Politechnika Krakowska
im. Tadeusza Kościuszki

Piotr Matysek

Identyfikacja wytrzymałości na ściskanie i odkształcalności murów ceglanych w obiektach istniejących

Monografia

Kraków 2014

POLITECHNIKA KRAKOWSKA
im. Tadeusza Kościuszki

Piotr Matysek

IDENTYFIKACJA WYTRZYMAŁOŚCI NA ŚCISKANIE I ODKSZTAŁCALNOŚCI MURÓW CEGLANYCH W OBIEKTACH ISTNIEJĄCYCH

MONOGRAFIA

KRAKÓW 2014

PRZEWODNICZĄCY KOLEGIUM REDAKCYJNEGO
WYDAWNICTWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Jan Kazior

PRZEWODNICZĄCY KOLEGIUM REDAKCYJNEGO
WYDAWNICTW NAUKOWYCH

Józef Gawlik

REDAKTOR SERII
Inżynieria Lądowa

Marek Piekarczyk

REDAKTOR NAUKOWY

Wiesław Ligęza

RECENZENCI

Roman Orłowicz
Jan Kubica

SEKRETARZ SEKCJI KSIĄŻKI NAUKOWEJ
I OPRACOWANIE REDAKCYJNE

Barbara Korta-Wyrzycka

© Copyright by Politechnika Krakowska, Kraków 2014

ISBN 978-83-7242-793-9

Wydawnictwo PK, ul. Skarżyńskiego 1, 31-866 Kraków; tel.: 012 628 37 25, fax: 012 628 37 60
e-mail: wydawnictwo@pk.edu.pl www.wydawnictwo.pk.edu.pl
Adres do korespondencji: ul. Warszawska 24, 31-155 Kraków

Druk i oprawę wykonano w Dziale Poligrafii Politechniki Krakowskiej.
Ark. wyd. 7,5.

Zam. 262/2014 Nakład 120 egz. Cena zł 25,20 zł z VAT

Spis treści

Podstawowe oznaczenia 5
1. Wprowadzenie 7
   1.1. Tematyka i cel pracy 7
   1.2. Problemy badawcze w diagnostyce konstrukcji murowych 9
2. Specyfika konstrukcji ceglanych w aspekcie materiałowym oraz zasad kształtowania 11
   2.1. Rodzaje cegieł 11
   2.2. Zaprawy do murów ceglanych 16
   2.3. Układy i wątki murowe 18
   2.4. Kształtowanie konstrukcji budynków murowych 20
3. Mury poddane obciążeniom ściskającym 23
   3.1. Mechanizm niszczenia murów ceglanych 23
   3.2. Kryteria zniszczenia 25
   3.3. Czynniki wpływające na wytrzymałość murów ceglanych 32
   3.4. Efekt kształtu próbki i warunków brzegowych w badaniach wytrzymałości murów 40
   3.5. Odkształcalność murów 45
4. Badania cegieł i zapraw 59
   4.1. Badania cegieł 59
   4.2. Badania zapraw 71
5. Badania elementów próbnych muru 81
   5.1. Badania fragmentów murów w konstrukcji 81
   5.2. Badania laboratoryjne prostopadłościennych elementów próbnych wyciętych z masywu murów 83
   5.3. Badania odwiertów rdzeniowych 89
6. Analiza porównawcza wyników badań wytrzymałości murów w konstrukcjach istniejących 97
7. Zastosowanie metod nieniszczących (NDT) i małoniszczących (MDT) przy szacowaniu wytrzymałości murów 103
   7.1. Aplikacja metody sklerometrycznej w badaniach murów 103
   7.2. Badania *in situ* konstrukcji murowych metodą flat-jack 110
   7.3. Wykorzystanie metody ultradźwiękowej w diagnostyce konstrukcji murowych 115

7.4. Przykłady metod MDT w badaniach wytrzymałości cegieł i zapraw 119
7.5. Zakres zastosowań metod NDT i MDT w badaniach wytrzymałości i odkształcalności murów 122
8. Uwagi dotyczące stosowania norm w analizie istniejących konstrukcji murowych 127
9. Podsumowanie 133
Literatura 137
Streszczenie 153
Summary 155

Podstawowe oznaczenia

Litery alfabetu łacińskiego

c – wymiar oznaczający długość cegły (wymiar wozówki)
d – średnica próbki walcowej
f – wytrzymałość muru na ściskanie
f_b – znormalizowana wytrzymałość na ściskanie cegieł wyznaczona zgodnie z normą PN-EN 772-1
f_j – wytrzymałość zaprawy w spoinie
$f_{j,kub}$ – wytrzymałość zaprawy określona na próbkach sześciennych wyciętych ze spoin
$f_{j,st}$ – wytrzymałość zaprawy określona na próbkach wyciętych ze spoin – metoda stempla
f_B – wytrzymałość na ściskanie cegieł
$f_{B,k}$ – wytrzymałość charakterystyczna cegieł na ściskanie
f_m – wytrzymałość na ściskanie zaprawy wyznaczona zgodnie z normą PN-EN 1015-11
f_M – wytrzymałość na ściskanie zaprawy
f_{mean} – średnia wytrzymałość muru na ściskanie
f_k – charakterystyczna wytrzymałość muru na ściskanie
$f_{t,B}$ – wytrzymałość cegieł na rozciąganie
h – wysokość muru
h_b – wysokość elementu murowego (cegły)
h_m – grubość spoiny wspornej
l – długość próbki walcowej
k_1 – parametr nieliniowości fizycznej
k_m – współczynnik przeliczeniowy
t – grubość muru
t_b – szerokość cegły (wymiar główki)
A_L – długość poduszki ciśnieniowej
C – współczynnik uwzględniający wpływ smukłości próbki na wytrzymałość muru
E – moduł sprężystości muru
E_b – moduł sprężystości cegieł
E_m – moduł sprężystości zaprawy

G – moduł odkształcenia postaciowego muru
L – długość baz pomiarowych w metodzie flat-jack
E_d – obliczeniowa wartość efektów oddziaływań
K_m – współczynnik korekcyjny
K_a – stosunek powierzchni poduszki ciśnieniowej do powierzchni nacięcia w murze
R_d – obliczeniowa nośność
V_B – prędkość fali ultradźwiękowej w cegle
V_M – prędkość fali ultradźwiękowej w zaprawie

Litery alfabetu greckiego

δ – współczynnik kształtu
ε – odkształcenia muru przy ściskaniu
ε_1 – odkształcenia muru przy maksymalnym obciążeniu ściskającym
ε_u – maksymalne odkształcenia muru przy ściskaniu
ε_{cr} – odkształcenia muru wywołane pełzaniem
ε_{el} – odkształcenia sprężyste muru
ϕ_∞ – współczynnik pełzania muru
γ – globalny współczynnik bezpieczeństwa
γ_F – częściowy współczynnik bezpieczeństwa po stronie oddziaływań
γ_M – częściowy współczynnik bezpieczeństwa po stronie materiału
η – współczynnik przeliczeniowy
η_w – współczynnik przeliczeniowy uwzględniający stan wilgotności próbki
λ – smukłość próbki
μ – współczynnik odkształcalności poprzecznej muru
μ_b – współczynnik odkształcalności poprzecznej cegieł
μ_m – współczynnik odkształcalności poprzecznej zaprawy
ν – współczynnik zmienności
σ – naprężenie
ζ, ζ_E – współczynniki korekcyjne

1. Wprowadzenie

1.1. Tematyka i cel pracy

Konstrukcje murowe były przez wieki wznoszone według tradycyjnych zasad przekazywanych i rozwijanych przez kolejne pokolenia budowniczych w danym regionie. Nieliczne pisane reguły zachowane do naszych czasów stanowią ogólne wytyczne doboru materiałów i wznoszenia murów. Przy każdej budowie (jak powiada Witruwiusz [222]) należy brać pod uwagę: wygodę. trwałość i piękno. Andrea Palladio pisał w XVI wieku: „Trwałość osiągnie się wtedy, gdy wszystkie mury będą pionowe, grubsze w części dolnej niż górnej, będą miały mocne i wytrzymałe fundamenty oraz gdy kolumny górne będą w pionie z dolnymi, a wszystkie otwory jak drzwi i okna , jedne nad drugimi, wtedy pełne wypadnie nad pełnym a puste nad pustym" i dalej „…ściana górnej kondygnacji będzie cieńsza od dolnej o pół cegły i tak stopniowo do góry…". Zasady te były w praktyce powszechnie stosowane jeszcze na przełomie XIX i XX wieku. Do naszych czasów przetrwało wiele budynków o konstrukcji ceglanej „..zgodnej z tym czego uczy natura…" [144]. Dzięki znacznej trwałości i odporności na działanie ognia konstrukcje te mogą być w wielu przypadkach z powodzeniem adaptowane do nowych funkcji użytkowych.

W trakcie opracowywania opinii technicznych dla obiektów istniejących pojawiają się z reguły pytania związane z identyfikacją własności cegieł i zapraw użytych w konstrukcji oraz parametrami wytrzymałościowymi i odkształceniowymi samych murów. Danych w tym zakresie, cytowanych w literaturze przedmiotu, jest niewiele. Pierwsze badania wytrzymałościowe cegieł, zapraw i filarów murowych zostały przeprowadzone w pierwszej połowie XX wieku. Zakres badań murów w odniesieniu do realizowanych w tym czasie w Europie budynków ceglanych był jednak bardzo niewielki. Szersze badania konstrukcji ceglanych prowadzono w drugiej połowie XX wieku, opracowując kolejne wersje norm projektowania. Badania dotyczyły murów z produkowanych ówcześnie materiałów i w takim zakresie uzyskane na ich podstawie zależności empiryczne mogą być bezpośrednio wykorzystywane.

Podstawową metodą identyfikacji właściwości cegieł, zapraw i murów w istniejących konstrukcjach pozostają badania *in situ* oraz testy na próbkach pobranych z konstrukcji. Metodyka tych badań jest wciąż rozwijana i udoskonalana. Nie bez znaczenia dla rozwoju metod badań istniejących struktur ceglanych jest zachodzą-

cy proces kurczenia się wolnych przestrzeni pod nową zabudowę w centrach miast oraz związany z tym proces adaptacji istniejących konstrukcji murowych do nowych funkcji, co związane jest zwykle ze zmianą sposobu ich obciążenia. W tej grupie należy wymienić zarówno obiekty przebudowywane z uwagi na nowe funkcje użytkowe, jak również te, których sposób użytkowania nie ulega zmianie, ale zmieniają się warunki, w jakich konstrukcja pracuje (np. wzrost efektów oddziaływań spowodowanych środkami transportu samochodowego lub kolejowego).

Aktualnie w diagnostyce konstrukcji murowych stosowane są badania nieniszczące, małoniszczące i niszczące, które umożliwiają ocenę różnych właściwości struktur ceglanych i ich komponentów. W Polsce niektóre procedury są mało znane i rzadko stosowane. Brak jest również zaleceń normowych w tym zakresie.

Niniejsza praca dotyczy metod oceny właściwości wytrzymałościowych i odkształceniowych materiałów murowych (cegieł i zapraw) oraz murów ceglanych w konstrukcjach istniejących.

Celem pracy jest podanie optymalnych metod badawczych i procedur analizy ich wyników służących identyfikacji parametrów wytrzymałościowych i odkształceniowych murów przy ściskaniu.

Podstawą realizacji celu są badania konstrukcji murowych przeprowadzone przez autora na oryginalnym materiale historycznym oraz ich wyniki porównane z wynikami badań podanymi w literaturze przedmiotu.

Zakresem opracowania objęto przede wszystkim problematykę wytrzymałości na ściskanie i odkształcalności murów w kierunku prostopadłym do spoin wspornych, tj. zagadnienia niezbędne z praktycznego punku widzenia w obliczeniach nośności ścian i filarów murowych.

W trakcie swojej pracy zawodowej, autor brał udział w przygotowaniu opracowań technicznych dla budynków murowych (adaptowanych do nowych funkcji) po awariach i katastrofach, które wykazały, że jednym z powodów zawalenia się konstrukcji była błędna ocena własności wytrzymałościowych i odkształceniowych murów. Błędy te wynikały z zastosowania niewłaściwych procedur badawczych oraz niedostatecznego rozpoznania konstrukcji [106, 107]. W obliczeniach przyjmowano również modele i zależności opierające się wprost (bezkrytycznie) na aktualnie obowiązujących normach bez uwzględnienia charakteru konstrukcji ceglanych poddanych oddziaływaniom od wielu dziesięcioleci czy setek lat.

W niniejszej pracy zwrócono szczególną uwagę na specyfikę konstrukcji wznoszonych w przeszłości zarówno pod względem stosowanych materiałów, metod wznoszenia murów, jak również geometrii struktur ceglanych. Podane zostały zależności umożliwiające uwzględnienie tych specyficznych właściwości na etapie obliczeń konstrukcji i oceny jej stanu technicznego.

1.2. Problemy badawcze w diagnostyce konstrukcji murowych

Ocena wytrzymałości i odkształcalności murów jest jednym z elementów złożonego procesu definiowanego jako diagnostyka konstrukcji murowych. Diagnostyka konstrukcji murowych obejmuje szeroki zakres działań mających na celu uzyskanie informacji o konstrukcji murowej w zakresie niezbędnym do oceny jej stanu technicznego oraz opracowania projektu ewentualnych napraw i wzmocnień, a także sprawdzenia skuteczności wykonanych prac budowlanych.

W diagnostyce konstrukcji murowych istotne znaczenie mają następujące zagadnienia:

- analiza dokumentacji archiwalnej, dzięki której można wnioskować o pracach budowlanych prowadzonych wcześniej na obiekcie (przebudowy, rozbudowy), zastosowanych materiałach, czy też uszkodzeniach spowodowanych w przeszłości różnymi czynnikami zewnętrznymi (pożary, powodzie, trzęsienia ziemi, działania wojenne),
- badania wizualne, które dostarczają wstępnych informacji o rodzaju materiału, występowaniu zarysowań i pęknięć, miejscach zawilgoceń muru,
- pomiary i badania inwentaryzacyjne obiektu ustalające szczegółowo parametry geometryczne konstrukcji oraz układ i rodzaj elementów niekonstrukcyjnych,
- badania geologiczne i hydrologiczne w poziomie posadowienia budynku,
- inwentaryzacja uszkodzeń murów,
- badania doświadczalne konstrukcji *in situ* oraz badania laboratoryjne materiałów pobranych z obiektu,
- analizy obliczeniowe konstrukcji np. dla określenia reprezentatywnych obszarów badań, czy też oszacowania poziomu bezpieczeństwa konstrukcji.

Faza badań doświadczalnych konstrukcji murowej jest więc częścią złożonego procesu przygotowywania i realizacji prac budowlanych i konserwatorskich a zakres badań powinien być dostosowany do zamierzonego zadania. Ostateczne sformułowanie planu badań powinno zawierać określenie:

- mierzonych wielkości i oczekiwanych dokładności pomiarów,
- technik i przyrządów pomiarowych,
- miejsc i ew. czasu pomiarów,
- konieczności i ew. zakresu badań niszczących.

Badania doświadczalne konstrukcji murowych dotyczą:

- ustalenia grubości, rodzaju (pełny, warstwowy, oblicowany) i geometrii murów oraz sposobu ich posadowienia,
- rodzaju i stanu technicznego materiałów użytych do wzniesienia konstrukcji,
- własności wytrzymałościowych i odkształceniowych murów,

– niejednorodności strukturalnych (przemurowania), wtrąceń (belki, kotwy, haki), pustek, rozspojeń, pęknięć i rys w masywie, najczęściej niewidocznych w licu ścian i filarów,
– stanu wilgotności murów w tym rozkładu wilgoci w kierunku grubości i wysokości, przyczyn zawilgocenia, rodzaju związków chemicznych krystalizujących w murach i na ich powierzchniach.

W przypadku budowli zabytkowych o znacznej wartości jednym z podstawowych kryteriów jest ograniczenie do minimum uszkodzeń spowodowanych prowadzeniem testów. Zgodnie z zaleceniami ICOMOS [77] dla tego typu obiektów preferowane są metody nieniszczące i małoniszczące. Do metod nieniszczących zaliczyć można między innymi badania: ultradźwiękowe, z wykorzystaniem radaru, termograficzne, sklerometryczne, natomiast do małoniszczących: *flat-jack* (metodę poduszek ciśnieniowych), endoskopię, pomiar oporu przy nawiercaniu, badania laboratoryjne (wytrzymałościowe i chemiczne) na małych próbkach pobranych z konstrukcji.

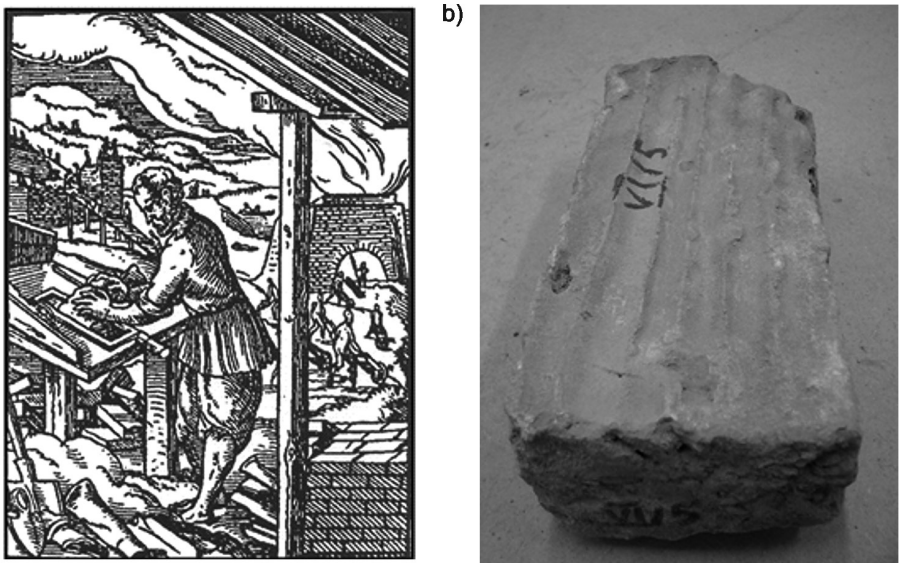
Etap badań konstrukcji murowych jest realizowany zwykle w trakcie przygotowywania dokumentacji technicznej, przed opracowywaniem ekspertyzy stanu technicznego. Specyfika konstrukcji murowych eksploatowanych przez dziesiątki czy setki lat, wielokrotnie przebudowywanych, często powoduje konieczność prowadzenia badań uzupełniających w stosunku do pierwotnego planu. Badania takie są konieczne również na etapie prowadzonych prac budowlanych, celem weryfikacji danych i przyjętych na ich podstawie rozwiązań projektowych lub sprawdzenia skuteczności stosowanych metod naprawczych (np. iniekcji murów).

2. Specyfika konstrukcji ceglanych w aspekcie materiałowym oraz zasad kształtowania

2.1. Rodzaje cegieł

Cegły, z uwagi na sposób ich produkcji, można podzielić na dwie kategorie: cegły formowane ręcznie i cegły formowane mechanicznie. Cegły formowano ręcznie od czasów starożytnych w zasadzie do końca XIX wieku (choć znane są przykłady również ręcznie formowanych cegieł XX-wiecznych). Formowanie cegieł odbywało się w drewnianych formach – glinę ubijano a następnie jej nadmiar zgarniano palcami dłoni. Od zaznaczonych wyraźnie śladów palców na płaskiej powierzchni cegły te nazwano palcówkami (rys. 2.1). Formowanie cegieł odbywało się na piasku lub wodzie. Jako surowce schudzające stosowano: glinkę piaszczystą, piasek kwarcowy, mączkę ceglaną, łupek przywęglowy, trociny, torf, igliwie. W późniejszym czasie (od około XVII wieku) do usuwania nadmiaru gliny z formy stosowano drewnianą heblowaną listwę zwaną strychulcem.

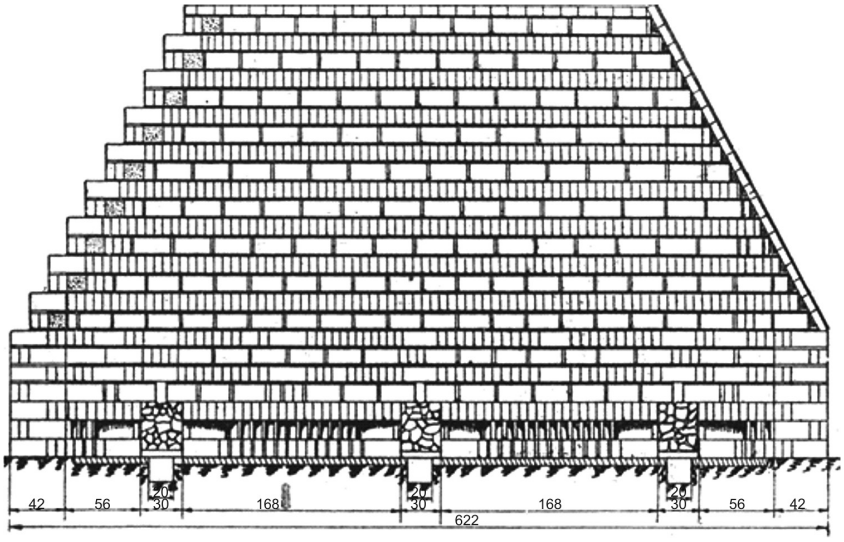
a) b)



Rys. 2.1. Etapy wytwarzania cegieł ręcznie formowanych: a) etap formowania [177], b) średniowieczna cegła palcówka – zbiory autora

Podstawowy rodzaj cegły na ziemiach polskich stanowiły cegły wypalane, charakteryzujące się większą odpornością na działanie czynników środowiska zewnętrznego w porównaniu z cegłami niewypalanymi. Przez wiele tygodni przed wypałem cegły po uformowaniu były suszone i sezonowane. Do suszenia i sezonowania układano surowy materiał w tzw. kozły na wysokość do 12 cegieł, kładzionych rąbem na dłuższym boku.

Wypalanie odbywało się w prostych jednorazowych piecach mielerzowych (rys. 2.2) lub polowych. Układanie, wypalanie i studzenie trwało zwykle od 4 do 8 tygodni. Temperatura wypału wynosiła od 800 do 1100°C. Temperatura w piecu osiągała swoje maksimum po kilku dniach (najczęściej w okresie 4–6 dni). Po wypaleniu następował naturalny proces studzenia pieca. W zależności od liczby cegieł, rodzaju paliwa i warunków pogodowych jeden cykl wypału trwał od 2 do 4 tygodni. W średniowieczu w największych piecach mielerzowych wypalano nawet 30 tysięcy cegieł [148]. Konstrukcja pieców determinowała jakość materiału ceramicznego. Najlepiej wypalony był materiał ze środkowej części pieców (cegły wiśniówki). Im bliżej ścian zewnętrznych tym jakość cegieł była gorsza, a znacząca część materiału ceramicznego „na wpół surowego" charakteryzowała się niskimi parametrami wytrzymałościowymi (cegły niedopałki).



Rys. 2.2. Układ cegieł w piecu mielerzowym [58]

Istotną cechą wypału cegieł w piecach mielerzowych był kontakt materiału ceramicznego z produktami spalania drewna (ew. torfu lub innych surowców palnych). Efektem osadzania się w strukturze cegieł produktów spalania (sadzy) była ciemna szaro-czerwona barwa oraz porowaty i matowy czerep (cegły kopciałki).

Z jednego wypału pozyskiwano więc z pieca mielerzowego cegły o bardzo różnych własnościach. Należy podkreślić, że do większych obiektów konieczna była ilość cegieł z kilku pieców mielerzowych – stąd charakterystyczna znaczna zmienność cech fizyko-mechanicznych zabudowanego materiału. Na fasadach budynków obserwować można cegły różnego rodzaju pod względem barwy i stopnia wypału, a tym samym ich jakości (rys. 2.3).

Piece polowe różniły się tym od pieców mielerzowych, że posiadały stałe ściany zbudowane z cegieł dobrego gatunku. Przeznaczone więc były do wielokrotnego wypału. Można było w nich osiągnąć nieco bardziej jednolity materiał ceramiczny.

Rys. 2.3. Przykłady zróżnicowania materiału ceramicznego cegieł w ścianach budynków

Istotne zmiany w wytwarzaniu cegieł nastąpiły na przełomie XVIII i XIX wieku. W Anglii najpierw zastosowano maszynę parową do mieszania gliny, a w 1799 roku powstało pierwsze urządzenie zastępujące ręczne formowanie cegieł. W połowie XIX wieku opracowano urządzenia do formowania cegieł na skalę przemysłową.

Wielkie znaczenie miało też wprowadzenie do wypalania cegieł pieca tunelowego (1853 rok), a następnie kręgowego (Hoffmana – 1858 rok). W Polsce nowe technologie i tzw. cegła maszynowa stosowane były od końca XIX wieku. Szczegółowy opis technologii produkcji cegieł od XIX do pierwszej połowy XX wieku znaleźć można w pracach J. Galera [58–60]. Na własności „cegły maszynowej" miał wpływ: mechaniczny sposób przygotowania surowca, formowanie pod ciśnieniem, wypalanie w stałych piecach w temperaturach powyżej 900°C.

Różnicę w strukturze cegieł ręcznie formowanych i maszynowych przedstawiono na rys. 2.4. W cegłach ręcznie formowanych widoczne są liczne wtrącenia

o znacznych wymiarach (np. ziarna żwiru, węgiel drzewny), rysy, pory, pasmowy układ materiału. Struktura cegieł maszynowych jest zdecydowanie bardziej jednolita i homogeniczna.

Rys. 2.4. Charakter struktur cegieł formowanych ręcznie i maszynowo (współczesnych) – badania autora – cegła współczesna pomiędzy cegłami z XIX wieku

Oprócz różnic w strukturze materiału ceramicznego istotne są również zmieniające się na przestrzeni wieków wymiary cegieł. Wymiary cegieł dobierano w taki sposób, aby umożliwić łatwy pochwyt i maksymalną wydajność robót zarówno na etapie wytwarzania jak i układania w murach. W związku z tym szerokość cegieł wynosiła najczęściej od 120 mm do 140 mm, a waga od ok. 2,5 do 4,5 kg. I. Płuska [148, 149] podaje następujące wymiary cegieł stosowanych w Polsce do XVIII wieku:

– cegły romańskie 240–280 mm × 120–135 mm × 75–90 mm,
– cegły gotyckie 280–300 mm × 130–140 mm × 85–95 mm,
– cegły saskie 250 × 133 × 45 mm.

Szczegółowe zestawienie wymiarów cegieł w różnych regionach Polski zamieścił również W. Borusiewicz w pracy [24] – patrz tablica 2.1.

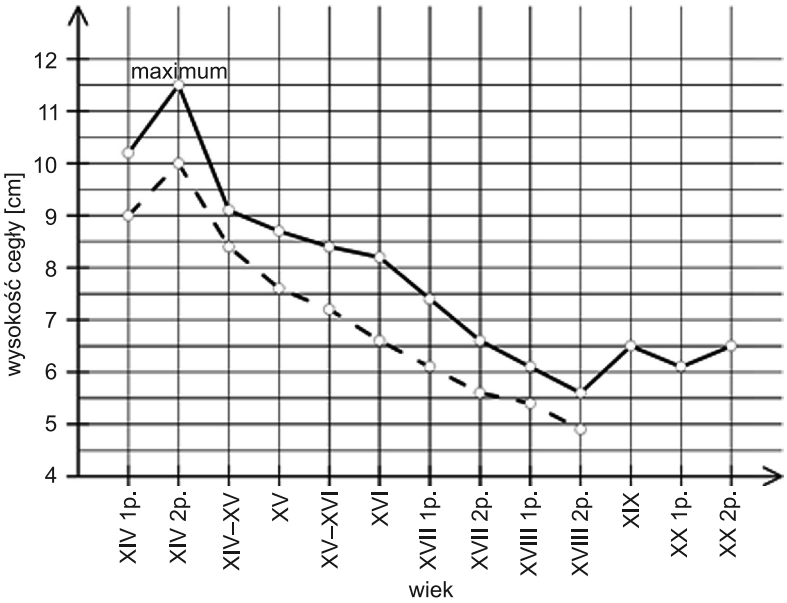
Tablica 2.1

Wymiary cegieł najczęściej stosowanych od XIII do XIX wieku w wybranych regionach Polski – według [24]

Region	Wiek						
	XIII	XIV	XV	XVI	XVII	XVIII	XIX
Małopolska	265–270 120–130 85–95	240–250 120–125 80	230–235 125–130 75–85	250–260 120–130 70–80	250–260 115–120 45–55	250–260 120–125 50–60	260–270 145–130 60–65
Mazowsze	255–260 110 90	260–285 120–135 90–100	260–280 120–140 76–85	255–280 125–140 67–82	255–285 125–135 56–68	260–285 125–140 54–62	270* 130 65
Śląsk	250–270 125–130 85–90	258–263 112–118 84–93	262–275 115–125 85–90	268 118 90			250** 120 65

Wymiary cegieł podano w mm
* od 1816 roku w Królestwie Polskim; ** od 1872 roku

Wymiary cegieł zmieniały się i zależały nie tylko od okresu ich produkcji lecz również od miejsca, w jakim zostały wykonane i zabudowane. Na rysunku 2.5 przedstawiono za Z. Tomaszewskim wykres zmienności wysokości cegieł pobranych z budynków Warszawy w trakcie badań prowadzonych w latach 50. XX wieku [210]. Linią ciągłą na rysunku 2.5 oznaczono maksymalne wysokości cegieł, natomiast linią przerywaną minimalne wysokości cegieł w różnych okresach historycznych. Wysokość cegieł od pierwszej połowy XIV wieku aż do wieku XVIII ulegała zmniejszeniu osiągając minimalny wymiar około 4,8 cm.



Rys. 2.5. Wykres zmienności wysokości cegieł w okresach XIV–XX wieku z badań Z. Tomaszewskiego [210]

Cegły z budynków Miasta Krakowa stanowiące materiał badań autora miały wymiary:

– palcówki 241–282 mm × 110–147 mm × 59–95 mm,
– saskie 292 mm × 137 mm × 48 mm,
– XIX-wieczne 285–295 mm × 137–145 mm × 64–67 mm.

Wymiary te nie zawierają się ściśle w przedziałach wartości podanych tablicy 2.1, na przykład cegły XIX-wieczne mają nieco większą długość. J. Galler podaje w [59], że po złączeniu dzielnic utrzymały się następujące wymiary cegieł:

– poznańskie 250 × 120 × 65 mm
– małopolskie 290 × 140 × 65 mm,
– kongresówka 270 × 130 × 60 mm i 250 × 120 × 60 mm.

Z. Janowski stwierdził w [82], że cegły o długości 280–290 mm oraz szerokości 130–140 mm były produkowane jeszcze w latach 60. XX wieku.

Próby datowania materiału ceglarskiego jedynie na podstawie wymiarów cegieł mogą więc prowadzić do błędnych ocen. Oprócz wymiarów cegieł należy brać pod uwagę studia dokumentacji archiwalnej oraz sposób ułożenia (rodzaj wątku) w ścianie. W niektórych przypadkach uzasadnione jest wykonanie datowania cegieł na podstawie specjalistycznych badań laboratoryjnych.

2.2. Zaprawy do murów ceglanych

Zaprawa w murze spełnia liczne funkcje. Podstawowym jej zadaniem jest połączenie (spojenie) cegieł oraz wyrównanie naprężeń, których koncentracja w murze może wynikać z imperfekcji kształtu cegieł i zachodzących procesów reologicznych. Zaprawa pełni również funkcję ochronną zabezpieczając mur przed wnikaniem do jego wnętrza wody, a z drugiej strony jest „sączkiem" wyprowadzającym nadmiar wilgoci z pominięciem cegieł.

Najpopularniejszym rodzajem zapraw stosowanych do wznoszenia konstrukcji murowych od czasów starożytnych aż do drugiej połowy XX wieku były zaprawy wapienne. Kamień wapienny wypalano w stosach, później w piecach polowych, tzw. mielerzach. Od XII wieku wypalanie kamienia wapiennego prowadzono w piecach razem z wypalaniem cegły. W XVI wieku w regionie krakowskim istniało 14 pieców do wypału cegły i wapna [143]. Zaprawy wapienne przygotowywano wykorzystując wiele dodatków poprawiających ich urabialność i wytrzymałość. Do zapraw dodawano tłuczoną cegłę, węgiel drzewny, a więc produkty odpadowe w procesie wytwarzania ceramiki oraz powstające przy wznoszeniu budowli. Oprócz piasku jako kruszywo stosowano drobny żwir. W nielicznych źródłach pisanych na temat wytwarzania zapraw znaleźć można wzmianki o ich ulepszaniu przez dodawanie: kleju skórnego i kostnego, łoju, wywarów z kości bydlęcych, wina, mleka i białego sera, żywicy sosnowej, wosku pszczelego, krwi bydlęcej, jajek, olejów (np. lnianego), wina, włókna lnu i konopi.

Aby uzyskać dobre spoiwo hydrauliczne wapno mieszano z mielonymi tufami wulkanicznymi, mączką ceglaną, trasem, a od XVIII wieku wypalano z gliną. W konsekwencji rewolucji przemysłowej, budowy kanałów wodnych, nabrzeży, mostów, tuneli a także budynków manufaktur zapotrzebowanie na takie spoiwo było ogromne i stąd począwszy od XIX wieku nastąpił rozwój przemysłowych form produkcji wapna hydraulicznego. Spoiwo wapienne łączono z kruszywem w różnych proporcjach. Najczęściej stosowano więcej kruszywa niż wapna (patrz rozdz. 8) choć znane są również przypadki odwrotne [130, 131].

Cechą charakterystyczną zapraw wapiennych jest powolny i długotrwały przyrost wytrzymałości w czasie. Po wielu dziesiątkach, czy setkach lat zaprawy wapienne mogą mieć wielokrotnie wyższą wytrzymałość niż w okresie początkowym. W literaturze przedmiotu [130, 131, 213, 219], podawane są wyniki badań, z których wynika, że wytrzymałość historycznych modyfikowanych zapraw wapiennych może wynosić nawet od 5 MPa do 8 MPa, podczas gdy wytrzymałość obecnych zapraw wapiennych (bez dodatków) po 28 dniach twardnienia nie przekracza zwykle 1,0 MPa.

W historycznych zaprawach wapiennych szczególnie korzystny wpływ na ich wytrzymałość miał dodatek zmielonego materiału ceramicznego wypalanego w temperaturach poniżej 950°C, a więc typowej ceramiki ręcznie formowanej i wypalanej w piecach polowych lub mielerzowych [2, 207, 219]. Cechą charakterystyczną historycznych zapraw wapiennych była duża porowatość i odkształcalność.

Oprócz zapraw wapiennych stosowane były również w przeszłości zaprawy gipsowe, wapienno-gliniane, czy gliniane, które charakteryzują się dużą wrażliwością na działanie wilgoci. Skład tych zapraw, podobnie jak wapiennych, był bardzo zróżnicowany i oparty głównie na surowcach regionu, w którym wznoszony był obiekt. Należy przypuszczać, że w niektórych przypadkach, szczególnie przy wznoszeniu obiektów sakralnych, procesy wytwarzania zapraw stały na wysokim poziomie, ponieważ przygotowywano zaprawy na bazie gipsu, wapna i anhydrytu, które w prowadzonych obecnie badaniach [130, 131] wykazały wytrzymałość na ściskanie nawet kilkanastu MPa.

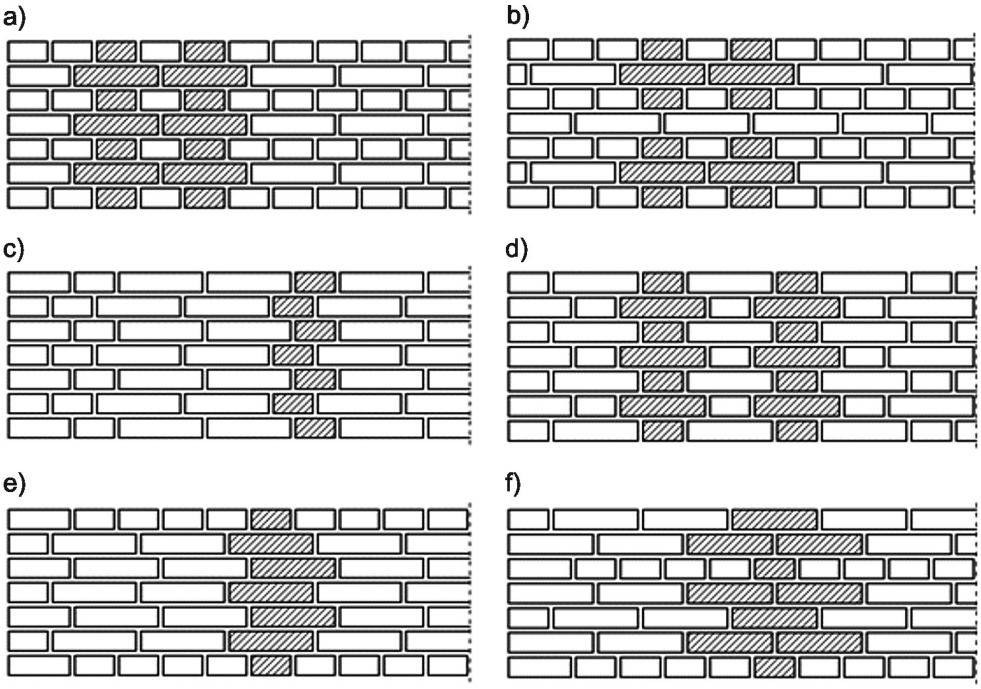
Pod koniec XVIII wieku wynaleziono cement romański, a w 1824 roku Joseph Aspdin uzyskał patent na cement, który nazwał portlandzkim. Pod koniec XIX i na początku XX wieku zaczęto wprowadzać cement do składu zapraw. Dzięki zastosowaniu cementu uzyskiwano między innymi szybszy przyrost wytrzymałości zaprawy w czasie. Zaprawy cementowo-wapienne o tradycyjnych proporcjach składników 1:2:9, 1:1:6 mają po 28 dniach średnią wytrzymałość na ściskanie odpowiednio 2,5 i 5 MPa. Dodatek spoiwa cementowego obniża jednak zdolność przepuszczania pary wodnej. W korzystnych warunkach dojrzewania zaprawy cementowe i cementowo-wapienne mogą osiągać bardzo wysokie wytrzymałości.

Należy podkreślić, że zaprawy nie zawsze są jednorodne po grubości muru. W murach, w których pozostawiano odsłonięte lico ceglane (mury nietynkowane), po etapie murowania wykonywano spoinowanie, czyli uzupełnianie i formowanie spoin zewnętrznych. Do spoinowania używano w wielu przypadkach nieco innej zaprawy pozwalającej na uzyskanie odpowiedniego efektu wizualnego (kolor, forma). Niejednorodność zapraw w strefach przy licu ściany lub filara jest spowodowana również oddziaływaniami środowiska zewnętrznego i wynikającymi stąd procesami destrukcji materiału spoin [80]. Z czasem ściany i filary ceglane wymagają spoinowania wtórnego. Niestarannie wykonane spoinowania wtórne skutkują znaczną nie-

jednorodnością materiału w strefach przypowierzchniowych ścian, a niewłaściwy dobór materiałów pogłębieniem procesu niszczenia muru. Szczególnie niekorzystne jest stosowanie zapraw na bazie cementu do spoinowania i napraw murów wzniesionych na zaprawach wapiennych. Większa szczelność i odkształcalność termiczna oraz wielokrotnie mniejsza odkształcalność pod wpływem obciążeń zapraw ze spoiwami cementowymi powodują powstanie uszkodzeń zarówno w materiałach murowych, jak i na styku pomiędzy nimi, a także sprzyjają krystalizacji soli w konstrukcji ceglanej [2, 82].

2.3. Układy i wątki murowe

Podstawową zasadą w kształtowaniu konstrukcji ceglanych jest stosowanie przewiązania spoin pionowych w kolejnych warstwach muru. Właściwe przewiązanie spoin zapewnia odpowiednią współpracę poszczególnych warstw w przenoszeniu obciążeń. Na przestrzeni wieków wypracowano różne sposoby wiązania cegieł

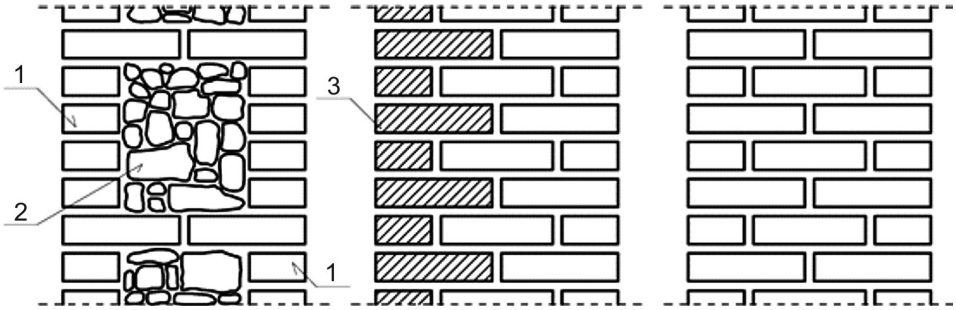


Rys. 2.6. Przykłady wiązań murowych (wątków): a) wiązanie kowadełkowe, b) wiązanie krzyżykowe, c) wiązanie wendyjskie, d) wiązanie polskie zwane gotyckim, e) wiązanie wielorzędowe – przewiązanie warstwami główkowymi co 5 warstwę f) wiązanie wielorzędowe – przewiązanie warstwami główkowymi co 3 warstwę

w murach. Do najczęściej stosowanych na terenie Polski można zaliczyć następujące wiązania, zwane również wątkami: wendyjskie, kowadełkowe, krzyżykowe (zw. weneckim), polskie (zw.gotyckim), holenderskie, amerykańskie wielorzędowe (rys. 2.6).

W tradycyjnych wiązaniach widoczne w licu ścian spoiny pionowe są przesunięte w kolejnych warstwach o ok. 1/2 szerokości cegieł. Próby zmiany tej zasady i zmniejszenia odległości pomiędzy spoinami pionowymi prowadziły do obniżenia nośności ścian i filarów murowych. Podobny efekt w murach na zaprawach wapiennych obserwowano przy niewłaściwym przewiązaniu spoin pionowych podłużnych. Na przykład w wątkach wendyjskim i polskim spoiny podłużne warstwy niższej nie były przekryte powierzchnią całej cegły. W późniejszym czasie wprowadzano systemy, które miały przyspieszyć wznoszenie konstrukcji ceglanych i stosowano przewiązania spoin podłużnych co kilka warstw muru. Przykładem tego typu rozwiązań są wiązania wielorzędowe.

W masywnych konstrukcjach murowych stosowane były również mury warstwowe, w których warstwy zewnętrzne (licowe) murowane były z cegieł, natomiast wnętrze muru wypełniane było kamieniem łamanym o nieregularnym wiązaniu (lub gruzem kamiennym) oraz zaprawą (rys. 2.7).



Rys. 2.7. Różne rodzaje ścian murowych: a) mur ceglano-kamienny (warstwowy), b) mur ceglany oblicowany, c) mur ceglany jednowarstwowy; 1 – mur ceglany, 2 – gruz kamienny lub ceglany, 3 – warstwa z cegły licowej

Zespolenie pomiędzy warstwami uzyskiwano przez zastosowanie sięgaczy z cegieł. W niektórych przypadkach sięgacze wykonywano na całą grubość muru łącząc obie warstwy licowe. Popularnym rozwiązaniem w budownictwie murowym było również wznoszenie murów oblicowanych – warstwę elewacyjną w takich murach wykonywano z cegły lepszej jakości – dobrze wypalonej, natomiast warstwę wewnętrzną z cegieł o niższych parametrach z uwagi na trwałość. Obie warstwy murowane były jednocześnie na tej samej zaprawie, przy czym cegły warstwy elewacyjnej w układzie główkowym stanowiły łączniki z warstwą wewnętrzną muru.

Śledząc rozwój budownictwa murowego na przestrzeni wieków, można stwierdzić, że masywne mury warstwowe ceglano-kamienne lub kamienno-ceglane były stopniowo wypierane przez konstrukcje wznoszone wyłącznie z cegły. Mury ceglane pełne stosowane początkowo jedynie w cieńszych ścianach, filarach i słupach, z czasem stały się dominującym typem rozwiązań konstrukcyjnych. Dalsza część pracy dotyczy tego typu konstrukcji.

2.4. Kształtowanie konstrukcji budynków murowych

Budynki murowe do XIX wieku były wznoszone zgodnie z zaleceniami podanymi w XVI wieku przez A. Palladia. Nie oznacza to, że nie prowadzono w tym czasie prac badawczych w tym zakresie. Prace koncentrowały się przede wszystkim na badaniach modelowych oraz analizach geometrycznych. W XVII i XVIII wieku nastąpił szybki postęp w rozwoju mechaniki budowli. Znane są wówczas osiągnięcia naukowe Hooke'a, J. Bernoulliego, L. Eulera a później Ch.A. Coulomba i J.B. Rondoleta. Szczególnie ostatni z nich opracował szereg uogólnień naukowych w zakresie nośności konstrukcji murowych, które z pewnymi zmianami w odniesieniu do konstrukcji ceglanych były stosowane do połowy XX wieku.

J.B. Rondelet [173] podał zasady ustalania grubości murów w zależności od ich wysokości. Jako najmniejszą dopuszczalną wartość stosunku grubości do wysokości ściany przyjął wartość 1/12. Do murów o dużej stateczności (nie narażonych na wyboczenie) zaliczył natomiast ściany, których wysokość nie przekracza ośmiu grubości. Udowodnił również, że stateczność ścian murowych zależy od „sposobu przytrzymania końców" oraz długości ściany (odległości pomiędzy ścianami poprzecznymi).

W budynkach ze stropami belkowymi drewnianymi lub stalowymi odpowiednia sztywność przestrzenna mogła być zapewniona przez: wykonanie ścian o znacznej grubości, kotwienie ścian ze stropami oraz stosowanie odpowiednich ścian poprzecznych usztywniających. Wykonanie ścian murowych znacznej grubości wynikało również z obserwacji budynków w czasie pożarów. Chodziło o zapewnienie odpowiedniej stateczności ścian murowych, nawet w przypadku zniszczenia stropów belkowych. W związku z tym w typowych kamienicach na dwóch ostatnich kondygnacjach ściany miały grubość co najmniej 1,5 cegły. W każdej następnej niższej kondygnacji zwiększano grubość ścian o 0,5 cegły. Ściany o grubości 1,5 cegły z obustronnym tynkiem wapiennym były uważane za gwarantujące odpowiednią izolacyjność termiczną.

Na początku XIX wieku zaczęto wydawać przepisy budowlane, wprowadzające obowiązek stosowania zalecanych rozwiązań konstrukcyjnych. Jak podaje W. Borusiewicz [24] w Królestwie Polskim ściany zewnętrzne murowe ze względu na wybo-

czenie miały mieć grubość nie mniejszą niż 1/12 wysokości, natomiast ze względu na izolacyjność termiczną co najmniej 1,5 cegły. Podobne zalecenia obowiązywały w Galicji.

Pod koniec XIX i na początku XX wieku coraz powszechniej stosowano stropy żelbetowe lub ceglane zbrojone. Budynki murowe ze stropami w postaci sztywnych tarcz charakteryzowały się większą sztywnością przestrzenną oraz odpornością na działanie ognia, stąd możliwe było zmniejszenie przekrojów poprzecznych ścian i filarów. Przykłady ukształtowania murów w kamienicach krakowskich, dla których autor opracowywał analizy stanu technicznego, przedstawiono w tablicy 2.2.

Tablica 2.2

Przykłady ukształtowania ścian frontowych w krakowskich kamienicach mieszczańskich w XIX i XX wieku – badania własne

	1884[1] ul. Gertrudy	1887[1] ul. Krowoderska	1936[2] ul. Pułaskiego
Piwnica	3 c (90)	2,5 c (75)	2 c (55)
Parter	2,5 c (75)	2 c (60)	2 c (55)
I piętro	2 c (60)	1,5 c (45)	1,5 c (42)
II piętro	1,5 c (45)	1,5 c (45)	1,5 c (42)
III piętro	1,5 c (45)[3]		1,5 c (42)

Uwagi:
3 c; 2,5 c; 2 c; 1,5 c oznaczają odpowiedni ścianę grubości 3, 2,5, 2 i 1,5 cegły
wartości w nawiasach są grubością ściany ceglanej w cm,
[1] nad piwnicami sklepienia ceglane lub stropy odcinkowe ceglane, fundamenty kamienne lub kamienno-ceglane,
[2] nad piwnicami stropy żelbetowe, fundamenty betonowe,
[3] nadbudowa – początek XX wieku

W XX wieku zaczęto również stosować zbrojenie murów, co wpłynęło na zwiększenie ich nośności. W okresie międzywojennym realizowano budynki murowe o 7 kondygnacjach, w których grubość ścian na parterze wynosiła 2,5 cegły. W. Żenczykowski w [226] przedstawił projekt i obliczenia 10-kondygnacyjnego murowego budynku mieszkalnego. W budynku tym rozpiętość stropów DMS wynosiła 6,20 m, ściany wewnętrzne miały grubość od 1cegły do 2 cegieł, natomiast zewnętrzne od 1,5 do 2,5 cegły. Jednocześnie ze względów wykonawczych W. Żenczykowski zalecił w budownictwie powszechnym stosowanie budynków murowych o wysokości do 8 kondygnacji.

Jednocześnie z rozwojem nowych materiałów i metod obliczeniowych od początku XX wieku prowadzono prace badawcze na filarach ceglanych. Badania takie realizowali między innymi H. Kreuger [93], O. Graff [65] i L.J. Oniszczyk [139]. Badaniami murów ceglanych w Polsce zajmowali się jeszcze przed II wojną świato-

wą W. Żenczykowski i A. Dziedziula, natomiast w późniejszym czasie Z. Gołębiowski [62, 63]. W roku 1954 wydano polską normę dotyczącą konstrukcji murowych PN-B-03002 Konstrukcje murowane z cegły, obliczenia statyczne i projektowanie [150]. Do czasu wprowadzenia Eurokodów (PN-EN 1996-1-1:2010 [160]) obowiązywały w Polsce kolejne wersje normy PN-B-03002 [151, 155, 156]. Zalecenia zawarte w powyższych normach były podstawą projektowania i wykonywania konstrukcji murowych w naszym kraju.

3. Mury poddane obciążeniom ściskającym

3.1. Mechanizm niszczenia murów ceglanych

Mechanizm niszczenia murów ceglanych pod obciążeniem ściskającym zależy od wielu czynników związanych z właściwościami cegieł i zapraw, geometrią ustroju konstrukcyjnego, sposobem wykonania oraz rodzajem i historią odziaływań.

Mechanizm zniszczenia murów ceglanych obserwowany w badaniach doświadczalnych filarów pod obciążeniem statycznym ma charakter fazowy. Mechanizm ten został opisany szczegółowo przez L.J. Oniszczyka [139], a później przez W. Żenczykowskiego [226].

W fazie I, w miarę zwiększającego się obciążenia ściskającego, pojawiają się w cegłach początkowo mało dostrzegalne pęknięcia, rozwijające się przede wszystkim z zarysowań strukturalnych, jakie mają cegły jeszcze przed ułożeniem w murze. Faza ta zachodzi najczęściej w murach na zaprawie wapiennej przy obciążeniu od 0,4 do 0,6 siły niszczącej, natomiast w murach na zaprawach wapienno-cementowych jest zauważana przy obciążeniu od 0,5 do 0,7 siły niszczącej. Dalszy przyrost obciążenia ściskającego powoduje rozwój zarysowań (faza II), które obejmują swym zasięgiem kilka warstw cegieł i spoin. Faza III następuje przy sile równej nośności granicznej ściany, gdy wydzielone (wskutek ciągłych zarysowań) poszczególne fragmenty muru tracą stateczność i następuje gwałtowne zniszczenie ściany. Przedstawiony powyżej mechanizm niszczenia dotyczy murów ceglanych pod obciążeniem krótkotrwałym statycznym.

W istniejących konstrukcjach obciążenie działa przez dziesiątki lat. J. Hierl et al. [74] na podstawie badań oszacowali, że nośność filarów pod statycznym obciążeniem działającym długotrwale wynosi około 0,8 nośności pod obciążeniem działającym krótkotrwale. Redukcja o 20% wytrzymałości na ściskanie murów ze względu na długotrwałość obciążenia przyjęta została powszechnie w normach niemieckich [39, 40].

Rozwój zarysowań w murze ceglanym może następować w czasie na skutek zjawisk reologicznych. Drobne zarysowania często niewidoczne w strukturach murów, które podlegają przez długi okres zmieniającym się oddziaływaniom rozwijają się na wysokości kilku warstw cegieł i spoin, co powoduje redukcję spójności materiału i może doprowadzić w konsekwencji do sytuacji awaryjnych [19]. Dodatkowo w murach narażonych na niekorzystne warunki środowiska zewnętrznego dochodzi

do uszkodzeń korozyjnych materiałów murowych. Najczęściej objawia się to erozją materiału słabych zapraw wapiennych lub (i) powierzchniowymi uszkodzeniami cegieł – rys. 3.1.

