



PROJEKTOWANIE KONSTRUKCYJNE **ŚCIAN Z BETONU KOMÓRKOWEGO**

Zeszyt 2 Część 1

ISBN 978-83-941005-4-4



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 ścianę 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 łącznym 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 miarodajnych

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 łącznie 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.

1. WPROWADZENIE	2
2. PODSTAWOWE INFORMACJE, TERMINY I DEFINICJE	6
2.1. Struktura Eurokodów	6
2.2. Różnice pomiędzy zasadami i regułami stosowania	7
2.3. Zakres Eurokodu 6	7
2.3.1. Zakres Części 1-1 Eurokodu 6	7
2.3.2. Zakres Części 1-2 Eurokodu 6	7
2.3.3. Zakres Części 2 Eurokodu 6	8
2.3.4. Zakres Części 3 Eurokodu 6	8
2.4. Powołania normatywne	8
2.4.1. Przywołane normy	8
2.5. Założenia	9
2.6. Terminy i definicje	9
2.6.1. Wspólne terminy	9
2.6.2. Szczególne terminy dotyczące projektowania	9
2.6.3. Terminy dotyczące oddziaływań	10
2.6.4. Terminy dotyczące właściwości materiału i wyrobu	11
2.6.5. Terminy dotyczące wielkości geometrycznych	12
2.6.6. Terminy dotyczące analizy konstrukcji	12
2.6.7. Terminy dotyczące muru	12
2.6.8. Terminy dotyczące wytrzymałości muru	12
2.6.9. Terminy dotyczące elementów murowych	13
2.6.10. Terminy dotyczące elementów murowych z betonu komórkowego	13
2.6.11. Terminy dotyczące zaprawy murarskiej	14
2.6.12. Terminy dotyczące betonu wypełniającego	14
2.6.13. Terminy dotyczące zbrojenia	14
2.6.14. Terminy dotyczące wyrobów dodatkowych	14
2.6.15. Terminy dotyczące spoin w murze	14
2.6.16. Terminy dotyczące rodzajów ścian	14
2.6.17. Różne terminy	15
Literatura do rozdziału 2	15
3. MATERIAŁY KONSTRUKCYJNE (BŁOCZKI Z BETONU KOMÓRKOWEGO, ZAPRAWY, NADPROŻA, WYROBY DODATKOWE W TYM ŁĄCZNIKI)	15
3.1. Elementy z betonu komórkowego	15
3.2. Nadproża zbrojone z betonu komórkowego	23
3.3. Zaprawy	25
3.4. Deklaracja właściwości użytkowych	26
Literatura do rozdziału 3	28

4. PARAMETRY MECHANICZNE MURÓW Z BETONU KOMÓRKOWEGO **28**

4.1.	Wytrzymałość na ściskanie	28
4.2.	Wytrzymałość na ścinanie	33
4.3.	Wytrzymałość na zginanie	35
4.4.	Przyczepność zbrojenia do zaprawy	37
4.5.	Właściwości odkształceniowe	37
4.5.1.	Zależność naprężenie-odkształcenie	37
4.5.2.	Moduł sprężystości	38
4.5.3.	Moduł ścinania	38
4.5.4.	Pękanie, rozszerzalność pod wpływem wilgoci lub skurcz i rozszerzalność pod wpływem temperatury	39
	Literatura do rozdziału 4	39

5. OBLICZENIA WYTRZYMAŁOŚCIOWO-STATYCZNE **40**

5.1.	Ściany obciążone głównie pionowo	40
5.1.1.	Podstawy teoretyczne	40
5.1.2.	Sposoby obliczeń ścian obciążonych głównie pionowo według Eurokodu 6	42
5.1.3.	Obliczenia metodą uproszczoną podstawową według PN-EN 1996-1-1	43
5.1.3.1.	Nośność ściany	43
5.1.3.2.	Współczynniki redukcyjne	44
5.1.3.3.	Mimośrod	44
5.1.3.4.	Momenty zginające w ścianie	45
5.1.3.5.	Algorytm projektowania metodą uproszczoną podstawową według PN-EN 1996-1-1	46
5.1.3.6.	Przykład obliczeniowy ściany obciążonej głównie pionowo metodą uproszczoną podstawową (model ramowy) wg PN-EN 1996-1-1	49
5.1.4.	Obliczanie metodami uproszczonymi według PN-EN 1996-3	56
5.1.4.1.	Przyjęte uproszczenia	56
5.1.4.2.	Warunki stosowania metod uproszczonych zgodnie z PN-EN 1996-3	56
5.1.4.3.	Algorytm obliczania według wariantu 1 metody uproszczonej zgodnie z PN-EN 1996-3	57
5.1.4.4.	Algorytm obliczania według wariantu 2 metody uproszczonej zgodnie z PN-EN 1996-3	58
5.1.4.5.	Przykład obliczeniowy ściany obciążonej głównie pionowo metodą uproszczoną wg PN-EN 1996-3	60
5.1.5.	Ściany obciążone siłą skupioną	63
5.1.5.1.	Przyjęte założenia	63
5.1.5.2.	Warunki stosowania metod obliczeniowych	64
5.1.5.4.	Nośność ściany pod obciążeniem skupionym	64
5.1.5.5.	Algorytmy projektowania ścian obciążonych siłą skupioną	65
5.1.5.6.	Przykład obliczeniowy ściany obciążonej siłą skupioną metodą podstawową wg PN-EN 1996-1-1	67
5.1.5.7.	Przykład obliczeniowy ściany obciążonej siłą skupioną metodą uproszczoną wg PN-EN 1996-3	68
	Literatura do rozdziału 5.1	69

2. Podstawowe informacje, terminy i definicje

2.1.

Struktura Eurokodów

Eurokody składają się z 10 pakietów tematycznych, dotyczących projektowania poszczególnych rodzajów konstrukcji budowlanych. Oznaczono je symbolem literowym EN i liczbowym od 1990 do 1999 – rys. 2.1. Eurokod EN 1990 pełni funkcję nadrzędną, gdyż podano w nim podstawy projektowania, określono główne wymagania oraz zdefiniowano stany graniczne nośności i użytkowości konstrukcji budowlanych. Wersje krajowe Eurokodów są oznaczone wyróżnikiem literowym danego kraju w przypadku Polski jest to PN, który poprzedza symbol Eurokodu.

Pakiety tematyczne Eurokodów od EN 1991 do EN 1999 mogą być wieloczęściowe, oznaczone są wówczas dalszymi cyframi (np. PN-EN 1996-1-1) określającymi część oraz zakres Eurokodu, dlatego zbiór Eurokodów liczy 58 pozycji.

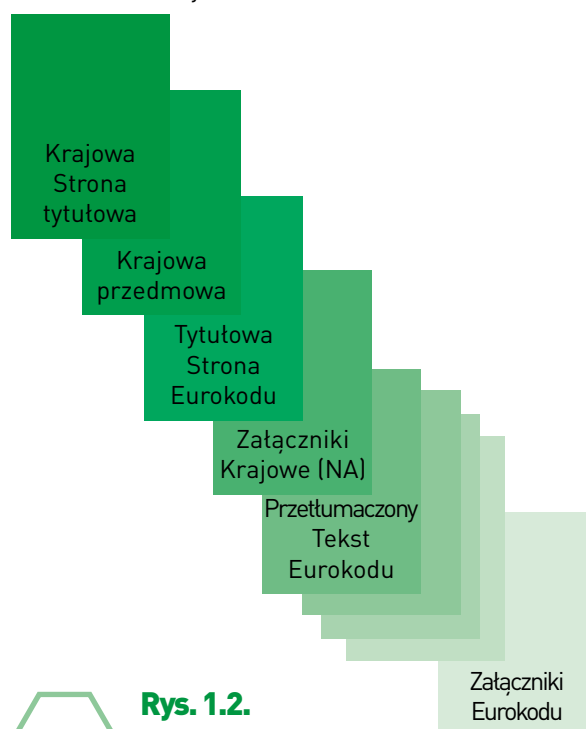
Normy krajowe wdrażające Eurokody muszą zawierać pełny tekst Eurokodów wraz z Załącznikami w postaci opublikowanej przez CEN – rys. 2.2. Pełny tekst materiału źródłowego musi być opublikowany w postaci dosłownego tłumaczenia bez żadnych zmian. Mogą być poprzedzone krajową stroną tytułową i krajowym wstępem, a także mogą być uzupełnione Załącznikiem Krajowym (NA), zawierającym

wszystkie specyficzne zmiany wartości liczbowych w postaci parametrów ustalonych przez krajowe władze normalizacyjne.

Parametry których wartości mogą być ustalone przez krajowe organizacje normalizacyjne określone są w każdej części Eurokodu. Zwykle mogą one dotyczyć wartości charakterystycznych różnic w warunkach klimatycznych, wyboru poziomu bezpieczeństwa z uwagi na trwałość konstrukcji oraz ogólnie klas materiałów i konstrukcji lub stosowanych metod obliczeń.

Załączniki Krajowe zawierają parametry ustalone przez krajowe władze normalizacyjne, których wartości liczbowe są różne niż w wersji opublikowanej przez CEN. Załączniki Krajowe nie mogą zmieniać lub modyfikować treści poszczególnych Eurokodów z wyjątkiem wyraźnie wskazanych sytuacji, kiedy możliwy jest wybór parametrów ustalonych przez krajowe organizacje normalizacyjne. W takim przypadku w Załączniku Krajowym można albo podać zalecane wartości, albo podać wartości alternatywne na podstawie krajowych doświadczeń lub tradycji. Bezpieczeństwo budowli określone przez współczynniki bezpieczeństwa ustalają władze krajowe i mogą być wprowadzane w Załącznikach Krajowych. Załączniki Krajowe poszczególnych krajów UE będą się różnić, dlatego mogą być stosowane tylko w kraju w którym projektowany i wznoszony jest obiekt budowlany.

EN 1990	Bezpieczeństwo konstrukcji
EN 1991	Oddziaływania na konstrukcje
EN 1992 Projektowanie konstrukcji z betonu	Obliczanie i konstruowanie
EN 1993 Projektowanie konstrukcji stalowych	
EN 1994 Projektowanie konstrukcji zespolonych stalowo-betonowych	
EN 1995 Projektowanie konstrukcji drewnianych	
EN 1996 Projektowanie konstrukcji murowanych	
EN 1999 Projektowanie konstrukcji aluminiowych	
EN 1997 Projektowanie geotechniczne	Projektowanie geotechniczne i na terenach sejsmicznych
EN 1998 Projektowanie konstrukcji poddanych oddziaływaniom sejsmicznym	



Rys. 1.2.
Zawartość wersji końcowej Eurokodu

Rys. 2.1.
Schemat ideowy Eurokodów

2.2.

