływem czasu wytrzymałość na ściskanie zaprawy wapiennej wzrasta. Jakość wapna ma

niemałe znaczenie dla odporności zapraw na czynniki zewnętrzne. W trakcie zmieszania wapna gaszonego lub sucho gaszonego z wodą, powstający roztwór wodorotlenku wapnia $[Ca(OH)_2]$ pokrywa powierzchnię części drobin tlenku wapnia (CaO) nie pozwalając na ich rozpuszczenie. W tych miejscach początkowo tworzą się cząsteczki wodorotlenku wapnia a następnie węglanu wapnia. Wywołują to kolejno procesy hydratacji (uwodnienia) oraz karbonatyzacji (tworzenie węglanów z krzemianów, glinokrzemianów i innych minerałów). Nowe kryształy zwiększając objętość wywołują naprężenia i w efekcie mikropęknięcia. Dawniej niechciany proces starano się zminimalizować. Wapno przez kilka lat gaszono w dołach oraz stosowano wypełniacze w postaci domieszek naturalnych lub mineralnych (np. klej z ryżu, białko jajek, pucolanę).

Pierwsze cegły formowano ręcznie i suszono. Rozwój trwałych wyrobów z gliny datuje się na początek XIII wieku z chwilą wynalezienia cegły palonej oraz późniejszego uprzemysłowienia produkcji przy użyciu maszyn parowych. W temperaturze około $960^{\circ}C$ glina twardnieje a powstała z niej cegła uzyskuje stały kształt i wymiary. Pierwotnie w procesie suszenia cegieł dochodziło do zmian ich kształtu i wymiarów. Słabością tych cegieł była nadmierna porowatość i kruchość (podczas uderzenia pękały). W roku 1554 król Zygmunt August wydał rozporządzenie kierowane do burmistrza i rajców krakowskich ustalające wymiar cegły na 3x6x12 cali. W roku 1595 roku król Zygmunt III Waza, po utworzeniu komisji weryfikującej nakład pracy potrzebny do produkcji cegły, nakazał, by cegły wytwarzane w krakowskich wytwórniach posiadały wymiar $\frac{1}{2} \cdot \frac{1}{4} \cdot \frac{1}{8}$ łokcia. Regulacje te uznaje się za pierwszą krajową normę budowlaną [W 9].

W Polsce budownictwo gotyckie rozwijało się do XVI - XVII wieku. Cegła pełna gotycka miała przeciętne wymiary 280÷300 x 130÷140 x 70÷90. Cegła pełna romańska, dla porównania, miała wymiary 260÷280 x 120÷130 x 70÷90. Cykl produkcji cegły gotyckiej przebiegał przez trzy sezony. Rozpoczynał się od pozyskania oraz sezonowania gliny. Na początku cegły wyrabiano ręcznie przy użyciu form wykonanych z deseczek. Od XIX w. produkcję całkowicie zmechanizowano. Glinę do formy wkładano ręcznie odcinając jej nadmiar strychulcem. Surową cegłę najpierw suszono a następnie w stosownym czasie wypalano.

Cegłę paloną, na historycznych ziemiach polskich, po raz pierwszy użyto ok. połowy XII w. do budowy kolegiaty w Tumie [szerzej w 25], (fot. 3.1-2).



Fot.3.1-2. Tum, Kolegiata p.w. NMP i św. Aleksego, Milejski S., 1952 [W 9]

Photo 3.1-2. Tum, Collegiate Church of St. Virgin Mary and St. Alexego, Milejski S., 1952 [W 9]

Przykładem konstrukcji ceglanej na terenie kraju jest gdańska bazylika mariacka (1343-1502) - największa na świecie świątynia wykonana z cegły (fot. 3.1-3).



Fot. 3.1-3. Bazylika Mariacka w Gdańsku, Sienicki T., 2004 [W 10]

Photo 3.1-3. St. Mary's Basilica in Gdańsk, Sienicki T., 2004 [W 10]

Zamek malborski natomiast (fotografia 3.1-4) stanowi największą na świecie gotycką budowlę z cegły (obiekt budowano etapami od 1280 roku do połowy XV wieku).



Fot. 3.1-4. Widok Pałacu Wielkich Mistrzów i Zamku Wysokiego od strony Nogatu, (Carschten vel Der Hexer, 2010) [W 11]

Photo 3.1-4. View of the Grand Masters Palace and the High Castle from the Nogat side, (Carschten vel DerHexer, 2010) [W 11]

Poniżej zamieszczono widok Wysokiej Bramy z XIV w. w Olsztynie (zdjęcie 3.1.-5). W licu muru za pomocą strzałki wskazano na cegłę 280x135x70 mm wymiarowo odpowiadającą pełnym czerwonym cegłom użytym w próbie wzmocnienia muru prętami kompozytowymi GFRP (ang. *Glass Fiber Reinforced Polymer*), wykonanego na wzór historycznego muru o grubości jednej cagły w wątku gotyckim (polskim). Nie znamy przypadków bezpośredniego wykorzystania prętów GFRP do wzmocnienia ścian ceramicznych w spoinach wspornych. Istnieją natomiast opracowania powierzchniowego wykorzystania siatek z materiałów kompozytowych użytych do wzmacniania elementów ceglanych, np. pękniętych łuków.



Fot. 3.1-5. Wysoka Brama z XIV w. w Olsztynie i cegła 280x135x70 w licu muru

Photo 3.1-5. High Gate from the 14th century in Olsztyn and a brick 280x135x70 in the face of the wall

3.2. Czynniki wpływające na destrukcję konstrukcji ceglanych

Długotrwałe działanie niszczących czynników chemicznych, biologicznych i fizycznych na mury ceramiczne wywołuje różnorodne procesy destrukcji konstrukcji. Mury suche narażone będą na fizyczne niszczenie, co początkowo uzewnętrznia się zarysowaniami. Do katalogu tych przyczyn zaliczyć można także nieprawidłowe wykonawstwo, błędy projektowe, oddziaływanie temperatury, nierównomierne osiadanie podłoża lub przeciążenie konstrukcji. Wilgoć jest decydującym czynnikiem w procesie destrukcji muru z cegły. Wyróżnia się pięć stopni zawilgocenia muru w zależności od wilgotności masowej (tab. 3.2-1).

Tab. 3.2-1. Stopnie zawilgocenia murów [10]

Tab. 3.2-1. Degrees of wall moisture [10]

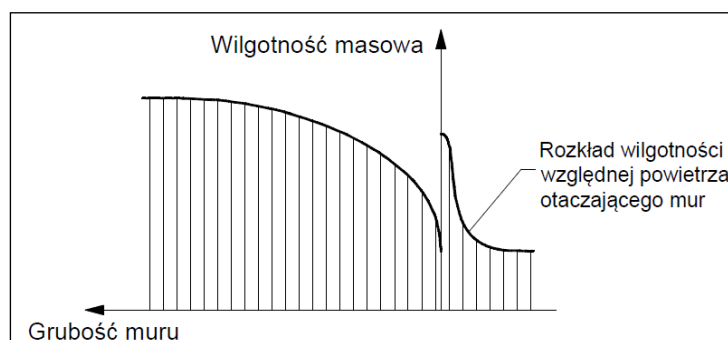
Stopień	Wilgotność masowa [%]	Mur
I	0÷3	o dopuszczalnej wilgotności
II	3÷5	o podwyższonej wilgotności
III	5÷8	średnio zawilgocony
IV	8÷12	mocno zawilgocony
V	>12	mokry

Wilgotność masową wyznacza się z zależności:

$$w_m = \frac{m_w - m_s}{m_s} 100 \%, \quad (3.2-1)$$

gdzie: m_w i m_s to odpowiednio masy próbki wilgotnej oraz po wysuszeniu do stałej masy.

Wewnątrz muru wilgotność zwiększa się na jego grubości (rysunek 3.2-1).



Rys. 3.2-1. Rozkład wilgotności masowej na grubości muru [10]

Fig. 3.2-1. Distribution of mass humidity along the thickness of the wall [10]

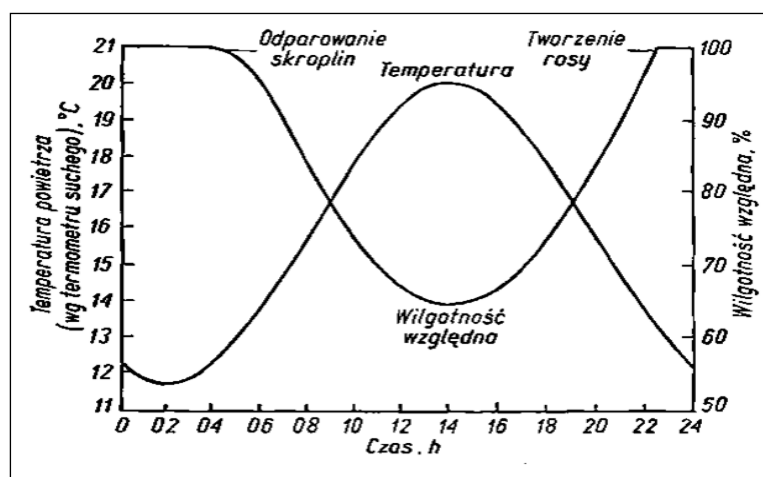
Na zewnętrzną powierzchnię muru oddziałuje wilgotność względna powietrza zmieniająca się w ciągu roku (rysunek 3.2-2). Wilgotność względna to jeden z licznych parametrów cechujących wilgotność powietrza.



Rys. 3.2-2. Średnia miesięczna wilgotność względna [W 23]

Figure 3.2-2. Average monthly relative humidity [W 23]

Dobowe zmiany temperatury i wilgoci powodują skraplanie pary wodnej z powietrza i osadzanie na murach budynków w postaci kropel rosy (rysunek 3.2-3).

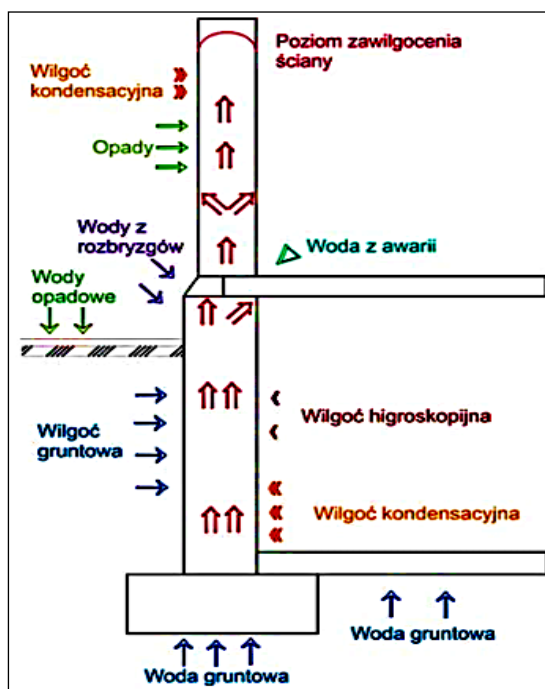


Rys. 3.2-3. Dobowe zmiany temperatury i wilgoci [12]

Fig. 3.2-3. Diurnal changes in temperature and humidity [12]

W warunkach średnio wilgotnych cegła ma współczynnik przewodzenia ciepła $\lambda = 0,77$ W/mK. Przy wilgotności 15% wynosi on już około 1,6 W/mK. Ze względu na zjawisko pęcznienia oraz skurczu dochodzi także do redukcji wytrzymałości muru. Pojawia się pytanie skąd zatem bierze się woda powodująca zawilgocenie ściany? Zagadnienie to przedstawiono na rysunkach 3.2-4 i 3.2-5. Oddziaływanie wody na elementy murowe może spowodować ich rozpuszczanie, wymycie, zwiększenie objętości (pęcznienie) oraz rozkład chemiczny i fizyczny. Największe niebezpieczeństwo stwarza woda gruntowa oraz opady w postaci śniegu, wody i mgły [10].

Woda rozpuszcza znajdujące się w atmosferze agresywne związki i sole. Środowisko wilgotne sprzyja też rozwojowi mikroorganizmów. Destrukcja muru pod wpływem działania kwasu solnego i azotowego wywołuje rozkład węglanów. Proces rozpoczyna się na powierzchni ściany i postępuje w jej głąb. Stopień niszczenia zależy od stanu zwilgocenia muru, a także od stopnia nasycenia i cykliczności oddziaływania roztworów powstałych kwasów. Kwas węglowy decyduje o przemieszczaniu się przez pory kwaśnego węglanu wapnia na zewnątrz muru. Na powierzchni powstają nawarstwienia węglanowe osłabiające mur od wewnątrz. Dochodzi do zamknięcia istniejących porów a w konsekwencji do wystąpienia nieprzepuszczalnej warstwy na zewnętrznej powierzchni ściany. Pod działaniem różnych czynników nawarstwiona powłoka łuszczy się i pęka odsłaniając zniszczone wewnętrzne części muru. Do takich czynników zaliczyć należy krystalizację soli, naprężenia ścinające pomiędzy warstwami przy powierzchni muru wywołane różną rozszerzalnością termiczną materiałów oraz zamarzanie wody w porach wewnątrz muru.



Rys. 3.2-4. Drogi wnikania wilgoci w konstrukcję [28].

Figure 3.2-4 Pathways of moisture penetration into the structure [28].

Chemiczny proces niszczenia murów można wiązać z oddziaływaniem roztworów wodnych mocnych kwasów oraz słabych zasad na materiały składowe muru. Na zasolenie murów wpływają reakcje chemiczne zachodzące w materiałach a także woda gruntowa, nawozy sztuczne i sól drogowa (fotografia 3.2-1).



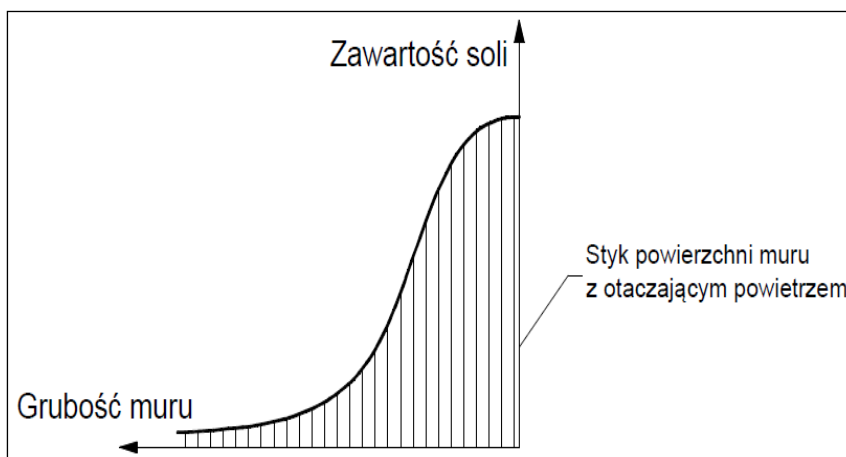
Fot. 3.2-1. Korozja solna muru [W 24], [W 25]
Photos 3.2-1. Salt corrosion of masonry [W 24], [W 25]

W tabelicy 3.2-2 wskazano trzy stopnie zasolenia murów (dla danego rodzaju soli) w zależności od poziomu zawartości soli masowej (niski, średni i wysoki). Zawartość soli w murze określa się w warunkach laboratoryjnych.

Tablica 3.2-2. Stopnie zasolenia murów [10]
Table 3.2-2. Degrees of salinity of the walls [10]

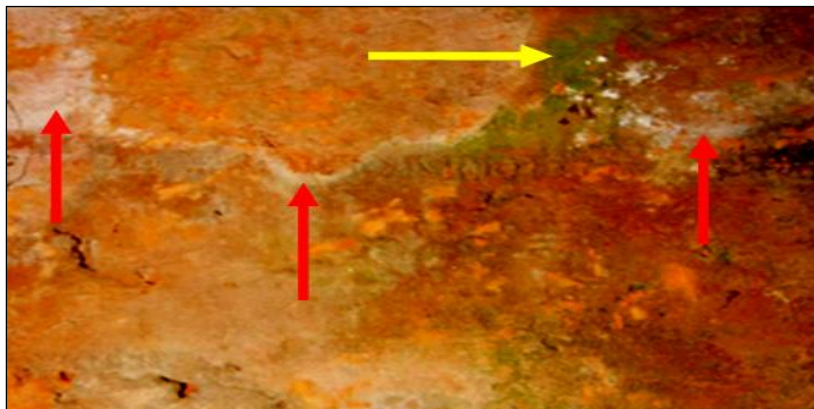
Rodzaje soli	Zawartość masowa soli [%]		
Chlorki	<0,2	0,2-0,5	>0,5
Azotany	<0,1	0,1-0,3	>0,3
Siarczany	<0,5	0,5-1,5	>1,5
Stopień zasolenia	niski	średni	wysoki

Największy poziom zasolenia muru występuje przy jego powierzchni, co wyraża rysunek 3.2-5.



Rys. 3.2-5. Rozkład zawartości soli rozpuszczalnych na grubości muru [10]
Fig. 3.2-5. Distribution of the content of soluble salts along the thickness of the wall [10]

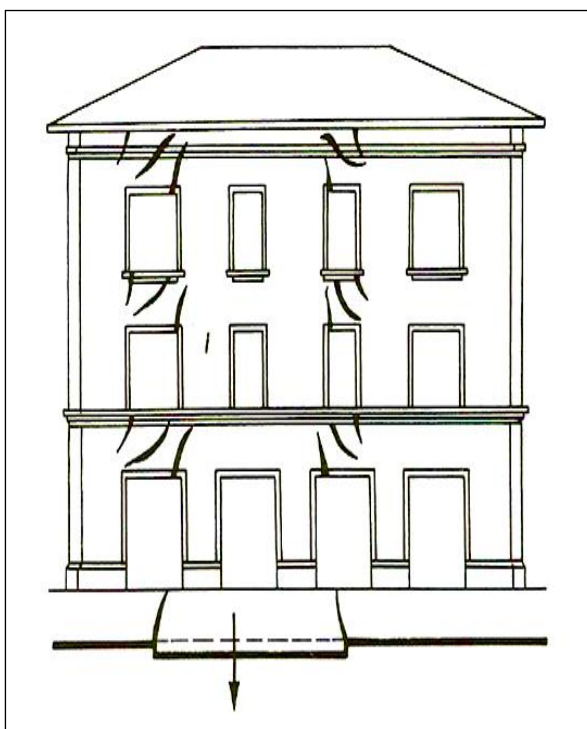
Solne plamy, zacieki, wykwit i różne nawarstwienia na powierzchni ściany wystąpią w miejscach wzmożonego parowania wody. Wśród cegieł renesansowych uzyskanych z rozbiórki i przeznaczonych do badań laboratoryjnych, na powierzchni podstawy cegieł stwierdzono zachodzące procesy korozji biologicznej i chemicznej (fot. 3.2-2).



Fot. 3.2-2. Powierzchnia podstawy cegły gotyckiej pokrytej białymi warstwami wykwitów solnych (czerwone strzałki) i zielonymi nalotami glonów (żółta strzałka)

Photo 3.2-2. The surface of the base of the Gothic brick covered with white layers of salt efflorescence (red arrows) and green algal blooms (yellow arrow)

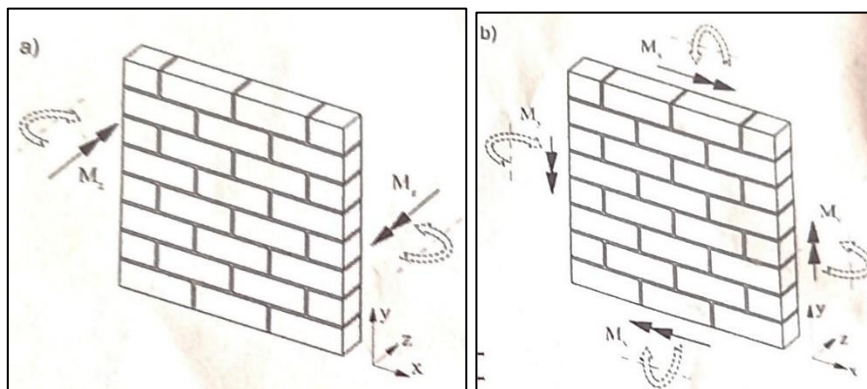
Największe zagrożenie dla ceramicznych obiektów zabytkowych stwarza woda na styku muru z gruntem. Jednak większość pęknięć i zarysowań w ścianach budynków związana jest z przemieszczeniami gruntu (rysunek 3.2-6).



Rys. 3.2-6. Pęknięcia muru wywołane przemieszczeniem gruntu [21]

Fig.3.2-6. Masonry cracks caused by soil displacement [21].

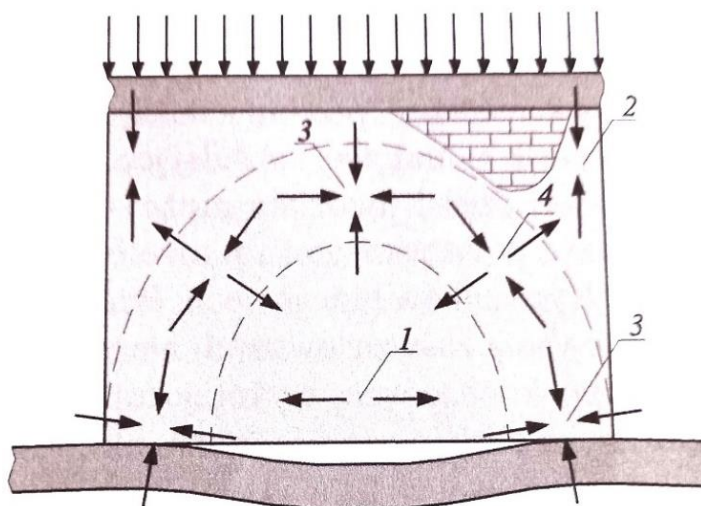
Na rys. 3.2-7 zaprezentowano możliwe warianty zginania w płaszczyźnie ściany.



Rys. 3.2-7. Zginanie ściany: a) w płaszczyźnie muru, b) w płaszczyźnie prostopadłej do powierzchni ściany [W 28]

Fig. 3.2-7. Bending of the wall: a) in the plane of the wall, b) in the plane perpendicular to the wall surface [W 28]

W publikacji [7] rozpatrywano przypadek zginania ściany murowanej w płaszczyźnie ściany. Poniżej zaprezentowano schemat 3.2-8 stanu naprężeń w murze opartym na odkształcalnej podporze i obciążonego w sposób ciągły.



Rys. 3.2-8. Stan naprężenia w ścianie opartej na podatnych podporach [6] (gdzie: 1- jednoosiowe rozciąganie, 2 – jednoosiowe ściskanie, 3 – dwuosiowe ściskanie, 4 – ściskanie z rozciąganiem)

Fig.3.2-8. State of stress in a wall supported by flexible supports [6]

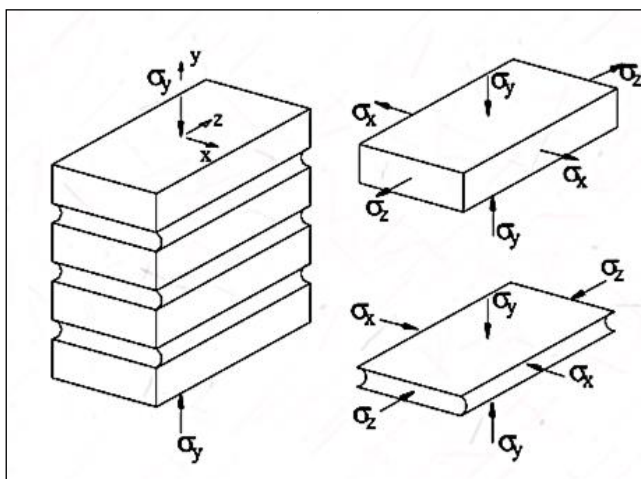
(where: 1 - uniaxial tension, 2 - uniaxial compression, 3 - biaxial compression, 4 - compression with tension).

Dolna krawędź muru w środkowej części odspaja się od podłoża. W środku dolnej części ściany występuje poziome jednoosiowe rozciąganie. W obszarze górnych naroży ściany mur jest osiowo ściskany. W strefach przypodporowych w rejonie dolnych naroży oraz w centralnym rejonie poniżej górnej krawędzi ściany występuje dwuosiowe ściskanie. Na pozostałym obszarze tarcza ścienna znajduje się w stanie dwuosiowego ściskania z rozciąganiem. W murowanych budynkach zabytkowych do podobnego złożonego stanu

naprężenia dochodzi w części ścian nośnych opartych na nadprożach z desek nad otworami drzwiowymi (układ podłużny ścian nośnych) oraz ścian nośnych bezpośrednio lub pośrednio opartych na doznających przemieszczeń fundamentach. Podobne ściany zostały w ramach pracy doktorskiej zbadane w laboratoryjnym na specjalnym stanowisku do badania ścian murowanych obciążonych pionowo przy jednoczesnym ugięciu liniowej podpory.

3.3. Naprężenia w niezbrojonych murach ceramicznych

Naprężenia w niezbrojonym murze ceramicznym osiowo ściskanym rozkładają się w według poniższego rysunku (cegła oraz zaprawa).



Rys. 3.3-1. Schematy rozkładu naprężeń w komponentach muru (cegła i zaprawa) znajdującego się w stanie osiowego ściskania [W 12, W 13]

Fig. 3.3-1. Schemes of stress distribution in wall components (brick and mortar) under axial compression [W 12, W 13]

Cegły w murze ściskanym znajdują się w złożonym stanie naprężenia tj. ściskanie-rozciąganie-rozciąganie, zaś zaprawa w spoinie wspornej jest trójosiowo ściskana. Przy założeniu, że cegły i zaprawa są materiałami jednorodnymi i jednocześnie liniowo-sprężystymi, a na ich styku nie występuje poślizg, to wielkość poprzecznych naprężeń rozciągających w spoinie wspornej jest trójosiowo jednorodnych muru, a i jednocześnie liniowo-sprężysty, a na ich styku nie występuje poślizg, to wielkość poprzecznych naprężeń rozciągających w ceglach określa się ze wzoru;

$$\sigma_{xb} = -\sigma_y \frac{E_b \frac{\mu_m - \mu_b}{E_m} + \mu_b}{(1 - \mu_b) + \frac{E_b h_b}{E_m h_m} (1 - \mu_m)} \quad (3.3-1)$$

gdzie: E_b , E_m - moduł sprężystości cegieł oraz zaprawy;

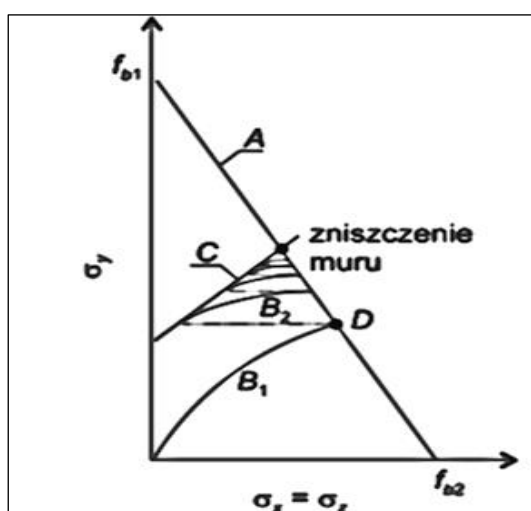
μ_b, μ_m - współczynnik odkształcalności poprzecznej cegieł oraz zaprawy;

h - wysokość cegieł;

h_m - grubość spoin wspornych.

Z tego równania wynika, że im większa różnica odkształcalności poprzecznej elementów składowych muru oraz różnica stosunku wysokości elementu składowych murowego (h) do grubości spoin wspornych (h_m), tym większe wystąpią naprężenia rozciągające w ceglach (σ_{xb}).

H. Hilsdorf w oparciu o pomiar zewnętrznej powierzchni cegieł wyznaczył współczynnik niejednorodności U wyrażający stosunek maksymalnych odkształceń cegieł do odkształceń średnich. Współczynnik U przyjmuje wartości od 1,2 do 2,0 i jest zależny od rodzaju zaprawy, jakości wykonania muru oraz wartości obciążenia. Kryterium zniszczenia muru według teorii H. Hilsdorfa obrazuje rysunek 3.3-2.



Rys. 3.3-2. Kryterium zniszczenia muru według H. Hilsdorfa [11]

Fig. 3.3-2. Wall failure criterion according to H. Hilsdorf [11]

Według H. Hilsdorfa proste A i C na rysunku odpowiadają liniowym zależnościom:

$$\Sigma_{xb} = f_{b2} \left(1 - \frac{\sigma_y}{f_{b1}} \right) \quad (3.3-2)$$

$$\Sigma_{xb} = \frac{h_m}{4,1h_b} (\sigma_y - f_{m1}) \quad (3.3-3)$$

gdzie: f_{b2} - wytrzymałość na ściskanie cegieł w stanie dwukierunkowego rozciągania;

f_{b1} - wytrzymałość cegieł przy ściskaniu jednokierunkowym;

f_{m1} - wytrzymałość zaprawy przy ściskaniu jednokierunkowym.

Krzywa B_1 charakteryzuje zależność zachodzącą w spoinach pomiędzy pionowymi naprężeniami ściskającym a poprzecznymi naprężeniami rozciągającymi. W punkcie D na przecięciu krzywej B_1 i prostej granicznej A, następuje pierwsze pęknięcie cegły. W cegle dochodzi do spadku poziomych naprężeń rozciągających, aż do momentu osiągnięcia stanu równowagi pomiędzy poprzecznymi naprężeniami ściskającymi w spoinach wspornych

i naprężeniami rozciągającymi w niezarysowanych obszarach cegieł. Kolejny wzrost naprężenia ściskającego w murze wywołuje zwiększenie naprężenia rozciągającego w cegle zgodnie z przebiegiem krzywej B2. W miejscu przecięcia nowej krzywej z linią graniczną A nastąpi drugie pęknięcie cegły (zarysowanie) i ponowny spadek naprężeń poprzecznych w cegle.

W konsekwencji wzrostu naprężeń ściskających proces powtarza się, a ilość zarysowań cegły zwiększa aż do momentu zniszczenia muru. Na przecięciu linii C z linią A mieści się punkt wyznaczający wytrzymałość muru na ściskanie. H. Hisdorf na podstawie własnych analiz określił wzór na wytrzymałość muru na ściskanie:

$$f = \frac{f_{b1} f_{b2} + \alpha' f_{m1}}{U f_{b2} + \alpha' f_{b1}} \quad (3.3-4)$$

$$\alpha' = \frac{h_m}{4,1 h_b} \quad (3.3-5)$$

Późniejsze doświadczenia w złożonym stanie naprężenia elementów muru nie potwierdziły założenia o liniowości funkcji granicznych, prostych A i C. Pomimo tego teoria H. Hisdorfa była pierwowzorem przy kontynuacji kolejnych badań nad przyczynami zniszczenia muru z jednoczesnym uproszczeniem w założeniu liniowej sprężystości jego elementów składowych.

W literaturze przedmiotu w tematyce wytrzymałości muru na ściskanie opartego na liniowej teorii sprężystości przywołuje się równania A. Francisa:

$$f = f_{b1} \frac{1}{A + (\beta \mu_m - \mu_b) \frac{1}{1 + \frac{1}{(1 - \mu_b) + \alpha \beta (1 - \mu_m)}}} \quad (3.3-6)$$

$$A = \frac{f_{b1}}{f_{b2}}; \alpha = \frac{h_b}{h_m}; \beta = \frac{E_b}{E_m} \quad (3.3-7)$$

W praktyce występują trudności w doświadczalnym wyznaczeniu ośmiu parametrów materiałowych i struktury wzajemnej relacji komponentów muru (geometrii) występujących w funkcji A. Francisa. Dlatego też, wyznaczenie wytrzymałości muru na ściskanie według tych reguł było ograniczone.

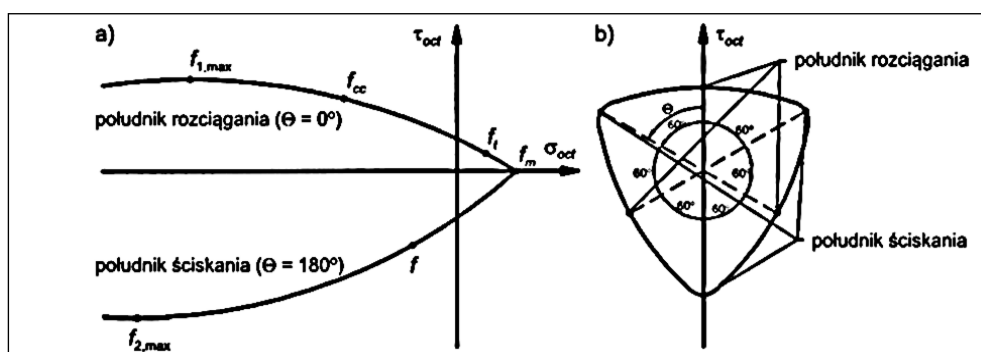
W XX wieku K. Firtschig analizując zależności pomiędzy naprężeniami rozciągającymi w cegle (wyznaczone z wykorzystaniem MES) a uzyskaną doświadczalnie wytrzymałością muru opracował funkcję określającą wytrzymałości na ściskanie elementów murowych oraz moduł odkształcalności poprzecznej zaprawy:

$$f = f_b (0,172 - 0,158 l_n + 0,205 l_n E_{xm} + 8,55 \cdot 10^{-3} \sqrt{94,0 + 26,55 l_n f_b} - 34,48 E_{xm}) \quad (3.3-8)$$

Przekształcając to wyrażenie uzyskano zależność (3.3.-9) określającą stosunek modułów odkształcalności poprzecznej komponentów muru, odzwierciedloną wzorem:

$$\frac{E_{xb}}{E_{xm}} = (0,353e^{0,029} + 6)^2 \quad (3.3-9)$$

L. Szojda w pracy [38] dla materiałów murowych przyjął trójparametrowy model oparty na kryterium Willama-Warnke. W przekroju dewiatorowym założono prostoliniową aproksymację południków (przybliżenie niezupełnie ściśle) tworzących trójeliptyczną graniczną powierzchnię zniszczenia. W płaszczyźnie aksjatorowej ślad powierzchni plastyczności tworzy linia prosta. Południk rozciągania f_1 i południk ściskania f_2 po stronie rozciągania przecinał oś σ_{oct} w punkcie f_m a równocześnie południki były styczne do prostoliniowych południków powierzchni zniszczenia.



Rys. 3.3-3. Powierzchnia graniczna Willama-Warnke stosowana dla cegieł i zaprawy [6]

a) przekrój aksjatorowy; b) przekrój dewiatorowy

Fig.3.3-3. Willam-Warnke boundary surface used for bricks and mortar [6]

a) axial section; b) deviator section

Majewski i Szojda [37 i 39] kryterium Willama-Warnke przekształcili do postaci równań południków ściskania i rozciągania:

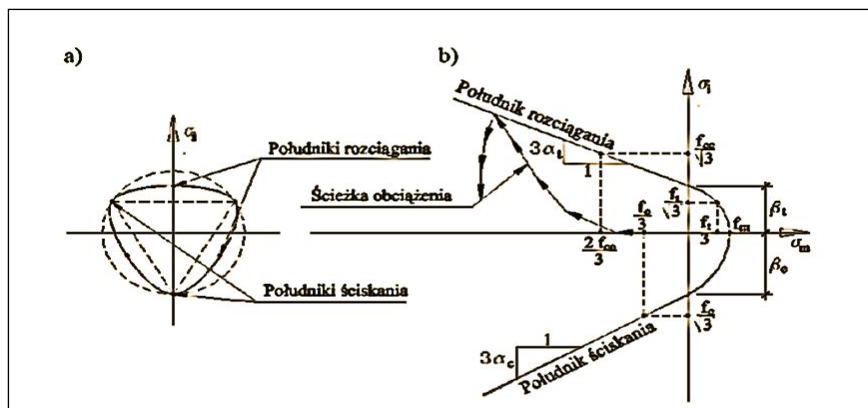
$$F_C = \sigma_i^2 + (\sigma_m - c_c)^2 - r_c^2 = 0 \quad (3.3-10)$$

$$F_B = \sigma_i^2 + (\sigma_m - c_t)^2 - r_t^2 = 0 \quad (3.3-11)$$

gdzie: r_t ; r_c - promień południka rozciągania; promień południka ściskania;

c_t ; c_c - środki okręgów w strefie rozciągającej i ściskającej na osi naprężeń średnich σ_m .

W założeniach badawczych dla dwuparametrowych modeli uwzględniono stowarzyszone prawo izotopowego wzmocnienia (polegało na „pęcznieniu” powierzchni plastyczności).

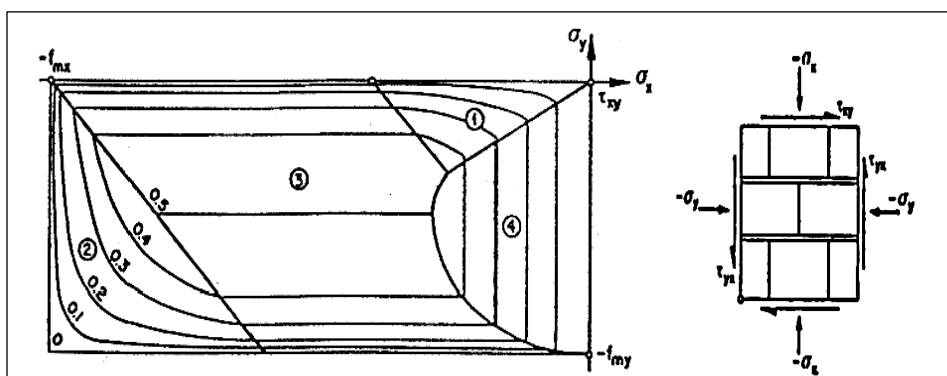


Rys.3.3-4. Modyfikacja kryterium Willama-Wranke przejęta przez Majewskiego i Szojdę do opisu zniszczenia muru w punkcie f_m : a) przekrój dewiatorowy w obszarze średnich naprężeń ściskających; b) przekrój południkowy [38]

Fig.3.3-4. Modification of the Willam-Wranke criterion taken over by Majewski and Szojda to describe the failure of the wall at point f_m : a) deviator cross-section in the area of average compressive stresses; b) meridional section [38]

W normie szwajcarskiej SIA 177/2 [N-7] przyjęto kryterium Granza-Thurlimanna opisujące mur w złożonym stanie naprężenia (rys. 3.3-4). Kryterium to wyznaczają trzy parametry:

- a) wytrzymałość muru na ściskanie osiowe w kierunku prostopadłym do spoin wspornych ($f_{m,x}$);
- b) wytrzymałość muru na ściskanie osiowe w kierunku równoległym do spoin wspornych ($f_{m,y}$);
- c) wielkość kąta tarcia wewnętrznej zaprawy w spoinie wspornej φ .



Rys. 3.3-5. Kryterium Ganz-Thurlimanna inkorporowane do normy szwajcarskiej STA 172/2 [N 7]
 Fig. 3.3-5. The Ganz-Thurlimann criterion incorporated into the Swiss standard STA 172/2 [N 7]

Do ustalenia powierzchni granicznej Granza-Thurlimanna (trzech z czterech równań) posłużyło kryterium Rankina. Dla płaskiego stanu naprężenia rozciąganie wyraża równanie:

$$\tau_{xy}^2 - (\sigma_x - f_t)(\sigma_y - f_t) \leq 0 \tag{3.3-12}$$

gdzie f_t – wytrzymałość muru na rozciąganie.

Ze względu na brak powierzchni zniszczenia w obszarze dwuosioowego rozciągania i ściskania-rozciągania w kryterium Ganza-Thurlimanna wzór (3.3-11.) dla $f_t = 0$ ma postać:

$$\tau_{xy}^2 - \sigma_x \sigma_y = 0 \quad (3.3-13)$$

Równanie opisuje powierzchnię stożkową^① z rys. 3.3-5 i uwzględnia możliwość zniszczenia muru w wyniku przekroczenia wytrzymałości na rozciąganie cegły. Równanie drugiej powierzchni stożkowej^② opisuje zniszczenie muru w przypadku dwuosioowego ściskania. Zostało ono wyznaczone przez Ganza-Thurlimanna na podstawie kryterium Rankina i określone równaniem:

$$\tau_{xy}^2 - (\sigma_x - f_x)(\sigma_y - f_y) = 0 \quad (3.3-14)$$

gdzie: f_x, f_y – wytrzymałość na ściskanie muru na kierunku poziomym oraz pionowym.

Kryterium dla stanu naprężeń ściskania z rozciąganiem muru opisuje równanie powierzchni walcowej^③:

$$\tau_{xy}^2 + \sigma_y(\sigma_y - f_y) = 0 \quad (3.3-15)$$

W strefie zniszczenia muru wywołanego poślizgiem w spoinie wspornej Ganz-Thurlimann przyjęli kryterium Coulomba-Mohra. Opisuje ono zniszczenie spoiny wspornej przez zastosowanie kąta tarcia wewnętrznego φ . Po przyjęciu współczynnika kohezji $c=0$ uzyskano równanie płaszczyzny^④:

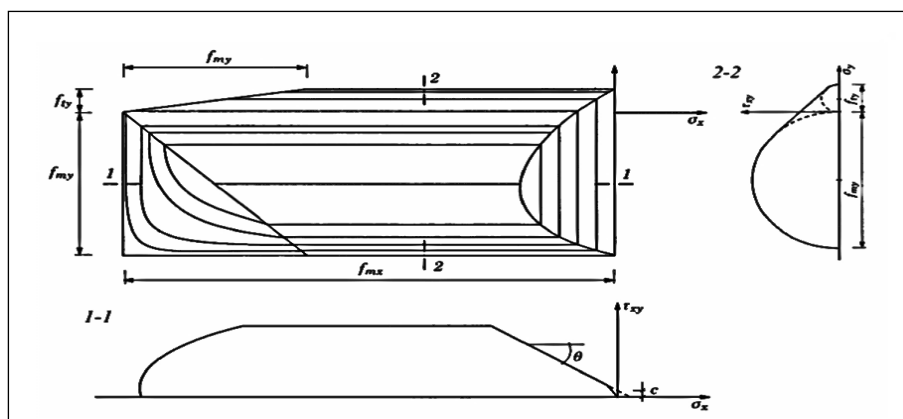
$$\tau_{xy}^2 - (\sigma_y(\sigma_x - tg\varphi))^2 = 0 \quad (3.3-16)$$

Seim [40] oraz Schlegel i Rautenstrauch [39] zaproponowali zmianę kryterium Ganza-Thurlimanna. Seim założył, że mur przejmuje naprężenia rozciągające równoległe do spoin wspornych. Przyjęte kryterium odzwierciedla sytuację zamieszczoną na rysunku 3.3-5.

Kryterium to w odniesieniu do powierzchni zniszczenia Ganza-Thurlimanna wymaga nadto wyznaczenia następujących parametrów:

- a) f_t -wytrzymałości na rozciąganie muru w kierunku równoległym do spoin;
- b) c -współczynnika kohezji.

Schlegel i Rautenstrauch [39] założyli dodatkowo, iż mur prostopadle do spoin wspornych posiada nieznaczną wytrzymałość na rozciąganie (proponowane kryterium obrazuje rysunek 3.3-6). Kryterium to, jako jedyne uwzględnia nośność muru rozciąganego w kierunku prostopadłym do spoin wspornych. Fakt zamieszczenia tego kryterium w normie szwajcarskiej świadczy o właściwym opisie mechanizmu zniszczenia muru ceramicznego w złożonym stanie naprężenia oraz akceptacji rozwiązania przez środowiska naukowe.



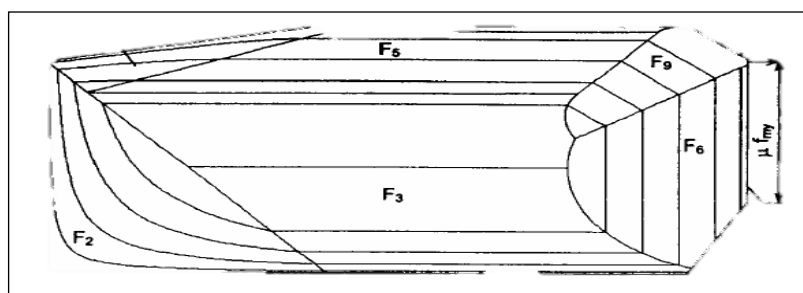
Rys. 3.3-6. Kryterium zniszczenia muru według Seima [34]

Fig. 3.3-6. Wall failure criterion according to Seim [34]

Zamieszczone na rysunku (rys. 3.3-7) powierzchnie opisują kolejno:

- F_1 powierzchnia zniszczenia muru na skutek przekroczenia wytrzymałości na rozciąganie elementów murowych;
- F_2 powierzchnia odzwierciedlająca zniszczenie muru w wyniku przekroczenia wytrzymałości na ściskanie;
- F_3 powierzchnia zniszczenia muru na ścinanie;
- F_4 powierzchnia zniszczenia muru rozciąganego w kierunku równoległym do spoin wspornych;
- F_5 powierzchnia pośredniego zniszczenia od F_1 ; F_3 i F_4 ; F_6 i F_9 ;
- F_6 i F_9 powierzchnie opisujące zniszczenie muru przez ścinanie lub poślizg w płaszczyźnie spoin wspornych.
- F_7 i F_8 powierzchnie zniszczenia wynikające z przekroczenia wytrzymałości na rozciąganie w kierunku prostopadłym do spoin wspornych.

W materiałowo różnorodnym murze ze spoinami rozłożonymi nierównomiernie przy ściskaniu wystąpi złożony stan naprężeń. Prócz naprężeń ściskających pojawią się też naprężenia rozciągające, a w niektórych obszarach może wystąpić ścinanie, zginanie i docisk [26].



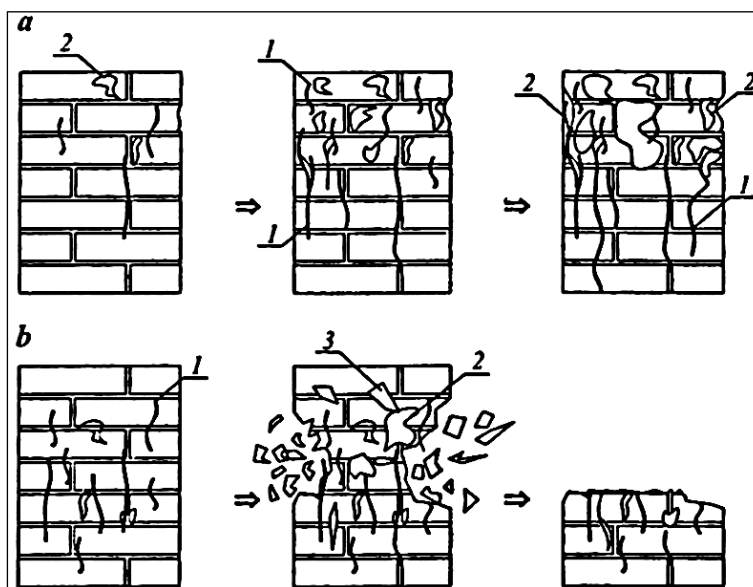
Rys.3.3-7. Kryterium zniszczenia muru według Schlegela i Rautenstraucha [32]

Fig.3.3-7. Wall failure criterion according to Schlegel and Rautenstrauch [32]

W diagnostyce stanu konstrukcji muru rozwarcie 0,1 mm uważa się za umowną dolną granicę określenia „rysa”. Rys drobnych w murach, z przedziału od 0,05-0,1 mm, nie monitoruje się. Takiej wielkości rysy w murach na wapiennej zaprawie pojawiają się przy naprężeniach rzędu $0,4 \div 0,6 f_k$ (pęknięcia pojedynczych cegieł) [30]. Przy wzroście naprężeń do $0,8 \div 0,9 f_k$ zarysowania zwiększają się do szerokości powyżej 0,1 mm. Oznacza to, że mur jest w stanie przedawaryjnym, konstrukcja nie została jeszcze zniszczona.

W pracy [20] Małyszko L. na podstawie własnych badań określił mechanizm wyczerpania nośności ściany ceramicznej pod wpływem działania siły ściskającej działającej prostopadle do wspornych spoin (rysunek 3.3-8). W pracy wskazano na trójwymiarowy charakter ściskanych cegieł. Faza pierwsza niszczenia muru ujawniła się pojawieniem pionowych rys w licu muru i towarzyszące temu odpadanie drobnych cząstek materiału. W drugiej fazie niszczenia muru (w trzech próbkach) prócz wystąpienia rys doszło do nagłego odprysku większych fragmentów materiału.

W murze poddanym ściskaniu zaprawa znajdowała się w stanie trójosiowego ściskania, zaś cegła była ściskana pionowo oraz rozciągana w dwóch kierunkach w poziomej płaszczyźnie. Powierzchniowe ubytki materiału i pęknięcia w ściskanej ścianie spowodowały wystąpienie poziomych sił rozciągających w ceglach, co zobrazowano na rysunku 3.3-8.



Rys. 3.3-8. Schemat mechanizmu niszczenia muru ściskanego prostopadle do spoin wspornych: a) rysy w fazie 1, b) kruche zniszczenie z eksplozją (gdzie: 1 – rysa, 2 - ubytek powierzchniowy), 3 – fragment większego ubytku) [20]

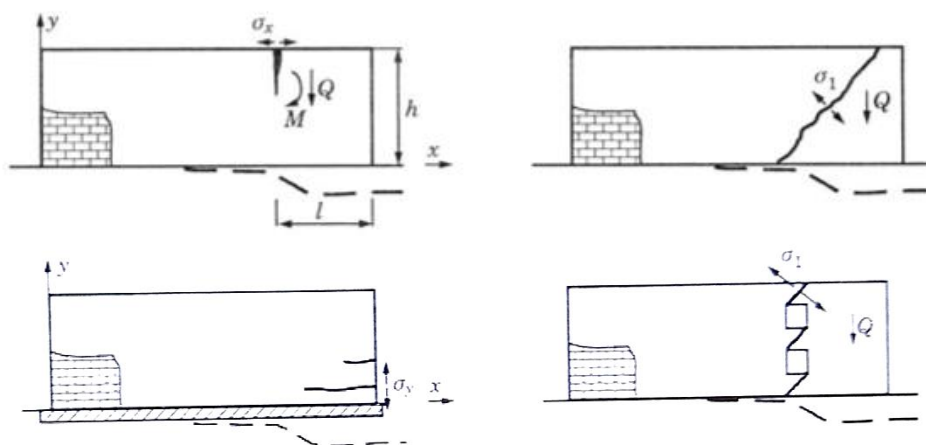
Fig. 3.3-8. Scheme of the damage mechanism of the wall compressed perpendicularly to the supporting joints: a) cracks in phase 1, b) brittle failure with explosion (where: 1 - crack, 2 - surface loss), 3 - fragment of a larger loss) [20]

Mechanizm zniszczenia zależy od paramentów wytrzymałościowych elementów składowych muru, ich zróżnicowania oraz od staranności wykonania. Małyszko L. i Orłowicz R. w publikacji [19] omówili między innymi podstawowe czynniki powstawania zarysowań w murze. Genezy ich powstania dopatrywano się w przeciążeniu konstrukcji, niesymetrycznym odkształceniu podłoża, zniekształceniach wywołanych oddziaływaniem termicznym i skurczowym oraz wpływach dynamicznych. W niniejszej pracy akcent położono na źródła rys pionowych występujących w ścianach nośnych budynków. Pęknięcie zapoczątkowane przy dolnej krawędzi, w okolicach środka konstrukcji murowej, ma związek z osiadaniem podłoża pod centralną częścią budynku (rys. 3.3-9).

a)



b)



Rys. 3.3-9. Przykład mechanizmu zarysowań związanych z deformacją podłoża: a) w środkowej części budynku; b) w skrajnej części budynku [W 27]

Fig. 3.3-8. An example of the scratch mechanism related to ground deformation: a) in the central part of the building; b) in the extreme part of the building [W 27]

Deformacja podłoża w narożu muru budynku spowoduje powstanie rys rozchodzących się w obrębie górnych okolic ściany. Nieprawidłowa głębokość posadowienia budynków murowanych (najczęściej niepodpiwniczonych) sprzyja działaniu pionowych sił wysadzinowych powodując wystąpienie spękań mających swój początek w środkowych obszarach muru. Pęknięcia pionowe ścian skutkują naturalną dylatacją dzielącą budynek na odrębne bryły.

Oddziaływania termiczne powodują występowanie różnicy odkształceń w rejonie przewodów spalinowych ścian szczytowych oraz w miejscach zamontowania grzejników. Odkształcenia liniowe elementów muru skutkujące wystąpieniem zarysowań ścian wywołują zmiany wilgotności i temperatury. Obserwuje się pęknięcia gzymsów oraz ścian na połączeniach muru wykonanego z różnych materiałów. Taki efekt wywoła brak izolacji termicznej nadproży. Drgania wywołane ruchem drogowym i kolejowym skutkują wystąpieniem zarysowań ścian pomiędzy pionowymi otworami okien oraz drzwi balkonowych.

3.4. Analiza murów ceramicznych wzmocnianych w spoinach wspornych

Przedmiotem niniejszej rozprawy będą badania wzmocnienia murów ceglanych (a z uwagi na badany materiał również historycznych cegieł renesansowych) w miejscach wystąpienia zarysowań przy wykorzystaniu siatki z włókien PBO MESH GOLD 22/22 z systemu RUREDIL (w dalszej części pracy określanej jako siatka PBO) oraz prętów kompozytowych GFRP. Z tego względu pominięte zostaną kwestie związane ze ściskaniem ścian ceramicznych z metalicznym zbrojeniem pionowym prostopadłym do spoin wspornych. Nie mniej, praca w dużej mierze opierała się będzie na pogłębionych dociekaniach uwzględniających kryterium Willama-Warnke zastosowanego przez Ł. Drobca w analizie obciążonych pionowo murów z cegieł wzmocnianych w spoinach wspornych [6]

Z uwagi na brak stosownych wytycznych obowiązujących z zakresu wyznaczania nośności zbrojonych murów ceramicznych (np. w EC-6), a tym bardziej dotyczących stosowania do wzmocnień murów zbrojenia GFRP, postęp naukowy w badaniach nad ściskanymi ścianami zbrojonymi opierał się będzie na doświadczeniach eksperymentalnych prowadzonych w uczelnianych ośrodkach naukowych.

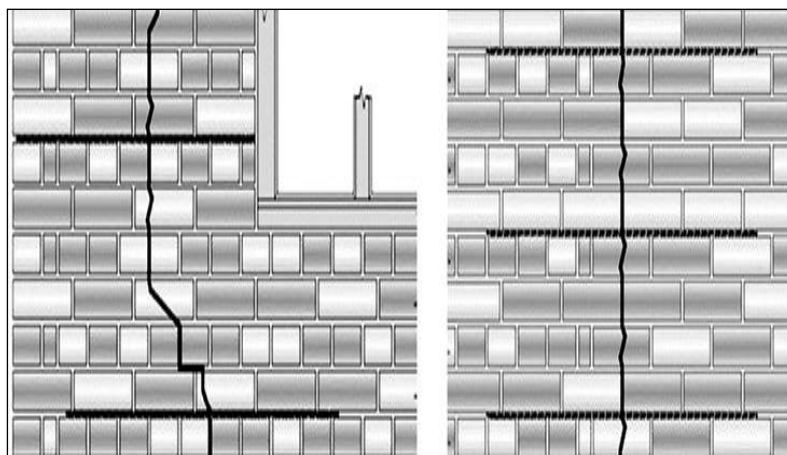
Przykładowo analiza wyników badań prowadzonych przez Ł. Drobca [9] wskazała, że najefektywniejszym wzmocnieniem jest siatka z prętów o średnicy 1,2 mm o oczku 12x12 mm (układana w co trzeciej spoinie wspornej) z użyciem przyjętej zaprawy cementowo-wapiennej oraz że zbrojenie siatkami metalicznymi w spoinach wspornych ma wpływ na nośność muru, która wzrasta proporcjonalnie do ilości zastosowanego zbrojenia.

W konserwacji zabytków stosuje się system naprawy i wzmocnienia konstrukcji murowanych polegający na łączeniu rys i pęknięć prętami spiralnymi. System ten uznawany jest za najbardziej korzystny przy renowacji budynków zabytkowych [29]. W badaniach technicznych oraz projektach odnoszących się do uszkodzonych ścian ceramicznych budowli zabytkowych sygnalizowany system jest najczęściej zalecanym sposobem naprawy. Zasady

dotyczące naprawy pęknięć ścian ceramicznych dla systemu uznanego w konserwacji obiektów zabytkowych prezentuje poniższa procedura postępowania:

- wyciąć szczeliny w poziomych warstwach w wymaganych odstępach i na określoną głębokość;
- w przypadku cięcia w spoinach należy usunąć zaprawę na całej grubości spoiny;
- wyczyścić szczeliny sprężonym powietrzem i spryskać wodą;
- na dno szczeliny grubości ok. 15 mm wprowadzić specjalną zaprawę;
- wcisnąć spiralny pręt naprawczy w zaprawę w celu uzyskania równej otuliny;
- wprowadzić następną warstwę zaprawy cementowej pozostawiając ok. 15 mm w celu późniejszego uzupełnienia wypełnienia spoiny zaprawą odpowiadającą zaprawie stosowanej w pozostałych spoinach obiektu;
- wyrównać powierzchnię spoiny;
- zwilżyć spoinę co pewien czas oraz uzupełnić wypełnienie szczeliny odpowiednią zaprawą [W 19].

Sposób naprawy zarysowanych oraz pękniętych murów ceramicznych zobrazowano na rysunku 3.4-1.



Rys.3.4-1. Naprawa pęknięcia lokalnego ceramicznej ściany pełnej oraz przy połączeniach w murach pełnych i warstwowych [KT 7]

Fig. 3.4-1. Repair of a local crack in a ceramic full wall and at joints in solid and layered walls [KT 7]

Naprawa muru poprzez łączenie rys i pęknięć prętami spiralnymi wymaga ustalenia wartości naprężeń rozciągających. W przypadku murów konieczne jest usunięcie zaprawy na grubości spoin wspornych w miejscach wklejania prętów metalicznych ze stali austenitycznej.¹ Opracowywaną technikę wzmocnienia muru przy zastosowaniu prętów

¹ Stal o znacznej nośności w różnych kierunkach, wysokiej trwałości w środowisku rozcieńczonych kwasów i dużej odporności korozyjnej (zwłaszcza międzykrystalicznej), znikomej przenikalności magnetycznej względnej (paramagnetyk), oraz o istotnej zdolności wydłużenia względnej (powyżej 45%).

kompozytowych wzorowano na uznanej metodzie wykorzystania stali spiralnej zatapianej w specjalnej zaprawie modyfikowanej z żywicy.

Służby konserwatorskie preferują stosowanie uznanych sposobów naprawy pękniętych murów. Rzadko akceptują zastosowanie prętów stalowych do wzmacniania ścian, z wyjątkiem sytuacji dotyczących istotnych uwarunkowań konstrukcyjnych (np. w przypadku stosowania ściągów stalowych dla wzmocnienia konstrukcji sklepień łukowych) [33]. Współczesne materiały oraz ich komponenty do zabezpieczenia konstrukcji zabytkowych wykorzystuje się dążąc do minimalizacji ich ekspozycji na warunki zewnętrzne.

Takie zdarzenie miało miejsce przy naprawie świętolipskiej bazyliki. Obiekt ten, będący świadectwem świetności barokowego budownictwa Polski północnej, posadowiono na starych fundamentach gotyckich. W rezultacie obniżenia poziomu lustra wody odsłonięte pale drewniane ulegały niszczeniu przyczyniając się do obniżenia poziomu posadowienia. W wyniku długotrwałego procesu asynchronicznego osiadania fundamentów na jednej z zewnętrznych ścian obiektu wystąpiły progresywne pionowe zarysowania oraz pęknięcia. Wymagało to reprecji muru przy użyciu swoistej zaprawy opartej na żywicach oraz specjalnego, spiralnego zbrojenia (fot. 3.4-1). W powierzchniach zewnętrznych uszkodzeń wycięto bruzdy w co drugiej warstwie spoin wspornych i przy pomocy aplikatora (kartusz wielokrotnego użytku z ręcznym podajnikiem) wypełniono zaprawą. Na fotografii 3.4-2 poziomo wycięte wgłębienie wskazano strzałkami koloru zielonego.



Fot. 3.4-1. Naprawa pęknięć prętami spiralnymi ściany klasztoru w Świętej Lipce [W 4 i 5]

Photos 3.4-1. Repair of cracks in the wall of the monastery in Święty Lipka with spiral rods [W 4 and 5]

Powstałe nad łukiem pęknięcie wzmocniono spiralnym prętem ze stali nierdzewnej wklejonym w poziome zagłębienie sporządzone w licu muru zewnętrznego. Do wyłobienia zaaplikowano zaprawę naprawczą a następnie wprowadzono w nią pręt spiralny

(na fot. 3.4-2 żółta strzałka). Wykorzystany do naprawy system jest ogólnie uznany w konserwacji zabytków.