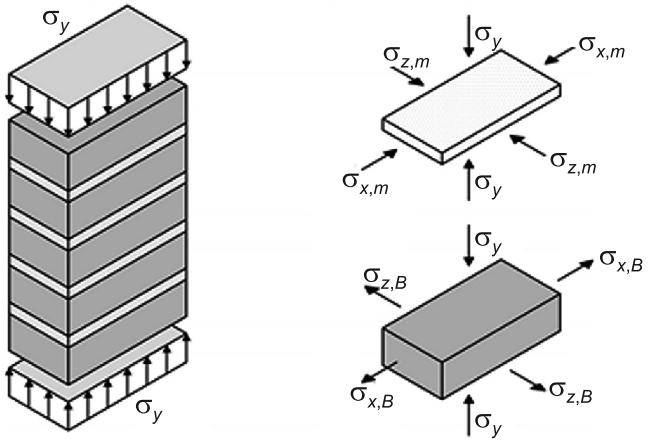
Rys. 3.1. Uszkodzenia powierzchniowe materiałów w murze ceglanym

Zagadnienie starzenia się materiałów w warstwach powierzchniowych muru i wpływu agresywnego środowiska zewnętrznego omówiono między innymi w pracy [81]. Większe ubytki mogą prowadzić do zmian w rozkładzie naprężeń w strukturze muru [189]. Mechanizm niszczenia murów w odniesieniu do rzeczywistych konstrukcji jest więc bardzo złożony i zależy od wielu czynników.

W masywnych konstrukcjach murowych wpływ wyboczenia na nośność ścian był z reguły pomijalny. Efekty wyboczenia obserwowano jedynie w odniesieniu do murów warstwowych lub oblicowanych, gdy utracona została spójność pomiędzy warstwą zewnętrzną a pozostałą częścią muru oraz w konstrukcjach, w których wskutek oddziaływań wyjątkowych zniszczeniu uległy stężenia w postaci stropów i dachów. Stopniowe zmniejszenie wymiarów przekrojów poprzecznych ścian i filarów następujące w kolejnych dziesięcioleciach spowodowało wzrost ich smukłości. Wpływ smukłości na nośność ścian murowych był analizowany między innymi w pracach [72, 115, 119, 178, 180]. Za smukłość graniczną ścian quasi-osiowo ściskanych, przy której wpływ efektów II rzędu na nośność nie przekracza 10%, uznaje się z reguły wartość z przedziału od 8 do 12 [118]. Można więc stwierdzić, że stosowane w historycznych konstrukcjach ceglanych ograniczenie $h/t < 12$ (w celu eliminacji wyboczenia) znalazło swoje potwierdzenie w późniejszych badaniach i analizach murów. Wpływ efektów II rzędu na nośność ścian i filarów ceglanych zależy od modułu sprężystości muru – w murach na słabych zaprawach wapiennych, charakteryzujących się niskim modułem sprężystości efekty te będą bardziej wyraźne niż w murach o tej samej smukłości na zaprawach cementowo-wapiennych i cementowych [119, 121, 180].

3.2. Kryteria zniszczenia

Podstawowe znaczenie w teoretycznej analizie mechanizmu niszczenia muru miały prace H. Hilsdorfa [75, 76]. Badając odkształcenia w murach H. Hilsdorf doszedł do wniosku, że różnica w odkształcalnościach poprzecznych cegieł i zaprawy w murze, przy jednoczesnym działaniu sił adhezji i tarcia, powoduje powstanie w cegłach poprzecznych naprężeń rozciągających, które wywołują ich pękanie i decydują o wytrzymałości muru na ściskanie. Cegły w murze poddanym ściskaniu znajdują się więc w złożonym stanie naprężenia ściskanie-rozciąganie-rozciąganie, natomiast zaprawa w spoinach wspornych jest w stanie trójosiowego ściskania. Zagadnienie to w odniesieniu do pryzmy murowej przedstawiono na rys. 3.2.



Rys. 3.2. Model muru poddanego ściskaniu

Przy założeniu, że cegły i zaprawa w spoinach są materiałami jednorodnymi i liniowo-sprężystymi oraz że nie ma poślizgu na styku pomiędzy nimi, można wyprowadzić zależność na wielkość poprzecznych naprężeń rozciągających (σ_{xb}) w cegłach:

$$\sigma_{xb} = -\sigma_y \frac{E_b \dfrac{\mu_m}{E_m} - \mu_b}{(1-\mu_b) + \dfrac{E_b}{E_m}\dfrac{h_b}{h_m}(1-\mu_m)} \tag{3.1}$$

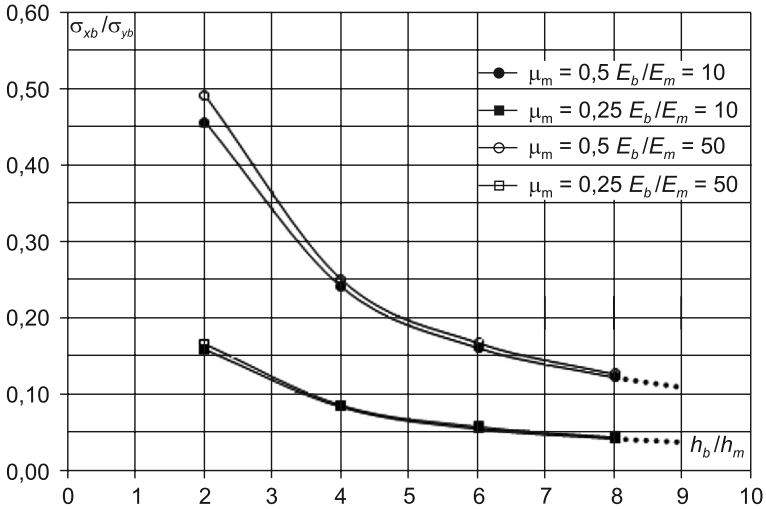
gdzie:

E_b, E_m – moduły sprężystości odpowiednio cegieł i zaprawy,

μ_b, μ_b – współczynniki odkształcalności poprzecznej odpowiednio cegieł i zaprawy,

h – wysokość cegieł,
h_m – grubość spoin wspornych.

Ze wzoru wynika, że im większa różnica w odkształcalności komponentów muru oraz ilorazu wysokości cegieł do grubości spoin, tym wyższy jest poziom naprężeń rozciągających w cegłach. Zależność tę zilustrowano na rys. 3.3, gdzie widoczne są znacznie niższe poziomy zarysowania murów ceglanych na zaprawach wapiennych w porównaniu z murami na zaprawach cementowo-wapiennych i cementowych.



Rys. 3.3. Wpływ odkształcalności cegieł i zaprawy na wielkość poprzecznych naprężeń rozciągających w cegłach w funkcji grubości cegły do grubości spoiny wspornej – wyznaczony na podstawie zależności (3.1)

H. Hilsdorf dokonywał pomiarów na powierzchniach zewnętrznych cegieł i wprowadził współczynnik niejednorodności (U) odpowiadający stosunkowi maksymalnych odkształceń cegieł do odkształceń średnich. Wartość tego współczynnika zależy pod rodzaju zaprawy, poziomu obciążenia, odchyłek cegieł, jakości wykonania muru. H. Hilsdorf w badaniach murów wykonanych w laboratorium uzyskiwał wartości współczynnika niejednorodności od 1,2 do 2,0. Mury charakteryzujące się większą niejednorodnością ulegały zarysowaniu przy znacznie niższych poziomach naprężeń ściskających. Kryterium zniszczenia muru oparte na teorii H. Hisdorfa przedstawiono na rys. 3.4.

Proste A i C odpowiadają liniowym zależnościom:

$$\sigma_{xb} = f_{b2}\left(1 - \frac{\sigma_y}{f_{b1}}\right) \tag{3.2}$$

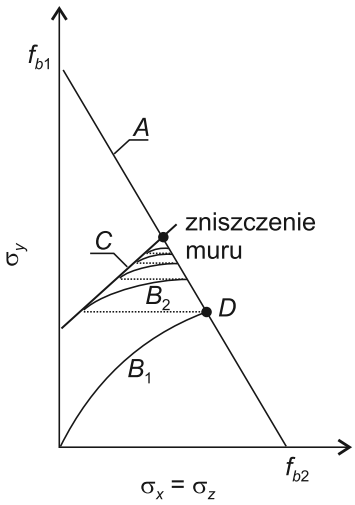
$$\sigma_{xb} = \frac{h_m}{4{,}1 h_b}(\sigma_y - f_{m1}) \tag{3.3}$$

gdzie:

f_{b2} – wytrzymałość na ściskanie cegieł w stanie dwukierunkowego rozciągania,

f_{b1} – wytrzymałość na ściskanie cegieł w stanie jednokierunkowego (czystego) ściskania,

f_{m1} – wytrzymałość na ściskanie zaprawy w stanie jednokierunkowego (czystego) ściskania.



Rys. 3.4. Kryterium zniszczenia muru według H. Hilsdorfa [75]

Krzywa B_1 na rys. 3.4 przedstawia zależność pomiędzy pionowymi naprężeniami ściskającymi a poprzecznymi naprężeniami rozciągającymi w spoinach. Punkt D, przecięcie krzywej B_1 z prostą graniczną dla cegły (prosta A), oznacza miejscowe zniszczenie materiału, czyli pęknięcie cegły. Nie jest to równoważne zniszczeniu muru. Po zarysowaniu następuje spadek poziomych naprężeń rozciągających w cegle do wartości odpowiadającej stanowi równowagi pomiędzy poprzecznymi naprężeniami ściskającymi w spoinach wspornych a naprężeniami rozciągającymi w niezarysowanych strefach cegły.

Ze wzrostem naprężenia ściskającego, naprężenia rozciągające w niezarysowanych strefach cegły rosną według krzywej B_2. W punkcie przecięcia krzywej B_2 z krzywą graniczną powstaje kolejna rysa i powtórny spadek naprężeń poprzecznych w cegle. Proces ten powtarza się do momentu aż cegła wskutek wielokrotnego zarysowania podzieli się na niewielkie fragmenty i wytrzymałość na rozciąganie cegły

będzie mniejsza niż naprężenie, które jest konieczne, aby ograniczyć odkształcenia zaprawy w kierunku poprzecznym. Przecięcie linii C z linią A oznacza wytrzymałość muru na ściskanie. Ostatecznie H. Hilsdorf podał wzór na wytrzymałość muru na ściskanie (f) w postaci:

$$f = \frac{f_{b1}}{U} \frac{f_{b2} + \alpha' f_{m1}}{f_{b2} + \alpha' f_{b1}} \tag{3.4}$$

$$\alpha' = \frac{h_m}{4{,}1 h_b} \tag{3.5}$$

O istotnym wpływie różnic w odkształcalnościach cegieł i zapraw na nośność murów poddanych ściskaniu wspominali również L.J. Oniszczyk i W. Żenczykowski. W pracach [139, 226] zwrócili oni również uwagę na rolę imperfekcji geometrycznych cegieł i spoin. W rzeczywistej konstrukcji cegły i spoiny nie są idealnymi prostopadłościanami. Skrzywienia wspornych powierzchni cegieł, znaczne odchylenia w kierunku ich wysokości, a także niestaranne wypełnienie spoin powodują, że stan naprężeń w cegłach muru nie odpowiada stanowi naprężeń założonemu w modelu przedstawionym na rysunku 3.2. Przy dużych imperfekcjach kształtu cegły w murze są zginane i ścinane. L.J. Oniszczyk zaproponował powiązanie wytrzymałości muru z wytrzymałością cegieł na zginanie [139].

Późniejsze badania doświadczalne nie potwierdziły również przyjętych przez H. Hilsdorfa liniowych funkcji granicznych dla cegieł i zaprawy w złożonych stanach naprężenia. Tym niemniej opisana powyżej teoria stała się podstawą do dalszych opracowań dotyczących kryteriów zniszczenia muru. Kryteria oparte na liniowej teorii sprężystości opracowali między innymi O. Lenczner [100], A.J. Francis et al. [57], H. Schnackers [182]. Omówienie tych kryteriów znaleźć można między innymi w pracach [45, 72, 115, 164].

W literaturze przedmiotu często cytowana jest zależność do określania wytrzymałości muru na ściskanie muru podana przez A.J. Francisa et al.:

$$f = f_{b1} \frac{1}{1 + \dfrac{A(\beta\mu_m - \mu_b)}{(1-\mu_b) + \alpha\beta(1-\mu_m)}} \tag{3.6}$$

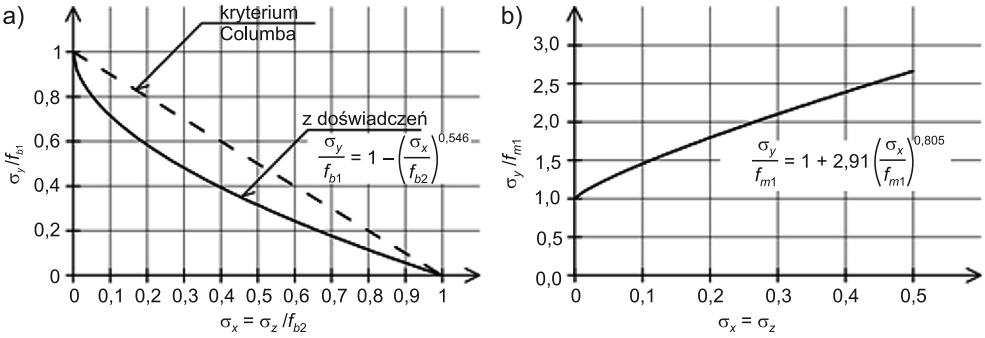
gdzie:

$$A = \frac{f_{b1}}{f_{b2}};\ \alpha = \frac{h_b}{h_m};\ \beta = \frac{E_b}{E_m}.$$

Wytrzymałość muru na ściskanie według zależności 3.6 jest więc funkcją aż ośmiu parametrów charakteryzujących własności materiałów murowych i geometrię jego struktury. Niektóre z tych parametrów są trudne do wyznaczenia w badaniach

doświadczalnych i stąd zastosowanie w praktyce podanej przez A.J. Francisa et al. zależności jest ograniczone.

Począwszy od lat 70. XX wieku tworzone są heterogeniczne modele muru, w których uwzględniane są wyniki badań materiałów murowych w złożonych stanach naprężenia. Na rysunku 3.5 przedstawiono przykładowe wyniki badań cegieł i zaprawy przeprowadzone przez C.L. Khoo et al. [88–90].



Rys. 3.5. Kryteria zniszczenia materiałów murowych w złożonych stanach naprężenia: a) dla cegieł ceramicznych w stanie naprężeń ściskanie-rozciąganie-rozciąganie, b) dla zapraw w stanie naprężeń ściskanie-ściskanie-ściskanie – na podstawie badań C.L. Khoo et al. [88–90]

Funkcje graniczne dla cegieł i zaprawy są nieliniowe. Dla cegieł w obszarze ściskanie-rozciąganie mają zazwyczaj postać krzywych wklęsłych, natomiast dla zapraw w obszarze ściskanie-ściskanie wypukłych. W badaniach zapraw wapienno-cementowych i cementowych w stanie trójosiowego ściskania przyrosty wytrzymałości są znacznie mniejsze niż dla betonu. Potwierdzają to badania przedstawione w [15, 16, 200].

Obliczenia złożonych modeli ścian i pryzm murowych prowadzone są z wykorzystaniem Metody Elementów Skończonych. Pierwsze prace z tego zakresu zostały opublikowane przez C.L. Khoo et al. [89], P. Probsta [164] i W. Schulenberga [189]. Obliczenia w płaskim stanie odkształcenia wykazały między innymi, że rozkład poprzecznych naprężeń rozciągających w cegłach i ściskających w spoinach nie jest równomierny, a wpływ na ten rozkład ma wiele czynników związanych z odkształcalnością cegieł i zapraw, geometrią struktury muru oraz poziomem obciążenia ściskającego. W. Schulenberg wykazał między innymi, że imperfekcje spoin na głębokość powyżej 12 mm mogą powodować redukcję wytrzymałości muru o ponad 30%.

Pod koniec lat 80. XX wieku K. Kirtschig et al. [91], badając zależność pomiędzy naprężeniami rozciągającymi w cegle określonymi za pomocą analiz MES a wytrzymałością muru otrzymaną w badaniach doświadczalnych, opracowali następującą zależność:

$$f = f_B(0{,}172 - 0{,}158\ln f_B + 0{,}205\ln E_{xm} + 8{,}55\cdot 10^{-3}\sqrt{94{,}0 + 26{,}55\ln f_B - 34{,}48E_{xm}}) \tag{3.7}$$

Przy wyprowadzaniu zależności (3.7) wykorzystane zostały badania związku pomiędzy stosunkiem modułów odkształcalności poprzecznej komponentów muru a wielkością poprzecznych naprężeń w elementach murowych:

$$\frac{E_{xb}}{E_{xm}} = 0{,}353e^{0{,}029}\left(\frac{\sigma_{xb}}{\sigma_y}\cdot 10^{-2} + 6\right)^2 \tag{3.8}$$

Wytrzymałość muru dana wzorem (3.7) jest funkcją wytrzymałości na ściskanie elementów murowych oraz modułu odkształcalności poprzecznej zaprawy. Weryfikacja tej zależności opierała się na badaniach 10 rodzajów elementów murowych oraz 7 rodzajów zapraw.

J. Kubica w pracy [94] przytacza zmodyfikowany wzór opracowany przez A. Sabha:

$$f = \frac{\frac{h_m}{t} f_M\left(4{,}48 + 4{,}83\frac{f_{t,B}}{f_B}\right) + 0{,}845 f_{t,B}}{2{,}24\frac{h_m}{t} + \frac{f_{t,B}}{f_B}\left(1{,}042 + 2{,}32\frac{h_m}{t}\right)} \tag{3.9}$$

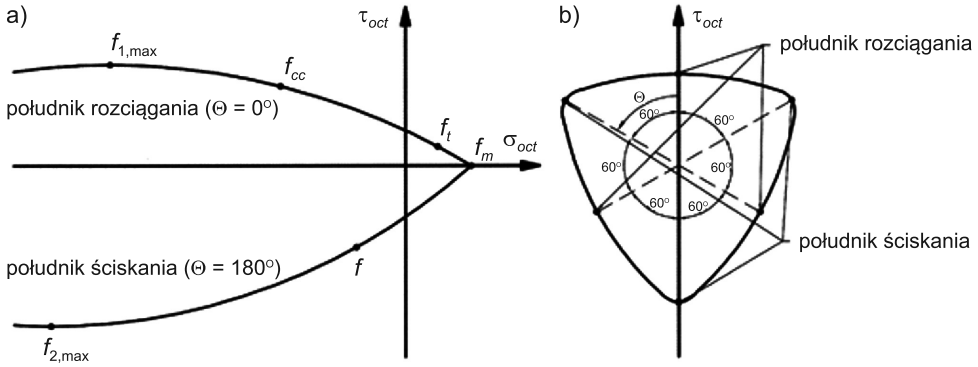
gdzie:

t – grubość muru,
f_M – wytrzymałość zaprawy,
$f_B, f_{t,B}$ – odpowiednio wytrzymałość cegieł na ściskanie i rozciąganie.

W niektórych przypadkach obliczona ze wzoru (3.9) wytrzymałość muru była niemal dwukrotnie wyższa od wytrzymałości uzyskanej w badaniach doświadczalnych. Zakres stosowania zależności (3.9) w praktyce jest więc dość ograniczony.

Do opisu krzywych lub powierzchni granicznych dla cegieł i zaprawy przyjmowane są złożone, wieloparametrowe funkcje. P. Pegon et al. [146] zastosowali siedmioparametrowy nieliniowy model opracowany przez J. Mazarsa dla betonu. S. Majewski [112] zaproponował zmodyfikowane kryterium Druckera-Pragera przez wprowadzenie powierzchni ograniczających w strefie naprężeń rozciągających (powierzchnia kulista) i ściskających (powierzchnia elipsoidalna). Zmodyfikowany przez S. Majewskiego model Druckera-Pragera został zastosowany przez J. Kubicę do analizy ścinanych ścian ceglanych [95, 97, 98]. L. Szojda et al. w późniejszych pracach [204, 205] dla materiałów murowych przyjęli model oparty na kryterium Willama-Warnke (rys. 3.6). W zastosowaniach praktycznych równania południków ściskania i rozciągania wyznacza się na podstawie badań doświadczalnych. Do opi-

su modelu wymagane jest określenie: wytrzymałości materiałów w stanie jednoosiowego ściskania (f_c) i rozciągania (f_t), wytrzymałości na dwuosiowe ściskanie (f_{cc}) oraz współrzędnych ekstremów południka rozciągania ($f_{1,\max}$) i południka ściskania ($f_{2,\max}$). Dodatkowo oprócz zdefiniowanej powierzchni zniszczenia model musi określać związki konstytutywne dla cegieł i zaprawy w murze.



Rys. 3.6. Powierzchnia graniczna Willama-Warnke stosowana dla cegieł i zaprawy [46]: a) przekrój aksjatorowy, b) przekrój dewiatorowy

Przykład takich badań i zastosowania modelu opartego na kryterium Williama-Warnecke znaleźć można w pracy Ł. Drobca [46]. W późniejszym okresie były analizowane złożone heterogeniczne modele muru, między innymi, w pracach L. Małyszki [113] i P. Bliko [18]. W odniesieniu do konstrukcji historycznych szereg analiz numerycznych prowadził P.B. Lourenço [108] i P. Roca [172].

Należy podkreślić, że parametry charakteryzujące właściwości zapraw przyjmowane w analizach murów prowadzonych z wykorzystaniem modeli i kryteriów zniszczenia, przedstawionych w niniejszym rozdziale, określone były na podstawie badań na normowych próbkach prostopadłościennych lub walcowych. Jak pokazują rezultaty doświadczeń zaprawa w spoinie muru ma odmienne właściwości niż wyznaczone na próbkach normowych. Różnice te wynikają z geometrii spoiny oraz z odmiennych warunków wiązania i twardnienia, jakie ma zaprawa w formie stalowej i po wyjęciu z formy (próbki normowe) oraz w murze, gdzie zachodzi zjawisko absorbcji wody przez cegły z warstwy świeżej zaprawy a w dłuższym okresie czasowym wzajemnej wymiany wilgoci pomiędzy komponentami muru. Pobranie odpowiednich próbek zapraw z istniejącej konstrukcji do oceny własności w złożonych stanach naprężenia jest jedną z przyczyn bardzo ograniczonego stosowania omówionych powyżej analiz na poziomie struktury muru do oszacowań jego wytrzymałości. Dobra korelacja obliczeń numerycznych z wynikami badań doświadczalnych na próbkach wykonanych w laboratorium jest stwierdzana przede wszystkim pod względem jakościowym. W odniesieniu do rzeczywistych konstrukcji modele nie

uwzględniają niejednorodności geometrycznej struktury muru i własności cech mechanicznych materiałów. Zatem w praktyce oszacowanie wytrzymałości na ściskanie murów istniejących oparte na heterogenicznych modelach i analizach numerycznych jest niezwykle trudne do realizacji.

3.3. Czynniki wpływające na wytrzymałość murów ceglanych

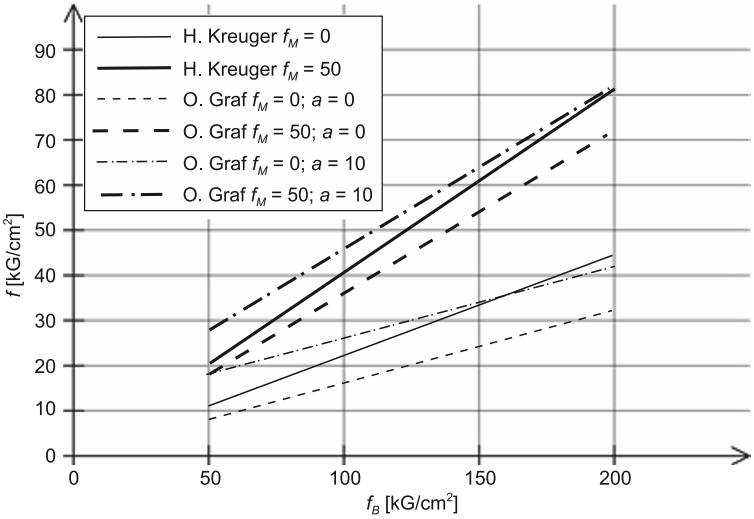
Analiza muru poddanego ściskaniu, przedstawiona w poprzednim rozdziale, wskazuje, że na jego wytrzymałość wywierają wpływ następujące czynniki:
- wytrzymałość i odkształcalność komponentów muru (cegieł i zaprawy) w złożonych stanach naprężenia,
- grubość i jakość spoin (regularność, stopień wypełnienia zaprawą),
- wymiary oraz imperfekcje geometryczne i materiałowe cegieł,
- własności cegieł do absorbowania wody,
- grubość muru i sposób wiązania,
- czas, warunki dojrzewania i twardnienia zaprawy w murze,
- warunki eksploatacji konstrukcji (wpływ czynników środowiska zewnętrznego),
- własności reologiczne materiałów murowych (skurcz ew. pęcznienie, pełzanie),
- kierunek działania obciążenia w stosunku do płaszczyzn wspornych.

Uwzględnienie w analizach konstrukcji wszystkich parametrów determinujących wytrzymałość muru jest zagadnieniem niezwykle złożonym. Stąd dotychczasowe badania koncentrowały się głównie na poszukiwaniu zależności pomiędzy wytrzymałością muru w kierunku prostopadłym do płaszczyzn wspornych (f) a wytrzymałością na ściskanie cegieł (f_B) i zaprawy (f_M). Taką postać mają między innymi wzory zaproponowane już w pierwszej połowie XX wieku przez H. Krëugera i O. Graffa przywołane w pracy B. Lewickiego et al. [104].

$$f = f_B \frac{(6 + 0{,}1 f_M)}{12 + \dfrac{5h}{t}} \tag{3.10}$$

$$f = f_B \frac{(4 + 0{,}1 f_M)}{16 + \dfrac{3h}{t}} + a \tag{3.11}$$

We wzorach (3.10) i (3.11) uwzględniony został wpływ smukłości muru (h/t), natomiast w równaniu (3.11) dodatkowo także jakość wykonania. Współczynnik uwzględniający jakość wykonania muru należy przyjmować: $a \leq 10$ kG/cm^2. Porównanie przebiegu zależności (3.10) i (3.11) zilustrowano na rys. 3.7.



Rys. 3.7. Porównanie wytrzymałości na ściskanie murów określonych ze wzorów H. Krëugera (wzór 3.10) i O. Graffa (wzór 3.11)

Zależności te są aproksymacją wyników badań laboratoryjnych filarów i ścian ceglanych. Szerokie badania murów ceglanych przeprowadził w latach 30. XX-wieku L.J. Oniszczyk. Zmodyfikowany wzór L.J. Oniszczyka był podstawową zależnością w projektowaniu konstrukcji murowych w Polsce. Pierwotnie wzór L.J. Oniszczyka dla murów ceglanych miał postać:

$$f = Af_B\left(1 - \frac{0,2}{0,3 + \frac{f_M}{f_B}}\right) \tag{3.12}$$

gdzie:

A – parametr wyrażający udział wytrzymałości cegieł w wytrzymałości muru przy stałym stosunku f_M/f_B:

$$A = 0,33 + \frac{15}{f_B} \tag{3.13}$$

Wytrzymałości muru określone ze wzoru (3.12) przedstawiono na rys. 3.8.

Z zależności często stosowanych w praktyce inżynierskiej można wymienić również wzory O. Bröckera [28], C.B. Monka [134] i A.W. Hendrego et al. [73], które opracowane zostały na podstawie obszernych badań murów ceglanych:

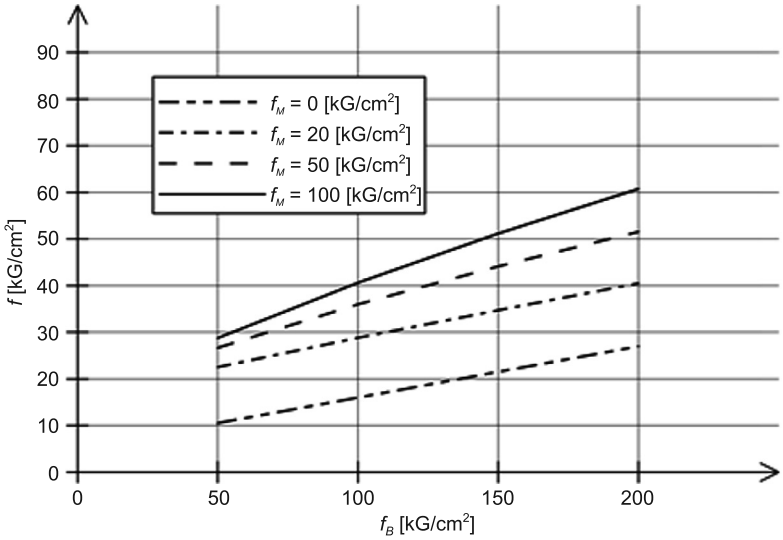
$$f = \sqrt[3]{f_M}\sqrt{f_B} \quad \text{wg [28]} \tag{3.14}$$

$$f = kf_B \quad \text{wg [134]} \tag{3.15}$$

$k = 0{,}138$ – mury na zaprawie wapiennej
$k = 0{,}177$ – mury na zaprawie cementowo-wapiennej
$k = 0{,}297$ – mury na zaprawie cementowej

$$f = 1{,}242 f_B^{0{,}531} f_M^{0{,}208} \quad \text{wg [73] ściany gr. 1/2 cegły} \tag{3.16}$$

$$f = 0{,}334 f_B^{0{,}778} f_M^{0{,}234} \quad \text{wg [73] ściany gr.1 cegły} \tag{3.17}$$



Rys. 3.8. Wytrzymałość na ściskanie murów ceglanych według wzoru L.J. Oniszczyka (3.12) w funkcji f_B dla różnych wartości wytrzymałości na ściskanie zaprawy f_M

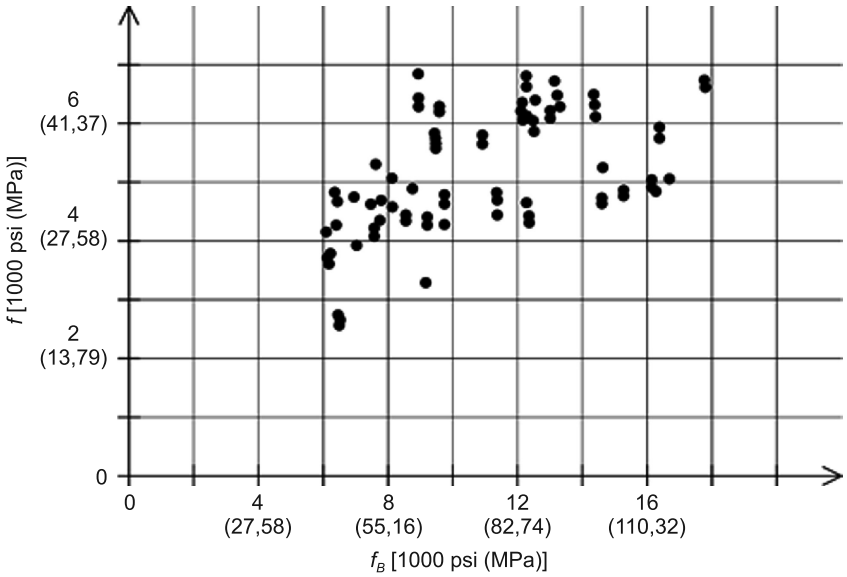
Bezpośrednie porównanie wyników badań doświadczalnych dotyczących wytrzymałości murów jest utrudnione ze względu na:

– stosowanie elementów próbnych różniących się pod względem przekroju poprzecznego (ściany, filary, pryzmy murowe) oraz smukłości,
– stosowanie odmiennych procedur przy określaniu wytrzymałości cegieł (f_B) i zapraw (f_M).

Zagadnienie wpływu efektu kształtu próbki i metody badań na wytrzymałość materiałów murowych i samych murów omówiono szczegółowo w rozdziale 3.4.

Ze wszystkich przedstawionych zależności wynika, że wytrzymałość na ściskanie cegieł wpływa zdecydowanie silniej na wytrzymałość muru niż wytrzymałość zaprawy. Potwierdzają to również wyniki najnowszych badań zaprezentowane przez H.B. Kaushika et al. w [87].

Nawet stosując te same procedury badawcze uzyskuje się zdecydowanie różne wytrzymałości murów (różnice nawet ponad 100%) – rys. 3.9, co wskazuje, że wygodne z praktycznego punktu widzenia relacje pomiędzy wytrzymałościami na ściskanie cegieł, zaprawy i muru trudno uogólnić bez uwzględnienia dodatkowych czynników.



Rys. 3.9. Wyniki badań wytrzymałości murów ceglanych – według [135]

Należy podkreślić, że cegły w murze znajdują się w złożonym stanie naprężenia. Z tego powodu należałoby wyrazić wytrzymałość muru na ściskanie, jako funkcję wytrzymałości cegieł w złożonym stanie naprężenia ściskanie-rozciąganie-rozciąganie.

Badania materiałów w złożonych stanach naprężenia są jednak trudne do przeprowadzenia, a dotychczasowe wyniki nie pozwalają na wyprowadzenie takich zależności.

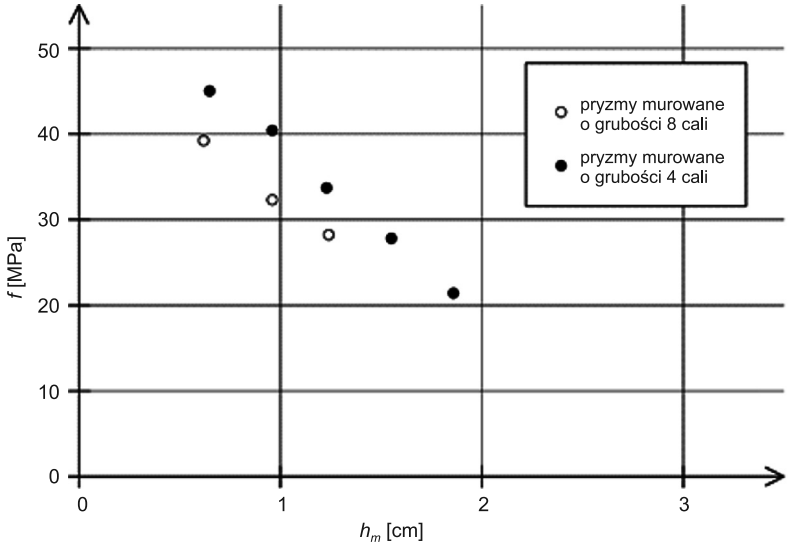
Wpływ wytrzymałości na rozciąganie cegieł na wytrzymałość muru wskazywali między innymi L.J. Oniszczyk [139] i Z. Gołębiewski [63]. Norma szwajcarska SIA 177 [190] zaleca sprawdzać wytrzymałość cegieł na pryzmach murowych, w których spoiny poziome są wykonane z pasków gumy o grubości 3 mm i określonych własnościach mechanicznych. Powyższe doświadczenia wskazują na kierunek dalszych badań, bowiem uwzględniają rzeczywisty stan naprężeń w cegłach muru.

Wytrzymałość zaprawy wpływa na wytrzymałość muru w znacznie mniejszym stopniu niż wytrzymałość cegieł. Funkcja f (f_M) dąży asymptotycznie do pewnej

wartości wytrzymałości muru. Oznacza to, że stosowanie zapraw silniejszych od określonej wartości f_M może mieć minimalny wpływ na wytrzymałość muru na ściskanie.

Wiele wyników badań podawanych w literaturze przedmiotu dotyczy wpływu grubości i jakości spoin na wytrzymałość muru na ściskanie. Istotna jest zwłaszcza relacja pomiędzy grubością spoiny (h_m) a wysokością cegieł (h_b), ponieważ determinuje ona wielkość naprężeń rozciągających w cegłach powodujących ich zarysowanie i w konsekwencji zniszczenie muru – patrz rys. 3.3.

Ponieważ zaprawa w murze jest zwykle słabsza niż cegły, to zwiększenie grubości spoin prowadzi do zmniejszenia wytrzymałości muru. Z badań amerykańskich [202, 203] wynika, że zwiększenie grubości spoiny o 3–4 mm powoduje spadek wytrzymałości muru o 15% – rys. 3.10. Także badania prowadzone w innych ośrodkach wykazały, że zwiększenie grubości spoin z 10 mm (wartość rekomendowana w normach brytyjskich) do 16–19 mm może powodować redukcję wytrzymałości muru nawet o 30% [57, 134].

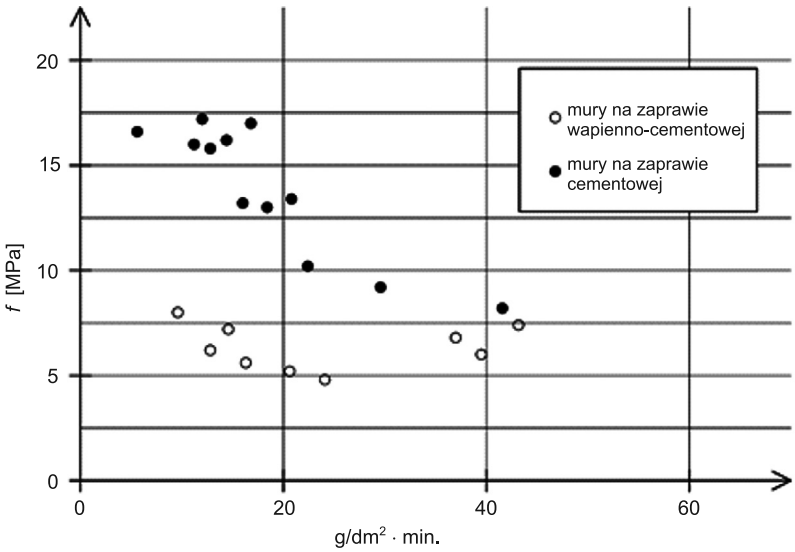


Rys. 3.10. Wpływ grubości spoin wspornych na wytrzymałość murów ceglanych [202, 203]

Grubość spoin nie może być zbyt mała ze względu na imperfekcje geometryczne cegieł. Przy zbyt małej grubości spoin skrzywienia powierzchni wspornych cegieł i odchyłki wymiarowe prowadzą do koncentracji naprężeń i pękania cegieł. W murze z elementów o małej jednorodności kształtu i wymiarów cegły są nie tylko ściskane, lecz również zginane i ścinane, co powoduje wcześniejsze zarysowanie i zniszczenie. Zagadnienie to omawiają między innymi P. Haller [70], L.J. Oniszczyk [139], H.G. Sixdorf [192]. Badania przedstawione w pracy P. Hallera [70]

pokazują, że zmniejszenie wytrzymałości muru na ściskanie z powodu nierówności wymiarów cegieł może wynosić nawet 25%. W tych badaniach porównywano wytrzymałości murów z cegieł o odchyłkach 1 mm i z cegieł o odchyłkach 4–5 mm. Identyczną redukcję wytrzymałości murów ceglanych, w których cegły jednej partii charakteryzowały się znacznymi imperfekcjami relacjonuje także L.I. Oniszczyk [139].

We współcześnie realizowanych konstrukcjach ceglanych na zaprawach zwykłych cementowo-wapiennych i cementowych przyjmuje się jako minimalną spoinę wsporną o grubości 6 mm. Minimalna grubość spoin wynika również z procesu absorbowania wody przez cegły z warstwy świeżej zaprawy. Proces absorbowania wody przez cegły ceramiczne jest najbardziej intensywny w pierwszych 15 minutach po ułożeniu w murze. Za optymalne w konstrukcjach murowych uznaje się cegły ceramiczne o absorbcji do 17 g/dm^{2}min [190]. Duży wpływ absorpcyjnych własności cegieł na wytrzymałość murów wykazał P. Haller [69].



Rys. 3.11. Wpływ absorpcyjnych własności cegieł na wytrzymałość muru na ściskanie – według [69]

Wpływ ten jest szczególnie znaczący w murach na zaprawach cementowych, z których silnie ssące cegły mogą pobrać znaczną ilość wody. Zakłócony wówczas zostaje proces wiązania i twardnienia zaprawy, natomiast skurcz i drgania nieuniknione w procesie układania cegieł w murze powodują zmianę formy spoin w strefach powierzchniowych. Zjawiska opisane powyżej wpływają na obserwowany w badaniach spadek przyczepności zaprawy do cegieł, imperfekcje spoin i w konsekwencji redukcję wytrzymałości muru.

W odniesieniu do konstrukcji istniejących, zrealizowanych na zaprawach wapiennych lub wapienno-cementowych, zjawisko obniżenia wytrzymałości muru na skutek absorbowania wody przez cegły ma mniejsze znaczenie. Wynika to z jednej strony z właściwości spoiwa wapiennego, które znacznie lepiej „wiąże" wodę z drugiej zaś strony zasadą dobrej roboty było zwilżanie ceramiki przed ułożeniem w murze (zalecenia w tym względzie podawała między innymi polska norma PN-68/B-10020 [152]).

Duży wpływ na wytrzymałość murów ma jakość ich wykonania. Szczególnie istotna w tym względzie jest, oprócz grubości spoin, także ich regularność i stopień wypełnienia. Niestaranne wykonanie spoin wspornych i ułożenie cegieł prowadzi do obniżenia wytrzymałości muru nawet o ponad 30% [72, 139]. „Ręka", solidność i fachowość murarza mają więc bardzo istotny wpływ na nośność konstrukcji ceglanej.

W murach podlegających ściskaniu w kierunku prostopadłym do spoin wspornych, stopień wypełnienia spoin pionowych nie wpływa w sposób znaczący na nośność konstrukcji. Niestaranne wypełnienie spoin pionowych determinuje natomiast nośność murów przy ścinaniu oraz w złożonych stanach obciążenia a także wpływa na pogorszenie izolacyjności ściany.

Wytrzymałość muru zależy również od zastosowanego sposobu przewiązania spoin w kolejnych warstwach murowych. Przy zastosowaniu tradycyjnych regularnych wiązań z przesunięciem spoin o co najmniej 1/2 szerokości cegły w kolejnych warstwach i starannym wykonaniu, wpływ rodzaju wiązania na wytrzymałość muru nie przekracza 10% [72]. Zmniejszenie wytrzymałości muru następuje wraz ze wzrostem udziału objętości spoin pionowych w masie muru (na przykład na skutek wykorzystywania niewielkich fragmentów cegieł) [192] lub stosowania wiązań wielorzędowych. Zmniejszenie wytrzymałości na ściskanie murów o wiązaniu wielorzędowym w stosunku do murów o wiązaniu pospolitym wynosi od kilku do kilkunastu procent [63, 139].

W procesie wznoszenia konstrukcji murowych niebagatelną rolę odgrywa również jednorodność użytych materiałów. Zaprawy najczęściej przygotowywano na budowie mieszając składniki według ustalonych proporcji objętościowych. Ostateczne właściwości zaprawy w spoinie muru uwarunkowane są jakością materiałów dostarczanych sukcesywnie na budowę w miarę postępu robót, kwalifikacjami i rzetelnością pracowników przygotowujących zaprawy do użycia, sposobem realizacji prac, rodzajem cegieł, warunkami środowiska zewnętrznego. Na skutek wymienionych powyżej czynników własności zaprawy w spoinach w obrębie tej samej konstrukcji mogą różnić się zdecydowanie – niejednokrotnie rejestrowane są różnice w wytrzymałościach zapraw w istniejącej konstrukcji wynoszące ponad 100%. Znaczną niejednorodność materiałową wykazują również cegły, nawet pochodzące z tego samego wypału. Dotyczy to zwłaszcza materiału produkowanego w wiekach wcześniejszych, ręcznie formowanego i wypalanego. Współczynniki zmienności wytrzy-

małości takich cegieł przekraczają akceptowalny we współczesnych konstrukcjach poziom 25%. Zagadnieniem wpływu rozrzutu wytrzymałości cegieł na wytrzymałość murów zajmowali się A. Vollemy oraz E. Suenson i H. Dührkop. Zależności opracowane przez wymienionych autorów, a przywołane w pracy [192], podano poniżej:

$$f = \frac{f_B}{2} - \frac{180}{\sqrt{f_B}}\left(\frac{f_{B,\max}}{f_{B,\min}} + \left(\frac{f_B - f_M}{100}\right)^2\right) \quad \text{wg A. Vollemy} \tag{3.18}$$

$$f = 3{,}6\sqrt[4]{f_M}\,\frac{f_B - 0{,}15(f_{B,\max} - f_{B,\min})}{9{,}71 + \sqrt{f_B}} \quad \text{wg E. Suensona et al.} \tag{3.19}$$

gdzie:

$f_{B,\max}, f_{B,\min}$ – odpowiednio maksymalna i minimalna wytrzymałość na ściskanie badanej partii cegieł.

Ze wzorów (3.18) i (3.19) wynika, że spadek wytrzymałości muru na skutek zastosowania partii cegieł o dużym rozrzucie wytrzymałości może wynosić ponad 10%. W Niemczech wytrzymałość na ściskanie muru uzależnia się od wytrzymałości charakterystycznej cegieł. Także L.J. Oniszczyk zalecał w przypadku partii cegieł o znacznej niejednorodności wyrażać wytrzymałość muru jako funkcję wytrzymałości minimalnej cegieł, a nie wytrzymałości średniej [139]. Zagadnienie to jest nadal mało poznane i wymaga dalszych badań.

Normy do projektowania konstrukcji murowych uwzględniają jakość wykonania muru (w tym jakość użytych materiałów) przez wprowadzenie współczynnika materiałowego. Wartość tego współczynnika dla murów z zapraw przygotowywanych na budowie wynosi, zgodnie z PN-EN 1996-1-1 [160] w zależności od klasy robót i kategorii elementów murowych, od 1,7 do 2,5. Potwierdza to, że faza wykonania ma bardzo istotny wpływ na nośność konstrukcji murowej.

Wytrzymałość muru w konstrukcjach istniejących jest determinowana czasem i oddziaływaniami (w tym czynnikami środowiska zewnętrznego) na jakie struktura ceglana była narażona przez okres użytkowania. Wytrzymałość muru na ściskanie w korzystnych warunkach środowiska zewnętrznego rośnie z czasem. W murach na zaprawach wapiennych wzrost wytrzymałości muru po okresie 2–3 lat wynosi około 30% (H.O. Silen [191], E. Verstrynge et al. [217]). Wynika to głównie ze wzrostu wytrzymałości i sztywności zaprawy wapiennej oraz jej przyczepności do cegieł. Wytrzymałość zapraw wapiennych, między innymi na skutek procesów karbonatyzacji, przyrasta bardzo wolno w czasie a proces ten może trwać przez wiele lat. Szybszy przyrost wytrzymałości w czasie, w początkowym okresie po wykonaniu, jest obserwowany w murach na zaprawach cementowo-wapiennych i cementowych. Dynamika tego procesu praktycznie zanika po kilku miesiącach od chwili

wykonania muru. Przyrost wytrzymałości w czasie, murów na zaprawach zwykłych cementowo-wapiennych i cementowych, nie przekracza zwykle 15% w odniesieniu do wytrzymałości po 28 dniach [185].

Natomiast niezwykle trudno jest ocenić ilościowy wpływ czynników środowiska zewnętrznego na wytrzymałość muru w czasie. Wynika to z niestabilności czynników w rozpatrywanym okresie, który może wynosić kilkadziesiąt lub kilkaset lat. Zwykle o zakresie ich oddziaływania można jedynie wnioskować na podstawie obserwowanych skutków w konstrukcji. Typowymi przykładami są:

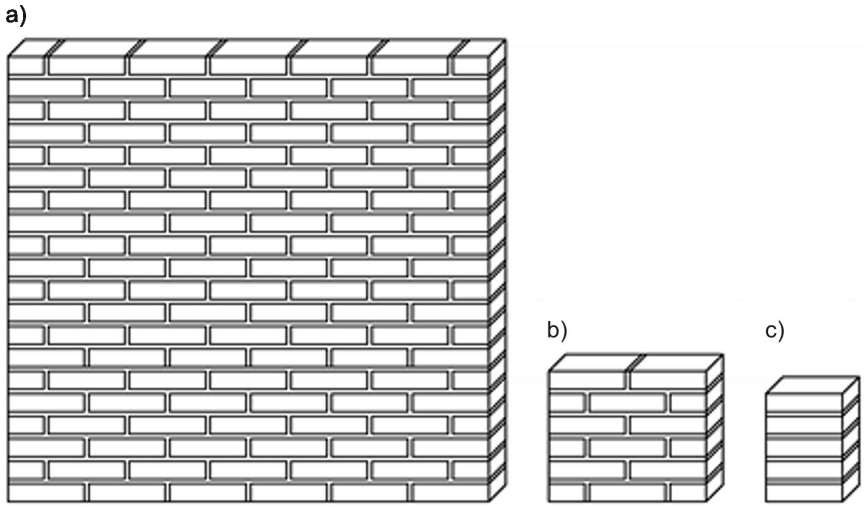
– uszkodzenia spoin w warstwach licowych murów spowodowane łącznym oddziaływaniem wilgoci, mrozu i wiatru objawiające się wykruszaniem i erozją materiału spoiny,
– uszkodzenia korozyjne cegieł zwłaszcza w częściach budynków narażonych na zawilgocenie i oddziaływania środowiska agresywnego chemicznie.
– zarysowania, rozwarstwienia i ubytki struktury będące efektem zróżnicowanych obciążeń, na jakie konstrukcja była narażona w przeszłości.

Najczęściej uszkodzenia te mają charakter lokalny i dotyczą zwykle warstw licowych muru.

3.4. Efekt kształtu próbki i warunków brzegowych w badaniach wytrzymałości murów

Posługiwanie się w pojęciem wytrzymałość muru oznacza w praktyce przyjęcie zasady homogenizacji – mur składający się z cegieł i spoin traktuje się jako materiał o pewnych uśrednionych właściwościach. Wytrzymałość muru do zastosowań inżynierskich wyznacza się na podstawie badań doświadczalnych. W Wielkiej Brytanii charakterystyki wytrzymałościowe murów podawane w normach projektowania [31] określano w badaniach ścian murowanych – rys. 3.12a. Normy amerykańskie ASTM [8] posługują się pojęciem wytrzymałości muru jako wielkości wyznaczonej z badań pryzm murowych (rys. 3.12c). Aktualnie w państwach, które przyjęły normy z grupy Eurokod 6 obowiązują wymagania normy EN 1052-1 [51], która zaleca określać wytrzymałość na ściskanie muru na elementach próbnych przedstawionych na rys. 3.12b. Smukłość elementów badanych zgodnie z EN 1052-1 powinna wynosić od 3 do 15. Zakres smukłości elementów próbnych jest więc bardzo szeroki.

Norma brazylijska [36, 37] dopuszcza badania wytrzymałości muru (zarówno na ścianach, jak również na mniejszych elementach próbnych) wprowadzając odpowiednie współczynniki przeliczeniowe. Na przykład, jeżeli badania wykonane zostały na elementach próbnych o wysokości kilku warstw cegieł i zaprawy, zawierających spoiny pionowe, to uzyskane rezultaty trzeba mnożyć przez 0,85.



Rys. 3.12. Elementy próbne do określania wytrzymałości na ściskanie murów stosowane w różnych krajach: a) ściany murowe według [31], b) elementy próbne według EN 1052-1 [51], c) pryzmy murowe według [8]

Należy podkreślić, że wiele badań zrealizowanych w pierwszej połowie XX wieku prowadzonych było nie na ścianach czy pryzmach lecz na filarach ceglanych [63, 92, 139]. Dotychczasowe badania pokazują, że kształt próbki znacząco wpływa na wartość uzyskanej wytrzymałości. Istotne znaczenie mają w tym względzie następujące czynniki:

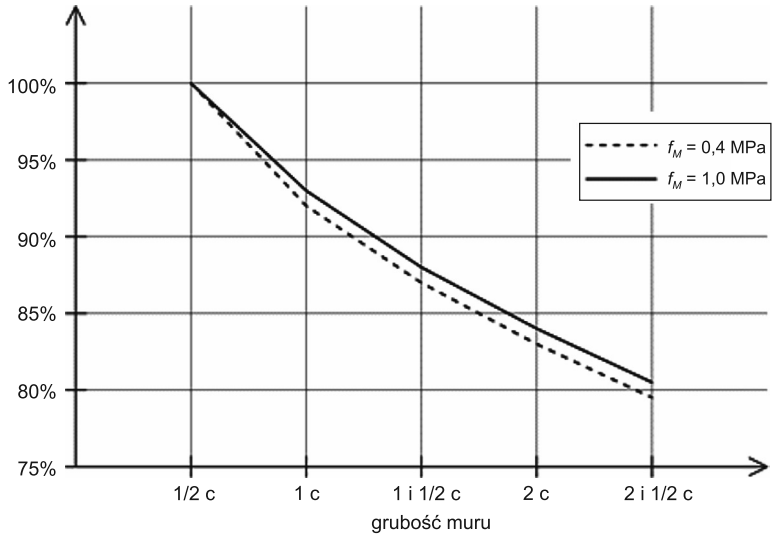
– smukłość elementu badanego (stosunek wysokości próbki do mniejszego wymiaru),
– obecność spoin pionowych, w tym spoin podłużnych,
– wymiary przekroju poprzecznego.

