



**BIAŁE
MUROWANIE**

STOWARZYSZENIE
PRODUCENTÓW
SILIKATÓW

Łukasz Drobiec

**MURY SKRĘPOWANE
Z ELEMENTÓW SILIKATOWYCH**

Recenzenci:

Prof. dr hab. inż. Krzysztof Schabowicz

Dr inż. Rafał Nowak

Współautorzy rozdziału 5:

mgr inż. Tomasz Rybarczyk

mgr inż. Krzysztof Grzyb

Wydawca:

Stowarzyszenie Producentów Silikatów „Białe murowanie”

ul. Nowy Świat 41a

00-042 Warszawa

ISBN 978-83-950919-1-9

Warszawa 2020

Szanowni Państwo,

w 2016 roku rozpoczęliśmy cykl wydawniczy poświęcony siedmiu podstawowym wymaganiom, jakie stawia przed budownictwem prawo wspólnotowe. Dzięki temu, co dwa lata przy współpracy z najlepszymi specjalistami w branży wydajemy publikacje, zawierające praktyczne rozwiązania i przykłady, będące przydatnymi wskazówkami dla projektantów, ale również cennym źródłem informacji dla naukowców i studentów. Dotychczas ukazały się publikacje na temat akustyki i energooszczędności, a teraz prezentujemy Państwu trzecie z cyklu wydawnictwo „Mury skrzepowane z elementów silikatowych”.

Silikaty charakteryzuje szereg bardzo dobrych parametrów użytkowych, takich jak wysoka wytrzymałość, izolacyjność akustyczna czy odporność ogniowa. Są to również bardzo ekologiczne materiały budowlane, zaczynając od naturalnego składu, a na procesie produkcji i możliwości recyklingu kończąc. Producenci silikatów nieustannie dążą do polepszania jakości produktów, jak również szukają rozwiązań, które w optymalny sposób pozwolą wykorzystać właściwości produktu, przy jednoczesnym zapewnieniu właścicielom i użytkownikom budynków jak najlepszych warunków użytkowania i komfortu. Opisane w niniejszym opracowaniu rozwiązanie skrzepowania murów zwiększa odporność ścian na zarysowania i poprawia nośność przegród.

Jeden z recenzentów niniejszej książki prof. Krzysztof Schabowicz zauważył, iż: *Jest to pierwsza w kraju publikacja pokazująca możliwości obliczeniowego sprawdzania nośności murów skrzepowanych obciążonych statycznie i niewątpliwie jest potrzebna zarówno z punktu widzenia naukowego, jak i inżynierskiego.* Z kolei inny recenzent dr inż. Rafał Nowak podkreśla, iż: *monografia stanowi nowe ujęcie problemu poprzez rzetelne opisanie zasad projektowania konstrukcji murowych skrzepowanych. Został przedstawiony algorytm obliczeniowy z licznymi odwołaniami do norm.*

Biorąc pod uwagę kompetencje i doświadczenie zawodowe autora publikacji, prof. Łukasza Drobca, jak również przywołane powyżej recenzje z ogromną przyjemnością i nadzieją na spopularyzowanie rozwiązania murów skrzepowanych przekazujemy w Państwa ręce najnowszą publikację opracowaną na zlecenie Stowarzyszenia Producentów Silikatów „Białe murowanie”.

Życzymy Państwu ciekawej lektury!

Zarząd Stowarzyszenia
Producentów Silikatów
„Białe Murowanie”

Spis treści

1.	Wprowadzenie.....	3
2.	Krótką historia elementów wapienno-piaskowych.....	4
3.	Właściwości silikatów i murów z elementów wapienno-piaskowych produkowanych w kraju.....	5
4.	Mury skrępowane stosowane dotychczas.....	7
4.1.	Mury skrępowane w ustaleniach normowych.....	7
4.2.	Skrępowane mury nośne.....	7
4.3.	Ściany nienośne.....	9
5.	Analiza stanu wiedzy.....	10
5.1.	Specyfika murów skrępowanych stosowanych w kraju.....	10
5.2.	Badania skrępowanych ścian ściskanych.....	10
5.3.	Badania skrępowanych ścian ścinanych.....	18
5.4.	Badania skrępowanych ścian poddanych zginaniu.....	28
5.5.	Modele prętowe do analiz obliczeniowych.....	29
5.6.	Modele bazujące na analizie równowagi sił w przekroju.....	36
6.	Wytyczne Eurokodu i projektu EC6.....	39
6.1.	Różnice między EC6 i nowym projektem EC6.....	39
6.2.	Wymagania konstrukcyjne.....	39
6.3.	Nośność murów skrępowanych według projektu EC6.....	41
6.3.1.	Skrępowane mury obciążone głównie pionowo.....	42
6.3.2.	Skrępowane ściany poddane obciążeniom ścinającym.....	43
6.3.3.	Skrępowane ściany zginane w płaszczyźnie i ściskane.....	43
7.	Projektowanie murów skrępowanych.....	44
8.	Przykład obliczeniowy.....	48
8.1.	Ściana wewnętrzna.....	48
8.2.	Ścinana zewnętrzna.....	54
9.	Podsumowanie.....	59
	Literatura.....	60
	Publikacje.....	60
	Normy, przepisy prawa, patenty, badania.....	63
	Strony internetowe.....	64

1. Wprowadzenie

Murowe elementy wapienno-piaskowe, zwane też silikatowymi, są stosunkowo młodym materiałem budowlanym – liczą sobie 140 lat. Mimo dość krótkiego czasu obecności na rynku budowlanym, w porównaniu np. do kamienia czy cegły ceramicznej, materiał ten został zaakceptowany i osiągnął znaczną pozycję w Niemczech (skąd się wywodzi) oraz w Holandii, Finlandii i na Litwie. W Polsce silikaty mają około kilkunastoprocentowy udział w rynku i są jednym z trzech najpopularniejszych materiałów do wznoszenia murów [46].

Produkcja silikatów jest stosunkowo prosta – powstają one z trzech składników: piasku, wapna i wody. Składniki te miesza się w proporcjach: około 90% piasku, około 7% wapna oraz około 3% wody. Powstała w ten sposób masa zostaje uformowana w bloczki za pomocą pras hydraulicznych, a następnie poddana przez kilka godzin działaniu pary wodnej o wysokiej temperaturze (około 200°C) i wysokim ciśnieniu (około 1555 kPa). Po wystygnięciu elementy murowe mają już docelową wytrzymałość.

Zalety zarówno samych bloczków wapienno-piaskowych, jak i murów z nich wzniesionych są powszechnie znane. Silikatowe elementy murowe są produktami całkowicie naturalnymi, które nie uwalniają żadnych szkodliwych substancji. Wapienno-piaskowe elementy murowe cechują się wysoką wytrzymałością, a z uwagi na dużą masę mają bardzo dobre właściwości akustyczne. Wyroby z silikatów charakteryzują się najwyższą wymaganą odpornością na działanie ognia. Pomimo tak wielu zalet wciąż dąży się do optymalizacji i pełnego wykorzystania możliwości tego materiału. Jedną z możliwości lepszego wykorzystania parametrów materiałowych ściany z silikatów jest jej skrępowanie. Skrępowanie powoduje ograniczenie swobodnych odkształceń ściany, przez co znajduje się ona w stanie dwuosiowego ściskania i w związku z tym wzrasta jej rysoodporność i nośność. Pomimo iż mury skrępowane stosowane były w kraju powszechnie, szczególnie na terenach wpływów od podziemnej eksploatacji górniczej, to normy nie dawały możliwości uwzględniania pozytywnego wpływu skrępowania na etapie projektowania. Dopiero w projekcie nowego Eurokodu 6 zamieszczono informacje pozwalające na obliczeniowe uwzględnienie wpływu elementów krępujących.

Należy tu wyraźnie podkreślić różnicę między murem skrępowanym a murem stanowiącym wypełnienie szkieletu. Różnica ta wynika przede wszystkim ze sposobu wznoszenia konstrukcji – w przypadku murów skrępowanych żelbetem najpierw wznosi się ściany (pozostawiając otwory na pionowe żelbetowe rdzenie), a później betonuje rdzenie i rygle, natomiast gdy mur stanowi wypełnienie szkieletu – ściany wmurowuje się w żelbetową konstrukcję. Technologia wznoszenia ma oczywiście swoje konsekwencje w pracy układu mur-żelbet. W przypadku murów skrępowanych, na skutek skurczu betonu, do muru wprowadzane są naprężenia ściskające i dzięki temu nawet nieobciążona ściana poddana jest dwuosiowemu ściskaniu. Naprężenia ściskające w ścianie, wywołane skurczem betonu, mogą mieć wartość $0,2 \div 0,3$ MPa [28], [29], [30], [31]. W przypadku murowanego wypełnienia szkieletu między murem a wypełnieniem zawsze powstają luzy i konstrukcja murowa zaczyna pracować dopiero po deformacji konstrukcji żelbetowej jako ściana ściskana, przy ugięciu rygli, lub jako ściana ścinana i ściskana (usztywniająca) po deformacji pod obciążeniem poziomym. Oczywiście połączenie ściany wypełniającej z żelbetowym szkieletem można przez specjalne łączniki wykonstrować tak, aby deformacje konstrukcji żelbetowej nie oddziaływały na ścianę murowaną. Ściany tak zaprojektowane i wykonstrowane nazywa się ścianami wypełniającymi [19], [10], [11]. Liczne publikacje [1], [3], [12], [25], [61] podkreślają różnice między murem skrępowanym a murem stanowiącym wypełnienie szkieletu.

Niniejsza książka dotyczy zasad projektowania skrępowanych ścian z elementów wapienno-piaskowych. W rozdziale drugim krótko opisano historię powstania silikatów. Rozdział trzeci zawiera informacje na temat parametrów wytrzymałościowych i odkształceniowych bloczków wapienno-piaskowych i murów z nich wykonanych. W rozdziale czwartym opisano doświadczenia z murami skrępowanymi wznoszonymi dotychczas. Rozdział piąty zawiera analizę prowadzonych w świecie wyników badań murów skrępowanych obciążonych statycznie, a w rozdziale szóstym opisano wytyczne dotyczące murów skrępowanych zamieszczone w Eurokodzie 6 oraz w projekcie nowego EC6. W rozdziale siódmym zamieszczono tok projektowania murów skrępowanych, a w rozdziale ósmym dwa przykłady obliczeniowe.

Zasady wymiarowania murów skrępowanych podano za finalną wersją projektu EC6 z października 2019 roku. Szacuje się, że nowy Eurokod murowy wprowadzony zostanie na przełomie lat 2020/2021 r.

Łukasz Drobiec, maj 2020 r.

2. Krótka historia elementów wapienno-piaskowych

W okresie drugiej rewolucji przemysłowej (druga połowa XIX w. – początek XX w.) podjęto próby stworzenia nowego materiału budowlanego wykorzystującego cechy zaprawy wapiennej. W 1854 r. niemiecki lekarz dr Bernhardi z Eilenburgu w Saksonii zastosował ręcznie obsługiwaną drewnianą prasę dźwigniową do wyprodukowania pierwszej utwardzanej powietrzem cegły wapiennej i wykorzystał ją do budowy dwukondygnacyjnego budynku wykonanego z cegły wapienno-piaskowej [I1]. W 1860 r. S.V. Peppel w podobny sposób wyprodukował w USA cegły z zaprawy wapiennej [51]. Metodę opatentowano w Wielkiej Brytanii w 1866 r. [N2]. Powyższe próby były jednak niezadowolające, ponieważ proces wiązania zapraw trwał zbyt długo i uzyskiwano niewystarczającą wytrzymałość cegieł [65]. Przełom nastąpił w 1880 r., kiedy to niemiecki naukowiec dr Wilhelm Michaelis opatentował [N23] innowacyjną metodę produkcji elementów silikatowych, polegającą na wykorzystaniu gorącej pary w procesie dojrzewania sprasowanej sztywnej mieszanki piasku i wapna o niskiej zawartości wody [65], [50], [21], [66]. Doktor W. Michaelis zmodyfikował stosowaną w Szwecji technikę utwardzania mieszaniny szkła wodnego i piasku pod niskim ciśnieniem pary. Współcześnie proces produkcji elementów wapienno-piaskowych, mimo licznych udoskonaleń, wciąż opiera się na podstawowych zasadach opatentowanych w [N23]. Co ciekawe, dr Wilhelm Michaelis pozwolił na wygaśnięcie ważności patentu, co znacznie przyspieszyło rozwój produktu.

Pod koniec XIX wieku wytworzenie silikatów wymagało ciężkiej pracy fizycznej, ponieważ wciąż brakowało odpowiednich maszyn do masowej produkcji przemysłowej. Z tego powodu produkcja elementów wapienno-piaskowych nie była rentowna. Pierwsza z pras hydraulicznych, znacznie zwiększających wydajność, została opracowana w 1894 roku przez firmę Amandus Kahl z Anglii i zainstalowana w zakładzie produkcyjnym Maurermeisters Mechlenburg w Neumünster w Niemczech. W latach 1898 i 1899 uruchomiono kolejne zakłady w Niemczech, a później na całym świecie. Pierwsza wytwórnia cegieł wapienno-piaskowych na ziemiach znajdujących się obecnie w granicach Rzeczypospolitej Polskiej rozpoczęła swoją działalność w 1903 roku w Pisz (ówczesna nazwa Johannisburg, a pierwotna nazwa zakładu to Masurische Kalksandsteinwerke e.G.m.b.H.) [57]. Zakład produkcyjny w Pisz działa do dziś i jest obecnie własnością H + H Polska Sp. z o.o.

Na początku XX wieku jakość cegieł wapienno-piaskowych ulegała znacznym wahaniom. Istniały pewne różnice w kolorze, dokładności wymiarów oraz znaczne różnice w wytrzymałości na ściskanie. W 1903 roku niemieckie stowarzyszenie „Verein der Kalksandsteinfabriken” postanowiło, że każdy stowarzyszony zakład zobowiązuje się do produkcji wyłącznie cegieł wapienno-piaskowych o minimalnej wytrzymałości na ściskanie 140 kp/cm² (13,7 MPa). Spowodowało to poprawę jakości produkcji i wzrost zainteresowania nowym materiałem. W 1905 roku liczba zakładów w Niemczech zwiększyła się do 209, a roczna produkcja wzrosła z około 300 milionów elementów murowych (co odpowiada ok. 585 000 m³) do nieco ponad miliarda cegieł wapienno-piaskowych (ok. 1 950 000 m³). Należy pamiętać, że ze względu na koszty transportu (rys. 1 [I1]) cegły wapienno-piaskowe były konkurencyjne tylko na ograniczonym obszarze, w którym były wytwarzane. Dlatego w 1909 roku zakłady produkcyjne podjęły decyzję o utworzeniu biur regionalnych i budowie kolejnych zakładów. Już w 1910 roku funkcjonowało 310 zakładów produkcyjnych, które rocznie wytwarzały 1,5 miliarda elementów murowych. Wiele z tych zakładów znajdowało się na dzisiejszym terytorium Polski (rys. 2).

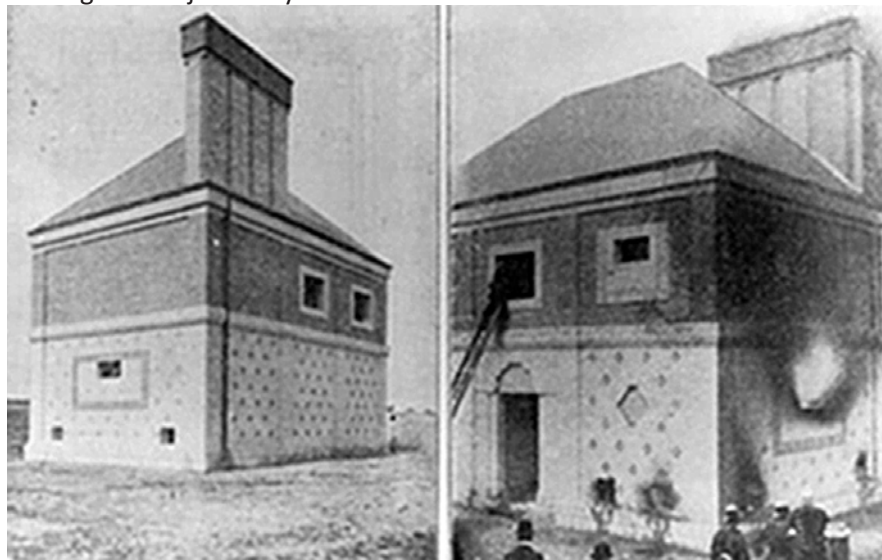


Rys. 1. Transport wyprodukowanych elementów wapienno-piaskowych – koniec XIX w. [I1]



Rys. 2. Lokalizacja zakładów produkcyjnych w dwudziestoleciu międzywojennym [41]

W 1910 roku odbyła się w Berlinie II Wystawa Przemysłu Gliny, Cementu i Wapna. Podczas tej wystawy architekt prof. Peter Behrens przeprowadził testy ogniowe na domu z elementów silikatowych (rys. 3). Ze względu na doskonałe wyniki w zakresie odporności na ogień reputacja cegły wapienno-piaskowej ogromnie wzrosła, co przyczyniło się do dalszego rozwoju branży.



Rys. 3. Badania odporności ogniowej budynku podczas targów w Berlinie – 1910 r. [11]. Z lewej budynek przed pożarem, z prawej w trakcie badania

PN-B-12066 [N13]. Wraz z wprowadzeniem Eurokodów obowiązująca stała się norma PN-EN 771-2 [N19], której aktualna wersja pochodzi z października 2015 r. [N20].

W styczniu 1927 r. weszła w życie norma DIN 106. Zawierała ona pionierskie wymagania dotyczące dopuszczalnych tolerancji wymiarowych, odporności na mróz i przewidywała minimalną wytrzymałość na ściskanie wynoszącą 150 kp/cm², co odpowiada około 14,7 kN/m². Pierwszą krajową normą do produkcji elementów wapienno-piaskowych była wprowadzona w lipcu 1951 r. norma PN-B-12003. Norma przyjęła 3 klasy wytrzymałości 80, 120 i 150, 3 gatunki wykonania i określała nasiąkliwość ≤15% dla klasy 150 i ≤20% dla pozostałych klas. Norma PN-B-12003 była aktualizowana w latach 1955, 1961, 1966, 1970, 1975, a w 1998 r. została zastąpiona przez

3. Właściwości silikatów i murów z elementów wapienno-piaskowych produkowanych w kraju

Podstawowym parametrem elementu murowego, niezbędnym przy projektowaniu budynków, jest jego wytrzymałość na ściskanie f_b . Wytrzymałość tę określa się zgodnie z normą PN-EN 772-1 [N21]. Podstawowe parametry muru, konieczne do zaprojektowania murowanych ścian, podaje natomiast norma PN-EN 1996-1-1 [N17]. Zdefiniowano w niej parametry wytrzymałościowe w postaci charakterystycznych i obliczeniowych wytrzymałości muru na ściskanie f_k i $f_{d'}$, na ścinanie w kierunku równoległym do spoin wspornych f_{vk} i $f_{vd'}$, początkową charakterystyczną wytrzymałość muru na ścinanie f_{vk0} oraz charakterystyczną i obliczeniową wytrzymałość muru na zginanie w kierunkach równoległym (f_{xk1} i f_{xd1}) i prostopadłym (f_{xk2} i f_{xd2}) do spoin wspornych. W normie PN-EN 1996-1-1 [N17] zdefiniowano ponadto parametry odkształceniowe w postaci modułu sprężystości muru E , długotrwałego modułu sprężystości muru $E_{longterm}$, modułu ścinania G , końcową wartość współczynnika pełzania ϕ_{∞} oraz współczynnik rozszerzalności termicznej α_t .

Przyjmując parametry wytrzymałościowe i odkształceniowe z normy PN-EN 1996-1-1 [N17], należy pamiętać, że stanowią one zazwyczaj dolną obwiednię wyników badań, a więc są zaniżone nawet w porównaniu do wartości średnich [23]. Zestawienie parametrów silikatowych elementów murowych producentów zrzeszonych w Stowarzyszeniu Białe Murowanie [12] zamieszczono w tablicy 1.

Najczęstsze produkowane w kraju klasy wytrzymałości to 15, 20 i 25. Większość elementów murowych kwalifikuje się do grupy 1 zgodnie z wymogami normy PN-EN 1996-1-1 [N17]. Jest to oczywiście podyktowane chęcią pełnego wykorzystania własności wytrzymałościowych materiału. W przeszłości produkowano jednak elementy murowe z dużą liczbą drążeń (rys. 4). Wiele elementów pokazanych na rysunku 4 należałoby obecnie zakwalifikować do grupy 3.

Tablica 1. Elementy murowe produkowane przez producentów zrzeszonych w Stowarzyszeniu „Białe Murowanie” [12]

	Grubość [cm]	Klasa wytrzymałości*	Grupa elementów murowych**	Klasa gęstości [kg/m ³]***	Klasa tolerancji wymiarowej****
elementy drażone	8	15	1	1,4; 1,6	T2
	12	15	1	1,4; 1,6	T2, T1
	15	15	1	1,4; 1,6	T2
	18	15, 20	1	1,4; 1,6	T2
	24	15, 20	1	1,4; 1,6	T2
	25	15, 20	1	1,4; 1,6	T2
elementy pełne	12	20, 25	1S	1,8, 2,0	T1, T2, T3
	18	20, 25, 30	1S	1,6; 1,8; 2,0; 2,2	T2
	24	20, 25	1S	1,6; 1,8; 2,0	T2
	25	20, 25, 30	1S	1,6; 1,8; 2,0; 2,2	T2

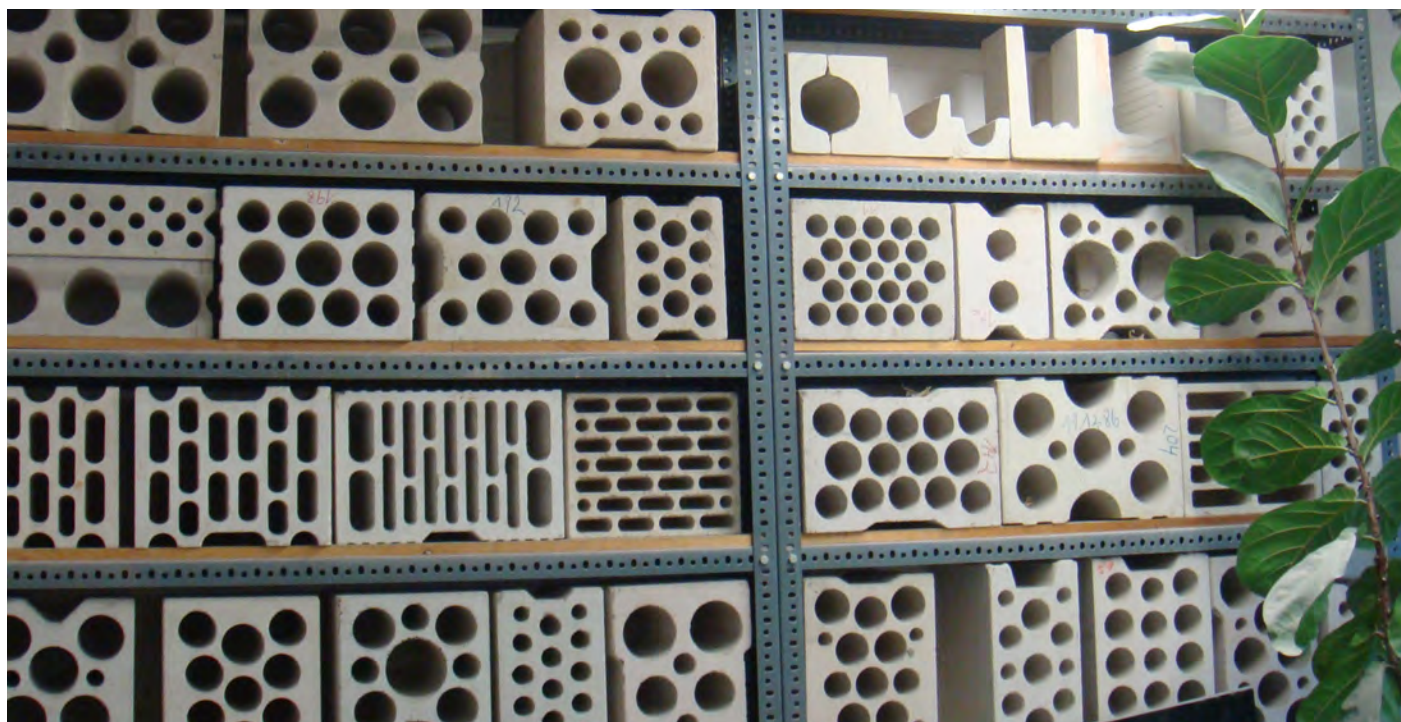
Legenda:

*Wytrzymałość – znormalizowana wytrzymałość na ściskanie w N/mm²

**Grupy elementów murowych: grupa 1S ≤ 5% objętości wszystkich drążeń; grupa 1 ≤ 25% objętości wszystkich drążeń,

***Klasa gęstości- Klasa gęstości brutto w stanie suchym

**** Tolerancja wymiarowa: T1 kategoria odchyłek wymiarów: wymiar nominalny wysokości, długości, szerokości ±2 mm; T2 kategoria odchyłek wymiarów: wymiar nominalny wysokości ±1 mm, długości, szerokości ±2 mm; T3 kategoria odchyłek wymiarów: wymiar nominalny długości, szerokości ±2 mm.



Rys. 4. Układy drążeń w elementach silikatowych produkowanych dawniej (fot. L. Misiewicz)

4. Mury skrępowane stosowane dotychczas

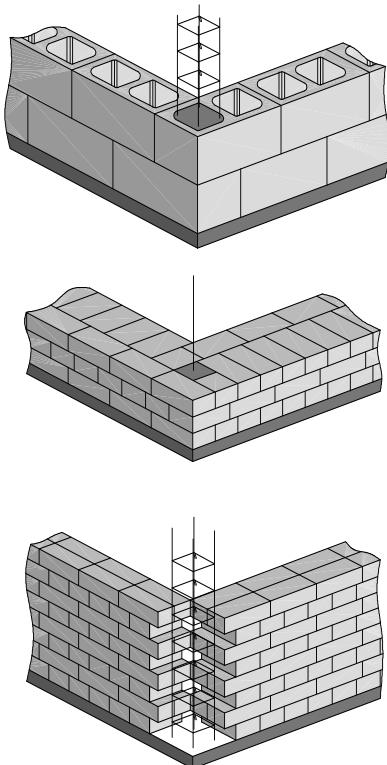
4.1. Mury skrępowane w ustaleniach normowych

Norma PN-EN 1996-1-1 [N17] za skrępowany uważa mur, którego odkształcenia zostały w pionie i w poziomie ograniczone przez przylegającą do niego konstrukcję żelbetową lub mur zbrojony. Definicja muru skrępowanego i przepisy dotyczące tej konstrukcji pojawiły się w zaleceniach normowych dopiero z chwilą wprowadzenia Eurokodu 6. Nie oznacza to jednak, że do 2010 r. w kraju nie wykonywano murów skrępowanych. W dotychczasowej krajowej praktyce mury skrępowane wznoszono, wykorzystując wytyczne ITB, publikacje oraz lokalne tradycje. Jako czynnika krępującego w kraju nie stosowano dotychczas pasm muru zbrojonego, lecz ograniczanie odkształceń ścian przez żelbetowe rdzenie i wieńce wykonywano i wciąż wykonuje się często, szczególnie na obszarach, gdzie występują wpływy od eksploatacji górniczej [18]. Mury skrępowane podzielić można, podobnie jak i nieskrępowane, na konstrukcje nośne i nienośne. Informacje podane poniżej odnoszą się do aktualnego stanu norm, przed wprowadzeniem drugiej wersji Eurokodów.

4.2. Skrępowane mury nośne

Instrukcja ITB nr 391/2003 [N7] rozróżnia trzy sposoby kształtowania pionowych elementów krępujących: usytuowanie zbrojenia w drążeniach elementów murowych (rys. 5a), wykształcenie w murze możliwości przeprowadzenia pojedynczego pręta (rys. 5b) lub wykonanie w ścianie żelbetowego słupka (rdzenia) – rysunek 5c. W praktyce najczęściej stosuje się żelbetowe rdzenie.

Zgodnie z instrukcją ITB nr 391/2003, stosowanie pionowych elementów krępujących (zwanymi w instrukcji pionowymi wieńcami) jest konieczne, gdy budynek podlega wpływom wstrząsów wywołanych eksploatacją górniczą. Pionowe elementy krępujące należy stosować, gdy wstrząsy o intensywnościach charakteryzowanych przez przyspieszenia podłoża są większe od 500 mm/s^2 . Konieczność stosowania pionowych elementów krępujących w murach narażonych na działanie wstrząsów o znacznej intensywności potwierdza również literatura [43]. W praktyce pionowe żelbetowe rdzenie projektuje się i wykonuje często przy mniejszych wartościach przyspieszenia podłoża oraz w obiektach narażonych na ciągłe i nieciągłe deformacje terenu.



Rys. 5. Pionowe elementy krępujące wg instrukcji ITB nr 391/2003 [N7]

Przekrój poprzeczny żelbetowego rdzenia wynika z grubości ściany, dlatego zazwyczaj stosuje się rdzenie o przekroju od $18 \times 18 \text{ cm}$ do $40 \times 40 \text{ cm}$. W przypadku większych grubości ścian rdzenie bywają od strony zewnętrznej docieplane styropianem w taki sposób, aby suma grubości docieplenia i rdzenia była równa grubości ściany. W celu zapewnienia odpowiedniej współpracy między rdzeniem a murem w murowanej ścianie często pozostawia się strzępia, które są wypełniane betonem podczas betonowania rdzeni. W przypadku murowania ściany bez strzępi połączenie można zapewnić przez wpuszczenie zbrojenia ze spoin wspornych ściany w żelbetowy rdzeń.

Pionowe rdzenie żelbetowe w budynkach narażonych na wstrząsy od eksploatacji górniczej powinny przenosić w ścianach usztywniających siły rozciągające powstające pod działaniem momentów zginających w płaszczyźnie ścian oraz współpracować przy przenoszeniu sił poprzecznych wzbudzanych przez drgania podłoża. Odległości między rdzeniami powinny wynikać z analizy obliczeniowej ściany obciążonej głównie poziomo (zginanej z płaszczyzny). Rdzenie powinny być sytuowane w połączeniach ścian nośnych z usztywniającymi, a więc w narożnikach ścian, oraz w miejscach połączeń nośnych ścian zewnętrznych ze ścianami wewnętrznymi. Zbrojenie wieńców i rdzeni przyjmuje się najczęściej z warunków na minimalny procent zbrojenia wg normy żelbetowej. Instrukcja ITB nr 391/2003 zaleca, aby minimalny przekrój zbrojenia pionowego rdzenia wynosił $A_{Sv,min} = 0,0004 \text{ m}^2$.

Projektowanie murów skrępowanych polegało dotychczas na konstrukcyjnym przyjmowaniu zbrojenia rdzeni. Wpływu rdzeni nie uwzględniono w analizie

nośności ścian obciążonych głównie pionowo. Sposób projektowania skrępowanych ścian można podzielić na cztery etapy. W etapie pierwszym należało przyjąć położenie żelbetowych rdzeni i rygli (jeśli rozstaw stropowych wieńców jest zbyt duży). Rozstaw rdzeni i wieńców (ewentualnie rygli) musiał być nie większy od minimalnego zgodnie z warunkami konstrukcyjnymi (opisanymi w punkcie 6.2). W kolejnym etapie należało przyjąć zbrojenie żelbetowych elementów krępujących. Etap trzeci to sprawdzenie nośności muru, a w ostatnim etapie należało zaprojektować szczegóły połączenia ścian i elementów krępujących przez zastosowanie strzępi, łączników lub zbrojenia oraz zaprojektować połączenia i zakłady zbrojenia elementów krępujących.

Pozytywny wpływ skrępowania można było uwzględnić jedynie przy obliczaniu konstrukcji murowych poddanych obciążeniom ścinającym (np. ścian usztywniających). Za nośność na ścinanie takich konstrukcji, zgodnie z PN-EN 1996-1-1 [N17], przyjmuje się sumę nośności na ścinanie ściany i przekroju betonowego elementów krępujących. W obliczeniach nośności na ścinanie muru stosuje się reguły jak dla niezbrojonych ścian murowych poddanych obciążeniom ścinającym. We wzorze (6.13): $V_{Rd} = f_{vd} \cdot t \cdot l_c$, opisującym obliczeniową nośność muru na ścinanie, za l_c w murach skrępowanych można przyjąć długość całej ściany, a nie tylko jej części ściskanej, jak to ma miejsce w murach bez skrępowania. Eurokod zakłada więc, że skrępowanie muru poddanego ścinaniu gwarantuje niewystąpienie naprężeń rozciągających (oczywiście przy spełnieniu warunków konstrukcyjnych odnośnie do rozstawu elementów krępujących). Założenie to powoduje zwiększenie nośności w stosunku do ścian nieskrępowanych, gdzie występują rozciągania, oraz pozwala na uproszczenie analizy obliczeniowej - nie ma bowiem konieczności rozpatrywania rozkładu naprężeń w ścianie. W obliczeniach nośności na ścinanie elementów krępujących (żelbetowych) nie uwzględnia się natomiast udziału zbrojenia tych elementów.

Projektowanie zbrojenia elementów krępujących (żelbetowych wieńców i rdzeni) przeprowadza się zgodnie z Eurokodem żelbetowym PN-EN 1992-1-1 (EC-2) [N16]. Najczęściej zbrojenie przyjmuje się z warunków na minimalny procent zbrojenia.

