



PROJEKTOWANIE KONSTRUKCYJNE **ŚCIAN Z BETONU KOMÓRKOWEGO**

Zeszyt 2 Część 2

ISBN 978-83-941005-5-1



Wprowadzenie

Projektowanie konstrukcji murowanych ścian prowadzi się na podstawie wytycznych norm wchodzących w skład pakietu Eurokodu 6, zawierającego cztery normy: PN-EN 1996-1-1 [N1], PN-EN 1-2 [N2], PN-EN 1996-2 [N3] i PN-EN 1996-3 [N4]. Pierwsza i ostatnia z wymienionych norm dotyczą sposobu prowadzenia obliczeń statyczno-wytrzymałościowych, druga norma podaje wytyczne projektowania ścian z uwagi na warunki pożarowe, natomiast norma trzecia zawiera wymagania projektowe i wykonawcze. Niniejszy zeszyt dotyczy obliczania i konstruowania ścian z ABK zgodnie z wymogami norm tworzących pakiet Eurokodu 6.

Poprawny tok projektowania każdej ściany wytykającej ściany wykonanej z elementów murowych z betonu komórkowego wymaga określenia stosownej kombinacji obciążeń obliczeniowych, przyjęcia poprawnego schematu statycznego ściany i sprawdzenia warunków stanu granicznego nośności (ULS) lub użyteczności (SLS). Eurokod 6 rozróżnia następujące sytuacje (przypadki) obliczeniowe ścian:

- ściany obciążone głównie pionowo;
- ściany obciążone siłą skupioną;
- ściany poddane obciążeniom ścinającym;
- ściany obciążone prostopadłe do swej powierzchni;
- ściany pod tącznym obciążeniem pionowym i prostopadłym do powierzchni.

Zgodnie z Eurokodem 6 ściany w budynku mogą być nośne/konstrukcyjne (przejmujące obciążenia pionowe i ścinające lub niekonstrukcyjne/nienośne/wypełniające (w głównej mierze zginane). Na etapie projektowania należy zatem ustalić rodzaj i charakter pracy ścian lub ich fragmentów i wykonać stosowne obliczenia sprawdzające w miar-

dajnych obszarach lub przekrojach, które decydują o bezpieczeństwie budynku. Ściany nośne mogą pełnić zarówno rolę ściany obciążonej pionowo (przenoszącej obciążenia pionowe) jak i ściany usztywniającej (przenoszącej obciążenia poziome) i ograniczającej przemieszczenia konstrukcji. Konstrukcje obciążone głównie pionowo nie mogą być natomiast traktowane jako samonośne, gdyż te przenoszą jedynie ciężar własny i obciążenia poziome. W ścianach obciążonych głównie pionowo udział sił ściskających jest z reguły znacznie większy niż udział obciążeń zginających. W wypadku ścian zlokalizowanych na ostatniej kondygnacji (gdzie obciążenia pionowe są najmniejsze) oraz ścian piwnic (gdzie parcie gruntu jest znaczne) ściany traktuje się jako obciążone tącznie obciążeniem pionowym i prostopadłym do powierzchni przy czym proporcje momentów zginających i sił osiowych istotnie się różnią wpływając na nośność. Wtedy Eurokod 6 pozwala sprawdzać stan graniczny nośności jak w wypadku ścian obciążonych głównie pionowo, jak w ścianach zginanych (obciążonych prostopadłe do swej powierzchni) lub stosując kombinację obu metod (ściany ściskane mimośrodowo). W praktyce ściany nośne oblicza się najczęściej jak ściany obciążone głównie pionowo lub zginane, a ściany wypełniające jak elementy zginane z płaszczyzny.

W niniejszej pracy starano się zawrzeć wszystkie istotne informacje potrzebne do wykonania statyczno-wytrzymałościowych obliczeń ścian z betonu komórkowego. W rozdziale drugim zamieszczono podstawowe informacje, terminy i definicje w tym definicje związane z betonem komórkowym. Rozdział 3 poświęcono cechom mechanicznym elementów z betonu komórkowego, a w rozdziale czwartym podano parametry mechaniczne murów z ABK. Rozdział piąty zawiera wytyczne prowadzenia obliczeń statyczno-wytrzymałościowych ścian w różnych stanach obciążenia wraz z algorytma-

Literatura do rozdziału 1

Normy

- [N1] PN-EN 1996-1-1+A1:2013-05/NA:2014-03 Eurokod 6. Projektowanie konstrukcji. Część 1-1: Reguły ogólne dla zbrojonych i niezbrojonych konstrukcji murowych.
- [N2] PN-EN 1996-1-2:2010/NA:2010 Eurokod 6. Projektowanie konstrukcji murowych. Część 1-2: Reguły ogólne: Projektowanie z uwagi na warunki pożarowe.

Publikacje

- [1] Zapotoczna-Sytek G., Balkovic S.: Autoklawizowany beton komórkowy. Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 2013.
- [2] Jatymowicz H., Siejko J., Zapotoczna-Sytek G.: Technologia autoklawizowanego betonu komórkowego. Arkady, Warszawa 1980
- [3] Zapotoczna-Sytek G., Łaskawiec K., Gębarowski P., Małolepszy J., Szymczak J.: Popioły lotne nowej generacji do produkcji autoklawizowanego betonu komórkowego. Monografia. Instytut Ceramiki i Materiałów Budowlanych. Warszawa 2013.
- [4] Paprocki A.: Technologiczne parametry spoiw używanych do produkcji betonu komórkowego. Praca habilitacyjna. PWN, Warszawa 1964.
- [5] Siejko J.: Betony komórkowe z popiołów lotnych z węgla konińskiego brunatnego. Praca doktorska. Politechnika Warszawska 1970.
- [6] Zapotoczna-Sytek G.: Przydatność popiołów lotnych z nowoczesnych palenisk przemysłowych do produkcji betonu komórkowego, Praca doktorska, Politechnika Warszawska 1973.

mi oraz przykładami obliczeń. W rozdziale 6 zamieszczono wymagania konstrukcyjne wykonywania murów ze szczególnym uwzględnieniem ABK. Rozdział siódmy dotyczy projektowania ścian z ABK z uwagi na warunki pożarowe i opisano w nim zasady sprawdzania kryteriów pożarowych EI i REI, zamieszczono algorytm obliczeniowy oraz przykład określania kryterium pożarowego.

Publikacja ma charakter czysto praktyczny w której starano się podać pewne podstawy teoretyczne, skupiając się w głównej mierze na zapisach normowych lub wytycznych projektowania.

Nieniejszy zeszyt traktować należy jako swoistego rodzaju uzupełnienie znacznego krajowego dorobku w dziedzinie betonu komórkowego. Od wielu lat badania materiałowe i badania wytrzymałościowe prowadzone są między innymi w CEBET / ICMB. Dociekliwy czytelnik wiedzę z zakresu właściwości fizycznych autoklawizowanego betonu komórkowego (ABK) znajdzie między innymi w publikacjach [1, 2, 3, 4, 5, 6].

Zespół autorski:
Łukasz Drobiec
Radosław Jasiński
Adam Piekarczyk
Wojciech Mazur

Autorzy rozdziału 3:
Tomasz Rybarczyk - koordynator
Jacek Chojnowski
Robert Janiak
Jarostaw Kwaśniak

Recenzenci:
prof. dr hab. inż. Leonard Runkiewicz
dr inż. Paweł Krauze

Zeszyt techniczny "Projektowanie konstrukcji ścian z betonu komórkowego" jest materiałem bardzo szczegółowo opracowanym o dużej wartości merytorycznej. Autorzy zadbali, by projektanci korzystający z tego opracowania mieli pełną wiedzę, niezbędną do projektowania konstrukcyjnego ścian z betonu komórkowego. Ze względu na obszerność tego opracowania podzielono cały materiał na dwie części, które stanowią całość.

5.2.	NIEZBROJONE ŚCIANY MUROWE PODDANE OBCIĄŻENIOM ŚCINAJĄCYM	6
5.2.1.	Podstawy teoretyczne	6
5.2.2.	Ustalenia przyjęte w Eurokodzie 6	9
5.2.2.1.	Metoda ogólna	9
5.2.2.2.	Metoda uproszczona	14
5.2.2.3.	Sprawdzenie nośności ściany ze względu na obciążenia pionowe	15
5.2.2.4.	Sprawdzenie nośności na ścinanie pionowe	16
5.2.3.	Algorytm projektowania ściany poddanej poziomemu ścinaniu	16
5.2.3.1.	Metoda ogólna według normy PN-EN 1996-1-1	16
5.2.3.2.	Metoda uproszczona według normy PN-EN 1996-3	22
5.2.4.	Przykład obliczeniowy ściany poddanej poziomemu ścinaniu	24
	Literatura do rozdziału 5.2	29
5.3.	ŚCIANY OBCIĄŻONE PROSTOPADLE DO ICH POWIERZCHNI	30
5.3.1.	Analiza konstrukcji ścian	30
5.3.2.	Stan graniczny nośności	38
5.3.3.	Konstrukcja ścian działowych	45
5.3.4.	Ściany wypełniające	48
5.3.5.	Algorytmy projektowania ścian zginanych z płaszczyzny według normy PN-EN 1996-1-1	52
5.3.6.	Przykład obliczeniowy ściany zginanej z płaszczyzny	53
	Literatura do rozdziału 5.3	57
6.	WYMAGANIA KONSTRUKCYJNE MURÓW Z BETONU KOMÓRKOWEGO	58
6.1.	Wymagania dotyczące muru	58
6.1.1.	Materiały do wykonywania murów	58
6.1.2.	Grubość i przekrój poprzeczny ścian	58
6.1.2.1.	Minimalna grubość ścian	58
6.1.2.2.	Minimalny przekrój poprzeczny ścian	59
6.1.3.	Przewiązanie muru	59
6.1.3.1.	Informacje ogólne	59
6.1.3.2.	Ustalenia normowe	60
6.1.4.	Spoiny w murze	61
6.1.4.1.	Informacje ogólne	61

6.1.4.2.	Ustalania normowe	62
6.1.5.	Długość oparcia elementów generujących siły skupione	62
6.2.	Połączenia ścian ze stropami i dachami	63
6.2.1.	Informacje ogólne	63
6.2.2.	Połączenia kotwami	63
6.2.3.	Połączenia przez tarcie	63
6.2.4.	Połączenia przez ściągi obwodowe i wieńce	64
6.3.	Połączenia między ścianami	65
6.3.1.	Miejsca skrzyżowania	65
6.3.2.	Ściany szczelinowe i licowe	65
6.3.3.	Ściany dwuwarstwowe	69
6.4.	Bruzdy i wnęki w ścianach, informacje ogólne	69
6.4.1.	Informacje ogólne	69
6.4.2.	Ustalania normowe	69
6.4.2.1.	Pionowe wnęki i bruzdy w ścianach	69
6.4.2.2.	Poziome i ukośne wnęki i bruzdy w ścianach	70
6.5.	Izolacje przeciwwilgociowe	70
6.6.	Odształcenia termiczne i długotrwałe, informacje ogólne	71
6.6.1.	Informacje ogólne	71
6.6.2.	Ustalania normowe	72
6.7.	Wymagania z uwagi na warunki pożarowe	74
	Literatura do rozdziału 6	76
7.	PROJEKTOWANIE Z UWAGI NA WARUNKI POŻAROWE	77
7.1.	Podstawy teoretyczne	77
7.2.	Wartości graniczne odporności ogniowej	78
7.3.	Metody określania odporności ogniowej zgodnie z PN-EN 1996-1-2	79
7.3.1.	Określenie odporności ogniowej przez badania	80
7.3.2.	Metoda tabelaryczna	80
7.3.3.	Metody obliczeniowe	82
7.4.	Algorytm projektowania według metody tabelarycznej	84
7.5.	Przykład obliczeniowy określania odporności ogniowej ściany	85
	Literatura do rozdziału 7	86

5.2.

Niebrojone ściany murowe poddane obciążeniom ścinającym

Według definicji podanej w pkt. 1.5.10.9 Eurokodu [N7] ścianą ścinaną jest każda ściana przeznaczona do przejęcia sił poziomych działających w płaszczyźnie. Pomija się więc drugi nie mniej istotny przypadek kiedy, kiedy siły działać mogą w płaszczyźnie ściany, ale zorientowane są prostopadłe do spoin wspornych. Pewne zdawkowe informacje w tym zakresie, znalazły się w załączniku krajowym normy [N7], ale ograniczyły się wyłącznie do podania wytrzymałości muru na ścinanie (f_{vk}). Warunki równowagi elementarnego obszaru wskazują, że kierunek działania sił ścinających nie powinien być istotny, jednak liczne badania doświadczalne wskazują, że zachowanie się muru w zakresie odkształcalności, sposobu zarysowania / zniszczenia i deformacji istotnie wpływają od tego jak działają siły ścinające. Najważniejszym czynnikiem wywołującym obserwowane zmiany są naprężenia normalne (równoległe do płaszczyzny spoin wspornych) towarzyszące pionowemu wymuszeniu oraz anizotropowa budowa muru.

Ścinanie poziome jest zwykle efektem oddziaływań natury sejsmicznej, porywów wiatru, niekiedy także skutkiem oddziaływań termicznych oraz reologicznych i oddziaływań innych budynków. Natomiast tak zwane ścinanie pionowe spowodowane jest głównie nierównomiernymi pionowymi przemieszczeniami podłoża gruntowego pod budynkiem, występować także może w strefach przypodporowych belek murowanych i belek wysokich oraz w miejscu pionowego połączenia ścian.

Pomijając wspornikowe ściany, takie jak na przykład niekonstrukcyjne ściany najwyższych kondygnacji, ściany działowe, przegrody akustyczne i przeciwpożarowe (niekonstrukcyjne) zawsze siłom ścinającym towarzyszą pionowe oddziaływania związane z obciążeniem przekazywanym z górnych kondygnacji oraz wynikające z połączenia ze stropami lub wieńcami. Występować mogą także zrównoważone siły poziome spowodowane ograniczeniem swobody odkształceń muru wynikających z obecności sąsiednich ścian, słupów lub rdzeni ze zbrojeniem pionowym. Ponieważ każdy budynek narażony jest na oddziaływanie poziome od wiatru, mniejsze lub większe nierównomierne osiadania podłoża, powstające w ścianach zjawisko ścinania uznać należy za równie powszechne jak ściskanie. Odporność muru na ścinanie jest jednak zdecydowanie mniejsza i często obserwuje się uszkodzenia konstrukcji w postaci charakterystycznych ukośnych zarysowań.

W budynkach murowanych, w których ściany konstrukcyjne charakteryzowały się dużą grubością najczęściej obliczeniowe sprawdzenie konstrukcji na ścinanie nie było konieczne ponieważ spełnienie warunków ULS na ściskanie gwarantowało również bezpieczeństwo i użyteczność z uwagi na ścina-

nie. Obserwowana od pewnego czasu tendencja do zmniejszania grubości ścian przy jednoczesnym zwiększeniu wysokości budynków znacznie zmieniła proporcje między nośnością na ściskanie i ścinanie. W konsekwencji tego spełnienie warunków ULS z uwagi na obciążenia pionowe nie gwarantuje już bezpieczeństwa ze względu na ścinanie. Sprawdzenie warunków stanu granicznego nośności wymaga już w związku z tym ściany usztywniające ze względu na obciążenia poziome (obciążenia wiatrem, wpływy termiczne i reologiczne) jak i pionowe spowodowane nierównomiernymi deformacjami podłoża gruntowego, bez względu czy też stanowią część konstrukcji ścianowej czy też szkieletowej. Nie należy pominąć także obliczeniowe sprawdzenie na ścinanie strefy przypodporowe zginanych belek murowanych i belek wysokich i ścian wykonanych na podatnych podporach.

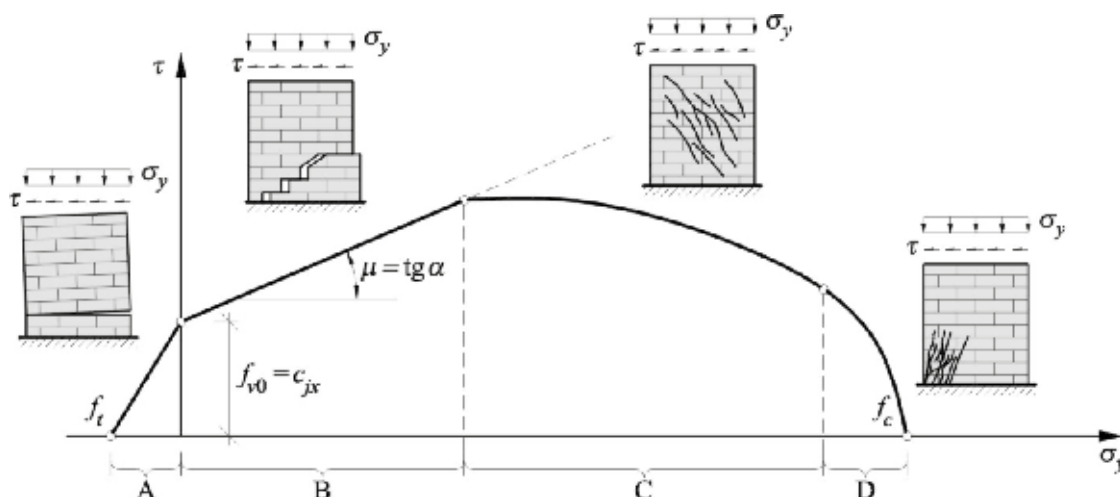
Problematykę ścinania konstrukcji murowych przedstawiono w PN-EN 1996-1-1:2010 [N7] w rozdziale 6 zawierającym zasady obliczeń konstrukcji (niebrojonych i zbrojonych ścian i belek) metodą stanów granicznych. Z kolei w normie PN-EN 1996-3:2010 [N8] dotyczącej uproszczonych metod obliczania niebrojonych konstrukcji murowych w rozdziale 4 zasady sprawdzania nośności ściany na ścinanie.

Dalszej części przedstawiono zarys podstaw teoretycznych zagadnień ścinania ograniczając się wyłącznie do tych problemów, które zostały w pewien sposób wykorzystane w polskich normach i w Eurokodzie 6 i mogą być wykorzystane przy projektowaniu lub analizie uszkodzeń elementów.

5.2.1.

Podstawy teoretyczne

Sposób zniszczenia muru oraz wytrzymałość na ścinanie zależna jest od wartości naprężeń ściskających towarzyszących ścinaniu, właściwości zastosowanych materiałów, wielkości elementów murowych oraz sposobu ich wiązania. Wyttumaczenie zróżnicowanego mechanizmu zniszczenia znaleźć można w pracach Müllera [4,7], Manna-Müllera [5,6] czy też Simona [8,9] w których autorzy analizowali stan naprężenia na styku elementów murowych i zaprawy i opracowali teoretyczne kryteria zniszczenia muru. Sposoby zniszczenia muru poziomo ścinanego ze schematyczną zależnością maksymalnych naprężeń stycznych w funkcji wstępnych naprężeń ściskających pokazano na poniższym rys. 5.2.1.



Rys. 5.2.1.

Zależność niszczących naprężeń ścinających w funkcji wstępnych naprężeń ściskających według [2]

Zróznicowany sposób zniszczenia muru potwierdzają także badania ścian, w których przy różnicowaniu wartości wstępnych naprężeń normalnych (rozciągających i ściskających) obserwowano zniszczenie w styku elementów murowych i zaprawy spowodowany rozciąganiem (*gapping, tensile failure*) – przedział A lub poślizg zaprawy w spoinach wspornych (*sliding, shear-slip failure*) – przedział B. Przy większych wartościach naprężeń ściskających występowało natomiast zarysowanie elementów murowych i zaprawy (*diagonal tension failure*) – przedział C lub zmiążdżenie muru w strefach lokalnych docisków do wieńców lub stropów (*compression failure, rocking*) – przedział D. Empiryczne określanie precyzyjnych granic przedziałów wartości naprężeń normalnych, przy których występują różne mechanizmy zniszczenia muru nawet na próbkach niewielkich rozmiarów jest bardzo trudne, ponieważ oprócz czynników materiałowych dochodzą także czynniki związane z kształtem ściany, kształtem elementów murowych, konstrukcją muru, wykonawstwem oraz sama technika badań.

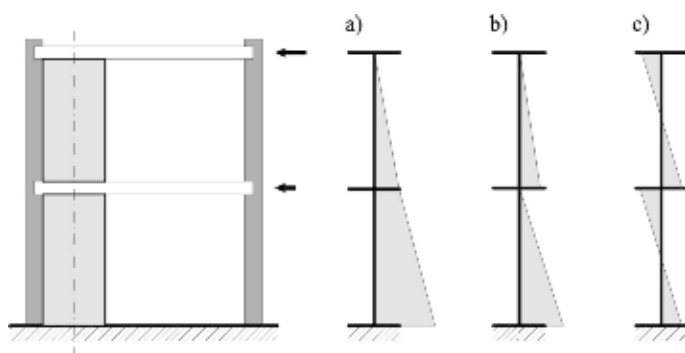
Zniszczenie muru w styku elementów murowych i zaprawy zachodzi najczęściej, gdy lokalnie nie występują naprężenia ściskające prostopadłe do spoin wspornych lub zginanie ściany w płaszczyźnie wywołuje naprężenia rozciągające. Zazwyczaj rysy biegną poziomo w styku elementów murowych i zaprawy. Wzrost naprężeń ściskających powoduje, że powstają rysy ukośne w styku elementów murowych i zaprawy lub w elementach murowych. W ścianach, w których dominują naprężenia ściskające o wartości zbliżonej do wytrzymałości muru na ściskanie przy nieznacznych obciążeniach ścinających dojść może do zniszczenia wskutek zmiążdżenia muru najczęściej w miejscach, w których wieńce zapewniając stateczność ściany ze względu na obrót.

W odróżnieniu od niewielkich próbek muru, w których panuje niemal jednorodny stan naprężeń w rzeczywistych ścianach taki stan jest istotnie zaburzony wynika bowiem z działających na ścianę obciążeń, które scharakteryzować można przez:

- siłę normalną N ;
- moment zginający na górnej krawędzi ściany M_c i dolnej powierzchni ściany M_b ;
- siła pozioma V .

Największą zmiennością charakteryzuje się rozkład momentów zginających, wywołujący normalne naprężenia rozciągające i ściskające. Proporcje sztywności stropów i sztywności ścian determinują rozkład momentów zginających i w związku z tym wyróżnić można:

- schemat wspornikowy występujący w budynkach z wiotkimi drewnianymi stropami – rys. 5.2.2a;
- schemat częściowo utwierdzony występujący w budynkach ze stropami gęstożebrowymi o niewielkiej sztywności poziomej, w których momenty zginające w ramach każdej kondygnacji mają rozkład wspornikowy – rys. 5.2.2b;
- schemat pełnego utwierdzenia występujący w budynkach ze stropami żelbetowymi o dużej sztywności w którym rozkład momentów zginających jest liniowo zmienny na długości ściany – rys. 5.2.2c.



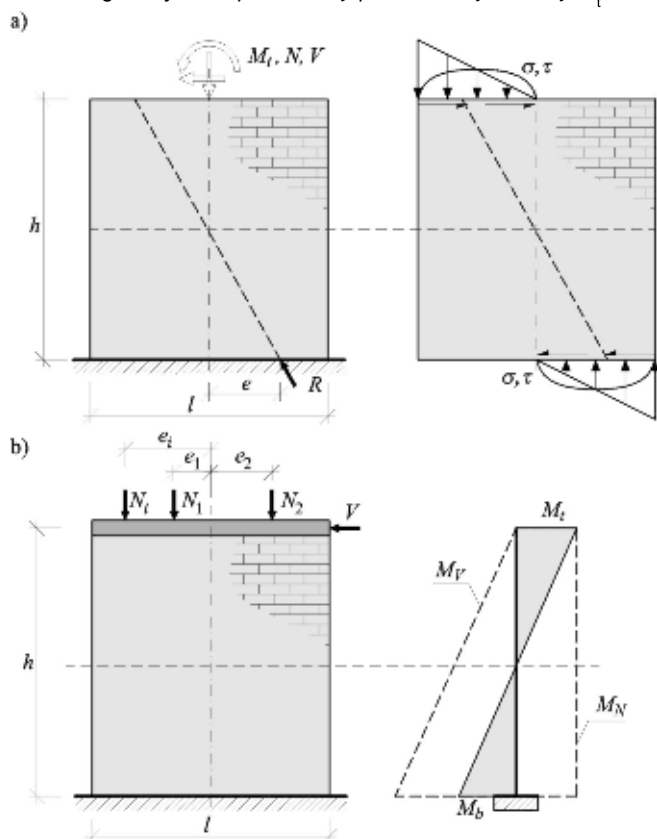
Rys. 5.2.2.

Rozkład momentów zginających wywołanych przez siły poziome w ścianach ścinanych poziomo

Wypadkowa siła N pochodząca od naprężeń normalnych w miejscu połączenia ścian ze stropami występuje na pewnym mimośrodku e względem środka ciężkości poprzecznego przekroju ściany i generuje moment zginający o wartości $M=Ne$. Przy sztywnych żelbetowych stropach mimośrod siły pionowej na górnej i dolnej krawędzi ściany są antysymetrycznie rozmieszczone względem pionowej osi ściany. Taki rozkład momentów zginających odpowiada schematowi pełnego lub częściowego utwierdzenia, który zależy od geometrii ściany w miejscu połączenia ze stropem. W wypadku ścian krótkich najczęściej utwierdzenie charakteryzuje się najmniejszą sztywnością natomiast w ścianach większej długości można już mówić o pełnym utwierdzeniu ściany w stropach.

W praktyce projektowej korzysta się z wyidealizowanego schematu statycznego ściany na którą działa siła V , pionowe siły N działające na pewnych mimośrodkach generując momenty zginające (rys. 5.2.3).

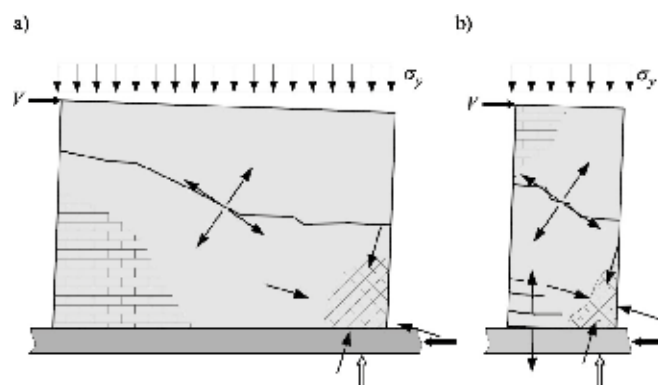
W wypadku pełnego utwierdzenia wartości momentów powinny być takie same co do wartości bezwzględnej, $|M_t/M_b|=1$ ale przeciwnych znaków, aby model utrzymywany był w równowadze. Oznacza to, że mimośród siły w połowie wysokości ściany powinien wynosić $e=0$. W wypadku wspornikowego schematu statycznego zachodzić powinna relacja $|M_t/M_b|=0$, co oznacza, że moment zginający na górnej krawędzi ściany powinien być równy $M_t=0$.



Rys. 5.2.3.

Wyidealizowany schemat statyczny ściany w badaniach ścinania poziomego ścian ze sztywnymi stropami: a) obciążenia i naprężenia na krawędziach górnej i dolnej, b) rozkład momentów zginających wzdłuż wysokości ściany

W związku z tym w chwili zniszczenia spodziewać można się wystąpienia lokalnie różnych mechanizmów zarysowania jednocześnie - rys.5.2.4. Oczywiście w chwili zniszczenia dominować będzie tylko jeden sposób zniszczenia, ale może być wynikiem powstałych wcześniej uszkodzeń. Założenie *a priori* tylko jednego mechanizmu zniszczenia nie jest poprawne gdyż nie odwzorowuje rzeczywistej pracy ściany murowanej.



Rys. 5.2.4.

Obrazy zarysowania ścian poziomo ścinanych: a) ściana krępa, b) ściana smukła

Jednoczesność wystąpienia różnych sposobów zniszczenia zależy w głównej mierze od smukłości ściany λ będącej ilorazem wysokości h i długości l . W ścianach krępach przy niewielkich naprężeniach ściskających w obszarze środkowym wystąpić może zniszczenie spowodowane utratą przyczepności między zaprawą a elementami murowymi, a w górnych i dolnych narożach tam gdzie powstają duże naprężenia ściskające spowodowane dużym dociskiem do wieńców dojść może do ukośnego zarysowania elementów murowych i zaprawy lub wręcz zmiążdżenie muru. W ścianach badanych w schemacie wspornikowym lub w ścinanych smukłych, w których moment zginający wywołuje duże naprężenia rozciągające wystąpić mogą oprócz rys ukośnych także rysy wywołane zginaniem biegnące poziomo w spoinach wspornych.

Modele nośności muru wynikające z analizy mechanizmu zniszczenia tarczy ściennej pozwalają na wyznaczenie zarówno sił niszczących oraz maksymalnych sił niszczących z jednoczesnym określaniem mechanizmu zarysowania. Dokładność uzyskiwanych wyników oraz ograniczenia możliwości ich stosowania wynikają z założeń przyjętych przy ich budowie. Podobnie jak metody normowe modele te ograniczają się do prostych przypadków obciążenia i podparcia ściany i wymagają określania

wielu parametrów mechanicznych muru metodami, które nie zawsze są zestandaryzowane. Oprócz przedstawionych wcześniej modeli nośności ścian ścinanych poziomo wykorzystujących analizę naprężeń lub odkształceń przykładem konstrukcji żelbetonowych opracowano także znacznie prostsze modele prętowe (kratownicowe). Stan prac teoretycznych i badawczych jest na tyle mały, że modele tego typu nie znalazły jeszcze zastosowania, chociaż stosowane są w projektowaniu zbrojonych elementów zginanych. Przegląd modeli kratownicowych czytelnik znajdzie w pracy [1].

5.2.2. Ustalenia przyjęte w Eurokodzie 6

W Eurokodzie podano dwie metody sprawdzania nośności ścian: ogólną oraz uproszczoną. Metoda ogólna zawarta została w podstawowej części normy PN-EN 1996-1-1:2010 [N7] natomiast metoda uproszczona przedstawiona została w PN-EN 1996-3:2010 [N8]. Różnice w metodach dotyczą przede wszystkim statycznej pracy ściany, a więc wielkości mimośrodów i rozkładu naprężeń normalnych. W tablicy 5.2.1 zestawiono podstawowe cechy metod sprawdzania nośności ścian.



Tablica 5.2.1.
Porównanie metod sprawdzania nośności niezbrojonych ścian ścinanych poziomo

Cecha	Metoda ogólna PN-EN 1996-1-1:2010 [N7]	Metoda uproszczona PN-EN 1996-3:2010 [N8]
Konstrukcja muru	Dowolna	za wyjątkiem spoin pasmowych
Poprzeczny przekrój ściany	Prostokątny	Prostokątny
Wielkość mimośrodu e_{Ed} obciążenia N_{Ed}	Dowolna	$e_{Ed} \geq \frac{l}{6}$
Rozkład naprężeń	liniowy: trapezowy, trójkątny	liniowy: trójkątny
Warunki ULS	postać ogólna	postać szczegółowa

Cechą wspólną obydwu metod jest to, że mogą być stosowane tylko w wypadku ścian o prostokątnym przekroju poprzecznym, nie dotyczą więc ścian o przekroju teowym lub dwuteowym. Mimo że w obliczeniach sztywności przestrzennej norma pozwala na współpracę ścian poprzecznych, w obliczeniach nośności ścian na ścinanie należy pominąć współpracę z obliczaną ścianą współpracującą półki ścian poprzecznych, co w projektowaniu uznać należy za postępowanie bezpieczne. Zasadniczą cechą różniącą obydwie metody jest statyka pracy ściany

i wielkości mimośrodu pionowego obciążenia ściany. Z ogólnych założeń normy wynika, że w obliczeniach pomijana jest strefa rozciągana przekroju, a rozkład naprężeń normalnych jest liniowy. Bez względu na wielkość pionowego obciążenia wielkość mimośrodu określa zasięg strefy ściskanej w przekroju. W metodzie ogólnej dopuszczono, że cały przekrój może być ściskany, kiedy wypadkowa obciążenia pionowego znajduje się w rdzeniu lub ściskana tylko w części, gdy siła znajduje się poza rdzeniem przekroju. Natomiast metoda uproszczona zakłada jednoznacznie, że siła znajduje się poza rdzeniem przekroju i część przekroju jest ściskana. W zasadniczej części normy, nie podano warunków stanu granicznego nośności na ścinanie tego typu elementów pozostawiając pewną swobodę w jej ustaleniu, natomiast w metoda uproszczona jest opisana dość szczegółowo. W dalszej części przedstawiono szczegółowe rozwinięcie metody ogólnej i charakterystykę metody uproszczonej.

5.2.2.1. Metoda ogólna

Informacje dotyczące sprawdzania warunków ULS niezbrojonych ścian poddanych ścinaniu podano w pkt. 6.2 eurokodu PN-EN 1996-1-1:2010 [N7]. Zasadą w normie [N7] jest, że w stanie granicznym nośności, obliczeniowe obciążenie ścinające działające na ścianę murową V_{Ed} , nie powinno być większe od obliczeniowej nośności na ścinanie ściany, V_{Rd}

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} = f_{vd} t l_c, \quad (5.2.1)$$

gdzie:

f_{vd} – wytrzymałość obliczeniowa muru na ścinanie, wyznaczona zgodnie z pkt. 2.4.1 i pkt. 3.6.2 oraz pkt. NA.4 załącznika krajowego eurokodu 6, od średnich naprężeń pionowych nad ściskaną częścią ściany, w której ustalana jest nośność na ścinanie, t – grubość ściany, l_c – długość ściskanej części ściany.

W obliczeniach pomija się fragmenty przekroju ściany, w którym występują naprężenia rozciągające. Długość ściskanej części ściany, w której wypadkowa naprężeń stycznych wynosi V_{Ed} należy obliczać przyjmując liniowy rozkład naprężeń z uwzględnieniem występujących w ścianach otworów i wnęk. Z tych ogólnych zaleceń wynika, że modelem obliczeniowym ściany ścinanej jest prostokątna tarcza grubości t i proporcjach wymiarów wysokości do długości $h/l > 0,4$, czyli takich przy których wartości naprężeń normalnych i stycznych wyznaczyć można klasycznymi metodami teorii sprężystości elementów prętowych. Oznacza to, że przyjmowana jest hipoteza płaskości przekrojów, pod wpływem obciążenia poziomego i pionowego. W wypadku ścian o jeszcze mniejszej smukłości $h/l \leq 0,4$ obliczone w sposób klasyczny z uwzględnieniem zasady płaskich przekrojów składowe stanu naprężenia mogą

istotnie odbiegać od rzeczywistości, a co za tym idzie wyznaczone nośności ścian mogą być niebezpiecznie zawyżone.

Norma nie podaje, w tym wypadku, w jaki sposób uwzględniać wpływy wymiarów ściany oraz obecności otworów na rozkład naprężeń stycznych, a więc przyjmuje się, że iloraz maksymalnych naprężeń w ścianie i naprężeń średnich wynosi $c = 1,0$. Jest więc to podejście niebezpieczne, ponieważ średnie naprężenia kojarzone z wytrzymałością na ścinanie w ścianie odpowiadają maksymalnym tylko w ścianach krępych $h/l \leq 1$. Takie same podejście znaleźć można w brytyjskim [N1] i austriackim [N5] załączniku krajowym. Natomiast w niemieckim załączniku krajowym [N3] normach DIN 1053-100 [N2] i E DIN 1053-13 [N4] uwzględniono wpływ kształtu ściany wprowadzając współczynnik c redukujący wartości naprężeń stycznych w ścianie zależnie od smukłości ściany

$$\begin{aligned} c &= 1,0 \text{ gdy } h/l \leq 1, \\ c &= 1,5 \text{ dla } h/l \geq 2. \end{aligned} \quad (5.2.2)$$

Podobnie sprawa wygląda w zakresie warunków podparcia i obciążania ściany oraz obecności otworów, pozwalając na pewną swobodę w tej bardzo ważnej kwestii. W normie nie podaje się informacji o rozkładzie naprężeń stycznych, ale operuje się wypadkową obliczeniową siłą V_{Ed} działającą w rozpatrywanym przekroju ściany. Uwzględniając, że siła pozioma przekazywana może być na ścianę wyłącznie przez stropy i wieńce, wypadkowa przyłożona jest na górnej krawędzi ściany. Jeżeli dodatkowo wzięte zostanie pod uwagę, założenie, że ścinanie może być przenoszone przez ściskaną strefę przekroju wtedy wypadkową poziomą przyłożyć należy w połowie długości obszaru ściskanego.

Jak wykazano na wstępie w metodzie ogólnej rozkład naprężeń normalnych w obliczeniach stanu granicznego nośności ma mieć przebieg liniowy lub

trapezowy. Dotyczy to zarówno przekrojów pośrednich jak i przekrojów na górnej i dolnej krawędzi ściany. W wypadku trapezowego rozkładu naprężeń w ścianie nie wystąpią naprężenia rozciągające w związku z tym wypadkowa siła obliczona z bryły naprężeń znajdować musi się w rdzeniu przekroju, a więc mimośród spełnia nierówność

$$-\frac{l}{6} \leq e_{Ed} \leq \frac{l}{6}. \quad (5.2.3)$$

Z kolei, gdy dopuści się do powstania trójkątnego rozkładu naprężeń normalnych wartość mimośrodu spełniać musi nierówność

$$-\frac{l}{6} > e_{Ed} > \frac{l}{6} \quad (5.2.4)$$

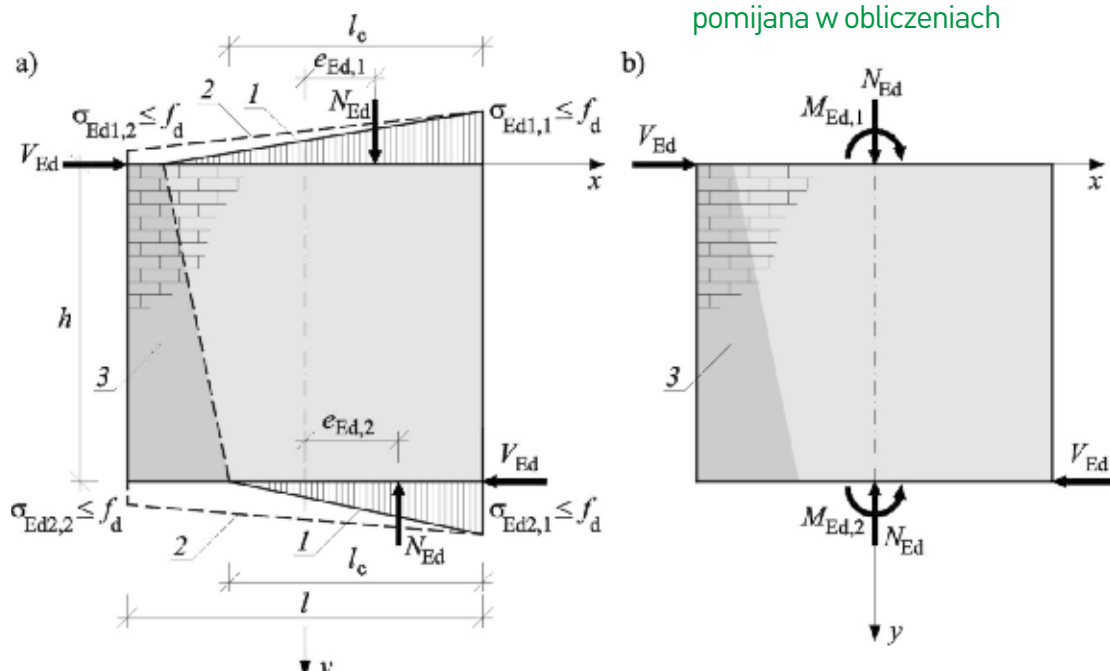
Reasumując, modelem obliczeniowym w metodzie ogólnej jest prostokątna tarcza, obciążona na górnej i dolnej krawędzi układem obliczeniowych sił poziomych V_{Ed} równych co do wartości ale przeciwnie skierowanych oraz układem sił pionowych N_{Ed} działających na różnych mimośrodkach na górnej i dolnej krawędzi – rys.5.2.5a. Siły zewnętrzne działające na ścianę można zredukować do momentów zginających działających na górną $M_{Ed,1}$ i dolną $M_{Ed,2}$ krawędź, sił osiowych N_{Ed} działających w osi ściany oraz poziomych sił ścinających przyłożonych w geometrycznym środku ciężkości ściany rys.5.2.5b.



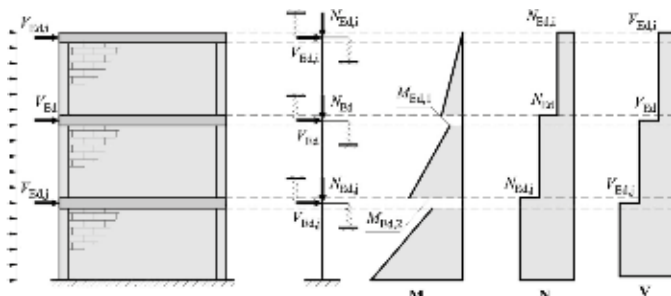
Rys. 5.2.5.

Model obliczeniowy ściany ścianej przyjęty w metodzie ogólnej:

- rozkład obciążeń,
- układ zredukowany,
- 1 – trójkątny wykres naprężeń ściskających,
- 2 – trapezowy wykres naprężeń ściskających,
- 3 – strefa rozciągana pomijana w obliczeniach



W zależności od wielkości mimośrodów e_{Ed} siły N_{Ed} względem środka ciężkości poprzecznego przekroju ściany powstawać mogą zróżnicowane nie tylko co do wartości, ale i znaku momenty zginające. Ściana może pracować w schemacie wspornikowym, jeżeli moment zginający od pionowego obciążenia zwiększa moment zginający od poziomego obciążenia wiatrem, taka sytuacja ma miejsce gdy $e_{Ed} > 0$. Przeciwnym wypadku, kiedy moment zginający od pionowego obciążenia zmniejsza wartość momentu zginającego od poziomego obciążenia (także modeli MES) występuje częściowo utwierdzony schemat statyczny ściany, a mimośród jest mniejszy od zera $e_{Ed} < 0$. Podobne założenia co do mimośrodowego obciążenia górnej krawędzi ściany zostało zaproponowane w niemieckim załączniku krajowym DIN EN 1996-1-1/NA [N3, 3, 10]. Rozkład sił wewnętrznych w pojedynczej ścianie wspornikowej obciążonej poziomo i pionowo pokazano na rys.5.2.6.



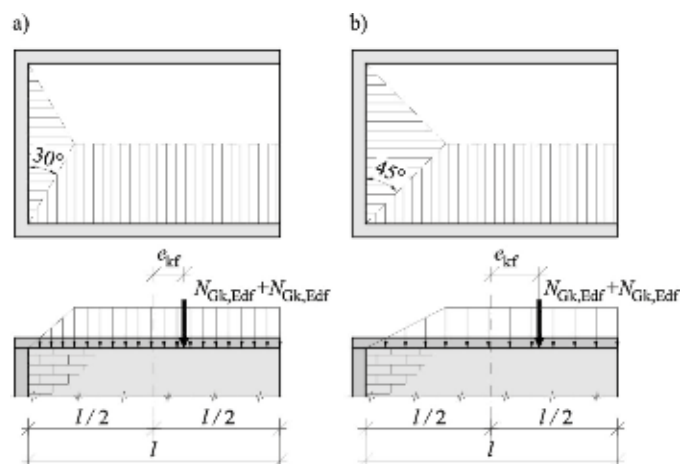
Rys. 5.2.6.
Normowy model ściany poddanej poziomemu ścinaniu

• Zewnętrzne oddziaływania i mimośrod

Tylko w wyjątkowych sytuacjach, wartości sił zewnętrznych działających na ścianę można wyznaczyć stosując uproszczone metody zestawiania obciążeń. W większości wypadków konieczna jest analiza całej konstrukcji budynku z wykorzystaniem różnych modeli obliczeniowych (także modeli MES) i wyznaczenie wartości sił oddziaływujących na poszczególne ściany. Na tym etapie uwzględnić można również wpływ obecności otworów na wielkości sił wewnętrznych.

Znane są wymiary ściany (długość l , wysokość w świetle stropów h , grubość t) oraz charakterystyczne oddziaływania poziome na ścianę V_{Ek} . Dodatkowo na górnej i dolnej krawędzi wyznaczone zostały już charakterystyczne i obliczeniowe pary sił wewnętrznych $N_{Ek,1} - M_{Ek,1}$ oraz $N_{Ek,2} - M_{Ek,2}$. Charakterystyczną siłą N_{Ek} , która jest sumą oddziaływań stałych i zmiennych z wyższych kondygnacji oraz oddziaływania stałego i zmiennego ze stropu bezpośrednio opartego na rozpatrywanej ścianie najlepiej jest rozłożyć na poszczególne składowe. W ten sposób, aby uzyskać sumę charakterystycznych sił od obciążeń stałych $N_{Gk,Edu}$, zmiennych $N_{Qk,Edu}$ i z wyższych kondygnacji (uwzględniających użytkowe obciążenia zmiennie i obciążenia zmiennie śniegiem dachu), wartość wiodącego

obciążenia zmiennego $N_{Qk,Edu,1}$ oraz pionowej wypadkowej od poziomego oddziaływania wiatru $N_{Vk,Edu,1}$. Obciążenia z wyższych kondygnacji przyłożone są w osi ściany. Oprócz tego na ścianę przekazywane są ze stropu obciążenia stałe $N_{Gk,Edf}$ i zmiennie $N_{Qk,Edf}$ na pewnym znanym mimośrodku wynikającym ze sposobu przekazywania obciążenia wypadkowej na ściany e_{kf} – rys. 5.2.7.



Rys. 5.2.7.
Przypadki mimośrodowego przekazania wypadkowej obciążenia ze stropu opartego bezpośrednio na obliczanej ścianie ścinanej:
a) strop pracujący jednokierunkowo przylegający do ściany samonośnej,
b) strop pracujący dwukierunkowo oparty na trzech ścianach nośnych

Suma charakterystycznych obciążeń stałych i zmiennych występujących na górnej krawędzi ściany odpowiada wyznaczonej z obliczeń statycznych wartości sił zewnętrznych

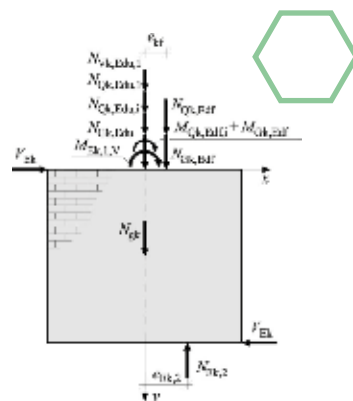
$$N_{Ek,1} = \underbrace{(N_{Gk,Edu} + N_{Qk,Edu,i} + N_{Qk,Edu,1})}_{\text{obciążenie z wyższych kondygnacji}} + \underbrace{(N_{Gk,Edf} + N_{Qk,Edf})}_{\text{obciążenie ze stropu}} + \underbrace{N_{Vk,Edu,1}}_{\text{obciążenie pionowe od wiatru}}$$

gdzie:

(5.2.6)

- $N_{Gk,Edu}$ – całkowite charakterystyczne obciążenie stałe pochodzące z wyższych kondygnacji,
- $N_{Qk,Edu,i}$ – całkowite charakterystyczne obciążenie zmiennie pochodzące z wyższych kondygnacji (obciążenia zmiennie i ewentualnie oddziaływania śniegu z dachu),
- $N_{Qk,Edu,1}$ – wiodące charakterystyczne obciążenie zmiennie pochodzące z wyższych kondygnacji,
- $N_{Gk,Edf}$ – charakterystyczne obciążenie stałe pochodzące ze stropu opartego bezpośrednio na analizowanej ścianie,
- $N_{Qk,Edf}$ – charakterystyczne obciążenie zmiennie pochodzące ze stropu opartego bezpośrednio na analizowanej ścianie,

Ponadto na górną krawędź ściany dźwiata pochodzący od poziomego obciążania wiatrem V_{Ek} moment zginający $M_{\text{Ek},1,V}$ wyznaczony z obliczeń statycznych oraz momenty zginające wynikające z mimośrodowego przyłożenia obciążeń statycznych $M_{\text{Gk,Edf}}$ i zmiennych $M_{\text{Qk,Edf},i}$ na stropach wyższych kondygnacji. Sumaryczny charakterystyczny moment zginający na górnej krawędzi ściany wynosi



Rys. 5.2.8.
Układ sił działających na ścianę ścinaną uzyskany z obliczeń statyczno-wytrzymałościowych

$$M_{Ek,1} = \underbrace{M_{Ek,V,1}}_{\text{moment od wiatru działającego powyżej rozpatrywanej ściany}} + \underbrace{(M_{Gk,Edf} + M_{Qk,Ed,i})}_{\text{momenty zginające pochodzące ze stropów i ścian z wyższych kondygnacji}} + \underbrace{(N_{Gk,Edf} + N_{Qk,Edf})e_{kf}}_{\text{momenty zginające ze stropu opartego bezpośrednio na rozpatrywanej ścianie}} \quad [5.2.6]$$

$$e_{Ek,1} = \frac{M_{Ek,1}}{N_{Ek,1}}. \quad (5.2.7)$$
$$N_{Ek,2} = N_{Ek,2} + \underbrace{N_{gk}}_{\text{cieieżar własny ściany}} \quad (5.2.8)$$
$$M_{Ek,2} = M_{Ek,1} \pm V_{Ek} h. \quad (5.2.9)$$
$$e_{Ek,2} = \frac{M_{Ek,2}}{N_{Ek,2}}, \quad (5.2.10)$$

Układ charakterystycznych obciążeń oddziaływujących na pojedynczą ścianę przedstawiono na rys. 528.

Obliczeniowe wartości sił pionowych i momentów zginających $N_{Ed,1}$, $N_{Ed,2}$, $M_{Ed,1}$, $M_{Ed,2}$, działających na ścianę murową na górnej i dolnej krawędzi (rys. 5.2.8) oblicza się w zależności od przyjętej normowej kombinacji oddziaływań. W przypadku trwałych lub przejściowych sytuacji obliczeniowych eurokod podstawowy [N6] w tablicy A1.2(B) przy kombinacji STR/GEO pozwala na przyjęcie kombinacji za pomocą wzoru (6.10) ewentualnie, jako mniej korzystną wartość z dwóch określonych wzorami (6.10a) i (6.10b). W normie podano, że wybór między wzorami (6.10) i (6.10a) lub (6.10b) powinien być określony w Załączniku krajowym, w którym jednak kwestię wyboru pozostawiono projektantowi.

• **Warunki stanu granicznego nośności na ścinanie i zginanie**

Zależności [4.7]-[4.11] wraz z ograniczeniami opisują wytrzymałość muru na ścinanie poziome, które po pewnym uogólnieniu i po podstawieniu do (5.2.1) umożliwiają obliczenia nośność ściany z warunku

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} = \min \left\{ \frac{(k f_{vk0} + 0.4 \sigma_d) t l_c}{\gamma_M}, \frac{f_{vk} t l_c}{\gamma_M} \right\}, \quad [5.2.11]$$

w którym

k – współczynnik uwzględniający wpływ wypełnienia zaprawa spoin pionowych i obecności spoin

pasmowych wynoszący $k = 1,0$ w przypadku spoin czołowych wypełnionych zaprawą i $k = 0,5$ w przypadku spoin czołowych bez wypełniania oraz $k = g/t$ przy stosowaniu spoin pasmowych i spoin czołowych wypełnionych zaprawą, $k = 0,5g/t$ przy stosowaniu spoin pasmowych i spoin czołowych bez wypełnienia zaprawą,

f_{vk} – graniczna wytrzymałość muru na ścinanie określana w zależności od wypełnienia spoin czołowych muru.

Z założeń dotyczących ścinania zawartych w eurokodzie wynika, że należy rozpatrywać oddzielnie przypadek przekroju zarysowanego gdy $l_c < l$ oraz przekroju niezarysowanego gdy $l_c = l$. Kluczowym zagadnieniem jest, więc określenie wartości pary sił zewnętrznych $V_{Ed} - N_{Ed}$ w rozpatrywanym przekroju, przy których wystąpić mogą zarysowania. Przyjmując, że naprężenia przy krawędzi rozciąganej są równe $\sigma_{Ed,2} = 0$, a przy krawędzi bardziej ściskanej, $\sigma_{Ed,1} \leq f_d$ poziomą siłą ścinającą wywołującą zarysowanie dolnego przekroju ściany oblicza się z następującej zależności

$$\begin{aligned} V_{Ed,cr} &= \frac{l}{6h} \left[N_{Ed,2} - \frac{6N_{Ed,1}e_{Ed,1}}{l} \right] \text{ gdy } (V_{Ed,cr} > 0, e_{Ed,1} > 0), \\ V_{Ed,cr} &= \frac{l}{6h} \left[N_{Ed,2} + \frac{6N_{Ed,1}e_{Ed,1}}{l} \right] \text{ gdy } (V_{Ed,cr} > 0, e_{Ed,1} < 0), \\ V_{Ed,cr} &= -\frac{l}{6h} \left[N_{Ed,2} + \frac{6N_{Ed,1}e_{Ed,1}}{l} \right] \text{ gdy } (V_{Ed,cr} < 0, e_{Ed,1} < 0) \\ V_{Ed,cr} &= -\frac{l}{6h} \left[N_{Ed,2} - \frac{6N_{Ed,1}e_{Ed,1}}{l} \right] \text{ gdy } (V_{Ed,cr} < 0, e_{Ed,1} > 0) \end{aligned} \quad (5.2.12)$$

Jeżeli $V_{Ed} \leq V_{Ed,cr}$ wzdłuż dolnej krawędzi ściany wystąpią tylko naprężenia ściskające i nie wystąpi zarysowanie redukujące długość ściskanej strefy muru. Natomiast gdy, obliczeniowa siła pozioma $V_{Ed} \geq V_{Ed,cr}$, wtedy sprawdzenia nośności dokonać należy przyjmując trójkątny wykres naprężeń ściskających w przekroju zarysowanym. Identycznego sprawdzenia dokonać należy na górnej krawędzi ściany, wtedy równania (5.2.12) upraszczają się do sprawdzenia warunków wielkości mimośrodów. Zarysowanie przekroju wystąpi jeżeli $|e_{Ed,1}| > l/6$, a naprężenia normalne będą miały trójkątny rozkład naprężeń ściskających, w przeciwnym gdy pionowa siła ściskająca znajdować się będzie w rdzeniu przekroju cała górna krawędź będzie ściskana a rozkład naprężeń będzie miał kształt trapezu.