W badaniach prowadzonych w latach 30. XX wieku uzyskiwano dla ścian o grubości 1/2 cegły wyższe wytrzymałości od 10% do 20% niż dla ścian o grubości od 1 cegły do 2 cegieł (zwierających spoiny podłużne) [65, 139]. Wpływ grubości muru na jego wytrzymałość przedstawiono na rysunku 3.13.

Spadek wytrzymałości spowodowany występowaniem spoin podłużnych w murze jest tym większy im niższe są wytrzymałości zastosowanych zapraw. W normie PN-EN 1996-1-1 [160] podano, że dla murów zawierających spoiny podłużne wytrzymałości określone z zależności normowych należy redukować o 20%.

Wpływ kształtu i wymiarów próbki na wytrzymałość murów obserwowany jest również w badaniach porównawczych ścian i filarów. Filary wykonane na zaprawach wapiennych i wapienno-cementowych poddane ściskaniu z reguły dają mniejsze wartości wytrzymałości murów w porównaniu ze ścianami o takiej samej smukłości. Na podstawie wyników badań prezentowanych w pracach [3, 45, 94] można

stwierdzić, że dla murów na zaprawach wapiennych i cementowo-wapiennych (f_M = 0,4 MPa – 6,6 MPa) wytrzymałość określona na filarach murowych o przekroju poprzecznym 1c × 1c była od 1% do 22% (wartość średnia 10%) procent niższa niż wytrzymałość uzyskana z badań ścian o grubości 1c i takiej samej smukłości jak filary. W murach na zaprawach cementowych (f_M =12MPa) efekt był odwrotny, to znaczy wytrzymałość na ściskanie ustalona w badaniach filarów była większa niż w badaniach ścian.



Rys. 3.13. Wpływ grubości muru na jego wytrzymałość – według [65]

Interesujące, ze względu na aktualnie obowiązujące normy, jest również poszukiwanie zależności pomiędzy wytrzymałością muru określoną na filarach a wytrzymałością ustaloną na próbkach przedstawionych na rysunku 3.12b. Biorąc pod uwagę dotychczas przytoczone zależności można się spodziewać, że relacja dla murów na zaprawach wapiennych i cementowo-wapiennych będzie wynosić: 0,8 × 0,9 = 0,72.

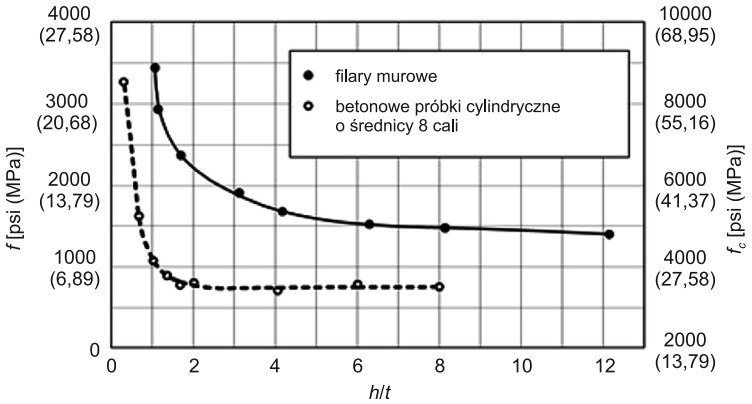
Z badań prezentowanych w pracy [68] wynika, że wytrzymałość badana na filarach stanowiła od 0,51 do 0,9 (średnio 0,75) wytrzymałości na próbkach normowych o grubości 1/2 cegły. Przyjęcie średniego współczynnika korelacji wynoszącego 0,72 ma więc swoje uzasadnienie.

Do wyznaczenia wytrzymałości muru stosowane są również, o czym wspomniano wcześniej, bardzo niewielkie elementy badawcze w postaci pryzm murowych. Z dotychczasowych badań wynika, że wytrzymałość muru określona na pryzmach murowych może być zarówno większa jak i mniejsza od wytrzymałości uzyskanej z badań ścianek murowych o tej samej grubości i smukłości [68]. Najmniejsze różnice stwierdzono dla murów na zaprawach wapiennych i wapienno-cementowych

(do 20%), natomiast największe dla murów na zaprawach cementowych. Prawdopodobnie jest to spowodowane niewielką plastycznością zapraw cementowych, co skutkuje znacznymi imperfekcjami spoin w pryzmach murowych. Powyższe stwierdzenia dotyczą elementów próbnych wykonywanych i badanych w laboratorium.

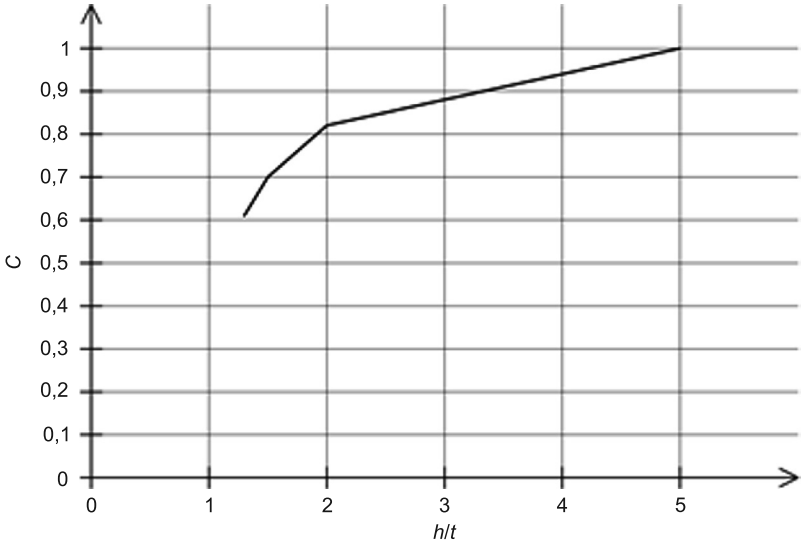
W odniesieniu do konstrukcji istniejących istotną rolę odgrywa proces wycinania i transportu próbek muru na stanowisko badawcze. Szczególnie dotyczy to murów na słabych zaprawach wapiennych i wapienno-cementowych, w których, w trakcie pobierania próbek, dochodzi do uszkodzeń spoin na brzegach elementów. Efekt ten jest tym silniejszy im słabsze są zaprawy i im mniejsze są wymiary pobieranych elementów próbnych. Z tej przyczyny należałoby dążyć do pobierania próbek maksymalnie dużych rozmiarów, zawierających powtarzalną strukturę muru (układ spoin wspornych i poziomych) oraz jak największą część objętości nie narażonej na uszkodzenia w trakcie wycinania elementu próbnego. Transport tak dużych elementów do laboratorium jest jednak niezwykle trudny. L.Binda [19] na podstawie badań fragmentów muru wycinanych ze ścian stwierdziła, że wytrzymałość na ściskanie muru wyznaczona w badaniach niewielkich elementów próbnych 100 × 100 × 180 mm jest o ponad 30% wyższa niż dla filarów o wymiarach 400 × 400 × 700 mm.

Na wynik końcowy testu ściskania, oprócz wymiarów i kształtu elementu próbnego, wpływają również warunki przekazania obciążenia na mur. Mury najczęściej badane są bezpośrednio pomiędzy stalowymi płytami dociskowymi maszyn wytrzymałościowych, co implikuje efekty brzegowe (ograniczenie odkształceń poprzecznych), wywołane tarciem na styku mur – płyta stalowa. Wpływ tych efektów na wytrzymałość muru jest tym mniejszy, im większa jest wysokość próbki. Badania w tym zakresie przeprowadził na filarach ceglanych jeszcze w latach 30. XX wieku W. Krefeld [92] – rys. 3.14.



Rys. 3.14. Wpływ smukłości elementu próbnego na wytrzymałość na ściskanie – według W. Krefelda [92]

Jak wynika z porównania pokazanego na rysunku 3.14 wpływ smukłości próbki na efekt badań jest pomijalny dla muru przy smukłości większej od 6, podczas gdy dla betonu granica smukłości wynosiła 2,0. Z badań na pryzmach murowych wynika, że efekt smukłości próbki muru może być pominięty, jeżeli smukłość ta zawiera się w granicach od 4 do 5 [12, 71, 126]. Dla mniejszych smukłości należy bezwzględnie stosować współczynniki korekcyjne. Przykładowe wartości takich współczynników podano na rysunku 3.15 za normą ASTM C 1314 [8]. Do badań zalecane są pryzmy o smukłości co najmniej 2,0, składające się przynajmniej z 3 warstw cegieł i zaprawy.



Rys. 3.15. Wartość współczynnika uwzględniającego wpływ smukłości próbki na wytrzymałość muru – według ASTM C 1314 [8] – badania na pryzmach murowych

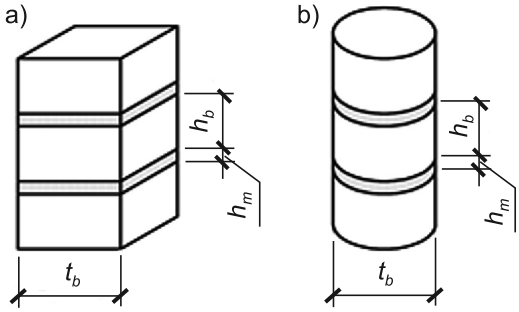
Podane współczynniki są wartościami uśrednionymi z badań. W rzeczywistości efekt wpływu smukłości jest tym większy im słabsza jest zaprawa [71]. Dla murów na słabych zaprawach wapiennych można przyjąć współczynniki korekcyjne ok. 10% mniejsze od podanych powyżej na rysunku 3.15.

Badając próbki przedstawione na rys. 3.16 wycięte z masywu murów, należy zastosować współczynniki przeliczeniowe uwzględniające smukłość próbek oraz wymiary ścian lub filarów, z których próbki pobrano.

Jeżeli wielkością odniesienia będzie wytrzymałość muru o smukłości 3–5 ze spoiną podłużną, to wartość współczynników korekcyjnych powinna zawierać się w granicach od 0,6 do 0,7.

Wpływ smukłości próbki murowej na wartość maksymalnego obciążenia ściskającego będzie malał przy ograniczaniu wpływu tarcia, a więc przy stosowaniu

różnego typu przekładek lub szczotek Hilsdorfa umożliwiających odkształcenia poprzeczne próbki w miejscu przekazywania obciążeń ściskających. Bardzo niewiele jest badań pozwalających jednoznacznie określić wpływ tego zjawiska. A.T. Vermeltfoort [216] przedstawił badania, z których wynika, że po zastosowaniu przekładek teflonowych wytrzymałości na ściskanie murów są około 10% mniejsze niż określone w badaniach bez przekładek. K.T. Hanada [71] badając pryzmy murowe

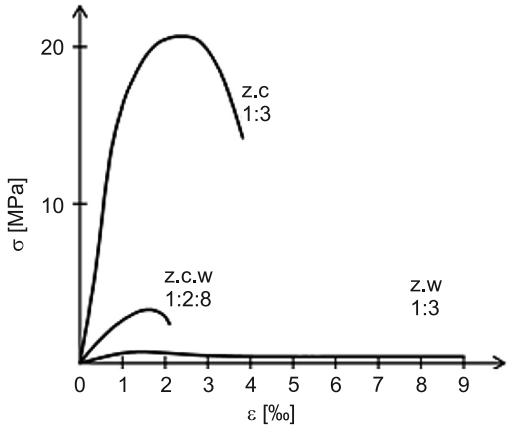


Rys. 3.16. Minimalna wielkość elementów próbnych do ustalenia wytrzymałości na ściskanie muru: a) próbki prostopadłościenne wycinane z muru, b) próbki rdzeniowe odwiercane z muru w kierunku prostopadłym do spoin wspornych; t_b – szerokość cegły (wymiar główki); h_b – wysokość cegły; h_m – grubość spoiny wspornej

stwierdził, że po zastosowaniu przekładek teflonowych wpływ smukłości próbki jest wyraźnie mniejszy, ale nie pomijalny całkowicie. Związane jest to między innymi z parametrem względnej objętości cegieł i zaprawy. Jako właściwą wartość K.T. Hanada proponuje przyjąć wytrzymałość dla pryzm o smukłości 4, badanych pomiędzy przekładkami z teflonu. Problem stosowania różnego typu próbek oraz przekładek w badaniach murów na ściskanie wymaga dalszych badań.

3.5. Odkształcalność murów

Mury ceglane poddane ściskaniu w kierunku prostopadłym do spoin wspornych zachowują się jak ciała nieliniowo-sprężysto-plastyczne. W badaniach ze stałą prędkością przemieszczeń uzyskuje się krzywe z wyraźną ścieżką pokrytyczną. Charakter zależności naprężenie-odkształcenie w badaniach doraźnych zależy od rodzaju użytych materiałów (cegieł, zaprawy) oraz sposobu i jakości wykonania muru. Podstawowe znaczenie ma przy tym rodzaj zaprawy. H. Hilsdorf [75] już w badaniach prowadzonych w latach 60. XX wieku stwierdził, że odkształcenia murów na słabych zaprawach wapiennych są około 5 do 10 razy większe niż murów wznoszonych na zaprawach cementowych i cementowo-wapiennych – rys. 3.17.

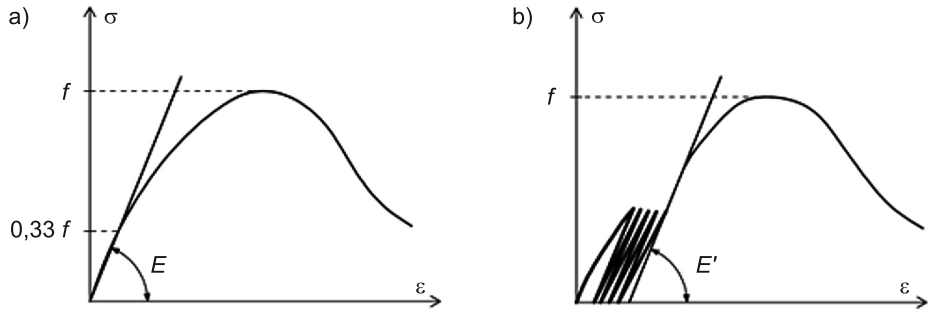


Rys. 3.17. Postaci zależności σ(ε) w murach ceglanych na różnych rodzajach zapraw – według [75]: z.c. – mury na zaprawie cementowej; z.c.w – mury na zaprawie cementowo-wapiennej; z.w. – mury na zaprawie wapiennej

W praktyce inżynierskiej podstawowe znaczenie ma określenie modułu sprężystości muru. Moduł sprężystości muru przyjmowany do obliczeń konstrukcji wyraża tangens nachylenia siecznej wykresu naprężenie-odkształcenie w określonym przedziale naprężeń ściskających. Norma PN-EN 1052-1 [158], analogicznie jak EN 1052-1 [51], definiuje wartość doraźnego modułu sprężystości w przedziale naprężeń 0–0,33σ_{max} (σ_{max} – poziom maksymalnych naprężeń odpowiadający wytrzymałości muru – rys. 3.18a). Stosowane są również inne poziomy naprężeń, przy których wyznacza się moduł sprężystości muru (np. 0,4σ_{max}, 0,5σ_{max} lub nawet 0,75σ_{max}), dlatego bezpośrednie porównanie wyników badań siecznego modułu sprężystości muru prowadzone w różnych laboratoriach wymaga stosowania odpowiednich współczynników przeliczeniowych.

Przyjęcie podanych powyżej poziomów naprężeń wynika z prowadzonych badań w zakresie fazy liniowo-sprężystej, którą obserwuje się w murach ceglanych mniej więcej do 1/3 obciążenia niszczącego (w niektórych rodzajach konstrukcji, szczególnie na zaprawach cementowych poziom ten może być nieco wyższy). Większe obciążenie powoduje rozwój w strukturze muru zarysowań i przejście do fazy nieliniowej. Sposób wyznaczenia modułu sprężystości muru na podstawie badań doświadczalnych podany w normie PN-EN 1052-1 [158], tj. przy jednokrotnym obciążeniu muru, powoduje, że w pomiarze część odkształceń stanowią odkształcenia doraźne niesprężyste. W związku z tym wartość modułu sprężystości będzie mniejsza niż uzyskuje się z pomiarów w próbie wielokrotnego obciążania i odciążania – rys. 3.18b [19, 139].

W badaniach doświadczalnych konstrukcji murowych poszukuje się związku pomiędzy modułem sprężystości a wytrzymałością na ściskanie, podobnie jak dla



Rys. 3.18. Sposób wyznaczania i definiowania modułu sprężystości murów: a) według PN-EN 1052-1 [158], b) na podstawie badań przy wielokrotnym dociążaniu i odciążaniu muru

innych ciał nieorganiczno-niemetalicznych. Najczęściej zakłada się związek o charakterze liniowym:

$$E = \alpha_E f \tag{3.20}$$

Z badań na elementach próbnych wykonanych w laboratorium uzyskuje się bardzo szeroki zakres parametru α_E (nazywanego cechą sprężystości). H.B. Kaushik et al. [87] prowadząc badania według identycznych procedur (wielkość elementów, sposób obciążenia i pomiaru odkształceń) uzyskali dla murów ceglanych wartości współczynników α_E z przedziału 250 do 1100 (wartość średnia 550). Z zestawienia podanego w pracach [178, 215] wynika, że zdecydowana większość wyników mieści się z przedziale:

$$E = (400 - 1000) f \tag{3.21}$$

Norma PN-EN 1996-1-1 [160] zaleca przyjmować dla murów na zaprawach o wytrzymałości na ściskanie mniejszej niż 5 MPa:

$$E = 600 f_k \tag{3.22}$$

co po uwzględnieniu f / f_k z przedziału ok. 1,2–1,3 daje ostatecznie:

$$E = (460 - 500) f \tag{3.23}$$

Zależności podane powyżej nie dotyczą murów na słabych zaprawach wapiennych, dla których uzyskuje się w badaniach często niższe wartości cechy sprężystości muru. Niskie wartości cechy sprężystości murów na słabych zaprawach wapiennych (α_E = 150 – 400) podawała również norma PN-67/B-03002 [151].

Jak wynika z badań doświadczalnych mury o tej samej wytrzymałości na ściskanie mogą różnić się zdecydowanie w zakresie odkształcalności. Ocena modułu sprężystości na podstawie wytrzymałości na ściskanie muru bez uwzględnienia rodzaju zaprawy i charakterystyki struktury może prowadzić do wielokrotnego przeszacowania lub niedoszacowania odkształceń konstrukcji.

Mechanizm współpracy cegieł i zaprawy w murze wskazuje, że moduł sprężystości zależy od odkształcalności cegieł i zaprawy oraz jakości wykonania ściany lub filara. S. Sahlin w [178] podaje równanie do określenia modułu sprężystości muru w postaci:

$$E = \frac{1}{\frac{1-\delta_1}{E_m} + \frac{\delta_1}{E_b}} \tag{3.24}$$

$$\delta_1 = \frac{h_b}{h_b + h_m} \tag{3.25}$$

gdzie oznaczenia jak pod wzorem (3.1).

W modelu teoretycznym, na podstawie którego wyprowadzono zależność (3.24), nie uwzględniono przestrzennych stanów naprężeń występujących w cegłach i zaprawie na skutek różnej odkształcalności poprzecznej elementów składowych muru. Dla pryzmy murowej przy założeniu jednorodnych pól naprężeń w cegłach i zaprawie otrzymuje się zależność:

$$E = \frac{\left(\frac{h_b}{h_m} + 1\right)}{c} E_b \tag{3.26}$$

gdzie:

$$c = \frac{h_b}{h_m} + \beta + 2k\frac{h_b}{h_m}\mu_b - 2k\frac{h_b}{h_m}\beta\mu_m \tag{3.27}$$

$$k = \frac{\sigma_{xb}}{\sigma_{yb}} \tag{3.28}$$

$$\beta = \frac{E_b}{E_m} \tag{3.29}$$

Analiza stanu naprężenia i odkształcenia w murze, z wykorzystaniem MES w płaskim stanie naprężenia i płaskim stanie odkształcenia, podana w pracy autora [115], wykazała, że przyjęcie założenia o jednorodnych polach naprężeń w cegłach i zaprawie nie wpływa istotnie na wielkość modułu sprężystości muru. Nieco większe znaczenie przy określaniu modułu sprężystości muru mają współczynniki odkształcalności poprzecznej cegieł i zaprawy. Badanie przebiegu zmienności funkcji (3.26) w zakresie μ_b = 0,10 – 0,20; μ_m = 0,15 – 0,3 umożliwiło aproksymację rozwiązania dokładnego zależnością w postaci:

$$E = \frac{1,25\dfrac{h_b}{h_m} + 1}{1,25\dfrac{h_b}{h_m} + \beta} E_b \tag{3.30}$$

Różnice w wartościach modułów sprężystości murów określone na podstawie zależności (3.26) i (3.30) nie przekraczają 10%.

Zależność (3.30) była wielokrotnie cytowana w literaturze przedmiotu [47, 83, 94, 104] ale jej stosowanie ograniczone było stosunkowo niewielką liczbą badań doświadczalnych umożliwiających jej weryfikację. W badaniach doświadczalnych murów ceglanych parametrami testowanymi były przede wszystkim wytrzymałość na ściskanie cegieł i zaprawy, a nie ich moduły sprężystości. Serię szerokich badań odkształcalności cegieł, zapraw i murów przeprowadził H.B. Kaushik et al. [87]. Wartości modułów sprężystości murów uzyskane w badaniach stanowią od 0,56 do 0,78 (średnio 0,72) wartości obliczonych na podstawie zależności (3.30). Wpływ na to mają następujące czynniki nieujęte w modelu teoretycznym:

- imperfekcje spoin,
- różnice odkształcalności zaprawy na próbkach laboratoryjnych (pryzmach) i w spoinach muru,
- niejednorodność zapraw w spoinach,
- niejednorodność materiałowa (w tym własności anizotropowe) i geometryczne cegieł.

Ostatecznie z powodów wymienionych powyżej autor niniejszej pracy proponuje modyfikację teoretycznej zależności (3.30) do postaci:

$$E = \zeta_E \frac{1,25\dfrac{h_b}{h_m} + 1}{1,25\dfrac{h_b}{h_m} + \beta} E_b \tag{3.31}$$

gdzie:

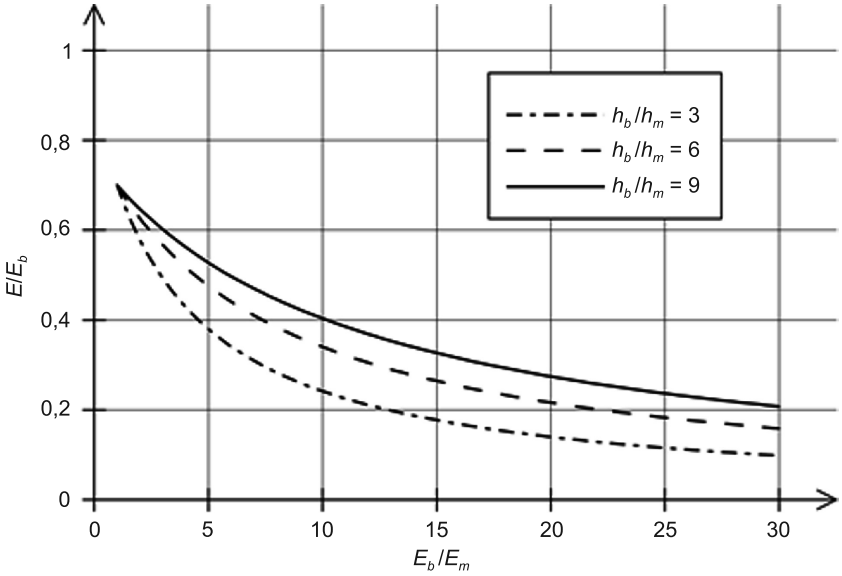
ζ_E – współczynnik korekcyjny uwzględniający różnicę w odkształcalności zaprawy mierzonej na próbkach normowych w stosunku do zaprawy w spoinie muru, imperfekcje spoin i inne czynniki nieujęte w modelu teoretycznym.

Badania laboratoryjne przeprowadzone przez H.B. Kaushik et al. [87] wskazują, że wartość współczynnika ζ_E wynosi około 0,7. Weryfikacja współczynnika ζ_E wymaga jednak znacznie szerszych badań doświadczalnych murów ceglanych.

Dla murów w budynkach istniejących oszacowanie modułu sprężystości na podstawie badań odkształcalności cegieł i zaprawy jest zagadnieniem niezwykle złożo-

nym. Podstawowym problemem, jak już wspomniano wcześniej, jest wyznaczenie charakterystyk zaprawy w spoinach. H. Hilsdorf [75] wykazał, że moduł sprężystości zapraw wapiennych może być kilkadziesiąt razy mniejszy niż cegieł.

Odkształcenia pionowe muru w znaczącej części determinowane są bardzo dużą odkształcalnością zapraw oraz grubością spoin wspornych. Jak wynika z wykresów na rysunku 3.19, które opracowane zostały na podstawie równania (3.31) zmiana wartości parametru h_b/h_m z 6 do 3 (przy wysokości cegieł ok. 60 mm i wzroście grubości spoin z 10 mm do 20 mm) daje spadek modułu sprężystości o 40%.



Rys. 3.19. Wpływ grubości spoin wspornych na moduł sprężystości murów

Cechy sprężystości murów na zaprawach wapiennych określone na podstawie wzoru (3.31) zestawiono w tablicy 3.1. W obliczeniach przyjęto, średnią sprawność murów (stosunek wytrzymałości na ściskanie muru do wytrzymałości na ściskanie cegieł) wynoszącą 15% oraz zależność pomiędzy wytrzymałością a modułem sprężystości cegieł $E_b = 300f_B$.

Tablica 3.1

Cechy sprężystości (α_E) murów na zaprawach wapiennych o niskiej wytrzymałości

h_b/h_m	E_b/E_m			
	20	30	40	50
6	532	317	250	207
3	280	197	152	125

Wartości podane w tablicy 3.1 dość dobrze korespondują z wartościami zalecanymi w normie PN-67/B-03002 [151] (α_E= 150 – 400).

Należy przy tym zauważyć, o czym pisano w rozdziale 3.2, że w zależności od jakości wykonania i właściwości materiału spoin moduły sprężystości muru nawet w tej samej ścianie mogą się wyraźnie różnić. Z tego powodu oszacowanie modułu sprężystości muru na podstawie cech materiałów składowych może być obarczone sporym błędem. W przypadkach, gdzie wymagana jest większa dokładność oszacowań należy stosować metodę *flat-jack*.

Badania murów ceglanych wykazały, że w odróżnieniu od wytrzymałości na ściskanie, moduł sprężystości muru w zdecydowanie mniejszym stopniu zależy od wielkości i kształtu elementu badawczego. J. Kubica et al. [96] badali mury ceglane na zaprawach cementowo-wapiennych (proporcje składników zaprawy 1:1:6). Wartość współczynnika sprężystości dla ścian o wymiarach 665 × 510 × 120 mm wyniosła 425, natomiast dla ścian 965 × 1030 × 250 mm była równa 415. Niewielkie różnice w modułach sprężystości murów określanych na różnych elementach próbnych stwierdzili również A.M. Wold-Tinsae et. al. [225].

R. Ciesielski [34] zaproponował wyznaczanie dynamicznego modułu sprężystości muru jako iloczynu modułu z badań statycznych i współczynników uwzględniających poziom naprężeń ściskających oraz udział obciążeń dynamicznych w całości oddziaływań. Propozycja R. Ciesielskiego nie została jednak zweryfikowana badaniami i nie znalazła dotychczas szerszego zastosowania w praktyce.

W inżynierskich obliczeniach konstrukcji murowych traktuje się mur zwykle jako materiał ortotropowy lub izotropowy. W takim przypadku konieczne jest zadeklarowanie wartości współczynnika Poissona (μ). W wielu zaleceniach normowych [160, 195] przyjmuje się moduł odkształcenia postaciowego (G) równy 40% wartości modułu sprężystości muru (E) w kierunku prostopadłym do spoin wspornych:

$$G = 0,4E \tag{3.32}$$

Podstawiając równanie (3.32) do znanej zależności:

$$G = \frac{E}{2(1+\mu)} \tag{3.33}$$

otrzymuje się współczynnik Poissona muru równy 0,25.

Z zestawienia badań podanego przez J. Kubicę w [94, 95] wynika, że współczynnik odkształcalności poprzecznej murów ceglanych na zaprawach cementowo-wapiennych i cementowych zawiera się w granicach od 0,09 do 0,27. Dla poziomu naprężeń od 0,3 do 0,5 wytrzymałości na ściskanie zakres wartości współczynnika Poissona murów ceglanych wynosi od 0,13 do 0,23 (większość wyników z badań pomiędzy 0,17 a 0,23).

Z wykresów odkształceń filarów na zaprawach wapiennych zamieszczonych przez E. Verstrygena et al. w [217] wnioskować można, że odkształcenia poprzeczne murów w zakresie liniowo-sprężystym stanowią ok. 10% odkształceń pionowych. Większe współczynniki Poissona wynikają z badań własnych autora pracy na filarach wyciętych z konstrukcji (patrz rozdz. 6). W zasadzie odkształcenia poprzeczne murów ceglanych nie przekraczają 25% odkształceń pionowych.

Jak wspomniano już powyżej, mury ceglane do poziomu około 0,3–0,5 obciążenia niszczącego zachowują się w przybliżeniu jak ciała Hooke'a. Powyżej tego poziomu zależność naprężenie-odkształcenie jest nieliniowa. Do opisu związku naprężenie-odkształcenie w murach wykorzystywane są różne funkcje algebraiczne aproksymujące wyniki badań doświadczalnych. Przez wiele dziesięcioleci w Polsce stosowano zaproponowaną w [139] przez L.J. Oniszczyka funkcję logarytmiczną w postaci:

$$\varepsilon(\sigma) = \frac{1{,}1}{\alpha_0} \ln\left(1 - \frac{\sigma}{1{,}1 f}\right) \tag{3.34}$$

gdzie:

$\alpha_0 = E_0/f$,

E_0 – początkowy moduł sprężystości muru odpowiadający modułowi stycznemu przy hipotetycznym zerowym naprężeniu ściskającym.

Funkcję logarytmiczną do opisu zależności naprężenie-odkształcenie przy ściskaniu przyjmował także w swoich analizach B. Lewicki et al. [102]. Ograniczenie przebiegu funkcji (3.34) do wartości $\sigma \le f$ jest równoznaczne z przyjęciem, że odkształcenia graniczne przy ściskaniu zostają osiągnięte w chwili, gdy naprężenie osiągnie swoją maksymalna wartość równą wytrzymałości muru na ściskanie. Pozostaje to w sprzeczności z wynikami badań doświadczalnych prowadzonych przy założeniu stałej prędkości przyrostu odkształceń [84].

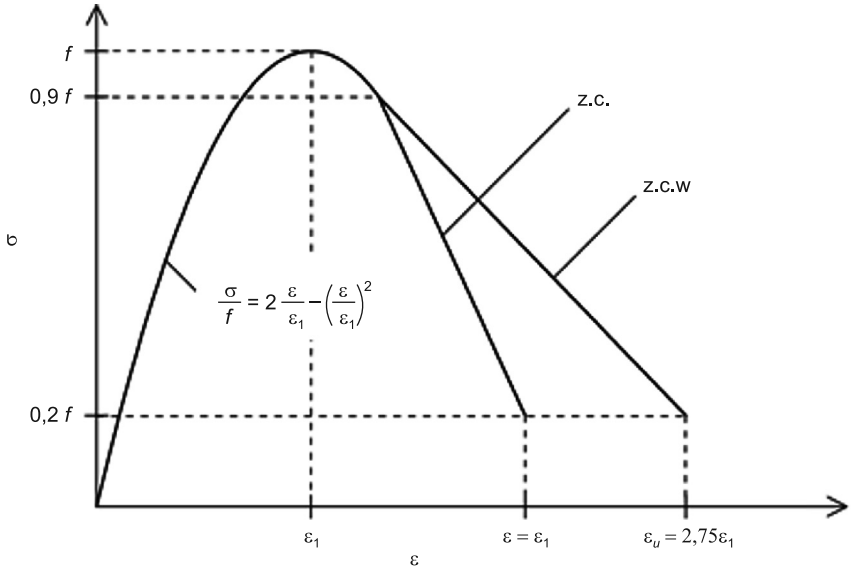
W nowszych pracach do opisu związku $\sigma(\varepsilon)$ w murach ceglanych stosuje się funkcje paraboliczne. W pracach [72, 87], w odniesieniu do konstrukcji ceglanych, analizowana była przydatność klasycznej funkcji parabolicznej w postaci:

$$\frac{\sigma}{f} = 2\left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_1}\right) - \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_1}\right)^2 \tag{3.35}$$

gdzie:

ε_1 – odkształcenie odpowiadające maksymalnemu naprężeniu ściskającemu (wytrzymałości muru na ściskanie).

H.B.Kaushik et al w [87] zaproponowali dla murów na zaprawach cementowych i cementowo-wapiennych stosowanie zależności przedstawionych na rysunku 3.20. Autorzy wykazali również, że odkształcenie ε_1 oraz odkształcenie maksymalne ε_u



Rys. 3.20. Zależność naprężenie – odkształcenie dla murów ceglanych według [87]

są tym większe, im mniejsza jest wytrzymałość zaprawy. Krzywe eksperymentalne leżą zwykle poniżej funkcji parabolicznej opisanej równaniem (3.35).

Problemem w badaniach jest precyzyjne określenie odkształcenia ε_1. Przy wysokich poziomach obciążenia część baz pomiarowych ulega bowiem zniszczeniu, natomiast pomiar odkształceń na bazach o długości równej wysokości elementu próbnego (pomiędzy płytami maszyny wytrzymałościowej) zawiera w sobie błąd spowodowany zaburzeniami brzegowymi.

Z zależności (3.35) wynika wartość początkowego modułu sprężystości (E_0):

$$E_0 = \frac{2f}{\varepsilon_1} \tag{3.36}$$

co pozwala przekształcić wzór (3.35) do postaci:

$$\sigma = E_0\left(\varepsilon - \frac{E_0}{4f}\varepsilon^2\right) \tag{3.37}$$

W praktyce wyznaczenie modułu sprężystości na określonym poziomie obciążenia i przeliczenie na moduł początkowy umożliwia podanie postaci funkcji parabolicznej do określenia zależności naprężenie-odkształcenie w murach. Charakterystyczną cechą klasycznej paraboli opisanej równaniami (3.35) i (3.37) jest to, że wartość ilorazu początkowego modułu sprężystości do modułu siecznego przy naprężeniu równym wytrzymałości muru na ściskanie wynosi 2.

Wyniki badań własnych autora wskazują, że wartość tego ilorazu różni się dla murów ceglanych przede wszystkim w zależności od rodzaju użytej zaprawy. Autor niniejszej książki w pracy [115] zaproponował do opisu zależności naprężenie-odkształcenie w murach w zakresie od 0 do ε_1 funkcję:

$$\frac{\sigma}{f} = \alpha_0 \left[\varepsilon - (k_1 - 1) \frac{\alpha_0 \varepsilon^2}{k_1^2} \right] \tag{3.38}$$

gdzie:

k_1 – parametr nieliniowości fizycznej ($k_1 = E_0/E_1$),

E_1 – sieczny moduł sprężystości przy poziomie obciążenia $\sigma = f$.

Dla $k_1 = 2$ otrzymuje się z zależności (3.38) wzór (3.37), natomiast dla $k_1 = 1$ uzyskuje się liniową zależność pomiędzy naprężeniami i odkształceniami. Pośrednim wartościom k_1 odpowiadają związki naprężenie-odkształcenie o odpowiednio mniej wypukłym wykresie $\sigma(\varepsilon)$. W badaniach autora ścian ceglanych wartość parametru k_1 wynosiła od 1,3 do 1,9. W zakresie odkształceń większych od ε_1 przyjmować można półkę plastyczną lub różne postaci zależności odwzorowujące ścieżkę pokrytyczną w murach poddanych ściskaniu.

Norma Eurokod 6 podaje ogólną postać zależności naprężenie-odkształcenie, wymieniając jako możliwe do aproksymacji tego związku funkcje: paraboliczne, paraboliczno-prostokatne lub liniowe. Eurokod 6 nie zaleca funkcji do opisu nieliniowej zależności $\sigma(\varepsilon)$ w całym przedziale odkształceń. Przyjmując funkcję (3.38) przy założeniu $\alpha_0 = 1000$; $k_1 = 2{,}0$; $\varepsilon_u/\varepsilon_1 = 1{,}75$ uzyskuje się tzw. parabolę madrycką, stosowaną do wymiarowania konstrukcji z betonu. Z uwagi na, z reguły dużo niższe, cechy sprężystości murów ceglanych oraz większe odkształcenia ε_u i ε_1 parabola madrycka w analizie tradycyjnych konstrukcji murowych nie powinna być stosowana. Wyniki badań starych murów ceglanych na zaprawach wapiennych wskazują, że odkształcenia przy zniszczeniu osiągać mogą wartość nawet 10 promili, a więc nieporównanie więcej niż odkształcenia współczesnych konstrukcji murowych (patrz wyniki badań podane w rozdziale 6).

Przedstawione powyżej zależności dotyczyły murów poddanych obciążeniom doraźnym o charakterze statycznym, uzyskanych w próbie jednokrotnego obciążenia siłą ściskającą elementu próbnego muru.

W odniesieniu do konstrukcji użytkowanych należy brać pod uwagę również zmienność oraz długotrwałość obciążenia w czasie. W rzeczywistej konstrukcji wytężenie ścian murowych ulega zmianom. W tradycyjnych ustrojach ceglanych decydującym obciążeniem był ciężar własny konstrukcji, w tym przede wszystkim ciężar części murowych. Zmiany obciążenia statycznego przy zachowaniu pierwotnego układu konstrukcyjnego i sposobu użytkowania były stosunkowo niewielkie. Większe różnice w wytężeniu ścian i filarów ceglanych następowały na skutek prze-

budowy (np. zmiana układu otworów w ścianach) lub nadbudowy obiektu, a także zmian oddziaływań zewnętrznych.

Proces wielokrotnego obciążania i odciążania konstrukcji ceglanej jest symulowany w badaniach doświadczalnych prezentowanych między innymi w pracach [6, 19]. W badaniach poszukiwany jest graniczny poziom naprężeń, przy którym występuje redukcja wytrzymałości muru z powodu efektu powtarzalności obciążenia. Efekt ten w masywnych konstrukcjach murowych poddanych obciążeniom o charakterze statycznym ma mniejsze znaczenie, natomiast może być istotny na przykład w analizie historycznych obiektów murowych typu wieżowego (wieże kościelne, dzwonnice), zwłaszcza że powinien być rozpatrywany w często szerokim przedziale czasu związanym z użytkowaniem konstrukcji.

Na skutek pełzania w murze ceglanym poddanym długotrwałemu działaniu obciążenia ściskającego następuje przyrost odkształceń. Wznoszenie konstrukcji murowych i związany z tym efekt przyrostu obciążeń może trwać wiele miesięcy w związku z powyższym efekt narastania odkształceń w konstrukcji może zdecydowanie różnić się od uzyskiwanego w badaniach doraźnych przy założeniu dociążenia elementu próbnego w czasie kilkunastu czy kilkudziesięciu minut.

Mniejsza będzie również wytrzymałość na ściskanie muru ceglanego pod obciążeniem ściskającym działającym długotrwale. L. Binda [19] w testach na elementach próbnych wyciętych ze ścian katedry w Monza uzyskała spadek wytrzymałości murów na skutek długotrwałego działania obciążenia od 15 do 25%. Wyniki te są zbliżone do wspomnianych w rozdz. 3 badań przeprowadzonych przez J. Hirla et al. [74].

Rzeczywiste postaci związków naprężenie-odkształcenie z uwzględnieniem parametru czasu dla konstrukcji istniejących są jednak trudne do określenia. Pełzanie w murach z cegieł ceramicznych zależy przede wszystkim od rodzaju i ilości zaprawy w murze. Odkształcenia na skutek pełzania zaprawy są od kilku do kilkudziesięciu razy większe niż cegieł ceramicznych. Dodatkowo na pełzanie muru wpływa również wielkość i kształt ustroju (ściana, filar), wiek muru w chwili obciążenia, stan wilgotności, a w przypadku gdy naprężenie jest większe niż 0,6 wytrzymałości muru również wielkość obciążenia. Badań dotyczących pełzania murów ceglanych jest stosunkowo niewiele. Wynika z nich, że przy ustabilizowanych warunkach cieplno-wilgotnościowych i stałym obciążeniu proces pełzania muru z cegieł ceramicznych trwa najczęściej od kilku do kilkunastu miesięcy. Po około 2–3 latach przyrosty odkształceń murów ceglanych spowodowane pełzaniem ustają – prędkość przyrostu odkształceń na skutek pełzania maleje praktycznie do zera [29, 30, 61, 163]. C.B. Poljakow [163] zaproponował, na podstawie badań laboratoryjnych (badania na pryzmach), funkcję ekspotencjalną do określenia odkształceń wywołanych pełzaniem muru w postaci:

$$\varepsilon_{cr} = 0{,}112 \cdot 10^{-3} \frac{\sigma}{f}(1 - e^{-0{,}035(t_K - t_H)}) \tag{3.39}$$

gdzie:

- ε_{cr} – odkształcenie muru na skutek pełzania,
- t_K – czas od chwili wykonania muru, dla którego określana jest wartość odkształceń pełzania,
- t_H – wiek muru w chwili obciążenia,
- σ – naprężenie ściskające,
- f – wytrzymałość muru na ściskanie.

C.B. Poljakow wykazał również, że liniowa zależność pomiędzy naprężeniami a odkształceniami pełzania (pełzanie liniowe) zachodzi dla murów na zaprawach wapiennych i wapienno-cementowych do poziomu naprężeń od 0,5*f* do 0,6*f*. Dla murów na zaprawach cementowych i cementowo-wapiennych zakres tych naprężeń jest wyższy i wynosi od 0,6 do 0,7*f*. Ostatecznie przyjął on średni poziom naprężeń wynoszący 0,6*f* jako granicę pełzania liniowego w murach ceglanych.

D. Lenczner [100] na podstawie badań ścian i filarów ceglanych na zaprawach cementowo-wapiennych podał, że stosunek odkształceń spowodowanych pełzaniem (ε_{cr}) do odkształceń sprężystych (ε_{el}) wynosi:

– dla ścian:

$$\frac{\varepsilon_{cr}}{\varepsilon_{el}} = 4{,}46 - 0{,}33\sqrt{f_B} \tag{3.40}$$

– dla filarów:

$$\frac{\varepsilon_{cr}}{\varepsilon_{el}} = 1{,}73 - 0{,}14\sqrt{f_B} \tag{3.41}$$

Stosunek odkształceń $\varepsilon_{cr}/\varepsilon_{el}$ w praktyce inżynierskiej i normach projektowania, jest podstawową miarą pełzania i określany jest jako współczynnik pełzania muru (ϕ_∞). Po przyjęciu f_B = 20 MPa ze wzorów (3.40), (3.41) otrzymuje się ϕ_∞ = 1,10 – 2,98, natomiast przy założeniu f_B = 30 MPa, ϕ_∞ = 0,96 – 2,65. W badaniach prezentowanych w pracach [29, 30, 56] uzyskiwano współczynniki pełzania murów ceglanych w przedziale od 0,45 do 2,52 (mury obciążane po 28 dniach od chwili wykonania), przy czym z reguły współczynniki te były większe dla filarów niż dla ścian, a więc odwrotnie niż w badaniach D. Lencznera [100]. Cytowane wyniki badania pełzania murów są trudne do jednoznacznych porównań z uwagi na stosowanie różnych procedur badawczych. W konsekwencji w normie EN 1996-1-1 [52] przyjęto dla murów z elementów ceramicznych przedział wartości: ϕ_∞ = 0,5 – 1,5. W Zaleceniach Międzynarodowych CIB [78] dla murów ceglanych zalecono ϕ_∞ = 1,0. Podane po-

wyżej wartości współczynnika pełzania muru przyjęte zostały na podstawie badań laboratoryjnych.

Badań pełzania muru w konstrukcji wykonano niewiele. D. Lenczner [100] w badaniach wielokondygnacyjnego budynku mieszkalnego uzyskał stabilizację odkształceń pionowych muru po około 3 latach. L.Binda et al. w pracach [5, 19] stwierdzili, że pełzanie nieliniowe może zachodzić przy niższych poziomach obciążenia niż 0,6*f*, co jest czynnikiem istotnym w procesie degradacji niektórych typów istniejących konstrukcji.

W tradycyjnych ścianach murowych stopień wytężenia jest stosunkowo niewielki, z reguły mniejszy niż 0,4*f*. Przy niskich poziomach obciążenia ściskającego występuje pełzanie liniowe i jego wpływ można wyrazić przez efektywny moduł sprężystości muru, równy:

$$E_{eff} = \frac{E}{1 + \omega\phi_{\infty}} \tag{3.42}$$

gdzie:

ω – współczynnik uwzględniający specyfikę konstrukcji w tym możliwości redystrybucji naprężeń ($\omega < 1{,}0$).

Suma odkształceń sprężystych i pełzania wynosi:

$$\varepsilon_{\max} = \varepsilon_{cr} + \varepsilon_{el} = \sigma / E_{eff} \tag{3.43}$$

Odkształcenia muru określone z równania (3.43), przy stałym poziomie obciążenia i założeniu niezmienności cech fizycznych muru w czasie, są oszacowaniem bezpiecznym i ten sposób przyjmuje się zwykle przy analizie konstrukcji ceglanych.

W budynkach ceglanych istniejących od kilku, czy kilkudziesięciu lat, które nie były przebudowywane (brak istotnych zmian w obciążeniach) proces pełzania murów można by uznać za wygaszony. Problem jednak w tym, że na skutek długotrwałego użytkowania w czasie zmieniają się własności murów, co ma wpływ na wartości odkształceń konstrukcji. Istotne zmiany odkształceń konstrukcji mogą być powodowane zmianami oddziaływań i stopniową degradacją sztywności. Jeżeli naprężenia ściskające w murach przekroczą wartość uznawaną za graniczną dla pełzania liniowego, to może dojść do intensyfikacji procesu odkształceń muru na skutek pełzania. Zagadnienia te są dotychczas mało poznane. Z praktycznego punktu widzenia potrzeba bardzo szczegółowych analiz tego typu występuje niezwykle rzadko i dotyczyć może na przykład konstrukcji murowych wzmacnianych przez sprężanie. Tak zaawansowane realizacje wymagają indywidualnych badań cech charakteryzujących odkształcalność murów.

Mury z cegieł ceramicznych pełnych charakteryzują się nie tylko niskim współczynnikiem pełzania, lecz również niewielkim skurczem (pęcznieniem) oraz niskim współczynnikiem odkształcalności termicznej. P. Schubert [188], na podstawie ba-

dań niemieckich, podaje, że odkształcenia od skurczu w murach ceglanych zawierają się w przedziale od –0,1 mm/m do +0,2 mm/m (wartość + oznacza pęcznienie), natomiast współczynnik odkształcalności termicznej wynosi at = $6 \cdot 10^{-6}$/K. Są to wartości kilkakrotnie mniejsze niż dla murów z elementów murowych silikatowych lub betonowych.

4. Badania cegieł i zapraw

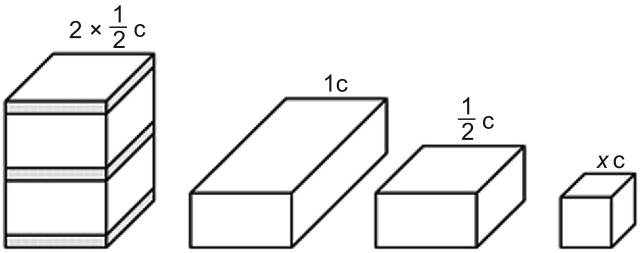
4.1. Badania cegieł

Istotne znaczenie w analizie konstrukcji ma określenie parametrów wytrzymałościowych cegieł, ich odkształcalności oraz charakterystyk geometrycznych (proporcje wymiarów, imperfekcje kształtu). Podstawową cechą badaną dotychczas była wytrzymałość cegieł na ściskanie. Ma to swoje uzasadnienie, bowiem jak wynika z informacji podanych w rozdziale 3, parametr ten decyduje w znacznym stopniu o wytrzymałości muru.

Porównanie wyników badań wytrzymałości na ściskanie cegieł utrudnia stosowanie w przeszłości różnych procedur badawczych, bowiem w badaniach stosowano zróżnicowane:

- kształty próbek – całe cegły, połówki cegieł, próbki złożone z dwóch połówek sklejonych i wyrównanych zaprawą,
- sposoby przygotowania powierzchni podstawy – szlifowanie, wyprawianie zaprawą o różnej grubości warstw,
- stany wilgotności próbek,
- sposoby badania w maszynie wytrzymałościowej – badania z przekładkami lub bez przekładek pomiędzy podstawami próbki a płytami stalowymi maszyny,
- prędkości obciążania.

Badania w Polsce prowadzono przez kilka dziesięcioleci na próbkach składających się z dwóch połówek cegieł połączonych i wyrównanych zaprawą (PN-70/B-12016 [153]). Podobny rodzaj próbek stosowano w innych krajach, między innymi w Niemczech (DIN 105 [38]), choć same procedury badawcze różniły się w sposobie przygotowania próbek (grubości warstw wyrównawczych), jak rów-



Rys. 4.1. Przykłady próbek do określania wytrzymałości na ściskanie cegieł

nież w samym sposobie przeprowadzenia badań (np. rodzaj przekładek, prędkość obciążania). Z tych powodów wyniki, nawet przy zbliżonych kształtach próbek, są trudne do porównania. Problem prowadzenia analiz porównawczych jest jeszcze bardziej złożony, gdy bierze się pod uwagę wyniki badań na próbkach cegieł różniących się proporcjami (rys. 4.1).

Częściowym rozwiązaniem, opisanej powyżej sytuacji, jest wprowadzenie normy do badań EN 772-1 [53] obowiązującej we wszystkich krajach członkowskich UE (w Polsce PN-EN 772-1 [161]). Zgodnie z tą normą wytrzymałość na ściskanie elementów murowych, w tym cegieł, należy określać na całych elementach murowych, których płaszczyzny wsporne należy wyszlifować lub wyrównać cienką warstwą zaprawy cementowej. Znormalizowaną wytrzymałość na ściskanie elementu murowego (f_b) uzyskuje się przez pomnożenie średniej wytrzymałości z badań (f_B) przez odpowiednie współczynniki korekcyjne z uwagi na wymiary próbki (δ) i stan wilgotności (η_w):

$$f_b = \eta_w \cdot \delta \cdot f_B \tag{4.1}$$

Dla stanu powietrzno-suchego wartość współczynnika η_w wynosi 1,0, natomiast dla stanu mokrego 1,2. Wartości współczynnika δ podano w tablicy 4.1.

Wpływ sposobu przygotowania płaszczyzn wspornych na wytrzymałość cegieł opisano w pracach [114, 123]. Wytrzymałość na ściskanie cegieł, badana na próbkach szlifowanych, jest z reguły niewiele większa (o około 10%) niż na próbkach wyprawionych zaprawą pod warunkiem, że w obu przypadkach są spełnione kryteria płaskości powierzchni wymagane w PN-EN 772-1:2001 [161]. Zgodnie z tą normą powierzchnie, do których przykładane jest obciążenie powinny być płaskie w granicach tolerancji 0,1mm na każde 100 mm oraz takie, aby powierzchnia górna była równoległa do dolnej w granicach dopuszczalnej odchyłki od równoległości nie większej niż 1 mm na każdych 100 mm.

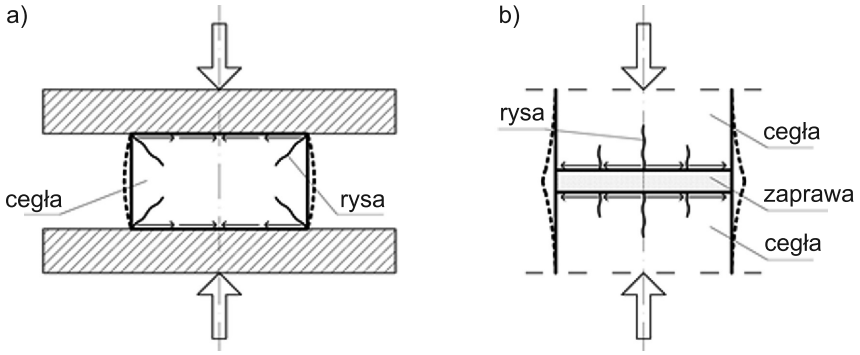
Tablica 4.1

Wartości współczynnika δ w zakresie wymiarów stosowanych cegieł – na podstawie PN-EN 772-1:2001 [161]

Wysokość elementu [mm]	Mniejszy wymiar poziomy elementu (wymiar główki) [mm]			
	50	100	120	150
50	0,85	0,75	0,73	0,70
65	0,95	0,85	0,81	0,75
85		0,94	0,90	0,84
100		1,00	0,96	0,90
120		1,08	1,04	0,98
150		1,20	1,16	1,10

Spełnienie powyższych warunków wymaga bardzo precyzyjnego przygotowania próbek. Niewielka różnica (do 15%) występuje również pomiędzy badaniami na całych cegłach i połówkach cegieł. Wytrzymałość określona na połówkach cegieł była zawsze mniejsza niż uzyskana z badań całych cegieł [114, 123]. Zbliżoną relację (różnica 22%) uzyskał w swoich badaniach A.T. Vermeltfoort [215].