Na rysunkach 6 i 7 pokazano przykłady nośnych murów skrępowanych wznoszonych z elementów silikatowych.

a)



Rys. 6. Wznoszenie murów z elementów wapienno-piaskowych

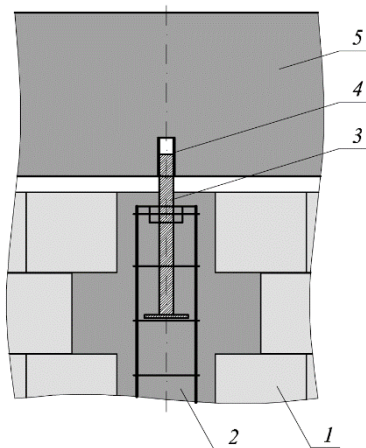
b)



Rys. 7. Przykłady murów skrępowanych [18]

4.3. Ściany nienośne

Skrapowanie w ścianach nienośnych wykonuje się najczęściej w celu zapewnienia liniowego podparcia pionowych krawędzi ścian wypełniających [10]. Z powodu obetonowania tylko pionowych krawędzi nie można uznać ścian wypełniających za w pełni skrapowane, gdyż nie spełniają one normowej definicji murów skrapowanych. Rdzenie pełnią również rolę dylatacji w murze i dzięki temu można spełnić wymagania normy PN-EN 1996-1-2, zgodnie z którymi nienośne ściany z elementów silikatowych należy dylatować co 8 m.



Rys. 8. Połączenie żelbetowego rdzenia ze stropem:
1 – murowana ściana wypełniająca,

2 – żelbetowy rdzeń, 3 – kotwa, 4 –
tuleja przymocowana do stropu zaprawą
montażową, 5 – strop

Rdzenie muszą być połączone z konstrukcją wypełnianą oraz ze stropami. W celu połączenia ze stropami zbrojenie rdzeni można wkleić do istniejącej konstrukcji lub na etapie wykonywania konstrukcji wypuścić z niej odpowiednie zbrojenie startowe. Połączenie rdzenia u góry z istniejącą konstrukcją stanowi nieco większy problem. Należy bowiem zapewnić swobodę ugięcia konstrukcji wypełnianej, czyli uniemożliwić jej poziomy przesuw. Najczęściej w takim połączeniu stosuje się kotwy i tuleje, które umożliwiają połączenie rdzenia ze stropem z zachowaniem możliwości pionowego przemieszczenia istniejącej konstrukcji (rys. 8).

Murowaną ścianę wypełniającą łączy się z rdzeniem żelbetowym poprzez monolityzację strzępi pozostawionych na wysokości pionowej krawędzi ściany lub wypuszczonych z muru łączników, ewentualnie zbrojenia strukturalnego spoin wspornych. Przykłady pionowych elementów krępujących w nienośnych ścianach pokazano na rysunkach 9-11.



Rys. 9. Przykład zastosowania żelbetowych rdzeni w ścianach wypełniających



Rys. 10. Przykład zastosowania żelbetowych rdzeni w ścianach wypełniających



Rys. 11. Przykład zastosowania żelbetowych rdzeni w ścianach wypełniających (fot. T. Potubiński)

5. Analiza stanu wiedzy

5.1. Specyfika murów skrępowanych stosowanych w kraju

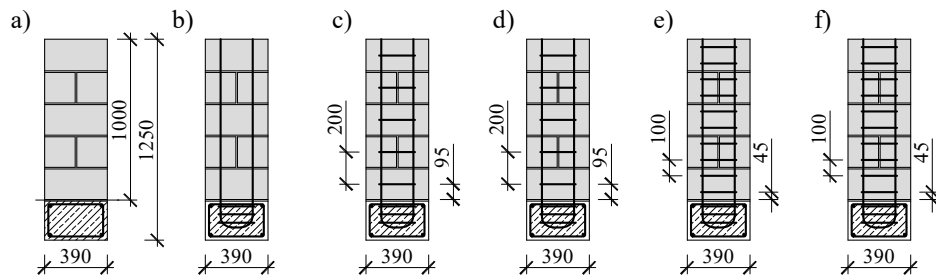
Mury skrępowane są na świecie postrzegane jako antidotum na wpływy sejsmiczne, a w kraju na parasejsmiczne – od wpływów wywołanych podziemną eksploatacją górniczą. Mimo to w Polsce dość rzadko występuje konieczność wznoszenia murów skrępowanych w celu zabezpieczenia przed takimi wpływami. Wynika to z wytycznych ITB, które zalecają stosowanie żelbetowych elementów krepujących dopiero przy występowaniu wstrząsów górniczych o intensywnościach charakteryzowanych przez przyspieszenia podłoża większych od 500 mm/s^2 . Tego typu wstrząsy prognozuje się dość rzadko. Pomimo tego, z uwagi na dobre doświadczenia i obserwowany pozytywny wpływ skrępowania na rysoodporność murów, mury skrępowane projektowane są często przy znacznie niższych prognozowanych przyspieszeniach. Należy podkreślić, że mury skrępowane wznosi się w kraju również poza obszarami wpływów od eksploatacji górniczej.

W literaturze znaleźć można wiele publikacji poświęconych badaniom murów skrępowanych. Zdecydowana większość z nich dotyczy jednak murów poddanych wpływom sejsmicznym, a badania prowadzi się pod obciążeniem cyklicznym lub na stołach wibracyjnych. W niniejszym rozdziale przedstawiono jednak tylko te badania, które prowadzono pod obciążeniem monotonicznym. Publikacje dotyczące badań podzielono na te badające mury ściskane, ścinane (i ściskane) oraz zginane. Odrębną grupą publikacji są prace dotyczące prób analitycznego opisu wpływu skrępowania na nośność konstrukcji. W obliczeniach murów skrępowanych wykorzystuje się modele prętowe, modele bazujące na analizie równowagi sił w przekroju oraz modele numeryczne. Zamieszczony poniżej przegląd stanu wiedzy był już częściowo opublikowany w pracy [13]. Z uwagi na bardzo małą liczbę badań ścian obciążonych monotonicznie poniżej przedstawiono wyniki badań ścian wykonanych z różnych materiałów.

5.2. Badania skrępowanych ścian ściskanych

Analizę zachowania się ściskanych słupków krepujących obudowanych elementami murowymi przeprowadzono w Kanadzie [48]. Badaniom poddano siedemnaście elementów próbnych, różniących się konfiguracją zbrojenia (rys. 12). Szczegółowe informacje dotyczące badanych modeli zestawiono w tabelicy 2. Gabaryty wszystkich badanych elementów były takie same, ich wysokość wynosiła 1250 mm (bez podwaliny 1000 mm). Każdy model składał się z pięciu warstw elementów murowych połączonych spoinami o grubości 10 mm, umiejscowionych na podwalinie o wymiarach

390 x 390 x 250 mm. Elementy murowe miały przekrój poprzeczny w kształcie litery C o wymiarach: szerokość półki 190 mm, długość 390 mm, grubość 70 mm i wysokość 190 mm. Większość modeli miała zbrojenie pionowe w formie czterech prętów 20M (średnica 19,5 mm). Zastosowano również zbrojenie poprzeczne o średnicach 10M (11,3 mm) oraz 15M (16,0 mm). Granica plastyczności stosowanego zbrojenia wynosiła 420 MPa.

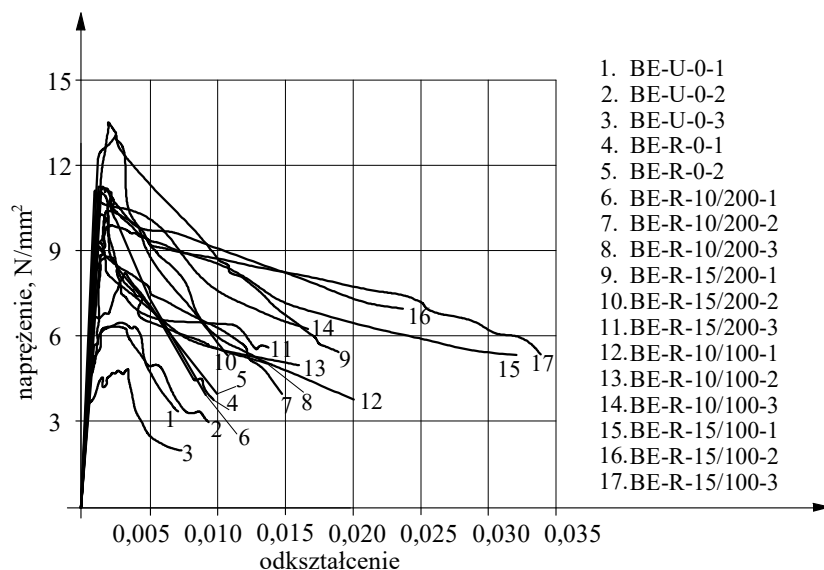


Rys. 12. Badane elementy próbne [50]: a) BE-R-0, b) BE-R-10M/200, c) BE-R-15M/200, d) BE-R-10M/100, e) BE-R-15M/100

Tablica 2. Zestawienie badanych elementów próbnych według [48]

Oznaczenie muru	Liczba elementów próbnych	Zbrojenie pionowe [mm]	Średnica i rozstaw zbrojenia poprzecznego [mm]
1	2	3	4
BE-U-0	2	-	-
BE-R-0	3	4φ19,5	-
BE-R-10/200	3	4φ19,5	φ11,3 co 200
BE-R-15/200	3	4φ19,5	φ16,0 co 200
BE-R-10/100	3	4φ19,5	φ11,3 co 100
BE-R-15/100	3	4φ19,5	φ16,0 co 100

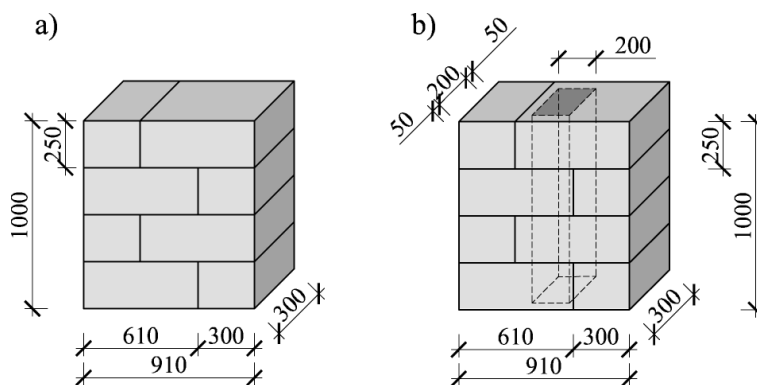
Elementy próbne zostały poddane obciążeniu ściskającemu przez stalowe płyty grubości 50 mm, ułożone na warstwie gipsu wysokiej wytrzymałości. Obciążenie przykładano w kroku 0,45 mm na minutę. Na rysunku 13, za [48], pokazano wykresy naprężenie-odkształcenie uzyskane z badań wszystkich modeli. Widać wyraźny wpływ zbrojenia na nośność modeli. Ściany oznaczone jako BE-R-0 (mury ze zbrojeniem pionowym), w porównaniu do modeli BE-U-0 (bez zbrojenia), odznaczały się znacząco większą nośnością (wzrost o 50%), co niewątpliwie wskazuje na korzystny wpływ zbrojenia pionowego. Zastosowanie dodatkowych strzemion pozwoliło na dalszy wzrost nośności od 19% (model BE-R-10/200) do 46% (model BE-R-15/200).



Rys. 13. Wykresy naprężenie-odkształcenie uzyskane z badań [48]

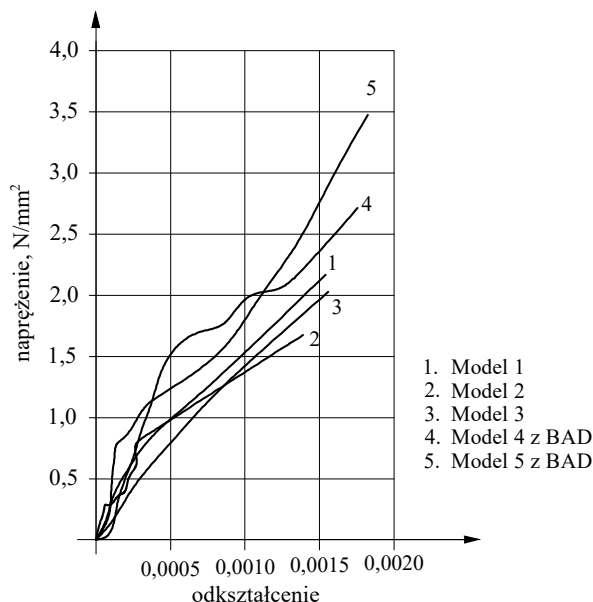
Iernutan i Babota z uniwersytetu w Kluż-Napoka w Rumunii w pracy [27] podjęli próbę przeanalizowania pracy konstrukcji, w której elementy krępujące nie mają zbrojenia prętowego. Skrępowanie realizowano przez otwory w elementach murowych wypełnione mieszanką betonową ze zbrojeniem rozproszonym. Zdaniem autorów, rozwiązanie to ma stanowić alternatywę skrępowania budynków znajdujących się na terenach mniej aktywnych sejsmicznie, zapewniając ochronę przed kruchym zniszczeniem konstrukcji.

Wykonano modele badawcze o długości 91 cm, wysokości 100 cm, grubości 30 cm. Modele wymurowano z elementów z betonu komórkowego o rozmiarach 600 x 250 x 300 mm, przy grubości spoin równych 10 mm (rys. 14). W modelach skrępowanych wykonano po jednym pionowym otworze o przekroju 200 x 200 mm, który wypełniano mieszanką betonową C 16/25 z metalowym zbrojeniem rozproszonym WHS 50/09/H. Zbadano trzy modele nieskrępowane oraz dwa skrępowane. Modele badano w prasie hydraulicznej w jednym cyklu, aż do zniszczenia.



Rys. 14. Modele wykorzystane w badaniach [27]: a) nieskrępowane, b) skrępowane

Na rysunku 15 pokazano wykresy naprężenie-odkształcenie uzyskane z badań. Na podstawie zrealizowanych badań stwierdzono 59% przyrost nośności muru ze zbrojeniem rozproszonym w stosunku do ściany niezbrojonej oraz zwiększenie granicznych deformacji o 12%. Odnotowano również prawie dwukrotnie większe wartości modułów sprężystości dla ścian zbrojonych w odniesieniu do ścian pozbawionych zbrojenia rozproszonego.



Rys. 15. Wykresy naprężenie-odkształcenie z badań [27] (opis w tekście)

Drobiec i Rybarczyk wykonali na Politechnice Śląskiej w Gliwicach badania ściskanych ścian z autoklawizowanego betonu komórkowego (ABK), skrępowanych żelbetem [17], [8], [9], [15], [16], [14], [12], [55]. Zaplanowano i wykonano badania 20 ścian w skali naturalnej. Ściany wzniesiono z bloczków o znormalizowanej wytrzymałości na ściskanie 4,0 MPa, na cienką spoinę. Badania polegały na porównaniu zachowania skrępowanego i nieskrępowanego muru pod obciążeniem ściskającym. Zbadano ściany o długości 4,43 m, wysokości 2,65 i grubości 0,18 m. Ściany wykonano z otworem i bez otworu oraz z wypełnionymi (Z2) i niewypełnionymi (Z1) spoinami pionowymi. Dla każdego typu zaprawy wykonano 10 modeli w seriach po dwie sztuki, w tym cztery modele nieskrępowane (dwa z otworem i dwa bez otworu) oraz 6 modeli skrępowanych (po dwa bez otworu, z otworem i z dodatkowymi elementami krępującymi wokół otworu - zgodnie

z zaleceniami EC-6). Schemat obciążenia, liczebność modeli i proponowaną geometrię modeli zamieszczono w tabelicy 3.

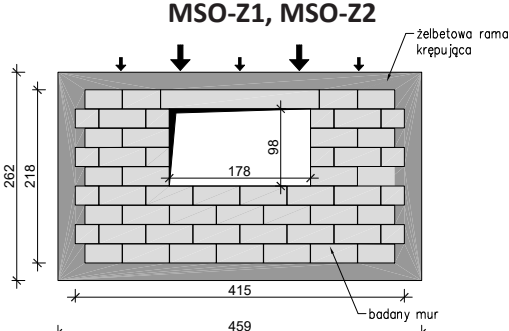
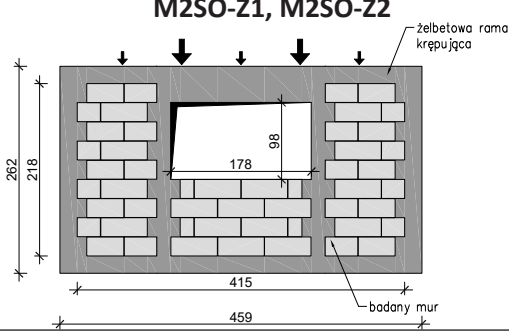
Modele oznaczono symbolem literowo-liczbowym. Mury nieskrępowane oznaczano symbolem MNS, a mury skrępowane symbolem MS. Mury nieskrępowane z otworem oznaczano symbolem MNSO, a mury skrępowane z otworem symbolem MSO. Mury skrępowane z otworem i 2 dodatkowymi elementami krępującymi oznaczano symbolem M2SO. W oznaczeniu serii występuje dodatkowo oznaczenie zaprawy (Z1 - mur bez wypełnienia spoin pionowych i Z2 – mur z wypełnionymi spoinami pionowymi) oraz numer modelu w danej serii.

Modele obciążano za pomocą dwóch siłowników o zakresie 1000 kN, mocowanych do dwóch stalowych ram zamocowanych w płycie wielkich sił laboratorium w rozstawie co 2,25 m, symetrycznie. Obciążenie z siłowników rozkładano na dwie siły skupione za pomocą stalowych belek trawersowanych. Dodatkowo modele obciążano za pomocą układu ciągnowego przez siłowniki tłokowe zamocowane od spodu stropu wielkich sił. Siłowniki te mają zakres 25 kN, w związku z tym na jedną parę przypadało obciążenie 50 kN zwiększone nieznacznie o ciężar stalowego trawersu.

W poziomie żelbetowego wieńca model obciążany był 4 siłami z belek trawersowych, które obciążano siłownikami mocowanymi do ram (rys. 16), oraz 3 układami ciągnowymi, które obciążano poprzez siłowniki tokowe, mocowane od spodu stropu wielkich sił. Siłowniki tłokowe przekazywały obciążenie na stalowe ciągnia, które poprzez belki trawersowe obciążały model. Strop laboratorium zaopatrzone jest w otwory średnicy 80 mm w rozstawie co 75 cm, w kierunku podłużnym i poprzecznym. Otwory te służą do mocowania ram, przez które przykłada się obciążenie do modeli badawczych oraz do przepuszczania cięgien mocowanych do siłowników tłokowych.

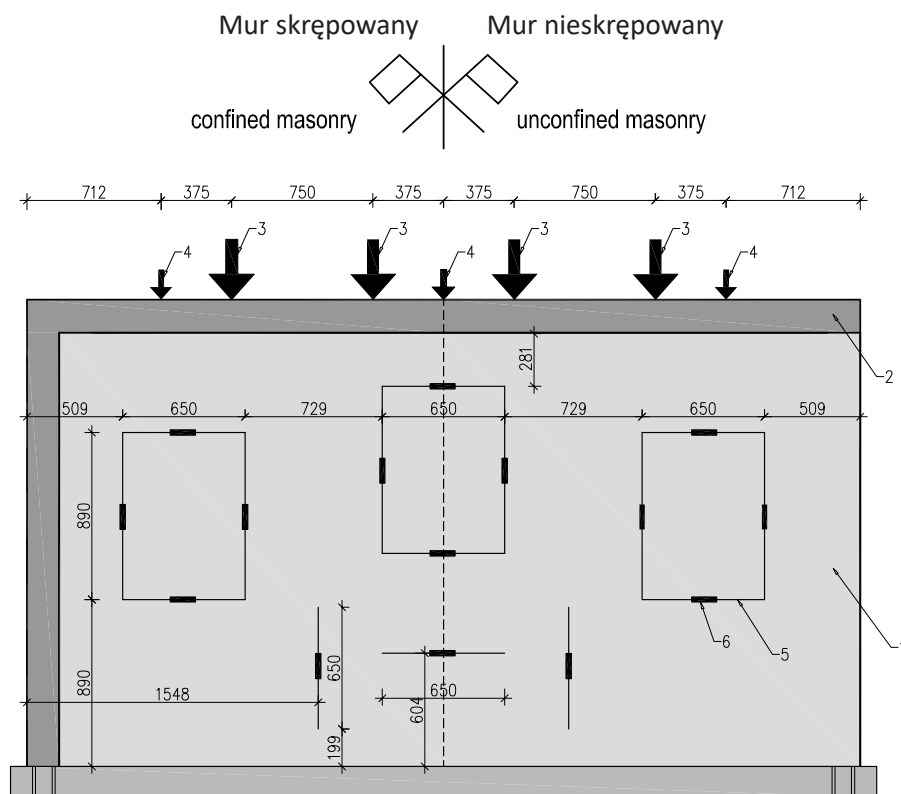
Tablica 3. Program badań ścian skrępowanych ściskanych

Nazwa serii	Skrępowanie	Rodzaj zaprawy	Liczebność modeli
1	2	3	4
MNS-Z1, MNS-Z2 	Brak	I	2
		II	2
MNSO-Z1, MNSO-Z2 	Brak	I	2
		II	2
MS-Z1, MS-Z2 	Wzdłuż obwodu	I	2
		II	2

	Wzdłuż obwodu	I	2
		II	2
	Wzdłuż obwodu i przy otworze	I	2
		II	2
Razem:			20

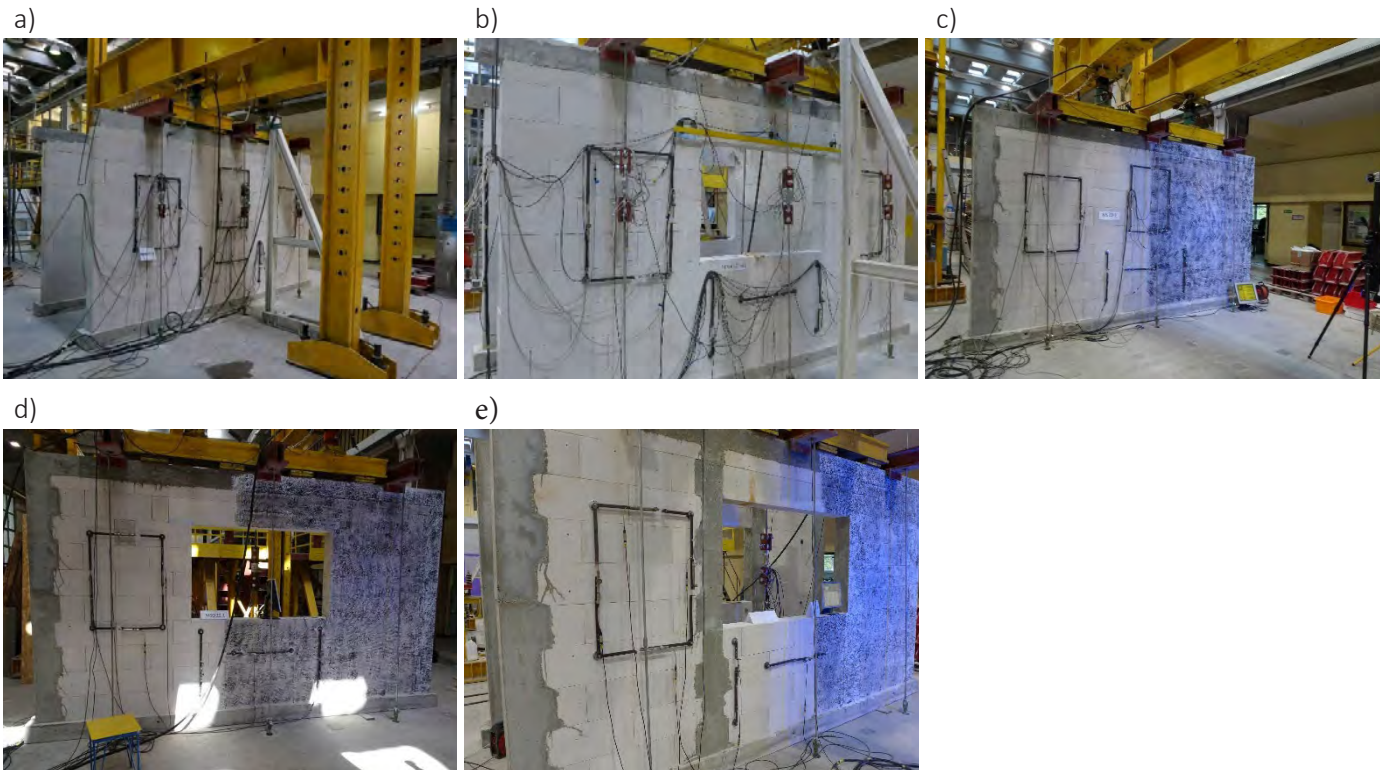
Obciążenia przykładano najpierw z siłowników tłokowych równomiernie, aż do wyczerpania zakresu siłowników tłokowych. Następnie obciążenie przykładano przez ramy, równomiernie, aż do zniszczenia modeli. Obciążenie przykładano w sposób jednostajny, zwiększając ciśnienie w siłownikach za pomocą automatycznych pomp.

Podczas badań rejestrowano przemieszczenia na bazach pomiarowych, pokazanych na rysunku 16, oraz siły w siłomierzach zabudowanych pod ramami i na cięgnach. Rejestrację przemieszczeń wykonywano, używając 34 transformatorowych przetworników przemieszczeń liniowych o dokładności 0,02 mm. Oprócz pomiaru przemieszczeń przy pomocy transformatorowych przetworników przemieszczeń liniowych wykonano również w dwóch modelach bezdotykowy pomiar optyczny strefy przy otworze okiennym.



Rys. 16. Schemat obciążenia modeli badawczych, 1 - model, 2 - wieniec/rygiel, 3 - obciążenie z ramy, 4 - obciążenie z cięgien, 5 - ramka pomiarowa, 6 - przetwornik przemieszczeń liniowych

Widok przykładowych modeli nieskrępowanych i skrępowanych przed badaniem pokazano na rysunku 17. W modelach oprócz pomiarów przemieszczeń transformatorowymi przetwornikami przemieszczeń prowadzono również bezdotkowy pomiar systemem optycznym. Wymagało to pomalowania powierzchni modelu w nieregularny wzór.



Rys. 17. Widok badanych modeli: a) model nieskrępowany bez otworu MNS, b) model nieskrępowany z otworem MNSO, c) model skrępowany bez otworu MS, d) model skrępowany z otworem MSO, e) model skrępowany obwodowo i przy otworze M2SO

W tabelicy 4 podano całkowite siły niszczące i rysujące badane modele, a na rysunku 18 pokazano wykresy siła pionowa - odkształcenie pionowe dla odpowiadających układów murów skrępowanych i nieskrępowanych. Nie stwierdzono istotnego wpływu wypełniania spoin pionowych na poziom siły rysującej i niszczącej. Zastosowanie skrępowania w ścianach pełnych spowodowało ponad 30% wzrost nośności badanych modeli (rys. 18a). Skrępowanie ścian z otworami tylko po ich obrysie nie wpłynęło natomiast na poziom siły niszczącej (rys. 18b), jednakże zastosowanie dodatkowego skrępowania przy otworach okiennych spowodowało już blisko 60% wzrost siły niszczącej (rys. 18c). Na rysunku 18d pokazano wpływ skrępowania obwodowego oraz skrępowania obwodowego z dodatkowym skrępowaniem przy otworach.

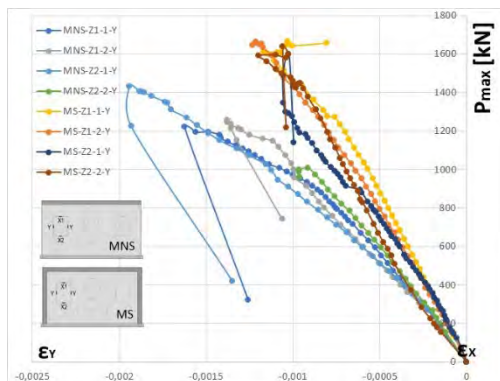
Skrępowanie nie wpłynęło istotnie na poziom siły rysującej w ścianach pełnych i w ścianach z otworem. Wyraźny wpływ na poziom siły, przy której występuje pierwsza rysa, zaobserwowano jedynie w murach z dodatkowym skrępowaniem przy otworach okiennych. Siła rysująca wzrosła tu o około 60%. Skrępowanie miało natomiast wpływ na wielość rozwarcia rysy, których rozwarcie było kilkakrotnie mniejsze.

Tabela 4. Wyniki badań murów skrępowanych

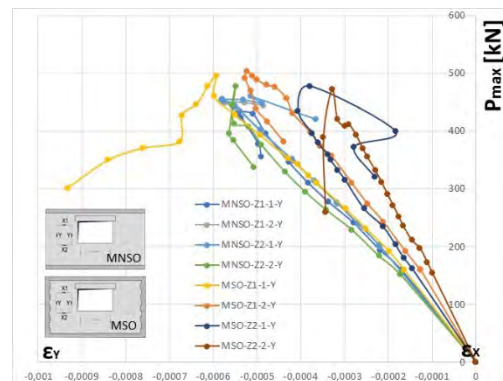
Nazwa serii		Siła rysująca [kN]	Średnia siła rysująca [kN]	Siła niszcząca [kN]	Średnia siła niszcząca [kN]
1	2	3	4	5	6
MNS-Z1	MNS-Z1-1	475,6	474,7	1223,3	1239,3
	MNS-Z1-2	473,8		1255,2	
MNS-Z2	MNS-Z2-1	377,1	354,6	1431,1	1218,7
	MNS-Z2-2	332,0		1006,3	
MS-Z1	MS-Z1-1	480,2	476,5	1664,3	1663,4
	MS-Z1-2	472,7		1662,6	

MS-Z2	MS-Z2-1	456,6	414,2	1600,1	1619,2
	MS-Z2-2	371,8		1638,4	
MNSO-Z1	MNSO-Z1-1	160,4	180,2	444,7	448,0
	MNSO-Z1-2	200,0		451,2	
MNSO-Z2	MNSO-Z2-1	202,0	177,2	460,5	469,0
	MNSO-Z2-2	152,3		477,4	
MSO-Z1	MSO-Z1-1	192,6	192,6	496,1	499,8
	MSO-Z1-2	192,5		503,4	
MSO-Z2	MSO-Z2-1	180,1	167,6	478,4	475,3
	MSO-Z2-2	155,1		472,2	
M2SO-Z1	M2SO-Z1-1	270,6	287,3	591,0	580,5
	M2SO-Z1-2	303,9		570,1	
M2SO-Z2	M2SO-Z2-1	259,2	277,2	614,3	607,1
	M2SO-Z2-2	295,2		600,0	

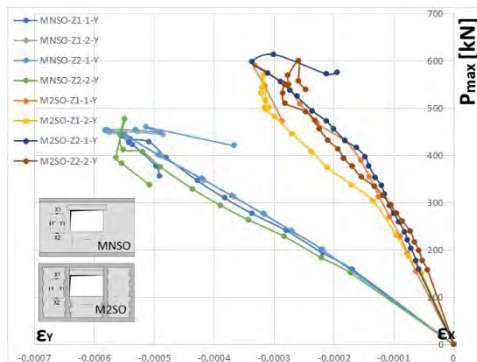
a)



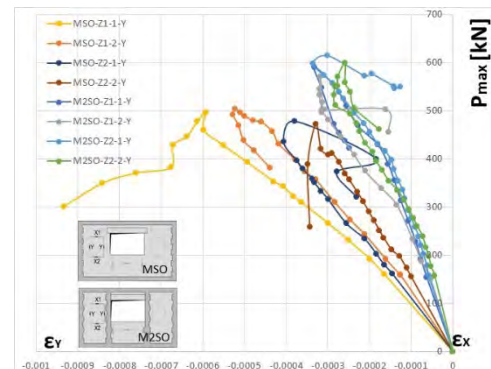
b)



c)



d)

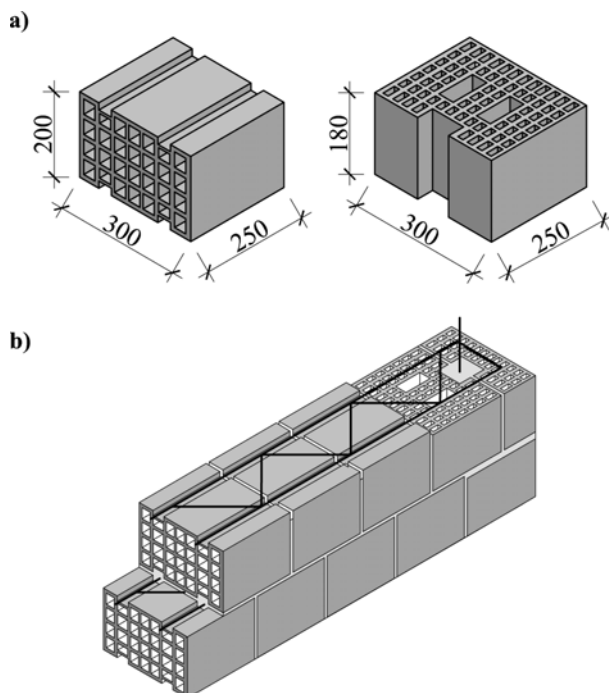


Rys. 18. Porównanie wyników badań: a) wpływ skrupowania w ścianie pełnej, b) wpływ skrupowania w ścianie z otworem, c) wpływ podwójnego skrupowania w ścianie z otworem, d) różnica między pojedynczym a podwójnym skrupowaniem w ścianie z otworem

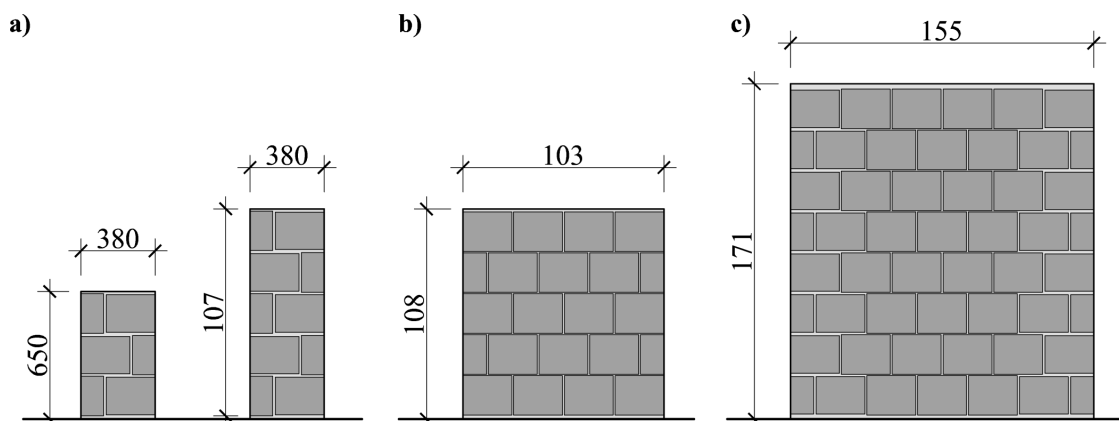
Da Porto, Mosele i Modena z uniwersytetu w Padwie wykonali badania ceramicznych murów ściskanych skrupowanych zbrojeniem pionowym i poziomym [4] i [47]. W badaniach wykorzystano ceramiczne elementy murowe dwóch typów. Typ pierwszy ma drążenia poziome oraz poziome bruzdy na powierzchniach wspornych, w których umieszczane jest zbrojenie typu kratowniczka. Drugi typ ceramicznych elementów murowych ma drążenie pionowe, przez które prowadzi się zbrojenie pionowe. Elementy murowe i ideę badanego systemu pokazano na rysunku 19.