Różnice pomiędzy zasadami i regułami stosowania

Poszczególne ustalenia zawarte we wszystkich Eurokodach, w zależności od ich ważności podzielono [N1] na zasady i reguły stosowania. Zasadom nadano w Eurokodach najwyższą rangę, czyniąc je zapisami, których projektant powinien bezwzględnie przestrzegać. Oznaczono je wielką literą P (*Principles*) po numerze akapitu, obejmują:

- ogólne ustalenia i definicje, które nie mają alternatywy;
- wymagania i modele obliczeniowe, w stosunku do których, jeśli nie stwierdzono inaczej, nie dopuszcza się alternatywy.

Reguły stosowania oznaczone liczbą arabską (1,2 ... i) w nawiasie są ogólnie uznanymi regułami, zgodnymi i spełniającymi wymagania zasad (P). Reguły mają mniejszą wagę, gdyż dopuszczają stosowanie rozwiązań alternatywnych odmiennych od zasad stosowania. Spełniony jednak powinien być nadrzędny warunek, że reguły alternatywne powinny być zgodnie z odnośnymi zasadami i co najmniej równoważne pod względem bezpieczeństwa, użyteczności i trwałości obiektów budowlanych, których oczekuje się w przypadku posługiwania się Eurokodami. Jeżeli pewna reguła obliczeń została zastąpiona alternatywną regułą stosowania [N1], nie można wymagać, aby wynik obliczeń był w pełni zgodny z Eurokodem podstawowym PN-EN 1990.

2.3.

Zakres Eurokodu 6

Eurokod 6 należy stosować przy projektowaniu niezbrojonych, zbrojonych, sprężonych i skrępowanych konstrukcji murowych budynków i obiektów budowlanych, lub ich części. Zapisy wszystkich części Eurokodu 6 dotyczą wymagań w zakresie bezpieczeństwa, użytkowania i trwałości konstrukcji, a inne wymagania odnośnie izolacyjności termicznej lub dźwiękowej, nie są objęte jego zapisami. Wartości ciężarów własnych, oddziaływań użytkowych, środowiskowych powinny być ustalone według pakietu Eurokodu EC-1, a oddziaływania geotechniczne i sejsmiczne według Eurokodów EC-7 i EC-8.

W EC-6 są również kwestie wykonawstwa, ale tylko w zakresie niezbędnym do ustalenia wymagań dotyczących jakości zastosowanych materiałów i wyrobów oraz jakości wykonania robót na budowie.

Eurokod 6 jest zestawem czterech norm obejmujących wszystkie aspekty projektowania konstrukcji murowych przynajmniej w zakresie zasad (P), lecz nie koniecznie w zakresie szczegółowych reguł i wytycznych jak miało to miejsce w normach RWPG.

2.3.1.

Zakres Części 1-1 Eurokodu 6

Część 1-1 EC-6 [N3] jest podstawowym dokumentem zestawu Eurokodu EC-6 służącego do projektowania konstrukcji murowych. Stosowanie EC-6-1-1 jest zasadą (P) w zakresie niezbrojonych i zbrojonych konstrukcji murowych, konstrukcji sprężonych oraz skrępowanych (bez podania reguł stosowania). Wyraźnie ustalono, że EC-6 nie dotyczy konstrukcji murowych o przekroju poprzecznym mniejszym niż 0,04 m² oraz konstrukcji nie spełniających wymagań konstrukcyjnych. Nie podano zasad stosowania zbrojenia, ograniczając się jedynie do ogólnych sformułowań, że zastosowane zbrojenie ma na celu zwiększenie odkształcalności i nośności.

W przypadku typów konstrukcji, które nie zostały ujęte w EC-6 wykonanych z materiałów powszechnie stosowanych lub nowych materiałów ustalenia normy mogą być stosowane, ale wymagają uzupełnień.

Część 1-1 EC-6 podaje zasady i reguły, które mogą być stosowane w odniesieniu do obiektów budownictwa powszechnego, ale mogą być ograniczone z przyczyn praktycznych jeżeli zachodzi taka potrzeba.

Część 1-1 Eurokodu 6 nie obejmuje:

- odporności ogniowej (której dotyczy PN-EN 1996-1-2 [N5]);
- szczególnych uwarunkowań związanych z nietypową lokalizacją budynków (na przykład, oddziaływań dynamicznych na budynki);
- szczególnych uwarunkowań nietypowych obiektów inżynierskich (takich jak mosty murowe, tamy, kominy lub konstrukcje zbiorników na materiały płynne);
- szczególnych uwarunkowań dotyczących konstrukcji specjalnych (jak łuki lub kopuły);
- konstrukcji murowych, w których zastosowano zaprawy gipsowe, z lub bez cementu;
- konstrukcji murowych, gdzie elementy murowe nie mają regularnego kształtu i płaskich powierzchni (mury z kamienia łamanego);
- konstrukcji murowych zbrojonych innymi materiałami niż stalą.

2.3.2.

Zakres Części 1-2 Eurokodu 6

Część 1-2 Eurokodu 6 [N4] dotyczy projektowania konstrukcji murowych w sytuacji wyjątkowej oddziaływania pożaru i przeznaczona jest do stosowania łącznie z PN-EN 1996-1-1 [N3], PN-EN 1996-2 [N5], PN-EN 1996-3 [N6] oraz PN-EN 1991-1-2 [N2]. W niniejszej Części 1-2 podane są tylko różnice lub uzupełnienia w stosunku do projektowania w temperaturze normalnej i dotyczy tylko pasywnych metod ochrony przeciwpożarowej. Ustalenia normy nie dotyczą także konstrukcji murowych wzniesionych z użyciem elementów z naturalnego kamienia, ale dotyczy:

- nienośnych ścian wewnętrznych;
- nienośnych ścian zewnętrznych;
- nośnych ścian wewnętrznych o funkcji oddzielającej lub nie pełniących tej funkcji;
- nośnych ścian zewnętrznych o funkcji oddzielającej lub nie pełniących tej funkcji.

W EC-6-1-2 zawarto ustalenia dotyczące konstrukcji murowych, od których wymaga się spełnienia w warunkach pożarowych określonych zachowań polegających na:

- uniknięciu przedwczesnej utraty nośności konstrukcji (funkcja nośna);
- ograniczeniu rozprzestrzeniania ognia (płomieni, gorących gazów, nadmiernego ciepła) poza wyznaczone obszary (funkcja oddzielająca).

2.3.3. Zakres Części 2 Eurokodu 6

W PN-EN 1996-2 [N5] podano reguły dotyczące doboru materiałów oraz wykonania murów, w sposób umożliwiający ich stosowanie łącznie z założeniami obliczeniowymi zawartymi w innych częściach Eurokodu 6. Zakres Części 2 Eurokodu 6, dotyczy projektowania konstrukcji murowych oraz ich wykonania, i obejmuje:

- dobór materiałów murowych;
- czynniki wpływające na zachowanie się i trwałość konstrukcji murowej;
- odporność budynków na przenikanie wilgoci;
- przechowywanie, przygotowanie i stosowanie materiałów na miejscu budowy;
- wykonanie muru;
- ochronę muru w trakcie jego wykonania.

PN-EN 1996-2 nie obejmuje:

- zagadnień związanych z konstrukcjami murowymi, które są przedmiotem pozostałych części Eurokodu 6;
- zagadnień estetycznych;
- stosowanego wykończenia;
- zdrowia i bezpieczeństwa osób zatrudnionych przy projektowaniu i wykonaniu murów;
- wpływów środowiskowych budynków murowanych, obiektów budowlanych i konstrukcji na ich otoczenie.

2.3.4. Zakres Części 3 Eurokodu 6

PN-EN 1996-3 [N6] podaje uproszczone metody obliczania następujących rodzajów ścian murowych:

- ściany pod obciążeniem pionowym i obciążone wiatrem;
- ściany pod obciążeniem skupionym;
- ściany poddane ścinaniu;
- ściany piwnic poddane poziomemu parciu gruntu i obciążone pionowo;

- ściany poddane obciążeniom prostopadłym do ich powierzchni bez obciążenia pionowego.

W przypadku pozostałych konstrukcji, obliczenia powinny być przeprowadzane zgodnie z PN-EN 1996-1-1 [N3]. Reguły podane w PN-EN 1996-3 są zgodne z postanowieniami [N3] lecz bardziej bezpieczne pod względem stosowanych warunków i ograniczeń. Uprozczone metody obliczania podane w PN-EN 1996-3 nie dotyczą obliczeń konstrukcji w sytuacjach wyjątkowych.

2.4. Powołania normatywne

Do pakietu norm EC-6 wprowadzono, drogą datowanego lub niedatowanego powołania, postanowienia zawarte w innych publikacjach, które znajdują się w odpowiednich miejscach w tekście normy. W przypadku powołań datowanych późniejsze zmiany lub nowelizacje którejkolwiek z wymienionych publikacji mają zastosowanie do EC-6 tylko wówczas, gdy zostaną wprowadzone do tej normy przez jej zmianę lub nowelizację. W przypadku powołań niedatowanych stosuje się ostatnie wydanie powołanej publikacji (łącznie ze zmianami).