Fot. 3.4-2. Naprawa pęknięcia ściany z łukowym nadprożem w Świętej Lipce [W 6 i 7]

Photos 3.4-2. Repair of a crack in the wall with an arched lintel in Święty Lipka [W 6 and 7]

3.5. Wyznaczenie wytrzymałości muru zabytkowego na ściskanie

Do określenia wytrzymałości muru historycznego zastosowano metodę pośrednią. Wykonano badania materiałowe cegieł i zaprawy wapiennej, a następnie obliczono wytrzymałość charakterystyczną muru na ściskanie f_k . W normie Eurokod 6 [N4] wzór 3.5-1:

$$f_k = K \cdot f_b^\alpha \cdot f_m^\beta, \quad (3.5-1)$$

stanowi podstawę wyznaczania charakterystycznej wytrzymałości na ściskanie murów (przy kierunku obciążenia prostopadłego do spoin wspornych). Dla ściany z pełnej cegły, spełniającej normowe wymagania konstrukcyjne w oparciu o wieloletnie analizy i doświadczenia, przyjęto stałe wartości: $\alpha=0,7$ i $\beta=0,3$ i w efekcie do stosowania przyjęto wzór 3.5-2.:

$$f_k = K \cdot f_b^{0,7} \cdot f_m^{0,3}. \quad (3.5-2)$$

Współczynnik K określono zgodnie z informacjami zawartymi w załączniku krajowym NA do [N4]. Zgodnie z NA.5 wykazał on wartość $K = 0,45$ (element murowy z 1 grupy, zapraw cegła zwykła oraz pełna). Wyznaczono $f_m = 0,66 \text{ N/mm}^2$ dla zaprawy wapiennej recepturowej przepisanej (wartość f_m ustalona w wyniku badań prowadzonych w ramach własnej pracy magisterskiej na UWM w Olsztynie) i $f_b = 18,8 \text{ N/mm}^2$ (średnia wytrzymałość na ściskanie) dla przebadanych 10 cegieł pobranych z całej partii (prawdopodobnie renesansowych ponieważ nie było datowania węglowego materiału). Obliczono normową charakterystyczną wytrzymałość muru na ściskanie $f_k = 3,1 \text{ N/mm}^2$. Wyniki przedstawiają

wartość przybliżoną (słaba zaprawa oraz grubość spoin wspornych nie spełniają w pełni warunków określonych w [N4]. W obowiązującej normie dla zapraw wapiennych o tak niskiej klasie wytrzymałości na ściskanie (np. poniżej odmiany J) brak danych do stosowania.

Pole przekroju zbadanego muru A wynosiło nie mniej niż $0,28 \text{ m}^2$, wymiary przekroju muru: szerokość jednej cegły 280 mm, wysokość 970 mm. Na podstawie tabeli NA.1 Normy PN-EN 1996-1-1 *Wartości współczynnika γ_M* przyjęto częściowy współczynnik bezpieczeństwa muru wynoszący $= 2,50$ (element murowy ceramiczny II grupy – zaprawa dowolna obejmująca przepisana zaprawę wapienną o niskiej wytrzymałości odmiany I dla $M > 0,5 \text{ N/mm}^2$ i klasy B wykonania robót). Z uwagi na pole przekroju muru A na podstawie tablicy NA.2 (N4) *Wartości współczynnika γ_{Rd}* w drodze interpolacji przyjęto dodatkowy współczynnik $\gamma_{Rd} = 1,05$. Wartość tego współczynnika uwzględnia pole przekroju poprzecznego muru (m^2) ustaloną na podstawie tablicy NA.2 - wielkość interpolowana liniowo (według EN1996-1-1:2005). Po podstawieniu wymienionych wartości do wzoru $f_d = \frac{f_k}{\gamma_M \cdot \gamma_{Rd}}$ uzyskano wynik $f_d = 1,18 \text{ N/mm}^2$ (obecnie w normie poprzednio występująca wartość γ_m przyjmuje wartość dla γ_M).

Po uproszczeniu procedury przyjęto, bez obliczeń, współczynnik redukcyjny nośności $\Phi = 0,9$. Współczynnik ten bierze pod uwagę smukłość oraz mimośród obciążenia, jednak jego rzeczywiste wyznaczenie wymaga wyliczeń na podstawie danych dotyczących geometrii ściany i rzeczywistych obciążeń. Wartość N_{Rd} w przybliżeniu wyniosła $91,7 \text{ kN/m}$. Należy rozważyć, czy ujęta w (N4) procedura wyznaczenia nośności ściany jest właściwa do stosowania dla ceglanych murów zabytkowych.

Badacze z Politechniki Krakowskiej Matysek P. i Witkowski M. w oparciu o doświadczenia przeprowadzone na XIX wiecznych murach z cegły zasugerowali inny sposób wyznaczenia charakterystycznej wytrzymałości na ściskanie dla muru historycznego f_k^{hist} proponując do stosowania w obliczeniach zależność:

$$f_k^{\text{hist.}} = 0,36 \cdot \chi \cdot f_b^{0,7} \cdot f_m^{0,3} \quad (3.5-3)$$

Zdaniem ww. współczynnik korekcyjny (redukcyjny dla danego zabytku) χ nie powinien przekroczyć wartości 0,8 [19]. Uwzględnia on strukturę muru, długotrwałe kresowe oddziaływanie obciążeń oraz problemy z właściwym oszacowaniem podstawowych parametrów wytrzymałościowych (starych zapraw i cegieł). Dla słabych zapraw wapiennych oraz problemów z uzyskaniem odpowiedniego kształtu próbek ze spoin wspornych naukowcy sugerują przyjęcie bez badań średniej wytrzymałości na ściskanie $f_m = 0,5 \text{ N/mm}^2$. Wzór na

wyznaczenie wytrzymałości na ściskanie muru historycznego, przy tym założeniu, uproszczono do postaci:

$$f_k^{\text{hist.}} = 0,29 \cdot \chi \cdot f_b^{0,7} \quad (3.5-4)$$

Bilko P. i Małyszko L. do określenia wytrzymałości na ściskanie murów ceglanych posłużyli się potęgowym wzorem normowym a także wynikami badań laboratoryjnych cegieł i zapraw, które pobrano z przedwojennych, komunalnych kamienic w Szczecinie (materiał pochodził z wyburzeń tzw. służbówek) [2]. Wybór takiego postępowania tłumaczono względami ekonomicznymi. Do walorów tej analizy zaliczono możliwość wykonania wielu prób badawczych pozwalających na realizację stosownych porównań statystycznych. Słabością tej metody okazały się wątpliwości dotyczące prawidłowości ustalonych wyników na podstawie wzoru normowego.

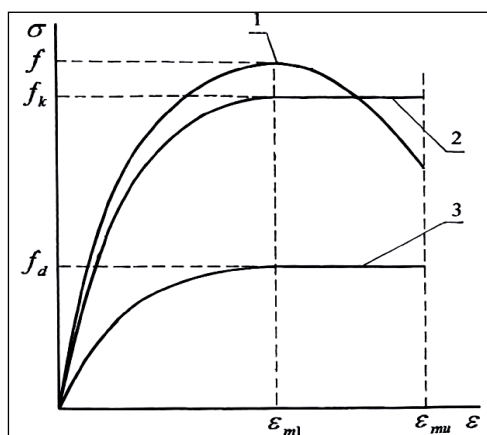
W badaniach niszczących przeprowadzonych na UWM w Olsztynie postanowiono wykorzystać wzór (3.5-4.) $f_k^{\text{hist.}}$ do ponownego ustalenia przybliżonej wytrzymałości na ściskanie muru w wątku gotyckim. Podobnie jak w poprzednich obliczeniach dla cegły przyjęto wartość $f_b = 18,8 \text{ N/mm}^2$ (tab. 4.5-1). Dla porównania uzyskanej na podstawie badań w maszynie wytrzymałościowej rzeczywistej charakterystycznej wytrzymałości na ściskanie ($f_k = 1,54 \text{ N/mm}^2$) we wzorze na $f_k^{\text{hist.}}$ zachodziła potrzeba zastosowania współczynnika korekcyjnego (zmniejszającego) $\chi = 0,54$. Ostatecznie wynik z badań niszczących był mniejszy od obliczeń według ogólnej procedury normowej $f_k = 3,1 \text{ N/mm}^2$ ($0,45 \times 18,8^{0,7} \times 0,66^{0,3} = 3,1 \text{ N/mm}^2$). W określonym wzorze na f_k przyjęto wyniki z badań na $f_m = 0,66 \text{ N/mm}^2$.

Ostatecznie charakterystyczna wytrzymałość muru na ściskanie była niższa o 100% od obliczeń normowych. Analiza wskazała, że charakterystyczną wytrzymałość na ściskanie ceglanych murów w wątku gotyckim wyznaczyć można według przyjętego wzoru na $f_k^{\text{hist.}}$ przy zastosowaniu, określonego empirycznie, dodatkowego współczynnika korekcyjnego $\chi = 0,54$ właściwego dla okresu, w którym wzniesiono budowlę.

Cechy mechaniczne ściskanego muru ceramicznego określa zależność naprężenie-odkształcenie $\sigma(\epsilon)$. Zależność tą przedstawia wykres 3.5-1. Mur z pełnej cegły (element murowy 1 grupy) po uzyskaniu wytrzymałości na ściskanie f wykazuje przyrost odkształceń (rzetelne dane o odkształcalności muru można wyznaczyć na podstawie laboratoryjnych badań normowych próbek muru lub z badań *in situ* bądź też wyników uzyskanych z badań

metodą *flask-jack*). Zależność $\sigma(\epsilon)$ paraboliczno-prostokątna obrazuje krzywa 2 na rysunku 3.5-1.

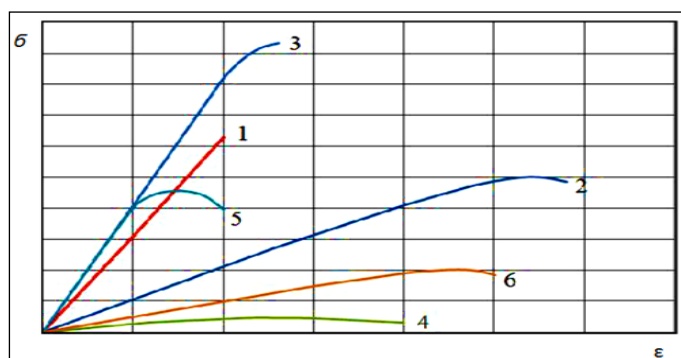
W [N4] dla murów z elementami murowymi z grupy 1 podano wartość odkształcenia odpowiadającego zniszczeniu muru wynoszącą $\epsilon_{mu} = -0,0035$. Jarmontowicz R. i Sieczkowski J. [15] zalecają, by dla odkształcenia odpowiadającego wytrzymałości muru na ściskanie przyjmować $\epsilon_{m1} = -0,0020$, tak jak określano to w poprzedniej normie.



Rys. 3.5-1. Zależność naprężenie-odkształcenie $\sigma(\epsilon)$ muru ściskanego [12]

Fig. 3.5-1. Stress-strain relationship $\sigma(\epsilon)$ of a compressed wall [12]

Oznaczenia parametrów na powyższym wykresie: σ - naprężenie ściskające w murze; ϵ - odkształcenie muru ściskanego; ϵ_{m1} - odkształcenie odpowiadające wytrzymałości muru na ściskanie; ϵ_{mu} - odkształcenie graniczne odpowiadające zniszczeniu muru; 1 – wyidealizowana zależność rzeczywista, 2 - zależność paraboliczno-prostokątna, 3 - zależność obliczeniowa. Dla określonych materiałów murowych oraz murów przykładowo przedstawiono zależność $\sigma(\epsilon)$ odnoszącą się do średnich wartości naprężeń przy ściskaniu normowym (rysunek 3.5-2).



Rys.3.5-2. Wykresy $\sigma(\epsilon)$ dla materiałów murowych i murów (osie bezwymiarowe) [41]: 1- cegła maszynowa, 2- cegła średniowieczna, 3 - zaprawa cementowa, 4- zaprawa wapienna, 5 - mur na zaprawie cementowej, 6 - mur na zaprawie wapiennej

Fig. 3.5-2. Charts $\sigma(\epsilon)$ for masonry materials and masonry (dimensionless axes) [41]: 1 – machine brick, 2- medieval brick, 3 - cement mortar, 4 - lime mortar, 5 - cement mortar masonry, 6 - mortar masonry limestone

Krzywe 2 (cegła zabytkowa) i 6 (ściana na zaprawie wapiennej) oraz krzywa 4 (zaprawa wapienna) cechują się stosunkowo największą odkształcalnością. Składniki materiałowe muru na zaprawie wapiennej mają niższą wytrzymałość niż elementy muru na zaprawie cementowej, lecz charakteryzują się większymi odkształceniami (krzywe 2 i 4 oraz krzywe 1 i 3). Komponenty muru na zaprawie wapiennej (krzywa 2 i 6) były bardziej zróżnicowane w zakresie odkształcenia ε oraz osiąganego naprężenia σ (krzywe 4 i 2). Powołując się na normę N4 oraz publikację [6] określono metodę doraźnego modułu sprężystości muru z zależności:

$$E = \frac{1,25\alpha+1}{1,25\alpha+\beta} \cdot E_b; \quad (3.5-5)$$

E_b i E_m - doraźny moduł sprężystości elementów murowych oraz zaprawy;

h_b i h_m – wysokość elementu murowego oraz grubość zaprawy w spoinie;

$$\alpha = \frac{h_b}{h_m}; \beta = \frac{E_b}{E_m}.$$

Znając wytrzymałość na ściskanie elementu murowego można określić wartość modułu sprężystości elementu murowego. W przypadku ceramicznych elementów murowych $E_b = 800 f_b$. Na podstawie znajomości charakterystycznej wytrzymałości muru na ściskanie można wyznaczyć moduł sprężystości ze wzoru:

$$E = K_E \cdot f_k. \quad (3.5-6)$$

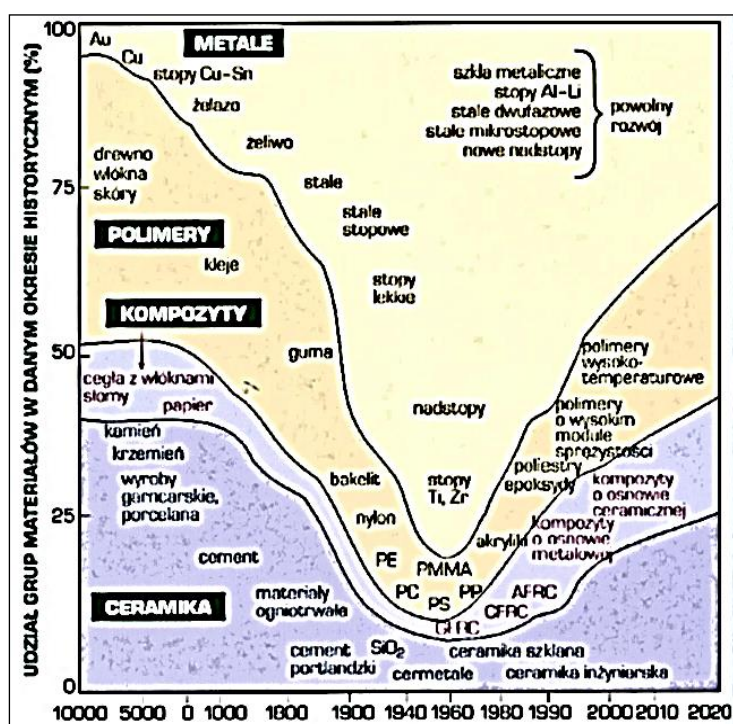
W normie [N4] dla murów powstałych na zaprawie o $f_m \geq 5 \text{ N/mm}^2$ zaleca się stosować wartość $K_E = 1000$. Dla słabej zaprawy wapiennej przyjęto $K_E = 600$ (zaprawa o $f_m < 5 \text{ N/mm}^2$) [6]. Doraźny sieczny moduł sprężystości muru historycznego wyniósł $E = 1,54 \times 10^3 \text{ N/mm}^2$.

3.6. Pręty kompozytowe w budownictwie

Doświadczenia prowadzone od około połowy XX w. w zakresie łączenia włókiem sztucznych z żywicami w istotny sposób wpłynęły na rozwój materiałów kompozytowych FRP (*Fiber Reinforced Polymer*). Z kompozytów polimerowych wytwarzano lekkie i trwałe elementy konstrukcyjne cechujące się niewielkimi wymiarami w zestawieniu z uzyskiwanymi parametrami wytrzymałościowymi. Nowe materiały charakteryzowały się odpornością na korozję i oddziaływania atmosferyczne. Ze względu na swoje właściwości kompozyty zaczęły wypierać i zastępować materiały tradycyjne z drewna, ceramiki, metalu oraz tworzyw sztucznych. Początkowo materiały kompozytowe miały zastosowanie

w technice lotniczej i kosmicznej. Materiały FRP w budownictwie zaczęto stosować w formie taśm, siatek, laminatów, mat oraz lin i prętów zbrojeniowych. Kompozyty głównie stosuje się do wzmocnienia istniejących elementów a także jako materiał konstrukcyjny. Istniejące na rynku pręty kompozytowe, w zależności od zastosowanych włókien i żywic, różnią się od siebie właściwościami mechanicznymi. Dzieli się je na cztery podstawowe typy obejmujące:

- pręty z włókien aramidowych AFRP (ang. *Aramid Fiber Reinforced Polymer*);
- pręty z włókien bazaltowych BFRP (ang. *Basalt Fiber Reinforced Polymer*);
- pręty z włókien węglowych CFRP (ang. *Carbon Fiber Reinforced Polymer*);
- pręty z włókien szklanych GFRP (ang. *Glass Fiber Reinforced Polymer*).



Rys.3.6-1. Rozwój materiałów inżynierskich wg L. A. Dobrzańskiego [W 17]

Fig. 3.6-1. Development of engineering materials according to L. A. Dobrzański [W 17]

Zakłada się tendencję wzrostową w rozwoju oraz praktycznym zastosowaniu do ok. 25 ÷ 40 % w latach dwudziestych XXI w. względem wszystkich materiałów inżynierskich.

W realizowanej pracy do wzmocnienia uszkodzonego/pękniętego historycznego muru ceramicznego wykorzystano zbrojenie kompozytowe w formie prętów z włókien szklanych odpornych na działanie środowiska alkalicznego. Pręty GFRP wytwarza się z trzech typów włókien szklanych: A (włókna odporne na alkalia), E oraz S. Włókna gwarantują sztywność oraz wytrzymałość kompozytu.

Analiza nośności i rysoodporności muru zabytkowego poddanego zginaniu w płaszczyźnie

Tab. 3.6-1. Porównanie właściwości wybranych typów włókien szklanych [W 14]

Tab. 3.6-1. Comparison of properties of selected types of glass fibers [W 14]

	Rodzaje włókien szklanych		
	A	E	S
Gęstość, kg/m ³	2550	2460	2490
Twardość w skali Mohsa	6,5°	6,0°	-
Wytrzymałość na rozciąganie, N/mm ² w temperaturze			
25°C	3150	3500	4500
260°C	-	3000	4200
540°C	-	1750	2470
Moduł sprężystości w temp. 25°C, GPa	66,5	73,5	86,5
Liczba Poissona	0,23	0,22	-
Współczynnik liniowej rozszerzalności cieplnej, 1/°C	7,74*10 ⁻⁶	4,68*10 ⁻⁶	-
Przewodność cieplna, W/(m*°C)	0,94	1,04	-
Stała dielektryczna przy częstotliwości:			
10 ² Hz	-	6,43	-
10 ¹⁰ Hz	-	6,11	-
5*10 ¹⁵ Hz	6,8	-	5,6
Współczynnik strat dielektrycznych [tgδ] przy częstotliwości:			
10 ¹⁰ Hz	-	0,006	-
5*10 ¹⁵ Hz	0,007	-	-
Współczynnik załamania światła dla λ550 μm	1,52	1,548	1,513
Chłonność wody,%	0,15÷0,25	-	-

Pręty kompozytowe wytwarzane są w procesie łączenia bardzo cienkich włókien z żywicą epoksydową twardniejącą w podwyższonej temperaturze. Właściwości mechaniczne wykorzystywanych żywic termoutwardzalnych zestawiono w tab. 3.6-2.

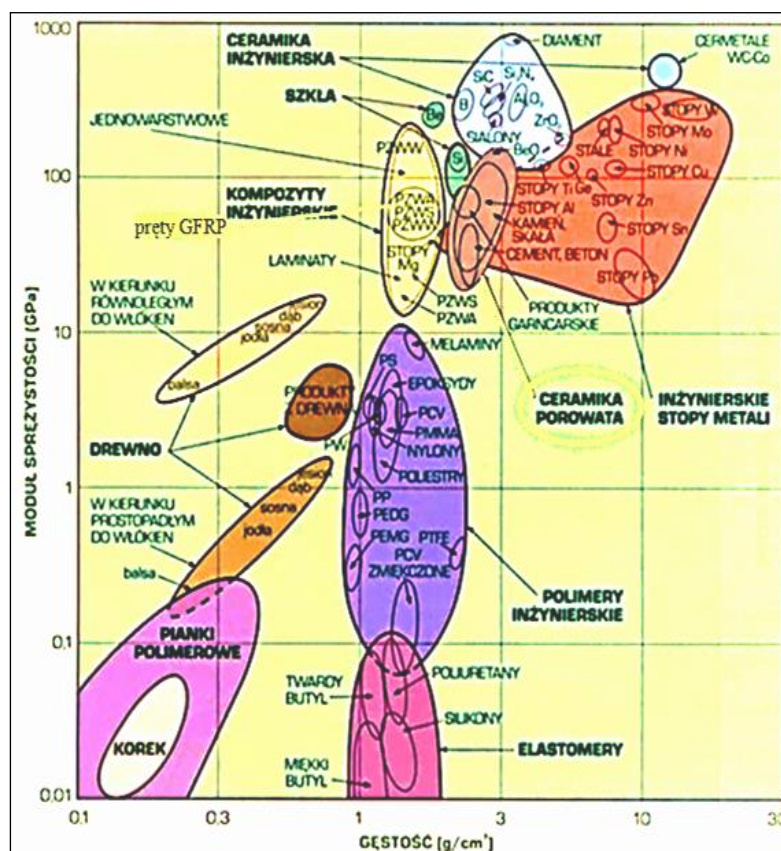
Analiza nośności i rysoodporności muru zabytkowego poddanego zginaniu w płaszczyźnie

Tab. 3.6-2. Właściwości różnych matryc żywic FRP [W 21]

Tab. 3.6-2. Properties of various FRP resin matrices [W 21]

Rodzaj spoiwa żywicy	Gęstość pozorna [kg/m ³]	Wytrzymałość na rozciąganie [N/mm ²]	Moduł sprężystości E [N/mm ²]	Wydłużenie graniczne ε _u [%]	Liczba Poissona ν [-]	Współczynnik rozszerzalności termicznej [10 ⁻⁶ K ⁻¹]
epoksydowa	1100÷1300	1,3÷3,0	50÷85	1,0÷9,0	0,37	25÷45
poliestrowa	1000÷1450	0,5÷2,2	45÷85	1,0÷6,0	0,35÷0,4	30÷55
winyloestrowa	1050÷1100	1,7÷1,9	65÷70	3,9÷5,2	0,37	15÷35

Żywica zajmuje przestrzeń pomiędzy odpowiednio umieszczonymi włóknami oraz zabezpiecza je przed zniszczeniem. Odpowiada też za rozprowadzenie naprężeń pomiędzy włóknami. Rys. 3.6-2 obrazuje umiejscowienie kompozytów z prętów GFRP wśród różnorodnych materiałów inżynierskich o znanej gęstości i module sprężystości.



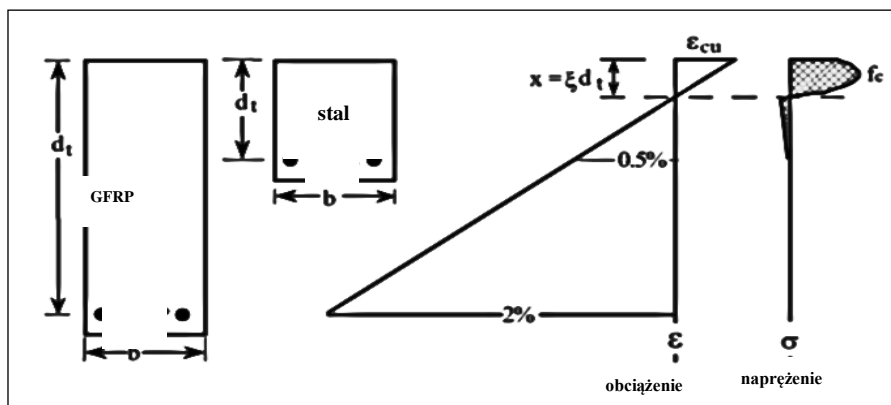
Rys. 3.6-2. Porównanie podstawowych właściwości materiałów inżynierskich.

Moduł sprężystości i gęstość [W 15]

Fig. 3.6-2. Comparison of basic properties of engineering materials.

Modulus of elasticity and density [W 15]

Ceramikę porowatą oraz pręty GFRP cechuje porównywalny moduł sprężystości E oraz zbliżona gęstość.² Zbrojenie GFRP charakteryzuje się dużą wytrzymałością na rozciąganie, dość dobrym modułem sprężystości przy ścinaniu oraz relatywnie małą sztywnością. Różnicę w pracy rozciąganych prętów GFRP oraz stali zbrojeniowej o tej samej średnicy obrazują naprężenia i odkształcenia w modelach prostokątnych przekrojów (rysunek 3.6-3). Różna wartość d_t jest wynikiem projektowania zbrojenia kompozytowego i stalowego w przekrojach na maksymalną siłę rozciągającą F_m .

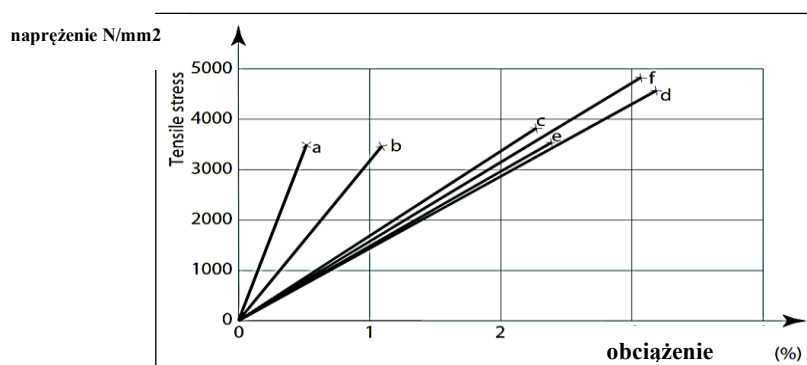


Rys.3.6-3. Rozkład odkształceń i naprężeń w modelach prostokątnych przekrojów betonowych zprętami z kompozytu GFRP oraz stalą konstrukcyjną [W 18]

Fig. 3.6-3. Distribution of deformations and stresses in models of rectangular concrete cross-sections with GFRP composite bars and structural steel (steel) [W 18]

W przekroju z zastosowaniem prętów GFRP znaczna część pola może być poddana większej sile rozciągającej. W następstwie takiego projektowania dochodzi do zwiększonego ugięcia zginanej belki w zestawieniu z tradycyjną belką żelbetową. W rezultacie nadmiernego ugięcia w skrajnych włóknach przekroju wystąpią naprężenia ściskające wywołujące zarysowania i mogące skutkować zniszczeniem betonu. W rzeczywistości opisany scenariusz nie wystąpi, gdyż w projektowaniu wykorzystuje się pręty o małych średnicach oraz beton w podwyższonej klasie (rzędu C30/37). We włóknach FRP stosunek naprężenie-odkształcenie (w zakresie naprężeń odpowiadających wytrzymałości na rozciąganie) charakteryzuje zależność liniowo-sprężysta (patrz rysunek 3.6-4). Pod działaniem naprężeń rozciągających odkształceniom o ponad 3% ulegają włókna szklane S oraz włókna bazaltowe.

² Dobrzański L. A. Materiały inżynierskie i projektowanie materiałowe. Podstawy nauki o materiałach, metaloznawstwo. WNT, Warszawa 2006.



Rys.3.6-4. Charakterystyka naprężenie-odkształcenie dla rozciąganych włókien [W 18]

a) grafitowych, b) węglowych, c) aramidowych (Kevlar49), d) S-glass, e) E-glass, f) bazaltowych

Fig. 3.6-4. Stress-strain characteristics for stretched fibers [W 18]

a) graphite, b) carbon, c) aramid (Kevlar49), d) S-glass, e) E-glass, f) basal

Analitycy z Politechniki Poznańskiej [43] ustosunkowali się do właściwości prętów FRP poddanych długotrwałemu obciążeniu oraz pracujących w środowisku agresywnym. W badaniach omówiono oddziaływanie pełzania (wzrost odkształceń w czasie pod stałym obciążeniem), relaksacji (spadek naprężeń pod działającym obciążeniem w niezmienniej temperaturze) oraz zmęczenia kompozytu (zniszczenie struktury materiału w skutek długotrwałych, cyklicznych zmian naprężenia. Przytoczono wyniki uzyskane przez japońskich naukowców (np. Yamaguchi T.) odnoszące się do spadku naprężeń w kompozytach w wyniku oddziaływania pełzania (przyjęto okres 5000 000h oddziaływania obciążenia stałego, ok. 57 lat) w porównaniu z wytrzymałością na rozciąganie stali przy oddziaływaniu krótkotrwałym. W odniesieniu do prętów GFRP stwierdzono 77% utraty ich wytrzymałości (dla prętów AFRP 53%, zaś dla prętów CFRP tylko 7%).

Pręty ϕ 8mm o początkowej wytrzymałości na rozciąganie rzędu 1300 N/mm² (tab. 3.6-3) po upływie około 57 lat obciążenia zachowują wytrzymałość ok. 300 N/mm². W prętach z włókien szklanych pomimo spadku naprężenia od pełzania ich końcowa wytrzymałość przewyższy naprężenia istniejące w murze. Wykorzystanie w naprawie muru zaprawy modyfikowanej o podwyższonej wytrzymałości na ściskanie i rozciąganie może złagodzić skutki oddziaływania naprężeń od pełzania zbrojenia.

Doświadczenia węgierskich naukowców (A. Borosnyoi, G.L. Balazs) nad relaksacją prętów GFRP po 50 latach wskazują na redukcję naprężeń w kompozytach w odniesieniu do początkowej wartości. W zbrojeniu GFRP wystąpił spadek naprężenia o ok. 11-25%, w zbrojeniu AFRP o ok. 4-14%, a w zbrojeniu CFRP o ok. 2-10%.

Najmniejszą odpornością na zmęczenie cechują się pręty z włókien szklanych. W projektowaniu wytrzymałość zmęczeniową prętów np. GFRP uwzględnia się wykorzystując normowe współczynniki bezpieczeństwa (w amerykańskiej normie od

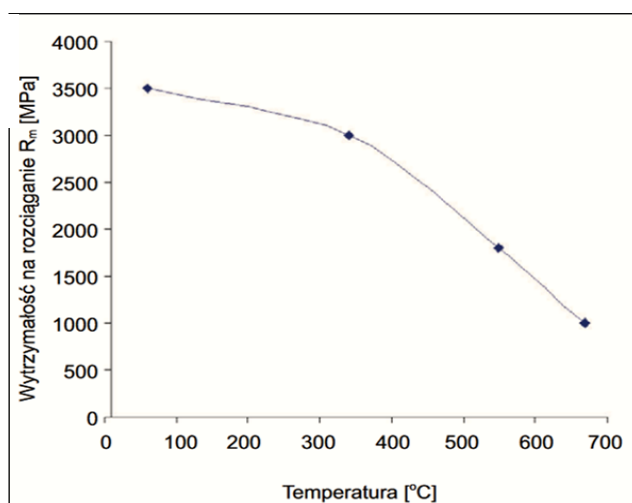
0,14 do 0,16) [43]. Zestawienie właściwości reologicznych kompozytów FRP zaprezentowano w tablicy 3.6-3. Wartości relaksacji i pełzania ustalono dla naprężenia wynoszącego 80% wytrzymałości na rozciąganie oraz czasu $t = 1000$ h. Parametry cechujące długotrwałą wytrzymałość na rozciąganie wyznaczono dla zjawisk reologicznych trwających 100 lat, przy czym f_{Lu} określa wytrzymałość doraźną na rozciąganie.

Tab. 3.6-3. Właściwości reologiczne kompozytowych materiałów (FRP) [W 21]

Tab. 3.6-3. Rheological properties of composite materials (FRP) [W 21]

Właściwość	GFRP	AFRP	CFRP
Odształcenia pełzania [‰]	3,0÷10,0	1,5÷10,0	<0,1
Relaksacja [%]	1,8÷2,0	5,0÷10,0	0,5÷1,0
Długotrwała wytrzymałość Na rozciąganie	(0,4÷0,7) f_{Lu}	(0,5÷0,7) f_{Lu}	>0,9 f_{Lu}

Cechą negatywną rozciąganych włókien szklanych jest spadek ich wytrzymałości w podwyższonej temperaturze. Z danych na rysunku 3.6-5 wynika, że włókna szklane typu E przy wzroście temperatury od 50 °C do 350 °C tracą ok. 14,3% początkowej wytrzymałości na rozciąganie. Dalszy wzrost temperatury do 670 °C powoduje gwałtowny spadek wytrzymałości na rozciąganie włókien do 28,57%. Mimo sygnalizowanych strat włókna szklane typu E w temperaturze 670 °C cechowały się wytrzymałością na rozciąganie osiągającą ok. 1000 N/mm².



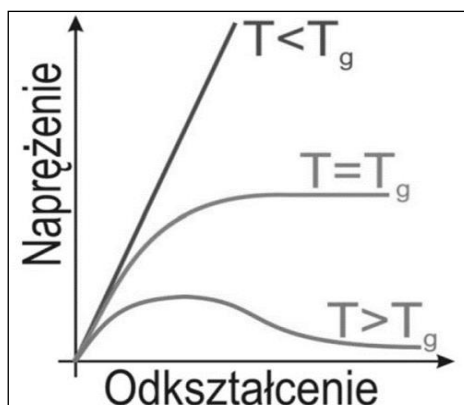
Rys. 3.6-5. Wpływ temperatury na wytrzymałość na rozciągane włókna szklanego typu E [W 15]

Fig. 3.6-5. Effect of temperature on tensile strength of E-glass fibers [W 15]

Wytrzymałości prętów z włókna szklanego w warunkach wpływu temperatury faktycznie zależą od rodzaju żywicy spajającej jego włókna (matrycy). Określa to parametr

T_g (temperatura zeszklenia zbrojenia³) osiągający, w zależności od rodzaju żywicy, wartość od 65°C do 120°C. W momencie osiągnięcia temperatury T_g dochodzi do znacznego spadku modułu sprężystości żywicy, co w konsekwencji prowadzi do redukcji wytrzymałości zbrojenia oraz pogorszenia jego przyczepności. W kompozytach z włókien szklanych z chwilą zrównania temperatur $T = T_g$ dochodzi do zmiany modelu pracy ze sprężystego na plastyczny.

W wyższych temperaturach $T \geq T_g$ dochodzi do zmiany lepkości wyrobu a w ostateczności do jego destrukcji (rysunek 3.6-6). Zjawiska te eliminują pręty kompozytowe z ich stosowania w konstrukcjach wymagających podniesionej ognioodporności (np. stropy budynków, ściany kominowe). Do naprawy rys i pęknięć w murze ceramicznym pręty GFRP w matrycy żywicy polimerowej rosyjskiej produkcji⁴ można stosować w temperaturze od -70°C do 100°C. Producent zapewnia o odporności prętów kompozytowych na środowisko alkaliczne w betonie (parametr ten w UE cechuje pręty GFRP AR) oraz zachowanie przyczepności do betonu zbliżonej do zbrojenia metalicznego.



Rys. 3.6-6. Charakterystyka naprężenie-odkształcenie a temperatura zeszklenia polimerów [W 20]

Fig. 3.6-6. Stress-strain characteristics and the glass transition temperature of polymers [W 20]

Zbrojenie GFRP E i S nie posiada właściwości umożliwiających pracę w środowisku alkalicznym, dlatego też nie nadaje się do wykorzystania w naprawie rys i pęknięć zabytkowych murów ceglanych. Doświadczenia badaczy z Politechniki Łódzkiej [W 16] w ramach analiz nad przyczepnością prętów GFRP do betonu ($f_{ctm}=2,5 \text{ N/mm}^2$) na odcinku $10 \cdot d$ (d – średnica pręta) wykazały dobre parametry przyczepności. W przypadku prętów $\varnothing 8,5 \text{ mm}$ osiągnięto $\tau_{max} = 23 \text{ N/mm}^2$ a przy $\varnothing 11 \text{ mm}$ $\tau_{max} = 18 \text{ N/mm}^2$, co spełniło wymagania

³Inaczej temperatura witrifikacji (określana niekiedy jako temperatura odszklenia) odnosi się do wartości temperatury wywołującej zmianę stanu stałego w plastyczny.

⁴Znamieński Zakład Kompozytowy w Znamieńsku Obwód Kaliningradzki, Rosja.

normowe dla siły ścinającej. Dla porównywanych przekrojów prętów stalowych uzyskano odpowiednio $\tau_{\max} = 11,47 \text{ N/mm}^2$ i $\tau_{\max} = 11,52 \text{ N/mm}^2$. Rezultaty z przeprowadzonych analiz odnosiły się wprost do przyczepności podstawowej z pominięciem kwestii otuliny oraz rozstawu prętów.


3.6.1. Cechy prętów z nierdzewnej stali spiralnej i prętów kompozytowych

Producent prętów kompozytowych deklaruje ich odporność na czynniki chemiczne tak jak dla stali nierdzewnej pierwszej grupy chemicznej odporności (kwas fluorowodorowy, kwas solny, kwas siarkowy, woda amoniakalna, woda morska). Informuje także o przewidywalnej żywotności prętów ponad 100 lat.

Zastosowanie kompozytów do naprawy rys i pęknięć murów z cegły stanowi alternatywę w odniesieniu do systemu wzmacniania i naprawy konstrukcji murowych przy pomocy prętów spiralnych ze stali nierdzewnej (tab 3.6.1-1).

Tab. 3.6.1-1. Podstawowe dane i obraz pręta spiralnego ze stali nierdzewnej klasy Garde wg. EN.1.4301 lub klasy Garde 316 wg EN1.4401 (a-długość skrzytu) [KT 7]

Tab. 3.6.1-1. Basic data and image of a spiral bar made of stainless steel, class Garde304 according to EN.1.4301 or class Garde 316 according to EN1.4401 (a-turn length) [KT 7]

	
Umowna granica plastyczności	$R_{e02} \geq 220 \text{ N/mm}^2$
Wytrzymałość na rozciąganie	$R_m \geq 510 \text{ N/mm}^2$
Wydłużenie względne	$A_5 \geq 45\%$

W Wielkiej Brytanii, ponad 20 lat temu, opracowano metodę wykorzystywaną do wznawiania bądź podnoszenia nośności konstrukcji murowych [W 19]. W wymienionej metodzie bazuje się na spiralnym zbrojeniu w formie długich i giętkich zwojów (do 14 m) lub na sztywnych prętach przeważnie metrowej długości (kotwa przeznaczona do naprawy pęknięć i zapobiegania wyboczeniu muru). Zbrojenie wkleja się w specjalnie wykonane bruzdy w spoinie wspornej. Do wypełnienia bruzd stosuje się zaprawę przygotowaną na bazie żywicy epoksydowej. Proponowane rozwiązanie naprawy rys i łączenia pęknięć, pod względem ekonomicznym, generuje znacznie mniejsze koszty w porównaniu do kosztów

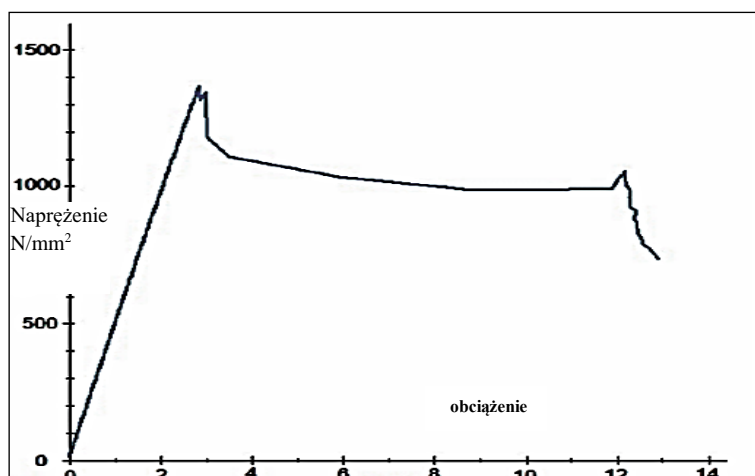
naprawy przy użyciu nierdzewnego zbrojenia stalowego.⁵ W tabelicy 3.6.1-2 zestawiono podstawowe parametry prętów kompozytowych z włókna szklanego.

Tab. 3.6.1-2. Podstawowe parametry prętów kompozytowych z włókna szklanego w matrycy z żywicy polimerowej [KT 8]

Tab. 3.6.1-2. Basic parameters of fiberglass composite rods in a polymer resin matrix [KT 8]

Stal zbrojenia	Wytrzymałość na rozciąganie N/mm ²	Moduł sprężystości N/mm ²	Kolor	Odporność termiczna °C
Pręt kompozytowy z włókna szklanego	1,300	55000÷65000	Odcień jasnozielony	100

Zależność naprężenie-odkształcenie (σ - ϵ) kompozytowego pręta z włókien szklanych cechuje współczynnik sprężystości E (rysunek 3.6.1-3).



Rys. 3.6.1-1. Zależność σ - ϵ dla pręta GFRP [W 26]

Fig. 3.6.1-1. Relationship σ - ϵ for the GFRP rod [W 26]

W zakresie odkształceń sprężystych współczynnik E określa Prawo Hooke'a.

$$E_f = \frac{(F_2 - F_1)}{(\epsilon_2 - \epsilon_1) \cdot A_f} \text{ [GPa]} \quad (3.6.1-1)$$

gdzie:

- F_1, ϵ_1 - siła, odkształcenie dla 20% charakterystycznej wytrzymałości [kN, ‰];
- F_2, ϵ_2 - siła, odkształcenie dla 50% charakterystycznej wytrzymałości [kN, ‰];
- A_f - równoważne pole przekroju [mm²].

⁵Pręt spiralny ze stali nierdzewnej o długości 10 mb \varnothing 8 mm kosztuje 265zł (sklep internetowy)[W165].

143], a 1 mb zastosowanego pręta kompozytowego \varnothing 8 mm 0,24 €. Po uwzględnieniu kursu średniego walut obcych w NBP np. z 04.01.2016 r. [W 158] okazało się, iż 1 mb zastosowanego pręta kompozytowego kosztowałby 1,03 zł (u dostawcy polskiego 1,88 zł/m), a 1 mb pręta spiralnego 32.52 zł.

W tabelicy 3.6.1-3 przedstawiono porównanie parametrów prętów włókien kompozytowych w zestawieniu ze stalą zwykłą i stalą sprężającą.

Tab. 3.6.1-3. Cechy włókien kompozytowych w porównaniu ze stalą zwykłą i stalą sprężającą.

Tab. 3.6.1-3. Properties of composite fibers compared to steel common and prestressing steel.

Rodzaj włókien		Gęstość pozorna	Średnica włókna	Wytrzymałość na rozciąganie	Moduł sprężystości	Wydłużenie graniczne	Współczynnik Poissona	Współczynnik rozszerzalności termicznej [10 ⁻⁶ K ⁻¹]	
		[kg/m ³]						d [μm]	[N/mm ²]
Szkłane	E-glass	2540	20	1900÷ 3000	70÷75	3,0÷4,5	0,20	4,9÷15	5÷15
	S-glass			3500÷ 4800	85÷90	4,5÷5,5			
	AR-glass								
Aramidowe		1450	10÷12	2700÷ 4000	75÷165	2,5÷5,0	0,38	2,0÷6,0	55÷60
Węglowe	Zwykłe	1800	5÷18	3500÷ 6000	215÷ 235	1,4÷2,3	-0,20	0,5÷0,9	8÷18
	Wysokomodułowe			2100÷ 3100	350÷ 700	0,2÷0,9			
Stal zwykła		7850	-	200÷ 400	210	2,5÷5,0	0,30	12	
Stal sprężająca		7850	-	1300÷ 2160	205	1,0	0,30	12	

Pręty kompozytowe z włókien szklanych mają trzykrotnie mniejszą gęstość pozorną od stali zwykłej, zaś pręty z włókien szklanych ponad dziewięciokrotnie większą wytrzymałość na rozciąganie. Pręty te w porównaniu do stali zwykłej wykazują trzykrotnie mniejszy moduł E. Wydłużenie graniczne ε_u dla prętów kompozytowych z włókien szklanych wynosi ok. 3 % a dla stali zwykłej ε_u nie mniej niż 2,5 %. Współczynnik rozszerzalności termicznej prętów z włókien szklanych w kierunku podłużnym wynosi od 4,9 do 15,0·10⁻⁶ [K⁻¹], przy czym dla stali wynosi on 12·10⁻⁶ [K⁻¹]. Dla kierunku poprzecznego współczynnik rozszerzalności termicznej prętów z włókna szklanego wynosi od 5 do 15·10⁻⁶ [K⁻¹], a dla stali 12·10⁻⁶ [K⁻¹].

3.7. Podsumowanie

W niniejszym rozdziale przybliżono zagadnienie rozwoju budownictwa ceramicznego od starożytności do czasów współczesnych. Ze względu na trwałość budulca, którym były cegły,

rozważania dotyczące budownictwa ceglanego na terenie kraju ograniczono okresem od momentu stosowania cegły palonej. Pokróćce przybliżono czynniki mające wpływ na trwałość budownictwa z cegły. Usystematyzowano osiągnięcia naukowców podejmujących tematykę rysoodporności od czasów H. Hilsdorfa po współczesnych badaczy jak Ł. Drobiec i A. Piekarczyk.

Główny akcent postawiono na rozważania nad materiałami zastosowanymi do zmaksymalizowania rysoodporności ściany ceglanej. Zaproponowano zastosowanie prętów kompozytowych z włókna szklanego na zaprawie modyfikowanej. Metodę opracowano sugerując się uznanym w konserwacji zabytków brytyjskim systemem łączenia rys i pęknięć murów ceramicznych przy zastosowaniu spiralnych prętów metalicznych na modyfikowanej żywicy epoksydowej. Dokonano przeglądu prętów kompozytowych i ich właściwości. Podkreślono, że pręty kompozytowe z włókna szklanego posiadają korzystniejsze od stali parametry przy pełzaniu, relaksacji i dla długotrwałej wytrzymałości na rozciąganie. Dla ściskanego muru renesansowego określono empirycznie dodatkowy współczynnik bezpieczeństwa wynoszący $\chi = 0,54$, przy zastosowaniu którego normowe obliczenia wytrzymałości charakterystycznej f_k były zgodne z wytrzymałością na ściskanie muru uzyskaną w badaniach niszczących. W zasadzie nowy parametr χ dopasowano do równania $f_k^{\text{hist.}}$ przyjętego przez P. Matyska spełniającego wyniki rzeczywistych pomiarów wytrzymałości na ściskanie muru w maszynie wytrzymałościowej.

Przegląd literatury wykazał brak badań wzmocnionych ścian na podatnych podporach.

Kwestia zastosowanej zaprawy modyfikowanej i innych materiałów murowych zostanie opisana w kolejnym rozdziale.

4. Wyniki badań materiałowych

4.1. Wstęp

Istotną rolę w naprawie zabytkowych murów ceramicznych pełni zaprawa. Zapewnienie właściwego połączenia elementów muru zależy głównie od przyczepności użytego spoiwa. Przyczepność pomiędzy elementami murowymi a zaprawą gwarantuje odpowiednią wytrzymałość przede wszystkim na zginanie i ścinanie. Wybór właściwych komponentów wykorzystywanych do wzmocnienia murów wpływa na wytrzymałość muru i zabezpiecza przed jego trwałym uszkodzeniem.

4.2. Cechy zaprawy wapiennej

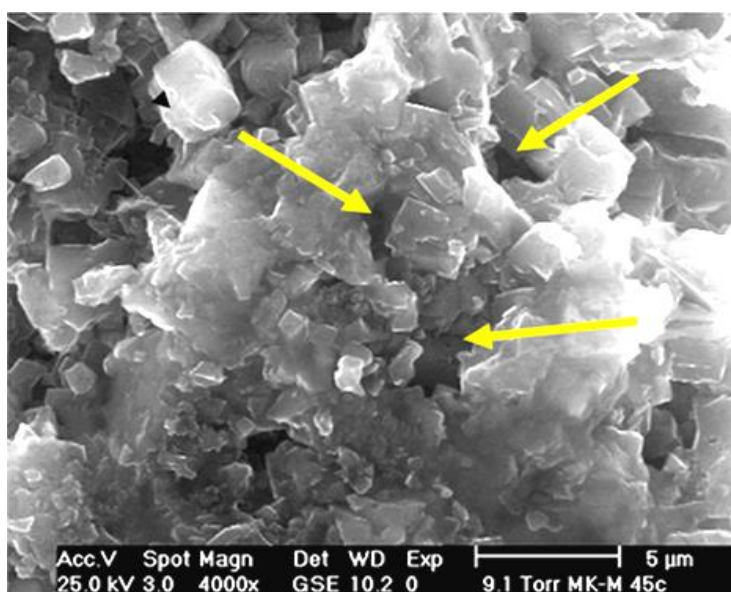
Zaprawy wapienne cechuje niska wytrzymałość na ściskanie 0,3-1,0 N/mm² [33]. Na jej jakość, prócz spoiwa wapiennego wpływa rodzaj oraz ilość piasku, a także ilość użytej wody i warunki wiązania. Około 50% ziaren w wapieniu hydratyzowanym ma granulację wynoszącą poniżej 5 ÷ 7 µm. Ma to wpływ na spoistość łączenia murarskiego i ogranicza migrację przez mury wody opadowej [12]. Twardnienie zaprawy odbywa się w dwóch etapach. Proces spajania (krystalizacja) zaczyna się w momencie zmniejszania się ilości wody w zaprawie, której część wyparowuje oraz częściowo wnika w materiał elementów murowych. W trakcie wysychania rozpuszczony wodorotlenek wapnia (Ca(OH)₂) przyjmuje formę nietrwałych kryształów wodzianu wapnia (Ca(OH)₂ · 2H₂O) lub uwodnionego wodorotlenku wapnia. Przyrastające w czasie kryształy łączą się (spajają) wokół ziaren piasku. Na tym etapie proces krystalizacji zostaje odwrócony w momencie uzupełnienia odparowanej wody. W kolejnym stadium nazwanym karbonatyzacją krzepnąca zaprawa wchodzi w reakcję z dwutlenkiem węgla pochodzącym z powietrza atmosferycznego. Końcowym produktem procesu jest kalcyt (CaCO₃). Następuje powolny proces karbonatyzacji zależny od czasu i tempa przenikania dwutlenku węgla do zaprawy (szerzej w [33]). Zaprawa twardnieje. Reakcja zachodzi według następującego schematu: $Ca(OH)_2 + nH_2O + CO_2 = CaCO_3 + (n+1)H_2O$.

Na początku bardzo słaba zaprawa wapienna w progresywnym procesie karbonatyzacji znacznie podnosi swoją wytrzymałość na ściskanie. „Wiele osób sądzi, że zaprawy z wapnem są słabe, mało wytrzymałe, nietrwałe. Paradoksem jednak jest to, że budynki postawione kilkaset lat temu właśnie na zaprawach wapiennych stoją do dziś (...)” [12]. Ziarna zaprawy łączy wodorotlenek wapnia przechodzący w twarde węglan wapnia CaCO₃.

Zwiększająca się wraz z upływem czasu i twardniejąca struktura zaprawy upodabnia się do minerału kalcytu. Zaprawy wapienne charakteryzuje dobra przyczepność do podłoża. Po stwardnieniu zachowują właściwości fizykochemiczne do temperatury + 500°C. Gęstość objętościową zaprawy w procesie projektowania przyjmuje się równą 1700 kg/m³.

W naprawie zabytkowych budowli nierzadko stosuje się zaprawy o podniesionych parametrach fizyko-chemicznych. Badania przytoczone w [44] wskazują, że przy odpowiedniej zmianie składników po 28 dniach można uzyskać historyczną zaprawę o zwiększonych cechach mechanicznych. Zaprawa taka uzyska wytrzymałość na zginanie ponad 6 N/mm² a na ściskanie ponad 20 N/mm².

W badaniach [44] użyto zaprawy w stosunku 1:3 (wapno:piasek). Zastosowano kruszywo w postaci piasku kwarcowego o uziarnieniu poniżej 1 mm. Spoiwem była mieszanina wapna hydratyzowanego (64,1%) z metakaolinem (35,9 %). Metakaolin powstały w wyniku kalcynacji kaolinu (porcelanowej glinki) wykorzystano do syntezy spoiwa wapiennego. W wyniku syntezy metakaolinu z wodorotlenkiem wapnia powstały związki o składzie i strukturze zbliżonej do produktów hydratacji cementu. Wykryształowane w zaprawie gliniany, glinokrzemiany oraz krzemiany wapna zmniejszyły powietrzne przestrzenie w strukturze materiału. Wpłynęło to na podniesienie szczelności oraz obniżenie nasiąkliwości spoiwa. Taką strukturę przedstawiono na skanogramie 4.2-1.



Skanogram.4.2-1. Spoiwo geopolimerów z metakaolinu pod mikroskopem elektronowym w skali 1:5 µm.
(Christian Kaps, Uniwersytet Bauhaus w Weimarze, 2011) [W 2]

Skanogram.4.2-1. Binder of metakaolin geopolymers under an electron microscope at a scale of 1:5 µm.
(Christian Kaps, Bauhaus University Weimar, 2011) [W 2]

Strzałkami koloru żółtego wskazano pory pomiędzy dobrze uformowanymi kryształkami syntetycznego polimeru glinokrzemianu⁶. Zgromadzony w murze nadmiar wilgoci odprowadzany jest na zewnątrz poprzez znajdujące się w zaprawie pory.

W opracowaniu [2] zwrócono uwagę na sposób naprawy oraz wzmocnienia zniszczonych spoin w murze ceglany zabytkowej synagogi w Bydgoszczy. Uznano za niedopuszczalne wykorzystywanie w naprawie obiektu zaprawy z dużą zawartością cementu, natomiast za dopuszczalną przyjęto stosowanie zaprawy wapiennej z domieszkami. Wskazano przykładowy skład takiej zaprawy: wapno, piasek oraz ceglany pył w proporcji 1:3:1.

Zaprawa wykorzystywana w naprawie (uzupełnieniu) spoin muru gotyckiego z cegły winna cechować się strukturą oraz wyężeniem nawiązującym do ówczesnej zaprawy. Powinna charakteryzować się wytrzymałością niższą od cegły historycznej oraz posiadać większą porowatość od spajanego materiału. Z uwagi na trwałość za wystarczającą można uznać zaprawę o wytrzymałości $f_m \approx 5,0 \text{ N/mm}^2$. Wyznaczając skład zaprawy wapiennej powinno się uwzględnić kryterium jej zastosowania. Do spajania cegieł należy przygotować zaprawę z domieszką pyłu ceglanoego. Takie zastosowanie dodatku w zaprawie wapiennej ograniczy powstawanie na powierzchni muru pęknięć i zarysowań, a także zwiększy jego odporność na biologiczną korozję. Natomiast w celu uwydatnienia (wyeksponowania) spoin należy przygotować recepturę zaprawy wapiennej z domieszkami np. metakaolinu. Kolejną funkcją zaprawy będzie możliwość absorbowania wody ze ściany. Zapewni to dodanie do niej dodatku np. w postaci metakaolinu (wilgoć będzie wypierana z muru na zewnątrz na zasadzie funkcji „sączek”).

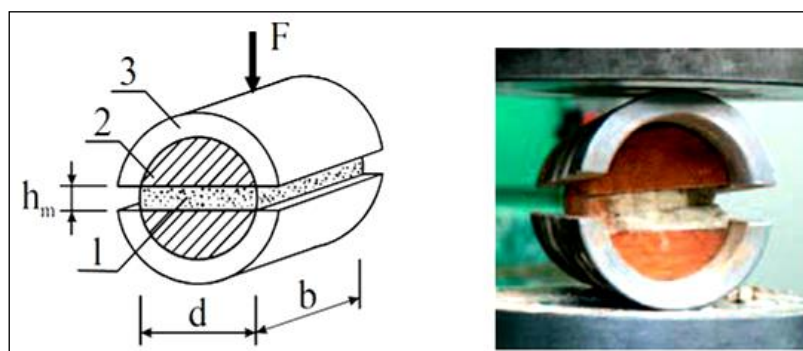
4.3. Analiza wapiennych zapraw historycznych pobranych z konstrukcji

Zaprawa wapienna jako składnik mieszaniny niejednorodnych komponentów po stwardnieniu uzyskuje stałą strukturę o konkretnej wytrzymałości na ściskanie. Badanie budowy chemicznej muru zabytkowego pozwala między innymi na odtworzenie dawnej receptury zaprawy wapiennej. Zgodnie z ustalonym składem chemicznym sporządza się zaprawę historyczną i wyznacza charakterystyczną wytrzymałość na ściskanie (badania normowe na próbkach w formie połówek beleczek o wym. 40x40x160 ściskanych w maszynie wytrzymałościowej). W odniesieniu do zapraw ze starych murów końcowy rezultat takiego badania winien być traktowany z przybliżeniem. Wątpliwości są wynikiem

⁶ Syntetyczny polimer glinokrzemianu nie występuje naturalnie, lecz w całości otrzymywany jest ze związków chemicznych lub soli, w których występują aniony złożone z glinu, krzemu i tlenu.

braku pełnej wiedzy o zaprawie, w tym na temat destrukcji spoin, zjawisk reologicznych⁷, a także użytych dodatków, zawartości wody zarobowej, zastosowanej technologii i warunków realizacji. Z podanych przyczyn do badania zaprawę pozyskuje się z murów budowli zabytkowych z miejsc jej wbudowania albo też badania realizuje się bezpośrednio na wbudowanym materiale. Tego typu badania określa się mianem *in situ*. Wszechstronny zakres badań *in situ* obiektu zabytkowego uwzględnia warunki geotechniczne, zarysowania konstrukcji, zasolenie i zwilgocenie murów, stan tynków, a także analizę mikologiczną [1]. W tego typu badaniach rozróżniamy metody niszczące oraz metody nieniszczące. W badaniach, w których pozyskujemy próbki zaprawy z muru należy zaliczyć do badań niszczących.

Na rysunku 4.3-1. przedstawiono analizę zaprawy w spoinach wspornych na próbkach z odwiertów walcowych.



Rys.4.3-1. Schemat i obraz z badania zaprawy na próbkach walcowych [24]

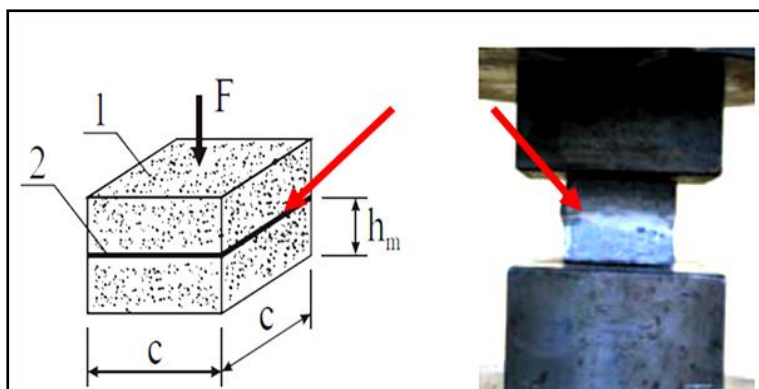
Fig. 4.3-1. Scheme and image of mortar test on cylindrical samples [24]

Po wyrażeniu zgody przez służby konserwatorskie próbki zostają wycięte bezpośrednio z muru, ale w taki sposób by spoina wsporna była umiejscowiona pomiędzy fragmentami pełnej cegły. Prostopadle do powierzchni muru zostaje wycięty walec o średnicy d oraz długości b . Po obu stronach na długości próbki do spoiny wspornej l o grubości h_m przywierają walcowe wycinki cegły 2. W badaniu zaprawa w próbce podlega ścisłaniu siłą F , którą przenoszą szczęki maszyny wytrzymałościowej na sztywne obejmy stalowe 3 oraz elementy cegieł 2.