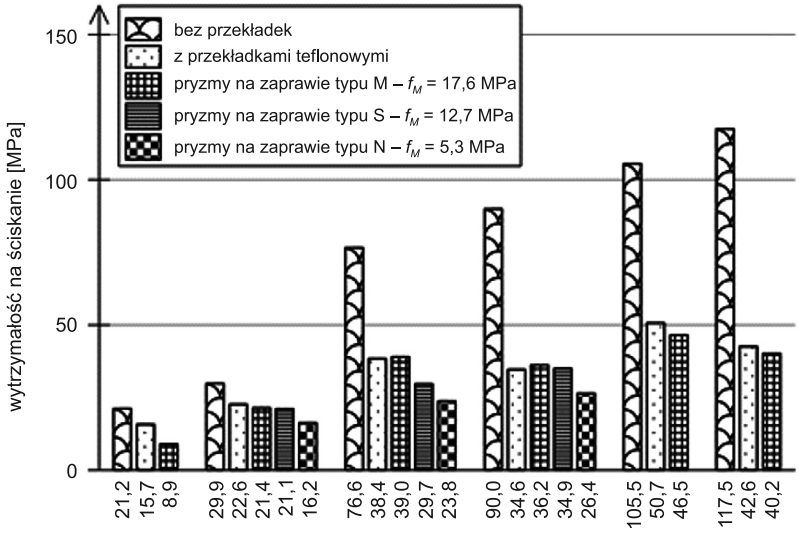
Należy podkreślić, że cegły ściskane w maszynie wytrzymałościowej, na skutek tarcia między powierzchnią próbki a powierzchnią stalowej płyty dociskowej, znajdują się w złożonym stanie naprężenia, stąd wytrzymałości określone w powyższy sposób nie można utożsamić z wytrzymałością cegieł w stanie jednoosiowego ściskania – rys. 4.2. Co więcej sposób zniszczenia próbki w maszynie jest odmienny od obserwowanego w murze, gdzie na skutek większej odkształcalności zapraw cegły poddane są działaniu poprzecznych naprężeń rozciągających.



Rys. 4.2. Porównanie mechanizmu niszczenia cegły w maszynie wytrzymałościowej a) i w murze b)

Zagadnienie wpływu tarcia w badaniach wytrzymałościowych jest dość dobrze poznane w odniesieniu do betonu. Między innymi R.A. Vonk podaje w pracy [218] wyniki badań na betonowych próbkach kostkowych. R.A. Vonk wykazał, że zastosowanie pomiędzy powierzchnią próbek betonowych przekładek teflonowych lub szczotek stalowych dla eliminacji tarcia spowodowało zmniejszenie uzyskiwanych wytrzymałości betonu o około 10%.

Wcześniej badania cegieł z zastosowaniem szczotek Hilsdorfa prowadzili między innymi Thomas et al. [208] i stwierdzili, że wytrzymałości cegieł w stanie „czystego" ściskania były ponad dwukrotnie mniejsze niż określone na próbkach ściskanych bezpośrednio pomiędzy płytami stalowymi maszyny wytrzymałościowej (bez przekładek). D. Watstein [220] przeprowadził badania wytrzymałości cegieł na różnych rodzajach próbek (rys. 4.3). Eliminację efektu tarcia uzyskał stosując przekładki teflonowe o grubości 3,2 mm. Wytrzymałości na ściskanie cegieł uzyskane po zastosowaniu przekładek teflonowych były zdecydowanie niższe niż w badaniach bez przekładek, przy czym efekt ten wzrastał wraz z wytrzymałością cegieł.



Rys. 4.3. Wpływ sposobu prowadzenia badań i rodzaju próbek na wytrzymałość cegieł – według badań D.Watsteina [220]

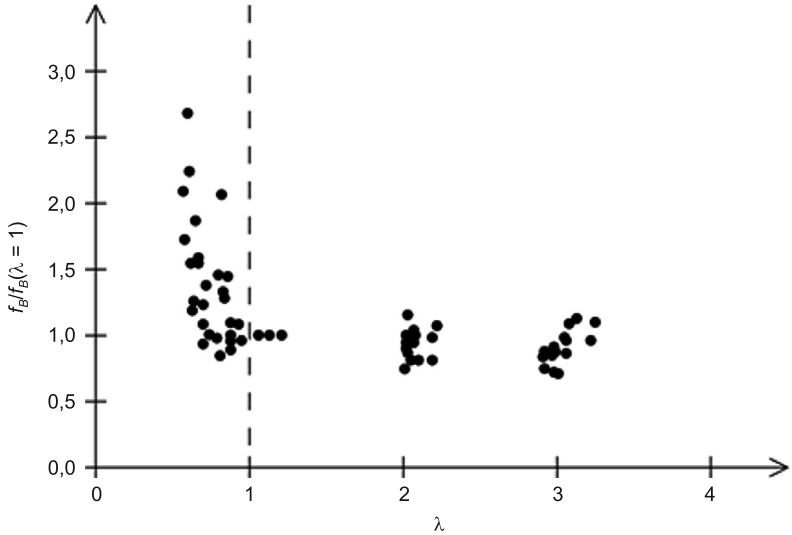
Zbliżoną wytrzymałość na ściskanie do uzyskanej przy badaniu z przekładkami, miały pryzmy (7 warstw cegieł) na zaprawie cementowej (o wytrzymałości 17,6 MPa), natomiast zdecydowanie mniejszą pryzmy na zaprawie cementowo-wapiennej (o wytrzymałości 5,3 MPa).

W praktyce badawczej wykorzystuje się najczęściej efekt zmniejszenia wpływu tarcia na wytrzymałość wraz ze wzrostem smukłości próbki – o czym wspomniano już w rozdziale 3. Ze względu na formaty cegieł, element próbny o smukłości co najmniej 2 można uzyskać:

– przygotowując próbki z kilku wyciętych z cegły elementów [138],
– wycinając z cegieł próbki o odpowiednio małych przekrojach (walce o średnicy 30 mm, pryzmy o przekroju poprzecznym 30 × 30 mm).

Wpływ smukłości próbki na wartość maksymalnych naprężeń, zbadany na próbkach rdzeniowych wyciętych z cegieł z okresu od XVIII do końca XX wieku, zilustrowano na rysunku. 4.4 – badania R. Egermanna [48].

Z wykresu na rysunku 4.4 wynika stosunkowo niewielka zmiana wytrzymałości dla próbek o smukłości większej niż 1,0. Ze wzoru będącego aproksymacją wyników badań R. Egermanna można wnioskować, że wytrzymałość próbek o smukłości 2 stanowi ok. 0,88 wytrzymałości próbek o smukłości 1 – jest to mniejszy spadek w porównaniu z rezultatami uzyskiwanymi w badaniach betonu. W badaniach stwierdzono również większy wpływ smukłości próbek na wytrzymałość dla cegieł formowanych ręcznie. F. Wenzel proponuje określać wytrzymałość na ściskanie cegieł na odwiertach rdzeniowych o smukłości ok. 1,5 [221].



Rys. 4.4. Wpływ smukłości (λ) próbki ceglanej na wartość maksymalnych naprężeń przy ściskaniu – według [48]

Typowa próbka, stosowana w przeszłości do badań wytrzymałościowych, składająca się z dwóch połówek połączonych i wyrównanych zaprawą ma wysokość około 150 mm (rys. 4.1). Nie jest to próbka jednorodna. Gdyby jednak zaniedbać wpływ zaprawy, to współczynnik z tablicy 4.1 dla próbki 120 mm × 150 mm wyniesie 1,16. Można się więc spodziewać, że wytrzymałość na ściskanie określona na próbkach 120 × 150 mm będzie około 40% mniejsza niż z badań całych cegieł lub połówek cegieł. Znajduje to potwierdzenie w badaniach doświadczalnych – patrz tablica 4.2 (cegły współczesne).

Tablica 4.2

Badania porównawcze wytrzymałości na ściskanie cegieł – badania własne autora na cegłach z różnych okresów historycznych

Rodzaj cegły	Wytrzymałość na ściskanie [MPa]				
	f_B^{1c}	$f_B^{1/2c}$	$f_B^{2\times1/2c}$	$f_B^{1c}/f_B^{2\times1/2c}$	$f_B^{1/2c}/f_B^{2\times1/2c}$
Cegły współczesne	30,7	26,5	20,3	1,51	1,31
Cegły XIX-wieczne	29,9	23,8	18,4	1,63	1,29
Cegły z przełomu XVII/XVIII	–	20,2	12,6	–	1,60

f_B^{1c} – wytrzymałość na ściskanie określona na całych cegłach
$f_B^{1/2c}$ – wytrzymałość na ściskanie określona na połówkach cegieł
$f_B^{2\times1/2c}$ – wytrzymałość na ściskanie określona na próbkach złożonych z dwóch połówek cegieł połączonych i wyrównanych zaprawą cementową

Nieco większa wartość uzyskana z badań wynika z wpływu zaprawy. Biorąc pod uwagę różne formaty cegieł stosowanych w przeszłości można z tablicy 4.1 oszacować:

$$f_B^{1c} = (1,35 - 1,55) f_B^{2\times 1/2c} \tag{4.2}$$

$$f_B^{1/2c} = (1,2 - 1,4) f_B^{2\times 1/2c} \tag{4.3}$$

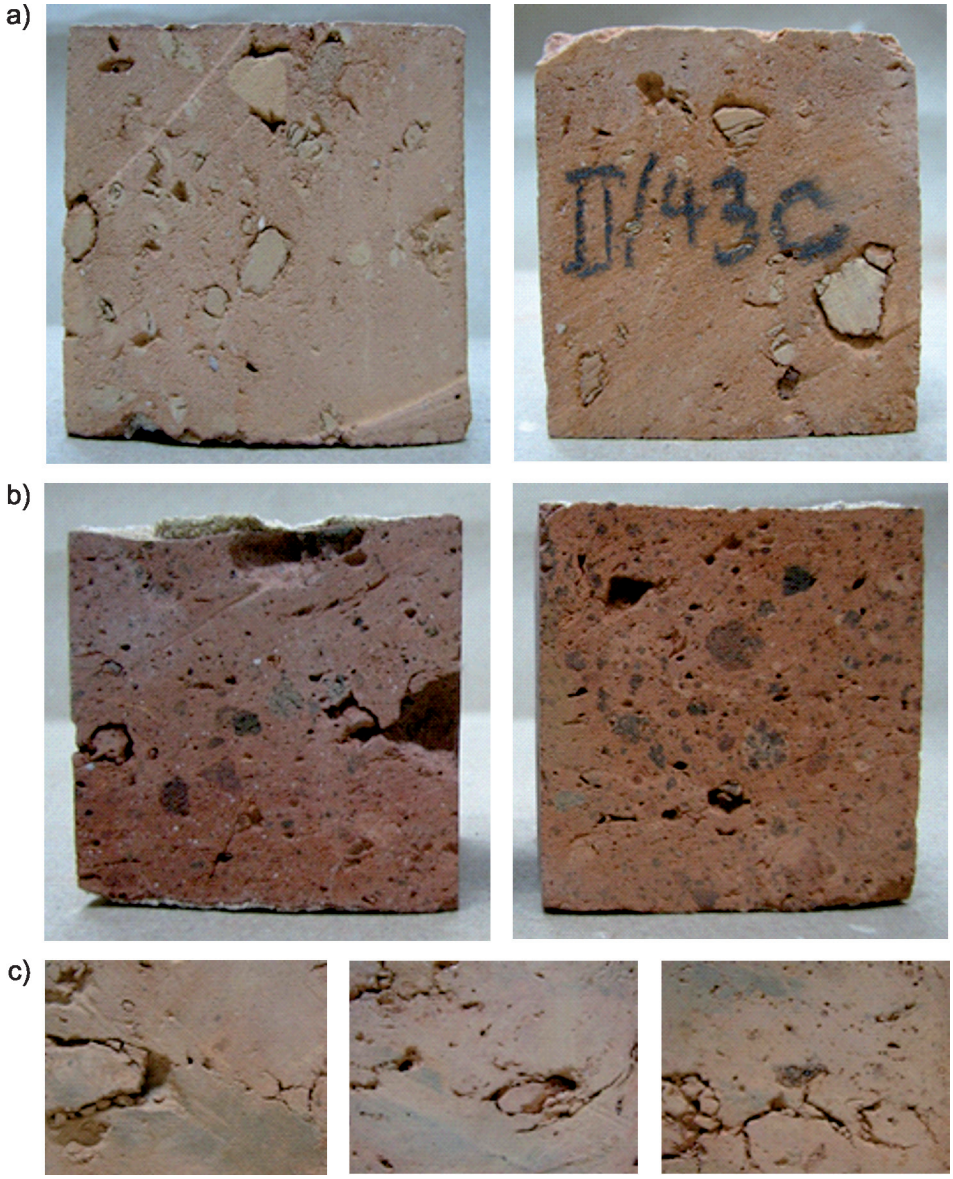
Zgodność wyników badań własnych na cegłach XIX-wiecznych w stosunku do prezentowanych powyżej zależności jest dość dobra. Nieco wyższe wartości współczynnika przeliczeniowego niż wynikające ze wzoru (4.3) uzyskano dla cegieł o najniższej wytrzymałości na ściskanie i największych imperfekcjach kształtu – skrzywienia płaszczyzn wspornych cegieł z przełomu XVII i XVIII wieku dochodziły do 12 mm.

W badaniach własnych autora do wyprawienia powierzchni próbek stosowano zaprawę cementową (1:1) na piasku o uziarnieniu mniejszym niż 1 mm, zwracając szczególną uwagę na precyzyjne wykonanie warstw wyrównawczych, tak aby spełniały wymagania w zakresie płaskości i równoległości powierzchni podane w PN-EN 772-1:2001 [161]. W obowiązującej w przeszłości normie PN 70/B-12016 [153] nie formułowano tak ostrych wymagań dotyczących przygotowania próbekdo badań, stąd można się spodziewać większego wpływu na wyniki badań imperfekcji próbki oraz stanu jej wilgotności.

Dla próbek w obiektach istniejących podstawowe znaczenie przy pobieraniu materiału do badań ma minimalizacja uszkodzeń muru. Często w trakcie pobierania materiału dochodzi do uszkodzenia i nie jest możliwe uzyskanie całych cegieł lub ich połówek. Istotnym problemem pozostaje w takim przypadku ocena, jaki wymiar próbki gwarantuje wiarygodne określenie parametrów wytrzymałościowych materiału ceramicznego. W badaniach porównawczych przeprowadzonych w Instytucie Budownictwa na Uniwersytecie Technicznym w Wiedniu [196] różnica pomiędzy wytrzymałością na ściskanie, określoną w badaniach połówek cegieł i próbek kostkowych nie przekraczała 5%. Natomiast różnicę 20% otrzymał A. Mohammed porównując wytrzymałości z badań kostek o boku 50 mm oraz całych cegieł ceramicznych [133]. Wyniki przytaczane powyżej dotyczyły cegieł współcześnie wyprodukowanych, charakteryzujących się z reguły dużą jednorodnością czerepu ceramicznego.

W badaniach własnych autora na próbkach cegieł historycznych uzyskano od 10 do 30% mniejsze wytrzymałości z badań na próbkach kostkowych w porównaniu do badań na połówkach cegieł, a więc efekt odwrotny do wynikającego z badań ww. materiału współczesnego. Efekt ten jest wynikiem struktury badanych cegieł historycznych, w których występują liczne wtrącenia (na przykład ziarna grubego piasku, żwirku, margla, okruchy węgla drzewnego) i zarysowania. Przy docinaniu

próbek wtrącenia te ulegały wykruszeniu lub obluzowaniu przyczyniając się do powstania licznych ubytków, a tym samym do obniżenia wartości granicznych naprężeń przy zniszczeniu. Przykładowe próbki z cegieł historycznych po docięciu przedstawiono na rysunku 4.5.



Rys. 4.5. Przykłady struktur ceramicznych w próbkach ceglanych wyciętych z materiału historycznego: a), b) cegły XIX-wieczne, c) cegły z przełomu XVII i XVIII wieku

Wpływ uszkodzeń przy wycinaniu próbek jest proporcjonalny do wielkości wtrąceń w czerepie ceramicznym i zwartości jego struktury. Aktualnie brakuje odpowiedniej liczby badań do wyprowadzenia zależności wiążących parametry opisujące strukturę ceramiki ze współczynnikiem korekcyjnym umożliwiającym przeliczenie wytrzymałości uzyskanych z badań na próbkach kostkowych na wytrzymałość określaną zgodnie z normą na całych cegłach.

Efekt wpływu procesu wycinania próbek i struktury ceramiki na wytrzymałość jest również wyraźny w przypadku próbek walcowych odwiercanych z cegieł ceramicznych. W badaniach takich próbek, które szczegółowo opisano w pracach [114, 123], określano wytrzymałość na ściskanie cegieł na walcach o średnicy 30 i 50 mm wycinanych prostopadle do płaszczyzn wspornych cegieł (w kierunku działania obciążenia ściskającego w murze). Smukłość próbek walcowych wynosiła około 1,0. Po analizie wyników uzyskano następujące zależności:

$$f_B^{1/2c} = (0,87 - 1,40) f_B^{\phi 30\mathrm{p}} \tag{4.4}$$

$$f_B^{1/2c} = (0,87 - 1,46) f_B^{\phi 50\mathrm{p}} \tag{4.5}$$

gdzie:

$f_B^{\phi 30\mathrm{p}}$ – średnia wytrzymałość na ściskanie cegieł z badań na walcach o średnicy 30 mm – próbki wycinane i badane w kierunku prostopadłym do płaszczyzn wspornych,

$f_B^{\phi 50\mathrm{p}}$ – średnia wytrzymałość na ściskanie cegieł z badań na walcach o średnicy 50 mm – próbki wycinane i badane w kierunku prostopadłym do płaszczyzn wspornych.

Po przeliczeniu wyników badań na wytrzymałość znormalizowaną otrzymano następujące zależności:

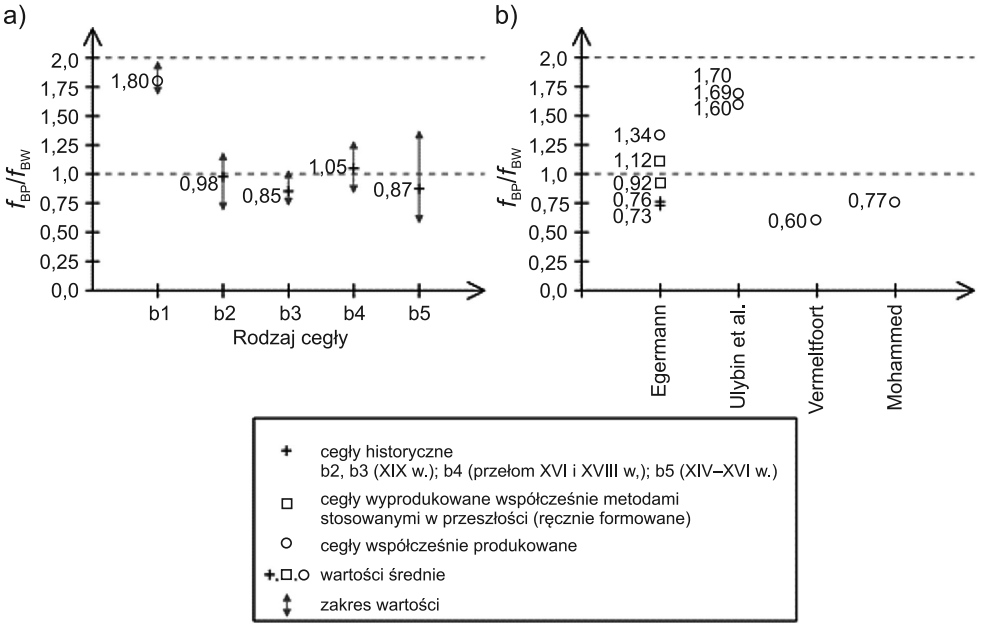
$$f_b = (0,76 - 1,11) f_B^{\phi 30\mathrm{p}} \tag{4.6}$$

$$f_b = (0,76 - 1,22) f_B^{\phi 50\mathrm{p}} \tag{4.7}$$

Wartości współczynnika przeliczeniowego mniejsze od jedności dotyczyły cegieł współcześnie produkowanych, natomiast większe od jedności cegieł historycznych, w których strukturze, jak już wspomniano powyżej, występowały liczne wtrącenia i rysy. Przyjęcie współczynnika przeliczeniowego równego 1,0 może skutkować błędem w oszacowaniu znormalizowanej wytrzymałości cegieł na poziomie 25%.

Na rysunku 4.6 przedstawiono zestawienie wyników badań własnych autora z rezultatami opublikowanymi w pracach [48, 133, 212, 216] w zakresie wpływu kierunku obciążenia na wytrzymałość cegieł ceramicznych.

Różnice w wytrzymałościach określonych na próbkach wycinanych i badanych w kierunkach prostopadłym (f_{BP}) i równoległym (f_{BW}) do płaszczyzn wspornych

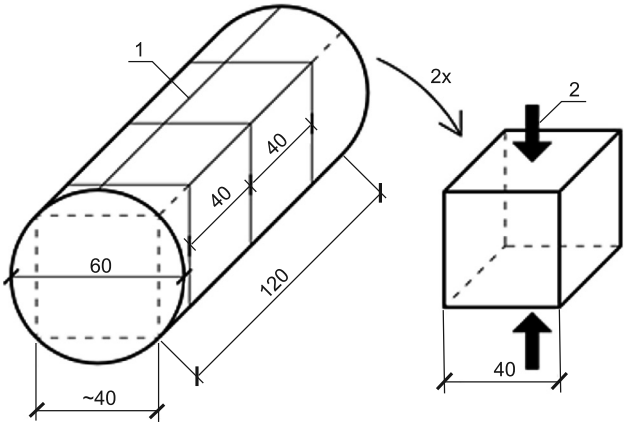


Rys. 4.6. Wpływ kierunku działania obciążenia na wytrzymałość cegieł: a) badania własne, b) badania innych autorów

są bardzo duże przede wszystkim dla cegieł produkowanych w XX wieku. Obszerne badania cegieł prowadzone w USA jeszcze w latach 30. ubiegłego wieku [128] wykazały, że w zależności od materiału, technologii formowania i sposobu wypału wytrzymałości na ściskanie cegieł badane w różnych kierunkach mogą różnić się ponad 2-krotnie. Zdecydowanie mniejsze różnice stwierdzono dla cegieł historycznych formowanych ręcznie, których proces przygotowania i wypału trwał wiele tygodni. W świetle przytoczonych wyników badań nie jest możliwe podanie jednego współczynnika, umożliwiającego przeliczenie wytrzymałości cegieł określonej na próbkach rdzeniowych wyciętych w kierunku równoległym do warstw muru na wytrzymałość cegieł w kierunku działającego obciążenia ściskającego.

Jeżeli pobranie połówek lub większych fragmentów cegieł z konstrukcji nie jest możliwe, autor niniejszej monografii proponuje wykonanie odwiertów o średnicy około 60 mm z zaznaczeniem kierunku ściskania w murze (rys. 4.7).

Przy długości odwiertu równej 120 mm uzyskać można, po odcięciu zdegradowanych warstw zewnętrznych ceramiki, 2 próbki sześcienne o boku około 40 mm umożliwiające wykonanie badań w obu kierunkach głównych. Liczba próbek do określenia stopnia anizotropii cegieł może być stosunkowo niewielka (np. 3–5 sztuk), gdyż parametr ten wykazuje znacznie mniejszą zmienność w porównaniu z wytrzymałością na ściskanie. Sugeruje to, że podstawowe znaczenie dla anizotropii cegieł



Rys. 4.7. Metoda szacowania wpływu kierunku obciążenia na wytrzymałość cegieł: 1 – oznaczenie kierunku ściskania w murze, 2 – kierunek ściskania w badaniach doświadczalnych

ma przede wszystkim sposób formowania i sezonowania surowca przed wypałem, natomiast mniejszy wpływ wywiera sam proces wypału.

Zdecydowane różnice w wynikach badań wytrzymałości na ściskanie cegieł współczesnych i historycznych występują w zakresie współczynników zmienności. Współczynniki zmienności wytrzymałości cegieł historycznych są znacząco większe niż cegieł współczesnych – patrz tablica 4.3. Współczynniki zmienności o wartościach ponad 25% są często podawane w literaturze przedmiotu w odniesieniu do cegieł historycznych. F. Fermandes et al. [54] w badaniach cegieł pochodzących z obiektów zabytkowych wzniesionych w Portugalii w okresie od XII do XIX wieku uzyskali współczynniki zmienności wytrzymałości na ściskanie od 28% do 55%. Podobny zakres wartości współczynników zmienności wytrzymałości (od 27 do 56%) dla cegieł produkowanych w Niemczech w XVIII i XIX wieku podają R. Egermann i K. Mayer [49]. Wyniki badań własnych zestawiono w tablicy 4.3.

Tablica 4.3

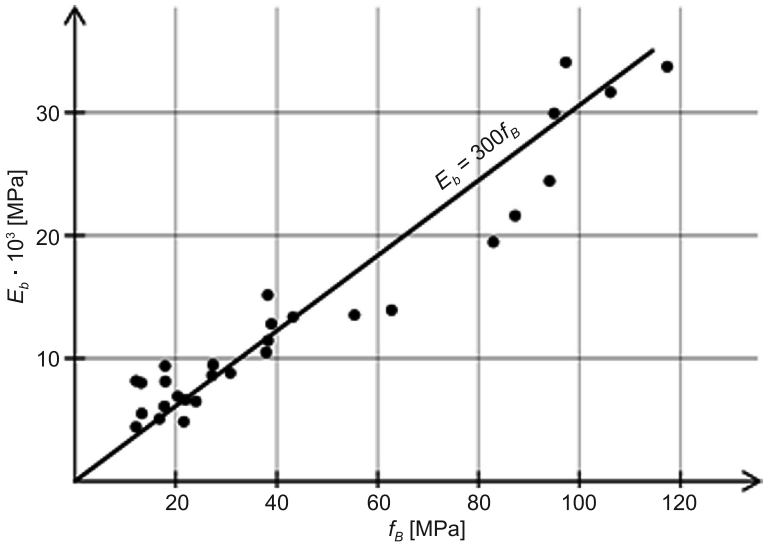
Współczynniki zmienności wytrzymałości na ściskanie badanych cegieł

Rodzaj cegły	Współczynnik zmienności wytrzymałości [%]				
	ν^{1c}	$\nu^{1/2c}$	$\nu^{2\times1/2c}$	$\nu^{\phi30p}$	$\nu^{\phi50p}$
Cegły współczesne	12,3	7,1	12,4	9,5	7,1
Cegły XIX-wieczne	25,4	22,5	19,9	33,8	36,6
Cegły z przełomu XVII/XVIII wieku	(–)	12,2	23,2	19,3	(–)

Tak znaczne wartości współczynników zmienności wytrzymałości cegieł historycznych wynikają między innymi ze stosowanego w przeszłości sposobu wypału – stopień wypału i związana z tym wytrzymałość cegieł zależały od miejsca loka-

lizacji materiału ceramicznego w piecu – co szczegółowo omówiono w rozdziale 2.1. Wpływ na rozrzuty wytrzymałości ma również zróżnicowany stopień uszkodzeń korozyjnych cegieł oraz wielkość próbek. Wraz ze zmniejszeniem rozmiaru próbki ceramiki pobieranej z konstrukcji rośnie z reguły rozrzut wyników badań. Dla ceramiki charakteryzującej się znaczną niejednorodnością w zakresie struktury próbki o zbyt małym wymiarze mogą być mało reprezentatywne, bowiem odzwierciedlają lokalne właściwości materiału, a wpływ czynników, które w większej objętości mają niewielkie znaczenie w próbkach o małych wymiarach, może mieć znaczenie decydujące (np. rysy technologiczne i inne nieciągłości materiału, wtrącenia o większych wymiarach). Stosowanie odwiertów na przykład o średnicy 10 mm – 15 mm, uzasadnione w badaniach niektórych typów skał, dla ceramiki – materiału niejednorodnego w objętości cegły, budzi wątpliwości, chociaż w literaturze przedmiotu relacjonowane są tego typu badania [193, 194].

Analiza odkształcalności muru na poziomie jego struktury wymaga znajomości modułu sprężystości cegieł. Moduł sprężystości można określić w badaniach całych cegieł lub próbek o mniejszych wymiarach, przy czym jest to parametr mniej wrażliwy na efekt skali w porównaniu z wytrzymałością na ściskanie. Zależność pomiędzy wytrzymałością na ściskanie a modułem sprężystości cegieł przedstawiono na rysunku 4.8.



Rys. 4.8. Zależność pomiędzy wytrzymałością na ściskanie a modułem sprężystości cegieł ceramicznych według [178]

Wyniki badań modułu sprężystości cegieł produkowanych współcześnie, zawierają się w zakresie:

$$E_b = (150 - 700) f_B \tag{4.8}$$

Duży przedział wartości cechy sprężystości cegieł wynika nie tylko ze zróżnicowania materiału ceramicznego, lecz również z zastosowanej metody pomiaru odkształceń. Odkształcenia cegieł w próbie ściskania mierzy się tensometrami elektrooporowymi naklejonymi w środkowej części próbki lub czujnikami LVDT mocowanymi do blach dociskowych (pomiar odkształcalności całej próbki). I.B. Sanchez [179] wykazał, że pomiar tymi sposobami daje różnice w modułach sprężystości cegieł wynoszące średnio 270% (odkształcenia środkowej części są ok. 2,7 krotnie mniejsze niż całej próbki). Najczęściej, jeżeli testy prowadzi się na połówkach cegieł (lub całych cegłach), proponuje się zależność:

$$E_b = 300 f_B^{1/2c} \tag{4.9}$$

Taką postać związku pomiędzy wytrzymałością na ściskanie a modułem sprężystości cegieł zaproponowano między innymi w pracach [87, 178].

Odkształcalność cegieł historycznych formowanych ręcznie i wypalanych w niższych temperaturach różni się od odkształcalności cegieł współczesnych. W Niemczech prowadzono badania cegieł z tego samego surowca, ale formowanych i wypalanych w różny sposób. Wytrzymałość na ściskanie i moduły sprężystości cegieł z tej samej gliny w zależności od przyjętego sposobu formowania, sezonowania surówki i sposobu wypału różniły się prawie trzykrotnie [48, 49]. F. Fernandes et al. w pracy [55] podaje zestawienie, z którego wynika, że moduły sprężystości cegieł historycznych ręcznie formowanych wynoszą od 1 do 18 GPa. Odkształcalność cegieł formowanych ręcznie i wypalanych w niskich temperaturach jest z reguły większa niż cegieł współczesnych. Większość wyników badań mieści się w granicach:

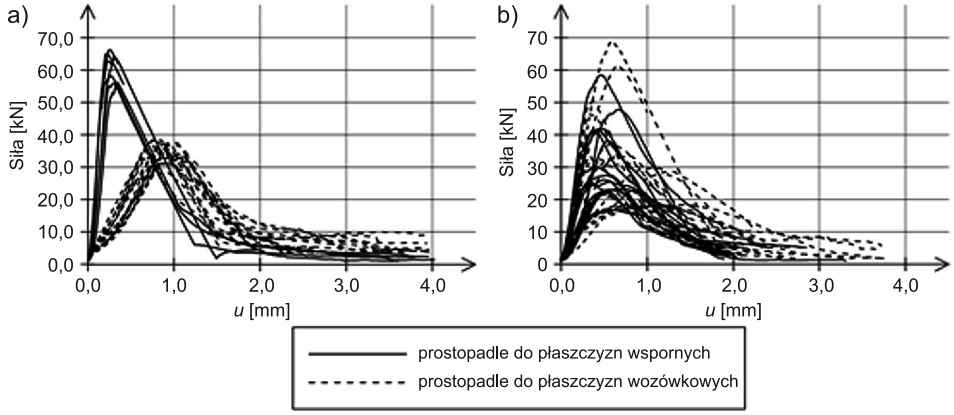
$$E_b = (150 - 550) f_B \tag{4.10}$$

Współczynnik Poissona dla cegieł XX-wiecznych badał między H. Hilsdorf [75] uzyskując wartość 0,2. A.T. Vermeltfoort [215] dla cegieł produkowanych w Holandii otrzymał wartości μ_b = 0,14 – 0,28 [215]. Podane wartości współczynnika odkształcalności poprzecznej określono na podstawie badań cegieł w próbie jednokierunkowego ściskania.

Badań współczynników odkształcalności poprzecznej cegieł historycznych przeprowadzono dotychczas niewiele. W pracy [49] podano, że w badaniach cegieł XVIII- i XIX-wiecznych uzyskano μ_b = 0,12 – 0,24. Zakres tych wartości nie odbiega więc zdecydowanie od określonego dla cegieł współczesnych.

Porównanie odkształcalności cegieł współczesnych i XIX-wiecznych w różnych kierunkach przedstawiono na rysunku 4.9. Pomiary prowadzono na próbkach walcowych o średnicy 50 mm wyciętych w kierunku prostopadłym do płaszczyzn wspornych oraz w kierunku prostopadłym do płaszczyzn wozówkowych. Odkształcalność cegieł XIX-wiecznych w obu kierunkach była zbliżona. Cegły współczesne charak-

teryzowały się natomiast wielokrotnie większą odkształcalnością w kierunku prostopadłym do płaszczyzn wozówkowych w porównaniu z odkształcalnością w kierunku prostopadłym do płaszczyzn wspornych. Efekt anizotropii cegieł współczesnych w zakresie odkształcalności był jeszcze silniejszy niż w przypadku wytrzymałości na ściskanie. Natomiast dla cegieł XIX-wiecznych charakterystyczna była znaczna zmienność charakterystyk odkształceniowych.



Rys. 4.9. Zależność siła-przemieszczenie uzyskana w badaniach własnych autora: a) cegły współczesne, b) cegły XIX-wieczne

Zagadnienia odkształcalności cegieł mają duże znaczenie przy doborze materiału do napraw istniejących konstrukcji ceglanych. Do uzupełnień ubytków i przemurowań należy stosować cegły o zbliżonych do oryginalnego materiału parametrach w zakresie odkształcalności. Niespełnienie tego warunku może prowadzić do koncentracji naprężeń i zarysowań ścian.

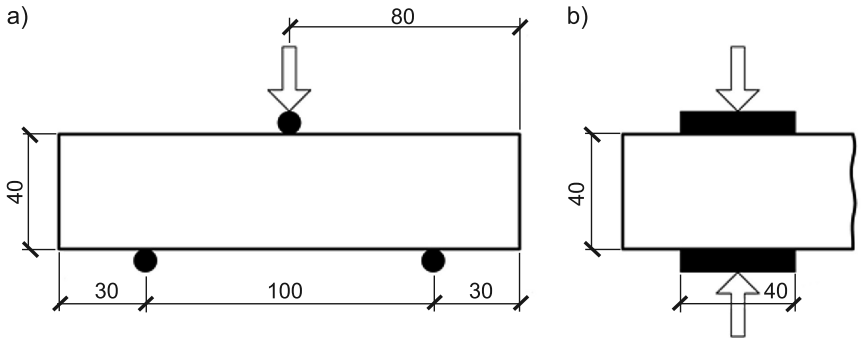
W badaniach wytrzymałości na rozciąganie występują również wyraźne różnice pomiędzy cegłami w zależności od sposobu ich produkcji. Badania zarówno metodą brazylijską jak również w próbie zginania wykazały, że stosunek wytrzymałość na rozciąganie do wytrzymałości na ściskanie może być w cegłach XIX-wiecznych i wcześniejszych nawet dwukrotnie większy niż w cegłach współczesnych [49, 183].

4.2. Badania zapraw

Dotychczasowe badania zapraw, stosowanych w konstrukcjach murowych, koncentrowały się głównie na określeniu ich wytrzymałości na ściskanie. Podobnie jak w przypadku cegieł na przestrzeni ostatnich dziesięcioleci stosowano w badaniach różne procedury normowe. Badania prowadzono na próbkach kostkowych, walcowych lub prostopadłościennych. Wytrzymałości na ściskanie zapraw f_M wyraźnie

się różnią w zależności od kształtu próbki i warunków dojrzewania zaprawy. Aktualnie wytrzymałość na ściskanie zapraw zgodnie z normą EN 1015-11:2011 [50] kontrolować należy na połówkach beleczek 160 × 40 × 40 mm. Wartość średnia wytrzymałości na ściskanie z badań zgodnie z normą [50] jest wytrzymałością zaprawy oznaczaną jako f_m. Badania na połówkach beleczek 160 × 40 × 40 mm były stosowane już przed wprowadzeniem normy [50], lecz procedury przygotowania próbek, sezonowania i obciążania nieco się różniły. Dlatego w dalszej pracy części stosowane są dodatkowe rozróżnienia wielkości f_m.

Norma PN-EN 1015-11:2011 [157] w zakresie badań wytrzymałości zapraw jest polską wersją narodową normy europejskiej EN-1015-11 [50]. Połówki beleczek otrzymuje się w próbie zginania – rys. 4.10.



Rys. 4.10. Badanie wytrzymałości zapraw na beleczkach normowych: a) badanie wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu, b) badanie wytrzymałości na ściskanie

Przygotowanie i sezonowanie próbek zaprawy powinno odbywać się w ściśle określonych warunkach wilgotnościowych. Przez pierwszych kilka dni (od 2 do 5 dni w zależności od użytego spoiwa) próbki należy przechować w formach w środowisku o wysokiej wilgotności (95% ± 5%), a następnie po usunięciu z formy sezonować przez 21 dni w warunkach o wilgotności 65% ± 5%.

Stosowane są również inne metody badań, których celem jest określenie wytrzymałości zaprawy na ściskanie. Na przykład norma amerykańska ASTM C109/C 109M [7] zaleca prowadzić badania zapraw na próbkach sześciennych o boku 2 cali (lub 50 mm).

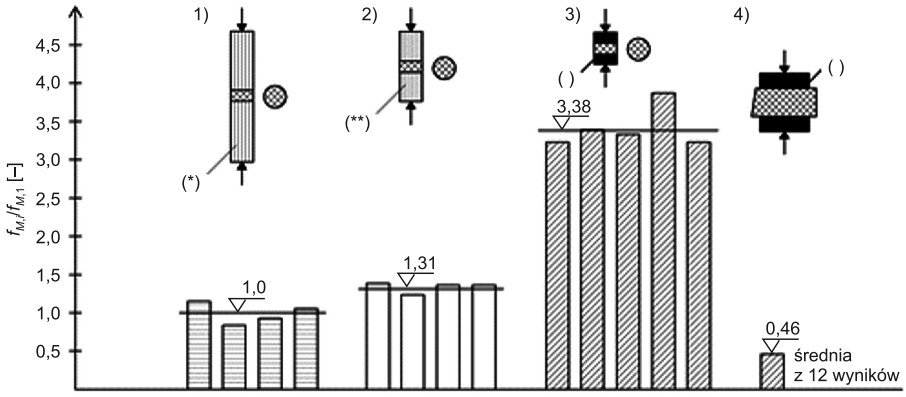
Należy podkreślić, że warunki dojrzewania i twardnienia zaprawy w konstrukcji murowej są całkowicie odmienne od podanych w zaleceniach normowych, stąd wytrzymałości zapraw w spoinach murów nie należy utożsamiać z wytrzymałością określoną na próbkach zgodnie z normą PN-EN 1015-11:2011 [157]. Zaprawa w rzeczywistej konstrukcji, po ułożeniu zostaje dociśnięta cegłami, które z reguły charakteryzują się różną intensywnością absorbowania wody, o czym szerzej napisano w rozdziale 3.3. Na proces twardnienia zaprawy w spoinach mają wpływ

także warunki środowiska zewnętrznego. Silne nasłonecznienie, niska wilgotność wpływają na obniżenie wytrzymałości zaprawy w strefach licowych muru. W rezultacie zaprawa w spoinach może się charakteryzować znaczną niejednorodnością. Biorąc powyższe pod uwagę norma niemiecka DIN 18555-9 [42] zaleca badania wytrzymałości zaprawy w spoinach muru na próbkach kostkowych o boku równym grubości spoiny. Są to bardzo niewielkie próbki, trudne w przygotowaniu. Przed badaniem powierzchnie próbek kostkowych, przez które przykładane jest obciążenie ściskające, wymagają szlifowania lub wyprawienia gipsem dla uzyskania odpowiedniej równoległości płaszczyzn, co z uwagi na wielkość próbek jest zagadnieniem trudnym technicznie szczególnie w odniesieniu do zapraw o niższych wytrzymałościach [32]. Wpływ niejednorodności spoin i uszkodzeń niewielkich próbek kostkowych powodują, że wyniki badań charakteryzują się znacznymi rozrzutami wartości. Dotychczasowe badania [186, 187] wskazują, że wytrzymałość zapraw określona na próbkach kostkowych wyciętych ze spoin murów ($f_{j,kub}$) wynosi:

$$f_{j,kub} = (0,5 - 1,5) f_{m,\mathrm{DIN}} \tag{4.11}$$

We wzorze (4.11) $f_{m,\mathrm{DIN}}$ oznacza wytrzymałość na ściskanie zapraw określoną na połówkach beleczek 40 × 40 × 160 mm zgodnie z DIN 18555-9/3 [41].

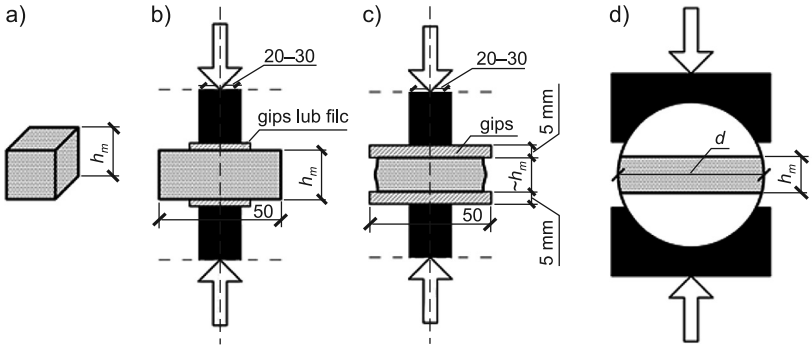
Oprócz warunków dojrzewania istotne znaczenie w badaniach wytrzymałości na ściskanie zapraw odgrywa również efekt skali i sposób przyłożenia obciążenia. Na rysunku 4.11 zaprezentowano badania niemieckie prowadzone przez zespół profesora H. Kupfera [201] – wyniki w zależności od sposobu prowadzenia testu różniły się kilkukrotnie.



Rys. 4.11. Wpływ metody badania wytrzymałości na ściskanie zapraw na uzyskiwane wyniki – według [201]: 1), 2), 3) badania na próbkach zaprawy o średnicy 30 mm i wysokości 12 mm, 4) badania na połówkach beleczek normowych 40 × 40 × 160 mm, (*) obciążenie za pośrednictwem szczotek Hilsdorfa o wysokości 80 mm, (**) obciążenie za pośrednictwem szczotek Hilsdorfa o wysokości 40 mm, () przekazanie obciążenia przez sztywne elementy stalowe

W praktyce proponowane są również inne metody niszczące i nieniszczące określenia wytrzymałości zaprawy. Metody niszczące można podzielić na kilka grup – rys. 4.12:

– badania na próbkach kostkowych wyciętych ze spoin o czym była mowa powyżej – rys. 4.12a,
– badania na elementach płaskich wyciętych ze spoin wspornych obciążanych lokalnie – metoda stempla (elementy o wymiarach: wysokość = grubości spoiny, szerokość, długość ok. 50 mm) – rys.4.12b,
– badania próbek nieregularnych pomiędzy warstwami gipsowymi o średnicy 50 mm – rys. 4.12c,
– badania rdzeni zawierających spoinę i fragmenty cegieł – rys. 4.12d.



Rys. 4.12. Próbki do badań wytrzymałości na ściskanie zapraw pobranych ze spoin muru

Podejmowane są także próby przeliczenia wyników badań prowadzonych powyższymi metodami na wytrzymałość normową. Należy podkreślić, że próby te dotyczą głównie zapraw cementowych i cementowo-wapiennych. W przypadku słabych zapraw wapiennych pobranie regularnych próbek ze spoin nie zawsze jest możliwe. Przy niskich wytrzymałościach zaprawy materiał ulega wykruszeniu. Dodatkowo proces pobierania zapraw wapiennych powinien odbywać się bez udziału wody, co wymaga specjalistycznych urządzeń do wykonywania odwiertów.

Najczęściej stosowana i najlepiej opisana w literaturze przedmiotu jest metoda stempla. Zaprawa obciążona na małej powierzchni próbki, znajduje się w złożonym stanie obciążenia. Wielkość poprzecznych naprężeń ściskających zależy między innym od średnicy stempla i grubości spoiny. Przy średnicy stempla wynoszącej 25 mm, wymiarze próbki 50 mm i grubości spoiny 10–15 mm wielkość poprzecznych naprężeń oszacować można na poziomie ok. 6% [147]. W zaleceniach UIC [211] podano, że dla spoin o grubości od 10 do 25 mm przy średnicach trzpieni 20–30 mm stosować można zależność:

$$f_{M,\mathrm{UIC}} = f_{j,St,\mathrm{UIC}} \tag{4.12}$$

gdzie:

$f_{j,St,\mathrm{UIC}}$ – wytrzymałość zaprawy w teście ze stemplami według UIC [211] – próbki zaprawy pobrane ze spoin przed badaniem wyprawione na całej powierzchni warstwą gipsu o grubości 5 mm,

$f_{M,,\mathrm{UIC}}$ – wytrzymałość zaprawy badana na połówkach beleczek normowych 40 × 40 × 160 mm.

W normie DIN 18555-9 [42] zalecono stosowanie stempli o średnicy 20 mm. Zaleca się także, aby obciążenie do próbek przykładać za pośrednictwem warstw gipsu lub krążków filcu o średnicy 30 mm. Wytrzymałość zaprawy określoną przy użyciu stempli o średnicy 20 mm można przeliczyć na wytrzymałość z badań połówek beleczek 40 × 40 × 160 mm stosując współczynnik k_f = 1,0 [165]. Współczynnik ten nie ujmuje wpływu różnych warunków dojrzewania i twardnienia, jakie ma zaprawa w murze i środowisku wymaganym dla próbek normowych. Z tego powodu P. Schubert [186] proponuje wyniki badań prowadzonych metodą stempli przemnażać przez dodatkowy współczynnik równy 0,5.

Wyniki badań własnych autora zapraw wapiennych i wapienno-cementowych pobranych z konstrukcji istniejących przedstawiono w tablicy 4.4. W środkowych częściach ścian i filarów ceglanych, z których pobierano próbki spoin, występowały kawerny wypełnione zaprawą i stąd możliwe było wykonanie badań porównawczych na próbkach kostkowych większych wymiarów (o boku około 40 mm) – rys. 4.13a. Różnice w smukłościach poszczególnych próbek uwzględniono stosując zależności podane w pracy [44]:

$$f_{j,kub} = f_{M,\lambda} / \lambda^{-2,21} \quad \text{dla zapraw wapiennych} \tag{4.13}$$

$$f_{j,kub} = f_{M,\lambda} / \lambda^{-1,065} \quad \text{dla zapraw cementowo-wapiennych} \tag{4.14}$$

gdzie:

$f_{j,kub}$ – wytrzymałość na ściskanie zaprawy ustalona na próbce kostkowej o boku a = 40 mm,

$f_{M,\lambda}$ – wytrzymałość na ściskanie zaprawy ustalona na próbce o smukłości $\lambda = h/a$.

Widok stanowiska do badań zapraw metodą stempli przedstawiono na rys. 4.13b. Zastosowano stemple o średnicy 20 mm oraz cienkie warstwy wyrównawcze z gipsu na dolnej i górnej powierzchni próbek.

W analizie statystycznej wyników badań pominięto wyniki odstające – różniące się więcej od wartości średniej niż dwukrotność odchylenia standardowego.

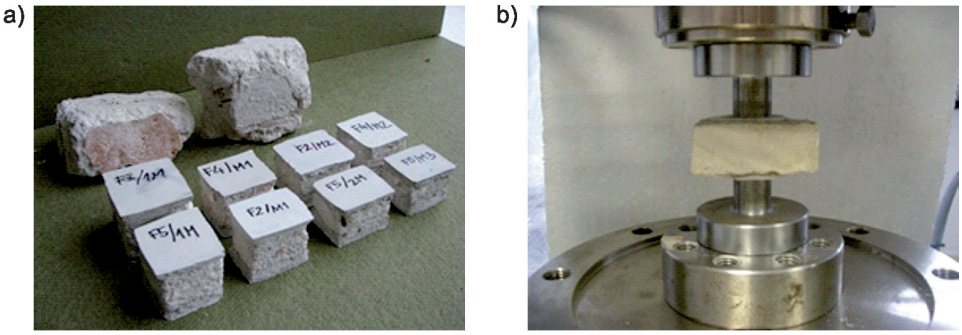
Z przeprowadzonych badań wynika wartość współczynnika przeliczeniowego:

– dla zaprawy wapiennej – 0,58,
– dla zaprawy cementowo-wapiennej – 1,0.

Tablica 4.4

Badania wytrzymałości na ściskanie zapraw pobranych ze spoin murów ceglanych – badania własne

Rodzaj zaprawy	Badania na próbkach prostopadłościennych – $f_{j,kub}$				Badania metodą stempla – $f_{j,ST}$			
	n [szt.]	przedział wartości [MPa]	wart. średnia [MPa]	COV [%]	n [szt.]	przedział wartości [MPa]	wart. średnia [MPa]	COV [%]
Wapienna	8	0,78–2,24	1,29	39,0	12	1,02–3,42	2,22	27,4
Cementowo--wapienna	6	11,66–18,48	15,89	16,5	8	11,7–19,2	15,9	15,8



Rys. 4.13. Badania wytrzymałości na ściskanie zapraw na próbkach pobranych z muru – badania własne: a) próbki zaprawy wapiennej doszlifowane z materiału pobranego ze środkowej części murów; b) próbka ze spoin wspornych

Wartość współczynnika przeliczeniowego dla zapraw cementowo-wapiennych zgadza się więc z zaleceniami UIC i wytycznymi obowiązującymi w Niemczech. Mniejsza wartość tego współczynnika uzyskana dla zapraw wapiennych wynika z nieco innych właściwości zaprawy wypełniającej kawerny wewnątrz muru i zaprawy w spoinach wspornych. W spoinach zaprawy wapienne są dociśnięte cegłami i podlegają odmiennym warunkom dojrzewania, twardnienia i karbonatyzacji w porównaniu do materiału w środkowej części ściany. Wpływ na uzyskane wyniki ma również proces przygotowania próbek kostkowych z zapraw wapiennych, które były doszlifowywane na sucho z większych nieregularnych brył materiału. Proces szlifowania mechanicznego spowodował prawdopodobnie większe uszkodzenia w strukturze próbki, która była szlifowana z 6 stron. Nie było możliwe dla słabych zapraw wapiennych wycinanie próbek kostkowych piłami tarczowymi.

Pewną modyfikacją metody badań podanej w normie DIN 18555-9 są badania prowadzone na próbkach nieregularnych wyprawionych warstwami gipsu o grubości około 5 mm i średnicy 50 mm (rys. 4.12c). M. Mautner [127] prowadząc badania ze stemplami o średnicy 25 mm uzyskał zależność nieliniową:

$$f_{M,ON} = \sqrt{f_{j,st15} + 0,3} - 0,55 \tag{4.15}$$

gdzie:

$f_{j,st15}$ – wytrzymałość zaprawy w teście ze stemplami – grubość spoiny 15 mm.

$f_{M,ON}$ – wytrzymałość zaprawy określona na połówkach beleczek normowych 40 × 40 × 160 mm.

Zależność (4.15) była stosowana w analizie wytrzymałości XIX-wiecznych budynków w Wiedniu [196].