Badania prowadzono na elementach badawczych obejmujących cały system (ze zbrojeniem poziomym i pionowym) oraz na próbkach zbrojonych tylko pionowo lub tylko poziomo. Badano murowane słupki zbrojone tylko pionowo (rys. 20a) o szerokości 38 cm i wysokości 65 (seria C3) oraz 107 cm (seria C5). Modele zbrojone tylko pionowo (rys. 20b) miały szerokość 103 cm i wysokość 108 cm i zbrojone były prętami żebrowanymi średnicy 6 mm, niepowiązanymi wzajemnie (seria SRHC), oraz zbrojeniem typu kratowniczka z prętami głównymi średnicy 5 mm (seria TRHC). Elementy badawcze obejmujące cały system (zbrojone poziomo i pionowo) miały szerokość 155 cm i wysokość 171 cm (rys. 20c). Podobnie jak modele zbrojone tylko poziomo, elementy te zbrojono z użyciem prętów średnicy 6 mm (seria

SRC) i zbrojenia typu kratowniczka (seria TRC). Wyniki badań uśrednione w ramach każdej z serii zamieszczono w tablicy 5.



Rys. 19. Elementy murowe (a) i idea zbrojenia (b) w badaniach Da Porto, Mosele i Modeny [4] i [47]



Rys. 20. Modele badawcze w badaniach Da Porto, Mosele i Modeny: a) murowane słupki zbrojone pionowo (serie C3 i C5), b) murowane ściany zbrojone poziomo (serie SRHC i TRHC), c) murowane ściany zbrojone pionowo i poziomo (serie SRC i TRC) [4] i [47]

Modele słupowe (serie C3 i C5) niszczyły się przez pionowe zarysowania. W podobny sposób niszczyły się modele zbrojone poziomo (serie SRHC i TRHC). Przy około 60% siły niszczącej w modelach tych pojawiały się pierwsze rysy. W modelach zbrojonych pionowo i poziomo pierwsze rysy pojawiały się na poziomie 30÷60% naprężenia niszczącego. Kolejne rysy pojawiały się dopiero przy poziomie 90% naprężenia niszczącego.

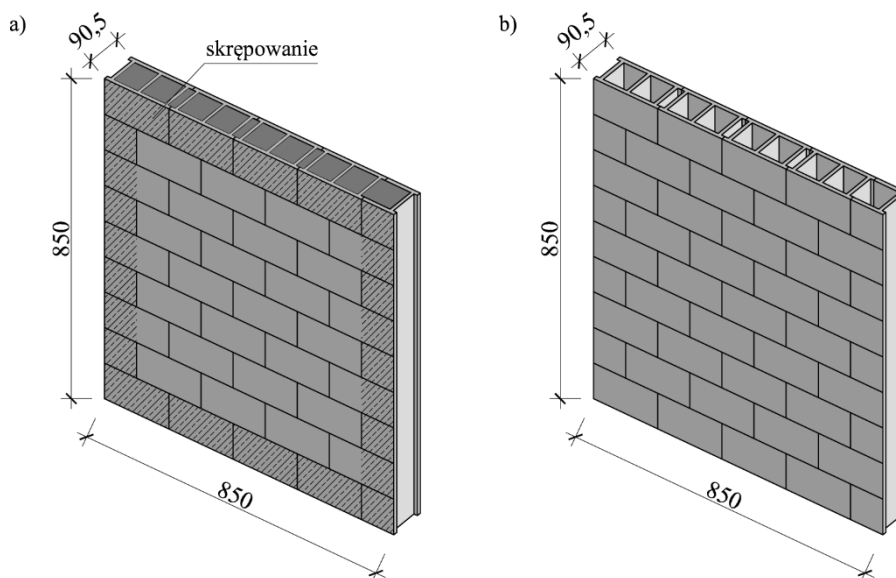
Tablica 5. Wyniki badań Da Porto, Mosele i Modeny [4] i [47]

Seria	Wytrzymałość na ściskanie f_c [N/mm ²]	Moduł sprężystości E [N/mm ²]	Współczynnik Poissona ν
1	2	3	4
C3	5,44	7781	0,23
C5	5,73	7587	0,23
SRHC	2,95	4225	0,18
TRHC	2,48	4427	0,20
SRC	4,11	6492	0,10
TRC	3,69	5231	0,12

Największą nośność wykazały modele słupowe, lecz miały one największy procentowy udział zbrojenia. Modele zbrojone pionowo i poziomo (serie SRC i TRC) miały nośność większą od modeli zbrojonych tylko pionowo, odpowiednio o blisko 40 i 50%. Można żałować, że autorzy badań nie przebadali modeli bez zbrojenia.

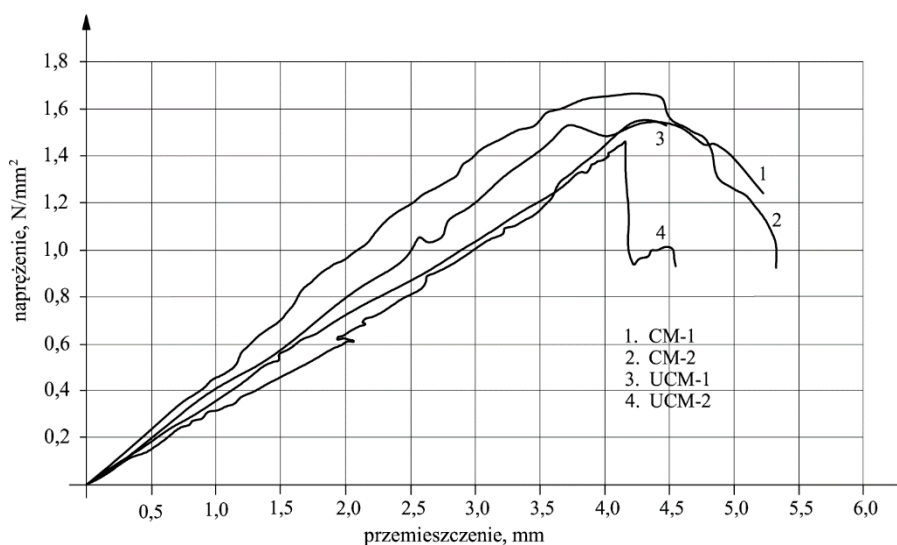
5.3. Badania skrępowanych ścian ścinanych

Janaraj i Dhanasekar z Queensland University of Technology w Australii przeprowadzili badania [32] murów skrępowanych i nieskrępowanych zgodnie z normą ASTM-E519 [N1] (badania wytrzymałości na ścinanie przez ukośne rozciąganie). Badaniu poddano 4 elementy próbne (dwa skrępowane oznaczone jako CM i dwa nieskrępowane - UCM) z drążonych elementów betonowych o grubości 9,05 cm (rys. 21). Modele miały wymiary 85x85 cm. W modelach skrępowanych stosowano zbrojenie w postaci jednego pręta średnicy 12 mm ze stali o granicy plastyczności 500 MPa. Zbrojenie układano w betonie o wytrzymałości około 30 MPa w drążeniach elementów murowych.



Rys. 21. Modele badawcze w badaniach Janaraj i Dhanasekar [32]: a) modele skrępowane CM, b) modele nieskrępowane UCM

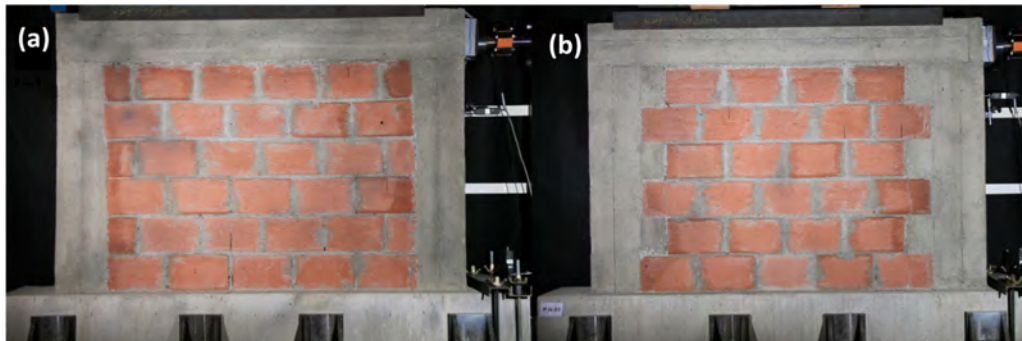
Na rysunku 22 pokazano wykresy naprężenie ścinające – ukośne przemieszczenie otrzymane z badań. Uzyskano wzrost nośności murów skrępowanych o niecałe 10% w porównaniu do murów nieskrępowanych.



Rys. 22. Wyniki badań Janaraj i Dhanasekar [32] (opis w tekście)

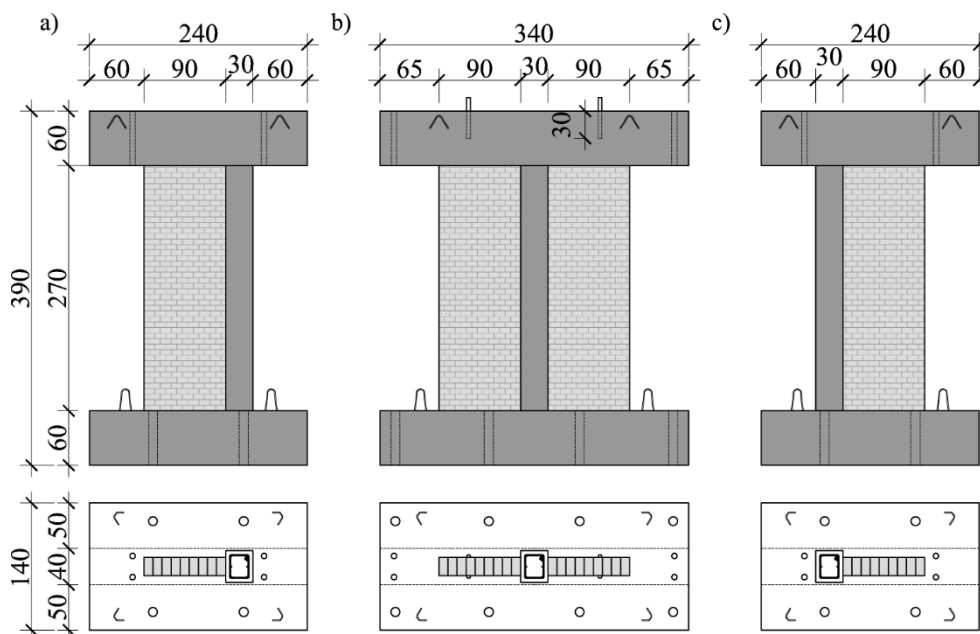
Na uniwersytecie de Tébessa w Algierii Belghiata z zespołem przeprowadził badania skrępowanych murów z drążonych bloczków ceramicznych. W pracy [2] opisano badania ścian o wymiarach 1,52x2,06 m i grubości 10 cm. Ściany wykonano jako dwuwarstwowe z 50 mm pustką pośrodku i skrępowano je żelbetowymi rdzeniami o przekroju 25x25 cm. Wykonano cztery modele, dwa bez strzępi i dwa z rdzeniami zaopatrzonymi w strzępia (rys. 23). Modele

badano, przykładając na górny rygiel obciążenie pionowe o wartości 80 kN oraz obciążenie poziome w jednym cyklu lub w kilku cyklach (po jednym modelu ze strzępami i bez strzępi), aż do zniszczenia. W badaniach nie stwierdzono istotnego wpływu strzępi na nośność i sztywność badanych modeli. W modelach ze strzępami występowała jedna dominująca rysa, a w modelach bez strzępi stwierdzono występowanie większej liczby zarysowań o mniejszym rozwarciu. Należy tu podkreślić, że w każdej serii wykonano jednak tylko po jednym modelu, co nie pozwala na przeprowadzenie jakiegokolwiek analizy statystycznej. Nie zbadano ponadto modeli bez skrępowania.



Rys. 23. Widok modeli stosowanych w badaniach Belghiata, Messabhia, Plassiarda i Guenfouda [2]: a) model bez strzępi, b) model ze strzępami

Tu z zespołem z Narodowego Uniwersytetu Cheng Kung na Tajwanie wykonali badania ścian skrępowanych obciążonych cyklicznie i monotonicznie [63]. Badania wykonano na modelach wzniesionych z ceramicznej cegły o wymiarach 53x95x200 mm. Modele miały wysokość 2,7 m i szerokość 0,9 m lub 1,8 m, zwiększoną o szerokość elementu krępującego. Skrępowanie realizowano przez żelbetowy (C25/30) słup o przekroju 20x40 cm, zbrojony 8 prętami (granica plastyczności 490 MPa) średnicy 8 mm i strzemionami średnicy 3 mm, w rozstawie co 10 cm. Wykonano 5 modeli badawczych (rys. 24). W modelach typu A i AC żelbetowy słup zlokalizowano przy krawędzi modelu, w modelach typu B i BC w ich środku, a model C był identyczny jak modele A i AC, lecz badano go, umieszczając w stanowisku w kierunku odwrotnym do modeli A i AC (siłę poziomą przykładano do żelbetowego słupa, a nie do muru).

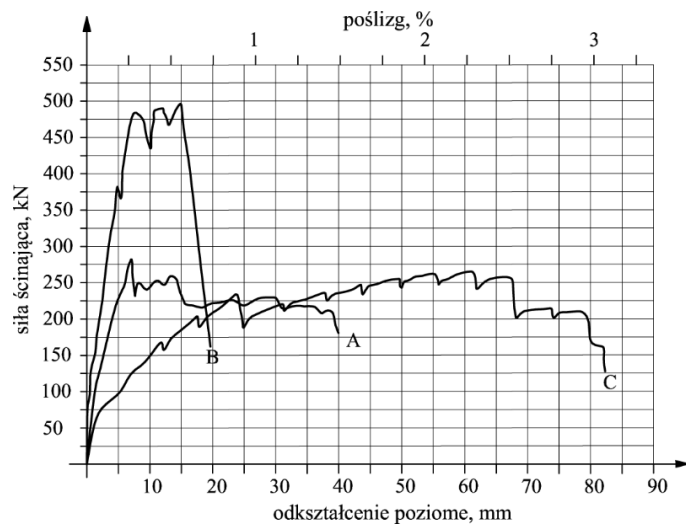


Rys. 24. Widok modeli stosowanych w badaniach Tu z zespołem [63]: a) modele A i AC, b) modele B i BC, c) model C

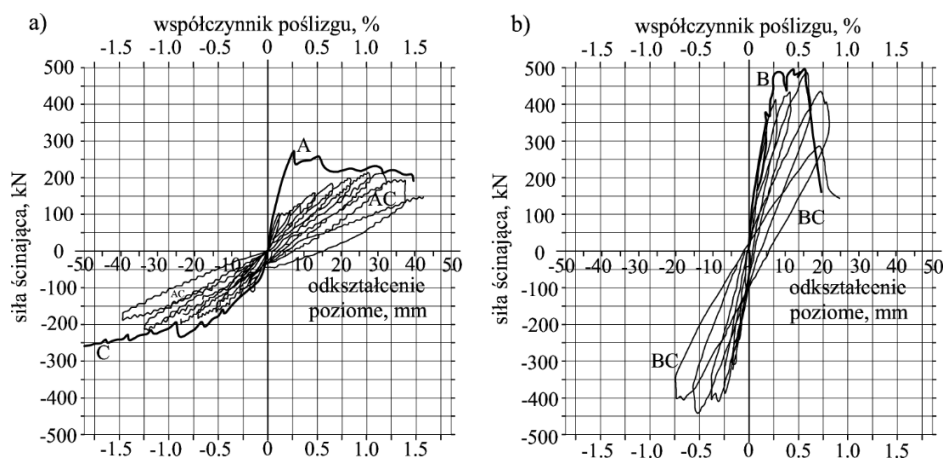
W pierwszej fazie obciążenia do modeli przyłożono siłę pionową o wartości 313,6 kN. Następnie modele obciążano siłą poziomą. Modele A, B i C obciążono poziomo monotonicznie, natomiast modele AC i BC cyklicznie. Na rysunku 25 pokazano porównanie wykresów poziome obciążenie – poziome przemieszczenie modeli obciążonych monotonicznie. Stwierdzono dwukrotną różnicę pomiędzy wartością maksymalnej siły uzyskanej w badaniach modeli A i C oraz w badaniu modelu B. Wartości sił poziomych w modelach A i C były podobne, natomiast model C wykazywał znacznie większe odkształcenia.

Na rysunku 26 pokazano porównanie wyników badań modeli obciążonych monotonicznie i cyklicznie. Nośność modeli A obciążonych monotonicznie była ponad 30% większa niż nośność modeli obciążanych cyklicznie. W przypadku modeli B nośność była tylko nieco większa niż w badaniach cyklicznych modeli BC (różnica mniej niż 5%). Nie stwierdzono również

istotnych różnic między odkształceniami uzyskanymi z badań monotonicznych i obwiednią wyników badań cyklicznych. Prowadzi to do wniosku, że przyjęte modele nie były wrażliwe na sposób obciążenia. Należy jednak zwrócić uwagę, że żelbetowy słup był znacznie sztywniejszy od murowanych ścian. Przy mniejszych wymiarach krępujących rdzeni wpływ sposobu obciążenia może się ujawnić.



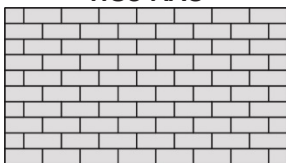
Rys. 25. Wyniki badań monotonicznych [63]

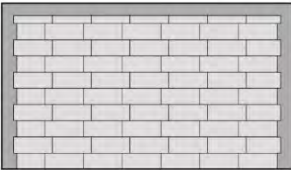
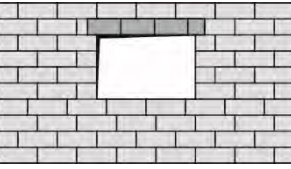
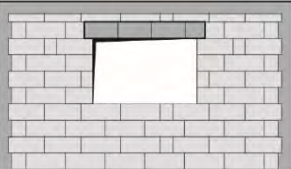
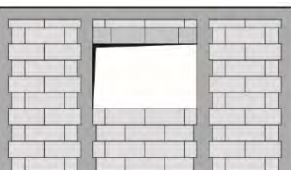


Rys. 26. Porównanie badań monotonicznych i cyklicznych [63]: a) modele A, AC i B, b) modele B i BC

Jasiński z Politechniki Śląskiej w Gliwicach przeprowadził obszerne badania ścian z betonu komórkowego w skali naturalnej, skrępowanych poddanych ścinaniu i ściskaniu [37], [34], [35]. Ściany miały długość równą 4,43 m, wysokość równą 2,49 m i grubość 0,18 m. Ściany wzniesiono z bloczków o znormalizowanej wytrzymałości na ściskanie 4,0 MPa, na ciekłą spoinę. Program badań obejmował wykonanie sześciu modeli nieskrępowanych i osiemnastu modeli skrępowanych. Badaniu poddano ściany pełne i ściany z otworem. Ściany z otworem skrępowano po obwodzie oraz po obwodzie i przy krawędziach otworów. Program badań zamieszczono w tablicy 6.

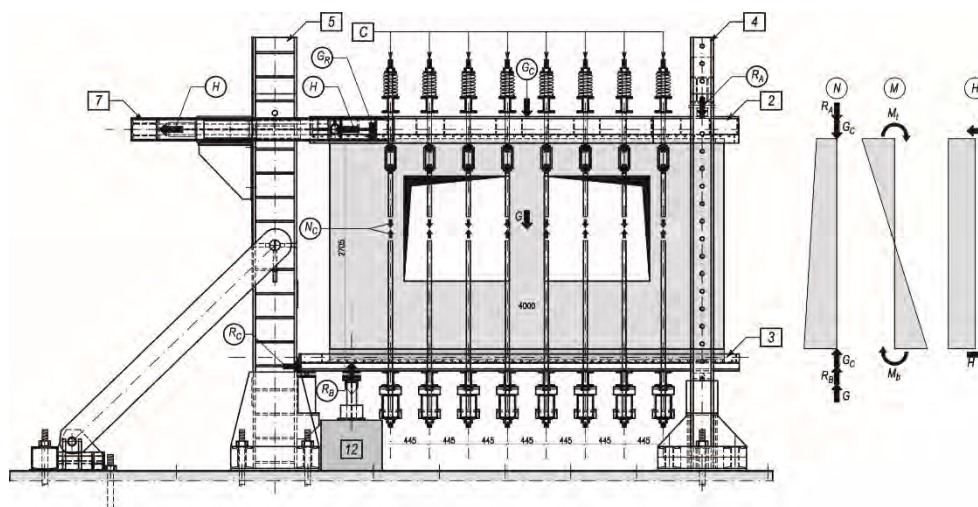
Tablica 6. Program badań ścian skrępowanych ścinanych poziomo [37], [34], [35]

Nazwa serii	Skrępowanie	Poziom naprężenia ściskającego σ_c [MPa]	Liczebność modeli
1	2	3	5
HOS-AAC 	Brak	0,1	1
		0,75	1
		2*	2

	Wzdłuż obwodu	0,10	2
		0,75	2
		1,0	2
	Brak	0,1	1
		1,0	1
	Wzdłuż obwodu	0,10	2
		0,75	2
		1,0	2
	Wzdłuż obwodu i przy otworze	0,10	2
		0,75	2
		1,0	2
Razem			24

*) jeden element uległ zniszczeniu w trakcie wstępnego ściskania – wynik odrzucono

Stanowisko do badań murów ścinanych poziomo składało się z dwóch stalowych słupów, trzech poziomych rygli oraz czterech zestawów ciągnowych, służących do wywołania wstępnych naprężeń ściskających σ_c . Ściany badano w schemacie częściowo utwierdzonym, w którym momenty zginające na górnej i dolnej krawędzi generowane były przez mimośrodowe przyłożenie wypadkowych sił podłużnych. Widok stanowiska badawczego oraz schemat statyczny badań przedstawiono na rysunku 27.

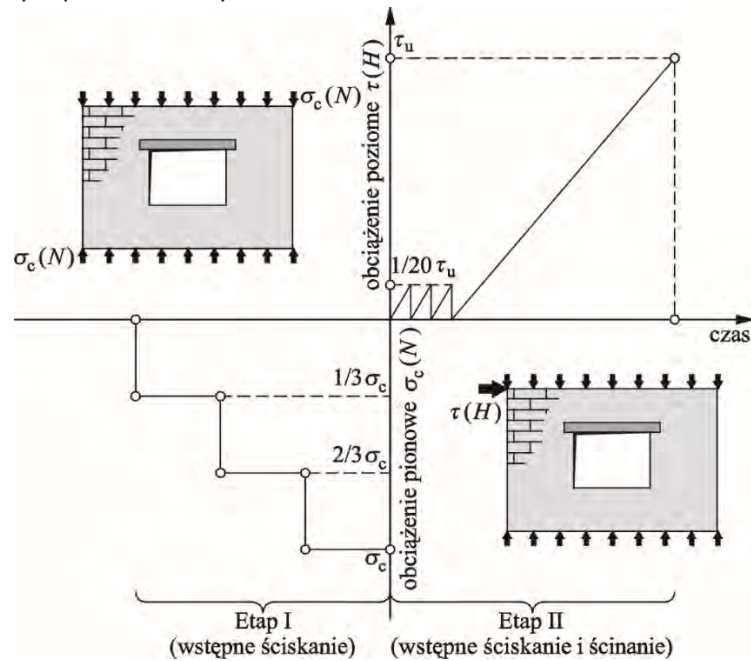


Rys. 27. Stanowisko badawcze [37], [34], [35]

Badanie każdego modelu przebiegało sekwencyjnie. W pierwszej części w elementach badawczych wywoływano wstępne naprężenia ściskające σ_c prostopadłe do płaszczyzny spoin wspornych za pomocą układów ciągnowych. W drugiej części wstępnie ściśnięte elementy obciążano siłą poziomą H . Program obciążenia wszystkich modeli obejmował trzy cykle obciążenia

i odciążenia (rys. 28). W pierwszych dwóch cyklach zrealizowano obciążenie o wartości 10 kN, czyli ok. 5% przewidywanego obciążenia niszczonego H_u . Kontrolowano wówczas wskazania aparatury pomiarowej i dopasowano ruchome elementy stanowiska do pozycji wyjściowych. W trzecim cyklu – niszczącym modele obciążano każdorazowo doraźnie do momentu, gdy nie rejestrowano przyrostu siły na siłomierzu, przy jednoczesnym przyroście poziomych przemieszczeń rygla.

Obciążenie zwiększano skokowo co 10 kN w 2-minutowych odstępach czasowych, dokonując za pośrednictwem automatycznego stanowiska pomiarowego rejestracji wskazań siłomierzy, indukcyjnych czujników przemieszczeń. Widok przykładowych modeli badawczych pokazano na rysunkach 29 i 30.

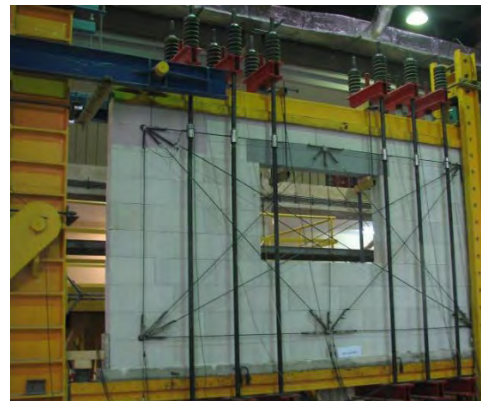


Rys. 28. Etapy (sekwencje) obciążenia elementów badawczych [37], [34], [35]

a)



b)



Rys. 29. Widok badanych modeli nieskrępowanych [37], [34], [35]: a) model nieskrępowany bez otworu HOS-AAC, b) model nieskrępowany z otworem HAS-AAC

a)



b)



c)



Rys. 30. Widok badanych modeli skrępowanych [37], [34], [35]: a) model skrępowany bez otworu HOS-C-AAC, b) model skrępowany z otworem HAS-C1-AAC, c) model skrępowany obwodowo i przy otworze HAS-C2-AAC

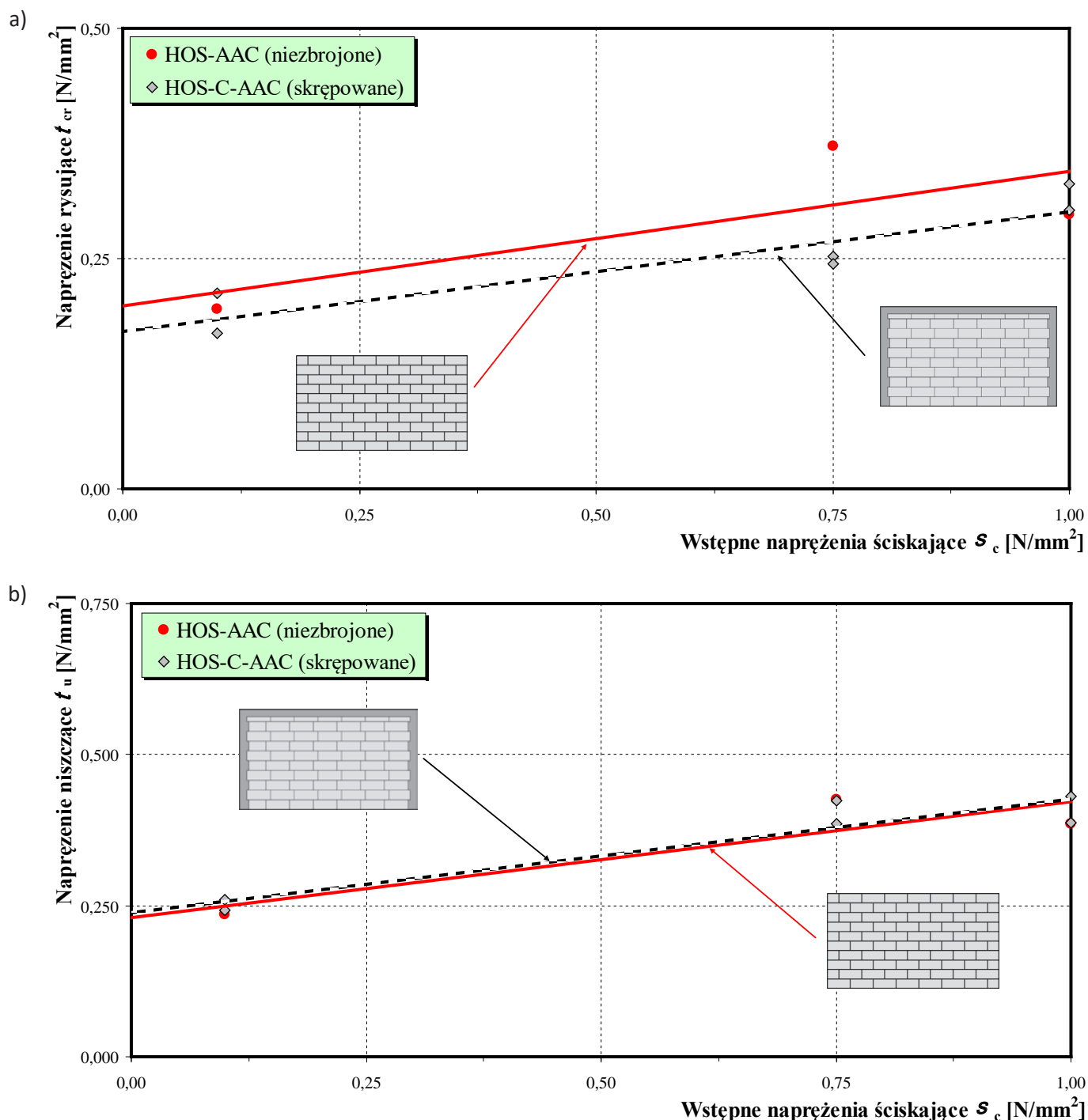
Wartości naprężeń rysujących t_{cr} i niszczących t_u , kąta odkształcenia postaciowego w chwili zarysowania $Q_{cr,mv}$ i kąta deformacji postaciowej w chwili zniszczenia $Q_{u,mv}$, początkowych sztywności K_0 oraz sztywności w chwili zarysowania K_{cr} uśrednione w ramach serii podano w tablicy 7.

W badaniach ścian bez otworów wzrost wartości wstępnych naprężeń ściskających wywołał wyraźny wzrost naprężeń rysujących i niszczących. Przy naprężeniach ściskających równych 0,75 i 1,0 N/mm² przyrosty naprężeń rysujących wynosiły odpowiednio 30% (ściany serii HOS-C-AAC-075) i 66% (ściany serii HOS-C-AAC-10), natomiast wzrosty naprężeń niszczących były równe odpowiednio 62% (ściany serii HOS-C-AAC-075) i 63% (ściany serii HOS-C-AAC-10). Podobną tendencję stwierdzono dla kątów odkształcenia postaciowego Θ_{cr} w chwili zarysowania i kątów deformacji postaciowej w chwili zniszczenia Θ_u . W tym przypadku przyrosty odkształceń postaciowych Θ_{cr} wynosiły odpowiednio 134% (ściany serii HOS-C-AAC-075) i 342% (ściany serii HOS-C-AAC-10). Z kolei dla deformacji postaciowych Θ_u identycznie określone kąty deformacji postaciowych wynosiły odpowiednio 120% (ściany serii HOS-C-AAC-075) i 295% (ściany serii HOS-C-AAC-10).