2.4.1. Przywołane normy

Do pakietu Eurokodów przywołane zostały następujące normy (mające odpowiedniki w normach PN-EN) obejmujące:

• **Beton zwykły:**

- PN-EN 206:2014-04 *Beton. Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność.*

• **Elementy murowe:**

- PN-EN 771-1:2011 *Wymagania dotyczące elementów murowych.- Część 1: Elementy murowe ceramiczne.*
- PN-EN 771-2:2006 *Wymagania dotyczące elementów murowych. Część 2: Elementy murowe silikatowe.*
- PN-EN 771-3:2011 *Wymagania dotyczące elementów murowych. Część 3: Elementy murowe z betonu kruszywowego (z kruszywami zwykłymi i lekkimi).*
- PN-EN 771-4:2012 *Wymagania dotyczące elementów murowych. Część 4: Elementy murowe z autoklawizowanego betonu komórkowego.*
- PN-EN 771-5+A1:2015-10 *Wymagania dotyczące elementów murowych. Część 5: Elementy murowe z kamienia sztucznego.*
- PN-EN 771-6:2011 *Wymagania dotyczące elementów murowych. Część 6: Elementy murowe z kamienia naturalnego.*
- PN-EN 772-1:2011 *Metody badań elementów murowych. Część 1: Określenie wytrzymałości na ściskanie.*

• **Elementy dodatkowe:**

- PN-EN 845-1+A1:2008 *Specyfikacja wyrobów dodatkowych do murów. Część 1: Kotwy, listwy kotwiące, wieszaki i wsporniki.*

- PN-EN 845-2:2013-10 *Specyfikacja wyrobów dodatkowych do murów. Część 2: Nadproża.*
- PN-EN 845-3:2004 *Specyfikacja wyrobów dodatkowych do murów. Część 3: Stalowe zbrojenie do spoin wspornych.*
- PN-EN 846-2:2002 *Metody badań wyrobów dodatkowych do wznoszenia murów. Część 2: Określenie nośności na wyrywanie z zaprawy prefabrykowanego zbrojenia do spoin wspornych*
- **Zaprawa murarska:**
 - PN-EN 998-1:2012 *Wymagania dotyczące zapraw do murów. Część 1: Zaprawa tynkarska.*
 - PN-EN 998-2:2012 *Wymagania dotyczące zapraw do murów. Część 2: Zaprawa murarska*
- **Badania cech wytrzymałościowych murów:**
 - PN-EN 1052-1:2000 *Metody badań murów. Określenie wytrzymałości na ściskanie.*
 - PN-EN 1052-2:2001 *Metody badań murów. Określenie wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu.*
 - PN-EN 1052-3:2004/A1:2009 *Metody badań murów. Część 3: Określenie początkowej wytrzymałości muru na ścinanie.*
 - PN-EN 1052-4:2002 *Metody badań murów. Część 4: Określenie wytrzymałości na ścinanie muru z warstwą izolacji przeciwwodnej.*
 - PN-EN 1052-5:2005 *Metody badań murów. Część 5: Określenie wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu metodą skręcania w płaszczyźnie prostopadłej do płaszczyzny muru i przy zniszczeniu rysą w spoinie wspornej.*
- **Stal zbrojeniowa i spreżająca:**
 - EN 10080, *Steel for the reinforcement of concrete – Weldable reinforcing steel;*
 - prEN 10138, *Prestressing steels;*
 - prEN 10348, *Steel for the reinforcement of concrete – Galvanized reinforcing steel.*

2.5. Założenia

Wszystkie części Eurokodu 6 wykorzystują następujące założenia Eurokodu podstawowego PN-EN 1990 [N1]:

- ustrój konstrukcyjny został dobrany, a projekt konstrukcji opracowany, przez osoby o odpowiednich kwalifikacjach i doświadczeniu;
- roboty budowlane są wykonane przez osoby o odpowiednich umiejętnościach i doświadczeniu;
- zapewniony jest odpowiedni nadzór i kontrola jakości w trakcie wykonania, tj. w biurze projektów, w wytwórniach, zakładach i na budowie;
- stosowane są materiały budowlane i wyroby, zgodne z odpowiednimi normami dotyczącymi wykonania lub dokumentami odniesienia, lub zgodne ze specyfikacjami technicznymi;
- konstrukcja będzie utrzymana w odpowiednim stanie technicznym;
- użytkowanie konstrukcji będzie zgodne z założeniami projektu.

2.6. Terminy i definicje

2.6.1. Wspólne terminy

Obiekty budowlane – to wszystko to, co zostało zbudowane lub jest wynikiem robót budowlanych. Termin dotyczy zarówno budynków, jak i budowli inżynierskich. Odnosi się do całych obiektów budowlanych wraz z elementami konstrukcyjnymi, niekonstrukcyjnymi i geotechnicznymi.

Rodzaj budynku lub budowli inżynierskiej – to rodzaj obiektu budowlanego wskazujący jego zamierzone przeznaczenie, np. budynek mieszkalny, ściana oporowa, budynek przemysłowy, most drogowy.

Rodzaj konstrukcji – to wskazanie podstawowego materiału konstrukcyjnego, np. konstrukcja żelbetowa, konstrukcja stalowa, konstrukcja drewniana, konstrukcja murowa, konstrukcja zespolona stalowo-betonowa.

Metoda wykonania – to sposób, w jaki konstrukcja zostanie wykonana, np. betonowana na miejscu, prefabrykowana, nasuwana wspornikowo.

Materiał konstrukcyjny – to materiał użyty w obiekcie budowlanym, np. beton, stal, drewno, mur.

Konstrukcja – to uporządkowany zespół połączonych ze sobą części, zaprojektowanych w celu przenoszenia obciążeń i zapewnienia odpowiedniej sztywności.

Element konstrukcyjny – to fizycznie rozróżnialna część konstrukcji, np. słup, belka, płyta, pał fundamentowy.

Typ konstrukcji – to układ elementów konstrukcyjnych. Typem jest na przykład rama, most wiszący.

Ustrój konstrukcyjny – to elementy nośne obiektów budowlanych oraz sposób, w jaki elementy te ze sobą współpracują.

Model obliczeniowy – to idealizacja ustroju konstrukcyjnego, stosowana w celu analizy, wymiarowania i weryfikacji.

Wykonanie – to wszystkie czynności podejmowane w celu fizycznej realizacji obiektu budowlanego, łącznie z zaopatrzeniem, nadzorem i opracowaniem dokumentacji. Termin obejmuje prace na placu budowy. Może również oznaczać wykonanie elementów obiektu poza placem budowy i ich wbudowanie na miejscu budowy.

2.6.2. Szczególne terminy dotyczące projektowania

Kryteria obliczeniowe – to ustalenia ilościowe opisujące dla każdego stanu granicznego warunki, które powinny być spełnione.

Sytuacje obliczeniowe – to zbiór warunków fizycznych, reprezentujących rzeczywiste warunki w określonym przedziale czasowym, dla którego wykazuje się w obliczeniach, że odpowiednie stany graniczne nie zostały przekroczone.

Przejęciowa sytuacja obliczeniowa – to sytuacja obliczeniowa o dużym prawdopodobieństwie wystąpienia, której miarodajny czas trwania jest znacznie krótszy niż przewidywany okres użytkowania konstrukcji. Przejęciowa sytuacja obliczeniowa dotyczy tymczasowych warunków konstrukcji – użytkowania lub ekspozycji, np. podczas budowy lub naprawy.

Trwała sytuacja obliczeniowa – to sytuacja obliczeniowa, której miarodajny czas trwania jest tego samego rzędu co przewidywany okres użytkowania konstrukcji. Z reguły dotyczy warunków zwykłego użytkowania.

Wyjątkowa sytuacja obliczeniowa – to sytuacja obliczeniowa odnosząca się do wyjątkowych warunków użytkowania konstrukcji lub jej ekspozycji, jak np. pożaru, wybuchu, uderzenia lub lokalnego zniszczenia.

Ochrona przeciwpożarowa – to projektowanie konstrukcji w celu zapewnienia wymaganego jej zachowania się w warunkach pożaru.

Sejsmiczna sytuacja obliczeniowa – to sytuacja obliczeniowa uwzględniająca wyjątkowe warunki stawiane konstrukcji poddanej oddziaływaniom sejsmicznym.

Projektowy okres użytkowania – to przyjęty w projekcie przedział czasu, w którym konstrukcja lub jej część ma być użytkowana zgodnie z zamierzonym przeznaczeniem i przewidywanym utrzymaniem, bez potrzeby większych napraw.

Zagrożenie – to według postanowień EN 1990 do EN 1999, wyjątkowo niezwykle i istotne zdarzenie, np. nieoczekiwane oddziaływanie lub wpływ środowiska, niedostateczna wytrzymałość materiału lub nośność konstrukcji, a także nadmierne odstępstwo od przyjętych wymiarów.

Układ obciążenia – to określenie miejsca, wielkości i kierunku oddziaływania nieumiejęscowionego.

Przypadek obciążenia – to wzajemnie spójne układy obciążeń, zbiory odkształceń i imperfekcji, uwzględniane jednocześnie z umiejscowionymi oddziaływaniami zmiennymi i statycznymi, przy sprawdzaniu poszczególnych stanów granicznych

Stany graniczne – to stany, po przekroczeniu, których konstrukcja nie spełnia stawianych jej kryteriów projektowych.

Stany graniczne nośności – to stany związane z katastrofą lub innymi podobnymi postaciami zniszczenia konstrukcji. Zwykle odpowiadają maksymalnej nośności konstrukcji lub jej części.

Stany graniczne użytkowości – to stany odpowiadające warunkom, po przekroczeniu, których konstrukcja lub jej element przestają spełniać stawiane im wymagania użytkowe.

Nieodwracalne stany graniczne użytkowości – to stany graniczne użytkowości, w których pewne konsekwencje oddziaływań, przekraczające określone wymagania użytkowe, pozostają po ustąpieniu tych oddziaływań.

Odwracalne stany graniczne użytkowości – to stany graniczne użytkowości, w których nie pozostają żadne konsekwencje oddziaływań, przekraczające określone wymagania użytkowe, po ustąpieniu tych oddziaływań.

Kryterium użytkowości – to kryterium obliczeniowe dla stanu granicznego użytkowości.

Nośność – to zdolność elementu konstrukcji lub jej części albo przekroju lub części elementu konstrukcji do przeniesienia oddziaływań bez uszkodzenia mechanicznego, np. nośność na zginanie, nośność wyboczeniowa, nośność na rozciąganie.

Wytrzymałość – to właściwość mechaniczna materiału wskazująca na zdolność do przenoszenia oddziaływań, zwykle podawana w jednostkach naprężeń.

Niezawodność – to zdolność konstrukcji lub elementu konstrukcji do spełnienia określonych wymagań, łącznie z uwzględnieniem projektowego okresu użytkowania, na który została zaprojektowana. Niezawodność wyraża się zwykle miarami probabilistycznymi. Niezawodność obejmuje nośność, użytkowość i trwałość konstrukcji.