Badania rdzeni zawierających spoinę wsporną prowadzili R. Orłowicz et al. [142]. Zaletą metody zaproponowanej przez R. Orłowicza jest brak konieczności separowania spoiny od materiału ceramicznego (rys. 4.12d). Z drugiej strony badaniu podlega nie sama zaprawa lecz układ zaprawa-cegła, a więc wyniki uzależnione będą od wzajemnych proporcji geometrycznych obu materiałów oraz ich relacji odkształceniowych. Na podstawie badań laboratoryjnych opisanych w pracy [209] zaproponowano zależność:

$$f_m = k_m f_m^* \tag{4.16}$$

gdzie:

f_m – wytrzymałość zaprawy określona na połówkach beleczek normowych zgodnie z normą PN-EN 1015-11 [157],

k_m – współczynnik przeliczeniowy,

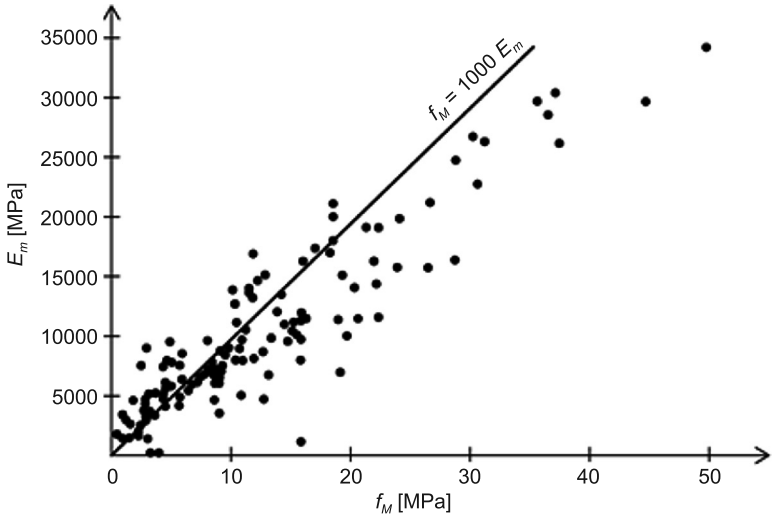
f_m^* – wytrzymałość zaprawy w próbkach rdzeniowych rozumiana jako stosunek siły niszczącej do pola powierzchni $b \times d$ (d – szerokość próbki, b – długość próbki).

Biorąc pod uwagę geometrię próbki walcowej i sposób jej obciążenia należy stwierdzić, że zaprawa podlega trójkierunkowemu ściskaniu. Wielkość poprzecznych naprężeń ściskających zależy więc w tym przypadku od grubości spoiny, odkształcalności zaprawy, odkształcalności cegieł, interakcji na styku cegła-zaprawa. R. Orłowicz et al. [209] dla zapraw cementowo-wapiennych o wytrzymałościach na ściskanie od 8 MPa do 17,6 MPa uzyskali w swoich badaniach średnią wartość współczynnika k_m = 4,65. Dotychczas brak jest wyników badań dla zapraw o niższej wytrzymałości na ściskanie oraz różnych rodzajów cegieł ceramicznych.

Badania porównawcze wytrzymałości zapraw prowadzone były dotychczas przede wszystkim na próbkach normowych i próbkach pobranych z murów wykonanych w laboratorium. Odniesienie wyników badań wytrzymałościowych przeprowadzonych na próbkach zaprawy wyciętych ze spoin istniejących konstrukcji do wytrzymałości normowej zgodnie z PN-EN 1015-11 [157] nie jest możliwe. Nie jest bowiem możliwa odpowiedź na pytanie, jaką wytrzymałość f_m miała zaprawa użyta kilkadziesiąt, czy kilkaset lat temu. W rozdziale 6 zaproponowano zależ-

ności, w których wytrzymałość na ściskanie muru będzie funkcją wprost wytrzymałości zaprawy określonej na podstawie badań próbek wyciętych z muru.

Jeszcze trudniejsze do oszacowania, niż wytrzymałość zaprawy na ściskanie, są parametry charakteryzujące odkształcalność zapraw w spoinach. Podstawowy materiał badawczy w tym zakresie dotyczy testów na elementach próbnych w postaci walców lub prostopadłościanów przygotowywanych w formach stalowych z zapraw o określonej proporcji składników. Wyniki badań modułu sprężystości dla zapraw zwykłych, przeprowadzonych na próbkach 100 × 100 × 200 mm, przedstawiono na rysunku 4.14.



Rys. 4.14. Zależność pomiędzy modułem sprężystości i wytrzymałością zapraw – według [184]

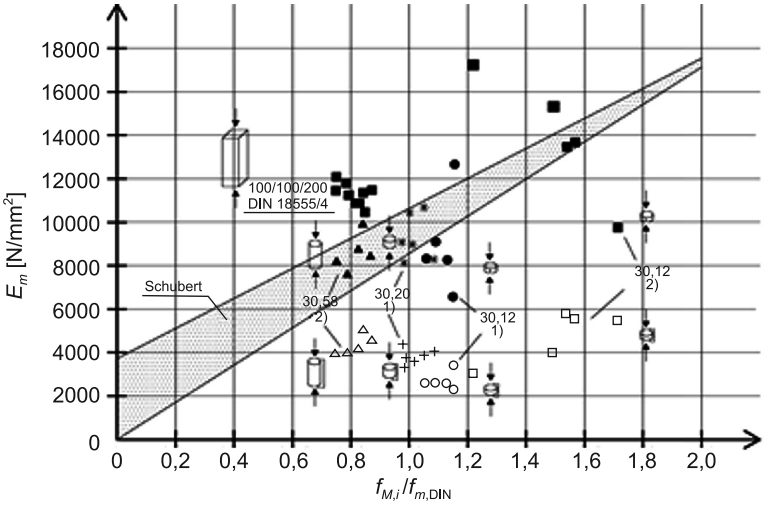
Związek pomiędzy modułem sprężystości zaprawy (E_m) a jej wytrzymałością na ściskanie (f_M), poza przypadkami zapraw o wysokiej wytrzymałości (powyżej 20 MPa), dość dobrze opisuje zależność liniowa. P. Schubert [184] proponuje dla całego zakresu wytrzymałości zapraw do murów zależność nieliniową w postaci:

$$E_m = 2100 f_m^{0,7} \tag{4.17}$$

Do podobnych wniosków można dojść analizując badania H. Hilsdorfa oraz Glanvilla-Barnetta przeprowadzone na beleczkach normowych 40 × 40 × 160 mm opisane przez S.Sahlina w pracy [178].

Zdecydowanie mniej jest wyników badań odkształcalności zapraw na próbkach pobranych ze spoin murów. Badania opublikowane przez H. Kupfera et al. [16] wykazały, że wytrzymałość zaprawy w murze może być większa od wytrzymałości określonej na próbkach normowych (połówki beleczek 40 × 40 × 160 mm), natomiast moduły sprężystości zapraw są zbliżone. Wpływ na większą odkształcalność

zapraw w spoinach muru ma prawdopodobnie jej niejednorodność w kierunku grubości spoiny. W pobliżu styku z silnie ssącą cegłą może powstać warstwa słabszej zaprawy, w której pod wpływem obciążenia występują większe odkształcenia podłużne i poprzeczne. Należy się spodziewać, że efekt wpływu niejednorodności materiałowej i geometrycznej spoin będzie większy dla zapraw słabo wiążących wodę (mało plastyczne zaprawy cementowe) i cegieł charakteryzujących się silnymi własnościami do absorbowania wody. Istotny wpływ na uzyskiwane wyniki ma również sposób prowadzenia pomiarów odkształceń, co zilustrowano na rysunku 4.15.



Rys. 4.15. Moduł sprężystości zapraw w zależności od metody badania – według [200]: 1) próbki zaprawy pobrane z muru, 2) próbki zaprawy ukształtowane w formach stalowych

Dotyczy to zwłaszcza próbek o niewielkiej wysokości pobieranych ze spoin. Moduły sprężystości w zależności od wielkości próbki i usytuowania bazy pomiarowej mogą różnić się wielokrotnie.

Z uwagi na problemy techniczne związane z prowadzeniem testów, niewiele jest dotychczas wyników badań odkształcalności poprzecznej zapraw na próbkach pobranych ze spoin muru. Badania na próbkach zapraw cementowych i cementowo-wapiennych kształtowanych w formach stalowych wykazały, że współczynnik odkształcalności poprzecznej do poziomu około 80% obciążenia niszczącego, w zależności od rodzaju zaprawy wynosi od 0,1 do 0,25. Przy wysokich poziomach obciążeń współczynnik Poissona dla zapraw cementowych i cementowo-wapiennych wyraźnie wzrasta [75, 132]. H. Hilsdorf [75] określił współczynnik Poissona dla zaprawy wapiennej równy około 0,2, ale stwierdził, że wartość odkształceń poprzecznych zaprawy wapiennej przy wysokich poziomach obciążenia ściskającego jest ponad dwukrotnie większa – do analizy zagadnienia wytrzymałości muru zaleca

przyjmować μ_m = 0,50. N. Domede et al. [43] w badaniach zapraw na spoiwie wapiennym hydraulicznym uzyskali (dla poziomu obciążenia ściskającego ok. 0,5 obciążenia maksymalnego) wartości μ_m = 0,15 – 0,22, w zależności od czasu w jakim zaprawy podlegały karbonatyzacji.

Zaprawy w murach podlegają w okresie użytkowania konstrukcji zróżnicowanym procesom. W korzystnych warunkach następuje z czasem wzrost wytrzymałości zapraw. Przykładem są badania zapraw przeprowadzone przez autora na materiale pochodzącym ze spoin zbiornika na wodę zrealizowanego w latach 30. XX wieku [67]. Wytrzymałość na ściskanie zapraw określona na próbkach kostkowych 22 × 22 × 22 mm pochodzących z wymurówki zbiornika z części wypełnionej w trakcie eksploatacji wodą wynosiła ponad 40 MPa.

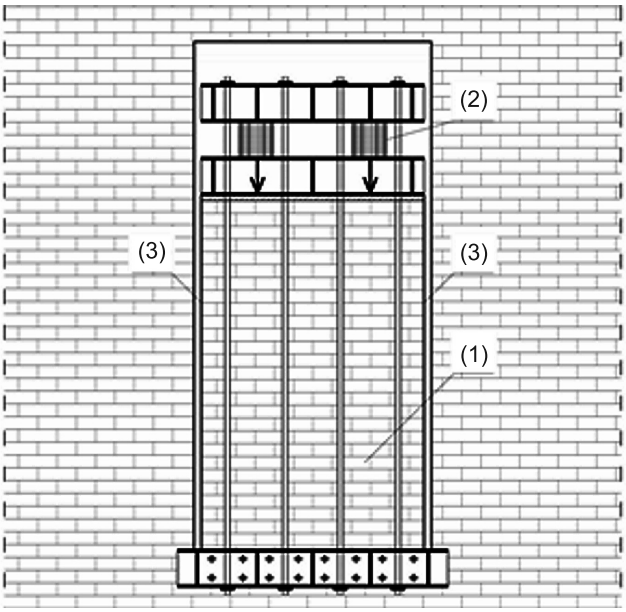
W zdecydowanej większości przypadków szczególnie w zewnętrznych warstwach murów zaprawa narażona jest na niekorzystne oddziaływania środowiska zewnętrznego, co powoduje degradację materiału spoiny – zaprawa w tej strefie może mieć zdecydowanie mniejszą wytrzymałość w porównaniu do innych części konstrukcji. Badania zapraw cementowo-wapiennych pochodzących z kominów murowanych eksploatowanych od ok. 100 lat przedstawiono w pracy [85]. Na skutek zachodzących procesów korozji siarczanowej i kwasowej materiał spoin uległ degradacji. Wytrzymałość zapraw cementowo-wapiennych o stosunku spoiwa do kruszywa 1:4 określona w próbie stempla nie przekraczała 4,7 MPa. Z górnych partii kominów próbek nie udało się pobrać ze względu na niedostateczną spójność skorodowanej zaprawy.

Dodatkowe informacje o własnościach i jednorodności zapraw w spoinach murów istniejących uzyskać można stosując analizy chemiczne oraz metody nieniszczące lub małoniszczące.

5. Badania elementów próbnych muru

5.1. Badania fragmentów murów w konstrukcji

Wytrzymałości na ściskanie murów, bliskie rzeczywistym wartościom, uzyskać można z badań *in situ* dużych fragmentów ścian za pomocą siłowników hydraulicznych. Z masywu ściany wyodrębnia się przez nacięcie piłami tarczowymi element próbny muru o grubości równej grubości ściany i szerokości równej co najmniej 3 długościom cegieł. Wysokość rozkucia ponad wyodrębnionym filarem musi zapewniać założenie trawersów przekazujących obciążenie z siłowników hydraulicznych – rysunek 5.1.

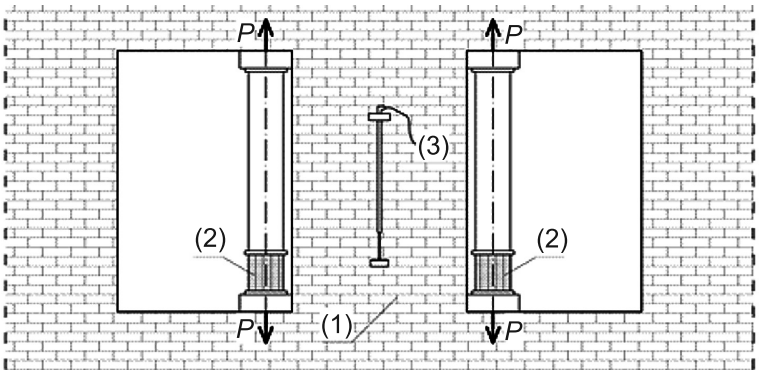


Rys. 5.1. Schemat badań *in situ* na dużych fragmentach ścian murowych: (1) badany filar murowy, (2) siłowniki hydrauliczne, (3) nacięcie w murze

Próbę obciążenia prowadzi się do zakładanego w programie badań poziomu obciążenia ściskającego lub zniszczenia filara rejestrując jednocześnie jego odkształcenia. Nieliczne badania tego typu prezentowane są między innymi w pra-

cach [35, 105, 199]. Należy podkreślić, że zakres ingerencji w konstrukcję (uszkodzeń konstrukcji) przy tego typu testach jest bardzo duży. Taki sposób badania jest możliwy do zaakceptowania jedynie w miejscu, w którym planuje się w trakcie modernizacji budynku wycięcie w ścianie otworu lub wyburzenie fragmentu konstrukcji.

Sam proces przeprowadzenia badań nastręcza wiele problemów technicznych. Podstawowe problemy związane są z wyodrębnieniem fragmentu ściany z całości konstrukcji (planowany do badań mur powinien pozostać bez uszkodzeń) oraz równomiernego przekazania na mur znacznych obciążeń generowanych przez siłowniki hydrauliczne. Dotyczy to przede wszystkim murów o grubościach większych niż 1,5 cegły oraz murów na słabych zaprawach wapiennych podatnych na uszkodzenia w trakcie procesu wycinania. Uzyskane wyniki badań wytrzymałościowych przy obciążeniach doraźnych powinny być jeszcze modyfikowane z uwagi na wpływ długotrwałego działania obciążenia oraz fakt, że w trakcie wycinania fragment ściany został odciążony. Niewątpliwie badania dużych fragmentów ścian w konstrukcji dają wyniki najbliższe rzeczywistości. Są jednak drogie i trudne do przeprowadzenia, dlatego wykonywane są niezwykle rzadko. W Polsce nie opublikowano dotychczas wyników badań tego typu. Z praktycznego punktu widzenia bardziej użyteczna jest metoda określania poziomu naprężeń w filarach międzyokiennych przedstawiona na rysunku 5.2.



Rys. 5.2. Schemat badań poziomu naprężeń w filarze międzyokiennym: (1) badany filar międzyokienny, (2) siłowniki hydrauliczne, (3) czujnik do pomiaru odkształceń

Siłowniki hydrauliczne sytuuje się po obu stronach filara. Zwiększając siłę dokonuje się pomiaru odkształceń aż do całkowitego odciążenia muru. Następnie powoli redukuje się obciążenie zewnętrzne przywracając stan, który był przed badaniem. Metoda ta ogranicza się praktycznie do filarów międzyokiennych. Bardziej uniwersalny pod tym względem charakter ma badanie stanu naprężenia w murze metodą *flat-jacks*, o której będzie mowa w rozdziale 7.2.

5.2. Badania laboratoryjne prostopadłościennych elementów próbnych wyciętych z masywu murów

Wytrzymałości na ściskanie murów uzyskać można również w badaniach fragmentów ścian lub filarów wyciętych z istniejącej konstrukcji. Czym większe są badane fragmenty muru, tym większa reprezentatywność wyników. Z drugiej strony wycięcie i transport do laboratorium dużych próbek muru nastręcza sporo problemów natury technicznej. Mury w trakcie wycinania i transportu są podatne na uszkodzenia, mogą ulegać rozspojeniu i wówczas nie nadają się do bezpośrednich badań wytrzymałościowych. F. Wenzel w pracy [221] stwierdził, że pobranie fragmentów muru z konstrukcji jest możliwe, gdy zaprawa ma wytrzymałość na ściskanie przynajmniej 0,3 MPa. Jest to stwierdzenie bardzo optymistyczne. Badania własne autora wskazują, że problem z wycinaniem i transportem próbek występuje również w murach na zaprawach wapiennych o wytrzymałości ponad 1,0 MPa. Dla murów na zaprawach cementowo-wapiennych i cementowych wycięcie i transport fragmentów muru jest o wiele łatwiejsze. Problemem pozostaje natomiast wybór miejsca pozyskania materiału do badań, bowiem ściany na zaprawach o większej wytrzymałości mają zwykle mniejszą grubość i ewentualne uszkodzenia powstające w trakcie wycinania fragmentów muru nie pozostają bez wpływu na nośność konstrukcji. Najczęściej badania wytrzymałości murów są prowadzone na próbkach prostopadłościennych (ściankach, filarkach) pozyskiwanych w trakcie prac rozbiórkowych i wyburzeniowych (na przykład przy wycinaniu otworów) oraz na fragmentach muru z konstrukcji, która uległa awarii budowlanej. Przykładów tego typu badań opisanych w literaturze przedmiotu jest niewiele.

R. Schrank [183] podaje wyniki badań dla fragmentów murów wyciętych z konstrukcji wzniesionych w latach 1870–1920 w rejonie Lipska. Badania prowadzone były na 6 ściankach o długości 1,5 cegły i wysokości około 7 warstw murowych. Wytrzymałość na ściskanie murów wynosiła od 1,9 do 3,4 MPa. Pomierzona grubość spoin w badanych murach była równa średnio 2 cm. Mury wykonano z cegieł o wytrzymałości na ściskanie od 5 do 25 MPa (badania na próbkach złożonych z dwóch połówek cegieł połączonych zaprawą) oraz zaprawy wapiennej na kruszywie o maksymalnym uziarnieniu 12 mm (wytrzymałości zaprawy w badaniach bezpośrednich nie określano). Moduły sprężystości murów wynosiły od około 400 MPa do mniej więcej 970 MPa (średnia cecha sprężystości badanych murów 327).

Badania na fragmentach murów pochodzących z konstrukcji, które uległy awarii zaprezentowano w pracy [19]. Badano filarki różnych wymiarów wycinane z murów wieży w Padwie, której początki sięgają XI wieku. Wytrzymałość na ściskanie murów średniowiecznych określona na próbkach 400 × 600 × 700 mm wynosiła od 2,0 MPa do 4,1 MPa (średnio 2,8 MPa), natomiast na próbkach 100 × 100 × 180 mm

od 3,0 MPa do 4,8 MPa (średnio 3,83 MPa). Z badań próbek kostkowych o wymiarach 40–50 mm wycinanych z cegieł uzyskano wytrzymałość na ściskanie 13,4 MPa. Zaprawę testowano na bardzo małych elementach próbnych 2,7–3,5 mm – wyniki zawierały się w przedziale wartości 2,9–13,4 MPa. Badania wykazały silny wpływ wielkości elementu próbnego muru na wyniki badań wytrzymałościowych.

Badania murów ceglanych na filarach wyciętych z zabytkowego budynku ceglanego zlokalizowanego w Szanghaju podano w pracy [105]. Ściany w budynku były wykonane z dwóch rodzajów cegieł pełnych o wytrzymałościach 9,1 MPa (cegły czerwone) i 6,1 MPa (cegły szare). Wytrzymałość na ściskanie cegieł określono na próbkach złożonych z dwóch połówek sklejonych zaprawą. Badane filary murowe miały przekrój poprzeczny 240 × 370 mm i wysokość około 700 mm. Wytrzymałość średnia na ściskanie murów z cegieł czerwonych wynosiła 1,08 MPa, natomiast z cegieł szarych 0,99MPa. Wykonano również badania porównawcze wytrzymałości murów *in situ* stosując siłowniki umieszczone w wyciętych otworach. Uzyskano bardzo dobrą zgodność z wynikami testów na filarach wycinanych z konstrukcji (różnica wynosiła około 4%).

W pracy [109] zaprezentowano badania wytrzymałości i odkształcalności murów ceglanych w budynkach zrealizowanych w latach 1884–1947 w Nowej Zelandii. Badania prowadzono na pryzmach murowych złożonych z 3 cegieł i warstw zaprawy. Próbki były wycinane ze ścian budynków. Średnie wartości wytrzymałości murów w poszczególnych obiektach wynosiły od 3,2 MPa do 14,7 MPa. Wytrzymałość na ściskanie cegieł badano na połówkach cegieł, natomiast wytrzymałość zapraw określano na niewielkich próbkach prostopadłościennych o bokach od 18 do 33 mm wycinanych ze spoin murów. Uzyskano następujące przedziały wartości wytrzymałości: dla cegieł 8,8 MPa–39,5 MPa, dla zapraw 3,3 MPa–18,7 MPa. W trakcie prób obciążania pryzm murowych badano również odkształcenia. Cecha sprężystości murów (E/f) wynosiła od 139 do 318. W podsumowaniu pracy [109] stwierdzono, że wytrzymałości na ściskanie i moduły sprężystości murów były w wielu przypadkach niższe od obliczonych ze wzorów podanych w Eurokodzie 6 z uwzględnieniem określonych w badaniach wytrzymałości cegieł i zaprawy.

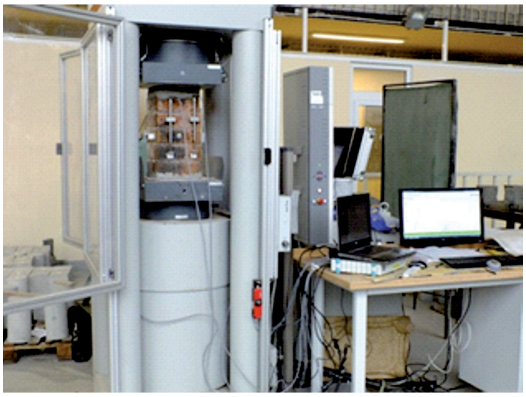
Prezentowane poniżej wyniki badań własnych autora prowadzono na fragmentach murów pobranych z budynku wzniesionego w latach 80. XIX wieku. Budynek o konstrukcji ceglanej położony w kompleksie byłych koszar arcyksięcia Rudolfa w Krakowie pełnił w przeszłości różnego rodzaju funkcje, będąc obiektem magazynowym, warsztatem, garażem. Część budynku zaadaptowana została również na biura. Obiekt był w swej historii przebudowywany. W połowie XX wieku dobudowano do pierwotnej konstrukcji ceglane filary i bramę, co umożliwiło wjazd większych pojazdów. Ze względy na zły stan techniczny obiektu w 2008 roku podjęto decyzję o jego rozbiórce. W trakcie prac rozbiórkowych wycięto z filarów ceglanych elementy próbne do badań wytrzymałościowych o wysokości 5–6 warstw muro-

wych. Filary, z których wycinano próbki miały wymiary przekroju poprzecznego 60 × 60 cm. Etap wycinania próbek i charakterystyczne przekroje muru po wycięciu przedstawiono na rysunku 5.3.

Rys. 5.3. Pobierania elementów próbnych do badań wytrzymałości i odkształcalności murów – wycinanie filarków piłą tarczową, przekroje murów w miejscu wycięcia filarów

Łącznie pobrano 8 próbek z filarów na zaprawie wapiennej (konstrukcja pierwotna) i 3 próbki z filarów na zaprawie cementowo-wapiennej (konstrukcja wtórna przy bramie). W trakcie transportu do laboratorium jeden element na zaprawie wapiennej uległ uszkodzeniu i nie nadawał się do badań.

Powierzchnie elementów próbnych muru (dolną i górną) wyrównano zaprawą cementową, zwracając szczególną uwagę na precyzyjne wypoziomowanie obu płaszczyzn. Badania wytrzymałościowe przeprowadzono w maszynie ZWICK/ROELL 6000 w Akredytowanym Laboratorium Materiałów i Konstrukcji Budowlanych Politechniki Krakowskiej. Widok elementu na stanowisku badawczym



Rys. 5.4. Widok stanowiska do badań filarów wyciętych z konstrukcji ceglanej – badania własne

przedstawiono na rysunku 5.4. Pomiędzy płytami dociskowymi maszyny wytrzymałościowej a powierzchniami próbki stosowano przekładki teflonowe o grubości 2 × 2,0 mm.

W próbie wytrzymałościowej stosowano stały przyrost przemieszczeń tłoka w czasie wynoszący 0,2 mm/min. Badano również wytrzymałość na ściskanie cegieł i zaprawy, na próbkach pobranych z konstrukcji – szczegółowe metody badań materiałów murowych przedstawiono w rozdziałach 4.1 i 4.2. Wyniki badań wytrzymałościowych zestawiono w tablicach 5.1 i 5.2. W badaniach filarów poddanych ściskaniu rejestrowano typowe formy zniszczenia (rys. 5.5).

Tablica 5.1

Wyniki badań wytrzymałościowych murów, cegieł i zapraw wapiennych – próbki wycięte z konstrukcji pierwotnej – mury XIX-wieczne na zaprawie wapiennej – badania własne autora

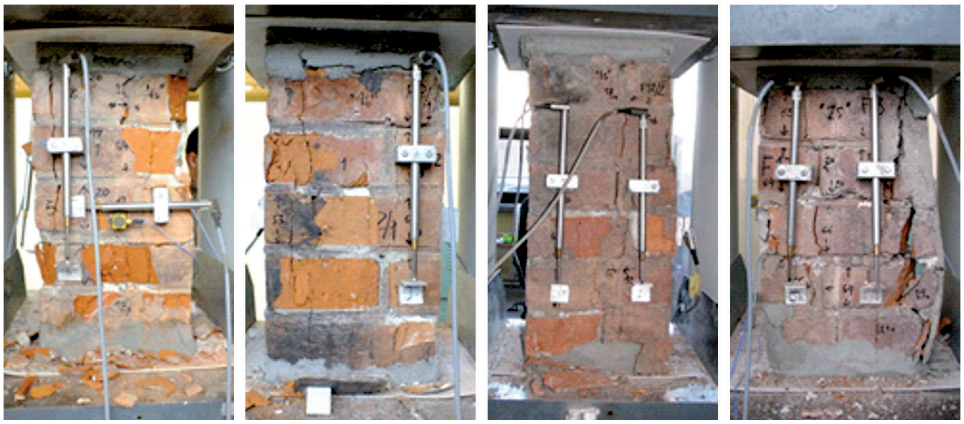
Rodzaj elementu		Wytrzymałość na ściskanie		
		przedział wartości [MPa]	wartość średnia [MPa]	współczynnik zmienności [%]
Filary murowe		2,5–3,8	3,3	13,5
Cegły	c.sz.	19,7–42,1	29,9	25,4
	p.s.w.z.	13,2–24,5	18,4	19,9
	p.w.z	18,3–34,1	23,8	22,5
Zaprawa		0,8–2,2	1,3	39,6
c.sz. – całe cegły szlifowane; p.s.w.z. – połówki cegieł spojone i wyprawione zaprawą; p.w.z. – pojedyncze połówki wyprawione cienką warstwą zaprawy				

Tablica 5.2

Wyniki badań wytrzymałościowych murów, cegieł i zapraw cementowo-wapiennych – próbki wycięte z konstrukcji wtórnej – mury z połowy XX wieku – badania własne autora

Rodzaj elementu		Wytrzymałość na ściskanie		
		przedział wartości [MPa]	wartość średnia [MPa]	współczynnik zmienności [%]
Filary murowe		6,2–8,1	6,9	(–)
Cegły	p.w.z	19,1–33,8	25,4	20,7
Zaprawa		11,7–18,5	15,9	16,5
p.w.z. – pojedyncze połówki wyprawione cienką warstwą zaprawy				

Wraz ze wzrostem siły pojawiały się pionowe zarysowania, które rozwijały się stopniowo obejmując kilka warstw cegieł i zaprawy. Sprawność badanych murów, czyli stosunek wytrzymałości średniej filarów do wytrzymałości średniej cegieł określonej na połówkach wyprawionych zaprawą wynosiła:



Rys. 5.5. Uszkodzenia filarków murowych przy wysokich poziomach obciążeń – zarysowania pionowe na wysokości kilku warstw cegieł i zaprawy – badania własne autora

– dla murów na zaprawie wapiennej – 13,9%,
– dla murów na zaprawie cementowo-wapiennej – 26,8%.

Są to typowe sprawności uzyskiwane w badaniach laboratoryjnych murów ceglanych. Jednorodność murów w zakresie wytrzymałości, wbrew wcześniejszym oczekiwaniom, była wysoka, pomimo defektów i niejednorodności w strukturze murów ujawnionych po wycięciu próbek. Do tych defektów, powstałych w procesie wznoszenia murów, zaliczyć należy zróżnicowaną grubość spoin, występowanie kawern, z których jedynie część była wypełniona zaprawą, odchylenia od poziomu w ustawieniu cegieł. Również grubość spoin wspornych w badanych murach była zmienna i wynosiła:
– w murach na zaprawach wapiennych – od 12 do 26 mm,
– w murach na zaprawach cementowo-wapiennych – od 15 do 27 mm.

Obserwowano wyraźną różnicę pomiędzy geometrią struktury w licu i strukturą ujawnioną w części wewnętrznej muru. Dokonane obserwacje potwierdzają zapisane w rozdziale 4 stwierdzenie, że wnioskowanie o jakości wykonania konstrukcji ceglanej jedynie na podstawie badań warstw licowych może prowadzić do znaczących błędów.

Na wytrzymałość określoną na filarkach miały wpływ niewątpliwie również czynniki związane z pobraniem i przygotowaniem materiału do badań oraz przyjęte procedury prowadzenia testów. Trudno jest szczegółowo ocenić wpływ takich czynników jak efekt odciążania przy pobieraniu próbek, uszkodzenia powstałe w trakcie wycinania i transportu do laboratorium, a także imperfekcje geometryczne próbek oraz ich ustawienia w maszynie wytrzymałościowej. Czynniki te wpływają na zmniejszenie wytrzymałości muru uzyskiwanej w badaniach próbek wycinanych z murów istniejących [124].

W trakcie badań filarów dokonywano pomiarów przemieszczeń pionowych i poziomych czujnikami LVDT. Uzyskane parametry odkształceniowe murów zestawiono w tablicy 5.3. Moduł sprężystości i współczynnik Poissona określano przy poziomie naprężeń wynoszącym około 1/3 wytrzymałości muru. Odczyty odkształceń prowadzono od poziomu siły około 6 kN.

Tablica 5.3

Charakterystyki odkształceniowe murów ceglanych określone w badaniach własnych na próbkach wyciętych z konstrukcji

Rodzaj muru	Moduł sprężystości muru			Współczynnik Poissona		
	zakres wartości [GPa]	wartość średnia [GPa]	CoV [%]	zakres wartości [–]	wartość średnia [–]	CoV [%]
Mury na zaprawie wapiennej	0,9–2,5	1,7	35,5	0,13–0,29	0,19	36,8
Mury na zaprawie cem.-wap.	2,5–3,9	3,0	(–)	0,05–0,26	0,14	(–)

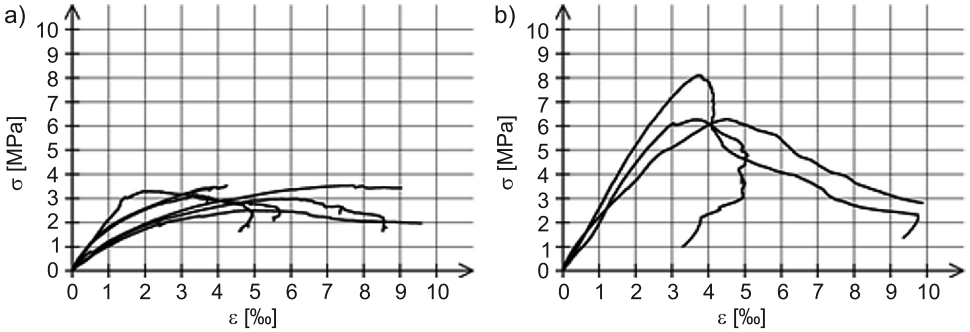
Uwagę zwraca duży rozrzut wyników badań, co jest charakterystyczne dla historycznych struktur ceglanych. Współczynnik zmienności modułu sprężystości dla murów na zaprawach wapiennych wynosił 35,5% i był wielokrotnie większy niż dla wytrzymałości muru na ściskanie. Cechy sprężystości murów wynosiły:

– dla murów na zaprawach wapiennych – 343–667 (średnio 518),
– dla murów na zaprawach cementowo-wapiennych – 379–481 (średnio 424).

Cechy sprężystości murów na zaprawach wapiennych uzyskane w badaniach są większe niż murów na zaprawach cementowo-wapiennych. Pamiętać jednak należy, że w analizach nie uwzględniano początkowych odkształceń (do poziomu siły 6kN), które szczególnie w murach na zaprawach wapiennych mogą być znaczące – w badaniach dwóch elementów próbnych uzyskano różnice ok. 20%. Stąd ostatecznie średni moduł sprężystości badanych murów na zaprawach wapiennych wynosi około 1,4 MPa.

Przykładowe wykresy odkształceń murów podano na rysunku 5.6. Nie wszystkie pomiary mogły być prowadzone aż do zniszczenia próbek murów, ponieważ część baz pomiarowych przy wysokich poziomach obciążenia ulegała uszkodzeniom. Odkształcenia przy maksymalnym naprężeniu ściskającym murów na zaprawach wapiennych wynosiły od 2‰ do 8‰, natomiast murów na zaprawach cementowo-wapiennych od 3,6‰ do 4,5‰. Zakres odkształceń przy zniszczeniu (ε_u) rzędu od 4,5‰ do 10‰ uzyskany w badaniach własnych pokrywa się z wynikami badań murów historycznych na zaprawach wapiennych podawanymi w literaturze przedmiotu [19, 183].

Pomiary odkształceń prowadzone były w środkowej części filarów. Długość baz pomiarowych wynosiła około 160 mm (patrz rys. 5.5), a więc nie obejmowała

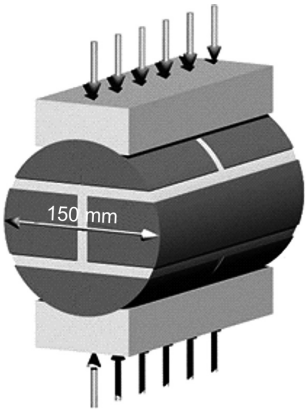


Rys. 5.6. Zależności naprężenie-odkształcenie przy ściskaniu murów ceglanych – badania na elementach próbnych wycinanych z konstrukcji – badania własne autora: a) mury na zaprawach wapiennych, b) mury na zaprawach cementowo-wapiennych

całej wysokości elementu próbnego muru. Zarejestrowany w badaniach niektórych filarów spadek odkształceń w zakresie pokrytycznym jest efektem lokalnym często obserwowanym w badaniach elementów ściskanych. Efekt ten jest wynikiem lokalizacji i rozwoju uszkodzeń w próbce muru.

5.3. Badania odwiertów rdzeniowych

Badania murów na elementach prostopadłościennych wyciętych z murów istniejących, jak zaznaczono na początku rozdziału, są prowadzone niezwykle rzadko. Zalecenia UIC podają metodę określania wytrzymałości muru na podstawie badań odwiertów rdzeniowych o średnicy 150 mm (rys. 5.7).



Rys. 5.7. Stanowisko do badań wytrzymałości na ściskanie muru na odwiertach rdzeniowych – schemat UIC [211]

Próbki o średnicy 150 mm zawierają spoiny pionowe. Odwierty pobierane są z muru w kierunku prostopadłym do jego lica. Kierunek obciążania próbki jest zgodny z kierunkiem działania obciążenia ściskającego w murze. Wytrzymałość na ściskanie muru określa się z zależności:

$$f = \eta \frac{P_{ult}}{d \cdot l} \tag{5.1}$$

gdzie:

P_{ult} – maksymalna siła,
l – długość próbki,
d – średnica próbki,
η – współczynnik przeliczeniowy o wartości 1,8 lub 2,2 – wartość 2,2 dotyczy murów z cegieł o wysokiej wytrzymałości.

Wartość η ustalono na podstawie badań laboratoryjnych murów ceglanych przeprowadzonych przez C. Bilello et al. [17] oraz A. Brencich et al. [26]. Badania, których wyniki prezentowane są w pracach [17, 26], prowadzono na murach ceglanych wykonanych w laboratorium ze współczesnych materiałów murowych. Cegły miały wytrzymałość na ściskanie 20,2 MPa (typ 1) oraz 32,5 MPa (typ 2), natomiast zaprawy cementowe i cementowo-wapienne charakteryzowały się wytrzymałością średnią od 6,9 MPa do 11,9 MPa. Łącznie zbadano 8 filarków o wysokości 5 warstw cegieł i zaprawy oraz 8 próbek rdzeniowych o średnicy 150 mm i długości 250 mm. Współczynnik η określony w badaniach wynosił:

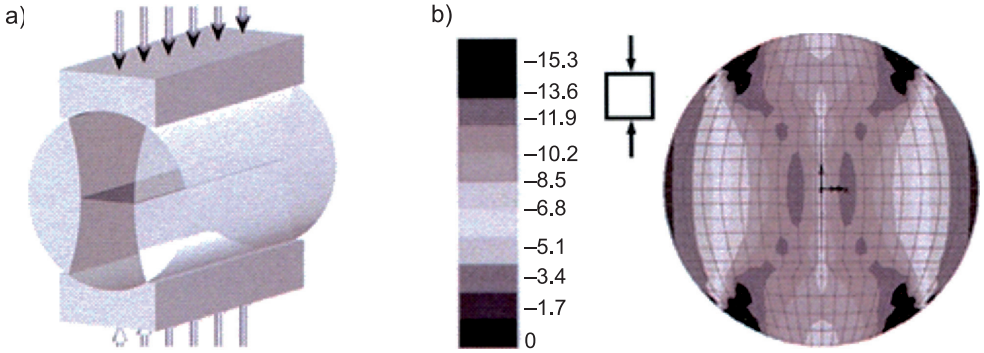
– od 2,1 do 2,2 dla murów z cegieł o wytrzymałości na ściskanie 32,5 MPa,
– 1,6 do 1,9 dla murów z cegieł o wytrzymałości 20,2 MPa.

W pracy [26] przedstawiono analizę MES stanu naprężeń i odkształceń w próbkach rdzeniowych, która wykazała, że przy proponowanym sposobie obciążania rdzeni naprężenia ściskające obejmują głównie środkową część przekroju – rys. 5.8. Największa koncentracja naprężeń przy wysokich poziomach obciążenia ma miejsce na krawędzi stalowych podkładek, przez które próbka jest ściskana.

Badania wytrzymałościowe na odwiertach rdzeniowych murów wykonał również H.G. Sixdorf. Wyniki jego badań przedstawiono w pracy [223]. Badania H.G. Sixdorf prowadził także na próbkach wykonanych w laboratorium ze współczesnych materiałów.

Dotychczas w literaturze przedmiotu podano niewiele wyników badań na próbkach rdzeniowych murów wyciętych z konstrukcji istniejących. A. Brencich et al. badali wytrzymałość na ściskanie muru na próbkach wyciętych z konstrukcji obiektu mostowego. Uzyskali dobrą zgodność wyników (różnica 3%) z metodą *flat-jack* przy zastosowaniu współczynnika $\eta = 1{,}8$.

Poniżej przedstawiono wyniki badań własnych autora na próbkach rdzeniowych muru i porównawczo na filarkach wycinanych z tych samych konstrukcji istnieją-



Rys. 5.8. Obszary maksymalnych naprężeń ściskających w próbkach rdzeniowych obciążonych wzdłuż tworzącej – na podstawie obliczeń MES według [27]: a) schemat rozkładu maksymalnych obciążeń ściskających, b) naprężenia przy zniszczeniu

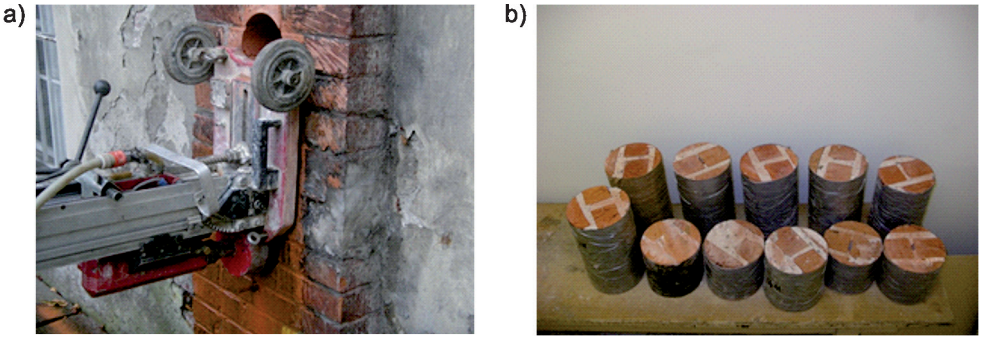
cych. Dotychczas w literaturze badania tego typu nie zostały opublikowane – stąd zasadne było pytanie, czy zależności wyprowadzone dla próbek wykonanych w laboratorium na zaprawach cementowo-wapiennych i cementowych są możliwe do wykorzystania w badaniach i przeliczaniu wyników dla murów w konstrukcjach istniejących. Istotne znaczenie mają tutaj między innymi następujące czynniki:

– specyficzne własności zapraw stosowanych w przeszłości (w tym niska wytrzymałość, brak spoiwa cementowego, obecność różnych dodatków, kruszywo o znacznej wielkości ziaren),
– znaczne grubości spoin wspornych i pionowych, często przekraczające współczesne wymagania,
– sposób wykonania muru – rodzaj wiązania, stopień wypełnienia spoin,
– sposób pozyskania materiału do badań – wpływ odciążenia, wpływ uszkodzeń powstałych w trakcie wycinania próbek prostopadłościennych i walcowych, imperfekcje geometrii próbek.

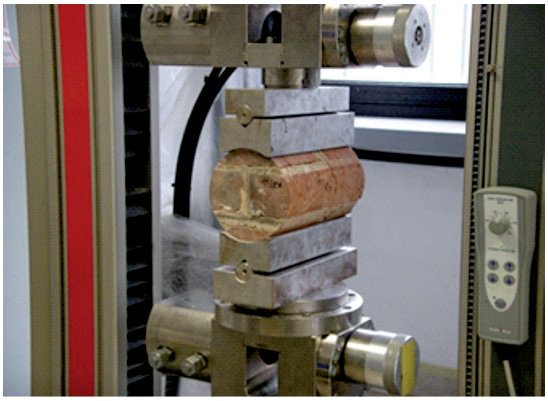
Próbki rdzeniowe muru były pozyskiwane z tych samych filarów, co próbki prostopadłościenne. Wycinano ja zawsze w kierunku prostopadłym do lica muru – rys. 5.9.

Następnie rdzenie przycinano na pile tarczowej do określonego wymiaru. Przed przycięciem rdzenie były zabezpieczane przed zamoknięciem na płaszczyznach pobocznic przez owinięcie taśmą. Część próbek rdzeniowych z murów na zaprawach wapiennych uległa uszkodzeniu w trakcie wycinania lub transportu do laboratorium (około 15%). W murach na słabych zaprawach wydaje się celowe wzmocnienie lica muru w miejscu wykonywania odwiertu, na przykład przez naklejenie odpowiedniego materiału. Dotychczas procedury takie nie były stosowane.

Stanowisko zastosowane do autorskich badań wytrzymałościowych rdzeni, zgodne z zaleceniami UIC [211], przedstawiono na rysunku 5.10.



Rys. 5.9. Etap wycinania i przygotowania próbek rdzeniowych muru do badań własnych autora: a) wycinanie za pomocą wiertnicy, b) próbki po przycięciu na pile tarczowej



Rys. 5.10. Widok stanowiska do badań próbek rdzeniowych muru o średnicy 150 mm – badania własne autora

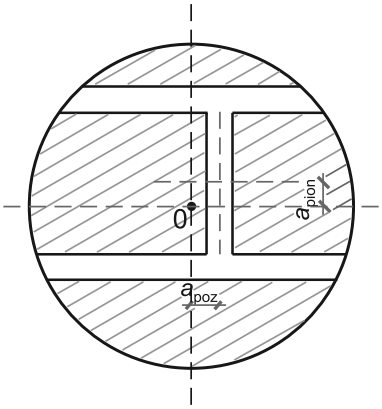
Tablica 5.4

Zestawienie wyników badań murów na próbkach rdzeniowych o średnicy 150 mm wyciętych z konstrukcji istniejących – badania własne autora

Rodzaj muru	Długość badanych próbek	Liczba elementów próbnych [szt.]	$P_{max}/d \times l$ [MPa]	COV [%]	η [–]
Mur na zaprawie wapiennej (koniec XIX wieku)	ok. 1/2 cegły (140 mm)	6	2,04	24,3	1,62
	ok. 1 cegła (250 mm)	6	1,78	26,0	1,85
Mur na zaprawie cementowo-wapiennej (połowa XX wieku)	1/2 cegły (120 mm)	3	3,93	(-)	1,77
Uwaga: Wartości współczynnika η obliczono biorąc pod uwagę wytrzymałości murów zbadane na filarkach ceglanych prezentowane w tablicach 5.1 i 5.2.					

Wszystkie próbki były obciążane przy założeniu stałej prędkości przemieszczeń 0,2 mm/min – analogicznie jak filarki w badaniach porównawczych. Wyniki badań próbek rdzeniowych muru zestawiono w tablicy 5.4.

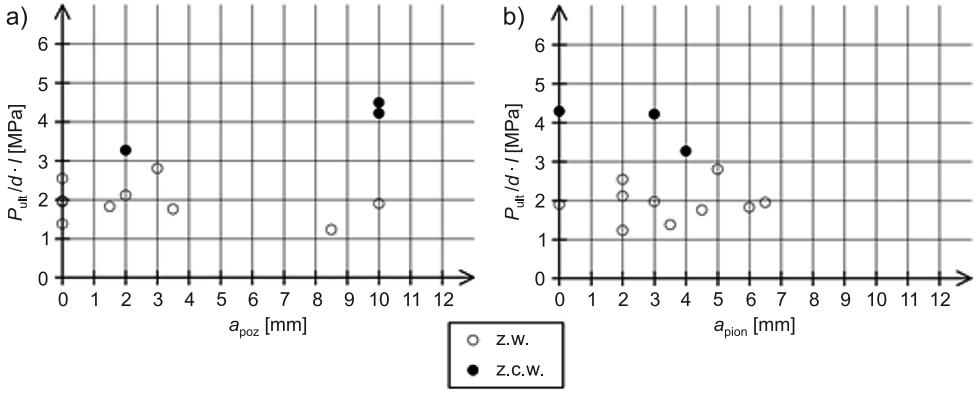
Łącznie zbadano 15 próbek rdzeniowych o średnicy 150 mm. Nie wszystkie próbki charakteryzowały się pełną symetrią. Wynika to z faktu, że wykonanie odwiertów w rzeczywistej konstrukcji jest niejednokrotnie technologicznie o wiele bardziej skomplikowane niż w laboratorium. Pomierzone mimośrody (przesunięcia środkowej spoiny pionowej i spoin wspornych od osi odwiertu – patrz rys. 5.11) nie przekraczały 10 mm.



Rys. 5.11. Oznaczenia mimośrodów występujących w badaniach próbek rdzeniowych: 0 – środek geometryczny próbki; a_{poz} – mimośród w kierunku poziomym – przesunięcie osi spoiny pionowej względem punktu 0, a_{pion} – mimośród w kierunku pionowym – przesunięcie osi spoin poziomych względem punktu 0

Wpływ wielkości mimośrodów na wartość siły niszczącej przedstawiono na rysunku 5.12. W zakresie mimośrodów, które obserwowano w badaniach (do 10 mm) nie stwierdzono ich wyraźnego wpływu na wartość obciążenia niszczącego.

Z zestawienia podanego w tablicy 5.4 wynika, że wartość współczynnika η dla próbek o długości 1 cegły, zawierających spoiny podłużne była większa o 13% od współczynnika η dla próbek o długości 1/2 cegły. Próbki o długości 1 cegły zawierały w spoinach podłużnych dużą ilość zaprawy wapiennej. Dodatkowo jakość wykonania warstw wewnętrznych muru była zdecydowanie gorsza niż warstw licowych, na co zwracano już uwagę omawiając badania filarków ceglanych. Dla próbek o długości 1/2 cegły wartość współczynnika η dla murów na zaprawach wapiennych wynosiła 1,62, natomiast dla murów na zaprawach cementowo-wapiennych 1,77 – różnica nie przekraczała 10%. Podana w zaleceniach UIC [211] wartość η = 1,8 w świetle zaprezentowanych wyników badań własnych jest dobrym oszacowaniem (średnio z badań własnych η = 1,75).

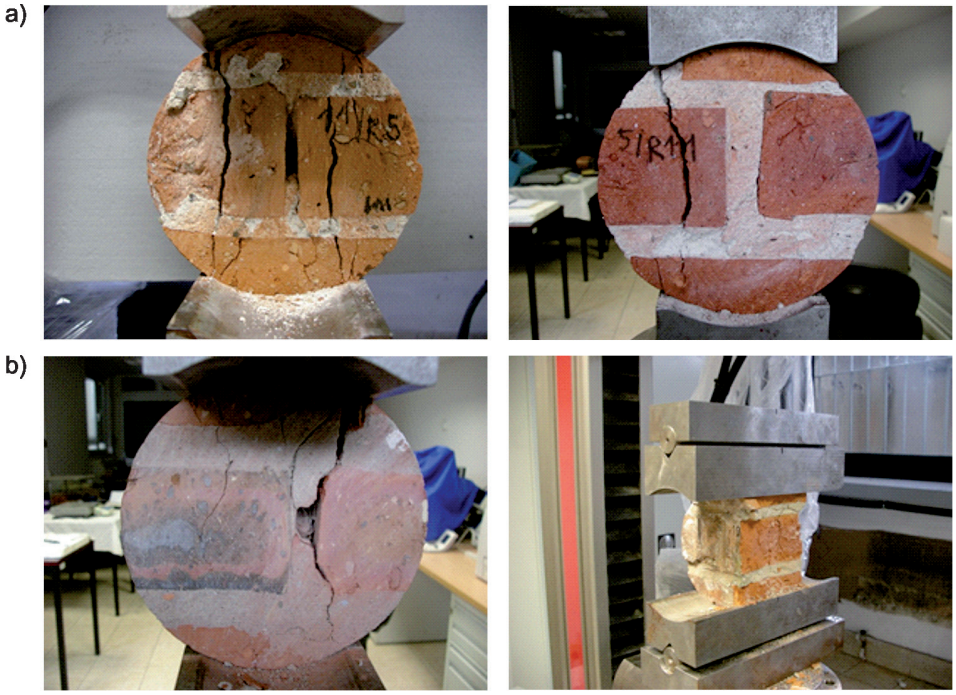


Rys. 5.12. Wpływ mimośrodów w badaniach próbek rdzeniowych muru – badania własne autora: z.w. – mury na zaprawach wapiennych, z.c.w. – mury na zaprawach cementowo-wapiennych

Wyraźnie większy współczynnik zmienności uzyskano w badaniach wytrzymałościowych próbek rdzeniowych niż z badań filarków. Na uzyskany wynik miała wpływ niewątpliwie większa podatność na uszkodzenia XIX-wiecznych struktur ceglanych na zaprawach wapiennych, w trakcie wykonywania odwiertów z użyciem wody, jako chłodziwa (pomimo że wodę starano się dozować w minimalnych ilościach). Typowe formy zniszczenia próbek rdzeniowych przedstawiono na rys. 5.13. Zarysowanie muru rozpoczynało się w miejscu zakończenia przekładek stalowych i postępowało w kierunku przeciwległej przekładki. Część zarysowań zlokalizowana była w środkowej spoinie pionowej. Niektóre próbki wyraźnie niszczyły się niesymetrycznie. Spowodowane to było imperfekcjami geometrycznymi i materiałowymi. Na przykład spoiny miały zróżnicowaną grubość zarówno w kierunku średnicy jak i długości próbki, cegły były nierówno ułożone, a w warstwach wewnętrznych występowały niejednokrotnie jedynie fragmenty cegieł (pozostała część była wypełniona zaprawą).

Ustalenie wytrzymałości na ściskanie muru przez badanie rdzeni wyciętych z konstrukcji autor przeprowadził również dla innych obiektów. Nie było możliwe wykonanie badań porównawczych na filarkach murowych, dlatego wytrzymałość z badań rdzeni odnoszono do wytrzymałości określonej na podstawie wzorów proponowanych w w normie PN-EN 1996-1-1 [160] oraz EN 1996-1-1 [52]. Wyniki tego typu badań i analiz znaleźć można w pracy [67].