• ścinanie w przekroju niezarysowanym

Przyjmując, że długość strefy ściskanej przekroju wynosi $l_c = l$ i rozwijając równanie (5.2.11) uzyskuje się

$$V_{Rd} = \min \left\{ \begin{aligned} V_{Rd1} &= \frac{N_{Ed,1}f_{ctd} + 0,4N_{Ed,2}}{\gamma_M} \\ V_{Rd1,max} &= \frac{f_{ctd}b}{\gamma_M} \end{aligned} \right. \quad (5.2.13)$$

Nośność ściany na ścinanie V_{Rd1} opisuje liniowa funkcja zależna o wypadkowej obciążeniu pionowego $N_{Ed,2}$ z ograniczeniem do wartości $V_{Rd1,max}$, która jest niezależna od wartości zewnętrznego obciążenia ściskającego.

• ścinanie w przekroju zarysowanym

Po zarysowaniu w przekroju występuje liniowy rozkład naprężeń ściskających i w równaniu (5.2.1), oprócz poszukiwanej nośności na ścinanie V_{Rd} nie wiadomą pozostaje długość strefy ściskanej przekroju l_c , którą należy wyznaczyć w pierwszej kolejności. Po uwzględnieniu warunków równowagi sił i momentów względem połowy długości dolnej krawędzi modelu ściany pokazanego na rys. 5.2.5a, uzyskuje się

$$l_c = 3 \left(\frac{l}{2} - \frac{\pm V_{Rd}h \pm N_{Ed,1}e_{Ed,1}}{N_{Ed,2}} \right). \quad (5.2.14)$$

Uwzględniając w równaniu (5.2.1) zależność (5.2.14) otrzymuje się następującą postać warunków nośności ściany

$$V_{Rd} = \min \left\{ \begin{aligned} V_{Rd1} &= \pm \frac{0,5 \pm \frac{N_{Ed,1}e_{Ed,1}}{N_{Ed,2}} + 0,4N_{Ed,2}}{\left(\frac{\gamma_M}{3f_{ctd}b} + \frac{h}{N_{Ed,2}l} \right)} \\ V_{Rd2,max} &= \pm \frac{0,5 \pm \frac{N_{Ed,1}e_{Ed,1}}{N_{Ed,2}}}{\left(\frac{\gamma_M}{3f_{ctd}b} + \frac{h}{N_{Ed,2}l} \right)} \end{aligned} \right. \quad (5.2.15)$$

• zginanie ściany w płaszczyźnie

Obliczając wartości naprężeń normalnych w rozpatrywanym przekroju ściany spełnić należy warunek nieprzekroczenia maksymalnych naprężeń ściskających przy krawędzi bardziej ściskanej zarówno w przekroju niezarysowanym jak i zarysowanym.

W przekroju zarysowanym z trójkątnym wykresem naprężeń ściskających spełnić należy, więc warunek

$$\sigma_{Ed2,2} = \frac{2N_{Ed,2}}{3 \left(\frac{l}{2} - \frac{\pm V_{Rd}h \pm N_{Ed,1}e_{Ed,1}}{N_{Ed,2}} \right) t} \leq f_d \quad (5.2.16)$$

Jeżeli obliczone z zależności (5.2.16) naprężenia będą większe od f_d uznać należy, że przekroczony został warunek stanu granicznego nośności na zginanie. W przekroju niezarysowanym o trapezowym przebiegu naprężeń ściskających warunek maksymalnych naprężeń spełniony powinien być przy obydwu krawędziach. Naprężenia wyznacza się jak dla mimośrodowo ściskanego przekroju prostokątnego, według poniższych wzorów

$$\sigma_{ed2,2} = \frac{N_{Ed,1} + N_{gd}}{tl} + \frac{6(V_{Ed,cr}h \pm N_{Ed,1}e_{Ed,1})6}{tl^2} \leq f_d \quad (5.2.17)$$

$$\sigma_{Ed2,1} = \frac{2(N_{Ed,1} + N_{gd})}{tl} - f_d \quad (5.2.18)$$

Jeżeli obliczone z zależności (5.2.17) i (5.2.18) naprężenia będą większe od f_d uznać należy, że przekroczony został warunek stanu granicznego nośności na zginanie. Nie jest jeszcze konieczne przeprojektowanie ściany, można dokonać korekty wykresu naprężeń ściskających w przekroju ograniczając naprężenia do wartości $\sigma_{Ed2,2} = f_d$, a następnie ponownie obliczyć naprężenia przy przeciwległej krawędzi ściany. Po uwzględnieniu warunków równowagi sił w przekroju, naprężenia przy krawędzi mniej ściskanej są równe

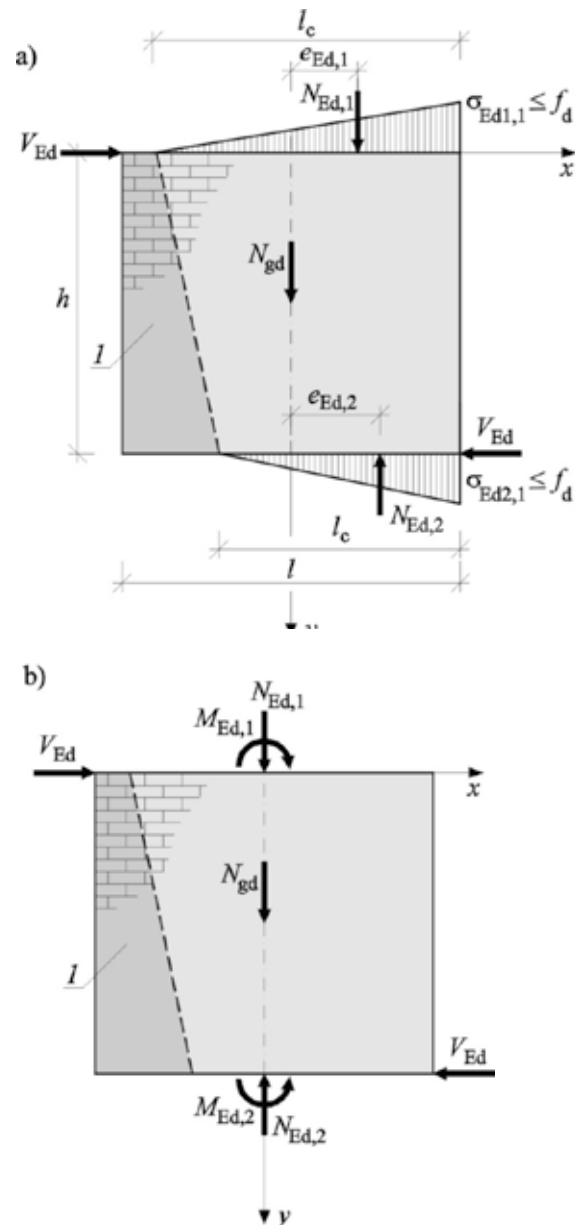
$$\sigma_{Ed,1} = \frac{2(N_{Ed,1} + N_{gd})}{tl} - f_d \quad (5.2.19)$$

5.2.2.2. Metoda uproszczona

Obliczeniową nośność muru na ścinanie wyznaczyć można także metodą uproszczoną wg pkt. 4.4.2 EC6-3 [N8], pod warunkiem, że spełnione zostaną następujące warunki formalne:

- mur nie jest wykonywany na spoiny pasmowe;
- zaprawa może być zarówno:
 - zaprawą zwykłą wg pkt. 3.2 EC 6-1;
 - zaprawą do cienkich spoin o grubości 0,5 – 3,0 mm zgodnie z PN-EN 998-2;
 - zaprawą lekką zgodnie z PN-EN 998-2;
 - zaprawa spoin spełnia wymagania pkt. 8.1.5 EC 6-1;
- obliczeniowa siła pionowa w ścianie spełnia warunek $N_{Ed} \leq 0,5f_d t$.

Jeżeli wzięte zostaną pod uwagę wcześniejsze ustalenia dotyczące obciążeń ściany, model ściany przyjmowanych w EC6-3 przedstawia rys. 5.2.9.



Rys. 5.2.9. Model obliczeniowy ściany ścinanej przyjęty w EC 6-3, 1 – strefa zarysowana

• Warunki stanu granicznego nośności na ścinanie i zginanie

W odróżnieniu od metody ogólnej w metodzie uproszczonej podano, że obliczenia prowadzić należy jak dla przekroju zarysowanego z trójkątnym wykresem naprężeń ściskających w przekroju. Uwzględniając oznaczenia pokazane na rys. 5.2.9a, nośność ściany o prostokątnym przekroju poprzecznym sprawdzać należy z następującej zależności

$$(5.2.20)$$

$$V_{Rd} = c_v \cdot \left[\frac{l}{2} - e_{Ed,i} \right] \cdot t \cdot f_{vd0} + 0,4 \cdot \frac{N_{Ed,i}}{\gamma_M \eta_A} \leq 3 \cdot \left[\frac{l}{2} - e_{Ed,i} \right] \cdot t \cdot f_{vdu}$$

w której:

- c_v – dla muru z wypełnionymi spoinami pionowymi wynosi 3, lub 1,5 dla muru z niewypełnionymi spoinami pionowymi,
- l – długość ściany w kierunku jej zginania,
- $e_{Ed,i}$ – mimośród obciążenia ściskającego w rozpatrywanym przekroju poprzecznym

$$e_{Ed,i} = \frac{M_{Ed,i}}{N_{Ed,i}} \geq \frac{l}{6}$$

$M_{Ed,i}$ – obliczeniowy moment w rozpatrywanym przekroju poprzecznym,

$N_{Ed,i}$ – obliczeniowe obciążenie ściskające w rozpatrywanym przekroju poprzecznym,

t – grubość ściany,

f_{vdo} – obliczeniowa początkowa wytrzymałości na ścinanie równą $f_{vko,s}$, podzielona przez iloczyn $\gamma M \eta A$,

f_{vdu} – obliczeniowa wartość graniczna wytrzymałości na ścinanie zgodnie z pkt. 3.6.2(3) i pkt. 3.6.2(4) EC 6-1.

W równaniu (5.2.20) występuje mimośród $e_{Ed,i}$, którego wartość (poza górnym przekrojem ściany) zależy od poziomego obciążania ścinającego V_{Ed} oraz momentów zginających występujących na górnej krawędzi ściany. Jedynie na górnej krawędzi przekroju ściany obliczeniowa nośność na ścinanie V_{Rd} zależy od mimośrodu $e_{Ed,1}$ oraz siły $N_{Ed,1}$ jest natomiast niezależna od siły ścinającej V_{Ed} działającej na ścianę. Inaczej jest w dolnym przekroju ściany, gdzie wielkość mimośrodu $e_{Ed,2}$ wynika także z działającego obciążania poziomego. Obliczeniowa nośność ściany V_{Rd} wyznaczona w przekroju dolnym dotyczy, więc tylko konkretnego przypadku obciążania poziomego V_{Ed} i nie można jej traktować, jako ekstremalnej siły, którą zdolna jest przenieść ściana. Aby określić wartość zewnętrznego obciążenia V_{Ed} odpowiadającego nośności V_{Rd} należy wziąć pod uwagę warunek (5.2.11), który po uwzględnieniu oznaczeń EC 6-2 można przedstawić w postaci:

$$V_{Rd} \leq V_{Ed} = \min \left(\left(N_{Ed,1} + 0,4 \frac{\sigma_d}{\gamma_M} \right) \frac{b_0}{f_{vd0} l_c}, \frac{N_{Ed,2} l_c}{f_{vdu} t} \right) \quad (5.2.21)$$

gdzie l_c obliczanej z (5.2.14) i przyjęciu, że $c_v = 3k$, a następnie rozwiązaniu względem V_{Rd} uzyskuje się stosunkowo prostą postać warunków stanu granicznego nośności na ścinanie w metodzie uproszczonej,

$$V_{Rd} = \min \left\{ \begin{aligned} &0,5 \pm \frac{N_{Ed,1} e_{Ed,1}}{N_{Ed,2} l} + \frac{0,4 N_{Ed,2}}{c_v f_{vd0} t l} \\ &\left(\frac{1}{c_v f_{vd0} t l} + \frac{h}{N_{Ed,2} l} \right) \\ &0,5 \pm \frac{N_{Ed,1} e_{Ed,1}}{N_{Ed,2} l} \\ &V_{Rd,2,max} = \pm \left(\frac{1}{3 f_{vdu} t l} + \frac{h}{N_{Ed,2} l} \right) \end{aligned} \right. \quad (5.2.22)$$

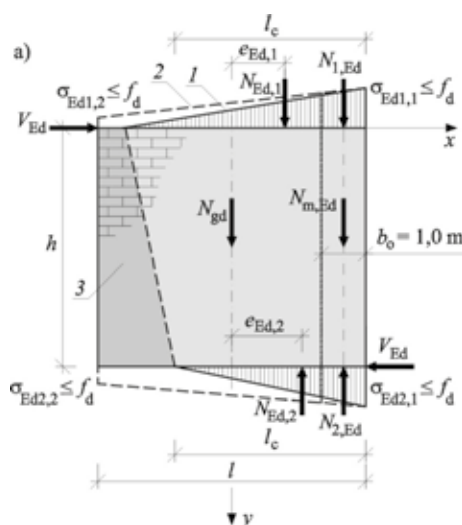
Zgodnie z założeniami metody uproszczonej warunki (5.2.14) obowiązują tylko w przypadku gdy

oddziaływania powodują zarysowanie przekroju, a więc spełniony gdy poziome obciążania ścinające są większe od siły $V_{Ed,cr}$ obliczanej z równań (5.2.12). Mimo, że norma o tym nie wspomina, konieczne jest dodatkowo spełnienie warunków stanu granicznego na zginanie w rozpatrywanych przekrojach.

5.2.2.3.

Sprawdzenie nośności ściany ze względu na obciążania pionowe

Po wykazaniu, że nośność ściany na ścinanie ze ściskaniem jest spełniona wykorzystując metodę dokładną lub uproszczoną należy przeprowadzić obliczenia sprawdzające nośności ze względu na obciążania pionowe. W tym celu korzysta się z procedury przedstawionej w pkt. 5.1 z tym, że konieczne jest uwzględnienie dodatkowych obciążeń pionowych spowodowanych obciążaniem poziomymi. Skorzystać można z wyznaczonych przy obliczeniach sprawdzających na ścinanie obliczeniowych wartości sił pionowych $N_{Ed,max,1}$ i $N_{Ed,max,2}$, które uwzględniają łączne wpływy oddziaływań poziomych i pionowych. Siły te oddziałują na ścianę na mimośrodkach $e_{Ed,1}$ i $e_{Ed,2}$ generując momenty zginające $M_{Ed,od,1,max}$ i $M_{Ed,od,2,max}$. W wyniku tych oddziaływań powstają naprężenia ściskające w kształcie trójkąta lub trapezu. Miarodajne do obliczeń siły pionowe na górnej i dolnej krawędzi ściany $N_{1,d}$ i $N_{2,d}$ wyznacza się biorąc skrajne pasmo $b_0 = 1,0$ m. Natomiast pionowe obciążenie w połowie wysokości ściany $N_{m,Ed}$ obliczyć można jako wartość średnią. Sprawdzając, czy w przekroju powstaną zarysowania i czy powstanie trójkątny czy trapezowy wykres naprężeń ściskających – rys. 5.2.10 oblicza się wartości poszukiwanych sił w przekroju. Zestawienie wzorów podano w tablicy 5.2.2.



Rys. 5.2.10.

Wartości sił wewnętrznych przyjmowane do sprawdzenia nośności ścian obciążonych głównie pionowo

**Tablica 5.2.2.**

Równania pozwalające wyznaczyć obliczeniowe wartości sił

Przekrój	Siła	Rozkład naprężeń	
		Trójkątny	Trapezowy
Górny	$N_{1,Ed}$	$\frac{\sigma_{Ed1,1}}{l_c}(l_c - b_o)tb_o$	$\left[\sigma_{Ed1,1} + \frac{\sigma_{Ed1,1} - \sigma_{Ed1,2}}{l}(l - b_o) \right]tb_o$
Dolny	$N_{2,Ed}$	$\frac{\sigma_{Ed2,1}}{l_c}(l_c - b_o)b_o$	$\left[\sigma_{Ed2,2} + \frac{\sigma_{Ed2,1} - \sigma_{Ed2,2}}{l}(l - b_o) \right]tb_o$
Środkowy	$N_{m,Ed}$	$0,5(N_{1,Ed} + N_{2,Ed})$	

5.2.2.4.

Sprawdzenie nośności na ścinanie pionowe

Jako zasadę traktuje się w Eurokodzie sprawdzenie nośność na ścinanie pomiędzy ścianami usztywniającymi i półkami ścian poprzecznych według ogólnej zależności (5.2.23). W miejscu połączenia ścian wyznaczyć należy obliczeniową siłę ścinającą oddziaływującą prostopadle do płaszczyzny spoin wspornych, a następnie obliczyć nośność na ścinanie przyjmując obliczeniową wytrzymałość na ścinanie w kierunku prostopadłym do płaszczyzny spoin wspornych (a przy braku danych przyjąć można wytrzymałość w kierunku równoległym do spoin wspornych f_{vko}).

Obliczeniowa nośność na ścinanie styku ścian usztywniających i półek ścian poprzecznych dana jest następująco:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} = f_{vvd} \cdot t \cdot h \quad (5.2.23)$$

w której:

f_{vvd} – obliczeniowa wytrzymałość muru na ścinanie w kierunku prostopadłym do płaszczyzny spoin wspornych wg pkt. 2.4.1 i pkt. 3.6.2 oraz tablicy NA 7,

t – grubość ściany;

h – wysokość ściany w świetle stropów.

Niestety nie podano w normie, żadnych procedur pozwalających na wyznaczenie obliczeniowych wartości sił ścinających V_{Ed} . Informacji tych także nie zawierają załączniki niemiecki [N3], brytyjski [N1] oraz austriacki [N5]. Sądzić więc można, że siły wewnętrzne w płaszczyźnie ścinania określać można wyłącznie na podstawie globalnej analizy budynku.

5.2.3.

Algorytm projektowania ściany podda-nej poziomemu ścinaniu

5.2.3.1.

Metoda ogólna według normy PN-EN 1996-1-1

Poniżej w tablicy 5.2.3 podano algorytm sprawdzania stanu granicznego nośności murowanej ściany ścinanej poziomo i jednocześnie ściskanej według metody ogólnej. Numery wzorów w tablicach są zgodne z numeracją według normy PN-EN 1996-1-1 [N7].

**Tablica 5.2.3.**

Algorytm sprawdzania stanu granicznego nośności ściany murowanej bez otworów ścinanej poziomo i jednocześnie obciążonej pionowo

1	Dane: rodzaj elementów murowych i zaprawy, grubość ściany t, długość ściany l, wysokość ściany h, charakterystyczna, początkowa wytrzymałość muru na ścinanie f_{vk0}, maksymalna wytrzymałość muru na ścinanie f_{vk}, znormalizowana wytrzymałość elementów murowych na ściskanie f_b, charakterystyczne obciążenie ściany wiatrem (parcie lub ssanie wiatru) V_{Ek}, całkowite charakterystyczne obciążenie stałe pochodzące z wyższych kondygnacji $N_{Gk,Edu}$, całkowite charakterystyczne obciążenie zmienne pochodzące z wyższych kondygnacji $N_{Qk,Edu,i}$, wiodące charakterystyczne obciążenie zmienne pochodzące z wyższych kondygnacji $N_{Qk,Edu,1}$, charakterystyczne pionowe obciążenie od wiatru $N_{Vk,Edu,1}$, charakterystyczne obciążenie stałe pochodzące ze stropu opartego bezpośrednio na analizowanej ścianie $N_{Gk,Edf}$, charakterystyczne obciążenie zmienne pochodzące ze stropu opartego bezpośrednio na analizowanej ścianie $N_{Qk,Edf}$, charakterystyczny moment zginający na górnej krawędzi ściany wywołany obciążaniem wiatrem $M_{Ek,1,v}$, charakterystyczny moment zginający wywołany obciążaniami stałymi $M_{Gk,Edf}$ i zmiennymi $M_{Qk,Edf,i}$.
---	---

2	Określenie ekstremalnych wartości sił pionowych działających na ścianę w przekroju górnym i dolnym: $N_{Ed,1} = \min, \max \left\{ \begin{array}{l} (6.10a) \Rightarrow \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} (N_{Gk,Edu} + N_{Gk,Edf}) + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} N_{Qk,Edu,1} + \\ + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} (N_{Qk,Edu} + N_{Qk,Edf} \pm N_{Vk,Edu,1}) \\ (6.10b) \Rightarrow \sum_{j \geq 1} \xi \gamma_{G,j} (N_{Gk,Edu} + N_{Gk,Edf}) + \gamma_{Q,1} N_{Qk,Edu,1} + \\ + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} (N_{Qk,Edu} + N_{Qk,Edf} \pm N_{Vk,Edu,1}) \end{array} \right.$ $N_{Ed,2} = \min, \max \left\{ \begin{array}{l} (6.10a) \Rightarrow \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} (N_{Gk,Edu} + N_{Gk,Edf} + N_{Gk}) + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} N_{Qk,Edu,1} + \\ + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} (N_{Qk,Edu} + N_{Qk,Edf} \pm N_{Vk,Edu,1}) \\ (6.10b) \Rightarrow \sum_{j \geq 1} \xi \gamma_{G,j} (N_{Gk,Edu} + N_{Gk,Edf} + N_{Gk}) + \gamma_{Q,1} N_{Qk,Edu,1} + \\ + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} (N_{Qk,Edu} + N_{Qk,Edf} \pm N_{Vk,Edu,1}) \end{array} \right.$ Stosuje się normową kombinację obciążeń STR/GEO w sytuacjach statycznych i przejściowych według PN-EN 1990:2004 wykorzystując zależności (6.10a) lub (6.10b). Po wyznaczeniu sił pionowych $N_{Ed,i,max}$ i $N_{Ed,i,min}$ należy obliczyć odpowiadające wartościom ekstremalnym momenty zginające $M_{Ed,i,od,max}$ i $M_{Ed,i,od,min}$ korzystając z odpowiedniej kombinacji obciążeń.
3	Określenie ekstremalnych wartości momentów zginających działających na ścianę w przekroju górnym i dolnym: $M_{Ed,1} = \max, \min \left\{ \begin{array}{l} (6.10a) \Rightarrow \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} M_{Gk,Edf} + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} (V_{Ek} h + M_{Ek,1,V}) + \\ + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} M_{Qk,Edf,i} \\ (6.10b) \Rightarrow \sum_{j \geq 1} \xi \gamma_{G,j} M_{Gk,Edf} + \gamma_{Q,1} (V_{Ek} h + M_{Ek,1,V}) + \\ + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} M_{Qk,Edf,i} \end{array} \right.$ $M_{Ed,1} = \max, \min \left\{ \begin{array}{l} (6.10a) \Rightarrow \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} M_{Gk,Edf} + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} (V_{Ek} h + M_{Ek,1,V}) + \\ + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} M_{Qk,Edf,i} \\ (6.10b) \Rightarrow \sum_{j \geq 1} \xi \gamma_{G,j} M_{Gk,Edf} + \gamma_{Q,1} (V_{Ek} h + M_{Ek,1,V}) + \\ + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} M_{Qk,Edf,i} \end{array} \right.$ Stosuje się normową kombinację obciążeń STR/GEO w sytuacjach statycznych i przejściowych według PN-EN 1990:2004 wykorzystując zależności (6.10a) lub (6.10b). Po wyznaczeniu momentów zginających $M_{Ed,i,od,max}$ i $M_{Ed,i,od,min}$ należy obliczyć odpowiadające wartościom ekstremalnym siły pionowe $N_{Ed,i,od,max}$ i $N_{Ed,i,od,min}$ korzystając z odpowiedniej kombinacji obciążeń.

Obliczenie wielkości mimośrodków na górnej i dolnej krawędzi ściany:

$$e_{Ed,1,max} = \frac{M_{Ed,1,od,max}}{N_{Ed,1,max}} \quad e_{Ed,1,min} = \frac{M_{Ed,1,od,min}}{N_{Ed,1,min}}$$

$$e_{Ed,2,max} = \frac{M_{Ed,2,od,max}}{N_{Ed,2,max}} \quad e_{Ed,2,min} = \frac{M_{Ed,2,od,min}}{N_{Ed,2,min}}$$

Wielkości mimośrodków od maksymalnych sił pionowych i odpowiadających im momentów zginających (zestaw 1) wyznacza się z zależności.

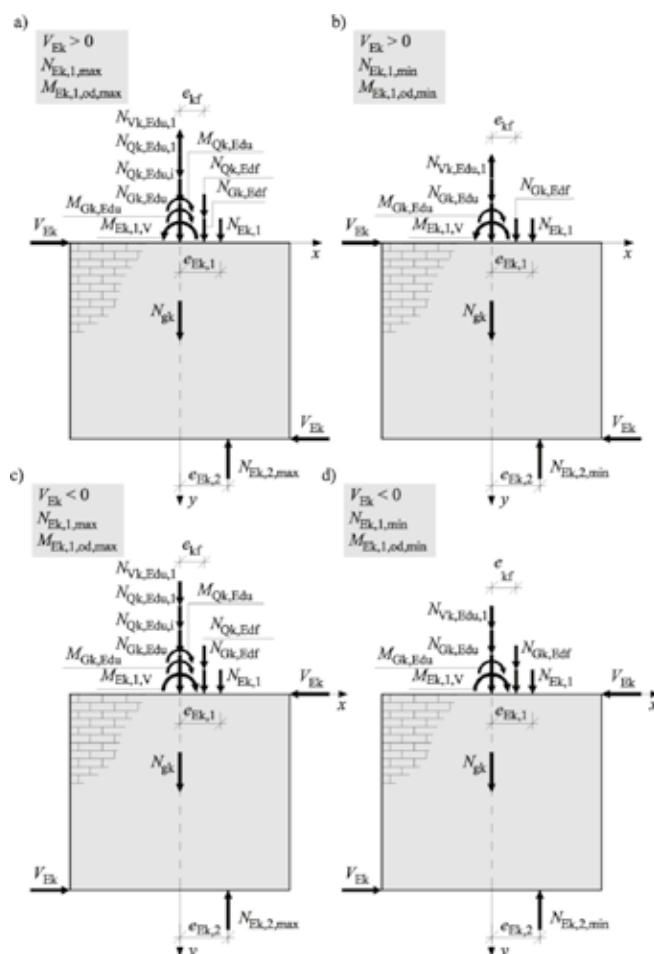
$$e_{Ed,1,max} = \frac{M_{Ed,1,max}}{N_{Ed,1,od,max}} \quad e_{Ed,1,min} = \frac{M_{Ed,1,min}}{N_{Ed,1,od,min}}$$

$$e_{Ed,2,max} = \frac{M_{Ed,2,max}}{N_{Ed,2,od,max}} \quad e_{Ed,2,min} = \frac{M_{Ed,2,min}}{N_{Ed,2,od,min}}$$

Warunki stanu granicznego nośności ściany, powinny być spełnione dla następujących kombinacji sił wewnętrznych i odpowiadających im mimośrodków (obliczonych według zależności:

- kombinacja I: $V_{Ed} > 0, (N_{Ed,1,max}, M_{Ed,1,od,max}) \rightarrow e_{Ed,1,max}, (N_{Ed,2,max}, M_{Ed,2,od,max}) \rightarrow e_{Ed,2,max}$
- kombinacja II: $V_{Ed} > 0, (N_{Ed,1,min}, M_{Ed,1,od,min}) \rightarrow e_{Ed,1,min}, (N_{Ed,2,min}, M_{Ed,2,od,min}) \rightarrow e_{Ed,2,min}$
- kombinacja III: $V_{Ed} < 0, (N_{Ed,1,max}, M_{Ed,1,od,max}) \rightarrow e_{Ed,1,max}, (N_{Ed,2,max}, M_{Ed,2,od,max}) \rightarrow e_{Ed,2,max}$
- kombinacja IV: $V_{Ed} < 0, (N_{Ed,1,min}, M_{Ed,1,od,min}) \rightarrow e_{Ed,1,min}, (N_{Ed,2,min}, M_{Ed,2,od,min}) \rightarrow e_{Ed,2,min}$

Układy charakterystycznych obciążeń ściany pokazano na rys. 5.2.11.



Rys. 5.2.11. Układy obciążeń charakterystycznych ściany ścinanej poziomo

5	Określenie wartości siły powodującej zarysowanie przekroju: $V_{Ed,cr} = \pm \frac{l}{6h} \left[N_{Ed,2} \mp \frac{6N_{Ed,1}e_{Ed,1}}{l} \right]$ Sitę rysującą wzdłuż dolnej krawędzi ściany wyznacza się od najbardziej niekorzystnych kombinacji obciążeń $N_{Ed,1}$ i $N_{Ed,2}$ i odpowiadających mimośrodków. Znak (+) przed nawiasem występuje, kiedy pozioma siła ścinająca $V_{Ed} > 0$, a minus kiedy $V_{Ed} < 0$. Natomiast znak (+) w nawiasie podstawić należy gdy $e_{Ed,1} < 0$ w przeciwnym razie podstawić należy znak (-). Możliwość powstania zarysowań sprawdzić należy także na górnej krawędzi ściany. Jeżeli mimośród pionowego obciążania znajduje się poza rdzeniem przekroju, czyli spełniony jest warunek $e_{Ed,1} > l/6$, wtedy wystąpią zarysowania przekroju. Należy jednak pamiętać, że wypadkowa pionowego obciążania nie może znajdować się poza przekrojem ściany, spełniony powinien być więc dodatkowy warunek $e_{Ed,1} < l/2$ oraz $e_{Ed,2} < l/2$. Ponadto należy sprawdzić czy maksymalne obciążanie ściany na dolnej i górnej krawędzi nie jest większe od wypadkowej siły wynikającej z trapezowego rozkładu naprężeń i maksymalnych naprężeń przy krawędzi bardziej ściskanej równych f_d. Wystarczy wyliczyć maksymalne siły działające w górnym i dolnym przekroju ściany: -górna krawędź $N_{Rd,2,D} = \frac{f_d t l}{1 \pm \frac{6e_{Ed,1}}{l}} \leq N_{Ed,1}$ -dolna krawędź $N_{Rd,2,D} = \frac{f_d t l - (N_{Ed,2} - N_{Ed,1})}{1 \pm \frac{6e_{Ed,1}}{l}} \leq N_{Ed,2}$ Należy stosować obliczeniowe wartości sił $N_{Ed,1}$ i $N_{Ed,2}$ odpowiednio maksymalne lub minimalne. W mianowniku znak (+) ustala się gdy mimośród pionowej siły $e_{Ed,1} > 0$ w przeciwnym razie przyjąć należy znak (-). Jeżeli powyższy warunek nie zostanie spełniony, należy odpowiednio zwiększyć lub zmniejszyć grubość ściany, bądź zmienić zastosowane elementy murowe lub/i zaprawę tak, aby uzyskać większą lub mniejszą wytrzymałość muru na ściskanie.
6	Sprawdzenie stanu granicznego nośności: Należy wykazać, że obliczeniowa siła ścinająca w dowolnym przekroju ściany jest mniejsza od obliczeniowej nośności na ścinanie $V_{Ed} \leq V_{Rd} \quad [6.12]$ gdzie: V_{Ed} – obliczeniowe obciążanie ścinające działające na ścianę murowaną, V_{Rd} – obliczeniowa nośność na ścinanie ściany murowanej obliczana ze wzoru [6.13] normy [N7]. $V_{Rd} = f_{vd} t l_c \quad [6.13]$ gdzie: f_{vd} – obliczeniowe wytrzymałość muru na ścinanie poziome, $f_{vd} = \frac{f_{vk}}{\gamma_M}$ gdzie: γ_M – częściowy współczynnik bezpieczeństwa dla muru wg tablicy NA.1 normy [N7], - spoiny pionowe wypełnione wzór NA.5 normy [N23] $f_{vk} = f_{vk0} + 0,4\sigma_d \leq (0,065 f_b ; f_{vk}) \quad [NA.5]$ - spoiny pionowe niewypełnione wzór NA.5 normy [N23] $f_{vk} = 0,5 f_{vk0} + 0,4\sigma_d \leq (0,045 f_b ; f_{vk}) \quad [NA.6]$ f_{vk} – maksymalna wytrzymałość na ścinanie przyjmowana według tablicy NA.6 normy [N7], f_{vk0} – maksymalna wytrzymałość na ścinanie przyjmowana według tablicy NA.6 normy [N7], t – grubość ściany, l_c – długość ściskanej części ściany. Ponieważ nośność ściany zależy od pionowego obciążania sprawdzenia nośności dokonać należy w przekrojach, w których ściskające naprężenia normalne wykazują największe zróżnicowanie. W związku z tym rozpatruje się oddzielnie przekrój górny ściany oraz przekrój dolny. Rozpatrywanie przekrojów pośrednich nie jest konieczne.

6a	Obliczenie nośności na ścinanie przekroju niezarysowanego: Jeżeli obliczeniowa siła ścinająca V_{Ed} jest mniejsza od obliczeniowej siły powodującej zarysowanie $V_{Ed,cr}$ wówczas w przekroju występuje trapezowy rozkład naprężeń ściskających i cały przekrój jest ściskany. Korzysta się wówczas z zależności normowej [6.13], w której po przyjęciu, że $l=l_c$ oraz uwzględnieniu redukcji początkowej wytrzymałości muru na ścinanie ze względu na wypełnienie lub brak wypełnienia spoin czołowych oraz stosowania spoin pasmowych zapisuje się w postaci warunku $V_{Ed} \leq V_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} V_{Rd1} = \pm \frac{kf_{vk0}l^2 + 0,4N_{Ed,1}}{\gamma_M} \\ V_{Rd1,max} = \pm \frac{f_{vd}l}{\gamma_M} \end{array} \right.$ w którym k - współczynnik w którym uwzględniający wpływ wypełnienia zaprawą spoin pionowych i obecności spoin pasmowych wynoszący $k = 1,0$ w przypadku spoin czołowych wypełnionych zaprawą i $k = 0,5$ w przypadku spoin czołowych bez wypełniania oraz $k = g/t$ przy stosowaniu spoin pasmowych i spoin czołowych wypełnionych zaprawą, $k = 0,5g/t$ przy stosowaniu spoin pasmowych i spoin czołowych bez wypełnienia zaprawą. Nośności V_{Rd1} i $V_{Rd1,max}$ występują ze znakiem (+) gdy kierunek poziomej siły ścinającej siły $V_{Ed} > 0$, kiedy $V_{Ed} < 0$ wtedy V_{Rd1} i $V_{Rd1,max}$ występują ze znakiem (-). Jeżeli warunek stanu granicznego nośności ze względu na ścinanie nie zostanie spełniony, wówczas należy odpowiednio zwiększyć lub zmniejszyć grubość ściany, bądź zmienić zastosowane elementy murowe lub/i zaprawę tak, aby uzyskać większą lub mniejszą wytrzymałość muru na ściskanie. Wymagane jest także sprawdzenie, czy naprężenia ściskające w rozpatrywanym przekroju nie przekraczają obliczeniowej wytrzymałości muru na ściskanie f_d. W tym celu wystarczy wykazać, że $V_{Ed} \leq V_{Rd,m,2} = \pm \frac{1}{h} \left[\frac{1}{6} (f_d t l^2 - N_{Ed,2} l) \mp N_{Ed,1} e_{Ed,1} \right]$ Znak (+) przed nawiasem występuje, gdy kierunek poziomej siły ścinającej siły $V_{Ed} > 0$, a znak (-), gdy $V_{Ed} < 0$. Natomiast znak (-) w nawiasie stosuje się kiedy $e_{Ed,1} > 0$, a znak (+) kiedy $e_{Ed,1} < 0$. Należy jednak pamiętać, że maksymalne pionowe obciążanie górnej i dolnej krawędzi ściany nie powinno przekroczyć wartości $N_{Rd,2,D}$. Jeżeli warunek stanu granicznego nośności ze względu na zginanie nie zostanie spełniony, wówczas należy odpowiednio zwiększyć lub zmniejszyć grubość ściany, bądź zmienić zastosowane elementy murowe lub/i zaprawę tak, aby uzyskać większą lub mniejszą wytrzymałość muru na ściskanie. W górnym przekroju ściany sprawdzić należy czy obliczeniowa nośność na zginanie nie jest większa od obliczeniowego momentu zginającego. Korzysta się wtedy z warunku $M_{Ed,1} \leq M_{Rd,m,2} = \pm \frac{1}{6} (f_d t l^2 - N_{Ed,1} l) \mp N_{Ed,1} e_{Ed,1}$ Jeżeli warunek stanu granicznego nośności ze względu na zginanie nie zostanie spełniony, wówczas należy odpowiednio zwiększyć lub zmniejszyć grubość ściany, bądź zmienić zastosowane elementy murowe lub/i zaprawę tak, aby uzyskać większą lub mniejszą wytrzymałość muru na ściskanie.
6b	Obliczenie nośności na ścinanie przekroju zarysowanego: Sprawdzenia nośności na ścinanie dokonuje się z warunku $V_{Ed} \leq V_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} V_{Rd2} = \pm \frac{0,5 \mp \frac{N_{Ed,1} e_{Ed,1}}{N_{Ed,2} l} + \frac{0,4 N_{Ed,2}}{3 k f_{vk0} t l}}{\left(\frac{\gamma_M}{3 k f_{vk0} t l} + \frac{h}{N_{Ed,2} l} \right)} \\ V_{Rd2,max} = \pm \frac{0,5 \mp \frac{N_{Ed,1} e_{Ed,1}}{N_{Ed,2} l}}{\left(\frac{\gamma_M}{3 f_{vk} t l} + \frac{h}{N_{Ed,2} l} \right)} \end{array} \right.$

	Znak (+) przed ułamkiem występuje, gdy kierunek poziomej siły ścinającej siły $V_{Ed} > 0$, a znak (-), gdy $V_{Ed} < 0$. Natomiast znak (-) w nawiasie stosuje się kiedy $e_{Ed,1} > 0$, a znak (+) kiedy $e_{Ed,1} < 0$. Jeżeli warunek stanu granicznego nośności ze względu na ścinanie nie zostanie spełniony, wówczas należy odpowiednio zwiększyć lub zmniejszyć grubość ściany, bądź zmienić zastosowane elementy murowe lub/i zaprawę tak, aby uzyskać większą lub mniejszą wytrzymałość muru na ściskanie. Oprócz tego sprawdzić należy, czy naprężenia ściskające w rozpatrywanym przekroju nie przekraczają obliczeniowej wytrzymałości muru na ściskanie f_d. W tym celu należy obliczyć wartość poziomej siły z równania $V_{Rd,m,1} = \pm \frac{1}{h} \left[N_{Ed,2} \left(\frac{l}{2} - \frac{2N_{Ed,2}}{3f_d t} \right) \mp N_{Ed,1} e_{Ed,1} \right]$ Znak (+) przed ułamkiem występuje, gdy kierunek poziomej siły ścinającej siły $V_{Ed} > 0$, a znak (-), gdy $V_{Ed} < 0$. Natomiast znak (-) w nawiasie stosuje się kiedy $e_{Ed,1} > 0$, a znak (+) kiedy $e_{Ed,1} < 0$. Jeżeli warunek stanu granicznego nośności ze względu na zginanie nie zostanie spełniony, wówczas należy odpowiednio zwiększyć lub zmniejszyć grubość ściany, bądź zmienić zastosowane elementy murowe lub/i zaprawę tak, aby uzyskać większą lub mniejszą wytrzymałość muru na ściskanie. Jeżeli warunek stanu granicznego nośności ze względu na zginanie nie zostanie spełniony, wówczas należy odpowiednio zwiększyć lub zmniejszyć grubość ściany, bądź zmienić zastosowane elementy murowe lub/i zaprawę tak, aby uzyskać większą lub mniejszą wytrzymałość muru na ściskanie. W górnym przekroju ściany sprawdzić należy czy obliczeniowa nośność na zginanie nie jest większa od obliczeniowego momentu zginającego. Korzysta się wtedy z warunku $M_{Ed,1} \leq M_{Rd,m,1} = \pm N_{Ed,1} \left(\frac{l}{2} - \frac{2N_{Ed,1}}{3f_d t} \right) \mp N_{Ed,1} e_{Ed,1}$ Jeżeli warunek stanu granicznego nośności ze względu na zginanie nie zostanie spełniony, wówczas należy odpowiednio zwiększyć lub zmniejszyć grubość ściany, bądź zmienić zastosowane elementy murowe lub/i zaprawę tak, aby uzyskać większą lub mniejszą wytrzymałość muru na ściskanie.
7	Sprawdzenie nośności ściany obciążonej łącznym oddziaływaniem pionowym i poziomym: Sprawdzenia nośności dokonuje się zgodnie z procedurą omówioną szczegółowo w pkt. 5.1. Wymagana w pierwszej kolejności jest znajomość obliczeniowych wartości sił na górnej i dolnej krawędzi oraz w połowie wysokości ściany, w rozpatrywanym paśmie ściany szerokości $b_o = 1,0$ m. Wartości sił uwzględniających już składową pionową od poziomego obciążania wiatru obliczyć należy na podstawie wzorów podanych w tablicy 5.2.2. W pierwszej kolejności wyznacza się naprężenia na krawędzi ściany z następujących wzorów: - górna krawędź ściany, kiedy $e_{Ed,1} \geq l/6$, - trójkątny wykres naprężeń, $\sigma_{Ed1,1} = \frac{2N_{Ed,1}}{tl_c} \leq f_d \quad l_c = 3 \left(\frac{l}{2} - \left \frac{M_{Ed,1}}{N_{Ed,1}} \right \right) \leq l \quad \text{przy} \quad \frac{l}{2} - \frac{M_{Ed,1}}{N_{Ed,1}} > 0$ - górna krawędź ściany, kiedy $e_{Ed,1} < l/6$, - trapezowy wykres naprężeń, $\sigma_{Ed1,1} = \frac{N_{Ed,1}}{tl} + \frac{6M_{Ed,1}}{tl^2} \leq f_d \quad \text{- krawędź bardziej ściskana,}$ $\sigma_{Ed1,2} = \frac{N_{Ed,1}}{tl} - \frac{6M_{Ed,1}}{tl^2} \leq f_d \quad \text{- krawędź mniej ściskana,}$ Naprężenia na dolnej krawędzi ściany $\sigma_{2,1}$ i $\sigma_{2,2}$ obliczyć należy z powyższych wzorów podstawiając w miejsce: mimośrod $e_{Ed,1}$ siły $N_{Ed,1}$ i momentu $M_{Ed,1}$ odpowiednio wartości mimośrodu mimośrodu $e_{Ed,2}$, siły $N_{Ed,2}$ oraz moment $M_{Ed,2}$. Jeżeli warunki przy wzorach nie zostaną spełnione, wówczas należy odpowiednio zwiększyć lub zmniejszyć grubość ściany, bądź zmienić zastosowane elementy murowe lub/i zaprawę tak, aby uzyskać większą lub mniejszą wytrzymałość muru na ściskanie. Znając wartości naprężeń na górnej i dolnej krawędzi ściany, można wyznaczyć pionowe siły występujące w paśmie szerokości b_o. Jeżeli przy trójkątnym wykresie naprężeń długość strefy ściskanej $l_c \geq 1,0$ m wtedy przyjąć można $b_o = 1,0$ m natomiast kiedy $l_c < 1,0$ m przyjmuje się $b_o = l_c$ na górnej i dolnej krawędzi ściany. Wartości sił wyznacza się z poniższych zależności

- górna krawędź ściany, kiedy $e_{Ed,1} \geq l/6$, - trójkątny wykres naprężeń, $N_{1,d} = \frac{\sigma_{Ed1,1}}{l_c} (l_c - b_o) t b_o \quad \text{gdy } l_c \geq 1,0 \text{ m}$ $N_{1,d} = \frac{1}{2} \sigma_{Ed1,1} l_c t \quad \text{gdy } l_c < 1,0 \text{ m}$ - górna krawędź ściany, kiedy $e_{Ed,1} < l/6$, - trapezowy wykres naprężeń, $N_{1,d} = \left[\sigma_{Ed1,1} + \frac{\sigma_{Ed1,1} - \sigma_{Ed1,2}}{l} (l - b_o) \right] t b_o$ - dolna krawędź ściany, kiedy $e_{Ed,1} \geq l/6$, - trójkątny wykres naprężeń, $N_{2,d} = \frac{\sigma_{Ed2,1}}{l_c} (l_c - b_o) t b_o \quad \text{gdy } l_c \geq 1,0 \text{ m}$ $N_{2,d} = \frac{1}{2} \sigma_{Ed2,1} l_c t \quad \text{gdy } l_c < 1,0 \text{ m}$ - dolna krawędź ściany, kiedy $e_{Ed,1} < l/6$, - trapezowy wykres naprężeń, $N_{2,d} = \left[\sigma_{Ed2,1} + \frac{\sigma_{Ed2,1} - \sigma_{Ed2,2}}{l} (l - b_o) \right] t b_o$ Na zakończenie obliczyć należy wartości sił w środkowym przekroju ściany z zależności $N_{m,d} = 0,5(N_{1,Ed} + N_{2,Ed})$	
---	--

5.2.3.2.

Metoda uproszczona według normy PN-EN 1996-3

Poniżej w tablicy 5.2.4 podano algorytm sprawdzania stanu granicznego nośności murowanej ściany ścinanej poziomo i jednocześnie ściskanej według metody uproszczonej. Numery wzorów w tablicach są zgodne z numeracją według normy PN-EN 1996-3 [N8].



Tablica 5.2.4.

Algorytm sprawdzania stanu granicznego nośności ściany murowanej bez otworów ścinanej poziomo i jednocześnie obciążonej pionowo

1	Dane: rodzaj elementów murowych i zaprawy, grubość ściany t, długość ściany l, wysokość ściany h, charakterystyczna, początkowa wytrzymałość muru na ścinanie f_{vk0}, maksymalna wytrzymałość muru na ścinanie f_{vk}, znormalizowana wytrzymałość elementów murowych na ściskanie f_b, charakterystyczne obciążenie ściany wiatrem (parcie lub ssanie wiatru) V_{Ek}, całkowite charakterystyczne obciążenie stałe pochodzące z wyższych kondygnacji $N_{Gk,Ed1}$, całkowite charakterystyczne obciążenie zmienne pochodzące z wyższych kondygnacji $N_{Qk,Ed1}$, wiodące charakterystyczne obciążenie zmienne pochodzące z wyższych kondygnacji $N_{Qk,Ed1,1}$, charakterystyczne pionowe obciążenie od wiatru $N_{vk,Ed1}$, charakterystyczne obciążenie stałe pochodzące ze stropu opartego bezpośrednio na analizowanej ścianie $N_{Gk,Edf}$, charakterystyczne obciążenie zmienne pochodzące ze stropu opartego bezpośrednio na analizowanej ścianie $N_{Qk,Edf}$, charakterystyczny moment zginający na górnej krawędzi ściany wywołany obciążeniem wiatrem $M_{Ek,1,v}$, charakterystyczny moment zginający wywołany obciążeniami stałymi $M_{Gk,Edf}$ i zmiennymi $M_{Qk,Edf,1}$.
2	Określenie ekstremalnych wartości sił pionowych działających na ścianę w przekroju górnym i dolnym: Sprawdzić należy dodatkowo dodatkowy warunek we wzorze (4.10a), aby w analizowanym przekroju pionowa siła nie przekraczała wartości $N_{Ed} \leq 0,5 f_d t l$ Ograniczenie dotyczy tylko przekroju w którym nie ma wpływu ciężaru własnego ściany, czyli górnej krawędzi ściany. Na dolnej krawędzi ściany, maksymalną siłę obliczyć należy natomiast z zależności $N_{max} = 0,5 f_d t l - N_{gd}$ Przy czym ciężar własny ściany N_{gd} nie jest wartością stałą ponieważ wchodzi do kombinacji obciążeń z różnymi częściowymi współczynnikami bezpieczeństwa. Jeżeli w którejkolwiek kombinacji obciążeń wystąpią większe wartości obliczeniowych obciążeń pionowych, sprawdzenie nośności prowadzi się jak dla przekroju niezarysowanego metodą dokładną.

3	Określenie ekstremalnych wartości momentów zginających działających na ścianę w przekroju górnym i dolnym: Stosuje się identyczny algorytm jak w pkt. 5.2.5.1.
4	Obliczenie wielkości mimośródów na górnej i dolnej krawędzi ściany: Stosuje się identyczny algorytm jak w pkt. 5.2.5.1.
5	Sprawdzenie możliwości stosowania metody uproszczonej: W ogólnym przypadku należy sprawdzić, czy bezwzględna mimośrodek na górnej i dolnej krawędzi jest większa lub równa długości rdzenia przekroju czyli $e_{Ed,1} > l/6$ oraz $e_{Ed,2} < l/6$. Należy jednak pamiętać, że wypadkowa pionowego obciążenia nie może znajdować się poza przekrojem ściany, spełniony powinien być więc dodatkowy warunek $e_{Ed,1} < l/2$ oraz $e_{Ed,2} < l/2$. W dolnym przekroju ściany, alternatywnie można sprawdzić także warunek zarysowania ściany stosując identyczny algorytm jak w pkt. 5.2.5.1.
6	Sprawdzenie stanu granicznego nośności: Należy wykazać, że obliczeniowa siła ścinająca w dowolnym przekroju ściany jest mniejsza od obliczeniowej nośności na ścinanie gdzie: $V_{Ed} \leq V_{Rd} \quad (4.9)$ V_{Ed} – obliczeniowe obciążenie ścinające działające na ścianę murowaną, V_{Rd} – obliczeniowa nośność na ścinanie ściany murowanej obliczana ze wzoru (6.13) normy [N8]. $V_{Rd} = c_v \cdot \left[\frac{l}{2} - e_{Ed} \right] \cdot t \cdot f_{vdo} + 0,4 \cdot \frac{N_{Ed}}{\gamma_M} \leq 3 \cdot \left[\frac{l}{2} - e_{Ed} \right] \cdot t \cdot f_{vdu} \quad (4.10a)$ gdzie: c_v – dla muru z wypełnionymi spoinami pionowymi wynosi 3, lub 1,5 dla muru z niewypełnionymi spoinami pionowymi, l – długość ściany w kierunku jej zginania, e_{Ed} – mimośrodek obciążenia ściskającego w rozpatrywanym przekroju poprzecznym $e_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} \geq \frac{l}{6} \quad (4.10b)$ M_{Ed} – obliczeniowy moment w rozpatrywanym przekroju poprzecznym, N_{Ed} – obliczeniowe obciążenie ściskające w rozpatrywanym przekroju poprzecznym, t – grubość ściany, f_{vdo} – obliczeniowa początkowa wytrzymałość na ścinanie równa $f_{vko,s}$, podzielona przez γ_M; f_{vdu} – obliczeniowa wartość graniczna ścinanie zgodnie ze wzorami NA.5 i NA.6 oraz tablicą NA.6 normy [N7]. $f_{vdu} = \frac{f_{vko,s}}{\gamma_M}$ gdzie: γ_M – częściowy współczynnik bezpieczeństwa dla muru wg tablicy NA.1 normy [N7], - spoiny pionowe wypełnione $f_{vk} = f_{vk0} + 0,4\sigma_d \leq \{0,065f_b; f_{vk}\} \quad (NA.5)$ - spoiny pionowe niewypełnione $f_{vk} = 0,5f_{vk0} + 0,4\sigma_d \leq (0,045f_b; f_{vk}) \quad (NA.5)$ f_{vk} – maksymalna wytrzymałość na ścinanie przyjmowana według tablicy NA.6 normy [N7] t – grubość ściany, l_c – długość ściskanej części ściany. Zastosowanie warunku (6.1)

6a	Obliczenie nośności na ścinanie przekroju zarysowanego: Minimalną nośność ściany w dolnym przekroju ściany wyznaczyć można także z zależności $V_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} V_{Rd2} = + \frac{0,5 \pm \frac{N_{Ed,1} e_{Ed,1}}{N_{Ed,2} l} + \frac{0,4 N_{Ed,2}}{c_v f_{vk0} t l}}{\left(\frac{1}{c_v f_{vd0} t l} + \frac{h}{N_{Ed,2} l} \right)} \\ V_{Rd2,max} = \pm \frac{0,5 \pm \frac{N_{Ed,1} e_{Ed,1}}{N_{Ed,2} l}}{\left(\frac{1}{3 f_{vdu} t l} + \frac{h}{N_{Ed,2} l} \right)} \end{array} \right.$ Jeżeli warunek stanu granicznego nośności ze względu na ścinanie nie zostanie spełniony, wówczas należy odpowiednio zwiększyć lub zmniejszyć grubość ściany, bądź zmienić zastosowane elementy murowe lub/i zaprawę tak, aby uzyskać większą lub mniejszą wytrzymałość muru na ściskanie. Oprócz tego sprawdzić należy, czy naprężenia ściskające w rozpatrywanym przekroju nie przekraczają obliczeniowej wytrzymałości muru na ściskanie f_d. W tym celu obliczyć wystarczy wartość poziomej siły z równania $V_{Rd,m,1} = \pm \frac{1}{h} \left[N_{Ed,2} \left(\frac{l}{2} - \frac{2 N_{Ed,2}}{3 f_d t} \right) \mp N_{Ed,1} e_{Ed,1} \right]$ Znak (+) przed ułamkiem występuje, gdy kierunek poziomej siły ścinającej siły $V_{Ed} > 0$, a znak (-), gdy $V_{Ed} < 0$. Natomiast znak (-) w nawiasie stosuje się kiedy $e_{Ed,1} > 0$, a znak (+) kiedy $e_{Ed,1} < 0$. Jeżeli warunek stanu granicznego nośności ze względu na zginanie nie zostanie spełniony, wówczas należy odpowiednio zwiększyć lub zmniejszyć grubość ściany, bądź zmienić zastosowane elementy murowe lub/i zaprawę tak, aby uzyskać większą lub mniejszą wytrzymałość muru na ściskanie. W górnym przekroju ściany sprawdzić należy czy obliczeniowa nośność na zginanie nie jest większa od obliczeniowego momentu zginającego. Korzysta się wtedy z warunku $M_{Ed,1} \leq M_{Rd,m,1} = \pm N_{Ed,1} \left(\frac{l}{2} - \frac{2 N_{Ed,1}}{3 f_d t} \right) \mp N_{Ed,1} e_{Ed,1}$ Jeżeli warunek stanu granicznego nośności ze względu na zginanie nie zostanie spełniony, wówczas należy odpowiednio zwiększyć lub zmniejszyć grubość ściany, bądź zmienić zastosowane elementy murowe lub/i zaprawę tak, aby uzyskać większą lub mniejszą wytrzymałość muru na ściskanie.
7	Sprawdzenie nośności ściany obciążonej łącznym oddziaływaniem pionowym i poziomym: Stosuje się identyczny algorytm jak w pkt. 5.2.3.1, ograniczony wyłącznie do trójkątnego rozkładu naprężeń.