Do metody niszczącej zaliczymy bezpośrednie uzyskanie zaprawy ze spoiny wspornej poprzez jej odspojenie. Kształtujemy sześciennie próbki poddawane ścisłaniu w maszynie wytrzymałościowej. Problemem może być samo przygotowanie próbek, ponieważ warstwy spoin wspornych na grubości ograniczone są równoległymi płaszczyznami wycinków cegieł.

⁷ Makroskopowa charakterystyka zjawisk fizycznych zachodzących w ośrodku ciągłym wykorzystująca mechanikę ciał plastycznych (pełzanie, relaksacja) i mechanikę płynów nienewtonowskich (tikotropia, tzw. właściwość pamięci cieczy – okresowy przyrost lepkości substancji od mieszania).

Próbkę o kształcie prostopadłościanu uzyskano w rezultacie bardzo dokładnego przycinania, a następnie szlifowania jej prostopadle do grubości spoiny. W kolejnym etapie dwa prostopadłościany o wysokości h_m łączono podstawami (czerwone strzałki na rysunku 4.3-2.) substancją o wytrzymałości na ściskanie przybliżonej do wytrzymałości klejonych brył prostopadłościanów.



Rys.4.3-2. Badanie zaprawy pobranej ze spoin wspornych o grubości h_m [24]
Fig. 4.3-2. Testing of mortar taken from bed joints with a thickness of h_m [24]

Próbki sześciennie zaprawy ściska się analogicznie jak w normowych badaniach na połówkach beleczek o wym. 40x40x160. Doświadczalnie określono współczynnik korelacji k_m dopasowując wyniki wytrzymałości na ściskanie uzyskane na klejonych sześciennych próbkach spoin wspornych do wytrzymałości normowych próbek. W tabelicy 4.3-1 zaprezentowano zestawienie tych wartości uwzględniając wymiar próbki i okres murowania.

Tab. 4.3-1. Współczynnik korelacji k_m do określenia wytrzymałości zaprawy [23]

Tab. 4.3-1. Correlation coefficient k_m to determine mortar strength [23]

Okres murowania	Wymiary próbki sześcienniej c, cm.		
	2	3	4
	Współczynnik korelacji k_m		
Letni	0,56	0,35	0,80
Zimowy	0,46	0,28	0,75

Średnią wytrzymałość na ściskanie wyznacza się na podstawie wzoru z uwzględnieniem współczynnika k_m :

$$f_m = k_m \cdot F/A, \quad (4.3.1)$$

gdzie F oznacza siłę niszczącą; k_m - współczynnik korelacji, natomiast A - pole przekroju $c \times c$.

Przytoczoną metodę wykorzystuje się w przypadku słabych zapraw wapiennych posiadających wytrzymałość na ściskanie do 1 N/mm² oraz wysoką przyczepność do cegieł.

W przypadku braku możliwości bezpośredniego pobrania zaprawy z muru wykorzystuje się badania nieniszczące opierające się na pomiarach sklerometrycznych⁸ albo ultradźwiękowych.

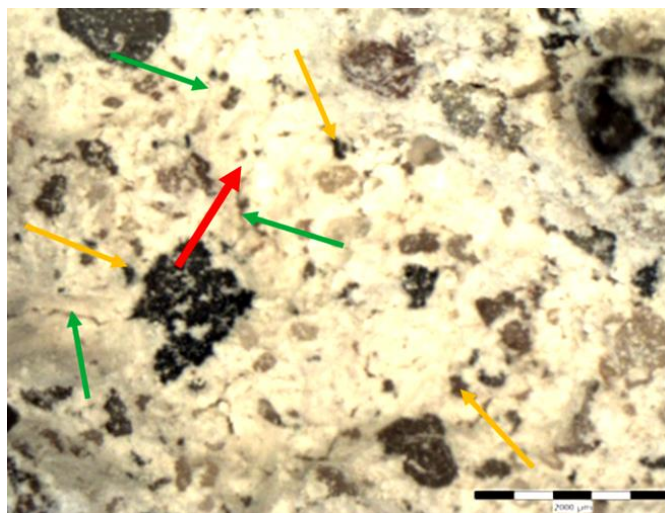
W warunkach laboratoryjnych do wymurowania m² ściany z cegły renesansowej w wątku gotyckim Sanewski D. w laboratorium UWM w Olsztynie przygotował tradycyjną zaprawę wapienną M0.6 (1:1) o plastycznej konsystencji S/3 (podanej przez producenta). Użyto wapna budowlanego hydratyzowanego o parametrach [KT 2], piasku sianego 0-4 mm o właściwościach [KT 3] pochodzącego z kopalni kruszywa, a także wody z sieci wodociągowej. Objętościowo składniki zaprawy przeliczono na zarób dla 20 kg wapna. Komponenty zaprawy wymieszano w kaście używając do tego mechanicznej mieszarki z dwoma mieszadłami. Uzyskano zaprawę o zbadanej wytrzymałości na ściskanie $f_m = 0,6 \text{ N/mm}^2$ odpowiadającej normowej odmianie I zaprawy o wytrzymałości na ściskanie $0,5 \div 1,0 \text{ N/mm}^2$ [tablica-NA.4 w (N4)].

Stwardniałą zaprawę wapienną na wstępie przeanalizowano makroskopowo [17]. Ocenie tej poddano zaprawę wykorzystaną do wymurowania muru w wątku gotyckim. Ustalono, że ma ona barwę białą z uwidoczniającymi się ciemnymi oraz szklistymi ziarnami piasku do 4 mm. Jej powierzchnia była szorstka, bez dodatków. W przełamaniu kruszywo stanowiło naturalny i czysty piasek. Ziarna otoczone były spoiwem i nie stykały się ze sobą (szerzej w [17]). W strukturze materiału nie zaobserwowano pustych przestrzeni.

Dla poszerzenia wiedzy na temat wolnych przestrzeni w strukturze zaprawy dokonano jej analizy pod mikroskopem. Sekwencją następujących po sobie powiększeń powierzchni zaprawy ujawniono obszary braku stałego materiału (mikropęknięcia, pory). Na zdjęciach z mikroskopu (skanogramach⁹) obszar powiększany oznaczono strzałką koloru czerwonego. Na obrazie skanogramu 4.3-1 rozróżniono duże ziarna piasku a także włosowate, asymetryczne odcinki przypominające nierówności (obniżenia) powierzchni, które oznaczono zielonymi strzałkami. Mniejsze i bardziej ciemne plamy mogły stanowić ziarna kruszywa bądź puste przestrzenie z powietrzem. Przykładowo ich umiejscowienie oznaczono żółtymi strzałkami.

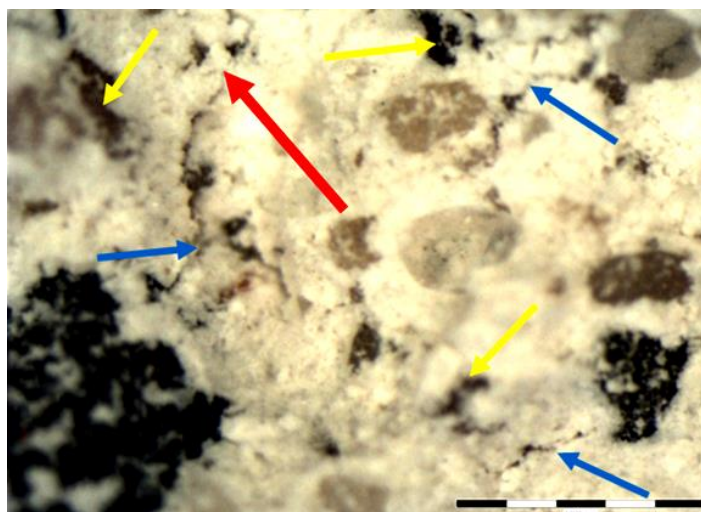
⁸Oszacowanie wytrzymałości na ściskanie zaprawy (cegły, betonu) na podstawie badania twardości powierzchniowej materiału np. młotkiem Schmidta (wskazuje wartość odbicia (odskoku) przyłożonego trzpienia od badanej powierzchni, a wcześniej wbitego w nią z określoną siłą).

⁹ Obraz ze skanu (pliku komputerowego) uwidaczniający się przy pomocy urządzeń pomiarowych (np. pod mikroskopem) oraz komputerowo zmodyfikowana reprodukcja obrazu zdjęcia, rysunku, schematu itp., sporządzonego metodą skanowania albo zrzutu z ekranu monitora.



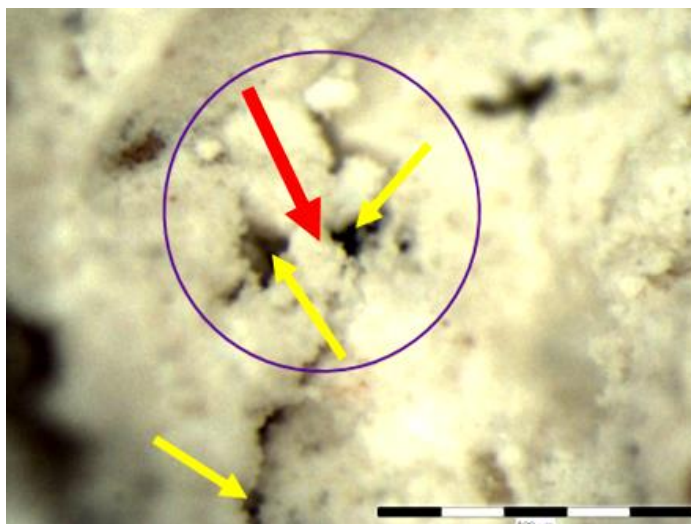
Skanogram 4.3-1. Obraz pod mikroskopem recepturowej zaprawy wapiennej w skali 1:2000 μm
Scanogram 4.3-1. Image under the microscope of a lime mortar recipe in the scale of 1:2000 μm

W stwardniałej zaprawie widnieją pisaku o zróżnicowanej wielkości (barwy od ciemnokremowego do czarnego) otoczone cząstkami wodorotlenku wapnia. Frakcje kruszywa nie stykały się ze sobą. Przy powtórnym powiększeniu (skanogram 4.3-2) uwydatniły się mikropęknięcia, wskazane niebieskimi strzałkami, a także wolne przestrzenie w formie matowych zagłębień z ciemnych plam (strzałki koloru żółtego).



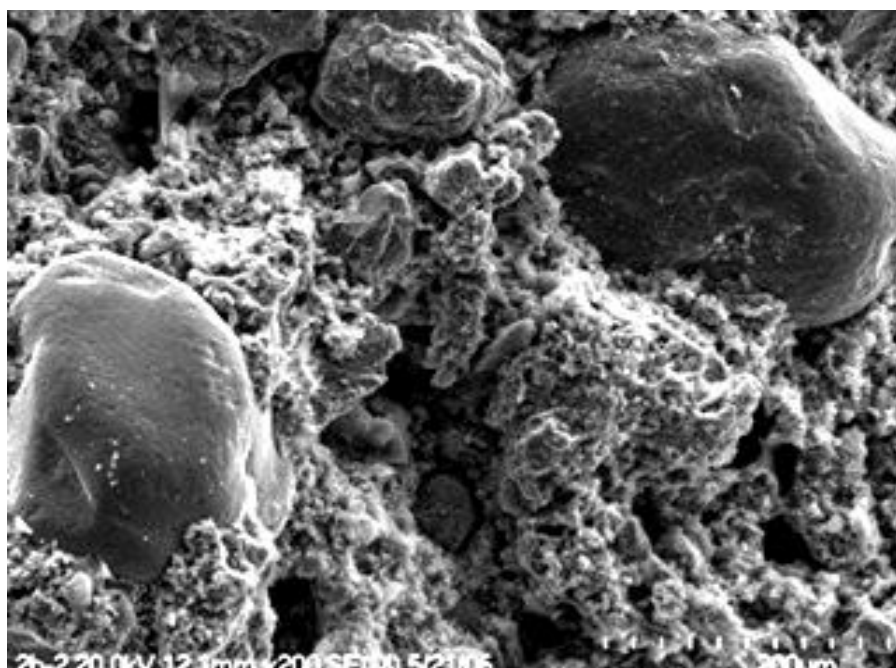
Skanogram 4.3-2. Obraz pod mikroskopem zaprawy wapiennej w skali 1:1000 μm
Scanogram 4.3-2. Image under the microscope of lime mortar in the scale of 1:1000 μm

W wyniku analiz wyodrębniono trzy największe powietrzne pustki o długości od 200 do 400 μm i maksymalnej szerokości do 100 μm . Pory o wydłużonych kształtach znajdowały się w pewnej odległości od siebie (na skanogramie oznaczono je żółtymi strzałkami). Kolejne powiększenie (skanogram 4.3-3) obrazuje mało dostrzegalne strefy porowatej struktury zaprawy wapiennej (obraz jest nieostry ze względu na powiększenie do 500 μm i możliwości optyczne mikroskopu).



Skanogram 4.3-3. Obraz zaprawy pod mikroskopem w skali 1:500 μm
Scanogram 4.3-3. Microscope image of mortar at 1:500 μm scale

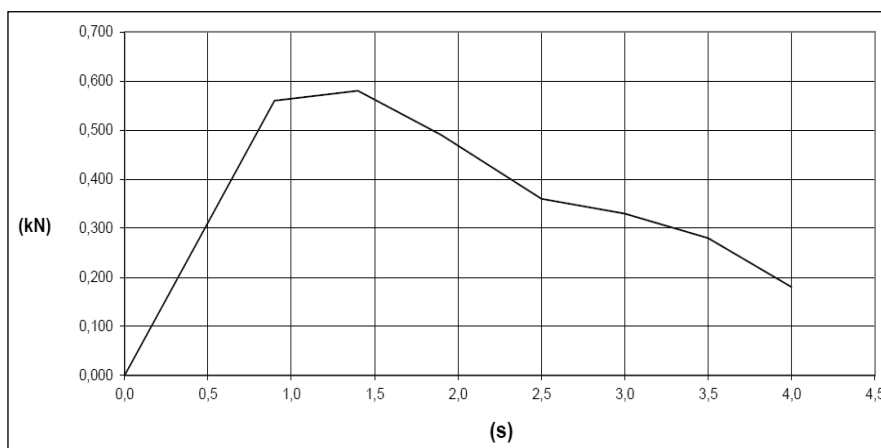
W centralnej części próbki taki obszar wyznaczono fioletowym okręgiem. Pustki powietrzne o różnym kształcie centralizowały się w odległości do 500 μm wzdłuż mikropęknięć bez zbytniego zagęszczenia (powierzchnie wzdłuż mikropęknięcia zaznaczono żółtymi strzałkami). Dopiero w trakcie kolejnego powiększenia (skala 1:200 μm) zaczęła uwidaczniać się porowata struktura zaprawy. Gąbczaste struktury takich zapraw widać dobrze pod mikroskopem skaningowym (skanogram 4.3-4).



Skanogram 4.3-4. Obraz pod mikroskopem skaningowym próbki zaprawy wapiennej z zamku w Janowcu w skali 1:50 μm (Suchorab Z., Politechnika Lubelska. 2005) [W 3]
Scanogram 4.3-4. Scanning microscope image of a sample of lime mortar from the castle in Janowiec, scale 1:50 μm (Suchorab Z., Lublin University of Technology. 2005) [W 3]

Suchorab Z. z Politechniki Lubelskiej [W 3] wykonywał badania wytrzymałości na ściskanie wapiennej zaprawy na próbce uzyskanej metodą *in situ* po końcowym badaniu ceglanego muru na ściskanie.

W warunkach laboratoryjnych UWM w Olsztynie po badaniu niszcącym muru pobrano ze spoiny wspornej próbkę zaprawy ocenioną makroskopowo. Normową próbkę do badania wytrzymałościowego ukształtowano w sześciąt przez sklejenie podstawami dwóch prostopadłościów, o porównywalnej grubości, białym akrylowym uszczelniaczem (na grub. ok. 1 mm) o znikomej wytrzymałości na ściskanie. Powstała próbka miała równe boki i powierzchnie, w tym spajane uszczelniaczem. Sklejony sześciąt pozostawiono do wyschnięcia spoiwa akrylowego. Tak uzyskaną próbkę poddano badaniu na ściskanie w maszynie wytrzymałościowej połączonej ze stanowiskiem komputerowym z oprogramowaniem umożliwiającym automatyczne wyliczenie siły niszczącej działającej na próbkę. Dla próbki (40x40x40) zgodnie z przebiegiem wykresu (rys. 4.3-1) przy sile niszczącej 0,56 kN, co oznaczało, że naprężenie ściskające osiągnęło wartość 0,66 N/mm². Wartość tą uwzględniano w obliczeniach.



Rys.4.3-3. Wykres przebiegu badania na ściskanie próbki in situ z zaprawą wapienną
Fig. 4.3-3. Graph of the in situ compression test with lime mortar

Metodę określenia wytrzymałości związanej zaprawy wapiennej w murze podano w opracowaniu [21]. Metodę tę można uwzględnić przy ustalaniu wytrzymałości na ściskanie zapraw wapiennych w istniejących konstrukcjach zabytkowych. Współczynnik (interpolowany) korelacji wyniósł $k_m = 0,75$ dla próbki zaprawy o boku $c = 40$ mm wykonanej zimą [patrz tab. 4.3-1]. Próbki ze względu na warunki zagęszczenia zaprawy (nacisk) powinny być uzyskane ze spoin wspornych zabytkowego muru o porównywalnej wysokości.

Naukowcy z Politechniki Krakowskiej [22] zaproponowali stosowanie $f_m = 0,5$ N/mm² względem słabych zapraw wapiennych w warunkach nie pozwalających na pobranie

odpowiednich próbek do badań ze spoin muru. W badaniach (UWM w Olsztynie) *in situ* przeprowadzonych na próbce uformowanej ze świeżo stwardniałej zaprawy wapiennej uzyskano porównywalną do proponowanej przez naukowców charakterystyczną wytrzymałość zaprawy na ściskanie. Nieznaczną różnicę w wynikach należy tłumaczyć na korzyść badaczy z Politechniki Krakowskiej realizujących badania na starej zaprawie historycznej muru zabytkowego.

Po finalnym badaniu wzmocnionego muru na ściskanie ze spoin wspornych pozyskano niepopękane, stwardniałe fragmenty zaprawy. Uformowano z niej do badań próbkę sześcienną o wym. 40x40x40 mm (powstała ze sklejenia dwóch prostopadłościanów o wym. 40x40x20). Próbkę poddano badaniom niszczącym na ściskanie w prasie maszyny wytrzymałościowej. Uwzględniając współczynnik $k_m = 0,75$ dla próbki $c = 4$ cm, przy wartości naprężenia ściskającego $0,66 \text{ N/mm}^2$ obliczono wartość $f_m = 0,495 \text{ N/mm}^2$. Wyznaczona wartość w zaokrągleniu odpowiada klasie wytrzymałości na ściskanie M0,5 dla odmiany I [tablica NA.3 PN-EN 1996-1-1].

Do dalszych badań przyjęto gotową zaprawę wapienną z dodatkiem trasy marki M5, uznaną w renowacji ceramicznych murów zabytkowych.

4.4. Badania wytrzymałości zapraw na zginanie i ściskanie na znormalizowanych próbkach laboratoryjnych

Badania zaprawy realizowano na próbkach normowych uzyskanych w czasie wykonywania elementów badawczych. Zaprawę wykonano w warunkach laboratoryjnych, na Politechnice Śląskiej, dozując wagowo jej składniki. Posłużono się zaprawą o nominalnej klasie M5. Zaprawę trasowo-wapienną (TWM) wykorzystuje się do murowania oraz spoinowania konstrukcji z kamienia. Stosuje się ją wewnątrz oraz na zewnątrz obiektów.

Zgodnie z obowiązującą normą [N1] zaprawę uformowano w postaci próbek prostopadłościennych o wymiarach 40x40x160 mm. W formach układano ją w dwóch warstwach. Każdą z warstw zagęszczono 10 uderzeniami ubijaka – fotografia 4.4.-1.



Fot. 4.4.-1. Przygotowanie próbek zaprawy
Photo 4.4.-1. Preparation of mortar samples

Formę z próbkami przetrzymywano przez 5 dni w komorze wilgotnościowej w temperaturze $20^{\circ}\text{C}\pm 2^{\circ}\text{C}$ oraz wilgotności względnej $95\%\pm 5\%$. Następnie próbki wyjęto z formy i przez 2 dni przechowywano w komorze klimatycznej w tożsamyh warunkach. Do chwili badania próbki przetrzymywano w temperaturze $20^{\circ}\text{C}\pm 2^{\circ}\text{C}$ oraz wilgotności względnej $65\%\pm 5\%$. Następnie poddano je badaniom w maszynie wytrzymałościowej. Obciążenie z maszyny wytrzymałościowej rozkłada się na powierzchnię 40×40 mm. Automatyczna kontrola przyrostu obciążenia 400 N/s w zakresie 100 kN umożliwiła dokładną rejestrację wyników.

Dla określenia wytrzymałości zaprawy na zginanie posłużono się próbkami $40\times 40\times 160$ mm. Próbki ustawiono centralnie (w rozstawie 100 mm) na podporach przegubowo przesuwnych maszyny wytrzymałościowej, po czym w połowie odległości pomiędzy podporami próbkę obciążano siłą skupioną aż do jej zniszczenia.

W celu zminimalizowania oddziaływania efektu przesklepienia łukowego podpory oparcia próbek oczyszczono i posmarowano rolki łożysk. Przyrost obciążenia następował z prędkością 10 N/s.

Wytrzymałość na zginanie wyznaczono z zależności:

$$f_{mt,i} = 1,5 \frac{Fl}{bd^2} \text{ N/mm}^2, \quad (4.4-2)$$

gdzie:

F – wartość siły niszczącej w N;

b, d – wymiaru przekroju poprzecznego próbki w mm;

l – osiowy rozstaw podpór $l = 100$ mm.

Na fotografii nr 4.4-2. zaprezentowano przebieg badania wytrzymałości na zginanie.



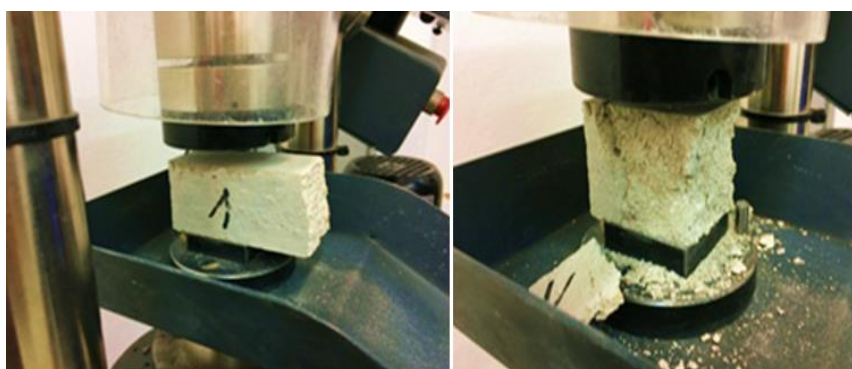
Fot. 4.4-2. Badanie wytrzymałości na zginanie próbki 3
Photo 4.4-2. Bend strenght test of the sample 3

Wytrzymałość na ściskanie analizuje się na połówkach beleczek poddanych uprzednio badaniu na zginanie. Obciążenie z maszyny wytrzymałościowej rozkłada się na powierzchnię 40x40 mm. Automatyczna kontrola przyrostu obciążenia 400 N/s w zakresie 100 kN umożliwiła dokładną rejestrację wyników. Wytrzymałość na ściskanie wyznacza się z zależności:

$$f_{m,i} = \frac{F_c}{1600} \text{ N/mm}^2, \quad (4.4-1)$$

gdzie: F_c – wartość siły niszczącej w N.

Na fotografii 4.4-3. Zaprezentowano przebieg badania wytrzymałości na ściskanie.



Fot. 4.4-3. Badanie na ściskanie próbki nr 1
Photos4.4-3. Compression test of sample No. 1

W badaniach zaprawy uzyskano średnią wytrzymałość na zginanie $f_{mt} = 1,53 \text{ N/mm}^2$ oraz na ściskanie $f_m = 8,05 \text{ N/mm}^2$. Wyniki te zgodnie z tablicą 1 normy *PN-EN 998-2 Wymagania zapraw do murów. Część 2: Zaprawa murarska* zaprawę można zakwalifikować do klasy wytrzymałościowej M5.

W badaniach wyznaczono odchylenie standardowe (s) oraz określono współczynnik zmienności (V). Odchylenie standardowe obliczono ze wzoru:

Analiza nośności i rysoodporności muru zabytkowego poddanego zginaniu w płaszczyźnie

$$s = \sqrt{(x_1 - \bar{x})^2 + (x_2 - \bar{x})^2 + \dots + (x_n - \bar{x})^2 / n - 1}$$

gdzie:

x_1, x_2, \dots, x_n - dane z pomiarów;

\bar{x} - średnia charakterystyczna wytrzymałość z liczby pomiarów obliczonych na zginanie/ściskanie;

n - ilość pomiarów.

Współczynnik zmienności obliczono ze wzoru:

$$V = \bar{s} / \bar{x} * 100\%.$$

W tab. 4.4-1 zestawiono wyniki badania próbek zaprawy trasowo-wapiennej (TWM) o klasie M5.

Tab. 4.4-1. Wyniki badania próbek zaprawy nominalnej o klasie M5

Tab. 4.4-1. Test results of samples of nominal mortar class M5

Nr próbki	Wytrzymałość na zginanie $f_{m,i}$ N/mm ²	Średnia wytrzymałość na zginanie $f_{m,mv}$ N/mm ²	Odchylenie standard. s N/mm ²	Wsp. zmienności V (%)	Nr próbki	Wytrzymałość na ściskanie $f_{m,i}$ ½ beleczki N/mm ²	Średnia wytrzymałość na ściskanie f_m N/mm ²	Odchylenie standard. s N/mm ²	Wsp. zmienności V [%]
1.	1,55	1,53	s = 0,13	8,52	1	8,16	8,05	s = 0,67	8,36
					2	8,51			
2.	1,50				3	7,45			
					4	8,80			
3.	1,71				5	7,59			
					6	8,73			
4.	1,64				7	7,73			
					8	7,58			
5.	1,39				9	8,80			
					10	8,03			
6.	1,39				11	6,65			
					12	8,62			

Wartości podane w tabeli zaokrąglono do drugiego miejsca po przecinku.

Średnia wartość wytrzymałości próbek zaprawy poddanych zginaniu wyniosła 1,53 N/mm² przy odchyleniu standardowym $s = 0,13$ i współczynnika zmienności $V = 8,52$. Średnia wartość wytrzymałości próbek zaprawy poddanych ściskaniu wyniosła 8,05 N/mm² przy odchyleniu standardowym $s = 0,67$ i współczynnika zmienności $V = 8,36$.

4.5. Wybór zaprawy naprawczej

Zaprawa naprawcza współdziałająca ze zbrojeniem kompozytowym powinna cechować się parametrami zbliżonymi do zapraw uznawanych w konserwacji zabytków w naprawie uszkodzeń murów ceramicznych.

Do analiz wybrano zaprawę tiksotropową zmodyfikowaną włóknami (dwoma rodzajami włókien rozproszonych) spełniającą wymagania EN 1504-3 dla strukturalnych zapraw klasy R4 [KT 1]. Zaprawa wzmocniona włóknami cechuje się wysoką wytrzymałością na ściskanie i na rozciąganie. Wybrano zaprawę naprawczą o parametrach zbliżonych do zaprawy dwuskładnikowej z żywicy epoksydowej uznanej w konserwacji zabytków do naprawy murów metodą brytyjską. Producent potwierdza wysoką przyczepność zaprawy do szorstkich powierzchni poziomych i pionowych, jednocześnie zapewnia o odporności zaprawy na penetrację chlorków oraz siarczanów. Zaprawa nadaje się do ręcznego lub mechanicznego stosowania po dodaniu 16-18% wody wagowo i wymieszaniu (ręcznie lub mechanicznie). W wodzie zaprawa nie rozszerza się, a przy grubości ponad 5 cm według deklaracji producenta cechuje się wodoodpornością.

Pozostałe dane techniczne zaprawy (dla obranych parametrów wg [KT 1]):

- * gęstość wynosząca 2200 kg/m³;
- * grubość jednej warstwy 10÷50;
- * wstępne wiązanie po 60 minutach;
- * moduł sprężystości przy ściskaniu $\geq 28 \cdot 10^3$ N/mm²;
- * wytrzymałość na ściskanie po 28 dniach dojrzewania ≥ 60 N/mm²;
- * powierzchniowa odporność na karbonatyzację;
- * wchłanianie kapilarne < 005 Kg/m²·g^{0,5};
- * wytrzymałość na zginanie we wszystkich kierunkach 9 N/mm².

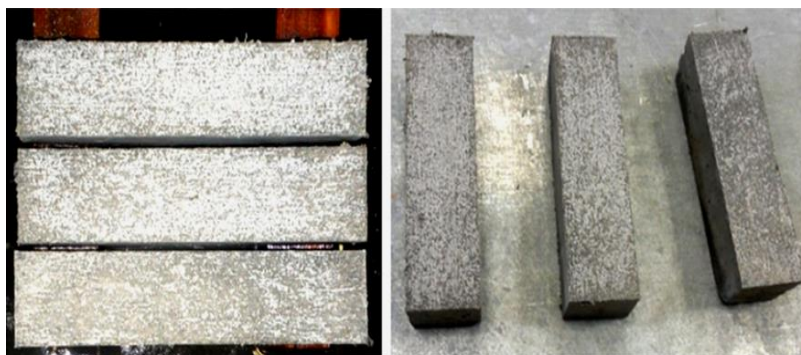
Trafność zastosowania wymienionej zaprawy naprawczej [KT 1] do wykonania wzmocnienia murów ceramicznych w spoinach wspornych we współpracy z kompozytowymi prętami zweryfikują dalsze badania.

4.5.1. Badania laboratoryjne zaprawy naprawczej zmodyfikowanej włóknami

W laboratoryjnych warunkach wykonano próbki normowe zaprawy naprawczej (Fot. 4.5.1-1.). W wyniku podziału ogólnej próbki z worka pobrano 3 kg suchej zaprawy naprawczej. Po dodaniu odmierzonej ilości wody zaprawę wymieszano ręcznym

Analiza nośności i rysoodporności muru zabytkowego poddanego zginaniu w płaszczyźnie

mieszalnikiem elektrycznym. Homogeniczną mieszankę o podanej przez producenta konsystencji gęstoplastycznej S-3 ułożono w dwóch formach - każda z nich mieściła po 3 beleczyki (o wym. 40x40x160). Mieszankę w formach zagęszczono ubijakiem. Przygotowane próbki przechowywano w normowych warunkach w komorze wilgotnościowej (w temperaturze 20°C +/-2°C i wilgotności 95% +/- 5%) przez 7 i 28 dni.



Fot. 4.5.1-1. Normowe beleczyki zaprawy dojrzewały w komorze wilgotnościowej
Photos 4.4.1-1. Normal barrels of mortar matured in a humidity chamber

W maszynie wytrzymałościowej przeprowadzono badania wytrzymałości na zginanie stwardniałych beleczyki zaprawy naprawczej, a następnie na ich połówkach wykonano badania na ściskanie. Maszyna wytrzymałościowa była podłączona do stanowiska komputerowego wyposażonego w specjalne oprzyrządowanie współpracujące z oprogramowaniem rejestrującym przebieg badań (fot. 4.5.1-2).

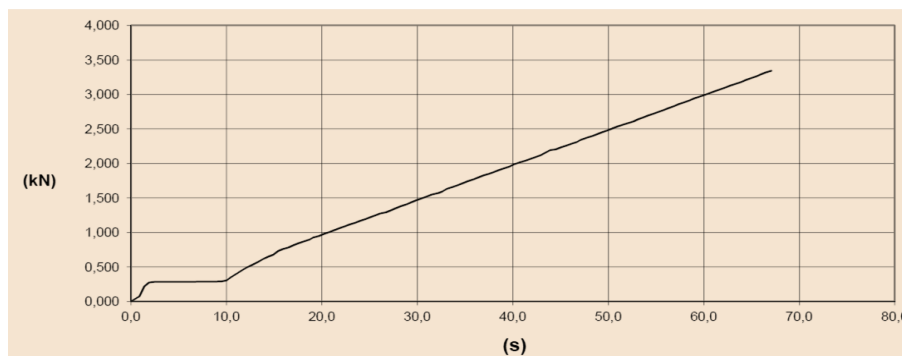


Fot. 4.5.1-2. Stanowisko wytrzymałościowe podczas badania wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu stwardniałych próbek zaprawy naprawczej

Photos 4.5.1-2 Test stand during flexural tensile testing of hardened mortar samples

Po 28 dniach wykonano normowe badanie wytrzymałości na zginanie beleczyki (masa jednej beleczyki 0,52 kg, powierzchnia poddana zginaniu 426,7 mm², odległość między rolkami 100 mm, przyrost obciążenia 0,25 N/mm²).

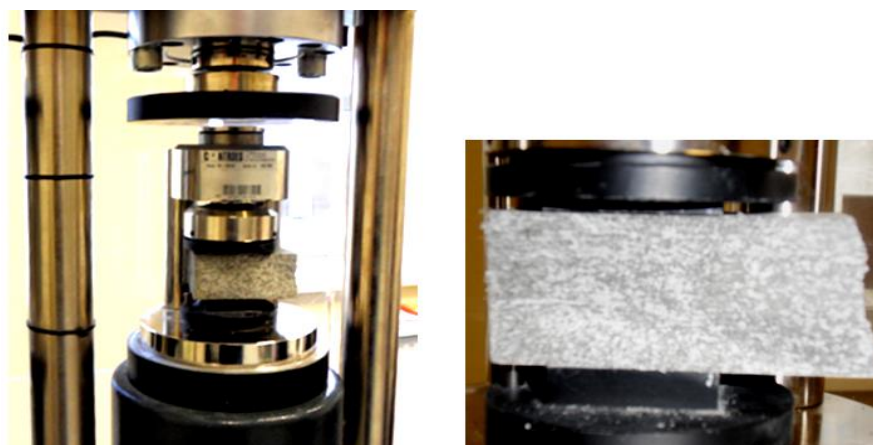
Przykładowo zamieszczono wykres badania na zginanie dla próbki nr 3/28 (wykres 4.5.1-1). Przy sile 3,344 kN osiągnięto naprężenie zginające o wartości 7,84 N/mm².



Rys. 4.5.1-1. Wykres badania wytrzymałości na zginanie próbki nr 3/28 po 28 dniach dojrzewania (naprężenie 7,84 N/mm² przy obciążeniu niszczącym 3,344 kN)

Fig. 4.5.1- 1. Sample bending strength test chart no. 3/28 after 28 days of maturation (stress 7,84 N/mm² at a breaking load of 3,344 kN)

Po 7 dniach średnia wytrzymałości na zginanie dla trzech próbek wynosiła 7,13 N/mm². Średnia wartość wytrzymałości na zginanie po 28 dniach dla trzech próbek wynosiła 7,44 N/mm². Rezultaty średniej wytrzymałości na zginanie próbek zaprawy naprawczej po 28 dniach oraz po 7 dniach różniły się między sobą tylko o 0,31 N/mm². Największy przyrost zaprawa uzyskuje w pierwszym tygodniu wiązania - 95,83 % wytrzymałości na zginanie po 28 dniach dojrzewania.

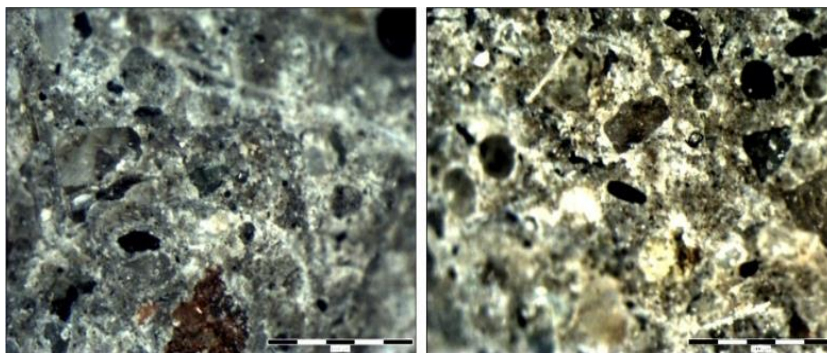


Fot. 4.5.1-3. Badania wytrzymałości zaprawy naprawczej na ściskanie
Photos 4.5.1-3 Tests of the compressive strength of the repair mortar

Po 7 dniach dojrzewania uzyskano średnią wytrzymałość zaprawy na ściskanie równą 38,8 N/mm². Po 28 dniach dla przebadanych próbek połówek beleczek otrzymano średnią wartość wytrzymałości na ściskanie 46,53 N/mm². Wyniki średniej wytrzymałości na ściskanie zaprawy pomiędzy badaniami po 28 dniach a badaniami po 7 dniach różniły się od siebie o 7,73 N/mm². Analizowana zaprawa między 7 a 28 dniem wiązania uzyskała przyrost

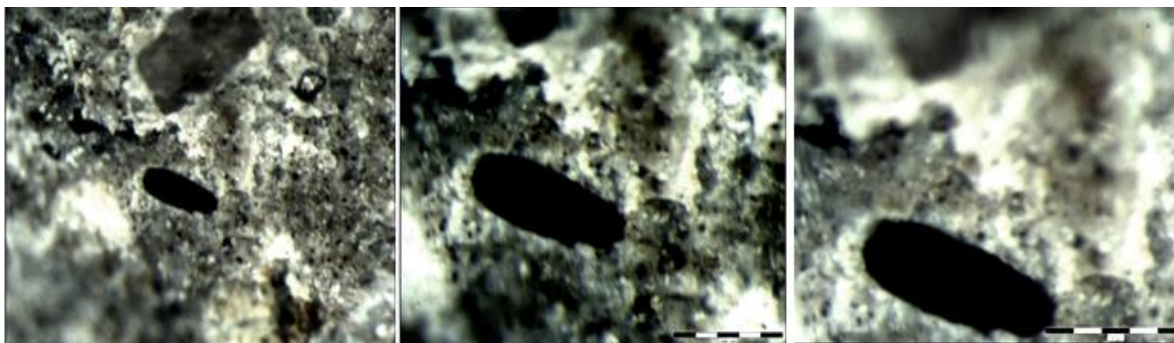
wytrzymałości na ściskanie rzędu 16,61 %. W pierwszym tygodniu wiązania zaprawa osiągnęła wysoki przyrost 83,39 % końcowej wytrzymałości na ściskanie.

Sekwencją powiększonych obrazów, następujących po sobie kolejno przybliżeń, przeprowadzono analizę mikroskopową struktury zaprawy naprawczej (skanogram 4.5.1-1) na powierzchni przełamania losowo wybranej połówki belecarki (przed realizacją badań na ściskanie).



Skanogramy 4.5.1-1. Sekwencja dwóch powiększeń powierzchni zaprawy naprawczej pod mikroskopem SZX16 zespolonym z komputerem z oprogramowaniem aplikacji obrazu
Scanograms 4.5.1-1. Sequence of two magnifications of the surface of the repair mortar under a SZX16 microscope combined with a computer with image application software

Struktura zaprawy naprawczej była zwarta bez zauważalnych porów. Dopiero w sekwencji kolejnych przybliżeń zaobserwowano obszar pustki powietrznej uwidocznionej na skanogramie w formie ciemnej, matowej plamy (skanogram 4.5.1-2).



Skanogramy 4.5.1-2. Sekwencja powiększeń pustki na powierzchni zaprawy naprawczej pod mikroskopem SZX16 zespolonym z komputerem z oprogramowaniem aplikacji obrazu
Scanograms 4.5.1-2. A sequence of magnifications of the void on the surface of the repair mortar under the SZX16 microscope combined with a computer with image application software

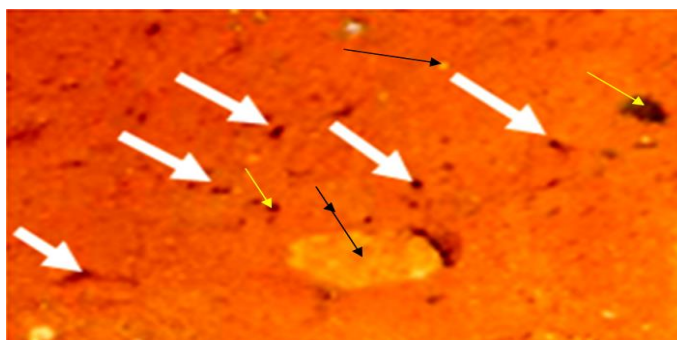
Różnice między wartościami deklarowanymi przez producenta a uzyskanymi laboratoryjnie należy dopatrywać w fakcie pominięcia zagęszczenia próbek zaprawy w formach na stole wibracyjnym. W trakcie ręcznego zagęszczania zaprawy prętem (ubijakiem) mogły pojawić się pojedyncze pustki powietrza. Potwierdzenie niedokładnego zagęszczenia może

wynikać z różnic w gęstości próbek zaprawy naprawczej użytej w badaniach o $\rho_v = 2042,97 \text{ kg/m}^3$ a deklarowanej przez producenta 2200 kg/m^3 .

Powyższe nie przekreśla przydatności przyjętej zaprawy do naprawy pęknięć ceglanych murów zabytkowych. Producent deklaruje wytrzymałość na ściskanie 60 N/mm^2 , a w badaniach uzyskano $46,53 \text{ N/mm}^2$. Natomiast wytrzymałość na zginanie zaprawy w badaniach wyniosła $7,44 \text{ N/mm}^2$ a deklarowana przez producenta to $9,0 \text{ N/mm}^2$. Decydującą kwestią przydatności zaprawy do łączenia pęknięć muru będzie ocena jej przyczepności do zbrojenia kompozytowego oraz do cegieł. Średnie wytrzymałości zaprawy naprawczej na zginanie i ściskanie uznano za wystarczające.

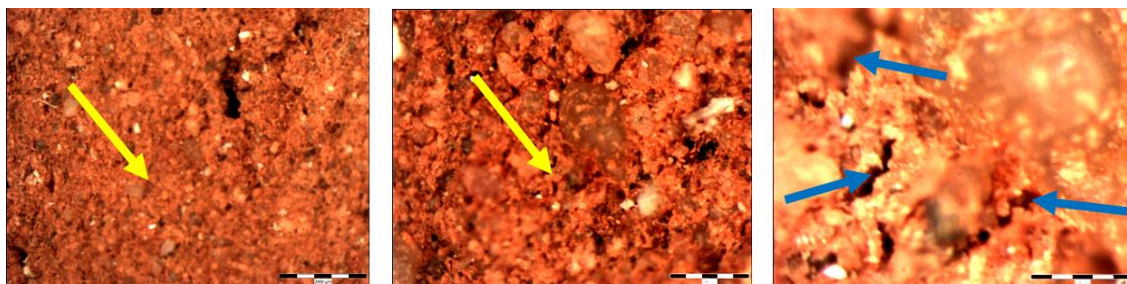
4.6. Określenie wytrzymałości na ściskanie cegieł renesansowych

Cegły renesansowe cechuje znaczna porowatość. Przy produkcji, na etapie jej wyrobienia, kształtowania, w procesie suszenia oraz wypalania do gliny przedostawały się zanieczyszczenia podnoszące porowatość wyrobu. Na potrzeby pracy w badaniach wykorzystano cegłę pełną czerwoną o wym. $280 \times 135 \times 70 \text{ mm}$. Elementy murowe ze względu na wymiary, miejsce pochodzenia (cegła rozbiórkowa z okolic Pasłęka), budowę (ocenę przeprowadzono na podstawie badań makro i mikroskopowych) przyjęto za cegłę renesansową i takim mianem określano ją w realizowanej pracy. Na wypolerowanej powierzchni wspornej cegły (fot. 4.6.-1) małymi, czarnymi strzałkami wskazano jaśniejsze przebarwienia domieszek piasku i gruzu ceglanoego.



Fot. 4.6.-1. Wypolerowana cegła w powiększeniu
Photo 4.6.-1. The polished brick in magnification

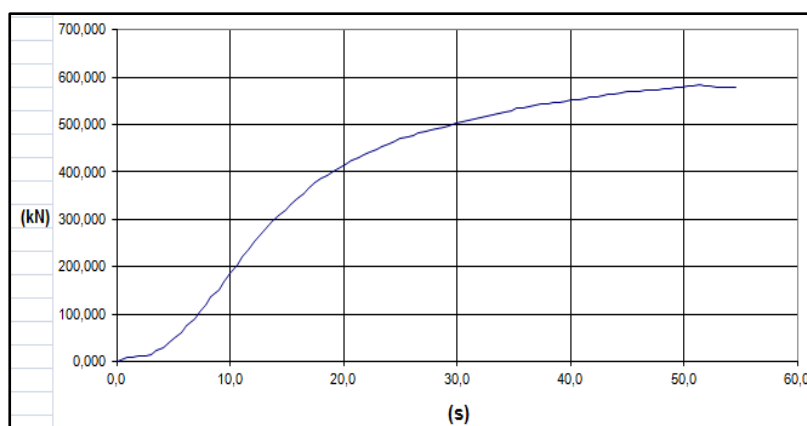
Na fot. 4.6-1 żółtymi strzałkami wskazano ciemniejsze przebarwienia wynikające z zanieczyszczeń, najczęściej węglem drzewnym. Białymi strzałkami zaznaczono puste przestrzenie w badanym materiale. Na obrazie innej cegły w sekwencji następujących po sobie trzech mikroskopowych powiększeń miejscu przełamania w płaszczyźnie główki ukazano obszary pustek powietrznych (na skanogramie 4.6.-1 żółte strzałki). Przybliżenia wykonano w skali $1:2000 \mu\text{m}$, $1:500 \mu\text{m}$ i $1:200 \mu\text{m}$. Obszary pustek zaznaczono niebieskimi strzałkami.



Skanogramy 4.6-1. Powierzchnia cegły renesansowej w sekwencji powiększeń pod mikroskopem
Scanograms 4.6-1. The surface of the Renaissance brick in the microscope magnification sequence

Badanie wytrzymałości na ściskanie renesansowej ceramicznej cegły pełnej przeprowadzono w laboratorium UWM w Olsztynie zgodnie z PN-EN 1996 1-1 na partii wybranych 10 cegieł. Cegła pochodziła z rozbiórki fundamentów po ruinie zabudowań gospodarczych koło Pasłęka (woj. warmińsko-mazurskie). Cegła połączona była gliną i nie było problemu z jej oczyszczeniem. Sezonowano je w warunkach laboratoryjnych do stanu powietrzno-suchego.

Materiał badawczy suszono przez 24 godziny (w temp. 105°C +/- 5°C) w warunkach laboratoryjnych, a następnie chłodzono przez co najmniej 4h. Cegły uprzednio przez ponad miesiąc składowano w ogrzewanym laboratorium. Powierzchnie wsporne analizowanych cegieł szlifowano. Przygotowane próbki poddano badaniu wytrzymałości na ściskanie w maszynie wytrzymałościowej. Przebieg badania wytrzymałości cegieł na ściskanie przy przyroście obciążenia równym 0,70 kN/s zaprezentowano na rys. 4.6-1.



Rys. 4.6-1. Przebieg badania wytrzymałości cegły renesansowej na ściskanie – nr 1
Fig. 4.6-1. The course of the renaissance brick compressive strength test - no. 1

Wytrzymałość na ściskanie każdej cegły obliczono wg wzoru:

$$f_{is} = \frac{F_i}{A_i} \cdot N$$

gdzie:

f_{is} – wytrzymałość na ściskanie i-tej cegły,

F_i – maksymalne obciążenie przy zniszczeniu i -tej cegły,

A_i – pole przekroju poprzecznego i -tej cegły, na które działa siła ściskająca, obliczone na podstawie pomiarów próbki.

Tab. 4.6-1. Zestawienie wyników badania normowego na ściskanie dla dziesięciu cegieł renesansowych

Tab. 4.6-1. Comparison of the results of the standard compression test for ten Renaissance bricks

Nr cegły	Średnia wytrzymałość na ściskanie N/mm^2	l [mm]	s [mm]	h_B [mm]	Obciążenie niszczące N [kN]	Wytrzymałość na ściskanie i -tej cegły $f_{B,i}$ N/mm^2	Odchylenie standardowe s N/mm^2	Współczynnik zmienności V [%]
1.	$f_B = 18,83$	285	142	60,1	507,8	12,56	7,84	41,7
2.		295	148	62	583,2	13,36		
3.		295	142,5	59,5	933,7	22,21		
4.		292	140	60,2	880,9	21,55		
5.		295,5	145	60,2	667,7	15,74		
6.		292,5	145	59,2	551,8	13,01		
7.		293	146	62,7	575,3	13,45		
8.		250,5	143	63,2	1370,1	38,25		
9.		290	142	60,2	901,3	21,89		
10.		282	136	62	625,2	16,30		

Średnia wartość wytrzymałości na ściskanie badanych cegieł wyniosła $18,83 N/mm^2$ przy odchyleniu standardowym $s = 7.84 N/mm^2$ oraz współczynnika zmienności $V = 41,7\%$. Bardzo duży współczynnik zmienności może wynikać z faktu oddziaływania naturalnego środowiska na daną cegłę z rozbiórki albo też z faktu, że cegły mogły pochodzić z różnych okresów ich produkcji, zaś wcześniej mogły zostać pozyskane z rozbiórek innych obiektów. Należy podkreślić, że cegły wytwarzane dawniej charakteryzowały się mniejszą oraz bardziej zróżnicowaną wytrzymałością na ściskanie w zestawieniu z cegłami produkowanymi współcześnie.

4.6.1. Wyznaczenie klas dla cegieł historycznych

W warunkach laboratoryjnych na Wydziale Budownictwa Politechniki Śląskiej wykonano badania normowe klasy wszystkich zbadanych rodzajów historycznych cegieł.

Analiza nośności i rysoodporności muru zabytkowego poddanego zginaniu w płaszczyźnie

Z partii dostarczonych cegieł do badań średniej wytrzymałości na ściskanie wybrano po 6 sztuk z danego okresu historycznego. Wyniki badań zamieszczono w tabelach od 4.6-2 do 4.6-5.

W tabelicy 4.6-2 zaprezentowano wyniki badań dla cegły renesansowej.

Tab. 4.6-2. Zestawienie wyników badania normowego na ściskanie dla sześciu cegieł renesansowych

Tab. 4.6-2. Summary of results of standard compression test for six Renaissance bricks

Element murowy cegła wymiary [mm]				Max. siła F_u	Wytrzymałość na ściskanie $f_{B,i}$	Wsp. kształtu δ	Średnia charakt. wytrzymałość na ściskanie f_B	Odchylenie standardowe s	Wsp. zmienności V
	l	w	h	N/mm	N/mm ²	wg PN-EN 772-1	N/mm ²	N/mm ²	[%]
R-1	278	139	58	871,6	22,6	0,75	17,85	4,08	22,7
R-2	300	148	58	972,1	21,9	0,75			
R-3	300	148	61	50,0	11,4	0,76			
R-4	299	146	56	713,0	16,3	0,73			
R-5	290	148	55	771,0	18,0	0,73			
R-6	291	147	59	743,8	17,4	0,75			

Średnia wartość wytrzymałości na ściskanie badanych cegieł wyniosła 17,85 N/mm² przy odchyleniu standardowym $s = 4,08$ N/mm² oraz współczynnika zmienności $V = 22,7$ %.

W tabeli 4.6.-3 zaprezentowano wyniki badań dla cegły neogotyckiej G. Wymienioną cegłę wykonano współcześnie z manufakturze zgodnie z historyczną metodą jej produkcji.

Analiza nośności i rysoodporności muru zabytkowego poddanego zginaniu w płaszczyźnie

Tab. 4.6-3. Zestawienie wyników badania normowego na ściskanie dla sześciu cegieł neogotyckich G.
Table 4.6-3: Summary of the results of the standard compression test for six G neo-Gothic bricks.

Element murowy				Siła F_u	Wytrzymałość na ściskanie $f_{B,i}$	Współczynnik kształtu δ	Średnia wytrzymałość f_B	Odchylenie standardowe s	Wsp. zmienności V
cegła wymiary [mm]									
	l	w	h	N/mm	N/mm ²	wg PN-EN 772-1	N/mm ²	N/mm ²	[%]
G-1	295	143	74	707,3	16,8	0,80	19,70	1,98	10,0
G-2	295	145	75	896,4	21,0	0,80			
G-3	288	140	78	893,3	22,2	0,82			
G-4	295	143	77	851,3	20,2	0,81			
G-5	294	144	75	763,4	18,0	0,80			
G-6	294	144	72	845,3	20,0	0,787			

Średnia wartość wytrzymałości na ściskanie badanych cegieł wyniosła 19,70 N/mm² przy odchyleniu standardowym $s = 31,98$ N/mm² oraz współczynniku zmienności $V = 10,0\%$. Małą zmienność spowodowała powtarzalność metody historycznej przy jej odtwarzaniu (manufaktura współczesna).

W tabeli 4.6-4 zaprezentowano zestawienie wyników badania dla cegły N (rozbiórkowa cegła z lat dwudziestych XX-go wieku pozyskana z Czeladzi korespondująca z okresem wybudowania osiedla „Nikiszowiec” w Katowicach).

Analiza nośności i rysoodporności muru zabytkowego poddanego zginaniu w płaszczyźnie

Tab. 4.6-4. Zestawienie wyników badania normowego na ściskanie dla sześciu cegieł z rozbiórki w Czeladzi pochodzącej z lat dwudziestych XX w.

Table 4.6-4. Summary of the results of the standard compression test for six bricks from a demolition in Czeladź dating back to the 1920 s.

Element murowy				Siła F_u	Wytrzymałość na ściskanie $f_{B,i}$	Współczynnik kształtu δ	Średnia wytrzymałość f_B	Odchylenie standardowe s	Wsp. zmienności V
Cegła	Wymiary [mm]								
	l	w	h	N/mm	N/mm ²	wg PN-EN 772-1	N/mm ²	N/mm ²	[%]
N-1	246	119	52	1552	53,0	0,74	36,95	12,8	34,6
N-2	253	121	56	987,4	32,3	0,76			
N-3	253	121	53	1451	47,4	0,74			
N-4	258	125	57	704,3	21,8	0,76			
N-5	258	123	56	766,8	24,2	0,76			
N-6	253	119	56	1295	43,0	0,76			

Średnia wartość wytrzymałości na ściskanie badanych cegieł wyniosła 36,95 N/mm² przy odchyleniu standardowym $s = 12,8$ N/mm² oraz współczynnika zmienności $V = 34,6\%$. Stwierdzono silne rozproszenie wyników badań dla cegły pozyskanej z rozbiórki. Zgodnie z normą do murowania nie stosuje się cegły rozbiórkowej. Dla tej cegły badania przeprowadzono wyjątkowo ze względu na okres jej pochodzenia (lata dwudzieste XIX wieku) korespondujący z okresem wybudowania osiedla Nikiszowiec w Katowicach, na którym do dalszych badań wzorowano się przy wykonaniu muru z łękiem naturalnej wielkości.

Cegły współczesne o deklarowanej przez producenta klasie 20 nabyto w mieszczącym się na Śląsku Zakładzie Ceramiki Budowlanej - Cegielnia „Łąka”. Zestawienie wyników badania normowego na ściskanie dla tych cegieł zaprezentowano w tablicy 4.6-5.

Tab. 4.6-5. Zestawienie wyników badania normowego na ściskanie dla sześciu cegieł współczesnych z Zakładu Ceramiki Budowlanej - Cegielnia Łąka”

Table 4.6-5 Summary of the results of the standard compression test for six bricks contemporary from the Building Ceramics Plant - Meadow Brickworks”.

Element murowy cegła wymiary [mm]				Siła F_u	Wytrzymałość na ściskanie $f_{B,i}$	Wsp. kształtu δ	Średnia wytrzyma- łość na ściskanie f_B	Odchyle- nie standardo- we s	Współczyn- nik zmienności V
	l	w	h	N/mm	N/mm ²	wg PN- EN 772-1	N/mm ²	N/mm ²	[%]
W-1	247	121	54	1454	48,6	0,75	47,30	4,29	9,06
W-2	247	121	57	1426	47,7	0,76			
W-3	248	121	57	1477	49,2	0,76			
W-4	247	120	56	1443	48,7	0,76			
W-5	247	120	56	1505	50,8	0,76			
W-6	248	120	56	1156	38,8	0,76			

Średnia wartość wytrzymałości na ściskanie badanych cegieł wyniosła 47,30 N/mm² przy odchyleniu standardowym $s = 4,29$ N/mm² oraz współczynnika zmienności $V = 9,06\%$. Stwierdzono małe rozproszenie wyników badań dla pozyskanej cegły, przy czym klasa jej wytrzymałości z badań była wyższa od klasy wytrzymałości deklarowanej przez producenta.

4.7. Cechy prętów kompozytowych GFRP

Badaniem objęto próbki prętów kompozytowych z włóknem szklany o długości 250 mm i średnicy \varnothing 8 mm (fot. 4.7-1). R_{fm}^{10} wynosi 1300 N/mm² przy względnym wydłużeniu $8 \div 10$ %. Użyte pręty kompozytowe nie podlegają korozji, nie przewodzą ciepła i stanowią dielektryki, nie emitują szkodliwych, toksycznych substancji i są lekkie (1 mb \varnothing 8 waży 0,08 kg). Pręt kompozytowy składa się z rdzenia ze szklanych włókien \varnothing 24 μ m zatopionych w osnowie żywicy spajającej oraz „rovingu” okalającego rdzeń pod

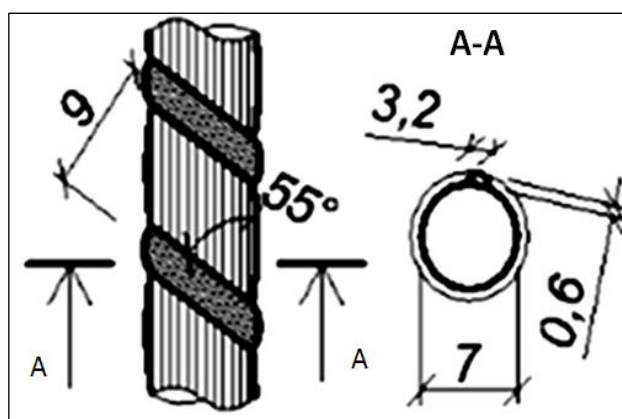
10 W oznaczeniu R_{fm} w dolnym indeksie dodano symbol „f” (z ang. fiber - włókno) w celu zaakcentowania odnoszenia się nienormowego oznaczenia do kompozytów. W dalszej części pracy takie oznaczenie wystąpi przy parametrach dotyczących prętów kompozytowych.

kątem 55° i częściowo wkomponowanego w jego matrycę (rys. 4.7.-1). Na fot. 4.7-1 zaprezentowano powierzchnię pręta z włókna szklanego z dwoma przeciwbieżnymi, spiralnymi zwojami.



Fot. 4.7-1. Powierzchnia pręta kompozytowego GFRP z dwoma wtopionymi zwojami [W 16]
Photo 4.4-1. Surface of a GFRP composite bar with two embedded coils [W 16]

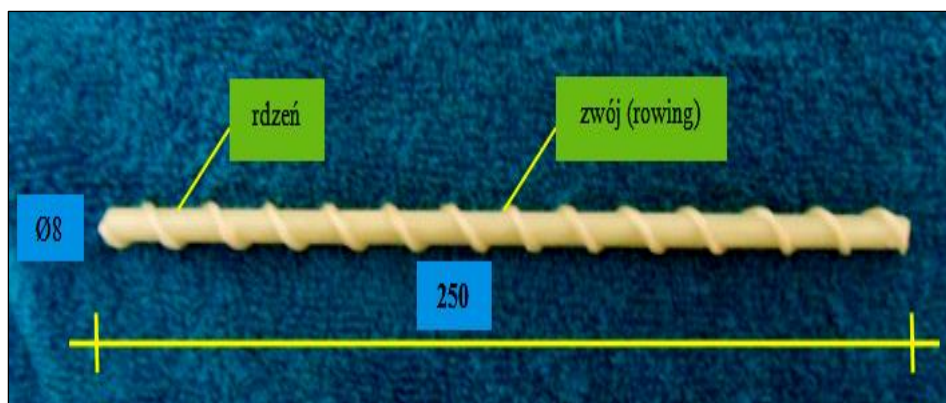
Do naprawy muru historycznego przygotowano pręty kompozytowe o długości 1000 mm i średnicy 8 mm wykonane z włókien szklanych o średnicy $24\ \mu\text{m}$ zespolonych żywicą polimerową z pojedynczym zwojem (rovingiem¹¹) wykonanym z takich samych włókien szklanych tożsamyh nawiniętym na rdzeń o $\phi\ 7\ \text{mm}$, wykonanym z takich samych włókien szklanych wtopionych w matrycę z żywicy polimerowej. Na rys. 4.7-1 przedstawiono schemat budowy pręta kompozytowego $\phi\ 8\ \text{mm}$ z włókien szklanych $\phi\ 24\ \mu\text{m}$.