Tablica 7. Średnie rezultaty badań modeli [37], [34], [35]

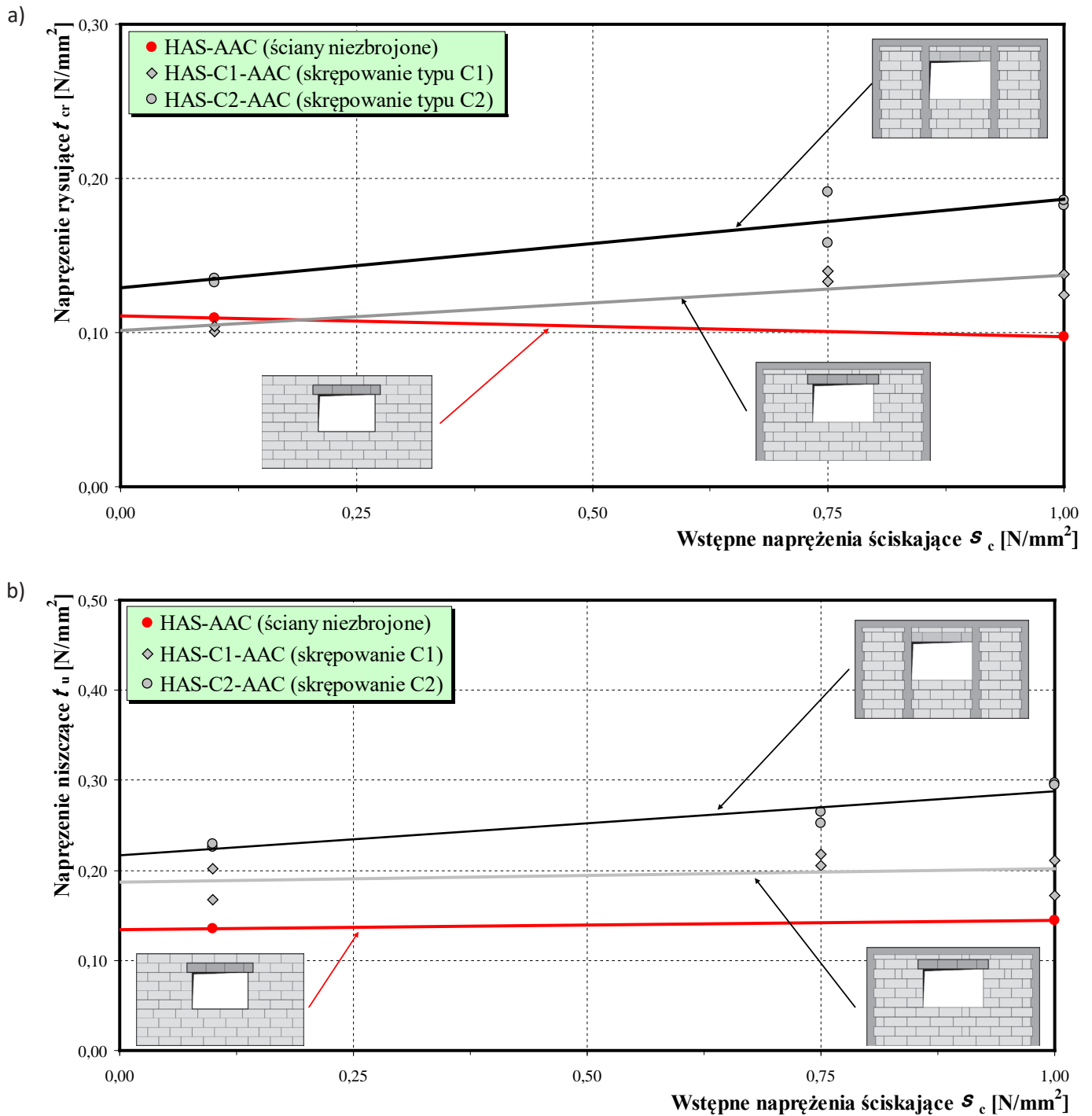
Element	Naprężenie ściskające s_c [MPa]	Naprężenia		Kąt odkształcenia (deformacji) postaciowej	
		zarysowanie	zniszczenie	zarysowanie	zniszczenie
		t_c [MPa]	t_u [MPa]	Q_{cr} [MPa]	Q_u [MPa]
1	2	3	4	5	6
HOS-AAC	0,10	0,130	0,157	0,281	0,966
	0,75	0,372	0,426	1,206	4,06
	1,0	0,109	0,210	0,391	3,54
HOS-C-AAC	0,10	0,191	0,251	0,210	2,023
	0,75	0,248	0,405	0,490	4,459
	1,0	0,317	0,409	0,926	7,999
HAS-AAC	0,1	0,084	0,104	0,902	1,65
	1,0	0,122	0,180	0,938	4,97
HAS-C1-AAC	0,10	0,103	0,185	0,496	7,114
	0,75	0,136	0,211	0,410	1,478
	1,0	0,131	0,192	0,311	1,046
HAS-C2-AAC	0,10	0,134	0,227	0,476	3,778
	0,75	0,175	0,259	0,415	2,308
	1,0	0,184	0,295	0,391	1,792

Na rysunku 31 przedstawiono porównanie wartości naprężeń stycznych w chwili zarysowania i naprężeń stycznych w chwili zniszczenia ścian skrępowanych oraz ścian nieskrępowanych.



Rys. 31. Zestawienie uzyskanych wartości naprężeń ścian bez otworów w zależności od wartości s_c : a) naprężenia rysujące – t_{cr} , b) naprężenia niszczące – t_u [37], [34], [35]

Wartości naprężeń odczytanych w chwili zarysowania ścian ze skrępowaniem typu C2 były wyraźnie większe od uzyskanych w modelach, w których zastosowano tylko obwodowe skrępowanie. W modelach ściskanych do wartości 0,1 i 0,75 N/mm² wzrost wartości naprężeń wyniósł około 30%. W maksymalnie ściskanych elementach naprężenia rysujące w modelach ze skrępowaniem otworu okiennego były większe o 40%. Podobną tendencję zaobserwowano w chwili zniszczenia. Tylko przy największych naprężeniach rzędu 1,0 N/mm² wzrost naprężeń niszczących wyniósł 54%. Przy pozostałych wstępnych naprężeniach s_c obserwowano większe naprężenia o około 23%. Podobna tendencja występowała w przypadku odkształcenia postaciowego. Porównanie wpływu zbadanych typów skrępowania na wartości naprężeń rysujących i niszczących przedstawiono w funkcji wstępnych naprężeń ściskających na rysunku 32.

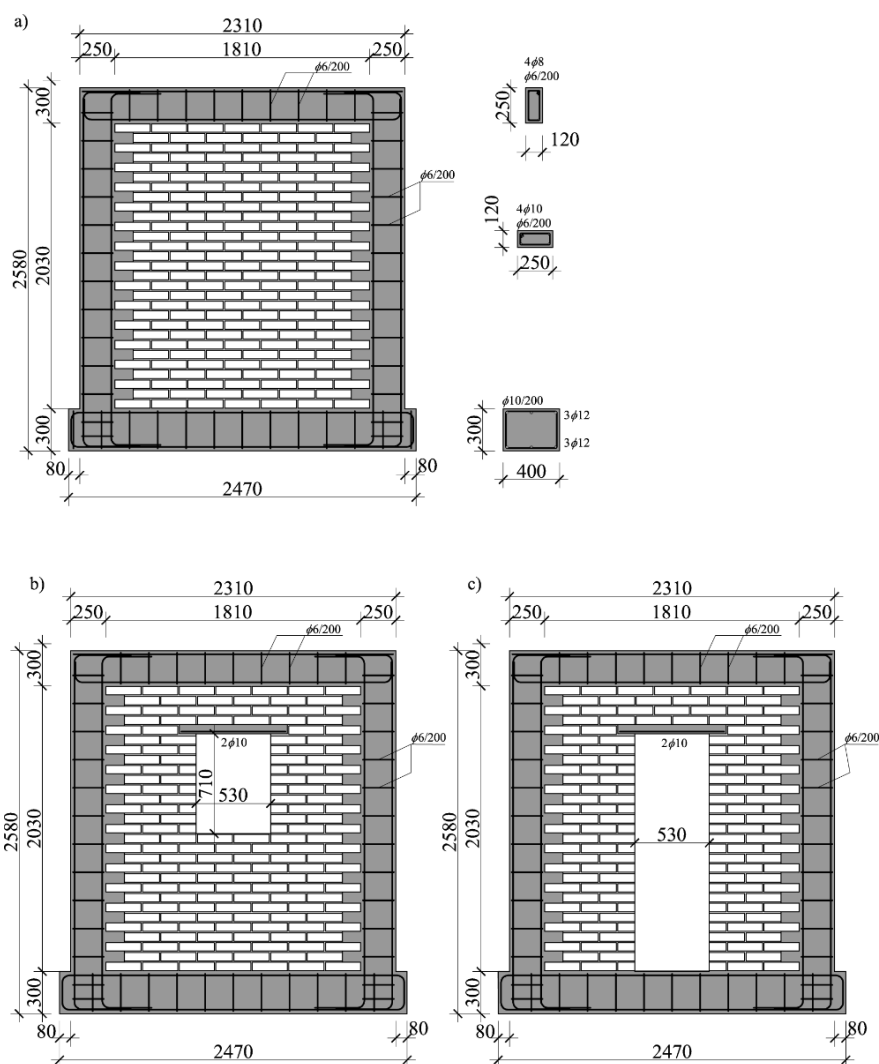


Rys. 32. Zestawienie uzyskanych wartości naprężeń w zależności od wartości s_c : a) naprężenia w chwili zarysowania – τ_{cr} , b) naprężenia w chwili zniszczenia – τ_u [37], [34], [35]

Okail z zespołem z Uniwersytetu Ain Shams w Kairze wykonali badania ścian skrępowanych pełnych i z otworami w skali naturalnej [49]. Wykonano sześć modeli badawczych składających się z murowanej ściany i żelbetowych elementów krępujących w postaci dwóch pionowych słupów i łączącego je poziomego ryglu. Modele różniły się pomiędzy sobą rodzajem zastosowanych elementów murowych, występowaniem otworów (okiennej lub drzwiowej) oraz różnym stopniem zbrojenia podłużnego i poprzecznego elementów krępujących. Charakterystykę badanych modeli podano w tabelicy 8. Wykorzystane w badaniach elementy murowe, zarówno ceramiczne, jak i betonowe, miały te same wymiary (250 x 120 x 60 mm), grubość spoiny zaś wynosiła 10 mm. Ściany wymurowywano na przygotowanych wcześniej żelbetowych podwalinach. W celu zapewnienia odpowiedniej współpracy pomiędzy murem a żelbetem wykonano strzępia. Na rysunku 33 pokazano geometrię badanych ścian wraz ze zbrojeniem krępujących elementów żelbetowych.

Tablica 8. Zestawienie modeli ścian skrępowanych w badaniach Okaila i innych [49]

Oznaczenie	Ściana	Materiał
1	2	3
CLY-S-CTRL	pełna	cegła
CLY-S-L	pełna	cegła
CLY-S-T	pełna	cegła
CMU-S	pełna	błoczki betonowe
CLY-P-W	z otworem okiennym	cegła
CLY-P-D	z otworem drzwiowym	cegła



Rys. 33. Modele stosowane w badaniach Okaila i innych [49]: a) CLY-S-CTRL, b) CLY-P-W, c) CLY-P-D

Obciążenie modeli realizowano jako kombinację oddziaływania pionowego i monotonicznie narastającego obciążenia poziomego. Dobór wartości obciążenia pionowego na poziomie 150 kN miał symulować warunki pracy dwupiętrowego budynku mieszkalnego o typowych wymiarach. Obciążenie poziome przyjęto jako narastające, w kroku 20 kN, aż do zniszczenia elementu badanego. Po każdej fazie na 2 minuty utrzymywano stałą wartość danego oddziaływania w celu zaznaczenia powstałych zarysowań. W kilku punktach mierzono również przemieszczenia ściany z dokładnością do 0,01 mm, wykorzystując do tego celu czujniki przemieszczeń liniowych.

Sily rysujące oraz sily niszczące poszczególne ściany wraz z odpowiadającymi wartościami maksymalnych przemieszczeń dla każdego z badanych modeli zestawiono w tablicy 9.

Tablica 9. Zestawienie wyników badań Okaila z zespołem [49]

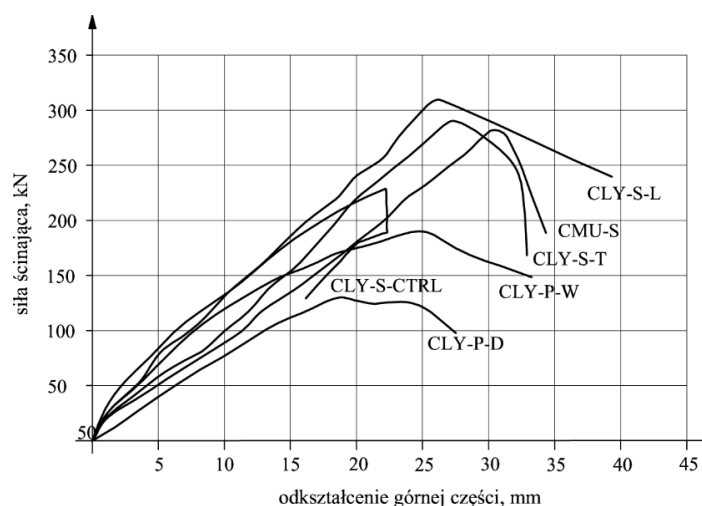
Oznaczenie ściany	Siła rysująca [kN]	Siła niszcząca [kN]	Przemieszczenie odp. sile niszczącej [mm]
1	2	3	4
CLY-S-CTRL	200	230	22,25
CLY-S-L	160	310	36,44
CLY-S-T	200	290	38,40
CMU-S	140	280	42,94
CLY-P-W	100	190	24,89
CLY-P-D	100	130	18,51

Sposób zarysowania się ścian był podobny, choć dokładny przebieg uszkodzeń był w dużej mierze uwarunkowany występowaniem otworu bądź też jego brakiem. Obserwowano postępujące zarysowanie schodkowe, przebiegające głównie przez spoiny wsporne i w ostatnim etapie rdzenia słupa krępującego.

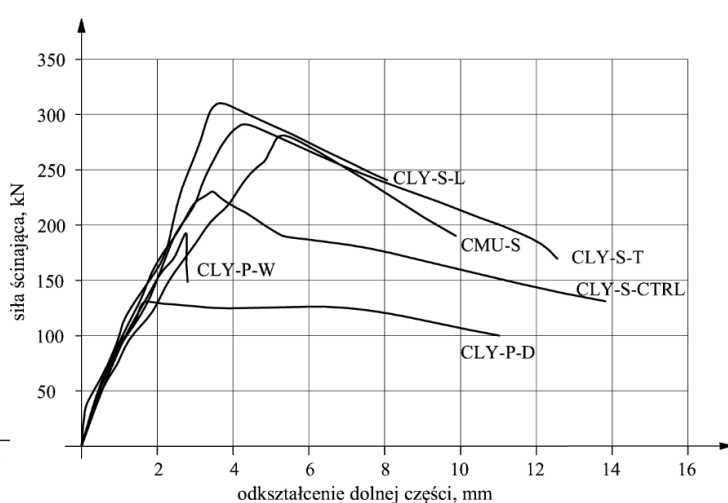
Ściana wykonana z betonowych bloczków była w stanie przenieść obciążenie boczne o wartości 280 kN, jej nośność więc była większa o 22% w stosunku do ściany z cegły ceramicznej (która wytrzymała oddziaływanie boczne równe 230 kN). Ściany pełne charakteryzujące się większym stopniem zbrojenia podłużnego i poprzecznego w słupkach krępujących wykazywały większą odporność na obciążenie wyjątkowe (310 kN dla CLY-S-L oraz 290 kN dla CLY-S-T), przy czym obszar naprężeń ściskających miał większy zasięg (myślowo wydzielony pręt ściskany miałby więc większą szerokość). Niewątpliwie przyrost nośności ściany związany ze zwiększeniem stopnia zbrojenia wskazuje na bardzo istotną rolę elementów krępujących, których zadaniem jest zapewnienie integralnej pracy całej konstrukcji i opóźnienie ewentualnego zniszczenia (np. ścicia słupa żelbetowego).

Ściana z otworem okiennym przeniosła siłę o wartości 190 kN, zaś ściana z otworem drzwiowym 130 kN. Jest to zatem 17 i 43% spadek nośności w stosunku do modelu odniesienia.

Na rysunkach 34 i 35 przedstawiono graficznie zależności pomiędzy obciążeniem ścinającym a przemieszczeniem odpowiednio górnej i dolnej części. Większość wykresów jest prawie liniowa, aż do momentu uzyskania siły niszczącej i ścicia słupków krępujących. Następuje wtedy gwałtowny spadek sztywności i wytrzymałości ścian, co wskazuje na kruchy charakter zniszczenia tego typu konstrukcji. Przedstawione wykresy podkreślają negatywny wpływ perforacji na nośność badanych ścian. Największy jej spadek zanotowano w przypadku muru z podłużnym otworem drzwiowym. Na podstawie zależności pokazanej na rysunku 35 można stwierdzić, że przesuw ściany jest mocno ograniczony do momentu zarysowania się, a następnie ścicia krępującego słupa.



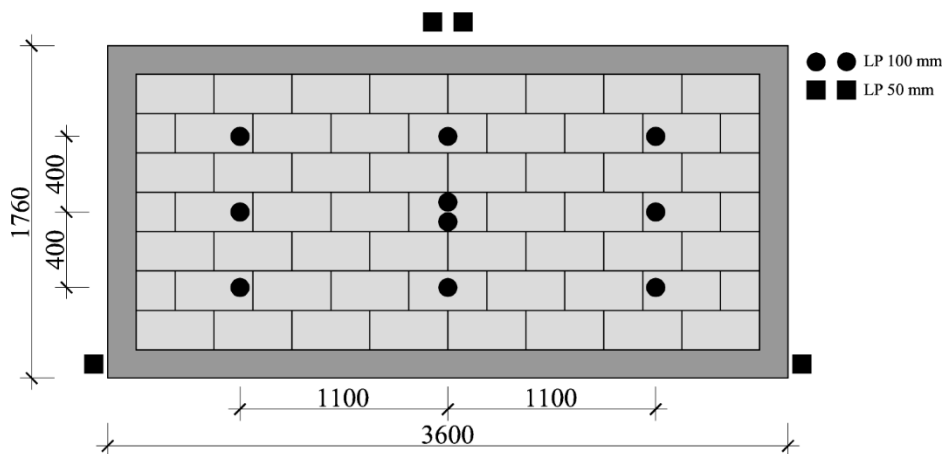
Rys. 34. Wykres zależności siła pozioma – przemieszczenie górnej części ściany z badań Okaila i innych [49]



Rys. 35. Wykres zależności siła pozioma – przemieszczenie dolnej części ściany z badań Okaila i innych [49]

5.4. Badania skrępowanych ścian poddanych zginaniu

W pracy [64] Varela-Rivera z zespołem z Uniwersytetu Autónoma de San Luis Potosí w Meksyku przeprowadzili badania sześciu ścian skrępowanych poddanych zginaniu z płaszczyzny. Badano ściany wykonane z bloczków betonowych o wymiarach 15x20x40 cm, wzniesionych na zaprawie cementowo-wapiennej (c:w:p 1:2:7). Zastosowano żelbetowe (C12/15) obwodowe elementy krępujące o przekroju 15x15 cm. Zbrojenie elementów krępujących stanowiły cztery pręty średnicy 9,5 mm (granica plastyczności 412 MPa) i strzemiona z prętów średnicy 6,3 mm co 20 cm (granica plastyczności 228 MPa). Elementy badawcze miały wymiary 0,15x1,76x3,6 m (rys. 36).



Rys. 36. Modele stosowane w badaniach Varela-Rivera z zespołem [64]

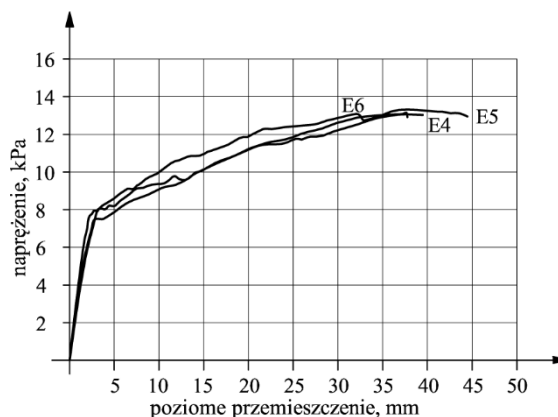
Badane modele podparto na trzech krawędziach (górna krawędź swobodna) oraz na czterech krawędziach. Na rysunku 37 pokazano przykładowy sposób zniszczenia modelu podpartego na trzech krawędziach i wykres obciążenie (naprężenie na powierzchni) – poziome przemieszczenie uzyskane z badań modeli podpartych na trzech krawędziach. Na rysunku 38 przedstawiono podobnie przykładowy sposób zniszczenia modelu podpartego na czterech krawędziach i wykres obciążenie (naprężenie na powierzchni) – poziome przemieszczenie uzyskane z badań modeli podpartych na trzech krawędziach. Stwierdzono, że sposób podparcia nie wpływa w sposób istotny na nośność skrępowanych modeli. Sposób podparcia ma natomiast duży wpływ na przemieszczenia poziome. W przypadku modeli niepodpartych wzdłuż górnego rygla przemieszczenia przy maksymalnym obciążeniu były czterokrotnie większe w porównaniu do modeli podpartych wzdłuż obwodu.

W pracy [64] nie podano wyników badań murów nieskrępowanych, stąd nie można stwierdzić, jaki był wpływ skrępowania na nośność i odkształcalność modeli.

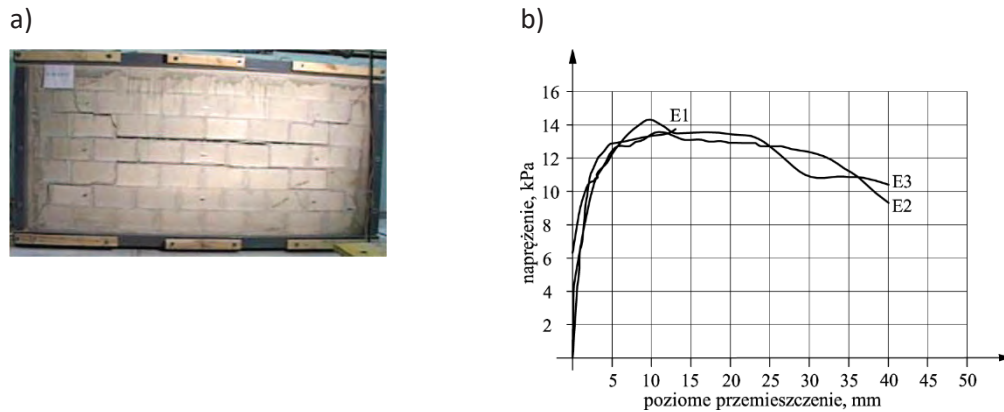
a)



b)



Rys. 37. Wyniki badań modeli podpartych na trzech krawędziach [64]: a) przykładowe zarysowanie, b) wykres obciążenie-poziome przemieszczenie



Rys. 38. Wyniki badań modeli podpartych na czterech krawędziach [64]: a) przykładowe zarysowanie, b) wykres obciążenie-poziome przemieszczenie

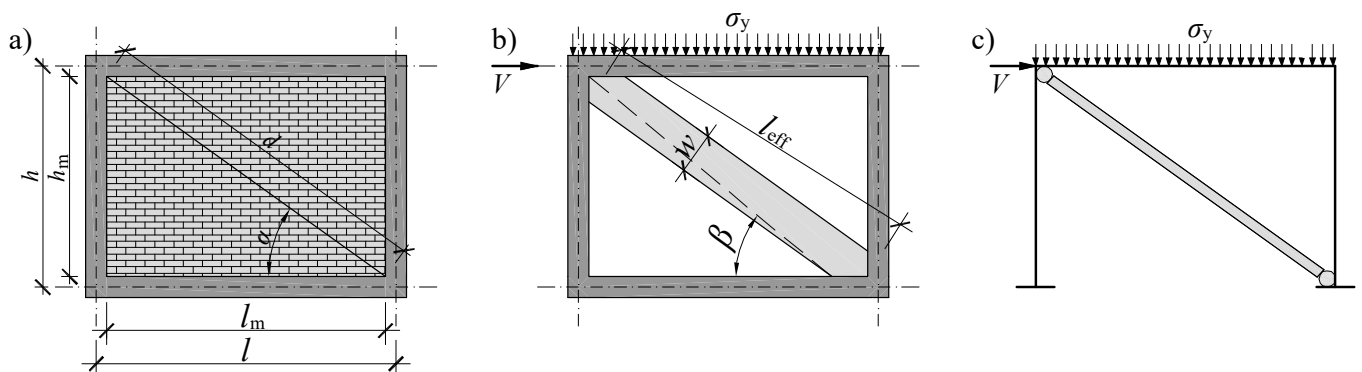
5.5. Modele prętowe do analiz obliczeniowych

Modele prętowe typu Strut & Tie stosowane są dość powszechnie do analiz murów skrępowanych. Wykorzystuje się je głównie do analiz murów podanych wpływowi sejsmicznemu [3], [24], [26], [42], [44], [56], [59], nic nie stoi jednak na przeszkodzie, aby modele te stosować przy obciążeniu monotonicznym. Należy tu jednak pamiętać, że norma Eurokod 6 PN-EN 1996-1-1 [N17] nie uwzględnia modeli prętowych. Modele prętowe bywają znacznie częściej stosowane w analizach konstrukcji żelbetowych.

Zasady tworzenia modeli prętowych opisał Starosolski z Politechniki Śląskiej w Gliwicach w pracy [60]. W konstrukcji wydziela się tzw. obszary B i D. Obszar B to taki, w którym obowiązuje zasada Bernoullego (przekroje płaskie przed obciążeniem pozostają płaskie po obciążeniu), a przebieg naprężeń jest liniowy. W obszarze D występują lokalne koncentracje lub/i zaburzenia geometrii generujące krzywoliniowy przebieg naprężeń. Tworzenie modeli prętowych polega na zastępowaniu stref ściskanych i rozciąganych konstrukcji prętami ściskanymi (strut) i rozciąganymi (tie). O ile w strefach B przyjęcie przebiegu tych elementów jest stosunkowo łatwe, to w obszarach D nie jest już takie oczywiste. Można tu wspomóc się modelami MES lub tzw. metodą ścieżek sił, która jednak wymaga dobrego wycucia rozkładu naprężeń w analizowanym obszarze.

Tworzenie modelu prętowego muru skrępowanego różni się nieco od tworzenia modeli prętowych w konstrukcjach żelbetowych czy klasycznych konstrukcjach murowych. Należy tu bowiem uwzględnić różną sztywność betonu i muru. Dlatego w pierwszej kolejności zastępuje się żelbetowe rygle i rdzenie krepujące prętami, a następnie w tak skonstruowaną ramę wprowadza się przegubowo podparte pręty odwzorowujące przebieg ściskania w murze.

Modele prętowe najczęściej stosuje się w analizie skrępowanych murów ścinanych, choć spotyka się również przypadki analiz murów ściskanych [24]. Na rysunku 39 pokazano sposób tworzenia prętowego modelu ścinanego muru skrępowanego. W skrępowanych murach ścinanych strefa ściskana konstrukcji murowej kształtuje się wzdłuż przekątnej. Zazwyczaj przyjmuje się, że mur nie ma wytrzymałości na rozciąganie, wobec tego w strefach muru nie zakłada się występowania prętów rozciąganych.



Rys. 39. Założenia modelu prętowego muru ścinanego: a) geometria konstrukcji, b) zastępczy pręt ściskany, c) model prętowy

Zniszczenie muru skrępowanego może wystąpić na skutek poślizgu w płaszczyźnie spoin wspornych, zarysowania ukośnego, ściskania ukośnego lub miażdżenia muru w strefie narożnika. W literaturze znaleźć można wiele badań

dotyczących modeli prętowych skrępowanych murów ścinanych. Przeprowadzono znaczną liczbę analiz teoretycznych i dla podstawowego schematu (rys. 39c) wyprowadzono wzory analityczne, które następnie modyfikowano w zależności od wyników badań. W tabelicy 10 zamieszczono wybrane wzory na nośność muru skrępowanego.

Tablica 10. Wzory na nośność muru skrępowanego

Badacz/norma	Nośność muru skrępowanego
1	2
L.D. Decanini, G.E. Fantin [5]	$N_s = \left[(1,2 \sin \alpha + 0,45 \cos \alpha) f_{V0} + 0,3 \sigma_y \right] td \quad (1)$ $N_{dt} = (0,6 \tau_{mv} + 0,3 \sigma_y) td \quad (2)$ $N_{dc} = \frac{1,16 \tan \alpha}{\lambda_h} ftd \quad (3)$ $N_{cc} = \frac{1,12 \sin \alpha \cos \alpha}{\lambda_h^{0,88}} ftd \quad (4)$
M.J.N. Priestley, M. Calvi [52]	$N_s = \frac{f_{V0}}{1 - 0,3h/l} td \quad (5)$ $N_{dt} = \frac{\pi}{2} f_t td \quad (6)$ $N_{dt} = \frac{2}{3} z t f \sec \alpha, \quad z = \frac{\pi}{2} \frac{h}{\lambda_h} \quad (7)$
Saneinejad, B. Hobbs [59]	$N_s = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{\gamma f_{V0} td}{1 - 0,45 \tan \beta} \\ 0,83 \gamma td \end{array} \right. \quad (8)$ $N_{dt} = 2\sqrt{2} t h_m f_t \cos \alpha \quad (9)$ $N_{dc} = \frac{0,5 h_m f_a}{\cos \alpha}, \quad f_a = 0,39 f \left[1 - \left(\frac{l_{eff}}{40t} \right)^2 \right] \quad (10)$
FEMA 306 [N4]	$N_s = \frac{(f_{V0} + \mu \sigma_y)}{\cos \alpha} lt \quad (11)$ $N_{dt} = 2\sqrt{2} t h_m f_t \cos \alpha \quad (12)$ $N_{dt} = w t f_{90} \quad (13)$

gdzie:

N_s – siła wywołująca poślizg w spoinie wspornej,

N_{dt} – siła wywołująca zarysowanie ukośne,

N_{dc} – siła wywołująca zniszczenie z uwagi na nośność ściskanego krzyżulca,

N_{cc} – siła wywołująca zniszczenie z uwagi na zmiażdżenie muru w narożniku,

σ_y – naprężenie ściskające, f_{V0} – początkowa wytrzymałość muru na ścinanie,

τ_{mv} – wytrzymałość na ścinanie uzyskana z badań ukośnego ściskania,

f – wytrzymałość muru na ściskanie, f_t – wytrzymałość muru na rozciąganie,

λ_h – parametr bezwymiarowy: $\lambda_h = \sqrt[4]{\frac{E t \sin 2\alpha}{4 E_c I_c h_m}}$

E – moduł sprężystości muru, E_c – moduł sprężystości rdzenia krępującego,

I_s – moment bezwładności rdzenia krępującego,

t – grubość muru, $d, l, h, h_m, l_m, \alpha, l_{eff}, w$ – dane geometryczne

Szerokość ściskanego pasma muru w zależy od stosunku sztywności ramy krępującej do sztywności muru. Sztywność

definiuje się zazwyczaj właśnie w zależności od wartości szerokości pasma ściskanego [44]:

$$k = \frac{Etw}{d} \quad (14)$$

W przypadku braku informacji o wytrzymałości muru na ścinanie uzyskanej z badania ukośnego ścinania w pracy [44] podano przybliżoną zależność:

$$\tau_{mv} = 0,285\sqrt{f} \quad (15)$$

W tabelicy 11 podano propozycje wzorów opisujących szerokość w pasma ściskanego muru. W powyższych wzorach występuje wytrzymałość muru na rozciąganie. Niestety obowiązujące obecnie normy do projektowania konstrukcji murowych, z Eurokodem na czele, nie definiują wytrzymałości muru na rozciąganie f_t . W archiwalnej krajowej normie PN-B-03002:1999 [N11], opartej na projekcie EC-6, zamieszczono zapis, że wytrzymałość charakterystyczną na rozciąganie f_{tk} należy przyjmować równą wytrzymałości na zginanie z płaszczyzny ściany. Każdorazowo należy określić kierunek działania głównych naprężeń rozciągających względem płaszczyzny spoin wspornych i w zależności od tego przyjmować z tablicy, w normie wartości wytrzymałości $f_{tk} = f_{xk1}$ lub też $f_{tk} = f_{xk2}$. Co ciekawe, w przypadku zniszczenia w płaszczyźnie równoległej do spoin wspornych przy murach wykonanych z większości rodzajów elementów murowych norma PN-B-03002:1999 [N11] podawała zerową wytrzymałość f_{xk1} . W obowiązującej normie PN-EN 1996-1-1 [N17] wartości te nie są już zerowe, a same tablice definiujące wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu uległy znacznej rozbudowie. Wartości wytrzymałości f_{xk2} , gdy zniszczenie (zarysowanie) następuje prostopadle do spoin wspornych, mają podobny rząd wielkości jak w normie archiwalnej. Dlatego wydaje się dopuszczalne przyjęcie definiowanej przez EC-6 wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu jako wartości granicznej powstania zarysowań przy rozciąganiu osiowym [20].