5.2.4. Przykład obliczeniowy ściany poddanej poziomemu ścinaniu

W tym podrozdziale przedstawiono przykłady obliczeń sprawdzania stanu granicznego nośności murowanej ściany ścinanej poziomo i jednocześnie ściskanej według metody ogólnej wg normy PN-EN 1996-1-1 [N7]. Obliczenia prowadzono według algorytmu projektowania podanego w tablicy 5.3.3.

Opis analizowanego budynku
Zamieszczone poniżej obliczenia dotyczą ściany zewnętrznej zlokalizowanej na parterze budynku przedstawionego w pkt. (5.1.4.5.) Analizowaną ścianę zaprojektowano z elementów z betonu komórkowego ($f_b = 4,0 \text{ N/mm}^2$) o grubości 36 cm na zaprawie do cienkich spoin ($f_m = 5,0 \text{ N/mm}^2$) bez wypełniania spoin czołowych.

Dane (tabl. 5.2.3 krok 1)

Materiały

Błoczek z betonu komórkowego: $f_b = 4,0 \text{ N/mm}^2$.

Zaprawa do cienkich spoin: $f_m = 5,0 \text{ N/mm}^2$.

Charakterystyczna, początkowa wytrzymałość muru na ścinanie: $f_{vk0} = 0,25 \text{ kN/mm}^2$.

Maksymalna wytrzymałość muru na ścinanie:

$f_{vk} = 0,045 f_b = 0,18 \text{ N/mm}^2$.

Do dalszych obliczeń przyjęto minimalną z dwóch wartości f_{vk} :

$f_{vk} = \min\{0,25; 0,18\} = 0,18 \text{ N/mm}^2$.

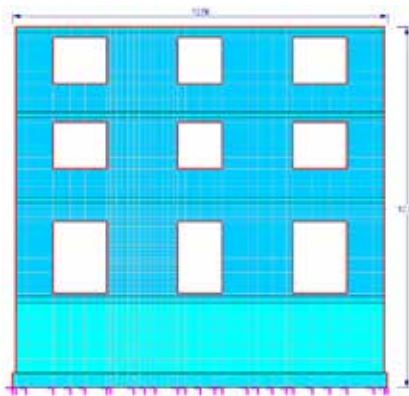
Geometria ściany

Wysokość: $h = 3,18 \text{ m}$,

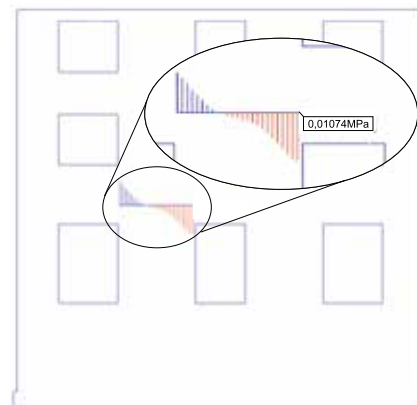
długość: $l = 2,37 \text{ m}$

grubość: $t = 0,36 \text{ m}$

Mimośród pionowego obciążenia ze stropu bezpośrednio opierającego się na obliczanej ścianie $e_{kf} = 0,014 \text{ m}$.



- Przypadki obciążeń
1. Śnieg
 2. Stałe: dach i strop 2 piętro
 3. Wiatr z lewej strony
 4. Stałe: ściany piętro 2 i 1
 5. Stałe: strop 1 piętro
 6. Użytkowe: piętro 2 strona lewa
 7. Użytkowe: piętro 2 strona prawa
 8. Użytkowe: piętro 1 strona lewa
 9. Użytkowe: piętro 1 strona prawa
 10. Stałe: ściana filarka parteru
 11. Wiatr z prawej strony
 12. Użytkowe: parter



Rys. 5.2.12.

Model ściany wykorzystany w obliczeniach: a) przyjęte grubości i warunki brzegowe, b) wykres naprężeń normalnych uzyskany z rozwiązania schematu wiatr z prawej strony

Obciążenia charakterystyczne górnej krawędzi ściany

W celu wyznaczenia wartości sił wewnętrznych działających na górną krawędź ściany zbudowano numeryczny tarczowy model MES całej ściany budynku (rys. 5.2.12a). Rozwiązując każdy przypadek obciążeń otrzymano wykresy naprężeń normalnych i stycznych, a następnie w wyniku całkowania obliczono wartości sił normalnych, ścinających i momentów zginających (rys. 5.2.12b). W obliczeniach wykorzystano system [Z1].

Charakterystyczne obciążenie ściany wiatrem (parcie lub ssanie wiatru)

$$V_{Ek} = \pm 1,7 \text{ kN.}$$

Całkowite charakterystyczne obciążenie stałe pochodzące z wyższych kondygnacji

$$N_{Gk,Edi} = 108,3 \text{ kN.}$$

Całkowite charakterystyczne obciążenie zmienne pochodzące z wyższych kondygnacji

$$N_{Qk,Edi,i} = 5,4 \text{ kN.}$$

Wiodące charakterystyczne obciążenie zmienne pochodzące z wyższych kondygnacji

$$N_{Qk,Edi,l} = 12,0 \text{ kN}$$

Charakterystyczne pionowe obciążenie od wiatru

$$N_{Vk,Edi,l} = -1,3 \text{ kN}$$

Charakterystyczne obciążenie stałe pochodzące ze stropu opartego bezpośrednio na analizowanej ścianie

$$N_{Gk,Edf} = 42,0 \text{ kN}$$

Charakterystyczne obciążenie zmienne pochodzące ze stropu opartego bezpośrednio na analizowanej ścianie

$$N_{Qk,Edf} = 13,9 \text{ kN.}$$

Charakterystyczny moment zginający na górnej krawędzi ściany wywołany obciążaniem wiatrem

$$M_{Ek,1,v} = \pm 2,6 \text{ kN}\cdot\text{m.}$$

Charakterystyczny moment zginający wywołany obciążanymi stałymi

$$M_{Gk,Edf} = 2,1 \text{ kN}\cdot\text{m.}$$

Charakterystyczny moment zginający wywołany obciążanymi zmiennymi

$$M_{Qk,Edf,i} = 0,3 \text{ kN}\cdot\text{m.}$$

Określenie ekstremalnych wartości sił pionowych działających na ścianę w przekroju górnym i dolnym (tabl. 5.2.3 krok 2)

W obliczeniach stosuje się normową kombinację obciążeń STR/GEO w sytuacjach statycznych i przejściowych według PN-EN 1990:2004 wykorzystując zależności (6.10a) lub (6.10b).

Przyjęto następujące wartości współczynników częściowych, współczynnika redukcyjnego i wartości kombinacyjnych:

$$\begin{aligned} \gamma_{G,sup} &= 1,35 & \zeta &= 0,85 \\ \gamma_{G,inf} &= 1,00 & \psi_{0,1} &= 0,7 \\ \gamma_{Q,1} &= 1,5 & \psi_{0,i} &= 0,7 \\ \gamma_{Q,i} &= 1,5 \end{aligned}$$

Górna krawędź ściany

Uzyskano następujące wartości ekstremalnych obliczeniowych sił poziomych i pionowych na górnej krawędzi ściany:

$$\begin{aligned} V_{Ed} &= 2,55 \text{ kN,} \\ V_{Ed} &= -2,55 \text{ kN,} \\ N_{Ed,1,min} &= 132,3 \text{ kN,} \\ N_{Ed,1,max} &= 148,3 \text{ kN,} \\ N_{Ed,1,max} &= 237,1 \text{ kN,} \\ N_{Ed,1,max} &= 234,4 \text{ kN,} \end{aligned}$$

Dolna krawędź ściany

Uzyskano następujące wartości ekstremalnych obliczeniowych sił poziomych i pionowych na dolnej krawędzi ściany i odpowiadające im momenty zginające:

$$\begin{aligned} V_{Ed} &= 2,55 \text{ kN,} \\ V_{Ed} &= -2,55 \text{ kN,} \\ N_{Ed,2,min} &= 153,1 \text{ kN,} \\ N_{Ed,2,min} &= -169,2 \text{ kN,} \\ N_{Ed,2,max} &= 265,2 \text{ kN,} \\ N_{Ed,2,max} &= 262,5 \text{ kN,} \end{aligned}$$

Określenie ekstremalnych wartości momentów zginających działających na ścianę w przekroju górnym i dolnym (tablica 5.3.3, krok 3)

Górna krawędź ściany

Uzyskano następujące wartości odpowiadających momentów zginających na górnej krawędzi ściany:

$$\begin{aligned} M_{Ed,1,od,max} &= 6,7 \text{ kN,} \\ M_{Ed,1,od,max} &= 1,1 \text{ kN,} \\ M_{Ed,1,od,min} &= 5,4 \text{ kN,} \\ M_{Ed,1,od,min} &= -1,2 \text{ kN,} \end{aligned}$$

Dolna krawędź ściany

Do sprawdzenia warunków stanu granicznego nośności w dolnym przekroju ściany wystarczy znajomość momentów zginających wyznaczonych na górnej krawędzi oraz sił pionowych na dolnej krawędzi.

Obliczenie wielkości mimośrodków na górnej i dolnej krawędzi ściany (tablica 5.3.3, krok 4)

Wyznaczenie ekstremalnych wielkości mimośrodków na górnej krawędzi ściany:

$$V_{Ed} = 2,55 \text{ kN},$$

$$e_{Ed,1,max} = \frac{M_{Ed,1,od,max}}{N_{Ed,1,max}} = 0,028 \text{ m}$$

$$e_{Ed,1,min} = \frac{M_{Ed,1,od,min}}{N_{Ed,1,min}} = 0,041 \text{ m}$$

$$V_{Ed} = -2,55 \text{ kN},$$

$$e_{Ed,1,max} = \frac{M_{Ed,1,od,max}}{N_{Ed,1,max}} = 0,005 \text{ m}$$

$$e_{Ed,1,min} = \frac{M_{Ed,1,od,min}}{N_{Ed,1,min}} = -0,008 \text{ m}$$

Zbiornicze zestawienie obliczeniowych obciążeń oraz mimośrodków ściany na górnej i dolnej krawędzi przedstawiono w tablicy 5.2.5.



Tablica 5.2.5.

Obliczeniowe kombinacje obciążeń ściany

Kombinacja	V_{Ed} kN	Krawędź ściany			
		górną			dół
		$N_{Ed,1}$ kN	$M_{Ed,1}$ kN·m	$e_{Ed,1}$ m	$N_{Ed,2}$ kN
I	2,55	237,1	6,7	0,028	265,2
II	2,55	132,3	5,4	0,041	153,1
III	-2,55	234,4	1,1	0,005	262,5
IV	-2,55	148,3	-1,2	-0,008	169,2

Określenie wartości siły powodującej zarysowanie przekroju (tablica 5.2.3, krok 5)

Określenie wartości poziomej siły powodującej zarysowanie dolnej krawędzi ściany:

- kombinacja I

$$V_{Ed,cr} = \frac{l}{6h} \left[N_{Ed,2} - \frac{6N_{Ed,1}e_{Ed,1}}{l} \right] =$$

$$= 30,9 \text{ kN} > V_{Ed} = V_{Ek} \gamma_{Q1} = 2,55 \text{ kN} - \text{przekrój niezarysowany},$$

- kombinacja II

$$V_{Ed,cr} = \frac{l}{6h} \left[N_{Ed,2} - \frac{6N_{Ed,1}e_{Ed,1}}{l} \right] =$$

$$= 17,3 \text{ kN} > V_{Ed} = 2,55 \text{ kN} - \text{przekrój niezarysowany},$$

- kombinacja III

$$V_{Ed,cr} = -\frac{l}{6h} \left[N_{Ed,2} - \frac{6N_{Ed,1}e_{Ed,1}}{l} \right] =$$

$$= -32,2 \text{ kN} < V_{Ed} = -V_{Ek} \gamma_{Q1} = -2,55 \text{ kN} - \text{przekrój niezarysowany},$$

- kombinacja IV

$$V_{Ed,cr} = -\frac{l}{6h} \left[N_{Ed,2} + \frac{6N_{Ed,1}e_{Ed,1}}{l} \right] =$$

$$= 20,6 \text{ kN} < V_{Ed} = -2,55 \text{ kN} - \text{przekrój niezarysowany},$$

Sprawdzenie położenia mimośrodu pionowego obciążenia:

- kombinacja I

$$e_{Ed,1,max} = 0,028 \text{ m} < l/6 = 0,395 \text{ m} - \text{przekrój niezarysowany},$$

- kombinacja II

$$e_{Ed,2,max} = 0,028 \text{ m} < l/6 = 0,395 \text{ m} - \text{przekrój niezarysowany},$$

- kombinacja III

$$e_{Ed,3,max} = 0,028 \text{ m} < l/6 = 0,395 \text{ m} - \text{przekrój niezarysowany}$$

- kombinacja IV

$$e_{Ed,4,max} = 0,028 \text{ m} < l/6 = 0,395 \text{ m} - \text{przekrój niezarysowany}$$

Sprawdzenie warunku maksymalnej wypadkowej siły podłużnej

Górna krawędź ściany:

- kombinacja I

$$N_{Rd,2,D} = \frac{f_d t l}{1 + \frac{6e_{Ed,1}}{l}} = 972,0 \text{ kN} > N_{Ed,1,max} = 237,1 \text{ kN} - \text{warunek spełniony},$$

- kombinacja II

$$N_{Rd,2,D} = \frac{f_d t l}{1 + \frac{6e_{Ed,1}}{l}} = 9243,0 \text{ kN} > N_{Ed,1,min} = 132,3 \text{ kN} - \text{warunek spełniony},$$

- kombinacja III

$$N_{Rd,2,D} = \frac{f_d t l}{1 + \frac{6e_{Ed,1}}{l}} = 1027,9 \text{ kN} > N_{Ed,1,max} = 234,4 \text{ kN} - \text{warunek spełniony},$$

- kombinacja IV

$$N_{Rd,2,D} = \frac{f_d t l}{1 - \frac{6e_{Ed,1}}{l}} = 1020,2 \text{ kN} > N_{Ed,1,min} = 2148,3 \text{ kN} - \text{warunek spełniony}.$$

Dolna krawędź ściany:

- kombinacja I

$$N_{Rd,2,D} = \frac{f_d t l - (N_{Ed,2} - N_{Ed,1})}{1 + \frac{6e_{Ed,1}}{l}} =$$

$$= 945,8 \text{ kN} > N_{Ed,2,max} = 265,2 \text{ kN} - \text{warunek spełniony},$$

- kombinacja II

$$N_{Rd,2,D} = \frac{f_d t l - (N_{Ed,2} - N_{Ed,1})}{1 + \frac{6e_{Ed,1}}{l}} =$$

$$= 923,2 \text{ kN} > N_{Ed,2,min} = 153,1 \text{ kN} - \text{warunek spełniony},$$

- kombinacja III

$$N_{Rd,2,D} = \frac{f_d t l - (N_{Ed,2} - N_{Ed,1})}{1 + \frac{6e_{Ed,1}}{l}} =$$

$$= 1000,1 \text{ kN} > N_{Ed,2,max} = 262,5 \text{ kN} - \text{warunek spełniony,}$$

- kombinacja IV

$$N_{Rd,2,D} = \frac{f_d t l - (N_{Ed,2} - N_{Ed,1})}{1 - \frac{6e_{Ed,1}}{l}} =$$

$$= 999,8 \text{ kN} > N_{Ed,2,min} = 169,2 \text{ kN} - \text{warunek spełniony.}$$

Ponieważ w górnym i dolnym przekroju ściany pionowe obciążenia były mniejsze od sił $N_{Rd,2}$ nie są konieczne zmiany konstrukcyjno-materiałowe ściany.

Sprawdzenie stanu granicznego nośności (tabl. 5.2.3, krok 6)

Mur został zaprojektowany z elementów murewch kategorii I na zaprawie projektowanej oraz klasie B wykonania robót. Przyjęto zgodnie z tablicą NA.1 normy [N7] współczynnik częściowy dla muru: $\gamma_M = 2,0$.

Sprawdzenie nośności ściany na ścinanie

- kombinacja I

$$V_{Rd} = \min \begin{cases} V_{Rd1} = \pm \frac{k f_{td} l + 0,4 N_{Ed,1}}{\gamma_M} = 106,4 \text{ kN} \\ V_{Rd1,max} = \pm \frac{f_{td} l}{\gamma_M} = 76,8 \text{ kN} \end{cases}$$

$$V_{Rd} = 106,8 \text{ kN} > V_{Ed} = 2,55 \text{ kN}$$

warunki stanu granicznego zostały spełnione,

- kombinacja II

$$V_{Rd} = \min \begin{cases} V_{Rd1} = \pm \frac{k f_{td} l + 0,4 N_{Ed,1}}{\gamma_M} = 83,9 \text{ kN} \\ V_{Rd1,max} = \pm \frac{f_{td} l}{\gamma_M} = 76,8 \text{ kN} \end{cases}$$

$$V_{Rd} = 76,8 \text{ kN} > V_{Ed} = 2,55 \text{ kN}$$

warunki stanu granicznego zostały spełnione,

- kombinacja III

$$V_{Rd} = \min \begin{cases} V_{Rd1} = \pm \frac{k f_{td} l + 0,4 N_{Ed,2}}{\gamma_M} = -105,8 \text{ kN} \\ V_{Rd1,max} = \pm \frac{f_{td} l}{\gamma_M} = -76,8 \text{ kN} \end{cases}$$

$$V_{Rd} = -76,8 \text{ kN} < V_{Ed} = -2,55 \text{ kN}$$

warunki stanu granicznego zostały spełnione,

- kombinacja IV

$$V_{Rd} = \min \begin{cases} V_{Rd1} = \pm \frac{k f_{td} l + 0,4 N_{Ed,1}}{\gamma_M} = -87,2 \text{ kN} \\ V_{Rd1,max} = \pm \frac{f_{td} l}{\gamma_M} = -76,8 \text{ kN} \end{cases}$$

$$V_{Rd} = -76,8 \text{ kN} < V_{Ed} = -2,55 \text{ kN}$$

warunki stanu granicznego zostały spełnione.

Warunki stanu granicznego ze względu na ścinanie przekroju niezarysowanego zostały spełnione dla każdej kombinacji obliczeniowych obciążeń.

Sprawdzenie naprężenia ściskającego w górnym i dolnym przekroju muru.

Krawędź górna

- kombinacja I

$$M_{Rd,m,2} = \frac{1}{6} (f_d t l^2 - N_{Ed,1} l) - N_{Ed,1} e_{Ed,1} =$$

$$= 310,8 \text{ kN} > M_{Ed,1,od,max} = 6,7 \text{ kN} - \text{warunek spełniony,}$$

- kombinacja II

$$M_{Rd,m,2} = \frac{1}{6} (f_d t l^2 - N_{Ed,1} l) - N_{Ed,1} e_{Ed,1} =$$

$$= 353,5 \text{ kN} > M_{Ed,1,od,max} = 5,4 \text{ kN} - \text{warunek spełniony,}$$

- kombinacja III

$$M_{Rd,m,2} = -\frac{1}{6} (f_d t l^2 - N_{Ed,1} l) - N_{Ed,1} e_{Ed,1} =$$

$$= -319,7 \text{ kN} < M_{Ed,1,od,max} = 1,1 \text{ kN} - \text{warunek spełniony,}$$

- kombinacja IV

$$M_{Rd,m,2} = -\frac{1}{6} (f_d t l^2 - N_{Ed,1} l) + N_{Ed,1} e_{Ed,1} =$$

$$= -353,8 \text{ kN} < M_{Ed,1,od,max} = -1,2 \text{ kN} - \text{warunek spełniony.}$$

Krawędź dolna

- kombinacja I

$$V_{Rd,m,2} = \frac{1}{h} \left[\frac{1}{6} (f_d t l^2 - N_{Ed,2} l) - N_{Ed,1} e_{Ed,1} \right] =$$

$$= 94,3 \text{ kN} > V_{Ed} = 2,55 \text{ kN} - \text{warunek spełniony,}$$

- kombinacja II

$$V_{Rd,m,2} = \frac{1}{h} \left[\frac{1}{6} (f_d t l^2 - N_{Ed,2} l) - N_{Ed,1} e_{Ed,1} \right] =$$

$$= 108,6 \text{ kN} > V_{Ed} = 2,55 \text{ kN} - \text{warunek spełniony,}$$

- kombinacja III

$$V_{Rd,m,2} = -\frac{1}{h} \left[\frac{1}{6} (f_d t l^2 - N_{Ed,2} l) - N_{Ed,1} e_{Ed,1} \right] =$$

$$= -96,3 \text{ kN} < V_{Ed} = -2,55 \text{ kN} - \text{warunek spełniony,}$$

- kombinacja IV

$$V_{Rd,m,2} = -\frac{1}{h} \left[\frac{1}{6} (f_d t l^2 - N_{Ed,2} l) + N_{Ed,1} e_{Ed,1} \right] =$$

$$= -107,9 \text{ kN} < V_{Ed} = -2,55 \text{ kN} - \text{warunek spełniony.}$$

Sprawdzenie nośności ściany obciążonej łącznym oddziaływaniem pionowym i poziomym (tabl. 5.2.3, krok 7)

Wyznaczenie naprężeń na górnej i dolnej krawędzi ściany

Długość strefy ściskanej $l_c = 1$.

Górna krawędź ściany

$|e_{Ed,1}| < l/6$, - trapezowy wykres naprężeń

- kombinacja I

$$\sigma_{Ed1,1} = \frac{N_{Ed,1}}{tl_c} + \frac{6M_{Ed,1}}{tl^2} =$$
$$= 0,298 \text{ N/mm}^2 < f_d = 1,22 \text{ N/mm}^2,$$

$$\sigma_{Ed1,2} = \frac{N_{Ed,1}}{tl_c} - \frac{6M_{Ed,1}}{tl^2} =$$
$$= 0,258 \text{ N/mm}^2 < f_d = 1,22 \text{ N/mm}^2,$$

- kombinacja II

$$\sigma_{Ed1,1} = \frac{N_{Ed,1}}{tl_c} + \frac{6M_{Ed,1}}{tl^2} =$$
$$= 0,171 \text{ N/mm}^2 < f_d = 1,22 \text{ N/mm}^2,$$

$$\sigma_{Ed1,2} = \frac{N_{Ed,1}}{tl_c} - \frac{6M_{Ed,1}}{tl^2} =$$
$$= 0,139 \text{ N/mm}^2 < f_d = 1,22 \text{ N/mm}^2,$$

- kombinacja III

$$\sigma_{Ed1,1} = \frac{N_{Ed,1}}{tl_c} + \frac{6M_{Ed,1}}{tl^2} =$$
$$= 0,278 \text{ N/mm}^2 < f_d = 1,22 \text{ N/mm}^2,$$

$$\sigma_{Ed1,2} = \frac{N_{Ed,1}}{tl_c} - \frac{6M_{Ed,1}}{tl^2} =$$
$$= 0,271 \text{ N/mm}^2 < f_d = 1,22 \text{ N/mm}^2,$$

- kombinacja IV

$$\sigma_{Ed1,1} = \frac{N_{Ed,1}}{tl_c} + \frac{6M_{Ed,1}}{tl^2} =$$
$$= 0,1780 \text{ N/mm}^2 < f_d = 1,22 \text{ N/mm}^2,$$

$$\sigma_{Ed1,2} = \frac{N_{Ed,1}}{tl_c} - \frac{6M_{Ed,1}}{tl^2} =$$
$$= 0,177 \text{ N/mm}^2 < f_d = 1,22 \text{ N/mm}^2,$$

Dolna krawędź ściany

Wartości sił $V_{Ed,cr}$ były większe od obliczeniowego obciążenia V_{Ed} więc występuje trapezowy wykres naprężeń:

- kombinacja I

$$\sigma_{Ed2,1} = \frac{N_{Ed,2}}{tl_c} + \frac{6M_{Ed,2}}{tl^2} =$$
$$= 0,331 \text{ N/mm}^2 < f_d = 1,22 \text{ N/mm}^2,$$

$$\sigma_{Ed2,2} = \frac{N_{Ed,2}}{tl_c} - \frac{6M_{Ed,2}}{tl^2} =$$
$$= 0,291 \text{ N/mm}^2 < f_d = 1,22 \text{ N/mm}^2,$$

- kombinacja II

$$\sigma_{Ed2,1} = \frac{N_{Ed,2}}{tl_c} + \frac{6M_{Ed,2}}{tl^2} =$$
$$= 0,216 \text{ N/mm}^2 < f_d = 1,22 \text{ N/mm}^2,$$

$$\sigma_{Ed2,2} = \frac{N_{Ed,2}}{tl_c} - \frac{6M_{Ed,2}}{tl^2} =$$
$$= 0,143 \text{ N/mm}^2 < f_d = 1,22 \text{ N/mm}^2,$$

- kombinacja III

$$\sigma_{Ed2,1} = \frac{N_{Ed,2}}{tl_c} + \frac{6M_{Ed,2}}{tl^2} =$$
$$= 0,294 \text{ N/mm}^2 < f_d = 1,22 \text{ N/mm}^2,$$

$$\sigma_{Ed2,2} = \frac{N_{Ed,2}}{tl_c} - \frac{6M_{Ed,2}}{tl^2} =$$
$$= 0,321 \text{ N/mm}^2 < f_d = 1,22 \text{ N/mm}^2,$$

- kombinacja IV

$$\sigma_{Ed2,1} = \frac{N_{Ed,2}}{tl_c} + \frac{6M_{Ed,2}}{tl^2} =$$
$$= 0,178 \text{ N/mm}^2 < f_d = 1,22 \text{ N/mm}^2,$$

$$\sigma_{Ed2,2} = \frac{N_{Ed,2}}{tl_c} - \frac{6M_{Ed,2}}{tl^2} =$$
$$= 0,219 \text{ N/mm}^2 < f_d = 1,22 \text{ N/mm}^2,$$

Wyznaczenie wypadkowych sił pionowych w paśmie o szerokości b_o

Długość strefy ściskanej $l_c \geq 1,0 \text{ m}$, przyjęto $b_o = 1,0 \text{ m}$.

- kombinacja I

górna krawędź ściany

$$N_{1,d} = \left[\sigma_{Ed1,1} + \frac{\sigma_{Ed1,1} - \sigma_{Ed1,2}}{l} (l - b_o) \right] tb_o = 115,4 \text{ kN},$$

dolna krawędź ściany

$$N_{2,d} = \left[\sigma_{Ed2,1} + \frac{\sigma_{Ed2,1} - \sigma_{Ed2,2}}{l} (l - b_o) \right] tb_o = 120,6 \text{ kN},$$

połowa wysokości ściany

$$N_{m,d} = 0,5(N_{1,d} + N_{2,d}) = 118,0 \text{ kN},$$

- kombinacja II

górna krawędź ściany

$$N_{1,d} = \left[\sigma_{Ed1,1} + \frac{\sigma_{Ed1,1} - \sigma_{Ed1,2}}{l} (l - b_o) \right] tb_o = 68,3 \text{ kN},$$

dolna krawędź ściany

$$N_{2,d} = \left[\sigma_{Ed2,1} + \frac{\sigma_{Ed2,1} - \sigma_{Ed2,2}}{l} (l - b_o) \right] tb_o = 83,5 \text{ kN},$$

połowa wysokości ściany

$$N_{m,d} = 0,5(N_{1,d} + N_{2,d}) = 75,9 \text{ kN},$$

- kombinacja III

górna krawędź ściany

$$N_{1,d} = \left[\sigma_{Ed1,1} + \frac{\sigma_{Ed1,1} - \sigma_{Ed1,2}}{l} (l - b_o) \right] tb_o = 101,4 \text{ kN},$$

dolna krawędź ściany

$$N_{2,d} = \left[\sigma_{Ed2,1} + \frac{\sigma_{Ed2,1} - \sigma_{Ed2,2}}{l} (l - b_o) \right] t b_o = 96,9 \text{ kN},$$

połowa wysokości ściany

$$N_{m,d} = 0,5(N_{1,Ed} + N_{2,Ed}) = 99,2 \text{ kN},$$

• kombinacja IV

górna krawędź ściany

$$N_{1,d} = \left[\sigma_{Ed1,1} + \frac{\sigma_{Ed1,1} - \sigma_{Ed1,2}}{l} (l - b_o) \right] t b_o = 59,8 \text{ kN},$$

dolna krawędź ściany

$$N_{2,d} = \left[\sigma_{Ed2,1} + \frac{\sigma_{Ed2,1} - \sigma_{Ed2,2}}{l} (l - b_o) \right] t b_o = 53,9 \text{ kN},$$

połowa wysokości ściany

$$N_{m,d} = 0,5(N_{1,Ed} + N_{2,Ed}) = 56,9 \text{ kN},$$

Sprawdzenie nośności wykonuje się zgodnie z procedurą omówioną szczegółowo w punkcie 5.1.

Literatura do rozdziału 5.2

Publikacje

- [1] Drobiec Ł., Jasiński R., Piekarczyk A.: *Projektowanie konstrukcji murowych według Eurokodu 6 i norm pokrewnych*. Tom II. Wydawnictwo PWN, Warszawa 2014.
- [2] Drysdale R. G., Hamid A.A., Baker L.R.: *Masonry Structures – Behavior and Design*. Prentice-Hall. Inc. A Simon and Schuster Company Englewood Cliffs, New Jersey, 1994.
- [3] Graubner C.A., Schmidt M.: Tragfähigkeit unbewehrter Mauerwerksscheiben nach DIN EN 1996-1-1/NA. *Das Mauerwerk*, nr 5/2013, str. 296–306.
- [4] Mann W., Müller H.: *Bruchkriterien für Querkraftbeanspruchtes Mauerwerk und ihre Anwendung auf Gemauerte Windscheiben*. Die Bautechnik. No. 12, 1973, s. 421 ÷ 425.
- [5] Mann W., Müller H.: *Failure of Shear-Stressed Masonry-An Enlarged Theory, Tests And Application to Shear Walls*. Proceedings of The British Ceramic Society, No. 30, 1982, s. 223 ÷ 235.
- [6] Mann W., Müller H.: *Schubtragfähigkeit von Gemauerten Wänden und Voraussetzungen für das Entfallen Windnachweises*. Mauerwerk-Kalender 1985, s. 95 ÷ 113.
- [7] Müller H.: *Untersuchungen zum Tragverhalten von Querkraftbeanspruchtem Mauerwerk. Bruchverhalten und Bruchtheorie, Auswertung bekannter Scherversuche, Zusätzliche Einflüsse bei Windscheiben*. Dissertation, Technischen Hochschule Darmstadt, D17, Darmstadt, 1974.
- [8] Simon E.: *Schubtragfähigkeit von Mauerwerk aus Großformatigen Steinen*. Das Mauerwerk. Heft 1 2003, s. 19 ÷ 31.
- [9] Simon E.: *Schubtragverhalten von Mauerwerk aus großformatigen Steinen*. Dissertation. Technische Universität Darmstadt. Institut für Massivbau. 2002.

- [10] Zilch K., Schermer D.C., Grabowski S., Scheufler W.: *Boundary conditions of shear walls in multi-storey masonry structures under horizontal loadings*. Proceedings of 7th International Brick / Block Masonry Conference, Sydney 2008 (CD-ROM).

Normy, instrukcje i wytyczne

- [N1] BS EN 1996-1-1:2005 UK National Annex to Eurocode 6: *Design of masonry structures. Part 1-1. General rules for reinforced and unreinforced masonry structures*. BSI, London 2007.
- [N2] DIN 1053-100:2007-09 *Mauerwerk. Teil 100: Berechnung auf der Grundlage des semiprobabilistischen Sicherheitskonzepts*. Deutsches Institut für Normung e.V.: Beuth Verlag Berlin 2007.
- [N3] DIN EN 1996-1-1/NA:2012-05: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 6: *Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk*. NABau im DIN, Berlin 2012.
- [N4] E DIN 1053-13:2009-03 *Mauerwerk. Teil 13: Genaueres Nachweisverfahren für unbewehrtes Mauerwerk*.
- [N5] ÖNORM EN 1996-1-1. Nationale Festlegungen zur EN 1996-1-1: *Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk*.
- [N6] PN-EN 1990:2004 *Podstawy projektowania konstrukcji*.
- [N7] PN-EN 1996-1-1:2010/AC 2009 Eurokod 6. *Projektowanie konstrukcji murowych – Część 1-1: Reguły ogólne dla zbrojonych i niezbrojonych konstrukcji murowych*.
- [N8] PN-EN 1996-3:2010/AC 2009 Eurokod 6. *Projektowanie konstrukcji murowych – Część 3: Uprozczone metody obliczania murowych konstrukcji niezbrojonych*.

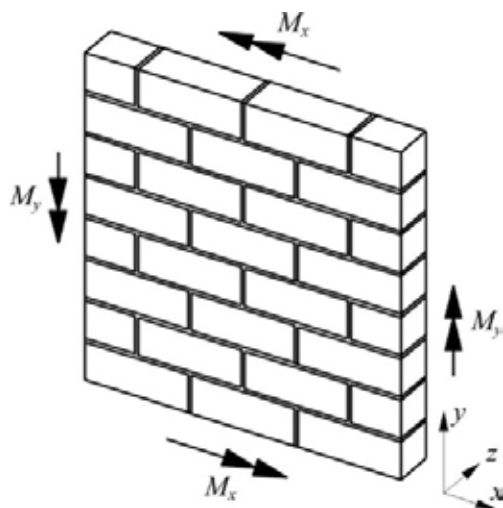
Oprogramowanie

- [Z1] ABC Tarcza 6. "PRO-SOFT" dr inż. Krzysztof GRAJEK.

5.3.

Ściany obciążone prostopadłe do ich powierzchni

Jeżeli płaszczyzna momentu zginającego jest prostopadła do powierzchni ściany (rys. 5.3.1), wówczas mamy do czynienia z konstrukcją zginaną z płaszczyzny.



Rys. 5.3.1.

Schemat obciążenia muru zginanego w płaszczyźnie prostopadłej do płaszczyzny konstrukcji

Oddziaływania, które wywołują zginanie z płaszczyzny muru, mają składową obciążenia skierowaną prostopadłe do powierzchni konstrukcji. Do oddziaływań tych zaliczyć można obciążenie parciem lub ssaniem wiatru, obciążenie parciem wody i/lub naporem gruntu. Zginanie w płaszczyźnie prostopadłej do powierzchni ściany może być również skutkiem obciążenia eksploatacyjnego, jak sugeruje norma PN-EN 1996-3 [N3], wynikającego z ciężaru niewielkich mebli lub poziomego obciążenia wywołanego przez ludzi, które należy przyjmować zgodnie z normą PN-EN 1991-1-1 [N4]. Należy również rozważyć możliwość wystąpienia obciążeń lub ich składowych podczas wykonywania konstrukcji murowanej zorientowanych prostopadłe do jej powierzchni. Moment wywołujący zginanie z płaszczyzny muru może wynikać również z obciążeń o charakterze wyjątkowym, takich jak na przykład uderzenia pojazdu, ciężkiego mebla, wybuch gazu lub materiałów wybuchowych.

5.3.1.

Analiza konstrukcji ścian

W normie PN-EN 1996-1-1 [N1] podano wiele warunków i założeń, którym powinno odpowiadać obciążenie, oraz warunki podparcia i za-

chowania ciągłości konstrukcji nad podporami.

Przy obliczaniu ścian murowanych obciążonych prostopadłe do ich płaszczyzny należy brać pod uwagę warunki podparcia ściany w kierunku poziomym i jej ciągłości nad podporami oraz obecność izolacji przeciwwilgociowej. Warstwy izolacji przeciwwilgociowej umieszcza się zwykle w spoinach wspornych muru. Pozioma przepona izolacyjna przerywa ciągłość konstrukcji murowanej w sensie ciągłości zespolenia zaprawą poszczególnych warstw elementów murowych, co powoduje zmniejszenie możliwości przekazywania naprężenia rozciągającego normalnego do płaszczyzny spoin wspornych lub całkowity jej brak oraz redukcję zdolności do przenoszenia naprężenia stycznego.

Ściany elewacyjne obciążone w płaszczyźnie prostopadłej do ich powierzchni powinny być według normy [N1] obliczane jak ściany jednowarstwowe, czyli zgodnie z definicją normową tak jak ściany bez ciągłej spoiny pionowej lub szczeliny na całej wysokości muru, wykonane w całości z elementów murowych o mniejszej wytrzymałości na zginanie.

Dylatacje ścian powinny być traktowane tak jak krawędzie muru, przez które moment zginający i siły poprzeczne nie są przekazywane. W normie [N1] zwraca się uwagę, że w praktyce stosuje się specjalne kotwy, dzięki którym możliwe jest przenoszenie przez szczeliny dylatacyjne momentów i sił poprzecznych, lecz tego typu rozwiązania nie są przedmiotem normy.

Przyjmuje się, że reakcje wynikające z obciążenia prostopadłego do powierzchni ściany rozkładają się w sposób równomierny wzdłuż krawędzi ścian. Utwierdzenie ściany na podporze liniowej można zrealizować za pomocą kotew, odpowiednie przewiązanie elementów murowych oraz połączenie z konstrukcją stropów i dachów z uwzględnieniem wartości pionowego naprężenia ściskającego, wynikającego z obliczeniowego obciążenia wywołanego przez te konstrukcje.

Według normy PN-EN 1996-1-1 [N1], gdy ściany obciążone prostopadłe do swojej powierzchni są połączone ze ścianą obciążoną pionowo w sposób spełniający normowe wymagania konstrukcyjne dotyczące przewiązania muru lub gdy na tych ścianach opierają się stropy żelbetowe, wówczas ściany takie można rozpatrywać jako ciągłe nad podporami.

Zgodnie z normą [N1] izolację przeciwwilgociową w murze należy traktować jak warstwę wprowadzającą swobodne podparcie ściany, co kłóci się z zapisem znajdującym się nieco dalej w tym samym punkcie normy. Stwierdza się bowiem dalej, że występowanie w tym przekroju naprężenia ściskającego od oddziaływań innych niż moment zginający wywołany obciążeniem prostopadłym do powierzchni ściany, które może zrównoważyć naprężenie rozciągające wywołane tym momentem, pozwala na przyjęcie zamocowania krawędzi ściany w przekroju zawierający izolację. Takie rozumienie zapisu normowego potwierdza komentarz zawarty w pracy [N15].

Gdy ściany obciążone prostopadłe do ich powierzchni połączone są wzdłuż krawędzi pionowych za pomocą kotew za ścianą obciążoną pionowo lub z inną odpowiednią konstrukcją, wówczas można na tych krawędziach przyjmować częściowe utwierdzenie, pod warunkiem, że nośność kotew jest wystarczająca.

W przypadku ścian szczelinowych przyjmuje się, że jest ona ciągła, jeżeli chociaż jedna z warstw tej ściany jest ciągła nad podporą, pod warunkiem, że warstwy ściany szczelinowej połączone są kotwami zgodnie z normowymi wymaganiami konstrukcyjnymi. Oznacza to, że obciążenie może zostać przeniesione na podpory za pośrednictwem tylko jednej warstwy ściany szczelinowej, gdy istnieje odpowiednie połączenie warstw tego typu ściany. Według normy [N1], właściwe skonstruowanie połączenia warstw ściany szczelinowej ma szczególne znaczenie w przypadku podparcia wzdłuż krawędzi pionowych ścian. W pozostałych przypadkach można zakładać częściowe zamocowanie ścian nad podporami.

Wymagania dotyczące wzajemnego połączenia ścian oraz ścian ze stropami dachami w taki sposób, aby możliwe było przekazywanie obliczeniowych obciążeń prostopadłych do ścian murowanych na elementy zapewniające ogólną sztywność konstrukcji, są zawarte w punkcie 8.5 normy PN-EN 1996-1-1 [N1] i zostały opisane w punkcie 6 niniejszego opracowania.

W przypadku ściany zginanej z płaszczyzny podpartej wzdłuż dwóch krawędzi poziomych dolnej i górnej w normie PN-EN 1996-1-1 [N1] proponuje się, aby moment zginający wyznaczać zgodnie z zasadami obliczeń inżynierskich z uwzględnieniem ciągłości ściany. Nie wspomina się nic o ścianach utwierdzonych wzdłuż tylko jednej krawędzi, czyli wolnostojących ścian wspornikowych. Według normy brytyjskiej [N11] i irlandzkiej [N12] wartość maksymalną momentu zginającego na jednostkę długości ściany wspornikowej należy wyznaczać według wzoru

$$M_{Ed} = 0,5W_k\gamma_f h^2 + Q_k\gamma_f h_Q, \quad (5.3.1)$$

gdzie W_k to charakterystyczna wartość obciążenia wiatrem na jednostkę powierzchni ściany, Q_k jest charakterystycznym liniowym obciążeniem zmiennym, γ_f to częściowy współczynnik bezpieczeństwa dla obciążeń, h jest wysokość od jej górnej krawędzi do miejsca utwierdzenia, a h_Q jest wysokością, na której przyłożone jest obciążenie zmienne.

Zgodnie z poprzednimi normami polskimi z roku 1999 [N8] i 2007 [N9] oraz literatury brytyjskiej [7] w przypadku ściany podpartej tylko w poziomie stropów, której modelem obliczeniowym może być belka, gdy ściana obciążona jest równomiernie obciążeniem o obliczeniowej wartości W_{Ed} i na podporze ma swobodę obrotu, wartość maksymalnego momentu zginającego w połowie wysokości ściany można wyznaczać ze wzoru

$$M_{Ed} = \frac{W_{Ed}h^2}{8}, \quad (5.3.2)$$

przy czym wysokość ściany h należało wyznaczać jako 1,05 odległości w świetle między podporami.

Jeżeli ścianę podpartą wzdłuż dwóch krawędzi można uznać za ciągłą lub utwierdzoną na podporze, to moment zginający w przekroju położonym w środku wysokości ściany i w przekroju podporowym można obliczyć z zależności

$$M_{Ed} = \frac{W_{Ed}h^2}{16}, \quad (5.3.3)$$

pod warunkiem, że ściana jest tak skonstruowana nad podporą, iż możliwe jest przeniesienie tego momentu zginającego.

Analiza ścian murowanych obciążonych prostopadłe do ich powierzchni podpartych wzdłuż trzech lub czterech krawędzi o różnych warunkach brzegowych jest stosunkowo trudna i skomplikowana ze względu na inne właściwości mechaniczne oraz sztywność muru w dwóch ortogonalnych kierunkach. Badania doświadczalne wykazały, że sposób zniszczenia ścian murowanych, obciążonych prostopadłe do ich powierzchni, jest podobny do zniszczenia płyt żelbetowych i polega w stanie granicznym zniszczenia na powstaniu pionowych, poziomych i ukośnych zarysowań, które dzielą płytę lub ścianę na mniejsze części.

Współczynniki rozdziatu służące do wyznaczania momentów zginających w obciążonych prostopadłe do ich powierzchni ścianach murowanych w normie PN-EN 1996-1-1 [N1] są takie jak w normie EN 1996-1-1 [N10] i zostały przyjęte za normą brytyjską BS 5628-1 [N11] na podstawie pracy Haseltine'a [5], który przyjął za możliwe przewidzenie sposobu zarysowania oraz szacowanie nośności ścian murowanych na podstawie teorii linii uplastycznienia (ang. *yield-line theory*).

Wartości momentów zginających w przypadku ścian obciążonych prostopadłe do swojej powierzchni i podpartych wzdłuż trzech lub czterech krawędzi, zgodnie z postanowieniami normy [N1] należy wyznaczać jak dla ortotropowych płyt o odpowiednich warunkach brzegowych. Wartość momentu zginającego wywołujące zniszczenie w płaszczyźnie równoległej do spoin wspornych (wektor M_x na rys. 5.3.1) należy obliczać na jednostkę długości ściany ze wzoru

$$M_{Ed} = \alpha_1 W_{Ed} l^2, \quad (5.3.4)$$

natomiast moment zginający powodujący zniszczenie muru w płaszczyźnie prostopadłej do spoin wspornych (wektor M_y na rys. 5.3.1) wyznacza się na jednostkę wysokości ściany ze wzoru

$$M_{Ed} = \alpha_2 W_{Ed} l^2, \quad (5.3.5)$$

przy czym α_1 i α_2 są współczynnikami rozdziału momentu zginającego, które uwzględniają sposób podparcia krawędzi ściany, ortotropię wytrzymałości muru na zginanie oraz stosunek wysokości ściany do jej długości, l jest długością ściany, natomiast W_{Ed} to obliczeniowe równomiernie rozłożone obciążenie prostopadłe do powierzchni ściany.

Norma PN-EN 1996-1-1 [N1] pozwala na określenie współczynników α_1 i α_2 na podstawie odpowiedniej teorii, a zatem pozwala projektantowi na pewien wybór, choć jednocześnie ułatwia im to zadanie, podając wartości współczynników rozdziału momentu zginającego w Załączniku E z zastrzeżeniem, że są one właściwe dla ścian o grubości nie większej niż 250 mm (ścian wykonanych z autoklawizowanego betonu komórkowego o grubości przekraczającej 250 mm nie można zatem obliczać stosując wartości współczynników rozdziału momentów zginających α_2 podanych w normie), gdzie współczynnik $\alpha_1 = \mu\alpha_2$. Oznacza to, że w wspomnianym załączniku do normy podane są jedynie wartości współczynników rozdziału α_2 w zależności od sposobu podparcia krawędzi ściany, stosunku wysokości ściany do jej długości h/l oraz współczynnika ortogonalności μ . Współczynnik μ wyznacza się jako równy:

- stosunkowi obliczeniowej wytrzymałości na zginanie muru, gdy do zniszczenia dochodzi w płaszczyźnie równoległej do spoin wspornych, do obliczeniowej wytrzymałości na zginanie, gdy zniszczenie przebiega w płaszczyźnie prostopadłej do spoin wspornych – f_{xd1}/f_{xd2} (patrz p. 4.3) lub
- stosunkowi obliczeniowej wytrzymałości zastępczej na zginanie, uwzględniającej pozytywny wpływ naprężenia ściskającego, normalnego

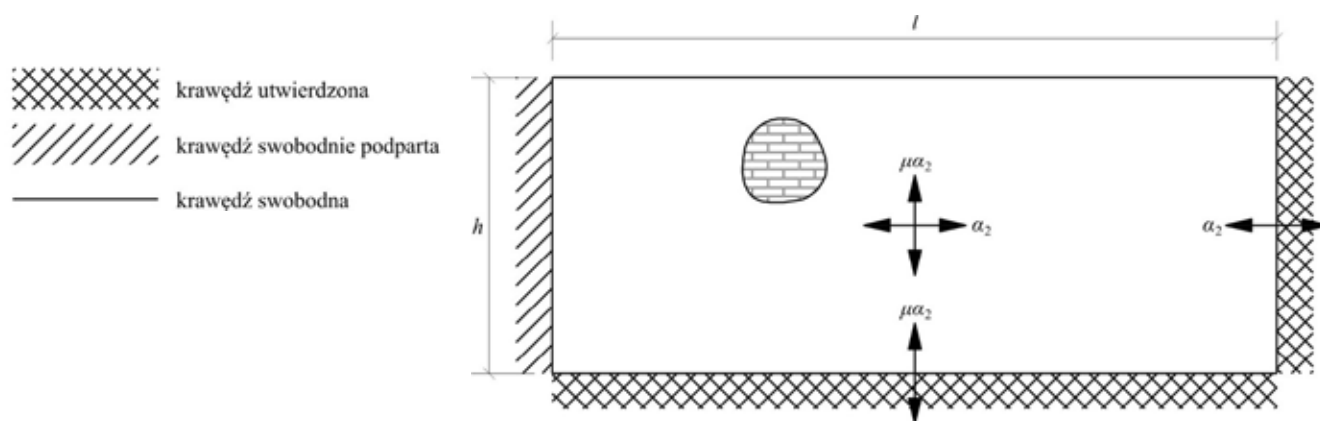
do spoin wspornych, gdy do zniszczenia dochodzi w płaszczyźnie równoległej do spoin wspornych (patrz p. 4.3), do obliczeniowej wytrzymałości na zginanie, gdy zniszczenie zachodzi w płaszczyźnie prostopadłej do spoin wspornych muru – $f_{xd1,app}/f_{xd2}$.

- stosunkowi obliczeniowej wytrzymałości na zginanie, gdy do zniszczenia dochodzi w płaszczyźnie równoległej do spoin wspornych, do obliczeniowej wytrzymałości zastępczej na zginanie muru ze zbrojeniem umieszczanym w spoinach wspornych (patrz p. 4.3) – $f_{xd1}/f_{xd2,app}$.

Obliczenia wartości współczynnika ortogonalności na podstawie obydwu wytrzymałości zastępczych $f_{xd1,app}$ i $f_{xd2,app}$ norma [N1] nie przewiduje. Na rysunku 5.3.2 pokazano oznaczenia rodzaju podparcia krawędzi ścian obciążonych prostopadłe do swojej powierzchni i oznaczono kierunki płaszczyzny działania momentów zginających, dla których przyjmuje się odpowiednie współczynniki rozdziału $\mu\alpha_2$ i α_2 do wyznaczania momentów w środku ściany i nad krawędziami utwierdzonymi.

W tabelicy 5.3.1. zestawione zostały wartości współczynników α_2 w zależności od sposobu podparcia ściany, stosunku h/l i wartości współczynnika ortogonalności μ zamieszczone w Załączniku E do normy PN-EN 1996-1-1 [N1].

W przypadku ścian o nieregularnym kształcie lub z projektowanymi dużymi otworami można w celu wyznaczenia wartości momentów zginających, zgodnie z zapisem normy [N1], postąpić metodami wyznaczania nośności granicznej lub metodą elementów skończonych z uwzględnieniem anizotropii muru.



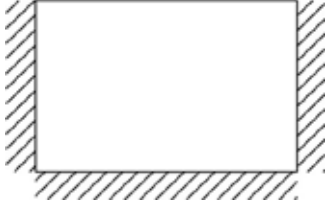
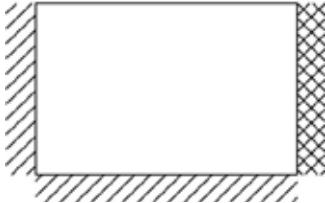
Rys. 5.3.2.

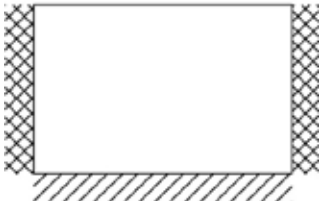
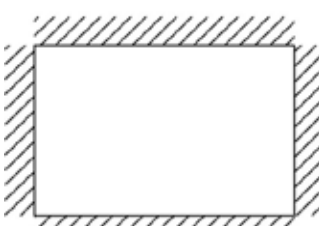
Schemat podparcia i określania współczynników rozdziału momentów zginających dla ściany murowanej, obciążonej prostopadłe do jej powierzchni wg normy PN-EN 1996-1-1 [N1]



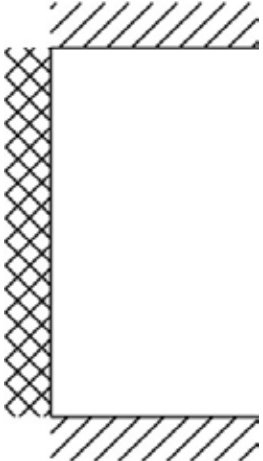
Tablica 5.3.1.