W przeszłości podejmowane były również badania na próbkach rdzeniowych muru wycinanych w kierunku prostopadłym do spoin wspornych. S. Karczmarczyk i J. Mierzwa [86] przedstawili wyniki badań wytrzymałości na ściskanie na próbkach o średnicy 125 mm wycinanych ze ścian podokiennych w kierunku prostopadłym do spoin wspornych. Dzięki temu kierunek obciążenia w czasie badań w laboratorium



Rys. 5.13. Formy zniszczenia próbek rdzeniowych muru w trakcie badań wytrzymałościowych – badania własne autora: a) mury na zaprawach wapiennych, b) mury na zaprawach cementowo-wapiennych

był zgodny z kierunkiem obciążenia ściskającego w murze. Próbki były pobierane z budynku o konstrukcji ceglanej pochodzącego z lat 30. XX wieku, murowanego na zaprawie cementowo-wapiennej. Wytrzymałość na ściskanie cegieł (według PN-70/B-12016 [153]), określona w badaniach laboratoryjnych, wynosiła 18,8 MPa, natomiast wytrzymałość na ściskanie zaprawy 4,9 MPa. Badano próbki muru o wysokości 125 mm zawierające dwie warstwy cegieł i spoinę wsporną. W objętości niektórych próbek występowały również spoiny pionowe. Zbadana wytrzymałość na ściskanie muru określona na próbkach 125/125 mm wyniosła 8,6 MPa i była dwukrotnie wyższa niż wytrzymałość obliczona według zmodyfikowanej zależności L.J. Oniszczyka, o której mowa w rozdziale 6. Po wykonaniu badań porównawczych na próbkach z materiałów współczesnych zaproponowano, aby wyniki testów na próbkach 125/125 mm przeliczać na wytrzymałość muru stosując współczynnik korekcyjny równy 0,5. Zakres stosowania w praktyce metody podanej przez S.Karczmarczyka i J.Mierzwę jest ograniczony do niewielu przypadków, kiedy technicznie możliwe jest pobranie próbek rdzeniowych prostopadle do spoin wspornych. Dodatkowo w próbce o wysokości 125 mm zawierającej jedną spoinę wsporną udział materiału ceramicznego w stosunku do zaprawy jest odmienny niż w murze. Zatem

właściwe jest wykonywanie badań na próbkach zawierających wiele warstw murowych. Pozyskanie takich próbek przez odwiert na przykład ze ścian podokiennych jest zadaniem trudnym do realizacji, zwłaszcza w przypadku murów na słabych zaprawach wapiennych. Nie bez znaczenia jest również fakt, że próbki ze ścian podokiennych pozyskiwane są z fragmentów konstrukcji słabo wytężonych od chwili ich wykonania.

Badania na próbkach rdzeniowych muru o średnicy 100 mm zaproponował F. Berger [13]. Próbki z filarków wykonanych w laboratorium były wycinane w kierunku prostopadłym do lica muru. W badaniu określano wytrzymałość muru na rozciąganie przy rozłupaniu – metodą brazylijską. Jednocześnie badano cegły na ściskanie i rozciąganie przy rozłupywaniu oraz filarki murowe na ściskanie. Po przeliczeniu wyników badań otrzymano zależność:

$$f = \frac{f_B}{f_{t,B}} f_{t,\mathrm{core}} \tag{5.2}$$

gdzie:

f_B – wytrzymałość cegieł na ściskanie,
$f_{t,B}$ – wytrzymałość cegieł na rozciąganie przy rozłupywaniu,
$f_{t,\mathrm{core}}$ – wytrzymałość próbki rdzeniowej muru na rozciąganie przy rozłupywaniu.

Zależność (5.2) wykorzystano w badaniach prowadzonych na Uniwersytecie Technicznym w Wiedniu [196]. Wytrzymałość na ściskanie określona na podstawie badań próbek rdzeniowych muru o średnicy 100 mm oraz badań cegieł wyniosła od 3,96 MPa do 4,56 MPa. Wartości wytrzymałości na ściskanie muru wyższe o około 7% uzyskano w badaniach metodą *flat-jacks*. Badane mury były wykonane z cegieł o wytrzymałości na ściskanie 23,9 MPa na zaprawie wapiennej o wytrzymałości około 1,5 MPa. Podana metoda może być stosowana do murów o regularnej strukturze w przybliżeniu odpowiadającej strukturze murów wykonywanych w laboratorium. Dotychczas nie skalibrowano w wystarczającym stopniu tej metody na murach w konstrukcjach istniejących.

6. Analiza porównawcza wyników badań wytrzymałości murów w konstrukcjach istniejących

Wyniki badań doświadczalnych wytrzymałości murów w konstrukcjach istniejących porównywane są najczęściej do zaleceń podanych w normach projektowania. Aktualnie obowiązująca norma PN-EN 1996-1-1 [160] zaleca określać wytrzymałość na ściskanie na podstawie badań doświadczalnych murów zgodnie z normą PN-EN 1052-1 [158]. Norma PN-EN 1996-1-1 podaje również zależności do wyznaczenia wytrzymałości na ściskanie różnych rodzajów murów na podstawie wytrzymałości elementów murowych (cegieł, pustaków, bloczków) oraz wytrzymałości zaprawy. Dla murów na zaprawach zwykłych i lekkich obowiązuje zależność:

$$f_k = K \cdot f_b^{0,70} \cdot f_m^{0,30} \tag{6.1}$$

gdzie:

- f_k – charakterystyczna wytrzymałość na ściskanie muru,
- K – współczynnik zależny od grupy elementów murowych i rodzaju materiału z jakiego zostały wykonane oraz od rodzaju zaprawy,
- f_b – znormalizowana wytrzymałość na ściskanie elementu murowego wyznaczona zgodnie z PN-EN 772-1:2001 [161],
- f_m – wytrzymałość zaprawy murarskiej na ściskanie określona zgodnie z PN-EN 1015-11:2001 [157] na połówkach beleczek normowych 40 × 40 × 160 mm.

Zgodnie z Załącznikiem Krajowym stanowiącym część normy PN-EN 1996-1-1 [160] wartość współczynnika K dla murów z elementów murowych ceramicznych grupy 1, do których należą również mury z cegieł ceramicznych pełnych, wynosi 0,45. W rezultacie zależność do określenia wytrzymałości na ściskanie tego typu murów, według normy PN-EN 1996-1-1 [160], ma postać:

$$f_k = 0,45 \cdot f_b^{0,70} \cdot f_m^{0,30} \tag{6.2}$$

Należy zauważyć, że w tekście podstawowym Eurokodu 6, który z Załącznikiem Krajowym tworzy normę PN-EN 1996-1-1, rekomendowano dla murów z elementów ceramicznych grupy 1 $K = 0,55$. Wytrzymałości na ściskanie murów przy przyjęciu we wzorze (6.1) $K = 0,55$ będą o 22% większe niż określone ze wzoru (6.2). Szczegółowo zagadnienia te omówiono w pracy autora [120] w odniesieniu również do norm obowiązujących w innych krajach.

Wzór (6.2) był kalibrowany na podstawie badań ścianek murowych z różnych typów elementów murowych ceramicznych grupy 1 (nie tylko murów ceglanych). Ścianki wykonywane były ze współcześnie produkowanych materiałów i miały grubość równą szerokości elementów murowych, a więc nie zawierały spoin podłużnych. Powstaje więc pytanie, czy jest możliwe, i ewentualnie w jakim zakresie, stosowanie zależności (6.2) do określenia wytrzymałości na ściskanie murów ceglanych w konstrukcjach istniejących.

Przeprowadzenie badań na próbkach muru ceglanego wyciętych z istniejących konstrukcji o wymiarach wymaganych normą PN-EN 1052-1 jest możliwe tylko w nielicznych przypadkach, gdy mur ma grubość 1/2 cegły. Badania takie prowadzono na fragmentach wyciętych z muru pruskiego [183] lub ze ścian działowych w kamienicach [142]. W pozostałych przypadkach mury ceglane mają większą grubość i zawierają spoiny podłużne. Obecność spoiny podłużnej w murach norma PN-EN 1996-1-1 [160] zaleca uwzględniać przez redukcję wytrzymałości o 20%. Dla murów ceglanych ze spoiną podłużną obowiązuje więc zależność:

$$f_k = 0,8 \cdot 0,45 \cdot f_b^{0,70} \cdot f_m^{0,30} = 0,36 \cdot f_b^{0,70} \cdot f_m^{0,30} \tag{6.3}$$

Najczęściej do badań wytrzymałości na ściskanie murów wycina się z istniejących konstrukcji filarki o przekroju poprzecznym, którego wymiar wynosi od 1*c* do 1,5*c* (*c* – długość cegły) i smukłości 2–3. Efekt wpływu geometrii elementów próbnych muru na wyniki badań wytrzymałościowych omówiono w rozdziale 3.4. W świetle dotychczasowych nielicznych badań należy stwierdzić, że precyzyjne podanie współczynnika korekcyjnego, wiążącego wytrzymałość muru określoną na filarkach z wytrzymałością określoną na ściankach, nie jest możliwe. Brak bowiem badań w tym zakresie na murach o charakterystykach materiałowych i geometrycznych, jakie były wykonywane w przeszłości. Do oszacowań można jednak przyjąć, na podstawie wyników podanych w rozdziale 3.4, że różnice w wytrzymałościach murów na zaprawach wapiennych i cementowo-wapiennych ustalone w badaniach filarków o przekroju 1*c* × 1*c* i smukłości 2 oraz w badaniach ścianek o grubości 1 cegły ze spoiną podłużną i smukłości 3–5 wynoszą kilka procent.

Wzory podane w PN-EN 1996-1-1 [160], jak już wcześniej zaznaczono, odnoszą się do konstrukcji realizowanych współcześnie i są obowiązujące przy spełnieniu określonych warunków w zakresie materiałów i wykonawstwa. Spełnienie tych warunków w odniesieniu do konstrukcji realizowanych w przeszłości rzadko jest możliwe. Norma PN-EN 1996-1-1 wprowadza ograniczenie wartości współczynnika zmienności wytrzymałości na ściskanie elementów murowych do 25%. Rozrzut wytrzymałości historycznych cegieł w istniejących konstrukcjach może być często znacznie większy. Większe mogą być również grubości spoin w murach istniejących w stosunku do zaleceń normy PN-EN 1996-1-1. Dodatkowo bezpośrednie stosowanie wzoru (6.3) w analizie istniejących konstrukcji jest ograniczone brakiem infor-

macji na temat parametru f_m definiowanego jako wytrzymałość na ściskanie zaprawy określona zgodnie z PN-EN 1015-11:2001 na połówkach beleczek normowych 40 × 40 × 160 mm.

Biorąc pod uwagę podane powyżej stwierdzenia, proponuje się, w odniesieniu do murów w istniejących konstrukcjach, modyfikację zależności (6.3) do postaci:

$$f_k = \zeta \cdot 0{,}36 \cdot f_b^{0.70} \cdot f_{j,kub}^{0.30} \tag{6.4}$$

gdzie:

$f_{j,kub}$ – wytrzymałość na ściskanie zaprawy określona na próbkach wyciętych ze spoin muru,

ζ – współczynnik korekcyjny uwzględniający geometrię struktury muru istniejącego i jego stan technicznych, a także specyfikę materiałów murowych.

Wartość współczynnika ζ jest trudna do precyzyjnego określenia bez przeprowadzenia odpowiednich badań doświadczalnych. W tablicy 6.1 podano wyniki badań własnych autora prezentowanych w rozdziale 5.2, które wykorzystano dla wyznaczenia korekcyjnego współczynnika ζ.

Wytrzymałości charakterystyczne murów $f_{k,\text{test}}$, podane w tablicy 6.1, obliczono na podstawie wyników badań własnych z zależności:

$$f_{k,\text{test}} = \min\left(\frac{f_{\text{mean}}}{1{,}3}; f_{i,\min}\right) \tag{6.5}$$

gdzie:

f_{mean} – średnia wytrzymałość na ściskanie murów określona dla serii badań składającej się z n elementów próbnych muru,

$f_{i,\min}$ – minimalna wytrzymałość na ściskanie muru w danej serii badań.

Tablica 6.1

Porównanie wytrzymałości na ściskanie murów z badań własnych i zależności normowych

Rodzaj muru	f_b [MPa]	$f_{j,kub}$ [MPa]	$f_{k,\text{test}}$ [MPa]	ζ
Mur na zaprawie wapiennej (XIX wiek)	20,0	1,3	2,2	0,7
Mur na zaprawie cementowo-wapiennej (XX wiek)	22,1	15,9	5,0	0.7
f_b – wytrzymałość znormalizowana cegieł obliczona na podstawie wyników własnych badań połówek cegieł wyprawionych zaprawą cementową				

W obliczeniach przyjęto współczynnik 1,3 zamiast 1,2 zalecanego w PN-EN 1052-1 [158] ze względu na większą niejednorodność murów w badanych konstrukcjach w stosunku do murów współcześnie wznoszonych.

Wartości współczynnika ζ obliczono ze wzoru:

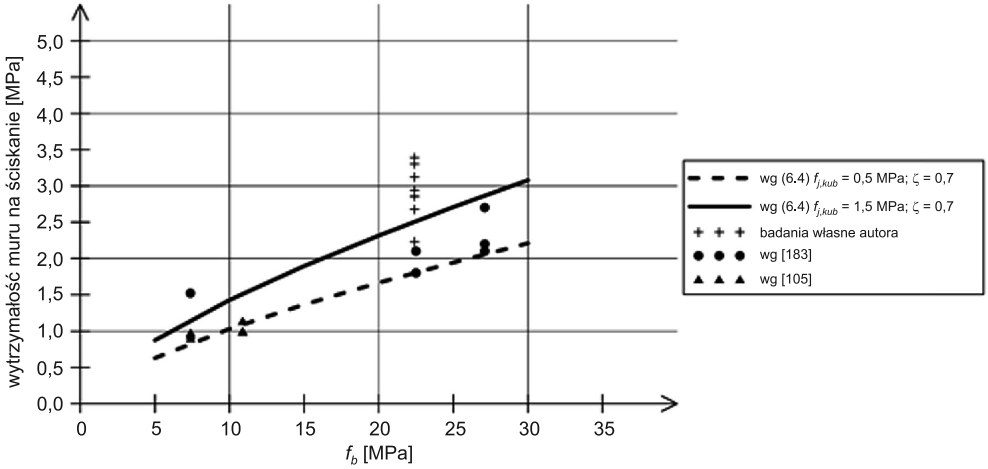
$$\zeta = \frac{f_{k,\text{test}}}{0,36 \cdot f_b^{0,70} \cdot f_{j,kub}^{0,30}} \tag{6.6}$$

Z zestawienia wytrzymałości na ściskanie murów podanego w tablicy 6.1 wynika, że, zarówno dla murów na zaprawach wapiennych jak i murów na zaprawach cementowo-wapiennych, wartość empiryczna współczynnika ζ wynosi 0,7.

W przypadku, gdy zaprawa w murze ma bardzo niewielką wytrzymałość i nie jest możliwe pobranie próbek do badań, można przyjąć f_m = 0,5 MPa i wówczas wzór (6.4) upraszcza się do postaci:

$$f_k = \zeta \cdot 0.36 \cdot f_b^{0,7} \cdot 0,5^{0,30} = \zeta \cdot 0,29 \cdot f_b^{0,7} \tag{6.7}$$

Na rysunku 6.1 przedstawiono porównanie wytrzymałości na ściskanie muru obliczonych według zależności (6.4) z wynikami badań doświadczalnych autora oraz X. Li et al. [105] i R. Schranka [183]. Badania, których wyniki prezentowane są na rysunku 7.1 przeprowadzono na filarkach murowych wyciętych z konstrukcji budynków istniejących. Wyniki badań próbek wyciętych z muru pruskiego (ścianki o grubości 1/2 cegły) podane w pracy [183] przeliczono na wytrzymałość muru ze spoinami podłużnymi dokonując redukcji o 20%.



Rys. 6.1. Porównanie wyników badań doświadczalnych wytrzymałości murów (własnych autora i badań wg [105, 183]) z wynikami uzyskanymi na podstawie zależności (6.4) – mury XIX-wieczne na zaprawie wapiennej

Z porównania przedstawionego na rysunku 6.1 wynika dość dobra zgodność rezultatów badań murów na zaprawach wapiennych z wytrzymałością określoną na podstawie zależności (6.4) po przyjęciu współczynnika ζ = 0,7.

Dla murów ceglanych w polskich normach projektowania konstrukcji przez wiele dziesięcioleci obowiązywała zależność:

$$f_{\text{mean}} = f_B \frac{100 + f_B}{100 + 3{,}3 f_B} \left(1 - \frac{0{,}2}{0{,}3 + \dfrac{f_m}{2 f_B}} \right) \tag{6.8}$$

której weryfikację badawczą podał między innymi Z. Gołębiewski [62] Zależność (6.8), będącą modyfikacją wzoru L.J. Oniszczyka, wykorzystywano również w praktyce do analizy istniejących konstrukcji murowych. Dla murów na słabych zaprawach wapiennych przyjąć można $f_m \to 0$ i wówczas wzór (6.8) upraszcza się do postaci:

$$f_{\text{mean}} = 0{,}33 \cdot f_B \frac{100 + f_B}{100 + 3{,}3 f_B} \tag{6.9}$$

We wzorach (6.8) i (6.9) f_B oznacza średnią wytrzymałość na ściskanie cegieł w kG/cm^2 badaną na próbkach złożonych z 2 połówek cegieł zespolonych i wyrównanych zaprawą zgodnie z norma PN-70/B-12016 [153]. Po przyjęciu $f_{\text{mean}} = 1{,}3 f_k$ i $f_b = 1{,}2 f_B$ otrzymuje się zależność:

$$f_k = 0{,}21 \cdot f_b \frac{100 + 0{,}833 f_b}{100 + 2{,}75 f_b} \tag{6.10}$$

W Niemczech R. Schrank [183] zaproponował obliczać wytrzymałość na ściskanie murów na słabych zaprawach wapiennych wg zależności:

$$f_k = 0{,}55 \cdot f_{B,k}^{0,5} \tag{6.11}$$

gdzie:

f_{Bk} – charakterystyczna wytrzymałość na ściskanie cegieł określona zgodnie z normą niemiecką na połówkach cegieł połączonych zaprawą.

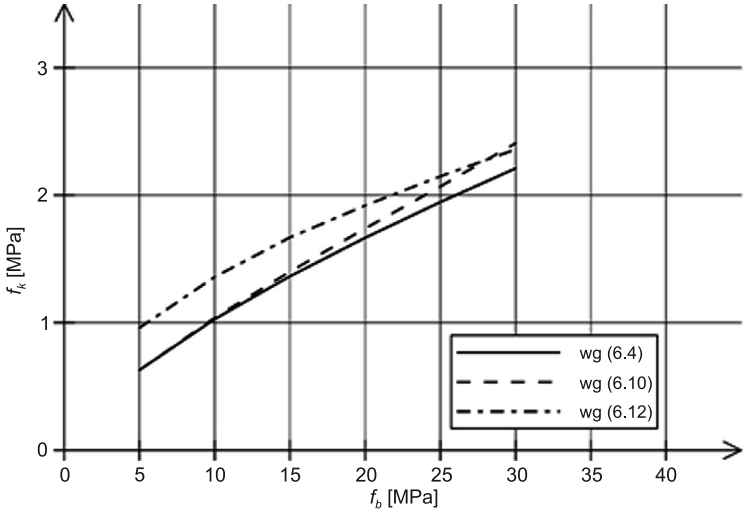
Po przyjęciu, jak podano w [183], $f_B = 1{,}5 f_{Bk}$ oraz $f_b = 1{,}1 f_B$ równanie (6.10) sprowadza się do postaci:

$$f_k = 0{,}43 \cdot f_b^{0,5} \tag{6.12}$$

Porównanie przebiegu zależności (6.4) zaproponowanej przez autora oraz zależności (6.10) i (6.12) przedstawiono na rysunku 6.2.

Najmniejsze wartości wytrzymałości na ściskanie muru uzyskuje się ze wzoru (6.4) przy przyjęciu współczynnika korekcyjnego $\zeta = 0{,}7$. Wzór (6.4) daje więc najbardziej bezpieczne oszacowania. Niemal identyczne wartości wytrzymałości muru jak ze wzoru (6.4) wynikają z obliczeń na podstawie wzoru (6.10) – różnice nie przekraczają 10%. Należy podkreślić, że przytoczone wyniki badań i analiza

porównawcza dotyczyły murów o regularnej periodycznej strukturze wewnętrznej w stanie powietrzno-suchym. Jak pokazano w pracach [25, 125, 224] spadek wytrzymałości murów na skutek silnego zawilgocenia może wynosić ponad 30%.



Rys. 6.2. Porównanie wytrzymałości na ściskanie murów określonych według różnych zależności

Z zapisów w normie PN-EN 1996-1-1 [160] wynika, że moduł sprężystości murów można przyjmować za równy:

– $E = 1000f_k$ – dla murów na zaprawach o wytrzymałości większej niż 5 MPa,
– $E = 600f_k$ – dla murów na zaprawach o wytrzymałości mniejszej niż 5 MPa.

W badaniach własnych uzyskano:

– dla murów na zaprawach wapiennych ($f_{j,kub}$ = 1,3 MPa): $E = 636f_k$
– dla murów na zaprawach cementowo-wapiennych ($f_{j,kub}$ = 15,9 MPa): $E = 600f_k$.

Zaznaczyć należy, że w podanych w PN-EN zależnościach f_k jest wytrzymałością uzyskaną z badań próbek muru o grubości 1/2 cegły, natomiast w badaniach własnych autora ustalono f_k na podstawie ściskania filarków (mury ze spoiną podłużną). Cechy sprężystości murów określone na podstawie wyników badań, po korekcie f_k, wynoszą odpowiednio:

– dla murów na zaprawach wapiennych ($f_{j,kub}$ = 1,3 MPa): $E = 510f_k$
– dla murów na zaprawach cementowo-wapiennych ($f_{j,kub}$ = 15,9 MPa): $E = 480f_k$.

W pracy [183], na podstawie badań, zaproponowano dla murów na zaprawach wapiennych o niskiej wytrzymałości zależność: $E = 425f_k$.

Dotychczasowe doświadczenia wskazują, że zalecane w PN-EN 1996-1-1 [160] wartości cechy sprężystości, dają zawyżone wartości modułów sprężystości murów w konstrukcjach istniejących. W skrajnych przypadkach różnice mogą wynosić ponad 100%.

7. Zastosowanie metod nieniszczących (NDT) i małoniszczących (MDT) przy szacowaniu wytrzymałości murów

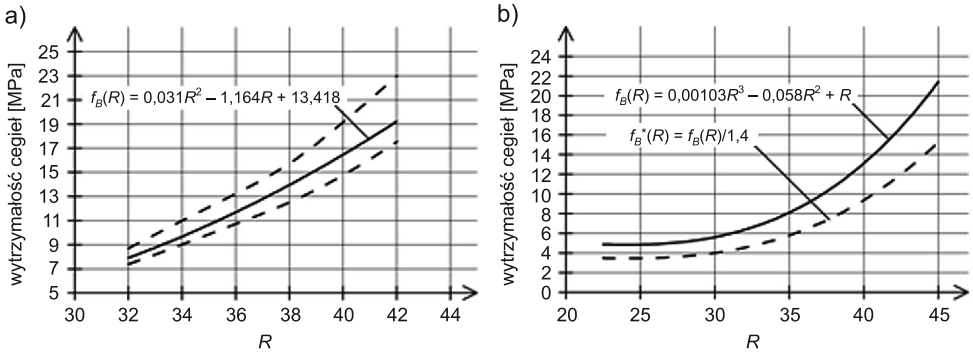
7.1. Aplikacja metody sklerometrycznej w badaniach murów

W zagadnieniach związanych z oceną stanu technicznego konstrukcji, od wielu dziesięcioleci stosowana jest metoda sklerometryczna jako jedna z metod nieniszczących (NDT). Badania wykonywane z wykorzystaniem sklerometru (nazywanego również młotkiem Schmidta) są tanie i łatwe do prowadzenia, co umożliwia dotarcie do różnych elementów konstrukcyjnych. Metoda sklerometryczna jest szeroko stosowana w konstrukcjach z betonu. Opracowano instrukcje i normy umożliwiające oszacowanie na podstawie badań młotkiem Schmidta wytrzymałości betonu na ściskanie. W konstrukcjach murowych metoda sklerometryczna jest stosowana w znacznie mniejszym zakresie niż w konstrukcjach betonowych. Wynika to ze specyfiki materiałów murowych i metody prowadzenia testów. Działanie sklerometru opiera się na zasadzie pomiaru powierzchniowej twardości materiału na podstawie pomiaru odskoku R masy trzpienia uderzającej o testowaną powierzchnię z określoną siłą. Konsekwencją takiej zasady działania urządzenia jest duża podatność wyniku na szereg czynników, takich jak: stopień oczyszczenia i gładkość badanej powierzchni, występowanie rys i pęknięć, grubość badanego elementu, bezpośrednie sąsiedztwo wolnej krawędzi elementu, degradacja materiału powierzchniowej warstwy elementu, sposób zamocowania i wielkość elementu, zawilgocenie próbki, niskie temperatury, kierunek badania. Najczęściej metodę sklerometryczną w istniejących konstrukcjach murowych stosowano dotychczas do:

- oszacowania wytrzymałości na ściskanie cegieł,
- wstępnych oszacowań wytrzymałości murów,
- oszacowania wytrzymałości zapraw w spoinach,
- kontroli jednorodności materiałów murowych,
- kontroli procesu intensywności degradacji powierzchni muru,
- oceny skuteczności zastosowanych napraw,
- oceny wpływu sytuacji wyjątkowych na stan techniczny konstrukcji murowych.

Wyniki badań cegieł ceramicznych z wykorzystaniem sklerometru typu N opublikowali J. Olek i J. Śliwiński w 1977 roku [137]. Próbki do badań przygotowano w la-

boratorium zgodnie z wytycznymi obowiązującej ówcześnie normy PN-70/B-12016 [153] (dwie połówki cegły spojone zaprawą cementową). Po wstępnym obciążeniu próbki, dokonywano pomiarów liczby odbicia (R), a następnie zwiększano wartość obciążenia aż do uzyskania maksymalnej siły ściskającej. Zależność $f_B^*(R)$ zaproponowaną w pracy [137] przedstawiono na rysunku 7.1a). Wielkość błędu oszacowania określono na poziomie 34% przy czym jego procentowy udział rośnie wraz ze wzrostem liczby odbicia. Badania dotyczyły cegieł ceramicznych pełnych wyprodukowanych w latach prowadzenia testów.



Rys. 7.1. Zależność pomiędzy wytrzymałością na ściskanie cegieł a liczbą odbicia rejestrowaną na sklerometrze typu N: a) według [137], b) według [183]

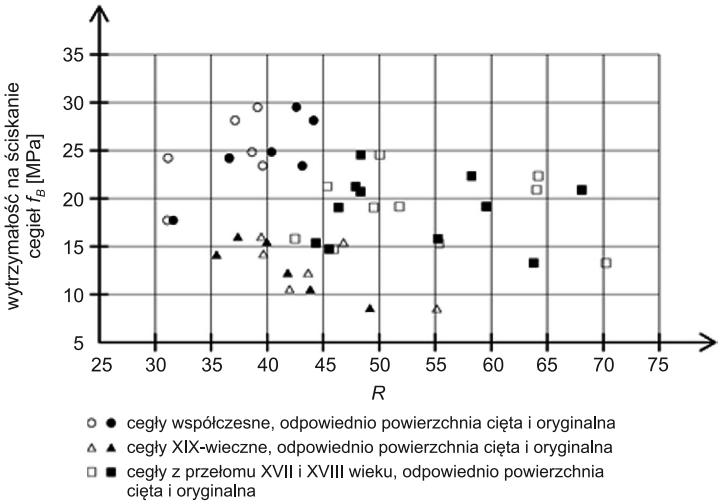
Kolejne wyniki badań sklerometrycznych cegieł podał R. Schrank [183], który rejestrował liczby odbicia na powierzchniach wozówkowych cegieł w 21 ścianach na zaprawie wapiennej (ściany XIX-wieczne) – rysunek 7.1b. Wytrzymałość cegieł określono w badaniach niszczących prowadzonych zgodnie z normą DIN 105. W celu zwiększenia poziomu ufności zaproponowano korektę (obniżenie) funkcji o 28% – linia przerywana (wszystkie wyniki, na podstawie których otrzymano funkcję bazową znajdują się wtedy ponad proponowaną zależnością). Podejście takie znane jest z procedur wyznaczania wytrzymałości betonów w przypadku, gdy nie ma możliwości kalibracji krzywej bazowej na podstawie testów niszczących badanego betonu.

W obu prezentowanych badaniach [137, 183] uzyskiwano większe liczby odbicia dla cegieł o wyższej wytrzymałości. Krzywe bazowe przedstawione na rysunkach 7.1a i 7.1b różnią się jednak pomimo zastosowania tego samego typu sklerometru i kierunku pomiaru (poziomo), a także zbliżonej metody określania wytrzymałości cegieł na ściskanie (połówki cegieł spojone zaprawą). Spowodowane jest to między innymi zróżnicowaniem materiału ceramicznego (anizotropia, wtrącenia, rysy wewnętrzne), stanu jego powierzchni (twardość powierzchniowa, degradacja struktury w cegłach rozbiórkowych), a także rejestracją liczb odbicia

w różnych warunkach zamocowania cegieł (cegły w murze [183], próbka w maszynie wytrzymałościowej [137]).

Z kolei w pracy [48] przedstawiono wyniki badań prowadzonych na cegłach XVIII- i XIX-wiecznych, z których wynika, że liczby odbicia, rejestrowane na płaszczyznach wozówkowych, były średnio 20% mniejsze niż na płaszczyznach główkowych.

W badaniach własnych autora [122] wykorzystano cegły współczesne jak również pochodzące z budynków wzniesionych na przełomie XVII i XVIII wieku oraz w wieku XIX. Badanie sklerometryczne przeprowadzono na próbkach złożonych z 2 połówek cegieł. Połówki cegieł łączono ze sobą i wyprawiano od góry i od dołu zaprawą cementową (1:1) grubości 1 cm. Każdą z próbek po okresie dojrzewania (minimum 14 dni) umieszczano w maszynie wytrzymałościowej i dociśnięto siłą 25 kN celem unieruchomienia próbki, po czy za pomocą młotka N dokonywano pomiaru liczby odbicia *R* na główce oraz powierzchni ciętej. Po badaniu sklerometrycznym sprawdzano wytrzymałość na ściskanie zwiększając siłę docisku aż do zniszczenia próbki. Wyniki badań przedstawiono na rysunku 7.2.



Rys. 7.2. Wyniki badań zależności pomiędzy wytrzymałością cegieł a liczbą odbicia rejestrowaną na sklerometrze – badania własne autora

Rozrzut wyników badań jest bardzo duży – porównywalny do prezentowanego w pracach [14, 23, 48, 137, 183]. Zaobserwować można trzy obszary koncentracji wyników odpowiadające przynależności cegieł do odpowiedniego okresu ich produkcji. Próbki wykonane z cegieł współczesnych wyróżniają się najmniejszą średnią liczbą odbicia (niezależnie od badanej powierzchni), przy jednocześnie największej średniej wytrzymałości. Cegły XIX-wieczne natomiast cechowały się

największą liczbą odbicia przy niższych średnich wartościach wytrzymałości w stosunku do cegieł współczesnych.

Analizując wartości średnie liczby odbicia przy podziale na powierzchnię ciętą i oryginalną cegły widać, że współczesne elementy murowe cechuje stosunkowo duża różnica bezwzględna. Większą twardość materiału na oryginalnej powierzchni zewnętrznej cegieł współczesnych w stosunku do materiału ceramicznego wewnątrz (pomiar na powierzchniach ciętych), można tłumaczyć rozkładem temperatury w objętości elementów murowych podczas ich wypalania, prowadzącej do lepszego spieczenia minerałów ilastych na powierzchniach zewnętrznych cegieł.

Relacji stwierdzonej dla cegieł współczesnych nie obserwowano dla cegieł XIX--wiecznych oraz tych z przełomu XVII i XVIII wieku – liczby odbicia rejestrowane na powierzchniach oryginalnych były zarówno mniejsze jak i większe od uzyskiwanych w badaniach tych samych cegieł na ich powierzchniach ciętych. Wpływ na wyniki badań historycznych cegieł miał niewątpliwie zróżnicowany poziom degradacji powierzchni zewnętrznej poszczególnych elementów murowych spowodowany długotrwałym działaniem czynników środowiska zewnętrznego.

Analizując parametry statystyczne (tabl. 7.1) można stwierdzić, że współczynnik zmienności wartości średniej liczby *R* uzyskany z pomiarów na powierzchni zewnętrznej cegły (czyli w jedyny możliwy do zrealizowania sposób w przypadku pomiarów *in situ*) jest dla każdej grupy badanych cegieł wyraźnie mniejszy od współczynnika zmienności wytrzymałości na ściskanie cegieł z badań niszczących.

Tablica 7.1

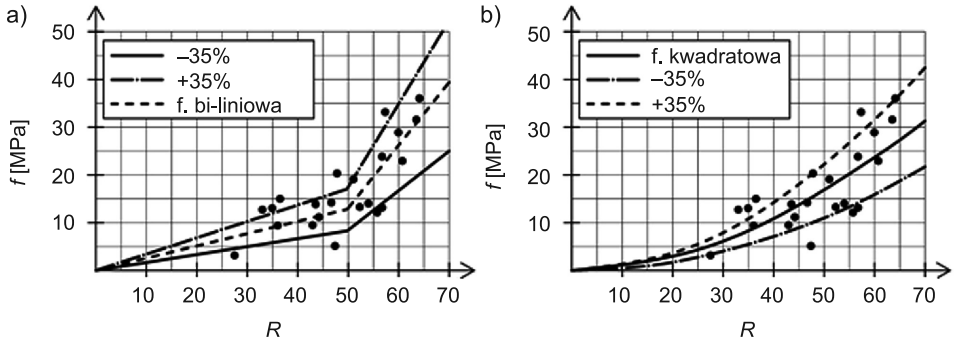
Wyniki zależności pomiędzy liczbą odbicia sklerometru i wytrzymałością cegieł na ściskanie – według badań własnych autora

	Wartość średnia		Odchylenie standardowe		Współczynnik zmienności [%]	
	f_B^* [MPa]	R	f_B^* [MPa]	R	f_B^*	R
Cegły współczesne	24,6	39,7	4,2	4,8	17,0	12,1
Cegły XIX-wieczne	18,4	53,2	3,6	8,1	19,1	15,2
Cegły z przełomu XVII i XVIII wieku	12,6	41,3	2,9	4,9	23,2	11,8

Kryterium jednorodności wytrzymałości cegieł oparte na wartościach liczbowych współczynnika zmienności liczby odbicia nie oddaje w sposób bezpośredni rzeczywistych rozrzutów wytrzymałości cegieł w murze.

Badania zależności pomiędzy liczbą odbicia sklerometru a wytrzymałością na ściskanie muru opublikowano w pracach [26, 211]. Liczby odbicia rejestrowano na powierzchniach licowych cegieł. Zarejestrowane liczby odbicia na cegłach znajdujących się w murze determinowane są nie tylko wytrzymałością cegieł, lecz

również warunkami ich zamocowania w murze zależnymi od rodzaju zaprawy oraz od grubości i jakości spoin. Wyniki badań [26] murów na zaprawach cementowo-wapiennych i cementowych przedstawiono na rysunku 7.3a. Badania prowadzono na elementach próbnych wykonanych w laboratorium.



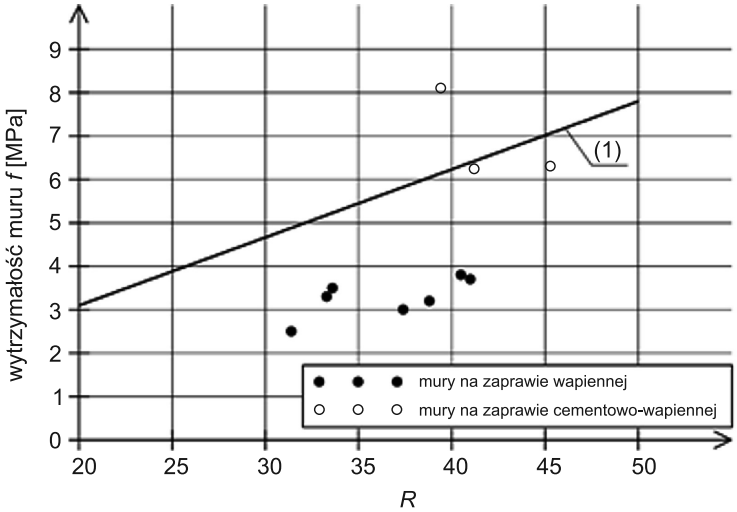
Rys. 7.3. Zależność $f(R)$ dla murów na zaprawach cementowo-wapiennych i cementowych – wyniki badań [26] na tle zależności przyjętych w [211]: a) zależność bilinearna, b) zależność w postaci wielomianu drugiego stopnia

Rozrzut wyników, podobnie jak w badaniach samych cegieł, jest bardzo duży. Na rys. 7.3a i 7.3b podano również funkcje $f(R)$ proponowane w zaleceniach UIC [211]. Błąd w oszacowaniach wytrzymałości murów na podstawie badań sklerometrycznych określono na poziomie 35%. Dolną obwiednię wyników badań uzyskać można więc zarówno dla funkcji parabolicznej jak i bilinearnej przy założeniu współczynnika redukcyjnego wynoszącego 1,4. Zależności powyższe obowiązują dla murów o bardzo dobrej jakości wykonania porównywalnej z jakością próbek w laboratorium.

Wyniki badań własnych murów o mniej regularnych strukturach, zrealizowanych na zaprawach wapiennych i cementowo wapiennych, przedstawiono na rysunku 7.4.

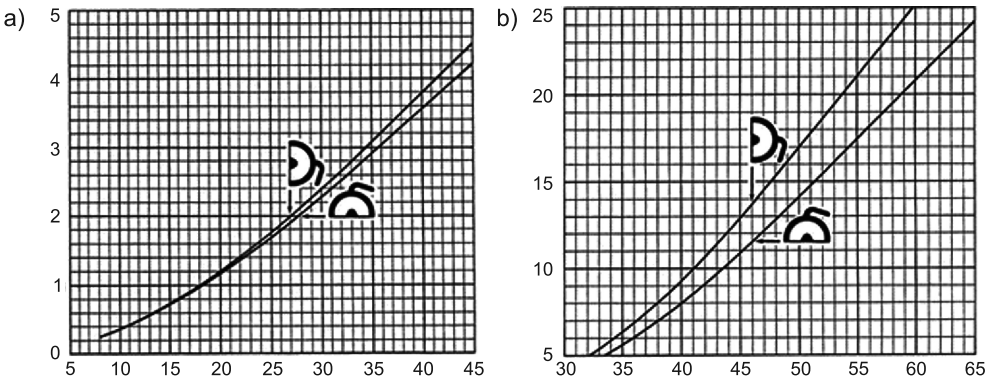
Wyraźnie widać, że w murach na zaprawach wapiennych zastosowanie zależności podanej na rysunku 7.3a opracowanej dla murów na zaprawach cementowych i cementowo-wapiennych prowadzić może do wyraźnego przeszacowania wartości wytrzymałości muru na ściskanie. W trakcie prowadzenia przez autora testów młotkiem typu N (najczęściej używanym w praktyce) obserwowano wykruszanie zaprawy ze spoin wokół cegieł. Świadczyć to może o zbyt dużej energii uderzenia. Problem doboru sprzętu do badań sklerometrycznych murów na zaprawach wapiennych i sposobu ich prowadzenia pozostaje więc nadal otwarty.

Wyników badań sklerometrycznych zapraw w spoinach muru opublikowano w literaturze przedmiotu zdecydowanie mniej niż badań cegieł. Najpopularniejszym sposobem szacowania wytrzymałości jednorodnych materiałowo spoin metodą sklerometryczną jest wykorzystanie młotków wahadłowych o regulowanej energii



Rys. 7.4. Zależność pomiędzy wytrzymałością murów ceglanych a wynikami badań sklerometrem typu N dla murów na zaprawach wapiennych i cementowo-wapiennych – badania własne autora: (1) funkcja liniowa – fragment funkcji bilinearnej z wykresu na rysunku 7.3a

uderzenia (typ PM). Pozwala to, zgodnie z deklaracją producenta sklerometru, na badanie tym samym urządzeniem zapraw o różnej wytrzymałości. W zaleceniach UIC [211] opublikowano dwie krzywe bazowe dla sklerometru typu PM – pierwsza dotyczy przypadków, w których otrzymane liczby odbicia *R* mieszczą się w przedziale od 8 do 45 (rys. 7.5a), natomiast druga obowiązuje dla liczb odbicia pomiędzy 32 i 65 (rys. 7.5b).

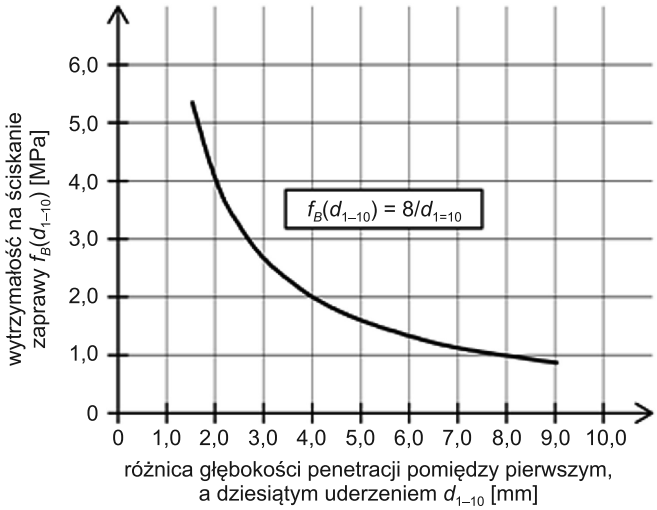


Rys. 7.5. Zależność pomiędzy wytrzymałością zaprawy i liczbą odbicie uzyskaną z badań sklerometrem typu PM – według zaleceń UIC [211]

Zalecenia RILEM [168] nie rekomendują młotka typu PM do badań murów na słabych zaprawach wapiennych oraz murów ze spoinami, na powierzchni których stwierdzono efekty krystalizacji soli.

R. Schmiedmayer [181] do badań wytrzymałości zapraw wykorzystał zmodyfikowany młotek Schmidta typu N. Modyfikacja polegała na zamontowaniu na końcu trzpienia młotka odpowiedniej stalowej końcówki o grubości 8 mm. Z uwagi na fakt, iż nie obserwuje się wyraźnej zależności pomiędzy otrzymywaną liczbą odbicia a wytrzymałością zaprawy – wielkością, którą mierzy się w trakcie badania nie jest liczbą odbicia, a głębokość penetracji trójkątnej płytki w głąb spoiny przy 10 uderzeniach. Wartością wynikową badania jest różnica zagłębienia się płytki pomiędzy dziesiątym a pierwszym uderzeniem młotka. Wartość tę przelicza się na wytrzymałość zaprawy na ściskanie według zależności podanej na rysunku 7.6. Dla murów na zaprawach wapiennych uzyskiwano około 5 mm poziom zagłębienia końcówki trzpienia w spoinie.

W przypadku murów istniejących badania sklerometryczne zapraw w spoinach są trudne do jednoznacznej interpretacji z uwagi na sposób prowadzenia pomiarów – rejestracja liczby odbicia odbywa się bowiem na licu muru, gdzie zaprawa może mieć odmienne własności niż w pozostałej części.



Rys. 7.6. Zależność pomiędzy wytrzymałością zaprawy w spoinie i głębokością penetracji zmodyfikowanego trzpienia młotka Schmidta – według [181]

Odmienne własności zaprawy na powierzchni, jak wcześniej wspomniano, wynikają z:

– procesu spoinowania muru, który może następować zarówno w trakcie wznoszenia konstrukcji jak również późniejszych napraw,

– uszkodzeń korozyjnych spoin, które zwykle w warstwach licowych są najbardziej narażone na działanie czynników środowiska zewnętrznego.

Badania sklerometryczne zaprawy w spoinach powinny być poprzedzone badaniami kontrolnymi jednorodności zaprawy na głębokości co najmniej kilku centymetrów (3–5 cm) od lica muru.

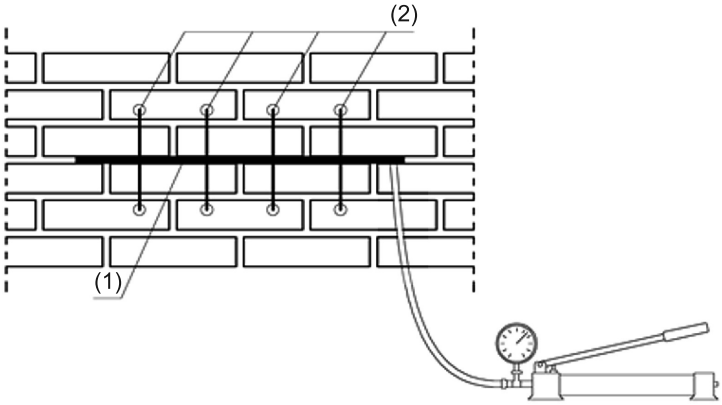
Przykłady zastosowania metody sklerometrycznej do oceny stanu technicznego konstrukcji znaleźć można w pracach [64, 162]. Badania prowadzono między innymi na konstrukcjach murowych uszkodzonych w wyniku trzęsienia ziemi w Peru [64]. Uzyskano zmniejszenie liczby odbicia w zależności od stopnia uszkodzeń murów. Wykonywano także badania sklerometryczne w celu sprawdzenia skuteczności przeprowadzanych napraw iniekcyjnych [162]. Badania te połączone były z testami na próbkach rdzeniowych wyciętych z konstrukcji, co wskazuje kierunek dalszych prac w tym zakresie.

Biorąc pod uwagę wyniki badań i analiz prezentowane w niniejszym rozdziale można stwierdzić, że metoda sklerometryczna w zakresie badań wytrzymałościowych jest tanim i szybkim sposobem badawczym pozwalającym w wielu przypadkach na ocenę jednorodności zastosowanych materiałów. Miarą niejednorodności są różnice średnich liczb odbicia z obszarów badanych w danym elemencie konstrukcyjnym. Różnic tych nie należy bezpośrednio utożsamiać z różnicami w wytrzymałości tych obszarów, bowiem wyniki badań wskazują na przykład, że współczynniki zmienności liczb odbicia rejestrowane na cegłach są mniejsze niż określone w badaniach wytrzymałościowych cegieł.

Dla oszacowań metodą sklerometryczną wytrzymałości cegieł czy też murów z akceptowalną w zakresie inżynierskim dokładnością konieczne jest aktualnie równoczesne stosowanie innych metod badawczych. Zaleca się wykonywanie odpowiednich badań porównawczych (np. na próbkach rdzeniowych) umożliwiających kalibrację funkcji bazowych. Jeżeli nie wykonano badań porównawczych, błąd w oszacowaniu wytrzymałości cegieł, zapraw i murów metodą sklerometryczną może wynosić nawet 40%.

7.2. Badania in-situ konstrukcji murowych metodą *flat-jack*

Metoda badań stanu naprężenia i odkształcalności murów przy użyciu poduszek ciśnieniowych (*flat – jack*) jest stosowana od lat 80. XX wieku [1, 174]. W 1991 roku wydano normy amerykańskie ASTM C 1196-91 [9] i ASTM 1197-91 [10] dotyczące stosowania metody *flat-jack* do określenia poziomu naprężenia w murach oraz ich odkształcalności. Zalecenia w tym względzie opracowano również w Europie, czego efektem są dokumenty RILEM [166] i [167]. W Polsce metodę *flat-jack* opisano w pracach [33, 116, 117]. Zasady stosowania tej metody do oceny poziomu naprężeń ściskających w murze przedstawiono na rysunku 7.7.



Rys. 7.7. Prowadzenie testów metodą *flat-jack* do oceny poziomu naprężeń ściskających w murze: (1) poduszka ciśnieniowa; (2) bazy pomiaru przemieszczeń

W pierwszym etapie ustala się bazy pomiarowe i mierzy odległość między nimi. Następnie usuwa się spoinę wsporną, co prowadzi do lokalnego odciążenia muru w tym rejonie – efektem jest zmiana dystansu pomiędzy punktami bazy. W trzecim kroku wprowadza się do spoiny poduszkę ciśnieniową. Ciśnienie w poduszce zwiększa się do momentu, gdy odległość pomiędzy bazami pomiarowymi na murze będzie taka sama jak przed badaniem. Ciśnienie w poduszce konieczne do uzyskania stanu pierwotnego jest większe niż wynikałoby to z wyrównania stanu naprężeń. Wynika to ze sztywności samej poduszki ciśnieniowej oraz różnicy pomiędzy powierzchnią nacięcia w murze a powierzchnią poduszki przylegającej do konstrukcji. Z tego powodu stosowane są odpowiednie współczynniki przeliczeniowe. Naprężenie ściskające w murze (σ_m) określa się ostatecznie z zależności:

$$\sigma_m = K_m K_a p \tag{7.1}$$

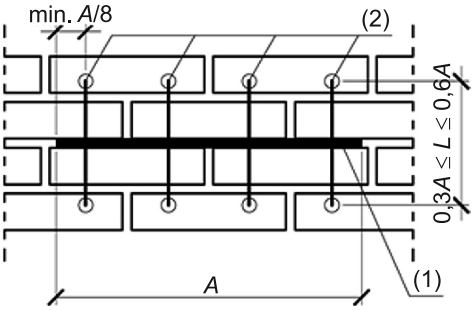
gdzie:

K_m – współczynnik kalibracji,
K_a – stosunek powierzchni poduszki do powierzchni nacięcia w murze,
p – ciśnienie w poduszce.

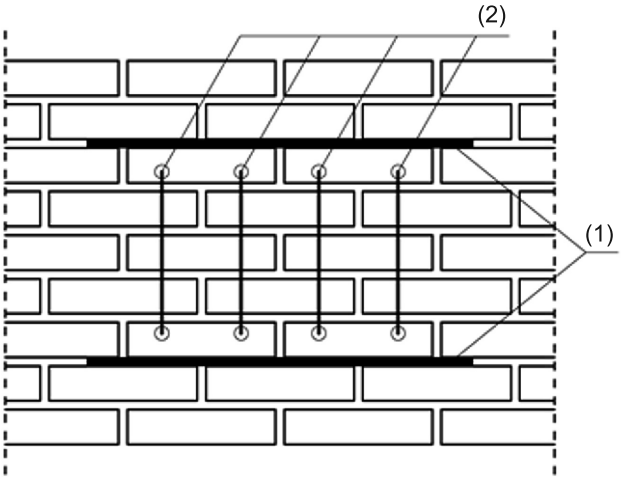
Zalecane w normach usytuowanie baz pomiarowych przedstawiono na rysunku 7.8.

Natomiast pomiar odkształcalności prowadzi się używając dwóch poduszek ciśnieniowych lokalizowanych w odległości kilku warstw murowych. Po wycięciu spoin zakłada się poduszki ciśnieniowe i czujniki pomiaru przemieszczeń, a następnie w kolejnych krokach obciążenia dokonuje się odczytów – rysunek 7.9.

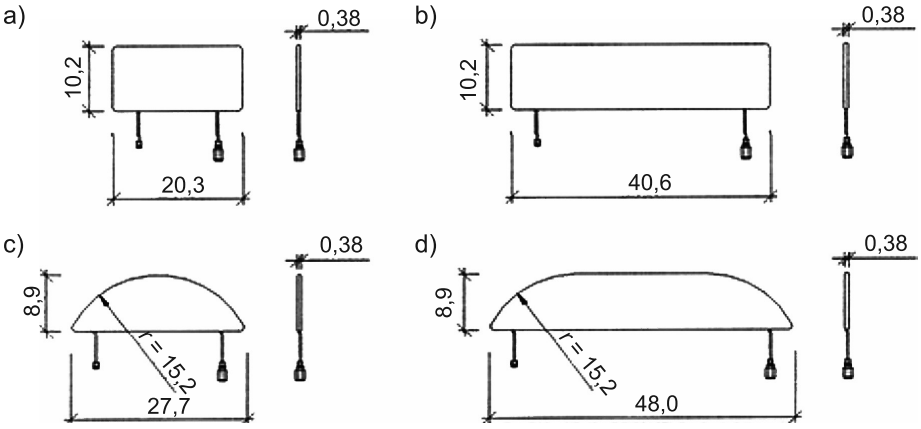
Stosowane są różnego typu poduszki ciśnieniowe w zależności od metody wykonywania nacięć w spoinach, rodzaju muru oraz mierzonej wielkości – rys. 7.10.