Tabela 11. Wzory opisujące szerokość pasma ściskanego muru

Badacz/norma	Szerokość pasma ściskanego
1	2
L.D. Decanini, G.E. Fantin [5]	$w = \left(\frac{k_1}{\lambda_h} + k_2 \right) d \quad (16)$ $\lambda_h \langle 3,14 = \rangle k_1 = 1,3, k_2 = -0,178$ $3,14 < \lambda_h \langle 7,85 = \rangle k_1 = 0,707, k_2 = 0,01$ $\lambda_h > 7,85 \Rightarrow k_1 = 0,47, k_2 = 0,04$
M.J.N. Priestley, M. Calvi [54]	$w = \frac{d}{4} \quad (17)$
Saneinejad, B. Hobbs [62]	$w = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{h_m \frac{f_a}{0,39f}}{\cos \alpha} \\ \frac{(1 - \alpha_c) \alpha_c h \frac{\sigma_c}{0,39f} + \alpha_b l \frac{\tau_b}{0,39f}}{\cos \alpha} \end{array} \right. \quad (18)$
FEMA 306 [N4]	$w = 0,175 \lambda_h^{-0,4} d \quad (19)$

gdzie:

α_c – procentowy zakres kontaktu między rdzeniem a murem po deformacji,

α_b – procentowy zakres kontaktu między rygłem a murem po deformacji,

σ_c – naprężenie wzdłuż słupa,

τ_b – naprężenie wzdłuż rygla.

Budowa prostego modelu prętowego wymaga przestrzegania pewnych podstawowych założeń. W pracach [38], [39], [53], [54] znaleźć można pewne wytyczne do budowy modeli muru nieskrępowanego. Mają one następującą postać:

- Modele powinny być tak proste, jak to możliwe, to znaczy, że liczba prętów ściskanych i rozciąganych powinna być ograniczona do minimum,
- Stosowane w modelu krzyżulce opisujące pola ściskania mogą być zdefiniowane w postaci rozmytej lub w postaci dyskretnej. W celu odwzorowania obciążenia skupionego w węźle powinny zbiegać się co najmniej dwa krzyżulce ściskane,
- Skoncentrowane lub równomiernie rozłożone obciążenia wywołują w ścianie rozkład pól ściskania w kształcie równoległoboku z poziomymi rozciągającymi ściągnięciami,
- Maksymalne nachylenie ściskanych krzyżulców względem płaszczyzny spoin czołowych jest ograniczone przez maksymalne naprężenia styczne w spoinach wspornych. Jeżeli do opisu maksymalnych naprężeń ścinających przyjmie się liniową zależność Coulomba-Mohra, wtedy iloraz maksymalnych naprężeń ścinających i średnich naprężeń ściskających w ścianie wyznacza tangens kąta maksymalnego pochylenia krzyżulców według zależności:

$$tg\alpha = \frac{\tau_R}{\sigma_y} = \frac{f_{v0} + tg\gamma\sigma_y}{\sigma_y} = tg\gamma + \frac{f_{v0}}{\sigma_y} \quad (20)$$

gdzie:

$tg\gamma$ – współczynnik tarcia zaprawy w płaszczyźnie spoin wspornych.

- Kąt pochylenia rozciąganych ściągnięć zależy od stosunku wytrzymałości muru na rozciąganie w kierunku prostopadłym i równoległym do spoin wspornych. Ponieważ wytrzymałość na rozciąganie w kierunku prostopadłym do spoin wspornych jest bliska zeru, dlatego przyjmuje się, że ściągnięcia mogą mieć tylko kierunek poziomy.
- Siła rozciągająca w ściągnięciach zależy od pochylenia ściskanych krzyżulców zbiegających się w węzłach i nie powinna przekroczyć nośności ściągnięcia na rozciąganie. W praktyce wytrzymałość muru na rozciąganie w spoinach czołowych jest znikomo mała, w związku z tym wytrzymałość na rozciąganie zależy od wytrzymałości muru na ścinanie w płaszczyznach spoin wspornych. Maksymalną siłę rozciągającą T w ściągnięciu określa się z następującego warunku:

$$T \leq N_i tg\alpha \quad (21)$$

w którym N_i jest minimalną siłą w krzyżulcu zbiegającym się w rozpatrywanym węźle. Ponadto rozciągająca siła w ściągnięciu nie powinna być większa od nośności elementów murowych na rozciąganie:

$$T \leq A_{bt} f_{bt} \quad (22)$$

gdzie:

A_{bt} – pole powierzchni przekroju poprzecznego elementów murowych,

f_{bt} – wytrzymałość na rozciąganie elementów murowych wyznaczona w kierunku równoległym do powierzchni wspornej,

- W wewnętrznych węzłach typu dyskretnego (CCT), składającego się z dwóch ściskanych krzyżulców i rozciąganej siłą T ściągnięcia, spełniony powinien być następujący warunek:

$$T = N_i (tg\beta_1 - tg\beta_2) \leq N_i tg\alpha \quad (23)$$

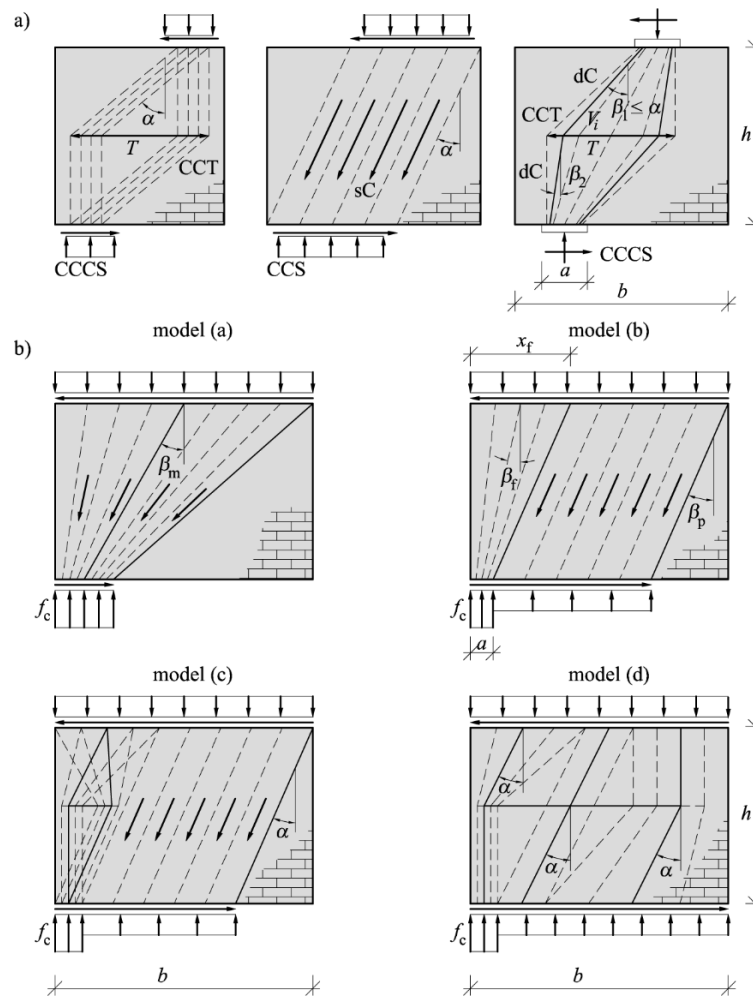
w którym β_1 i β_2 są kątami pochylenia ściskanych krzyżulców zbiegających się w rozpatrywanym węźle.

- Minimalną długość zewnętrznego węzła, gdzie przyłożone jest skupione obciążenie lub reakcja podporowa i występuje jeden rozmyty ściskany krzyżulec (CCS) lub dwa dyskretne ściskane krzyżulce (CCCS), oblicza się z zależności:

$$a \geq \frac{N}{tf} \quad (24)$$

- Kształt i położenie prętów ściskanych oraz rozciąganych ściągnięć powinny być dostosowane do obserwowanego w badaniach sposobu zarysowania i zniszczenia.

Uwzględniając powyższe założenia, w praktyce stosuje się dwa typy modeli kratownicowych z dyskretnymi prętami – modele typu I (rys. 40a) i rozmytymi prętami – modele typu II (rys. 40b).



Rys. 40. Modele prętowe ścian: a) modele obciążone siłami skupionymi (modele typu I), b) modele obciążone równomiernie (modele typu II)

Jasiński z Politechniki Śląskiej w Gliwicach w pracach [38] i [39] podaje, że nośność na ścinanie modeli typu I z dyskretnymi prętami kratownicy wyraża następująca zależność:

$$V_I = \min \left\{ \begin{array}{l} N \frac{b-d-m}{h} \\ \frac{2}{3} N t g \alpha \\ \frac{2dN}{4m} t g \beta_1 \end{array} \right. , \quad (25)$$

w której:

N – całkowite pionowe obciążenie ściany,

d – minimalna odległość od pola zewnętrznego obciążenia do pionowej krawędzi ściany zależna od mimośrodowego zewnętrznego obciążenia ($d = b/2 - e - m/2$),

b – długość ściany,

$m = \frac{N}{f_c}$ – minimalna szerokość, na której przekazywane są zewnętrzne obciążenia ściskające przy założeniu pełnego uplastycznienia muru,
 t – grubość ściany,

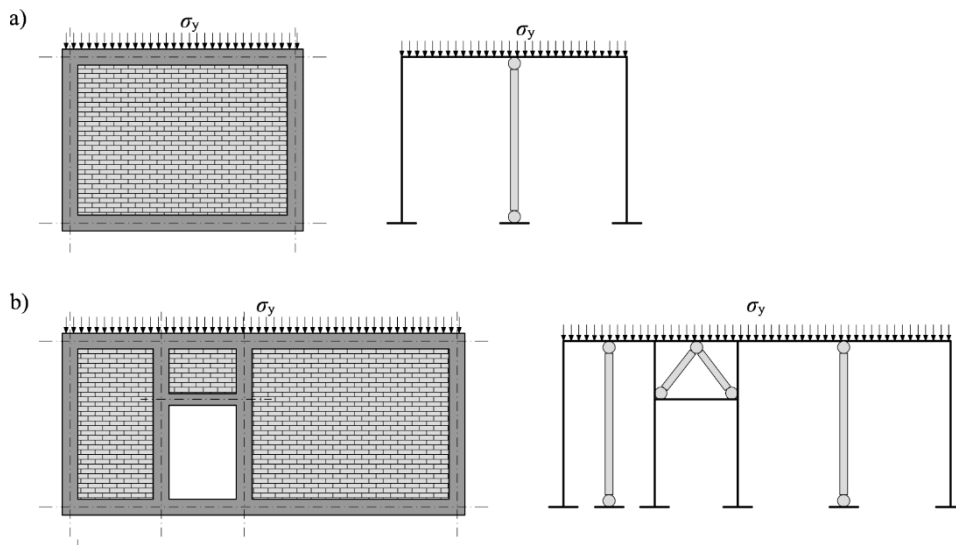
$x = b - d + m$ – odległość między pionowymi wypadkowymi siłami działającymi na górnej i dolnej krawędzi ściany

f_c – wytrzymałość na ściskanie muru.

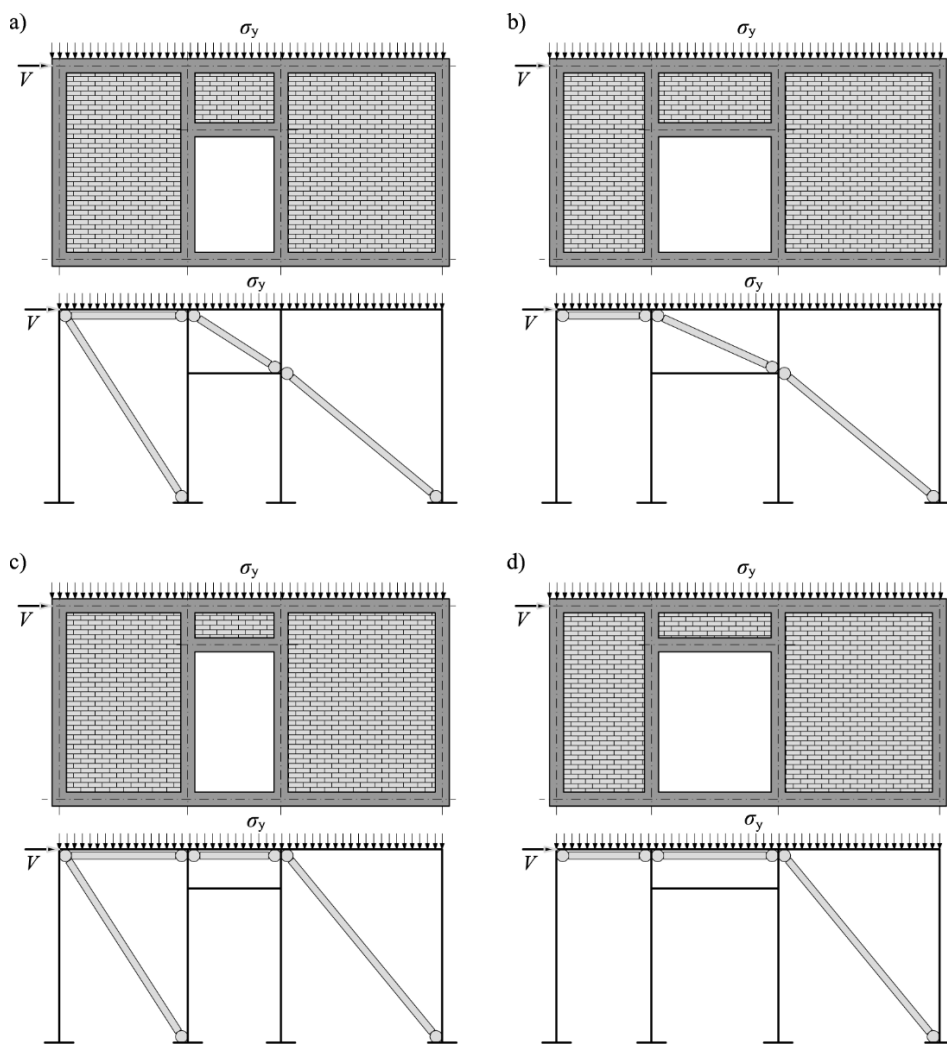
Nośność ściany z rozmytymi krzyżulcami – model typu II oblicza się natomiast ze wzoru:

$$V_l = \min \begin{cases} Ntg\alpha \left[1 - \frac{h}{2b} tg\alpha \left(\frac{1}{1-\nu} \right) \right] & \text{gdy } m \leq b - htg\alpha \text{ i } x \leq b \\ V \frac{b-m}{2h} & \text{gdy } m > b - htg\alpha \end{cases} \quad (26)$$

Powyższe zalecenia można z powodzeniem adaptować w prętowych modelach murów skrępowanych, z tą różnicą, że zazwyczaj w takich modelach nie uwzględnia się stref rozciąganych muru (rozciągania przejmuje żelbet). Na rysunkach 41 i 42, za [24], pokazano przykładowe modele prętowe wybranych ścian skrępowanych poddanych ścisnaniu i ścinaniu. W modelach kolorem ciemnym zaznaczono ramy żelbetowe, a grubsze pręty z jasnoszarym wypełnieniem oznaczają ściskany mur. W przypadku ścinanych ścian z otworami w pracy [24], na podstawie analizy wyników obliczeń numerycznych, przyjęto, że pracę ściany można modelować wzdłuż przekątnej, gdy stosunek jej wysokości h_m do długości l_m mieści się w przedziale $0,3 < h_m / l_m < 2,0$. W ścianach niespełniających tego warunku (wąskich) założono możliwość występowania tylko pracy w kierunku obciążenia poziomego.



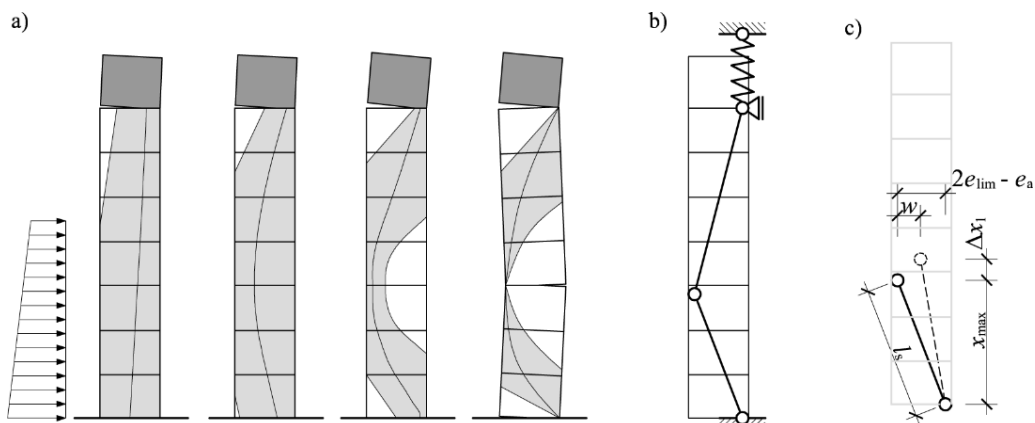
Rys. 41. Przykładowe modele prętowe skrępowanych ścian ściskanych [24]: a) ściana bez otworu, b) ściana z otworem



Rys. 42. Przykładowe modele prętowe skrępowanych ścian ścinanych [24]: a) wszystkie pasma muru spełnią warunek $0,3 < h_m/l_m < 2,0$, b) w lewym paśmie $h_m/l_m > 2,0$, c) w środkowym paśmie $h_m/l_m < 0,3$, d) w lewym paśmie $h_m/l_m > 2,0$ i w środkowym paśmie $h_m/l_m < 0,3$

Więcej informacji na temat prętowych modeli ścinanych murów można znaleźć w pracach [6] i [36].

Modele prętowe można stosować również w analizie skrępowanych murów zginanych z płaszczyzny. Jäger i Schöps z uniwersytetu w Dreźnie w pracach [29] i [30] zaprezentowali rozwiązanie modelu prętowego ściany skrępowanej obciążonej parciem gruntu (zginanej z płaszczyzny). Na rysunku 43a pokazano fazy zniszczenia muru i zmiany położenia obszaru ściskanego, a na rysunku 43b przyjęty model prętowy, c) analiza deformacji dolnej części modelu



Rys. 43. Model obliczeniowy przyjęty przez Jägera i Schöpsa [29] i [30]: a) fazy zniszczenia muru zginanego z płaszczyzny i przebieg ściskarń, b) model prętowy, c) analiza deformacji dolnej części modelu

Analizie poddano deformację modelu na skutek zarysowania i przemieszczenia ściany. Przyjmując, że dolny fragment muru ma stałą wysokość, można napisać, że:

$$(x_{max} + \Delta x_1)^2 = l_s^2 - (2e_{lim} - e_a - w)^2 \quad (27)$$

stąd:

$$\Delta x_1 = x_{max} \pm \sqrt{x_{max}^2 + w(4e_{lim} - 2e_a - w)} \quad (28)$$

Oznaczenia we wzorach (38) i (39) jak na rysunku 43c. Mimośród niezamierzony $e_a = h_m / 450$, a $e_{lim} = 0,45t$.

Podobną analizę można przeprowadzić dla górnej części modelu, uzyskując Δx_2 . Całkowita deformacja modelu wyniesie:

$$u_x = \Delta x_1 + \Delta x_2. \quad (29)$$

Moment zginający w niezdeformowanej ścianie:

$$M = N(2e_{lim} - e_a) \quad (30)$$

Natomiast moment w ścianie po deformacji wyniesie:

$$M = N_w(2e_{lim} - e_a - w) \quad (31)$$

Po deformacji ściana musi być zdolna przejąć większą siłę pionową N_w , z uwagi na zmniejszone ramię sił wewnętrznych. Porównując równania (41) i (42), można wyznaczyć wartość tej siły:

$$N_w = N \frac{2e_{lim} - e_a}{2e_{lim} - e_a - w}. \quad (32)$$

5.6. Modele bazujące na analizie równowagi sił w przekroju

Lu i Unger z Austrii w pracy [45] przyjęli założenie, że ścinany mur skrępowany (poddany działaniu siły pionowej, siły poziomej i momentu zginającego działającego w płaszczyźnie) ściany można rozpatrywać zgodnie z Eurokodem 6 jako dwa przypadki: mur ścinany oraz mur podany zginaniu lub/i obciążony pionowo. W przypadku ścinania założyli oni, że nośność muru skrępowanego V_{Rd} można zapisać w postaci sumy nośności na ścinanie muru V_{Rd1} i elementów żelbetowych V_{Rd2} :

$$V_{Rd} = V_{Rd1} + V_{Rd2} \geq V_{Ed} \quad (33)$$

gdzie:

V_{Ed} – ścinające obciążenie obliczeniowe działające na ścianę.

Nośność muru na ścinanie, zgodnie z PN-EN 1996-1-1 [N17], można określić z zależności:

$$V_{Rd1} = f_{Vd} t l_c \quad (34)$$

gdzie:

t – grubość ściany przenoszącej ścinanie,

l_c – długość ściskanej części ściany, którą dla murów skrępowanych zalecono w pracy [45] przyjmować równą długości muru l_m .

Nośność krępujących żelbetowych elementów na ścinanie zalecono w [45] przyjmować według Eurokodu 2 [N16] jak minimalną wartość dla elementów niewymagających zbrojenia na ścinanie:

$$V_{Rd2} = (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) t d \quad (35)$$

$$k_1 = 0,15$$

Wartość v_{min} można obliczyć ze wzoru:

$$v_{min} = 0,035k^{\frac{3}{2}}f_{ck}^{\frac{1}{2}}, \quad (36)$$

a pozostałe potrzebne parametry z zależności:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 0,2, \quad (37)$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{M_{sd}}{tl^2} + \frac{M_{sd}}{tl} \leq 0,2f_{cd}, \quad (38)$$

gdzie:

f_{ck} – charakterystyczna wytrzymałość betonu na ściskanie,

f_{cd} – obliczeniowa wytrzymałość betonu na ściskanie,

d – wysokość użyteczna przekroju.

Nośność uzyskaną ze wzoru (44) należy pomnożyć przez liczbę pionowych elementów krępujących analizowaną ścianę.

W przypadku elementów zginanych i ściskanych nośność muru skrępowanego zależy według [45] od wielkości sił ściskających. Jeżeli obliczeniowe naprężenie ściskające σ_d nie jest większe od 30% obliczeniowej wytrzymałości muru na ściskanie f_d ($\sigma_d \leq 0,3f_d$), to występuje czyste zginanie, w przeciwnym przypadku zginanie i ściskanie. Przy czystym zginaniu Lu i Unger w pracy [45] proponują dwa podejścia. Pierwsze to określenie nośności muru skrępowanego na podstawie wzorów zawartych w Eurokodzie 6, przyjmując zależności podane dla murów zbrojonych. Przy założeniu, że mamy do czynienia z zespoloną konstrukcją murowo-żelbetową, przyjmując jako pole zbrojenia A_c i granicę plastyczności f_{yd} parametry zbrojenia w rdzeniu rozciągającym, można zastosować zależność:

$$M_{Rd} = A_s f_{yd} z \geq M_{Sd} \quad (39)$$

w której:

M_{Rd} – nośność na zginanie (w tym przypadku muru skrępowanego),

M_{Sd} – obliczeniowy moment zginający działający w płaszczyźnie ściany,

z – ramię sił wewnętrznych określone wzorem:

$$z = d \left(1 - 0,5 \frac{A_s f_{yd}}{b d f_d} \right) \leq 0,95d \quad (40)$$

gdzie:

d – wysokość użyteczna przekroju.

Należy wówczas spełnić dalsze wymagania Eurokodu 6 w postaci ograniczenia nośności na zginanie, które w przypadku ścian z elementów murowych grupy 1 innych niż wykonane na lekkich kruszywach należy obliczyć ze wzoru:

$$M_{Rd} = 0,4 f_b t d^2 \geq M_{Sd} \quad (41)$$

a w przypadku ścian z pozostałych elementów ze wzoru:

$$M_{Rd} = 0,3 f_b t d^2 \geq M_{Sd} \quad (42)$$

Drugie podejście proponowane przez Lu i Ungera [45] w przypadku czystego zginania polega na wyprowadzaniu wzoru na nośność dla założeń pokazanych na rysunku 44. Z sumy momentów względem środka ciężkości zbrojenia rozciągającego rdzenia, przyjmując, że $M_{Rd} = M_{Sd}$ można wyliczyć:

$$M_{Rd} = t x_u f_d z = t x_u f_d \left(d - \frac{x_u}{2} \right) \quad (43)$$

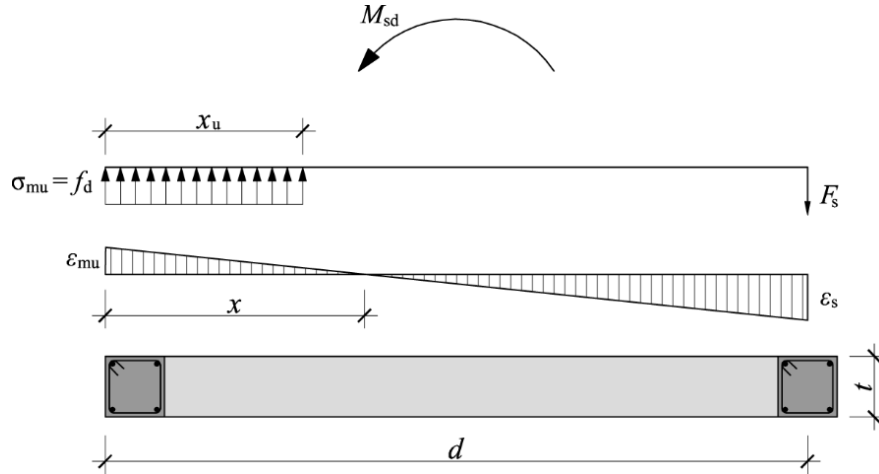
Wysokość strefy ściskanej przekroju można wyznaczyć z zależności:

$$x_u = 0,8x \quad (44)$$

$$x = \frac{\varepsilon_{mu}}{\varepsilon_{mu} + \varepsilon_s} d, \quad (45)$$

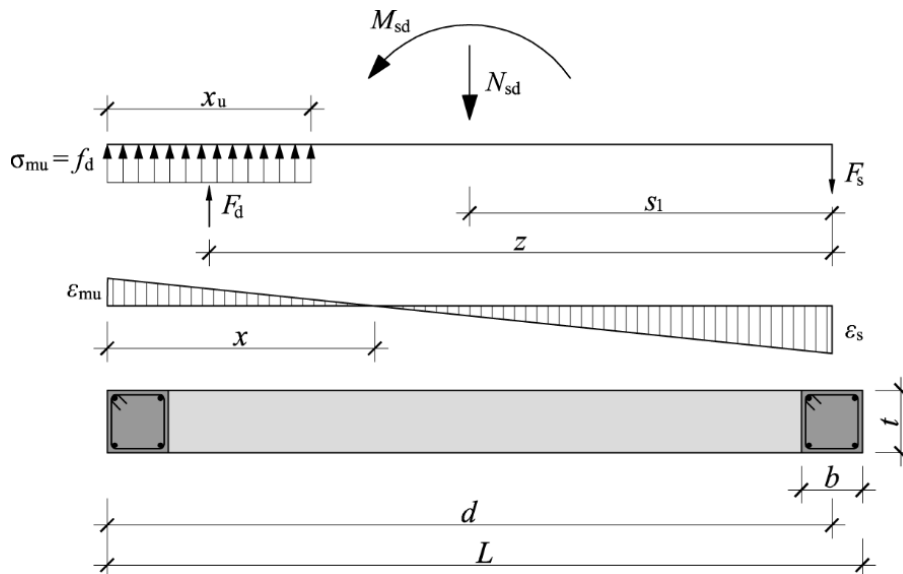
gdzie:

ε_{mu} – graniczne odkształcenie muru,
 ε_s – odkształcenie plastyczne stali zbrojeniowej.



Rys. 44. Założenia do wyprowadzenia wzoru (52) [45]

W przypadku kombinacji momentu zginającego i siły ściskającej Lu i Unger proponują wyznaczenie nośności w podobny sposób. Różnica polega tu na dodatkowym uwzględnieniu siły pionowej jak na rysunku 45.



Rys. 45. Założenia do wyprowadzenia określenia nośności skrępowanych murów zginanych i ściskanych [45]

Wykorzystując równania na sumę rzutów sił na oś pionową i sumę momentów względem środka ciężkości zbrojenia rozciąganego, można określić równanie opisujące wielkość ramienia sił wewnętrznych:

$$z = \frac{M_{sd} + N_{sd} \left(\frac{L}{2} - \frac{b}{2} \right)}{N_{sd} + f_{yd} A_s}. \quad (46)$$

Siła w ściskanej części przekroju wynosi:

$$F_d = \frac{M_{sd} + N_{sd} \left(\frac{L}{2} - \frac{b}{2} \right)}{z}, \quad (47)$$

i nie powinna ona być większa od wytrzymałości muru na ściskanie:

$$F_d \leq F_{Rd} = x_u f_d, \quad (48)$$

gdzie:

$$x_u = 2(d - z). \quad (49)$$

Dodatkowo należy sprawdzić, czy odkształcenia stali nie przekraczają wartości granicznych. W tym celu należy sprawdzić nierówność:

$$\varepsilon_s = \frac{0,8\varepsilon_{mu}d - \varepsilon_{mu}x_u}{x_u} \leq \varepsilon_{s,lim} = 0,1. \quad (50)$$

Wartości granicznego odkształcenia muru można za Eurokodem 6 przyjmować równe:

$$\varepsilon_{mu} = -0,0035 \quad \text{dla elementów murowych grupy 1,} \quad (51)$$

$$\varepsilon_{mu} = -0,002 \quad \text{dla pozostałych elementów murowanych.} \quad (52)$$

Wadą metody zaproponowanej przez Lu i Ungera jest przyjęcie pełnej współpracy betonu i muru oraz nieuwzględnianie wytrzymałości betonu na ściskanie. Metoda nie bierze pod uwagę ponadto wpływu zbrojenia poprzecznego rdzeni na wytrzymałość na ścinanie.

6. Wytyczne Eurokodu i projektu EC6

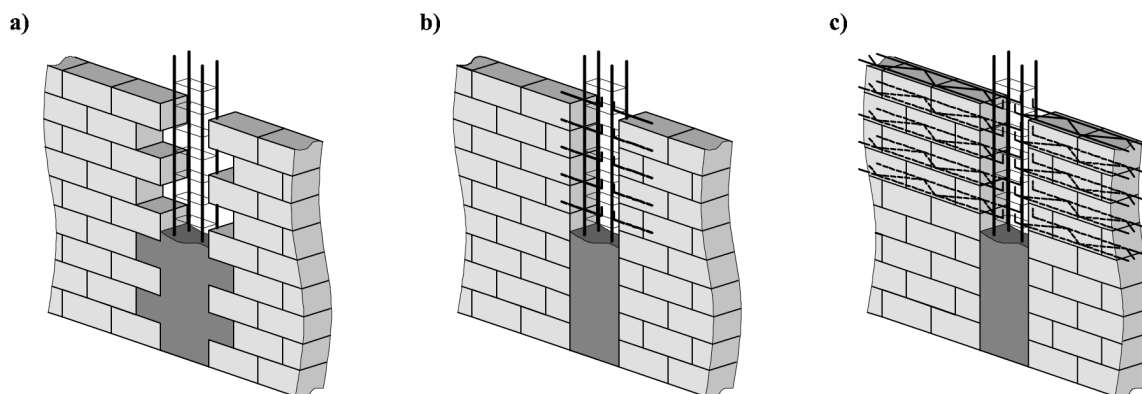
6.1. Różnice między EC6 i nowym projektem EC6

Zgodnie z EC-6, obliczanie skrępowanych ścian powinno być oparte na podobnych założeniach jak niezbrojonych i zbrojonych konstrukcji murowych. Obowiązująca norma PN-EN 1996-1-1 [N17] nie podaje jednak wytycznych do obliczeniowego sprawdzania murów skrępowanych i ogranicza się jedynie do podania wymagań konstrukcyjnych. Wytyczne do sprawdzania nośności pojawiają się dopiero w projekcie EC6. Projektowanie, a w zasadzie sprawdzanie nośności muru skrępowanego zgodnie z tym projektem polega więc na wyborze odpowiedniego modelu obliczeniowego w zależności od sposobu obciążenia analizowanej ściany.

Skrępowane ściany nie powinny pod obciążeniami użytkowymi wykazywać zarysowania oraz nadmiernych przemieszczeń. EC-6 zakłada, że konstrukcje murowe niezbrojone spełniające stan graniczny nośności nie wymagają sprawdzenia stanu granicznego użyteczności i dlatego nie prowadzi się obliczeniowego sprawdzania stanu granicznego użyteczności murów skrępowanych.

6.2. Wymagania konstrukcyjne

Obowiązująca wciąż norma Eurokod 6 (PN-EN 1996-1-1 [N17]) w zakresie murów skrępowanych podaje jedynie wymagania konstrukcyjne, które w większości powtórzono w projekcie EC6 [N22]. Obie normy zalecają, aby murowane ściany skrępowane miały pionowe i poziome elementy krępujące wykonane z żelbetu lub z muru zbrojonego w sposób zapewniający pełną współpracę w przenoszeniu oddziaływań. Aby zapewnić taką współpracę, górne i boczne elementy krępujące powinny być wykonywane po wybudowaniu muru w sposób zapewniający ich połączenie ze ścianą. Uzyskuje się to przez pozostawienie w murze strzępi (rys. 46a), które są wypełniane betonem, lub przez zastosowanie w spoinach wspornych ścian zbrojenia, wpuszczanego w monolityczne rdzenie (rys. 46b). Eurokod zaleca stosowanie strzępi w murach wykonanych z elementów murowych grupy 1 i grupy 2. Jako zbrojenie łączące mur z rdzeniem przyjąć można pręty o średnicy nie mniejszej niż 6 mm (5 mm w projekcie EC6 [N22]) lub odpowiadającej w rozstawie nie większym niż 300 mm. Gdy w ścianach projektuje się zastosowanie zbrojenia spoin wspornych (np. z uwagi na zginanie), zakotwienie może być zrealizowane przez przedłużenie tego zbrojenia do wnętrza rdzenia (rys. 46c i 47) na długość zakotwienia. Z uwagi na małe wymiary poprzeczne rdzenia najczęściej stosuje się zakotwienia prętów w postaci haków prostych lub półokrągłych.