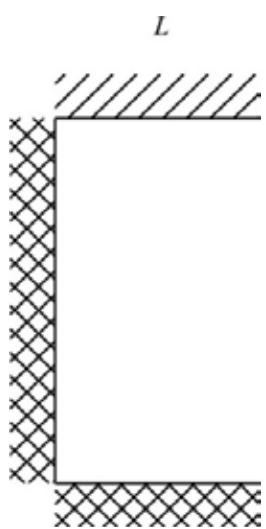
Współczynniki rozdziatu momentów zginających α_2 dla jednowarstwowych ścian o grubości nie większej niż 250 mm, obciążonych prostopadle do ich powierzchni wg [N1]

Sposób podparcia	μ	h/l							
		0,30	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
<i>A</i> 	1,00	0,031	0,045	0,059	0,071	0,079	0,085	0,090	0,094
	0,90	0,032	0,047	0,061	0,073	0,081	0,087	0,092	0,095
	0,80	0,034	0,049	0,064	0,075	0,083	0,089	0,093	0,097
	0,70	0,035	0,051	0,066	0,077	0,085	0,091	0,095	0,098
	0,60	0,038	0,053	0,069	0,080	0,088	0,093	0,097	0,100
	0,50	0,040	0,056	0,073	0,083	0,090	0,095	0,099	0,102
	0,40	0,043	0,061	0,077	0,087	0,093	0,098	0,101	0,104
	0,35	0,045	0,064	0,080	0,089	0,095	0,100	1,103	0,105
	0,30	0,048	0,067	0,082	0,091	0,097	0,101	0,104	0,107
	0,25	0,050	0,071	0,085	0,094	0,099	0,103	0,106	0,109
	0,20	0,054	0,075	0,089	0,097	0,102	0,105	0,108	0,111
	0,15	0,060	0,080	0,093	0,100	0,104	0,108	0,110	0,113
	0,10	0,069	0,087	0,098	0,104	0,108	0,111	0,113	0,115
	0,05	0,082	0,097	0,105	0,110	0,113	0,115	0,116	0,117
Sposób podparcia	μ	h/l							
		0,30	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
<i>B</i> 	1,00	0,024	0,035	0,046	0,053	0,059	0,062	0,065	0,068
	0,90	0,025	0,036	0,047	0,055	0,060	0,063	0,066	0,068
	0,80	0,027	0,037	0,049	0,056	0,061	0,065	0,067	0,069
	0,70	0,028	0,039	0,051	0,058	0,062	0,066	0,068	0,070
	0,60	0,030	0,042	0,053	0,059	0,064	0,067	0,069	0,071
	0,50	0,031	0,044	0,055	0,061	0,066	0,069	0,071	0,072
	0,40	0,034	0,047	0,057	0,063	0,067	0,070	0,072	0,074
	0,35	0,035	0,049	0,059	0,065	0,068	0,071	0,073	0,074
	0,30	0,037	0,051	0,061	0,066	0,070	0,072	0,074	0,075
	0,25	0,039	0,053	0,062	0,068	0,071	0,073	0,075	0,077
	0,20	0,043	0,056	0,065	0,069	0,072	0,074	0,076	0,078
	0,15	0,047	0,059	0,067	0,071	0,074	0,076	0,077	0,079
	0,10	0,052	0,063	0,070	0,074	0,076	0,078	0,079	0,080
	0,05	0,060	0,069	0,074	0,077	0,079	0,080	0,081	0,082

Sposób podparcia	μ	h/l							
		0,30	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
C 	1,00	0,020	0,028	0,037	0,042	0,045	0,048	0,050	0,051
	0,90	0,021	0,029	0,038	0,043	0,046	0,048	0,050	0,052
	0,80	0,022	0,031	0,039	0,043	0,047	0,049	0,051	0,052
	0,70	0,023	0,032	0,040	0,044	0,048	0,050	0,051	0,053
	0,60	0,024	0,034	0,041	0,046	0,049	0,051	0,052	0,053
	0,50	0,025	0,035	0,043	0,047	0,050	0,052	0,053	0,054
	0,40	0,027	0,038	0,044	0,048	0,051	0,053	0,054	0,055
	0,35	0,029	0,039	0,045	0,049	0,052	0,053	0,054	0,055
	0,30	0,030	0,040	0,046	0,050	0,052	0,054	0,055	0,056
	0,25	0,032	0,042	0,048	0,051	0,053	0,054	0,056	0,057
	0,20	0,034	0,043	0,049	0,052	0,054	0,055	0,056	0,058
	0,15	0,037	0,046	0,051	0,053	0,055	0,056	0,057	0,059
	0,10	0,041	0,048	0,053	0,055	0,056	0,057	0,058	0,059
	0,05	0,046	0,052	0,055	0,057	0,058	0,059	0,059	0,060
Sposób podparcia	μ	h/l							
		0,30	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
D 	1,00	0,013	0,021	0,029	0,035	0,040	0,043	0,045	0,047
	0,90	0,014	0,022	0,031	0,036	0,040	0,043	0,046	0,048
	0,80	0,015	0,023	0,032	0,038	0,041	0,044	0,047	0,048
	0,70	0,016	0,025	0,033	0,039	0,043	0,045	0,047	0,049
	0,60	0,017	0,026	0,035	0,040	0,044	0,046	0,048	0,050
	0,50	0,018	0,028	0,037	0,042	0,045	0,048	0,050	0,051
	0,40	0,020	0,031	0,039	0,043	0,047	0,049	0,051	0,052
	0,35	0,022	0,032	0,040	0,044	0,048	0,050	0,051	0,053
	0,30	0,023	0,034	0,041	0,046	0,049	0,051	0,052	0,053
	0,25	0,025	0,035	0,043	0,047	0,050	0,052	0,053	0,054
	0,20	0,027	0,038	0,044	0,048	0,051	0,053	0,054	0,055
	0,15	0,030	0,040	0,046	0,050	0,052	0,054	0,055	0,056
	0,10	0,034	0,043	0,049	0,052	0,054	0,055	0,056	0,057
	0,05	0,041	0,048	0,053	0,055	0,056	0,057	0,058	0,059
Sposób podparcia	μ	h/l							
		0,30	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
E 	1,00	0,008	0,018	0,030	0,042	0,051	0,059	0,066	0,071
	0,90	0,009	0,019	0,032	0,044	0,054	0,062	0,068	0,074
	0,80	0,010	0,021	0,035	0,046	0,056	0,064	0,071	0,076
	0,70	0,011	0,023	0,037	0,049	0,059	0,067	0,073	0,078
	0,60	0,012	0,025	0,040	0,053	0,062	0,070	0,076	0,081
	0,50	0,014	0,028	0,044	0,057	0,066	0,074	0,080	0,085
	0,40	0,017	0,032	0,049	0,062	0,071	0,078	0,084	0,088
	0,35	0,018	0,035	0,052	0,064	0,074	0,081	0,086	0,090
	0,30	0,020	0,038	0,055	0,068	0,077	0,083	0,089	0,093
	0,25	0,023	0,042	0,059	0,071	0,080	0,087	0,091	0,096
	0,20	0,026	0,046	0,064	0,076	0,084	0,090	0,095	0,099
	0,15	0,032	0,053	0,070	0,081	0,089	0,094	0,098	0,103
	0,10	0,039	0,062	0,078	0,088	0,095	0,100	0,103	0,106
	0,05	0,054	0,076	0,090	0,098	0,103	0,107	0,109	0,110

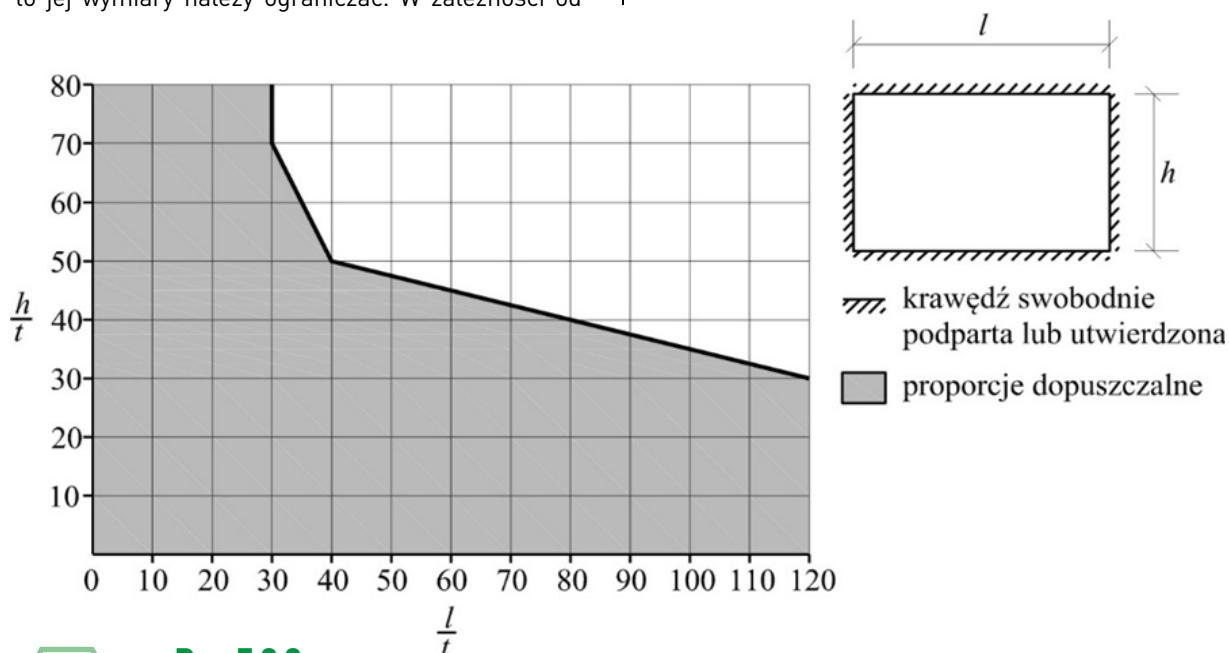
Sposób podparcia	μ	h/l							
		0,30	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
 F	1,00	0,008	0,016	0,026	0,034	0,041	0,046	0,051	0,054
	0,90	0,008	0,017	0,027	0,036	0,042	0,048	0,052	0,055
	0,80	0,009	0,018	0,029	0,037	0,044	0,049	0,054	0,057
	0,70	0,010	0,020	0,031	0,039	0,046	0,051	0,055	0,058
	0,60	0,011	0,022	0,033	0,042	0,048	0,053	0,057	0,060
	0,50	0,013	0,024	0,036	0,044	0,051	0,056	0,059	0,062
	0,40	0,015	0,027	0,039	0,048	0,054	0,058	0,062	0,064
	0,35	0,016	0,029	0,041	0,050	0,055	0,060	0,063	0,066
	0,30	0,018	0,031	0,044	0,052	0,057	0,062	0,065	0,067
	0,25	0,020	0,034	0,046	0,054	0,060	0,063	0,066	0,069
	0,20	0,023	0,037	0,049	0,057	0,062	0,066	0,068	0,070
	0,15	0,027	0,042	0,053	0,060	0,065	0,068	0,070	0,072
	0,10	0,032	0,048	0,058	0,064	0,068	0,071	0,073	0,074
	0,05	0,043	0,057	0,066	0,070	0,073	0,075	0,077	0,078
Sposób podparcia	μ	h/l							
		0,30	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
 G	1,00	0,007	0,014	0,022	0,028	0,033	0,037	0,040	0,042
	0,90	0,008	0,015	0,023	0,029	0,034	0,038	0,041	0,043
	0,80	0,008	0,016	0,024	0,031	0,035	0,039	0,042	0,044
	0,70	0,009	0,017	0,026	0,032	0,037	0,040	0,043	0,045
	0,60	0,010	0,019	0,028	0,034	0,038	0,042	0,044	0,046
	0,50	0,011	0,021	0,030	0,036	0,040	0,043	0,046	0,048
	0,40	0,013	0,023	0,032	0,038	0,042	0,045	0,047	0,049
	0,35	0,014	0,025	0,033	0,039	0,043	0,046	0,048	0,050
	0,30	0,016	0,026	0,035	0,041	0,044	0,047	0,049	0,051
	0,25	0,018	0,028	0,037	0,042	0,046	0,048	0,050	0,052
	0,20	0,020	0,031	0,039	0,044	0,047	0,050	0,052	0,054
	0,15	0,023	0,034	0,042	0,046	0,049	0,051	0,053	0,055
	0,10	0,027	0,038	0,045	0,049	0,052	0,053	0,055	0,057
	0,05	0,035	0,044	0,050	0,053	0,055	0,056	0,057	0,058
Sposób podparcia	μ	h/l							
		0,30	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
 H	1,00	0,005	0,011	0,018	0,024	0,029	0,033	0,036	0,039
	0,90	0,006	0,012	0,019	0,025	0,030	0,034	0,037	0,040
	0,80	0,006	0,013	0,020	0,027	0,032	0,035	0,038	0,041
	0,70	0,007	0,014	0,022	0,028	0,033	0,037	0,040	0,042
	0,60	0,008	0,015	0,024	0,030	0,035	0,038	0,041	0,043
	0,50	0,009	0,017	0,025	0,032	0,036	0,040	0,043	0,045
	0,40	0,010	0,019	0,028	0,034	0,039	0,042	0,045	0,047
	0,35	0,011	0,021	0,029	0,036	0,040	0,043	0,046	0,047
	0,30	0,013	0,022	0,031	0,037	0,041	0,044	0,047	0,049
	0,25	0,014	0,024	0,033	0,039	0,043	0,046	0,048	0,051
	0,20	0,016	0,027	0,035	0,041	0,045	0,047	0,049	0,052
	0,15	0,019	0,030	0,038	0,043	0,047	0,049	0,051	0,053
	0,10	0,023	0,034	0,042	0,047	0,050	0,052	0,053	0,054
	0,05	0,031	0,041	0,047	0,051	0,053	0,055	0,056	0,056

Sposób podparcia	μ	h/l							
		0,30	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
	1,00	0,004	0,009	0,015	0,021	0,026	0,030	0,033	0,036
	0,90	0,004	0,010	0,016	0,022	0,027	0,031	0,034	0,037
	0,80	0,005	0,010	0,017	0,023	0,028	0,032	0,035	0,038
	0,70	0,005	0,011	0,019	0,025	0,030	0,033	0,037	0,039
	0,60	0,006	0,013	0,020	0,026	0,031	0,035	0,038	0,041
	0,50	0,007	0,014	0,022	0,028	0,033	0,037	0,040	0,042
	0,40	0,008	0,016	0,024	0,031	0,035	0,039	0,042	0,044
	0,35	0,009	0,017	0,026	0,032	0,037	0,040	0,043	0,045
	0,30	0,010	0,019	0,028	0,034	0,038	0,042	0,044	0,046
	0,25	0,011	0,021	0,030	0,036	0,040	0,043	0,046	0,048
	0,20	0,013	0,023	0,032	0,038	0,042	0,045	0,047	0,050
	0,15	0,016	0,026	0,035	0,041	0,044	0,047	0,049	0,051
	0,10	0,020	0,031	0,039	0,044	0,047	0,050	0,052	0,054
	0,05	0,027	0,038	0,045	0,049	0,052	0,053	0,055	0,056
Sposób podparcia	μ	h/l							
		0,30	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
	1,00	0,009	0,023	0,046	0,071	0,096	0,122	0,151	0,180
	0,90	0,010	0,026	0,050	0,076	0,103	0,131	0,162	0,193
	0,80	0,012	0,028	0,054	0,083	0,111	0,142	0,175	0,208
	0,70	0,013	0,032	0,060	0,091	0,121	0,156	0,191	0,227
	0,60	0,015	0,036	0,067	0,100	0,135	0,173	0,211	0,250
	0,50	0,018	0,042	0,077	0,113	0,153	0,195	0,237	0,280
	0,40	0,021	0,050	0,090	0,131	0,177	0,225	0,272	0,321
	0,35	0,024	0,055	0,098	0,144	0,194	0,244	0,296	0,347
	0,30	0,027	0,062	0,108	0,160	0,214	0,269	0,325	0,381
	0,25	0,032	0,071	0,122	0,180	0,240	0,300	0,362	0,428
	0,20	0,038	0,083	0,142	0,208	0,276	0,344	0,413	0,488
	0,15	0,048	0,100	0,173	0,250	0,329	0,408	0,488	0,570
	0,10	0,065	0,131	0,224	0,321	0,418	0,515	0,613	0,698
	0,05	0,106	0,208	0,344	0,482	0,620	0,759	0,898	0,959
Sposób podparcia	μ	h/l							
		0,30	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
	1,00	0,009	0,021	0,038	0,056	0,074	0,091	0,108	0,123
	0,90	0,010	0,023	0,041	0,060	0,079	0,097	0,113	0,129
	0,80	0,011	0,025	0,045	0,065	0,084	0,103	0,120	0,136
	0,70	0,012	0,028	0,049	0,070	0,091	0,110	0,128	0,145
	0,60	0,014	0,031	0,054	0,077	0,099	0,119	0,138	0,155
	0,50	0,016	0,035	0,061	0,085	0,109	0,130	0,149	0,167
	0,40	0,019	0,041	0,069	0,097	0,121	0,144	0,164	0,182
	0,35	0,021	0,045	0,075	0,104	0,129	0,152	0,173	0,191
	0,30	0,024	0,050	0,082	0,112	0,139	0,162	0,183	0,202
	0,25	0,028	0,056	0,091	0,123	0,150	0,174	0,196	0,217
	0,20	0,033	0,064	0,103	0,136	0,165	0,190	0,211	0,234
	0,15	0,040	0,077	0,119	0,155	0,184	0,210	0,231	0,253
	0,10	0,053	0,096	0,144	0,182	0,213	0,238	0,260	0,279
	0,05	0,080	0,136	0,190	0,230	0,260	0,286	0,306	0,317

Sposób podparcia	μ	h/l							
		0,30	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
	1,00	0,006	0,015	0,029	0,044	0,059	0,073	0,088	0,102
	0,90	0,007	0,017	0,032	0,047	0,063	0,078	0,093	0,107
	0,80	0,008	0,018	0,034	0,051	0,067	0,084	0,099	0,114
	0,70	0,009	0,021	0,038	0,056	0,073	0,090	0,106	0,122
	0,60	0,010	0,023	0,042	0,061	0,080	0,098	0,115	0,131
	0,50	0,012	0,027	0,048	0,068	0,089	0,108	0,126	0,142
	0,40	0,014	0,032	0,055	0,078	0,100	0,121	0,139	0,157
	0,35	0,016	0,035	0,060	0,084	0,108	0,129	0,148	0,165
	0,30	0,018	0,039	0,066	0,092	0,116	0,138	0,158	0,176
	0,25	0,021	0,044	0,073	0,101	0,127	0,150	0,170	0,190
	0,20	0,025	0,052	0,084	0,114	0,141	0,165	0,185	0,206
	0,15	0,031	0,061	0,098	0,131	0,159	0,184	0,205	0,226
	0,10	0,041	0,078	0,121	0,156	0,186	0,212	0,233	0,252
	0,05	0,064	0,114	0,164	0,204	0,235	0,260	0,281	0,292

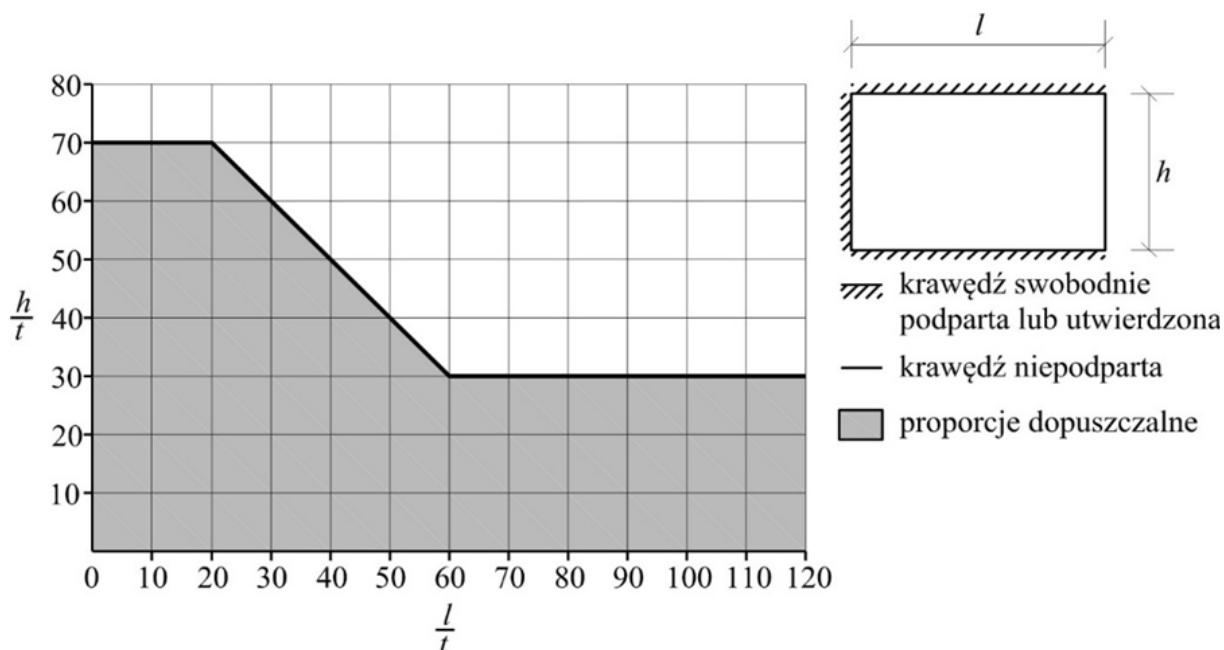
W celu uniknięcia nadmiernych przemieszczeń będących wynikiem ugięcia, pęcznienia, skurczu, wpływów termicznych lub zarysowań ścian murowanych obciążonych prostopadle do ich powierzchni, w tym również wolnostojących ścian wspornikowych ogranicza się, zgodnie z wymaganiami normy PN-EN 1996-1-1 [N1], wymiary tych ścian. Ściany tego rodzaju powinny być wykonane przy użyciu zaprawy klasy wyższej niż M2 i obliczane zgodnie z normą [N1] w zakresie sprawdzania stanu granicznego nośności niezbrojonych ścian murowanych obciążonych prostopadle do ich powierzchni. Wymiary ścian należy ograniczać zgodnie z zaleceniami Załącznika F do normy [N1], według którego, mimo tego, że ściana spełnia stan graniczny nośności, to jej wymiary należy ograniczać. W zależności od

grubości ściany, z uwagi na zachowanie stanu granicznego użytkowności, ograniczeniom podlegają wysokość i długość ścian. Wymiary ściany ogranicza się w taki sposób, aby pozostały zachowane stosunek wysokości ściany w świetle podpór do jej grubości h/t oraz stosunek długości ściany do grubości l/t . Stosunki dopuszczalne wymiarów ścian pokazano na wykresach na rysunkach 5.3.3, 5.3.4 i 5.3.5, przy czym dotyczą one ścian o grubości całkowitej lub grubości jednej warstwy ściany szczelinowej większej lub równej 100 mm. Jeżeli ściana jest podparta tylko wzdłuż krawędzi poziomych, to jej wysokość powinna zostać ograniczona do $30t$, gdzie t jest grubością ściany. Dla ścian szczelinowych należy przyjmować efektywną grubość ściany t_{ef} .



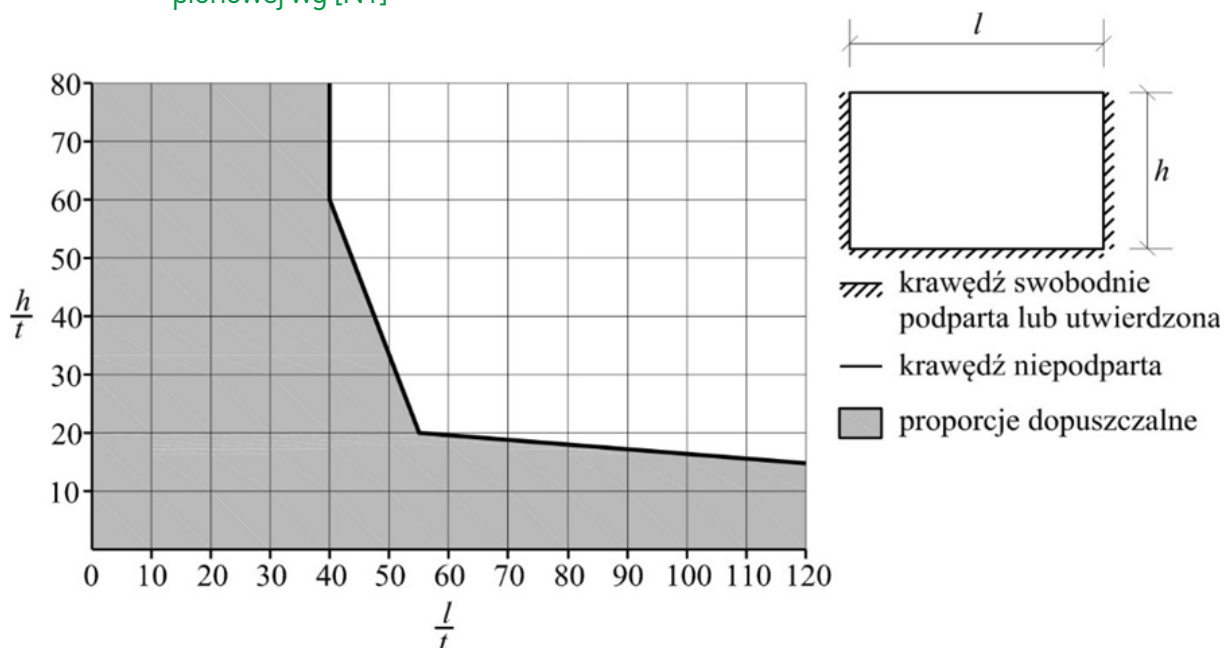
Rys. 5.3.3.

Ograniczenie wymiarów ścian obciążonych prostopadle do ich powierzchni, podpartych wzdłuż czterech krawędzi wg [N1]



Rys. 5.3.4.

Maksymalne stosunki wymiarów ściany obciążonej prostopadle do jej powierzchni, w przypadku podparcia wzdłuż trzech krawędzi i o jednej niepodpartej krawędzi pionowej wg [N1]



Rys. 5.3.5.

Dopuszczalne wymiary ścian obciążonych prostopadle do ich powierzchni, podpartych wzdłuż trzech krawędzi i o jednej niepodpartej krawędzi poziomej wg [N1]

5.3.2.

Stan graniczny nośności

Według zasady stosowania zapisanej w normie PN-EN 1996-1-1 [N1], w stanie granicznym nośności moment zginający oddziałujący na ścianę mурowaną M_{Ed} nie może być większy od obliczeniowej nośności ściany na zginanie M_{Rd} . Prawdziwa musi być zatem nierówność

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} \quad (5.3.6)$$

W obliczeniach momentu zginającego należy uwzględniać ortotropowe właściwości muru przez uwzględnienie współczynnika ortogonalności μ .

Obliczeniową nośność na zginanie M_{Rd} ściany obciążonej prostopadle do jej powierzchni, na jednost-

kę długości lub wysokości ściany należy wyznaczać ze wzoru

$$M_{Rd} = f_{xd} Z, \quad (5.3.7)$$

gdzie f_{xd} jest obliczeniową wytrzymałością muru na zginanie, natomiast Z jest sprężystym wskaźnikiem zginania przekroju obliczanej ściany. Wytrzymałość f_{xd} w zależności od płaszczyzny oddziaływania momentu zginającego może być obliczeniową wytrzymałością na zginanie (patrz p. 4.3), gdy do zniszczenia dochodzi w płaszczyźnie równoległej do spoin wspornych f_{xd1} lub płaszczyźnie prostopadłej do spoin wspornych f_{xd2} . Jeżeli uwzględnia się pozytywny wpływ naprężenia ściskającego, normalnego do płaszczyzny spoin wspornych, wówczas zamiast wytrzymałości f_{xd1} można w obliczeniach nośności na zginanie przyjąć obliczeniową, zastępczą wytrzymałość na zginanie $f_{xd1,app}$ (patrz p. 4.3). W tej sytuacji należy pamiętać o odpowiedniej modyfikacji współczynnika ortogonalności przy wyznaczaniu wartości momentów zginających obciążających ścianę. Analogicznie w przypadku muru ze zbrojeniem umieszczanym w spoinach wspornych zamiast obliczeniowej wytrzymałości na zginanie f_{xd2} można postęgiwać się zastępczą obliczeniową wytrzymałością $f_{xd2,app}$, uwzględniającą obecność stali zbrojeniowej (patrz p. 4.3).

Wyznaczając sprężysty wskaźnik zginania Z ściany z pilastrami, długość współpracującej z pilastrem części ściany należy przyjmować jako najmniejszą z trzech wartości:

- $h/10$ w przypadku ścian rozpiętych między podpórami w kierunku pionowym,
- $h/5$ dla ścian wspornikowych,
- połowa rozpiętości ściany między pilastrami w świetle podpór,

przy czym h jest wysokością ściany w świetle podpór.

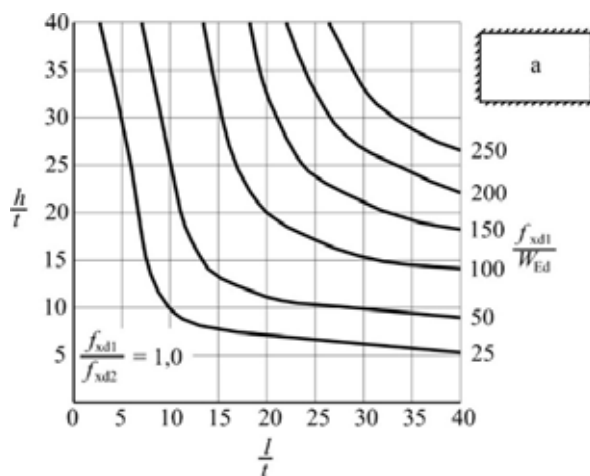
Zgodnie z normą PN-EN 1996-1-1 [N1] w przypadku ścian szczelinowych obliczeniowe obciążenie wiatrem na jednostkę powierzchni ściany W_{Ed} można rozdzielić na obydwie warstwy ściany pod warunkiem, że kotwy lub inne łączniki znajdujące się między warstwami są w stanie przenieść obciążenie oddziałujące na ścianę. Rozdział obciążenia może być proporcjonalny do nośności na zginanie poszczególnych warstw lub ich sztywności. Jeżeli dokonuje się rozdziału obciążenia ze względu na sztywność warstw ściany, wtedy każda warstwa powinna spełniać warunek stanu granicznej nośności z uwagi na część momentu M_{Rd} określoną zgodnie z zasadą proporcjonalnego do sztywności rozdziału momentu zginającego. Warto tutaj przypomnieć, że obliczając kotwy łączące dwie warstwy ściany szczelinowej, oprócz obciążenia prostopadłego do powierzchni muru, należy brać pod uwagę siły wynikające z różnych odkształceń warstw ściany spowodowanych wpływami termicznymi, wilgotnościowymi oraz obciążeniem stałym i zmiennym o charakterze grawitacyjnym, które wywoływać może różne odkształcenia sprężyste i opóźnione.

Jeżeli obliczana ścian jest osłabiona bruzdami lub wnękami o wymiarach większych niż na to po-

zwiała norma (patrz p. 6.7), to osłabienie przekroju należy brać pod uwagę przy określaniu nośności przez redukcję grubości ściany w miejscu występowania bruzdy lub wnęki.

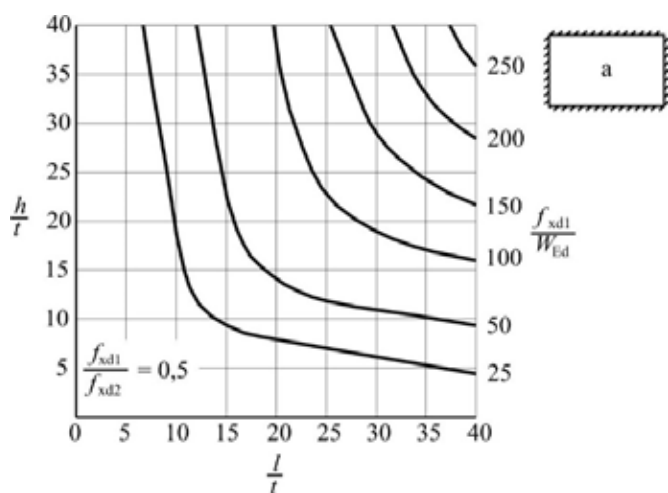
W Załączniku C do normy PN-EN 1996-3 [N3] zawarto uproszczoną metodę obliczania nieobciążonych pionowo ścian poddanych równomiernemu obciążeniu prostopadłemu do ich powierzchni. Reguły podane w omawianym załączniku mogą być stosowane w przypadku ścian, których wymiary spełniają wymagania podane w Załączniku B do normy [N3], które opisano szczegółowo w p. 5.3.3.

Minimalną grubość ściany t można przyjmować z nomogramów pokazanych na rysunkach od 5.3.6 do 5.3.14 w zależności od jej długości l i wysokości h oraz stosunku obliczeniowej wytrzymałości na zginanie muru, gdy do wyczerpania nośności dochodzi w płaszczyźnie równoległej do spoin wspornych f_{xd1} , do obliczeniowej wartości obciążenia prostopadłego do powierzchni ściany na jednostkę powierzchni W_{Ed} . Nomogramy zostały wykonane dla różnych proporcji wytrzymałości obliczeniowych f_{xd1}/f_{xd2} równych 0,25, 0,5 i 1,0 oraz różnych sposobów podparcia ścian a, b i c, to jest wolnopodparciej ściany wzdłuż czterech krawędzi, wzdłuż trzech krawędzi i niepodparciej poziomej krawędzi górnej oraz wzdłuż trzech krawędzi i niepodparciej jednej krawędzi pionowej.



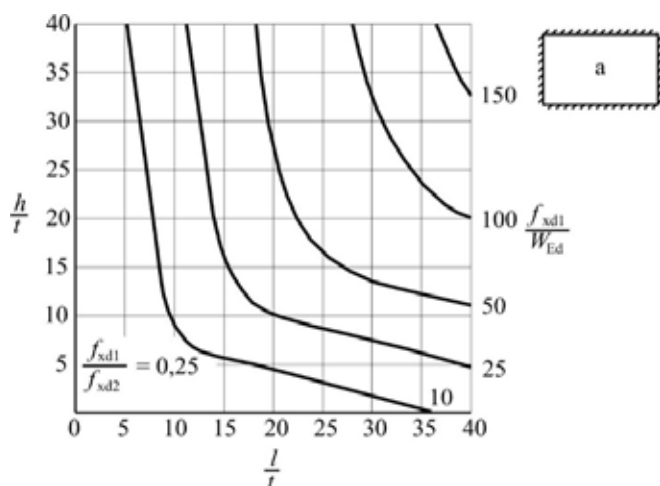
Rys. 5.3.6.

Graniczne wymiary ściany murywanej obciążonej prostopadłe do jej płaszczyzny, podparciej swobodnie wzdłuż czterech krawędzi dla proporcji $f_{xd1}/f_{xd2} = 1,0$ wg [N3]



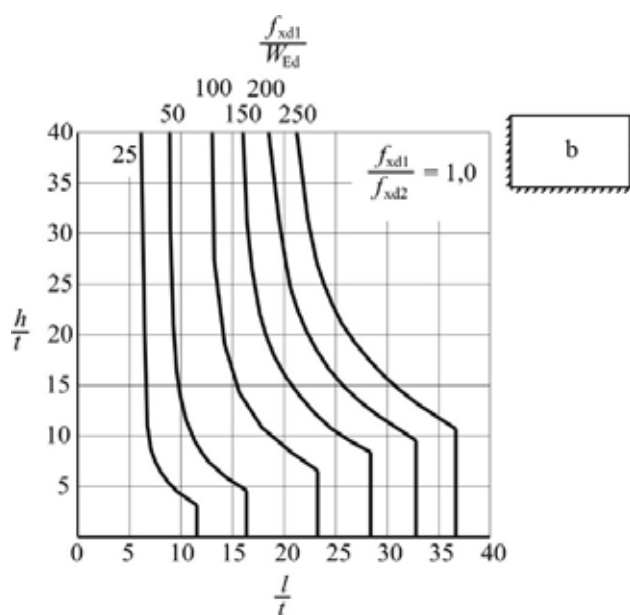
Rys. 5.3.7.

Ograniczenia wymiarów ściany obciążonej prostopadle do jej płaszczyzny, podpartej swobodnie wzdłuż wszystkich czterech krawędzi przy proporcji $f_{xd1}/f_{xd2} = 0,5$ wg [N3]



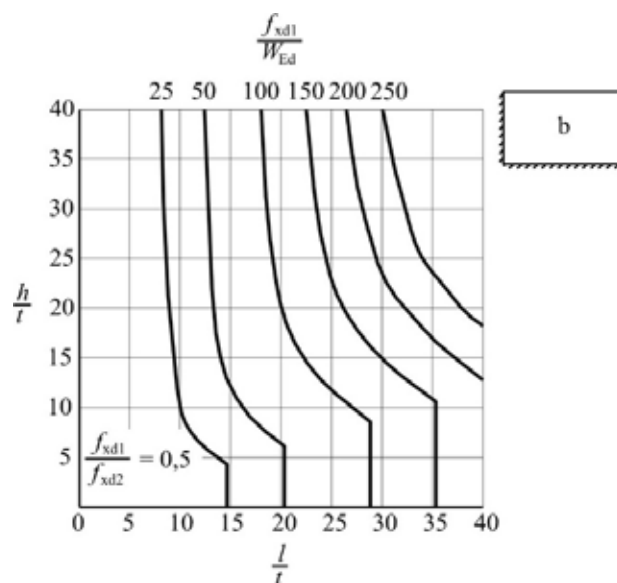
Rys. 5.3.8.

Dopuszczalne wymiary murowanej ściany równomiernie obciążonej prostopadle do jej powierzchni, podpartej swobodnie na czterech krawędziach przy stosunku $f_{xd1}/f_{xd2} = 0,25$ wg [N3]



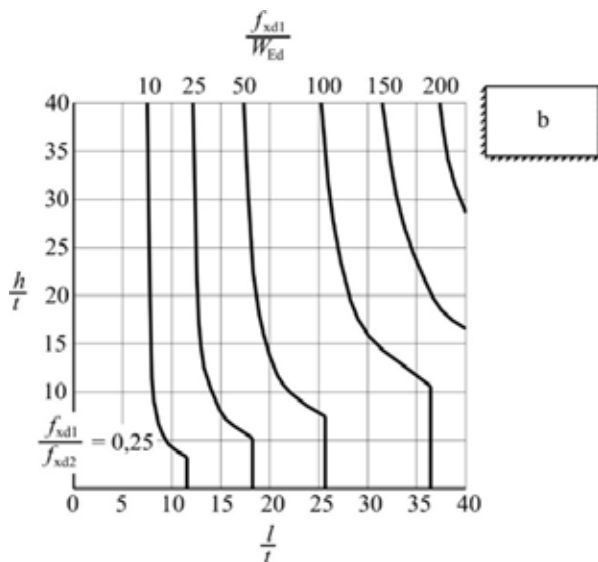
Rys. 5.3.9.

Graniczne wymiary ściany murowanej obciążonej prostopadle do jej płaszczyzny, podpartej swobodnie wzdłuż trzech krawędzi i o niepodpartej poziomej krawędzi górnej dla proporcji $f_{xd1}/f_{xd2} = 1,0$ wg [N3]



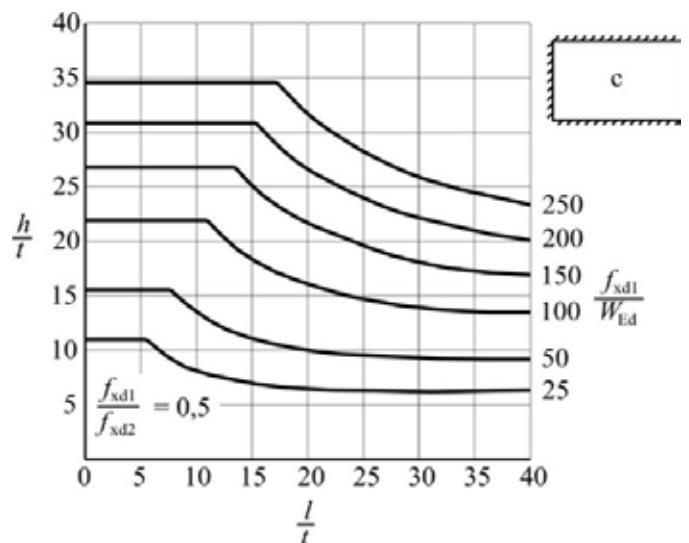
Rys. 5.3.10.

Ograniczenia wymiarów ściany obciążonej prostopadle do jej płaszczyzny, podpartej swobodnie wzdłuż trzech krawędzi i o niepodpartej poziomej krawędzi górnej przy proporcji $f_{xd1}/f_{xd2} = 0,5$ wg [N3]



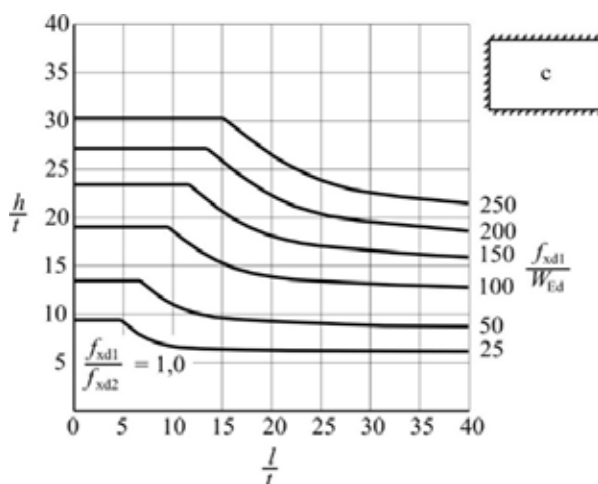
Rys. 5.3.11.

Dopuszczalne wymiary murowanej ściany równomiernie obciążonej prostopadle do jej powierzchni, podpartej swobodnie na trzech krawędziach i o niepodpartej poziomej krawędzi górnej przy stosunku $f_{xd1}/f_{xd2} = 0,25$ wg [N3]



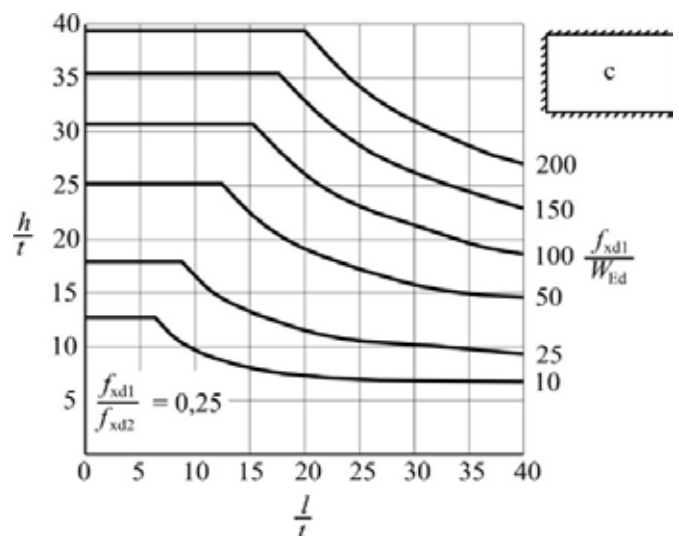
Rys. 5.3.13.

Ograniczenia wymiarów ściany obciążonej prostopadle do jej płaszczyzny, podpartej swobodnie wzdłuż trzech krawędzi i o jednej niepodpartej krawędzi pionowej przy proporcji $f_{xd1}/f_{xd2} = 0,5$ wg [N3]



Rys. 5.3.12.

Graniczne wymiary ściany murowanej obciążonej prostopadle do jej płaszczyzny, podpartej swobodnie wzdłuż trzech krawędzi i o jednej niepodpartej krawędzi pionowej dla proporcji $f_{xd1}/f_{xd2} = 1,0$ wg [N3]



Rys. 5.3.14.

Dopuszczalne wymiary murowanej ściany równomiernie obciążonej prostopadle do jej powierzchni, podpartej swobodnie na trzech krawędziach i o jednej niepodpartej krawędzi pionowej przy stosunku $f_{xd1}/f_{xd2} = 0,25$ wg [N3]

Nośność na zginanie wolnostojących ścian wspornikowych w płaszczyźnie równoległej do spoin wspornych można obliczać ze wzoru

$$M_{Rd} = \left(\frac{f_{xkl}}{\gamma_M} + \sigma_d \right) Z, \quad (5.3.8)$$

gdzie f_{xkl} jest charakterystyczną wytrzymałością muru na zginanie, przy zniszczeniu w płaszczyźnie równoległej do spoin wspornych, γ_M to częściowy współczynnik bezpieczeństwa dla muru, σ_d jest wartością pionowego naprężenia ściskającego, wywołanego obliczeniowym obciążeniem stałym, natomiast Z to sprężysty wskaźnik zginania przekroju.

Gdy w przekroju u podstawy ściany występuje warstwa izolacji przeciwwilgociowej i wytrzymałość na zginanie muru jest mocno ograniczona lub zakłada się, że w ogóle nie występuje, to można przyjąć, że nośność muru na zginanie może zostać zapewniona dzięki odpowiedniemu obciążeniu pionowemu, wynikającemu z ciężaru własnego konstrukcji. Przy założeniu prostokątnego rozkładu naprężenia ściskającego wywołanego obciążeniem stałym w przekroju podporowym obliczeniową nośność na zginanie na jednostkę długości ściany można obliczyć ze wzoru

$$M_{Rd} = \frac{g_k \gamma_{Gj,inf}}{2} \left(t - \frac{g_k \gamma_{Gj,inf} \gamma_M}{f_k} \right), \quad (5.3.9)$$

gdzie g_k jest charakterystyczną wartością obciążenia stałego na jednostkę długości ściany w przekroju podporowym, t to grubość ściany, f_k to charakterystyczna wytrzymałość muru na ściskanie, natomiast $\gamma_{Gj,inf}$ to częściowy współczynnik bezpieczeństwa dla oddziaływania stałego, przy obliczaniu dolnej wartości obliczeniowej.

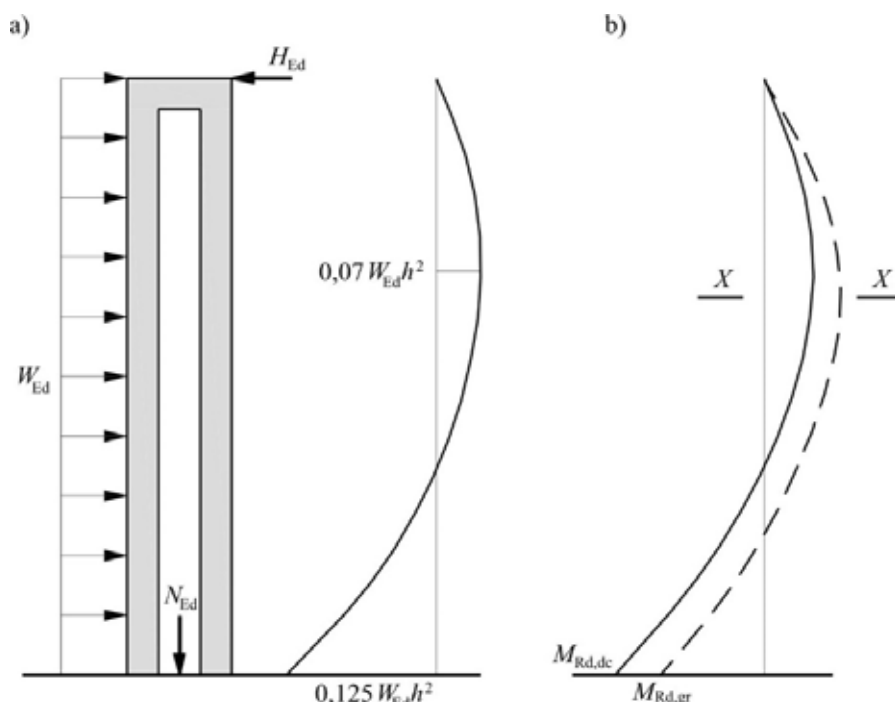
W budynkach jednokondygnacyjnych o charakterze hal sportowych, wystawowych, widowiskowych i tym podobnych spotkać się można ze stosunkowo wysokimi zewnętrznymi ścianami murowanymi na których opiera się zazwyczaj lekka konstrukcja dachu. Ściany tego typu obciążone są głównie wiatrem oddziałującym prostopadłe do ich powierzchni i konstruowane są najczęściej jako ściany o przekroju skrzynkowym lub żebrowe o przekroju teowym, rzadziej są to ściany jedno lub wielowarstwowe. W literaturze brytyjskiej [6] za schemat statyczny tego rodzaju ścian przyjmuje się jednoprzęstową belkę utwierdzoną na jednym końcu i podpartą przegubowo na drugiej podporze (rys. 5.3.15).

Wyteżenie przekrojów takich ścian wynika przede wszystkim z oddziaływania momentu zginającego, wywołanego parciem lub ssaniem wiatru, oraz obciążenia stałego. W obliczeniach nie uwzględnia się obciążenia ścian konstrukcją dachu, tłumacząc to tym, że w większości przypadków tego rodzaju konstrukcje mają dachy płaskie, na które oddziałuje ssanie wiatru wywołując reakcje o kierunku odwrotnym do reakcji spowodowanych obciążeniem o charakterze grawitacyjnym. Należy również zwrócić uwagę na to, że obciążenie przekazywane z dachu jest oddziaływaniem korzystnym z uwagi na nośność na zginanie ścian zewnętrznych, zatem jego nieuwzględnienie wpływa na bezpieczne oszacowa-



Rys. 5.3.15.

Ściany zewnętrzne wysokich budynków jednokondygnacyjnych:
a) obciążenia i moment zginający,
b) redystrybucja momentów zginających wg [6]



nie tej nośności. Oczywiście, jeżeli istnieje taka potrzeba, wówczas reakcje przekazywane z konstrukcji dachu można zsumować z siłą N_{Ed} .

Sprawdzenie nośności na zginanie takich ścian byłoby zadaniem prostym, gdyby nie to, że zwykle w przekroju, w którym występuje największy moment zginający, znajduje się warstwa izolacji przeciwwilgociowej ograniczającej nośność przekroju zginanego. Nośność na zginanie może zostać w tej sytuacji sprowadzona do wartości momentu dekompresji

$$M_{Rd,dc} = \frac{N_{Ed}Z}{A}, \quad (5.3.10)$$

lub momentu wynikającego z grawitacyjnego charakteru obliczeniowej siły osiowej N_{Ed} w rozważanym przekroju

$$M_{Rd,gr} = \frac{N_{Ed}}{2}(t - x_{min}), \quad (5.3.11)$$

gdzie Z jest sprężystym wskaźnikiem zginania, A to pole powierzchni obliczanego przekroju, t jest grubością ściany, natomiast x_{min} to minimalna wysokość strefy ściskanej przekroju, w której naprężenie ściskające wywołane siłą N_{Ed} jest równe obliczeniowej wytrzymałości muru na ściskanie. W przypadku przekroju prostokątnego i skrzynkowego, przy założeniu, że minimalna wysokość strefy ściskanej jest mniejsza od grubości półki tego przekroju, można obliczyć z zależności

$$x_{min} = \frac{N_{Ed}\gamma_M}{f_k b}, \quad (5.3.12)$$

w której f_k to charakterystyczna wytrzymałość muru na ściskanie, γ_M jest częściowym współczynnikiem bezpieczeństwa dla muru, natomiast b to szerokość obliczanego przekroju.

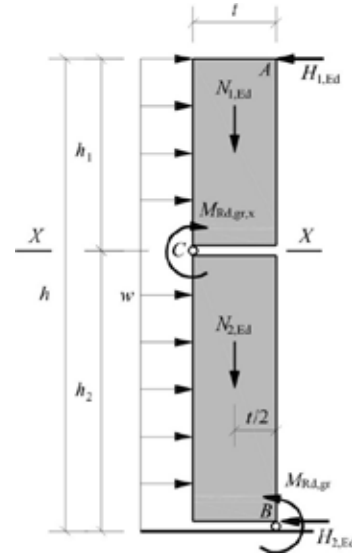
W każdym przekroju ściany, w którym można zapewnić wytrzymałość muru na rozciąganie f_{x1} w płaszczyźnie zniszczenia równoległej do spoin wspornych, nośność na zginanie można zapisać wzorem

$$M_{Rd} = Z \left(\frac{N_{Ed}}{A} + \frac{f_{xk1}}{\gamma_M} \right), \quad (5.3.13)$$

gdzie f_{xk1} to charakterystyczna wytrzymałość muru na zginanie, gdy do wyczerpania nośności dochodzi w płaszczyźnie równoległej do spoin wspornych.

Jeżeli w przekroju, w którym występuje maksymalny moment zginający, zostanie przekroczona nośność $M_{Rd,dc}$ [5.3.10] lub M_{Rd} [5.3.13], to powstanie poziome zarysowanie. Po zarysowaniu nośność ściany na zginanie w tym przekroju zostanie zredukowana do wartości $M_{Rd,gr}$ [5.3.11] i dojdzie do redystrybucji momentów zginających, co pokazano na rys. 5.3.15. Obciążenie ściany może dalej wzrastać do chwili, gdy w przekroju $X-X$ powstanie kolejna rysa,

przy czym nośność w tym przekroju będzie równa $M_{Rd,gr,x}$, obliczonej dla siły N_{Ed} o wartości występującej w przekroju $X-X$. Sytuację pokazaną schematycznie na rysunku 5.3.16, w której w przekrojach przy dolnej podporze ściany oraz $X-X$ nośność zostanie ograniczona do $M_{R,gr}$ i $M_{Rd,gr,x}$, można uznać za stan graniczny zniszczenia ściany.



Rys. 5.3.16.

Ściana zewnętrzna wysokiego budynku jednokondygnacyjnego w stanie granicznym wg [6]

Ciężary własne górnej $N_{1,Ed}$ i dolnej $N_{2,Ed}$ części ściany można zapisać jako

$$N_{1,Ed} = g_k \gamma_{Gj,inf} A h_1 \quad (5.3.14)$$

oraz

$$N_{2,Ed} = g_k \gamma_{Gj,inf} A h_2, \quad (5.3.15)$$

przy czym g_k to charakterystyczny objętościowy ciężar własny ściany w kN/m^3 , $\gamma_{Gj,inf}$ to częściowy współczynnik bezpieczeństwa dla oddziaływania stałego, przy obliczaniu dolnej wartości obliczeniowej, natomiast h_1 i h_2 są wysokościami części ściany rozdzielonymi rysą w przekroju $X-X$. Wartość siły osiowej N_{Ed} wynosi zatem

$$N_{Ed} = N_{1,Ed} + N_{2,Ed} = g_k \gamma_{Gj,inf} A h. \quad (5.3.16)$$

Nośność na zginanie ściany w przekroju u jej podstawy oraz w przekroju $X-X$ można wyznaczyć ze wzorów [5.3.11] oraz

$$M_{Rd,gr,x} = \frac{N_{1,Ed}}{2}(t - x_{min}) \quad (5.3.17)$$

Jeżeli za W_{Ed} przyjmujemy obciążenie wiatrem w kN/m na jednostkę powierzchni odcinka ściany

o długości 1 m, to poziome reakcje $H_{1,Ed}$ i $H_{2,Ed}$ w punkcie A i B (rys. 5.3.16) można wyznaczyć ze wzorów:

$$H_{1,Ed} = \frac{W_{Ed}h}{2} - \frac{M_{Rd,gr}}{h}, \quad (5.3.18)$$

$$H_{2,Ed} = \frac{W_{Ed}h}{2} + \frac{M_{Rd,gr}}{h}, \quad (5.3.19)$$

Rozważając górną część ściany, powyżej przekroju X-X i warunek równowagi momentów względem punktu C, oraz zakładając, że ramię działania siły $N_{1,Ed}$ względem tego punktu wynosi $z_1 = 0,5(t - x_{l,min})$ uzyskujemy równanie

$$\frac{N_{1,Ed}z_1}{2} + \frac{W_{Ed}h_1^2}{2} - H_{1,Ed}h_1 = 0. \quad (5.3.20)$$

Maksymalną obliczeniową wartość obciążenia wiatrem można wyznaczyć, biorąc pod uwagę wcześniejsze zależności, oraz przyjmując ramię siły N_{Ed} względem punktu B na rys 5.2.16

$$z = (t - x_{l,min})$$

(patrz wzór (5.3.17))

$$W_{Ed,max} = \frac{g_k \gamma_{Gj,inf} A(z + z_1)}{h - h_1}. \quad (5.3.21)$$

Podstawiając $y = \frac{h_1}{h}$ oraz $K = \frac{g_k \gamma_{Gj,sup} A(z + z_1)}{h}$,

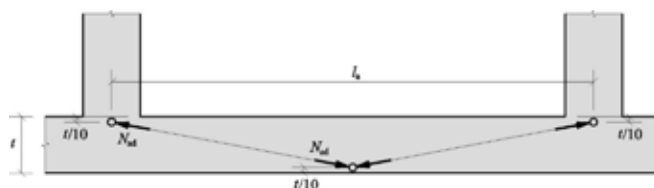
otrzymujemy
$$W_{Ed,max} = \frac{K}{1 - y}. \quad (5.3.22)$$

Położenie przekroju krytycznego X-X znajduje się zwykle przy względnej współrzędnej y zawartej w przedziale od 0,3 do 0,45, co daje wartość obciążenia wiatrem $W_{Ed,max}$ wynoszącą od 1,4K do 1,8K. Wzór (5.3.22) służy do wyznaczania maksymalnego obliczeniowego obciążenia wiatrem wysokiej ściany budynku jednokondygnacyjnego bez uwzględnienia wytrzymałości na zginanie muru f_{xdl} oraz obciążenia przekazywanego z konstrukcji dachu. Obciążenie takie może zostać uwzględnione pod warunkiem, że będzie to obciążenie równomierne w przekroju krytycznym X-X.