Rys. 7.8. Usytuowanie baz pomiaru przemieszczeń w metodzie *flat-jack*: (1) – poduszka ciśnieniowa, (2) – bazy pomiarowe, A – długość poduszki ciśnieniowej



Rys. 7.9. Badanie odkształcalności muru metodą *flat-jack*



Rys. 7.10. Przykłady poduszek ciśnieniowych stosowanych w badaniach murów

Do pomiaru odkształcalności muru nie są zalecane poduszki o kształcie fragmentu koła (typ c – rys. 7.10), bowiem dają one najbardziej nierównomierny rozkład naprężeń ściskających w murze. Poduszki powinny być kalibrowane nie rzadziej niż co 4 lub 5 badanie. Szczegółowo procedury kalibracji opisano w normie [9]. Wyniki badań laboratoryjnych murów metodą *flat-jack* wskazują, że błąd w szacowaniu naprężeń w murze i modułu sprężystości metodą *flat-jack* nie przekracza 20% [136, 199, 206]. Należy podkreślić, że stosunkowo niewielkie błędy występują przy badaniach próbek wykonanych w laboratorium.

Podstawowe znaczenie podczas prowadzenia testów ma dokładność wykonania otworów w spoinach i zapewnienie odpowiedniego przylegania poduszek ciśnieniowych do muru [66]. Wymaga to specjalistycznego sprzętu do nacinania mechanicznego spoin i ich obróbki. Użycie takiego sprzętu w istniejących konstrukcjach jest w wielu przypadkach o wiele trudniejsze niż w laboratorium. Należy mieć na uwadze fakt, że w konstrukcjach istniejących regularność struktur ceglanych jest o wiele mniejsza niż w próbkach laboratoryjnych. Powoduje to, że do wyników badań murów ceglanych *in situ* metodą *flat-jack* należy podchodzić z dużą ostrożnością [171]. Szczególnie trudne do prowadzenia są badania murów ceglanych na słabych zaprawach wapiennych. Proces wycinania spoin może w tego typu murach prowadzić do trwałych przemieszczeń cegieł i zarysowań na styku cegła-zaprawa, co w konsekwencji wpływa na uzyskiwane wyniki.

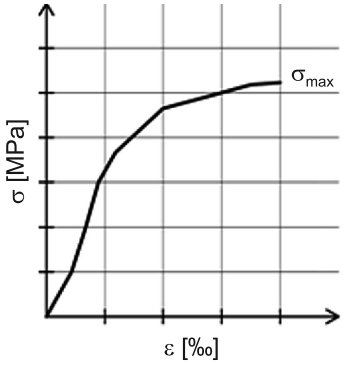
Metoda *flat-jack* ma ograniczone zastosowanie w budynkach murowych o niewielkiej wysokości. Poziom naprężeń ściskających w ścianach takich budynków (1 lub 2 kondygnacyjnych) nie przekracza zwykle 0,15 MPa. Przy tak niskich poziomach naprężeń błąd w ich oszacowaniu metodą *flat-jack* może dochodzić do 100% [170]. Niewielkie obciążenia ściskające w ścianach niskich budynków uniemożliwiają również uzyskanie odpowiedniego poziomu naprężeń ściskających do pomiaru odkształcalności murów – zbyt duże ciśnienie górnej poduszki może powodować zarysowanie muru zlokalizowanego bezpośrednio powyżej miejsca badań.

Specjalne zalecenia dotyczą sytuowania poduszek ciśnieniowych: w murach ze spoinami o grubości większej niż 20 mm, murów ze spoinami cienkimi oraz murów o mało regularnej strukturze wewnętrznej [4, 170]. Dobór miejsca lokalizacji poduszek ma w tych przypadkach, obok jakości przygotowania otworów pod poduszki, podstawowe znaczenie. Z uwagi na geometrię struktury muru zalecane jest wykonywanie nacięć przechodzących przez cegły, co utrudnia proces przygotowania stanowiska do badań oraz późniejszej rekonstrukcji materiału (wypełnianie otworów po badaniach).

Wpływ na wyniki badań murów ceglanych metodą *flat-jack* ma niewątpliwie współpraca warstw muru w sąsiedztwie badanego rejonu. Fragment badanego muru nie jest bowiem odcięty w kierunkach pionowych i współpracuje z pozostałą kon-

strukcją. Dotychczasowe wyniki badań nie dają podstaw do formułowania jednoznacznych rozstrzygnięć w tym zakresie.

Pomimo wielu ograniczeń, o których była mowa powyżej oraz występujących niejednokrotnie trudności w interpretacji wyników, metoda *flat-jack* jest szeroko stosowana i w literaturze przedmiotu znaleźć można wiele przykładów określenia poziomu naprężeń i odkształceń w istniejących konstrukcjach murowych [19, 136, 196]. Podejmowane są również próby oszacowania tą metodą wytrzymałości muru na ściskanie. W podejściu bezpośrednim ściska się fragment muru pomiędzy dwoma poduszkami ciśnieniowymi mierząc jednocześnie odkształcenia i rejestrując zarysowania muru. Osiągnięcie stanu zaznaczonego na rysunku 7.11 utożsamiane jest z osiągnięciem stanu wyczerpania nośności muru.



Rys. 7.11. Zależność naprężenie-odkształcenie w murze badanym metodą *flat-jack* do wysokich poziomów obciążenia

W badaniach murów w budynkach istniejących prowadzonych na Uniwersytecie Technicznym w Wiedniu [145, 196] określono tą metodą średnią wytrzymałość murów na ściskanie wynoszącą 4,4 MPa. Wytrzymałość charakterystyczna określona ze wzoru potęgowego podanego w normie austriackiej [140] na podstawie badań komponentów muru wyniosła 3,7 MPa, co przy założeniu współczynnika zmienności wynoszącego 15% daje wytrzymałość średnią 4,9 MPa. Różnice w oszacowaniach średnich wytrzymałości muru na ściskanie obiema metodami są więc niewielkie (11%).

Porównanie badań laboratoryjnych wytrzymałości na ściskanie muru na filarkach murowych i badań metodą *flat-jack* przeprowadzonych przez P. Maydla przedstawiono w pracy [196]. Wysokość badanych filarków była taka sama jak odległość pomiędzy poduszkami ciśnieniowymi w ścianie ceglanej. Wytrzymałość muru ustalona w badaniach laboratoryjnych na filarkach była ok. 20% większa niż w badaniach *in situ* metodą *flat-jack*. Podstawowa przyczyna różnic tkwi w trudnościach interpretacyjnych wyników badań wytrzymałościowych metodą *flat-jack*.

W założeniu obciążana przez poduszki jest jedynie część przekroju pomiędzy nimi. W praktyce w przenoszeniu obciążenia biorą również udział sąsiadujące fragmenty muru. Wpływ sąsiednich fragmentów muru widoczny jest już na etapie wykonywania nacięć, w których lokalizowane są poduszki. Po wykonaniu nacięć nie następuje pełne odciążenie muru pomiędzy nimi [206]. Naprężenia rejestrowane w badaniach *flat-jack* są więc sumą naprężeń wynikających z działania poduszek i współpracy sąsiednich fragmentów muru ceglanego. Dodatkowym problem jest ustalenie kryterium, które będzie definiować poziom naprężeń niszczących mur pomiędzy poduszkami ciśnieniowymi oraz współczynników K_m i K_a (patrz wzór (7.1)) przy wysokich poziomach obciążenia. Zdaniem autora, pomiar wytrzymałości muru metodą *flat-jack* wydaje się bardzo dyskusyjny, natomiast metoda ta może być stosowana jako tzw. obciążenie próbne muru. Należy również zauważyć, że poduszki ciśnieniowe są produkowane do zastosowań z limitem 7 MPa (rzadziej 10 MPa). Ogranicza to ich wykorzystanie do murów charakteryzujących się wyższymi wytrzymałościami.

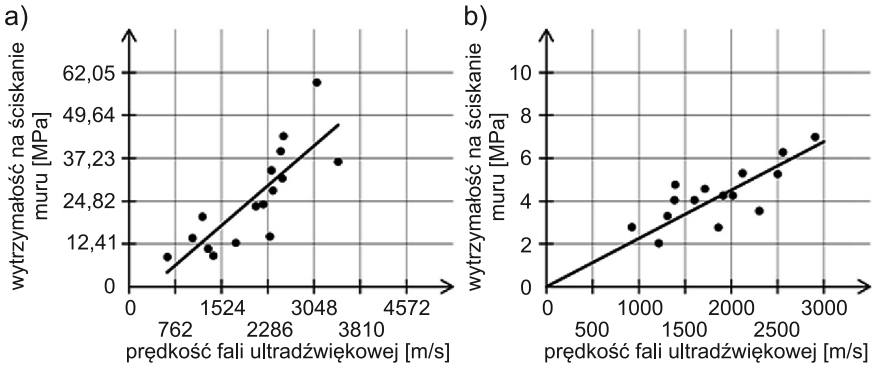
7.3. Wykorzystanie metody ultradźwiękowej w diagnostyce konstrukcji murowych

Próby wykorzystania metody ultradźwiękowej w diagnostyce konstrukcji murowych podejmowane są od co najmniej 40 lat. Badanie polega na rejestracji prędkości przepływu fali przez materiał. Stosowane są różne schematy badawcze i typy głowic (głowice walcowe, głowice ekspotencjalne). Badania prowadzone są najczęściej metodą bezpośrednią (głowice ustawione naprzeciwko siebie, po obu stronach testowanej próbki) lub pośrednią (głowice przykładane na tej samej powierzchni próbki w pewnej odległości od siebie).

Metodę ultradźwiękową wykorzystuje się do określenia grubości murów, jednorodności ich struktury, identyfikacji budowy warstwowej, obecności elementów stalowych, żelbetowych lub drewnianych w ścianach lub filarach. Za pomocą ultradźwięków badać można również nieciągłości w strukturze muru, takie jak wewnętrzne rysy i pęknięcia, a także pustki i kawerny niewypełnione zaprawą [111]. Poszukiwane są również relacje pomiędzy wytrzymałością na ściskanie muru a prędkością rozchodzenia się fali. Na rysunku 7.12a przedstawiono wyniki badań amerykańskich na murach ze współczesnych materiałów [11], natomiast na rysunku 7.12b wyniki testów przeprowadzonych przez L. Bindę [19] na murach historycznych.

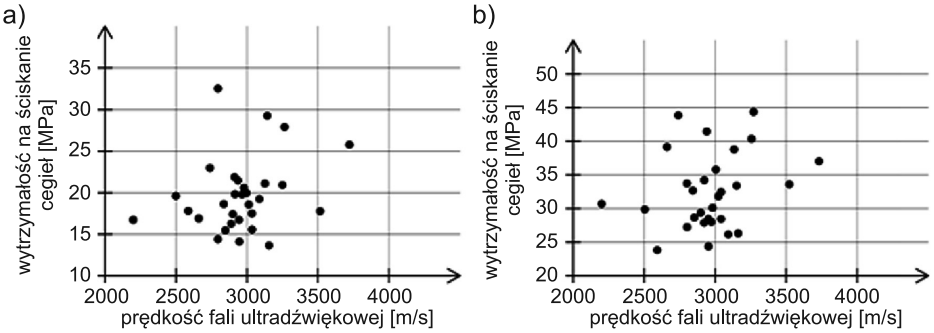
Generalnie dla murów charakteryzujących się większą wytrzymałością na ściskanie uzyskuje się w badaniach wyższe prędkości przepływu fali, chociaż należy zaznaczyć, że rozrzuty wyników są duże. Na rejestrowaną prędkość przepływu fali wpływa wiele czynników związanych zarówno z rodzajem zastosowanych materiałów murowych, strukturą spoin i jakością wykonawstwa (stopień wypełnienia spo-

in), jak również wilgotnością muru i stanem degradacji warstw powierzchniowych. W przypadku analizowanej konstrukcji murowej konieczne jest więc opracowanie indywidualnych zależności korelacyjnych. Pobranie odpowiednio dużych fragmentów muru jest jednak utrudnione, co w konsekwencji bardzo ogranicza zastosowanie metody ultradźwiękowej do bezpośrednich oszacowań wytrzymałości muru.



Rys. 7.12. Zależność pomiędzy prędkością fali a wytrzymałością na ściskanie muru: a) według [11], b) według [19]

Częściej podejmowane są próby szacowania wytrzymałości cegieł i zaprawy na podstawie pomiaru prędkości fal ultradźwiękowych. Wyniki badań A.W. Ulybina et al. [212] przedstawiono na rysunku 7.13. Wytrzymałość na ściskanie różnych rodzajów cegieł określano na rdzeniach wycinanych w kierunku, w jakim wcześniej prowadzono pomiary ultradźwiękowe.



Rys. 7.13. Badania zależności pomiędzy wytrzymałością na ściskanie cegieł i prędkością fali ultradźwiękowej – badania głowicami walcowymi [212]: a) w kierunku prostopadłym do płaszczyzn wspornych, b) w kierunku równoległym do płaszczyzn wspornych

Rozrzut wyników jest bardzo duży – tą samą prędkość rejestrowano dla cegieł, które różniły się wytrzymałością na ściskanie dwu a nawet trzykrotnie. Podobne wy-

niki podano w pracy J. Borozowskiego et al. [23]. Przyjmując wartości uśrednione można więc spodziewać się błędu na poziomie ok. 50%.

L. Runkiewicz [175, 176] zależności te badał dla cegieł XVIII-wiecznych (zbadano około 100 próbek pobranych z konstrukcji) i dla cegieł wysuszonych sformułował zależność:

$$f_B = 4,3V_B^2 + 1,2V_B + 4,2 \tag{7.2}$$

gdzie:

V_B – prędkość fal ultradźwiękowych w cegłach,

f_B – wytrzymałość na ściskanie określona zgodnie z normą PN-70/B--12016 [153].

W prezentowanych badaniach oceniono również wpływ wilgotności cegieł na prędkość fal. Dla badań prowadzonych przy średnich naprężeniach ściskających nie przekraczających 2 MPa uzyskano następujące zależności:

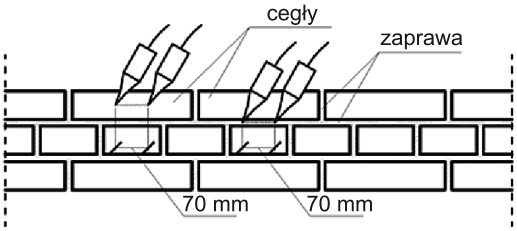
– dla cegieł o wilgotności 3–15%:

$$f_B = 0,34V_B^2 + 11,07V_B + 3,98 \tag{7.3}$$

– dla cegieł o wilgotności 15–20%:

$$f_B = -5,7V_B^2 + 14,9V_B - 2,63 \tag{7.4}$$

Wraz ze zwiększeniem wilgotności cegieł zwiększa się również prędkość podłużnej fali ultradźwiękowej. Wpływ na wyniki badań metodą ultradźwiękową ma także wielkość obciążenia ściskającego. Ze zwiększeniem obciążenia prędkość przepływu fali maleje, co związane jest ze zmianą struktury, gęstości, układu mikrorys oraz porowatości materiału.



Rys. 7.14. Schemat badania przy użyciu głowic ekspotencjalnych – według [197]

Badania ultradźwiękowe cegieł prowadzili również N. Stawiska i B. Stawiski [197]. Najlepsze efekty uzyskali stosując głowice ekspotencjalne. Głowice w rozstawie 70 mm przykładane były do powierzchni cegieł w murze jak pokazano na rysunku 7.14.

Następnie badano wytrzymałość cegieł na próbkach materiału pobranych z konstrukcji – forma próbek zgodna z normą PN-70/B 12016 [153]. Na podstawie wyni-

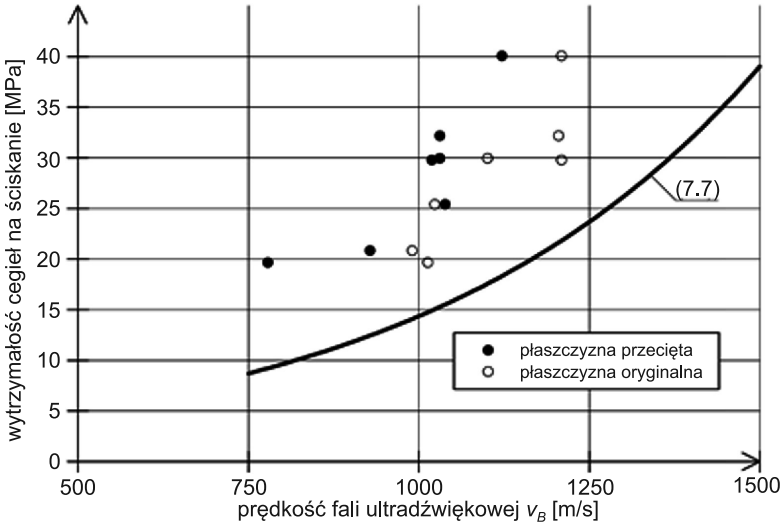
ków badań cegieł z obiektu wykonanego na początku XX wieku autorzy pracy [197] zaproponowali zależności w formie wykładniczej i potęgowej:

$$f_B = 1,495e^{0,002V_B} \tag{7.5}$$

$$f_B = 0,0016V_B^{1,2659} \tag{7.6}$$

Nie podano dla jakiej wilgotności cegieł prowadzono badania. Autorzy zależności te wykorzystali do oceny wytrzymałości cegieł w budynkach z przełomu XIX i XX wieku.

Wyniki badań, własnych autora tej pracy, przedstawiające zależność pomiędzy wytrzymałością cegieł z przełomu XIX i XX wieku a prędkością fali ultradźwiękowej zestawiono na rysunku 7.15. Wytrzymałość na ściskanie cegieł ustalana była zgodnie z normą PN-EN 772-1 [161].



Rys. 7.15. Zależność pomiędzy wytrzymałością cegieł a prędkością fali ultradźwiękowej – badania własnych autora na materiale z przełomu XIX i XX wieku porównane z zależnością (7.7)

Prędkość fali mierzono metodą zaproponowaną przez autorów pracy [197] z wykorzystaniem głowic ekspotencjalnych na materiale w stanie powietrzno-suchym. Uzyskano wyższe prędkości fali w cegłach o większej wytrzymałości. Wpływ na wyniki badań miał sposób przygotowania powierzchni. Pomiar na powierzchniach oryginalnych dawał wyższe wartości prędkości fali niż na powierzchniach ciętych. Bezpośrednie porównanie wyników badań z zależnością (7.5) nie jest możliwe ze względu na stosowanie różnych próbek przy określaniu wytrzymałości cegieł. Biorąc jednak pod uwagę wyniki prezentowane w rozdziale 5.1 można przy-

jąć, że wytrzymałości określone według norm PN-EN 772-1 [161] i PN-70/B 12001 [153] różnią się około 30% i wówczas zależność (7.5) sprowadza się do następującej postaci:

$$f_B = 1,944e^{0,002V_B} \tag{7.7}$$

Zależność (7.7) jest bezpiecznym oszacowaniem wyników badań własnych autora (rys. 7.15).

Głowice punktowe wykorzystywane są również do określenia wytrzymałości zaprawy [198]. Na podstawie badań laboratoryjnych zapraw cementowych i cementowo-wapiennych o różnych składach B. Stawiski [198] opracował zależność:

$$f_M = 0,659 \exp 1,44V_m \tag{7.8}$$

gdzie:

f_M – wytrzymałość zaprawy określona na walcach o średnicach i wysokościach równych 80 mm,

V_m – prędkość fali ultradźwiękowej w zaprawie.

W badaniach zapraw wapiennych w murach obiektu zabytkowego do opracowania zależności $f_M(V_m)$ wykorzystano próbki prostopadłościenne o wymiarach 30–40 mm. Próbki te były wycinane z większych fragmentów zaprawy wapiennej pozyskanych w trakcie prac rozbiórkowych. Uzyskane zależności:

$$f_M = 1,374V_m - 0,347 \tag{7.9}$$

$$f_M = 0,992V_m^{1,319} \tag{7.10}$$

różnią się wyraźnie od proponowanego wzoru dla zapraw współczesnych (wzór 7.8).

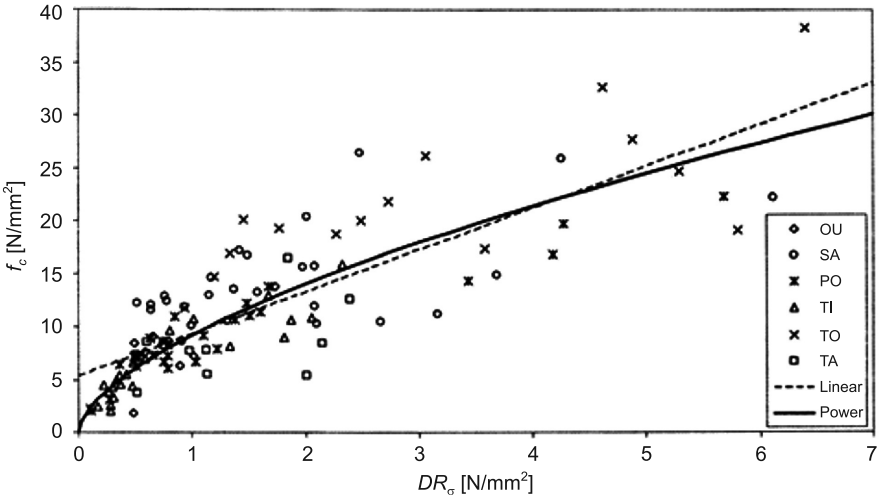
Należy również pamiętać, że badania zapraw w spoinach muru powinny być prowadzone po usunięciu, w miejscach zakwalifikowanych do badań, licowych warstw o grubości około 3cm. Warstwy licowe bowiem na skutek karbonatyzacji, uszkodzeń korozyjnych i wtórnych spoinowań mogą mieć odmienne własności od zaprawy w głębszych warstwach muru. W wielu przypadkach zastosowanie badań ultradźwiękowych będzie mogło być prowadzone dopiero po usunięciu zaprawy spoinującej.

7.4. Przykłady metod MDT w badaniach wytrzymałości cegieł i zapraw

Badania małoniszczące (MDT) są często stosowane w diagnostyce konstrukcji murowych, bowiem ich przeprowadzenie powoduje stosunkowo niewielkie uszkodzenia oryginalnych struktur ceglanych. Do badań MDT zaliczyć można badania

na odwiertach rdzeniowych niewielkich średnic oraz testy *flat-jack* szczegółowo opisane we wcześniejszych rozdziałach niniejszej pracy. Rozwijane są również metody polegające na wykorzystaniu zależności pomiędzy wytrzymałością a oporem jaki stawia materiał przy nawiercaniu, wykonywaniu bruzdy lub odrywaniu.

F. Fernandes et al. w pracy [54] przedstawili badania, w których mierzyli opór przy nawiercaniu (DR_σ) cegieł historycznych pobranych z obiektów pochodzących z okresu od XII do XIX wieku. Jednocześnie prowadzili badania wytrzymałości na ściskanie cegieł na próbkach prostopadłościennych o bokach 30–40 mm. Zależność pomiędzy tymi wielkościami przedstawiono na rysunku 7.16.

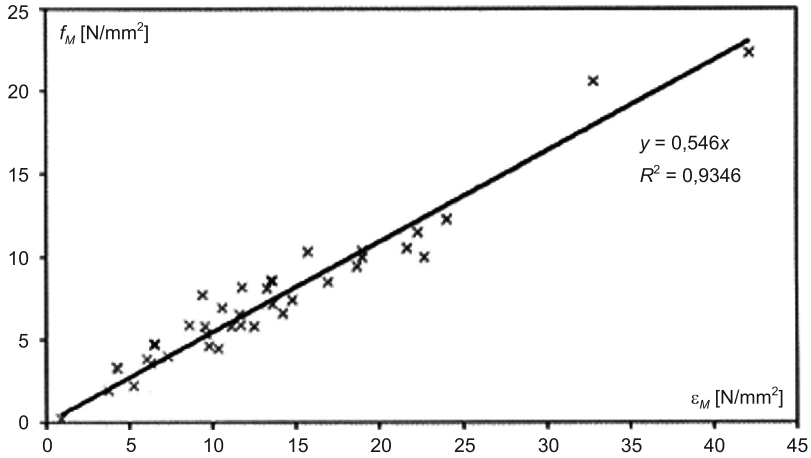


Rys. 7.16. Zależność $DR_\sigma(f_B)$ dla cegieł historycznych – według [54]

Rozrzut wyników badań jest duży. Błąd w oszacowaniu wytrzymałości na podstawie zaproponowanych w [54] funkcji może wynieść kilkadziesiąt procent. Metoda ta bardziej nadaje się do cegieł produkowanych współcześnie o bardziej homogenicznej strukturze.

Podejmowane są również próby oszacowania wytrzymałości cegieł metodą *pull--off* stosowaną w konstrukcjach betonowych. Wyniki takich badań zaprezentowali P. Tkacz i R. Orłowicz [209]. Badane były cegły z przełomu XIX i XX wieku oraz porównawczo cegły współczesne klinkierowe. Wytrzymałość na odrywanie cegieł wynosiła dla cegieł pobranych z istniejących budynków od 0,02 do 0,08 wytrzymałości na ściskanie, natomiast dla cegieł klinkierowych relacja ta wynosiła 0,06.

Ciekawe wyniki badań zapraw przedstawili L. Van Parys et al. [213], którzy poszukiwali zależności pomiędzy wartością oporu potrzebnego do wycięcia bruzdy o określonej szerokości i głębokości w próbkach zaprawy a wytrzymałością zapraw na ściskanie. Uzyskali liniową zależność pomiędzy wytrzymałością określoną na



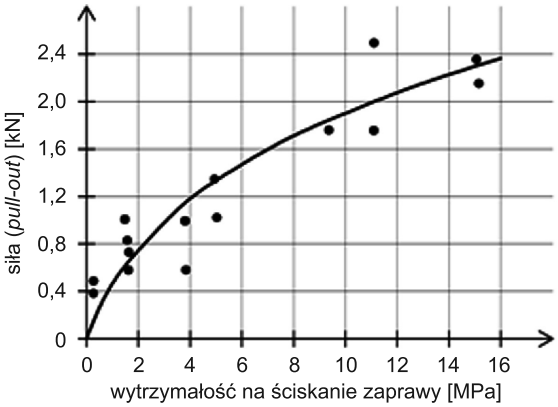
Rys. 7.17. Badania zapraw metodą scratching test – według [213]

próbkach prostopadłościennych 40 × 40 × 75 mm a oporem przy wykonywaniu bruzdy w materiale zaprawy (ε_M) – rys. 7.17.

L. Van Parys et al. badali również zaprawy na próbkach rdzeniowych pobranych z konstrukcji katedry budowanej w XII i XIII wieku. Warstwy zaprawy w murach miały lokalnie grubość 50 mm, co pozwoliło wyciąć rdzenie o średnicy 40 mm. Podobnie, jak dla próbek zaprawy wykonanych w laboratorium, uzyskano prawie liniową zależność pomiędzy wytrzymałością zaprawy a oporem rejestrowanym przy wykonywaniu nacięcia w próbce. Wytrzymałość badanych zapraw historycznych wynosiła od 4,6 MPa do 13,4 MPa. Opisana metoda nadaje się do zapraw charakteryzujących się jednorodną strukturą i wyższymi wytrzymałościami. Aplikacja tej metody dla słabych zapraw zawierających wtrącenia większych wymiarów i charakteryzujących się niską kohezją jest dyskusyjna. Należy zaznaczyć, że przeprowadzenie takich badań jest możliwe przy pobraniu próbek zaprawy większych wymiarów, a więc w bardzo ograniczonym zakresie przypadków istniejących konstrukcji, w których spoiny mają zazwyczaj od 15 do 25 milimetrów grubości.

Metodę do badania zapraw o wytrzymałościach od 2 MPa do 10 MPa zaproponowano w pracy [214]. W trakcie badań dokonuje się pomiaru siły, jaka jest potrzebna do wyciągnięcia wkładki metalowej typu Helix o średnicy 6 mm zakotwionej w spoinie muru na określoną głębokość. Wyniki badań odniesiono do wytrzymałości zaprawy określonej na próbkach sześciennych o boku 70 mm – rys. 7.18.

Zależność pomiędzy siłą potrzebną do wyciągnięcia wkładki stalowej typu Helix a wytrzymałością zaprawy ma charakter nieliniowy. Badania tą metodą mają najmniejszą dokładność w przypadkach zapraw o niskich wytrzymałościach. Metoda ta nie powinna być stosowana również w murach, w których grubość spoin jest mniejsza niż 8 mm. Szczegółową metodykę prowadzenia badań wytrzymałości zapraw



Rys. 7.18. Zależność pomiędzy siłą potrzebną do wyciągnięcia wkładki stalowej typu Helix ze spoiny a wytrzymałością zaprawy [214]

przy pomocy wkładek stalowych typu Helix kotwionych w spoinach znaleźć można również w zaleceniach RILEM [169]. Brak jest dotychczas danych umożliwiających odniesienie przedstawionych wyników badań do spoin w istniejących konstrukcjach, które charakteryzować się mogą większą grubością i niejednorodnością.

7.5. Zakres zastosowań metod NDT i MDT w badaniach wytrzymałości i odkształcalności murów

Oprócz metod badawczych opisanych w rozdziałach od 7.1 do 7.4, istnieje również grupa badań, na podstawie których nie można w sposób bezpośredni wnioskować o wytrzymałości czy odkształcalności muru i jego komponentów, tym niemniej dostarczają one szeregu informacji o czynnikach mających wpływ na nośność konstrukcji murowej. Do badań tego typu zaliczyć można badania za pomocą radaru, termografię, pomiary typu impact-echo, mikroodwierty z wykorzystaniem endoskopu lub videoskopu, pomiary związane z rejestracją przepływu prądu elektrycznego przez materiał, pomiary laserem [5, 11, 20–22, 99, 110, 111, 141]. Metody te pozwalają na ustalenie: poziomu i rozkładu wilgoci i ewentualnie zasolenia ocenianej konstrukcji ceglanej, pustych przestrzeni w murze (kawerny, niedomurowania, otwory kominowe), zmian materiałowych w strukturze muru (identyfikacja grubości poszczególnych warstw w murach warstwowych, zamurowania otworów, wcześniejsze przemurowania konstrukcji) oraz uszkodzeń (pęknięć, zarysowań i obluzowań materiału. Obszerne badania nieniszczące (NDT) i małoniszczące (MDT) konstrukcji murowych przeprowadzono w ramach realizacji programu *On-site investigation techniques for the structural evaluation of historic masonry*. Wyniki tych badań zostały zaprezentowane między innymi w pracy [111].

Tablica 7.2

Zalecenia dotyczące stosowania metod nieniszczących (NDT) i małoniszczących (MDT) w diagnostyce konstrukcji murowych

Typ metody	Rodzaj metody	Wielkość mierzona									
		Identyfikacja materiałów konstrukcyjnych	Badaniia parametrów mechanicznych	Badania własności fizykochemicznych	Badania geometrii konstrukcji	Badania powierzchni i zarysu	Ocena uszkodzeń	Poprawność modelu	Ogólna ocean stanu technicznego obiektu	Monitoring stanu technicznego	Ocena efektów napraw i wzmocnień
Nieniszczące	Ultradźwiękowa	3	3	3	–	2	2	–	2	3	2
	Georadar	3	3	2	–	2	2	–	2	3	2
	Termografia	2	3	3	–	3	2	–	2	3	3
	Pomiary przewodności	3	3	2	–	3	3	–	2	3	3
Małoniszczące	Odwierty i analiza badań rdzeni małych średnic	1	1	1	–	2	3	–	3	3	1
	Boroskopia	1	3	3	–	1	2	–	3	3	1
	Flat-jack	–	2	–	–	–	–	2	3	3	3
	Badania sklerometryczne	3	2	–	–	–	3	–	3	–	–
	Badania penetracyjne	2	2	3	–	–	3	–	3	3	3
	Pull-out	2	2	3	–	–	–	–	3		3
Monitorujące	Uderzenia młotkiem	3	3	3	–	3	2	–	2	2	3
	Emisja akustyczna	–	–	–	–	–	3	2	2	2	2
	Monitoring rys	–	–	–	–	–	3	3	3	2	3
	Pomiary laserem	–	–	–	1	–	2	3	2	2	–
	Monitoring wilgoci	–	3	2	–	3	2	–	3	3	2
	Monitoring rozwoju deformacji i uszkodzeń	–	–	–	3	–	2	2	3	2	2
	Pomiary dynamiczne	–	–	–	–	–	3	2	2	2	2

1: Zalecane
2: Zalecane jako uzupełniające z innymi metodami
3: Zalecane jedynie w szczególnych przypadkach
–: Niezalecane

Zalety badań metodami nieniszczącymi i małoniszczącymi to przede wszystkim:
- ograniczenie uszkodzeń konstrukcji, które może być limitowane zarówno wartością historyczną obiektu jak również względami statycznymi,
- możliwość zbadania w krótkim czasie znacznych powierzchni murów,
- możliwość badań również w trudnodostępnych miejscach,
- ograniczenie kosztów prowadzonych prac.

Zestawienie zaleceń UIC [211] w zakresie stosowania opisanych metod przedstawiono w tablicy 7.2. Tablica 7.2 nie zawiera wszystkich metod NDT i MDT stosowanych w diagnostyce konstrukcji murowych. Do metod nieujętych w powyższym zestawieniu zaliczyć można badania chemiczne materiałów murowych. Badania chemiczne zapraw i ceramiki mogą mieć podstawowe znaczenie przy ocenie przyczyn uszkodzeń konstrukcji oraz przy opracowywaniu projektu jej naprawy [55, 129].

Wytrzymałość zapraw można próbować oszacować na podstawie składu zaprawy określonego w badaniach laboratoryjnych. Procedura taka jest stosowana w przypadku słabych zapraw, kiedy z pobranego materiału nie da się wykonać próbki do badań wytrzymałościowych. Błąd w oszacowaniach tego typu może być jednak bardzo duży, o czym napisano w rozdz. 4.2. Dotyczy to przede wszystkim zapraw historycznych ze względu na: specyfikę stosowanych wówczas materiałów, sposób ich przygotowania oraz procesy zachodzące w murze poddanym różnym czynnikom środowiska zewnętrznego.

Tablica 7.3

Stosunek spoiwa wapiennego do kruszywa w zaprawach XIX-wiecznych i w zaprawach z przełomu XIX i XX wieku – badania własne autora

Lp.	Opis obiektu	Przedział wartości	Wartość średnia
1.	Budynek koszarowy z lat 70. XIX wieku –Kraków	1/3–1/4,3	1/3,6
2.	Budynek magazynowy z lat 80. XIX wieku – Kraków	1/1,7–1/2,7	1/2,3
3.	Budynek szpitala z przełomu XIX i XX wieku – Wrocław	1/2,7–1/5,3	1/3,4
4.	[1] Budynek przemysłowy z początku XX wieku – Białystok	(–)	1/5,6

[1] ściana dwuwarstwowa licowana – warstwa wewnętrzna na zaprawie wapiennej na bazie wapna hydraulicznego

W badaniach własnych autora historycznych zapraw wapiennych uzyskiwano zróżnicowane proporcje kruszywa do spoiwa nawet w obrębie tej samej konstrukcji – tabl. 7.3. Zwykle proporcje objętościowe spoiwa wapiennego do kruszywa mieściły się w przedziałach od 1:3 do 1:6. Zgodnie z normą PN-EN 1996-1-1 [160] wytrzymałość zapraw przy stosunku objętościowym wapna do piasku większym

niż 2 nie przekracza 0,5 MPa. Z badanych obiektów nr 1, 3 i 4 nie było można pobrać regularnych próbek zaprawy do badań bezpośrednich wytrzymałości na ściskanie, co potwierdza ich niską wytrzymałość.

Duża rożnorodność materiałów murowych i konstrukcji wymaga w wielu przypadkach opracowywania indywidualnych planów badawczych. Zdaniem autora podstawową zasadą powinno być stosowanie w badaniach kombinacji metod nieniszczących i małoniszczących, co pozwala na ograniczenie błędu w ocenie stanu technicznego i oszacowaniach nośności konstrukcji.

Jak wynika z tablicy 7.2 podstawowe znaczenie w ocenie parametrów mechanicznych cegieł i zaprawy (ich wytrzymałości i odkształcalności) mają badania na odwiertach rdzeniowych niewielkich średnic. Pozwalają one na opracowanie krzywych korelacji z wielkościami określonymi metodami nieniszczącymi oraz przeprowadzenie badań chemicznych materiałów murowych.

8. Uwagi dotyczące stosowania norm w analizie istniejących konstrukcji murowych

Rozbudowa, przebudowa oraz zmiana przeznaczenia budynku, zgodnie z obowiązującymi przepisami, powinny być poprzedzone oceną stanu technicznego konstrukcji obiektu. Jednym z elementów takiej oceny jest wykazanie, że konstrukcja po planowanych zmianach będzie bezpieczna. Projektanci i rzeczoznawcy najczęściej wykazują zapewnienie bezpieczeństwa konstrukcji w sposób obliczeniowy posługując się aktualnymi normami. Jest to zasada ogólnie przyjęta, chociaż w odniesieniu do oceny bezpieczeństwa istniejących konstrukcji wymaga szerszego komentarza. Norma ISO 2394 [79] stwierdza, że przepisy, które obowiązywały w okresie projektowania konstrukcji, przy ocenie istniejącej konstrukcji można wykorzystać tylko dla orientacji (wstępnego oszacowania bezpieczeństwa).

Ostatnie i obowiązujące wersje norm dla konstrukcji murowych [156, 160] zakładają obliczenia metodą częściowych współczynników bezpieczeństwa. Sprawdzenie stanów granicznych nośności polega na wykazaniu, że nośność obliczeniowa konstrukcji (R_d) jest większa od obliczeniowej wartości efektów oddziaływań (E_d), a więc, że zachodzi zależność:

$$R_d \geq E_d \tag{8.1}$$

Wartości obliczeniowe nośności i efektów oddziaływań ustala się modyfikując wartości charakterystyczne (R_k, E_k) przez częściowe współczynniki bezpieczeństwa. Częściowe współczynniki bezpieczeństwa uwzględniają losową zmienność oddziaływań, wytrzymałości materiałów i błąd modelowania tych zmiennych losowych. Zgodnie z PN-EN 1990 [159] częściowe współczynniki bezpieczeństwa po stronie oddziaływań (γ_F) i po stronie materiałów (γ_M) można zapisać w postaci iloczynów:

$$\gamma_F = \gamma_f \gamma_{Sd} \tag{8.2}$$

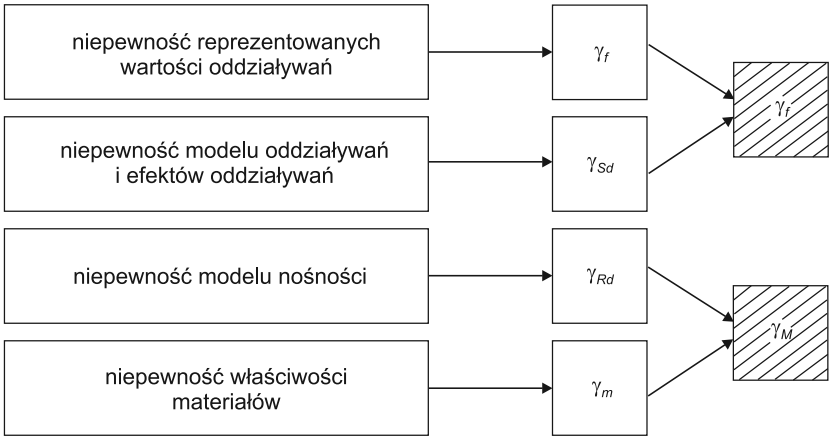
$$\gamma_M = \gamma_m \gamma_{Rd} \tag{8.3}$$

Opis poszczególnych wielkości występujących we wzorach (8.2) i (8.3) podano na rysunku 8.1.

W konsekwencji iloraz 5% kwantyli R_k i E_k ma być większy lub równy globalnemu współczynnikowi bezpieczeństwa (γ):

$$\frac{R_k}{E_k} \geq \gamma \tag{8.4}$$

$$\gamma = \gamma_m \gamma_{Rd} \gamma_f \gamma_{Sd} \tag{8.5}$$



Rys. 8.1. Określenie częściowych współczynników bezpieczeństwa

Współczynniki związane z błędem modelowania obciążeń (γ_{Sd}) i nośności (γ_{Rd}) są trudne do ustalenia. Szacunkowa wartość pierwszego z nich według normy [159] wynosi od 1,05 do 1.15, natomiast drugiego 1,10. Dla konstrukcji murowych nie przeprowadzono dotąd weryfikacji współczynnika γ_{Rd}. W przypadku konstrukcji istniejących, kiedy informacje o sposobie przekazywania obciążeń i własnościach materiałów są ograniczone, należy przyjmować wartości γ_{Sd} i γ_{Rd} odpowiednio większe. B. Lewicki [101] proponuje dla konstrukcji zabytkowych współczynnik ujmujący błąd modelowania o wartości mniejszej niż 2,0. Określenie błędu modelu zależy od zakresu badań przeprowadzonych na obiekcie. Weryfikację przyjętych rozwiązań można uzyskać mierząc na przykład naprężenia ściskające w murze metodą *flat-jack*.

Norma PN-EN 1996-1-1 [160] podaje wprost wartości współczynnika γ_M w przedziale od 1,7 do 2,5 nie ujmując osobno błędu modelu po stronie nośności i niepewności w oszacowaniu wytrzymałości. W projektowaniu nowych obiektów wytrzymałość charakterystyczną muru na ściskanie można przyjmować na podstawie badań murów zgodnie z PN-EN 1052-1 [158] lub określać ze wzorów normowych omówionych w rozdziale 6. Nie wprowadza się przy tym innych wartości współczynników γ_M dla korekty wytrzymałości charakterystycznej muru określonej podanymi dwoma sposobami. Częściowy współczynnik bezpieczeństwa γ_M uwzględnia, oprócz błędu modelu po stronie nośności, także różnice pomiędzy wytrzymałością określoną na próbkach w laboratorium w trakcie badań doraźnych a wytrzymałością muru w konstrukcji. Różnice te wynikają z różnej jakości wykonania muru i jakości materiałów murowych, wpływu obciążeń długotrwałych, stanu zawilgocenia.

Tablica 8.1

Wartości współczynnika γ_M dla projektowanych konstrukcji murowych według PN-EN 1996-1-1 [160] dla ścian o grubości nie mniejszej niż 200 mm

Rodzaj muru	γ_M	
	A	B
Mury wykonane z elementów murowych kategorii I, zaprawa projektowana	1,7	2,0
Mury wykonane z elementów murowych kategorii I, zaprawa przepisana	2,0	2,2
Mury wykonane z elementów murowych kategorii II, dowolna zaprawa	2,2	2,5

W procesie projektowania zakłada się kategorię (klasę) jakości robót murowych i kategorię produkcji elementów murowych – patrz tablica 8.1. Klasę A jakości wykonania robót przyjmuje się przy założeniu, że roboty są wykonywane przez wyszkolony zespół pod nadzorem mistrza murarskiego, stosowane są zaprawy produkowane fabrycznie, a jeżeli zaprawy wykonywane są na budowie, kontroluje się dozowanie ich składników, a także wytrzymałość zaprawy, a jakość robót kontroluje inspektor nadzoru inwestorskiego. Gdy warunki określające klasę robót A nie są spełnione, należy przyjmować do projektowania klasę robót B. Kategoria elementów murowych uzależniona jest od zastosowanej kontroli jakości w trakcie procesu produkcji. Przy zachowaniu wysokich standardów kontroli jakości elementów murowych można założyć kategorię I.

Norma EN 1996-1-1 [52] podaje znacznie szerszy zakres wartości współczynnika γ_M = 1,5 – 3,0. Wartość γ_M = 1,5 dotycząca murów wykonanych w najwyższej kategorii i z materiałów wysokiej jednorodności jest taka sama jak dla betonu według EN 1992-1-1. Należy podkreślić, że wartości obliczeniowe wytrzymałości na ściskanie murów określone zgodnie z PN-EN 1996-1-1 dotyczą murów spełniających zawarte w aktualnych normach wymagania w zakresie materiałów, zaleceń konstrukcyjnych i wykonawczych.

W istniejących konstrukcjach najczęściej nie ma dokumentacji technicznej umożliwiającej sprawdzenie wymagań dotyczących klasy wykonania robót i kategorii produkcji elementów murowych. Nie ma więc możliwości przyjęcia z tablicy 8.1 wartości współczynnika γ_M. Wartość tego współczynnika wyrażającego niepewność w ocenie wytrzymałości muru będzie więc w takim przypadku zależeć od zastosowanych metod badawczych, o czym będzie mowa szczegółowo w dalszej części rozdziału.

W analizie istniejących budynków ceglanych według obowiązujących norm podstawowe znaczenie ma również odpowiedź na pytanie, w jakim zakresie konstrukcja spełnia wymagania normowe, w oparciu o które przyjmuje się sprawdzanie bezpieczeństwa konstrukcji. Z reguły wymagania te nie są spełnione, co pociąga za sobą konieczność korekty podejścia stosowanego przy projektowaniu nowych obiektów.

Sprawdzenie nośności istniejącej konstrukcji powinno być poprzedzone wykonaniem inwentaryzacji obiektu i jego konstrukcji oraz badaniami cech fizykomechanicznych materiałów. Wytrzymałość na ściskanie muru można określić, o czym była mowa w rozdziałach 5–7, jedną z podanych metod:

– metoda A – badania dużych fragmentów murów w konstrukcji za pomocą siłowników hydraulicznych,
– metoda B – badania bezpośrednie wytrzymałości murów na elementach prostopadłościennych wyciętych z konstrukcji – filary, pryzmy murowe,
– metoda C – badania rdzeni murowych,
– metoda D – badania *in situ* metodą *flat-jack*, obciążając elementy w masywie ścian,
– metoda E – określenie wytrzymałości muru na podstawie badań wytrzymałości cegieł i zaprawy oraz geometrii struktury muru.

Badania metodami od A do D prowadzone są na elementach próbnych reprezentatywnych pod względem zarówno materiału jak i geometrii struktury muru. Wytrzymałość muru określona w badaniach bezpośrednich jest najbliższa rzeczywistości. Różnice mogą wynikać ze specyfiki metody badań oraz nieuwzględnienia obciążeń długotrwale działających.

Jeżeli badaniom wytrzymałościowym podlegają jedynie materiały murowe, to rośnie błąd w ocenie wytrzymałości muru na ściskanie. Większy błąd wynika z niepewności w oszacowaniu wytrzymałości cegieł i zaprawy oraz z zastosowania przybliżonych zależności wiążących te wielkości z wytrzymałością muru. Jako uzupełniające do badań niszczących powinny być prowadzone badania nieniszczące, celem określenia stopnia niejednorodności konstrukcji murowej.

Wartość współczynnika γ_M przyjmowanego w analizach istniejących konstrukcji murowych powinna uwzględniać zakres i metody podjętych badań, bowiem decyduje to o wielkości błędu w ocenie wytrzymałości muru. Propozycje autora przedstawiono w tablicy 8.2. Optymalnym rozwiązaniem jest łączne stosowanie metod badawczych pozwalające na minimalizację błędów w ocenie wytrzymałości muru istniejącego. Proponuje się na przykład stosowanie łączne metod C i E.

Tablica 8.2

Proponowane wartości współczynnika γ_M w obliczeniach istniejących konstrukcji murowych

Metoda badań wytrzymałości muru	γ_M
Metody A, B (badania na prostopadłościennych próbkach murów)	$\geq 1{,}8$
Metody C, D (badania na próbkach rdzeniowych muru, badania *flat-jack*)	$\geq 2{,}2$
Metoda E (ocena wytrzymałości muru na podstawie badań cegieł i zaprawy oraz pomiarów geometrii struktury wewnętrznej muru)	$\geq 2{,}5$ [1)] $\geq 3{,}0$ [2)]

[1)] wytrzymałość cegieł i zaprawy ustalana jest w badaniach bezpośrednich w laboratorium na próbkach pobranych z konstrukcji,
[2)] wytrzymałość cegieł i zaprawy ustalana na podstawie badań nieniszczących.

W normie ÖNORM B 1996-3 [140] podano wytyczne do sprawdzania nośności murów wzniesionych przed wejściem w życie postanowień EN 1996-1-1 [52]. Zgodnie z postanowieniami normy [140] każde 1000 m^2 powierzchni budynku murowego wymaga wykonania serii badań, przy czym liczba serii nie powinna być mniejsza od 2. Jako jedną serię badań należy rozumieć:

- minimum 3 próbki wycięte z muru zawierające przynajmniej 4 spoiny poziome – mniejsze fragmenty są dopuszczalne po zastosowaniu odpowiednich współczynników korekcyjnych,
- badania próbek cegieł i zaprawy pobranych w minimum 3 miejscach – przynajmniej 5 cegieł i 10 próbek zaprawy z jednego miejsca do badań wytrzymałościowych odpowiednio zgodnie normą ÖNORM EN 772-1 i metodą stempla (patrz rozdział 5),
- nieniszczące badania cegieł i zapraw w minimum 6 miejscach – w jednym miejscu minimum 10 prób.

Przy takim programie badań dopuszczalne jest w budynkach ceglanych przyjmowanie współczynnika $\gamma_M = 2{,}5$.

B. Lewicki proponuje [103] stosowanie współczynnika wyrażającego niepewność w oszacowaniu wytrzymałości muru $\gamma_m = 1{,}3 - 1{,}8$. Biorąc pod uwagę współczynnik uwzględniający błąd modelowania istniejącej konstrukcji murowej $\gamma_{Rd} = 1{,}2 - 1{,}4$ uzyskuje się ostatecznie, na podstawie zależności (8.3), $\gamma_M = 1{,}6 - 2{,}5$. Są to wartości γ_M nieco mniejsze od proponowanych w tablicy 8.2 i zdaniem autora niniejszej pracy, mogą być stosowane jedynie po szczegółowym rozpoznaniu konstrukcji budynku przez eksperta z dużym doświadczeniem zawodowym.

W zagadnieniach oceny stanu technicznego obiektu stosowane są również obliczenia bazujące na wartościach średnich oddziaływań i wytrzymałości oraz globalnym współczynniku bezpieczeństwa. W pracy [45] podano, że globalny współczynnik bezpieczeństwa przy projektowaniu konstrukcji murowych wynikający ze stosowania norm grupy PN-EN wynosi od 1,9 do 3,0. W starszych normach [151, 155] przedział wartości globalnego współczynnika bezpieczeństwa wahał się od 2,7 do 3,1.

Biorąc pod uwagę większy błąd modelu przy analizie istniejących konstrukcji ceglanych proponuje się szacowanie globalnego współczynnika bezpieczeństwa dla istniejących konstrukcji murowych przy ściskaniu ze wzoru:

$$\gamma = 3{,}0\gamma_1\gamma_2 \tag{8.6}$$

gdzie:

γ_1 – współczynnik korekcyjny uwzględniający metody i zakres stosowanych badań konstrukcji obiektu ($\gamma_1 \geq 1{,}0$),

γ_2 – współczynnik uwzględniający rodzaj obiektu i jego stan techniczny ($\gamma_2 \geq 1{,}0$).

Dolne ograniczenia wartości współczynników γ_1 i γ_2 mogą być przyjmowane w analizie obiektów istniejących wzniesionych stosunkowo niedawno i znajdujących się w dobrym stanie technicznym. W pozostałych przypadkach wartości współczynników γ_1 i γ_2 należy przyjmować większe. Im mniej dokładna metoda badań wytrzymałości muru, tym powinna być przyjmowana większa wartość współczynnika γ_1, analogicznie jak dla współczynnika γ_M. Proponowane wartości współczynnika γ_1 podano w tablicy 8.3.

Tablica 8.3

Proponowane wartości współczynnika γ_1 w obliczeniach istniejących konstrukcji murowych

Metoda badań wytrzymałości muru	γ_1
Metody A, B (badania na prostopadłościennych próbkach murów)	$\geq 1{,}0$
Metody C, D (badania na próbkach rdzeniowych muru badania flat-jacks	$\geq 1{,}1$
Metoda E (ocena wytrzymałości muru na podstawie badań cegieł i zaprawy oraz pomiarów geometrii struktury wewnętrznej muru)	$\geq 1{,}2$ [1)] $\geq 1{,}35$ [2)]

[1)] wytrzymałość cegieł i zaprawy ustalana jest w badaniach bezpośrednich w laboratorium na próbkach pobranych z konstrukcji

[2)] wytrzymałość cegieł i zaprawy ustalana na podstawie badań nieniszczących

Wartości współczynnika γ_2, zależne od rodzaju i stanu technicznego obiektu są trudne do precyzyjnego ustalenia. Dla obiektów historycznych użytkowanych od wielu dziesiątków lat przyjmować można, zdaniem autora $\gamma_2 = 1{,}0 – 1{,}2$.

P. Schubert proponuje [186] przyjmować dla konstrukcji murowych w obiektach istniejących globalny współczynnik bezpieczeństwa nie mniejszy niż 3,0. Dolne oszacowanie współczynnika γ podane przez P. Schuberta jest identyczne, jak wynikające ze wzoru (8.6) po przyjęciu $\gamma_1 = \gamma_2 = 1{,}0$.

Należy podkreślić, że zagadnienie określenia współczynników bezpieczeństwa dla konstrukcji istniejących wymaga dalszych szerokich badań i analiz.