Różnicowanie niezawodności – to miary stosowane przy społeczno-ekonomicznej optymalizacji zasobów użytych do wykonania obiektów budowlanych, uwzględniające wszystkie oczekiwane konsekwencje zniszczenia i koszt obiektów budowlanych.

Zmienna podstawowa – to element określonego zbioru zmiennych, reprezentujących wielkości fizyczne charakteryzujące oddziaływania i wpływy środowiska, wielkości geometryczne i właściwości materiału, łącznie z właściwościami gruntu.

Utrzymanie – to zbiór działań podejmowanych w trakcie okresu użytkowania konstrukcji w celu spełnienia przez nią wymagań niezawodności. Do działań związanych z utrzymaniem konstrukcji zwykle nie zalicza się działań mających na celu jej odnowienie po wypadku lub wystąpieniu oddziaływań sejsmicznych.

Naprawa – to działania wykraczające poza definicję utrzymania, podejmowane w celu zachowania względnie przywrócenia konstrukcji jej funkcji.

Wartość nominalna – to wartość ustalana w sposób niestatystyczny, np. na podstawie zebranych doświadczeń lub warunków fizycznych.

2.6.3. Terminy dotyczące oddziaływań

Oddziaływanie (F) to:

- a) zbiór sił (obciążeń) przyłożonych do konstrukcji (oddziaływanie bezpośrednie);
- b) zbiór wymuszonych odkształceń lub przyspieszeń, spowodowanych np. zmianami temperatury, zmiennością wilgotności, różnicami osiadań lub trzęsieniem ziemi (oddziaływanie pośrednie).

Efekt oddziaływania (E) – to efekt oddziaływań (lub oddziaływania) na element konstrukcji (np. siła wewnętrzna, moment, naprężenie, odkształcenie) lub na całą konstrukcję (np. ugięcie, obrót).

Oddziaływanie stałe (G) – to oddziaływanie, które

uważa się za działające przez cały zadany okres odniesienia, a zmienność jego wielkości w czasie jest pomijalna lub którego zmienność następuje zawsze w tym samym kierunku (monotonicznie) do czasu osiągnięcia pewnej wielkości granicznej.

Oddziaływanie zmienne (Q) – to oddziaływanie, którego zmienność wielkości w czasie nie jest ani pomijalna, ani monotoniczna.

Oddziaływanie wyjątkowe (A) – to oddziaływanie, zwykle krótkotrwałe, ale o znaczącej wartości, którego wystąpienie w przewidywanym okresie użytkowania konstrukcji uważa się za mało prawdopodobne. W wielu przypadkach można oczekiwać, że konsekwencje oddziaływania wyjątkowego będą poważne chyba, że podjęto odpowiednie środki zaradcze. Uderzenie, śnieg, wiatr i oddziaływania sejsmiczne mogą być uważane za oddziaływania zmienne lub wyjątkowe, zależnie od posiadanych informacji na temat ich rozkładów statystycznych.

Oddziaływanie sejsmiczne (A_E) – to oddziaływanie wywołane ruchami gruntu w czasie trzęsienia ziemi.

Oddziaływanie geotechniczne – oddziaływanie przekazywane na konstrukcję przez grunt, wypełnienie gruntem lub wodę gruntową.

Oddziaływanie umiejscowione – to oddziaływanie o tak ustalonym rozkładzie i pozycji w stosunku do konstrukcji lub jej części, że wielkość i kierunek oddziaływania są jednoznacznie określone w stosunku do całej konstrukcji lub jej części, jeśli ta wielkość i kierunek zostały określone dla jednego punktu konstrukcji lub jej części.

Oddziaływanie nieumiejscowione – to oddziaływanie, które może mieć różne rozkłady przestrzenne w stosunku do konstrukcji.

Oddziaływanie pojedyncze – to oddziaływanie, które można uważać za statystycznie niezależne w czasie i przestrzeni od jakiegokolwiek innego oddziaływania na konstrukcję.

Oddziaływanie statyczne – to oddziaływanie nie wywołujące znaczącego przyspieszenia konstrukcji lub jej elementów.

Oddziaływanie dynamiczne – to oddziaływanie wywołujące znaczące przyspieszenie konstrukcji lub jej elementów.

Oddziaływanie quasi-statyczne – to oddziaływanie dynamiczne wyrażone w modelu obliczeniowym przez równoważne oddziaływanie statyczne.

Wartość charakterystyczna oddziaływania (F_k) – to podstawowa reprezentatywna wartość oddziaływania. Jeżeli wartość charakterystyczną ustalić można na podstawie danych statystycznych, dobiera się je w taki sposób, aby odpowiadała ona zadanemu prawdopodobieństwu nieprzekroczenia w niekorzystną stronę w trakcie „okresu odniesienia”, uwzględniając przewidywany okres użytkowania konstrukcji i czas trwania sytuacji obliczeniowej.

Okres odniesienia – to ustalony przedział czasu, przyjęty jako podstawa do statystycznego określenia oddziaływań zmiennych i jeśli to możliwe oddziaływań wyjątkowych.

Wartość kombinacyjna oddziaływania zmiennego ($\psi_0 Q_k$) – to wartość oddziaływania, ustalana – jeżeli to możliwe statystycznie – w taki sposób, aby prawdopodobo-

bieństwo, że efekt kombinacji zostanie przekroczony, było w przybliżeniu takie samo jak w przypadku oddziaływania pojedynczego. Wartość kombinacyjną można ustalić jako część wartości charakterystycznej stosując współczynnik $\psi_0 \leq 1$.

Wartość częsta oddziaływania zmiennego ($\psi_1 Q_k$) – to wartość oddziaływania ustalana – jeżeli to możliwe statystycznie – w taki sposób, aby okres przekraczania tej wartości stanowił tylko część okresu odniesienia lub aby częstość przekraczania w okresie odniesienia ograniczona była do określonej wartości. Wartość częstą można ustalić jako część wartości charakterystycznej stosując współczynnik $\psi_1 \leq 1$.

Wartość quasi-stała oddziaływania zmiennego ($\psi_2 Q_k$) – to wartość oddziaływania tak ustalona, że okres w którym jest ona przekraczana stanowi znaczną część okresu odniesienia. Wartość quasi-statyczną można ustalić jako część wartości charakterystycznej stosując współczynnik $\psi_2 \leq 1$.

Wartość towarzysząca oddziaływania zmiennego (ψQ_k) – to wartość oddziaływania zmiennego towarzysząca w kombinacji oddziaływaniu wiodącemu. Wartością towarzyszącą oddziaływania zmiennego może być wartość kombinacyjna, wartość częsta lub wartość quasi-stała.

Wartość reprezentatywna oddziaływania (F_{rep}) – to wartość przyjmowana do sprawdzania stanu granicznego. Wartością reprezentatywną może być wartość charakterystyczna (F_k) lub wartość towarzysząca (ψF_k).

Wartość obliczeniowa oddziaływania (F_d) – to wartość uzyskana w wyniku pomnożenia wartości reprezentatywnej przez współczynnik częściowy γ_f . Iloczyn wartości reprezentatywnej i współczynnika częściowego $\gamma_F = \gamma_{sd} \cdot \gamma_f$ może być również określony jako wartość obliczeniowa oddziaływania.

Kombinacja oddziaływań – to zbiór wartości obliczeniowych przyjęty do sprawdzenia niezawodności konstrukcji, kiedy w rozpatrywanym stanie granicznym występują jednocześnie różne oddziaływania.

2.6.4. Terminy dotyczące właściwości materiału i wyrobu

Wartość charakterystyczna (X_k lub R_k) – to wartość właściwości materiału lub wyrobu, odpowiadająca założonemu prawdopodobieństwu nie przekroczenia w teoretycznie nieograniczonej serii prób. Zwykle odpowiada ona określonej kwantyli przyjętego rozkładu statystycznego określonej właściwości materiału lub wyrobu. W pewnych okolicznościach za wartość charakterystyczną przyjmuje się wartość nominalną.

Wartość obliczeniowa właściwości materiału lub wyrobu (X_d lub R_d) – to wartość uzyskana w wyniku podzielenia wartości charakterystycznej przez współczynnik częściowy γ_m lub γ_M lub, w szczególnych okolicznościach, wyznaczona bezpośrednio.

Wartość nominalna właściwości materiału lub wyrobu (X_{nom} lub R_{nom}) – to wartość przyjmowana zwykle jako wartość charakterystyczna, ustalona w odpowiednim dokumencie, np. normie europejskiej.

2.6.5.

Terminy dotyczące wielkości geometrycznych

Wartość charakterystyczna właściwości geometrycznej (a_k) – to wartość odpowiadająca zwykle wymiarom określonym w projekcie. W przypadku gdy ma to znaczenie, wartości wielkości geometrycznych mogą odpowiadać pewnemu przyjętemu kwantylowi rozkładu statystycznego.

Wartość obliczeniowa właściwości geometrycznej (a_d) – to zwykle wartość nominalna. W przypadku gdy ma to znaczenie, wartości dotyczące wielkości geometrycznych mogą odpowiadać pewnemu przyjętemu kwantylowi rozkładu statystycznego. Wartość obliczeniowa właściwości geometrycznej jest zwykle równa wartości charakterystycznej. Może być jednak ustalona odmiennie w przypadku, gdy rozważany stan graniczny uzależniony jest w dużej mierze od właściwości geometrycznych, np. kiedy rozważa się wpływ imperfekcji geometrycznych na wyboczenie elementu. W takich przypadkach wartość obliczeniową ustala się zwykle jako wartość określoną bezpośrednio, np. w odnośnej normie europejskiej lub prenormie. Alternatywnie, wartość tę można ustalać statystycznie jako wartość odpowiadającą bardziej właściwemu kwantylowi (np. wartość rzadka) niż kwantyl wartości charakterystycznej.

2.6.6.

Terminy dotyczące analizy konstrukcji

Analiza konstrukcji – to procedura lub algorytm służący do wyznaczenia efektów oddziaływań w każdym punkcie konstrukcji. Analizę konstrukcji można przeprowadzić na trzech poziomach, stosując modele analizy globalnej, analizy elementu konstrukcji i analizy lokalnej.

Analiza globalna – to określenie w konstrukcji spójnego zbioru sił wewnętrznych i momentów lub naprężeń, który znajduje się w stanie równowagi ze zbiorem szczególnych oddziaływań na konstrukcję, zależnego od jej właściwości geometrycznych, konstrukcyjnych i materiałowych.