W sytuacji, w której ściana murowana jest rozpięta między sztywnymi podporami, w rezultacie ograniczonych poziomych przemieszczeń, wynikających ze zginania, można założyć, że na grubości ściany wykształci się trójpřzegubowy łuk. Wtedy siły rozporu łuku zostaną przekazane na podpory i wywołają w płaszczyźnie ściany naprężenie ściskające, co zostało uwzględnione w normie PN-EN 1996-1-1 [N1]. Ścianę murowaną rozpiętą między podporami, w sposób pozwalający na przeniesienie rozporu łuku, można obliczać, zakładając wystąpienie na grubości ściany efektu przesklepienia łukowego w kierunku poziomym lub pionowym. Zgodnie z zasadą stosowania zapisaną w normie w stanie gra-

nicznym nośności, obciążenie obliczeniowe prostopadłe do powierzchni ściany, w której występuje przesklepienie łukowe, powinno być nie większe od nośności obliczeniowej takiego przesklepienia oraz nośności muru w strefach przypodorowych powinna być nie mniejsza od występujących tam sił wewnętrznych wywołanych obciążeniem prostopadłym do płaszczyzny ściany murowanej. Obliczenia należy prowadzić przy założeniu łuku trójpřzegubowego, gdzie odległość punktów podparcia oraz wierzchołka łuku od powierzchni ściany przyjmuje wartość równą $t/10$, gdzie t jest grubością ściany, w której ukształtował się łuk (rys. 5.3.17).

Jeżeli w pobliżu linii rozparcia łuku występują wnęki lub bruzdy, to należy uwzględnić ich wpływ na nośność ściany.



Rys. 5.3.17.

Efekt przesklepienia łukowego w ścianie murowanej wg [N1]

Rozpór łuku należy wyznaczać a podstawie znajomości równomiernego obciążenia prostopadłego do powierzchni ściany, wytrzymałości muru na ściskanie, efektywności połączenia między ścianą i jej podporami, które przejmują rozpór łuku, oraz sprężystych i długotrwałych odkształceń wywołujących skrócenie ściany.

Strzałkę łuku r należy obliczać ze wzoru

$$r = 0,9t - d_a, \quad (5.3.23)$$

gdzie t jest grubością ściany z uwzględnieniem redukcji z uwagi na występowanie wnęk lub bruzd, natomiast d_a to ugięcie łuku pod równomiernym obciążeniem prostopadłym do powierzchni ściany. Ugięcia można we wzorze nie uwzględniać, jeżeli stosunek długości lub wysokości ściany do jej grubości jest nie większy niż 25.

Maksymalny obliczeniowy rozpór łuku na jednostkę długości ściany N_{ad} można wyznaczać ze wzoru

$$N_{ad} = 1,5f_d \frac{t}{10}, \quad (5.3.24)$$

a gdy ugięcie ściany w kierunku prostopadłym do jej powierzchni jest małe, wówczas obliczeniową nośność ze względu na równomierne obciążenie prostopadłe na jednostkę powierzchni muru oblicza się z zależności

$$q_{lat,d} = f_d \left(\frac{t}{l_a} \right)^2, \quad (5.3.25)$$

w której f_d jest obliczeniową wytrzymałością muru na ściskanie w kierunku rozporu łuku, natomiast l_a to długość lub wysokość ściany między podporami zdolnymi do przeniesienia rozporu łuku (rys. 5.3.17).

Obliczeniowy rozpór i nośność ściany na obciążenie prostopadłe do jej powierzchni można wyznaczać w powyższych wzorów pod warunkiem, że przez każdą warstwę o niskiej zdolności do przenoszenia naprężenia stycznego w postaci izolacji lub innej warstwy, mogą zostać przekazane odpowiednie siły poziome, obliczeniowe naprężenie od obciążeń pionowych ściany jest nie mniejsze niż 0,1 N/mm² oraz smukłość ściany w rozpatrywanym kierunku nie przekracza 20.

5.3.3. Konstrukcja ścian działowych

Europejskie normy projektowania konstrukcji murowych nie wyróżniają odrębnej kategorii ścian murowanych, które zwykle określa się mianem ścian działowych. Przez określenie ściana działowa najczęściej rozumie się pionową wewnętrzną przegrodę budowlaną, która wydziela w budynku pomieszczenia i dodatkowo może je izolować akustycznie, termicznie i stanowić barierę ognioodporną. Ściany działowe murowane nie przenoszą zwykle obciążeń pionowych z wyjątkiem ciężaru własnego i zawieszonych na nich mebli. W normie PN-EN 1996-3 [N3] sugeruje się, że niektóre ściany mogą podlegać obciążeniu poziomemu wywołane przez ludzi lub ciężar niewielkich mebli.

Konstruując ściany działowe, należy uwzględnić wiele wymagań konstrukcyjnych zawartych w normie PN-EN 1996-1-1 [N1], które te ściany powinny spełniać. Wśród nich można wymienić odpowiednie przewiązanie elementów murowych z przypadku ścian działowych bez zbrojenia. Poprawne przewiązanie muru zgodnie z normą [N1] pozwala bowiem na traktowanie takiej ściany jak jednego elementu konstrukcyjnego. Gdy ściany nienośne przylegają do ścian nośnych, powinno się uwzględnić różnice pionowych przemieszczeń obu rodzajów ścian z uwagi na odkształcenia sprężyste, termiczne oraz odkształcenia wynikające z pęcznienia i skurczu lub pęcznienia muru. Jeżeli ściany nie są ze sobą przewiązane, to powinny być połączone ze sobą za pomocą łączników pozwalających na różne deformacje ścian do siebie przylegających. Należy również w ścianach działowych kontrolować wymiary bruzd i wnęk, szczególnie poziomych i ukośnych, których obecność może wpływać na stateczność ściany działowej. Ważne jest również określenie minimalnej grubości ściany działowej, zapewniającej jej stateczność. Wymagania konstrukcyjne zawarte w normie PN-EN 1996-1-1 [N1] mówią jedynie o minimalnej grubości ścian nośnych, która nie powinna być mniejsza od 100 mm. W odniesieniu do ścian nie przenoszących obciążeń pionowych i dużych ob-

ciążeń poziomych, w celu zapewnienia stateczności ściany murowanej w normie PN-EN 1996-3 [N3] wymaga się, aby minimalna jej grubość wynosiła 50 mm. Zaleca się również stosowanie zbrojenia układanego w co trzeciej spoinie wspornej muru w przypadku ścian o bardzo małej grubości.

Zasadne jest również w przypadku ścian działowych zachowanie niektórych dopuszczalnych odchyłek wymiarów podanych w normie PN-EN 1996-2 [N2]. Szczególnie dotyczy to dopuszczalnego odchylenia ściany od pionu równego ± 20 mm oraz odchylenia w kierunku poziomym mierzonego względem linii poziomej, przeprowadzonej przez dwa punkty, które nie powinno być większe niż ± 10 mm na każdym metrze ściany.

Jak już wspomniano nie ma szczegółowych wymagań dotyczących tylko i wyłącznie ścian murowanych ścian działowych. W normie PN-EN 1996-3 [N3] podano jednak wymagania odnoszące się do ścian, które nie przenoszą innych obciążeń pionowych poza ciężarem własnym oraz mogą być poddane niewielkim obciążeniom prostopadłym do ich powierzchni. W Załączniku B do normy PN-EN 1996-3 [N3] zawarto uproszczoną metodę konstruowania ścian wewnętrznych poddanych w ograniczonym zakresie obciążeniu prostopadłemu do ich powierzchni bez udziału obciążenia pionowego. Sposób ten może być stosowany pod warunkiem spełnienia kilku wymagań wstępnych, to jest:

- wysokość ściany w świetle h nie może przekraczać 6,0 m;
- długość ściany w świetle l , pomiędzy elementami konstrukcyjnymi stanowiącymi jej usztywnienie w płaszczyźnie prostopadłej do jej płaszczyzny, nie powinna być większa niż 12,0 m;
- grubość ściany bez warstw tynku nie może być mniejsza niż 50 mm;
- elementy murowe należące do grupy 1, 2, 3 lub 4 mogą być dowolnego typu powołanego w normie EN 1996-1-1 [N10].

W normie zwraca się uwagę na to, że ściany podparte wzdłuż krawędzi poziomych i/lub pionowych mogą podlegać wpływom zachodzących w czasie przemieszczeń elementów konstrukcji z nimi powiązanych (np. przyrostu ugięcia stropów żelbetowych na skutek pęcznienia betonu) i z tego powodu krawędzie tych ścian powinny być odpowiednio usztywnione i zaprojektowane z uwzględnieniem wspomnianych oddziaływań.

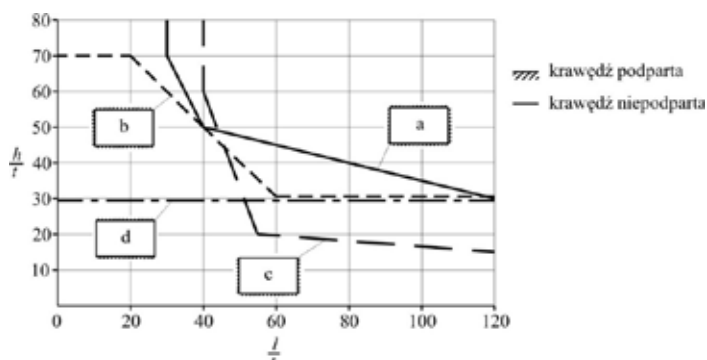
Zapisy zawarte w Załączniku B do normy PN-EN 1996-3 [N3] stosuje się, gdy spełnione są następujące warunki:

- ściana usytuowana jest wewnątrz budynku;
- zewnętrzne ściany elewacyjne nie mają dużych otworów drzwiowych lub innych podobnych;
- obciążenie ściany prostopadłe do jej powierzchni może być wywołane tylko przez ludzi lub niewielkie meble w pomieszczeniach o niewielkim ruchu osób (np. w pokojach i korytarzach w budynkach mieszkalnych, biurach, hotelach itp.);
- ściana poza ciężarem własnym nie przenosi żąd-

nego obciążenia stałego lub zmiennego, w tym również obciążenia wiatrem;

- ściana nie stanowi podparcia dla ciężkich przedmiotów, takich jak ciężkie meble, wyposażenie sanitarne lub grzewcze;
- odkształcenia innych części budynku (np. ugięcie stropów) lub oddziaływań związanych z jego funkcją nie mają negatywnego wpływu na stateczność ściany;
- uwzględnia się wpływ każdego otworu drzwiowego lub podobnego w sposób omówiony poniżej;
- uwzględnia się wpływ wszystkich bruzd wykonanych w ścianie.

Dopuszczalne wymiary ściany h i l oraz minimalną grubość t , można ustalać na podstawie rysunku 5.3.18, w zależności od sposobu podparcia rozpatrywanej ściany, czyli a – podpartej wzdłuż czterech krawędzi, b – podpartej na trzech krawędziach z jedną pionową krawędzią swobodną, c – ściany opartej wzdłuż trzech krawędzi przy niepodpartej górnej krawędzi poziomej oraz d – ściany podpartej tylko wzdłuż poziomych krawędzi u góry i u dołu. Na rysunku 5.3.18 dopuszczalne stosunki długości i wysokości ściany do jej grubości znajdują się pod wykreślonymi liniami właściwymi dla sposobu podparcia ściany działowej a, b, c lub d.



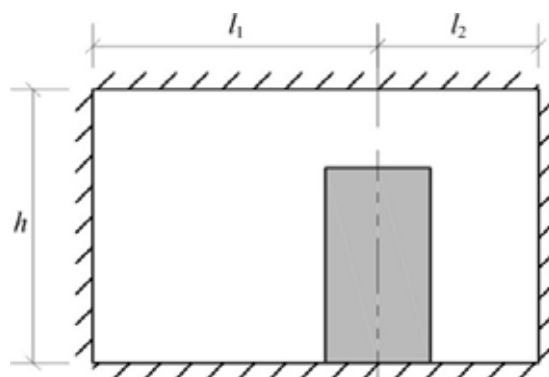
Rys. 5.3.18.

Dopuszczalne stosunki długości l i wysokości h ściany wewnętrznej do jej grubości t dla ścian bez obciążenia pionowego i obciążonych w ograniczonym zakresie w kierunku prostopadłym do ich powierzchni wg [N3]

W przypadku ściany z otworami, minimalną grubość i dopuszczalne wymiary można również określać na podstawie wykresów na rysunku 5.3.18, z uwzględnieniem zasad podanych na rysunku 5.3.19.

Wpływ obecności otworów można pominąć pod warunkiem, że łączna powierzchnia otworów nie przekracza 2,5% powierzchni ściany oraz pole powierzchni pojedynczego otworu jest nie większe niż $0,1 \text{ m}^2$, a długość lub szerokość otworu nie przekracza $0,5 \text{ m}$.

Ściana z otworem drzwiowym powinna być rozpatrywana tak jak ściana typu b, w której l jest większą z długości l_1 lub l_2 według rys. 5.3.19.



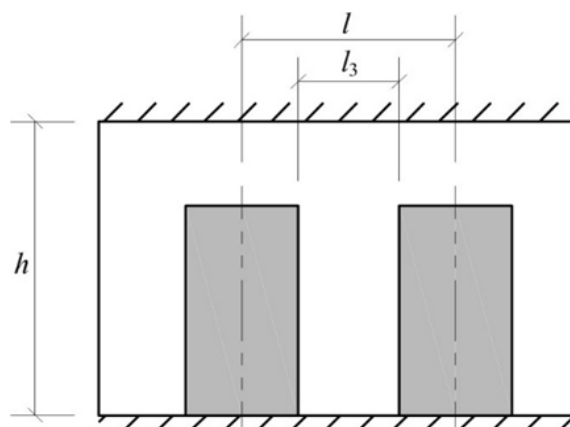
Rys. 5.3.19.

Ściana typu a z otworem drzwiowym wg [N3]

Omawiany Załącznik B do normy PN-EN 1996-3 [N3] nie uwzględnia konstruowania ścian typu c z otworami. Możliwe jest natomiast uwzględnienie otworów w ścianach typu d, jeżeli

$$l_3 \geq \frac{2}{3}l$$

oraz $l_3 \geq \frac{2}{3}h$, zgodnie z oznaczeniami pokazanymi na rysunku 5.3.20, osobno sprawdzając wymiary wydzielonego pasma lewego, środkowego i prawego.



Rys. 5.3.20.

Ściana typu d z otworami drzwiowymi wg [N3]

Ściany działowe wzdłuż ich górnej krawędzi poziomej nie powinny mieć kontaktu ze stropem. Zezłknięcie stropu ze ścianą działową (np. w wyniku ugięcia stropu) spowodowałoby znaczne jej obciążenie i w konsekwencji lokalne uszkodzenie, a w skrajnym przypadku nawet zniszczenie. Szczelinę między ścianą działową i stropem powinno się wypełnić materiałem trwale elastycznym, aby zminimalizować skutki powstałego mostka akustycznego oraz spełnić wymagania ochronne w sytuacji pożarowej.

Odpowiednia izolacja termiczna ścian działowych jest wymagana w sytuacji, kiedy rozdziela ona pomieszczenia ogrzewane i nieogrzewane.

Bardzo ważne jest zwrócenie uwagi na ograniczenie ugięcia stropu, na którym wykonuje się ściany działowe,

lub/i zabezpieczenie takich ścian z uwagi na skutki przemieszczeń pionowych stropów. Ściany działowe należy traktować jak sztywne tarcze z elementów drobnowymiarowych opartych na podatnych liniowych podporach. Wraz ze wzrostem ugięcia stropu zmienia się sposób podparcia ścian – w przypadku ścian bez otworów z podparcia ciągłego na całej długości ściany do podparcia na wzdłuż odcinków przy końcach ściany. Wpływ ugięcia stropu na zachowanie się ścian z otworami jest dużo bardziej skomplikowa-

ny niż w przypadku ścian bez otworów i zależy od wielu czynników w tym od geometrii, usytuowania i liczby otworów. Ugięcie stropów podpierających ściany działowe wpływa na sposób ich wyężenia w związku z pojawieniem się zginania i ścinania w ich płaszczyźnie, co może być szczególnie niepożądane w przypadku ścian z otworami. Na rysunku 5.3.21 pokazano fotografie zarysowań ścian działowych, powstałych na skutek ugięcia płytowego stropu o grubości 15 cm, na którym ściany wzniesiono.



Rys. 5.3.21.

Przykłady zarysowań ścian nienośnych spowodowanych ugięciem stropów:

- a) zarysowania ukośne na ścianie oddzielającej korytarz od lokali mieszkalnych,
- b) rysa pozioma biegnąca od naroża otworu drzwiowego,
- c) zarysowanie ukośne w ścianie ostonowej,
- d) rysa na styku górnej krawędzi ściany ze stropem,
- e) rysa ukośna w ścianie bez otworów,
- f) rysa pozioma w dolnej części ściany,
- g) rysa pozioma w ścianie ostonowej pomiędzy oknem i drzwiami balkonowymi,
- h) odspojenie ściany ostonowej od płyty stropowej

Już kilkumilimetrowe ugięcie stropu może prowadzić do powstawania zarysowań ścian. Oczywiście takie zarysowania wynikają z przemieszczeń pionowych, które wystąpią po wymurowaniu ścian i wynikają z ciężaru własnego elementów układanych na stropie (podłogi i posadzki, elementy instalacji i sufitów podwieszanych do stropów, wyprawy tynkarskiej), obciążenia eksploatacyjnego oraz przyrostu ugięć na skutek zwiększających się w czasie odkształceń opóźnionych, w tym związanych ze skurczem i pęczaniem betonu. Ze względu na niewielką wczesną sztywność ścian murowanych (niezwiązana zaprawa w poszczególnych warstwach muru) oraz procesy reologiczne zachodzące w murze, przy wyznaczaniu ugięcia stropu występującego po wymurowaniu ścian można nie uwzględniać ich ciężaru własnego bez warstw tynku, lecz tylko pod warunkiem, że przegrody murowane zostały wzniesione na niepodpartym stropie.

Zapobieganie uszkodzeniom takich ścian polega przede wszystkim na ograniczeniu ugięcia stropów na etapie projektowania i wykonawstwa konstrukcji. Projektując konstrukcję powinno się zwracać uwagę na odpowiednie założenia statyczne, w tym stosowanie stropów opartych na wszystkich krawędziach na podporach o możliwie dużej sztywności, skracanie rozpiętości skrajnych przęseł ustrojów wieloprzęsłowych, konstruowanie podpór o możliwie podobnej sztywności na wszystkich kondygnacjach itd. Na etapie wykonania konstrukcji należy pamiętać o tym, aby ściany na stropie murować dopiero po usunięciu jego podparcia montażowego, najlepiej całkowitym. Pożądane jest ponadto takie wykończenie tego rodzaju ścian, aby wyprawy tynkarskie ścian i stropów były od siebie oddzielone. Uwagi wymaga ponadto odpowiednie połączenie krawędzi pionowych ścian wypełniających z konstrukcją żelbetową oraz ścian działowych z innymi ścianami, co pozwoli na zminimalizowanie zarysowań pionowych na styku tych elementów. Zastosowanie zbrojenia układanego w spoinach wspornych muru może również prowadzić do zmniejszenia szerokości zarysowań, lecz zwykle nie zapobiega ich wystąpieniu, szczególnie w przypadku ścian z otworami. Zdarzają się również takie błędy wykonawcze, które polegają na murowaniu ścianek działowych na odkształcalnych warstwach posadzek i podłóg oraz wykonywaniu jastrychów i warstw wyrównawczych z zapraw cementowych o znacznie większej grubości niż przewidziano w projekcie.

W polskiej normie PN-EN 1992-1-1 [N5] znajduje się zapis, który mówi, że należy ograniczyć ugięcia, które mogą powodować uszkodzenia przylegających do siebie części konstrukcji. Właściwą granicą ugięcia powstającego pod działaniem obciążeń quasi-stałych po zakończeniu wznoszenia konstrukcji jest zwykle $1/500$ rozpiętości. W zależności od wrażliwości części przylegających można wziąć pod uwagę inne ograniczenia. Podobne ograniczenie ugięcia do $1/500$ rozpiętości zespolonych płyt stropowych można znaleźć w normie PN-EN 13747 [N6]. Amerykańska norma dotycząca projektowania konstrukcji murowych ACI 318-2 [N13] w sytuacji, gdy na stropie znajdują

się elementy niekonstrukcyjne (np. murowane ściany działowe), wartości maksymalne ugięcia ogranicza się do $1/480$ rozpiętości efektywnej stropu. Norma amerykańska ACI 530-05/ASCE 5-05/TMS 402-05 [N14] ogranicza ugięcie belek i nadproży wynikające z działania wszystkich obciążeń o charakterze długotrwałym do $1/600$ rozpiętości i nie więcej niż 7,6 mm.

5.3.4. Ściany wypełniające

Ściany murowane mogą stanowić wypełnienie stalowych i żelbetowych konstrukcji ramowych lub częściowej płytowo-stupowych. Wypełnienie takie może zwiększać globalną sztywność konstrukcji z uwagi na przemieszczenia poziome. W tym przypadku ściana murowana obciążona jest w swojej płaszczyźnie i nazywa się ją ścianą usztywniającą. Niniejszy rozdział dotyczy będzie jednak murowanych ścian wypełniających obciążonych prostopadłe do ich płaszczyzny i zginanych z płaszczyzny muru. Obciążenie takich ścian wynika głównie z oddziaływania wiatru w przypadku zewnętrznych ścian ostonowych oraz dodatkowo poziomego obciążenia eksploatacyjnego wywołanego przez ludzi lub ciężar niewielkich mebli. Dodatkowo ściany wypełniające mogą być obciążone oddziaływaniem o charakterze wyjątkowym, wynikającym na przykład z wybuchu gazu lub uderzenia pojazdu. Należy także pamiętać o tym, że takie ściany podlegają również odkształceniom wynikającym z oddziaływań termicznych i związanym ze zmianami wilgotności.

Podejście do obliczania murowanych ścian wypełniających może być dwojakie. Można wyznaczyć obliczeniowe graniczne obciążenie prostopadłe do ściany z uwzględnieniem wystąpienia efektu przesklepienia łukowego (patrz p. 5.3.2). Możliwe jest także wyznaczenie momentów zginających, tak jak w ścianie opartej wzdłuż trzech lub czterech krawędzi, stosując odpowiedni współczynnik rozdziatu momentów i współczynnik ortogonalności (patrz p. 5.3.1), wyznaczyć nośność mnożąc sprężysty wskaźnik zginania przez odpowiednią obliczeniową wytrzymałość muru na zginanie i na końcu sprawdzić warunek stanu granicznego nośności na zginanie (patrz p. 5.3.2).

Pierwszy sposób, z uwzględnieniem ukształtowania się łuku na grubości muru, wymaga aby ściana murowana miała kontakt ze słupami i belkami lub płytami konstrukcji, którą wypełnia, najlepiej na całej długości podpartej krawędzi. Efekt przesklepienia łukowego może wystąpić w sytuacji, gdy rozpór łuku zostanie przejęty przez elementy podpierające ścianę, które będą blokowały możliwość swobodnego obrotu ściany na jej końcach. Dlatego w sytuacji, w której między ścianą wypełniającą a elementami konstrukcji wypełnianej występuje nawet niewielka szczelina, nośność łuku będzie mocno ograniczona. Wówczas efekt przesklepienia może wystąpić, lecz dopiero po wstępnym zarysowaniu ściany. Problemem tym zajmowali się Gabrielsen i Kaplan [4], którzy stwierdzi-

li, że szczelina występująca między górną krawędzią ściany wypełniającej i ramą spowodowała spadek nośności ściany do około 16% nośności ściany mającej pełen kontakt z wypełnianą konstrukcją. Nośność takiej ściany wypełniającej, nie stykającej się z ramą wzdłuż górnej krawędzi, była jednak trzykrotnie większa od nośności ściany swobodnie podpartej na wszystkich czterech krawędziach.

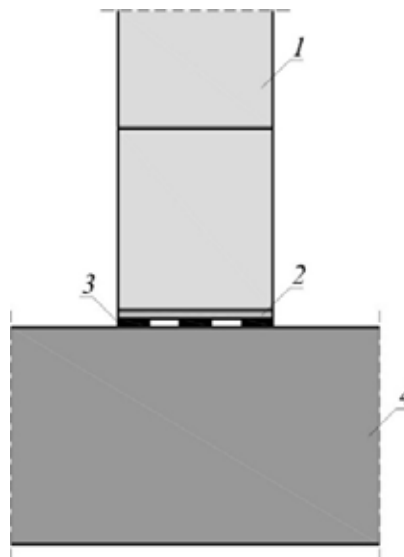
Zapewnienie styku ściany ze wszystkimi krawędziami ramy może być zadaniem trudnym i dość kosztownym. Z drugiej strony, takie ściany wypełniające charakteryzują się bardzo dużą nośnością z uwagi na obciążenie poziome, prostopadłe do ich powierzchni. W literaturze przedmiotu rozważa się sytuacje, w której ściana murowana opiera się na dwóch krawędziach poziomych, dolnej i górnej lub wzdłuż wszystkich czterech krawędzi. Taki sposób podparcia, zakładając wystąpienie efektu przesklepienia, zrealizować jest najtrudniej, a szczególnie niełatwe jest zapewnienie górnej krawędzi ściany z rygłem. W pewnych sytuacjach, głównie w przypadku ścian wewnętrznych, stykanie się ściany murowanej z rygłem ramy lub stropem żelbetowym jest niepożądane głównie ze względu na chęć uniknięcia uszkodzenia ściany na skutek ugięcia rygla lub stropu. Ściany wypełniające w obliczeniach, w których uwzględnia się efekt przesklepienia łukowego, można również traktować jak podparte jedynie wzdłuż krawędzi pionowych. Takie podparcie zrealizować jest stosunkowo najprościej, na przykład poprzez monolityzację strzępi muru z żelbetowymi słupami lub za pomocą zbrojenia wypuszczanego z muru, bądź odpowiednich łączników. Wówczas nie ma potrzeby zapewniania kontaktu górnej krawędzi ściany z konstrukcją wypełnianą, natomiast krawędź dolna może być również uważana za niepodpartą, zwłaszcza, że często stosuje się warstwę poślizgową pomiędzy stropem a ścianą w celu zmniejszenia niepożądanych sił przekazywanych na ścianę, wynikających z ugięcia stopu lub rygla ramy.

W drugiej, klasycznej metodzie obliczania ścian wypełniających wyznacza się momenty zginające i nośność na zginanie. Graniczne obciążenie ściany uzyskiwane tą metodą jest dużo mniejsze niż w przypadku metody uwzględniającej efekt przesklepienia łukowego. Konstrukcja ścian wypełniających i połączenie ich z elementami konstrukcji wypełnianej żelbetowej lub stalowej jest prostsze i mniej kosztowne. Przy założeniu swobodnego podparcia wszystkich krawędzi wystarczy, aby połączenie takie było zdolne do przeniesienia jedynie sił poprzecznych.

Obydwa sposoby obliczania ścian obciążonych prostopadłe do ich powierzchni występują w normie PN-EN 1996-1-1 [N1] i zostały opisane w punkcie 5.3.2.

W pracach [1], [2] i [3] przedstawiono problematykę konstruowania i sposobów połączenia ścian wypełniających z konstrukcją wypełnianą. Dolna pozioma krawędź ściany opiera się stropie żelbetowym lub konstrukcji ramy, na której została wymurowana.

Ścianę wypełniającą można wznosić na warstwie poślizgowej wykonanej najczęściej z kilku warstw folii. Taka przekładka oddziela konstrukcję wypełnianą od ściany i pozwala na zmniejszenie odkształceń konstrukcji przekazywanych na ścianę wypełniającą. Odkształcenia te wynikają głównie z ugięcia konstrukcji, na której ściana murowana spoczywa, oraz wpływów reologicznych i termicznych. Pierwszą warstwę ściany wypełniającej muruje się na warstwie zaprawy o grubości 10 mm, co zwykle pozwala na poziome ułożenie pierwszej warstwy muru, niezależnie od nierówności powierzchni, na której ściana jest wznoszona. W związku ze stosowaniem warstwy poślizgowej dolną krawędź ściany można traktować jako niepodpartą, chyba że na konstrukcji, na której ściana jest ustawiona, zostaną wykonane odpowiednie sztywne warstwy posadzki. Warstwy te na wysokości równej ich grubości będą obejmowały dolną część ściany i umożliwią przekazanie poziomych sił poprzecznych a poprzez zablokowanie możliwości obrotu ściany mogą również pozwolić na częściowe utwierdzenie wzdłuż dolnej krawędzi, co z drugiej strony utrudnia wykonywanie na stropach tak zwanych podtóg płytujących. Taka sytuacja może wystąpić w przypadku wewnętrznych ścian wypełniających, gdy warstwy posadzki obejmują ścianę z dwóch stron. Zapewnienie przekazania na konstrukcję na konstrukcję wypełnianą sił poprzecznych (wywołanych na przykład ssaniem wiatru) i momentu zginającego wymagałoby dodatkowych zabiegów konstrukcyjnych, na przykład zakotwienia dolnej krawędzi ściany w warstwach posadzki. Na rysunku 5.3.22 pokazano sposób połączenia dolnej krawędzi ściany wypełniającej z konstrukcją żelbetową.



Rys. 5.3.22.

Połączenie pierwszej warstwy muru z konstrukcją wypełnianą wg [1], [2], [3];

1 – murowana ściana wypełniająca,

2 – zaprawa cementowa 1:3 o grubości 10 mm,

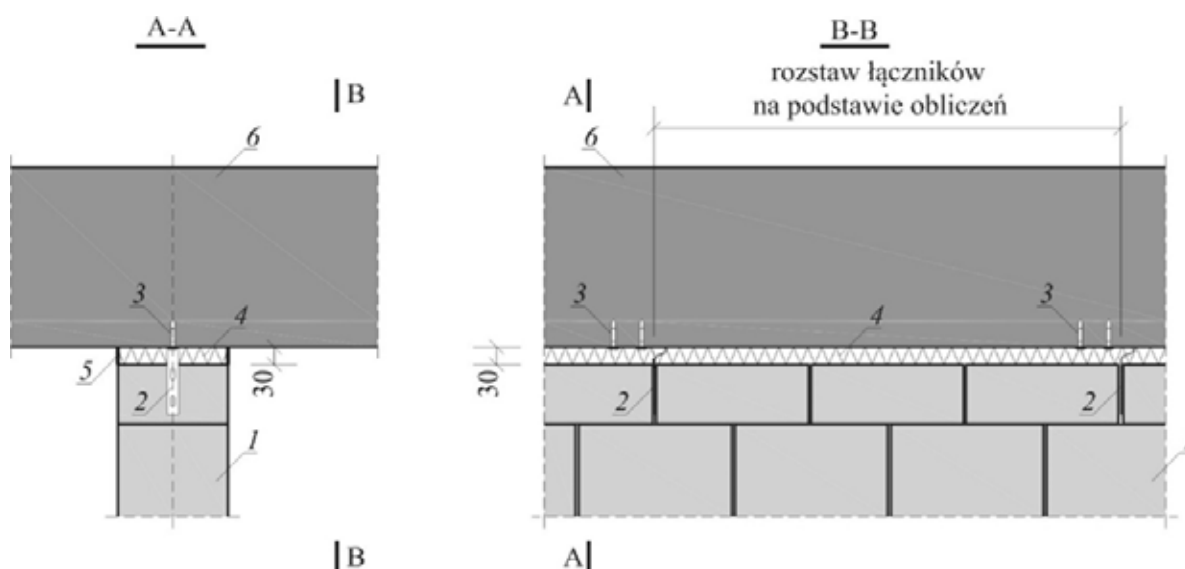
3 – warstwa poślizgowa z dwóch warstw papy lub folii, 4 – strop żelbetowy

Połączenie górnej krawędzi ściany z konstrukcją wypełnianą może być zrealizowane poprzez odpowiednią liczbę łączników, które zdolne będą do przeniesienia poziomego obciążenia ścian. Nie należy łączyć górnej krawędzi ściany z konstrukcją za pomocą zapraw, pianki poliuretanowej i tym podobnych materiałów mało ściśliwych. Zasklepienie pozostałej ponad ścianą szczeliny może spowodować sytuację, w której ugięcie konstrukcji wypełnianej doprowadzi do kontaktu z murem i w efekcie do przekazania znacznych sił na ścianę, która może ulec uszkodzeniu. Szczelinę ponad ścianą wypełniającą powinno się uzupełnić wełną mineralną klasy A1 według PN-EN 13501-1 [N16] i uszczelnić masą trwale elastyczną. W pewnych sytuacjach może być wymagane stosowanie poziomych listew maskujących mocowanych do ściany lub stropu, w tym drugim przypadku elementy tego rodzaju mogą również stanowić odpowiednio skonstruowane tyżwowe podparcie górnej krawędzi ściany wypełniającej. Elementy łączące górną krawędź ściany z konstrukcją powyżej powinno się instalować w wypełnionych zaprawą pionowych spoinach czołowych i mocować mechanicznie do konstrukcji wypełnianej (rys. 5.3.23). Za pomocą łączników możliwe jest również zrealizowanie utwierdzenia ściany wzdłuż górnej krawędzi, co wymaga takiego skonstruowania połączenia, aby możliwe było przeniesienie przez łączniki pary sił o odpowiedniej wartości wynikającej z momentu zamocowania. Liczba a co za tym idzie rozstaw łączników powinien wynikać z odpowiednich obliczeń statycznych zarówno w przypadku połączenia przegubowego, gdy połączenie obciążone jest tylko poziomymi siłami poprzecznymi, jak wtedy, gdy projektuje się utwierdzenie górnej krawędzi ściany wypełniającej.

Połączenie pionowych krawędzi ściany z konstrukcją wypełnianą wykonuje się podobnie jak połączenie krawędzi górnej za pomocą łączników, które tym razem umieszcza się w spoinach wspornych muru i mocuje mechanicznie do konstrukcji nośnej. Liczba i rozstaw łączników powinny oczywiście wynikać ze stosownych obliczeń statycznych. Na rysunku 5.3.24 pokazano tego rodzaju połączenie.

W przypadku długiej ściany wypełniającej konieczne może być podzielenie jej na krótsze odcinki szczeliną dylatacyjną. Krawędzie pionowe takiej ściany można zaprojektować jako krawędzie swobodne lub jako utwierdzone w pionowych rdzeniach. Projektując krawędzie swobodne, zakłada się, że odległość między sąsiednimi odcinkami ścian wykonanych z autoklawizowanego betonu komórkowego wynosi nie więcej niż 6 m. Pionową szczelinę można wypełnić tak jak w przypadku szczeliny między górną krawędzią ściany i konstrukcją wypełnianą lub zastosować rozprężne taśmy dylatacyjne. Zaleca się, aby sąsiednie odcinki ścian łączyć konstrukcyjnie górą za pomocą odpowiedniego łącznika pozwalającego na niewielkie wzajemne przemieszczenia, co pokazano na rysunku 5.3.25.

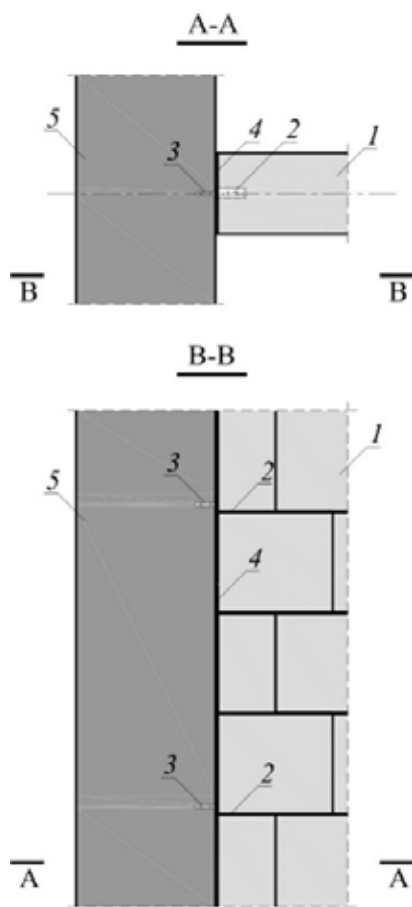
Gdy projektuje się podparcie krawędzi pionowych części ściany wypełniającej, wówczas należy przewidzieć wykonanie rdzenie żelbetowych. Rdzenie muszą być połączone z konstrukcją wypełnianą, u dołu zbrojenie rdzenie można wkleić do istniejącej konstrukcji lub na etapie wykonania konstrukcji wypuścić z niej odpowiednie zbrojenie rdzeni. Połączenie rdzenia u góry z istniejącą konstrukcją stanowi nieco większy problem. Należy bowiem zapewnić swobodę ugięcia konstrukcji wypełnianej. Najczęściej w takim połączeniu stosuje się kotwy i tuleje, które umożliwiają



Rys. 5.3.23.

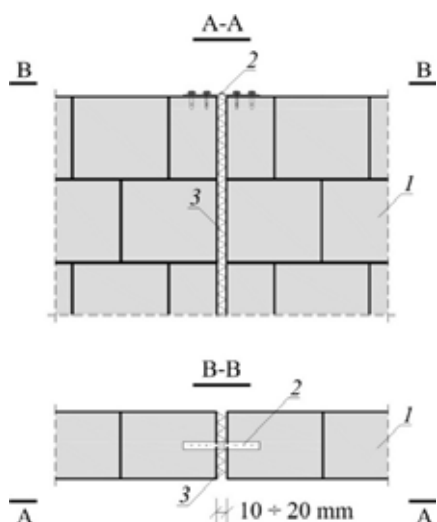
Połączenie górnej krawędzi ściany wypełniającej z konstrukcją wypełnianą wg [1], [2], [3];
1 – ściana wypełniająca, 2 – łączniki, 3 – wkret, 4 – wełna mineralna,
5 – masa trwale elastyczna, 6 – strop żelbetowy

przegubowe połączenie rdzenia ze stropem z zachowaniem możliwości pionowego przemieszczenia istniejącej konstrukcji, co przedstawiono na rysunku 5.3.26.



Rys. 5.3.24.

Połączenie krawędzi pionowej ściany wypełniającej z konstrukcją budynku za pomocą łączników mechanicznych wg [1], [2], [3]; 1 – murowana ściana wypełniająca, 2 – łącznik, 3 – wkręt, 4 – warstwa zaprawy o grubości 10 mm, 5 – konstrukcja budynku

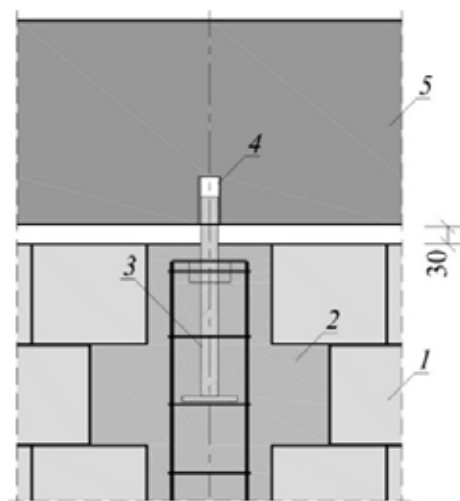


Rys. 5.3.25.

Konstrukcja swobodnych krawędzi ścian wypełniających wg [1], [2], [3]; 1 – ściana murowana, 2 – łącznik, 3 – taśma dylatacyjna

Murowaną ścianę wypełniającą łączy się rdzeniem żelbetowym przez monolityzację strzępi poznaczonych na wysokości pionowej krawędzi ściany.

W celu uniknięcia nadmiernych przemieszczeń ścian obciążonych prostopadłe do ich powierzchni, będących skutkiem ugięcia, pęcznienia, skurczu, wpływów termicznych i zarysowania należy zgodnie z Załącznikiem F do normy PN-EN 1996-1-1 [N1] ograniczyć ich wymiary (patrz p. 5.3.2). Ściany wypełniające podlegają również zaleceniom zawartym w normie PN-EN 1996-2 [N2] dotyczącym odległości między pionowymi przerwami dylatacyjnymi (patrz p. 6.9.2).



Rys. 5.3.26.

Połączenie żelbetowego rdzenia ze stropem wg [1], [2], [3]; 1 – murowana ściana wypełniająca, 2 – żelbetowy rdzeń, 3 – kotwa, 4 – tuleja przymocowana do stropu zaprawą montażową, 5 – strop

5.3.5.

Algorytmy projektowania ścian zginanych z płaszczyzny według normy PN-EN 1996-1-1

Poniżej w tablicy 5.3.2 podano algorytm sprawdzania stanu granicznego nośności ściany murowanej bez otworów zginanej z płaszczyzny, obciążonej

równomiernie prostopadłe do jej powierzchni, natomiast w tablicy 5.3.3 zamieszczony został algorytm wyznaczania granicznej wartości obliczeniowego równomiernie rozłożonego obciążenia prostopadłego do powierzchni muru przypadającego na jednostkę powierzchni. Numery wzorów w tablicach są zgodnie z numeracją według normy PN-EN 1996-1-1 [N1].



Tablica 5.3.2.

Algorytm sprawdzania stanu granicznego nośności ściany murowanej bez otworów obciążonej równomiernie w kierunku prostopadłym do jej powierzchni

1	Dane: rodzaj elementów murowych i zaprawy, grubość ściany t, długość ściany l, wysokość ściany h, obliczeniowa wytrzymałość muru na ściskanie f_d, charakterystyczna wytrzymałość muru na zginanie przy zniszczeniu w płaszczyźnie równoległej do spoin wspornych f_{xk1}, charakterystyczna wytrzymałość muru na zginanie przy zniszczeniu w płaszczyźnie prostopadłej do spoin wspornych f_{xk2}, obliczeniowe obciążenie ściany wiatrem (parcie lub ssanie wiatru) W_{Ed}, obliczeniowe pionowe naprężenie ściskające występujące na górnej krawędzi ściany σ_d.
2	Określenie wytrzymałości obliczeniowej muru na zginanie przy zniszczeniu w płaszczyźnie równoległej do spoin wspornych: $f_{xd1} = \frac{f_{xk1}}{\gamma_M}$ gdzie: γ_M – częściowy współczynnik bezpieczeństwa dla muru wg tablicy NA.1 normy [N1].
3	Określenie wytrzymałości obliczeniowej muru na zginanie przy zniszczeniu w płaszczyźnie prostopadłej do spoin wspornych: $f_{xd2} = \frac{f_{xk2}}{\gamma_M}$
4	Obliczenie zastępczej wytrzymałości muru na zginanie przy zniszczeniu w płaszczyźnie równoległej do spoin wspornych: $f_{xd1,app} = f_{xd1} + \sigma_d \quad (5.17) \quad (6.17)$ gdzie: σ_d – obliczeniowe pionowe naprężenie ściskające na górnej krawędzi ściany.
5	Określenie współczynnika ortogonalności: $\mu = \frac{f_{xd1,app}}{f_{xd2}}$ Współczynnik ortogonalności wyznacza się zgodnie z zasadami zapisanymi w uwadze do punktu 5.5.5(7) normy [N1]
6	Wyznaczenie momentu zginającego działającego na jednostkę długości ściany: $M_{Ed1} = \alpha_1 W_{Ed} l^2 = \mu \alpha_2 W_{Ed} l^2 \quad (5.17)$ gdzie: α_2 – współczynnik rozdziału momentów zginających przyjmowany w zależności od warunków podparcia krawędzi ściany, stosunku wysokości do długości ściany h/l oraz wartości współczynnika ortogonalności μ według tablic zawartych w Załączniku E do normy [N1] W_{Ed} – obliczeniowe równomiernie rozłożone obciążenie ściany na jednostkę powierzchni.

7	Wyznaczenie momentu zginającego działającego na jednostkę wysokości ściany: $M_{Ed2} = \alpha_2 W_{Ed} l^2 \quad (5.18)$
8	Określenie sprężystego wskaźnika zginania na jednostkę długości/wysokości ściany: $Z = \frac{t^2}{6}$
9	Wyznaczenie nośności na zginanie na jednostkę długości ściany: $M_{Rd1} = Z f_{xd1,app} \quad (6.16)$
10	Wyznaczenie nośności na zginanie na jednostkę wysokości ściany: $M_{Rd2} = Z f_{xd2} \quad (6.16)$
11	Sprawdzenie stanu granicznego nośności na zginanie: $M_{Ed1} \leq M_{Rd1}$ $M_{Ed2} \leq M_{Rd2} \quad (6.15)$
12	Jeżeli warunek stanu granicznego nośności nie jest spełniony lub nośność na zginanie jest znacznie większa od obliczeniowego momentu zginającego, wówczas należy odpowiednio zwiększyć lub zmniejszyć grubość ściany, bądź zmienić zastosowane elementy murowe lub/i zaprawę tak, aby uzyskać większą lub mniejszą wytrzymałość muru na zginanie.



Tablica 5.3.3.

Algorytm wyznaczania granicznej wartości obliczeniowej równomiernie rozłożonego obciążenia prostopadłego do powierzchni ściany bez otworów przy założeniu wystąpienia efektu przesklepienia łukowego

1	Dane: rodzaj elementów murowych i zaprawy, grubość ściany t , długość ściany l , wysokość ściany h , obliczeniowa wytrzymałość muru na ściskanie w kierunku równoległym do oddziaływania rozporu łuku f_d , obliczeniowe obciążenie ściany wiatrem (parcie lub ssanie wiatru) W_{Ed} .
2	Sprawdzenie warunków stosowania metody.
3	Wyznaczenie maksymalnego obliczeniowego rozporu łuku na jednostkę wysokości ściany: $N_{ad} = 1,5 f_d \frac{t}{10} \quad (6.19)$
4	Wyznaczenie maksymalnego obliczeniowego rozporu łuku na jednostkę wysokości ściany: $q_{lat,d} = f_d \left(\frac{t}{l} \right)^2 \quad (6.20)$
5	Sprawdzenie stanu granicznego nośności: $q_{lat,d} \geq W_{Ed}$
6	Jeżeli warunek stanu granicznego nośności nie jest spełniony to należy rozważyć zwiększenie grubości ściany lub przyjęcie zaprawy i/lub elementów murowych o większej wytrzymałości.

5.3.6.

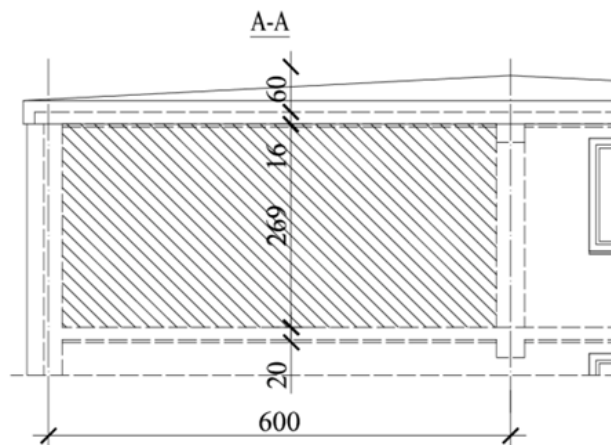
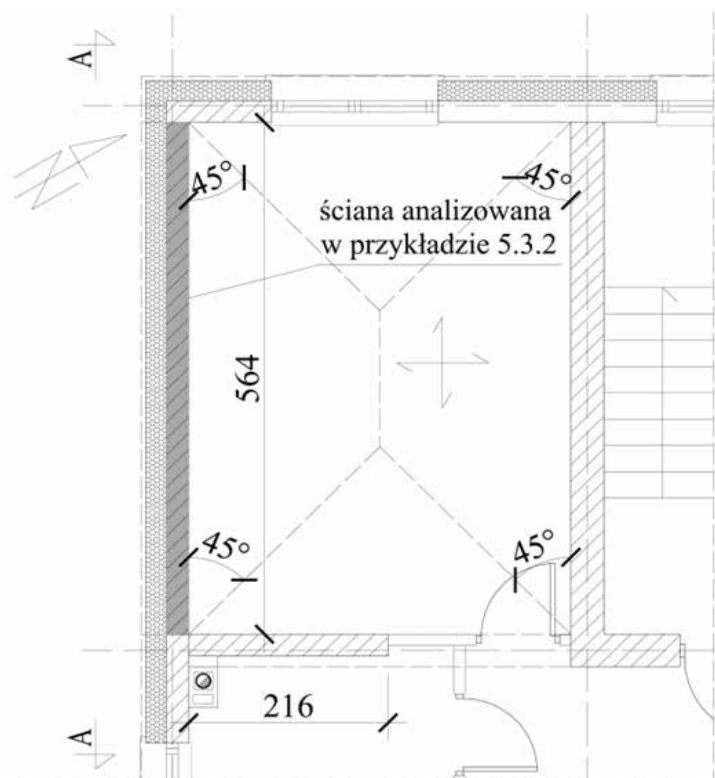
Przykład obliczeniowy ściany zginanej z płaszczyzny

Sprawdzenie stanu granicznego nośności ściany murowanej bez otworów obciążonej równomiernie w kierunku prostopadłym do jej powierzchni wykonano według normy PN-EN 1996-1-1 [N1]. Analizę obliczeniową wykonano na podstawie obiektu przedstawionego w punkcie 5.1.3.6

Opis analizowanego budynku

Zamieszczone poniżej obliczenia dotyczą ściany zewnętrznej ostatniej kondygnacji budynku. Na rys.

5.3.27 zaznaczono analizowany w przykładzie fragment ściany. Długości odcinków ścian prostopadłych do ściany obliczanej i stanowiących dla niej podparcie są większe niż 1/3 ich wysokości oraz grubość ścian podpierających jest nie mniejsza od grubości ściany podpieranej, co pozwala na przyjęcie utwierdzenia wzdłuż krawędzi pionowych. W celach dydaktycznych grubość analizowanej ściany została zmieniona na 24 cm w stosunku do grubości podanej w punkcie 5.1.3.6.



Rys. 5.3.27.

Rzut oraz fragment elewacji najwyższej kondygnacji budynku mieszkalnego

Poziome obciążenie

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

Obciążenie charakterystyczne wiatrem ściany przyjęto jak w przykładzie obliczeniowym w punkcie 5.1.3.6.

Przy kącie oddziaływania wiatru równym 300° w stosunku do kierunku północnego (kierunek równoległy do rozpatrywanej) występuje największe oddziaływanie wiatru na analizowaną ścianę. Ze względu na położenia ściany w dwóch strefach A i B oddziaływania wiatru do dalszych obliczeń przyjęto wartość średnią ważoną siły oddziaływania wiatru z uwagi na długości części ścian znajdujących się w obu strefach. Do dalszych obliczeń przyjęto:

$$w_e = 0,418 \text{ kN/m}^2.$$

Za normą [18] przyjęto współczynnik częściowy dla wiodącego oddziaływania zmiennego:

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

Obliczeniowe obciążenie ściany wiatrem:

$$W_{Ed} = w_e \cdot \gamma_{Q,1} = 0,418 \cdot 1,5 = 0,627 \text{ kN/m}^2.$$

Charakterystyczne liniowe obciążenie poziome wg PN-EN 1990 [N19]

Zgodnie z normą PN-EN 1990 [N19] uwzględniono liniowe obciążenie poziome. Charakterystyczną wartość obciążenia w przypadku kategorii użytkowania A przyjmować należy z zakresu od 0,2 kN/m do 1,0 kN/m, przy czym wartością zalecaną jest 0,5 kN/m a obciążenie powinno być przyłożone na wysokości nie wię-

szej niż 1,2 m. Do dalszych obliczeń przyjęto wartość charakterystyczną:

$$p_{hk} = 0,50 \text{ kN/m}$$

Za normą [18] przyjęto współczynnik częściowy dla towarzyszącego oddziaływania zmiennego:

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

oraz współczynnik dla wartości kombinacyjnej obciążenia : $\Psi_{0,2} = 0,7$.

Obliczeniowe obciążenie liniowe:

$$p_{hk} = \gamma_{Q,2} \cdot \Psi_{0,2} \cdot p_{hk} = 1,5 \cdot 0,7 \cdot 0,5 = 0,525 \text{ kN/m}$$

Pionowe obciążenie charakterystyczne

Pionowe obciążenia z dachu zbiera się z obszaru o powierzchni 10,27 m².

Obciążenie z dachu

Obciążenie charakterystyczne stropodachu przyjęto jak w przykładzie obliczeniowym 5.1.3.6

Stropodach:

$$N_{GkI} = 4,58 \cdot 10,27 / 5,64 = 8,34 \text{ kN/m}$$

Obciążenie śniegiem wg PN-EN 1991-1-3 [N17] / Dachy dwupółtaciowe (p.5.3.3)

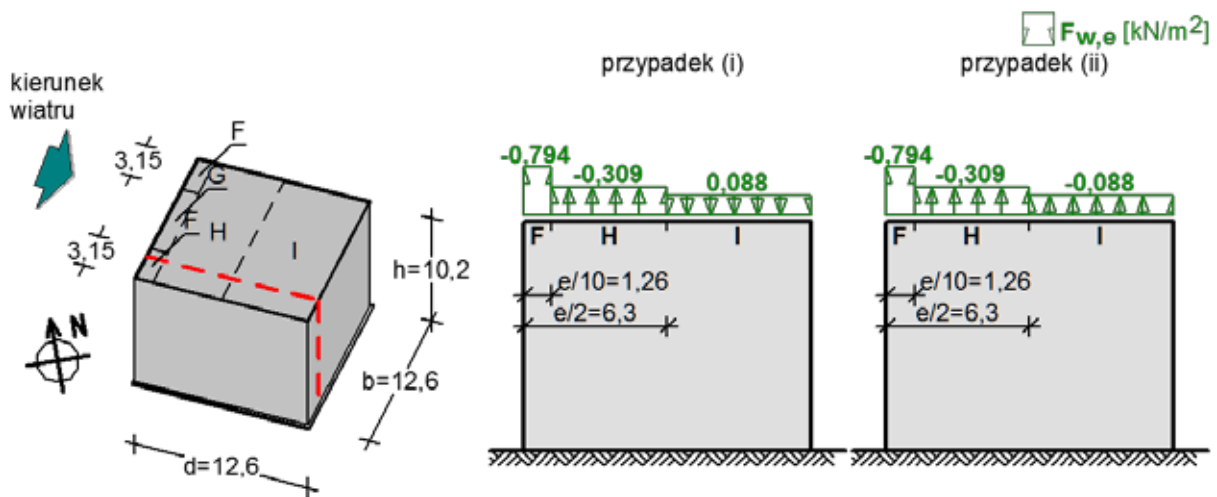
Obciążenie charakterystyczne śniegiem dachu przyjęto jak w przykładzie obliczeniowym 5.1.3.6

Śnieg:

$$N_{Sk,II,2} = 0,72 \cdot 10,27 / 5,64 = 1,31 \text{ kN/m}$$

Obciążenie wiatrem wg PN-EN 1991-1-4 [N18] / Dachy płaskie (p.7.2.3)

Jako najbardziej niekorzystny przypadek rozpatrzono kierunek wiatru równoległy do analizowanej ściany.