Rys. 4.7-1. Pręt kompozytowy $\phi\ 8$ z włóknami szklanymi $\phi\ 24\ \mu\text{m}$ [KT 8]
Figure 4.7-1. Composite rod $\phi\ 8$ with glass fibers $\phi\ 24\ \mu\text{m}$ [KT 8]

Wykorzystany do wzmocnienia ściany ceglanej pręt kompozytowy z jednym zwojem zaprezentowano na fot. 4.7-2.

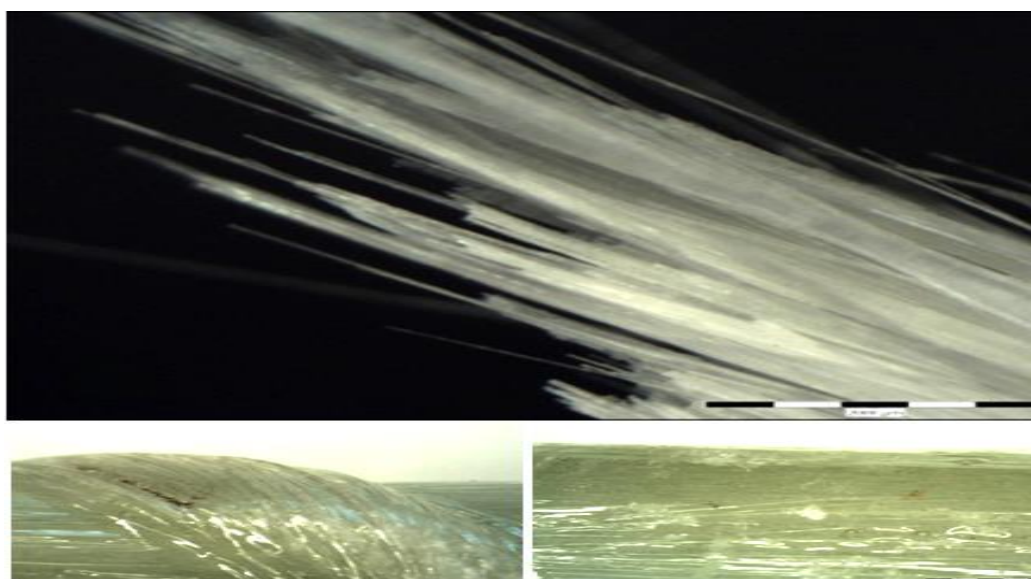
¹¹ Roving (inaczej nawój, „roving” szklany itp., również „rowing”) w kompozycie to pasmo kilkudziesięciu tysięcy skręconych jednostkowych włókien [W160]. Zwój $\phi\ 0,6\ \text{mm}$ z rys. 41. ma przekrój $1,13\ \text{mm}^2$.



Fot. 4.7.-2. Pręt kompozytowy $\varnothing 8$ z jednym zwojem z włókien szklanych $\varnothing 24 \mu\text{m}$ związanych matrycą z żywicy polimerowej [30]

Photo 4.7-2. Composite rod $\varnothing 8$ with one coil of glass fibers $\varnothing 24 \mu\text{m}$ bonded with a polymer resin matrix [30]

Na skanogramie 4.7.-1 przedstawiono obraz elementów pręta kompozytowego widziany pod mikroskopem.



Skanogram 4.7.-1. Elementy pręta kompozytowego pod mikroskopem (pojedyncze włókna szklane oraz powierzchnia zwoju i rdzenia)

Scanogram 4.7.-1. Components of a composite rod under the microscope (individual glass fibers and the surface of the coil and core)

Można również wzmacniać mury historyczne w spoinach wspornych prętami GFRP o mniejszej średnicy np. 6 mm. W tab. 4.7-1. zestawiono cechy włókien kompozytowych oraz stali zwykłej i stali sprężającej.

Tab. 4.7-1. Cechy włókien kompozytowych w porównaniu ze stalą zwykłą i stalą sprężającą.

Table 4.7-1. Properties of composite fibers compared to steel common and prestressing steel.

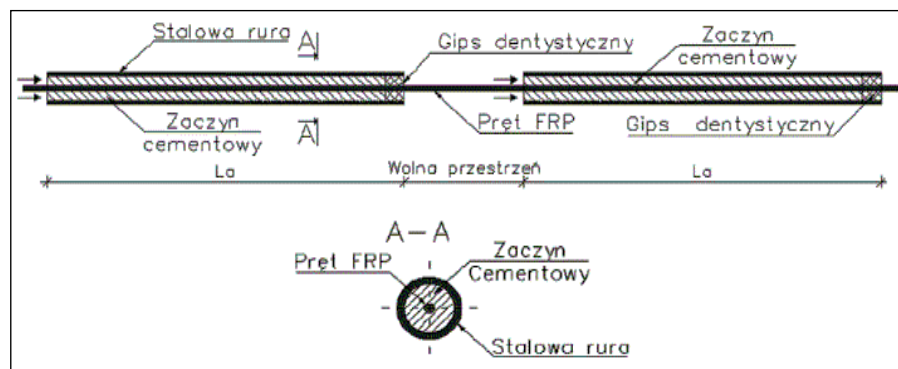
Rodzaj włókien		Gęstość pozorna	Śred. włók.	Wytrż. na rozc.	Moduł spręż.	Wydłuż. graniczne	Wsp. Poisson'a	Współczynnik rozszerzaln. termicznej	
								Kier. podł.	Kier. poprz.
		[kg/m ³]	d [μm]	[MPa]	E [GPa]	ε _u [%]	ν [-]	[10 ⁻⁶ K ⁻¹]	
Szklane	E-glass	2540	20	1900 – 3000	70 – 75	3,0 – 4,5	0,20	4,9 – 15,0	5 – 15
	S-glass, AR- glass			3500 – 4800	85 – 90	4,5 – 5,5			
Aramidowe		1450	10 – 12	2700 – 4000	75 – 165	2,5 – 5,0	0,38	2,0 – 6,0	55 – 60
Węglowe	zwykłe	1800	5 – 18	3500 – 6000	215 – 235	1,4 – 2,3	- 0,20	0,5 – 0,9	8 – 18
	wysoko- -moduł.			2100 – 3100	350 – 700	0,2 – 0,9			
Stal zwykła		7850	–	200 – 400	210	2,5 – 5,0	0,30	12	
Stal sprężająca		7850	–	1300 – 2160	205	1,0	0,30	12	

Kompozytowe pręty z włókien szklanych posiadają 3 krotnie mniejszą gęstość pozorną od stali zwykłej oraz 9 krotnie większą wytrzymałość na rozciąganie. W porównaniu do stali zwykłej pręty kompozytowe z włókien szklanych uzyskują 3 krotnie mniejszy moduł E. Wydłużenie graniczne ε_u dla prętów wynosi ponad 3 % a dla stali zwykłej 2,5 %. Współczynnik rozszerzalności termicznej dla prętów z włókien szklanych w kierunku podłużnym wynosi od 4,9 do 15,0 * 10⁻⁶ [K⁻¹], zaś dla stali 12*10⁻⁶ [K⁻¹]. Dla kierunku poprzecznego współczynnik rozszerzalności termicznej prętów z włókien szklanych wynosi od 5 do 15 * 10⁻⁶ [K⁻¹], natomiast dla stali 12 * 10⁻⁶ [K⁻¹].

Z wykorzystaniem stanowiska wytrzymałościowego wykonano próby rozciągania prętów kompozytowych z włóknami szklanymi. Badania na rozciąganie przeprowadzono na próbkach prętów polimerowo-szklanych o średnicy φ 7 mm oraz długości 250 mm. W pierwszym podejściu próbki włożono w zaciski szczęk urządzenia. W dwóch próbach osiągnięto wyniki o wartościach nieznacznie przekraczających 350 N/mm². Pręty ulegały

miażdżeniu oraz kruszyły się w obrębie dolnej szczęki. W kolejnym podejściu próbki w szczękach urządzenia umocowano w inny sposób. Z obu stron końce pręta umieszczono między dwie sosnowe deseczki o wym. 100x100x10. Przed tym, w deseczkach wiertłem zrobiono półokrągłe zagłębienia przeznaczone na pręt. Badanie realizowano do chwili wyrwania się pręta z deseczek w obrębie dolnego zacisku (deseczki uległy częściowemu zmiażdżeniu). W wyniku przeprowadzonego badania uzyskano wytrzymałość na rozciąganie wynoszącą 628 N/mm².

Dokonano przeglądu artykułów krajowych uczelni technicznych celem ustalenia znanych rozwiązań sposobu zakotwienia pręta kompozytowego w szczękach uchwytów maszyny przy badaniu wytrzymałości na rozciąganie. Naukowcy z Politechniki Łódzkiej zastosowali sposób zakotwienia próbek w metalowych rurkach (rys. 4.7-2).



Rys. 4.7-2. Wykonanie próbki do osiowego rozciągania prętów GFRP osadzonych w stalowych rurkach na szybkowiążący zaczyn cementowy [W 16]

Figure 4.7-2. Fabrication of axial tensile specimen of GFRP rods embedded in steel tubes for fast-setting cement slurry [W 16]

Wzorując się na zaproponowanym rozwiązaniu sporządzono próbki obustronnie zakotwione w stalowych rurkach (fot. 4.7-3).

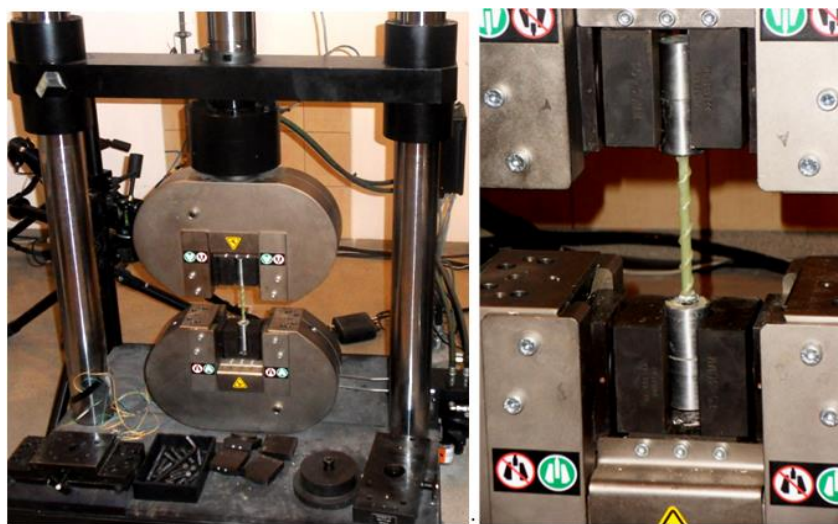


Fot. 4.7-3. Próbkę prętów kompozytowych do badania osiowego rozciągania w maszynie wytrzymałościowej
Photos 4.7-3. Composite bar specimens for axial tensile testing in the testing machine

Analiza nośności i rysoodporności muru zabytkowego poddanego zginaniu w płaszczyźnie

Spoiwem wiążącym była winyloestrowa, dwuskładnikowa zaprawa kotwiąca, bezrozporowa, o niekurczliwych właściwościach i wysokich parametrach wytrzymałościowych [KT 8]. Do przygotowania rurek wykorzystano gwintowane mufy z czarnej rury o średnicy 24/32 i długości 36 mm. Z zewnątrz mufy stoczono do średnicy 30 mm celem spasowania ich wymiarów z wielkością zacisków szczęk urządzenia wytrzymałościowego. Zakończenie prętów znajdowało się w dwóch mufach stanowiących obustronne zakotwienie. Próbkę prętów ustawiono w osi wykorzystując do tego dwucentymetrowe krążki z gąbki wykonane z wałków malarskich o \varnothing 50. W centralną część krążka wkładano pręt, a następnie umieszczono go w zakotwieniu składającym się z dwóch muf (o długości 72 mm). Z drugiej strony na długości muf umieszczano masę kotwiącą. Miało to celu wyeliminowanie wydostawania się zaprawy z mufy z zakotwionym prętem kompozytowym.

Wykorzystana zaprawa w pierwszym etapie wiązania emitowała wysoką temperaturę uniemożliwiającą utrzymanie rury bez zabezpieczenia ręki. Umieszczone w stalowych rurkach trzy próbki prętów kompozytowych zostały poddane badaniu na rozciąganie osiowe (fot. 4.7-4).



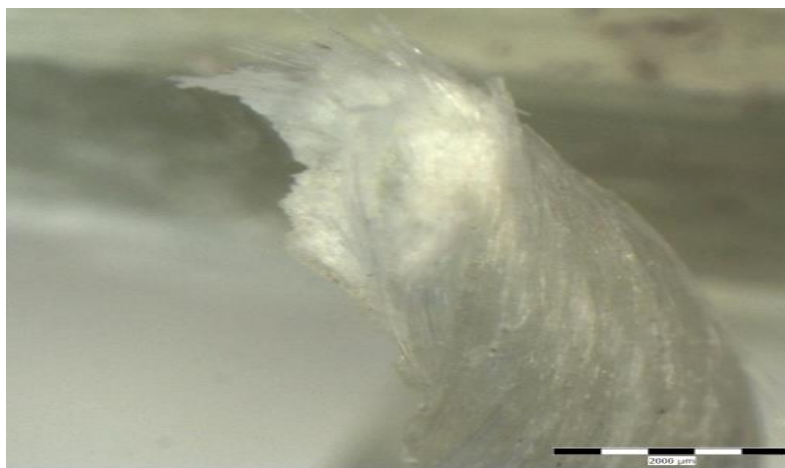
Fot. 4.7-4. Badanie osiowego rozciągania na próbkach prętów kompozytowych
Photos 4.7-4. Axial tensile test on composite bar specimens

Każdorazowo po przekroczeniu wytrzymałości 12 N/mm^2 w próbce następowało zerwanie „rovingu”, jednakże bez uszkodzenia rdzenia pręta. Górne zakończenie próbki przemieszczało do góry razem z „rovingiem” aż do momentu jego zerwania (fot. 4.7-5).



Fot. 4.7-5. Próbkę nr 1 po osiowym badaniu na rozciąganie
Photos 4.7-5. Sample No. 1 after axial tensile test

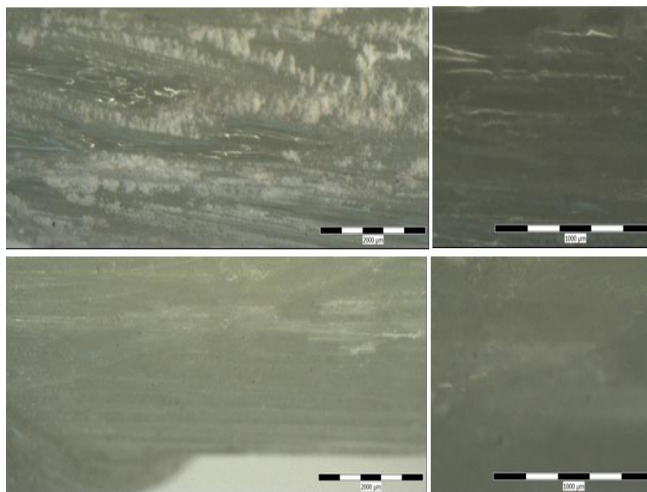
Miejsca zakotwień nie uległy uszkodzeniu (znajdująca się w metalowej rurce zaprawa kotwiąca nie spękała). Tkwiąca w zaprawie resztkę przerwanej „rovingu” dawała się łatwo „wykręcić”, a z rdzenia bez trudu zdjąć zakotwienie. Na taki efekt badania wpływa reakcja termiczna zachodząca między skalonymi składnikami winyloestrowej zaprawy. Wysokość temperatury szczytu egzotermicznego procesu rozpadu utwardzacza może osiągnąć maksymalnie 100°C^{12} (temperatura zbliżona do T_g). Pod wpływem temperatury na powierzchni zmniejsza się przyczepność pomiędzy „rovingiem” a rdzeniem pręta. W procesie badania na rozciąganie zanika przyczepność żywicy epoksydowej pomiędzy rdzeniem a „rovingiem”. Siła rozciągająca oddziałuje tylko na przesuwaną się po rdzeniu „roving”, który klinuje się mechanicznie w zaprawie kotwiącej i ulega zerwaniu (skanogram. 4.7-2).



Skanogram 4.7-2. Powiększone miejsce zerwania rovingu
Scanogram 4.7-2. Enlarged roving break point

¹² Pomiędzy utwardzaczem nadtlenkiem benzoylu [BPO wzór $(\text{C}_6\text{H}_5(\text{CO}_2)_2\text{O}_2$], a kwasem metakrylowym [MA wzór $\text{H}_2\text{C}=\text{C}(\text{CH}_3)\text{C}(\text{O})\text{OH}$] i diamentakrylanem glikolu etylowego [EGDMA] dochodzi do reakcji egzotermicznej (wydziela się ciepło) – temperatura sieciowania ok. 55 do 100°C [W163 i W164]. W[KT 9], producent podaje tylko temperaturę zapłonu 116°C .

W następujących po sobie dwóch powiększeniach powierzchni pręta kompozytowego z miejsca kotwienia i części środkowej utrwalono różnicę w połysku ich powierzchni. (skanogram 4.7-3).



Skanogram 4.7-3. Powierzchnie pręta kompozytowego po badaniu na rozciąganie osiowe (górne obrazy z miejsca zakotwienia a dolne z części środkowej)

Scanograms 4.7-3. Composite bar surfaces after axial tensile testing (upper images from the anchor point and lower images from the central part)

Zaobserwowano, że odwzorowanie powierzchni z miejsca kotwienia pręta kompozytowego stwarza wrażenie szklenia mimo zmatowień od tarcia z zaprawą kotwiącą. Obraz powierzchni pręta poza polem kotwienia wywołuje wrażenie matowości na całym obszarze. Z uwagi na to, do dalszych badań dla pręta GFRP przyjęto deklarowaną przez producenta wytrzymałość na rozciąganie wynoszącą 1300 N/mm^2 z [KT 7].

4.8. Podsumowanie wyników badań materiałowych

1. Średnia wartość wytrzymałości próbek zaprawy poddanych zginaniu wyniosła $1,53 \text{ N/mm}^2$ a średnia wartość wytrzymałości próbek zaprawy poddanych ścisnieniu wyniosła $8,05 \text{ N/mm}^2$. Do wymurowania wszystkich elementów badawczych przyjęto stosować zaprawę triasowo-wapienną TWM o nominalnej klasie M5.
2. Do naprawy (wzmocnienia) elementów badawczych przyjęto stosować zaprawę tiksotropową z rozporozonym zbrojeniem o deklarowanych przez producenta partametrach $f_u = 9 \text{ N/mm}^2$ (w każdym kierunku) oraz $f_m = 60 \text{ N/mm}^2$ (z badań laboratoryjnych na niezagęszczonych próbkach, tzn. grawitacyjnie po 7 dniach uzyskano $f_u = 7,13 \text{ N/mm}^2$ a po 28 dniach $f_u = 7,44 \text{ N/mm}^2$. Po 7 dniach na próbkach uzyskano $f_m = 38,8 \text{ N/mm}^2$ a po 28 dniach $f_m = 46,53 \text{ N/mm}^2$).

3. W badaniach laboratoryjnych dla cegły współczesnej W uzyskano $f_B = 47,30 \text{ N/mm}^2$ przy czym była to wartość ponad dwukrotnie wyższa od charakterystyczna wytrzymałość na ściskanie deklarowanej przez producenta. Uzyskana z badań wartość średniej charakterystycznej wytrzymałości na ściskanie f_B dla cegły W była największa spośród wszystkich zbadanych cegieł. Najniższą wartość f_B osiągnęły cegły historyczne R (renesansowe), gdzie $f_B = 17,85 \text{ N/mm}^2$. Dla neogotyckiej cegły G uzyskano wartość $f_B = 19,70 \text{ N/mm}^2$ a dla cegły N wartość $f_B = 36,95 \text{ N/mm}^2$.
4. Przy próbie badania charakterystycznej wytrzymałości na rozciąganie pręta kompozytowego kotwionego w metalowej mufie w wyniku samoistnej reakcji przyłączenia się składników (w max. temp. 100°C) zaprawy kotwiącej doszło do oddzielenia „rovingu” od rdzenia głównego. Uzyskana w badaniach wartość wytrzymałości na rozciąganie wynosząca 12 N/mm^2 powtarzała się przy badaniach kolejnych próbek oraz była taka sama jak deklarowana przez producenta wartość wytrzymałości na rozciąganie dla pojedynczego „rovingu” pręta kompozytowego.

5. Badania wpływu wzmocnienia muru na wytrzymałość na ściskanie i zginanie

5.1. Badania wytrzymałości na ściskanie

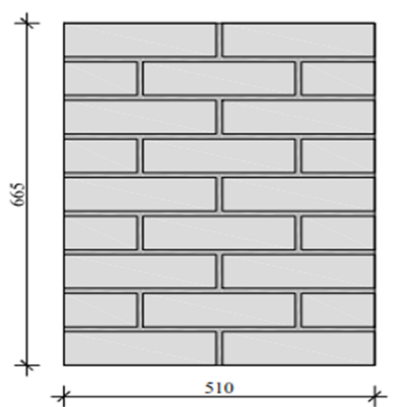
5.1.1 Cel badań

Celem badań było ustalenie wpływu zastosowania zbrojenia powierzchniowego na wartości naprężeń ściskających, przy których dochodzi do zarysowania muru oraz naprężeń niszczących.

5.1.2. Elementy badawcze i zakres badań

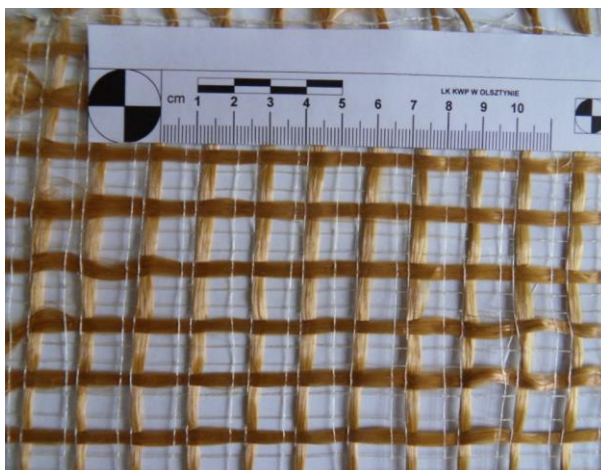
Badania realizowano zgodnie z wymaganiami normy [N8]. Wytrzymałość muru na ściskanie na kierunku prostopadłym do powierzchni spoin wspornych określono na podstawie badań wytrzymałości elementów próbnych. Elementy wykonano z cegły pełnej, współczesnej (W). Do ich wymurowania użyto zaprawy gotowej TWM opisanej w punkcie 4.4. pracy, natomiast do powierzchniowego wzmocnienia elementów użyto zaprawy naprawczej określonej w punkcie 4.5 pracy.

Elementy próbne miały szerokość 2 elementów murowych i wysokość 9 warstw oraz grubość 1 cegły. Wymiary elementu próbnego pokazano na rysunku 5.1.2-1.



Rys. 5.1.2-1. Wymiary elementu próbnego do badań wytrzymałości muru na ściskanie wg [N8]
Fig. 5.1.2-1. Dimensions of the test element for compressive strength testing according to [N8]

Najpierw badania wykonano na elementach murowych niewzmocnionych a następnie na elementach powierzchniowo wzmocnionych siatką z włókien PBO MESH GOLD 22/22 (fot. 5.1.2-1) z systemu RUREDIL (dystrybuowaną przez firmę VISBUD) oraz zaprawą naprawczą opisaną w punkcie 4.5. pracy.



Fot. 5.1.2-1. Siatka wzmacniająca z włókien PBO
Photo 5.1.2-1. Reinforcing mesh made of PBO fibers

Elementy próbne ujęto w trzech seriach. Serie oznaczono literami CS oraz literą F określającą wzmocnienie powierzchniowe. Cyfrą arabską oznaczono ilość wzmocnionych powierzchni (1 lub 2), zaś dodatkową liczbą arabską kolejne numery serii. Oznaczenie CSF1 określało elementy próbne wzmocnione jednostronnie, natomiast CSF2 elementy próbne wzmocnione dwustronnie. Przeprowadzenie badań na elementach niewzmocnionych i wzmocnionych miało za zadanie ustalenie wpływu wzmocnienia powierzchniowego na charakterystyczną wytrzymałość muru na ściskanie. W każdej z trzech serii zbadano po trzy elementy próbne. W sumie badaniu poddano 9 elementów badawczych (zestawienie oznaczeń w tabelicy 5.1.2-1).

Tab. 5.1.2-1. Zestawienie elementów badawczych
Table 5.1.2-1. Summary of test specimens

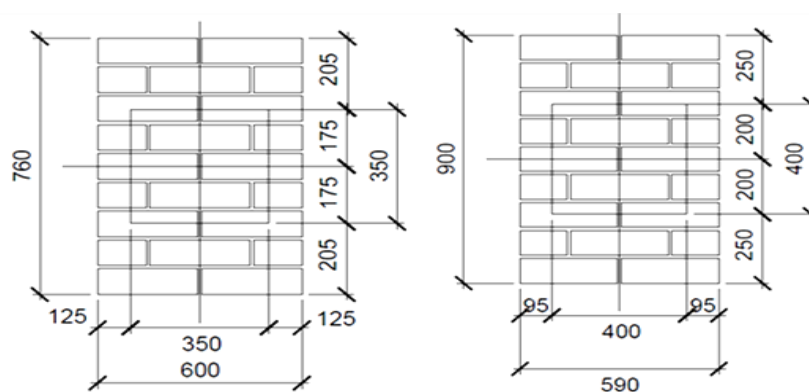
Seria	Liczba elementów badawczych
CS Modele niewzmocnione	3
CSF1 Modele wzmocnione jednostronnie	3
CSF2 Modele wzmocnione dwustronnie	3
SUMA	9

Dodatkowo przeprowadzono badania charakterystycznej wytrzymałości na ściskanie elementów próbných wykonanych z cegieł historycznych. Badania realizowano zgodnie z normą [N8]. Zasada wykonania elementów próbných z cegieł historycznych była taka sama jak dla elementów z cegły współczesnej (grubość muru - 1 cegła, szerokość - 2 elementy,

wysokość 9 warstw, zaprawa murarska trasowo-wapienna TWM o klasie M5). Elementy próbne nie były poddawane powierzchniowemu wzmocnieniu.

Przyjęto następujące oznaczenia badanych serii: seria oznaczona literą *G* dla elementów próbnych wykonanych z cegły neogotyckiej (wykonanej współcześnie z zastosowaniem dawnej metody wytwarzania), seria oznaczona literą *R* dla elementów próbnych wykonanych z rozbiórkowej historycznej cegły renesansowej, seria oznaczona literą *N* dla elementów próbnych wykonanych z rozbiórkowej historycznej cegły z lat 20-30 ubiegłego stulecia. W każdej serii zbadano po 3 elementy próbne.

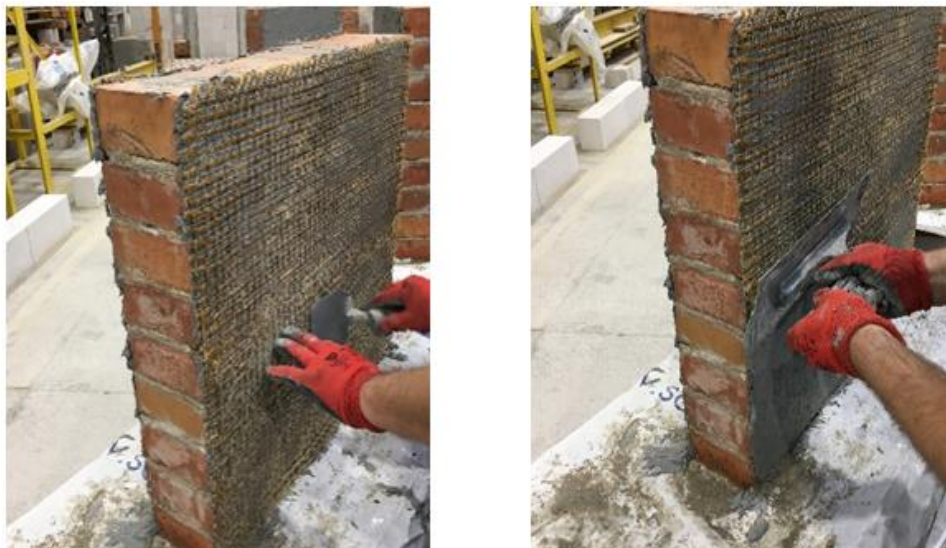
Wymiary elementów próbnych serii *N* i *W* były takie same, natomiast wymiary elementów próbnych serii *R* i *G* były różne. Geometrię elementów próbnych serii *R* i *G* wraz z układem baz pomiarowych do określenia odkształceń pionowych i poziomych muru pokazano na rys. 5.1.2-2.



Rys. 5.1.2-2. Geometria elementów próbnych serii *R* i *G*
Fig. 5.1.2-2. Geometry of the *R* and *G* specimens

Wszystkie elementy próbne (zarówno z cegły współczesnej, jak i z cegieł historycznych) wykonano w 2019 oraz 2021 roku w Laboratorium Wydziału Budownictwa Politechniki Śląskiej. Murowano je na poziomej powierzchni Laboratorium. Elementy próbne przez okres pierwszych trzech dni osłaniano przed nadmiernym wysychaniem okrywając je folią PE o grubości 0,2 mm. Do chwili badania elementy przebywały w laboratorium w warunkach powietrzno-suchych w temperaturze $\geq 15^{\circ}\text{C}$ oraz wilgotności $\leq 65\%$.

Cegły przed murowaniem zanurzano w wodzie w celu zmniejszenia jej absorpcji oraz usunięcia z powierzchni cegieł pyłu. Elementy do badań wykonano stosując spoiny normalnej grubości. W przypadku modeli CSF1 i CSF2 (przeznaczonych do powierzchniowego wzmocnienia) po upływie 28 dni od wymurowania na ścianach bocznych umieszczano zaprawę systemową i wtapiano w nią siatkę PBO, po czym na zbrojenie nanoszono warstwę wierzchnią zaprawy naprawczej fot. 5.1.2-2).



Fot. 5.1.2-2. Wzmacnianie modeli murowych siatką z włókiem PBO na zaprawie naprawczej
Photos. 5.1.2-2. Reinforcement of masonry specimens with PBO mesh on system mortar

5.1.3. Technika badań

Wszystkie elementy próbne poddano badaniu po 28 dniach od wymurowania. Badania realizowano w maszynie wytrzymałościowej o zakresie 2000 kN (również elementy próbne z cegieł historycznych). Dla elementów próbnych z serii CSF1 i CSF2 (powierzchniowo wzmocnione) badania prowadzono w maszynie wytrzymałościowej o zakresie 3000 kN. Elementy próbne umieszczano centralnie pod głowicami, bez mimośrodów. Zapewniono pełny kontakt górnej i dolnej powierzchni elementów z głowicami maszyny wytrzymałościowej. W trakcie badań siłomierzem o dokładności 0,01kN rejestrowano wartość siły ściskającej. Czujnikami indukcyjnymi LVDT o dokładności 0,002 mm prowadzono pomiar przemieszczeń poziomych i pionowych. Ponadto pomiar przemieszczeń wykonano wykorzystując bezdotykowy system ARAMIS. W celu ujawnienia rys i pęknięć występujących pod warstwą zaprawy naprawczej (w której zatopiona była siatka z włókien PBO) na powierzchnię elementów wzmocnionych serii CSF1 i CSF2 nakładano farbę optyczną (nierównomierny, monochromatyczny wzór). Ujawniające się na powierzchni tych elementów rysy i pęknięcia miały ciemniejszą barwę od pierwotnie naniesionego jasnego tła. Długość baz do pomiaru przemieszczeń, na podstawie których obliczano odkształcenia muru ustalono według [N8]. Norma zakłada, że wysokość obszaru na którym dokonuje się pomiaru przemieszczeń powinna wynosić około 1/3 wysokości elementu próbnego i szerokość około 1/2 elementu próbnego. W przypadku badanych elementów próbnych oznacza to, że wysokość tego obszaru powinna wynosić około 220 mm, natomiast długość około 255 mm.

Analiza nośności i rysoodporności muru zabytkowego poddanego zginaniu w płaszczyźnie

W oparciu o doświadczenia promotorów podjęto decyzję o zwiększeniu długości baz pomiarowych zarówno w kierunku poziomym, jak i pionowym do 300 mm. Na fot. 5.1.3-1 pokazano bazę do pomiaru przemieszczeń czujnikami PJX.



Fot. 5.1.3-1. Widok metalowej ramki z transformatorowymi czujnikami przemieszczeń liniowych PJX
Photo 5.1.3-1. View of the metal frame with PJX transformer linear displacement sensors PJX

Przed rozpoczęciem badań każdy model został poddany bardzo dokładnym oględzinom z zamiarem ustalenia ewentualnych uszkodzeń. Na fot. 5.1.3-2 przykładowo pokazano widok elementu próbnego z serii CS umieszczonego w stanowisku badawczym przed badaniem.



Fot. 5.1.3-2. Element próbny z serii CS w stanowisku badawczym
Photo 5.1.3-2. Specimen from the CS series in a test bench

Następnie dokonano pomiarów każdego modelu z dokładnością do ± 1 mm. Zmierzono zewnętrzne krawędzie wszystkich modeli.

W badaniach wykorzystano automatyczne stanowisko pomiarowe. Pomiar przemieszczania siły ściskającej dokonywano co 0,5 s. Rejestrowano także siłę, przy której na elemencie próbnym stwierdzono powstanie pierwszej rysy.

W przypadku elementów badawczych serii CS, CSF1 i CSF2 dokonano pomiaru przemieszczeń pionowych i obliczonych na tej podstawie odkształceń, co pozwoliło na zbudowanie wykresu zależności pomiędzy naprężeniem pionowym σ_y a odkształceniem ε_y . Określenie odkształceń poziomych pozwoliło na wyznaczenie współczynnika ν Poissona.

5.1.4. Wyniki badań elementów próbnych serii CS, CSF1 i CSF2

Wartości naprężeń w chwili zarysowania rysujących oraz naprężeń niszczących wyznaczono dzieląc siłę przez wymierzone pole przekroju poprzecznego badanego elementu próbnego. Natomiast wartość modułu sprężystości oraz współczynnika Poissona wyznaczono jako sieczne na podstawie średniej wartości odkształceń otrzymanych z czujników pomiarowych przy naprężeniu równym 1/3 wartości maksymalnego naprężenia. W tabeli 5.4.1-1 zestawiono wyniki badań dla każdej serii.

Tab. 5.1.4-1. Wyniki badań wytrzymałości na ściskanie elementów próbnych muru
Table 5.1.4-1. Compressive strength results of masonry test element

Oznaczenie serii		Naprężenia rysujące f_{cr} N/mm ²	Naprężenie niszczące f N/mm ²	Moduł sprężystości E N/mm ²	Współczynnik Poissona ν
Elementy próbne niewzmocnione	CS -1	1,16	12,41	7291	0,07
	CS -2	4,32	9,98	4548	0,17
	CS -3	1,65	8,51	2371	0,08
Elementy próbne wzmocnione jednostronnie	CSF1-1	15,23	17,16	12853	0,24
	CSF1-2	15,22	17,22	13217	0,10
	CSF1-3	10,24	17,39	11037	0,29
Elementy próbne wzmocnione dwustronnie	CSF2-1	13,08	13,93	7779	0,11
	CSF2-2	13,10	13,10	9891	0,26
	CSF2-3	9,82	14,48	14208	0,37

Wyróżnione wartości (czcionką pogrubioną) w tabeli odnoszą się do naprężeń rysujących dla elementów próbnych wzmocnionych jednostronnie i dwustronnie, przy których zaobserwowano zarysowania na warstwie zaprawy ukrywającej wzmocnienie (nie wiadomo co się działo pod wzmocnieniem).

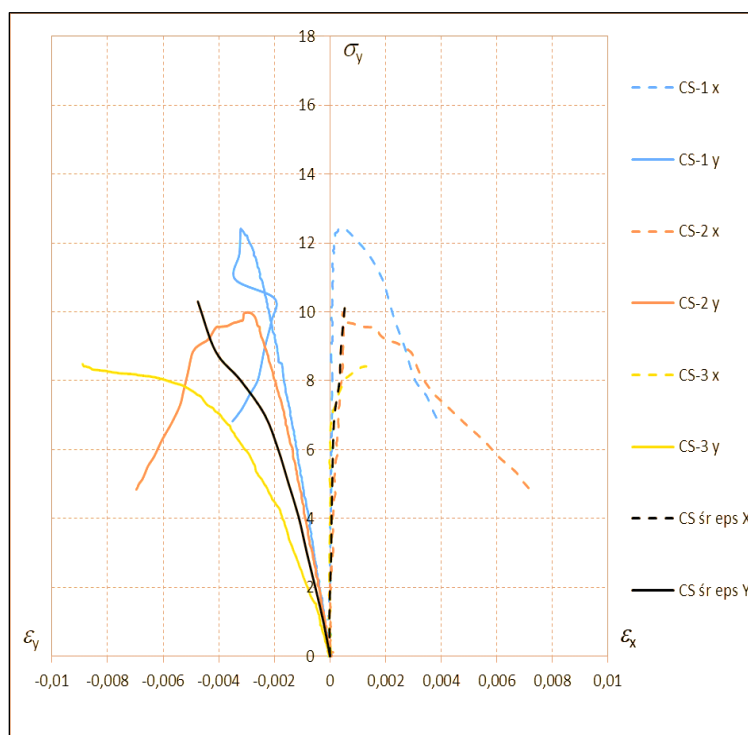
W tabeli 5.1.4-2 zamieszczono uśrednione wyniki badań dla każdej serii.

Tab. 5.4.1-2. Uśrednione wyniki badań w ramach każdej serii

Table 5.4.1-2. Averaged the test results within each series.

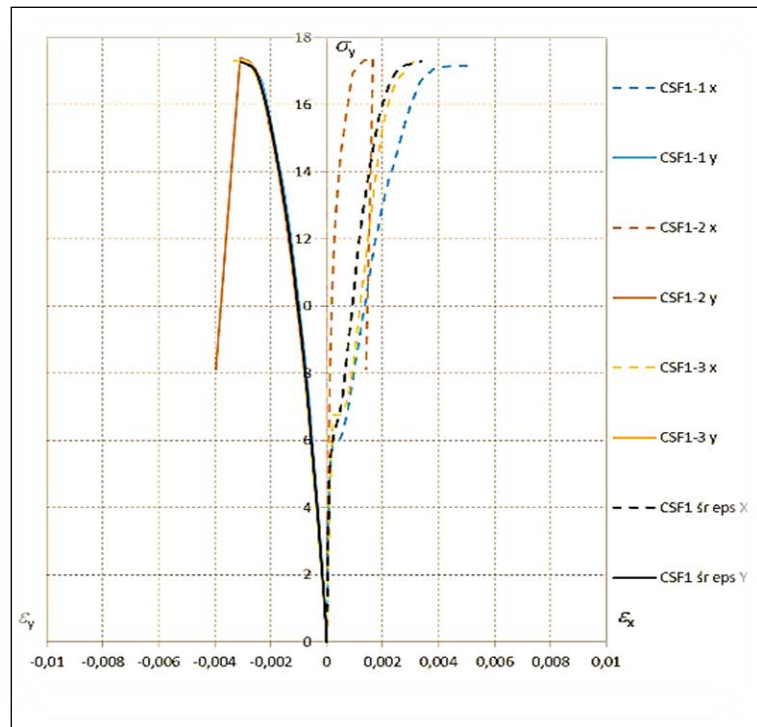
Oznaczenie serii		Naprężenie rysujące f_{cr} N/mm ²	Naprężenie niszczące f N/mm ²	Moduł sprężystości E N/mm ²	Współczynnik Poissona ν
Elementy próbne nie wzmocnione	CS	2,39	10,30	1,070	0,02
Elementy próbne wzmocnione jednostronnie	CSF-1	13,65	17,28	12369	0,21
Elementy próbne wzmocnione dwustronnie	CSF-2	12,00	13,38	10262	0,25

Wykresy zależności $\sigma_y - \varepsilon_y$ oraz $\sigma_y - \varepsilon_x$ dla poszczególnych elementów próbnych zaprezentowano na rys. 5.1.4-1, 5.1.4-2 i 5.1.4-3.

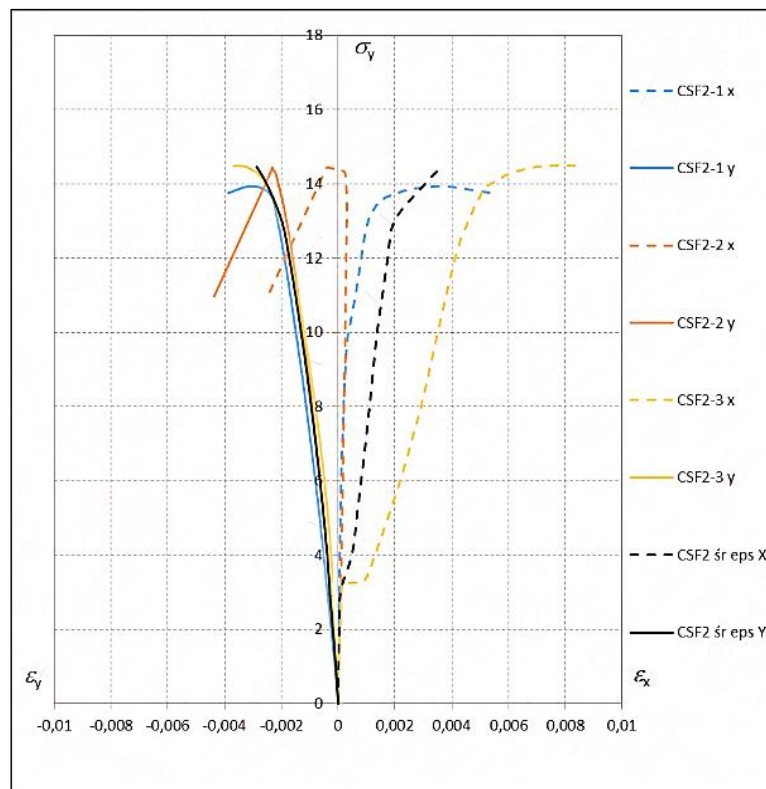


Rys. 5.1.4 -1. Wykres zależności $\sigma_y - \varepsilon_y$ i $\sigma_y - \varepsilon_x$ elementów próbnych niewzmocnionych serii CS

Fig. 5.1.4-1. Dependence graph of the $\sigma_y - \varepsilon_y$ and $\sigma_y - \varepsilon_x$ relationship of test elements of the unreinforced CS series



Rys. 5.1.4-2. Wykres zależności σ_y - ϵ_y i σ_y - ϵ_x elementów próbnych wzmocnionych jednostronnie serii CSF1
 Fig. 5.1.4-2. Dependence graph of the σ_y - ϵ_y and σ_y - ϵ_x of test elements reinforced on one side of the CSF1 series



Rys. 5.1.4-3. Wykres zależności σ_y - ϵ_y i σ_y - ϵ_x elementów próbnych wzmocnionych dwustronnie serii CSF2
 Fig. 5.1.4-3. Dependence graph of the σ_y - ϵ_y and σ_y - ϵ_x of test elements of the CSF2 series double-side reinforced

Analiza nośności i rysoodporności muru zabytkowego poddanego zginaniu w płaszczyźnie

Litera y oznacza kierunek pionowy pomiaru (prostopadły do płaszczyzny spoin wspornych muru) a litera x kierunek poziomy (równoległy do płaszczyzny spoin wspornych muru). Na wykresach, prócz zależności σ - ε dla każdego elementu próbnego w serii przedstawiono także zależność uśrednioną w poszczególnych seriach.

W badanych elementach w pierwszym etapie obciążenia dochodziło do pionowych zarysowań w zaprawie w pionach wspornych. Po przekroczeniu maksymalnych obciążeń rozciągających w spoinach wspornych powstawały zarysowania równoległe do kierunku obciążenia. Przy dalszym działaniu siły ściskającej dochodziło do dwukierunkowego rozciągania w płaszczyźnie cegieł prostopadle do kierunku działania obciążenia. Powodowało to powstawanie dodatkowych pionowych rys pojawiających się aż do zniszczenia elementów badawczych.

Analizowane elementy próbne ulegały zniszczeniu w różny sposób. W niewzmocnionych elementach próbnych zarysowania wystąpiły we wczesnej fazie obciążania. Przy dalszym wzroście obciążenia pojawiały się kolejne zarysowania również na ceglach. Proces zniszczenia przebiegał łagodnie. Ilość zarysowań i pęknięć wzrastała sukcesywnie do osiągnięcia siły niszczącej.

Maksymalna siła niszcząca przyjmowała wyższe wartości niż w elementach próbnych niewzmocnionych a proces zniszczenia przebiegał gwałtowniej. Miejscowo siatka wzmacniająca odspajała się od powierzchni elementów próbnych, ulegała marszczeniu, wybrzuszaniu i zaginaniu.

Widok zniszczonych przykładowych elementów próbnych trzech serii CS, CSF1 i CSF2 pokazano na sekwencji zdjęć od 5.1.4-1 do 5.1.4-3.



Fot. 5.1.4-1. Elementy próbne serii CS po badaniu
Photos 5.1.4-1. CS series test pieces after testing

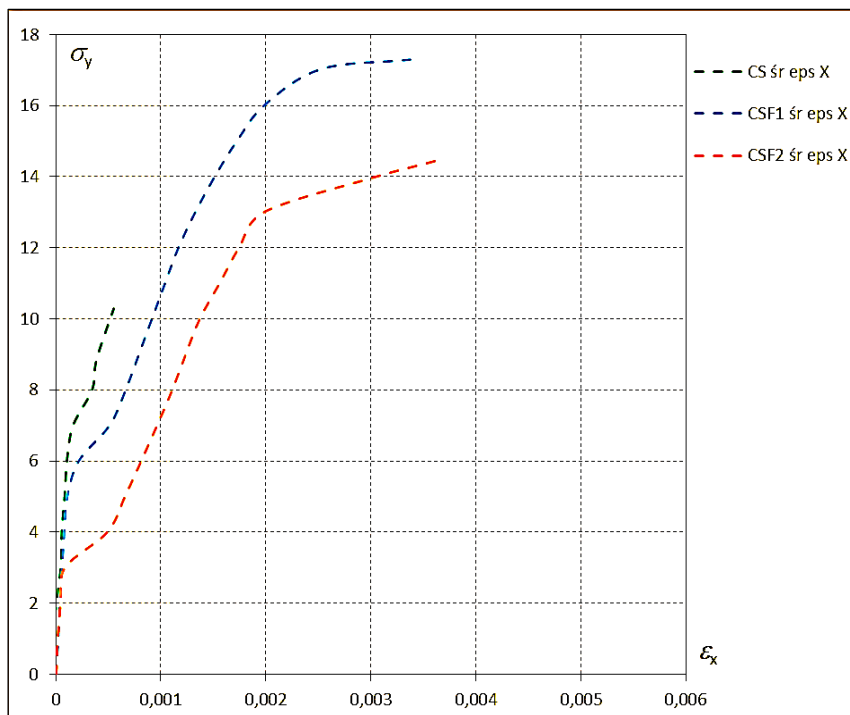


Fot. 5.1.4-2. Zniszczony element próbny jednostronnie wzmocniony serii CSF1 po badaniu
Photos 5.1.4-2. Destroyed single-sided reinforced test piece of CSF1 after testing

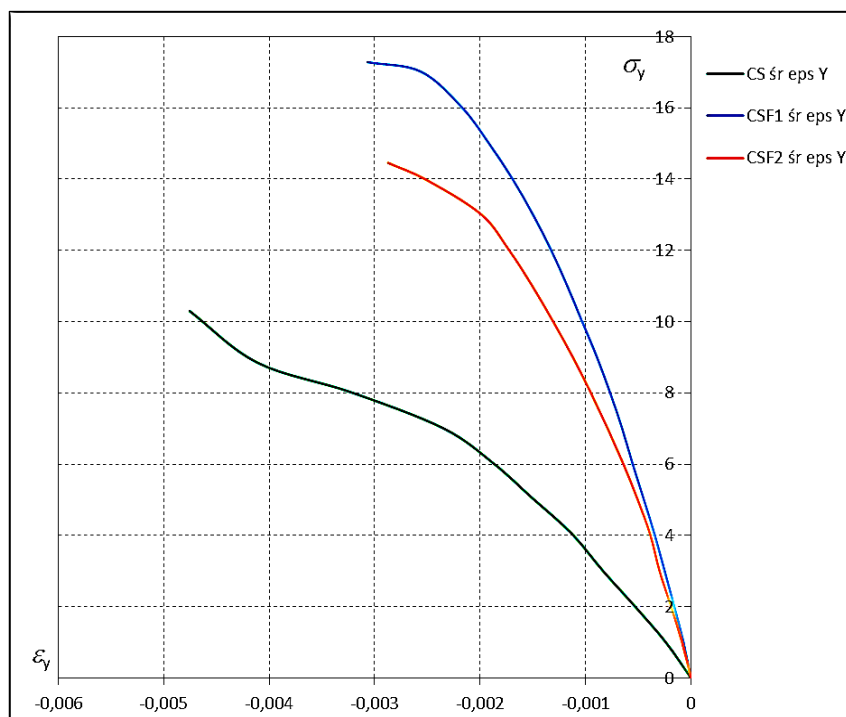


Fot. 5.1.4-3. Zniszczone elementy próbne dwustronnie wzmocnione serii CSF2 po badaniu
Photos 5.1.4-3. Destroyed bilateral reinforced test pieces of the CSF2 series after testing

Na rys. 5.1.4-4 i 5.1.4-5 przedstawiono poglądowo wykresy uśrednionych wartości zależności $\sigma_y - \varepsilon_x$ (naprężenie pionowe i odkształcenie poziome) i $\sigma_y - \varepsilon_y$ (naprężenie pionowe i odkształcenie pionowe).



Rys. 5.1.4-4. Wykres uśrednionych wartości zależności naprężenie-odkształcenie $\sigma_y - \epsilon_x$
 Fig. 5.1.4-4. Plot of averaged values within of stress relationships σ_y - vertical deformation ϵ_x



Rys. 5.1.4-5. Wykres uśrednionych wartości w ramach serii zależności naprężenie-odkształcenie $\sigma_y - \epsilon_y$
 Fig. 5.1.4-5. Plot of averaged values within a series of stress relationships σ_y - horizontal deformation ϵ_y

Dla danego poziomu naprężeń ściskających największe odkształcenia poziome ϵ_x uzyskano dla elementów próbných wzmocnionych dwustronnie CSF2, największe odkształcenia pionowe ϵ_y w elementach niewzmocnionych. Najmniejsze odkształcenia

poziome uzyskano w elementach próbnym niewzmocnionych CS a najmniejsze pionowe w elementach próbnym elementach wzmocnionych jednostronnie CSF-1.

5.1.4.1. Wyznaczenie charakterystycznej wytrzymałości muru na ściskanie

Dla elementów próbnym z każdej serii (CS, CSF1, CSF2) wyznaczono średnią wytrzymałość charakterystyczną. Wielkość tą ustalono zgodnie z [N8].

Wytrzymałość średnią z serii dzielimy przez 1,2 lub przejmujemy wytrzymałość minimalną w serii:

$$f_k = \min \begin{cases} \frac{f}{1,2} \\ f_{i,\min} \end{cases} \quad (5.1.4.1-1)$$

gdzie:

f – uśredniona wytrzymałość muru na ściskanie w danej serii,

$f_{i,\min}$ – minimalna wytrzymałość na ściskanie pojedynczego próbnego elementu w danej serii.

Wytrzymałość charakterystyczną dla każdej serii zestawiono w tabelicy 5.1.4.1-1. W przypadku serii CS przesądził warunek drugi równania (5.1.4.1-1). Natomiast w przypadku pozostałych serii decydujące znaczenie miał pierwszy warunek, co wskazuje na dużą jednorodność badanych murów.

Tab. 5.1.4.1-1. Charakterystyczna wytrzymałość muru na ściskanie
Table 5.1.4.1-1. Characteristic compressive strength of the wall

Nr serii	$f_k, \text{N/mm}^2$
CS - modele niewzmocnione	8,58
CSF1 - modele wzmocnione jednostronnie	14,40
CSF2 - modele wzmocnione dwustronnie	11,53

Poprzez zastosowanie wzmocnienia powierzchniowego zdecydowanie podniesiono wytrzymałość na ściskanie muru ceglanego w stosunku do wytrzymałości muru bez wzmocnienia (uzyskano blisko 70% wzrost wytrzymałości).

5.1.5. Wyniki badań murów ściskanych z cegieł historycznych

Elementy badawcze opisano w punkcie 5.1.2. pracy (dla przypomnienia symbolem G oznaczono elementy próbne wykonane z cegły neogotyckiej, symbolem R elementy próbne

wykonane z rozbiórkowej cegły renesansowej a symbolem *N* elementy próbne z rozbiórkowej cegły z lat 20-30 ubiegłego stulecia).

Naprężenia rysujące i maksymalne wyznaczono dzieląc siłę ściskającą przez średnie pole poprzeczne danego elementu próbnego mierzone w trzech przekrojach - górnym, dolnym i środkowym. Wyniki badań podano w tabeli 5.1.5-1.

Tab. 5.1.5-1. Wartości naprężeń
Table 5.1.5-1. Values of cracking stresses

Nr elementu próbnego	Naprężenie rysujące f_{cr} N/mm ²	Średnia wartość naprężenia rysującego f_{cr} N/mm ²	Naprężenie maksymalne f N/mm ²	Średnia wartość naprężenia maksymalnego f N/mm ²
G-1	1,54	1,29	5,68	5,22
G-2	1,18		4,69	
G-3	1,15		5,28	
R-1	0,62	0,53	2,78	3,00
R-2	0,48		3,22	
R-3	0,49		3,00	
N-1	0,69	0,58	6,32	6,12
N-2	0,64		6,35	
N-3	0,42		5,68	

Najwyższą wartość naprężenia rysującego $f_{cr} = 1,29$ N/mm² uzyskały elementy próbne z serii G, natomiast najniższą wartość $f_{cr} = 0,53$ N/mm² uzyskały elementy próbne z serii R.

Najwyższą wartość naprężenia maksymalnego $f = 6,12$ N/mm² osiągały elementy próbne z serii N, natomiast najniższą wartość $f = 3,00$ N/mm² osiągały elementy próbne z serii R.

W elementach próbnych wszystkich serii (G, R, N) zarysowania wystąpiły we wczesnej fazie obciążania. We wszystkich elementach pojawiły się pionowe zarysowania przechodzące przez spoiny wsporne. Lokalnie wystąpiły też rysy wewnętrzne w płaszczyźnie równoległej do lica muru. Przy wzroście siły ściskającej rysy i pęknięcia pojawiły się na ceglach. Ich ilość wzrastała aż do zniszczenia elementu próbnego. Na fot. 5.1.5-1 przedstawiono widok zarysowanego modelu badawczego serii G1 i G2 w chwili zniszczenia.



Fot. 5.1.5-1. Modele próbne G1 i G2 w chwili zniszczenia
Photos 5.1.5-1 Test models G1 and G2 at the time of destruction

Na fot. 5.1.5-2 pokazano widok zarysowanych modeli próbnych serii N1 i N2 po osiągnięciu maksymalnych naprężeń ściskających.



Fot. 5.1.5-2. Modele próbne N1 i N2 w chwili osiągnięcia max wytrzymałości na ściskanie
Photos 5.1.5-2. Trial models N1 and N2 at the moment of reaching the maximum compressive strength

Dla elementów próbnych z serii R zdjęć nie utrwalono.

5.1.5.1. Wyznaczenie charakterystycznej wytrzymałości na ściskanie dla elementów próbnych serii G, R, N

Dla każdej serii elementów próbnych wykonanych z cegieł historycznych wyznaczono średnią charakterystyczną wytrzymałość na ściskanie.

Uzyskane wyniki średniej wartości naprężeń maksymalnych (tab. 5.1.5-1, kolumna 4) zgodnie ze wzorem 5.1.4.1-1 podzielono przez wskaźnik 1,2. Wyniki zaprezentowano w tabeli 5.1.5.1-1.

Tab. 5.1.5.1-1. Charakterystyczna wytrzymałość muru na ściskanie
Table. 5.1.5.1-1. Characteristic compressive strength of the wall

Nr serii	$f_k, \text{N/mm}^2$
G - elementy próbne z cegły gotyckiej	4,35
R-elementy próbne z cegły neorenesansowej	2,50
N-elementy próbne z cegły pochodzącej z lat 20-30 XX w.	5,10

Najwyższą wartość charakterystycznej wytrzymałości na ściskanie $f_k = 5,10 \text{ N/mm}^2$ uzyskały elementy próbne serii N.

5.2. Badania wpływu zbrojenia przypowierzchniowego na nośność muru zginanego w płaszczyźnie

5.2.1. Cel badań

Celem badań eksperymentalnych było wykazanie możliwości wykorzystania prętów kompozytowych w naprawie uszkodzonych murów zabytkowych. Założeniem doświadczenia było prowadzenie obserwacji obszarów wzmocnienia muru poddanego zginaniu pod obciążeniem.

5.2.2. Element badawczy

W warunkach laboratoryjnych (na UWM w Olsztynie) do badań wymurowano mur w wątku gotyckim o wymiarach: grubość 280 mm, długość 1005 mm i wysokość 970 mm. Do wymurowania użyto cegły historycznej (prawdopodobnie renesansowej). Cegły łączono wapienną zaprawą przepisaną klasy wytrzymałościowej M0,6.

Mur przecięto po czym przypowierzchniowo wzmocniono prętami kompozytowymi GFRP $\varnothing 8 \text{ mm}$. Pionowe pęknięcie w połowie muru grubości 1 cegły imitowała przerwa (rzaz) po mechanicznym przecięciu. Początkowo mur z obu stron nacięto piłą tarczową na głębokość ok. 12 cm, po czym z wykorzystaniem prowadnic mur przecięto piłą posuwową z brzeszczotem szablстым. Fot. 5.2.2-1 przedstawiają sposób przecięcia muru.



Fot. 5.2.2-1. Sposób przecięcia muru
Photos 5.2.2-1. The way to cut the wall

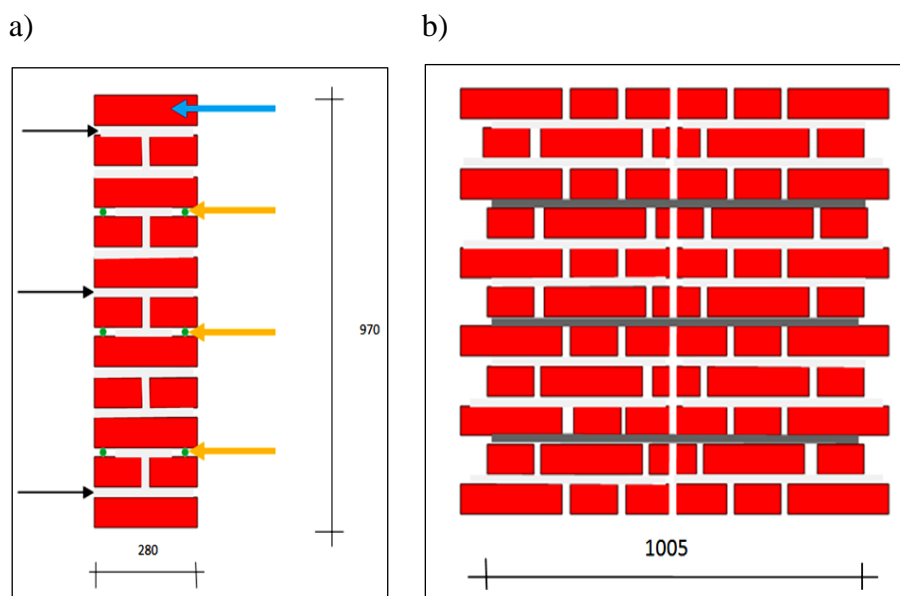
Mur wzmocniono w bruzdach (20x30 mm, długości 1005 mm) wyciętych w spoinach wspornych wypełnionych gotową zaprawą naprawczą [KT 1].

Z każdej strony muru wycięto po trzy regularnie ułożone poziome bruzdy. Powierzchnię bruzd odpylono i zabezpieczono preparatem gruntującym. W za-gruntowane bruzdy (na fot. 5.2.2-2 żółta strzałka) nanoszono zaprawę naprawczą i zatapiało w niej pręty kompozytowe (fot. 5.2.2-2 czerwone strzałki). Wnęki dopełniono zaprawą do lica muru. Fot. 5.2.2.-2 przedstawia sposób wzmocnienia muru.



Fot. 5.2.2-2. Sposób wzmocnienia muru prętami kompozytowymi na zaprawie naprawczej
Photos 5.2.2-2. Method of strengthening the wall with composite rods on repair mortar

Rys. 5.2.2-1 przedstawia układ rozmieszczenia prętów kompozytowych w murze. W symetrycznie ułożonych wnękach remontowych żółtymi strzałkami wskazano obszary umiejscowienia prętów kompozytowych. Przepołowiony mur wzmocniono sześcioma prętami GFRP (po 3 pręty z każdej strony lica muru).