9. Podsumowanie

Konstrukcje murowane z cegieł przez wiele stuleci były najbardziej powszechnym rodzajem ustrojów nośnych obiektów budowlanych. Jeszcze w pierwszej połowie XX-wieku budynki ceglane dominowały w krajobrazie miast. Wiele obiektów murowych dotrwało do naszych czasów dzięki swojej trwałości. Charakterystyczną cechą tego budownictwa jest duża różnorodność stosowanych materiałów (cegieł i zapraw) oraz metod wznoszenia murów. Z tych powodów trudno jest podać uniwersalne modele obliczeniowe i zależności pozwalające na ocenę wytrzymałości i odkształcalności murów.

Dotychczas opracowano wiele kryteriów zniszczenia murów ceglanych. Przeprowadzono również badania doświadczalne, które umożliwiły poznanie mechanizmu niszczenia murów przy ściskaniu oraz określenie czynników determinujących wytrzymałość i odkształcalność murów. Liczba tych czynników jest jednak bardzo znaczna (patrz rozdział 3), co ogranicza stosowanie proponowanych dotychczas formuł empirycznych.

Podejmowane są również próby analizy struktur ceglanych z wykorzystaniem metody elementów skończonych przy założeniu wieloparametrowych modeli materiałowych dla zaprawy i cegieł. Zastosowanie tych modeli w praktyce inżynierskiej jest jednak bardzo ograniczone z uwagi na konieczność ustalenia wielu parametrów materiałowych dla cegieł i zaprawy, co zwłaszcza w konstrukcjach istniejących jest technicznie zagadnieniem niezwykle trudnym. Należy stwierdzić, że aktualnie jednym z podstawowych problemów w analizie konstrukcji murowych nie jest brak narzędzi obliczeniowych, lecz wiarygodnych danych materiałowych, które powinny być zastosowane w przypadku konkretnej konstrukcji.

Podstawową metodą identyfikacji parametrów charakteryzujących wytrzymałość i odkształcalność murów przy ściskaniu są badania doświadczalne na oryginalnym materiale. Zakres tych badań uzależniony jest od rodzaju budynku i jego stanu technicznego oraz wymaganej dokładności oszacowań. Badania te można prowadzić metodami niszczącymi i nieniszczącymi. W odróżnieniu od konstrukcji betonowych, brak jest w Polsce zaleceń normowych podających metody i procedury badawcze w zakresie oceny parametrów materiałów murowych i murów w konstrukcjach istniejących.

W pracy przedstawiono stosowane w różnych krajach metody oceny wytrzymałości i odkształcalności cegieł, zapraw oraz murów ceglanych. Podano również wy-

niki badań własnych na oryginalnym materiale pochodzącym z różnych okresów historycznych. W próbkach murów pobranych z konstrukcji zachowana jest oryginalna struktura zarówno pod względem materiałowym jak i geometrycznym, a także historia oddziaływań. Badania na filarkach ceglanych i porównawczo na próbkach rdzeniowych muru wyciętych z budynków XIX-wiecznych przedstawiono w rozdziale 5. Wskazano na podstawowe czynniki, które powinny być brane pod uwagę w badaniach murów historycznych. Do czynników tych zaliczyć należy znacznie większą niejednorodność materiałową i geometryczną istniejących struktur murowych w porównaniu z konstrukcjami wznoszonymi współcześnie.

Specyficzne właściwości murów wznoszonych przez wiele dziesięcioleci czy setek lat temu powodują, że przy ich analizie powinny być stosowane odpowiednie współczynniki przeliczeniowe celem korekty wzorów ustalonych dla konstrukcji współczesnych – wartości tych współczynników podano rozdziałach 4 i 6.

Niewielka liczba badań murów w obiektach istniejących wymaga bardzo ostrożnego podejścia do szacowania ich wytrzymałości i odkształcalności na podstawie własności cegieł i zaprawy. Jak wynika z rozdziałów 3 i 4 niniejszej pracy wytrzymałość na ściskanie i odkształcalność murów zależna jest od znacznej liczby czynników, które niejednokrotnie trudno zidentyfikować w istniejącej konstrukcji.

Dodatkowo odmienne są współczynniki korelacji pomiędzy różnymi metodami badań dla materiałów współczesnych i historycznych. Wynika to z niejednorodnej struktury wewnętrznej i większej podatności na uszkodzenia cegieł i zapraw pozyskiwanych ze starych obiektów. Biorąc pod uwagę specyfikę konstrukcji ceglanych spełniających swoje funkcje od wielu dziesiątków lat oraz możliwe obecnie sposoby oceny wytrzymałości muru zaproponowano uzależnienie współczynników bezpieczeństwa ujmującego błąd w ocenie własności materiału od metod i zakresu badań. Propozycje w tym zakresie podano w rozdziale 8. Najmniejsze wartości tych współczynników mogą być przyjmowane przy łącznym stosowaniu metod niszczących (badania na filarkach lub rdzeniach wycinanych z konstrukcji) i nieniszczących.

Podstawowym i najbardziej wiarygodnym typem badań w celu właściwej identyfikacji parametrów wytrzymałościowych i odkształceniowych murów są badania niszczące. Wadą tych badań są niemałe koszty oraz uszkodzenia powstające w trakcie pozyskiwania materiału do badań. W wielu przypadkach minimalizację tych efektów można uzyskać w trakcie przebudowy obiektów wiążąc miejsca pobrania próbek z lokalizacją fragmentów konstrukcji podlegających wyburzeniu. Weryfikacja uzyskanych w badaniach parametrów wytrzymałościowych i odkształceniowych murów powinna być prowadzona w trakcie prac budowlanych, bowiem wiele informacji uzyskać można oceniając wykonane odsłonięcia konstrukcji ceglanej. Zastosowanie jedynie metod nieniszczących może powodować błąd w ocenie wytrzymałości muru sięgający nawet 40% (patrz rozdział 7).

Omówione w niniejszej pracy wyniki badań murów różnymi metodami pozwalają, zdaniem autora, na dobór właściwej metody oceny wytrzymałości i odkształcalności muru w zależności od rodzaju konstrukcji i zakładanego celu. Nie ma w tym względzie rozwiązań uniwersalnych, a przypadek każdego obiektu należy traktować indywidualnie.

Dalsze badania w przedmiocie niniejszej pracy, zdaniem autora, powinny koncentrować się na:

– ustaleniu wpływu wielkości i kształtu elementów próbnych muru na ocenę wartości wytrzymałości na ściskanie,
– odpowiedzi na pytanie, w jakim zakresie można stosować próbki rdzeniowe małych średnic dla oceny wytrzymałości na ściskanie muru,
– opracowaniu zależności ujmującej wpływ wilgotności muru na jego parametry mechaniczne,
– opracowaniu metod nieniszczących dających mniejszy błąd w oszacowaniach wytrzymałości materiałów murowych i murów w porównaniu z metodami używanymi dotychczas.

Zastosowane odpowiednio empiryczne metody identyfikacji parametrów mechanicznych murów dają udokumentowane wyniki i mogą być podstawą obliczeń inżynierskich w odróżnieniu od stosowanej dość powszechnie metody intuicyjnej. Intuicja doświadczonego projektanta czy rzeczoznawcy nie jest bez znaczenia, ale powinna być zweryfikowana wynikami badań.

Literatura

[1] Abdunur C., *Stress and deformability in concrete and masonry*, International Association for Bridge and Structural Engineering, Symposium on Strengthening of Building Structures – Diagnostic and Therapy, Venice 1983.

[2] Affelt W.J., *Wapno duszą jest prawie trwałego budownictwa*, Materiały IV Konferencji Naukowo-Technicznej Rew.-Inż., Kraków 1998, s. 303-314.

[3] Amin Z., *Kryteria doboru metod wzmacniania ściennych konstrukcji murowych*, praca doktorska, Politechnika Krakowska, Kraków1988.

[4] *Annex to the RILEM Recommendation MDT,D.4 and MDT. D.5 – Flat-jack tests*, Onsiteforrmasonry, 2004.

[5] Anzani A.; Binda L., *Repair of damaged multiple leaf masonry: Assessment by acoustic emission technique*, Proceedings of Conference Fracture Machanics of Concrete and Concrete Structures – High-Performance Concrete, Brick Masonry and Environmental Aspects – Carpinteri et al., Taylor @ Francis Group.

[6] Anzani A., Garavaglia E., Binda L., *Time dependent behavior of historic masonry: a probabilistic model*, Proceedings of 7th International Masonry Conference, Londyn 2006.

[7] ASTM C 109/C 109M. *Standard test method for compressive strength of hydraulic cement mortars (using 2-in. or 50-mm cube specimens)*.

[8] ASTM C 1314. *Standard test method for compressive strength of masonry prism*, 2003.

[9] ASTM C 1196-91. *In situ compressive stress within solid unit masonry estimated using flat-jack measurements*, 1991.

[10] ASTM C 1197-91. *In situ measurement of masonry deformability properties usin flat-jack method*, 1991.

[11] Atkinnson R.H., Noland J.L., Kingsley G.R., *Application of NDE to masonry structures*, Conservation of Historic Brick Structures, Donhead Publishing Ltd., 1998, pp. 85-93.

[12] Bartolome A., Quiun D., *Tests for evaluation of slenderness correction factor for masonry prisms*, Proceedings of 10th North American Masonry Conference, St.Louis Missouri, USA, 2007.

[13] Berger F., *Zur Nachträglichen Bestimmung der Tragfähigkeit von zentrisch gedrücktem Ziegelmauerwerk*, Erhalten historisch bedeutsammer Bauwerke, SFB 315, Universität Karlsruhe, Jahrbuch 1986, Berlin 1987.

[14] Biegholdt H.A., *Der Einsatz des Rückprallhammers zur zertsötrungfreien Ermittlung der Mauerwerksdruckfestigkeit*, Leipzig Annual Civil Enginnerering Report, University of Leipzig, Laser 3/1998.
[15] Bierwirth H., Stöckl S., Kupfer H., *Dreiachsige Druckversuche an Mörtelproben aus Lagerfugen von Mauerwerk. 28*. DAfStb Forschungkolloquium, München 1993, S. 59-69.
[16] Bierwirth H., Stöckl S., Kupfer H., *Triaxial tests on mortar specimens taken from bed joints*, Proceedings of 6th North American Masonry Conference, Philadelphia, 1993, pp. 995-1007.
[17] Bilello C., Brencich A., Di Paola M., Sterpi E., *Compressive strength of solid clay brickwork: Calibration of experimetal tests*, Proceedings of 7th International Masonty Conference, London 2006.
[18] Bilko P., *Analiza numeryczna mechanizmów niszczenia w ścianach murowych*, rozprawa doktorska, Politechnika Warszawska, 2013.
[19] Binda L., *Learning from failure – Long-term behaviour of heavy masonry structures*, WIT Press, Southampton, Boston 2008.
[20] Binda L., Bosiljkov V., Saisi A., Zanzi L., *Guidelines for the diagnostic investigation of historic buildings*, Proceedings of 7th International Masonry Conference, London 2006.
[21] Binda L., Saisi A., Tiraboschi C., *Application of sonic tests of the diagnosis of the damaged and repaired structures*, NDT&E International 34, 2001.
[22] Binda L., Saisi A., Tiraboshi C., *Investigation procedures for the diagnostic of historic masonries*, Construction and Building Materials, Vol. 14(4), 2000, pp. 199-233.
[23] Borozovsky J., Zach J., *Non-destructive testing of solid brick compression strength in structures*, IV Conferencia Panamericana de END Buenos Aires – Octuber 2007, http://www.ndt.net/article/panndt2007/papers/1.pdf.
[24] Borusiewicz W., *Budownictwo murowane w Polsce. Zarys sztuki strukturalnego kształtowania do końca XIX wieku*, PWN, Kraków 1985.
[25] Bouška, P., Klečka, T., Pume D., *Experimental investigation of load bearing capacity of wet masonry*, Materiały XLIX Konferencji Naukowej Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN i Komitetu Nauki PZITB, Krynica 2003.
[26] Brencich A., Sterpi E., *Compressive strength of solid clay brick masory: calibration of experimental tests and theoretical issues*, Structural Analysis of Historical Constructions, New Delhi 2006.
[27] Brencich A., Corradi Ch., Sterpi E., *Experimental approaches to the compressive response of solid clay brick masonry*, Proceedings 13th International Brick and Block Masonry Conference, Amsterdam 2004.
[28] Bröcker O., *Steinfestigkeit und Wandfestigkeit*, Betonstein-Zeitung 27, Heft 3, 1961.

[29] Brooks J.J., *Composite modelling of masonry deformation*, Materials and Structures 23/1990.
[30] Brooks J.J., Abdullah C.S., Forth J.P., Bingel P.R., *The effect of age on the deformation of masonry*, Masonry International, 2/1997.
[31] BS 5628: PART1. *Structural use of unreinforced masonry*, 1978.
[32] Burkert T., *Herkömmliche Bestimmung der Materialkennwerte*, Instandsetzung und Ertüchtigung von Mauerwerk, Teil 2, Mauerwerk-Kalender 2007, s. 27-51.
[33] Ciesielski R., *Nowe możliwości analizy i diagnostyki budowli zabytkowych*, Inżynieria i Budownictwo 9/1998, s. 470-476.
[34] Ciesielski R., *O dynamicznych modułach murów z cegły*, Materiały XLV Konferencji Naukowej KILiW PAN, Tom 4, Krynica 1999, s. 117-124.
[35] Corradi M., Borri A., Vignoli A., *Strengthening techniques tested on masonry structures struck by the Umbria Marche earthquake of 1997–1998*, Construction and Building Materials, 16/2002, pp. 229-239.
[36] Correa M., Silva R., *The new brazilian clay masonry code – 1st part: design*, Proceedings 8th International Masonry Conference, Dresden 2010, pp. 955-964.
[37] Da Silva R.M., Silva Correa M.R., *The new brazilian clay masonry code – 2nd part: execution and site control*, Proceedings 8th International Masonry Conference, Dresden 2010, pp. 965-975.
[38] DIN 1051. *Mauerziegel; Vollziegel und Hochlochziegel*, 1982.
[39] DIN 1053 Teil 2. *Mauerwerk – Mauerwerk nach Eignungsprüfung – Berechnung und Ausführung*, 1984.
[40] DIN 1053, Teil 1. *Mauerwerk – Rezeptmauerwerk – Berechnung und Ausführung*, 1990.
[41] DIN 18555-9. *Prüfung von Mörteln mit mineralischen Bindemitteln – Teil 3*; *Festmörtel: Bestimmung der Biegezugfestigkeit*, Druckfestigkeit und Rohdichte, 1999.
[42] DIN 18555-9. *Prüfung von Mörteln mit mineralischen Bindemitteln – Teil 9*; *Festmörtel: Bestimmung der Fugendruckfestigkeit*, 1999.
[43] Domede N., Pons G., Sellier A., Fritih Y., *Mechanical behavior of ancient masonry*, Materials and Structures (2009) 42, pp. 123-133.
[44] Drdácký M., Masin D., Mekonone M.D., Sližková Z, *Compression tests on non-standard historic mortar specimens*, Proceedings of HMC08 – Historic Mortars Conference, Characterization, Diagnostic, Repair and Compatibility, 2008.
[45] Drobiec Ł., Jasiński R., Piekarczyk A., *Konstrukcje murowe według Eurokodu 6 i norm związanych*, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 2013.
[46] Drobiec Ł., *Analiza murów z cegły ze zbrojeniem w spoinach wspornych poddanych obciążeniom pionowym*, rozprawa doktorska, Politechnika Śląska, Gliwice 2004.

[47] Drobiec Ł., Piekarczyk J., Kubica J., *Wpływ kształtu elementu badawczego oraz kierunku obciążenia na wartość współczynnika Poissona murów z cegły*, Materiały XLVI Konferencji Naukowej KILiW PAN i Komitetu Nauki PZITB, Wrocław–Krynica 2000, s. 219-226.
[48] Egermann R., *Zur Nachträglichen Bestimmung der mechanischen Eigenschaften von Mauerziegeln*, SFB 315, Universitat Karlsruhe, Jahrbuch 1990, Berlin: Ernst & Sohn, S. 159-182.
[49] Egermann R., Mayer K., *Die Entwicklung der Ziegelherstellung und ihr Einfluss auf die mechanischen Eigenschaften von Mauerziegeln*, Erhalten historish bedeutsamer Bauwerke – Baugefüg, Konstruktionen, Werkstoffe, Sonderforschungsbereich 315, Universität Karlsruhe 1988, S. 107-130.
[50] EN 1015-11:1999. *Methods of test for mortar for masonry – Determination of flexural and compressive strength*.
[51] EN 1052-1:1998. *Methods of test for masonry – Part 1: Determination of compressive strength.*
[52] EN 1996-1-1:2005. *Design of masonry structures – Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures.*
[53] EN 772-1:2000. *Methods of tests for masonry units – determination of compressive strength*.
[54] Fermandes F., Lourenco P.B., *Evaluation of the compressive Strength of ancient clay bricks using microdrilling*, Journal of Materials in Civil Engineering, 09/2007, pp. 791-799.
[55] Fernandes F.M., Lourenco P.B., Castro F., *Ancient clay bricks – manufakture and properties*, Materials, Technologies and Practica in Historic Heritage Structures, Springer 2010.
[56] Forth J.P., Brooks J.J., *Creep of clay masonry exhibiting cryptoflorescence*, Materials and Structures, Vol. 41, 2008, pp. 909-920.
[57] Francis A.J., Horman C.B., Jerrems L.E., *The effect of joint thickness and other factors on the compressive strength of brickwork*, Proceedings of the 2nd International Brick Masonry Conference, Stoke-on Trent, 1971, pp. 31-37.
[58] Galer J., *Cegielnictwo polowe i rolnicze*, Warszawa 1947.
[59] Galer J., *Nowoczesne cegielnictwo*, Lwów–Warszawa–Kraków 1927.
[60] Galer J., *Piec kręgowy Hoffmana – Konstrukcja i racjonalny sposób wypalania w zakresie potrzeb cegielnictwa*, Wydawnictwo Biblioteki Miesięcznika „Materiały Budowlane”, Warszawa–Poznań 1947.
[61] Glitza H., *Zum Kriechen von Mauerwerk*, Bautechnik 12/1985, S. 416-418.
[62] Gołębiewski Z., *Badania wytrzymałościowe obciążonych mimośrodowo konstrukcji murowych z cegły*, Inżynieria i Budownictwo 10/1964, s. 354-358.
[63] Gołębiewski Z., *Studia analityczno-badawcze nad własnościami wytrzymałościowymi murów i słupów ceglanych i ceglano-betonowych przy użyciu róż-*

nych gatunków cegły i różnych rodzajów zapraw ze specjalnym uwzględnieniem konstrukcji o charakterze oszczędnościowym, Arkady, Warszawa 1958.

[64] Gorokovich Y., Doocy S., Voustianiouk A. and Small Ch., *Assessment of mortar and brick strength in earthquake-affected structures in Peru using Schmidt hammer*, Journal of Performance of Constructed Facilities, 11/2010, p. 634-640.

[65] Graff O., *Über die Tragfähikeit von Mauerwerk, inbesondere von stockwerkhohe Wände*, Forschritte und Forschungen im Bauwesen, Reihe D, Heft 8, Stuttgart 1952.

[66] Gregorczyk P., Lourenco P.B., *A review on flat-jack testing*, Engenharia Civil, Universidade do Minho, 9/2000, pp. 39-49.

[67] Gruszczyński M., Matysek P., *Ocena wytrzymałości murów ceglanych na podstawie badań odwiertów rdzeniowych*, Czasopismo Techniczne, Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, 3-B/2011, s. 57-69.

[68] Gumaste K.S., Nanjunda Rao K.S. and Venkatarama Reddy B.V., Jagadish K.S., *Strength and elasticity of brick masonry prisms and wallettes under compression*, Materials and Structures, Vol. 40, 2007, pp. 241-253.

[69] Haller P., *Die techischen Eigenschaften von Backstein-Mauerwerk für Hochhauser*, Schweizarische Bauzeitung, H.28, 1958.

[70] Haller P., *Einfluss der Qualität von Mauerziegeln auf Wandfestigkeit und Wirtschaftlichkeit*, H. 1, Ziegelindustrie 26/1973.

[71] Hanada K.T., *Effects of height and lateral restraints on clay unit prisms*, M.S.Thesis, University of Colorado, 1978.

[72] Hendry A.W., *Structural Masonry*, MacMillan Education Ltd., London 1990.

[73] Hendry A.W., Malek M.H., *Characteristic compressive strength of brickwork from collected tests results*, Masonry International 7/1986.

[74] Hierl J., Rasch Ch., *Die Dauerstandfestikeit von Mauerwerk*, Berichte aus der Bauforschung 1973.

[75] Hilsdorf H., *Untersuchungen über die Grundlagen der Mauerwerkfestigkeit*, Bericht nr 40, Materialprüfungsamt für das Bauwesen der Technischen Hochschule München 1965.

[76] Hilsdorf H., *Investigation into the failure mechanism of brick masonry loaded in axial compression*, Proceedings of International Conference on Masonry Structural Systems, Texas 1967.

[77] ICOMOS Charter. *Principles for the analysis, conservation and structural restoration of architectural heritage*, Retified by the ICOMOS 14th General Assembly, 2003.

[78] *International Recommendations for Masonry Structures*, CIB Report, Publication 58.

[79] ISO 2394:1998. *General principles on reliability for structures*.

[80] Janowski Z., *Remonty i wzmocnienia murów oraz sklepień w obiektach zabytkowych*, Materiały XIV Konferencji WPPK, Ustroń 1999.

[81] Janowski Z., *Nośność i trwałość konstrukcji murowych w obiektach zabytkowych*, Materiały IV Konferencji Naukowo-Technicznej Rew.-Inż., Kraków 1998.

[82] Janowski Z., *Zagadnienia konstrukcyjne przy modernizacji budynków murowanych*, Materiały XXVI Ogólnopolskich Warsztatów Pracy Projektanta Konstrukcji, Szczyrk 2011, s. 379-413.

[83] Janowski Z., Matysek P., *Analiza czynników wpływających na moduł sprężystości murów*, Materiały XLII Konferencji Naukowej KILiW PAN i KN PZITB, Kraków–Krynica 1996, s. 5-12.

[84] Janowski Z., Matysek P., *Wybrane zagadnienia z zakresu odkształcalności murów*, Polska Akademia Nauk – Oddział w Krakowie, Komisja Budownictwa – Wybrane Problemy Budownictwa, 2000, s. 37-53.

[85] Kańka S., Matysek P., Stryszewska T., *Ocena właściwości materiałów w trzonach kominów murowanych*, Materiały IX Konferencji Naukowo-Technicznej Budownictwo w Energetyce, Materiały Budowlane 5/2014, s. 32-33.

[86] Karczmarczyk S., Mierzwa J., *Ocena wytrzymałości muru na podstawie badań próbek rdzeniowych*, Materiały V Konferencji Naukowo-Technicznej Rew.-Inż., Kraków 1998, s. 97-105.

[87] Kaushik H.B., Rai D.C., Jain S.K., *Stress-strain characteristics of clay brick masonry under uniaxial compression*, Journal of Materials in Civil Engineering, ASCE/September 2007.

[88] Khoo C.L., Hendry A.W., *Biaxial compression-tension strength tests on clay pipes*, The British Ceramic Research Assiociation Note 180/1972.

[89] Khoo C.L., Hendry A.W., *Ein Bruchkriterium für zentrisch belastetes Ziegelmauerwerk*, Dokumentation der 3. Internationalen Mauerwerkkonferenz, Essen 1973.

[90] Khoo C.L., Hendry A.W., *Triaxial compression of brickwork mortar*, The British Ceramic Research Assiociation Note 172/1971.

[91] Kirtschig K., Meyer J., *Zur Theorie der Druckfestigkeit von Mauerwerk*, Bauingenieur 64/1989.

[92] Krefeld W., *The effects of shape of specimens on the apparent compressive strength of brick masonry*, Proceedings of American Society for Testing Materials, Vol. 38, Part I, 1938, pp. 363-370.

[93] Kreüger H., *Brickwork tests and formulas for calculation*, The Clay Worker, London, 07/08, 1917.

[94] Kubica J., *Mechanika muru obciążonego w swej płaszczyźnie*, Monografia, Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, 2012.

[95] Kubica J., *Niezbrojone ściany murowe poddane odkształceniom postaciowym wywołanym nierównomiernymi pionowymi przemieszczeniami podłoża*, Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice 2003.
[96] Kubica J., Drobiec Ł., Jasiński R., *Badania siecznego modułu sprężystości murów z cegły*, Materiały XLV Konferencji Naukowej KILiW PAN, tom 4, Krynica 1999, s. 131-140.
[97] Kubica J., *Mury z cegły w złożonym stanie obciążenia*, praca doktorska, Politechnika Śląska, 1995.
[98] Kubica J., *Numerical modelling of the vertical shearing masonry walls*, Proceedings of the 11th International Brick/Blok Masonry Conference, Shanghai 1997.
[99] Kwiecień A., Chełmecki J., Matysek P., *Non-destructive tests of brick columns using chenge in frequency and inertancy response*, Structural Analysis of Historical Constructions – Jerzy Jasieńko (ed.), Wrocław 2012, pp. 2437-2444.
[100] Lenczner O., *Simple theory of failure for brickwork*, 1968.
[101] Lewicki B., *Ocena bezpieczeństwa konstrukcji budynków zabytkowych w świetle przepisów i ustaleń normowych*, Materiały V Konferencji Naukowo-Technicznej Rew.-Inż., Kraków 2000, s. 145-151.
[102] Lewicki B., Kukulski W., Pawlikowski J., *Ściany i słupy z betonu i muru obciążone mimośrodowo*, KIL-PAN, PWN, Warszawa 1962.
[103] Lewicki B., *Ocena bezpieczeństwa istniejących konstrukcji murowych*, Materiały XIV Konferencji WPPK, Ustroń 1999, s. 117-131.
[104] Lewicki B. et al., *Podstawy projektowania konstrukcji murowych niezbrojonych i zbrojonych według Eurokodu 6*, tom 1, Opracowanie monograficzne, ITB, Warszawa 1998.
[105] Li X., Gu X.L., Gao Z.N.,Ouyang Y., Liu N.K., *Determination of mechanical propeties of historical brick masonry materials*, Structural Analysis of Historical Constructions – Jerzy Jasieńko (ed.), DWE, Wrocław 2012, Poland, pp. 675-683.
[106] Ligęza W., Matysek P., *Specyfika oceny wytrzymałości na ściskanie muru w obiekcie zabytkowym*, Wydawnictwo Uczelniane Uniwersytetu Techniczno-Przyrodniczego w Bydgoszczy, Budownictwo Ogólne, Bydgoszcz 2009, s. 93-103.
[107] Ligęza W., Matysek P., Płachecki M., *Analiza przyczyn katastrofy ściany nośnej przy adaptacji zabytkowego obiektu przemysłowego*, Materiały XXIV Konferencji Naukowo-Technicznej Awarie Budowlane, Szczecin–Międzyzdroje 2009, s. 547-554.
[108] Lourenco P.B., *Computational strategies for masonry structures*, PhD Thesis, Delft University of Technology, Delft University Press, The Netherlands, 1996.

[109] Lumantarna R., Dizhur D., Derakhshan H., Ingham J., *Strength and stiffnes of unreinforced masonry: comparison between laboratory and field studies*, Proceedings 8th International Masonry Conference, Dresden 2010, pp. 1171-1180.

[110] Maierhofer Ch., Wöstman J., *Non-destructive investigtion of complex historic masonry structures with impulse radar*, Proceedings of the International Symposium (NDT-CE 2003) Non-Destructive Testing in Civil Engineering, 2003.

[111] Maierhofer Ch., *Zerstörungfreie prüfung zur Beurteilung von Mauerwerk – Instandsetzung und Ertüchtigung von Mauerwerk*, Teil 3, Mauerwerk--Kalender 2007, S. 53-73.

[112] Majewski S., Wandzik G., *Modelling of masonry structures*, Proceedings of the 4th Interantional Mosonry Conference, London 1995.

[113] Małyszko L., *Modelowanie zniszczenia w konstrukcjach murowych z uwzględnieniem anizotropii*, rozprawa habilitacyjna, Wydawnictwo Uniwersytetu Warmińsko-Mazurskiego, Olsztyn 2005.

[114] Matysek P., Witkowski M., *A comparative study on the compressive strength of bricks from different historic periods*, International Journal of Architectural Heritage (w druku).

[115] Matysek P., *Analiza czynników wpływających na nośnośc murów z uwzględnieniem stateczności*, praca doktorska, Politechnika Krakowska, Kraków 1995.

[116] Matysek P., *Metody określania wytrzymałości na ściskanie murów ceglanych w obiektach zabytkowych*, Materiały V Konferencji Naukowo-Technicznej Rew.-Inż., Kraków 1998, s. 127-134.

[117] Matysek P., *Ocena wytrzymałości murów ceglanych w obiektach zabytkowych*, Czasopismo Techniczne, 09-12/2003, s. 12-17.

[118] Matysek P., *Smukłości graniczne ścian murowych*, Inżynieria i Budownictwo, 4-5/2000, s. 247-249.

[119] Matysek P., *The influence of slenderness on capacity of masonry walls*, Proceedings of 10th Canadian Masonry Symposium, Banff, Alberta 2005.

[120] Matysek P., *Uwagi o szacowaniu wytrzymałości na ściskanie murów zabytkowych na podstawie wytrzymałości cegieł i zaprawy*, Materiały Budowlane 9/2010, s. 44-51.

[121] Matysek P., *Wpływ długotrwałego działania obciążenia na nośność ścian murowych*, Materiały XLVI Konferencji Naukowej KILiW PAN, tom 4, Krynica 2000, s. 227-234.

[122] Matysek P., Łątka D., *Comments on the application of the sclerometric metod in the diagnostics of brick masonry*, Structural Analysis of Historical Constructions – Jerzy Jasieńko (ed.), DWE, Wrocław 2012, pp. 2471-2479.

[123] Matysek P., Witkowski M., *Badania porównawcze wytrzymałości cegieł*, Inżynieria i Budownictwo 2011, s. 618-621.
[124] Matysek P., Witkowski M., *Badania wytrzymałości i odkształcalności XIX-wiecznych murów ceglanych*, Materiały XXVI Konferencji Naukowo--Technicznej Awarie Budowlane, Szczecin–Międzyzdroje 2013, s. 183-190.
[125] Matysek P., Witkowski M., *Ocena wpływu wilgotności na wytrzymałość murów ceglanych*, Materiały Budowlane 5/2013, s. 10-11.
[126] Maurenbrecher A.H.P., *Effect of test procedures on compressive strength of masonry prisms*, Proceedings Second Canadian Masonry Symposium, Ottawa 1980.
[127] Mautner M., *Masonry properties – Destructive testing methods*, UIC Workshop on Masonry Bridges, Paris 2007.
[128] Mc Burney J.W., *The compressive and transverse strength of brick*, Bureau of Standards Journal of Research, Vol. 2/1929, pp. 821-835.
[129] Middendorf B., Hughes J.J., Callebaut K., Baronio G. and Papayianni I., *Investigative methods for the characterization of historic mortars – Part 1: Mineralogical characterization*, Materials and Structures, Vol. 38, 2005, pp. 761-769.
[130] Middendorf B. and Knöfel D., *Characterization of historic mortars from buildings in Germany and Netherlands*, Conservation of Historic Brick Structures, Donhead Publishing Ltd., 1998, pp. 177-188.
[131] Middendorf B. and Knöfel D., *Gypsum and lime mortars of historic German brick buildings*, Conservation of Historic Brick Structures, Donhead Publishing Ltd., 1998, pp. 177-188.
[132] Mohamad G., Lourenco P.B., Roman H.R., *Poisson behavior of bedding mortar under multiaxial stress state*, Proceedings of 7th International Masonry Conference, London 2006.
[133] Mohammed A., *Experimental comparison of brickwork behavior at prototype and model scales*, Cardiff School of Engineering Cardiff University, PhD Thesis, September 2006.
[134] Monk C.B., *A historical survey and analysis of the compressive strength of brick masonry*, Structural Clay Products Research Foundation, Geneva, Illinois, Research Report 12, 1967.
[135] MSJC. *Commentary on specification for masonry structures (ACI 530.1-02/ ASCE 6-02/TMS 602-02. 2002)*.
[136] Noland J.L., Atkinson R.H., Schuller M.P., *A review of the flat-jack method for nondestructive evaluation*, Proceedings Conference Nondestructive Evaluation of Civil Structures and Materials, University of Colorado 1990.
[137] Olek J., Śliwiński J., *Możliwości badania pełnych cegieł ceramicznych metodami nieniszczącymi*, Czasopismo Techniczne 1/1977, s. 12-14.

[138] Oliveira D.V., Lourenco P.B., Roca P., *Cyclic behavior of stone and brick masonry under uniaxial compressive loading*, Materials and Structures, Vol. 39, 2006, pp. 247-257.
[139] Oniszczyk L.I., *Kamiennyje konstrukcji*, Strojizdat 1939.
[140] ÖNORM B 1996-3:2009. *Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 3: Vereinfache Berechnungmethoden für unbewehrte Mauerwerksbauten*.
[141] Orban Z., Balogh T., *Assessment of masonry arch bridges using non-destructive testing methods*, Proceedings 7th Interantional Conference on Arch Bridges, Trogir-Split 2013, pp. 597-604.
[142] Orłowicz R., Tkacz P., Bilko P., *Metody badań wytrzymałości muru w budynkach istniejących*, Materiały XXVI Ogólnopolskich Warsztatów Pracy Projektanta Konstrukcji, Szczyrk 2011, s. 163-180.
[143] Osiecka E., *Wapno w budownictwie – tradycja i nowoczesność*, Stowarzyszenie Przemysłu Wapienniczego, Kraków 2006.
[144] Palladio A., *Cztery księgi o architekturze*, PWN, Warszawa 1955.
[145] Pech A., Zach F., *Mauerwerkdruckfestigkeit – Bestimmung bei Bestandobjekten*, Mauerwerk, 3/2009.
[146] Pegon P., Anthoine A., *Numerical strategies for solving continuum damage problems involving softening: aplication to the homogenization of masonry*, Civil-Comp Ltd., Edinburgh 1994.
[147] Pela L., Benedetti A., Marastoni D., *Interpretation of experimental tests on small specimens of historical mortars*, Structural Analysis of Historical Constructions – Jerzy Jasieńko (ed.), 2012 DWE, Wrocław, Poland, pp. 716-723.
[148] Płuska I., *Konserwacja cegły – nowe ujęcie tematu*, Wiadomości Konserwatorskie Województwa Krakowskiego 5/1996, s. 91-104.
[149] Płuska I., *Początki cegielnictwa na ziemiach polskich – rozwój historyczny w aspekcie technologicznym i estetycznym*, Ceramika Budowlana – wydanie specjalne 2009, s. 5-19.
[150] PN-54/B 03002. *Konstrukcje murowane z cegły. Obliczenia statyczne i projektowanie*, 1954.
[151] PN-67/B-03002. *Konstrukcje murowe z cegły. Obliczenia statyczne i projektowanie*, 1967.
[152] PN-68.B-10020. *Roboty murowe z cegły. Wymagania i badania przy odbiorze*, 1968.
[153] PN-70/B-12016. *Wyroby ceramiki budowlanej. Badania techniczne*, 1970.
[154] PN-75/B – 12001. *Cegła pełna wypalana z gliny – zwykła*, 1975.
[155] PN-B-03002:1999. *Konstrukcje murowe niezbrojone – Projektowanie i obliczanie*, 1999.
[156] PN-B-03002:2007. *Konstrukcje murowe – Projektowanie i obliczanie*, 2007.

[157] PN-EN 1015-11:2001. *Metody badań zapraw do murów – Część 11: Określenie wytrzymałości na ściskanie i zginanie stwardniałej zaprawy*, 2001.
[158] PN-EN 1052-1:2000. *Metody badań murów. Część 1: Określenie wytrzymałości na ściskanie*.
[159] PN-EN 1990:2004. *Eurokod – Podstawy projektowania konstrukcji*.
[160] PN-EN 1996-1-1. *Projektowanie konstrukcji murowych, Część 1-1: Reguły ogólne dla zbrojonych i niezbrojonych konstrukcji murowych*, 2010.
[161] PN-EN 772-1:2001. *Metody badań elementów murowych. Część 1: Określanie wytrzymałości na ściskanie*, 2001.
[162] Pohlplatz K., *Mauerwerksverfestigung mittels Kunstharzen*, Mauerwerk 13/2009.
[163] Poljakow S.W., *O procznosti i deformacjonnych swojstwach dlitielno obrzatoj kirpicznoj kładki*, Issljedowanie Procznosti, Plasticznosti i Polzucziesti Stroitielnych Materiałow, Moskwa 1955.
[164] Probst P., *Ein Beitrag zum Bruchmechanismus von zentrisch gedrücktem Mauerwerk*, Dissertation, Technische Universität München, 1981.
[165] Riechers H.J., *Mörtel – Teil 1: Mauermörtel*, Mauerwerk-Kalender 2002, S. 123-151.
[166] RILEM RECOMMENDATION MDT.D.4. *In situ stress tests based on the flat-jack*, 2004.
[167] RILEM RECOMMENDATION MDT.D.5. *In situ stress-strain behaviour tests based on the flat-jack*, 2004.
[168] RILEM RECOMMENDATION MS-D.7. *Determining of pointing hardness by pendulum hammer*, 1997.
[169] RILEM RECOMMENDATION MS-D.9. *Determination of mortar strength by the screw (helix) pull-out method – 1st draft*, 1997.
[170] RILEM TC 177-MDT. *RILEM Recommendation MDT. D. 4 – In situ stress--strain behaviour tests based on the flat-jack*, Materials and Structures, Vol. 37, 08-09/2004.
[171] Ronca P., Tirabosch C., Binda L., *In situ flat-jack test matching new mechanical interpretations*, Proceedings of the 11th International Brick/Block Masonry Conferece, Shanghai 1997, pp. 357-366.
[172] Ronca P., *Contribution of numerical modeling to the study of historical structures*, Wiadomości Konserwatorskie 26/2009.
[173] Rondelet J.B., *Traite theorique et practique de l'art de batir*, Paris 1802.
[174] Rossi P.P., *Analysis of mechanical characteristics of brick masonry tested by means of non-destructive in situ tests*, Proceedings 6th International Brick Masonry Conference, Rome 1982.
[175] Runkiewicz L., *Ocena jakości materiałów w obiektach zabytkowych*, Materiały V Konferencji Naukowo-Technicznej Rew.-Inż., Kraków 1998, s. 261-269.

[176] Runkiewicz L., Rodzik W., *Badania nieniszczące wytrzymałości murowanych obiektów zabytkowych*, Inżynieria i Budownictwo 2/90, s. 50-52.
[177] Rupp E., *Die Geschichte der Ziegelherstellung*, Heidelberg 1965.
[178] Sahlin S., *Structural masonry*, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey 1971.
[179] Sanchez I.B., *Strengthening of arched masonry structures with composites materials*, Departamento de Engenharia Civil Guimaraes, 2007.
[180] Sandoval C., Roca P., *Experimental and numerical study of the buckling failure of masonry walls*, Structural Analysis of Historical Constructions – Jerzy Jasieńko (ed.), DWE, Wrocław 2012, pp. 724-731.
[181] Schmiedmayer R., *Nondestructive in-situ determination of mortar load capacity using a modified Schmidt rebound hammer*, Proceedings of the 11th International Brick/Block Masonry Conferece, Shanghai 1997.
[182] Schnackers H., *Mauerwerk und seine Berechnung*, Dissertation TU Aachen 1973.
[183] Schrank R., *Materialeigenschaften historischen Ziegelmauerwerks im Hinblick auf Tragfähigkeitsberechnungen am Beispiel der Leipziger Bundwand*, Das Mauerwerk – Zeitschrift für Technik i Architektur, 10/2002, S. 201-206.
[184] Schubert P., *Eigenschaftswerte von Mauerwerk, Mauersteinen und Mauermörtel*, Mauerwerk-Kalender 2001, S. 5-22.
[185] Schubert P., Wilmes K., *Einfluss des Prüfalters auf die Mauerwerkdruckfestikeit und die Druckfestigkeit des Mortels im Mauerwerk*, Mauerwerk-Kalender 1987.
[186] Schubert P., *Beurteilung der Druckfestigkeit von ausgeführtem Mauerwerk aus künstlichen Steinen und natursteinen*, Mauerwerk-Kalender 1995, S. 687-701.
[187] Schubert P., *Zur Festigkeit des Mörtels im Mauerwerk: Prüfung, Beurteilung*, Mauerwerk-Kalender 1988.
[188] Schubert P., *Verformung und Risssicherheit von Mauerwerk*, Mauerwerk--Kalender 1976, S. 237-285.
[189] Schulenberg W., *Theoretische Untersuchungen zum Tragverhalten von zentrisch gedrückten Mauerwerk aus künstlischen Steinen unter besonderer Berücksichtigung der Qualität der Lagerfugen*, Diss. Darmstadt 1982.
[190] SIA-177. *Mauerwerk (Backstein, Kalkstein, Zementstein, Gasobetonstein), Verständigung, Planung, Berechnunug und Bemessung, Material, Ausfuhrung*, Ausgabe 1980.
[191] Silen H.O., *Influence of the time of hardening on the load-bearing capacity of masonry structures with lime-mortar joints*, The State Institute for Technical Research, Series III, Building 45, Helsinki 1961.

[192] Sixdorf H.G., *Beitrag zum Tragverhalten Vorhandener Mauerwerkkonstruktionen, Dissertation*, TH Leipzig 1986.
[193] Skłodowski M., *Quasi-non-destructive testing of historical structural materials using micro-cores*, Structural Analysisi of Historical Constructions, New Delhi 2006, pp. 859-865.
[194] Skłodowski M., *Minor destructive testing of XVIII century brick wall using compact diagnostic tests CoDiT*, Advanced Materials Research 10/210, pp. 223-228.
[195] SNiP II-22-81. *Kamiennyje i armokamiennyje konstrukcji*, Moskwa 1987.
[196] Stagel R., *Vergleichende Untersuchungen zur Bestimmung der Mauerwerksfestigkeit*, Institut für Hochbau und Industriebau der Technischen Universität Wien, 1995.
[197] Stawiska N., Stawiski B., *Rewaloryzacja murów w obiektach zabytkowych*, Wiadomości Konserwatorskie 18/2005, s. 18-22.
[198] Stawiski B., *Ultradźwiękowe badania betonów i zapraw głowicami punktowymi*, Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 2009.
[199] Steffens K., Burkert T., *Experimentelle Bestimmung der Tragfähigkeit von Mauerwerk – Belastungversuche an Mauerwerksbauten*, Instandsetzung und Ertüchtigung von Mauerwerk, Teil 3, Mauerwerk-Kalender 2009.
[200] Stöckl S., *Triaxial tests on masonry mortar taken from bed joints*, Evaluation and Strengthening of Existing Masonry Structures, Proceedings of the Joint International Workshop proposed by RIILEM TC 127-MS Tests for Masonry Materials and Structures and CIB W23 Wall Structures, Padua 1995.
[201] Stöckl S., Bierwirth H., Kupfer H., *The influence of test method on results of compression tests on mortar...*, TU München 1993.
[202] STRUCTURAL CLAY PRODUCTS RESEARCH FOUNDATION, *Compressive and transverse strehgth tests of eight-inch bicks walls*, Research Report No.10, Geneva, Ill. 1966.
[203] STRUCTURAL CLAY PRODUCTS RESEARCH FOUNDATION, *Compressive and transverse strength tests of four-inch brick walls*, Resesrch Report No. 8, Geneva Ill. 1965.
[204] Szojda L., 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.
[205] Szojda L., Majewski S., *Modelling of masonry structures by FEM*, Proceedings of the 4th International Conference AMCM, Kraków 2002, pp. 207-212.
[206] Szwaranowicz A., *Metoda badań wytrzymałościowych konstrukcji murowych in situ za pomocą poduszek ciśnieniowych*, ITB – kwartalnik, 4/2002, pp. 93-109.

[207] Teutonico J.M., McCaig I., Burns C., Ashurs J., *The Smeaton Project: Factors affecting the properties of lime-based mortars*, APT Bulletin, No. 3/4/1993, pp. 32-49.

[208] Thomas K., O'Leary D.C., *Tensile strength tests on two types of brick,* 2. International Brick Masonry Conference, Stock-on-Trent, England 1970.

[209] Tkacz P., Orłowicz R., *Niekonwencjonalne sposoby określania wytrzymałości cegieł i zaprawy w istniejących murach*, Materiały Budowlane 3/2013.

[210] Tomaszewski Z., *Badania cegły jako metoda pomocnicza przy datowaniu obiektów architektonicznych*, Zeszyty Naukowe Politechniki Warszawskiej, Budownictwo Nr 4, PWN, Warszawa 1955.

[211] UIC – International Union of Railways: UIC Code, *Recommendations for the inspection, assessment and maintenance of masonry arch bridges*, final draft 2008.

[212] Ulybin A.V., Zubkov S.V., *Control methods for strength of ceramic bricks in the inspection of buildings*, Saint-Petersburg. Magazine of Civil Engineering 03/2012, pp. 29-34.

[213] Van Parys L., Dagrain F., Descamps T., Coudyzer C., *Scratching test for compressive strength determination: method and preliminary results on historic mortars*, Proceedings of 7th International Masonry Conference, London 2006.

[214] Vekey R.C., *In situ test for masonry*, Proceedings of the 9th International Brick/Block Masonry Conferece, Berlin 1991.

[215] Vermeltfoort A.T., *Brick-mortar interaction in masonry under compression,* Proefschrift, Eindhoven University of Technology, Eindhoven 2005.

[216] Vermeltfoort A.T., *Effect of the width and boundary conditions on the mechanical properties of masonry prisms under compression*, Proceedings of 11th International Brick and Block Masonry Conference, Shanghai, 1997, pp. 181-190.

[217] Versrtynge E., Schueremans L., Van Gemert D., *Time-depended mechanical behaviour of lime-mortar masonry*, Materials and Structures, Vol. 44, 2011, pp. 29-32.

[218] Vonk R.A., *Softening of concrete loaded in compression*, Proefschrift, TU Eindhoven, 1992.

[219] Waldum A.M., *Mortars for restoration of old masonry structures. Guidelines for the preparation and curing of hydrated lime mortars*, Evaluation and Strengthening of Existing Masonry Structures, Proceedings of the Joint International Workshop proposed by RIILEM TC 127-MS Tests for Masonry Materials and Structures and CIB W23 Wall Structures, Padua 1995.

[220] Watstein D., *Relation of unrestrained compressive strength of brick to strength of masonry*, American Society for Testing Materials, Journal of Materials, Vol. 6, No. 2, 1971.
[221] Wenzel F., *Mauerwerksinstandsetzung bei historisch bedeutsamen Bauwereken*, Mauerwerk-Kalender, 1995, S. 613-622.
[222] Witruwiusz, *O architekturze ksiąg dziesięć*, Warszawa 1956.
[223] Wittig W., Ullman P., Heidel R., Tschötschel M., *Experimentelle und theoretische Untersuchungen zur Zuverlassigkeit von Mauerwerks-konstruktionen*, Bauplanunung-Bautechnik, Heft 8, 1988, S. 372-373.
[224] Witzany J., Cejka T., Zigler R., *The effect of moisture on significant mechanical characteristics of masonry*, Engineering Structures and Technologies 2010.
[225] Wolde-Tinsae A.M., Colville J., *Modulus of elasticity of clay brick masonry*, Proceedings 9th Interanational Brick/Block Masonry Conference, Berlin 1991, pp. 1136-1143.
[226] Żenczykowski W., *Podstawy wytrzymałościowe obliczeń statycznych konstrukcji murowanych z cegły*, Polska Akademia Nauk. Instytut Podstawowych Problemów Techniki, Rozprawy Inżynierskie XIV, 1954.

Streszczenie

Niniejsza praca dotyczy metod oceny właściwości wytrzymałościowych i odkształceniowych murów ceglanych w konstrukcjach istniejących. Aktualnie w diagnostyce konstrukcji murowych stosowane są badania nieniszczące (NDT), małoniszczące (MDT) i niszczące (DT), które umożliwiają ocenę różnych właściwości struktur ceglanych i ich komponentów. W Polsce niektóre procedury są mało znane i rzadko stosowane. Brak jest również zaleceń normowych w tym zakresie.

W pracy przedstawiono metody badawcze i procedury analizy ich wyników, które, zdaniem autora, są optymalne w procesie identyfikacji parametrów wytrzymałościowych i odkształceniowych murów przy ściskaniu. Zakresem opracowania objęto przede wszystkim problematykę wytrzymałości na ściskanie i odkształcalności murów w kierunku prostopadłym do spoin wspornych, tj. zagadnienia niezbędne z praktycznego punku widzenia w obliczeniach nośności ścian i filarów murowych w budynkach istniejących.

W rozdziale 1 przedstawiono tematykę i główne cele pracy. W rozdziale 2 omówiono materiały i zasady konstrukcyjne stosowane w konstrukcjach murowych na przestrzeni wieków. Rozdział 3 dotyczy zachowania murów poddanych ściskaniu. W rozdziale 4 przedstawiono metody badań stosowane do oceny wytrzymałości i odkształcalności cegieł i zapraw. W rozdziale 5 omówiono badania murów na próbkach wycinanych z konstrukcji, natomiast w rozdziale 6 dokonano analizy porównawczej wyników badań wytrzymałości murów. Rozdział 7 dotyczy metod nieniszczących i małoniszczących stosowanych przy szacowaniu wytrzymałości murów. W rozdziale 8 podano uwagi w zakresie możliwości analizy istniejących konstrukcji murowych z wykorzystaniem aktualnie obowiązujących norm, natomiast rozdział 9 zawiera podsumowanie.

W pracy zwrócono szczególną uwagę na specyfikę konstrukcji wznoszonych w przeszłości zarówno pod względem stosowanych materiałów, metod wznoszenia murów, jak również geometrii struktur ceglanych. Na podstawie studiów literatury przedmiotu i wyników badań własnych podane zostały w niniejszej pracy zależności umożliwiające uwzględnienie specyficznych właściwości murów historycznych. Podane zależności mogą być wykorzystywane w obliczeniach konstrukcji murowych i do oceny ich stanu technicznego.

Przedstawione w niniejszej pracy badania własne przeprowadzone zostały na oryginalnych materiałach pobranym z konstrukcji historycznych miasta Krakowa. Jako porównawcze wykonano również badania współcześnie stosowanych mate-

riałów murowych. Badania murów ceglanych prowadzono na filarkach ceglanych oraz odwiertach rdzeniowych (próbkach walcowych). Wykazano, że metoda oceny wytrzymałości na ściskanie murów na podstawie badań odwiertów rdzeniowych może być z powodzeniem stosowana także dla murów na słabych zaprawach wapiennych i wapienno-cementowych. W podsumowaniu wskazano kierunki dalszych badań w problematyce podjętej w niniejszej pracy.

Identification of compressive strength and deformability of brick masonry in existing buildings

Summary

This book is concerned with methods for assessing the strength and deformation of brick masonry in the existing structures. Currently, non-destructive tests (NDT), minor-destructive tests (MDT) and destructive tests (DT) that enable evaluation of various properties of brick structures and their components are used in the diagnosis of masonry structures. In Poland, some procedures are little known and rarely used. There is a lack of code recommendations in this regard as well.

In the book the methods and procedures for the analysis of their results are presented, which according to the author are optimal in the process of identifying the parameters of strength and deformation of masonry under compression. The scope of this study included primarily the issues of the compressive strength and deformability of the masonry in the direction perpendicular to the bed joint. The issues are necessary from a practical point of view in the calculation bearing capacity of the masonry walls and pillars in existing buildings.

In Chapter 1 the subject and main goals of the work are presented. Chapter 2 discusses the materials and construction principles used in the erection of masonry structures over the centuries. Chapter 3 deals with the behavior of walls subjected to compression. Chapter 4 presents the research methods used to assess the strength and deformability of bricks and mortar. Chapter 5 discusses tests of masonry on samples cut from structures, while in Chapter 6 a comparative analysis of the results of the strength research of masonry is presented. Chapter 7 deals with methods of non--destructive testing and minor-destructive testing used in estimating the masonry strength. Chapter 8 contains the comments on the use of the current codes in the analysis of existing masonry structures, while Chapter 9 gives final remarks.

In the book, particular attention was paid to the specificity of the historical structures in terms of the materials used, methods of construction and the geometry of the brick masonry. Based on the test results presented in the literature and our own research, formulas to determine the strength of historical masonry were given. These formulas can be used in the calculation of capacity of masonry structures and evaluation of their technical condition.

Our own tests presented in this book were carried out on original materials taken from the historical structures located in the center of Cracow. As a comparison, tests on contemporary masonry materials were also performed. The research was carried out on brick columns and cores cut from the structures. It has been shown that the method of evaluation of the compressive strength of masonry using tests on core

samples can also be successfully applied for the masonry built with weak mortars. The summary indicates directions for further research on issues undertaken in this work.