- Dach o wymiarach: $d = 12,6 \text{ m}$, $b = 12,6 \text{ m}$, $h = 10,2 \text{ m}$
- Dach płaski, kąt nachylenia połaci $-5^\circ < \alpha < 5^\circ$, z ostrymi krawędziami brzegu
- Wymiar $e = \min(b, 2 \cdot h) = 12,6 \text{ m}$
- Wartość podstawowa bazowej prędkości wiatru (wg Załącznika krajowego NA):

- strefa obciążenia wiatrem 1; $A = 300 \text{ m n.p.m.} \rightarrow v_{b,0} = 22 \text{ m/s}$
- Kierunek wiatru 300° (sektor 11) $\rightarrow$ współczynnik kierunkowy: $c_{dir} = 1,0$ (wg Załącznika krajowego NA)
- Współczynnik sezonowy: $c_{season} = 1,00$
- Bazowa prędkość wiatru: $v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0} = 22,00 \text{ m/s}$
- Wysokość odniesienia: $z_e = h = 10,20 \text{ m}$
- Kategoria terenu IV $\rightarrow$ współczynnik chropowatości: $c_{r(z_e)} = 0,6 \cdot (10,2/10)^{0,24} = 0,60$ (wg Załącznika krajowego NA.6)
- Współczynnik rzeźby terenu (orografii): $c_o(z_e) = 1,00$
- Średnia prędkość wiatru: $v_m(z_e) = c_{r(z_e)} \cdot c_o(z_e) \cdot v_b = 13,26 \text{ m/s}$
- Intensywność turbulencji: $I_v(z_e) = 0,431$
- Gęstość powietrza: $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$
- Wartość szczytowa ciśnienia prędkości:
 $q_p(z_e) = [1 + 7 \cdot I_v(z_e)] \cdot (1/2) \cdot \rho \cdot v_m^2(z_e) = 441,3 \text{ Pa} = 0,441 \text{ kPa}$
- Współczynnik konstrukcyjny: $c_s c_d = 1,000$

Połać w przekroju $x/b = 0,18$ - pole F:

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznej $c_{pe} = c_{pe,10} = -1,8$
- Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:
 $F_{w,e} = c_s c_d \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,441 \cdot (-1,8) = -0,794 \text{ kN/m}^2$

Połać w przekroju $x/b = 0,18$ - pole H:

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznej $c_{pe} = c_{pe,10} = -0,7$
- Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:
 $F_{w,e} = c_s c_d \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,441 \cdot (-0,7) = -0,309 \text{ kN/m}^2$

Połać w przekroju $x/b = 0,18$ - pole I - parcie:

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznej $c_{pe} = c_{pe,10} = 0,2$
- Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = c_s c_d \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,441 \cdot 0,2 = 0,088 \text{ kN/m}^2$$

Połać w przekroju $x/b = 0,18$ - pole I - ssanie:

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznej $c_{pe} = c_{pe,10} = -0,2$
- Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:
 $F_{w,e} = c_s c_d \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,441 \cdot (-0,2) = -0,088 \text{ kN/m}^2$

Połać w przekroju $x/b = 0,50$ - pole G:

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznej $c_{pe} = c_{pe,10} = -1,2$
- Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:
 $F_{w,e} = c_s c_d \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,440 \cdot (-1,2) = -0,528 \text{ kN/m}^2$

Ponieważ kąt nachylenia dachu jest mniejszy niż 5° w dalszych obliczeniach uwzględniono tylko ssanie wiatru jako naj mniej korzystne oddziaływanie. Obszar dachu, z którego zbierane jest obciążenie na analizowaną ścianę znajduje się w trzech strefach obciążenia wiatrem. Do dalszych obliczeń przyjęto jednakową wartość na całym rozpatrywanym obszarze.

Wiatr:

$$N_{Qk,u,l} = -0,309 \cdot 10,27 / 5,64 = -0,56 \text{ kN/m}$$

Obciążenie użytkowe wg PN-EN 1991-1-1 [N20] / Obciążenia użytkowe powierzchni stropów i dachów (p.6.3)

Charakterystyczne obciążenie użytkowe dachu przyjęto jak w punkcie 5.1.3.6.

Użytkowe:

$$N_{Qk,u,3} = 0,4 \cdot 10,27 / 5,64 = 0,73 \text{ kN/m}$$

Pionowe obciążenie obliczeniowe

Ze względu na korzystne działanie obciążeń stałych we wzorach 6.10a i 6.10b wg normy [N19] zastosowano współczynnik częściowy $\gamma_{Gj,inf} = 1,0$ oraz nie występuje współczynnik redukcji $\zeta = 0,85$. Obciążenia zmienne poza ssaniem wiatru generują wzrost zastępczej wytrzymałości muru na zginanie, gdy do zniszczenia dochodzi w płaszczyźnie równoległej do spoin wspornych. Wobec czego do kombinacji obciążeń zastosowano obciążenia stałe oraz obciążenie zmienne od ssania wiatru a wzory na pionowe obciążenie obliczeniowe przyjmie postać:

$$p_1 = \sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj,inf} \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1}$$

$$p_2 = \sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj,inf} \cdot G_k + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1}$$

Przyjęto następujące wartości współczynników częściowych, współczynnika redukcyjnego i wartości kombinacyjnych:

$$\begin{aligned} \gamma_{Gj,inf} &= 1,0 & \zeta &= 0 \\ \gamma_{Q,1} &= 1,5 & \psi_{0,1} &= 0,7 \end{aligned}$$

$$p = \min \left\{ \begin{aligned} (6.10a) &\Rightarrow 8,11 \text{ kN} \\ (6.10b) &\Rightarrow 7,86 \text{ kN} \end{aligned} \right\}$$

Obliczeniowe obciążenie na górnej krawędzi ściany:
 $p = 7,86 \text{ kN/m}$

Obliczeniowe napężenie na górnej krawędzi ściany

$$\sigma_d = \frac{p}{t} = 0,033 \text{ N/mm}^2$$

Właściwości mechaniczne muru

Obliczeniowa wytrzymałość muru na ściskanie

Elementy murowe: bloczki z betonu komórkowego o klasie gęstości 600.

Klasa elementów murowych: I.

Grupa elementów murowych: I.

Rodzaj zaprawy: do cienkich spoin, projektowana,
 $f_m = 5 \text{ N/mm}^2$.

Klasa wykonania robót murarskich: A.

Współczynnik częściowy dla muru: $\gamma_M = 1,7$.

Znormalizowana wytrzymałość na ściskanie elementów murowych: $f_b = 3,0 \text{ N/mm}^2$

Wartość współczynnika K: $K = 0,75$.

Charakterystyczna wytrzymałość muru na ściskanie:

$$f_k = K f_b^{0,85} = 0,75 \cdot 3,0^{0,85} = 1,91 \text{ N/mm}^2$$

Obliczeniowa wytrzymałość muru na ściskanie:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M} = \frac{1,91}{1,7} = 1,12 \text{ N/mm}^2$$

Obliczeniowa zastępcza wytrzymałość muru na zginanie przy zniszczeniu w płaszczyźnie równoległej do spoin wspornych (tabl. 5.3.2, krok 2)

Wytrzymałość charakterystyczna muru na zginanie przy zniszczeniu w płaszczyźnie równoległej do spoin wspornych:

$$f_{xk1} = 0,035 f_b = 0,105 \text{ N/mm}^2$$

Wytrzymałość obliczeniowa muru na zginanie przy zniszczeniu w płaszczyźnie równoległej do spoin wspornych:

$$f_{xd1} = \frac{f_{xk1}}{\gamma_M} = \frac{0,105}{1,7} = 0,062 \text{ N/mm}^2$$

Wytrzymałości obliczeniowej muru na zginanie przy zniszczeniu w płaszczyźnie prostopadłej do spoin wspornych (tabl. 5.3.2, krok 3)

Wytrzymałość charakterystyczna muru na zginanie przy zniszczeniu w płaszczyźnie prostopadłej do spoin wspornych:

$$f_{xk2} = 0,025 f_b = 0,075 \text{ N/mm}^2$$

Wytrzymałość obliczeniowa muru na zginanie przy zniszczeniu w płaszczyźnie równoległej do spoin wspornych:

$$f_{xd2} = \frac{f_{xk2}}{\gamma_M} = \frac{0,075}{1,7} = 0,044 \text{ N/mm}^2$$

Obliczeniowa zastępcza wytrzymałość muru na zginanie przy zniszczeniu w płaszczyźnie równoległej do spoin wspornych (tabl. 5.3.2, krok 4)

$$\sigma_d = 0,033 \text{ N/mm}^2 < 0,2 f_d = 0,2 \cdot 1,12 = 0,224 \text{ N/mm}^2$$

Obliczeniowa zastępcza wytrzymałość muru na zginanie:

$$f_{xd1,app} = f_{xk1} + \sigma_d = 0,062 + 0,033 = 0,094 \text{ N/mm}^2$$

Wartości momentów zginających

Długość ściany: $l = 5,64 \text{ m}$.

Wysokość ściany: $h = 2,69 \text{ m}$.

Stosunek wysokości ściany do jej długości:

$$\frac{h}{l} = \frac{2,69}{5,69} = 0,477$$

Określenie współczynnika ortogonalności (tabl. 5.3.2, krok 5)

Współczynnik ortogonalności wyznacza się zgodnie z zasadami zapisanymi w uwadze do punktu 5.5.5(7) normy [N1]

$$\mu = \frac{f_{xd1,app}}{f_{xd2}} = \frac{0,094}{0,044} = 2,14$$

Do dalszych obliczeń przyjęto $\mu = 1,0$

Dokonano interpolacji liniowej współczynnika rozdziału dla sposobu podparcia ściany według schematu G w tablicy 5.3.1 oraz wyżej obliczonych parametrów h/l i μ . Współczynnik rozdziału momentów zginających:

$$\alpha_2 = 0,012.$$

Moment zginający na jednostkę długości ściany od obciążenia wiatrem wg wzoru (5.17):

$$M_{Ed1} = \alpha_1 W_{Ed} l^2 = \mu_{\alpha 2} W_{Ed} l^2 = 1,0 \cdot 0,012 \cdot 0,627 \cdot 5,64^2 = 0,239 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

Moment zginający na jednostkę wysokości ściany od obciążenia wiatrem wg wzoru (5.18):

$$M_{Ed2} = \alpha_2 W_{Ed} l^2 = 0,012 \cdot 0,627 \cdot 5,64^2 = 0,239 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

Wysokość, na której oddziałuje dodatkowe liniowe obciążenie poziome: $h_{ph} = 1,2 \text{ m}$.

Moment zginający na jednostkę długości ściany od dodatkowego liniowego obciążenia poziomego (dla schematu belki wolnopodpartej):

$$M_{Ed1,h} = \frac{p_h h_{ph}}{2} = \frac{0,525 \cdot 1,2}{2} = 0,315 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

Moment zginający na jednostkę wysokości ściany od dodatkowego liniowego obciążenia poziomego (dla schematu belki ciągłej):

$$M_{Ed2,h} = \frac{p_h l^2}{16} = \frac{0,525 \cdot 5,64^2}{16} = 1,044 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

Sprawdzenie stanu granicznego nośności

Sprężysty wskaźnik zginania przekroju na jednostkę długości/wysokości ściany:

$$Z = \frac{t^2}{6} = 0,0096 \text{ m}^2$$

Nośność na zginanie przy zniszczeniu w płaszczyźnie równoległej do spoin wspornych wg wzoru (6.16) [N1]:

$$M_{Rd1} = Z f_{sd1,app} = 0,0096 \cdot 0,094 \cdot 10^3 = 0,907 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

Nośność na zginanie przy zniszczeniu w płaszczyźnie prostopadłej do spoin wspornych wg wzoru (6.16) [N1]:

$$M_{Rd2} = Z f_{sd2} = 0,0096 \cdot 0,044 \cdot 10^3 = 0,424 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

Sprawdzenie stanu granicznego nośności na jednostkę długości ściany wg wzoru (6.15) [N1]:

$$M_{Rd1} = 0,907 \text{ kN} \cdot \text{m/m} > M_{Ed1} + M_{Ed1h} = 0,239 + 0,315 = 0,554 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

Sprawdzenie stanu granicznego nośności na jednostkę wysokości ściany wg wzoru (6.15) [N1]:

$$M_{Rd2} = 0,424 \text{ kN} \cdot \text{m/m} < M_{Ed2} + M_{Ed2h} = 0,239 + 1,044 = 1,283 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

Stan graniczny nośności ściany z uwagi na zginanie z płaszczyzny nie jest zachowany.

Ze względu na nie spełnienie stanu granicznego nośności ścianę przeliczono ponownie jako ścianę zbrojoną wg punktu 6.6 [N1].

Jako zbrojenie poziome zastosowano kratowniczkę składającą się z dwóch równoległych prętów potączonych za pomocą trzeciego, wygiętego sinusoidalnie. Nośność ściany na zginanie w kierunku poziomym przeliczono na 1 m wysokości ściany.

Zastosowano kratowniczki o szerokości 190 z prętami o wymiarach przekroju 8 x 1,5 mm wykonanych ze stali o charakterystycznej granicy plastyczności f_{yk} równej 500 N/mm². Zbrojenie układane będzie w co trzeciej spoinie wspornej. Na metr wysokości ściany przypada 1,36 rzędów zbrojenia.

Parametry zbrojenia:

przekrój pojedynczego pręta zbrojeniowego: $A_{s1} = 12 \text{ mm}^2$,
przekrój zbrojenia rozciąganego: $A_s = 1,36 \cdot 12 = 16,3 \text{ mm}^2$,
współczynnik materiałowy stali zbrojeniowej: $\gamma_M = 1,15$,
obliczeniowa granica plastyczności stali zbrojeniowej:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_M} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ N/mm}^2$$

Wysokość efektywna przekroju: $d = 0,215 \text{ m}$

Ramię sił wewnętrznych wg wzoru (6.24) [N1]:

$$z = d \left(1 - 0,5 \frac{A_s f_{yd}}{b d f_d} \right) = 0,215 \cdot \left(1 - 0,5 \frac{16,3 \cdot 10^{-6} \cdot 434,78 \cdot 10^3}{1,0 \cdot 0,215 \cdot 1,12 \cdot 10^3} \right) = 0,212 \text{ m}$$

$$z \leq 0,95d = 0,95 \cdot 0,215 = 0,204 \text{ m}$$

$$z = 0,204 \text{ m}$$

Zastępcza wytrzymałość na zginanie wg wzoru (6.28) [N1]:

$$f_{xd2,app} = \frac{6 A_s f_{yd} z}{t^2} = \frac{6 \cdot 16,3 \cdot 10^{-6} \cdot 434,78 \cdot 10^3 \cdot 0,204}{0,24^2} = 151,03 \text{ N/mm}^2$$

Nośność na zginanie przy zniszczeniu w płaszczyźnie prostopadłej do spoin wspornych wg wzoru (6.16) [N1]:

$$M_{Rd2} = Z f_{xd2,app} = 0,0096 \cdot 0,151 \cdot 10^3 = 1,450 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

Sprawdzenie stanu granicznego nośności na jednostkę wysokości ściany:

$$M_{Rd2} = 1,450 \text{ kN} \cdot \text{m/m} > M_{Ed2} + M_{Ed2h} = 0,239 + 1,044 = 1,283 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

Stan graniczny nośności ściany z uwagi na zginanie z płaszczyzny jest zachowany.

Literatura do rozdziału 5.3

Publikacje

- [1] Drobiec Ł., *Problemy projektowania ścian wypełniających i osłonowych wg EC-6*. Materiały Budowlane, 1/2012. S. 92-96.
- [2] Drobiec Ł., Jasiński R., *Sposoby łączenia ścian wypełniających z konstrukcją*. Materiały Budowlane, 4/2014, s. 14-16.
- [3] Drobiec Ł., Misiewicz L., *Ściany wypełniające – zastosowanie, zalety i wady*. Materiały Budowlane, 4/2014, s. 11-12.
- [4] Gabrielsen B.L., Kaplan K., Arching in Masonry Walls Subjected to Out-of-Plane Forces, *Earthquake Resistant Masonry Construction: National Workshop, NBS Building Science Series No. 106*, Boulder, Colorado, USA, 1976, s. 283-313.
- [5] Haseltine B.A., West H.W.H., Tutt J.N., The Design of Laterally Loaded Wall Panels – II. *Proceedings of the British Ceramic Society*, 27, 1978, s. 147-168.
- [6] Hendry A.W., *Structural Masonry*, MacMillan, First edition, London 1990.
- [7] Hendry A.W., Sinha B.P., Davies S.R., *Design of Masonry Structures*. E & FN Spon. Third edition. London 1997.

Normy, wytyczne, instrukcje

- [N1] PN-EN 1996-1-1+A1:2013-05/NA:2014-10 Eurokod 6 *Projektowanie konstrukcji murowych. Część 1-1: Reguły ogólne dla niezbrojonych i zbrojonych konstrukcji murowych*.
- [N2] PN-EN 1996-2:2010/NA:2010 Eurokod 6 *Projektowanie konstrukcji murowych. Część 2: Wymagania projektowe, dobór materiałów i wykonanie murów*.
- [N3] PN-EN 1996-3:2010/NA:2010 Eurokod 6 *Projektowanie konstrukcji murowych. Część 3: Uprozczone metody obliczania murowych konstrukcji niezbrojonych*.

- [N4] PN-EN 1991-1-1:2004/NA:2010 Eurokod 1 *Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-1: Ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenia użytkowe w budynkach.*
- [N5] PN-EN 1992-1-1:2008/NA:2010 Eurokod 2 *Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.*
- [N6] PN-EN 13747+A2:2011 *Prefabrykaty z betonu. Płyty stropowe do zespolonych systemów stropowych.*
- [N7] PN-EN 13501-1+A1:2010 *Klasyfikacja ogniowa wyrobów budowlanych i elementów budynku. Część 1: Klasyfikacja na podstawie wyników badań reakcji na ogień.*
- [N8] PN-B-03002:1999 *Konstrukcje murowe niezbrojone. Projektowanie i obliczanie.*
- [N9] PN-B-03002:2007 *Konstrukcje murowe. Projektowanie i obliczanie.*
- [N10] EN 1996-1-1:2005+A1 Eurocode 6. *Design of masonry structures. Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures.*
- [N11] BS 5628-1:2005 *Code of practice for use of masonry. Part 1: Structural use of unreinforced masonry.*
- [N12] I.S.325:1986 *Code of practice for use of masonry. Part 1: Structural use of unreinforced masonry.*

- [N13] ACI 318-02 *Building code requirements for structural concrete.*
- [N14] ACI 530-05/ASCE 5-05/TMS 402-05 *Building code requirements for masonry structures.*
- [N15] Eurocode for Masonry EN 1996-1-1 and EN 1996-2. *Guidance and Worked Examples.* An International Masonry Society Special Publication, Stoke-on-Trent 2012.
- [N16] PN-EN 13501-1+A1:2010 *Klasyfikacja ogniowa wyrobów budowlanych i elementów budynków. Część 1: Klasyfikacja na podstawie wyników badań reakcji na ogień.*
- [N17] PN-EN 1991-1-3:2005/AC:2009/Ap1:2010/NA:2010 Eurokod 1 – *Oddziaływania na konstrukcje – Część 1-3: Oddziaływania ogólne – Obciążenie śniegiem*
- [N18] PN-EN 1991-1-4:2008/AC:2009/Ap1:2010/Ap2:2010/Ap3:2011/A1:2010/NA:2010 Eurokod 1: *Oddziaływania na konstrukcje – Część 1-4: Oddziaływania ogólne – Oddziaływania wiatru.*
- [N19] PN-EN 1990:2004/Ap1:2004/Ap2:2010/A1:2008/AC:2010/NA:2010 Eurokod – *Podstawy projektowania konstrukcji.*
- [N20] PN-EN 1991-1-1:2004/NA:2010 Eurokod 1 *Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-1: Oddziaływania ogólne. Ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenia użytkowe w budynkach.*

6. Wymagania konstrukcyjne murów z betonu komórkowego

Wymagania konstrukcyjne dotyczące wykonywania konstrukcji murowych zawarto w rozdziale 8 normy PN-EN 1996-1-1:2010 [N23] oraz w normie PN-EN 1996-2:2010 [N25], a szczególne zasady konstruowania w wypadku oddziaływań pożarowych zawarto w PN-EN 1996-1-2:2010 [N24]. Podane w normach zalecenia projektowe dotyczące sprawdzania stanów granicznych obowiązują jedynie gdy konstrukcja spełnia odpowiednie wymagania konstrukcyjne [3], wynika to z przyjętych uproszczeń modeli obliczeniowych zapewniających odpowiedni poziom bezpieczeństwa konstrukcji. Wszelkie zalecenia i wymagania konstrukcyjne, które zawierają normy projektowania danego rodzaju konstrukcji należy traktować jako równorzędne z zaleceniami dotyczącymi prowadzenia obliczeń.

Mając świadomość tego, że wykonywanie konstrukcji murowych z betonu komórkowego ma wieloletnią tradycję i niektóre rozwiązania wynikają bezpośrednio z tradycji rzemieślniczej przedstawiono niektóre uwarunkowania w ujęciu historycznym. Mając na względzie cel niniejszego opracowania skupiono się wyłącznie na konstruowaniu ścian wykonywanych w technologii tradycyjnej, celowo pomijając zagadnienia konstrukcji zbrojonych i skrzepowanych.

6.1. Wymagania dotyczące muru

6.1.1. Materiały do wykonywania murów

Do wznoszenia konstrukcji zaleca się stosować elementy murowe odpowiednie do danego rodzaju

murów, ich umiejscowienia i wymaganej trwałości. Zaprawa, beton wypełniający i zbrojenie powinny być odpowiednie do typu elementów murowych i wymagań dotyczących trwałości.

6.1.2. Grubość i przekrój poprzeczny ścian

Grubość muru jest jednym z ważniejszych czynników wpływających na parametry wytrzymałościowe muru. Z grubością muru wyrażoną jako wielokrotność dłuższego wymiaru elementów murowych zwiększa się liczba spoin, a szczególnie spoin podłużnych i czołowych. Obecność spoin podłużnych lokalnie nieprzewidywanych oraz niejednorodność ich wypełnienia powstająca w trakcie ich wykonywania powodują obniżenie wytrzymałości muru na ściskanie, ścinanie i zginanie.

6.1.2.1. Minimalna grubość ścian

Minimalna grubość ścian (t_{min}) powinna być dobierana na podstawie obliczeń wykonywanych zgodnie z zaleceniami normowymi tak aby spełnione zostały warunki stateczności konstrukcji. Istnieje jednak możliwość szczegółowego doprecyzowania wartości t_{min} ścian nośnych w poszczególnych krajach, w załącznikach krajowych. Według polskiego Załącznika Krajowego normy [N23] przyjmuje się minimalną grubość ścian konstrukcyjnych z muru o wytrzymałości $f_k \geq 5$ MPa równą co najmniej 100 mm. Przy mniejszych wytrzymałościach muru, gdy $f_k < 5$ MPa minimalna grubość ścian nie powinna być mniejsza niż

150 mm. Minimalna grubość ścian usztywniających powinna wynosić 180 mm. Przyjęte zalecenia zostały w niezmienionej formie przetransponowane z normy [N13]. Jedyne przepisy brytyjskie są bardziej liberalne niż podane w Załączniku Krajowym normy [N23]. Pozostałe zalecenia krajowe, w tym także wcześniejsza polska norma [N13], są bardziej konserwatywne. Podejście takie jest jak najbardziej uzasadnione ponieważ im wpływy niedokładnego wykonania muru uwidaczniają się znacznie bardziej przy niewielkiej grubości ściany.

6.1.2.2. Minimalny przekrój poprzeczny ścian

Według zaleceń EC-6, minimalny przekrój poprzeczny ściany nośnej netto (po uwzględnieniu wszystkich bruzd i wnęk) nie powinien być mniejszy niż $0,04\text{m}^2$. Ograniczenia tego rodzaju nie zawierały polskie normy [N12] i [N13] oraz inne normy europejskie i amerykańskie. Pole powierzchni przekroju poprzecznego muru, jak wykazują badania, jest istotnym czynnikiem wpływającym na wytrzymałość na ściskanie i ścinanie. W murach o małych przekrojach takich jak filary i słupy obecność spoiny podłużnej może w znacznym stopniu ograniczać wytrzymałość na ściskanie. Fakt ten został uwzględniony w normach EC-6 [N23] i normie krajowej [N13] przez zastosowanie współczynnika $\eta=0,8$ zmniejszającego wytrzymałość muru na ściskanie w przypadku murów ze spoiną podłużną. W poprzednich edycjach polskich norm znalazły się dodatkowe zalecenia dotyczące murów o polu powierzchni przekroju poprzecznego mniejszym niż $0,30\text{m}^2$. Zalecano, aby wytrzymałość obliczeniową muru dodatkowo dzielić przez współczynnik η_A o wartościach, jak podano poniżej w tablicy 6.1. W zbliżonej formie (pod względem minimalnego pola przekroju) zalecenia te zostały wprowadzone do Załącznika Krajowego EC-6 [N23]. Wartości podane w poniższej tablicy sugerują pośrednio, że w przeszłości nie zalecane było wykonywanie murów o przekroju poprzecznym mniejszym niż $0,05 - 0,09\text{m}^2$, a więc nawet ponad dwukrotnie większym niż ograniczenie zawarte w normie EC-6 [N23] (por. z tabl. 4.2 w części 1).



Tablica 6.1.
Wartości współczynnika redukującego wytrzymałość na ściskanie

Pole przekroju poprzecznego muru (m^2)	0,05-0,09	0,12	0,20	$\geq 0,30$
η_A wg PN-99 [N4], PN-07 [N3]	2,00	1,43	1,25	1,00

Zalecenia powyższe zawarte były również w normie [N11] w znacznie bardziej rozbudowanej formie. Redukcji wytrzymałości na ściskanie dokonywano przy pomocy częściowego współczynnika bezpie-

czeństwa γ_{m1} zależnego od rodzaju elementów murowych. W podstawowym tekście EC-6 informacje o redukcji wytrzymałości na ściskanie muru zawarto w pkt. 6.1.2.1 (3) dotyczącym obliczania ścian obciążonych głównie pionowo. W wypadku ścian o polu powierzchni poprzecznego przekroju mniejszym od $0,1\text{m}^2$ obliczeniową wytrzymałość na ściskanie f_d należy zredukować stosując mnożnik

$$(0,70 + 3A)$$

gdzie:

A – pole powierzchni poprzecznego przekroju poprzecznego ściany lub słupa (wyrażoną w m^2).

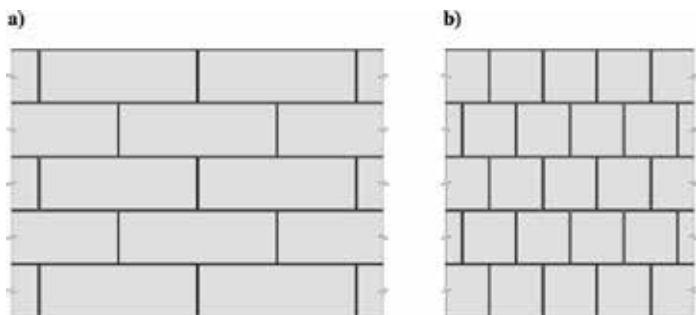
6.1.3. Przewiązanie muru

6.1.3.1. Informacje ogólne

O murze jako konstrukcji budowlanej możemy mówić wówczas, gdy elementy murowe zostały ułożone w odpowiedni sposób i połączone zaprawą murarską. To odpowiednie ułożenie elementów murowych, umożliwiające bezpieczne przenoszenie obciążeń i ich wzajemną współpracę nosi nazwę wiązania murarskiego.

Sposób wiązania oraz rodzaj elementów murowych podlegał ewolucji na przełomie wieków i zmieniał się w zależności od lokalnej tradycji, stosowanego materiału i rozwoju sztuki murarskiej. Wiele ciekawych wątków elementów murowych stosowanych w przeszłości, współcześnie zanikło ze względu na podatność na zarysowania, dużą pracochłonność, zużycie materiałów i konieczność zatrudnienia doświadczonych rzemieślników do ich wykonania. Podstawowe zasady wiązania elementów murowych pozostały jednak niezmiennie, a niektóre reguły do czekały się znormalizowania [N9, N19, N8]. Wraz z rozwojem technik wykańczania ścian poniesiony nakład pracy na wymurowanie ścian nie odzwierciedlał uzyskiwanego efektu, ze względu na zastosowanie tynków zwiększających trwałość i nadających estetyczny wygląd. Przetrwały do czasów współczesnych tylko te wiązania, z których wykonany mur spełnia wymagania pod względem wytrzymałościowym oraz ekonomicznym w aspekcie zużycia materiałów i nakładów roboczych oraz fizyki budowli.

Obecnie ściany wykonywane są z elementów większych formatów takich jak bloczki z betonu komórkowego, dzięki czemu zwiększa się efektywność i wydajność pracy przy jednoczesnym zmniejszeniu zapotrzebowania na zaprawę. Z elementów wielkoformatowych takich jak pustaki i bloczki wykonuje się najczęściej ściany jednowarstwowe stosując wiązanie wozówkowe lub wiązanie główkowe (por. rys. 6.2).



Rys. 6.2.

Stosowane węzły elementów murowych średnio i wielkogabarytowych:

- a) wiązanie wozówkowe,
- b) wiązanie główkowe

Przykłady wiązań wozówkowych i główkowych w murach z betonu komórkowego wzniesionych na zwykłą i cienką spoinę pokazano na rys. 6.3.



Rys. 6.3.

Przykłady wiązań wozówkowych i główkowych murów z betonu komórkowego:

- a) mur na zwykłej spoinie,
- b) mur na cienkiej spoinie,
- c) mur zakrzywiony w planie wzniesiony na cienką spoinę z wiązaniem główkowym (błoczeki prostopadłościowe – docinane),
- d) mur zakrzywiony w planie wzniesiony na cienką spoinę z wiązaniem główkowym (błoczeki zakrzywione w planie – produkowane fabrycznie),

6.1.3.2.

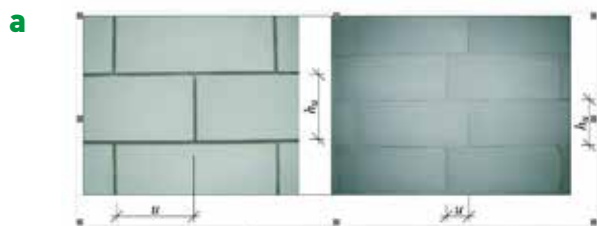
Ustalenia normowe

• Elementy murowe prefabrykowane

Jak uprzednio wspomniano, prawidłowe przeniesienie obciążeń przez niezbrojony mur jest możliwe gdy elementy murowe odpowiednio na siebie zachodzą i występuje wiązanie murarskie. Jak dowodzą liczne badania przeprowadzone w tym zakresie rodzaj wiązania elementów murowych wpływa przede wszystkim na wytrzymałość muru na ściskanie. Zagadnienie przewiązania muru jest na tyle istotne, że zostało znormalizowane w postaci pewnych wymagań szczegółowych we wszystkich przepisach normowych.

W EC-6 zaleca się, aby elementy murowe były odpowiednio wzajemnie przewiązane a spoiny były wypełnione zaprawą zgodnie ze sprawdzoną praktyką. Na rys. 6.4 pokazano wymagane wielkości zakładów prefabrykowanych elementów murowych, które należy zrealizować stosując przycinanie elementów murowych. W murach niezbrojonych elementy murowe o wysokości mniejszej lub równej 250 mm powinny zachodzić na siebie na długości co najmniej 0,4 wysokości elementu murowego lub 40 mm, decyduje wartość większa. W wypadku elementów o wysokości większej niż 250 mm, zakład powinien być większy od 0,2 wysokości elementu lub 100 mm. W narożach i na skrzyżowaniach ścian uzyskanie zakładu o długości pokazanej na rys. 6.4 może być niemożliwe do zreali-

zowania, w związku z tym dopuszcza się odstępstwo od tej reguły i zastosowanie zakładu o długości nie mniejszej od wysokości elementu murowego, jednak po zastosowaniu zbrojenia.



gdy

$$h_u \leq 250 \text{ mm} \rightarrow u \geq \max \begin{cases} 0,4h_u \\ 40 \text{ mm} \end{cases} \quad \text{gdy} \quad h_u > 250 \text{ mm} \rightarrow u \geq \max \begin{cases} 0,2h_u \\ 100 \text{ mm} \end{cases}$$



Rys. 6.4.

Wiązanie elementów murowych:
a) ustalenia normowe, b) wiązanie elementów w narożu klasycznym, c) wiązanie elementów w narożu o kącie rozwartym $>90^\circ$

Niemieckie zalecenia [N2] wymagają aby wielkość zakładu elementów murowych nie była mniejsza niż $0,4h_u$ lub 45 mm. W przepisach amerykańskich [N1] wymaga się, żeby wielkości przesunięcia względem siebie elementów murowych w kolejnych warstwach (bez względu na rodzaj użytych elementów murowych) były nie mniejsze niż $\frac{1}{4}$ długości elementu murowego (przy różnej długości elementach w sąsiednich warstwach miarodajna jest długość krótszego z elementów). Jest to więc podejście inne niż przyjęte w Europie, gdzie wielkość minimalnego zakładu elementów uzależniona jest od wysokości elementów murowych, a nie od ich długości.

Wycofana w 2005 roku Polska norma PN-B-10020:1968 [N28] zastępująca normy [N6, N7, N17, N18] dopuszczała w murach z elementów większych gabarytów stosowanie wiązań tradycyjnych.

6.1.4. Spoiny w murze

6.1.4.1. Informacje ogólne

Grubość spoin, a w szczególności spoin wspornych, niweluje wpływy odchyłek wymiarowych i ułożenia elementów murowych oraz zjawisko odsysania wody ze świeżej zaprawy [5]. Generalnie zmniejszenie grubości spoin prowadzi do wzrostu wytrzymałości muru na ściskanie i ścinanie, jednak zbyt mała grubość spoin wspornych wywołuje koncentracje naprężeń w murze zmniejszając wytrzymałość muru. Również utrata wody ze świeżej zaprawy absorbowanej przez elementy murowe powoduje obniżenie wytrzymałości zaprawy w spoinach muru. Zjawiska te zostały częściowo rozpoznane w sposób ilościowy, jednak udział wymienionych czynników jest zróżnicowany. Badania [8] wskazują, że 100% wzrost grubości spoin z 10 mm do 20 mm prowadzi do wzrostu wytrzymałości muru o 40%, natomiast zmniejszenie grubości spoin [6] z ~ 16 mm do ~ 3 mm spowodowało wzrost wytrzymałości o 35-42%. Nowe technologie wykonywania konstrukcji murowych polegające między innymi na niewypetnianiu spoin czotowych lub stosowaniu spoin pasmowych, istotnie wpływają również na wytrzymałość muru na ścinanie.

W procesie produkcji elementów murowych z betonu komórkowego minimalizuje się problemy związane z imperfekcjami geometrycznymi. Szlifując w trakcie murowania bloczki, usuwa się występujące niedokładności - rys. 6.5



Rys. 6.5.

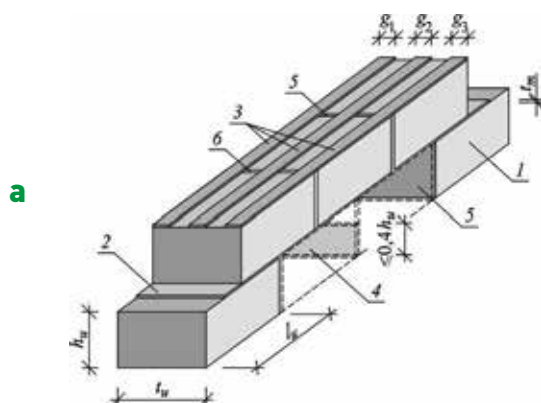
Przygotowanie warstwy elementów murowych z betonu komórkowego przez szlifowanie

6.1.4.2. Ustalenia normowe

W zależności od zorientowania potożenia w murze rozróżnia się spoiny wsporne, które najczęściej są poziome, ale EC-6 dopuszcza także spoiny wsporne pochylone, spoiny czołowe oraz spoiny podłużne. Grubość spoin wspornych lub raczej proporcje grubości elementu murowego i grubości spoin wspornych w dość znaczący sposób wpływa na parametry mechaniczne muru, a w konsekwencji na bezpieczeństwo projektowanych i wykonywanych konstrukcji murowych. Zwiększenie lub zaniżenie grubości spoin znacznie zmniejsza wytrzymałość muru na ściskanie, należy więc mieć na uwadze, że wszelkie znaczące odstępstwa, na etapie wykonawstwa, od zalecanych grubości spoin prowadzi do obniżenia parametrów mechanicznych muru.

W odniesieniu do spoin wspornych i spoin pionowych wykonanych przy użyciu zapraw zwykłych oraz zapraw lekkich EC-6 zaleca, aby ich grubość była nie mniejsza niż 6 mm i nie większa niż 15 mm. Natomiast grubość spoin wspornych i pionowych wykonanych z zaprawy do cienkich spoin powinna być mniejsza niż 0,5 mm i nie większa niż 3 mm. Mury z zastosowaniem zapraw zwykłych można wykonywać ze spoinami o grubości 3 mm do 6 mm, jeżeli receptura zapraw została specjalnie opracowana do takich zastosowań. Dodatkowo przyjęto, że gdy elementy murowe są tego typu, że zaprawa znajduje się w pustych przestrzeniach między nimi, spoiny pionowe można uważać za wypełnione jeśli zaprawa jest na całej wysokości spoiny na szerokości powyżej 40% szerokości elementu murowego.

W rozdziale poświęconym wymaganiom konstrukcyjnym nie podano stosownych zaleceń dotyczących spoin pasmowych, które należy uwzględnić w modelach analitycznych. Z zapisów zawartych w rozdziale dotyczącym wytrzymałości muru wynika jednak, że szerokość każdego paska spoiny g_i nie powinna być mniejsza niż 30 mm, a stosunek sumy szerokości spoin i grubości muru nie jest mniejszy niż $g/\leq 0,4$. Przy takich parametrach EC-6 zezwala określać wytrzymałość na ściskanie i ścinanie muru. Podział spoin w murze według zaleceń normowych pokazano na rys. 6.6.



Rys. 6.6.

Rodzaje spoin w murze a) definicje EC-6 [N23]: 1 – element murowy, 2 – pełna spoina wsporna zwykła lub cienka, 3 – pasmowa spoina wsporna o całkowitej szerokości $g = g_1 + g_2 + g_3$, 4 – częściowo wypełniona spoina pionowa, 5 – wypełniona spoina pionowa, 6 – pusta spoina pionowa, b) wykonywanie muru ze spoinami pasmowymi, c) wypełnianie spoin czołowych

W poprzednich edycjach polskich norm [N12] i [N13] przyjęto, że grubość spoin poziomych (wspornych) i pionowych wykonywanych z użyciem zapraw zwykłych i lekkich była nie mniejsza niż 8 mm i nie większa niż 15 mm. Pozostałe zalecenia przyjęto identyczne z zawartymi w EC6. Wcześniejsza norma krajowa [N11] nie precyzowała zakresu grubości spoin w murze.

6.1.5. Długość oparcia elementów generujących siły skupione

Norma [N23] podaje, że obciążenia skupione powinny być przekazywane na ścianę na minimalnej długości 90 mm lub takim odcinku, jaki jest wymagany z obliczeń.

Prowadząc obliczenia wg pkt. 6.1.3 normy EC-6 wykazać należy, że naprężenia w strefie docisku (bezpośredniej strefie pod przyłożonym obciążeniem skupionym) nie przekroczą wytrzymałości muru na ściskanie. W bezpośrednim obszarze pod działającym obciążeniem skupionym wytrzymałość na ściskanie muru jest większa niż w pozostałych przypadkach obciążenia wywołującego jednoosiowe naprężenia ściskające, dlatego w tym wypadku stosuje się współczynnik zwiększający uwzględniający trójosiowy stan naprężeń w tym rejonie.

6.2.

Połączenia ścian ze stropami i dachami

6.2.1.

Informacje ogólne

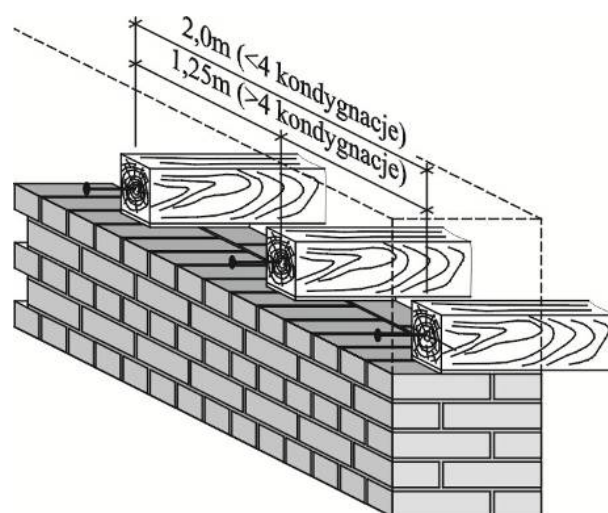
Jeżeli w obliczeniach zakłada się usztywnienie ścian w płaszczyźnie stropów lub dachów powinno występować połączenie zapewniające przekazanie obliczeniowych obciążeń prostopadłych do ich powierzchni na elementy usztywniające. Stropy i dachy powinny być wykonane jako konstrukcje żelbetowe (w tym zmonolityzowane konstrukcje prefabrykowane) lub sprężone i stanowić sztywną przeponę, zdolną do przeniesienia występujących sił ścinających i momentów zginających. EC-6 jako sztywną przeponę dopuszcza jeszcze stropy na belkach drewnianych ze współpracującym deskowaniem (pełnym). Występujące na styku ścian i elementów tarczających siły wewnętrzne wynikające z oddziaływań poziomych równoważyć powinien opór tarcia w styku lub odpowiednio skonstruowane kotwy, a także niezbędną minimalną długość oparcia stropów lub dachów na ścianach wyznacza się obliczeniowo. Generalnie rzecz biorąc, połączenia w konstrukcjach murowych można realizować przez:

- kotwy;
- tarcie;
- ściągi obwodowe i wieńce.

6.2.2.

Połączenia kotwami

Kotwy łączące ze sobą ściany z poziomymi elementami usztywniającymi powinny być zdolne do przeniesienia obciążeń prostopadłych do powierzchni ściany wywołanych obciążeniami wiatrem. Rozstaw kotew pomiędzy ścianami i stropami lub dachami nie powinien być większy niż 2 m w budynkach o wysokości do 4 kondygnacji, a w budynkach wyższych rozstaw zageśćić należy do 1,25 m – rys. 6.7.



Rys. 6.7.

Połączenie ścian i stropów wg EC-6

Zalecenie powyższe odnosi się do budynków wykonanych jako murowane ze stropami innymi niż monolityczne tarcze (stropy żelbetowe monolityczne, prefabrykowane, gęstożebrowe, zespolone itp.). Tego rodzaju budownictwo jest powszechne głównie w krajach zachodniej Europy lub Ameryki Północnej. W krajowych warunkach powyższe zastosowania odnieść można do budynków podlegających przebudowie, kiedy po wymianie stropów z drewnianych na zespolone stalowo-betonowe nie ma możliwości zastosowania innego typu połączenia. Spełnienie powyższych wymagań zapewnia odpowiednie połączenie ze sobą murowanych ścian budynku (zewnętrznych oraz wewnętrznych) z nośną konstrukcją stropów oraz stropodachu i zapewnienie przestrzennej sztywności budynku.

W starszych przepisach krajowych zawartych w normach [N12, N13] przyjęto identyczne rozwiązania zaczerpnięte z prenormy EC-6V. Przy czym nie różnicowano rozstawu kotew w zależności od wysokości budynku przyjmując stałe nasycenie kotwami co 2 m. Przyjęto, dodatkowo, że łączniki stalowe powinny być zdolne do przeniesienia siły rozciągającej nie mniejszej niż 40 kN, i powinny być trwale połączone ze ścianą murową tak, aby mogły przenieść taką siłę.

6.2.3.

Połączenia przez tarcie

Oprócz połączenia ścian z elementami konstrukcji nośnej stropów i stropodachów za pomocą kotew, które ma miejsce w sytuacji stosowania stropów belkowych drewnianych i stalowych, gdy na ścianie oparte są betonowe stropy lub dachy nośność połączenia z uwagi na ścinanie może być zrealizowane przez tarcie. W praktyce, połączenie tego rodzaju jest możliwe do zrealizowania poprzez zastosowanie żelbetowych wieńców na wszystkich nośnych i usztywniających ścianach obiektu zarówno zewnętrznych jak i we-

wewnętrznych. Tego rodzaju rozwiązanie konstrukcyjne, polegające na wykonywaniu monolitycznych wieńców na ścianie realizowanych równolegle ze stropami zapewnia należyte połączenie między murem i powierzchnią betonu wieńca.

6.2.4.

Połączenia przez ściami obwodowe i wieńce

Wieńce odgrywają zasadniczą rolę w wypadku uszkodzenia konstrukcji spowodowanego niewłaściwym jej użytkowaniem lub zadziaływania oddziaływań wyjątkowych w nieproporcjonalnie szerokim zakresie w porównaniu z normalnymi warunkami.

Norma [N23] wyraźnie zakłada, że prawidłowo zaprojektowany układ wieńców umożliwia powstanie wtórnego ustroju nośnego. Tak więc, wieńce żelbetowe, łączące ściany ze stropami spełniają podstawową rolę w tworzeniu się wtórnego ustroju nośnego, w warunkach gdy duża część ściany nośnej uległa zniszczeniu, zapobiegającego katastrofie postępującej budynku.

Wieńce są żelbetowymi elementami obiegającymi cały lub określoną część budynku. Są to najczęściej żelbetowe elementy umieszczane w płaszczyźnie stropów poddane rozciąganiu lub ścisłaniu i ścinaniu, rzadziej zginaniu. Natomiast ściami obwodowe wykonać można w postaci prętów lub kształtowników stalowych, murów zbrojonych. Zgodnie z założeniami przyjętymi w EC-6, elementy te powinny być zdolne do przeniesienia obliczeniowych sił rozciągających o wartości nie mniejszej niż 45 kN. Zbrojenie obwodowe wieńców lub ściami powinno być skonstruowane w sposób ciągły, nawet w tych sytuacjach gdy występują otwory, zmiany poziomów stropów itp. W przypadku stosowania żelbetowych ściami obwodowych EC-6 zaleca aby stosować co najmniej dwa pręty zbrojeniowe o łącznej powierzchni nie mniejszej niż 150 mm², co w praktyce oznacza zastosowanie 2 ϕ 10 mm. Równoległe zbrojenie ciągłe może być uwzględniane o całym przekroju poprzecznym pod warunkiem, że jest usytuowane w stropach lub nadprożach w odległości nie większej niż 0,5 m odpowiednio od środka przekroju ściany lub stropu. Do konstruowania zbrojenia wieńców w aspekcie stosowanych materiałów, wykonywania połączeń zbrojenia EC-6 odwołuje się do zapisów EC-2, podkreślając jedną aby zakładki zbrojenia wykonywane były mijankowo.

Norma pomostowa [N13] przyjęta za normą [N16], aby w budynkach ze ścianami murowymi przewidzieć wieńce żelbetowe, obiegające w poziomie stropu wszystkie ściany konstrukcyjne w budynku. W efekcie, stropy mogą być w obliczeniach ścian usztywniających traktowane jako poziome, sztywne tarcze. Zbrojenie podłużne wieńców powinno być zdolne do przeniesienia siły rozciągającej F_i nie mniejszej niż

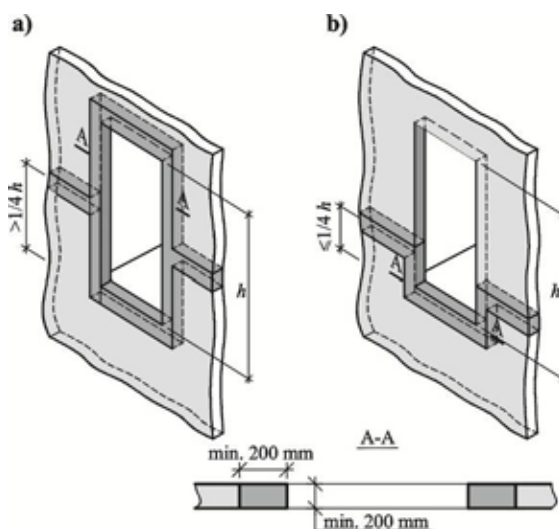
$$F_i \geq l_i 15 \text{ kN/m} \geq 90 \text{ kN} \quad (6.1)$$

gdzie:

l_i – odległość w osiach poprzecznych ścian usztywniających, w metrach.

W celu spełnienia warunków stanu granicznego użyteczności zakresie szerokości rys obliczenie potrzebnego zbrojenia wykonywano przy charakterystycznej granicy plastyczności stali. Dodatkowo norma pomostowa [N13] wyraźnie wskazywała, że inne elementy konstrukcyjne ze skonstruowanym zbrojeniem zdolnym do przejścia sił rozciągających w płaszczyźnie ścian nośnym mogły być traktowane również jako wieńce. Dotyczy to w zasadzie fragmentów stropów żelbetowych ze zbrojeniem przykrawędziowym skonstruowanym w postaci ukrytych belek lub zbrojenia trzyotworowego.

W wypadku obiektów zlokalizowanych na terenach podlegających nierównomiernym osiadaniom lub wstrząsom spowodowanych eksploatacją górniczą [N5], zaleca się projektowanie stropów jako zmonolityzowanych tarcz usztywnionych w swoich płaszczyznach za pomocą wieńców żelbetowych, wykonywanych na budowie i zakładanych po obwodzie oraz wzdłuż wewnętrznych ścian nośnych i usztywniających. W wieńcach wymagana jest ciągłość zbrojenia w związku, z tym zalecane jest łączenie prętów przez spawanie. Wieńce stropu nad kondygnacją piwniczną powinny być zbrojone co najmniej 4 wkładkami o średnicy 12 mm. Nad pozostałymi kondygnacjami zbrojenie może być typowe o sumarycznym polu powierzchni równym raczej 230 mm² (PN-89) niż 150 mm² jak w EC-6. W wypadku stropu nad otworem lub z wykojem o wymiarach przekraczających 6 – krotną grubość stropu należy wokół otworu zaprojektować zamknięty wieńiec żelbetowy o szerokości min 200 mm przystosowany do przenoszenia sił poziomych przypadających na wyciętą część stropu - rys. 6.8.



Rys. 6.8.

Wieniec stropowy przecięty otworem: a) wieniec stropowy w okolicach otworu występujący na wysokości $\geq 1/4h$, b) wieniec stropowy w okolicach otworu występujący na wysokości $< 1/4h$ (h – wysokość otworu, l – wieniec)

6.3.

Połączenia między ścianami

6.3.1.

Miejsca skrzyżowania

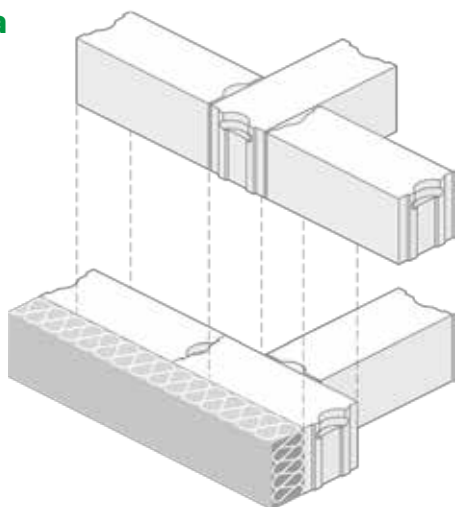
Zarówno EC-6 wymaga, żeby ściany wzajemnie prostopadłe lub ukośne łączyć ze sobą w sposób zapewniający przekazanie z jednej ściany na drugą obciążeń pionowych i poziomych. Połączenie takie uzyskać można także przez wiązanie elementów murowych w murze. Może to być zrealizowane przez:

- przewiązanie muru;
- łączniki lub zbrojenie przedłużone w każdą ze ścian.

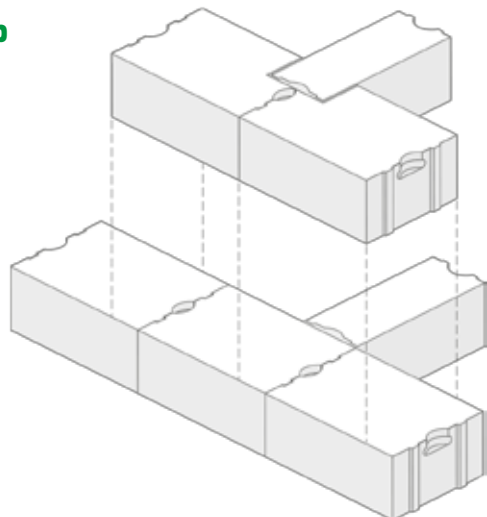
Zaleca się także, aby krzyżujące się ściany nośne były wznoszone równocześnie, co zapewni właściwe przewiązanie elementów murowych w płaszczyźnie ich styku.