Rys. 5.2.2-1. Rozmieszczenie prętów w murze: a) przekrój poprzeczny muru: niebieska strzałka - element murowy, czarne strzałki - spoiny wsporne, żółte strzałki - wnęki z prętami), b) lico muru

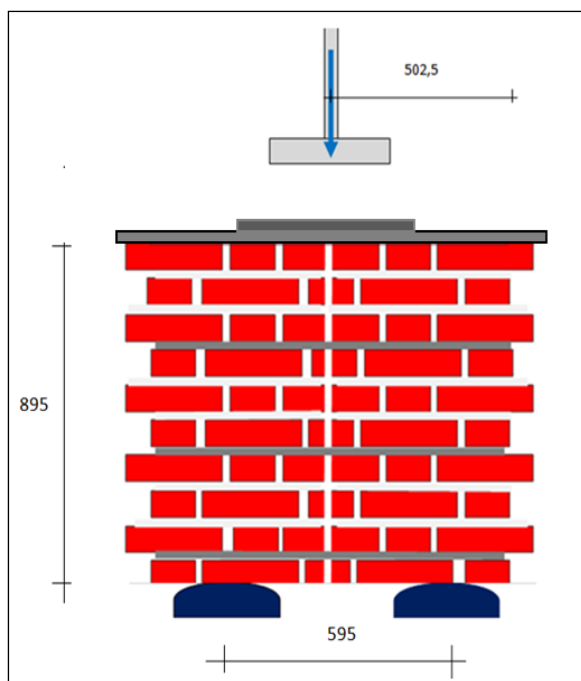
Fig. 5.2.2-1. Arrangement of bars in the wall: a) cross-section of the wall: blue arrow - wall element, black arrows - support joints, yellow arrows - recesses with bars), b) face of the wall

Nierówności występujące na górnej powierzchni elementu badawczego wypoziomowano warstwą zaprawy wyrównawczej zachowując przecięcie na środku muru.

5.2.3. Stanowisko badawcze i technika badań

Mur zbadano na stanowisku badawczym zginania belek przy użyciu siłownika o maksymalnym zakresie do 630 kN. Stanowisko składało się ze stalowej ramy z zawieszonymi dwoma siłownikami posiadającymi czujniki zintegrowane ze stanowiskiem komputerowym wyposażonym w specjalistyczne oprogramowanie. W badaniach użyto dużego siłownika zakończonego talerzem o średnicy 400 mm. Oprogramowanie umożliwiło ustawienie i monitoring oddziaływania siły F_l na badany element przy równoczesnym zaprogramowaniu jej przemieszczania w określonej jednostce czasu. Siłownik w dwóch miejscach posiadał przeguby umożliwiające prowadzenie obciążenia elementu mimośrodowo.

Badanie przebiegało według schematu zaprezentowanego na rys. 5.2.3-1.



Rys. 5.2.3-1. Schemat wzmocnionego elementu badawczego zginanego w płaszczyźnie [28]

Fig. 5.2.3-1. Scheme of a reinforced in-plane bending test element [28]

Mur w całości opierał się na dwóch nieprzesuwnych metalowych podporach przegubowych wykonanych na potrzeby badań. Na górze muru położono blachę stalową o grubości 32 mm i wymiarach 1198 x 300 mm, której zadaniem było równomierne przeniesienie obciążenia z siłownika na powierzchnię elementu murowego przy jednoczesnym jego zabezpieczeniu przed wgnieceniem w polu siłownika. Dodatkowo pomiędzy talerz siłownika a blachę włożono okrągłą blachę grubości 12 mm i $\phi = 485$, która miała ułatwiać ewentualny poślizg siłownika. Mur ustawiano w wyznaczonych osiach. Fot. 5.2.3-1 przedstawia widok elementu badawczego ustawionego w osiach.



Fot. 5.2.3-1. Widok elementu badawczego ustawionego w osiach
Photo 5.2.3-1. View of the test element positioned on the axes

Analiza nośności i rysoodporności muru zabytkowego poddanego zginaniu w płaszczyźnie

W trakcie ustawiania elementu badawczego doszło do niewielkiego przesunięcia prawej podpory (z przodu muru rozstaw pomiędzy podporami wynosił 580 mm a z tyłu 610 mm). Na przecięciu linii osi podpór i osi poziomej muru rozstaw miał zakładaną odległość 595 mm.

Wysokość elementu badawczego od jego spodu do spodu blachy wynosiła 895 mm, natomiast wysokość liczona od spodu elementu badawczego do talerza siłownika wynosiła 940 mm (mur plus grubość dwóch blach). Przekrój poprzeczny elementu badawczego (o grubości 280 mm i wysokości 895 mm) wyniósł $250,6 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$. W miejscu przecięcia elementu badawczego wzmocnionego sześcioma prętami kompozytowymi przekrój wyniósł $3,6 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$ (w tym pręty $0,301 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$).

Fot. 5.2.3-2 przedstawia widok siłownika ustawionego osiowo nad elementem badawczym.



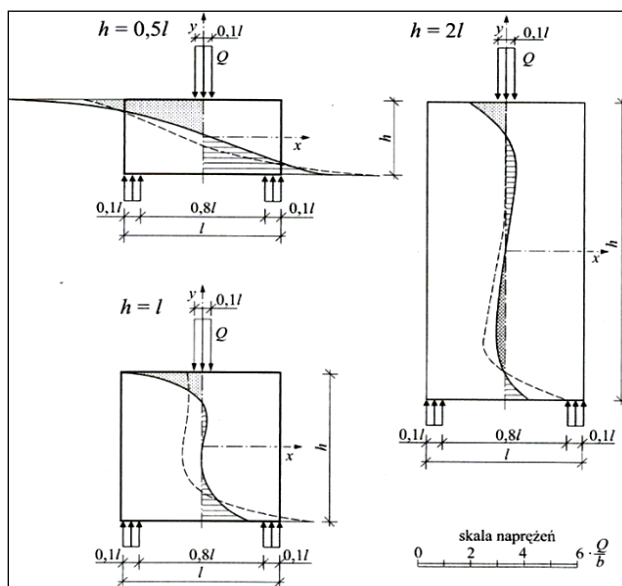
Fot. 5.2.3-2. Widok siłownika nad elementem badawczym
Photo 5.2.3-2. View of the actuator above the test element

Fot. 5.2.3-3 prezentują widok elementu badawczego na stanowisku badawczym oraz widok stanowiska komputerowego.



Fot. 5.2.3-3. Stanowisko badawcze zginania belek wraz ze stanowiskiem komputerowym
Photos 5.2.3-3. Beam bending test station with a computer station

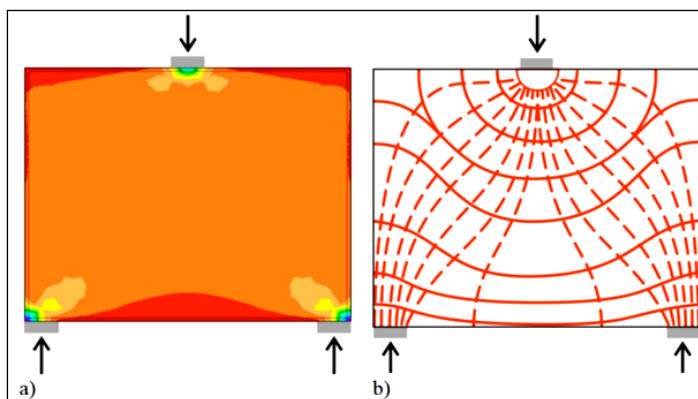
Mur stanowił element jednoprzęsłowej tarczy o stosunku wysokości do rozpiętości $h/l = 1,50$ [33]. Zależność naprężeń σ_x w belkach-ścianach (tarczach jednopolewych) swobodnie podpartych i symetrycznie obciążonych siłą Q zależy od proporcji h/l (rys.5.2.3-2) [42].



Rys. 5.2.3-2. Zależność naprężeń σ_x w tarczach jednopolewych swobodnie podpartych i symetrycznie obciążonych siłą skupioną [42]

Fig. 5.2.3-2. Stress dependence σ_x in single-field discs freely supported and symmetrically loaded with concentrated force [42].

W przypadku badanego muru w wątku gotyckim rozkład naprężeń σ_x będzie podobny, przy czym jego przekrój sytuował się będzie pomiędzy wykresami dla sytuacji $h = 1$ i $h = 2l$. Doświadczenia realizowane na belkach-ścianach obciążonych symetrycznie siłą skupioną, oparte o programowanie MES pozwoliły na zwizualizowanie rozkładu naprężeń w konstrukcji. Jako przykład na rys. 5.2.3-3 dla tarczy kwadratowej (w sytuacji $h = 1$) przedstawiono mapę naprężeń i odpowiadający jej układ trajektorii naprężeń głównych.



Rys. 5.2.3-3. Rozkład naprężeń σ_x dla symetrycznie obciążonej belki-ściany ($h/l=1$): a) mapa naprężeń, b) trajektorie naprężeń głównych [W 22]

Figure 5.2.3-3. Stress distribution σ_x for a symmetrically loaded beam-wall ($h/l=1$): (a) stress map, (b) principal stress trajectory [W 22]

Największe naprężenia ściskające wystąpią na linii biegnącej na kierunku od przyłożenia siły do podpory, a największe naprężenia rozciągające w dolnym środkowym obszarze pomiędzy podporami.

Badanie elementu badawczego odbyło się w 50 cyklach 6 pomiarów rejestrowanych z częstotliwością co 0,2 s (transmisja i powrót). W ciągu sekundy siła F_1 (zakres do 630 kN) przemieszczała się na drodze co $S_1 = 0,5$ mm (zakres do 200 mm). Badanie prowadzono do wyczerpania nośności elementu badawczego. Element badawczy obserwowano nad podporami i pod siłownikami oraz w środkowym obszarze spodu muru.

Pierwsze zarysowania odnotowano przy obciążeniu ściskającym 96 kN. Nad prawą podporą pomiędzy wzmocnieniami zaobserwowano pionowe zarysowania na spoinie wspornej (na fot. 5.2.3-4 oznaczone niebieskimi strzałkami).



Fot. 5.2.3-4. Pionowe zarysowania spoiny wspornej na przedniej ścianie elementu badawczego
Photo. 5.2.3-4. Vertical scratches in the support weld on the front wall of the test element

Kolejne zarysowania wystąpiły po obu stronach muru pod lewą podporą i w obszarze dolnych wzmocnień. W dolnej warstwie cegieł symetrycznie po obu stronach przecięcia i tuż pod dolnym wzmocnieniem pojawiły się łukowe pęknięcia (na fot. 5.3.2-5 wskazane niebieskimi strzałkami) oraz odspojenia cegieł od dolnej krawędzi wzmocnienia (na fot. 5.3.2-5 wskazane czerwoną strzałką).



Fot. 5.2.3-5. Zarysowania w murze pod dolnym wzmocnieniem (tylna ściana)
Photo. 5.2.3-5. Scratches in the wall under the lower reinforcement (back wall)

Pęknięcia i zarysowania zaobserwowano też w tylnej części ściany po prawej stronie muru (na fot. 5.2.3-6 wskazane niebieskimi strzałkami). Uszkodzenia pogłębiały się w kierunku lewej podpory.

Z prawej strony przecięcia muru nad dolnym wzmocnieniem ujawniono zarysowanie na pionowej spoinie (na fot. 5.2.3-6 wskazane żółtą strzałką).



Fot. 5.2.3-6. Widok zarysowań pod dolnym wzmocnieniem oraz w spoinie pionowej (tylna ściana)
Photo. 5.2.3-6. View of scratches under the lower reinforcement and in the vertical joint (rear wall)

Rysy i pęknięcia cegieł wystąpiły także bezpośrednio przy lewej podporze oraz w polach między spoinami w których umieszczono wzmocnienie. Na fot. 5.2.3-7 żółtymi strzałkami wskazano linię zarysowań i pęknięć na licu muru przedniej i tylnej ściany.



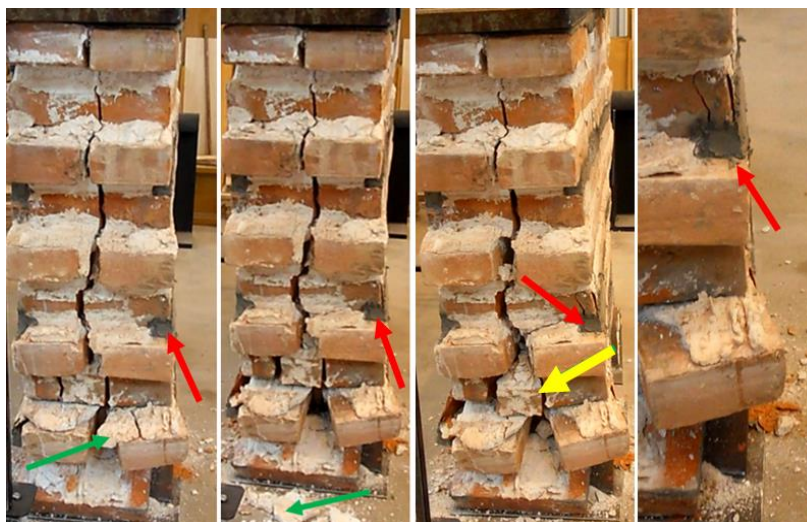
Fot. 5.2.3-7. Widok zniszczeń nad lewą podporą muru (ściana przednia i tylna)
Photo 5.2.3-7. View of the damage above the left wall support (front and rear walls)

Zauważalnie szczeliny układały się na kierunku od podpory do siłownika. Tworzyły się ukośne słupki (na fot. 5.2.3-7 widok z lewej strony) oraz wydzielały się bryły (na fot. 5.2.3-7 widok z prawej strony). Przebieg pęknięć nie zachowywał ciągłości na powierzchni wzmocnień (które były omijane). Mur z lewej strony opierając się swobodnie zaczął przyjmować kształt podpory. Rząd cegieł pomiędzy podporami zawisł w wyniku wzajemnego klinowania się. Widok zniszczeń muru pod dolnym wzmocnieniem pokazano na rys. 5.3.2-8.



Fot. 5.2.3-8. Widok zniszczeń muru pod dolnym wzmocnieniem (przednia ściana).
Photos. 5.2.3-8. View of the damage to the wall under the lower reinforcement (front wall).

Mur nad lewą podporą pękł w połowie swojej grubości a cegły przy podporze rozsunęły się na zewnątrz. W obrębie środkowego wzmocnienia mur popękał w taki sposób, że zarysowania nie przebiegały przez obszar wzmocniony (co na fot. 5.2.3-9 wskazano czerwonymi strzałkami). Na fot. 5.2.3-9 sekwencją zdjęć zobrazowano postępującą degradację muru w połowie grubości. Fragmenty zaprawy wskazano zielonymi strzałkami, natomiast żółtą strzałką wskazano fragment cegły.



Fot. 5.2.3-9. Sekwencja zdjęć obrazująca degradację muru w połowie grubości
Photo 5.2.3-9. A sequence of photos showing the degradation of the wall at half its thickness

Wzmocnienia w spoinach wspornych elementu badawczego miały większą wytrzymałość na ściskanie od słabej zaprawy wapiennej. Współdziałanie prętów kompozytowych z zaprawą naprawczą obustronnie wzmocniało warstwę muru na szerokości 30 mm. Wpływ na pękanie cegieł miało zwiększanie się mimośrodowo nacisku siłownika nad lewym przegubem. Przyczyną mimośrodowo mogła być niedokładność wykonania muru. Fot. 5.2.3-10 ukazuje zmianę położenia siłownika po zakończeniu badania.



Fot. 5.2.3-10. Zmiany w położeniu siłownika po badaniu
Photo 5.2.3-10. Changes in the position of the actuator after the test

Ze względu na utratę nośności elementu badawczego badanie zakończono po 50 cyklach. Mur utracił nośność przy sile 117 kN. Siłownik przesunął się w poziomie o 60 mm w kierunku lewej podpory (na fot. 5.2.3-10 ciemnoniebieska strzałka). Żółtą strzałką wskazano obszar wysuwania się na zewnątrz oderwanego fragmentu cegły.

Po badaniu zaprawa naprawcza wraz z prętem znajdowała się w miejscu pierwotnego umieszczenia bez widocznych uszkodzeń. Jedynie wzmocnienie na dole z drugiej strony muru zostało minimalnie wypchnięte na zewnątrz poza grubość muru, jednakże nie uległo zniszczeniu. Obszary wzmocnień stanowiły trwałą część gruzowiska zniszczonego elementu badawczego.

Na styku zetknięcia zaprawy z prętem nie było widocznych rys i pęknięć. Przy próbie mechanicznego oddzielenia zaprawy naprawczej od zbrojenia kompozytowego stwierdzono, że zaprawa dobrze przylega do powierzchni pręta GFRP.

Na fot. 5.2.3-11 pokazano w zbliżeniu ślad w zaprawie naprawczej po oderwanym pręcie kompozytowym.



Fot. 5.2.3-11. Widok śladu w zaprawie naprawczej po pręcie kompozytowym [38]
Photo 5.2.3-11. View of the trace in the repair mortar left by the composite rod [38]

Fot. 5.2.3-12 ukazuje w zbliżeniu fragment pręta GFRP z przylegającą do niego zaprawą naprawczą.



Fot. 5.2.3-12. Widok pręta GFRP z przylegającą do niego zaprawą naprawczą [38]
Photos 5.2.3-12. View of a GFRP rod with repair mortar adhering to it [38]

5.2.4. Wyniki badań

W elemencie badawczym wykonanym z cegły historycznej w wątku gotyckim pierwsze zarysowanie na ceglach pojawiło się przy sile 96 kN. Mur utracił stateczność przy sile 117 kN, co sugeruje, że wzmocniony w ten sposób mur z cegły historycznej może przenieść znaczne obciążenie pionowe.

Wykorzystanie zbrojenia z prętów kompozytowych GFRP ϕ 8 mm na przyjętej zaprawie naprawczej do naprawy pęknięć muru, wstępnie można uznać za rokującą możliwość szerszego zastosowania, jednakże przed wykorzystaniem prętów kompozytowych w naprawie pęknięć na obiekcie zabytkowym zasadnym będzie przeprowadzenie pogłębionych badań. W ramach pracy doktorskiej tematykę pogłębiono oraz dodatkowo przeprowadzono badania eksperymentalne na elementach badawczych w postaci ścian ceglanych naturalnej wielkości.

5.3. Podsumowanie

Przeprowadzone badania eksperymentalne umożliwiły sformułowanie następujących wniosków ilościowych:

1. W elementach próbnym niewzmocnionych (CS) wartości naprężeń w momencie zarysowania wynosiły $f_{cr} = 2,39 \text{ N/mm}^2$, a w momencie zniszczenia $f = 10,30 \text{ N/mm}^2$. Charakterystyczna wytrzymałość na ściskanie wyniosła $f_k = 8,58 \text{ N/mm}^2$.
2. W elementach próbnym wzmocnionych jednostronnie (CSF1) wartości naprężeń w momencie zarysowania wynosiły $f_{cr} = 13,65 \text{ N/mm}^2$, a w momencie zniszczenia wynosiły

$f = 17,28 \text{ N/mm}^2$. Maksymalne naprężenie osiągnięte dla elementów próbnych serii CSF1 było większe o niemal 170% od naprężeń uzyskanych dla elementów próbnych serii CS. W stosunku do elementów próbnych serii CS nastąpił prawie sześciokrotny wzrost naprężeń towarzyszących zarysowaniu. Charakterystyczna wytrzymałość na ściskanie wyniosła $f_k = 14,40 \text{ N/mm}^2$.

3. W elementach próbnych wzmocnionych dwustronnie (CSF2) wartości naprężeń w momencie zarysowania wynosiły $f_{cr} = 12,00 \text{ N/mm}^2$ a w momencie zniszczenia wynosiły $f = 13,84 \text{ N/mm}^2$. Maksymalne naprężenie osiągnięte dla elementów próbnych serii CSF2 było większe o ponad 130% od naprężeń maksymalnych uzyskiwanych przez elementy próbne serii CS. W stosunku do elementów próbnych serii CS nastąpił pięciokrotny przyrost naprężeń wywołujących zarysowanie. Charakterystyczna wytrzymałość na ściskanie wyniosła $f_k = 11,53 \text{ N/mm}^2$.
4. W elementach próbnych serii G z cegły neogotyckiej wartości naprężeń w momencie zarysowania wynosiły $f_{cr} = 1,29 \text{ N/mm}^2$ (co stanowi 54% wartości naprężeń rysujących osiągniętych przez elementy próbne z serii CS) a w momencie zniszczenia wynosiły $f = 5,22 \text{ N/mm}^2$ (co stanowi 51% wartości naprężeń maksymalnych osiągniętych przez elementy próbne z serii CS). Charakterystyczna wytrzymałość na ściskanie wyniosła $f_k = 4,35 \text{ N/mm}^2$ (co stanowi 51% wartości f_k uzyskanej dla elementów próbnych z serii CS).
5. W elementach próbnych serii R z cegły renesansowej wartości naprężeń w momencie zarysowania wynosiły $f_{cr} = 0,53 \text{ N/mm}^2$ (co stanowi 22% wartości naprężeń rysujących osiągniętych przez elementy próbne z serii CS) a w momencie zniszczenia wynosiły $f = 3,00 \text{ N/mm}^2$ (co stanowi 29% wartości naprężeń maksymalnych osiągniętych przez elementy próbne z serii CS). Charakterystyczna wytrzymałość na ściskanie wyniosła $f_k = 2,50 \text{ N/mm}^2$ (co stanowi 29% wartości f_k uzyskanej dla elementów próbnych z serii CS).
6. W elementach próbnych serii N z cegły z okresu lat 20-30 XX wieku wartości naprężeń w momencie zarysowania wynosiły $f_{cr} = 0,58 \text{ N/mm}^2$ (co stanowi 24% wartości naprężeń rysujących osiągniętych przez elementy próbne z serii CS) a w momencie zniszczenia wynosiły $f = 6,12 \text{ N/mm}^2$ (co stanowi 59% wartości naprężeń maksymalnych osiągniętych przez elementy próbne z serii CS). Charakterystyczna wytrzymałość na ściskanie

f_k wyniosła $f_k = 5,10 \text{ N/mm}^2$ (co stanowi 59% wartości f_k uzyskanej dla elementów próbnych z serii CS).

7. W elementach próbnych wzmocnionych serii CSF1 i CSF2 wszystkie uzyskane wartości naprężeń były wyższe od wartości osiągniętych przez elementy próbne niewzmocnione serii CS. Elementy próbne serii G, R i N nie były porównywane z elementami próbnymi serii CSF1 i CSF2.
8. W badaniach eksperymentalnych modelu muru wzmocnionego przypowierzchniowo w brzdach spoin wspornych prętami kompozytowymi GFRP ϕ 8 mm na zaprawie naprawczej poddanego zginaniu w płaszczyźnie ustalono, że w chwili zarysowania obciążenie wyniosło 96 kN a w chwili zniszczenia 117 kN, co sugeruje, że wzmocniony w ten sposób mur z cegły historycznej może przenieść znaczne obciążenie pionowe.

6. Badania wytrzymałości muru na ścinanie

6.1. Cel badań

Celem badań było ustalenie początkowej f_{vo} i charakterystycznej wytrzymałości f_{vok} muru na ścinanie. Badania prowadzono zgodnie z normą [N9]. Dodatkowo prowadzono obserwację zachowania się, sposobu zarysowania i zniszczenia elementów próbnych.

Zasadnym jest tu wskazanie, że pomiędzy elementami murowymi i zaprawą w murze występują siły adhezji (które przyjmuje się jako równe w każdym punkcie muru) i tarcia w płaszczyźnie zespolenia, wywołujące odkształcenia. Elementy muru odkształcają się tak samo jak w sytuacji działania obciążeń pionowych na kierunku poprzecznym. Odkształcenia poprzeczne ε_x są większe od odkształceń elementów murowych ε_{xB} i mniejsze od odkształceń zaprawy ε_{xm} . Powoduje to powstawanie ukośnych zarysowań. Początkowo w murze dochodzi do rozprzestrzeniania się zarysowań przez spoiny wsporne (zaprawa przestaje być trójosiowo ściskana), a przy zwiększeniu naprężenia stycznego do występowania zarysowań skośnych w cegle, co w konsekwencji prowadzi do zniszczenia muru.

6.2. Elementy próbne i zakres badań

Badania zrealizowano na elementach próbnych wykonanych z cegły pełnej ceramicznej w warunkach laboratoryjnych. Do wymurowania elementów próbnych stosowano zaprawę TWM (określaną jako zaprawa zwykła) klasy wytrzymałościowej M5 a do ich wzmocnienia zaprawę naprawczą określoną w pkt. 4.5. pracy.

Zgodnie z wytycznymi [N9] wytrzymałość muru na ścinanie wyznacza się w kierunku równoległym do spoin wspornych (f_{vk}) dla elementów murowych, które mogą być typu A ($h_u \leq 200$ mm) bądź typu B ($h_u > 200$ mm). Do badań przyjęto elementy próbne typu B ($h_u > 200$ mm) wyznaczając charakterystyczną wytrzymałość muru na ścinanie dla siły działającej na kierunku równoległym do spoin wspornych.

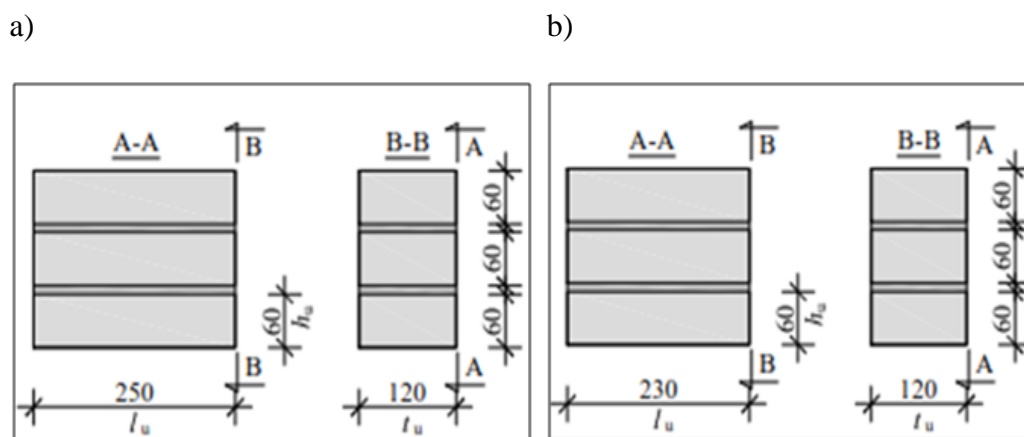
Elementy badawcze zgrupowano w trzech seriach. W każdej z serii wykonano badania 6 elementów. Poszczególne serie elementów badawczych oznaczano symbolami obejmującymi wielkie litery CV/B (elementy próbne niewzmocnione), CVF1/B (elementy próbne wzmocnione jednostronnie) oraz CVF2/B (elementy próbne wzmocnione dwustronnie). Literą B oznaczono typ elementu murowego [N9]. Elementy serii CVF1/B i CVF2/B wzmocniono siatką PBO wklejaną w licach na zaprawie modyfikowanej. W tablicy 6.2-1 podano oznaczenia serii przewidziane w zakładanym planie badań.

Tab. 6.2-1. Plan badań początkowej wytrzymałości muru na ścinanie

Table. 6.2-1. Research plan of testing the initial shear strength of the wall

Oznaczenie serii	Liczba elementów próbnych	Rodzaj elementów próbnych
CV/B	6	Niewzmocniony
CVF1/B	6	Wzmocniony jednostronnie
CVF2/B	6	Wzmocniony dwustronnie
RAZEM	18	

Elementy murowe posiadały wysokość $h_u = 60 \text{ mm} > 200 \text{ mm}$ oraz długość $l_u = 250 \text{ mm} > 300 \text{ mm}$. Każda z próbek badawczych składała się z 3 elementów murowych łączonych spoiną normalnej grubości (10 mm). Zgodnie z normą [N9] elementy badawcze powinny mieć długość $l_u > 400 \text{ mm}$ i $l_u < 700 \text{ mm}$ oraz spełniać wymagania normowe co do wartości naprężenia ściskającego. Dlatego też próbki do badań elementów wzmocnionych przycięto do wymiaru $l_u = 230 \text{ mm}$. Geometrię elementów próbnych objętych badaniami obrazuje rys. 6.2-1.



Rys. 6.2-1. Elementy badawcze do badania początkowej wytrzymałości muru na ścinanie.

Elementy serii: a) CV/B, b) CVF1/B oraz CVF2/B

Fig. 6.2-1. Research models adopted in the study of the initial shear strength of the wall.

Series elements: a) CV/B, b) CVF1/B and CVF2/B

Po wymurowaniu wszystkie elementy próbne równomiernie dociążono tak, aby w płaszczyźnie spoin wspornych średnie naprężenie ściskające wyniosło $0,003\text{-}0,005 \text{ N/mm}^2$. Po upływie 48 godzin elementy próbne odciążono i pozostawiono do momentu badania. Badanie przeprowadzono po 28 dniach dojrzewania zaprawy.

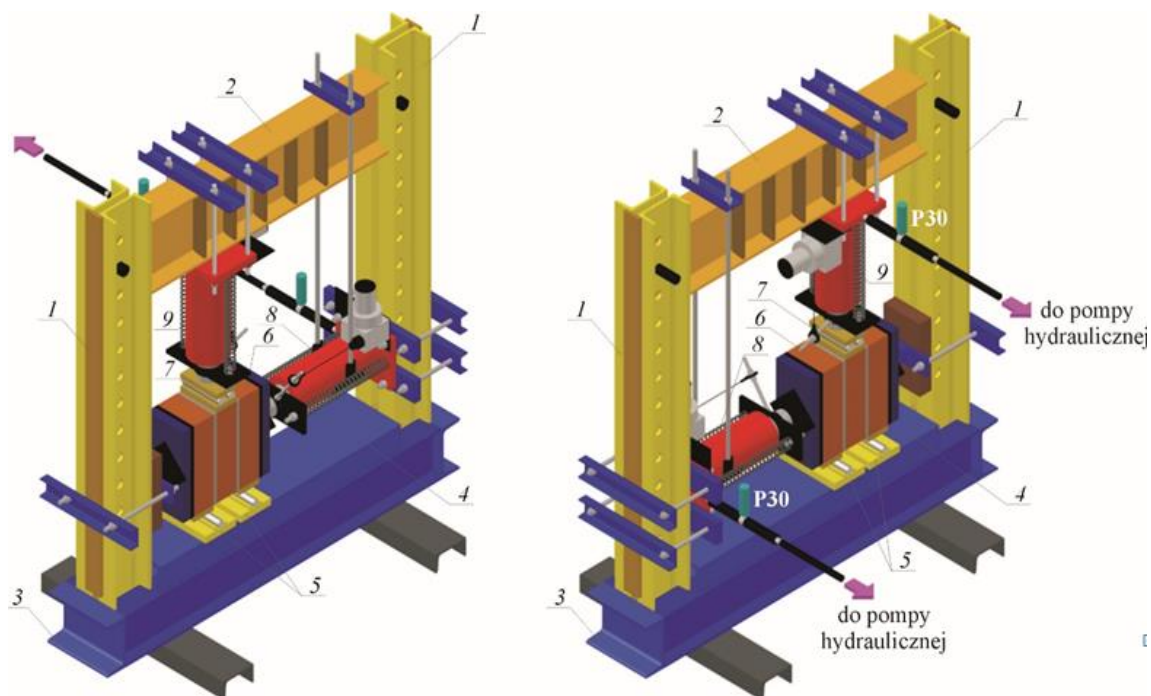
6.3. Stanowisko badawcze i przebieg badań

Badania początkowej wytrzymałości muru na ścinanie realizowano zgodnie z [N9] na specjalnie skonstruowanym stanowisku badawczym. Na stanowisku element próbny można obciążać pionowo (obciążenie ścinające) i jednocześnie wywołać naprężenia ściskające prostopadle do spoin wspornych (zgodnie z normą postępowanie w przypadku elementów próbnych typu A – niezastosowane w przedmiotowych badaniach). Ponadto dla elementów próbnych niewzmocnionych oraz wzmocnionych można realizować tylko pionowe obciążenia ścinające (zgodne z normą postępowanie w przypadku elementów próbnych typu B – zastosowane w przedmiotowych badaniach).

Elementy stanowiska badawczego obejmowały stalowe słupy (1) wykonane z profili walcowych (I[120) połączonych górnym rygłem (2) z profili I 200 oraz rygła dolnego (3) z profili 3x [140. Na ryglu znajdował się profil (4) [180. Umieszczono na nim dolne łożyska (5) a na nich układano element próbny (6). Dolne łożyska zrobione były z fragmentów stalowych blach $t_s = 12$ mm i $t_s = 20$ mm. Szerokość blach dostosowano do rozmiaru elementów próbnych. Blachy ułożono na metalowych rolkach o $\phi = 12$ mm. Na górnej powierzchni każdego elementu próbnego umieszczano łożyska (7). Tworzyły je blachy o grubości identycznej jak dla łożysk dolnych. Osie wałów łożysk względem osi spoiny wspornej wynosiły $e = l_s/15$, co w odniesieniu do elementów próbnych niewzmocnionych i wzmocnionych odpowiednio wyniosło $e = 16$ mm i $e = 15$ mm. Osiowy rozstaw łożysk na górnej powierzchni elementów próbnych niewzmocnionych wynosił $h_u + t_{bj} - 2e = 37$ mm, a dla elementów próbnych wzmocnionych $h_u + t_{bj} - 2e = 39$ mm. Rozstaw łożysk na dolnej powierzchni w modelach niewzmocnionych był równy $h_u + t_{bj} + 2e = 103$ mm a w modelach wzmocnionych $h_u + t_{bj} + 2e = 101$ mm. Dla badań realizowanych wg. zasad postępowania z elementem mурowym typu A (nie przeprowadzanych w niniejszej pracy) do powstania poziomych naprężeń ściskających wykorzystywano hydrauliczny siłownik (8) o zakresie 500 kN, sprzężony z ręczną pompą hydrauliczną. Pomiar obciążenia wykonuje się pośrednio poprzez mierzenie ciśnienia cieczy hydraulicznej do siłownika. Służył do tego czujnik ciśnienia P30 (zakres wskazań 1000 bar \pm 10 bar). Pomiar siły odbywał się z dokładnością \pm 1kN.

Prócz badań na stanowisku badawczym, przy pomocy obustronnie zamontowanych czujników przemieszczeń i systemu Aramis, przeprowadzono pomiar wzajemnych przemieszczeń elementów mурowych połączonych zaprawą. Pomiaru dokonywano w poło-

wie długości spoiny wspornej. Uzyskiwane wartości utrwalano automatycznie przy pomocy ASP (Automatyczne Stanowisko Pomiarowe).



Rys. 6.3-1. Stanowisko do badania początkowej wytrzymałości muru na ścinanie

Fig. 6.3-1. Test stand for initial shear strength of masonry

Najwyższe zarejestrowane obciążenie posłużyło do wyznaczenia wytrzymałości na ścinanie f_{voi} wg wzoru:

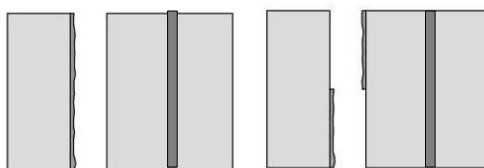
$$f_{voi} = F_{i,max} / 2A_{i,h} \quad (6.3-1)$$

gdzie:

$F_{i,max}$ - wartość maksymalnej siły ścinającej dla i – tego elementu próbnego;

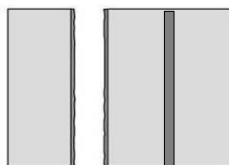
$A_{i,h}$ - pole powierzchni spoin na styku elementów próbnych.

Dla określenia sposobu zniszczenia wszystkie elementy próbne zostały poddane oględzinom przy odnotowanej maksymalnej sile ścinającej. Zgodnie z normą [N9] na schematach od 6.3-1 do 6.3-4 pokazano sposoby zniszczenia elementów próbnych pod wpływem działania maksymalnej siły ścinającej.



Schemat 6.3-1. Zniszczenie pod wpływem maksymalnej siły ścinającej na styku elementu murowego (zaprawa na jednej powierzchni lub na dwóch powierzchniach elementów próbnych - A.1

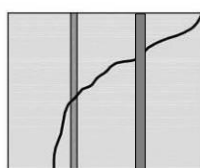
Scheme 6.3-1. Destruction under maximum shear force at the masonry element interface (mortar on one surface or on two surfaces of the test pieces - A.1



Schemat 6.3-2. Zniszczenie pod wpływem maksymalnej siły ścinającej zaprawy wewnątrz spoiny - A.2
Scheme 6.3-2. Destruction under the maximum shear force of the mortar inside the joint - A.2



Schemat 6.3-3. Zniszczenie pod wpływem maksymalnej siły ścinającej wewnątrz elementu murowego - A.3
Scheme 6.3-3. Scheme 6.3-1. Destruction under the maximum shear force inside the masonry unit - A.3



Schemat 6.3-4. Zniszczenie pod wpływem maksymalnej siły ścinającej skutkujące rozkruszeniem i/lub ścięciem elementu murowego - A.4
Scheme 6.3-4. Destruction under maximum shear force resulting in crushing and/or shearing of the masonry unit - A.4.

Do wyznaczania parametrów przy ścinaniu należy brać pod uwagę wyłącznie elementy próbne A.1 i A.2. Wszystkie badane elementy próbne spełniały to kryterium.

6.4. Procedura badania elementów próbnych typu B

Badania realizowano zgodnie z zasadami określonymi w normie [N9]. Początkową charakterystyczną wytrzymałość na ścinanie określa się dla warunku uwzględnionego w [N9] w punkcie 10.2.2 (metoda prosta) lub w punkcie 10.2.3 (metoda statystyczna). Obliczone wartości podaje się z dokładnością do 0,01 N/mm².

W metodzie prostej początkową wytrzymałość charakterystyczną na ścinanie f_{vok} określa się z warunku:

$$f_{vok} = \begin{cases} 0,8f_{vo}, \text{ N/mm}^2 \\ \min f_{voi}, \text{ N/mm}^2 \end{cases} \quad (6.4-1)$$

W metodzie statystycznej początkową wytrzymałość charakterystyczną na ścinanie f_{vok} ustala się z 95% poziomem ufności z uwzględnieniem logarytmiczno-normalnego rozkładu

wartości w populacji. Dla każdej wartości wytrzymałości na ścinanie $f_{vo1}, f_{vo2}, f_{vo3}, \dots$, oblicza się Y_1, Y_2, Y_3 z zależności:

$$Y_i = \log_{10} f_{voi}, \quad (6.4-2)$$

oraz określa się średnią arytmetyczną wg. równania:

$$Y_{\text{mean}} = \frac{\sum Y_i}{n}, \quad (6.4-3)$$

gdzie: $i = 1 \dots n$.

Następnie określa się Y_c ze wzoru:

$$Y_c = Y_{\text{mean}} - ks, \quad (6.4-4)$$

gdzie:

s – to odchylenie standardowe wartości $n \log_{10}$ wynoszące:

$$s = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum (\log_{10} f_{voi} - Y_{\text{mean}})^2} \quad (6.4-5)$$

gdzie:

k – to współczynnik ujęty w tablicy ($k = 2,18, n = 6$).

Charakterystyczną początkową wytrzymałość muru na ścinanie oblicza się zgodnie ze wzorem:

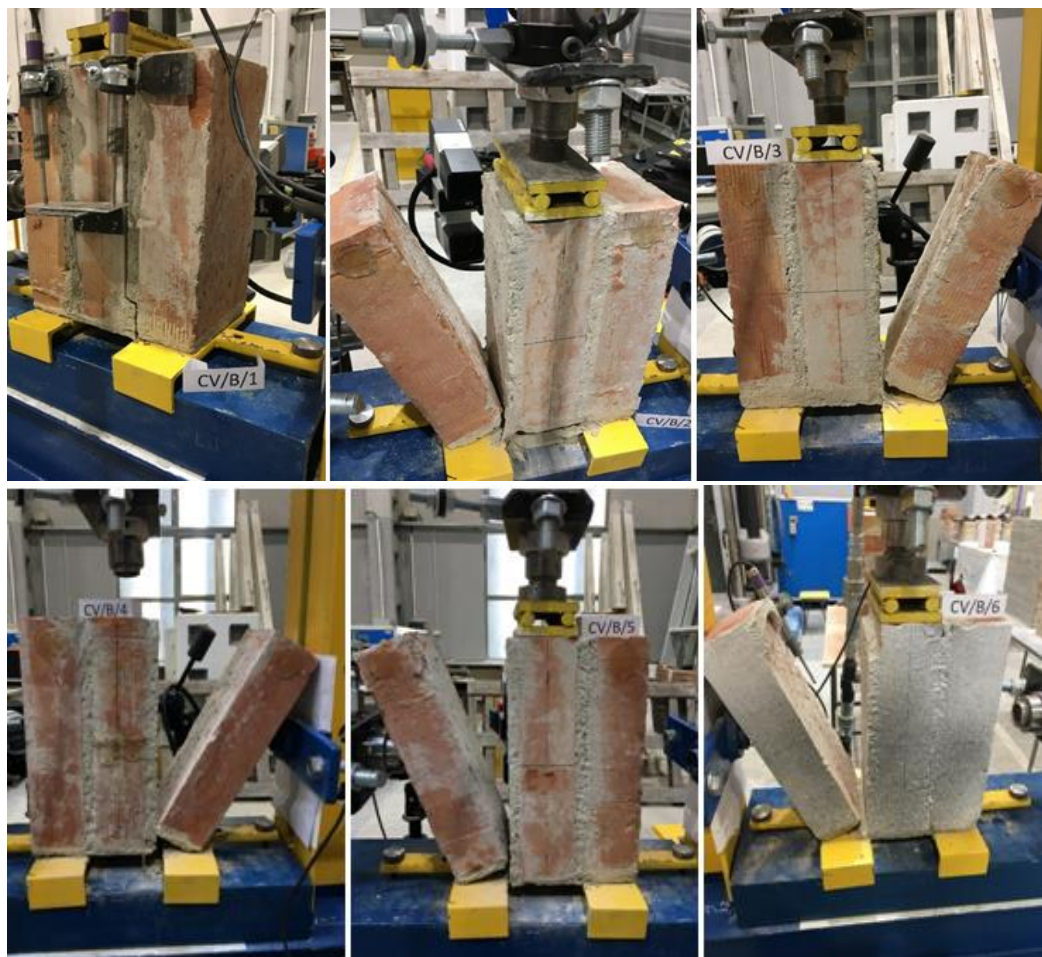
$$f_{vok} = \text{antilog}_{10}(Y_c). \quad (6.4-6)$$

W okresie prowadzenia badań dla poszczególnych serii modeli próbnych wykonano też badanie wytrzymałości zapraw zgodnie z normą [N2].

6.5. Wyniki badań

W przypadku wszystkich elementów badawczych po osiągnięciu maksymalnej siły ścinającej do zniszczenia dochodziło na stykach elementów murowych.

W przypadku elementów murowych serii CV/B w elementach próbnych nr CV/B1 i CV/B6 odspojona zaprawa znajdowała się na dwóch powierzchniach prawej spoiny wspornej elementu w jego dolnej oraz górnej części. W pozostałych elementach murowych odspojona zaprawa znajdowała się na jednej powierzchni lewej spoiny wspornej prócz elementu nr CV/B4 gdzie zaprawa była po jednej stronie lewej spoiny wspornej. Widok elementów próbnych serii CV/B po badaniu prezentują fot. 6.5-1.



Fot. 6.5-1. Elementy próbne serii CV/B po badaniu.
Photos 6.5-1. CV/B series specimen after testing

Wyniki badań elementów próbnych niewzmocnionych (oznaczonych jako seria CV/B) zestawiono w tabelicy 6.5-1.

Tab. 6.5-1. Wyniki badania elementów próbnych serii CV/B
Table 6.5-1. Results of CV/B specimens tests

Lp.	Oznaczenie elementu	Sposób zniszczenia	$F_{i,max}$ kN	f_{voj} N/mm ² (6.4-1)	f_{vo} N/mm ²	Y_i (6.4-2)	Y_{mean} (6.4-5)	s (6.4-6)	Y_c (6.4-5)
1.	CV/B1	A.1	9,0	0,15	0,18 (s= 0,14) N/mm ²	0,82	-0,86	0,40	-1,73
2.	CV/B2	A.1	4,8	0,08		-1,1			
3.	CV/B3	A.1	1,8	0,03*		-1,52			
4.	CV/B4	A.1	10,9	0,18		-0,74			
5.	CV/B5	A.1	25,3	0,42**		-0,38			
6.	CV/B6	A.1	14,5	0,24		-0,62			

* -wartość minimalna, ** - wartość maksymalna.

Wyniki statystyk testu Grubbsa dla wartości skrajnych:

$$T_{max} = \frac{Y_{mx} - Y_{mean}}{s} = \frac{0,42 - 0,18}{0,14} = 1,71 < T_{kr} = 1,82$$

$$T_{min} = \frac{Y_{mean} - Y_{min}}{s} = \frac{0,18 - 0,03}{0,14} = 1,07 < T_{kr} = 1,82.$$

Obliczanie początkowej wytrzymałości charakterystycznej na ścinanie:

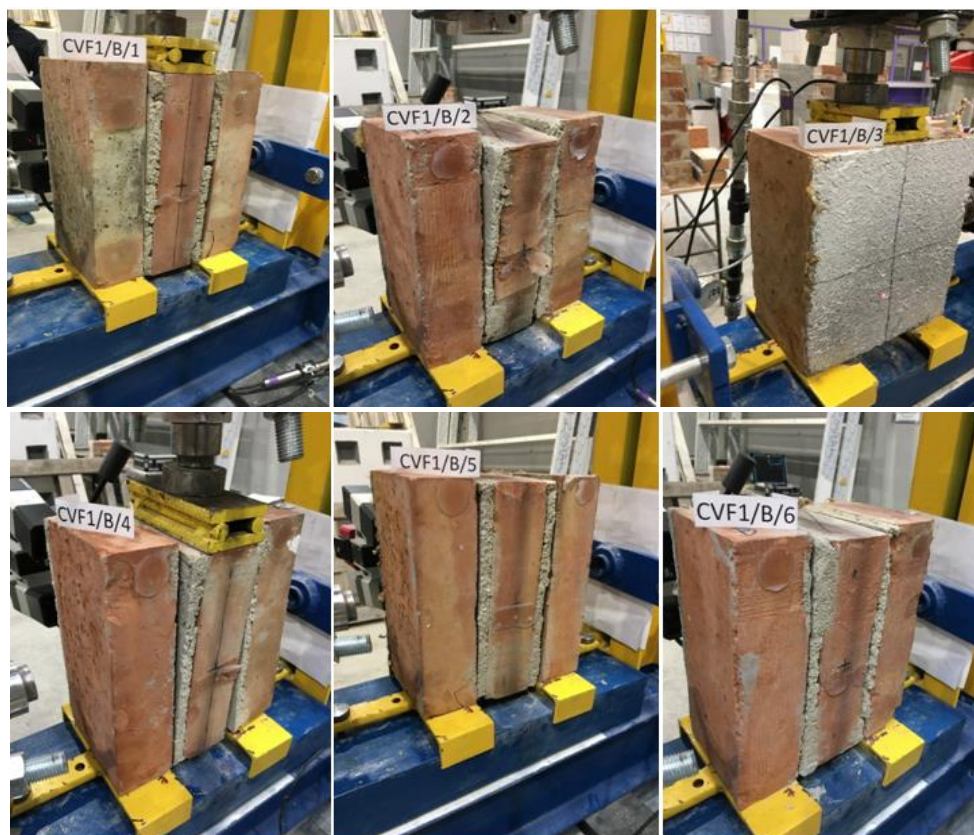
- według metody prostej:

$$f_{vok} = \begin{cases} 0,8 f_{vo} = 0,8 \cdot 0,18 = 0,15 \text{ N/mm}^2 \\ \min f_{voi} = 0,03 \text{ N/mm}^2 \end{cases} \rightarrow f_{vok} = 0,03 \text{ N/mm}^2,$$

- Według metody statystycznej:

$$f_{vok} = \text{antilog}_{10}(Y_c) = \text{antilog}_{10}(-1,73) = 0,02 \text{ N/mm}^2.$$

W przypadku elementów murowych serii CVF1/B w elementach próbnych nr CVF1/B1 CVF1/B6 odspojona zaprawa znajdowała się na jednej powierzchni lewej spoiny wspornej oraz na dwóch powierzchniach prawej spoiny wspornej (w części środkowej oraz w dolnej części na styku spoiny wspornej). W pozostałych elementach murowych odspojona zaprawa znajdowała się na jednej powierzchni prawej lub lewej spoiny wspornej. Widok elementów próbnych serii CV/B po badaniu prezentują fot. 6.5-2.



Fot. 6.5-2. Elementy próbne CVF1/B po badaniu
Photo. 6.5-2. CVF1/B series test pieces after testing

Wyniki badań elementów próbných wzmocnionych jednostronnie siatką PBO oznaczonych jako seria CVF1/B zestawiono w tabeli 6.5-2.

Tab. 6.5-2. Wyniki badań elementów próbných serii CVF1/B
Table 6.5-2. CVF1/B series specimens after testing

L.p.	Oznaczenie elementu	Sposób zniszczenia	$f_{i,max}$ kN	f_{voi} N/mm ² (6.4-1)	f_{vo} N/mm ²	Y_i (6.4-2)	Y_{mean} (6.4-5)	s (6.4-6)	Y_c (6.4-5)
1.	CVF1/B1	A.1	15,1	0,27	0,27 (s=0,11) N/mm ²	-0,57	-0,59	0,16	-0,94
2.	CVF1/B2	A.1	26,3	0,48**		-0,32			
3.	CVF1/B3	A.1	10,9	0,20		-0,70			
4.	CVF1/B4	A.1	10,6	0,19		-0,72			
5.	CVF1/B5	A.1	10,5	0,19*		-0,72			
6.	CVF1/B6	A.1	17,1	0,31		-0,51			

* -wartość minimalna, ** - wartość maksymalna.

Wyniki statystyk testu Grubbsa dla wartości skrajnych:

$$T_{\max} = \frac{Y_{\max} - Y_{\text{mean}}}{s} = \frac{0,48 - 0,27}{0,11} = 1,91 > T_{kr} = 1,82 \text{ - należy odrzucić skrajną wartość maksymalną,}$$

$$T_{\min} = \frac{y_{\text{mean}} - y_{\min}}{s} = \frac{0,27 - 0,19}{0,11} = 0,74 < T_{kr} = 1,82 .$$

Obliczenie początkowej wytrzymałości charakterystyczna na ścinanie:

• według metody prostej:

$$f_{\text{vok}} = \begin{cases} 0,8 f_{\text{vo}} = 0,8 \cdot 0,27 = 0,22 \text{ N/mm}^2 \\ \min f_{\text{voi}} = 0,19 \text{ N/mm}^2 \end{cases} \rightarrow f_{\text{vok}} = 0,19 \text{ N/mm}^2 ,$$

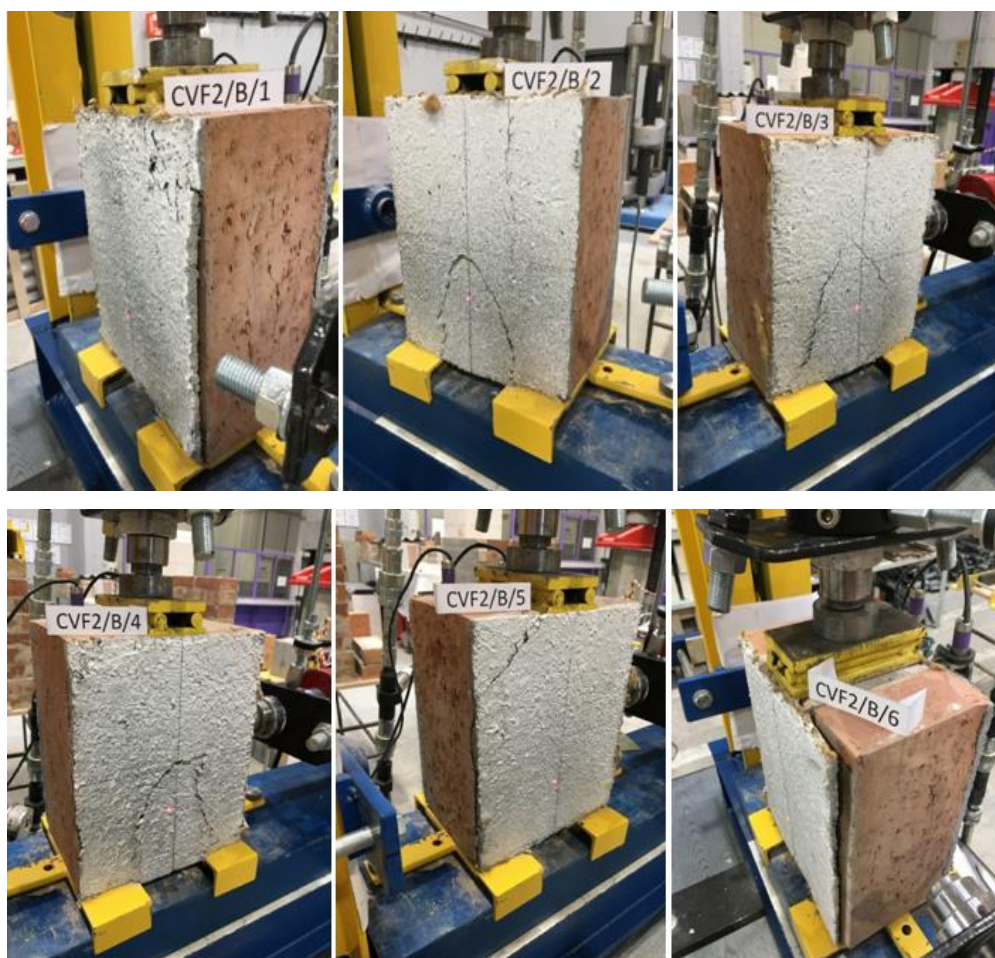
• według metody statystycznej:

Uwzględniając test Grubbsa i odrzucając $f_{\text{vo}2} = 0,48 \text{ N/mm}^2$, wartość f_{vok} wyniesie:

$$f_{\text{vok}} = \text{antilog}_{10}(Y_c) = \text{antilog}_{10}(-0,87) = 0,13 \text{ N/mm}^2 .$$

Analiza nośności i rysoodporności muru zabytkowego poddanego zginaniu w płaszczyźnie

W przypadku elementów murowych serii CVF2/B w elementach próbnym nr CVF2/B1 w prawym, górnym rogu fragment wzmocnienia z lewej strony przylegał do elementu murowego doznając zarysowania i pęknięcia a pozostała część wzmocnienia odspoiła się od całości elementu. Wzmocnienie z prawej strony posiadało tylko drobne zarysowania z widocznymi miejscowymi ubytkami zaprawy. W elemencie próbnym i CVF2/B6 z lewej strony wzmocnienie uległo całkowitemu odspojeniu od elementu murowego a z prawej strony tylko częściowo. W pozostałych elementach warstwy wzmocnienia nie uległy odspojeniu a jedynie zarysowaniu i miejscowym pęknięciom zaprawy. Widok elementów próbnych serii CVF2/B po badaniu prezentują fot.6.5-3.



Fot. 6.5-3.Elementy próbne CVF2/B po badaniu
Photo. 6.5-3. CVF2/B series specimens after testing

Wyniki badań elementów próbnych wzmocnionych dwustronnie siatką PBO na zaprawie modyfikowanej, oznaczonych jako seria CVF2/B, zestawiono w tabelicy 6.5-3.

Tab. 6.5-3. Rezultaty z badania elementów serii CVF2/B

Table. 6.5-3. CVF2/B series test results

L.p.	Oznaczenie elementu próbnego	Sposób zniszczenia	$f_{i,max}$ kN	f_{voi} N/mm ² (6.4-1)	f_{vo} N/mm ²	Y_i (6.4-2)	Y_{mean} (6.4-5)	s (6.4-6)	Y_c (6.4-5)
1.	CVF2/B1	A.1	42,4	0,77**	0,67 (s=0,08) N/mm ²	-0,11	-0,18	0,06	-0,30
2.	CVF2/B2	A.1	39,6	0,72		-0,14			
3.	CVF2/B3	A.1	31,1	0,56*		-0,25			
4.	CVF2/B4	A.1	39,3	0,71		-0,15			
5.	CVF2/B5	A.1	31,8	0,58		-0,24			
6.	CVF2/B6	A.1	36,5	0,66		-0,18			

* -wartość minimalna, ** - wartość maksymalna.

Wyniki statystyk testu Grubbsa dla wartości skrajnych:

$$T_{max} = \frac{y_{max} - y_{mean}}{s} = \frac{0,77 - 0,67}{0,08} = 1,25 < T_{kr} = 1,82,$$

$$T_{min} = \frac{y_{mean} - y_{min}}{s} = \frac{0,67 - 0,56}{0,08} = 1,29 < T_{kr} = 1,82.$$

Obliczanie początkowej wytrzymałości charakterystycznej na ścinanie:

• według metody prostej:

$$f_{vok} = \begin{cases} 0,8 f_{vo} = 0,8 \cdot 0,67 = 0,54 \text{ N/mm}^2 \\ \min f_{voi} = 0,56 \text{ N/mm}^2 \end{cases} \rightarrow f_{vok} = 0,54 \text{ N/mm}^2,$$

• według metody statystycznej:

$$f_{vok} = \text{antilog}_{10}(Y_c) = \text{antilog}_{10}(-0,33) = 0,46 \text{ N/mm}^2.$$

Wytrzymałość na ściskanie zaprawy naprawczej ustalona zgodnie z normą [N-9] wynosiła $f_m = 7,9 \text{ N/mm}^2$.

6.6. Podsumowanie

Przeprowadzone badania pozwalają na sformułowanie następujących wniosków ilościowych:

1. W przypadku początkowej charakterystycznej wytrzymałości muru na ścinanie dla elementów próbnych niewzmocnionych serii CV/B uzyskano przy zastosowaniu metody

prostej wartość $f_{vok} = 0,03 \text{ N/mm}^2$ a przy zastosowaniu metody statystycznej wartość $f_{vok} = 0,02 \text{ N/mm}^2$.

2. W przypadku początkowej charakterystycznej wytrzymałości muru na ścinanie dla elementów próbnych wzmocnionych jednostronnie w serii CVF1/B uzyskano przy zastosowaniu metody prostej wartość $f_{vok} = 0,19 \text{ N/mm}^2$ (nośność wzrosła ponad sześciokrotnie względem elementów próbnych serii CV/B), a przy zastosowaniu metody statystycznej wartość $f_{vok} = 0,12 \text{ N/mm}^2$ (nośność wzrosła ponad sześciokrotnie względem elementów próbnych serii CV/B). Po uwzględnieniu wartości odstającej przy zastosowaniu metody statystycznej uzyskano wartość $f_{vok} = 0,13 \text{ N/mm}^2$ (nośność wzrosła o 6,5 raza względem elementów próbnych CV/B).
3. W przypadku początkowej charakterystycznej wytrzymałości muru na ścinanie dla elementów próbnych wzmocnionych dwustronnie serii CVF2/B uzyskano przy zastosowaniu metody prostej wartość $f_{vok} = 0,54 \text{ N/mm}^2$ (nośność wzrosła osiemnastokrotnie względem elementów próbnych serii CV/B), a przy zastosowaniu metody statystycznej wartość $f_{vok} = 0,50 \text{ N/mm}^2$ (nośność wzrosła 25 razy względem elementów próbnych serii CV/B).

7. Badanie wytrzymałości muru na ukośne rozciąganie przy ściskaniu

7.1. Cel badań

Celem badań było ustalenie zgodnie z normą amerykańską [N10] początkowej wytrzymałości muru na ścinanie f_{vo} oraz modułu odkształcenia postaciowego G . Ponadto ustalono sposób zarysowania oraz zniszczenia elementów badawczych.

7.2. Elementy badawcze i zakres badań

Elementy badawcze wykonano z cegły pełnej współczesnej klasy M20 o typowych, przewidzianych normą wymiarach. Do wymurowania elementów próbnych wykorzystano zaprawę trasowo-wapienną TWM klasy wytrzymałościowej M5, natomiast do powierzchniowego wzmocnienia elementów zaprawę naprawczą scharakteryzowaną w punkcie 4.5. pracy.