Rys. 46. Sposoby połączenia żelbetu i muru: a) przez strzępiał, b) przez zbrojenie, c) przez zbrojenie spoin wspornych



Rys. 47. Połączenie rdzenia i muru przez zbrojenie wypuszczone ze spoin

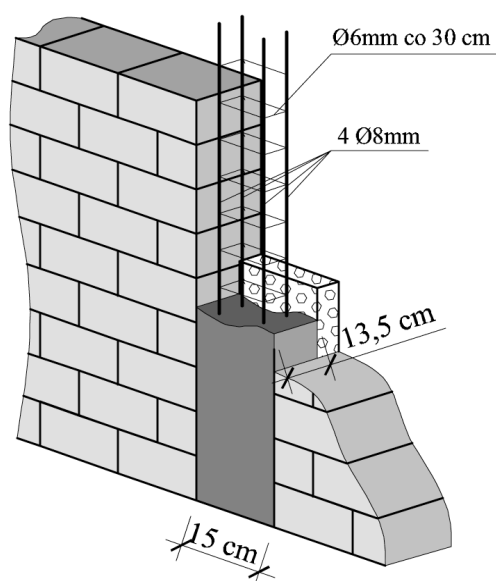
Zgodnie z EC6 i jej nowym projektem, elementy krępujące powinny być wykonane na poziomie każdej kondygnacji. Pionowe elementy krępujące (rdzenie) należy sytuować w połączeniach ścian nośnych oraz na obydwu bokach każdego otworu o powierzchni większej niż 1,5 m². Poziome elementy krępujące (wieńce) wykonuje się w poziomach stropów. Dodatkowe elementy krępujące mogą być potrzebne w ścianach, w których maksymalna rozpiętość zarówno w pionie, jak i poziomie wynosi 4,0 m (5,0 m w pionie i 4,0 m w poziomie zgodnie z projektem EC6 [N22]).

Zalecenia EC6 dotyczące sytuowania elementów krępujących przy otworach o powierzchni większej niż 1,5 m² oraz co 4,0 m w poziomie i pionie są bardzo rygorystyczne. Chcąc spełnić te wymogi, trzeba w ścianach wykonywać znacznie więcej rdzeni w porównaniu do ilości wynikającej z dotychczasowych zaleceń. Na szczęście zalecenie dotyczące rozstawu wieńców co 4,0 m (lub 5,0 m według projektu normy) i rdzeni co 4,0 m nie jest obligatoryjne. EC6 przyjmowanie tych rozstawów pozostawia projektantowi. Należy podkreślić, że norma Eurokod 6 nie dotyczy projektowania na wpływ sejsmiczne, którym zajmuje się PN-EN 1998-1 [N18]. Wpływ skrępowania muru na zachowanie się ścian obciążonych statycznie lub quasi-statycznie nie jest dobrze rozeznany i badań oraz analiz takich konstrukcji jest znacznie mniej niż murów skrępowanych poddanych wpływom sejsmicznym. Co ciekawe, według normy PN-EN 1998-1 [N18], maksymalny rozstaw elementów krępujących na terenach sejsmicznych wynosi 5,0 m, czyli więcej niż podano w EC6. Zapis o możliwej potrzebie stosowania elementów krępujących w rozstawie 4,0 m (lub 5,0 m), wobec braku dostatecznej ilości badań, przyjęto bowiem w EC6 bezpiecznie na podstawie ogólnych zaleceń zamieszczonych w literaturze i wielu normach (np. meksykańskiej [N10], argentyńskiej [N6], kolumbijskiej [N9]). Trzeba podkreślić, że maksymalny rozstaw elementów krępujących co 4,0 m (lub 5,0 m) jest jednym z najmniejszych, jakie przyjmują normy do projektowania na terenach sejsmicznych, a wiele z nich (łącznie z PN-EN 1998-1 [N18]) pozwala przyjmować ten rozstaw jako 5,0 m (np. norma włoska [N5]) i więcej.

O ile w przypadku rozstawu rdzeni co 4,0 m (lub 5,0 m) EC6 (i projekt EC6) używa określenia, że „mogą być potrzebne”, tak dla otworów o powierzchni większej niż 1,5 m² norma podaje, że rdzenie przy takich otworach „powinno się”

stosować. Z tego zapisu wynika, że rdzenie należy stosować przy prawie każdym otworze okiennym i każdym otworze drzwiowym. Zdaniem Tomazevica z uniwersytetu w Ljublanie, $1,5 \text{ m}^2$ jest wielkością za małą i w pracy [62] proponuje on zwiększenie maksymalnego pola otworu, przy którym nie trzeba wykonywać elementów krępujących, do $2,5 \text{ m}^2$. W normie meksykańskiej [N10] przyjęto, że elementy krępujące należy projektować, gdy szerokość otworu jest większa od $\frac{1}{4}$ odległości między pionowymi rdzeniami.

Według PN-EN 1996-1-1 [N17] i projektu Pr-EN 1996-1-1 [N22], elementy krępujące powinny mieć przekrój poprzeczny nie mniejszy niż $0,02 \text{ m}^2$, z najmniejszym wymiarem nie mniejszym niż 150 mm w płaszczyźnie ściany oraz mieć zbrojenie podłużne o minimalnym przekroju równym 0,8% przekroju poprzecznego elementu krępującego, ale nie mniej niż 200 mm^2 . Należy stosować cztery pręty podłużne o średnicy minimum 8 mm oraz strzemiona o średnicy nie mniejszej niż 6 mm (5 mm w projekcie EC6 [N22]), w rozstawie nie większym niż 300 mm. Przykład rozwiązania najmniejszego, dopuszczalnego przez EC6, rdzenia pokazano, za [7], na rysunku 48.



Rys. 48. Minimalny przekrój i minimalne zbrojenie elementu krępującego wg EC6

W murowych ścianach skrupowanych, gdzie zastosowano elementy murowe grupy 1 i grupy 2, elementy przylegające do elementów krępujących powinny zachodzić na siebie zgodnie z zasadami przewiązania muru przedstawionymi w EC6. Alternatywnie, można przyjąć zbrojenie o średnicy nie mniejszej niż 6 mm lub odpowiadającej, w rozstawie nie większym niż 300 mm, zakotwione w betonie wypełniającym i spoinach wypełnionych zaprawą.

Zbrojenie pionowych rdzeni i poziomych rygli oraz wieńców należy wykonturować zgodnie z zaleceniami Eurokodu żelbetowego PN-EN 1992-1-1 [N16]. Niezmiernie istotne jest przyjmowanie odpowiednich sposobów zakotwień prętów, szczególnie w rejonie naroży wieńców i rygli oraz połączenia elementów poziomych z rdzeniami.

6.3. Nośność murów skrupowanych według projektu EC6

Obecnie trwają prace nad nowymi projektami Eurokodów w Grupach Projektowych CEN/TC 250 w ramach faz I–IV. Faza I, czyli opracowanie projektów Eurokodów, dobiegła końca. Zakończenie kolejnych przewiduje się następująco: fazy II – październik 2020 r., fazy III – październik 2021 r., fazy IV – październik 2022 r. Lata 2023–2025 przeznaczone są na prace w ramach Narodowych Organizacji Normalizacyjnych [13]. W przypadku Eurokodu 6 prace są w znacznym stopniu zaawansowane. W październiku 2019 r. opracowano finalny projekt PrEN 1996-1-1 [N22] i przekazano do krajowych KT w celu opiniowania.

W projekcie PrEN 1996-1-1 [N22] założono, że mur i elementy krępujące należy traktować jak jeden element konstrukcyjny. Przyjęto, że mur skrupowany sprawdza się obliczeniowo jako jeden zespolony element i przy spełnieniu wymagań konstrukcyjnych nie ma konieczności dodatkowego sprawdzania nośności elementów krępujących. Nośność ścian skrupowanych powinna być sprawdzana oddzielnie na efekty oddziaływań pionowych, sił ścinających i momentów

zginających w płaszczyźnie ściany oraz w razie potrzeby na obciążenia działające z płaszczyzny ściany. Dodatkowo przyjęto, że ściany skrępowane wzniesione z elementów murowych grupy 4 nie mogą być sprawdzane obliczeniowo według założeń normy.

W projekcie PrEN 1996-1-1 [N22] zawarto metody obliczeń murów skrępowanych obciążonych głównie pionowo, ścinanych oraz zginanych w płaszczyźnie. Projekt ten zakłada zatem, że ściany skrępowane można sprawdzać obliczeniowo w dwóch przypadkach: ścian nośnych z uwagi na obciążenia pionowe oraz ścian usztywniających. W drugim przypadku przyjęto, że sprawdzenie nośności powinno odbywać się oddzielnie z uwagi na ścinanie oraz z uwagi na zginanie i ściskanie.

Mimo iż norma mówi o sprawdzaniu murów skrępowanych na obciążenia działające z płaszczyzny, to nie zamieszczono żadnych wytycznych dotyczących sprawdzania nośności na takie obciążenia. Podano natomiast informację, że nośność ścian na inne obciążenia należy sprawdzać jak dla ścian nieskrępowanych.

Poniżej zamieszczono zalecenia projektu Eurokodu 6. Należy pamiętać, że zalecenia te mogą ulec jeszcze pewnej zmianie w ostatecznej wersji normy. Podane wzory i metody obliczeń są zgodne z projektem normy przyjętym w październiku 2019 r. Aby ułatwić czytelnikowi znalezienie cytowanych wzorów w normie, z lewej strony podano ich numerację z PrEN 1996-1-1 [N22].

6.3.1. Skrępowane mury obciążone głównie pionowo

Podstawowy wzór na nośność ściany skrępowanej obciążonej głównie pionowo jest identyczny jak wzór dla murów nieskrępowanych i niezbrojonych:

$$\text{Pr-EN 1996-1-1} \quad N_{Ed} \leq N_{Rd} \quad (8.48) \quad (53)$$

gdzie:

N_{Ed} – obliczeniowa siła pionowa działająca na ścianę,

N_{Rd} – obliczeniowa nośność ściany skrępowanej obciążonej głównie pionowo.

Obliczeniową nośność ściany skrępowanej obciążonej głównie pionowo jako zespolonego elementu murowo-żelbetowego należy wyznaczyć z zależności:

$$\text{Pr-EN 1996-1-1} \quad N_{Rd} = \Phi \left(f_d A_t + \sum A_s f_{yd} \right) \quad (8.49) \quad (54)$$

w której:

– współczynnik redukcyjny nośności, odpowiednio, u góry i u dołu ściany lub w środku ściany, uwzględniający wpływ smukłości i mimośród obciążenia, określony jak dla ścian niezbrojonych nieskrępowanych.

f_d – obliczeniowa wytrzymałość muru na ściskanie,

A_t – pole powierzchni poziomego przekroju ściany wraz z krępującymi rdzeniami,

f_{yd} – obliczeniowa granica plastyczności podłużnego zbrojenia krępujących rdzeni,

A_s – pole powierzchni podłużnego zbrojenia w każdym krępującym ścianę rdzeniu.

Jak widać, analiza obliczeniowa skrępowanych ścian obciążonych głównie pionowo jest dość prosta i opiera się na znanym algorytmie dla ścian niezbrojonych (tok projektowania takich ścian podano w [7]). Do nośności muru niezbrojonego nieskrępowanego wystarczy dodać nośność zbrojenia, pomnożoną przez współczynnik redukcyjny. Co ciekawe, norma nie uwzględnia wytrzymałości betonu rdzeni na ściskanie, przyjmując jakby zbrojenie ułożono w murze (oczywiście taki przypadek również może mieć miejsce w przypadku układania prętów elementów krępujących w pionowych drążeniach elementów murowych). Nośność skrępowanej murowanej ściany obciążonej głównie pionowo należy sprawdzać w trzech przekrojach: górnym, środkowym i dolnym.

Analiza muru skrępowanego nie może być prowadzona dla pasma o szerokości 1,0 m, jak to często wykonuje się w przypadku ścian nieskrępowanych obciążonych pionowo. Wzór (63) wymaga przyjęcia całego przekroju muru wraz z przekrojem elementów krępujących. W związku z tym obciążenia również trzeba zestawić na całą długość ściany. W przypadku ściany z otworem należy rozpatrywać długość od elementu krępującego do krawędzi otworu. W projekcie normy PrEN 1996-1-1 [N22] nie podano zasad postępowania dla dwóch sąsiadujących ścian skrępowanych. Należy jednak sądzić, że wówczas jako A_s przyjąć trzeba połowę zbrojenia rdzenia łączącego sąsiednie ściany, natomiast drugą połowę należy wliczyć do nośności ściany sąsiedniej.

6.3.2. Skrępowane ściany poddane obciążeniom ścinającym

W projekcie PrEN 1996-1-1 [N22], podobnie jak w przypadku ścian poddanych obciążeniom pionowym, podstawowy wzór na nośność ścinanych ścian skrępowanych jest taki sam jak dla ścian nieskrępowanych:

$$\text{Pr-EN 1996-1-1} \quad V_{Ed} \leq V_{Rd} \quad (8.50) \quad (55)$$

gdzie:

- V_{Ed} – obliczeniowa siła ścinająca działająca na ścianę,
- V_{Rd} – obliczeniowa nośność ściany skrępowanej na ścinanie.

Nośność na ścinanie muru skrępowanego należy wyznaczać z zależności:

$$\text{Pr-EN 1996-1-1} \quad V_{Rd} = f_{vd} t d \leq 0,3 f_d t d \quad (8.51) \quad (56)$$

w której:

f_{vd} – obliczeniowa wytrzymałość nieskrępowanego muru na ścinanie dla średnich naprężeń pionowych nad całą analizowaną ścianą.

d – użyteczna wysokość przekroju ściany. Wysokość ta przyjmowana jest jako długość ściany zwiększona o 1,5 szerokości rdzenia (zob. rys. 45).

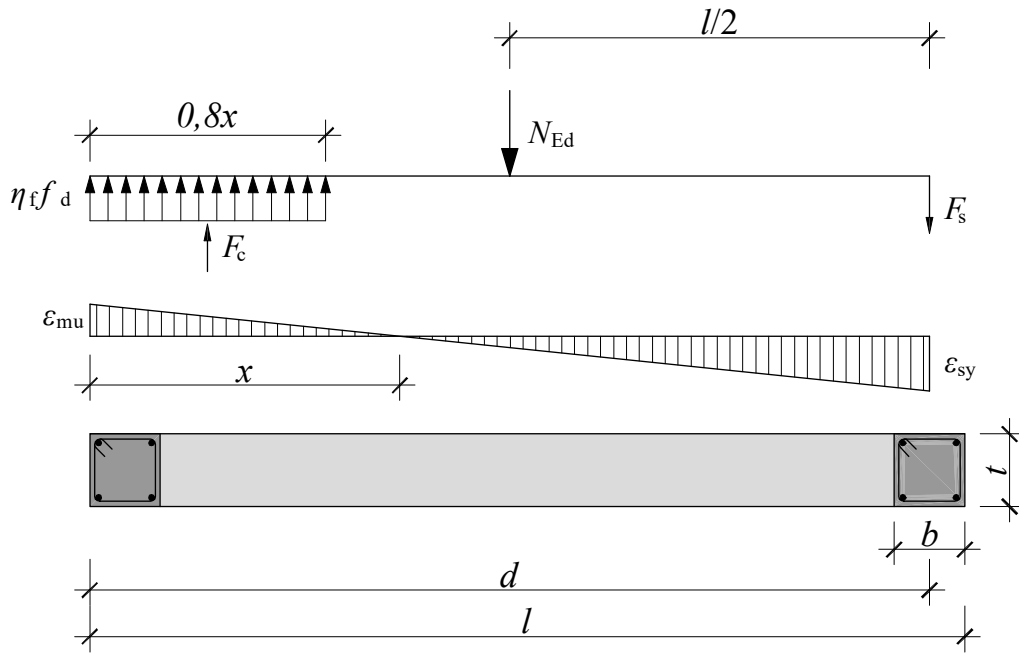
Podobnie jak w przypadku ścian obciążonych pionowo, nie uwzględnia się obecności betonu. Przyjęto nośność skrępowanego muru ścinanego jako sumę nośności muru o zastępczej długości zwiększonej o 1,5 szerokości rdzenia. Nie uwzględnia się również nośności betonu i zbrojenia poprzecznego rdzenia na ścinanie. Jedyną różnicą, w porównaniu do ścian nieskrępowanych, jest przyjęcie, że cały poziomy przekrój ściany jest ściskany. Do projektowania skrępowanych ścian ścinanych można zatem wykorzystać algorytm projektowania ścian ścinanych z uwzględnieniem wzoru (56). Tok projektowania ścian ścinanych podano w pracy [6].

6.3.3. Skrępowane ściany zginane w płaszczyźnie i ściskane

W przypadku murów skrępowanych zginanych w płaszczyźnie należy wykazać, że moment zginający jest mniejszy od nośności muru skrępowanego na zginanie M_{Rd} :

$$\text{Pr-EN 1996-1-1} \quad M_{Ed} \leq M_{Rd} \quad (8.52) \quad (57)$$

Wzór na nośność muru skrępowanego na zginanie wyprowadzono dla założeń pokazanych na rysunku 49. Przyjęto tu podobne założenia jak w pracy Lu i Ungera [45], opisanej w punkcie 5.6. Warunek nośności wyprowadzono z warunku sumy momentów względem środka strefy ściskanej.



Rys. 49. Założenia do wyprowadzenia wzoru na nośność ściany skrępowanej poddanej zginaniu i ścisnaniu według projektu EC6

Nośność na zginanie muru skrępowanego można wyznaczyć z zależności:

Pr-EN 1996-1-1
(8.53)

$$M_{Rd} = A_s f_{yd} (d - 0,4x) + N_{Ed} \left(\frac{l}{2} - 0,4x \right) \quad (58)$$

a wysokość strefy ścisnanej można obliczyć z warunku równowagi rzutu sił:

$$x = \frac{N_{Ed} + A_s f_{yd}}{0,8\eta_f f_d}, \quad (59)$$

gdzie:

η_f – współczynnik określający równoważny prostokątny blok naprężeń. Norma zezwala przyjmować $\eta_f = 1,0$ w przypadku wypełnienia betonem, dlatego wydaje się, że taką wartość można przyjąć w murach skrępowanych żelbetowymi rdzeniami.

7. Projektowanie murów skrępowanych

W tabelicy 12 podano algorytmy sprawdzania nośności ściany skrępowanej obciążonej głównie pionowo według podstawowej metody uproszczonej zawartej w załączniku C PN-EN 1996-1-1 [N17]. W algorytmie uwzględniono zalecenia zawarte w projekcie EC6 [N22]. Za podstawę algorytmu przyjęto algorytm opublikowany w książce [7]. W tabelicy 12 podano numery wzorów zgodne z numeracją wzorów przyjętą w projekcie EC6 [N22]. Na uwagę zasługuje fakt zmiany w projekcie wzorów opisujących momenty zginające w górnym i dolnym przekroju analizowanego muru. W przypadku ścian obciążonych poziomo (np. zewnętrznych) należy w obliczeniach momentów uwzględnić również obciążenie poziome.

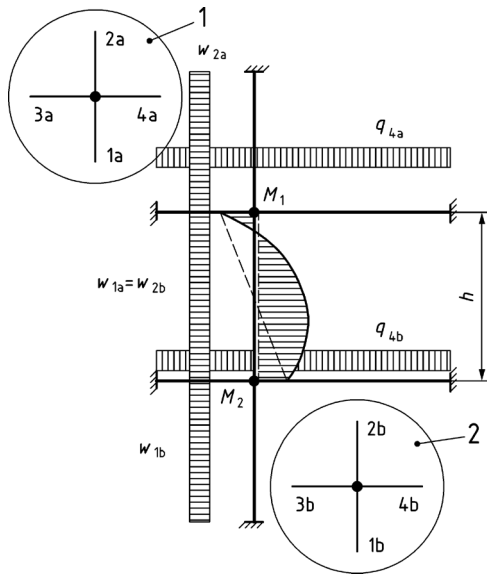
Tablica 12. Algorytm sprawdzania nośności skrzepowanych ścian obciążonych pionowo według projektu EC6 [N22] (metoda uproszczona podstawowa według załącznika C do 1996-1-1 [N17])

1.	Dane: grubość muru t , szerokość analizowanego pasma muru b , rozpiętość stropu w świetle ścian l_p , wysokość muru w świetle stropów h , długość ściany l , pionowe obciążenie obliczeniowe w rozważanym przekroju N_{Ed} ($N_{1,Ed}$, $N_{2,Ed}$, $N_{m,Ed}$), obciążenie obliczeniowe wiatrem na jednostkę powierzchni ściany q_{Ewd}
2.	Określenie efektywnej wysokości ściany h_{ef}: $h_{ef} = \rho_n \cdot h \quad (7.3)$ gdzie: ρ_n – współczynnik redukcyjny uzależniony od utwierdzenia krawędzi lub usztywnienia ściany (wzory (7.4) do (7.10) projektu EC6 [N22])
3.	Określenie efektywnej grubości ściany t_{ef}: dla ściany jednowarstwowej, dwuwarstwowej, licowej, ściany ze spoinami pasmowymi i wypełnionej ściany szczelinowej: $t_{ef} = t$ dla ściany szczelinowej, w której obydwie warstwy są ze sobą połączone kotwami: $t_{ef} = \sqrt[3]{k_{tef} \cdot t_1^3 + t_2^3} \quad (7.12)$ gdzie: t_1 , t_2 – są rzeczywistymi lub efektywnymi grubościami warstw, obliczonymi z (5.10), t_1 jest grubością warstwy zewnętrznej lub nieobciążonej, natomiast t_2 jest grubością warstwy wewnętrznej lub obciążonej; k_{tef} – jest współczynnikiem pozwalającym uwzględnić relacje pomiędzy modułem sprężystości obu warstw ($E_1 / E_2 \leq 2$). Dla ściany usztywnionej pilastrami: $t_{ef} = \rho_t \cdot t \quad (7.11)$ gdzie: ρ_t – współczynnik wg tabeli 7.1 projektu EC6 [N22]
4.	Sprawdzenie warunku smukłości: $\frac{h_{ef}}{t_{ef}} \leq 27$
5.	Wyznaczenie wytrzymałości charakterystycznej muru: dla murów wykonanych z zapraw ogólnego stosowania i zapraw lekkich: $f_k = K \cdot f_b^{0,7} \cdot f_m^{0,3} \quad (5.2)$ dla murów wykonanych na cienkie spoiny, gdzie grubość spoin wynosi 0,5 do 3 mm, oraz ceramicznych elementów murowych grupy 1 i 4, elementów silikatowych, elementów z betonu kruszywowego oraz elementów z autoklawizowanego betonu komórkowego: $f_k = K \cdot f_b^{0,85} \quad (3.3)$ gdzie: K – współczynnik zgodnie z tabelą NA.5 Załącznika Krajowego do PN-EN 1996-1-1 [N17]
6.	Określenie modułu sprężystości muru z zależności: $E = K_E \cdot f_k$ gdzie: K_E – cecha sprężystości muru zgodnie przyjmowana jako: • dla murów wzniesionych na zaprawie $f_m \geq 5 \text{ N/mm}^2$ – $K_E = 1000$, • dla murów wzniesionych na zaprawie $f_m < 5 \text{ N/mm}^2$ – $K_E = 600$.
7.	Określenie wytrzymałości obliczeniowej: $f_d = \frac{f_k}{\gamma_M \cdot \gamma_{Rd}}$ γ_M – częściowy współczynnik bezpieczeństwa dla muru wg tabeli NA.1 PN-EN [N32] γ_{Rd} – wg tablicy NA.2 w Załączniku Krajowym, gdy pole przekroju analizowanego muru jest mniejsze od 0,3 m ² UWAGA: gdy pole przekroju muru jest mniejsze od 0,1 m ² , obliczeniową wytrzymałość f_d należy dodatkowo przemnożyć przez (0,7 + 0,3·A)

8. Wyznaczenie za pomocą zasad mechaniki budowli momentów bezwładności stropu i ścian

9. **Wyznaczenie momentów w przekrojach pod i nad stropem:**

w przypadku stropów opartych na znacznej części przekroju ściany ($e_i \leq 0,45t$) z wyłączeniem stropów drewnianych:



Węzeł nr 1:

$$k_{m,1} = \frac{n_3 \frac{E_{3a} \cdot I_{3a}}{l_{3a}} + n_4 \frac{E_{4a} \cdot I_{4a}}{l_{4a}}}{n_1 \frac{E_{1a} \cdot I_{1a}}{h_{1a}} + n_2 \frac{E_{2a} \cdot I_{2a}}{h_{2a}}} \leq 2$$

gdzie:

n_i – współczynnik sztywności prętów przyjmowany jako 4 dla prętów utwierdzonych na obydwu końcach oraz 3 w pozostałych przypadkach.

E_i – moduł sprężystości pręta i , gdzie $i = 1a, 2a, 3a, 4a$,

I_i – moment bezwładności pręta i , gdzie $i = 1a, 2a, 3a, 4a$,

h_i, l_i – wysokość i długość prętów w świetle,

współczynnik podatności węzła nr 1:

$$\eta_1 = (1 - k_{m,1})/4,$$

Węzeł nr 2:

$$k_{m,2} = \frac{n_3 \frac{E_{3b} \cdot I_{3b}}{l_{3b}} + n_4 \frac{E_{4b} \cdot I_{4b}}{l_{4b}}}{n_1 \frac{E_{1b} \cdot I_{1b}}{h_{1b}} + n_2 \frac{E_{2b} \cdot I_{2b}}{h_{2b}}} \leq 2 \quad (C.4)$$

gdzie:

n_i, h_i, l_i – jak wyżej,

E_i – moduł sprężystości pręta i , gdzie $i = 1b, 2b, 3b, 4b$,

I_i – moment bezwładności pręta i , gdzie $i = 1b, 2b, 3b, 4b$,

współczynnik podatności węzła nr 2:

$$\eta_2 = (1 - k_{m,2})/4,$$

Moment w przekroju pod stropem górnej kondygnacji (pod węzłem nr 1):

$$M_{1d} = -\frac{w_1 h_1^2}{4(n_1 - 1)} - \frac{\frac{n_1 E_1 I_1}{h_1}}{\frac{n_1 E_1 I_1}{h_1} + \frac{n_2 E_2 I_2}{h_2} + \frac{n_3 E_3 I_3}{l_3} + \frac{n_4 E_4 I_4}{l_4}} \left[\frac{w_1 h_1^2}{4(n_2 - 1)} - \frac{w_2 h_2^2}{4(n_2 - 1)} + \frac{q_3 l_3^2}{4(n_3 - 1)} - \frac{q_4 l_4^2}{4(n_4 - 1)} \right] \quad (C.1)$$

gdzie:

w_1, w_2, q_3, q_4 – obliczeniowe obciążenia równomiernie rozłożone na prętach, stosując częściowe współczynniki z PN-EN 1990, dające niekorzystny efekt.

Moment w przekroju nad stropem dolnej kondygnacji (nad węzłem nr 2):

$$M_{2d} = -\frac{w_2 h_2^2}{4(n_2 - 1)} - \frac{\frac{n_2 E_2 I_2}{h_2}}{\frac{n_1 E_1 I_1}{h_1} + \frac{n_2 E_2 I_2}{h_2} + \frac{n_3 E_3 I_3}{l_3} + \frac{n_4 E_4 I_4}{l_4}} \left[\frac{w_1 h_1^2}{4(n_2 - 1)} - \frac{w_2 h_2^2}{4(n_2 - 1)} + \frac{q_3 l_3^2}{4(n_3 - 1)} - \frac{q_4 l_4^2}{4(n_4 - 1)} \right] \quad (C.2)$$

10. **Wyznaczenie momentu w środkowym przekroju analizowanej ściany:**

Moment w przekroju środkowym należy przyjąć jako wartość odczytywaną z wykresu momentów (M_{1d} u góry ściany, a M_{2d} u dołu ściany) w geometrycznym środku wysokości ściany w świetle.

11.	<p>Określenie wartości mimośrodków e_i pod i nad stropem: mimośrodek początkowy (niezamierzony): $e_{init} = h_{ef} / 450$ mimośrodek od obciążenia poziomego (np. wiatru): $e_{he,1} = \frac{M_{wd}}{N_{1d}}, \quad e_{he,2} = \frac{M_{wd}}{N_{2d}},$ gdzie: $M_{wd} = \frac{q_{Ewd} \cdot h^2}{16}$, przy obliczaniu zgodnie z punktem 9a $M_{wd} = 0$, przy obliczaniu zgodnie z punktami 9b i 9c N_{1d}, N_{2d} – obliczeniowe obciążenie pod stropem górnej kondygnacji i nad stropem dolnej kondygnacji, mimośrodek na górze lub dole ścian: $e_i = \frac{M_{id}}{N_{id}} + e_{he,i} + e_{init} \geq 0,05 \cdot t \quad (8.5)$ gdzie: i jest równe 1 lub 2</p>
12.	<p>Określenie wartości mimośrodu e_{mk} w środku wysokości ściany: mimośrodek od obciążenia poziomego (np. wiatru): $e_{hm} = \frac{M_{wd}}{N_{md}},$ gdzie: $M_{wd} = \frac{q_{Ewd} \cdot h^2}{16}$ lub $M_{wd} = \frac{q_{Ewd} \cdot h^2}{8}$ w zależności od schematu statycznego ściany N_{md} – obliczeniowe obciążenie w środku wysokości ściany Całkowity mimośrodek od obciążenia: $e_m = \frac{M_{md}}{N_{md}} + e_{hm} \pm e_{init} \geq 0,05t \quad (8.6)$ gdzie: M_{md} – wartość momentu w środku ściany w zależności od momentów M_{1d} i M_{2d}</p>
13.	<p>Wyznaczenie współczynników redukcyjnych Φ_i:</p> $\Phi_i = 1 - 2 \frac{e_i}{t} \quad (8.4)$ <p>gdzie: i jest równe 1 lub 2</p>
14.	<p>Wyznaczenie współczynnika redukcyjnego Φ_m:</p> $A_1 = 1 - 2 \frac{e_{mk}}{t} \quad (F.2)$ $\lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{\frac{f_k}{E}} \quad (F.3)$ $\Phi_m = \begin{cases} A_1 - \frac{\lambda^2}{2,58 A_1} & \text{gd } \lambda < 1,14 A_1 \\ 0,65 \frac{A_1^3}{\lambda^2} & \text{gd } \lambda \geq 1,14 A_1 \end{cases} \quad (F.1)$
15.	<p>Określenie A_v, czyli pola powierzchni poziomego przekroju ściany, wraz z krępującymi rdzeniami</p>
16.	<p>Przyjęcie klasy stali zbrojenia rdzenia oraz ilości i powierzchni prętów zbrojeniowych. Należy przyjąć: f_{yd}, A_s UWAGA: jeśli analizowana ściana sąsiaduje z innymi skrupowanymi ścianami, to jako A_s należy przyjąć połowę zbrojenia rdzenia (druga połowa przypada sąsiednim ścianom).</p>

17.	<p>Sprawdzenie obliczeniowej nośności analizowanej ściany w stresie środkowej oraz pod i nad stropem:</p> $N_{1,Rd} = \Phi_1 (f_d A_t + \sum A_s f_{yd}) \geq N_{1,Ed} \quad (8.48 \text{ i } 8.49)$ $N_{2,Rd} = \Phi_2 (f_d A_t + \sum A_s f_{yd}) \geq N_{2,Ed} \quad (8.48 \text{ i } 8.49)$ $N_{m,Rd} = \Phi_m (f_d A_t + \sum A_s f_{yd}) \geq N_{m,Ed} \quad (8.48 \text{ i } 8.49)$
18.	<p>W przypadku gdy warunek nośności nie jest spełniony lub gdy nośność jest znacznie większa od obliczeniowego obciążenia, należy odpowiednio zwiększyć lub zmniejszyć przekrój, ewentualnie zmienić wytrzymałość materiałów, a następnie rozpocząć obliczenia od punktu 3.</p>

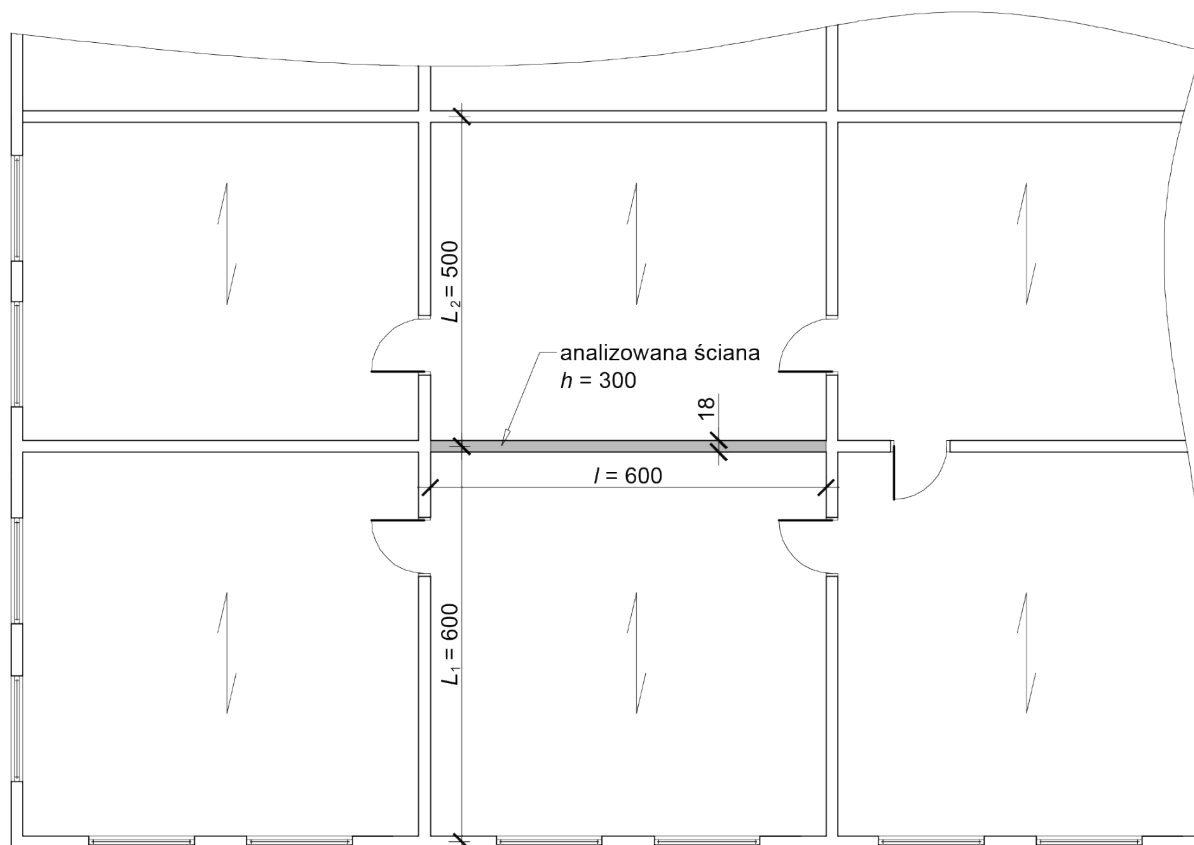
Nie jest trudno zauważyć, że projektowanie ścian skrzepowanych obciążonych głównie pionowo różni się od projektowania ścian nieskrzepowanych dopiero od punktu 17 algorytmu zamieszczonego w tabeli 12. Jest to bardzo wygodne, gdyż pozwala „doprojektować” skrzepowanie, gdy nośność ściany nieskrzepowanej jest niespełniona. W zależności od zastosowanej powierzchni zbrojenia oraz od analizowanej długości ściany skrzepowanie może zwiększyć obliczeniową nośność ściskanej ściany od kilku do 25%.