Identyczne zalecenia znajdują się we wcześniejszych polskich normach pomostowych [N12, N13] oraz w EC-6V, nie sprecyzowano jednak zaleceń szczegółowych. Nie mniej jednak modele obliczeniowe ścian obciążonych głównie pionowo oraz ścian usztywniających jednoznacznie potwierdzają, że najlepszym rozwiązaniem zapewniającym współpracę krzyżujących się ścian jest stosowanie tradycyjnych węzłów murarskich – rys. 6.9.

a



b



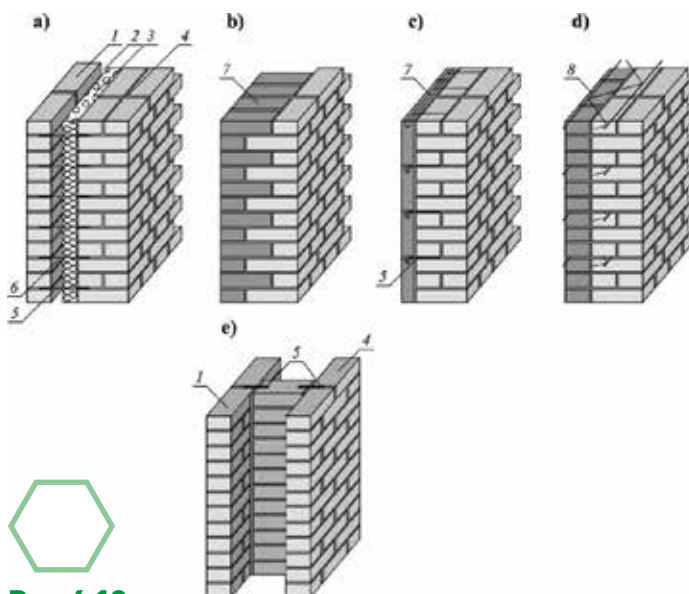
Rys. 6.9.

Klasyczne sposoby skrzyżowania ścian z betonu komórkowego: a), b) wiązanie bloczków, c) wykonane skrzyżowanie

6.3.2.

Ściany szczelinowe i licowe

Z uwagi na strukturę, ściany podzielić można na mury jednowarstwowe (jednorodne) oraz ściany wielowarstwowe. Mury jednowarstwowe składają się z elementów murowych o jednakowych cechach połączonych zaprawą mineralną oraz wiązaniem murarskim. Mury wielowarstwowe dzielą się na mury szczelinowe ze szczeliną wypełnioną materiałem nienośnym, ze szczeliną wypełnioną zaprawą lub szczeliną wypełnioną betonem – rys. 6.10. Ściany jednowarstwowe są podstawowym rodzajem ścian i stosowane są najczęściej jako ściany wewnętrzne natomiast ściany wielowarstwowe znajdują zastosowanie jako ściany zewnętrzne.



Rys. 6.10.

Rodzaje ścian warstwowych: a) ściana szczelinowa ze szczeliną wypełnioną materiałem nienośnym, b) ściana oblicowana przewiązana, c) ściana szczelinowa ze szczeliną wypełnioną zaprawą i połączona kotwkami, d) ściana szczelinowa ze szczeliną wypełnioną zaprawą lub betonem połączona zbrojeniem strukturalnym, e) ściana szczelinowa z murowaną przeponą i kotwkami – ściana skrzynkowa [1 – warstwa zewnętrzna – elewacyjna, 2 – pustka powietrzna, 3 – izolacja termiczna, 4 – warstwa wewnętrzna – nośna, 5 – kotwa stalowa, 6 – krążek kapinosowy, 7 – warstwa licowa, 8 – zbrojenie strukturalne]

Ściany szczelinowe – rys. 6.10a składają się z dwóch warstw pionowych oddzielonych pustką powietrzną, pustką powietrzną i izolacją termiczną, tylko izolacją termiczną, zaprawą lub betonem. Połączenie dwóch warstw wewnętrznej – nośnej oraz zewnętrznej okładzinowej wykonuje się najczęściej przy pomocy kotew lub zbrojenia strukturalnego nawet w wypadku ściany szczelinowej z izolacją termiczną [M1]. Dzięki takiemu połączeniu obydwie warstwy pracują łącznie w przenoszeniu obciążeń poziomych i oddzielnie w przenoszeniu obciążeń pionowych. Szczególnym rodzajem ścian szczelinowych są ściany skrzynkowe rys. 6.10e, w których warstwy zewnętrzna i wewnętrzna znajdują się w większej odległości od siebie, a ich połączenie wykonane jest z murowanych przepon oraz łączników.

Występują również ściany oblicowane, które nie mają wyraźnej pustki, ale z powodu zastosowania innego materiału do wykonania warstwy elewacyjnej nie są ścianami jednorodnymi. Współpraca obydwu warstw w łącznym przenoszeniu obciążeń poziomych i zapewnione jest dzięki zastosowaniu odpowiedniego wiązania murarskiego.

Ściany szczelinowe ścian zewnętrznych stanowią bardzo ekonomiczne rozwiązanie pod względem izolacyjności termicznej. Mury szczelinowe z pustką powietrzną zapewniają dobrą izolacyjność termiczną oraz zabezpieczają izolację termiczną przez zawilgoceniem. Wentylowana pustka powietrzna umożliwia też lepsze odprowadzenia na zewnątrz wilgoci przenikającej od wewnątrz do warstwy izolacji termicznej.

W Polsce zebrano już stosunkowo dużo doświadczeń, aby sformułować własne wymagania konstrukcyjne bazując na własnej wiedzy i praktyce. Nie mniej jednak krajowe wymagania konstrukcyjne oparto na zaleceniach norm niemieckich i brytyjskich.

Ściany szczelinowe oraz żebrowe (z wykształtowanymi pilastrami lub żebrami) charakteryzują się większą sztywnością giętą w stosunku do ścian jednowarstwowych. Ponieważ warstwy zewnętrzna i wewnętrzna są od siebie odsunięte uzyskać można znacznie większy wskaźnik ramienia sił wewnętrznych do pola powierzchni – z/A i dzięki temu mniejsze odkształcenia od obciążeń poziomych. W związku z tym w pełni uzasadnione jest stosowanie tego typu konstrukcji jako ścian ostonowych poddanych obciążeniu poziomemu – wiatrem. Warunkiem koniecznym zwiększenia sztywności jest jednak zapewnienie pełnej współpracy obydwu warstw, którą uzyskuje się najczęściej stosując łączniki mechaniczne – kotwy ścienne.

W ścianach z betonu komórkowego ściany szczelinowe stosowane są rzadko, częściej wykonuje się ściany warstwowe z okładziną z materiałów o podwyższonej trwałości – rys. 6.11.



a



b



Rys. 6.11.

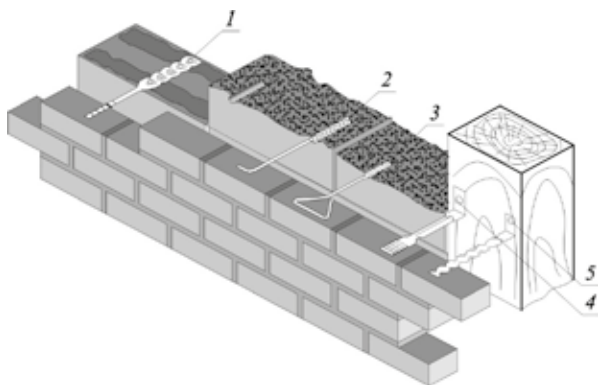
Wykonywanie ściany warstwowej:

a) nośny płat ściany warstwowej wykonany jako mur z betonu komórkowego, b) wykonywanie płatu elewacyjnego w postaci muru z elewacyjnej cegły klinkierowej

Do połączenia warstw ścian szczelinowych lub łączenia warstwy zewnętrznej z ustrojem szkieletowym stosować należy kotwy, których zadaniem jest połączenie przez szczelinę obydwu warstw muru w celu zmniejszenia przemieszczeń warstwy zewnętrznej, przeniesienia sił rozciągających i ograniczenia występujących momentów zginających w płaszczyźnie. Stosować należy kotwy zgodne ze specyfikacją zawartą w zharmonizowanej z EC-6 normie europejskiej PN-EN 854-1: 2003 [N23].

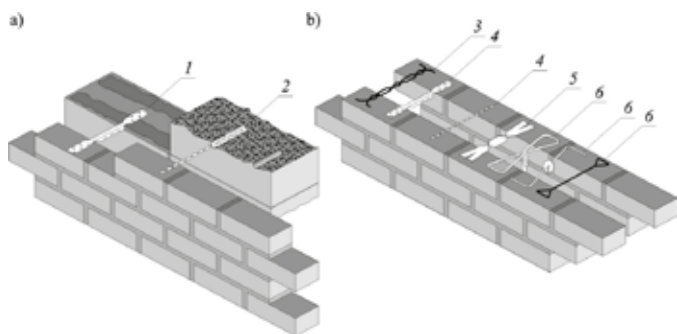
Norma [N50] dzieli kotwy na:

- kotwy niesymetryczne o zróżnicowanym kształcie obydwu końców i części środkowej ukształtowanej symetrycznie lub niesymetrycznie (rys. 6.12);
- kotwy symetryczne o identycznym kształcie każdego końca mają identyczne z każdego końca (rys. 6.13a,b).



Rys. 6.12.

Niesymetryczne kotwy ścienne (1 - mocowanie w zaprawie (bliższy koniec) – w cienkiej spoinie (dalszy koniec), 2 - łącznik wkręcany, 3 - kotew mocowana na żywicy, 4 - przykręcenie do ramy drewnianej, 5 - przybicie do ramy drewnianej)

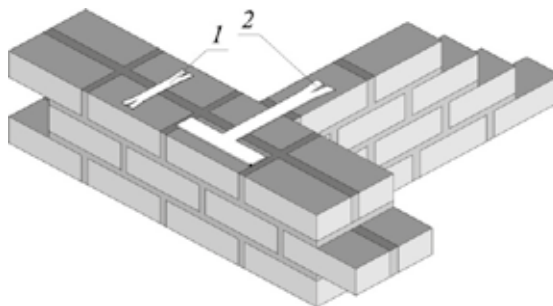


Rys. 6.13.

Symetryczne kotwy ścienne mocowane niesymetrycznie: a) kotwy do montażu w cienkich spoinach, b) asortyment stosowanych kotew (1 - podatna na deformacje kotwa osadzona w zaprawie spoiny (bliższy koniec) – w cienkiej spoinie (dalszy koniec), 2 - spiralna kotwa osadzona w zaprawie spoiny (bliższy koniec) – wkręcona w błączek (dalszy koniec), 3 - typy prętowe, 4 - typ płaskownikowy, 5 - typ skręcany (spiralny), 6 - typy cienkościenne)

Badania nośności kotew przeprowadza się metodami podanymi w PN-EN 846-5 [N25] lub PN-EN 846-6 [N26] i PN-EN 846-7 [N27] zgodnie z przeznaczeniem. Nośność na rozciąganie nie powinna być mniejsza niż 600 N, a nośność na ściskanie nie mniejsza niż 350 N. W obydwu przypadkach, żaden pojedynczy element próbny nie może charakteryzować się nośnością mniejszą niż 70% wartości określonej przez producenta. W przypadku kotew niesymetrycznych, gdy obydwa końce bada się oddzielnie, nośności na rozciąganie i ściskanie określana jest w odniesieniu do słabszego końca. Nośność na rozciąganie i ściskanie żadnego z dwóch dodatkowych badań dla szczeliny o szerokości większej niż 15 mm nie powinna być mniejsza niż 50% wartości określonej przez producenta. Przemieszczenie jakiegokolwiek kotwy pod obciążeniem równym jednej trzeciej nośności na rozciąganie i ściskanie określonej przez producenta nie powinno przekraczać 1 mm. W dwóch dodatkowych badaniach dla szczeliny o szerokości większej niż 15 mm, przemieszczenia żadnej z kotew pod działaniem obciążenia równego jednej szóstej wartości nośności określonej przez producenta, nie powinny przekroczyć 1 mm.

Nośność kotew pracujących na ścinanie (rys. 6.14) określa się wg PN-EN 846-7 powinna być równa lub większa niż wartość określona przez producenta dla kierunku poziomego lub pionowego lub dla obydwu kierunków. Dodatkowo, nośność na ścinanie żadnego z elementów próbnych nie powinna być mniejsza niż 70% wartości określonej przez producenta. Przemieszczenie kotwy pod obciążeniem równym jednej trzeciej nośności na ścinanie określonej przez producenta nie powinno przekraczać 1 mm.

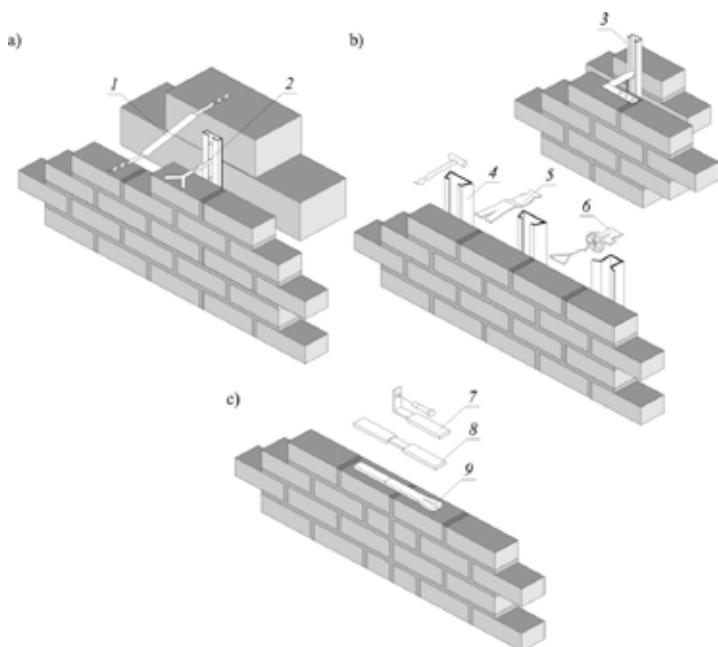


Rys. 6.14.

Przykłady kotew ściennych ściennych (1 - typ symetryczny z rozszczepionymi końcami, 2 - typ niesymetryczny, teowy)

W praktyce stosować można również kotwy podatne na wyginanie, poślizgowe i ślizgowe (symetryczne lub niesymetryczne) pozwalające na pionowe przemieszczenia ściany – rys. 6.15. Kotwy te powinny charakteryzować się nośnością na ścinanie wyznaczoną zgodnie z postanowieniami normy [N27]. Nośność na ścinanie powinna być równa lub większa od wartości określonej przez producenta dla kierunku poziomego lub pionowego lub dla obydwu kierunków. Dodatkowo, nośność na ścinanie żadnego z elementów

próbnych nie powinna być mniejsza niż 70% wartości określonej przez producenta. Gdy pomiary wykonuje się zgodnie z [N27], przemieszczenie kotwy pod obciążeniem równym jednej trzeciej nośności określonej przez producenta nie powinno przekraczać 2 mm.



Rys. 6.15.

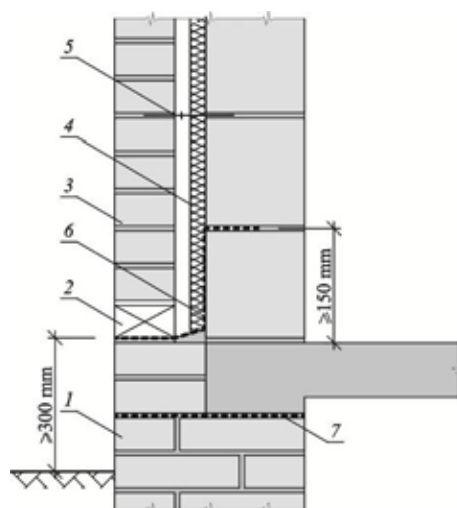
Kotwy podatne na odkształcenia:
a) kotwy podatne na wyginanie,
b) kotwy ślizgowe, c) kotwy poślizgowe (1 - typ uniwersalnie przegubowy, 2 - typ kotwy ślizgającej się w listwie szczelinowej, 3 - szyna kotwy ze szczeliną w kształcie jaskółczego ogona, 4 - szyna kotwy ze szczeliną zamkową, 5 - typ kotwy ślizgającej się w listwie szczelinowej, 6 - kotwa czołowo osadzana w szczelinie zamkowej, 7 - typ asymetryczny z końcem rozszepionym/ślizgowa, 8 - typ symetryczny, ślizgowy, 9 - typ asymetryczny mocowany/ślizgowy)

W części zasadniczej Eurokodu 6 do połączenia 1m^2 warstwy zewnętrznej z warstwą wewnętrzną należy przyjąć nie mniej niż uzyskuje się z obliczeń lub $n_{\min} = 2$ kotwy. W Załączniku Krajowym przyjęto natomiast, że $n_{\min} = 4$ kotwy/ m^2 . Zgodnie z zalecaniami EC-6-2 [N25] jeżeli stosuje się kotwy uniemożliwiające swobodę odkształceń warstwy elewacyjnej należy zmniejszyć odległości między poziomymi dylatacjami warstwy zewnętrznej ściany, przy czym nie jest podany nawet przybliżona redukcja odległości między dylatacjami.

W polskiej normie pomostowej [N13] wymagano się, aby liczba kotew nie była mniejsza niż 4 sztuki na 1m^2 ściany, zapis ten jak widać został przeniesiony do Załącznika Krajowego EC-6. Ponadto [N13] zalecała, aby wzdłuż wszystkich krawędzi swobodnych warstwy zewnętrznej (wokół otworów, przy narożu budynku, wzdłuż krawędzi przy poziomej przerwie dylatacyjnej) przewidzieć należy kotwie dodatkowe w liczbie nie mniejszej niż 3 kotwy/m krawędzi ściany.

Na terenach narażonych na wpływy eksploatacji górniczej krajowe przepisy [N5] zalecają przy połączeniu warstw ścian szczelinowych stosować co najmniej $n_{\min} = 6$ kotew na 1m^2 powierzchni ściany.

Norma [N13] podawała również, że należy przewidzieć możliwość odprowadzenia na zewnątrz wody, która przeniknęła przez warstwę zewnętrzną muru. W tym celu u spodu warstwy zewnętrznej, w miejscu jej podparcia, zalecała się wykonać fartuch z papy bitumicznej lub podobnego materiału wodochronnego, na podkładzie z zaprawy cementowej jak na rys. 6.16, a w warstwie zewnętrznej pozostawić otwory osiatkowane lub osłonięte kratką, którymi woda może spływać z fartucha na zewnątrz.



Rys. 6.16.

Oparcie warstwy zewnętrznej ściany szczelinowej wg [N30] (1 – ściana piwnicy lub ściana fundamentowa, 2 – osiatkowany otwór w warstwie zewnętrznej, 3 – warstwa zewnętrzna, 4 – izolacja termiczna, 5 – kotwa ścienna, 6 – fartuch z papy bitumicznej, 7 – izolacja pozioma budynku)

Spód szczeliny oddzielającej warstwę zewnętrzną od wewnętrznej powinien znajdować się nie niżej niż 300 mm nad terenem (rys. 6.16). Od tego miejsca, względnie od spodu pośredniej podpory warstwy zewnętrznej ściany, należy prowadzić szczelinę w sposób nieprzerwany, aż pod dach, względnie do spodu podpory pośredniej.

6.3.3. Ściany dwuwarstwowe

Zapisy EC-6 w zakresie ścian dwuwarstwowych (rys. 6.10c,d) są niezmiernie lakoniczne i podobnie jak w wypadku ścian szczelinowych ograniczają się do ogólnego stwierdzenia, że obydwie warstwy ściany dwuwarstwowej powinny być efektywnie połączone ze sobą. Liczbę kotew ściennych dobiera się w identyczny sposób jak w wypadku ścian szczelinowych, i zgodnie z Załącznikiem Krajowym nie może być ich mniej niż 4 sztuki na 1 m². Na terenach poddanych oddziaływaniom górniczym liczbę kotew należy zwiększyć do co najmniej 6 sztuk na 1 m². Prefabrykowane zbrojenie do spoin wspornych (zgodne z PN-EN 845-3 [N24]) może pełnić funkcję kotew pomiędzy dwiema warstwami ściany dwuwarstwowej, a każdy rozciągany element powinien być traktowany jak kotwa ścienna.

6.4. Bruzdy i wnęki w ścianach, informacje ogólne

6.4.1. Informacje ogólne

Zgodnie z definicją wnęką jest wgłębienie w ścianie mające długość, wysokość i głębokość. Natomiast bruzda jest otwartym kanałem biegnącym poziomym, pionowo lub ukośnie w stosunku do płaszczyzny spoin wspornych w której długość jest znacznie większa od szerokości i głębokości. Przeprowadzenie instalacji elektrycznych często wymusza wycinanie bruzd w zewnętrznych powierzchniach ścian, które mogą znacznie redukować ich nośność na ściskanie. Układ i kierunek bruzd nie zawsze przebiegać może w sposób regularny pionowy (rys. 6.17), poziomy, może być również ukośny i poprzedzony powinien być analizami obliczeniowymi.



Najczęściej po osadzeniu instalacji elektrycznych bruzdy zostają wypełnione zaprawą gipsową, materiałami naprawczymi na bazie cementu, zaprawą tynkarską lub innym materiałem o cechach wytrzymałościowych znacznie odbiegających od muru.

6.4.2. Ustalenia normowe

EC-6 dopuszcza wykonywanie wnęk i bruzd w ścianach niezbrojonych oraz wielowarstwowych oczywiście pod warunkiem, że ingerencje takie nie będą miały wpływu na stateczność oraz użyteczność ściany. Norma zakazuje natomiast wykonywanie bruzd i wnęk w konstrukcjach zbrojonych oraz w nadprożach lub innych elementach konstrukcyjnych wbudowanych w ścianę jeśli nie zostały uwzględnione przez projektanta.

6.4.2.1. Pionowe wnęki i bruzdy w ścianach

Jeżeli zachodzi konieczność wykonania bruzd lub wnęk pionowych można pominąć redukcję nośności z uwagi na obciążenia pionowe na ścianie oraz zginanie jeżeli ich głębokość nie jest większa niż głębokość maksymalna $t_{ch,v}$ podana w tablicy 6.2. W przeciwnym wypadku należy obliczeniowo sprawdzić nośność przekroju zredukowanego obecnością bruzdy lub wnęki. Zaleca się, aby łączna szerokość pionowych bruzd i wnęk nie przekraczała 0,13 długości ściany.



Rys. 6.17.
Pionowa bruzda w murze z betonu komórkowego



**Tablica 6.2.**

Wymiary bruzd pionowych i wnęk pomijalnych w obliczeniach

Grubość ściany mm	Bruzdy i wnęki wykonywane w gotowym murze		Bruzdy i wnęki wykonywane w trakcie wznoszenia muru	
	maksymalna głębokość mm	maksymalna szerokość mm	minimalna wymagana grubość ściany mm	maksymalna szerokość mm
85 – 115	30	100	70	300
116 – 175	30	120	90	300
176 – 225	30	150	140	300
226 – 300	30	200	215	300
> 300	30	200	215	300

Jeżeli występują wnęki lub bruzdy różnej głębokości do analiz przyjąć należy głębokość maksymalną. Pionowe bruzdy, które nie sięgają dalej niż na 1/3 wysokości ściany ponad stropem, mogą mieć głębokość do 80 mm i szerokość do 120 mm, jeżeli grubość ściany nie jest mniejsza niż 225 mm. Zaleca się, aby pozioma odległość między sąsiednimi bruzdami lub między bruzdą i wnęką nie była mniejsza niż 225 mm. Natomiast pozioma odległość między sąsiadującymi wnękami występującymi po tej samej stronie ściany lub po obydwu stronach ściany ewentualnie odległość od wnęki do otworu, powinna być mniejsza niż dwukrotna szerokość szerszej z dwóch wnęk.

6.4.2.2.

Poziome i ukośne wnęki i bruzdy w ścianach

Gdy podczas wznoszenia obiektu zajdzie potrzeba wykonania bruzd lub wnęk poziomych lub ukośnych (względem płaszczyzn spoin wspornych) to wymaga się, aby każda taka bruzda położona była pomiędzy 1/8 wysokości ściany w świetle pomiędzy stropami. Całkowita głębokość, z uwzględnieniem, głębokości każdego otworu powstałego w trakcie wykonywania bruzdy lub wnęki, powinna być mniejsza niż $t_{ch,h'}$ (podana w Tablicy 6.3) pod warunkiem, że mimośród w obrębie bruzdy jest mniejszy niż $t/3$. Gdy ograniczenia te są przekroczone, należy sprawdzać obliczeniowo nośność na obciążenia pionowe, ścinanie i zginanie biorąc pod uwagę zredukowane pole przekroju.

Podobnie jak bruzdy pionowe także poziome i ukośne powinny być rozmieszczone według pewnych zasad. Zaleca się aby, odległość pozioma między końcem bruzdy a otworem powinna być nie mniejsza niż 500 mm, a odległość pozioma między przyległymi bruzdami o ograniczonej długości, niezależnie od tego, czy występują po jednej czy po obu stronach ściany, powinna być nie mniejsza niż dwukrotna długość dłuższej bruzdy. W ścianach o grubości większej niż 150 mm, dopuszczalną głębokość bruzdy można zwiększyć o 10 mm, jeżeli bruzdy są wycinane maszynowo na wymaganą głębokość. Dopuszcza się wykonywanie bruzd poziomych i ukośnych, wykonywanych maszynowo po obydwu stronach ściany pod warunkiem, że jej grubość nie jest mniejsza niż 225 mm. Bez względu na technologię wykonywania bruzd, maksymalna szerokość bruzdy nie powinna przekraczać połowy grubości ściany.

W normie europejskiej EC-6 oraz polskich normach pomostowych [N12, N13] przyjęto zalecenia dotyczące wymiarów bruzd i wnęk pionowych, poziomych i ukośnych pomijalnych w obliczeniach ścian, identyczne jak w EC-6V [N3].

6.5.

Izolacje przeciwwilgociowe

EC-6 podaje zalecenie ogólne dotyczące zasad stosowania izolacji przeciwwodnej w konstrukcjach murowych. Zgodnie z tymi zaleceniami, warstwy izolacji przeciwwodnej powinny być zdolne do prze-

**Tablica 6.3.**

Wymiary bruzd poziomych i ukośnych pomijalnych w obliczeniach

Grubość ściany	Maksymalna głębokość mm	
	Długość bez ograniczeń	Długość ≤ 1250 mm
85 – 115	0	0
116 – 175	0	15
176 – 225	10	20
226 – 300	15	25
> 300	20	30

niesienia poziomych i pionowych obciążeń obliczeniowych bez powodowania uszkodzeń. W styku muru i izolacji nośność powinna być na tyle dostateczna, aby zabezpieczyć konstrukcję znajdującą się powyżej izolacji przed niezamierzonymi ruchami muru.

Zarówno norma [N13], jak i pozostałe normy narodowe w odniesieniu do zasad doboru warstw izolacji przeciwwodnej są mało szczegółowe i opierają się jedynie na powyższych zaleceniach ogólnych. Należy jednak podkreślić, że podstawowym zadaniem warstw izolacji oprócz znajdujących się powyżej części budynku przed podciąganiem kapilarnym wód gruntowych lub opadowych, co może prowadzić do obniżenia walorów użytkowych obiektu. Obecność tego rodzaju warstw w murze bezpośrednio pod stropem kondygnacji piwnicznej jest wprowadzeniem w tym przekroju poziomej warstwy poślizgowej, która w sposób znaczący obniża siły tarcia. Jest to więc sprawa bardzo ważna przy obliczaniu budynku jako całości na poziome obciążenia wiatrem lub poziome składowe oddziaływań typu sejsmicznego. Znalazło to swoje odzwierciedlenie przy wyznaczaniu początkowej wytrzymałości na ścinanie murów z warstwami izolacji przeciwwilgociowej według normy europejskiej PN-EN 1053-4 [N22].

6.6. Odształcenia termiczne i długotrwałe, informacje ogólne

6.6.1. Informacje ogólne

Dylatacje w murowanych ścianach wykonuje się w celu kompensacji odształceń muru lub elementów z nim powiązanych oraz w celu zabezpieczania obiektów przed deformacjami terenu. Konieczność zastosowania dylatacji w murowanej ścianie może wynikać z potrzeby zabezpieczenia przed wpływem:

- odształceń termicznych muru;
- pęcznienia elementów murowych (najczęściej ceramicznych);
- skurczu elementów murowych (najczęściej betonowych i silikatowych);
- skurczu elementów żelbetowych połączonych ze ścianą;
- pęcznienia betonu elementów połączonych ze ścianą;
- sprężystych i plastycznych odształceń elementów podpierających ściany lub na tych ścianach opartych;
- przemieszczeń konstrukcji wywołanych ruchami w poziomie posadowienia obiektu, w tym wpływów od podziemnej eksploatacji górniczej.

Zastosowanie dylatacji w ścianach jest często wynikiem konieczności zabezpieczenia się przed wpływem deformacji terenu. W celu takiego zabezpieczenia na etapie projektowania należy znać prognozowane wartości deformacji. Wypadku zabezpieczania obiektu na wpływy od eksploatacji górniczej

projektowanie polega na przyjęciu rozstawu dylatacji i obliczeniu odpowiedniej szerokości dylatacji przy najbardziej niekorzystnym przypadku deformacji - krzywizny wklęsłej. W pracy [2] oraz w instrukcjach ITB dotyczących projektowania na terenach objętych wpływami eksploatacji przyjęto, że:

- W obiektach sztywnych długość segmentu nie powinna być większa niż 36,0 m, a na terenach zagrożonych wystąpieniem deformacji ciągłych, określonych parametrami powyżej II kategorii deformacji terenu górniczego nie większa niż 30,0 m;
- W obiektach odkształcalnych długość segmentów powinno się ograniczyć do 48,0 m, a w halach wyposażonych w suwnice natorowe do 36,0 m.

Co ciekawe powyższe wymagania są mniej rygorystyczne niż maksymalny rozstaw dylatacji w ścianach jednowarstwowych przyjęty przez ostatnią normę krajową i załącznik krajowy do EC-6. Minimalną szerokość przerw dylatacyjnych s między dwoma segmentami budynku, z uwagi na deformację terenu górniczego określa się ze wzoru:

$$s = \left(\varepsilon_{\min} + \frac{H}{R_{\min}} \right) \cdot \frac{L_1 + L_2}{2} \quad (6.2)$$

gdzie:

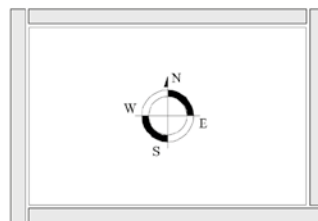
$\varepsilon_{\min}$ – poziome odkształcenia podłoża powodujące jego zagęszczenie,

$R_{\min}$ – wklęsła krzywizna terenu,

L_1, L_2 – długości segmentów oddzielonych przerwą dylatacyjną.

Istotnym czynnikiem jest również odpowiednie **usytuowanie dylatacji w ścianie**. Zgodnie z wytycznymi Brick Industry Association's dylatacja powinna być usytuowana do 3,0 m od narożnika ściany [1]. W niektórych publikacjach i wytycznych znaleźć można zalecenie, aby dylatacje wykonywać w odległości 1,2 m od narożnika. Wpływ na lokalizację przebiegu dylatacji ma często układ projektowanych otworów okiennych i drzwiowych. W pracy [9] podkreślono jednak, że nie należy sytuować dylatacji w samym narożniku ścian i najlepsza lokalizacja dylatacji to 0,6 do 1,2 m od narożnika.

Schubert w pracy [7] podkreśla wagę odpowiedniego usytuowania dylatacji w budynku względem stron świata. Dylatacje powinny być tak rozmieszczone, aby dać możliwość jak największych odształceń ścian najbardziej następczościowych (rys. 6.18). Zasadą ta jest szczególnie ważna w wypadku zewnętrznej, nienośnej warstwy ścian trójwarstwowych.



Rys. 6.18. Rozmieszczenie dylatacji względem stron świata według [7]

6.6.2. Ustalenia normowe

Podawane w literaturze modele analityczne najczęściej upraszczają nadmiernie problem maksymalnej odległości między dylatacjami i mają tylko bardzo ograniczone znaczenie lub są z kolei zbyt rozbudowane i nie nadają się do praktycznego zastosowania. Maksymalne odległości między dylatacjami, podane w przepisach normowych jako konkretne wartości w zależności od rodzaju muru, ustala się więc na podstawie doświadczeń krajowych i sprawdzonej praktyki. Wartości podawane w normach traktować należy jednak jako zalecenie ogólne, przewidziane do ewentualnej korekty w przypadku uwarunkowań odmiennych od powszechnie występujących.



Tablica 6.4.
Odległości między przerwami dylatacyjnymi według norm z lat pięćdziesiątych i sześćdziesiątych XX w.

W kraju zalecenia dotyczące dylatacji muru z cegły pojawiły się już w pierwszych normach do projektowania PN-B-182:1946 [N20] i PN-B-183:1945 [N21]. Zalecenia tych norm zawierały się w jednym zdaniu: w murach z cegły na zaprawie cementowej należy urządzać przerwy dylatacyjne co 50 m, a w murach z kamienia na zaprawie cementowej co 30 m. W kolejnych normach przepisy dotyczące rozstawu dylatacji były bardziej rozbudowane. W tablicy 6.4 zamieszczono porównanie zaleceń norm PN-B-03002:1954 [N9], PN-B-03002:1967 [N10] i PN-B-03003:1964 [N14]. W wypadku murów z elementów z betonu komórkowego norma PN-B-03006:1967 [N15] rozstaw dylatacji uzależniono od marki zaprawy. W ścianach wznoszonych na zaprawie marki 50 (co odpowiada dzisiejszej klasie M5) dylatacje należało wykonywać co 20 m, natomiast w ścianach wznoszonych na słabszych zaprawach odległość między dylatacjami nie powinna przekraczać 30 m.

Rozstaw dylatacji		
Ściana z cegły ceramicznej cementowej i silikatowej według PN-B-03002:1954 [N9]	Ściana z cegły ceramicznej cementowej i silikatowej według PN-B-03002:1967 [N10]	Ściana z kamienia naturalnego według PN-B-03003:1964 [N14]
W budynkach o długości > 75 m ze ścianami z cegły ceramicznej na zaprawie wapiennej i cementowo-wapiennej oraz ze stropami żelbetowymi dylatacje należy rozmieszczać co 60 m, a w wypadku użycia cegły cementowej i silikatowej odpowiednio co 40 m i 30 m	W budynkach ze ścianami z cegły ceramicznej na zaprawie wapiennej i cementowo-wapiennej oraz ze stropami żelbetowymi dylatacje należy rozmieszczać co 60 m, a w wypadku użycia cegły cementowej i silikatowej odpowiednio co 40 m i 30 m	W budynkach o długości > 60 m ze ścianami z kamienia naturalnego na zaprawie cementowo-wapiennej oraz ze stropami żelbetowymi dylatacje należy rozmieszczać co 40 m,
W budynkach o długości > 50 m ze ścianami z cegły ceramicznej na jakiegokolwiek zaprawie, z ocieplonym dachem o konstrukcji żelbetowej należy dodatkowo wykonać dylatacje w ścianach najwyższej kondygnacji co 40 m, a w wypadku użycia cegły cementowej i silikatowej odpowiednio co 30 m i 25 m	W budynkach ze ścianami z cegły ceramicznej na jakiegokolwiek zaprawie, z ocieplonym dachem o konstrukcji żelbetowej należy dodatkowo wykonać dylatacje w ścianach najwyższej kondygnacji co 40 m, a w wypadku użycia cegły cementowej i silikatowej odpowiednio co 30 m i 25 m	W budynkach o długości > 50 m ze ścianami z kamienia naturalnego na jakiegokolwiek zaprawie, z ocieplonym dachem o konstrukcji żelbetowej należy dodatkowo wykonać dylatacje w ścianach najwyższej kondygnacji co 40 m
W budynkach o długości > 25 m ze ścianami z cegły ceramicznej na jakiegokolwiek zaprawie, z nieocieplonym dachem o konstrukcji żelbetowej należy dodatkowo wykonać dylatacje w ścianach najwyższej kondygnacji co 20 m, a w wypadku użycia cegły cementowej i silikatowej odpowiednio co 20 m i 15 m	W budynkach o długości > 25 m ze ścianami z cegły ceramicznej na jakiegokolwiek zaprawie, z nieocieplonym dachem o konstrukcji żelbetowej należy dodatkowo wykonać dylatacje w ścianach najwyższej kondygnacji co 30 m, a w wypadku użycia cegły cementowej i silikatowej odpowiednio co 20 m i 15 m	W budynkach o długości > 25 m ze ścianami z kamienia naturalnego na jakiegokolwiek zaprawie, z nieocieplonym dachem o konstrukcji żelbetowej należy dodatkowo wykonać dylatacje w ścianach najwyższej kondygnacji co 20 m
W budynkach o długości > 60 m ze ścianami z cegły ceramicznej na zaprawie cementowej dylatacje należy rozmieszczać co 50 m	W budynkach ze ścianami z cegły ceramicznej na zaprawie cementowej dylatacje należy rozmieszczać co 50 m	W budynkach o długości > 60 m ze ścianami z kamienia naturalnego na zaprawie cementowej dylatacje należy rozmieszczać co 30 m
W budynkach ze ścianami z cegły cementowej i silikatowej należy wykonywać przerwy dylatacyjne co 30 m gdy stosuje się zaprawy cementowo-wapienne i co 15 m przy użyciu zaprawy cementowej	W budynkach ze ścianami z cegły cementowej i silikatowej należy wykonywać przerwy dylatacyjne co 25 m	-

Norma PN-B-03002:1987 [N11] przyniosła uproszczenie zaleceń dotyczących dylatowania ścian. Utrzymano zróżnicowanie zaleceń w zależności od rodzaju zaprawy lecz przepisy znacznie zredukowano (tablica 6.5). W budynkach z żelbetowymi stropodachami odległości między przerwami dylatacyjnymi norma nakazywała zmniejszyć o 20% przy projektowaniu ocieplenia stropodachu i o 30% w budynkach z nieocieplonymi stropodachami.



Tablica 6.5.
Dopuszczalne odległości między dylatacjami według PN-87/B-03002 [N11]

Rodzaj muru	Rodzaj zaprawy	
	cementowa	cementowo-wapienna
Z cegieł ceramicznych pełnych Z cegieł dziurawek Z cegieł kratówek	50	60
Z innych elementów murowanych*	25	40

* Inne elementy murowe – to silikatowe elementy murowe i bloczki z betonu komórkowego, w owych latach przede wszystkim odmiany 07.

Wartości maksymalnych odległości między przerwami dylatacyjnymi z normy PN-87/B-03002 [N11] powtórzono jeszcze w PN-B-03002:1999 [N12]. Końiec lat dziewięćdziesiątych ubiegłego stulecia przyniósł jednak zmianę w podejściu do tradycyjnego budownictwa murowego. Do praktyki weszły nowe rodzaje elementów murowych, w związku z czym w PN-B-03002:2007 [N13] pojawiły się już nowe wartości l_m (tablica 6.6). Warto tu zauważyć, że w zaleceniach PN-B-03002:2007 [N13] zrezygnowano z podziału względem rodzaju zaprawy, który funkcjonował



Tablica 6.6.
Dopuszczalne odległości maksymalne l_m między dylatacjami według PN-B-03002:2007 [N13]

Rodzaj muru	Odległość l_m , m			
	ściany szczelinowe		ściany jedno- lub dwuwarstwowe	
	warstwa zewnętrzna	warstwa wewnętrzna	spoiny wypełnione	pionowe niewypełnione
z ceramicznych elementów murowych	12	40	30	25
z innych elementów murowych	8	30	25	20

prawie od początku krajowych zaleceń normowych. Norma wprowadziła natomiast dodatkowo wymóg dylatowania warstwy zewnętrznej ścian szczelinowych co 8 m, kiedy stosuje się elementy silikatowe lub betonowe oraz co 12 m w wypadku ścian z elementów ceramicznych.

Norma PN-EN 1996-1-1 [N23] nie podejmuje szczegółowo problemu dylatacji w ścianach. Zgodnie z tą normą należy zapewnić przeniesienie wpływów odkształceń muru w taki sposób, aby zachowanie muru nie było poddane jego negatywnym działaniom. Więcej informacji na temat dylatacji znaleźć można w PN-EN-1996-2 [N25]. Norma podaje szereg zaleceń ogólnych, godnym podkreślenia jest jednak fakt, że zalecenia szczegółowe ograniczono tylko do określenia wartości l_m „dla niezbrojonych ścian nienośnych” – czyli dla ścian wypełniających konstrukcje i dla niezbrojonej warstwy zewnętrznej ścian szczelinowych (tablica 5.12). Zamieszczono również uwagę (podaną w ostatnim wierszu tablicy 6.7) o możliwości zwiększenia maksymalnego rozstawu dylatacji w wypadku stosowania zbrojenia w spoinach wspornych muru. Zakres tego zwiększenia powinien być podany przez producenta zbrojenia. W wytycznych [M1] podano zwieszone wartości odległości między dylatacjami (tablica 6.8), co ciekawe dotyczą one wszystkich ścian, a nie tylko nienośnych.



Tablica 6.7.
Dopuszczalne odległości maksymalne l_m między dylatacjami dla niezbrojonych ścian nienośnych według PN-EN-1996-2 [N25]

Rodzaj muru	l_m , m
Mury z elementów ceramicznych	12
Mury z elementów silikatowych	8
Mury z elementów z betonu kruszywowego i kamienia sztucznego	6
Mury z elementów z autoklawizowanego betonu komórkowego	6
Mury z elementów z kamienia naturalnego	12
Maksymalny rozstaw poziomy dylatacji pionowych można zwiększyć w przypadku ścian ze zbrojeniem w spoinach wspornych zgodnie z EN 845-3. Odpowiednie zalecenia mogą być podane przez producenta zbrojenia do spoin wspornych.	

**Tablica 6.8.**Dopuszczalne odległości maksymalne l_m między dylatacjami według [M1]

Materiał	Maksymalny rozstaw dylatacji, m					
	Grubość ściany ≤ 140 mm			Grubość ściany > 140 mm		
	bez zbrojenia	zbrojenie co 450 mm	zbrojenie co 225 mm	bez zbrojenia	zbrojenie co 450 mm	zbrojenie co 225 mm
Cegła ceramiczna $\varepsilon \leq 0,1$ mm/m	15	20	>20	15	20	>20
Błoczeki silikatowe, błoczeki betonowe, błoczeki z kruszywa lekkiego $0,1 < \varepsilon < 0,4$ mm/m	8	12	14	8	14	16
Błoczeki z betonu komórkowego $\varepsilon > 0,3$ mm/m	6	10	12	6	12	14

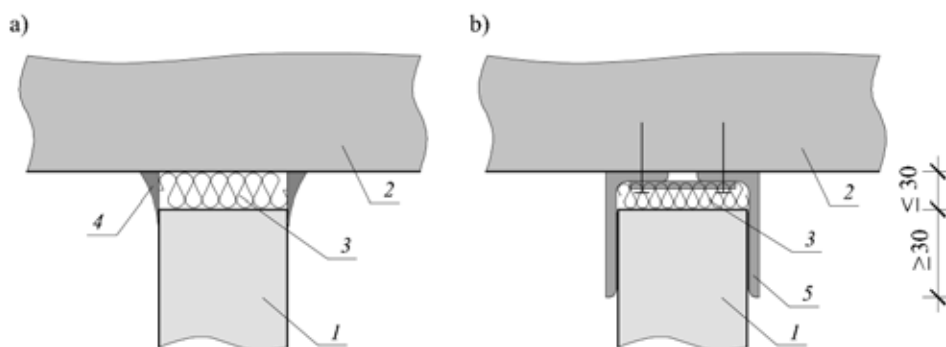
6.7.

Wymagania z uwagi na warunki pożarowe

Kompleksowo potraktowane zagadnienie bezpieczeństwa pożarowego i odporności ogniowej konstrukcji murowych wymaga nie tylko zadbania o parametry przegród i elementów nośnych, ale również o miejsca łączenia elementów lub przechodzenia przez nie instalacji, np. rur, kabli, przewodów wentylacyjnych i oddymiających. Są to potencjalnie najsłabsze punkty i jeżeli nie wykona się tam odpowiednich uszczelnień, może dojść do rozprzestrzenienia pożaru, mimo że same elementy konstrukcyjne spełnią wymagania [4]. Problemu połączeń ścian z innymi elementami budynku oraz problemu przejść instalacji dotyczą warunki konstrukcyjne, które zamieszczono w rozdziale 5 normy PN-EN 1996-1-2 [N24] oraz w załączniku E tej normy. Podstawowym założeniem normy jest to, aby konstrukcje murowe oraz ich połączenia z innymi elementami budynku nie obniżały odporności ogniowej całej konstrukcji. Stropy lub dach powinny zapewniać boczne oparcie górnej i dolnej części ściany, o ile stateczność w warunkach normalnych nie jest zapewniona innymi metodami np. przez fundamenty lub specjalne wieńce. Złącza, w tym również złącza umożliwiające przesuw, w ścianach lub między ścianami a innymi elementami oddzielającymi, należy projektować i wykonywać w sposób zapewniający odporność ogniową wymaganą dla ścian. Jeżeli w złączach umożliwiających przesuw wymagane są warstwy izolacji ogniochronnej, należy je wykonywać z materiałów mineralnych o punkcie topnienia nie niższym niż 1000 °C. Każde złącze należy dokładnie uszczelnić tak, aby przemieszczenia ściany nie wpływały niekorzystnie na odporność ogniową. Jeżeli zostały zastosowane inne materiały, należy wykazać poprzez badania, że zostaną spełnione kryteria E i I.

Połączenia pomiędzy nienośnymi ścianami murowanymi należy konstruować zgodnie z PN-EN 1996-2 [N25], a połączenia ścian nośnych zgodnie z PN-EN 1996-1-1 [N23]. W załączniku E normy [N24] zamieszczono przykłady prawidłowych połączeń nośnych i nienośnych ścian z innymi elementami. Połączenie ścian nośnych ze stropami następuje przy pomocy żelbetowego wieńca, a z innymi ścianami najczęściej przez murarskie przewiązanie lub żelbetowy rdzeń.

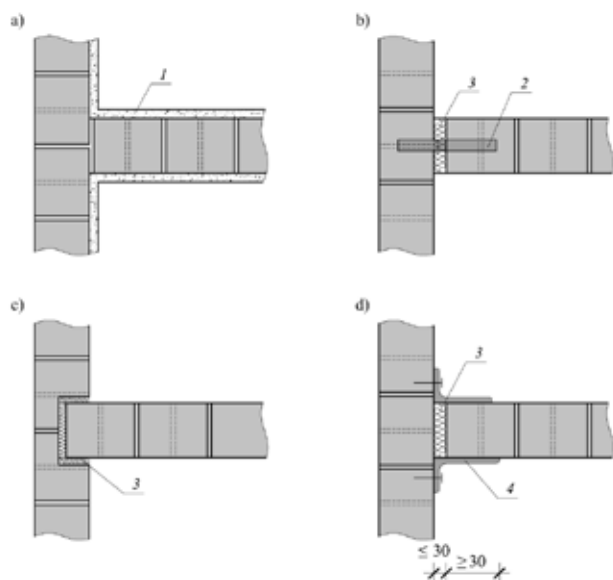
Połączenie nienośnej ściany oddzielenia pożarowego ze stropem i ścianami prostopadłymi (lub elementami żelbetowymi) zależy od przyjętego w projekcie sposobu podparcia ściany. Konieczność odpowiedniego podparcia nienośnych ścian oddzielających może wynikać również z innych funkcji przez nie pełnionych (nie tylko funkcji oddzielenia pożarowego). O sposobie podparcia nienośnych ścian oddzielających decydować powinien projektant na etapie opracowania projektu wykonawczego. Gdy ściana może być oparta na trzech krawędziach połączenie między ścianą a stropem realizuje się przez pozostawienie kilkucentymetrowej szczeliny (zwykle 2÷3 cm) między ścianą a stropem, wypełnienie tej przestrzeni wełną mineralną klasy A1 wg PN-EN 13501-1 [N29] i zabezpieczenie powierzchni bocznej wełny odpowiednią masą uszczelniającą (rys. 6.19a). W przypadku gdy wymagane jest konstrukcyjne połączenie nienośnej ściany oddzielenia pożarowego ze stropem można je zrealizować przez dodatkowe zastosowanie w poziomie wełny mineralnej odpowiednich kotew, umożliwiających kompensację przemieszczeń pionowych lub przez zastosowanie profili stalowych (kątowników) mocowanych do stropu - rys. 6.19b.



Rys. 6.19.

Przykłady prawidłowych połączeń nienośnych ścian oddzielenia pożarowego ze stropem według załącznika E normy [N24]: a) gdy nie jest wymagane podparcie ściany w poziomie stropu, b) gdy podparcie w poziomie stropu jest wymagane, 1- mur, 2- żelbetowy strop, 3- warstwa izolacyjna z wełny mineralnej klasy A 1, 4 - uszczelnienie połączenia, 5 - stalowy kątownik

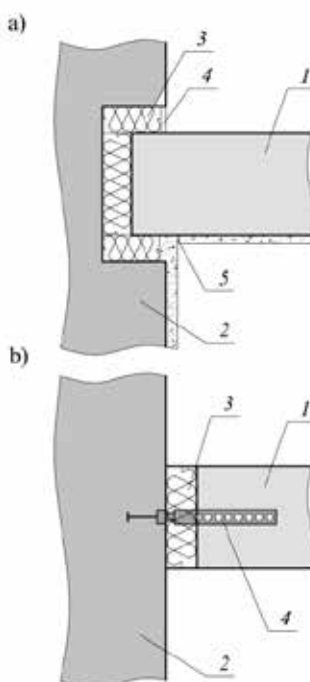
Połączenie pionowych krawędzi ściany oddzielania pożarowego z inną ścianą prostą można wykonać na styk (za pomocą tynku - rys. 6.20a), na jaskółczy ogon (rys. 6.20b), przy pomocy stalowych kątowników (rys. 6.20c) lub za pomocą kotew (rys. 6.20d). Połączenie na styk nie zapewnia podparcia ściany w płaszczyźnie pionowej, a połączenie przez kotwy może takie podparcie zapewniać pod warunkiem zastosowania odpowiedniej liczby kotew (określonej obliczeniowo). Połączenie przy pomocy stalowych kątowników oraz na jaskółczy ogon zapewnia ścianie nienośnej podparcie wzdłuż krawędzi pionowej. W przypadku pionowego połączenia nienośnej ściany pełniącej funkcję oddzielenia pożarowego ze ścianą nośną norma [N24] zaleca stosowanie kotew.



Rys. 6.20.

Przykłady prawidłowych połączeń nienośnych ścian oddzielenia pożarowego z inną ścianą w płaszczyźnie pionowej według załącznika E normy [N24]: a) za pomocą tynku, b) za pomocą kotew, c) na jaskółczy ogon, d) przy pomocy stalowych kątowników, 1- tynk, 2- kotwa z płytkownika stalowego, 3- warstwa izolacyjna z wełny mineralnej klasy A, 4- stalowy kątownik

Podparcie pionowe między nienośną ścianą oddzielania pożarowego, a elementami żelbetowymi (ścianami, słupami) wykonać można na jaskółczy ogon lub przy pomocy kotew umożliwiających kompensację poziomych przemieszczeń (rys. 6.21).



Rys. 6.21.

Przykłady prawidłowych połączeń nienośnych ścian oddzielenia pożarowego z elementami żelbetowymi w płaszczyźnie pionowej według załącznika E normy [N24]: a) na jaskółczy ogon, b) za pomocą kotew, 1- murowana ściana, 2 - element żelbetowy, 3- warstwa izolacyjna z wełny mineralnej klasy A, 4- kotwa zapewniająca przesuw, 5- opcjonalnie przerwa w tynku

Pokazane na rys. 6.19÷6.21 połączenia ścian z innymi elementami dotyczą przypadku, gdy ściana nie musi spełniać wymogów kryterium odporności mechanicznej (na uderzenia). Gdy ściana wymaga spełnienia wymagań mechanicznych, co dotyczy wszystkich ścian wydzielających strefy przeciwpożarowe w budynku, to ich połączenie z konstrukcjami żelbetowymi, betonowymi oraz murowymi należy wykonywać stosując złącza całkowicie wypełnione zaprawą lub betonem albo stosując właściwie zaprojektowane i zabezpieczone łączniki mechaniczne. Może być konieczne zaprojektowanie podparcia krawędzi pionowych ścian przy pomocy żelbetowych rdzeni, zakotwionych w stropach z możliwością kompensacji pionowych przemieszczeń.

Norma [N24] nie definiuje kryteriów odporności ogniowej połączeń pokazanych na rys. 6.19÷6.21. Odporność ogniowa połączeń zależy bowiem od materiałów zastosowanych w tych połączeniach. Przykładowo połączenie pokazane na rys. 6.19a może mieć odporność ogniową EI 120, przy spełnieniu następujących warunków:

- Szerokość szczeliny podstropowej nie mniej niż 150 mm;
- Wętna mineralna o gęstości nie mniejszej niż 60 kg/m³, obustronnie pomalowana atestowaną masą ogniochronną o grubości nie mniejszej niż 1 mm;
- Pas ściany i stropu o szerokości 10 mm przy szczeliny podstropowej (dylatacji) jest pokryty atestowaną masą o grubości nie mniejszej niż 1 mm;
- Grubości przegród, w których wykonuje się takie połączenia (dylatacje) są mniejsze niż 150 mm (ściany) i 180 mm (stropy).

Należy tu wyraźnie podkreślić, że odporność ogniowa połączenia ściana-ściana i ściana-strop zależy od zastosowanych materiałów, a materiały te powinien określić projektant w projekcie obiektu.

Norma [N24] podaje szereg wymagań konstrukcyjnych dotyczących instalacji wykonywanych w ścianach. Norma zezwala przyjmować, że obecność w ścianach nośnych wnęk i bruzd dozwolonych w PN-EN 1996-1-1 [N23] nie redukuje czasu odporności ogniowej określonego metodą tabelaryczną.

W ścianach nienośnych pionowe bruzdy i wnęki powinny pozostawiać przynajmniej 2/3 wymaganej minimalnej grubości ściany, lecz nie mniej niż 60 mm, włączając w to wszystkie nałożone na stałe warstwy wykończeniowe charakteryzujące się odpornością ogniową taką jak tynki. Poziome i ukośne wnęki i bruzdy w ścianach nienośnych powinny pozostawiać przynajmniej 5/6 wymaganej minimalnej grubości ściany, lecz nie mniej niż 60 mm, włączając w to wszystkie nałożone na stałe warstwy wykończeniowe charakteryzujące się odpornością ogniową jak tynki.

Odporność ogniową ścian nienośnych zawierających bruzdy i wnęki niezgodne z powyższymi wytycznymi należy ustalać na podstawie badań.