Analiza liniowo-sprężysta 1 rzędu bez redystrybucji – to analiza sprężysta konstrukcji, przy założeniu liniowego zawiązku naprężenie/odkształcenie lub moment/krzywizna i początkowej geometrii konstrukcji nie odkształconej.

Analiza liniowo-sprężysta 1 rzędu z uwzględnieniem redystrybucji – to analiza liniowo-sprężysta, w której siły wewnętrzne i momenty podlegają redystrybucji z zachowaniem warunków równowagi z zadanymi oddziaływaniami zewnętrznymi, ale bez dokładniejszych obliczeń zdolności obrotu.

Analiza liniowo-sprężysta 2 rzędu – to analiza sprężysta konstrukcji, uwzględniająca liniowy związek naprężenie/odkształcenie i geometrię konstrukcji odkształconej.

Analiza nieliniowa 1 rzędu – to analiza przeprowadzona przy założeniu, że konstrukcja jest nieodkształcona, uwzględniająca nieliniowe właściwości odkształcenio-

we materiałów. Analiza nieliniowa 1 rzędu może być albo sprężysta, albo sprężysto-plastyczna lub sztywno-plastyczna.

Analiza nieliniowa 2 rzędu – to analiza przeprowadzona przy założeniu, że konstrukcja jest odkształcona, uwzględniająca nieliniowe właściwości materiałów. Analiza nieliniowa 2 rzędu może być albo sprężysto-idealnie plastyczna albo sprężysto-plastyczna.

Analiza sprężysto-idealnie plastyczna 1 rzędu – to analiza konstrukcji nieodkształconej, wykorzystująca związek moment/krzywizna opisany przez część liniowo-sprężystą przechodzącą w część plastyczną bez wzmocnienia.

Analiza sprężysto-idealnie plastyczna 2 rzędu – to analiza konstrukcji z przemieszczeniem (lub odkształceniem), wykorzystująca związek moment/krzywizna opisany przez część liniowo-sprężystą przechodzącą w część plastyczną bez wzmocnienia.

Analiza sprężysto-plastyczna (1 lub 2 rzędu) – to analiza konstrukcji, wykorzystująca związek moment/krzywizna, opisany przez część liniowo-sprężystą przechodzącą w część plastyczną ze wzmocnieniem lub bez wzmocnienia. Zwykle dotyczy konstrukcji nieodkształconej, ale może dotyczyć także konstrukcji z przemieszczeniem (lub odkształconej).

Analiza sztywno-plastyczna – to analiza konstrukcji nieodkształconej, wykorzystująca bezpośrednio twierdzenia teorii nośności granicznej. Związek moment/krzywizna przyjmowany jest bez uwzględnienia odkształceń sprężystych i bez wzmocnienia.

2.6.7.

Terminy dotyczące muru

Mur – to materiał konstrukcyjny utworzony z elementów murowych ułożonych w określony sposób i trwale połączonych ze sobą zaprawą murarską.

Mur niezbrojony – to mur nie zawierający zbrojenia lub zawierający zbrojenie w ilości nie wystarczającej, aby uważać go za mur zbrojony.

Mur zbrojony – to mur, w którym pręty lub siatki umieszczone zostały w zaprawie murarskiej lub betonie w sposób zapewniający ich współpracę w przejmowaniu oddziaływań.

Mur sprężony – to mur, w którym celowo wprowadzono wewnętrzne naprężenia ściskające poprzez zbrojenie sprężające.

Mur skrzepowany – to mur, którego odkształcenia w jego płaszczyźnie zostały ograniczone (w pionie i poziomie) przez przylegającą do niego konstrukcję żelbetową lub mur zbrojony.

Wiązanie elementów murowych – to regularny układ elementów murowych w murze w celu zapewnienia ich współpracy w przenoszeniu sił wewnętrznych.

2.6.8.

Terminy dotyczące wytrzymałości muru

Charakterystyczna wytrzymałość muru – to wytrzymałość muru z deklarowanym 5% prawdopodobieństwem

stwem. Zwykle odpowiada ona deklarowanej wartości z 5% kwantylem rozkładu statystycznego danej właściwości materiału lub wyrobu dla badanych serii. Wartość tę w szeregu przypadków przyjmuje się za wartość charakterystyczną.

Wytrzymałość muru na ściskanie – to wytrzymałość muru poddanego ściskaniu w sposób eliminujący wpływ ograniczenia odkształceń badanego muru w płaszczyźnie styku z płytkami oporowymi, smukłości i mimośrodowego przyłożenia obciążenia.

Wytrzymałość muru na ścinanie – to wytrzymałość muru poddanego siłom ścinającym.

Wytrzymałość muru na zginanie – to wytrzymałość muru na rozciąganie przy zginaniu.

Przyczepność zbrojenia – to przyczepność zbrojenia do betonu lub zaprawy murarskiej na jednostkę powierzchni ich styku, gdy zbrojenie poddane jest siłom rozciągającym lub ściskającym.

Adhezja (przyczepność zaprawy do elementów murowych) – to efekt działania zaprawy murarskiej powodujący powstanie naprężeń rozciągających i ścinających w płaszczyźnie styku z powierzchnią elementu murowego.

2.6.9.

Terminy dotyczące elementów murowych

Element murowy – to ukształtowany element przeznaczony do wykonywania muru.

Grupy 1, 2, 3 i 4 elementów murowych – to określenie grupy elementów murowych w zależności od procentowej zawartości otworów oraz ich kierunku po ułożeniu elementu w murze.

Powierzchnia wsporna – to górna lub dolna powierzchnia elementu murowego ułożonego w murze zgodnie z jego przeznaczeniem.

Zagłębienie – to obniżenie formowane w trakcie produkcji na jednej lub obydwu powierzchniach wspornych elementu murowego.

Otwór – to uformowana w trakcie produkcji pusta przestrzeń, która może przechodzić lub nie przez cały element murowy.

Otwór chwytowy – to uformowana w trakcie produkcji pusta przestrzeń w celu ułatwienia chwytania i podnoszenia elementu murowego jedną lub dwoma rękami, lub za pomocą urządzeń.

Ścianka wewnętrzna – to przegroda pomiędzy otworami w elemencie murowym.

Ścianka zewnętrzna – to przegroda pomiędzy otworem w elemencie murowym i jego powierzchnią zewnętrzną.

Pole przekroju brutto – to pole przekroju poprzecznego elementu murowego bez odliczenia przekroju otworów i pustek.

Wytrzymałość na ściskanie elementów murowych – to średnia wartość wytrzymałości na ściskanie uzyskana z badań wymaganej liczby elementów murowych.

Znormalizowana wytrzymałość elementów murowych na ściskanie – to wytrzymałość elementów murowych na ściskanie sprowadzona do wytrzymałości równoważnego elementu murowego w stanie powietrzno-suchym, którego zarówno szerokość jak i wysokość wynoszą 100 mm.

2.6.10.

Terminy dotyczące elementów murowych z betonu komórkowego (wg N7)

Element murowy z autoklawizowanego betonu komórkowego (ABK) – to element murowy wyprodukowany ze spoiwa hydraulicznego takiego jak cement i/lub wapno połączonego z drobnym materiałem krzemionkowym, materiałem porotwórczym i wodą UWAGA elementy murowe z ABK mogą mieć wnęki, połączenia w systemie na wpust i wypust (pióro) lub innego rodzaju rozwiązania wzajemnego połączenia

Element uzupełniający – to element murowy o kształcie dostosowanym do spełnienia szczególnej funkcji

Złącze – to odpowiednio ukształtowane występy i wgłębienia na elementach murowych, np. system wpustów i wypustów

Drażnienie – to uformowana wolna przestrzeń przechodząca lub nieprzechodząca przez cały element murowy

Otwór pionowy – to uformowana pusta przestrzeń przechodząca przez cały element murowy, prostopadle do powierzchni wspornej

Otwór poziomy – to uformowana pusta przestrzeń przechodząca przez cały element murowy, równolegle do powierzchni wspornej

Komórka – to uformowana pusta przestrzeń nie przechodząca przez cały element murowy

Zagłębienie – to wgłębienie lub wcięcie na jednej lub kilku powierzchniach elementu murowego (np. wnęki na zaprawę, rowek zwiększający przyczepność do zaprawy)

Uchwyt – to otwór w elemencie murowym umożliwiający jego łatwiejsze uchwycenie i podniesienie ręcznie lub za pomocą maszyny

Wartość deklarowana – to wartość, której osiągnięcie zapewnia producent, biorąc pod uwagę dokładność badania i zmienność procesu produkcji

Elementy murowe Kategorii I – to elementy, dla których prawdopodobieństwo nieosiągnięcia deklarowanej wytrzymałości na ściskanie nie przekracza 5% UWAGA Może to być określone poprzez wartość średnią lub charakterystyczną.

Elementy murowe Kategorii II – to elementy, w przypadku których nie przewiduje się, aby były zgodne z poziomem ufności wymaganym dla elementów Kategorii I.

Znormalizowana wytrzymałość na ściskanie elementów murowych – to wytrzymałość elementów murowych na ściskanie sprowadzona do wytrzymałości równoważnego elementu murowego w stanie powietrzno-suchym, którego wysokość i szerokość wynoszą 100 mm UWAGA Patrz procedura podana w Załączniku A do normy EN 772-1:20.

Wytrzymałość średnia elementów murowych na ściskanie – to wytrzymałość na ściskanie obliczona jako średnia arytmetyczna

Wytrzymałość charakterystyczna elementów murowych na ściskanie – to wytrzymałość na ściskanie odpowiadająca 5% kwantylowi wytrzymałości na ściskanie

Grupa produktów – to produkty pochodzące od jednego producenta, mające wspólne wartości dla jednej lub więcej właściwości

Partia – to partia towaru wysłanego przez dostawcę

2.6.11.

Terminy dotyczące zaprawy murarskiej

Zaprawa murarska – to mieszanina co najmniej jednego nieorganicznego spoiwa, kruszywa i wody, czasem z dodatkami i/lub domieszkami, przeznaczona do wykonywania, tężenia i spoinowania muru.

Zaprawa murarska zwykła – to zaprawa murarska bez szczególnych właściwości.