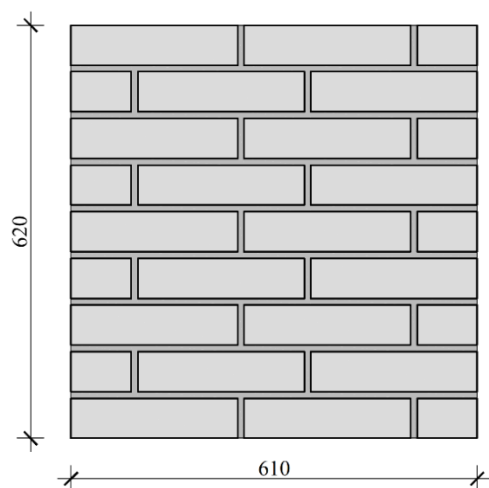
W warunkach laboratoryjnych wymurowano elementy próbne po czym postępowano z nimi tak jak w przypadku innych badań wykonywanych na elementach murowych (niewzmocnionych i wzmocnionych).

Przygotowano 3 serie badawcze, w każdej po 2 elementy próbne. Poszczególne serie elementów oznaczano symbolami obejmującymi wielkie litery CT (elementy próbne niewzmocnione), CTF1 (elementy próbne wzmocnione jednostronnie) oraz CTF2 (elementy próbne wzmocnione dwustronnie). Ilość elementów próbnych w serii oznaczono kolejno cyframi 1, 2. Tablica 7.2-1 prezentuje zakres badań.

Tab. 7.2-1. Zakres badań wytrzymałości na ukośne rozciąganie
Table. 7.2-1. Scope of diagonal tensile strength tests

Oznaczenie serii	Liczba elementów badawczych
CT Elementy badawcze niewzmocnione	2 (CT-1 i CT-2)
CTF1 Elementy badawcze wzmocnione jednostronnie	2 (CTF1-1 i CTF1-2)
CTF2 Elementy badawcze wzmocnione dwustronnie	2 (CTF2-1 i CTF2-2)
SUMA	6

Na rysunku 7.2-1 przedstawiono wymiary elementu badawczego.



Rys. 7.2-1. Geometria elementu próbnego
Fig. 7.2-1. Geometry of the test element

7.3. Stanowisko badawcze i przebieg badań

Elementy badawcze umieszczano w specjalnie do tego wykonanych metalowych gniazdach w taki sposób, by jedna z przekątnych znajdowała się w pionie a ramiona okucia obejmowały ok. 1/10 wysokości elementu próbnego. Gniazda posiadały przeguby walcowe. Ich zadaniem było eliminowanie wpływu przypadkowych mimośrodków powstających w trakcie działania siły obciążającej. Elementy badawcze, zabezpieczone metalowymi okuciami, obciążano przy stałym przyroście siły, aż do chwili zniszczenia badanego elementu. Zdjęcie 7.3-1 ukazuje widok stanowiska badawczego z umieszczonym elementem badawczym.



Fot. 7.3-1. Widok stanowiska badawczego z umieszczonym elementem badawczym
Photo 7.3-1. View of the test stand with the research element placed

W toku badań prowadzono pomiar siły obciążającej za pomocą elektrooporowych siłomierzy, każdy o zakresie pomiarowym do 100 kN. Ponadto przy użyciu czujników indukcyjnych (zamontowanych na obu powierzchniach elementów próbnych) prowadzono pomiar przemieszczeń pionowych i poziomych. Pomiaru dokonywano na długości baz wynoszącej 420 mm. Długość baz przyjęto zgodnie z normą [N10].

Dla siły ściskającej F_i obliczono średnie naprężenia styczne $\tau_{v,i}$ jako iloraz obciążenia do pola powierzchni przekroju pionowego elementu badawczego wzdłuż przekątnej A_h , zgodnie z równaniem:

$$\tau_{v,i} = \frac{F_i}{A_h} = \frac{F_i}{t\sqrt{l^2 + h^2}} \quad (7.3-1)$$

gdzie:

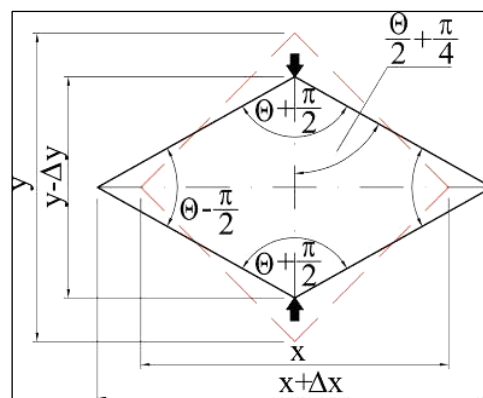
F_i - siła pionowa przy i -tym poziomie obciążenia;

t - 120 mm grubość elementu badawczego;

l - 610 mm długość elementu badawczego;

h - 620 mm wysokość elementu badawczego.

Do wyznaczenia kąta odkształcenia postaciowego muru wykorzystano układ ramowy o bazie długości 420 mm zamocowany z jednej strony elementu próbnego. Z drugiej strony na powierzchnię elementu próbnego naniesiono nieregularny wzór umożliwiający obserwację zasłoniętych przez zaprawę naprawczą rys wykorzystując do tego bezdotykowy system optyczny (w taki sposób postępowano ze wszystkimi elementami badawczymi wzmocnionymi jedno i dwustronnie). Wartości naprężeń przy których ujawniały się rysy odczytywano z urządzenia. Zmiana długości baz pomiarowych umożliwiła obliczenie kąta odkształcenia postaciowego θ_i z zależności trygonometrycznych. Rys. 7.3-2 przedstawia schemat służący do wyznaczenia kąta odkształcenia postaciowego θ .



Rys. 7.3-1. Schemat do wyznaczenia kąta odkształcenia postaciowego
Fig. 7.3-1. Schematic for determining the angle of form deformation

Wartość kąta odkształcenia postaciowego dla danego poziomu obciążenia wyznaczono z zależności:

$$\Theta_i = 2 \arctg \left(\frac{|\Delta x| + |\Delta y|}{x + y + |\Delta x| - |\Delta y|} \right) \quad (7.3-$$

2)

gdzie:

Δx – zmiana długości poziomej bazy pomiarowej;

Δy – zmiana długości pionowej bazy pomiarowej;

x, y – długość baz pomiarowych wynosząca 420 mm.

Moduł odkształcenia postaciowego G_i określa stosunek naprężenia stycznego $\tau_{v,i}$ do średniej wartości kąta odkształcenia postaciowego Θ_i . Wyznaczono go z zależności:

$$G_i = \frac{\tau_{v,i}}{\Theta_i} \quad (7.3-3)$$

gdzie:

$\tau_{v,i}$ – wartość naprężeń stycznych;

Θ_i – wartość kąta odkształcenia postaciowego.

Naprężenia rysujące τ_{cr} i odpowiadające im kąty Θ_{cr} oraz moduły odkształcenia postaciowego G_{cr} określono dla sił rysujących F_{cr} , przy których pojawiały się rysy wielkości 0,1 mm. Naprężenie niszczące τ_u i kąt deformacji postaciowej Θ_u ustalano przy siłach powodujących zniszczenie elementu badawczego.

Zgodnie z normą wartość modułu ścinania można wyznaczyć ze wzoru:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (7.3-4)$$

gdzie:

E – moduł sprężystości podłużnej ściskanego muru w kierunku równoległym do spoin wspornych;

ν – liczba Poissona.

Przy uwzględnieniu liniowej zależności i liczby Poissona $\nu = 0,25$ przyjętej w normie moduł ścinania określa się ze wzoru:

$$G = 0,4 E \quad (7.3-5)$$

Wyznaczenie wartości modułu G przy uwzględnieniu uszkodzeń muru określa wzór:

$$G = (1-\omega) \frac{\tau}{\theta} \quad (7.3-6)$$

gdzie:

ω – współczynnik z przedziału $0 \leq \omega \leq 1$ określający stopień uszkodzenia lub uplastycznienia materiału;

G – moduł sprężystości materiału (N/mm^2);

τ – wartość naprężenia stycznego działającego prostopadle do spoin wspornych (N/mm^2);

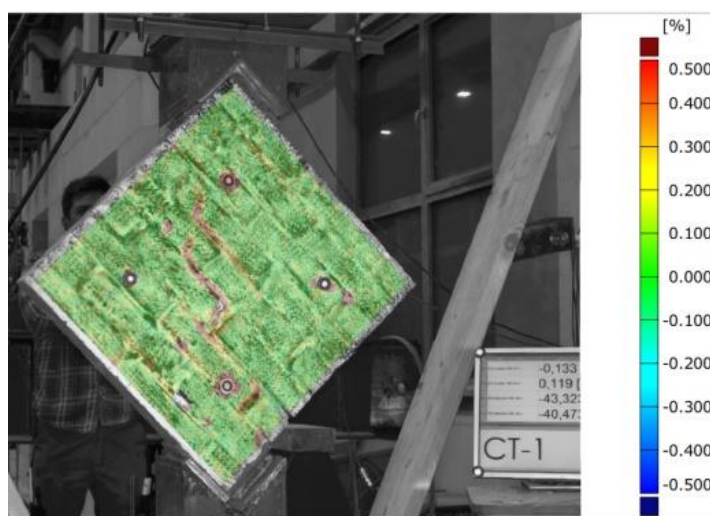
θ – kąt odkształcenia postaciowego muru (mrad).

7.4. Wyniki badań

7.4.1. Elementy badawcze niewzmocnione serii CT

Zarysowanie i zniszczenie elementów próbnych serii CT przebiegało w podobny sposób. Przy wzroście obciążenia na powierzchniach elementów badawczych nie były widoczne zarysowania. Powstawały one dopiero tuż przed zniszczeniem modeli badawczych w środkowej części elementu i przechodziły przez spoiny oraz cegły.

Element badawczy CT-2 uległ uszkodzeniu w początkowym etapie badania, dlatego też wyłączono go z dalszych analiz. Na zdjęciu 7.4.1-1 pokazano element badawczy CT-1 z widocznym ciemnym zarysowaniem.



Fot. 7.4.1-1. Element badawczy CT-1 po badaniu
Photo. 7.4.1-1. CT-1 specimen after testing

Wyniki badań modeli badawczych serii CT zamieszczono w tablicy 7.4.1-1.

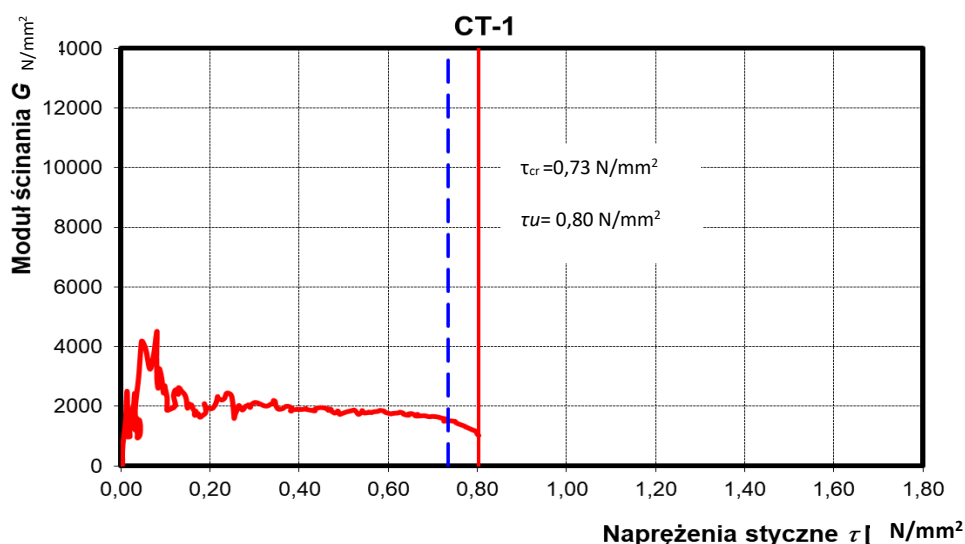
Tab. 7.4.1-1. Zestawienie wyników badań modeli badawczych serii CT

Table. 7.4.1-1. Summary of results for CT specimens

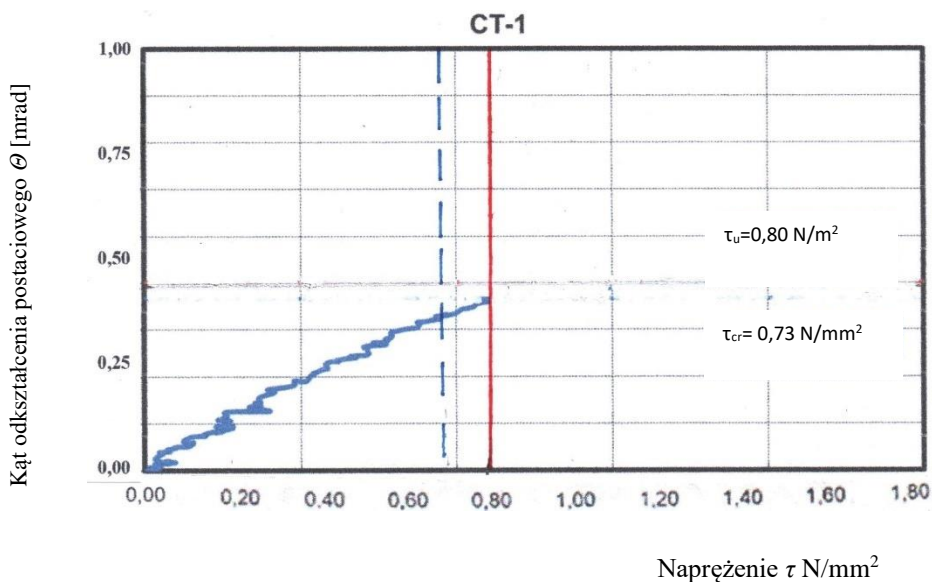
l.p.	Seria	Model	F_{cr} kN	$F_{cr,mv}$ kN	τ_{cr} N/mm ²	$\tau_{cr,mv}$ N/mm ²	F_u kN	$F_{u,mv}$ kN	τ_u N/mm ²	$\tau_{u,mv}$ N/mm ²
1.	CT	CT-1	76,7	76,7	0,73	0,73	83,8	83,8	0,80	0,80
2.		CT-2	-		-		-		-	

Naprężenie rysujące wyniosło $\tau_{cr} = 0,73 \text{ N/mm}^2$, a naprężenie niszczące $\tau_u = 0,80 \text{ N/mm}^2$.

Uzyskane wyniki badań modelu serii CT1 przedstawiono na wykresach (rys. 7.4.1-1 i 7.4.1-2) w postaci zmian modułu odkształcenia postaciowego G względem naprężeń stycznych τ oraz zmian kąta odkształcenia postaciowego θ względem naprężeń stycznych τ .



Rys. 7.4.1-1. Wykres zależności modułu ścinania G i naprężenia stycznego τ
Fig. 7.4.1-1. Plot of the relationship between shear modulus G and shear stress τ

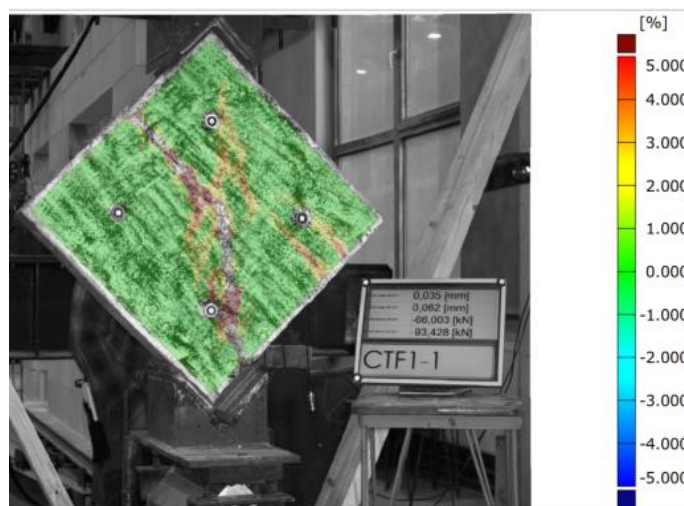


Rys. 7.4.1-2. Wykres zależności kąta odkształcenia postaciowego θ i naprężenia stycznego τ
Fig. 7.4.1-2. Plot of the dependence of the shear strain angle θ and shear stress τ

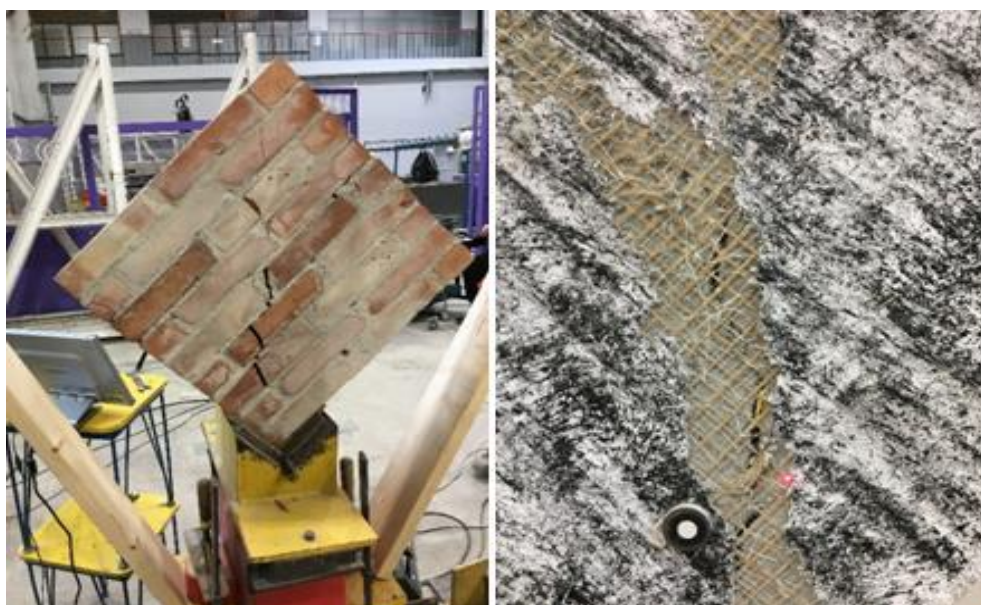
7.4.2. Elementy badawcze wzmocnione jednostronnie serii CTF1

Zarysowanie i zniszczenie elementów próbnych serii CTF1 przebiegało w łagodny sposób. Pierwsze zarysowania powstały w środkowej części elementu badawczego oraz wzdłuż skrajnej spoiny wspornej. W momencie zniszczenia elementów próbnych zarysowania najpierw wystąpiły na spoinach wspornych a następnie na elementach murowych. W obszarach przyległych do rys doszło do wykruszenia matrycy cementowej.

Na zdjęciach 7.4.2-1, 7.4.2-2 i 7.4.2-3 pokazano elementy badawcze serii CTF1 po badaniu.



Fot. 7.4.2-1. Element badawczy serii CTF1-1 po badaniu
Photos 7.4.2-1. CTF1-1 specimen after testing



Fot. 7.4.2-2. Element badawczy serii CTF1-1 po badaniu
Photos 7.4.2-2. CTF1-1 specimen after testing



Fot. 7.4.2-3. Element badawczy serii CTF1-2 po badaniu
Photos 7.4.2-3. CTF1-2 specimen after testing

Wyniki badań modeli badawczych serii CTF1 zamieszczono w tablicy 7.4.2-1.

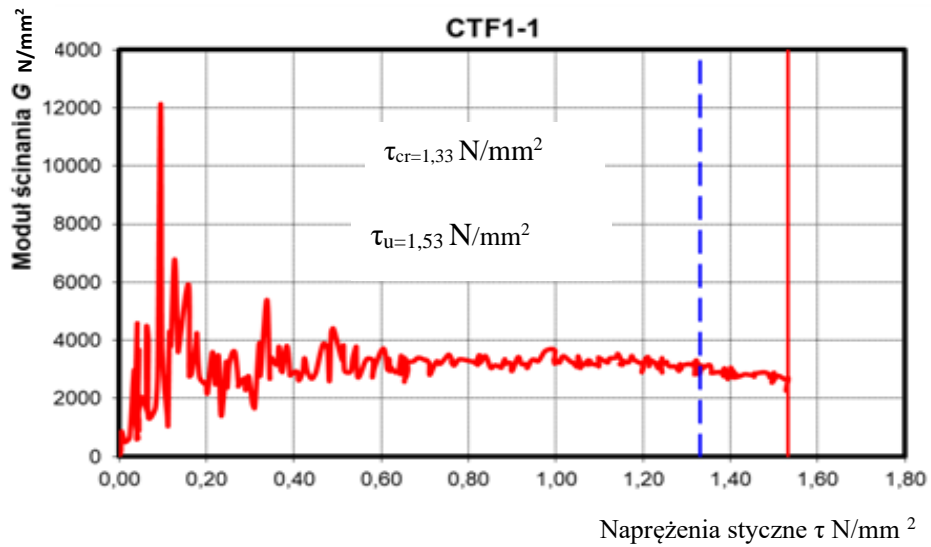
Tab. 7.4.2-1. Zestawienie wyników elementów próbnych serii CTF1

Table. 7.4.2-1. Summary of the results of the CTF1 series specimens

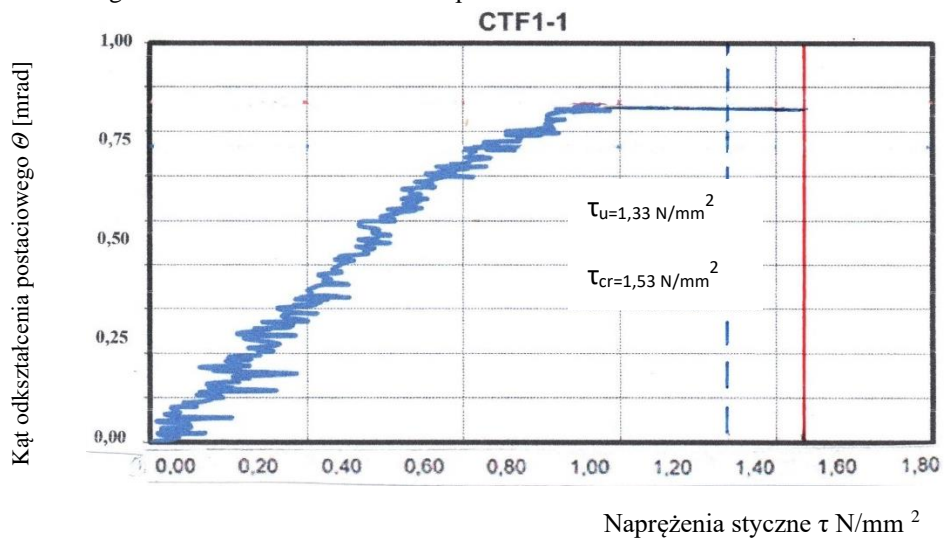
l.p.	Seria	Model	F_{cr} kN	$F_{cr,mv}$ kN	τ_{cr} N/mm ²	$\tau_{cr,mv}$ N/mm ²	F_u kN	$F_{u,mv}$ kN	τ_u N/mm ²	$\tau_{u,mv}$ N/mm ²
1.	CTF1	CTF1 -1	139,0	100,3	1,33	0,96	159,9	148,2	1,53	1,43
2.		CTF1 -2	61,6		0,59		137,6		1,32	

W przypadku elementów badawczych serii CTF1 wartości naprężeń stycznych w momencie zarysowania wynosiły $\tau_{cr} = 0,59$ N/mm² i 1,33 N/mm² (średnia wartość naprężenia rysującego $\tau_{cr,mv} = 0,96$ N/mm²) a w momencie zniszczenia wynosiły $\tau_u = 1,32$ N/mm² i 1,53 N/mm² (średnia wartość naprężenia niszczącego wyniosła $\tau_{cr,mv} = 1,43$ N/mm²).

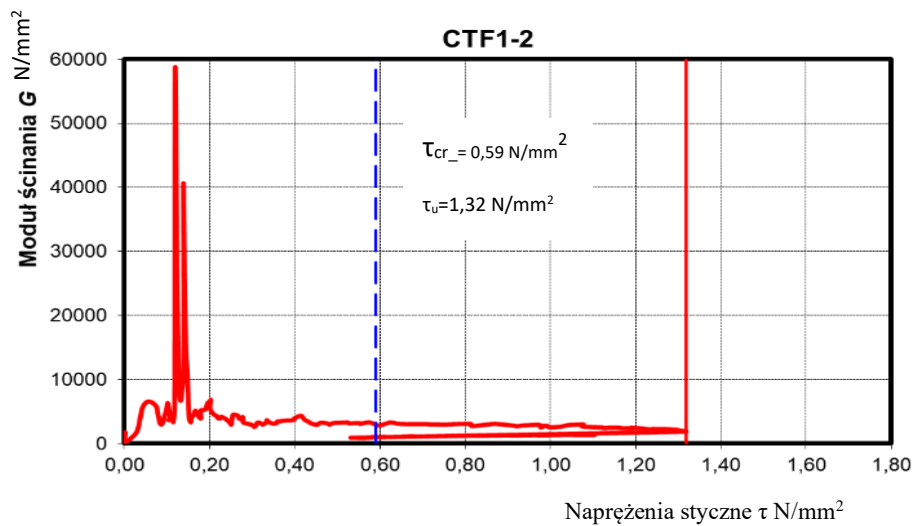
Uzyskane wyniki badań wszystkich elementów badawczych serii CTF1 (CTF1-1 i CTF1-2) przedstawiono na wykresach (rys. od 7.4.2-1 do 7.4.2-4) w postaci zmian modułu odkształcenia postaciowego G względem naprężeń stycznych τ oraz zmian kąta odkształcenia postaciowego θ względem naprężeń stycznych τ .



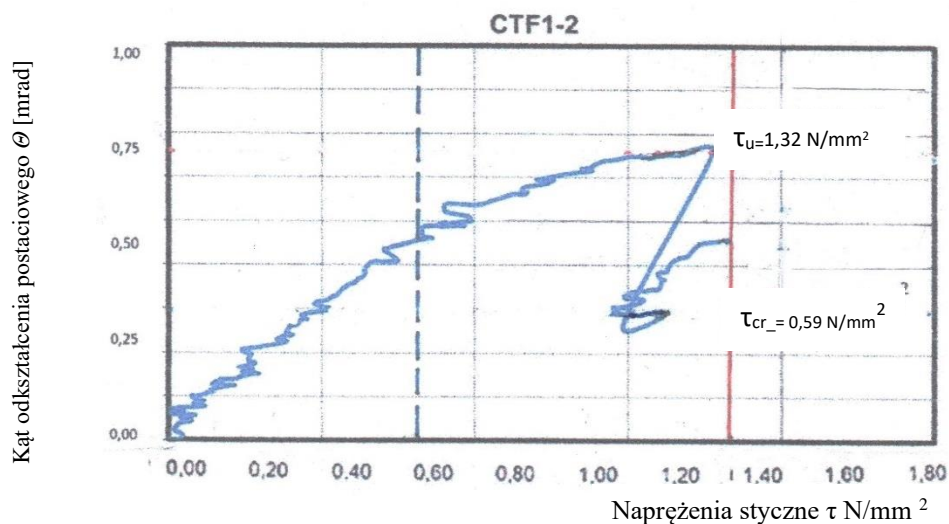
Rys. 7.4.2-1. Wykres zależności modułu ścinania G i naprężenia stycznego τ
 Fig. 7.4.2-1. Plot of the relationship between shear modulus G and shear stress τ



Rys. 7.4.2-2. Wykres zależności kąta odkształcenia postaciowego θ i naprężenia stycznego τ
 Fig. 7.4.2-2. Plot of the dependence of the shear strain angle θ and shear stress τ



Rys. 7.4.2-3. Wykres zależności modułu ścinania G i naprężenia stycznego τ
 Fig. 7.4.1-1. Plot of the relationship between shear modulus G and shear stress τ

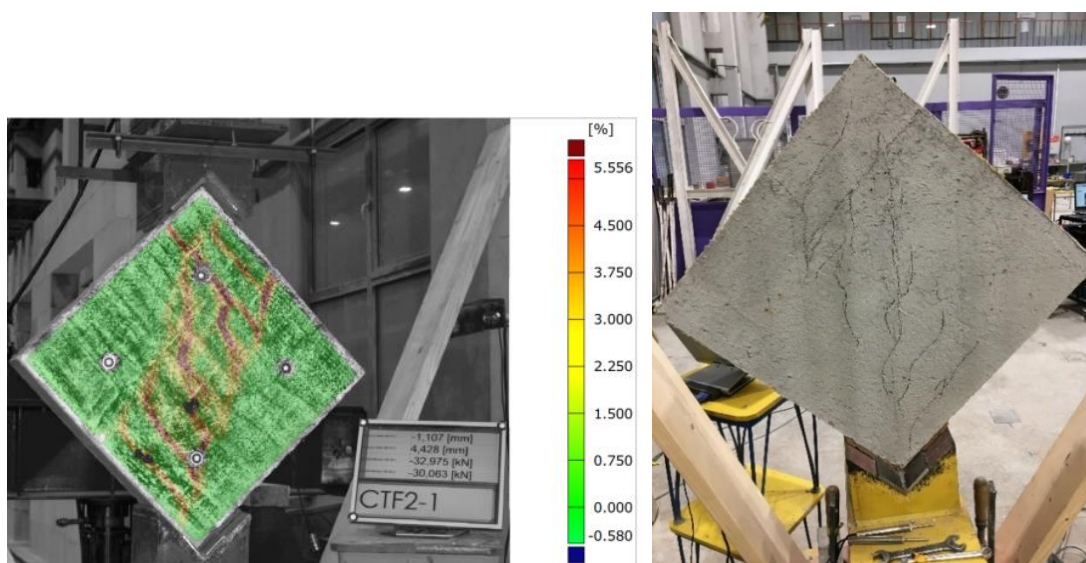


Rys. 7.4.2-4. Wykres zależności kąta odkształcenia postaciowego θ i naprężenia stycznego τ
Fig. 7.4.2-4. Plot of the dependence of the shear strain angle θ and shear stress τ

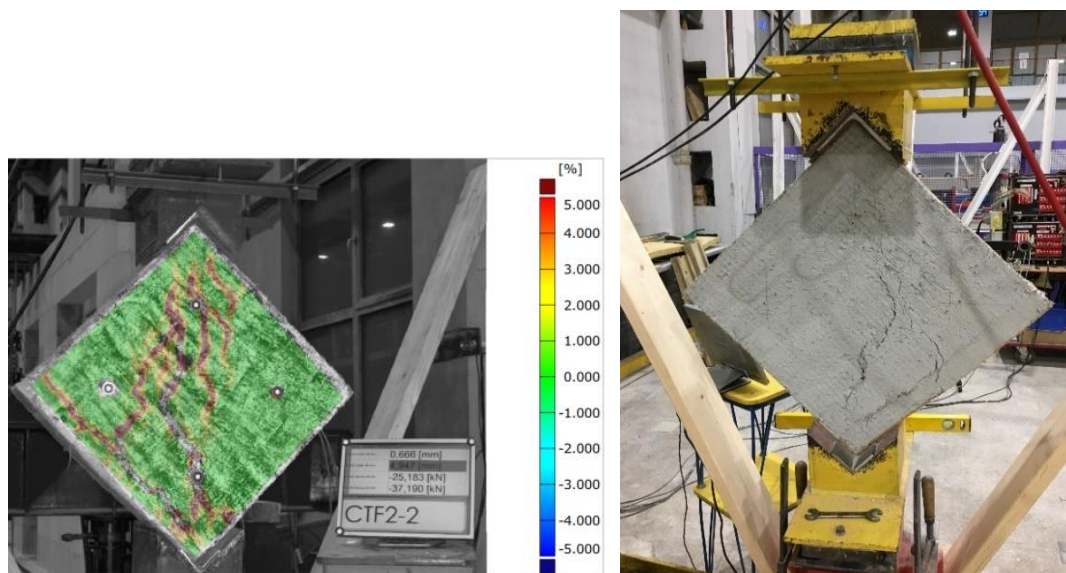
7.4.3. Elementy badawcze wzmocnione dwustronnie serii CTF2

Mechanizm zarysowania i zniszczenie elementów badawczych serii CTF2 były podobne jak w elementach badawczych jednostronnie wzmocnionych serii CTF1. Przy maksymalnym obciążeniu dochodziło do nagłej progresji zarysowań i jednoczesnego spadku obciążenia. Elementy badawcze nie zostały całkowicie zniszczone. Wzdłuż zarysowań doszło jedynie do powierzchniowego wykruszenia zaprawy naprawczej bez uszkodzenia włókiem siatki wzmacniającej (PBO).

Na zdjęciach 7.4.3-1, 7.4.3-2 pokazano elementy badawcze serii CTF2 po badaniu.



Fot. 7.4.3-1. Element badawczy serii CTF2-1 po badaniu
Photos 7.4.3-1. CTF2-1 specimen after testing



Fot. 7.4.3-2. Element badawczy serii CTF2-2 po badaniu
Photos 7.4.3-2. CTF2-2 specimen after testing

Wyniki badań modeli badawczych serii CTF2 zamieszczono w tabelicy 7.4.3-1.

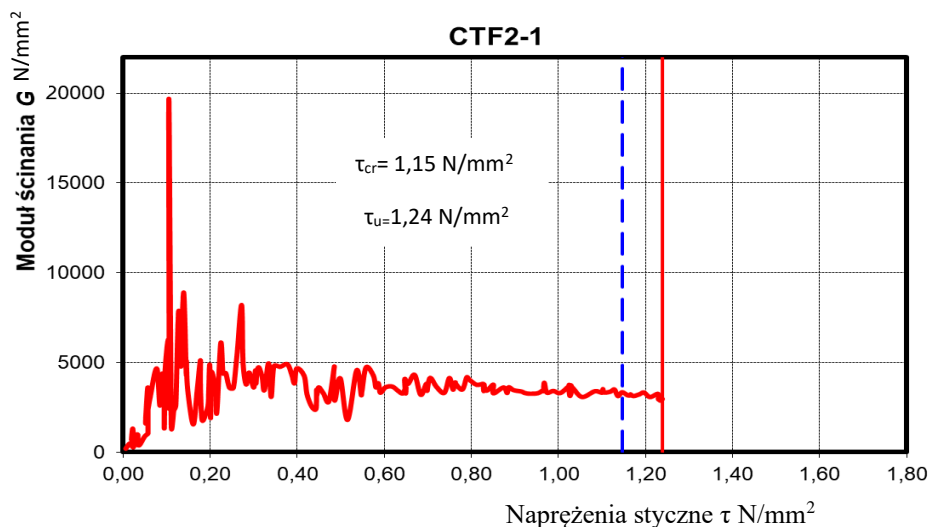
Tab.7.4.3-1. Wyniki badań modeli serii CTF2

Table. 7.4.3-1. CTF2 specimens test results

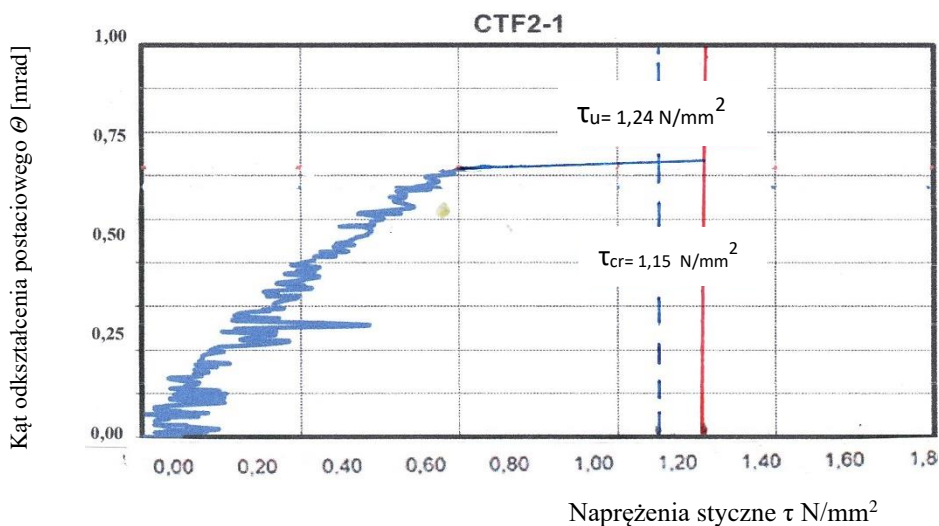
Lp	Seria	Model	F_{cr} kN	$F_{cr,mv}$ N/mm ²	τ_{cr} N/mm ²	$\tau_{cr,mv}$ N/mm ²	F_u kN	$F_{u,mv}$ kN	τ_u N/mm ²	$\tau_{u,mv}$ N/mm ²
1.	CSF2	CSF2-1	119,6	90,6	1,15	0,87	129,3	147,2	1,24	1,41
2.		CSF2-2	91,6		0,59		165,1		1,58	

W przypadku elementów badawczych serii CTF2 wartości naprężeń stycznych w momencie zarysowania wynosiły $\tau_{cr} = 0,59$ N/mm² i 1,15 N/mm² (średnia wartość naprężenia rysującego wyniosła $\tau_{cr,mv} = 0,87$ N/mm²) a w momencie zniszczenia wynosiły $\tau_u = 1,24$ N/mm² i 1,58 N/mm² (średnia wartość naprężenia niszczącego wyniosła $\tau_{cr,mv} = 1,41$ N/mm²).

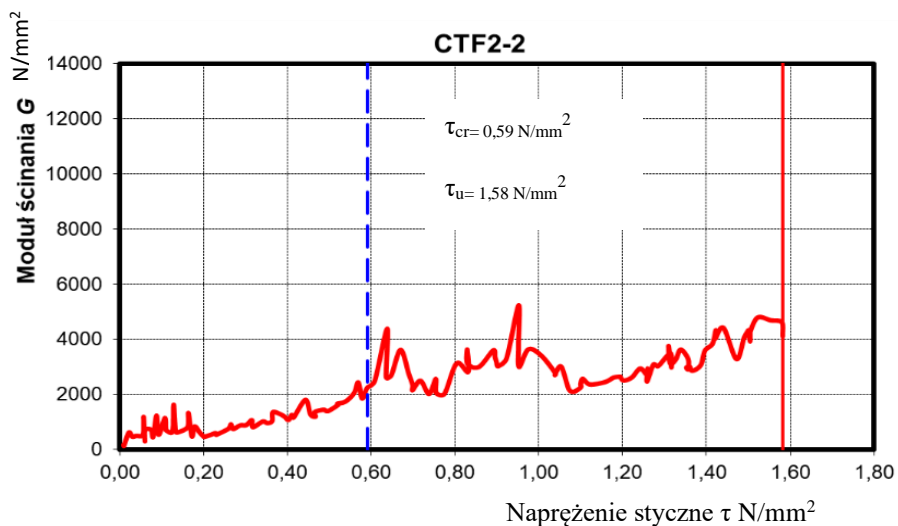
Uzyskane wyniki badań wszystkich elementów badawczych serii CTF2 (CTF2-1 i CTF2-2) przedstawiono na wykresach (rys. od 7.4.3-1 do 7.4.3-4) w postaci zmian modułu odkształcenia postaciowego G względem naprężeń stycznych τ oraz zmian kąta odkształcenia postaciowego θ względem naprężeń stycznych τ .



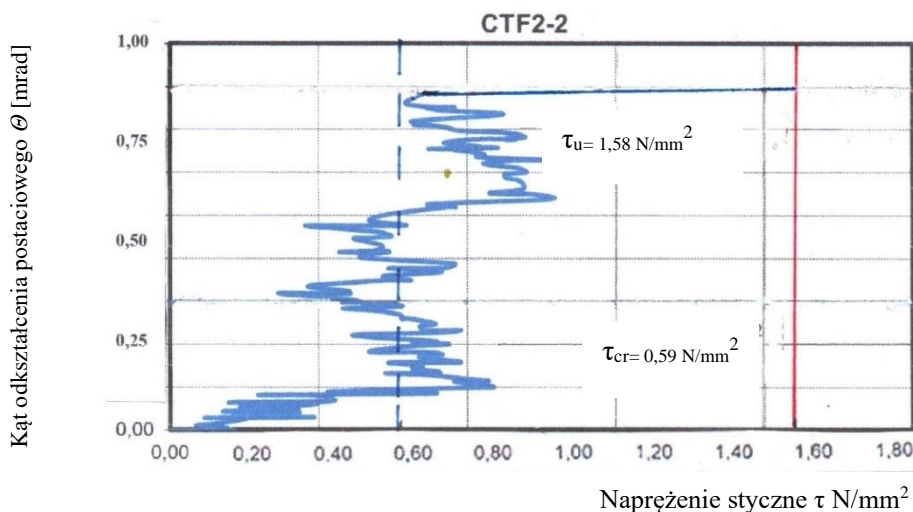
Rys. 7.4.3-1. Wykres zależności modułu ścinania G i naprężenia stycznego τ
Fig. 7.4.3-1. Plot of the relationship between shear modulus G and shear stress τ



Rys. 7.4.3-2. Wykres zależności kąta odkształcenia postaciowego θ i naprężenia stycznego τ .
Fig. 7.4.3-2. Plot of the dependence of the shear strain angle θ and shear stress τ .



Rys. 7.4.3-3. Wykres zależności modułu ścinania G i naprężenia stycznego τ
Fig. 7.4.3-3. Plot of the relationship between shear modulus G and shear stress τ



Rys. 7.4.3-4. Wykres zależności kąta odkształcenia postaciowego θ i naprężenia stycznego τ .
Fig. 7.4.3-4. Plot of the dependence of the shear strain angle θ and shear stress τ .

7.5. Podsumowanie

Przeprowadzone badania pozwalają na sformułowanie następujących wniosków ilościowych:

1. W przypadku modeli niewzmocnionych serii CT wartości naprężeń stycznych w momencie zarysowania osiągnęły $\tau_{cr,mv} = 0,73 \text{ N/mm}^2$, a w momencie zniszczenia osiągnęły $\tau_{u,mv} = 0,80 \text{ N/mm}^2$. Drugi element próbny serii CT uległ przedwczesnemu zniszczeniu.
2. W przypadku modeli wzmocnionych jednostronnie serii CTF1 wartości naprężeń stycznych w momencie zarysowania osiągnęły $\tau_{cr,mv} = 0,96 \text{ N/mm}^2$ (nastąpił wzrost rysoodporności o 31,5 % względem elementu próbnego niewzmocnionego) a w momencie zniszczenia osiągnęły $\tau_{u,mv} = 1,43 \text{ N/mm}^2$ (nastąpił wzrost nośności o 79 % względem elementu próbnego niewzmocnionego).
3. W przypadku modeli wzmocnionych dwustronnie serii CTF2 wartości naprężeń stycznych w momencie zarysowania osiągnęły $\tau_{cr,mv} = 0,87 \text{ N/mm}^2$ (nastąpił wzrost rysoodporności o 19 % względem elementu próbnego niewzmocnionego) a w momencie zniszczenia osiągnęły $\tau_{u,mv} = 1,41 \text{ N/mm}^2$ (nastąpił wzrost nośności o 76 % względem elementu próbnego niewzmocnionego).

8. Badanie wytrzymałości na ściskanie ścian podpartych podatnie

8.1. Cel badań

Celem badań eksperymentalnych było stwierdzenie wpływu wzmocnienia powierzchniowego i przypowierzchniowego na nośność oraz deformacje ściany z otworem okiennym opartej na uginającej się konstrukcji.

8.2. Elementy badawcze i program badań

Za pierwowzór elementów badawczych posłużyła jedna z ceglanych ścian zabytkowego osiedla „Nikiszowiec” w Katowicach. Zdjęcie 8.2-1 ukazuje widok jednej ze ścian budynku na tym osiedlu.

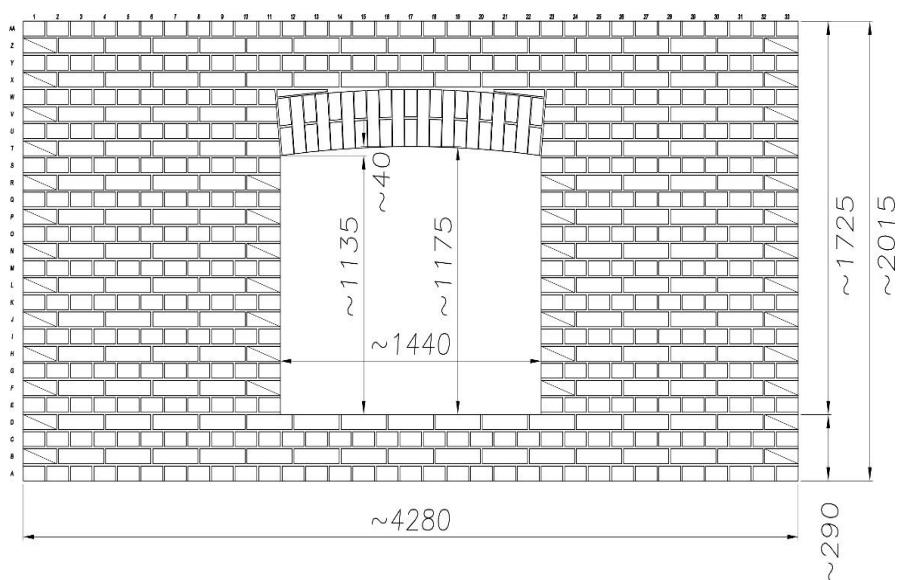


Fot. 8.2-1. Ściana z oknem na osiedlu „Nikiszowiec”, autor Madame Edit
Photo. 8.2-1. A wall with a window in the „Nikiszowiec” housing state, by Madame Edit

Elementy badawcze wykonano z pełnych cegieł ceramicznych o wymiarach $l \times t \times h = 250 \times 120 \times 60$ mm. Cegły miały średnią znormalizowaną wytrzymałość na ściskanie wynoszącą 20 N/mm^2 .

Do murowania użyto gotowej zaprawy TWM (zaprawa trasowo-wapienna do murowania i fugowania murów z kamienia stosowana wewnątrz i na zewnątrz) nominalnej klasy wytrzymałościowej M5. Do badań wymurowano elementy badawcze (ściany) naturalnej wielkości. Elementy badawcze murowano bezpośrednio na stanowisku badawczym na belce

stalowej podpartej na całej długości. Ściany miały wymiary: długość 4280 mm, wysokość 2015 mm i grubość 380 mm. Były to ściany nośne wewnętrzne o grubości $1\frac{1}{2}$ c. W środkowej części elementu badawczego znajdował się otwór okienny o szerokości 1440 mm i wysokości 1175 mm. Otwór okienny, którego dolna krawędź znajdowała się na wysokości 290 mm od podstawy ściany, był zwieńczony mурowym nadprożem łukowym. Na rys. 8.2-1 pokazano schemat elementów badawczych.



Rys. 8.2-1. Schemat elementów badawczych

Fig. 8.2-1. Schematic of test elements

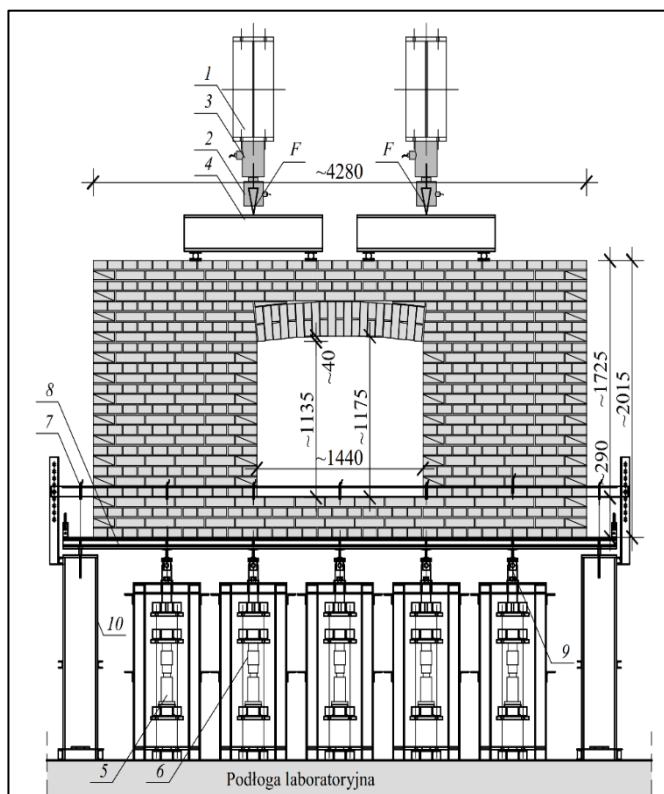
Program badawczy obejmował dwa modele podstawowe oznaczone symbolami C.1 i C.2. Ściany poddawano obciążeniu aż do chwili ich uszkodzenia. W ten sposób uszkodzone ściany podlegały w następnym etapie wzmocnieniu powierzchniowo siatką PBO oraz wzmocnieniu przypowierzchniowemu prętami z włókna szklanego w poziomych bruzdach. Symbolem C.1-1 określono uszkodzoną ścianę C.1 wzmocnioną powierzchniowo siatką PBO na zaprawie modyfikowanej. Symbolem C.2-1 określono uszkodzoną ścianę C.2 wzmocnioną przypowierzchniowo prętami kompozytowymi GFRP o \varnothing 6 mm umieszczonymi w poziomych bruzdach na zaprawie modyfikowanej. Wzmocnione elementy badawcze poddawano ponownemu badaniu.

Element badawczy wzmocniony powierzchniowo siatką PBO przed badaniem został pomalowany białą farbą, na której następnie czarną farbą naniesiono szcztoką nieregularny wzór. Zabieg ten miał na celu umożliwienie bezpośredniej obserwacji za pomocą bezdotykowego systemu optycznego rys i pęknięć.

8.3. Stanowisko badawcze i przebieg badań

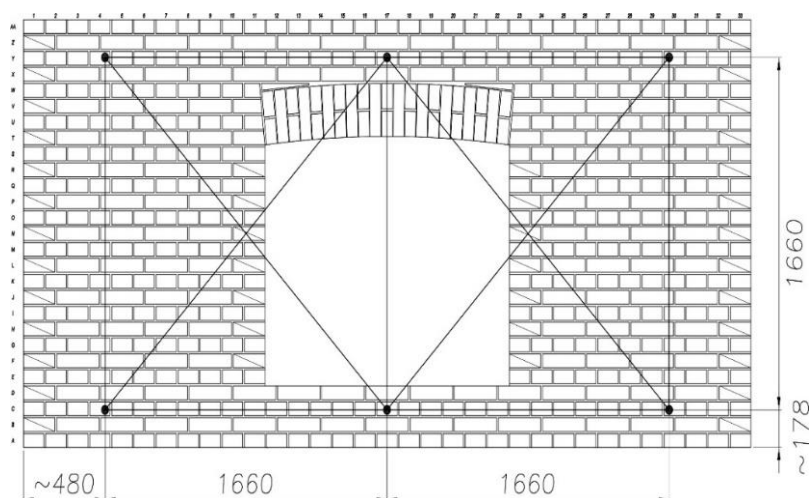
Badania elementów badawczych przeprowadzano na stanowisku badawczym służącym do badania ścian murowanych podlegających obciążeniu pionowemu i jednoczesnemu ugięciu ich liniowej podpory. Schemat stanowiska badawczego wraz modelem badawczym zaprezentowano na rys. 8.3-1.

Po 28 dniach od chwili wymurowania ścian na ich powierzchni zamontowana została aparatura pomiarowa i system obciążenia. Pionowe obciążenie F realizowano za pomocą siłowników o zakresie do 1000 kN (3) i mierzono siłownikami (2) o tym samym zakresie. Poprzez stalowe trawersy (4) siłowniki przekazywały obciążenie na górną powierzchnię ściany. Ugięcie stalowej belki podpierającej ścianę (8) wynikało z ciężaru własnego muru oraz obciążenia siłami F . Ponadto możliwe było wymuszenie dodatkowego ugięcia za pomocą układu wyposażonego w siłowniki (5) i siłomierze (6). Ugięcia stalowej belki (8) na podporach (10) można było ustalać za pomocą śrub (9). Ugięcia podatnej podpory były mierzone za pomocą czujników indukcyjnych o zakresie 100 mm w pięciu punktach po każdej stronie ściany (łącznie w 10 miejscach). Czujniki umieszczono na kątownikach (7) przymocowanych do podpór (10) w sposób wykluczający przemieszczanie kątowników w czasie badania.



Rys. 8.3-1. Schemat stanowiska badawczego do badania ścian podpartych podatnie
Fig. 8.3-1. Scheme of the wall on the bending test stand on the prone supported wall

Ustawiono 11 baz pomiarowych. Schemat rozmieszczenia baz pokazano na rys. 8.3-2.



Rys. 8.3-2. Schemat rozmieszczenia baz pomiarowych na elementach badawczych
Fig. 8.3-2. Scheme of arrangement of measurement bases on research elements

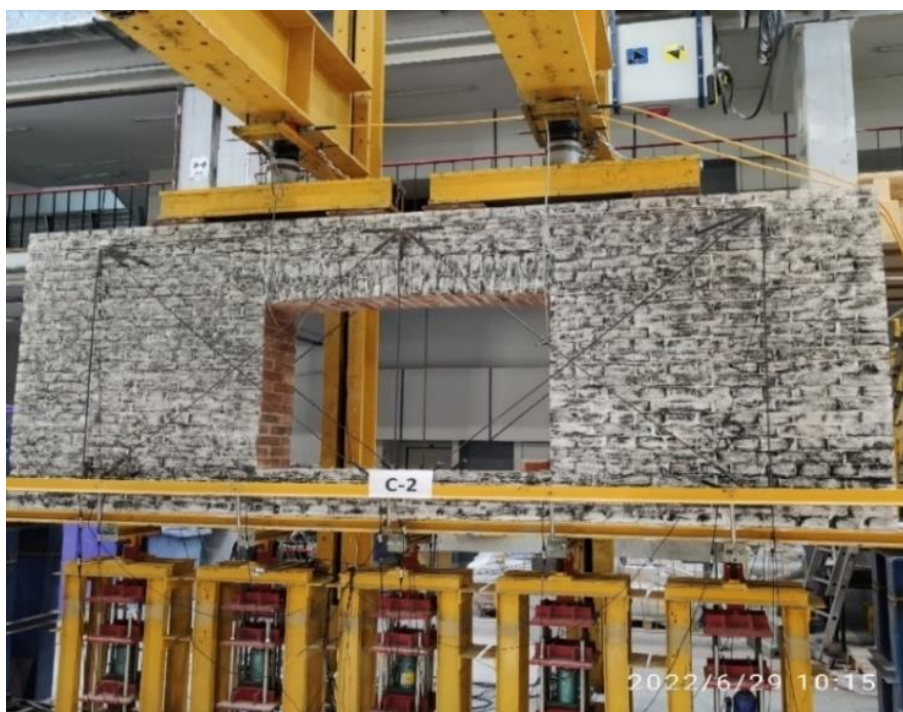
Zarysowane elementy podstawowe C.1 i C.2 po obciążeniu wzmocniano na tym samym stanowisku badawczym. Po wzmocnieniu najpierw obciążano je do poziomu, przy którym zakończono pierwszy etap badań a następnie zwiększono ugięcie belki podatnej i ponownie je obciążano. Na zdjęciach od 8.3-1 do 8.3-4 zaprezentowano widok ścian na stanowisku badawczym przed wzmocnieniem oraz po wzmocnieniu wraz z widocznym rozmieszczeniem układu baz pomiarowych.



Rys. 8.3-1. Widok elementu badawczego C.1 na stanowisku badawczym
Fig. 8.3-1. View of test element C.1 on the test stand



Rys. 8.3-2. Widok elementu badawczego C.1-1 na stanowisku badawczym
Fig. 8.3-2. View of test element C.1-1 on the test stand



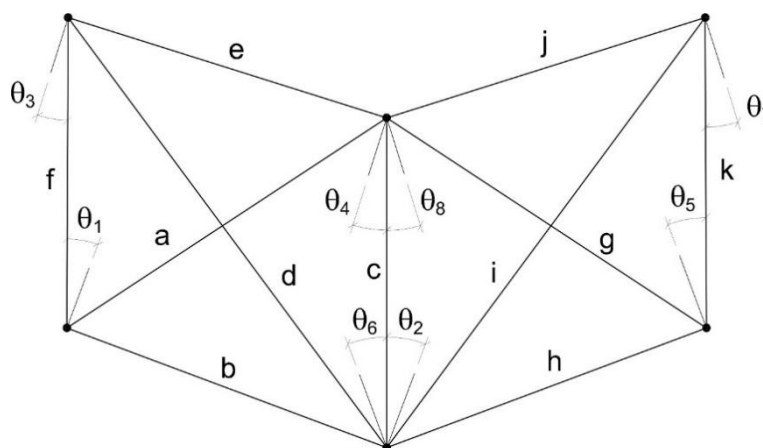
Rys. 8.3-3. Widok elementu badawczego C.2 na stanowisku badawczym
Fig. 8.3-3. View of test element C.2 on the test stand



Rys. 8.3-4. Widok elementu badawczego C.2-1 na stanowisku badawczym
Fig. 8.3-4. View of test element C.2-1 on the test stand

Prowadzono obserwację pojawiających się uszkodzeń. Obserwacje dokumentowano graficznie. Wskazano miejsca wystąpienia uszkodzeń oraz towarzyszącą im siłę F (kN). Eksperymentalna metoda badawcza umożliwiła w czasie rzeczywistym prowadzenie pomiaru pod obciążeniem i jednocześnie obserwację ceramicznej ściany naturalnej wielkości wewnętrznej konstrukcji nośnej grubości półtorej cegły z otworem okiennym.

Kąt deformacji poprzecznej wyznaczono wg. poniższego schematu.



Rys. 8.3-3. Schemat do wyznaczenia kątów deformacji poprzecznej
Fig. 8.3-3. Scheme for determining the angles of transverse deformation

Tabela 8.3-1 prezentuje sposoby obliczania kąta deformacji poprzecznej.

Tabl. 8.3-1. Sposoby obliczania kąta deformacji poprzecznej

Tabl. 8.3-1. Methods of calculating the angle of transversal deformation

Kąt ¹	z twierdzenia Carnota (twierdzenia cosinusów)
θ_1	$\text{asin}\left(\frac{d^2 - b^2 - f^2}{2bf}\right)$
θ_2	$\text{asin}\left(-\frac{b^2 + c^2 - a^2}{2bc}\right)$
θ_3	$\text{asin}\left(-\frac{e^2 + f^2 - a^2}{2ef}\right)$
θ_4	$\text{asin}\left(\frac{d^2 - c^2 - e^2}{2ce}\right)$
θ_5	$\text{asin}\left(\frac{i^2 - h^2 - k^2}{2hk}\right)$
θ_6	$\text{asin}\left(-\frac{c^2 + h^2 - g^2}{2ch}\right)$
θ_7	$\text{asin}\left(-\frac{j^2 + k^2 - g^2}{2jk}\right)$
θ_8	$\text{asin}\left(\frac{i^2 - c^2 - j^2}{2cj}\right)$

¹ Przyrosty kątów θ_i , które powodują, że po odkształceniu kąt prosty staje się rozwarty oznacza się jako dodatnie. Przyrosty kątów θ_i , które powodują, że po odkształceniu kąt prosty staje się ostry oznacza się jako ujemne.

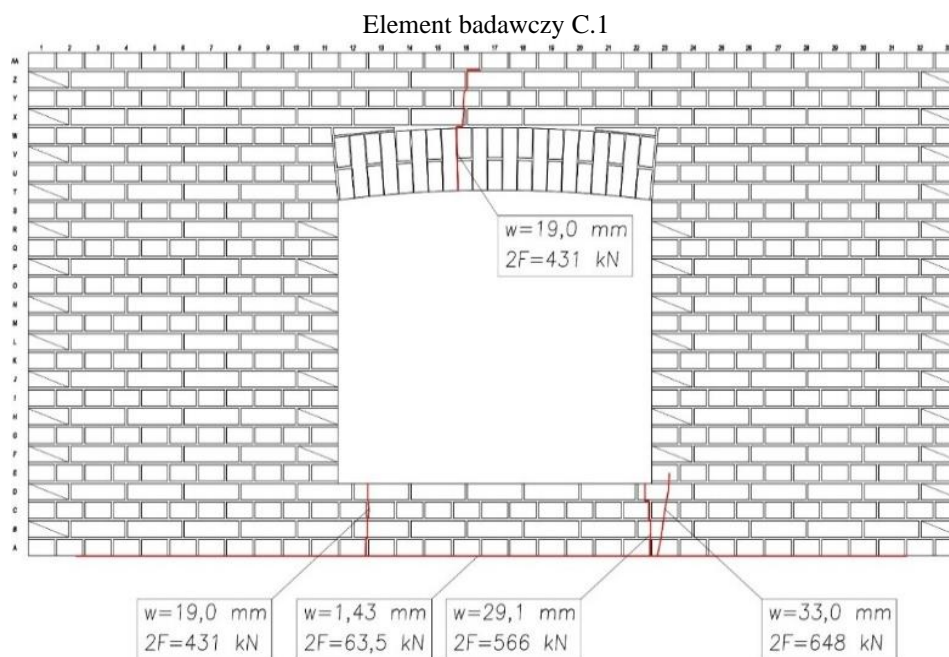
8.4. Wyniki badań

8.4.1. Badania ścian C.1 i C.2

Badania elementu badawczego C.1 prowadzono do momentu jego uszkodzenia. Maksymalne obciążenie odnotowano przy sile $2F = 647,7$ kN ($F = 323,8$ kN) oraz towarzyszącym mu ugięciu belki podatnej równym 33,0 mm. Przy tym obciążeniu badanie przerwano z obawy przed uszkodzeniem stanowiska badawczego i całkowitym zawaleniem ściany.