8. Przykład obliczeniowy

8.1. Ściana wewnętrzna

Przykład obliczeniowy dotyczy budynku mieszkalnego o dziesięciu kondygnacjach nadziemnych. Zewnętrzne i wewnętrzne ściany nośne wykonano z bloczków wapienno-piaskowych o grubości $t = 18$ cm (rys. 50). Wysokość ścian wynosi $h = 3,0$ m. Analizuje się najbardziej wyężoną ścianę wewnętrzną o długości $l = 6,0$ m, na której spoczywają jednokierunkowo pracujące żelbetowe stropy pełne o grubości 20 cm. Rozpiętości stropów opartych na ścianie wynoszą $L_1 = 6,0$ i $L_2 = 5,0$ m. Piwnice przyjęto jako żelbetowe monolityczne. Ściany piwnic przyjęto o grubości 20 cm.

Lokalizacja: Warszawa.

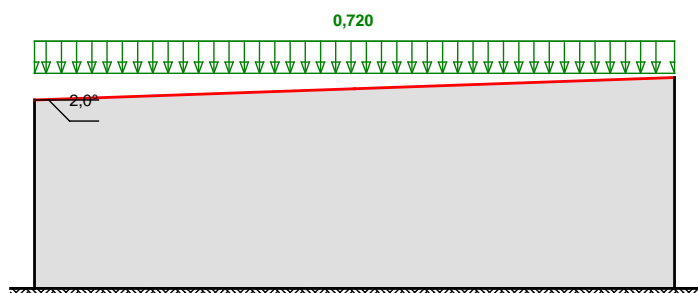


Rys. 50. Schemat budynku i projektowanej ściany

Obciążenia zestawiono za pomocą programu Kalkulator Oddziaływań Normowych EN z pakietu SPECBUD.

Obciążenie śniegiem wg PN-EN 1991-1-3 [N15] / Dachy jednopołaciowe (p.5.3.2)

s [kN/m²]



Połąć dachu obciążonego równomiernie:

- Dach jednopołaciowy
- Obciążenie charakterystyczne śniegiem gruntu (wg Załącznika Krajowego NA):
 - strefa obciążenia śniegiem 2 $\rightarrow s_k = 0,9 \text{ kN/m}^2$
- Warunki lokalizacyjne: normalne, przypadek A (brak wyjątkowych opadów i brak wyjątkowych zamieci)
- Sytuacja obliczeniowa: trwała lub przejściowa
- Współczynnik ekspozycji:
 - teren normalny $\rightarrow C_e = 1,0$
- Współczynnik termiczny $\rightarrow C_t = 1,0$
- Współczynnik kształtu dachu:
 - nachylenie połaci $\alpha = 2,0^\circ$
 - $\mu_1 = 0,8$

Obciążenie charakterystyczne:

$$s = \mu_1 \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,900 = \mathbf{0,720 \text{ kN/m}^2}$$

Ze względu na mały kąt nachylenia połaci dachu obciążenie wiatrem generuje ssanie, czyli korzystne obciążenie z punktu widzenia ścian. Dlatego w obliczeniach obciążenie wiatrem dachu zostało pominięte.

Tablica 13. Obciążenia stałe na 1 m² stropu międzykondygnacyjnego G_1

Lp.	Opis oddziaływania	Wartość char. [kN/m ²]
1.	Posadzka z płytek na kleju	0,50
2.	Zaprawa cementowa grub. 4 cm [21,000 kN/m ³ ·0,04 m]	0,84
3.	Polistyren (ekspandowany, granulowany) grub. 5 cm [0,300 kN/m ³ ·0,05 m]	0,01
4.	Beton zwykły przy zwykłym procencie zbrojenia i stali sprężającej grub. 20 cm [25,000 kN/m ³ ·0,20 m]	5,00
5.	Zaprawa gipsowa grub. 1 cm [15,000 kN/m ³ ·0,01 m]	0,15
	Σ :	6,50

Tablica 14. Obciążenia stałe na 1 m² dachu G₂

Lp.	Opis oddziaływania	Wartość char. [kN/m ²]
1.	Pokrycie dachu	0,15
2.	Polistyren (ekspandowany, granulowany) grub. 30 cm [0,300 kN/m ³ ·0,30 m]	0,09
3.	Beton zwykły przy zwykłym procencie zbrojenia i stali sprężającej grub. 20 cm [25,000 kN/m ³ ·0,20 m]	5,00
4.	Zaprawa gipsowa grub. 1 cm [15,000 kN/m ³ ·0,01 m]	0,15
	Σ:	5,39

Tablica 15. Obciążenia ciężarem 1 mb ściany G₃

Lp.	Opis oddziaływania	Wartość char. [kN/m]
1.	Elementy murowe wapienno-silikatowe w stanie suchym klasy gęstości 1,8 grub. 18 cm i szer.300 cm [18,000 kN/m ³ ·0,18 m·3,00 m]	9,72
2.	Zaprawa gipsowa grub. 2 cm i szer.300 cm [15,000 kN/m ³ ·0,02 m·3,00 m]	0,90
	Σ:	10,62

Tablica 16. Obciążenia użytkowe na 1 m² stropu Q₁

Lp.	Opis oddziaływania	Wartość char. [kN/m ²]
1.	Równomiernie rozłożone obciążenie użytkowe - powierzchnia kategorii A (mieszkalna) - Stropy [2,000 kN/m ²]	2,00
	Σ:	2,00

Tablica 17. Obciążenia zastępcze od ścianek działowych na 1 m² stropu Q₂

Lp.	Opis oddziaływania	Wartość char. [kN/m ²]
1.	Obciążenie od ciężaru własnego ścian działowych w przypadku przestawnych ścian działowych o ciężarze własnym >1,0 i ≤ 2,0 kN/m długości ściany [0,800 kN/m ²]	0,80
	Σ:	0,80

Liczba kondygnacji $n = 10$

Oddziaływania stałe:

$$N_{Gk} = (n - 1) G_1 (0,5 L_1 + 0,5 L_2) / + G_2 (0,5 L_1 + 0,5 L_2) / + (n - 1) G_3 / = 2681,9 \text{ kN}$$

Wiodące oddziaływanie zmienne (użytkowe):

$$N_{Qk,1} = (n - 1) Q_1 (0,5 L_1 + 0,5 L_2) / = 594,0 \text{ kN}$$

Towarzyszące oddziaływanie zmienne:

Śnieg:

$$N_{Qk,2} = s (0,5 L_1 + 0,5 L_2) / = 23,8 \text{ kN}$$

Od ścianek działowych:

$$N_{Qk,3} = (n - 1) Q_2 (0,5 L_1 + 0,5 L_2) / = 237,6 \text{ kN}$$

Kombinacje oddziaływań. Przyjęto kombinację STR według wzoru (6.10) z normy PN-EN 1990 [N14]. Przyjęto następujące wartości współczynników częściowych, współczynnika redukcyjnego i wartości kombinacyjnych:

$$\gamma_G = 1,35$$

$$\gamma_{Q,1} = 1,5$$

$$\gamma_{Q,2} = 1,5$$

$$\Psi_{0,1} = 0,7$$

$$N_{1,ED} = \gamma_G N_{GK} + \gamma_{Q,1} N_{Qk,1} + \gamma_{Q,2} \Psi_{0,1} (N_{Qk,1} + N_{Qk,2}) = 4785,9 \text{ kN}$$

$$N_{2,ED} = \gamma_G N_{GK} + \gamma_G G_3 l + \gamma_{Q,1} N_{Qk,1} + \gamma_{Q,2} \Psi_{0,1} (N_{Qk,1} + N_{Qk,2}) = 4872,0 \text{ kN}$$

$$N_{m,ED} = 0,5 (N_{1,ED} + N_{2,ED}) = 4828,9 \text{ kN}$$

- **Określenie efektywnej wysokości ściany (tabl. 12, wiersz 2)**

Za punktem 7.5.1.3 PrEC6 [N22] przyjęto współczynnik redukcji $\rho_2 = 0,75$. Wysokość efektywną ściany obliczono za pomocą wzoru (7.9) PrEC6 [N22].

$$h_{ef} = 1,97 \text{ m}$$

- **Określenie efektywnej grubości ściany (tabl. 12, wiersz 3)**

Za punktem 7.5.1.4 PrEC6 [N22] przyjęto:

$$t_{ef} = t = 0,18 \text{ m}$$

- **Sprawdzenie warunku smukłości ściany (tabl. 12, wiersz 4)**

Za punktem 7.5.1.2 PrEC6 [N22]:

$$h_{ef} / t_{ef} = 10,95 < 27 \text{ – warunek spełniony}$$

- **Wyznaczenie charakterystycznej wytrzymałości muru (tabl. 12, wiersz 5)**

Z tablicy NA.5 Załącznika Krajowego do PN-EN [N17] przyjęto:

$$K = 0,6$$

Na podstawie punktu NA.3 Załącznika Krajowego do PN-EN [N17]:

$$f_k = K \cdot f_b^{0,85} = 7,66 \text{ N/mm}^2$$

- **Określenie modułu sprężystości muru (tabl. 12, wiersz 6)**

Za punktem 5.5.1.2 PN-EN [N17] przyjęto współczynnik $K_E = 1000$,

$$E = K_E \cdot f_k = 7656,4 \text{ N/mm}^2$$

- **Określenie wytrzymałości obliczeniowej muru (tabl. 12, wiersz 7)**

Przyjęto klasę A wykonania robót i zaprawę projektowaną.

Z tablicy NA.1 PN-EN [N17] przyjęto współczynnik częściowy dla właściwości materiału $\gamma_M = 1,7$.

$$f_d = f_k / \gamma_M = 4,50 \text{ N/mm}^2$$

- **Wyznaczenie momentu bezwładności stropów i ścian (tabl. 12, wiersz 8)**

Szerokość ściany obliczanej $b = 6,0 \text{ m}$

Moment bezwładności ścian kondygnacji nadziemnej:

$$I_{sc} = 2,92 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

Moment bezwładności ściany piwnic (żelbetowa o grubości 20 cm):

$$I_{sc,p} = 4,00 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

Moment bezwładności stropów:

$$I_{st} = 4,00 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

- **Wyznaczenie momentów w górnym i dolnym przekroju (tabl. 12, wiersz 9)**

Stropy zaprojektowano z betonu klasy C25/30, na podstawie normy EC-2 [N16] przyjęto moduł ścieczny sprężystości betonu $E_{cm,1} = 31000 \text{ N/mm}^2$.

Ściany piwnic zaprojektowano z tego samego betonu.

Przekrój górny 1-1

Zgodnie z oznaczeniami przyjętymi na rys. C1 PrEC6 [N22] założono:

$$E_{1a} = E = 7656,4 \text{ N/mm}^2, I_{1a} = I_{sc,1} = 2,92 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4, h_{1a} = h = 3,0 \text{ m}$$

$$E_{2a} = E = 7656,4 \text{ N/mm}^2, I_{1a} = I_{sc,1} = 2,92 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4, h_{1a} = h = 3,0 \text{ m}$$

$$E_{3a} = E_{cm,1} = 31000 \text{ N/mm}^2, I_{4a} = I_{st} = 4,00 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4, I_{4a} = I = 6,0 \text{ m}$$

$$E_{4a} = E_{cm,1} = 31000 \text{ N/mm}^2, I_{4a} = I_{st} = 4,00 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4, I_{4a} = I = 5,0 \text{ m}$$

Współczynniki sztywności prętów przyjęto równe $n_1 = n_2 = n_4 = 4$

$$k_{m,a} = \frac{n_3 \frac{E_{3a} \cdot I_{3a}}{l_{3a}} + n_4 \frac{E_{4a} \cdot I_{4a}}{l_{4a}}}{n_1 \frac{E_{1a} \cdot I_{1a}}{h_{1a}} + n_2 \frac{E_{2a} \cdot I_{2a}}{h_{2a}}} = 3,05 > 2$$

Przyjęto $k_{m,a} = 2$

Współczynnik podatności węzła nr 1: $\eta_1 = (1 - k_{m,1})/4 = 0,55$

Obliczeniowe obciążenie stropu:

$$q_3 = q_4 = (\gamma_G \cdot G_1 + \gamma_{Q,1} \cdot Q_1 + \gamma_{Q,2} \cdot Q_1 \cdot \psi_{0,1}) \cdot l = 81,54 \text{ kN/m}$$

Obliczeniowe obciążenie poziome ścian:

$$w_1 = w_2 = 0$$

Moment w przekroju pod stropem górnej kondygnacji (pod węzłem nr 1):

$$M_{1d} = -\frac{w_1 h_1^2}{4(n_1-1)} - \frac{\frac{n_1 E_1 I_1}{h_1}}{\frac{n_1 E_1 I_1}{h_1} + \frac{n_2 E_2 I_2}{h_2} + \frac{n_3 E_3 I_3}{l_3} + \frac{n_4 E_4 I_4}{l_4}} \left[\frac{w_1 h_1^2}{4(n_2-1)} - \frac{w_2 h_2^2}{4(n_2-1)} + \frac{q_3 l_3^2}{4(n_3-1)} - \frac{q_4 l_4^2}{4(n_4-1)} \right] = 4785,9 \text{ kNm}$$

Przekrój dolny 2-2

Zgodnie z oznaczeniami przyjętymi na rys. C1 PrEC6 [N22] założono:

$$E_{1a} = E = 7656,4 \text{ N/mm}^2, l_{1a} = l_{sc,1} = 2,92 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4, h_{1a} = h = 3,0 \text{ m}$$

$$E_{2a} = E = 31000 \text{ N/mm}^2, l_{1a} = l_{sc,1} = 2,92 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4, h_{1a} = h = 2,6 \text{ m}$$

$$E_{3a} = E_{cm,1} = 31000 \text{ N/mm}^2, l_{4a} = l_{st} = 4,00 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4, l_{4a} = l = 6,0 \text{ m}$$

$$E_{4a} = E_{cm,1} = 31000 \text{ N/mm}^2, l_{4a} = l_{st} = 4,00 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4, l_{4a} = l = 5,0 \text{ m}$$

Współczynniki sztywności prętów przyjęto równe $n_1 = n_2 = n_4 = 4$

$$k_{m,b} = \frac{n_3 \frac{E_{3b} \cdot I_{3b}}{l_{3b}} + n_4 \frac{E_{4b} \cdot I_{4b}}{l_{4b}}}{n_1 \frac{E_{1b} \cdot I_{1b}}{h_{1b}} + n_2 \frac{E_{2b} \cdot I_{2b}}{h_{2b}}} = 3,05 > 2$$

Przyjęto $k_{m,b} = 2$

Współczynnik podatności węzła nr 1: $\eta_1 = (1 - k_{m,1})/4 = 0,55$

Obliczeniowe obciążenie stropu:

$$q_3 = q_4 = (\gamma_G \cdot G_1 + \gamma_{Q,1} \cdot Q_1 + \gamma_{Q,2} \cdot Q_1 \cdot \psi_{0,1}) \cdot l = 81,54 \text{ kN/m}$$

Obliczeniowe obciążenie poziome ścian:

$$w_1 = w_2 = 0$$

Moment w przekroju pod stropem górnej kondygnacji (pod węzłem nr 2):

$$M_{2d} = -\frac{w_2 h_2^2}{4(n_2-1)} - \frac{\frac{n_2 E_2 I_2}{h_2}}{\frac{n_1 E_1 I_1}{h_1} + \frac{n_2 E_2 I_2}{h_2} + \frac{n_3 E_3 I_3}{l_3} + \frac{n_4 E_4 I_4}{l_4}} \left[\frac{w_1 h_1^2}{4(n_2-1)} - \frac{w_2 h_2^2}{4(n_2-1)} + \frac{q_3 l_3^2}{4(n_3-1)} - \frac{q_4 l_4^2}{4(n_4-1)} \right] = -5,53 \text{ kNm}$$

- **Wyznaczenie momentów w przekroju środkowym (tabl. 12, wiersz 10)**

$$M_{md} = \frac{M_{1d} - M_{2d}}{2} = 1,84 \text{ kNm}$$

- **Określenie wartości mimośrodków e_i pod i nad stropem (tabl. 12, wiersz 11)**

mimośrodek początkowy (niezamierzony):

$$e_{init} = h_{ef}/450 = 0,0044 \text{ m}$$

mimośrodek od obciążenia poziomego (wiatrem):

$$M_{wd} = \frac{q_{Ewd} \cdot b \cdot h^2}{16} = 0 \text{ kNm}$$

$$e_{he,1} = \frac{M_{wd}}{N_{1d}} = 0 \text{ m}$$

$$e_{he,2} = \frac{M_{wd}}{N_{2d}} = 0 \text{ m}$$

mimośród na górze lub dole ścian

$$e_1 = \frac{M_{1d}}{N_{1d}} + e_{he,1} + e_{init} = 0,0063 \quad m < 0,05 \cdot t = 0,009 \quad m$$

przyjęto $e_1 = 0,009 \text{ m}$

$$e_2 = \frac{M_{2d}}{N_{2d}} + e_{he,2} + e_{init} = 0,0055 \quad m \geq 0,05 \cdot t = 0,009 \quad m$$

przyjęto $e_2 = 0,009 \text{ m}$

- **Określenie wartości mimośrodków e_m w środku wysokości ściany (tabl. 12, wiersz 12)**
mimośród od obciążenia poziomego (np. wiatru):

$$e_{hm} = \frac{M_{wd}}{N_{md}} = 0 \quad m$$

mimośród w środku wysokości ściany:

$$e_m = \frac{M_{md}}{N_{md}} + e_{hm} + e_{init} = 0,0048 \quad m < 0,05 \cdot t = 0,009 \quad m$$

przyjęto $e_m = 0,009 \text{ m}$

- **Wyznaczenie współczynników redukcyjnych w przekrojach 1-1 i 2-2 (tabl. 12, wiersz 13)**

$$\Phi_1 = 1 - 2 \frac{e_1}{t} = 0,9$$

$$\Phi_2 = 1 - 2 \frac{e_2}{t} = 0,9$$

- **Wyznaczenie współczynnika redukcyjnego w przekroju środkowym (tabl. 12, wiersz 14)**

$$A_1 = 1 - 2 \frac{e_m}{t} = 0,9$$

$$\lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{\frac{f_k}{E}} = 0,35 < 1,14 A_1 = 1,03$$

$$\Phi_m = A_1 - \frac{\lambda^2}{2,58 A_1} = 0,85$$

- **Pole powierzchni analizowanej ściany nieskrępowanej**

$$A = l \cdot t = 1,08 \text{ m}^2$$

- **Sprawdzenie obliczeniowej nośności analizowanej ściany w strefie środkowej oraz pod i nad stropem**

$$N_{1R,d} = \Phi_1 \cdot A \cdot f_d / \gamma_{Rd} = 4377,7 \text{ kN} < N_{1,Ed} = 4785,9 \text{ kN}$$

$$N_{2R,d} = \Phi_2 \cdot A \cdot f_d / \gamma_{Rd} = 4377,7 \text{ kN} < N_{2,Ed} = 4872,0 \text{ kN}$$

$$N_{mR,d} = \Phi_m \cdot A \cdot f_d / \gamma_{Rd} = 4126,1 \text{ kN} < N_{m,Ed} = 4828,9 \text{ kN}$$

Wszystkie trzy warunki nie są spełnione. Wytężenie ściany w przekroju 1-1: ok. 109,3%, w przekroju 2-2: ok. 111,3%, a w przekroju m-m: ok. 117,3%.

Przyjęcie ściany skrópowanej

- **Przyjęcie zbrojenia (tabl. 12, wiersz 16)**

Na dolnej kondygnacji przyjęto zbrojenie rdzenia prętami $6\phi 22$ ze stali klasy AIII-N.

$$A_2 = 0,00228 \text{ m}^2$$

$$f_{yd} = 420 \text{ MPa}$$

- **Sprawdzenie obliczeniowej nośności analizowanej ściany w strefie środkowej oraz pod i nad stropem (tabl. 12, wiersz 17)**

$$N_{1,Rd} = \Phi_1 \left(f_d A_t + \sum A_s f_{yd} \right) = 5239,8 \text{ kN} \geq N_{1,Ed} = 4785,9 \text{ kN}$$

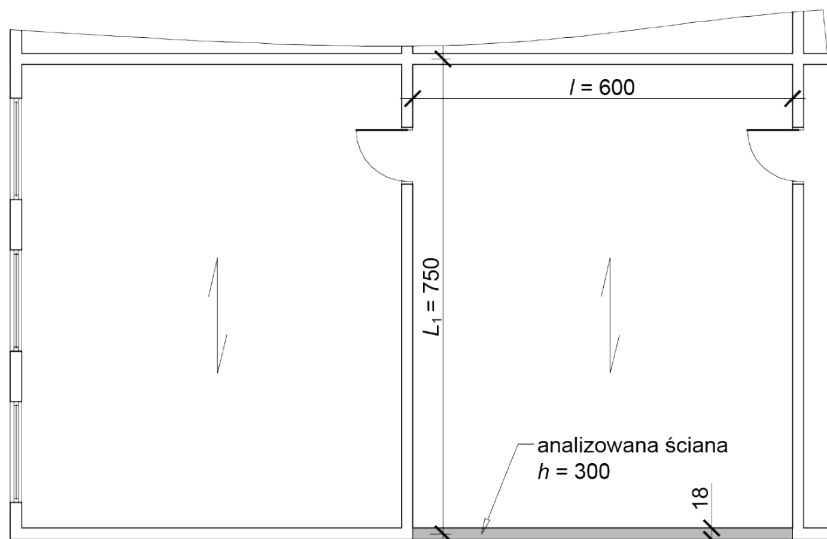
$$N_{2,Rd} = \Phi_2 \left(f_d A_t + \sum A_s f_{yd} \right) = 5239,8 \text{ kN} \geq N_{2,Ed} = 4872,0 \text{ kN}$$

$$N_{m,Rd} = \Phi_m \left(f_d A_t + \sum A_s f_{yd} \right) = 4938,7 \text{ kN} \geq N_{m,Ed} = 4828,9 \text{ kN}$$

Warunek spełniony. Wytężenie ściany w przekroju 1-1: ok. 91%, w przekroju 2-2: ok. 93%, a w przekroju m-m: ok. 98%.

8.2. Ściana zewnętrzna

Budynek jak w przykładzie z punktu 8.1. Ściany zewnętrzne zaprojektowano z bloczków silikatowych o grubości 18 cm (rys. 51). Rozpiętości stropów opartych na ścianie wynoszą $L_1 = 7,5$ m. Piwnice przyjęto jako żelbetowe monolityczne. Ściany piwnic przyjęto o grubości 20 cm.



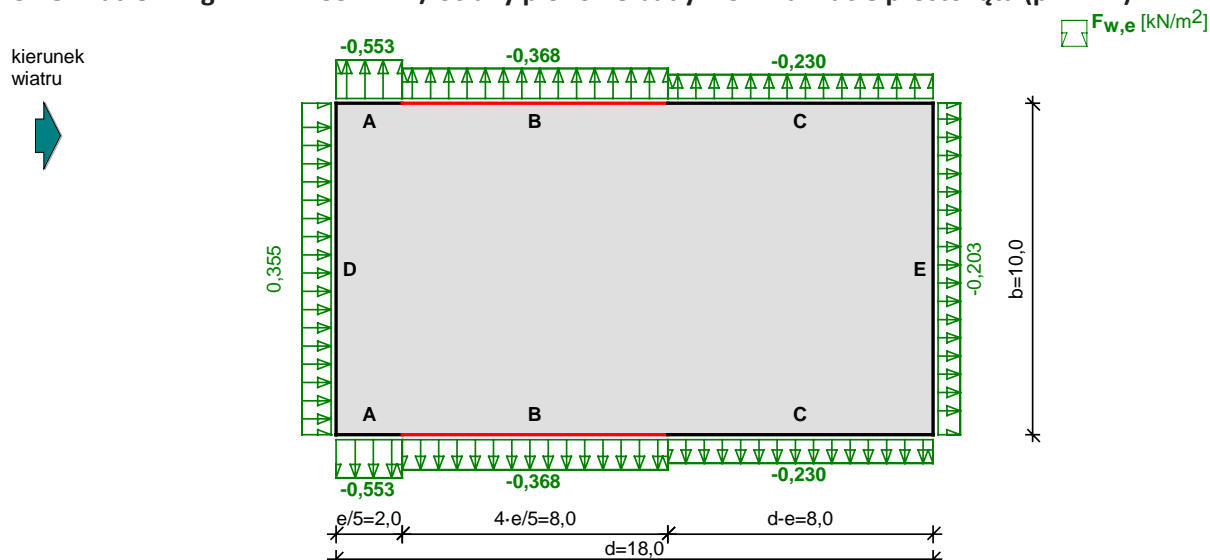
Rys. 51. Schemat budynku i projektowanej ściany

Obciążenia zestawiono za pomocą programu Kalkulator Oddziaływań Normowych EN z pakietu SPECBUD.

Tablica 18. Obciążenia ciężarem 1 mb ściany G_3

Lp.	Opis oddziaływania	Wartość char. [kN/m]
1.	Elementy murowe wapienno-silikatowe w stanie suchym klasy gęstości 1,8 grub. 18 cm i szer.300 cm [18,000 kN/m ³ ·0,18 m·3,00 m]	9,72
2.	Zaprawa gipsowa grub. 1 cm i szer.300 cm [15,000 kN/m ³ ·0,01 m·3,00 m]	0,45
3.	Okładzina z dociepleniem	1,50
	Σ:	11,67

Obciążenie wiatrem wg PN-EN 1991-1-4 / Ściany pionowe budynków na rzucie prostokąta (p. 7.2.2)



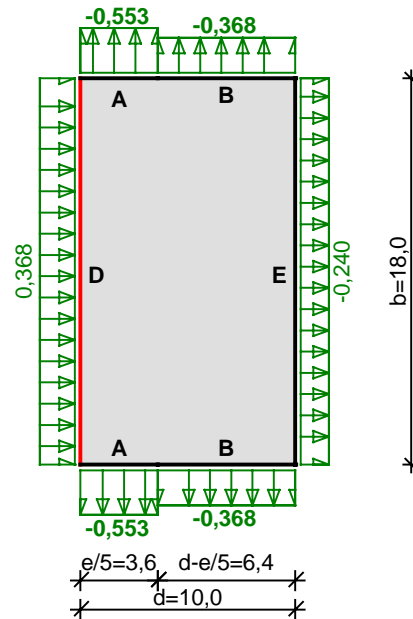
Elewacja boczna - pole B:

- Budynek o wymiarach: $d = 18,0$ m, $b = 10,0$ m, $h = 14,0$ m
- Wymiar $e = \min(b, 2 \cdot h) = 10,0$ m
- Wartość podstawowa bazowej prędkości wiatru (wg Załącznika Krajowego NA):
 - strefa obciążenia wiatrem 1; A = 100 m n.p.m. $\rightarrow v_{b,0} = 22$ m/s
- Współczynnik kierunkowy: $c_{dir} = 1,0$
- Współczynnik sezonowy: $c_{season} = 1,00$
- Bazowa prędkość wiatru: $v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 22,00$ m/s
- Wysokość odniesienia: $z_e = h - h_{dis} = 13,00$ m
- Kategoria terenu IV \rightarrow współczynnik chropowatości: $c_r(z_e) = 0,6 \cdot (13,0/10)^{0,24} = 0,64$ (wg Załącznika Krajowego NA.6)
- Współczynnik rzeźby terenu (orografii): $c_o(z_e) = 1,00$
- Średnia prędkość wiatru: $v_m(z_e) = c_r(z_e) \cdot c_o(z_e) \cdot v_b = 14,06$ m/s
- Intensywność turbulencji: $I_v(z_e) = 0,390$
 - Gęstość powietrza: $\rho = 1,25$ kg/m³
- Wartość szczytowa ciśnienia prędkości:
 - $q_p(z_e) = [1 + 7 \cdot I_v(z_e)] \cdot (1/2) \cdot \rho \cdot v_m^2(z_e) = 460,6$ Pa = 0,461 kPa
- Współczynnik konstrukcyjny: $c_s c_d = 1,000$
- Współczynnik ciśnienia zewnętrznego $c_{pe} = c_{pe,10} = -0,8$

Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = c_s c_d \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,461 \cdot (-0,8) = -0,368 \text{ kN/m}^2$$

kierunek wiatru



$F_{w,e}$ [kN/m²]

Elewacja nawietrzna - pole D:

- Budynek o wymiarach: $d = 10,0$ m, $b = 18,0$ m, $h = 14,0$ m
- Wymiar $e = \min(b, 2 \cdot h) = 18,0$ m
- Wartość podstawowa bazowej prędkości wiatru (wg Załącznika krajowego NA):
 - strefa obciążenia wiatrem 1; A = 100 m n.p.m. $\rightarrow v_{b,0} = 22$ m/s
- Współczynnik kierunkowy: $c_{dir} = 1,0$
- Współczynnik sezonowy: $c_{season} = 1,00$
- Bazowa prędkość wiatru: $v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 22,00$ m/s
- Wysokość odniesienia: $z_e = h - h_{dis} = 13,00$ m
- Kategoria terenu IV \rightarrow współczynnik chropowatości: $c_r(z_e) = 0,6 \cdot (13,0/10)^{0,24} = 0,64$ (wg Załącznika Krajowego NA.6)
- Współczynnik rzeźby terenu (orografii): $c_o(z_e) = 1,00$
- Średnia prędkość wiatru: $v_m(z_e) = c_r(z_e) \cdot c_o(z_e) \cdot v_b = 14,06$ m/s
- Intensywność turbulencji: $I_v(z_e) = 0,390$

- Gęstość powietrza: $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$
 - Wartość szczytowa ciśnienia prędkości:
 $q_p(z_e) = [1+7 \cdot I_v(z_e)] \cdot (1/2) \cdot \rho \cdot v_m^2(z_e) = 460,6 \text{ Pa} = 0,461 \text{ kPa}$
 - Współczynnik konstrukcyjny: $c_s c_d = 1,000$
 - Współczynnik ciśnienia zewnętrznego $c_{pe} = c_{pe,10} = +0,800$
- Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:
- $$F_{w,e} = c_s c_d \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,461 \cdot 0,800 = \mathbf{0,368 \text{ kN/m}^2}$$

Liczba kondygnacji $n = 10$

Oddziaływania stałe:

$$N_{Gk} = (n - 1) G_1 (0,5 L_1) l + G_2 (0,5 L_1) l + (n - 1) G_3 l = 2067,7 \text{ kN}$$

Wiodące oddziaływanie zmienne (użytkowe):

$$N_{Qk,1} = (n - 1) Q_1 (0,5 L_1) l = 405,0 \text{ kN}$$

Towarzyszące oddziaływania zmienne:

Śnieg:

$$N_{Qk,2} = s (0,5 L_1) l = 16,2 \text{ kN}$$

Od ścianek działowych:

$$N_{Qk,3} = (n - 1) Q_2 (0,5 L_1) l = 162,0 \text{ kN}$$

Kombinacje oddziaływań. Przyjęto kombinację STR według wzoru (6.10) z normy PN-EN 1990 [N14]. Przyjęto następujące wartości współczynników częściowych, współczynnika redukcyjnego i wartości kombinacyjnych:

$$\begin{aligned} \gamma_G &= 1,35 \\ \gamma_{Q,1} &= 1,5 \\ \gamma_{Q,2} &= 1,5 \\ \Psi_{0,1} &= 0,7 \end{aligned}$$

$$N_{1,ED} = \gamma_G N_{Gk} + \gamma_{Q,1} N_{Qk,1} + \gamma_{Q,2} \Psi_{0,1} (N_{Qk,1} + N_{Qk,2}) = 3586,0 \text{ kN}$$

$$N_{2,ED} = \gamma_G N_{Gk} + \gamma_G G_3 l + \gamma_{Q,1} N_{Qk,1} + \gamma_{Q,2} \Psi_{0,1} (N_{Qk,1} + N_{Qk,2}) = 3680,5 \text{ kN}$$

$$N_{m,ED} = 0,5 (N_{2,ED} + N_{2,ED}) = 3633,3 \text{ kN}$$

- **Określenie efektywnej wysokości ściany (tabl. 12, wiersz 2)**

Za punktem 7.5.1.3 PrEC6 [N22] przyjęto współczynnik redukcji $\rho_2 = 0,75$. Wysokość efektywna ściany obliczono za pomocą wzoru (7.9) PrEC6 [N22].

$$h_{ef} = 1,97 \text{ m}$$

- **Określenie efektywnej grubości ściany (tabl. 12, wiersz 3)**

Za punktem 7.5.1.4 PrEC6 [N22] przyjęto:

$$t_{ef} = t = 0,18 \text{ m}$$

- **Sprawdzenie warunku smukłości ściany (tabl. 12, wiersz 4)**

Za punktem 7.5.1.2 PrEC6 [N22]:

$$h_{ef} / t_{ef} = 10,95 < 27 - \text{warunek spełniony}$$

- **Wyznaczenie charakterystycznej wytrzymałości muru (tabl. 12, wiersz 5)**

Z tablicy NA.5 Załącznika Krajowego do PN-EN [N17] przyjęto:

$$K = 0,6$$

Na podstawie punktu NA.3 Załącznika Krajowego do PN-EN [N17]:

$$f_k = K \cdot f_b^{0,85} = 7,66 \text{ N/mm}^2$$

- **Określenie modułu sprężystości muru (tabl. 12, wiersz 6)**

Za punktem 5.5.1.2 PN-EN [N17] przyjęto współczynnik $K_E = 1000$,

$$E = K_E \cdot f_k = 7656,4 \text{ N/mm}^2$$

- **Określenie wytrzymałości obliczeniowej muru (tabl. 12, wiersz 7)**

Przyjęto klasę A wykonania robót i zaprawę projektowaną.