Pojedyncze kable mogą przenikać przez otwory uszczelnione zaprawą. Dodatkowo, rury z materiałów niepalnych o średnicy do 100 mm mogą przenikać przez otwory uszczelnione materiałem niepalnym, pod warunkiem że w rezultacie przepływu ciepła przez rury nie zostaną przekroczone kryteria E i I, a wydłużenia nie będą miały negatywnego wpływu na odporność ogniową. Do uszczelnienia przejść kabli i rur przez ściany można stosować inne materiały niż zaprawa pod warunkiem, że spełniają wymagania norm CEN. Grupy kabli i rur wykonanych z materiałów palnych lub pojedyncze kable w otworach nie uszczelnionych zaprawą mogą przenikać przez ściany, pod warunkiem że:

- metoda uszczelnienia została oceniona na podstawie badań zgodnych z PN-EN 1366-3 [N30], lub
- postępuje się zgodnie z zaleceniami sformułowanymi na podstawie wystarczających doświadczeń.

Literatura do rozdziału 6

Publikacje

- [1] Filloramo R., Sovinski D.: Movement control issues in Masonry. *The Construction Specifier*, August 2006, s. 24 – 31.
- [2] Kawulok M.: *Szkody górnicze w budownictwie*. Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa 2010.
- [4] Łukomski M.: *Odporność ogniowa konstrukcji budowlanych*. Przegląd Pożarniczy, 2013, nr 7, s. 14-15.
- [3] Lewicki B., Jarmontowicz R., Kubica J.: *Podstawy projektowania niezbrojonych konstrukcji murowych*. Wydawnictwo ITB. Warszawa 2001.
- [5] Matyszek P.: *Analiza czynników wpływających na nośność murów z uwzględnieniem stateczności*. Praca doktorska. Kraków, 1995.
- [6] Schnackers H.: *Mauerwerk und seine Berechnung*. Dissertation TH Aachen 1973.
- [7] Schubert P.: Vermeiden von schädlichen Rissen in Mauerwerkbauteilen. *Mauerwerk-Kalender*, Ernst & Sohn, 21, 1996, s. 621 – 651.
- [8] Structural Clay Products Research Foundation. *Compressive and transverse Strength Test of Four-inch Brick Walls*. Research Report No. 9, Geneva, III, 1965.
- [9] Tomazevic M.: *Earthquake Resistant Design of Masonry Buildings*, Imperial College Press 1999.

Normy, instrukcje i wytyczne

- [N1] ACI 530-05/ASCE 5-02/TMS 402-05 *Building Code Requirements for Masonry Structures (with Commentary)*.
- [N2] DIN 1053-1 Mauerwerk. Teil 1: *Berechnung und Ausführung*. Wydania z 1974, 1990 i 1996 r.
- [N3] ENV-1996-1-1:2002-Eurocode 6: *Design of Masonry Structures. Part 1-1: Common Rules for Reinforced and Unreinforced Masonry Structures*. CEN / TC 250, march 2003.
- [N4] GNDT:1984 *Norme Tecniche per le Costruzioni in Zone Sismiche*.
- [N5] Instrukcja ITB nr 416/2006. *Projektowanie budyn-*

- ków na terenach górniczych. Wydawnictwo ITB. Warszawa 2006.
- [N6] PN-B-02062:1953 *Filary wielorzędowe.*
- [N7] PN-B-02063:1953 *Filary murowane prostokątne typu wielorzędowego.*
- [N8] PN-B-02065:1950 *Mury z cegieł pełnych całkowitych i ułamkowych.*
- [N9] PN-B-03002:1954 *Konstrukcje murowe z cegły. Obliczenia statyczne i projektowanie.*
- [N10] PN-B-03002:1967 *Konstrukcje murowe z cegły. Obliczenia statyczne i projektowanie.*
- [N11] PN-B-03002:1987. *Konstrukcje murowe niezbrojone. Projektowanie i obliczanie.*
- [N12] PN-B-03002:1999/Az1+Az2: *Konstrukcje murowe niezbrojone. Projektowanie i obliczanie.*
- [N13] PN-B-03002:2007. *Konstrukcje murowe niezbrojone. Projektowanie i obliczanie.*
- [N14] PN-B-03003:1964 *Mury z kamienia naturalnego. Obliczenia statyczne i projektowanie.*
- [N15] PN-B-03006:1967 *Konstrukcje murowe z drobno-wymiarowych elementów z betonów komórkowych. Obliczenia statyczne i projektowanie.*
- [N16] PN-B-03340:1999 / Az1: *Konstrukcje murowe zbrojone. Projektowanie i obliczanie.*
- [N17] PN-B-10020:1958 *Roboty murowe z cegły. Warunki i badania techniczne przy odbiorze.*
- [N18] PN-B-10022:1958 *Roboty murowe z cegły ze zbrojeniem stalowym - Warunki i badania techniczne przy odbiorze.*
- [N19] PN-B-1725 *Mury z cegieł ułamkowych.* [Obowiązująca na podstawie zarządzenia Ministra Odbudowy z dnia 29.05.1947r.]
- [N20] PN-B-182:1946 *Mury ceglane. Obliczenia statyczne.*
- [N21] PN-B-183:1945 *Mury z kamienia rodzimego. Obliczenia statyczne.* Wydanie II 1948 r.
- [N22] PN-EN 1053-4:2003 PN-EN 1052-4: *Metody ba-*

- dań murów. Część 4: Określenie wytrzymałości na ścinanie muru z warstwą izolacji przeciwwodnej.*
- [N23] PN-EN 845-1:2003 *Specyfikacja wyrobów dodatkowych do murów. Część 1: Kotwy, listwy kotwiące, wieszaki i wsporniki.*
- [N24] PN-EN 845-3/A1:2008 *Specyfikacja wyrobów dodatkowych do murów. Część 3: Stalowe zbrojenie do spoin wspornych.*
- [N25] PN-EN 846-5:2002 *Metody badań wyrobów dodatkowych do wznoszenia murów – Część 5: Określenie nośności na rozciąganie i ściskanie oraz sztywności kotew murowych (próbka składająca się z dwóch elementów murowych).*
- [N26] PN-EN 846-6:2002 *Metody badań wyrobów dodatkowych do wznoszenia murów – Część 6: Określenie nośności na rozciąganie i ściskanie oraz sztywności kotew murowych (badanie jednostronne)*
- [N27] PN-EN 846-7:2002 *Metody badań wyrobów dodatkowych do wznoszenia murów – Część 7: Określenie nośności na ścinanie oraz sztywności kotew i łączników (badanie na próbce składającej się z dwóch elementów murowych)*
- [N28] PN-B-10020:1968 *Roboty murowe z cegły. Wymagania i badania przy odbiorze.*
- [N29] PN-EN 13501-1+A1:2010: *Klasyfikacja ogniowa wyrobów budowlanych i elementów budynków. Część 1: Klasyfikacja na podstawie wyników badań reakcji na ogień.*
- [N30] PN-EN 1366-3:2010: *Badania odporności ogniowej instalacji użytkowych. Część 3: Uszczelnienia przejść instalacyjnych.*

Materiały reklamowe

- [M1] Katalog Techniczny produktów firmy Bekaert.

7. Projektowanie z uwagi na warunki pożarowe

7.1.

Podstawy teoretyczne

Przez odporność ogniową rozumie się zdolność obiektu do spełnienia w ustalonym czasie wymagań, co do stateczności i/lub szczelności ogniowej, i/lub izolacyjności ogniowej, i/lub innych oczekiwanych warunków [1]. Odporność ogniowa dotyczy elementu budynku lub jego konstrukcji np. ściana, strop, belka, wentylacja. W zależności od badanego zakresu i obszaru określa ona czas, w jakim element lub konstrukcja budynku spełnia określone cechy, funkcje lub zadania. Do tych cech, funkcji i zadań zalicza się:

- nośność ogniową oznaczoną literą R (z franc. *Résistance*);
- szczelność pożarową oznaczoną literą E (z franc. *Étanchéité*);
- izolacyjność ogniową oznaczoną literą I (z franc. *Isolation*);
- dymoszczelność oznaczoną literą S, (z ang. *Smoke leakage*);

- promieniowanie oznaczone literą W, (oznaczenie przyjęto od jednostki strumienia energii - Wat);
- odporność na oddziaływanie mechaniczne oznaczone literą M (z ang. *Mechanical impact*);
- samoczynne zamykanie oznaczone literą C, (z ang. *Self closure*);
- odporność na pożar sadzy oznaczoną literą G;
- zdolność do zabezpieczenia ogniochronnego oznaczoną literą K.

W przypadku konstrukcji murowych najbardziej istotne są kryteria nośności ogniowej, szczelności ogniowej, izolacyjności ogniowej oraz radiacji ogniowej. **Kryterium nośności** ogniowej (R) określa czas, w jakim nie może nastąpić utrata nośności, stateczności elementu, fragmentu konstrukcji bądź całej konstrukcji i przekroczenie dopuszczalnych wartości przemieszczeń lub odkształceń. **Kryterium szczel-**

ności pożarowej (E) oznacza zdolność oddzielającego elementu konstrukcji budowlanej, poddanej działaniu pożaru po jednej stronie, do zapobieżenia przedostaniu się płomieni i gorących gazów na stronę nieogrzewanej. Przez **kryterium izolacyjności ogniowej (I)** rozumie się zdolność oddzielającego elementu konstrukcji budowlanej, poddanej działaniu pożaru po jednej stronie, do ograniczenia wzrostu temperatury powierzchni nieogrzewanej poniżej określonych poziomów. Zazwyczaj przyjmuje się, że średni przyrost temperatury na całej nieogrzewanej powierzchni ściany nie powinien przekraczać 140 °C, a maksymalny przyrost w dowolnym jej punkcie 180 °C. **Kryterium radiacji ogniowej (W)** oznacza ograniczenie gęstości strumienia ciepła przechodzącego przez przegrodę poniżej poziomu, która mogłaby doprowadzić do np. zapalenia się materiałów, oparzenia ludzi. Najczęściej uznaje się, że spełnienie kryteriów szczelności (E) i izolacyjności (I) zapewnia również spełnienie kryterium radiacji ogniowej.

Odporność ogniową oznacza się literą odpowiadającą danemu kryterium i liczbą odpowiadającą minimalnemu czasowi (w minutach), przez jaki dane kryterium będzie spełnione. Przykładowo, gdy ściana nośna w budynku ma odporność REI 30, to oznacza to, że przez minimum 30 minut będzie ona spełniała warunki nośności, szczelności i izolacyjności. W przypadku ścian wypełniających nie określa się nośności, wobec tego funkcja wydzielająca takiej ściany jest spełniona, jeżeli w określonym czasie przegroda zachowa szczelność ogniową i izolacyjność ogniową (np. EI 30).

Odporność ogniową murowanych ścian określa się na podstawie PN-EN 1996-1-2 [N8], natomiast graniczne wartości odporności ogniowej, które należy zapewnić na etapie projektowania i utrzymania budynków budowlanych podano w rozporządzeniu [N9] stanowiącym akt wykonawczy do ustawy Prawo Budowlane [N10].

7.2. Wartości graniczne odporności ogniowej

Według polskich przepisów techniczno-budowlanych [N9] budynki oraz części budynków stanowiące odrębne strefy pożarowe dzieli się, w zależności od przeznaczenia i sposobu użytkowania, na:

- mieszkalne, zamieszkania zbiorowego i użyteczności publicznej charakteryzowane kategorią zagrożenia ludzi, określane dalej jako ZL;
 - produkcyjne i magazynowe, określane dalej jako PM;
 - inwentarskie, określane dalej jako IN;
- Budynki oraz części budynków, stanowiące odrębne strefy pożarowe, określane jako ZL, zalicza się do jednej lub więcej niż jednej kategorii zagrożenia ludzi tj.:
- ZL I – zawierające pomieszczenia przeznaczone do jednoczesnego przebywania ponad 50 osób niebędących ich stałymi użytkownikami, a nie przeznaczone przede wszystkim do użytku ludzi o ograniczonej zdolności poruszania się;

- ZL II – przeznaczone przede wszystkim do użytku dla ludzi o ograniczonej zdolności poruszania się, tj. szpitale, żłobki, przedszkola, domy dla osób starszych itp.;
- ZL III – użyteczności publicznej, nie zaliczone do ZL I i ZL II;
- ZL IV – mieszkalne;
- ZL V – zamieszkania zbiorowego, nie zaliczone do ZL I i ZL II.

Strefą pożarową nazywa się budynek lub część budynku oddzieloną od innych budynków lub od pozostałych części budynku niezabudowanym pasem terenu o określonej szerokości minimalnej określonej przepisami techniczno-budowlanymi bądź przegrodami oddzielen przeciwpożarowych. Przegrody przeciwpożarowe powinny być tak zbudowane, aby pożar nie rozprzestrzenił się między budynkami bądź pozostałą częścią budynku, a także, aby pożar nie został przeniesiony z innej części budynku do strefy pożarowej. Przegrodę oddzielenia przeciwpożarowego może stanowić ściana lub strop. Budynki lub poszczególne strefy pożarowe można podzielić na:

- zaliczane do właściwych kategorii zagrożenia ludzi ZL, w zależności od liczby kondygnacji lub wysokości;
- w zależności od gęstości obciążenia ogniowego i liczby kondygnacji lub wysokości przyporządkowuje się do odpowiednich klas odporności pożarowej A, B, C, D lub E, będących symbolem pewnej grupy budynków.

Odporność ogniowa elementu konstrukcji (np. ściany) nie jest związana ze sposobem użytkowania budynku, lecz z gęstością obciążenia ogniowego, szybkością wydzielania ciepła i warunkami wentylacji. Pojęcie gęstości obciążenia ogniowego funkcjonuje w kraju od chwili wprowadzenia normy PN-B-02852:2001 [N1].

Obciążenie ogniowe jest to suma energii cieplnej, jaka może być wyzwolona w wyniku spalenia wszystkich materiałów palnych znajdujących się w określonej przestrzeni (wyrażana w MJ). Gęstość obciążenia ogniowego jest wielkością obciążenia ogniowego przypadającego na jednostkę powierzchni (wyrażana w MJ/m²). Odpowiedź materiału na ogień działający na wyrób w określonych warunkach ekspozycji w postaci wydzielonego ciepła, dymu, obszaru spalania bądź płonących kropel nazywa się reakcją na ogień. Reakcja na ogień najczęściej podawana jest w postaci opisowej:

- niepalny;
- niezapalny;
- trudno zapalny;
- łatwo zapalny.

Materiały niepalne to produkty pochodzenia nieorganicznego, zawierające mniej niż 1% masy lub objętości homogenicznie rozproszanego materiału organicznego lub wyroby wykonane z kilku materiałów niepalnych. W tym ostatnim przypadku, jeśli wyrób powstał w wyniku klejenia wielu materiałów

niepalnych, ilość zastosowanego kleju nie może przekraczać 0,1% masy lub objętości wyrobu. Do materiałów niepalnych zalicza się między innymi: szkło, beton, **beton komórkowy**, cement, wapno, żużel wielkopiecowy, kruszywa mineralne, gips, glinę, kamień naturalny oraz metale. Wyroby i materiały palne to produkty pochodzenia organicznego. Zalicza się do nich, np. drewno, płyty drewnopochodne, płyty paździerzowe, tworzywa sztuczne, gumę, bawełnę itp. Wyroby i materiały składające się z części nieorganicznych i organicznych klasyfikowane są jako palne lub niepalne na podstawie badań. Przykładami takich wyrobów są: płyty z wełny mineralnej, płyty z wełny szklanej, płyty wiórowo-cementowe, tynki akrylowe itp. Wyroby palne dzieli się na: niezapalne, trudno zapalne i łatwo zapalne. Przynależność materiałów i wyrobów do którejś z grup określa się na podstawie badań i najczęściej podaje w aprobatkach technicznych.

Rozporządzenie [N9] pozwala na zakwalifikowanie budynku do danej klasy odporności pożarowej na podstawie jego wysokości oraz kategorii ZL (tablica 7.1).



Tablica 7.1.
Kwalifikacja budynku zaliczanego do jednej z kategorii ZL do odporności pożarowej

Budynek	ZL I	ZL II	ZL III	ZL IV	ZL V
niski (N)	B	B	C	D	C
średniowysoki (SW)	B	B	B	C	B
wysoki (W)	B	B	B	B	B
wysokościowy (WW)	A	A	A	B	A

Elementy budynku, stosownie do jego klasy odporności pożarowej, powinny w zakresie klasy odporności ogniowej spełniać co najmniej wymagania określone w tablicy 7.2.



Tablica 7.2.
Klasy odporności ogniowej

Klasa odporności pożarowej budynku	Klasa odporności ogniowej elementów budynku					
	Główna konstrukcja nośna	Konstrukcja dachu	Strop	Ściana zewnętrzna	Ściana wewnętrzna	Przekrycie dachu
A	R 240	R 30	REI 120	EI 120	EI 60	E 30
B	R 120	R 30	REI 60	EI 60	EI 30	E 30
C	R 60	R 15	REI 60	EI 60	EI 15	E 15
D	R 30	-	REI 30	EI 30	-	-
E	-	-	-	-	-	-

„-” oznacza brak wymagań

Ściany nośne zalicza się do głównej konstrukcji nośnej (kolumna 2 tablicy 7.2), niezależnie czy są one ścianami zewnętrznymi czy wewnętrznymi. Ściany nośne muszą również spełniać kryteria szczelności i izolacyjności. Kryteria te przyjmuje się z kolumny 5 lub 6 tablicy 7.2 w zależności od ich lokalizacji (ściana wewnętrzna lub ściana zewnętrzna). Ściany wypełniające powinny również spełniać wymogi zamieszczone w 5 lub 6 kolumnie tablicy 7.2.

Oprócz wymogów zamieszczonych w tablicy 2 Rozporządzenie [N9] szereg dodatkowych przepisów dotyczących klas odporności ogniowej w budynkach zaliczanych do poszczególnych kategorii ZL. W rozporządzeniu tym podano również klasy odporności ogniowej i szczegółowe wytyczne dla przegród wydzielających pomieszczenia specjalne, takie jak kottownie, składy paliwa oraz magazyny oleju.

7.3. Metody określania odporności ogniowej zgodnie z PN-EN 1996-1-2

Norma PN-EN 1996-1-2 [N8] zakłada, że model konstrukcji przyjęty do jej analizy z uwagi na warunki pożarowe powinien odzwierciedlać oczekiwane właściwości użytkowe konstrukcji w warunkach pożarowych. Analizę murowanych ścian i słupów w warunkach pożarowych można przeprowadzać jedną z następujących metod:

- poprzez badanie konstrukcji;
- analizując element przy pomocy danych tabelarycznych;
- prowadząc obliczeniową analizę elementu, części konstrukcji lub całości konstrukcji.

W wyniku badań ścian w warunkach pożarowych uzyskuje się konkretną wartość zbadanego kryterium odporności ogniowej. Na podstawie wyników badań określa się czas w jakim element (ściana) spełni to kryterium. Metodą tabelaryczną określa się minimalną grubość ściany, która spełnia założone kryterium odporności ogniowej, a metody obliczeniowe służą tylko do określania kryterium nośności.

7.3.1.

Określenie odporności ogniowej przez badania

Badania takie prowadzi się według normy PN-EN 1363-1:2012E [N2] lub na podstawie procedur alternatywnych zgodnie z normą PN-EN 1363-2:2001 [N3]. Normy te podają jedynie ogólne procedury badań i ogólne zasady ustalania odporności ogniowej. Szczegółowe wytyczne dotyczące badań ogniowych ścian nośnych zamieszczono w normie PN-EN 1365-1:2013E [N5], natomiast ścian nienośnych w normie PN-EN 1364-1:2001 [N4].

Przeprowadzenie badań odporności ogniowej ścian wymaga zastosowania odpowiedniej aparatury badawczej, złożonej ze specjalnie zaprojektowanego pieca umożliwiającego poddawanie elementów próbnym warunkom badania, wyposażenia umożliwiającego sterowanie temperaturą w piecu oraz regulowania i monitorowania ciśnienia gorących gazów wewnątrz pieca. Badana ściana wymaga również odpowiedniego wyposażenia pomiarowego w tzw. termoelementy służące do pomiaru temperatury na powierzchni ściany i bazy do pomiaru przemieszczeń (rys. 7.1). W związku z tym badanie odporności ogniowej ścian jest dość kosztowne i dlatego nie jest często prowadzone. Badania takie najczęściej są wykonywane na zlecenie producentów elementów murowych. Należy tu jednak podkreślić, że badania stanowią najbardziej dokładny sposób określania kryterium odporności ogniowej.

7.3.2.

Metoda tabelaryczna

Metoda wykorzystująca dane tabelaryczne jest najprostsza i najszybsza w ocenie kryterium ognioodporności. Polega ona na porównaniu grubości projektowanego elementu z grubościami podanymi w tablicach w załączniku B normy PN-EN 1996-1-2 [N8]. Dane tabelaryczne opracowano na podstawie standardowej krzywej temperatura-czas, metoda tabelaryczna dotyczy więc pożarów materiałów lignocelulozowych (meble, ubrania, papier). Metodę tą opracowano w taki sposób by stanowiła dolną obwiednię wyników badań.

Tablice zamieszczone w Załączniku B normy [N8] zostały podzielone z uwagi na funkcję danej ściany (rodzaj kryterium odporności ogniowej: EI, REI, R, REI-M, EI-M) oraz ze względu na materiał elementu murowanego stosowanego w analizowanej ścianie (ceramiczne, silikatowe, z betonu zwykłego i lekkiego, z autoklawizowanego betonu komórkowego oraz ze sztucznego kamienia). W normie zamieszczono łącznie 28 tablic, a poniżej w tablicach 7.3 i 7.4 pokazano przykładowe dane odporności ogniowej nienośnych i nośnych ścian oddzielających z betonu komórkowego.

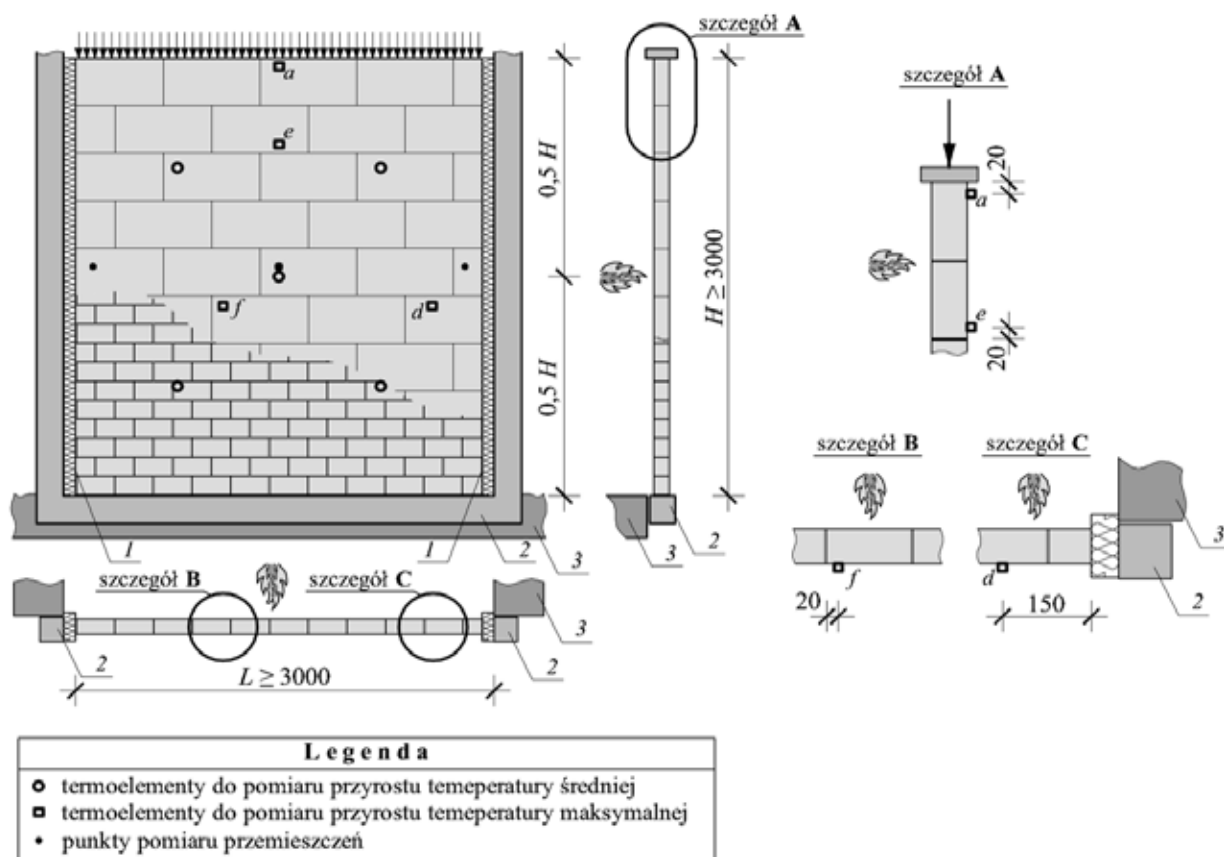


Rys. 7.1.

Układ termoelementów od strony nieogrzewanej badanej ściany,

1 - krawędź swobodna,

2- rama do badań, 3 - obudowa pieca



**Tablica 7.3.**

Minimalna grubość nienośnych ścian oddzielających wymurowanych z bloczków z betonu komórkowego na zaprawie zwykłej lub do cienkich spoin (kryteria EI) z uwagi na wymagania odporności ogniowej [N8]

Gęstość betonu komórkowego ρ , kg/m ³	Minimalna grubość ściany (mm) t_f dla uzyskania klasyfikacji ogniowej EI dla czasu (minuty) $t_{f,d}$						
	EI 30	EI 45	EI 60	EI 90	EI 120	EI 180	EI 240
Elementy murowe grupy 1 i 1S, zaprawa zwykła i do cienkich spoin							
$350 \leq \rho \leq 500$	50/70 (50)	60/65 (60/65)	60/75 (60/75)	60/100 (60/70)	70/100 (70/90)	90/150 (90/115)	100/90 (100/190)
$500 \leq \rho \leq 1000$	50/70 (50)	60 (50/60)	60 (50/60)	60/100 (50/60)	60/100 (60/90)	90/150 (90/100)	100/190 (100/190)

**Tablica 7.4.**

Minimalna grubość nośnych ścian oddzielających wymurowanych z bloczków z betonu komórkowego na zaprawie zwykłej lub do cienkich spoin (kryteria REI) z uwagi na wymagania odporności ogniowej [N8]

Wytrzymałość na ściskanie f_b , N/mm ² i gęstość betonu komórkowego ρ , kg/m ³	Proporcja obciążenia ściany α (stopień wyężenia ściany)	Minimalna grubość ściany (mm) t_f dla uzyskania klasyfikacji ogniowej REI dla czasu (minuty) $t_{f,d}$						
		REI 30	REI 45	REI 60	REI 90	REI 120	REI 180	REI 240
$2 \leq f_b \leq 4$ $350 \leq \rho \leq 500$	$\alpha \leq 1$	90/115 (90/115)	90/115 (90/115)	90/140 (90/115)	90/200 (90/200)	90/225 (90/225)	140/300 (140/240)	150/300 (150/300)
	$\alpha \leq 0,6$			90/110 (90/115)	100/150 (90/115)	90/175 (90/150)	140/200 (140/200)	150/200 (150/200)
$4 \leq f_b \leq 8$ $500 \leq \rho \leq 1000$	$\alpha \leq 1$	90/100 (90/100)	90/100 (90/100)	90/150 (90/100)	90/170 (90/150)	90/200 (90/170)	125/240 (100/200)	150/300 (100/240)
	$\alpha \leq 0,6$			90/100 (90/100)	90/150 (90/100)	90/170 (90/125)	125/240 (125/140)	150/240 (150/200)

Grubości ścian podane w tablicach załącznika B normy [N8] (w pierwszym wierszu każdej kolumny) dotyczą samego muru, bez warstw wykończeniowych. Pojawiające się w tablicach dwie grubości przedzielone ukośnikiem (np. 90/100), oznaczają zakres grubości (przykładowo, zalecana grubość mieści się w przedziale od 90 do 100). W tablicach zamieszczono ponadto lokalnie wartości w nawiasach (w drugim rzędzie), które dotyczą również grubości samego muru, lecz wykończonego tynkiem o minimalnej grubości 10 mm po obu stronach ściany. Należy tu podkreślić, że odporność ogniową ścian podwyższa jedynie zastosowanie tynków gipsowych oraz tynków typu LW (tynki wykonane z tynkarskiej zaprawy lekkiej) lub T (tynki wykonane z tynkarskiej zaprawy izolującej cieplnie). Klasyczne tynki cementowe zazwyczaj nie powodują zwiększenia odporności ogniowej ścian murowanych do poziomu podanego w drugim rzędzie tablic.

Sprawdzenie kryterium EI dla ścian nienośnych jest bardzo proste. Polega ono na odczycie minimalnej grubości ściany dla przyjętego kryterium

i przyjęciu ściany o grubości nie mniejszej niż minimalna. Przykładowo aby ściana wypełniająca wykonana z bloczków z betonu komórkowego o gęstości 400 kg/m³ mogła spełnić kryterium EI 120 musi mieć grubość co najmniej 70÷100 cm. Otynkowanie ściany tynkiem gipsowym pozwoli na redukcję minimalnej grubości ściany o 10 mm.

Określenie kryterium odporności ogniowej REI ścian nośnych jest nieco bardziej złożone. Dane tablicy dla ścian nośnych różnicowane są bowiem w zależności od całkowitego pionowego obciążenia charakterystycznego wynoszącego $(\alpha N_{Rk})/\gamma_{Glo}$, gdzie α oznacza stosunek przyłożonego do ściany obciążenia obliczeniowego do obliczeniowej nośności ściany przyjętego na poziomie 1,0 lub 0,6, zaś N_{Rk} wynosi Φ_k^t (zgodnie z PN-EN 1996-1-1 [N7] – zob. pkt 5.1 w cz. 1 zeszytu). Tablice zamieszczone w Załączniku B zostały opracowane na podstawie wyników badań, w których przyjmowano γ_{Glo} równe 3 lub 5. Aby określić odporność ogniową ścian nośnych przy pomocy tablic zamieszczonych w Załączniku B normy PN-EN 1996-1-2 [N8] należy

w pierwszej kolejności wykonać kombinację oddziaływań i obliczyć nośność takich ścian w warunkach normalnych. Na podstawie obciążenia uzyskanego z kombinacji oddziaływań i nośności ściany należy obliczyć współczynnik α , z zależności [3]:

$$\alpha = \frac{N_{Ed,fi}}{N_{Rd}} \quad (7.1)$$

w której:

N_{Rd} - obliczeniowa nośność z uwagi na obciążenia pionowe, w sytuacji normalnej.

$N_{Ed,fi}$ - obliczeniowa siła pionowa działająca na ścianę w warunkach pożarowych, według ogólnego wzoru:

$$N_{Ed,fi} = \eta_{fi} N_{Ed} \quad (7.2)$$

gdzie:

η_{fi} - współczynnik redukcyjny dla obciążeń obliczeniowych w sytuacji pożarowej.

Zastosowanie wzoru (7.2) pozwala zazwyczaj na przyspieszanie obliczeń z uwagi na warunki pożarowe. Nie trzeba już bowiem wykonywać nowej kombinacji (wyjątkowej), lecz wykorzystuje się podstawową kombinację oddziaływań przyjętą do obliczeń stanu granicznego nośności dla statycznych i przejściowych sytuacji obliczeniowych. W takim przypadku współczynnik redukcyjny η_{fi} dla podstawowej kombinacji oddziaływań, wyrażonej wzorem (6.10) w PN-EN 1990 [N6] przyjmuje się z zależności:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} Q_{k,1}}{\gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}} \quad (7.3)$$

lub dla kombinacji oddziaływań (6.10a) i (6.10b) [N6] – mniejszą wartość ustaloną dla dwóch następujących wyrażań:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} Q_{k,1}}{\gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}} \quad (7.4)$$

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} Q_{k,1}}{\xi \gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}} \quad (7.5)$$

gdzie:

$Q_{k,1}$ - podstawowe oddziaływanie zmienne,

G_k - charakterystyczna wartość oddziaływania stałego,

γ_G - częściowy współczynnik dla oddziaływań statycznych,

$\gamma_{Q,1}$ - częściowy współczynnik dla podstawowego oddziaływania zmiennego;

ψ_{fi} - współczynnik dla kombinacji oddziaływań dla wartości częstych, bądź prawie statycznych określonych przez $\psi_{1,1}$ lub $\psi_{2,1}$. W załączniku Krajowym do PN-EN 1996-1-2 [N8] podano, że wartość reprezentatywną oddziaływania zmiennego $Q_{k,1}$, należy określać jako wartość częstą, równą $\psi_{1,1} Q_{k,1}$. Wobec tego $\psi_{fi} = \psi_{1,1}$,
 ξ - współczynnik redukcyjny dla niekorzystnego oddziaływania stałego G .

W uwagach do punktu 2.4.2(3) normy PN-EN 1996-1-2 [N8] zastosowano kolejne uproszczenie,

a mianowicie podano, że w uproszczeniu wartość współczynnika redukcyjnego η_{fi} można przyjmować równą 0,65, z wyjątkiem kategorii obciążeń E według PN-EN 1990 [N6] (powierzchnie o przeznaczeniu magazynowym i przemysłowym), w przypadku której zalecana wartość η_{fi} wynosi 0,7.

Określenie grubości ściany spełniającej przyjęte kryterium REI wymaga zatem wykonania obliczeń stanu granicznego nośności w warunkach normalnych dla stałej sytuacji obliczeniowej. Następnie przejście do obliczeniowej sytuacji wyjątkowej (pożar) wykonuje się przez zastosowanie współczynnika redukcyjnego η_{fi} .

7.3.3. Metody obliczeniowe

Obliczenia kryterium ognioodporności, zgodnie z normą PN-EN 1996-1-2 [N8], można wykonywać metodą uproszczoną (według załącznika C normy) albo zaawansowaną metodą obliczeń (według załącznika D normy). **Metodami obliczeniowymi można określić jedynie kryterium nośności elementu (kryterium R).** Jest to poważna wada metod obliczeniowych, gdyż Rozporządzenie [N9] wymaga dla ścian nośnych spełnienia kryterium REI, chyba że ściany nośne nie miałyby funkcji oddzielającej, co jednak niezmiennie rzadko ma miejsce.

Podana w Załączniku C normy PN-EN 1996-1-1 [N7] **uproszczona metoda obliczeń** dotyczy nośności ściany obciążonej głównie pionowo. Nośność takiej ściany z uwzględnieniem warunków pożarowych wyznacza się wykorzystując warunki brzegowe w zredukowanym przekroju ściany murowanej, dla ustalonych czasów oddziaływania pożaru oraz obciążenia w temperaturze normalnej. Przewidziana metodą modyfikacja mimośrodów w środkowym przekroju ściany powoduje, że do obliczeń należy adoptować metodę podstawową lub podstawową metodą uproszczoną (według załącznika C normy PN-EN 1996-1-1 [N7]). W porównaniu do algorytmów projektowania ścian obciążonych głównie pionowo należy dodatkowo wyznaczyć profile temperatury w przekroju analizowanej ściany (przekrój nieefektywny konstrukcyjnie oraz przekrój zredukowany) oraz mimośród wywołany obciążeniem ogniowym. Mimośród ten ma wpływ na współczynnik redukcyjny nośności ϕ_i . Dla przekroju zredukowanego należy obliczyć nośność w stanie granicznym i dokonać sprawdzenia, czy nośność ta jest większa niż wymagana przy odpowiedniej kombinacji obciążeń:

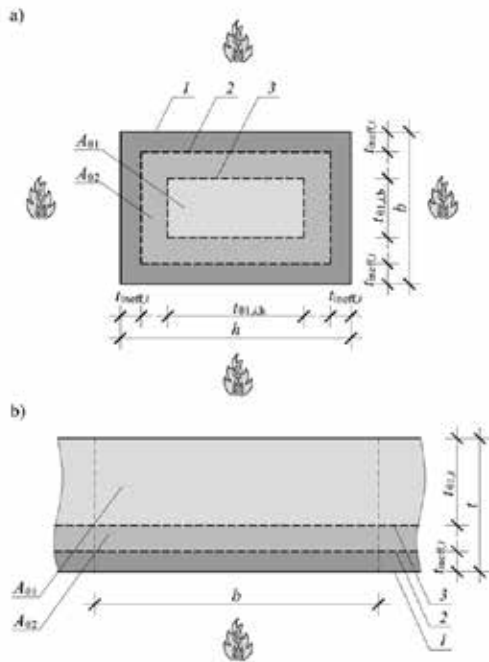
$$N_{Ed} \leq N_{Rd,fi\theta_{2,i}} \quad (7.6)$$

gdzie:

N_{Ed} - wartość obliczeniowa obciążenia pionowego przyłożonego do ściany lub słupa,

$N_{Rd,fi\theta_{2,i}}$ - wartość obliczeniowa nośności ściany lub słupa przy obciążeniu pionowym w warunkach pożarowych, w analizowanym przekroju obliczeniowym.

Metoda uproszczona zamieszczona w załączniku C normy PN-EN 1996-1-2 [N8] zakłada, że pod wpływem temperatury licowy fragment ściany (do izoterm temperatury θ_2) ulegnie uszkodzeniu i będzie nieefektywny konstrukcyjnie, w części przekroju (między izotermami temperatur θ_1 i θ_2) na skutek temperatury wytrzymałość ulegnie zmianie, a rdzeń przekroju lub część przekroju od strony nieogrzewanej (poza izotermą temperatury θ_1) będzie pracować normalnie. Podział przekroju analizowanego elementu na przekrój nieefektywny konstrukcyjnie oraz przekrój zredukowany pokazano na rys. 7.2.



Rys. 7.2. Wpływ warunków pożarowych na przekrój: a) słupa, b) ściany ogrzewanej jednostronnie, 1- krawędź elementu, 2- izoterma przy temperaturze θ_2 , 3- izoterma przy temperaturze θ_1

Spełnienie warunku (7.6) jest równoznaczne ze spełnieniem kryterium R odporności ogniowej ściany z uwagi na nośność. Wartość obliczeniowa nośności ściany lub słupa przy obciążeniu pionowym w warunkach pożarowych $N_{Rd,fi(\theta)}$ wynosi:

$$N_{Rd,fi(\theta_2,i)} = \Phi_i (f_{d01} A_{01} + f_{d02} A_{02}) \quad (7.7)$$

gdzie:

A_{01} - powierzchnia muru o temperaturze mniejszej lub równej θ_1 ,

A_{02} - powierzchnia muru o temperaturze pomiędzy θ_1 i θ_2 ,

θ_1 - maksymalna temperatura, przy której można wykorzystywać wytrzymałość muru w warunkach normalnych,

θ_2 - temperatura powyżej której wytrzymałość materiału ulega zmniejszeniu,

f_{d01} - wartość obliczeniowa wytrzymałości na ściskanie muru w temperaturze mniejszej lub równej θ_1 ,

f_{d02} - wartość obliczeniowa wytrzymałości na ściskanie muru w temperaturze pomiędzy θ_1 i θ_2 , którą przyjmuje się jako $f_{d02} = c_i f_{d01}$,

c_i - stała wyznaczana z badań naprężenie-odkształcenie w podwyższonej temperaturze (niepodana w normie).

Φ_i - współczynnik redukcji nośności w środku ściany ustalany na podstawie 6.1.2.2 w PN-EN 1996-1-1 [N7], uwzględniający dodatkowo mimośród $e_{\Delta\theta}$ spowodowany zmianą temperatury w przekroju muru. Mimośród $e_{\Delta\theta}$ określać należy z zależności:

$$e_{\Delta\theta} = \frac{1}{8} h_{ef}^2 \frac{\alpha_t (\theta_2 - 20)}{t_{Fr}} \leq \frac{h_{ef}}{20} \quad (7.8)$$

w której:

h_{ef} - wysokość efektywna ściany,

α_t - współczynnik rozszerzalności termicznej muru,

20°C - temperatura przyjmowana na powierzchni nienagrzewanej,

t_{Fr} - grubość przekroju, w którym temperatura nie przekracza θ_2 .

Drugą metodą obliczeniową jest **metoda dokładana opisana w załączniku D** normy PN-EN 1996-1-2 [N8]. W metodzie tej podstawę stanowią fundamentalne prawa fizyczne pozwalające na wiarygodne przybliżenie przewidywanego zachowania elementu konstrukcyjnego w warunkach pożaru. Norma zaleca stosowanie dwóch modeli obliczeniowych: modelu odpowiedzi termicznej oraz modelu odpowiedzi mechanicznej. Model odpowiedzi termicznej powinien umożliwić ustalenie rozwoju i rozkładu temperatury w obrębie elementów konstrukcji, natomiast model odpowiedzi mechanicznej powinien opisywać mechaniczne zachowania konstrukcji lub którejkolwiek z jej części. Zaawansowane metody wymagają więc zastosowania złożonych modeli obliczeniowych, co z kolei generuje konieczność stosowania programów komputerowych, najczęściej bazujących na metodzie elementów skończonych.

Ze względu na dyskusyjność metod obliczeniowych i niektórych parametrów w niej przyjętych [1, 2, 3] w kilku krajach metody obliczeniowe nie są zalecane. W Załącznikach Krajowych: brytyjskim, fińskim, niemieckim i austriackim nie zalecono do stosowania metod obliczeniowych podanych w załącznikach C i D normy PN-EN 1996-1-2 [N8]. W duńskim Załączniku Krajowym, dopuszczono stosowanie jedynie załącznika D. W innych krajach (np. Cypr, Rumunia) nie zabroniono stosowania metod obliczeniowych. W polskim Załączniku Krajowym również nie zabroniono stosowania metod obliczeniowych, jednakże w załączniku tym nie podano kilku istotnych współczynników, co powoduje, że stosowanie tych metod tylko na podstawie wytycznych normy jest utrudnione. **Dlatego do projektowania konstrukcji ze ścianami z betonu komórkowego rekomenduje się zastosowanie metody tabelarycznej.**

7.4.

Algorytm projektowania według metody tabelarycznej

Tablice niezbędne do określania odporności ogniowej zamieszczono w Załączniku B normy PN-EN 1996-1-2 [N8]. Przed przystąpieniem do

projektowania z uwagi na warunki pożarowe należy wykonać obliczenia statyczno-wytrzymałościowe w stanie granicznym. Ściany nośne należy sprawdzać jak obciążone głównie pionowo według wytycznych zamieszczonych w punkcie 5.1. (w części 1 zeszytu). W wypadku ścian nienośnych wykonywanie jakichkolwiek obliczeń przed analizą z uwagi na warunki pożarowe nie jest konieczne. Algorytm wyznaczania odporności ogniowej ścian podano w tablicy 7.5.



Tablica 7.5.

Określanie odporności ogniowej ścian nośnych według metody tabelarycznej

1	Dane: rodzaje stosowanych materiałów, grubość muru t, pozostałe dane potrzebne do określenia nośności ściany obciążonej głównie pionowo, pionowe obciążenie obliczeniowe w rozważanym przekroju ściany N_{Ed}.
2	Obliczenia nośności ściany obciążonej głównie pionowo jedną z poniższych metod: 1. metodą uproszczoną (wariant 1) według PN-EN 1996-3. 2. metodą uproszczoną (wariant 2) według PN-EN 1996-3. 3. Metodą uproszczoną podstawową według PN-EN 1996-1-1
3	Współczynnik redukcyjny dla obciążeń obliczeniowych w sytuacji pożarowej: - dla podstawowej kombinacji oddziaływań, wyrażonej wzorem (6.10) w PN-EN 1990 [N6]: $\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} Q_{k,1}}{\gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}} \quad (2.5)$ - dla kombinacji oddziaływań (6.10a) i (6.10b) według [N6] jako wartość mniejszą z dwóch następujących wyrażeń: $\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} Q_{k,1}}{\gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}} \quad (2.5a)$ $\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} Q_{k,1}}{\xi \gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}} \quad (2.5b)$ gdzie: $Q_{k,1}$ - podstawowe oddziaływanie zmienne, G_k - charakterystyczna wartość oddziaływania stałego, γ_G - częściowy współczynnik dla oddziaływań stałych, $\gamma_{Q,1}$ - częściowy współczynnik dla podstawowego oddziaływania zmiennego; ψ_{fi} - współczynnik dla kombinacji oddziaływań dla wartości częstych, bądź prawie stałych - w sposób uproszczony, przyjmując $\eta_{fi} = 0,65$, z wyjątkiem kategorii obciążeń E według PN EN 1990 [N6] (powierzchnie o przeznaczeniu magazynowym i przemysłowym), w przypadku której $\eta_{fi} = 0,7$.
4	Uprozczone określenie obliczeniowej siły ściskającej w warunkach pożarowych: $N_{Ed,fi} = \eta_{fi} N_{Ed} \quad (2.3)$

5	Obliczenie współczynnika proporcji obciążenia ściany: $\alpha = \frac{N_{Ed,fi}}{N_{Rd}},$ gdzie: N_{Rd} - nośność ściany obciążonej głównie pionowo z obliczeń według kroku 2.
6	Sprawdzenie w przepisach techniczno-budowlanych wymogów (kryteriów REI) dotyczących danej ściany. Sprawdzenie w odpowiedniej tablicy w normie PN-EN 1996-1-2 [N8] minimalnej grubości ściany dla przyjętego kryterium odporności ogniowej REI. Sprawdzenie dokonuje się w zależności od wartości współczynnika α ($\alpha \leq 0,6$ lub $0,6 < \alpha \leq 1,0$).
7	Porównanie minimalnej grubości, uzyskanej w kroku 6 z grubością ściany przyjętą do obliczeń w kroku 2. Gdy minimalna wartość jest mniejsza od przyjętej ściana spełnia założone kryterium REI.

W przypadku ścian nienośnych kryterium EI sprawdza się według algorytmu zamieszczonego w tablicy 7.5, rozpoczynając analizę od kroku 6. W kroku 7 minimalną grubość porównuje się z grubością ściany przyjętą w projekcie.

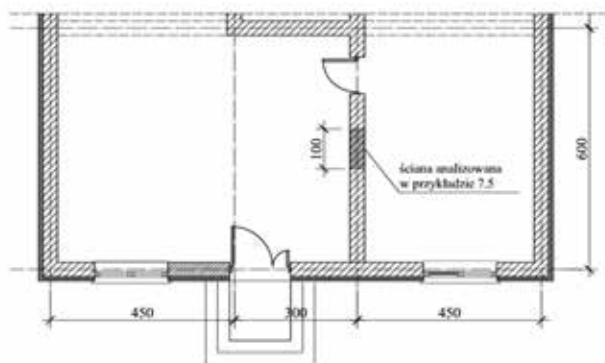
7.5.

Przykład obliczeniowy określania odporności ogniowej ściany

Określenie odporności ogniowej ścian budynku wykonano metodą tabelaryczną. W przykładzie wykorzystano budynek opisany w punkcie 5.1.3.6.

Opis analizowanego budynku

Zamieszczone poniżej obliczenia dotyczą ściany wewnętrznej parteru budynku. Na rys. 7.3 przedstawiono analizowany w przykładzie fragment ściany. Do obliczeń przyjęto wycięty myślowo fragment ściany wewnętrznej o długości 100 cm. Analizowaną ścianę zaprojektowano z elementów z betonu komórkowego ($f_p = 4,0 \text{ N/mm}^2$) o grubości 36,5 cm na zaprawie do cienkich spoin. Analizowany fragment ściany usytuowano w pobliżu środka ściany, aby uzyskać jak największy wpływ obciążenia ze stropu.



Rys. 7.3.
Rzut parteru budynku

Określenie odporności ogniowej ściany wewnętrznej metodą tabelaryczną

Geometria ściany

Wysokość ściany: $h = 3,18 \text{ m}$
 Szerokość analizowanego odcinka ściany: $b = 1,0 \text{ m}$
 Wysokość ścian na kondygnacjach wyższych: $h_{sc} = 2,69 \text{ m}$
 Rozpiętości stropów w świetle: $l_1 = 7,14 \text{ m}$, $l_2 = 4,14 \text{ m}$

Nośność ściany (tabl. 7.5 krok 2)

Nośność ściany przyjęto z przykładu obliczeniowego w punkcie 5.1.3.6

Współczynnik redukcyjny dla obciążeń obliczeniowych w sytuacji pożarowej (tabl. 7.5 krok 3)

W obliczeniach nośności przyjęto trwałą sytuację obliczeniową zgodnie z normą EC-0 [N6]. Przyjęto sprawdzać stan graniczny STR. Z tablicy A1.2(B) EC-0 [N6] przyjęto kombinację jako mniej korzystną wartość z dwóch określonych wzorami (6.10a i 6.10b).

Przyjęto następujące wartości współczynników częściowych, współczynnika redukcyjnego i wartości kombinacyjnych:

$$\begin{aligned} \gamma_{G,j} &= 1,35 & \zeta &= 0,85 \\ \gamma_{Q,1} &= 1,5 & \psi_{0,1} &= 0,7 \\ \gamma_{Q,2} &= 1,5 & \psi'_{1,1} &= 0,5 \\ \gamma_{Q,3} &= 1,5 \end{aligned}$$

Na podstawie zestawienia obciążeń ustalono: charakterystyczna wartość oddziaływania stałego $G_k = 101,55 \text{ kN}$
 charakterystyczne obciążenie zmienne wiodące lub główne powyżej analizowanej ściany $Q_{k,1} = 19,56 \text{ kN}$
 Dla kombinacji oddziaływań (6.10a) i (6.10b) według [N6] przyjmuje się wartość mniejszą z dwóch następujących wyrażeń:

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} Q_{k,1}}{\gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}} = 0,706$$

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} Q_{k,1}}{\xi \gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1}} = 0,763$$

Przyjęto $\eta_{fi} = 0,706$ kN

Uprozczone określenie obliczeniowej siły ściskającej w warunkach pożarowych (tabl. 7.5 krok 4)

Z przykładu zamieszczonego w punkcie 5.1.3.6 przyjęto:

$$N_{m,Ed} = 166,52 \text{ kN},$$

$$N_{Ed,fi} = \eta_{fi} N_{m,Ed} = 117,61 \text{ kN}.$$

Obliczenie współczynnika proporcji obciążenia ściany (tabl. 7.5 krok 5)

Z przykładu 5.1.3.6 przyjęto:

$$N_{mR,d} = 377,27 \text{ kN},$$

$$\alpha = \frac{N_{Ed,fi}}{N_{Rd}} = 0,31 < 0,6$$

Sprawdzenie w przepisach techniczno-budowlanych wymogów (kryteriów REI) dotyczących danej ściany. Sprawdzenie w odpowiedniej tablicy w normie PN-EN 1996-1-2 [N8] minimalnej grubości ściany dla przyjętego kryterium (tabl. 7.5 krok 6)

ZLI $\rightarrow$ "B" $\rightarrow$ główna konstrukcja nośna $\rightarrow$ REI 120
Z tablicy N.B.4.2. w normie [N8], wiersz 1.1.3 $\rightarrow$ t F = 90–175 mm.

Porównanie minimalnej grubości z grubością ściany przyjętą do obliczeń (tabl. 7.5 krok 7)

Przyjęta grubość muru wynosi:

$$t = 365 \text{ mm} > t F = 90\text{--}175 \text{ mm}.$$

Założone kryterium REI 120 jest spełnione.

Literatura do rozdziału 7

Publikacje

- [1] Drobiec Ł., Jasiński R., Piekarczyk A., *Konstrukcje murowe według Eurokodu 6 i norm związanych*. Tom 2, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 2014.

- [2] Meyer U.: EN 1996-1-2 – *Einstufung des Feuerwiderstands von Mauerwerk in den nationalen Anhängen verschiedener europäischer Länder*. Mauerwerk, 2012, vol. 16, nr 4, s. 180–184.

- [3] Meyer U.: *Fire resistance assessment of masonry structures – Structural fire design of masonry buildings according to the Eurocodes*. Mauerwerk, 2013, vol. 17, nr 3, s. 143–148.

Normy, wytyczne, instrukcje, akty prawne

- [N1] PN-B-02852:2001: *Ochrona przeciwpożarowa budynków. Obliczanie gęstości obciążenia ogniowego oraz wyznaczanie względnego czasu trwania pożaru*.
[N2] PN-EN 1363-1:2012E: *Badania odporności ogniowej. Część 1: Wymagania ogólne*.
[N3] PN-EN 1363-2:2001: *Badania odporności ogniowej. Część 2: Procedury alternatywne i dodatkowe*.
[N4] PN-EN 1364-1:2001: *Badania odporności ogniowej elementów nienośnych. Część 1: Ściany*.
[N5] PN-EN 1365-1:2013E: *Badania odporności ogniowej elementów nośnych. Część 1: Ściany*.
[N6] PN-EN 1990:2004/Ap1:2004/Ap2:2010/A1:2008/AC:2010/NA:2010 Eurokod – *Podstawy projektowania konstrukcji*.
[N7] PN-EN 1996-1-1+A1:2013-05/NA:2014-03 Eurokod 6. *Projektowanie konstrukcji murowych. Część 1-1: Reguły ogólne dla niezbrojonych i zbrojonych konstrukcji murowych*.
[N8] PN-EN 1996-1-2:2010/NA:2010P: Eurokod 6. *Projektowanie konstrukcji murowych. Część 1-2: Reguły ogólne. Projektowanie z uwagi na warunki pożarowe*.
[N9] Rozporządzeniu Ministra Infrastruktury z dnia 12 kwietnia 2002 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie (Dz.U. 2002 nr 75 poz. 690 z późniejszymi zmianami).
[N10] Ustawa z dnia 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane (Dz.U. 2013 poz. 1409 z późniejszymi zmianami).



Recenzent prof. dr hab. inż.
Leonard Runkiewicz:
"Wniosek: Generalnie praca
zawiera wszystkie najważniejsze
zagadnienia ścian
konstrukcyjnych".

Recenzent dr inż.
Paweł Krause: "Podsumowując
stwierdzam, że recenzowana
praca "Projektowanie konstrukcji
ścian z betonu komórkowego"
jest opracowana na dobrym
poziomie merytorycznym
i będzie bardzo przydatna
projektantom konstrukcji
murowych"



Stowarzyszenie
Producentów Betonów
02-829 Warszawa,
ul. Mączyńskiego 2
tel. 022 643-64-79,
fax 022 643-78-41
www.s-p-b.pl;
e-mail: biuro@s-p-b.pl

SKŁAD I DRUK ART STYL
www.artstyl-reklama.com.pl