W wyniku oddziaływania pionowego obciążenia po obu stronach ściany doszło do zarysowań i pęknięć w obrębie dolnych naroży otworu okiennego i w okolicy środka rozpiętości nadproża. Zaobserwowano jedną rysę do 3,0 mm na styku ściany z belką oraz cztery pęknięcia.

Rys. 8.4.1-1 prezentuje schemat rozmieszczenia rysy i pęknięć w elemencie badawczym C.1 z oznaczeniem sił i ugięcia, przy których dochodziło do uszkodzeń.



Rys. 8.4.1-1. Schemat uszkodzeń modelu badawczego C.1 od obciążenia

Fig. 8.4.1-1. Scheme of load damage to the C.1 research model

Na zdjęciach od 8.4.1-1 do 8.4.1-3 zaprezentowano widok elementu badawczego C.1 po badaniu oraz zbliżenia uszkodzeń.

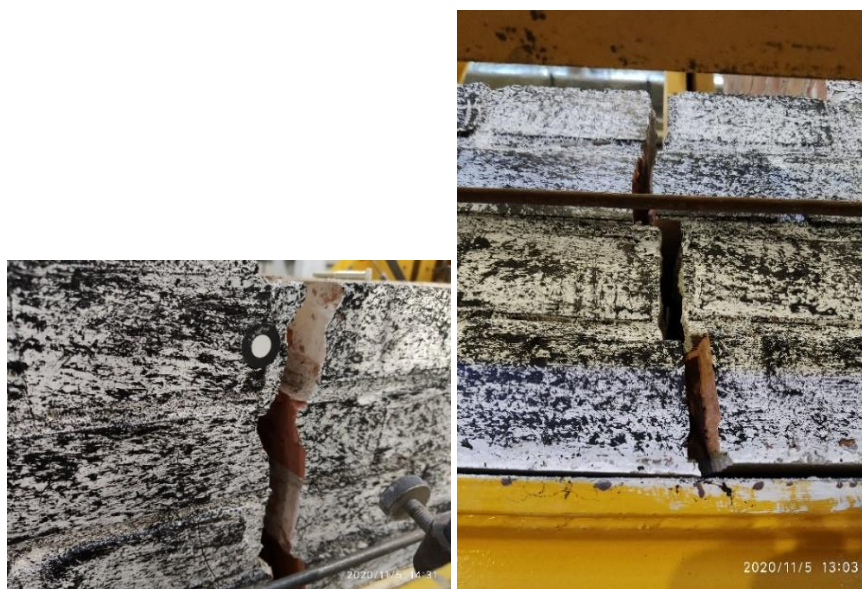


Fot. 8.4.1-1. Widok w elemencie badawczego C.1 po badaniu

Photo. 8.4.1-1. View of test item C.1 after the test



Fot. 8.4.1-2. Widok pęknięcia w środkowej części łukowego nadproża
Photo 8.4.1-2. View of a crack in the central part of the arched lintel

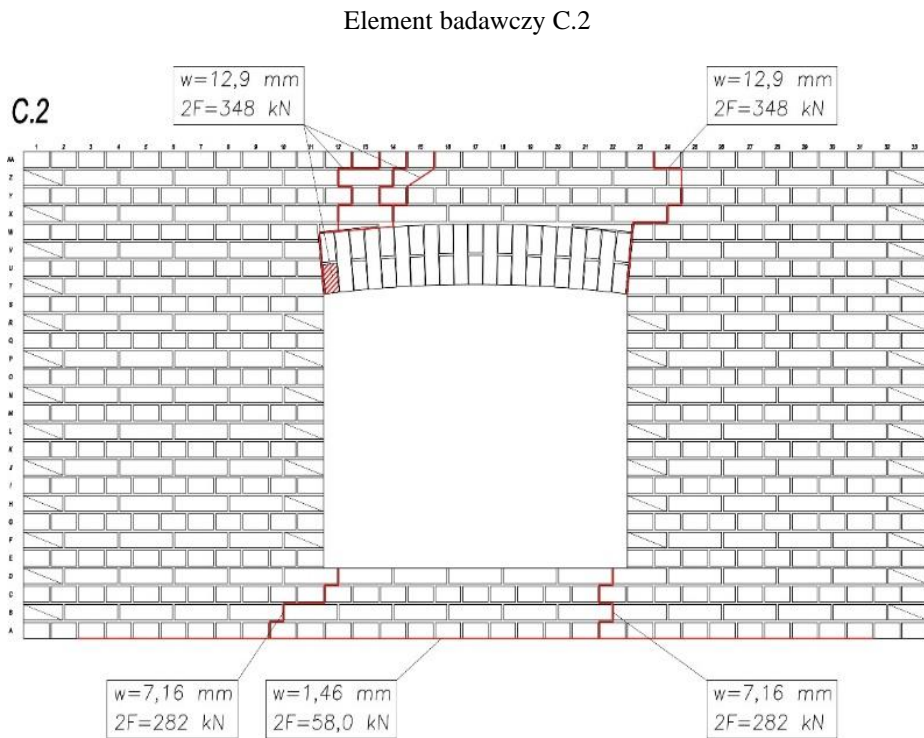


Fot. 8.4.1-3. Widok pęknięć pod otworem okiennym
Photo 8.4.1-3. View of cracks under the window opening

Badania elementu badawczego C.2 prowadzono do momentu jego uszkodzenia. Maksymalne obciążenie odnotowano przy sile $2F = 348,4$ kN ($F = 174,2$ kN) oraz towarzyszącym jej ugięciu belki podatnej wynoszącym 12,9 mm.

W wyniku działania pionowego obciążenia po obu stronach ściany doszło do zarysowania oraz pęknięć w obrębie górnych i dolnych naroży otworu okna. Zaobserwowano jedną rysę przebiegającą poziomo na styku ściany z belką podatną oraz sześć pęknięć, w tym ubytek materiału mурowego. Z lewej strony, w dolnej części łuku nadproża, po jednej stronie ściany pojedyncze cegły popękały i odpadły od muru. W momencie osiągnięcia maksymalnego obciążenia łuk nadproża pękł i opadł grawitacyjnie w dół klinując się w otworze okiennym.

Rys. 8.4.1-2 prezentuje schemat rozmieszczenia rysy i pęknięć w elemencie badawczym C.2 z oznaczeniem sił i ugięcia, przy których dochodziło do uszkodzeń.



Rys. 8.4.1-2. Schemat uszkodzeń modelu badawczego C.2 od obciążenia

Fig. 8.4.1-2. Scheme of load damage to the C.2 research model

Zdjęcie 8.4.1-4 ukazuje widok elementu badawczego C.2 po badaniu z widocznymi uszkodzeniami.



Fot. 8.4.1-4. Widok w modelu badawczego C.2 po badaniu
Photo. 8.4.1-4. View in the C.2 research model after the test

Analiza nośności i rysoodporności muru zabytkowego poddanego zginaniu w płaszczyźnie

Na zdjęciach 8.4.1-5 i 8.4.1-6 pokazano zbliżenia uszkodzeń ściany w obrębie górnej części otworu okiennego.



Fot. 8.4.1-5. Widok uszkodzeń z lewej strony łuku nadproża elementu badawczego C.2
Photo 8.4.1-5. View of the damage on the left side of the lintel arch of test element C.2



Fot. 8.4.1-6. Widok pęknięcia w narożu z prawej strony nad otworem okna
Photo 8.4.1-6. View of the crack in the corner on the right above the window opening

Na zdjęciach 8.4.1-7 i 8.4.1-8 pokazano zbliżenia uszkodzeń ściany w obrębie dolnej części otworu okiennego.



Fot. 8.4.1-7. Zbliżenie pęknięcia cegieł i spoin w dolnej części elementu badawczego C.2
Photo 8.4.1-7. Close-up of cracked bricks and joints at the bottom of test element C.2



Fot. 8.4.1-8. Zbliżenia obustronnych pęknięć w narożach pod otworem okna
Photo. 8.4.1-8. Close-ups of the cracks on both sides in the corners under the window opening

8.4.2. Technologia wzmocnienia uszkodzonych ścian C.1 i C.2

Wzmocnienia elementów badawczych dokonywano bezpośrednio na stanowisku badawczym.

Uszkodzoną ścianę C.1 po badaniu wzmocniono z obu stron powierzchniowo w obszarach pęknięć (rys. 8.4.1-1) na licu ściany siatką PBO (o wymiarach oczek 22/22 mm) na gotowej zaprawie naprawczej [KT 1].

Najpierw ścianę oczyszczono z pyłu i zwilżono wodą, a następnie kielnią murarską na uszkodzone obszary elementu badawczego (nad górnym łukowym nadprożem otworu okna oraz w dolnych narożach pod otworem okiennym) nanoszono warstwę zaprawy naprawczej zwykłej grubości, w którą wtapiano siatkę. Na zdjęciach 8.4.2-1 pokazano element badawczy C.1-1 na stanowisku badawczym po obustronnym powierzchniowym wzmocnieniu nad nadprożem łukowym siatką PBO.

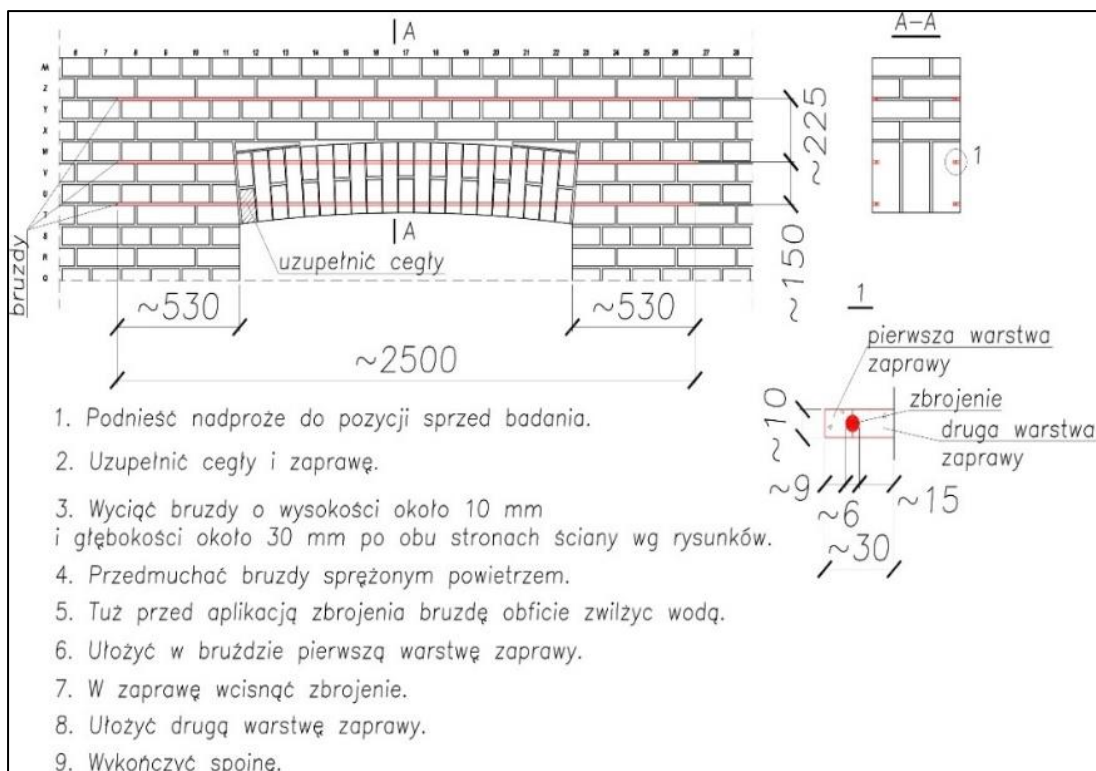


Fot. 8.4.2-1. Widok obustronnie wzmocnionego powierzchniowo elementu badawczego C.1
Photos 8.4.2-1. View of the C.1 test element, reinforced on both sides, on the test stand

Element badawczy C.2 w miejscach widocznych uszkodzeń (rys. 8.4.1-2) wzmocniono prętami kompozytowymi z włókna szklanego GFRP \varnothing 6 mm (gładkie bez „rovingu”). Za pomocą bruzdownicy równoległe do podstawy ściany zrobiono wnęki (bruzdy) w materiale ceramicznym oraz spoinie wspornej o głębokości 30 mm i wprowadzono pręty z włókien szklanych. Zaplanowano po obu stronach ściany umieścić łącznie 6 prętów (po 3 pręty z każdej strony ściany ponad otworem okiennym).

Na rys. 8.4.2-1 przedstawiono schemat wraz ze szczegółowym opisem sposobu wzmocnienia ściany C.2.

Analiza nośności i rysoodporności muru zabytkowego poddanego zginaniu w płaszczyźnie



Rys.8.4.2-1. Schemat wzmocnienia modelu C.2 prętami kompozytowymi GFRM.

Fig.8.4.2-1. Reinforcement scheme of the C2. model with GFRM composite bars.

Zdjęcie 8.4.2-2 przedstawia przygotowanie (odpylenie i zwilżenie) bruzd przed nałożeniem zaprawy.



Fot. 8.4.2-2. Przygotowanie bruzd do nałożenia zaprawy naprawczej

Photo. 8.4.2-2. Preparing the grooves for applying repair mortar

Zdjęcie 8.4.2-3 przedstawia widok bruzd przed nałożeniem zaprawy naprawczej.



Fot. 8.4.2-3. Widok bruzd przygotowanych do nałożenia zaprawy naprawczej
Photo. 8.4.2-3. View of the grooves prepared for applying repair mortar

Zdjęcia 8.4.2-4 przedstawiają odpowiednio a) widok fragmentu bruzdy z umieszczonym w niej prętem GFRP na zaprawie modyfikowanej oraz b) widok fragmentu ściany po uzupełnieniu spoiny wspornej zaprawą naprawczą.

a)



b)



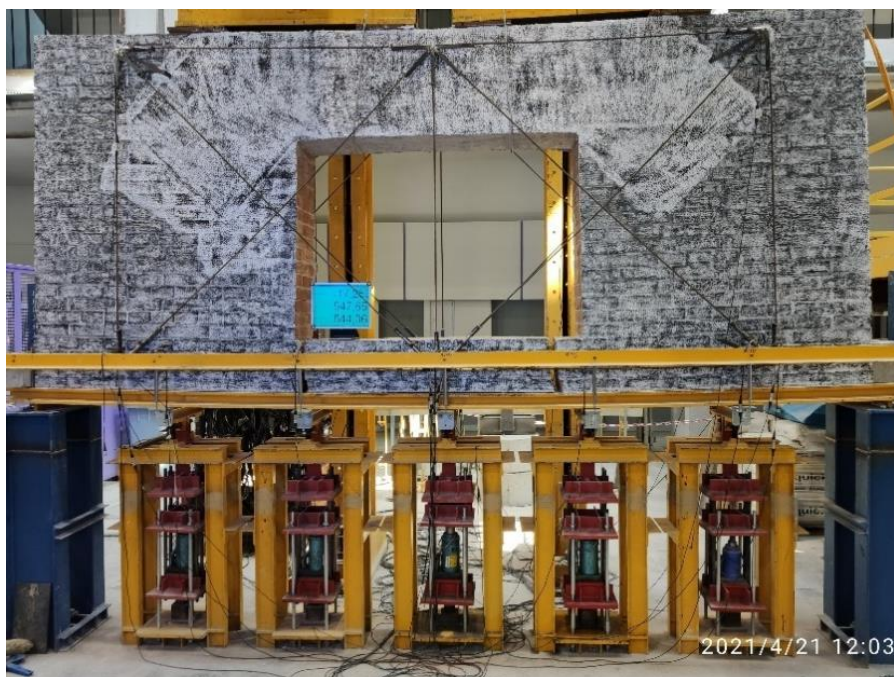
Fot. 8.4.2-4. a) Widok prętu GFRP w bruzdzie naprawczej; b) widok fragmentu elementu badawczego po uzupełnieniu spoiny zaprawą naprawczą

Photo. 8.4.2-4. a) View of the GFRP rod in the repair groove; b) view of a fragment of the test element after filling the joint with repair mortar

8.4.3. Badania ścian wstępnie uszkodzonych i wzmocnionych C.1-1 i C.2-1

W przypadku elementu badawczego C.1-1 (wzmocnionego powierzchniowo siatką PBO na zaprawie modyfikowanej) zarejestrowana siła, do której go obciążano wyniosła $2F = 1090$ kN ($F = 545,0$ kN). Przy tym obciążeniu odnotowano ugięcie o wartości 53,4 mm.

Na zdjęciu 8.4.3-1 pokazano widok elementu badawczego C.1-1 podczas badania.



Fot. 8.4.3-1. Element badawczy C-1.1 na stanowisku badawczym
Photo 8.4.3-1. C-1.1 test element on a test stand

W momencie osiągnięcia największego obciążenia w elemencie badawczym C.1-1 doszło do zmiżdżenia cegieł w środkowej części nadproża. Element badawczy nie uległ jednak zniszczeniu, a badanie przerwano w obawie przed uszkodzeniem stanowiska badawczego. Zdjęcie 8.4.3-2 pokazuje widok zmiżdżonych cegieł w górnej części nadproża.

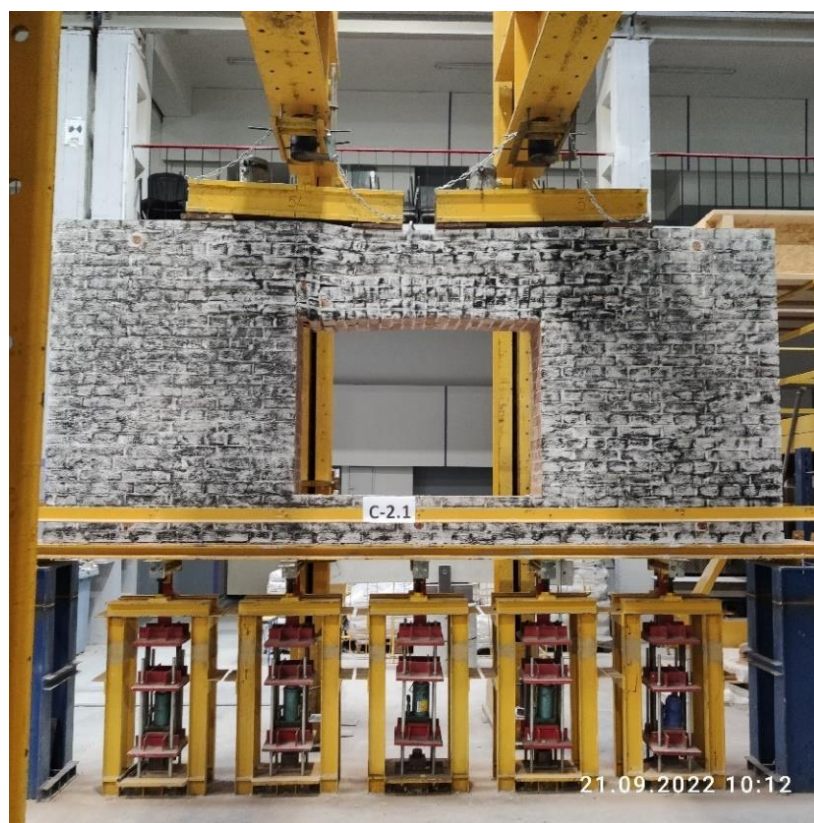


Fot. 8.4.3-2. Widok zmiżdżonych cegieł w łukowym nadprożu
Photo. 8.4.3-2. View of crushed bricks in the arched lintel

Analiza nośności i rysoodporności muru zabytkowego poddanego zginaniu w płaszczyźnie

W przypadku elementu badawczego C.2-1 (wzmocnionego przypowierzchniowo pętami GFRP na zaprawie modyfikowanej) maksymalne obciążenie osiągnęło wartość $2F = 165,6 \text{ kN}$ ($F = 82,6 \text{ kN}$ - wartość uzyskana dla sześciu prętów, po trzy z każdej strony nadproża), a odpowiadające mu ugięcie belki podatnej wyniosło 12,2 mm. Przy tym obciążeniu doszło do gwałtownego zniszczenia muru. Nadproże łukowe nad otworem okiennym uległo zawaleniu.

Na zdjęciu 8.4.3-3 pokazano widok elementu badawczego C.2-1 przygotowanego do badania na stanowisku badawczym.



Fot. 8.4.3-3. Widok elementu badawczego C.2-1 przed badaniem
Photo. 8.5.2-3. View of test item C.2-1 before testing

Na zdjęciach u 8.4.3-4 i 8.4.3-5 pokazano widok elementu badawczego C.2-1 na stanowisku badawczym w trakcie badań – przed zawaleniem łukowego nadproża.



Fot. 8.4.3-4. Widok elementu badawczego C.2-1 w trakcie obciążania
Photo. 8.4.3-4. View of test element C.2-1 during loading

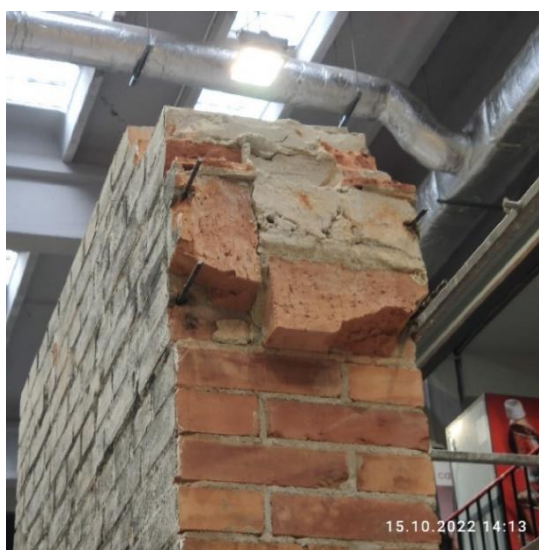


Fot. 8.4.3-5. Widok fragmentu łuku nadproża elementu badawczego C.2-1 w trakcie badania
Photos 8.4.3-5. View of a fragment of the lintel arch of test element C.2-1 during the test

Zdjęcia 8.4.3-6 i 8.4.3-7 ukazują widok fragmentów elementu badawczego C.2-1 po oberwaniu łukowego nadproża.



Fot. 8.4.3-6. Widok fragmentu elementu badawczego C.2-1 po zniszczeniu
Photo. 8.4.3-6. View of a fragment of research element C.2-1 after destruction



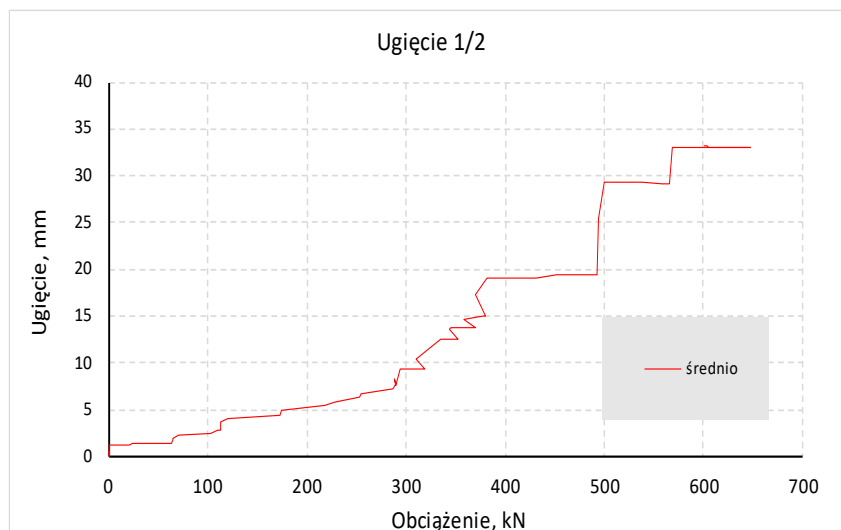
Fot. 8.4.3-7. Widok fragmentu elementu badawczego C.2-1 po zniszczeniu
Photo. 8.4.3-7. View of a fragment of research element C.2-1 after destruction

8.4.4. Zależność ugięcia od obciążenia dla niewzmocnionych elementów badawczych C.1 i C.2

Dla modeli niewzmocnionych przy wykorzystaniu programu komputerowego wygenerowano wykresy zależności ugięcie-obciążenie w środku rozpiętości podpory.

W zakresie obciążenia odczytu dokonywano na osi odciętej (OX) przy pierwszym zauważalnym wzroście siły ($2F_{cr}$) oraz przy pierwszym wyraźnym skoku siły (dla modeli C.1 i C.2) i w momencie osiągnięcia jej maksymalnej wartości. Dla każdego obciążenia na osi rzędnej (OY) odczytywano wartość ugięcia belki podpierającej ścianę (w mm). Przy opisie wyników podawano wartość całkowitego obciążenia z trawersu ($2F$) oraz w nawiasach wartość średniego obciążenia z ramienia trawersu (F).

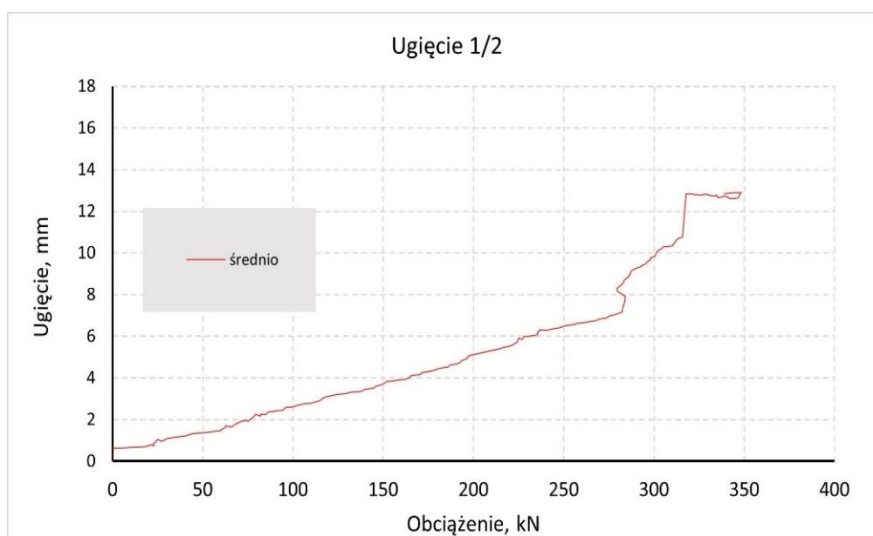
Rys. 8.4.4-1 przedstawia wykres średniego ugięcia w środku przęsła przy zależności ugięcie-obciążenie dla elementu badawczego C.1.



Rys. 8.4.4-1. Wykres „ugięcie w środku przęsła” dla modelu C.1
Fig. 8.4.4-1. Chart "deflection in the middle of the span" for the C.1 model

W przypadku elementu badawczego C.1 przy odnotowanej sile rysującej $2F_{cr} = 63,5$ kN ($F = 31,7$ kN) ugięcie wyniosło 1,4 mm. Przy wzroście siły do $2F = 294,5$ kN ($F = 147,3$ kN) ugięcie wyniosło 9,3 mm. Z chwilą osiągnięcia siły niszczącej $2F = 647,7$ kN ($F = 323,8$ kN) ugięcie wyniosło 33,0 mm.

Rys. 8.4.4-2 przedstawia wykres średniego ugięcia w środku przęsła przy zależności ugięcie-obciążenie dla elementu badawczego C.2.



Rys. 8.4.4-2. Wykres średniego ugięcia dla modelu C.2
Fig. 8.4.4-2. Average deflection chart for model C.2

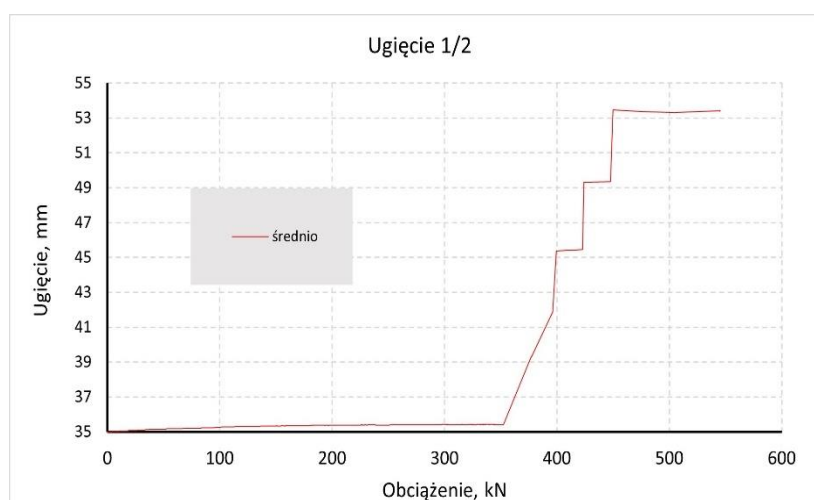
W przypadku elementu badawczego C.2 przy odnotowanej sile rysującej $2F_{cr} = 58,1$ kN ($F = 29,0$ kN) ugięcie wyniosło 1,5 mm. Przy wzroście siły do $2F = 279,5$ kN

($F = 139,8$ kN) ugięcie wyniosło 8,2 mm. Przy osiągnięciu wartości siły niszczącej $2F = 348,4$ kN ($F = 174,2$ kN) ugięcie wyniosło 12,9 mm.

8.4.5. Zależność ugięcia od obciążenia dla wzmocnionych elementów badawczych C.1-1 i C.2-1

Dla wzmocnionych elementów badawczych, tak jak w przypadku elementów badawczych C.1 i C.2, wygenerowano wykresy zależności ugięcie-obciążenie zarejestrowane w środku rozpiętości podpory. Analizę obciążeń i ugięć planowano rozpocząć przy ugięciu i sile, przy których doszło do uszkodzenia elementów badawczych C.1 i C.2.

Rys. 8.4.5-1 przedstawia wykres średniego ugięcia w środku przęsła przy zależności ugięcie-obciążenie dla elementu badawczego C.1-1.

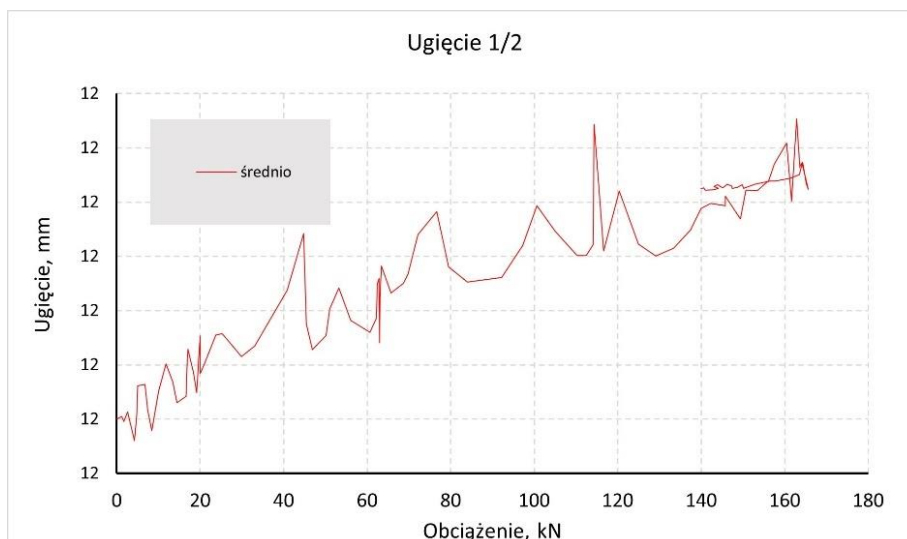


Rys. 8.5.4-1. Wykres średniego ugięcia dla modelu C.1-1

Fig. 8.5.4-1. Average deflection chart for model C.1.-1

W przypadku elementu badawczego C.1-1 osiągnięto nośność i ugięcie większe niż powodujące uszkodzenie ściany C.1. Przy odnotowanej sile $2F = 792,8$ kN ($F = 396,4$ kN) ugięcie wyniosło 35,4 mm. Przy osiągnięciu wartości siły niszczącej $2F = 1090,0$ kN ($F = 545,0$ kN) ugięcie wyniosło 53,4 mm. W stosunku do elementu badawczego niewzmocnionego obciążenie wzrosło o 221,2 kN (wzrost o 68%) a ugięcie o 20,4 mm (wzrost o 62%).

Rys. 8.5.4-2 przedstawia wykres średniego ugięcia w środku przęsła przy zależności ugięcie-obciążenie dla elementu badawczego C.2-1.



Rys. 8.5.4-2. Wykres średniego ugięcia dla modelu C.2-1
Fig. 8.5.4-2. Average deflection chart for model C.2.-1

W przypadku elementu badawczego C.2-1 nie udało się osiągnąć nośności uszkadzającej element badawczy C.2. Po osiągnięciu siły $2F = 165,6 \text{ kN}$ ($F = 82,8 \text{ kN}$) i towarzyszącym ugięciu $12,2 \text{ mm}$ doszło do zniszczenia nadproża i przerwania badań. Wartość obciążenia była mniejsza o 52% w stosunku do maksymalnego obciążenia osiągniętego przez element badawczy C.2 a odnotowane ugięcie było na zbliżonym poziomie 12 mm .

8.4.6. Wyniki badań deformacji poprzecznej ścian

Wykonano wykresy obrazujące zależność „kąta deformacji poprzecznej-obciążenie” oraz „kąta deformacji poprzecznej-ugięcie”. Dla maksymalnej wartości obciążenia/ugięcia określano minimalną i maksymalną wartość kąta deformacji poprzecznej (oznaczenie graficzne kątów przedstawiono na rys. 8.3-3 w pkt. 8.3 pracy).

W tabeli 8.4.6-1 zestawiono wartości kąta deformacji poprzecznej (od Θ_1 do Θ_8) wyznaczone przy maksymalnym obciążeniu i towarzyszącym mu ugięciu dla elementów badawczych C.1 i C.2.

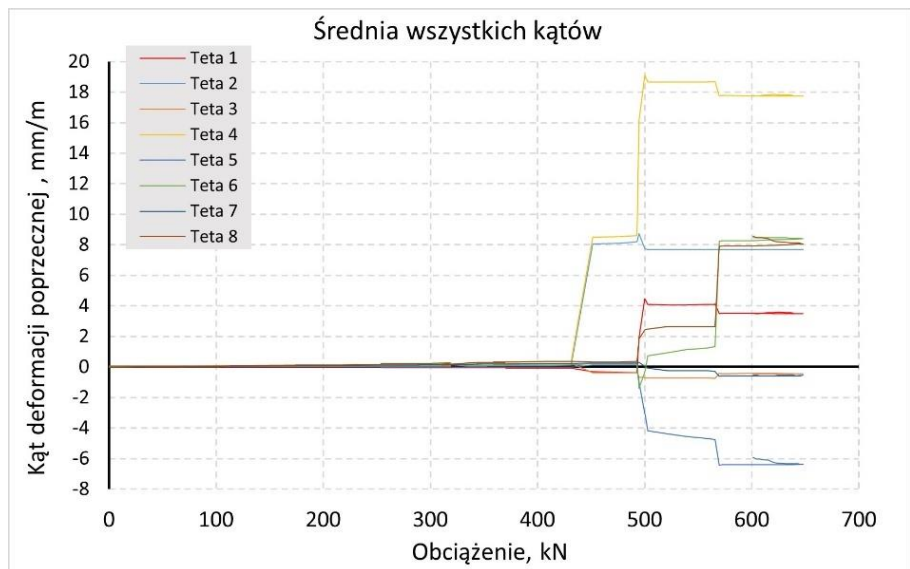
Tab. 8.4.6-1. Zestawienie wartości kątów deformacji poprzecznej dla elementów badawczych C.1 i C.2
 Table. 8.4.6-1. Summary of in plane deformation angle for walls C.1 and C.2

Oznaczenie kąta	Element badawczy	Maksymalne obciążenie kN	Wartość ugięcia towarzyszącego maksymalnemu obciążeniu mm	Wartość kąta deformacji poprzecznej mm/m
Θ_1	C.1	647,7	33,0	3,484
Θ_2	C.1			7,688
Θ_3	C.1			-0,436
Θ_4	C.1			17,741
Θ_5	C.1			-6,384
Θ_6	C.1			8,402
Θ_7	C.1			-0,563
Θ_8	C.1			8,048
Θ_1	C.2	348,4	12,9	-1,662
Θ_2	C.2			1,944
Θ_3	C.2			0,949
Θ_4	C.2			2,777
Θ_5	C.2			-0,316
Θ_6	C.2			0,290
Θ_7	C.2			1,870
Θ_8	C.2			1,480

W elemencie badawczym C.1 przy obciążeniu wynoszącym 647,7 kN i towarzyszącym mu ugięciu wynoszącym 33,0 mm największą wartość kąta deformacji poprzecznej wynoszącą 17,741 mm/m odnotowano dla kąta Θ_4 .

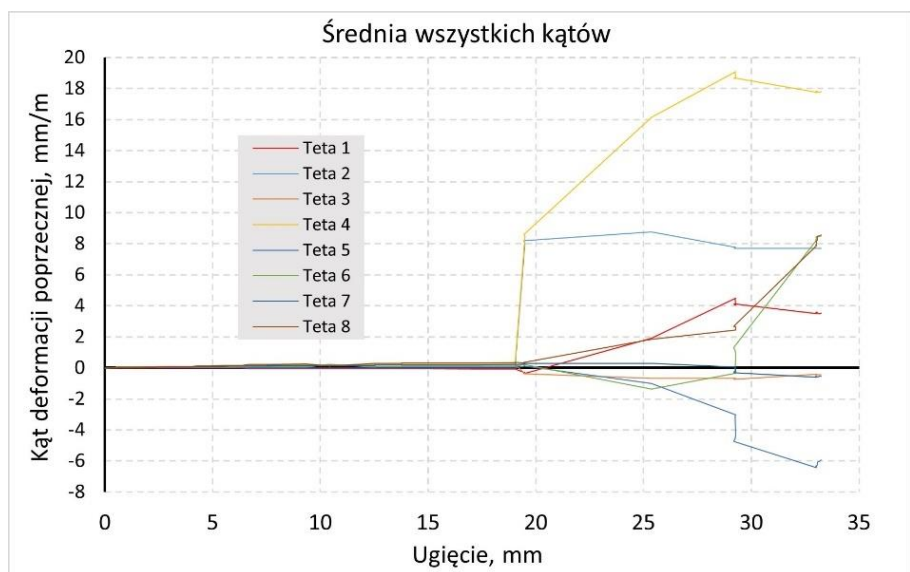
W elemencie badawczym C.2 przy obciążeniu wynoszącym 348,4 kN i towarzyszącym mu ugięciu wynoszącym 12,9 mm największą wartość kąta deformacji poprzecznej wynoszącą 2,777 mm/m odnotowano dla kąta Θ_4 .

Na rys. od 8.4.6-1 do 8.4.6-4 zaprezentowano wykresy (od „Teta 1” do „Teta 8”) zawierające zestawienie średnich wartości dla wszystkich kątów deformacji poprzecznej pod obciążeniem i ugięciem dla elementów badawczych C.1 i C.2.



Rys. 8.4.6-1. Kąty deformacji poprzecznej dla elementu badawczego C.1

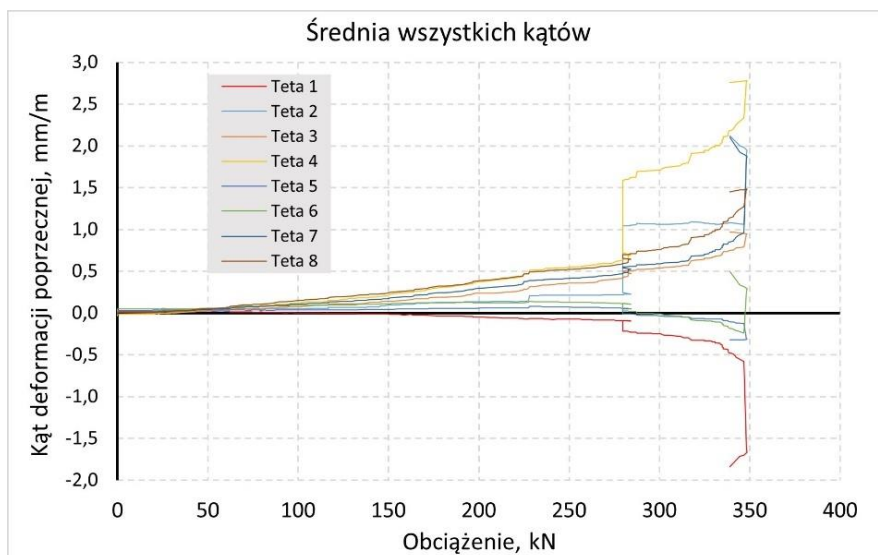
Fig. 8.4.6-1. In-plane deformation angles for the C.1 test element



Rys. 8.4.6-2. Kąty deformacji poprzecznej dla elementu badawczego C.1

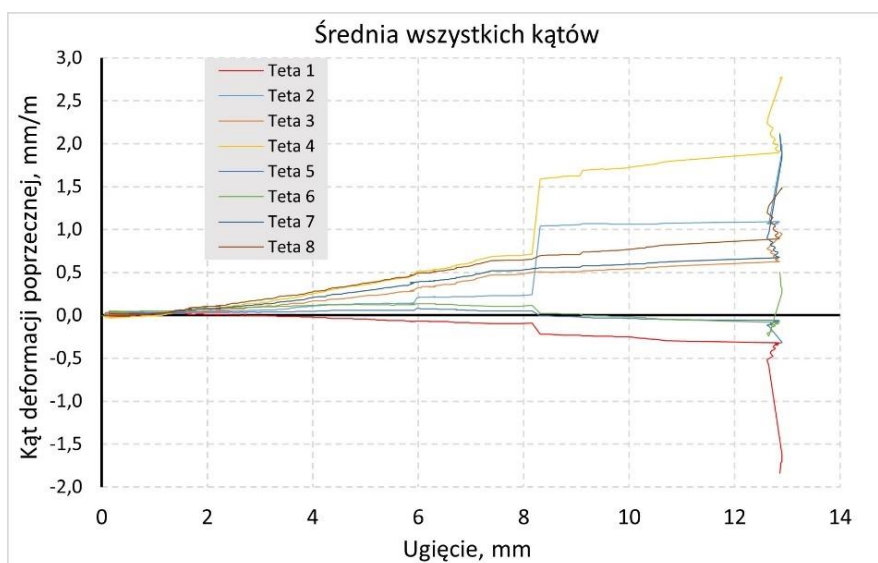
Fig. 8.4.6-2. In-plane deformation angles for the C.1 test element

W elemencie badawczym C.1. przy odnotowanym maksymalnym obciążeniu 647,7 kN i towarzyszącym mu ugięciu 33,0 mm minimalna wartość kąta deformacji poprzecznej wyniosła -6,384 mm/m („Teta 5”) a maksymalna wartość kąta deformacji poprzecznej wyniosła 17,741 mm/m („Teta 4”).



Rys. 8.4.6-3. Kąty deformacji poprzecznej dla elementu badawczego C.2

Fig. 8.4.6-3. In-plane deformation angles for the C.2 test element



Rys. 8.4.6-4. Kąty deformacji poprzecznej dla elementu badawczego C.2

Fig. 8.4.6-4. In-plane deformation angles for the C.2 test element

W elemencie badawczym C.2 przy odnotowanym maksymalnym obciążeniu 348,4 kN i towarzyszącym mu ugięciu 12,9 mm minimalna wartość kąta deformacji poprzecznej wyniosła -1,662 mm/m („Teta 1”) a maksymalna wartość kąta deformacji poprzecznej wyniosła 2,777 mm/m („Teta 1”).

W tabeli 8.4.6-2 zestawiono wartości kąta deformacji poprzecznej (od Θ_1 do Θ_8) wyznaczone przy maksymalnym obciążeniu i towarzyszącym mu ugięciu dla elementów badawczych C.1-1 i C.2-1.

Analiza nośności i rysoodporności muru zabytkowego poddanego zginaniu w płaszczyźnie

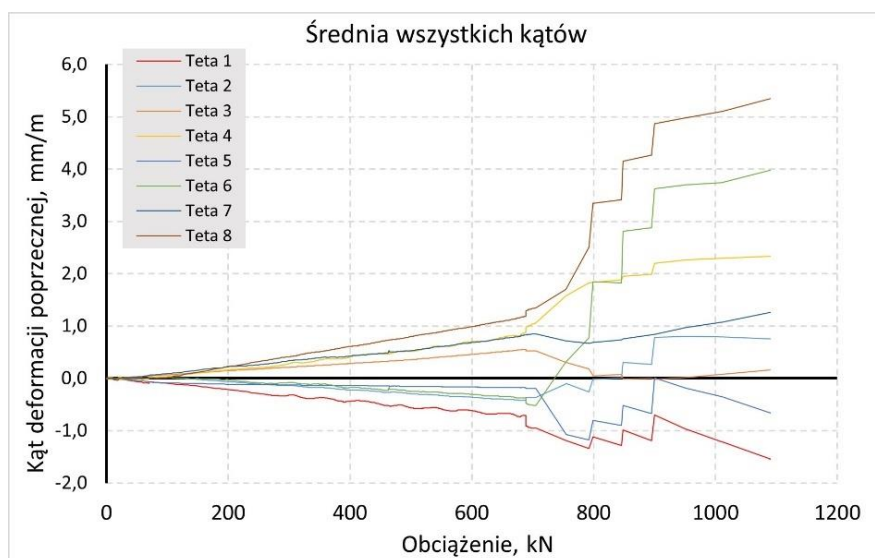
Tab. 8.4.6-2. Zestawienie wartości kątów deformacji poprzecznej dla elementów badawczych C.1-1 i C.2-1
 Table. 8.4.6-2. Summary of in plane deformation angle for walls C.1-1 and C.2-1

Oznaczenie kąta	Element badawczy	Maksymalne obciążenie kN	Wartość ugięcia towarzyszącego maksymalnemu obciążeniu mm	Wartość kąta odkształcenia poprzecznego mm/m
Θ_1	C.1-1	1090,0	53,4	-1,545
Θ_2	C.1-1			0,751
Θ_3	C.1-1			0,158
Θ_4	C.1-1			2,330
Θ_5	C.1-1			-0,658
Θ_6	C.1-1			3,982
Θ_7	C.1-1			1,259
Θ_8	C.1-1			5,342
Θ_1	C.2-1	165,6	12,2	8,001
Θ_2	C.2-1			8,946
Θ_3	C.2-1			12,190
Θ_4	C.2-1			5,254
Θ_5	C.2-1			6,168
Θ_6	C.2-1			17,992
Θ_7	C.2-1			17,518
Θ_8	C.2-1			7,372

W elemencie badawczym C.1-1 przy obciążeniu wynoszącym 1090,0 kN i towarzyszącym mu ugięciu wynoszącym 53,4 mm największą wartość kąta odkształcenia poprzecznego wynoszącą 5,342 mm/m odnotowano dla kąta Θ_8 .

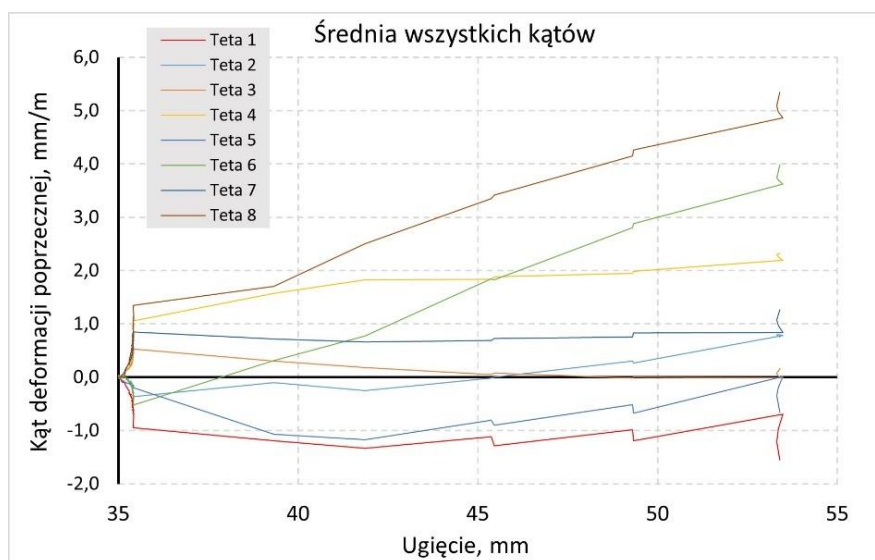
W elemencie badawczym C.2-1 przy obciążeniu wynoszącym 165,6 kN i towarzyszącym mu ugięciu wynoszącym 12,2 mm największą wartość kąta odkształcenia poprzecznego wynoszącą 17,992 mm/m odnotowano dla kąta Θ_6 .

Na rys. od 8.4.6-5 do 8.4.6-8 zaprezentowano wykresy (od „Teta 1” do „Teta 8”) zawierające zestawienie średnich wartości dla wszystkich kątów deformacji poprzecznej pod obciążeniem i ugięciem dla elementów badawczych C.1-1 i C.2-1.



Rys. 8.4.6-5. Kąty deformacji poprzecznej dla elementu badawczego C.1-1

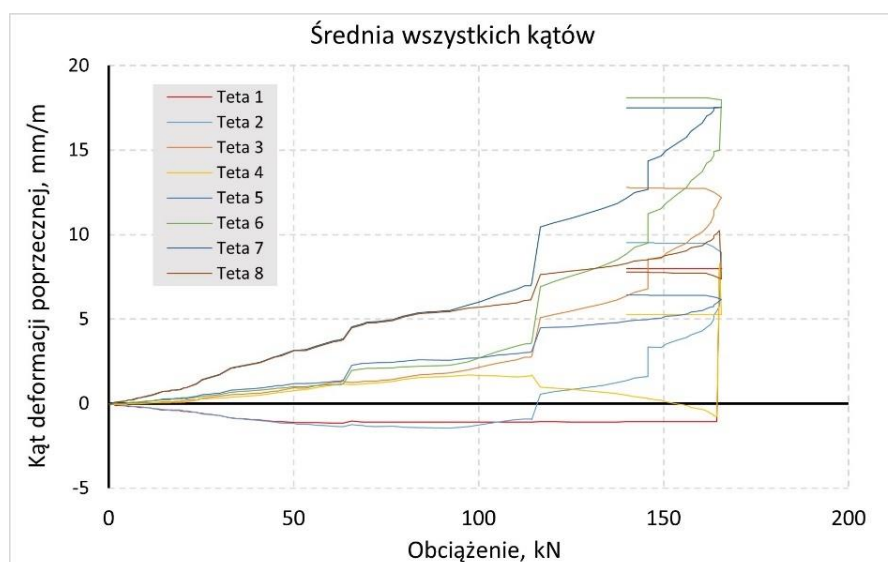
Fig. 8.4.6-5. In-plane deformation angles for the C.1-1 test element



Rys. 8.4.6-6. Kąty deformacji poprzecznej dla elementu badawczego C.1-1

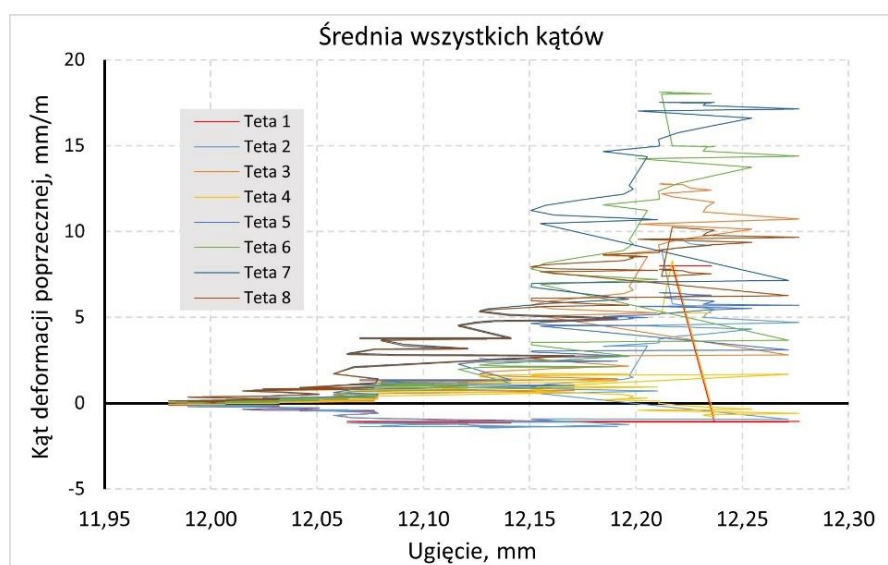
Fig. 8.4.6-6. In-plane deformation angles for the C.1-1 test element

W elemencie badawczym C.1-1 przy odnotowanym maksymalnym obciążeniu 1090,0 kN i towarzyszącym mu ugięciu 53,4 mm minimalna wartość kąta deformacji poprzecznej wyniosła -1,545 mm/m („Teta 1”) a maksymalna wartość kąta deformacji poprzecznej wyniosła 5,342 mm/m („Teta 8”).



Rys. 8.4.6-7. Kąty deformacji poprzecznej dla elementu badawczego C.2-1

Fig. 8.4.6-5. In-plane deformation angles for the C.1-1 test element



Rys. 8.4.6-7. Kąty deformacji poprzecznej dla elementu badawczego C.2-1

Fig. 8.4.6-7. In-plane deformation angles for the C.1-1 test element

W elemencie badawczym C.2-1 przy odnotowanym maksymalnym obciążeniu 165,6 kN i towarzyszącym mu ugięciu 12,2 mm minimalna wartość kąta deformacji poprzecznej wyniosła 5,254 mm/m („Teta 4”) a maksymalna wartość kąta deformacji poprzecznej wyniosła 17,992 mm/m („Teta 6”).

W tabeli 8.4.6-3 zestawiono wyniki uzyskiwanych maksymalnych obciążeń (w kN) i odpowiadających im ekstremów (minimum i maksimum) kąta deformacji poprzecznej (w mm/m).

Tab. 8.4.6-3. Zestawienie wyników kąta deformacji poprzecznej

Table. 8.4.6-3. Summary of test results for the in-plane deformation angles

Element badawczy	Maksymalne obciążenie kN	Wartość minimalna kąta odkształcenia poprzecznego mm/m	Wartość maksymalna kąta odkształcenia poprzecznego mm/m
C.1	647,7	-6,384	17,741
C.1-1	1090,0	-1,545	5,342
C.2	348,4	-1,662	2,777
C.2-1	165,6	5,254	17,992

Przy maksymalnych obciążeniach w elemencie badawczym C.1-1 maksymalna wartość kąta deformacji poprzecznej była mniejsza o 12,399 mm/m, tj. ponad dwukrotnie od kąta deformacji poprzecznej w elemencie badawczym C.1.

W elemencie badawczym C.2-1 maksymalna wartość kąta deformacji poprzecznej była większa o 15,215 mm/m, tj. ponad pięciokrotnie od kąta deformacji poprzecznej w elemencie badawczym C.2.

8.5. Podsumowanie

Przeprowadzone badania pozwalają na sformułowanie następujących wniosków:

1. W przypadku elementu badawczego C.1-1 obciążenie F wzrosło o 221,2 kN względem elementu badawczego C.1 a maksymalne ugięcie wzrosło o 20,396 mm. Nośność elementu badawczego wzmocnionego (C.1-1) wzrosła o ponad 60% w stosunku do elementu badawczego niewzmocnionego (C.1). Należy podkreślić, że w badaniu nie uzyskano zniszczenia modelu, a badanie przerwano z obawy o uszkodzenia stanowiska badawczego. Rzeczywisty wzrost nośności byłby zatem większy.
2. W przypadku elementu badawczego C.2-1 nie osiągnięto maksymalnej siły i ugięcia uzyskanych przez element badawczy niewzmocniony (C.2). Przy sile ok. 166 kN i towarzyszącym mu ugięciu 12 mm doszło do całkowitego zniszczenia (zawalenia) nadproża łukowego. Uzyskana wartość obciążenia niszczącego była o połowę mniejsza w stosunku do obciążenia uzyskanego przez element badawczy niewzmocniony, natomiast ugięcie dla obu elementów oscylowało na zbliżonym poziomie 12 mm. Biorąc jednak pod uwagę fakt, że nadproże elementu niewzmocnionego (C.2) praktycznie uległo zniszczeniu,

czyli jego nośność mogła być zbliżona do zera, nośność uzyskana przez element badawczy można uznać za satysfakcjonującą.

3. Maksymalne odkształcenia elementu badawczego wzmocnionego C.1-1 wyrażone w postaci kątów deformacji poprzecznej były ponad dwukrotnie mniejsze niż w przypadku elementu badawczego C.1. Powierzchniowe wzmocnienie siatką PBO zwiększyło sztywność elementu badawczego C.1-1, co zostało odzwierciedlone w zmniejszonej wartości kąta deformacji poprzecznej przy maksymalnych obciążeniach i największych ugięciach.
4. Maksymalne odkształcenia elementu badawczego wzmocnionego C.2-1 wyrażone w postaci kątów deformacji poprzecznej były ponad pięciokrotnie większe niż w przypadku elementu badawczego C.2. Wzmocnienie elementu badawczego przypowierzchniowo sześcioma (po trzy z każdej strony ściany) prętami kompozytowymi z włókna szklanego GFRP $\varnothing 6$ rzutowało na wyniki kąta deformacji poprzecznej. Sztywność elementu badawczego C.2-1 była mniejsza od sztywności elementu badawczego niewzmocnionego C.2.
5. Normowa wartość dopuszczalnego ugięcia wynosi 30 mm. W modelu C.1 oraz C.1-1 uzyskiwane z wykresów wartości maksymalnych ugięć, przy maksymalnych obciążeniach, przekraczały wartość dopuszczalną (przekroczenie graniczne wartości ugięć w SGU może skutkować zniszczeniem konstrukcji).
6. Zgodnie z normą wyznaczone wartości kąta Θ_{sd} muszą być \leq od Θ_{adm} (którego graniczna wartość wynosi 0,5 mm/m). We wszystkich elementach badawczych wartości ekstremalne Θ_{sd} były większe od Θ_{adm} . Działanie obciążeń większych od obciążeń odpowiadających Θ_{adm} prowadzi do deformacji konstrukcji a w konsekwencji do jej zniszczenia.