Z tablicy NA.1 PN-EN [N17] przyjęto współczynnik częściowy dla właściwości materiału $\gamma_M = 1,7$.

$$f_d = f_k / \gamma_M = 4,50 \text{ N/mm}^2$$

• **Wyznaczenie momentu bezwładności stropów i ścian (tabl. 12, wiersz 8)**

Szerokość ściany obliczanej $b = 6,0 \text{ m}$

Moment bezwładności ścian kondygnacji nadziemnej:

$$I_{sc} = 2,92 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

Moment bezwładności ściany piwnic (żelbetowa o grubości 20 cm):

$$I_{sc,p} = 4,00 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

Moment bezwładności stropów:

$$I_{st} = 4,00 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

• **Wyznaczenie momentów w górnym i dolnym przekroju (tabl. 12, wiersz 9)**

Stropy zaprojektowano z betonu klasy C25/30, na podstawie normy EC-2 [N16] przyjęto moduł ścieżny sprężystości betonu $E_{cm,1} = 31000 \text{ N/mm}^2$.

Ściany piwnic zaprojektowano z tego samego betonu.

Przekrój górny 1-1

Zgodnie z oznaczeniami przyjętymi na rys. C1 PrEC6 [N22] założono:

$$E_{1a} = E = 7656,4 \text{ N/mm}^2, I_{1a} = I_{sc,1} = 2,92 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4, h_{1a} = h = 3,0 \text{ m}$$

$$E_{2a} = E = 7656,4 \text{ N/mm}^2, I_{1a} = I_{sc,1} = 2,92 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4, h_{1a} = h = 3,0 \text{ m}$$

$$E_{4a} = E_{cm,1} = 31000 \text{ N/mm}^2, I_{4a} = I_{st} = 4,00 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4, l_{4a} = l = 7,5 \text{ m}$$

Współczynniki sztywności prętów przyjęto równe $n_1 = n_2 = n_4 = 4$

$$k_{m,a} = \frac{n_4 \frac{E_{4a} \cdot I_{4a}}{l_{4a}}}{n_1 \frac{E_{1a} \cdot I_{1a}}{h_{1a}} + n_2 \frac{E_{2a} \cdot I_{2a}}{h_{2a}}} = 1,11 < 2$$

Przyjęto $k_{m,a} = 2,0$

Współczynnik podatności węzła nr 1: $\eta_1 = (1 - k_{m,1})/4 = 0,5$

Obliczeniowe obciążenie stropu:

$$q_3 = q_4 = (\gamma_G \cdot G_1 + \gamma_{Q,1} \cdot Q_1 + \gamma_{Q,2} \cdot Q_1 \cdot \psi_{0,1}) \cdot l = 81,54 \text{ kN/m}$$

Obliczeniowe obciążenie poziome ścian:

$$w_1 = w_2 = \gamma_{Q,1} \cdot Q_4 \cdot l = 3,312 \text{ kN/m}$$

Moment w przekroju pod stropem górnej kondygnacji (pod węzłem nr 1):

$$M_{1d} = - \frac{w_1 h_1^2}{4(n_1 - 1)} - \frac{\frac{n_1 E_1 I_1}{h_1}}{\frac{n_1 E_1 I_1}{h_1} + \frac{n_2 E_2 I_2}{h_2} + \frac{n_4 E_4 I_4}{l_4}} \left[\frac{w_1 h_1^2}{4(n_2 - 1)} - \frac{w_2 h_2^2}{4(n_2 - 1)} - \frac{q_4 l_4^2}{4(n_4 - 1)} \right] = -93,02 \text{ kNm}$$

Przekrój dolny 2-2

Zgodnie z oznaczeniami przyjętymi na rys. C1 PrEC6 [N22] przyjęto:

$$E_{1a} = E = 7656,4 \text{ N/mm}^2, I_{1a} = I_{sc,1} = 2,92 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4, h_{1a} = h = 3,0 \text{ m}$$

$$E_{2a} = E = 31000 \text{ N/mm}^2, I_{1a} = I_{sc,1} = 2,92 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4, h_{1a} = h = 2,6 \text{ m}$$

$$E_{4a} = E_{cm,1} = 31000 \text{ N/mm}^2, I_{4a} = I_{st} = 4,00 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4, l_{4a} = l = 7,5 \text{ m}$$

Współczynniki sztywności prętów przyjęto równe $n_1 = n_2 = n_4 = 4$

$$k_{m,b} = \frac{n_4 \frac{E_{4b} \cdot I_{4b}}{l_{4b}}}{n_1 \frac{E_{1b} \cdot I_{1b}}{h_{1b}} + n_2 \frac{E_{2b} \cdot I_{2b}}{h_{2b}}} = 0,2 < 2$$

Przyjęto $k_{m,b} = 2,0$

Współczynnik podatności węzła nr 1: $\eta_1 = (1 - k_{m,1})/4 = 0,5$

Obliczeniowe obciążenie stropu:

$$q_3 = q_4 = (\gamma_G \cdot G_1 + \gamma_{Q,1} \cdot Q_1 + \gamma_{Q,2} \cdot Q_1 \cdot \psi_{0,1}) \cdot l = 81,54 \text{ kN/m}$$

Obliczeniowe obciążenie poziome ścian:

$$w_1 = w_2 = \gamma_{Q,1} \cdot Q_4 \cdot l = 3,312 \text{ kN/m}$$

Moment w przekroju pod stropem górnej kondygnacji (pod węzłem nr 2):

$$M_{2d} = -\frac{w_2 h_2^2}{4(n_2 - 1)} - \frac{\frac{n_2 E_2 I_2}{h_2}}{\frac{n_1 E_1 I_1}{h_1} + \frac{n_2 E_2 I_2}{h_2} + \frac{n_4 E_4 I_4}{l_4}} \left[\frac{w_1 h_1^2}{4(n_2 - 1)} - \frac{w_2 h_2^2}{4(n_2 - 1)} - \frac{q_4 l_4^2}{4(n_4 - 1)} \right] = 37,15 \text{ kNm}$$

- Wyznaczenie momentów w przekroju środkowym (tabl. 12, wiersz 10)

$$M_{md} = \frac{M_{1d} - M_{2d}}{2} = -27,94 \text{ kNm}$$

- Określenie wartości mimośrodków e_i pod i nad stropem (tabl. 12, wiersz 11)

mimośród początkowy (niezamierzony):

$$e_{init} = h_{ef}/450 = 0,0044 \text{ m}$$

mimośród od obciążenia poziomego (wiatrem):

$$M_{wd} = \frac{W_1 \cdot h^2}{16} = 1,86 \text{ kNm}$$

$$e_{he,1} = \frac{M_{wd}}{N_{1d}} = 0,00052 \text{ m}$$

$$e_{he,2} = \frac{M_{wd}}{N_{2d}} = 0,00051 \text{ m}$$

mimośród na górze lub dole ścian:

$$e_1 = \frac{M_{1d}}{N_{1d}} + e_{he,1} + e_{init} = 0,031 \text{ m} > 0,05 \cdot t = 0,009 \text{ m}$$

przyjęto $e_1 = 0,031 \text{ m}$

przyjęto $e_2 = 0,014 \text{ m}$

- Określenie wartości mimośrodków e_m w środku wysokości ściany (tabl. 12, wiersz 12)

mimośród od obciążenia poziomego (np. wiatru):

$$e_{hm} = \frac{M_{wd}}{N_{md}} = 0,00051 \text{ m}$$

mimośród w środku wysokości ściany:

$$e_m = \frac{M_{md}}{N_{md}} + e_{hm} + e_{init} = 0,013 \text{ m} > 0,05 \cdot t = 0,009 \text{ m}$$

przyjęto $e_m = 0,013 \text{ m}$

- Wyznaczenie współczynników redukcyjnych w przekrojach 1-1 i 2-2 (tabl. 12, wiersz 13)

$$\Phi_1 = 1 - 2 \frac{e_1}{t} = 0,66$$

$$\Phi_2 = 1 - 2 \frac{e_2}{t} = 0,83$$

- Wyznaczenie współczynnika redukcyjnego w przekroju środkowym (tabl. 12, wiersz 14)

$$A_1 = 1 - 2 \frac{e_m}{t} = 0,86$$

$$\lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{\frac{f_k}{E}} = 0,35 < 1,14 A_1 = 1,03$$

$$\Phi_m = A_1 \cdot \frac{\ddot{\epsilon}^2}{2,58 A_1} = 0,81$$

- **Pole powierzchni analizowanej ściany nieskrępowanej**

$$A = l \cdot t = 1,08 \text{ m}^2$$

- **Sprawdzenie obliczeniowej nośności analizowanej ściany w strefie środkowej oraz pod i nad stropem**

$$N_{1R,d} = \Phi_1 \cdot A \cdot f_d / \gamma_{Rd} = 3197,1 \text{ kN} < N_{1,Ed} = 3586,0 \text{ kN}$$

$$N_{2R,d} = \Phi_2 \cdot A \cdot f_d / \gamma_{Rd} = 4054,4 \text{ kN} < N_{2,Ed} = 3680,5 \text{ kN}$$

$$N_{mR,d} = \Phi_2 \cdot A \cdot f_d / \gamma_{Rd} = 3920,6 \text{ kN} < N_{m,Ed} = 3633,3 \text{ kN}$$

Pierwszy warunek nie jest spełniony. Wytyżenie ściany w przekroju 1-1: ok. 112,2%, w przekroju 2-2: ok. 90,8%, a w przekroju m-m: ok. 92,3%.

Przyjęcie ściany skrępowanej

- **Przyjęcie zbrojenia (tabl. 12, wiersz 16)**

Na dolnej kondygnacji przyjęto zbrojenie rdzenia prętami 4φ22 ze stali klasy AIII-N.

$$A_2 = 0,00152 \text{ m}^2$$

$$f_{yd} = 420 \text{ MPa}$$

- **Sprawdzenie obliczeniowej nośności analizowanej ściany w strefie środkowej oraz pod i nad stropem (tabl. 12, wiersz 17)**

$$N_{1,Rd} = \Phi_1 (f_d A_t + \sum A_s f_{yd}) = 3616,9 \text{ kN} \geq N_{1,Ed} = 3586,0 \text{ kN}$$

$$N_{2,Rd} = \Phi_2 (f_d A_t + \sum A_s f_{yd}) = 4586,7 \text{ kN} \geq N_{2,Ed} = 3680,5 \text{ kN}$$

$$N_{m,Rd} = \Phi_m (f_d A_t + \sum A_s f_{yd}) = 4435,4 \text{ kN} \geq N_{m,Ed} = 3633,3 \text{ kN}$$

Warunek spełniony. Wytyżenie ściany w przekroju 1-1: ok. 99,2%, w przekroju 2-2: ok. 80,2%, a w przekroju m-m: ok. 81,9%.

9. Podsumowanie

Mury skrępowane kojarzą się powszechnie z technologią wykorzystywaną na terenach sejsmicznych lub parasejsmicznych (np. na obszarach wpływów od podziemnej eksploatacji górniczej). Badania laboratoryjne dowodzą jednak, że skrępowanie może podwyższyć nośność muru obciążonego statycznie nawet o 50% oraz korzystnie wpływać na naprężenia rysujące i wielkość rozwarcia rys. Mimo iż Eurokod 6 wprowadził pojęcie murów skrępowanych, to nie zawierał wytycznych dotyczących modelu obliczeniowego uwzględniającego wpływ skrępowania. Dopiero w projekcie nowego Eurokodu 6 pojawiły się zapisy umożliwiające obliczanie nośności murów skrępowanych obciążonych głównie pionowo, ścinanych poziomo i zginanych z płaszczyzny. Zastosowanie skrępowania pozwala na podwyższenie obliczeniowej nośności muru nawet o 30%. Dzięki temu możliwe jest optymalne wykorzystanie parametrów wytrzymałościowych murów z elementów silikatowych.

Literatura

Publikacje

- [1] Asinari M.: Buildings with structural masonry walls connected to tie-columns and bond-beams. Praca doktorska, Università degli Studi di Pavia, 2007.
- [2] Belghiat C., Messabhia A., Plassiard J.P., Guenfoud M.: Experimental study of double-panel confined masonry walls under lateral loading. *Journal of Building Engineering* 2018, vol. 20, s. 531-543.
- [3] Brzev S., Perez-Gavilán J.J.: Application of Strut-and-Tie Model for seismic design of confined masonry shear walls. *Proceedings of the 16th International Brick and Block Masonry Conference, Padova, Italy, 26-30 June 2016.*
- [4] da Porto F., Mosele F., Modena C.: Compressive behaviour of a new reinforced masonry system. *Materials and Structures*, 2011, vol. 44, s. 565-581.
- [5] Decanini L.D., Fantin G.E.: Modelos simplificados de la mampostería incluidas en porticos. Características de rigidez y resistencia lateral en estado límite. *Proccidings of 6th Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural*, 1986, s. 817-36.
- [6] Drobiec Ł., Jasiński R., Piekarczyk A.: Konstrukcje murowe według Eurokodu 6 i norm związanych. Tom 2. Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 2014.
- [7] Drobiec Ł., Jasiński R., Piekarczyk A.: Konstrukcje murowe według Eurokodu 6 i norm związanych. Tom 1. Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 2013.
- [8] Drobiec Ł., Jasiński R., Rybarczyk T.: Murowe konstrukcje skrępowane sposobem na zwiększenie nośności konstrukcji murowych i na realizację okazałych zamierzeń architektonicznych. VIII Konferencja Naukowo-Techniczna Archbud 2017, s. 61-79.
- [9] Drobiec Ł., Jasiński R., Rybarczyk T.: Wpływ skrępowania i wypełnienia spoin czołowych w ściskanych murach z autoklawizowanego betonu komórkowego. IX Konferencja Naukowo-Techniczna Archbud 2019, s. 37-46.
- [10] Drobiec Ł., Jasiński R.: Sposoby łączenia ścian wypełniających z konstrukcją. *Materiały Budowlane*, 2014, nr 4, s. 14-16.
- [11] Drobiec Ł., Misiewicz L.: Ściany wypełniające- zastosowanie, zalety i wady. *Materiały Budowlane*, 2014, nr 4, s. 11-12.
- [12] Drobiec Ł., Rybarczyk T., Grzyb K.: Analiza porównawcza nieskrępowanych i skrępowanych ściskanych ścian z ABK. *Materiały Budowlane*, 2020, nr 1, s. 50-53.
- [13] Drobiec Ł., Rybarczyk T., Grzyb K.: Mury skrępowane. Wyniki badań. Nowe metody projektowania. XXXIV Ogólnopolskie Warsztaty Pracy Projektanta Konstrukcji, Szczyrk, 5-8 marca 2019 r., t. II, s. 151-203.
- [14] Drobiec Ł., Rybarczyk T.: Badania ścian z betonu komórkowego skrępowanych obwodowo. *Materiały Budowlane*, 2019, nr 4, s. 4-6.
- [15] Drobiec Ł., Rybarczyk T.: Influence of reinforced concrete confining on the load-bearing capacity of the AAC walls. *Ce/Peppers*, Volume 2, Issue 4, 2018, s. 409-415.
- [16] Drobiec Ł., Rybarczyk T.: Wpływ żelbetowych elementów krępujących na nośność i odkształcenia muru z autoklawizowanego betonu komórkowego. *Monografie technologii betonu. X Konferencja Dni Betonu, Wisła, 8-10 października 2018. T. 2. Ed. Piotr Kijowski. Stowarzyszenie Producentów Cementu, Kraków 2018, s. 617-631.*
- [17] Drobiec Ł.: Badania skrępowanych murów z otworem poddanych obciążeniom pionowym. *Inżynieria i Budownictwo*, 2019, nr 5, s. 240-245.

- [18] Drobiec Ł.: Mury skrępowane. Materiały Budowlane, 2012, nr 4, s. 18-20.
- [19] Drobiec Ł.: O zastosowaniu dwukierunkowo zbrojonych murowanych ścian wypełniających w budynku wysokościowym. Inżynieria i Budownictwo, 2018, nr 3, s. 148-151.
- [20] Drobiec Ł.: Przeciwdziałanie zarysowaniu ściskanych murów zbrojeniem spoin wspornych. Seria monografie nr 452, Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice 2013.
- [21] Ernest T.R.: Sand-lime brick. PhD Thesis. University of Illinois, 1910.
- [22] Ezz A.A., Eldin H.M.S., Galal K.: Influence of confinement reinforcement on the compression stress-strain of grouted reinforced concrete block masonry boundary elements. Structures, 2015, vol. 2, s. 32-43.
- [23] Gajownik R., Sieczkowski J.: Wytrzymałości muru według EC-6. Porównanie zaleceń krajowych wybranych państw członkowskich UE. XXVI Ogólnopolskie Warsztaty Pracy projektanta Konstrukcji, Szczyrk 9-12 marca 2011, tom I, s. 359-378.
- [24] Ghaisas K.V., Basu D., Brzev S., Perez-Gavilán J.J.: Strut-and-Tie Model for seismic design of confined masonry buildings. Construction and Building Materials, 2017, vol. 147, s. 677-700.
- [25] Graubner C-A.: Differentiation between the terms “confined masonry” and “infill masonry”. Mauerwerk, 2018, 22, Heft 2, s. 126-127.
- [26] Hart T., Brzev S.: The Confined Masonry Network’s Design and Construction Guidelines. Proceedings of the 10th US National Conference on Earthquake Engineering, Anchorage, Alaska 2014.
- [27] Iernutan R.A., Babota F.: Autoclaved Cellular Concrete (ACC) masonry with vertical hollows confined with disperse reinforced concrete. Procedia Engineering, 2017, 181, s. 300-307.
- [28] Jäger W., Schöps P.: Confined masonry- a chance to improve the load bearing capacity. Proceedings of the 5th International Conference on Autoclaved Aerated Concrete, Bydgoszcz, 14-17 September 2011, s. 225-236.
- [29] Jäger, W., Schöps, P.: Confined masonry subjected to lateral loads. Mauerwerk, 2015, nr 4, vol. 19, s. 277-286.
- [30] Jäger, W., Schöps, P.: Eingefasstes Mauerwerk als Möglichkeit zur Erhöhung der Tragfähigkeit von Aussteifungswänden. Einführung von Eingefasstem Mauerwerk zur Erhöhung der Tragfähigkeit von aussteifenden Scheiben mit dem Ziel der Kompensation von Mehrkosten infolge erhöhter, horizontaler Einwirkungen. Forschungsbericht. Technische Universität Dresden, Fakultät Architektur, Lehrstuhl für Tragwerksplanung. Erarbeitet i. A. des Bundesamtes für Bauwesen und Raumordnung. Dresden 2008.
- [31] Jäger, W., Schöps, P.: Mury skrępowane – szansa na zwiększenie nośności konstrukcji. Materiały Budowlane, 2013, nr 5, s. 25-27.
- [32] Janaraj T., Dhanasekar M.: Finite element analysis of the in-plane shear behaviour of masonry panels confined with reinforced grouted cores. Construction and Building Materials, 2014, vol. 65, s. 495-506.
- [33] Jarmontowicz R.: Analiza wyników badań wytrzymałościowych konstrukcji murowych z elementów ceramicznych i silikatowych. Związek Pracodawców Ceramiki Budowlanej i Silikatów. Przekazane na prawach rękopisu.
- [34] Jasiński R., Gąsiorowski T.: Morfologia zarysowań ścian skrępowanych ścinanych poziomo. Materiały Budowlane, 2019, nr 4, s. 23-25.
- [35] Jasiński R., Gąsiorowski T.: Zarysowanie i zniszczenie ścian skrępowanych ścinanych poziomo. Materiały Budowlane, 2019, nr 5, s. 38-39.
- [36] Jasiński R.: Badania i modelowanie murowanych ścian usztywniających. Seria monografie nr 673, Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice 2017.
- [37] Jasiński R.: Comparisons of confined and different types of reinforcement on the behavior of masonry shear walls. Ce/Pepers, 2018, Vol. 2, Issue 4, s. 353-365.

- [38] Jasiński R.: Experimental Verification of Some Simple Equilibrium Models of Masonry Shear Walls. IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering 245, 2017.
- [39] Jasiński R.: Modele nośności granicznej ścian ścinanych. Podstawy teoretyczne. Materiały Budowlane, 2016, nr 5, s. 141-144.
- [40] Jasiński R.: Niezbrojone i zbrojone konstrukcje murowe poddane ścinaniu. Seminarium Naukowe – Rozszerzenie naukowych ustaleń Eurokod 6 „Projektowanie konstrukcji murowych. Komentarz naukowo-badawczy do PN-EN 1996:2008”. Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa, 17 stycznia 2008, s. 57-78.
- [41] Kaczmarek T., Bott Ch.: 100 Jahre Kalksandstein Industrie. Bundesverb. Kalksandsteinindustrie Hannover, 1994.
- [42] Lang A.F., Crisafulli F.J., Torrisi G.S.: Overview and Assessment of Analysis Techniques for Confined Masonry Buildings. Proceedings of the 10th US National Conference on Earthquake Engineering, Anchorage, Alaska 2014.
- [43] Ledwoń J.A.: Budownictwo na terenach górniczych, Arkady, Warszawa 1983.
- [44] Liberatore L., Noto F., Mollaioli F., Franchin P.: In-plane response of masonry infill walls: Comprehensive experimentally-based equivalent strut model for deterministic and probabilistic analysis. Engineering Structures, 2018, vol. 167, s. 533-548.
- [45] Lu S., Unger C.: Bemessungsmethode für eingefasstes Mauerwerk auf Grundlage des Eurocode 6. Mauerwerk, 2010, nr 5, vol. 14, s. 293-296.
- [46] Misiewicz L.: Rynek materiałów budowlanych do wznoszenia ścian w Polsce w 2018 r. Materiały Budowlane, 2019, nr 4, s. 2.
- [47] Mosele F., da Porto F., Benetta M.D., Modena C.: Experimental behaviour of newly developed system for load bearing reinforced masonry walls. Proceedings of the 14th International Brick and Block Masonry Conference, Sydney, Australia, 17-20 February 2008.
- [48] Obaidat A.T., Ezz A.A., Galal K.: Compression behavior of confined concrete masonry boundary elements. Engineering Structures, 2017, 132, 562-575.
- [49] Okail H., Abdelrahman A., Abdelkhalik A., Metwaly M.: Experimental and analytical investigation of the lateral load response of confined masonry walls. HBRC Journal, 2016, nr 12, s. 33-46.
- [50] Parr S.W., Ernest T.R.: A study of sand-lime brick. Illinois State Geological Survey, Bulletin No. 18; 1912.
- [51] Peppel S.V.: Manufacture of Sand-Lime Brick. Ohio State Geological Survey, Bulletin No. 5; 1905.
- [52] Priestley M.J.N., Calvi M.: Towards a capacity-design assessment procedure for reinforced concrete frames. Earthq Spectra, 1991, nr 7, vol. 3, s. 413-437.
- [53] Roca P., Lobato M., Viviescas Á., Villalba V.: Limit analysis of shear walls by simple equilibrium models. 8th International Masonry Conference 2010 in Dresden.
- [54] Roca P.: Assessment of masonry shear-walls by simple equilibrium models. Construction and Building Materials, 2006, Vol. 20, s. 229-238.
- [55] Rybarczyk T., Drobiec Ł., Jasiński R., Jonderko K.: Ustalenia normowe, praktyczne aplikacje i wybrane badania murowych ścian z elementów murowych z ABK skrępowanych żelbetem. XXXIII Ogólnopolskie Warsztaty Pracy Projektanta Konstrukcji. Szczyrk 6-9 marca 2018 r., tom IV, s. 85-107.
- [56] Sanchez S., Mébarki A.: A Simplified Model of Shear-Capacity in Confined Masonry Walls. Proceedings of the Eighth International Conference on Computational Structures Technology, Civil-Comp Press, Scotland 2006.
- [57] Sawicki J.: Silikaty w budownictwie. Izolacje, 2009, nr 1, s. 82-87.
- [58] Šlivinskás T., Jonaitis B., Drobiec Ł.: Assessment of bed joints behavior of calcium silicate brick masonry during

execution. *Engineering Structures and Technologies*, 2016, vol. 8, issue 4, s. 143-149.

- [59] Sreejith P.P., Sivan P.P., Praveen A., Gajendran C., Nisha V.: Simplified method for shear strength prediction of confined masonry walls subjected to in plane loads. *Procedia Technology*, 2016, vol. 24, s. 155-160.
- [60] Starosolski W.: *Konstrukcje żelbetowe według Eurokodu 2 i norm związanych. Tom III.* Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 2012.
- [61] Tena-Colunga A., Juárez-Ángeles A., Salinas-Vallejo V.H.: Cyclic behavior of combined and confined masonry walls. *Engineering Structures*, 2009, vol. 31, s. 240-259.
- [62] Tomazevic M: *Earthquake Resistant Design of Masonry Buildings*, Imperial College Press 1999.
- [63] Tu Y.H., Chuang T.H., Lin P.C., Weng P.W., Weng Y.T.: Experiment of Slender Confined Masonry Panels under Monotonic and Cyclic Loading. *Structures Congress ASCE 2011*, s. 2730-2740.
- [64] Varela-Rivera J.L., Navarrete-Macias D., Fernandez-Baqueiro L.E., Moreno E.I.: Out-of-plane behaviour of confined masonry walls. *Engineering Structures*, 2011, vol. 33, s. 1734-1741.
- [65] Warren E.E.: *Technologic Papers of the Bureau of Standards. Manufacture and properties of sand-lime brick.* Washington Government Printing Office, 1917.
- [66] Warren E.E.: The manufacture and properties of sand lime brick. *Journal of the Franklin Institute*, 1917, Volume 183, Issue 2, February, s. 231.

Normy, przepisy prawa, patenty, badania

- [N1] ASTM-E519 Standard Test Method for Diagonal Tension (Shear) in Masonry Assemblages.
- [N2] Autoclaved sand-lime bricks, British Patent nr 2470/1866.
- [N3] DIN 106:1927 Kalksandsteine – Mauersteine.
- [N4] FEMA 306. Evaluation of earthquake damaged concrete and masonry wall buildings – basic procedures manual. Prepared by The Applied Technology Council; 1998.
- [N5] GNDT:1984 Norme Tecniche per le Costruzioni in Zone Sismiche.
- [N6] Inpres-Cirsoc 103:1983 Normas Argentinas para construcciones sismorresistentes, Parte III. Construcciones de Mampostería.
- [N7] Instrukcja nr 391/2003. Projektowanie budynków podlegających wpływom wstrząsów górniczych. Instytutu Techniki Budowlanej w Warszawie, Warszawa 2003.
- [N8] NB-243/RB-2/2009 Kompleksowe badania murów z elementów silikatowych. Katedra Konstrukcji Budowlanych. Politechnika Śląska.
- [N9] NSR-98 Mamposteria Estructural, Colombian Code.
- [N10] NTC-07-02 Normas Dinamic loads:Técnicas complementarias para diseño y Static loads: construcción de estructuras de mampostería.
- [N11] PN-B-03002:1999. Konstrukcje murowe niezbrojone. Projektowanie i obliczanie.
- [N12] PN-B-12003:1951 Cegły wapienno-piaskowe.
- [N13] PN-B-12066:1998: Wyroby budowlane silikatowe. Cegły, bloki, elementy.
- [N14] PN-EN 1990/A1:2008/NA:2010 Eurokod. Podstawy projektowania konstrukcji.
- [N15] PN-EN 1991-1-3:2005/NA:2010/A1:2015-10 Eurokod 1. Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-3: Oddziaływania ogólne. Obciążenie śniegiem.

- [N16] PN-EN 1992-1-1:2008/NA:2018-11 Eurokod 2. Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.
- [N17] PN-EN 1996-1-1+A1:2013-05/NA:2014-03 Eurokod 6. Projektowanie konstrukcji murowych. Część 1-1: Reguły ogólne dla zbrojonych i niezbrojonych konstrukcji murowych.
- [N18] PN-EN 1998-1:2005/A1:2014-01 Eurokod 8: Projektowanie konstrukcji poddanych oddziaływaniom sejsmicznym. Część 1: Reguły ogólne, oddziaływania sejsmiczne i reguły dla budynków.
- [N19] PN-EN 771-2:2004: Wymagania dotyczące elementów murowych. Część 2: Elementy murowe silikatowe.
- [N20] PN-EN 771-2+A1:2015-10: Wymagania dotyczące elementów murowych. Część 2: Elementy murowe silikatowe.
- [N21] PN-EN 772-1+A1:2015-10 Metody badań elementów murowych. Część 1: Określenie wytrzymałości na ściskanie
- [N22] PrEN 1996-1-1:2019 Design of masonry structures — Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures. Final Draft 10.2019 r.
- [N23] Process of Manufacture of Artificial Sandstone, Deutsches Reichspatent, p. 14195; Oct- 5. 1880.

Strony internetowe

- [I1] https://www.kalksandstein.de/by_ksi/geschichte-der-kalksandsteinindustrie.php?page_id=13276
- [I2] <http://www.bialemurowanie.pl>
- [I3] <https://wiedza.pkn.pl/web/wiedza-normalizacyjna/projektowanie-konstrukcji-budowlanych-z-wykorzystaniem-eurokodow>
- [I4] <https://www.hplush.pl>
- [I5] <http://westa.house>
- [I6] <http://prefabet.com.pl>
- [I7] <http://www.prefbet.pl>
- [I8] <http://www.efekt.biz/zaklad-wyrobow-silikatowych>
- [I9] <http://ppmb-niemcehttp://ppmb-niemce.com.pl/.com.pl>
- [I10] <https://silikaty.com.pl>
- [I11] <http://silikaty-szlachta.pl>
- [I12] <https://www.ytong-silka.pl>
- [I13] <http://www.megola.com.pl>

prof. dr hab. inż. Łukasz Drobiec – Od 2004 roku pracownik Katedry Konstrukcji Budowlanych Politechniki Śląskiej, gdzie prowadzi zajęcia dydaktyczne i badania naukowe. Ponadto, wykonuje opracowania inżynierskie o charakterze ekspertyzowym oraz prowadzi działalność organizacyjną. Oprócz działalności dydaktycznej na Politechnice Śląskiej prowadzi szereg szkoleń w Izbach Budownictwa i oddziałach PZITB. Jest autorem i współautorem ponad 300 publikacji, w tym książek, artykułów w czasopismach zagranicznych i krajowych, rozdziałów w monografiach oraz referatów na zagranicznych i krajowych konferencjach. Członek Komitetu Nauki PZITB, gliwickiego oddziału PZITB i International Masonry Society. Działa w KT 233 i KT 252 Polskiego Komitetu Normalizacyjnego. Uczestniczył w organizacji i był przewodniczącym bardzo ważnej branżowej konferencji Warsztat Pracy Projektanta. Posiada pełne uprawnienia budowlane do projektowania i kierowania robotami budowlanymi w specjalności konstrukcyjno-budowlanej. W 2012 roku uzyskał tytuł rzeczoznawcy budowlanego i został wpisany do centralnego rejestru rzeczoznawców budowlanych.

BIAŁE MUROWANIE

STOWARZYSZENIE
PRODUCENTÓW
SILIKATÓW

Stowarzyszenie Producentów Silikatów „Białe Murowanie”

ul. Nowy Świat 41a

00-042 Warszawa

stowarzyszenie@bialemurowanie.pl

Nasi członkowie



Silikaty