Zaprawa do cienkich spoin – to zaprawa murarska projektowana z kruszywem o maksymalnym uziarnieniu nie większym niż zalecane.

Zaprawa lekka – to zaprawa murarska projektowana o gęstości po stwardnieniu nie większej niż 1300 kg/m³.

Zaprawa murarska projektowana – to zaprawa murarska, której skład i sposób wytwarzania został określony w celu osiągnięcia specjalnych własności (podejście projektowe).

Zaprawa murarska przepisana – to zaprawa murarska przygotowana ze składników w określonych wcześniej proporcjach, której własności przewiduje się na podstawie ustalonych proporcji składników (podejście recepturowe).

Zaprawa murarska produkowana fabrycznie – to zaprawa dozowana i mieszana w warunkach fabrycznych.

Półgotowa zaprawa murarska produkowana fabrycznie – to zaprawa murarska wstępnie dozowana lub zaprawa murarska ze wstępnie zmieszanego wapna i piasku.

Zaprawa murarska wstępnie dozowana – to zaprawa murarska, której składniki dozowane są w warunkach fabrycznych, dostarczana na budowę i tam mieszana zgodnie ze specyfikacją i warunkami określonymi przez producenta.

Zaprawa murarska ze wstępnie zmieszanego wapna i piasku – to zaprawa murarska, której składniki dozowane są w warunkach fabrycznych, dostarczana na budowę, gdzie dodaje się do niej składniki określone lub przewidziane fabrycznie (np. cement) i miesza.

Zaprawa murarska wytwarzana na miejscu budowy – to zaprawa murarska składająca się z określonych składników, dozowanych i mieszanych na budowie.

Wytrzymałość zaprawy murarskiej na ścisnienie średnia – to wytrzymałość na ścisnienie uzyskana z badań określonej liczby próbek zaprawy murarskiej po 28 dniach przechowywania.

2.6.12.

Terminy dotyczące betonu wypełniającego

Beton wypełniający – to beton stosowany do wypełniania szczelin i pustek uprzednio wykonanych w murze.

2.6.13.

Terminy dotyczące zbrojenia

Stal zbrojeniowa – to wyrób stalowy przeznaczony do zbrojenia konstrukcji murowych.

Zbrojenie do spoin wspornych – to stal zbrojeniowa prefabrykowana w celu ułożenia w spoinach wspornych.

Stal sprężająca – to stalowe druty, pręty lub sploty do zastosowania w konstrukcjach murowych.

2.6.14.

Terminy dotyczące wyrobów dodatkowych

Izolacja przeciwwilgociowa – to warstwa folii lub innego materiału, układana na elementach murowych w celu przeciwdziałania przenikaniu wilgoci.

Kotwa ścienna – to wyrób przeznaczony do tężenia poprzez szczelinę jednej warstwy ściany szczelinowej z drugą lub obramowaniem konstrukcji, lub też połączenia z warstwą stanowiącą podłoże ściany.

Kotwa – to wyrób przeznaczony do tężenia elementów konstrukcji murowych z innymi sąsiednimi elementami budynku, jak stropy i dachy.

2.6.15.

Terminy dotyczące spoin w murze

Spoina wsporna – to przestrzeń między powierzchniami wspornymi elementów murowych wypełniona zaprawą murarską.

Spoina pionowa (spoina czołowa) – to przestrzeń między powierzchniami sąsiednich elementów murowych, prostopadłymi do spoin wspornych i do lica ściany, wypełniona zaprawą murarską lub niewypełniona.

Spoina podłużna – to pionowa spoina w ścianie, ciągnąca na całej grubości (wysokości warstwy), równoległa do lica ściany.

Spoina cienka – to spoina wykonana z użyciem zaprawy murarskiej do cienkich spoin.

Spoinowanie – to proces wypełniania i wykańczania spoiny wypełnionej zaprawą murarską.

Spoinowanie po wymurowaniu – to proces wypełniania i wykańczania spoiny zaprawą w miejscu wnętrza w tym celu pozostawionej.

2.6.16.

Terminy dotyczące rodzajów ścian

Ściana konstrukcyjna – to ściana przewidziana do przenoszenia dodatkowego obciążenia poza ciężarem własnym.

Ściana jednowarstwowa – ściana bez ciągłej spoiny pionowej lub szczeliny na całej wysokości muru.

Ściana szczelinowa ze szczeliną wypełnioną materiałem nienośnym – to ściana składająca się z dwóch równoległych murów, trwale połączonych ze sobą kotwami lub zbrojeniem w spoinach wspornych. Przestrzeń pomiędzy murami może być niewypełniona, wypełniona lub częściowo wypełniona nienośnym materiałem termoizolacyjnym. Ścianę składającą się z dwóch murów oddzielonych od siebie

bie szczeliną, gdy jeden z nich nie wpływa na nośność lub sztywność drugiej warstwy (zazwyczaj muru nośnego), traktuje się jako jednowarstwową.

Ściana dwuwarstwowa – to ściana składająca się z dwóch równoległych murów ze spoiną podłużną wypełnioną całkowicie zaprawą murarską, zespolonych za pomocą kotew w sposób zapewniający wspólne przenoszenie obciążeń.

Ściana szczelinowa z wypełnioną szczeliną ścianą składająca się z dwóch równoległych murów ze szczeliną wypełnioną w pełni betonem lub zaprawą murarską, zespolonych za pomocą kotew lub zbrojenia w spoinach wspornych w sposób zapewniający wspólne przenoszenie obciążeń.

Ściana ze spoinami pasmowymi – to ściana, w której elementy murowe układane są na dwóch pasmach zaprawy murarskiej równoległych do lica ściany, przy czym pasma skrajne zaprawy znajdują się przy licu ściany.

Ściana elewacyjna – to ściana wykonana z elementów elewacyjnych łączonych z warstwą stanowiącą ich podłoże w sposób zapewniający wspólne przenoszenie obciążenia.

Ściana licowa – to warstwa licowa ściany elewacyjnej nie współpracująca w przenoszeniu obciążeń z warstwą konstrukcyjną ściany ani szkieletem.

Ściana poddana ścinaniu – to ściana przeznaczona do przenoszenia sił poziomych działających w jej płaszczyźnie.

Ściana usztywniająca – to ściana usytuowana prostopadle do innych, stanowiąca ich podporę przy przejmowaniu sił poziomych lub przeciwdziałająca ich wyboczeniu i zapewniająca stateczność budynku.

Ściana niekonstrukcyjna – to ściana nie przewidziana do przenoszenia obciążeń dodatkowych oprócz ciężaru własnego, którą można usunąć bez szkody dla nośności całej konstrukcji budynku.

2.6.17. Różne terminy

Bruzda w murze – to kanał otwarty w murze.

Wnęk w murze – to wgłębienie w licu.

3. Materiały konstrukcyjne (błoczki z betonu komórkowego, zaprawy, nadproża, wyroby dodatkowe w tym łączniki)

3.1. Elementy z betonu komórkowego

Elementy murowe z betonu komórkowego to błoczki, które wprowadzone są do obrotu i stosowania na podstawie normy zharmonizowanej PN-EN 771-4

Zaczyn cementowy – to ciekła mieszanka cementu, piasku i wody przeznaczona do wypełniania małych bruzd lub przestrzeni.

Spoina dylatacyjna – to spoina umożliwiająca swobodne odkształcenia w płaszczyźnie ściany.

Literatura do rozdziału 2

Normy, instrukcje i wytyczne

[N1]

PN-EN 1990:2004. *Podstawy projektowania konstrukcji.*

[N2]

PN-EN 1991-1-2 Eurokod 1. *Oddziaływania na konstrukcje, część 1-2: Oddziaływania ogólne - Oddziaływania na konstrukcje w warunkach pożaru.*

[N3]

PN-EN 1996-1-1:2010 / AC 2009: *Projektowanie konstrukcji murowych – Część 1-1: Reguły ogólne dla zbrojonych i niezbrojonych konstrukcji murowych.*

[N4]

PN-EN 1996-1-2:2010/ AC 2009 Eurokod 6. *Projektowanie konstrukcji murowych – Część 1-2: Reguły ogólne. Projektowanie konstrukcji na wypadek pożaru.*

[N5]

PN-EN 1996-2:2010/ AC 2009 Eurokod 6. *Projektowanie konstrukcji murowych – Część 2: Wymagania projektowe, dobór materiałów i wykonanie konstrukcji.*

[N6]

PN-EN 1996-3:2010/ AC 2009 Eurokod 6. *Projektowanie konstrukcji murowych – Część 3: Uproszczone metody obliczania murowych konstrukcji niezbrojonych.*

[N7]

PN-EN 771-4+A1:2015-10 *Wymagania dotyczące elementów murowych – Część 4: Elementy murowe z autoklawizowanego betonu komórkowego*

Wymagania dotyczące elementów murowych – Część 4: Elementy murowe z autoklawizowanego betonu komórkowego [N1].

W normie tej określono charakterystyki oraz wymagania dotyczące właściwości użytkowych dla elementów murowych z autoklawizowanego betonu komórkowego. Zgodnie z normą [N1] głównym za-

mierzonym przeznaczeniem elementów murowych z autoklawizowanego betonu komórkowego są różnego rodzaju zastosowania w elementach nośnych i nienośnych we wszystkich formach ścian budynków łączące ze ścianami jednowarstwowymi, podwójnymi (szczelinowymi), działowymi, oporowymi, podziemia oraz ogólnego zastosowania poniżej poziomu gruntu, łączące ze ścianami przeznaczonymi do ochrony ogniowej, izolacji cieplnej, izolacji akustycznej oraz do budowy kominów (z wyjątkiem elementów kanałów dymowych). W normie [N1] określono wymagania użytkowe w odniesieniu np. do wytrzymałości, gęstości, dokładności wymiarowej, itp.. Podano również kryteria oceny zgodności wyrobu. Norma nie dotyczy płyt o wysokości kondygnacji, elementów kanałowo-spalinowych oraz elementów murowych z izolacją cieplną mocowaną do powierzchni elementu narażonego na działanie ognia. Innymi słowy dotyczy bloczków do wykonywania konstrukcji murowych.