9. Wnioski

Przeprowadzone badania własne pozwoliły na sformułowanie następujących wniosków:

- I. Badania eksperymentalne wykonane metodami normowymi.
 - 1) W zakresie badań charakterystycznej wytrzymałości muru na ściskanie:
 - a) w badaniach normowych elementów próbnych z cegły współczesnej oznaczonych jako: seria CS – elementy niewzmocnione, seria CSF1 – elementy wzmocnione systemem FRCM jednostronnie i seria CSF2 – elementy wzmocnione systemem FRCM dwustronnie ustalono, że:
 - w elementach próbnych wzmocnionych jednostronnie (CSF1) naprężenie ściskające uzyskane w chwili zarysowania było sześciokrotnie większe w stosunku do elementów próbnych niewzmocnionych (CS), natomiast naprężenie ściskające zaobserwowane w chwili zniszczenia było o 1,7 raza większe w stosunku do elementów próbnych niewzmocnionych (CS),
 - w elementach próbnych wzmocnionych dwustronnie (CSF2) naprężenie ściskające uzyskane w chwili zarysowania było pięciokrotnie większe w stosunku do elementów próbnych niewzmocnionych (CS), natomiast naprężenie ściskające zaobserwowane w chwili zniszczenia było o 1,3 raza większe od naprężenia w elementach próbnych niewzmocnionych (CS);
 - b) w badaniach eksperymentalnych elementów próbnych wykonanych z cegieł historycznych, niepoddanych wzmocnieniu, oznaczonych jako: seria G – elementy murowe z cegły gotyckiej, seria R – elementy murowe z cegły neorenesansowej i seria N – elementy murowe z cegły z lat 20-30 XX wieku ustalono, że najwyższą wytrzymałość charakterystyczną na ściskanie uzyskały elementy próbne z cegły z lat 20-30 XX wieku (N) a najniższą elementy próbne z cegły neorenesansowej (R);
 - c) porównując wartości naprężeń uzyskanych przez elementy próbne z cegieł historycznych (G, R, N) do wartości naprężeń osiągniętych przez elementy próbne niewzmocnione wykonane z cegły współczesnej (CS) ustalono, że:
 - elementy próbne z cegły neogotyckiej (G) w chwili zarysowania uzyskały 54% wartości naprężeń ściskających osiągniętych w przypadku elementów próbnych serii CS, a w chwili zniszczenia 51% wartości naprężeń ściskających uzyskanych w badaniach elementów próbnych z serii CS,

- elementy próbne z cegły neorenesansowej (R) w chwili zarysowania uzyskały 22% wartości naprężeń ściskających osiągniętych przez elementy próbne serii CS a w chwili zniszczenia 29% wartości naprężeń ściskających uzyskanych w badaniach elementów próbnych z serii CS,
 - elementy próbne z cegły z lat 20-30 XX wieku (N) w chwili zarysowania uzyskały 24% wartości naprężeń ściskających osiągniętych przez elementy próbne serii CS a w chwili zniszczenia uzyskały 59% wartości naprężeń ściskających uzyskanych w badaniach elementów próbnych z serii CS.
- 2) W zakresie badań normowych charakterystycznej wytrzymałości muru na ścinanie elementów próbnych z cegły współczesnej oznaczonych jako: seria CVB – elementy niewzmocnione, seria CVF1/B – elementy wzmocnione jednostronnie i seria CVF2/B – elementy wzmocnione dwustronnie ustalono, że:
- a) w elementach próbnych wzmocnionych jednostronnie (CVF1/B) wytrzymałość wzrosła ponad sześciokrotnie względem elementów próbnych niewzmocnionych (CV/B). Po odrzuceniu wartości odstającej stwierdzono, że wytrzymałość wzrosła o 6,5 raza względem elementów próbnych CV/B,
 - b) w elementach próbnych wzmocnionych dwustronnie (CVF2/B) wytrzymałość obliczona metodą prostą wzrosła osiemnastokrotnie względem elementów próbnych niewzmocnionych (CV/B), a przy zastosowaniu metody statystycznej wzrosła dwudziestopięciokrotnie względem nośności elementów próbnych niewzmocnionych (CV/B);
- 3) W zakresie badań normowych wytrzymałości muru na ukośne rozciąganie przy ściskaniu elementów próbnych z cegły współczesnej oznaczonych jako: seria CT – elementy niewzmocnione, seria CTF1 – elementy wzmocnione jednostronnie i seria CTF2 – elementy wzmocnione dwustronnie ustalono, że:
- a) w elementach próbnych wzmocnionych jednostronnie (CTF1) naprężenie w chwili zarysowania było większe o około 30% a w chwili zniszczenia o około 80% względem elementu próbnego niewzmocnionego (CTF),
 - b) w elementach próbnych wzmocnionych dwustronnie (CTF2) naprężenie w chwili zarysowania było większe o około 20% a w chwili zniszczenia o prawie 80% względem elementu próbnego niewzmocnionego (CTF).

II. Badania eksperymentalne wykonane metodami autorskimi.

- 1) Nośność na zginanie muru wzmocnionego:
 - a) w badaniach eksperymentalnych modelu muru wzmocnionego przypowierzchniowo w bruzdach spoin wspornych prętami kompozytowymi GFRP ϕ 8 na zaprawie naprawczej poddanego zginaniu w płaszczyźnie ustalono, że:
 - w chwili zarysowania obciążenie wyniosło 96 kN a w chwili zniszczenia 117 kN, co sugeruje, że wzmocniony w ten sposób mur z cegły historycznej może przenieść znaczne obciążenie pionowe,
 - wykorzystanie zbrojenia z prętów kompozytowych GFRP ϕ 8 na przyjętej zaprawie naprawczej do naprawy pęknięć muru wstępnie można uznać za rokujące możliwość szerszego zastosowania, jednakże przed wykorzystaniem prętów kompozytowych w naprawie pęknięć na obiekcie zabytkowym zasadnym będzie przeprowadzenie pogłębionych badań. W ramach pracy doktorskiej tematykę pogłębiono oraz dodatkowo przeprowadzono badania eksperymentalne na elementach badawczych w postaci ścian ceglanych naturalnej wielkości.
 - 2) Nośność ścian w skali naturalnej poddanych jednoczesnemu obciążeniu pionowemu i ugięciu liniowej podpory:
 - a) w badaniach elementów badawczych oznaczonych jako C.1 – element niewzmocniony oraz C-1.1 – element badawczy C.1 po badaniu wzmocniony powierzchniowo siatką PBO (system FRCM) na zaprawie naprawczej ustalono, że:
 - w elemencie badawczym niewzmocnionym (C.1) całkowite obciążenie niszczące wyniosło prawie 648 kN, a towarzyszące mu ugięcie 33 mm. W elemencie badawczym wzmocnionym (C.1-1) całkowite obciążenie wyniosło 1090 kN a towarzyszące mu ugięcie ponad 53 mm. Nośność i towarzyszące ugięcie podpory elementu badawczego wzmocnionego (C.1-1) wzrosła o ponad 60% w stosunku do elementu badawczego niewzmocnionego (C.1),
 - w elemencie badawczym wzmocnionym (C.1-1) maksymalne odkształcenia wyrażone w postaci kątów deformacji poprzecznej były ponad dwukrotnie mniejsze w stosunku do elementu badawczego niewzmocnionego (C.1.) Powierzchniowe wzmocnienie siatką PBO zwiększyło sztywność elementu badawczego C.1-1, co znalazło potwierdzenie w zmniejszonej wartości kąta deformacji poprzecznej przy maksymalnych obciążeniach i ugięciach,

- zastosowane wzmocnienie powierzchniowe wyraźnie podniosło nośność muru. Wzmocnienie powierzchniowe siatką PBO na proponowanej zaprawie naprawczej można uznać za skuteczny sposób wzmocnienia ścian zginanych w płaszczyźnie;
- b) w badaniach elementów badawczych oznaczonych jako C.2 – element niewzmocniony i C-2.1 – element badawczy C.2 po badaniu wzmocniony przypowierzchniowo w poziomych bruzdach prętami kompozytowymi GFRP ϕ 6 mm na zaprawie naprawczej ustalono, że:
- w elemencie badawczym niewzmocnionym (C.2) uzyskane obciążenie niszczące wyniosło ponad 348 kN a towarzyszące mu ugięcie prawie 13 mm. Przy tym obciążeniu badanie przerwano (łuk nadproża pękł i opadł w dół klinując się w otworze okiennym) w obawie przed całkowitym zawaleniem ściany oraz uszkodzeniem stanowiska badawczego,
 - w elemencie badawczym wzmocnionym (C.2-1) nie osiągnięto maksymalnej siły i ugięcia uzyskanych przez element badawczy niewzmocniony (C.2). Przy sile ok. 166 kN i towarzyszącym mu ugięciu 12 mm doszło do całkowitego zniszczenia (zawalenia) nadproża łukowego. Uzyskana wartość obciążenia niszczącego była o połowę mniejsza w stosunku do obciążenia uzyskanego przez element badawczy niewzmocniony, natomiast ugięcie dla obu elementów oscylowało na zbliżonym poziomie 12 mm. Mając na uwadze fakt, że nadproże elementu niewzmocnionego (C.2) praktycznie uległo zniszczeniu, czyli jego nośność mogła być zbliżona do zera, nośność uzyskaną przez element badawczy wzmocniony (C.2-1) można uznać za satysfakcjonującą,
 - maksymalne odkształcenia elementu badawczego wzmocnionego (C.2-1) wyrażone w postaci kątów deformacji poprzecznej były ponad pięciokrotnie większe niż w przypadku elementu badawczego C.2. Wzmocnienie elementu badawczego przypowierzchniowo sześcioma (po trzy z każdej strony) prętami kompozytowymi z włókna szklanego GFRP ϕ 6 rzutowało na wyniki kąta deformacji poprzecznej,
 - zastosowanie wzmocnienia przypowierzchniowego w postaci prętów kompozytowych GFRP ϕ 6 umieszczanych w bruzdach na proponowanej zaprawie naprawczej można uznać za perspektywiczne. Zakłada się, że podniesienie nośności wzmocnienia można uzyskać poprzez zwiększenie średnicy zbrojenia kompozytowego lub zwiększenie ilości prętów GFRP, jednakże wymaga to stosownych badań. Ze względu

na ognioodporność w naprawie przypowierzchniowej rys zamiast prętów z włókien szklanych zasadnym może być zastosowanie prętów, np. bazaltowych mających wystarczającą ognioodporność na przyjętej w badaniach zaprawie naprawczej. Wymaga to jednak wykonania pogłębionych badań doświadczalnych.

- wyniki badań mniejszych próbek, jak i ścian w skali naturalnej pokazały, że oba systemy wzmocnień mogą być skuteczne, choć w przypadku dużych ścian lepsze wyniki dało zastosowanie systemu FRCM. Wzmocnienie prętami kompozytowymi może być bardziej skuteczne w elementach ściskanych i ścinanych. W przypadku zginanych nadproży lepsze wyniki uzyskuje się wzmocnieniem powierzchniowym, które ma większą wytrzymałość na rozciąganie.

10. Kierunki dalszych badań

Planuje się kontynuację badań przez zwiększenie liczby badanych ścian w skali naturalnej. Należy sprawdzić wpływ inaczej rozmieszczonych otworów i ich większej liczby. Planuje się ponadto wykonanie badań niewzmocnionych i wzmocnionych murów ściskanych oraz ściskanych i ścinanych w skali naturalnej. Z uwagi na odporność ogniową należałoby rozważyć wzmocnienie przy pomocy innych prętów kompozytowych (np. bazaltowych), co również wymaga przeprowadzenia badań laboratoryjnych. Planuje się ponadto stworzenie algorytmów obliczeniowych uwzględniających wpływ wzmocnienia na nośność zarysowanych elementów.

11. Bibliografia

1. Banaszak J. i Halicka A., Kompleksowa ocena techniczna budynku zabytkowego na przykładzie plebanii w Wojsławicach. [w] Budownictwo i Architektura nr 9/2011, Wydawnictwo Uczelniane Politechniki Lubelskiej.
2. Bilko P., Małyżko L. i in., Ocena wytrzymałości muru podczas modernizacji kamienic komunalnych. [w] Wiadomości konserwatorskie nr 26/2009, Stowarzyszenie Konserwatorów Zabytków Warszawa.
3. Bronsztejn I. (i inni). Nowoczesne kompendium matematyki. Wydawnictwo Naukowe PWN Warszawa 2004.
4. Czapliński K. i Gawron K., O technikach wykonania ceglanych konstrukcji murowych. [w] Wiadomości konserwatorskie nr 26/2009, Stowarzyszenie Konserwatorów Zabytków Warszawa.
5. Domke W., (tłumaczenie z języka niemieckiego Jędrzejewski W. Jędrzejewski K.). Vademecum materiałoznawstwa. Wydawnictwo Naukowo-Techniczne Warszawa 1977.
6. Dobiec Ł., Jasiński R., Piekarczyk A., Konstrukcje murowe 1, Wydawnictwo Naukowe PWN Warszawa, 2014.
7. Dobiec Ł., Jasiński R., Piekarczyk A., Konstrukcje murowe 2. Wydawnictwo Naukowe PWN Warszawa, 2021.
8. Dobiec Ł., Jasiński R., Piekarczyk A., Konstrukcje murowe 3. Wydawnictwo Naukowe PWN Warszawa, 2017.
9. Drobiec Ł., Analiza murów z cegły ze zbrojeniem w spoinach wspornych poddanych obciążeniom pionowym, rozprawa doktorska, Politechnika Śląska, Gliwice 2004.
10. Flohrer C., Hilsdorf H.; Duktiles Matterwerk –alternative Bewehrungsformen. Kurzbericht aus der Bauforschung.1984, nr 12,s.995-1003.
11. Flohrer C. Hilsdorf H.; Enhanced ductility of masonry loaded in compression. Proceedings of the 6th International Brick Block Masonry Conference. Rome, Włochy,1982, s.1129-1141.
12. Gąsiorowski S., Zaprawy wapienne – mocne swoją słabością. Buduj z Głową, Kwartalnik kosztorysanta Nr 4/2010,Athensoft Warszawa.
13. Gorecki P. i Wyrwał J., Proces niszczenia murów ceglanych w zabytkowych budynkach i obiektach przemysłowych. [w] Roczniki Inżynierii Budowlanej
14. Hilsdorf H. Untersuchungen uber die Grundlagen der Mauerwerkfestigkeit,Bericht nr. 40, Materialprüfungsamt fur das Technischen Hochschule Munchen 1965.

15. Jarmontowicz R. i Sieczkowski J., Odształcalność muru pod wpływem obciążeń. [w] Przegląd Budowlany 7-8/2015. Polski Związek Inżynierów i Techników Budownictwa Warszawa.
16. Jones William P., Klimatyzacja. Wydanie polskie 2, tłum. Gwidwoyń Andrzej i in., Wydawnictwo „Arkady” Warszawa, 2001.
17. Klimek B., Metody badań struktury zabytkowych zapraw budowlanych. Część I –Analiza makroskopowa, mikroskopia w świetle przechodzącym i mikroskopia skaningowa. [w] Budownictwo i Architektura 11(2012), Wydawnictwo Uczelniane Politechniki Lubelskiej.
18. Kubica J., Niezbrojone ściany murowe poddane odkształceniom postaciowym wywołanym nierównomiernymi pionowymi przemieszczeniami podłoża.” Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice 2003.
19. Małyszko L., Orłowicz R., Konstrukcje murowe zarysowania i naprawy. Wydawnictwo UWM Olsztyn, 2000.
20. Małyszko L., Modelowanie zniszczenia w konstrukcjach murowych z uwzględnieniem anizotropii. Wydawnictwo UWM Olsztyn, 2005.
21. Masłowski E. i Spiżewska D., Wzmacnianie konstrukcji budowlanych. Wydawnictwo „Arkady” Warszawa, 2002.
22. Matysek P. i Witkowski M., Badania wytrzymałości i odształcalności XIX-wiecznych murów ceglanych, [w] awarie budowlane 2013 XXVI Konferencja Naukowo-Techniczna Szczecin – Międzyzdroje. Zachodniopomorski Uniwersytet Technologiczny w Szczecinie.
23. Nantka M., Techniczne aspekty gospodarki energetycznej w budownictwie. T.2, Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice, 2014.
24. Orłowicz R. i Tkacz P., Określenie wytrzymałości zapraw w istniejących budynkach murowych [w] Przegląd Budowlany 1/2012. Polski Związek Inżynierów i Techników Budownictwa Warszawa.
25. Osiecka E., Wapno w budownictwie – tradycja i nowoczesność. Seria Poradnik Inwestora. Stowarzyszenie Przemysłu Wapienniczego. Kraków, 2006.
26. Palladio A. , Cztery księgi o architekturze, PWN, Warszawa 1955.
27. Pech A., Zach F., Mauerwerkdruckfestigkeit – Bestimmung bei Bastandobjekten, Mauerwerk, 3/2009.
28. Peła R., Projektowanie konstrukcji murowych i stropów w budownictwie tradycyjnym. Część II konstrukcje murowe niezbrojone. Wydawnictwo Politechniki Łódzkiej Łódź, 2004.

29. Pierzchlewicz J. i Jarmontowicz R., Budynki murowane materiały i konstrukcje. Wydawnictwo „Arkady” Warszawa, 1996.
30. Płuska I., 800 lat cegielnictwa na ziemiach polskich - rozwój historyczny w aspekcie technicznym i estetycznym. [w] Wiadomości konserwatorskie nr 26/2009. Stowarzyszenie Konserwatorów Zabytków Warszawa.
31. Podhorecki A. i in., Diagnostyka zabytkowej synagogi w Bydgoszczy, [w] awarie budowlane 2009. XXVI Konferencja Naukowo-Techniczna Szczecin – Między-zdroje. Zachodniopomorski Uniwersytet Technologiczny w Szczecinie.
32. Rokiel M. i Magott C., Diagnostyka w renowacji budynków – cz. I, [w] Inżynier Budownictwa Nr 11 (89) listopad 2011. Wydawnictwo Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa Warszawa.
33. Rudziński L., Konstrukcje murowe, remonty i wzmocnienia. Wydawnictwo Politechniki Świętokrzyskiej w Kielcach, 2006.
34. Rzyśko J., Statyka i wytrzymałość materiałów. Wydawnictwo PWN Warszawa 1971.
35. Sanewski D., Wójcik R., Drobiec Ł., Wytrzymałość na zginanie w płaszczyźnie ściany z cegieł historycznych wzmocnionej prętami GFRP, Materiały Budowlane 3/2019.
36. Sanewski D., Wstępne badania wykorzystania kompozytowych prętów do wzmocnienia murowanej ściany zginanej w płaszczyźnie. Wprowadzenie do wybranych zagadnień z inżynierii lądowej. Prace naukowe doktorantów. Wydawnictwo Politechniki Śląskiej: 173-180. 2017.
37. Sanewski D., Wytrzymałość na ściskanie murów historycznych z cegły. Praca zbiorowa I. Pokorskiej-Silva I K. Gromysza: Współczesne zagadnienia inżynierii lądowej. Prace naukowe doktorantów. Wydawnictwo Politechniki Śląskiej 301-308. 2020.
38. Sanewski D., Niepublikowana praca magisterska. Badania nad wykorzystaniem prętów kompozytowych w naprawie murów budynków zabytkowych z uwzględnieniem aspektów ochrony cieplnej, hydroizolacji i mykologii budowlanej. UWM Olsztyn 2016.
39. Schlegel R., Rautenstrauch K., Ein elastoplastisches Berechnungsmodell zur raumlichen Untersuchung von Mauerwerkstrukturen. Bautechnik, vol. 77, 2000, nr 6, s. 426-436.
40. Seim W., Schweizerhof k., Nichtlineare FE-Analyse eben beanspruchter Mauerwerkscheiben mit einfachen Werkstoffgesetzen. Beton-und Stahlbetonbau. Vol 92, 1997, nr 8, s, 291-207.
41. Seim W., Numerische Modellierung das anisotropen Versagens zweiachsig beanspruchter Mauerwerksscheiben. Dissertation, Universität Karlsruhe TH, 1994.

42. Starosolski W., Konstrukcje żelbetowe według Eurokodu 2, t. 4. wyd. I. Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 2012.
43. Stawiska N. i Stawiski B., Rewaloryzacja murów w obiektach zabytkowych. [w] Wiadomości konserwatorskie nr 18/2005, Stowarzyszenie Konserwatorów Zabytków Warszawa.
44. Szojda L., Majewski S., Modelling of masonry structures by FEM, Proceedings of 4th International Conference AMCM, Kraków, 2002, s. 471-476.
45. Szojda L., Analiza numeryczna współdziałania murowanych budynków ścianowych z deformującym się podłożem. Praca Doktorska. Politechnika Śląska, Gliwice 2001.
46. Szojda L., Majewski S., Analiza numeryczna złożonego stanu naprężenia w konstrukcjach murowych, Majewski S. Analiza numeryczna złożonego stanu naprężeń w konstrukcjach murowych. Materiały XLVIII Konferencji Naukowej KILiW PAN i KN PZITB. Opole-Krynica 2002. S. 179-186.
47. Szumigała M. i Pawłowski D., Zastosowanie kompozytowych prętów zbrojeniowych w konstrukcjach budowlanych, [w] Przegląd Budowlany 3/2014. Polski Związek Inżynierów i Techników Budownictwa Warszawa.
48. Tkacz P., Ocena wytrzymałości na ściskanie konstrukcji murowych z uwzględnieniem badań in situ, praca doktorska, Zachodniopomorski Uniwersytet Techniczny w Szczecinie, 2015.
49. Wala D. i Rosiek G., Synteza spoiw wapiennych z zastosowaniem różnych materiałów ilastych w kontekście zapraw historycznych. [w] Wiadomości konserwatorskie nr 26/2009. Stowarzyszenie Konserwatorów Zabytków Warszawa.

Wykaz kart danych technicznych, kart produktu i aprobat technicznych

- KT 1. Karta danych technicznych CE EN1504-3, NORDGROUTH TIXO bezskurczowa zaprawa tiksotropowa wzmacniana włóknem. 2012, Dystrybutor Nord Resine Sp. z o.o. Wrocław.
- KT 2. Karta produktu EN 459 CL 90-S Wapno budowlane hydratyzowane NATURA, styczeń 2015. Producent Lhoist Budowa Sp. z o.o. w Bukowej.
- KT 3. Protokół z badania kruszyw nr 10/12/2015/6 piasek 0-4 – Kronowo Barg M.B. Gdańsk dla ECO-TER Sp. z o.o. w Olsztynie.
- KT 4. Karta danych technicznych GROVE PRIMERgrunt pod wylewki i zaprawy serii GROVE.2002, Dystrybutor Nord Resine Sp. z o.o. Wrocław.
- KT 5. Aprobata Techniczna ITB AT-15-7921I2010 zaprawy szybkowiążącej CERESIT CX 5 dla HENKEL Polska Sp. z o.o. Warszawa.
- KT 6. Systemu wzmacniania murów- HELIFIX (właściwości techniczne i wymagania) na www.budosprzet.pl przedstawiciela handlowego w Polsce firmy Helifix London Ltd. Wielka Brytania - Budosprzet Sp. z o.o. Bytom.
- KT 7. Certyfikaty i Karty danych technicznych prętów z włókien szklanych GFRP zamieszczone na <http://nanoarmatura.com/sertifikaty> producenta Znamieński Zakład Kompozytowy w Znamieńsku Obwód Kaliningradzki Rosja.
- KT 8. Europejska Aprobata Techniczna ETA-05/0093. Kotwa wklejana z prętem do stosowania w betonie niezarysowanym ARVEX CV. Niemiecki Instytut Techniki Budowlanej w Berlinie dla ARVEX GROBELNY Sp. z o.o. w Krakowie.

Wykaz norm

- [N1] PN-EN 772-1:2001 Metody badań elementów muru. Część 1: Określenie wytrzymałości na ściskanie.
- [N2] PN-EN-998-2. Wymagania dotyczące zapraw do murów. Część 2: Zaprawa murarska.
- [N2] PN-EN 1015-11:2001 Metody badań zapraw do murowania. Część 11: Określenie wytrzymałości na zginanie i ściskanie stwardniałej zaprawy.
- [N3] PN-EN 1991-1-1 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-1: Oddziaływanie ogólne. Ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenia użytkowe w budynkach.
- [N4] PN-EN 1996-1-1 Eurokod 6. Projektowanie konstrukcji murowych. Część 1-1: Reguły ogólne dla zbrojonych i niezbrojonych konstrukcji murowych.
- [N5] PN-EN 13687-1:2002 (U) Wyroby i systemy do ochrony i napraw konstrukcji betonowych. Metody badań. Oznaczenie kompatybilności termicznej. Część 1: Cykliczne zamrażanie-rozmrażanie przy zanurzeniu w soli odładzającej.
- [N6] PN-EN 13580:2004 Wyroby i systemy do ochrony i napraw konstrukcji betonowych. Metody badań. Nasiąkliwość i odporność na alkalia przy impregnacji hydrofobizującej.
- [N7] SIA 177/2: Bemessung von Mauerwerkswänden. SIA, Zurich, 1992.
- [N8] PN-EN 1052-1:2000 Metody badań murów. Określenie wytrzymałości na ściskanie.
- [N9] PN-EN 1052-3 Metody badań murów. Część 3: Określanie początkowej wytrzymałości muru na ścinanie.
- [N10] ASTM E519-81 Standard Test Method for Diagonal Tension (Shear) of Masonry Assemblages.
- [N11] ACI 549.4R-13: Guide to Design and Construction of Externally Bonded Fabric-Reinforced Cementitious Matrix (FRCM) Systems for Repair and Strengthening Concrete and Masonry Structures, 2013.
- [12] PN-B-03002:1999/Az1+Az2 Konstrukcje murowe niezbrojone. Projektowanie i obliczanie.
- [13] PN-B-03002:2007 Konstrukcje murowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- [14] PN-B-03002:2007 Konstrukcje murowe niezbrojone. Projektowanie i obliczanie.
- [15] PN-EN 1996-1-1+A1:2013-05.

Wykaz stron internetowych

- [W1] https://archeowiesci.files.wordpress.com/2009/04/800pxnoel_2005_pekin_031_muraille_de_chine_mutianyu.jpg (08.02.2016, 12:43)
- [W 2] <http://archiv.aktuelle-wochenschau.de/2011/w21/w21.html> (2016.02.08, 14:11)
- [W 3] <http://player.slideplayer.pl/2/825428/data/images/img28.jpg> (2016.02.22, 20:21)
- [W 4] <http://www.swlipka.org.pl/images/stories/thumbnails/boki/b20.jpg> (2016.02.22, 21:31)
- [W 5] <http://www.swlipka.org.pl/images/stories/thumbnails/boki/b21.jpg> (2016.02.22, 21:32)
- [W 6] <http://www.swlipka.org.pl/images/stories/thumbnails/boki/b16.jpg> (wyszukiwanie obrazem)
- [W 7] <http://www.swlipka.org.pl/images/stories/thumbnails/boki/b22.jpg> (wyszukiwanie obrazem)
- [W8] http://www.wilanowpalac.pl/czy_w_xvi_wiecznej_polsce_istnialy_normy_dotyczace_wymiarow_cegiel.html (206.02.15, 11:57), Silva Rerum Czy w XVI-wiecznej Polsce istniały normy dotyczące wymiarów cegieł? Andrzej Wyrobisz źródło: Kwartalnik Historii Kultury Materialnej 1972/1
- [W 9] https://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/d/d3/SM_Tum_kolegiata_ID_612614.jpg (2016.02.06, 07:31)
- [W10] https://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/thumb/2/2b/Bazylika_mariacka_gdanskubt.jpeg/800px-Bazylika_mariacka_gdansk_ubt.jpeg (2016.02.25, 10:34)
- [W 11] https://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/8/82/Panorama_of_Malbork_Castle%2C_part_4.jpg (2016.02.22, 22:07)
- [W 12] <http://www.hms.civil.uminho.pt/ibmac/1970/31.pdf> (2016.02.27, 01:27). Francis A.J., Horman C.B. I Jerrmes L.E. The Effect of Joint Thickness and Other Factors on the Compressive Strength of Brickwork; 1971 University of Melbourne
- [W 13] <https://e-reports-ext.llnl.gov/pdf/379158.pdf> (2016.02.27, 01:43), Mosalm K., Glascoe L., Bernier J. Mechanical Properties of Unreinforced Brick Masonry Section 1; 7.08.2009 Lawrence Livermore National Laboratory USA
- [W 14] yadda.icm.edu.pl/.../httpwww_moratex_euplikitww201012tw20101-2a (2016.04.26, 14:19) Dąbrowski H. Wytrzymałość polimerowych kompozytów włóknistych, Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 2002 [w] Fej-dyś M. i Łandwajt M. Włókna techniczne wzmacniające materiały kompozytowe. ITB „Moratex” Techniczne Wyroby Włókiennicze 2010

[W 15]

http://www.jpmarine.pl/wpcontent/uploads/2013/12/article_TSiCh_glass_carbon_fiber.pdf

Leda H. Szklane czy węglowe włókna w kompozytach polimerowych. Kompozyty, 3, 2007. [w] Mayer P. i Kaczmar J.W. Właściwości i zastosowania włókien węglowych i szklanych. Tworzywa Sztuczne i Chemia Nr 6/2008, (2016.05.10, 10:08)

[W 16] [Kompozyt 27 Materiały konferencyjne_III.pdf](#) (2016.04.26, 15:31). Olbryk P., Szymczak P., Chołostiakow Sz. Badania doświadczalne przyczepności prętów kompozytowych GFRP oraz BFRP do betonu. Materiały z konferencji Innowacyjne środki i efektywne metody poprawy bezpieczeństwa i trwałości obiektów budowlanych i infrastruktury transportowej w strategii zrównoważonego rozwoju. Łódź, 17-19 listopada 2013, Wydział Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska, Politechnika Łódzka

[W 17] http://www.im.mif.pg.gda.pl/download/materiały_dydaktyczne/PIM_01_Wprowadzenie.pdf
Dobrzański L.A. Metalowe materiały inżynierskie, WNT Warszawa 2004 [w] Podstawy inżynierii materiałowej, materiały dydaktyczne Inżynieria Materiałowa Politechnika Gdańska, publikacja współfinansowana ze środków UE, (2016.04.27, 11:01)

[W18] FIB Bulletin 40, FRP reinforcement in RC structures, September 2007, (2016.04.27, 17:20)

[W 19] <http://www.helifix.co.uk/products/> (2015.11.06, 15:08)

[W 20] <http://delibra.bg.polsl.pl/Content/881/Bernadr%20Kotala-rozprawa%20dokt.pdf>
(2016.02.18, 12:14). B. Kotala, Badania właściwości i efektywności elementów betonowych zbrojonych tekstyliami wysokiej wytrzymałości, Praca doktorska, Politechnika Śląska 2010. Cyfrowa Biblioteka Śląska

[W 21] materiały frp – ResearchGate (2016.02.18, 11:45, plik DOC), Derkowski W. i Zych T. Nowoczesne materiały kompozytowe do wzmacniania konstrukcji budowlanych. Czasopismo techniczne 14-B/2004. Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, 2004

[W 22] http://www.dbc.wroc.pl/Content/19615/tarczewski_topologia_form.pdf
(2016.02.14, 16:13). Tarczewski R. Typologia form Strukturalnych. Naturalne i tworzone przez człowieka prototypy form konstrukcyjnych w architekturze, Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław, 2011

[W 23] <http://www.igf.fuw.edu.pl/meteo/stacja/klimat/wilg2.gif> (2016.02.11, 17:22).

[W 24] http://pl.remmers.com/fileadmin/dam/FOLDERY_I_ULOTKI/katalog_zabytkow_2012.pdf
(2016.03.03, 15:51)

[W 25] <http://bc.pollub.pl/Content/599/ruina.pdf> (2016.03.03, 14:57)

[W 26] <http://www.polprek.pl/pdf/POLPREK-Badania-wytrzymalosc.pdf> (2016.04.10, 11:30).

[W 27] www.zb.put.poznan.pl (2024.08.21, 10:30).

[W 28] materiałbudowlane.info.pl/images/2021/02/s.27-29 (2024.08.27).

Wykaz wzorów

- 3.2-1. $w_m = \frac{m_w - m_s}{m_s} 100\%$ - wilgotność masowa
- 3.3-1. $\sigma_{xb} = \sigma_y \frac{Eb \frac{\mu_m}{E_m} - \mu_b}{(1 - \mu_b) + \frac{Eb h_b}{E_m h_m} (1 - \mu_m)}$ - wielkość poprzecznych naprężeń rozciągających w ceglach wg. H. Hilsdorfa
- 3.3-2. $\sigma_{xb} = f_{b2} \left(1 - \frac{\sigma_y}{f_{b1}}\right)$ - kryterium zniszczenia muru według H. Hilsdorfa
- 3.3-3. $\sigma_{xb} = \frac{h_m}{4,1h_b} (\sigma_y - f_{m1})$ - naprężenia dla liniowej zależności wg. H. Hilsdorfa
- 3.3-4. $f = \frac{f_{b1} f_{b2} + a' f_{m1}}{U f_{b2} + a' f_{b1}}$ - wytrzymałość muru na ściskanie wg. H. Hilsdorfa
- 3.3-5. $a' = \frac{h_m}{4,1h_b}$ - równanie H. Holsdorfa
- 3.3-6. $f = f_{bl} \frac{1}{1 + \frac{A + (\beta \mu_m - \mu_b) \frac{E_b}{E_m}}{(1 - \mu_b) + \alpha \beta (1 - \mu_m)}}$ - równanie A. Francisa na wytrzymałość muru na ściskanie
- 3.3-7. $A = \frac{f_{b1}}{f_{b2}}; \alpha = \frac{h_b}{h_m}; \beta = \frac{E_b}{E_m}$ - równania A. Francisa
- 3.3-8. $f = f_b (0,172 - 0,158 l_n f_B + 0,205 l_n E_{xm} + 8,55 \cdot 10^{-3} \sqrt{94,0 + 26,55 l_n f_B} - 34,48 E_{xm})$ - funkcja określająca wytrzymałości na ściskanie elementów murowych oraz moduł odkształcalności poprzecznej zaprawy wg. doświadczeń K. Firtschiga
- 3.3-9. $\frac{E_{xb}}{E_{xm}} = (0,353 e^{0,029} + 6)^2$ - stosunek modułów odkształcalności poprzecznej komponentów muru
- 3.3-10. $F_c = \sigma_i^2 + (\sigma_m - c_c)^2 - r_c^2 = 0$ - wzór na południk ściskania
- 3.3-11. $F_B = \sigma_i^2 + (\sigma_m - c_c)^2 - r_t^2 = 0$ - kryterium Willama-Warnke na równanie południka rozciągania
- 3.3-12. $\tau_{xy}^2 - (\sigma_x - f_t)(\sigma_y - f_t) \leq 0$ - ustalenie powierzchni granicznej Ganza-Thurlimanna wg. Kryterium Rankina.
- 3.3-13. $T_{xy}^2 - \sigma_x \sigma_y = 0$ - kryterium Ganza-Thurlimanna
- 3.3-14. $\tau_{xy}^2 - (\sigma_x - f_x)(\sigma_y - f_y) = 0$ - kryterium wg. Ganza-Thurlimanna na podstawie kryterium Rankina
- 3.3-15. $\tau_{xy}^2 + \sigma_y(\sigma_y - f_y) = 0$ - równanie powierzchni walcowej wg Ganza-Thurlimanna na podstawie kryterium Rankina

3.3-16. $\tau_{xy}^2 - (\sigma_y(\sigma_x - tg\varphi))^2 = 0$ - równanie płaszczyzny po uwzględnieniu współczynnika kohezji $c=0$.

3.5-1. $f_k = K \cdot f_b^\alpha \cdot f_m^\beta$ - charakterystyczną wytrzymałość na ściskanie.

3.5-2. $f_k = K \cdot f_b^{0,7} \cdot f_m^{0,3}$ - wzór wg Eurokodu.6. z rekomendowanymi wartościami potęg 0,7 i 0,3.

3.5-3. $f_k^{hist.} = 0,36 \cdot X \cdot f_b^{0,7} \cdot f_m^{0,3}$.

3.5-4. $f_k^{hist.} = 0,29 \cdot X \cdot f_b^{0,7}$ - zmodyfikowany wzór na wytrzymałość na ściskanie muru historycznego

3.5-5. $E = \frac{1,25\alpha+1}{1,25\alpha+\beta} \cdot E_b$ - wzór dla doraźnego modułu sprężystości muru

3.5-6. $E = K_E \cdot f_k$ - wzór dla określenia modułu sprężystości muru przy jednoosiowym ściskaniu

3.6.1-1. $E_f = \frac{(F_2 - F_1)}{(\varepsilon_2 - \varepsilon_1) \cdot A_f}$ [GPa] - współczynnik E określa prawo Hooke'a

4.3.1. $f_m = k_m \cdot F/A$ - charakterystyczna wytrzymałość na ściskanie

4.4.-1. $f_{m,i} = 1,5 \frac{Fl}{bd^2}$ N/mm² - pomiar wytrzymałości na rozciąganie

4.4.-2. $f_{m,i} = \frac{F_c}{1600}$ N/mm² - pomiar wytrzymałości na ściskanie

5.1.4-1. $f_k = \min \left\{ \begin{array}{l} f \\ 1,2 \\ f_{i,\min} \end{array} \right.$ - wytrzymałość charakterystyczna muru na ściskanie

6.3-1. $f_{voi} = F_{i,\max} \sqrt{2A_{i,h}}$ - wytrzymałość na ścinanie

6.4-1. $f_{vok} = \begin{cases} 0,8 f_{voi}, \text{ N/mm}^2 \\ \min f_{voi}, \text{ N/mm}^2 \end{cases}$ - początkowa charakterystyczna wytrzymałość na ścinanie określana metodą prostą

6.4-2. $Y_i = \log_{10} f_{voi}$

6.4-3. $Y_{\text{mean}} = \frac{\sum Y_i}{n}$ - początkowa charakterystyczna wytrzymałość na ścinanie określana metodą statystyczną z uwzględnieniem logarytmiczno-normalnego rozkładu wartości w populacji

6.4-4. $Y_c = Y_{\text{mean}} - ks$

6.4-5. $s = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum (\log_{10} f_{voi} - Y_{mean})^2}$ - odchylenie standardowe wartości \log_{10} przy obliczaniu początkowej charakterystycznej wytrzymałości na ścinanie metodą statystyczną

6.4-6. $f_{vok} = \text{antilog}_{10}(Y_c)$ – charakterystyczna początkowa wytrzymałość muru na ścinanie

7.3-1. $\tau_{v,i} = \frac{F_i}{A_h} = \frac{F_i}{t\sqrt{l^2 + h^2}}$ - średnie naprężenia styczne

7.3-2. $\Theta_i = 2 \arctg \left(\frac{|\Delta x| + |\Delta y|}{x + y + |\Delta x| - |\Delta y|} \right)$ - wartość kąta odkształcenia postaciowego dla danego poziomu obliczeń

7.3-3. $G_i = \frac{\tau_{v,i}}{\Theta_i}$ - moduł odkształcenia postaciowego

7.3-4. $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$ - moduł ścinania wg. normy

7.3-5. $G = 0,4 E$ – moduł ścinania przy uwzględnieniu liniowej zależności i liczby Poissona $\nu = 0,25$

7.3-6. $G = (1-\omega) \frac{\tau}{\theta}$ - moduł ścinania przy uwzględnieniu uszkodzeń muru.

Wykaz zdjęć

Fot. 3.1-1. Mur Chiński (licencja Creative Commons. Autor Ofol.)]

Fot.3.1-2. Tum, Kolegiata p.w. NMP i św. Aleksego, Milejski S., 1952

Fot. 3.1-3. Bazylika Mariacka w Gdańsku, Sienicki T.,2004

Fot. 3.1-4. Widok Pałacu Wielkich Mistrzów i Zamku Wysokiego od strony Nogatu,
(Carschten vel Der Hexer, 2010)

Fot. 3.1-5. Wysoka Brama z XIV w. w Olsztynie i cegła 280x135x70 w licu muru

Fot. 3.2-1.Korozja solna muru

Fot. 3.2-2.Powierzchnia podstawy cegły gotyckiej pokrytej białymi warstwami wykwitów solnych (czerwone strzałki) i zielonymi nalotami glonów (żółta strzałka)

Fot. 3.4-1.Naprawa pęknięć prętami spiralnymi ściany klasztoru w Świętej Lipce

Fot. 3.4-2. Naprawa pęknięcia ściany z łukowym nadprożem w Świętej Lipce

Fot. 4.4.-1. Przygotowanie próbek zaprawy

Fot. 4.4-2. Badanie wytrzymałości na zginanie próbki 3
nr 1

Fot. 4.5.1-1. Normowe beleczyki zaprawy dojrzewają w komorze wilgotnościowej

Fot. 4.5.1-2. Stanowisko wytrzymałościowe podczas badania wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu stwardniałych próbek zaprawy naprawczej

Fot. 4.5.1-3. Badania wytrzymałości zaprawy naprawczej na ściskanie

Fot. 4.6.-1. Wypolerowana cegła w powiększeniu

Fot. 4.7-1. Powierzchnia pręta kompozytowego GFRP z dwoma wtopionymi zwojami

Fot. 4.7.-2. Pręt kompozytowy $\varnothing 8$ z jednym zwojem z włókien szklanych $\varnothing 24 \mu\text{m}$ związanych matrycą z żywicy polimerowej

Fot. 4.7-3. Próbki prętów kompozytowych do badania osiowego rozciągania w maszynie wytrzymałościowej

Fot. 4.7-4. Badanie osiowego rozciągania na próbkach prętów kompozytowych

Fot. 4.7-5. Próbka nr 1 po osiowym badaniu na rozciąganie

Fot. 5.1.2-1. Siatka wzmacniająca z włókien PBO

Fot. 5.1.2-2. Wzmacnianie modeli murowych siatką z włókiem PBO na zaprawie naprawczej

Fot. 5.1.3-1. Widok metalowej ramki z transformatorowymi czujnikami przemieszczeń liniowych PJX

- Fot. 5.1.3-2. Element próbny z serii CS w stanowisku badawczym
- Fot. 5.1.4-1. Elementy próbne serii CS po badaniu
- Fot. 5.1.4-2. Zniszczony element próbny jednostronnie wzmocniony serii CSF1 po badaniu .
- Fot. 5.1.4-3. Zniszczone elementy próbne dwustronnie wzmocnione serii CSF2 po badaniu ..
- Fot. 5.1.5-1. Modele próbne G1 i G2 w chwili zniszczenia
- Fot. 5.1.5-2. Modele próbne N1 i N2 w chwili osiągnięcia max wytrzymałości na ściskanie
..... 97
- Fot. 5.2.2-1. Sposób przecięcia muru
- Fot. 5.2.2-2. Sposób wzmocnienia muru prętami kompozytowymi na zaprawie naprawczej ..
- Fot. 5.2.3-1. Widok elementu badawczego ustawionego w osiach
- Fot. 5.2.3-2. Widok siłownika nad elementem badawczym
- Fot. 5.2.3-3. Stanowisko badawcze zginania belek wraz ze stanowiskiem komputerowym.....
- Fot. 5.2.3-4. Pionowe zarysowania spoiny wspornej na przedniej ścianie elementu badawczego
- Fot. 5.2.3-5. Zarysowania w murze pod dolnym wzmocnieniem (tylna ściana)
- Fot. 5.2.3-6. Widok zarysowań pod dolnym wzmocnieniem oraz w spoinie pionowej (tylna ściana)
- Fot. 5.2.3-7. Widok zniszczeń nad lewą podporą muru (ściana przednia i tylna)
- Fot. 5.2.3-8. Widok zniszczeń muru pod dolnym wzmocnieniem (przednia ściana)
- Fot. 5.2.3-9. Sekwencja zdjęć obrazująca degradację muru w połowie grubości
- Fot. 5.2.3-10. Zmiany w położeniu siłownika po badaniu
- Fot. 5.2.3-11. Widok śladu w zaprawie naprawczej po przecięciu kompozytowym [38]
- Fot. 5.2.3-12. Widok pręta GFRP z przylegającą do niego zaprawą naprawczą [38]
- Fot. 6.5-1. Elementy próbne serii CV/B po badaniu
- Fot. 6.5-2. Elementy próbne CVF1/B po badaniu
- Fot. 6.5-3. Elementy próbne CVF2/B po badaniu
- Fot. 7.3-1. Widok stanowiska badawczego z umieszczonym elementem badawczym
- Fot. 7.4.1-1. Element badawczy CT-1 po badaniu
- Fot. 7.4.2-1. Element badawczy serii CTF1-1 po badaniu
- Fot. 7.4.2-2. Element badawczy serii CTF1-1 po badaniu
- Fot. 7.4.2-3. Element badawczy serii CTF1-2 po badaniu

- Fot. 7.4.3-1. Element badawczy serii CTF2-1 po badaniu
- Fot. 7.4.3-2. Element badawczy serii CTF2-2 po badaniu
- Fot. 8.2-1. Ściana z oknem na osiedlu „Nikiszowiec”, autor Madame Edit
- Fot. 8.4.1-1. Widok w elemencie badawczego C.1 po badaniu
- Fot. 8.4.1-2. Widok pęknięcia w środkowej części łukowego nadproża
- Fot. 8.4.1-3. Widok pęknięć pod otworem okiennym
- Fot. 8.4.1-4. Widok w modelu badawczego C.2 po badaniu
- Fot. 8.4.1-5. Widok uszkodzeń z lewej strony łuku nadproża elementu badawczego C.2.
- Fot. 8.4.1-6. Widok pęknięcia w narożu z prawej strony nad otworem okna
- Fot. 8.4.1-7. Zbliżenie pęknięcia cegieł i spoin w dolnej części elementu badawczego C.2 ...
- Fot. 8.4.1-8. Zbliżenia obustronnych pęknięć w narożach pod otworem okna
- Fot. 8.4.2-1. Widok obustronnie wzmocnionego powierzchniowo elementu badawczego C.1
- Fot. 8.4.2-2. Przygotowanie bruzd do nałożenia zaprawy naprawczej
- Fot. 8.4.2-3. Widok bruzd przygotowanych do nałożenia zaprawy naprawczej
- Fot. 8.4.2-4. a) Widok pręta GFRP w bruzdzie naprawczej; b) widok fragmentu elementu badawczego po uzupełnieniu spoiny zaprawą naprawczą
- Fot. 8.4.3-1. Element badawczy C-1.1 na stanowisku badawczym
- Fot. 8.4.3-2. Widok zmiażdżonych cegieł w łukowym nadprożu
- Fot. 8.4.3-3. Widok elementu badawczego C.2-1 przed badaniem
- Fot. 8.4.3-4. Widok elementu badawczego C.2-1 w trakcie obciążania
- Fot. 8.4.3-5. Widok fragmentu łuku nadproża elementu badawczego C.2-1 w trakcie badania
- Fot. 8.4.3-6. Widok fragmentu elementu badawczego C.2-1 po zniszczeniu
- Fot. 8.4.3-7. Widok fragmentu elementu badawczego C.2-1 po zniszczeniu

Wykaz skanogramów

- 4.2-1. Spoiwo geopolimerów z metakaolinu pod mikroskopem elektronowym w skali 1:5 μm . (*Christian Kaps, Uniwersytet Bauhaus w Weimarze, 2011*)
- 4.3-1. Obraz pod mikroskopem recepturowej zaprawy wapiennej w skali 1:2000 μm
- 4.3-2. Obraz pod mikroskopem zaprawy wapiennej w skali 1:1000 μm
- 4.3-3. Obraz zaprawy pod mikroskopem w skali 1:500 μm
- 4.3-4. Obraz pod mikroskopem skaningowym próbki zaprawy wapiennej z zamku w Janowcu
w skali 1:50 μm (Suchorab Z., Politechnika Lubelska. 2005)
- 4.5.1-1. Sekwencja dwóch powiększeń powierzchni zaprawy naprawczej pod mikroskopem SZX16 zespolonym z komputerem z oprogramowaniem aplikacji obrazu
- 4.5.1-2. Sekwencja powiększeń pustki na powierzchni zaprawy naprawczej pod mikroskopem SZX16 zespolonym z komputerem z oprogramowaniem aplikacji obrazu
- 4.6-1. Powierzchnia cegły renesansowej w sekwencji powiększeń pod mikroskopem
- 4.7.-1. Elementy pręta kompozytowego pod mikroskopem (pojedyncze włókna szklane oraz powierzchnia zwoju i rdzenia)
- 4.7-2. Powiększone miejsce zerwania rovingu
- 4.7-3. Powierzchnie pręta kompozytowego po badaniu na rozciąganie osiowe (górne obrazy z miejsca zakotwienia a dolne z części środkowej)

Wykaz tabel

- Tab. 3.2-1. Stopnie zawilgocenia murów
- Tab. 3.6-1. Porównanie właściwości wybranych typów włókien szklanych
- Tab. 3.6-2. Właściwości różnych matryc żywic FRP [W 147]
- Tab. 3.6-3. Właściwości reologiczne kompozytowych materiałów (FRP)
- Tab. 3.6.1-1. Podstawowe dane i obraz pręta spiralnego ze stali nierdzewnej klasy Garde wg EN.1.4301 lub klasy Garde 316 wg EN1.4401(a-długość skrętu)
- Tab. 3.6.1-2. Podstawowe parametry prętów kompozytowych z włókna szklanego w ma-trycy z żywicy polimerowej
- Tab. 3.6.1-3. Cechy włókien kompozytowych w porównaniu ze stalą zwykłą i stalą sprężającą
- Tab. 4.3-1. Współczynnik korelacji km do określenia wytrzymałości zaprawy
- Tab. 4.4-1. Wyniki badania próbek zaprawy nominalnej o klasie M5
- Tab. 4.6-1. Zestawienie wyników badania normowego na ściskanie dla dziesięciu cegieł renesansowych
- Tab. 4.6-2. Zestawienie wyników badania normowego na ściskanie dla sześciu cegieł renesansowych
- Tab. 4.6-3. Zestawienie wyników badania normowego na ściskanie dla sześciu cegieł neogotyckich G.
- Tab. 4.6-4. Zestawienie wyników badania normowego na ściskanie dla sześciu cegieł z rozbiórki w Czeladzi pochodzącej z lat dwudziestych XX w.
- Tab. 4.6-5. Zestawienie wyników badania normowego na ściskanie dla sześciu cegieł współczesnych z Zakładu Ceramiki Budowlanej - Cegielnia Łąka”
- Tab. 4.7-1. Cechy włókien kompozytowych w porównaniu ze stalą zwykłą i stalą sprężającą.
- Tab. 5.1.2-1. Zestawienie elementów badawczych
- Tab. 5.1.4-1. Wyniki badań wytrzymałości na ściskanie elementów próbnych muru
- Tab. 5.4.1-2. Uśrednione wyniki badań w ramach każdej serii
- Tab. 5.1.4.1-1. Charakterystyczna wytrzymałość muru na ściskanie
- Tab. 5.1.5-1. Wartości naprężeń
- Tab. 5.1.5.1-1. Charakterystyczna wytrzymałość muru na ściskanie
- Tab. 6.2-1. Plan badań początkowej wytrzymałości muru na ścinanie
- Tab. 6.5-1. Wyniki badania elementów próbnych serii CV/B

Tab. 6.5-2. Wyniki badań elementów próbnych serii CVF1/B

Tab. 6.5-3. Rezultaty z badania elementów serii CVF2/B

Tab. 7.2-1. Zakres badań wytrzymałości na ukośne rozciąganie

Tab. 7.4.1-1. Zestawienie wyników badań modeli badawczych serii CT

Tab. 7.4.2-1. Zestawienie wyników elementów próbnych serii CTF1

Tab. 7.4.3-1. Wyniki badań modeli serii CTF2

Tab. 8.4.6-1. Zestawienie wartości kątów deformacji poprzecznej dla elementów badawczych
C.1 i C.2

Tab. 8.4.6-2. Zestawienie wartości kątów deformacji poprzecznej dla elementów badawczych
C.1-1 i C.2-1

Tab. 8.4.6-3. Zestawienie wyników kąta deformacji poprzecznej.

Wykaz rysunków (wykresów, schematów)

Rys. 3.2-1. Rozkład wilgotności masowej na grubości muru

Rys. 3.2-2. Średnia miesięczna wilgotność względna

Rys. 3.2-3. Dobowe zmiany temperatury i wilgotności

Rys. 3.2-4. Drogi wnikania wilgoci w konstrukcję

Rys. 3.2-5. Rozkład zawartości soli rozpuszczalnych na grubości muru

Rys. 3.2-6. Pęknięcia muru wywołane przemieszczeniem gruntu

Rys. 3.2-7. Zginanie ściany: a) w płaszczyźnie muru, b) w płaszczyźnie prostopadłej do powierzchni ściany [W Pęknięcia muru wywołane przemieszczeniem gruntu

Rys. 3.2-8. Stan naprężenia w ścianie opartej na podatnych podporach [6] (gdzie: 1- jednoosiowe rozciąganie, 2 – jednoosiowe ściskanie, 3 – dwuosiowe ściskanie, 4 – ściskanie z rozciąganiem)

Rys. 3.3-1. Schematy rozkładu naprężeń w komponentach muru (cegła i zaprawa) znajdującego się w stanie osiowego ściskania

Rys. 3.3-2. Kryterium zniszczenia muru według H. Hilsdorfa

Rys. 3.3-3. Powierzchnia graniczna Willama-Warnke stosowana dla cegieł i zaprawy: a) przekrój aksjatorowy; b) przekrój dewiatorowy

Rys. 3.3-4. Modyfikacja kryterium Willama-Warnke przejęta przez Majewskiego i Szojdę do opisu zniszczenia muru w punkcie f_m : a) przekrój dewiatorowy w obszarze średnich naprężeń ściskających; b) przekrój południkowy

Rys. 3.3-5. Kryterium Ganz-Thurlimanna inkorporowane do normy szwajcarskiej STA 172/2

Rys. 3.3-6. Kryterium zniszczenia muru według Seima

Rys. 3.3-7. Kryterium zniszczenia muru według Schlegela i Rautenstraucha

Rys. 3.3-8. Schemat mechanizmu zniszczenia muru ściskanego prostopadle do spoin wspornych: a) rysy w fazie 1, b) kruche zniszczenie z eksplozją (gdzie: 1 – rysa, 2 - ubytek powierzchniowy), 3 – fragment większego ubutku)

Rys. 3.3-9. Przykład mechanizmu zarysowań związanych z deformacją podłoża: a) w środkowej części budynku; b) w skrajnej części budynku

Rys.3.4-1. Naprawa pęknięcia lokalnego ceramicznej ściany pełnej oraz przy połączeniach w murach pełnych i warstwowych

Rys. 3.5-1. Zależność naprężenie-odkształcenie $\sigma(\epsilon)$ muru ściskanego

Rys.3.5-2. Wykresy $\sigma(\epsilon)$ dla materiałów murowych i murów (osie bezwymiarowe) [41]: 1- cegła maszynowa, 2- cegła średniowieczna, 3 - zaprawa cementowa, 4- zaprawa wapienna, 5 - mur na zaprawie cementowej, 6 - mur na zaprawie wapiennej

Rys.3.6-1. Rozwój materiałów inżynierskich wg L. A. Dobrzańskiego

Rys. 3.6-2. Porównanie podstawowych właściwości materiałów inżynierskich Moduł sprężystości i gęstość

Rys.3.6-3. Rozkład odkształceń i naprężeń w modelach prostokątnych przekrojów betonowych zprętami z kompozytu GFRP oraz stalą konstrukcyjną

Rys.3.6-4. Charakterystyka naprężenie-odkształcenie dla rozciąganych włókien
a) grafitowych, b) węglowych, c) aramidowych (Kevlar49), d) S-glass, e) E-glass,f) bazaltowych

Rys. 3.6-5. Wpływ temperatury na wytrzymałość na rozciągane włókna szklanego typu E

Rys. 3.6-6. Charakterystyka naprężenie-odkształcenie a temperatura zeszklenia polimerów

Rys. 3.6.1-1. Zależność σ - ϵ dla pręta GFRP

Rys.4.3-1. Schemat i obraz z badania zaprawy na próbkach walcowych

Rys.4.3-2. Badanie zaprawy pobranej ze spoin wspornych o grubości h_m

Rys.4.3-3. Wykres przebiegu badania na ściskanie próbki in situ z zaprawą wapienną

Wykres 4.5.1-1. Badanie wytrzymałości na zginanie próbki nr 3/28 po 28 dniach dojrzewania
(naprężenie 7,84 N/mm² przy obciążeniu niszczącym 3,344 kN)

Rys. 4.6-1. Przebieg badania wytrzymałości cegły renesansowej na ściskanie – nr 1

Rys. 4.7-1. Pręt kompozytowy $\varnothing 8$ z włóknami szklanymi $\varnothing 24 \mu m$

Rys. 4.7-2. Wykonanie próbki do osiowego rozciągania prętów GFRP osadzonych w stalowych rurkach na szybkowiązący zaczyn cementowy

Rys. 5.1.2-1. Wymiary elementu próbnego do badań wytrzymałości muru na ściskanie wg [N8]

Rys. 5.1.2-2. Geometria elementów próbnych serii R i G

Rys. 5.1.4 -1. Wykres zależności $\sigma_y - \varepsilon_y$ i $\sigma_y - \varepsilon_x$ elementów próbnych niewzmocnionych serii CS

Rys. 5.1.4-2. Wykres zależności $\sigma_y - \varepsilon_y$ i $\sigma_y - \varepsilon_x$ elementów próbnych wzmocnionych jednostronnie serii CSF1

Rys. 5.1.4-3. Wykres zależności $\sigma_y - \varepsilon_y$ i $\sigma_y - \varepsilon_x$ elementów próbnych wzmocnionych dwustronnie serii CSF2

Rys. 5.1.4-4. Wykres uśrednionych wartości zależności naprężenie-odkształcenie $\sigma_y - \varepsilon_x$

Rys. 5.1.4-5. Wykres uśrednionych wartości w ramach serii zależności naprężenie-odkształcenie $\sigma_y - \varepsilon_y$

Rys. 5.2.2-1. Rozmieszczenie prętów w murze: a) przekrój poprzeczny muru: niebieska strzałka - element murowy, czarne strzałki - spoiny wsporne, żółte strzałki - wnęki z prętami), b) lico muru

Rys. 5.2.3-1. Schemat wzmocnionego elementu badawczego zginanego w płaszczyźnie

Rys. 5.2.3-2. Zależność naprężeń σ_x w tarczach jednopółowych swobodnie podpartych i symetrycznie obciążonych siłą skupioną Rys. 5.2.3-3. Rozkład naprężeń σ_x dla symetrycznie obciążonej belki-ściany ($h/l=1$): a) mapa naprężeń, b) trajektoria naprężeń głównych

Rys. 5.2.3-3. Rozkład naprężeń σ_x dla symetrycznie obciążonej belki-ściany ($h/l=1$): a) mapa naprężeń, b) trajektoria naprężeń głównych

Rys. 6.2-1. Elementy badawcze do badania początkowej wytrzymałości muru na ścinanie

Schemat 6.3-1. Zniszczenie pod wpływem maksymalnej siły ścinającej na styku elementu murowego (zaprawa na jednej powierzchni lub na dwóch powierzchniach elementów próbnych - A.1

Schemat 6.3-2. Zniszczenie pod wpływem maksymalnej siły ścinającej zaprawy wewnątrz spoiny - A.2

Schemat 6.3-3. Zniszczenie pod wpływem maksymalnej siły ścinającej wewnątrz elementu murowego - A.3

Schemat 6.3-4. Zniszczenie pod wpływem maksymalnej siły ścinającej skutkujące rozkruszeniem i/lub ścięciem elementu murowego - A.4

Rys. 7.2-1. Geometria elementu próbnego

- Rys. 7.3-1. Schemat do wyznaczania kąta odkształcenia postaciowego
- Rys. 7.4.1-1. Wykres zależności modułu ścinania G i naprężenia stycznego τ
- Rys. 7.4.1-2. Wykres zależności kąta odkształcenia postaciowego Θ i naprężenia stycznego τ
- Rys. 7.4.2-1. Wykres zależności modułu ścinania G i naprężenia stycznego τ
- Rys. 7.4.2-2. Wykres zależności kąta odkształcenia postaciowego Θ i naprężenia stycznego τ
- Rys. 7.4.2-3. Wykres zależności modułu ścinania G i naprężenia stycznego τ
- Rys. 7.4.3-1. Wykres zależności modułu ścinania G i naprężenia stycznego τ
- Rys. 7.4.3-2. Wykres zależności kąta odkształcenia postaciowego Θ i naprężenia stycznego τ
- Rys. 7.4.3-3. Wykres zależności modułu ścinania G i naprężenia stycznego τ
- Rys. 7.4.3-4. Wykres zależności kąta odkształcenia postaciowego Θ i naprężenia stycznego τ
- Rys. 8.2-1. Schemat elementów badawczych
- Rys. 8.3-1. Schemat stanowiska badawczego do badania ścian podpartych podatnie
- Rys. 8.3-2. Schemat rozmieszczenia baz pomiarowych na elementach badawczych
- Rys. 8.3-1. Widok elementu badawczego C.1 na stanowisku badawczym
- Rys. 8.3-2. Widok elementu badawczego C.1-1 na stanowisku badawczym
- Rys. 8.3-3. Widok elementu badawczego C.2 na stanowisku badawczym
- Rys. 8.3-4. Widok elementu badawczego C.2-1 na stanowisku badawczym
- Rys. 8.3-3. Schemat do wyznaczenia kątów deformacji poprzecznej
- Rys. 8.4.1-1. Schemat uszkodzeń modelu badawczego C.1 od obciążenia
- Rys. 8.4.1-2. Schemat uszkodzeń modelu badawczego C.2 od obciążenia
- Rys. 8.4.2-1. Schemat wzmocnienia modelu C.2 prętami kompozytowymi GFRM
- Rys. 8.4.4-1. Wykres „ugięcie w środku przęsła” dla modelu C.1
- Rys. 8.4.4-2. Wykres średniego ugięcia dla modelu C.2
- Rys. 8.5.4-1. Wykres średniego ugięcia dla modelu C.1-1
- Rys. 8.5.4-2. Wykres średniego ugięcia dla modelu C.2-1
- Rys. 8.4.6-1. Kąty deformacji poprzecznej dla elementu badawczego C.1
- Rys. 8.4.6-2. Kąty deformacji poprzecznej dla elementu badawczego C.1
- Rys. 8.4.6-3. Kąty deformacji poprzecznej dla elementu badawczego C.2

Rys. 8.4.6-4. Kąty deformacji poprzecznej dla elementu badawczego C.2

Rys. 8.4.6-5. Kąty deformacji poprzecznej dla elementu badawczego C.1-1

Rys. 8.4.6-6. Kąty deformacji poprzecznej dla elementu badawczego C.1-1

Rys. 8.4.6-7. Kąty deformacji poprzecznej dla elementu badawczego C.2-1

Rys. 8.4.6-7. Kąty deformacji poprzecznej dla elementu badawczego C.2-1.