Elementy murowe z autoklawizowanego betonu komórkowego (ABK) to elementy murowe wyprodukowane ze spoiwa hydraulicznego takiego, jak cement i/lub wapno połączonego z drobnym materiałem krzemionkowym, materiałem porotwórczym i wodą. Elementy murowe z ABK mają różne kształty, dzięki łatwej produkcji kształtuje się w nich uchwyty montażowe, połączenia w systemie na pióra i wpusty lub innego rodzaju rozwiązywania wzajemnego połączenia.

Kształty bloczków

Polscy producenci wytwarzają szeroką gamę wyrobów z betonu komórkowego. Każdy producent produkuje bloczki o wymiarach właściwych dla swojej technologii oraz systemu. Dostępne są bloczki o różnych wymiarach i o różnych kształtach powierzchni czołowych (rys. 3.1).

Bloczki z betonu komórkowego to elementy pełne (nie pustaki), które wg normy PN-EN 1996-1-1 Eurokod 6 - Projektowanie konstrukcji murowych - Część 1-1: Reguły ogólne dla zbrojonych i niezbrojonych konstrukcji murowych [N2] są zaklasyfikowane do pierwszej grupy wyrobów wg. tablicy 3.1. normy [N2]. Jest to istotne, ponieważ nie występują w betonie komórkowym drążenia, pustki, które klasyfikowałyby te wyroby do innych grup wyrobów.

Profilowanie powierzchni czołowych

Profilowanie bloczków z betonu komórkowego wynika z ewolucji tego materiału oraz rozwoju systemu murowania z betonu komórkowego. Zmiany, jakie nastąpiły od czasów, kiedy bloczki były tylko prostopadłościanami bez profilowania miały na celu ułatwienie robót murarskich, skrócenie czasu murowania oraz oszczędności zużycia zapraw murarskich. W wyniku tego powstały różnego rodzaju bloczki o różnym profilowaniu.

Warianty profilowania bloczków:

- bloczki bez profilowania;
- bloczki bez profilowania z uchwytyami montażowymi;
- bloczki profilowane na wpust-wpust;
- bloczki profilowane na wpust-wpust z uchwytyami montażowymi;
- bloczki profilowane na zamek;
- bloczki profilowane na pióra i wpusty;
- bloczki profilowane na pióra i wpusty z uchwytyami montażowymi;

Profilowania pokazano na rysunkach 3.2 do 3.7.

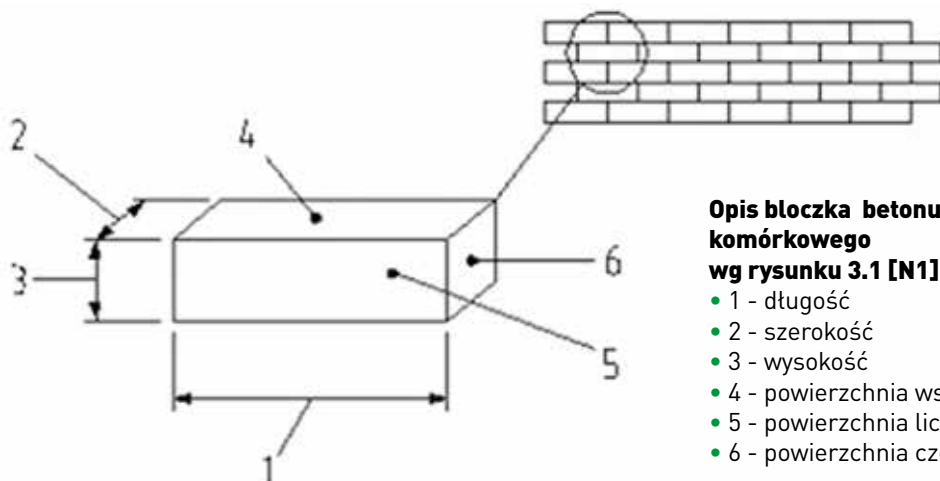
Poszczególne profilowania powierzchni czołowych wynikają z tego, że:

- profilowanie na pióra i wpusty (lub pióra i wpust) jest po to, by powierzchnie czołowe bloczków łączyły się na pióra i wpusty (pióra i wpust), bez wypełniania zaprawą murarską spoin pionowych;
- profilowanie uchwytów montażowych ma ułatwić uchwycenie bloczków oraz ich układanie w miejscu wmurowania. Uchwyty są wyfrezowane w bloczkach o grubościach 17,5 cm i szerszych, czyli w bloczkach, w których jest miejsce by zmieścić uchwyty na powierzchniach czołowych;



Rys. 3.1.

Opis elementu murowego z ABK na podstawie [N1]

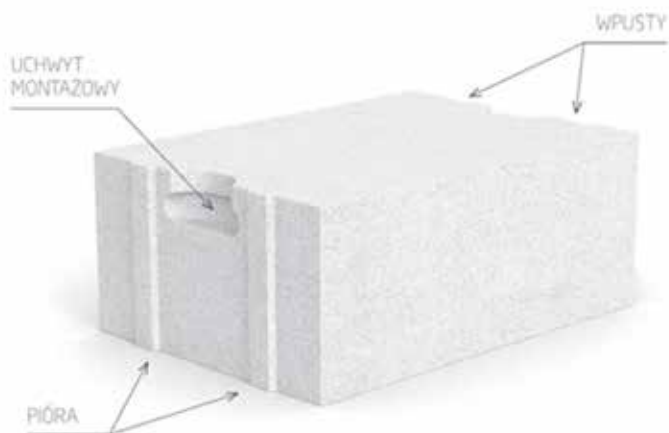


Opis bloczka betonu komórkowego wg rysunku 3.1 [N1]:

- 1 - długość
- 2 - szerokość
- 3 - wysokość
- 4 - powierzchnia wsporna
- 5 - powierzchnia licowa
- 6 - powierzchnia czołowa

- profilowanie powierzchni czołowych na wpusty jest w celu zmniejszenia zużycia zaprawy. Zaprawę nanosi się na spoiny poziome oraz pionowe, ale na te fragmenty powierzchni czołowych bloczka, które się ze sobą stykają. Według normy [N2] spoiny pionowe mogą być uważane jako wypełnione, jeśli za-

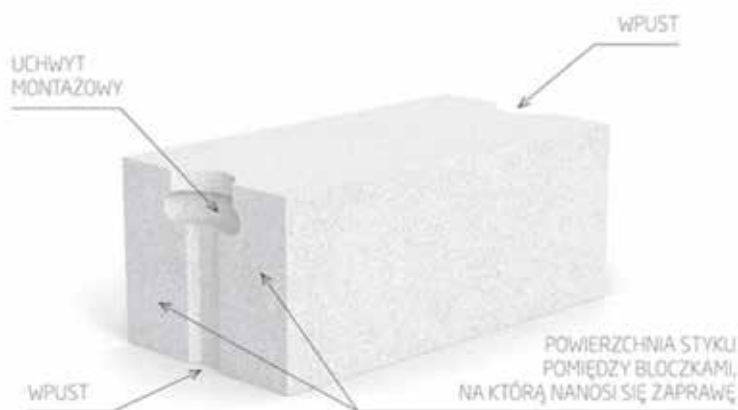
- prawa jest na całej wysokości spoiny na szerokości powyżej 40% szerokości elementu murowego;
- profilowanie na zamki są po to, by usztywnić ściany działowe w płaszczyźnie powierzchni tych ścian.



Rys. 3.2.

Bloczek profilowany na pióra i wpusty z uchwytem montażowym

- Średnie gęstości [kg/m^3]: 300, 350, 400, 450, 500, 540, 550, 600
- Wymiary:
 - Szerokość: 175 do 480 mm
 - Wysokość: 240, 249 mm
 - Długość: 500 do 625 mm
- Kategoria bloczka ze względu na tolerancje wymiarowe: TLMB i TLMA (skrót wyjaśniono na stronie 9)
- Bloczek do murowania z wypełnionymi spoinami poziomymi
- Spoiny pionowe wypełnia się tylko w miejscach, w których nie ma połączenia na pióra i wpusty (w narożach i murowanie bloczków uciętych)
- Uchwytów nie wypełnia się zaprawą



- Średnie gęstości [kg/m^3]: 500, 600, 700
- Wymiary:
 - Szerokość: 240 do 360 mm
 - Wysokość: 240 mm
 - Długość: 590 mm
- Kategoria bloczka ze względu na tolerancje wymiarowe: TLMB i TLMA
- Bloczek do murowania z wypełnionymi spoinami poziomymi i pionowymi (w miejscu styku powierzchni czołowych)
- Uchwytów nie wypełnia się zaprawą
- Wpustów nie wypełnia się zaprawą



Rys. 3.3.

Bloczek profilowany na wpusty wraz z uchwytem montażowym

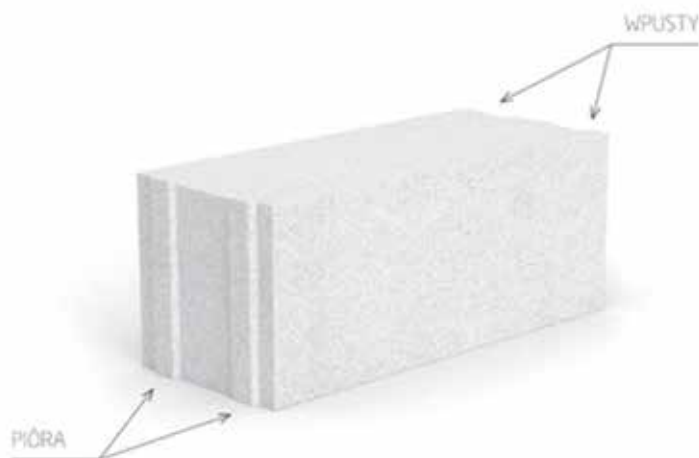


- Średnie gęstości [kg/m^3]: 600
- Wymiary:
 - Szerokość: 60 do 12 mm
 - Wysokość: 240 mm
 - Długość: 590 mm
- Kategoria bloczka ze względu na tolerancje wymiarowe: TLMB
- Bloczek do murowania z wypełnionymi spoinami poziomymi i pionowymi



Rys. 3.4.

Bloczek profilowany na zamek

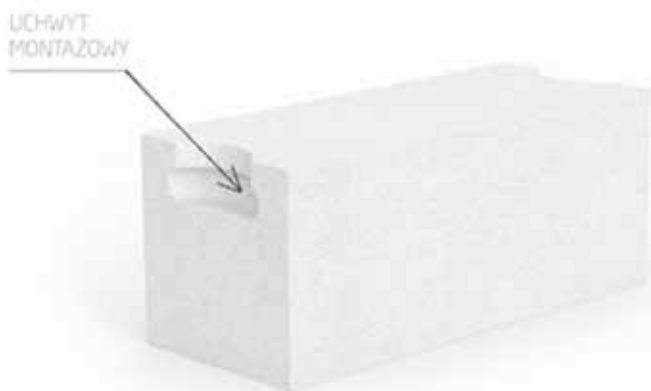


- Średnie gęstości [kg/m^3]: 450, 500, 550, 600
- Wymiary:
 - Szerokość: 100 do 420 mm
 - Wysokość: 240, 249, 500 mm
 - Długość: 590 do 625 mm
- Kategoria bloczka ze względu na tolerancje wymiarowe: TLMB i TLMA
- Bloczek do murowania z wypełnionymi spoinami poziomymi
- Spoiny pionowe wypełnia się tylko w miejscach, w których nie ma połączenia na pióra i wpusty (w narożach i murowanie bloczków uciętych)



Rys. 3.5.

Bloczek profilowany na pióra i wpusty lub pióro i wpust



- Średnie gęstości [kg/m^3]: 450, 500, 550, 600, 700
- Wymiary:
 - Szerokość: 240 do 420 mm
 - Wysokość: 199, 240, 249 mm
 - Długość: 590 do 625 mm
- Kategoria bloczka ze względu na tolerancje wymiarowe: TLMB i TLMA
- Bloczek do murowania z wypełnionymi spoinami poziomymi i pionowymi
- Uchwytów nie wypełnia się zaprawą



Rys. 3.6.

Bloczek bez profilowania z uchwytem montażowym



- Średnie gęstości [kg/m^3]: 450, 500, 550, 600, 700
- Wymiary:
 - Szerokość: 50 do 420 mm
 - Wysokość: 199, 240, 249, 500 mm
 - Długość: 590 do 625 mm
- Kategoria bloczka ze względu na tolerancje wymiarowe: TLMB i TLMA
- Bloczek do murowania z wypełnionymi spoinami poziomymi i pionowymi



Rys. 3.7.

Bloczek bez profilowania

Wymiary bloczków

Wymiary bloczków wynikają z uzyskania ergonomicznych kształtów elementów murowych. Trzeba zaznaczyć, że beton komórkowy jest materiałem o gęstości od 300 kg/m³ do 700 kg/m³, więc jest możliwe produkowanie dużych elementów, które są poręczne i ich masa umożliwia ich ręczne murowanie.

Dzięki temu uzyskuje się bloczki o wymiarach o szerokościach nawet 480 mm, wysokościach 199, 240, 249, a nawet 500 mm oraz długościach do 625 mm. Jednak z uwagi na nieznaczne różnice technologiczne oraz systemy, bloczki różnych producentów nieznacznie mogą się różnić wymiarami. Nie sposób przedstawić pełnego asortymentu dostępnych na rynku polskim wymiarów bloczków i zapewnić przejrzystość tego zestawienia, dlatego przedstawiono wszystkie występujące kształty bloczków oraz zakresy wymiarów (rys. 3.2 do 3.7).

Producenci określają w jakich tolerancjach wymiarowych ich wyroby się mieszczą i w ten sposób deklarują dokładność zaszerzegowując dany wyrób do kategorii TLMB, TLMA lub GPLM. Oprócz tolerancji wymiarowych istotne dla określonych kategorii tolerancji wymiarowych bloczków jest zadeklarowanie płaskości i równoległości powierzchni wspornych (czyli powierzchni poziomych – dolnej i górnej bloczka (rys. 3.1)).

Oznaczenia TLMB, TLMA oraz GPLM, są skrótami zaczerpniętymi z normy w języku angielskim i oznaczają:

TLMB - Thin Layer Mortar category B – (dostownie: zaprawa cienkowarstwowa kategorii B) Oznacza elementy murowe kategorii B do murowania na cienkie spoiny. To najdokładniejsze wymiarowo bloczki.

TLMA - Thin Layer Mortar category A – (dostownie: zaprawa cienkowarstwowa kategorii A). Oznacza elementy murowe kategorii A, do murowania

Wymiary	Elementy murowe z Autoklawizowanego Betonu Komórkowego (ABK) do wznoszenia murów ze spoinami wykonanymi z:		
	Zaprawy zwykłej i zaprawy lekkiej	Zaprawy do cienkich spoin	
	GPLM	TLMA	TLMB
Długość	+3 -5	± 3	± 1,5
Wysokość	+3 -5	± 2	± 1,0
Szerokość	± 3	± 2	± 1,5
Płaskość powierzchni wspornych	brak wymagań	brak wymagań	≤ 1,0
Równoległość powierzchni wspornych	brak wymagań	brak wymagań	≤ 1,0



Tablica 3.1.

Dopuszczalne odchyłki wymiarowe dla elementów murowych o kształtach regularnych (w mm) wg normy [N1]

Tolerancje wymiarowe bloczków

Produkcja bloczków umożliwia przygotowanie wyrobów o bardzo dokładnych wymiarach. Dzięki temu bloczki te można murować na zaprawy do cienkich spoin, w których spoiny mają grubość 1-3 mm.

Stąd norma [N1] definiuje dopuszczalne odchyłki wymiarowe dotyczące pojedynczych elementów murowych przeznaczonych do murowania przy użyciu zaprawy określonej zgodnie z EN 998-2. Odchyłki te nie powinny przekraczać wartości podanych w tablicy w normie [N1]. Tablicę z normy [N1] przedstawiono, jako tablicę 3.1 w niniejszym opracowaniu.

na cienkie spoiny. To mniej dokładne elementy od kategorii TLMB, ale nadające się do murowania na cienkie spoiny.

GPLM - General Purpose and Lightweight Mortar – (dostownie: zaprawa tradycyjna i lekka). Oznacza kategorie wyrobów do murowania na zaprawę tradycyjną oraz lekką.

Uwaga, często są mylone kategorie TLMB z TLMA, ponieważ niektórzy mylnie interpretują te oznaczenia sądząc, że kategoria A oznacza mur o lepszych walorach niż kategoria B.

Oprócz cech związanych z kształtem bloczków, czyli wymiarami oraz profilowaniem istotnymi parametrami są:

- gęstość brutto w stanie suchym;
- wytrzymałość na ściskanie;
- własności cieplne;
- trwałość;
- zmiana wilgotności;
- przepuszczalność pary wodnej;
- absorpcja wody;
- reakcja na ogień;

Gęstość brutto w stanie suchym

Beton komórkowy jest produkowany w różnych gęstościach. Gęstość objętościowa wyraża stosunek masy betonu komórkowego do objętości materiału wraz z porami. Aby wyjaśnić i uporządkować znaczenie tego parametru też trzeba się odwołać do wcześniejszych wersji normy [N1]. Wcześniejsze wersje normy [N1] wraz z załącznikiem krajowym do tej normy porządkowały asortyment do odpowiednich odmian, które później nazywano klasami gęstości. Było to podzielone na zakresy gęstości w jakich dana odmiana, a później klasa gęstości miała się mieścić.

W normie były ujęte następujące odmiany betonu komórkowego: 400, 500, 600, 700, 800, 900, 1000. Na przykład bloczki odmiany 600 oznaczało to, że bloczki mają gęstość w zakresie od 551 do 650 kg/m³. Następnie odmiany zamieniono na klasy, które już były podzielone co 50 kg/m³. Było zatem już 13 klas (od klasy 300 do 1000). Na przykład oznaczenie, że bloczki są klasy 600 świadczyło o tym, że jest to asortyment bloczków o gęstości od 551 do 600 kg/m³.

Obecnie nie ma tak sztywnego podziału, każdy producent deklaruje średnią gęstość w stanie suchym z podaniem zakresu gęstości, która jest objęta danym asortymentem. Dopuszczalna odchyłka zmierzonej gęstości w stanie suchym od deklarowanej wartości gęstości nie powinna przekraczać ± 50 kg/m³. Mogą być deklarowane też niższe wartości odchyłki. Wtedy oznacza to, że producent ma większy reżim technologiczny.

Producenci produkujący elementy murowe z ABK zobowiązani są m.in. do deklarowania dla swoich wyrobów gęstości brutto w stanie suchym w kg/m³. Wraz z tym parametrem podawane są poszczególne minimalne i maksymalne wartości gęstości brutto w stanie suchym.

W praktyce większość producentów w dalszym ciągu produkuje materiały o gęstościach w stanie suchym odpowiadającym wcześniejszym odmianom i klasom (czyli 350, 400, 450, 500, 550, 600, 700), co służy uporządkowaniu asortymentu wyrobów, nawiązując do wcześniejszych oznaczeń i wcześniej obowiązujących podziałów. Na uwagę zasługuje to, że obecna norma nie ogranicza gęstości elementów murowych z betonu komórkowego. W praktyce gęstości te się mieszczą od 300 do 700 kg/m³ - takich gęstości bloczki dostępne są w Polsce.

Od gęstości zależą inne, istotne parametry betonu komórkowego, które są ważne dla fizyki budowli, czyli parametry cieplne, izolacyjność akustyczna, przepuszczalność pary wodnej, absorpcja wody reakcja na ogień i inne. Te cechy będą zawarte w opracowaniu Stowarzyszenia Producentów Betonów w zeszycie 3 – Projektowanie z betonu komórkowego – fizyka budowli.

Wytrzymałość na ściskanie

Wytrzymałość na ściskanie ściśle powiązana jest z gęstością betonu komórkowego. To podstawowy parametr określający cechę wytrzymałościową bloczków z betonu komórkowego.

Producenci określają i deklarują dla swoich wyrobów wytrzymałość na ściskanie elementów murowych w N/mm². Wartość deklarowana to wartość, której osiągnięcie zapewnia producent, biorąc pod uwagę dokładność badania i zmienność procesu produkcji.

Wg normy [N1] wytrzymałość na ściskanie powinna być wyrażona jako jedna z dwóch podanych wartości:

- średnia wytrzymałość elementu na ściskanie.
Wytrzymałość średnia elementów murowych na ściskanie to wytrzymałość na ściskanie obliczona jako średnia arytmetyczna. To m.in. ten parametr przyjmuje się zgodnie z normą [N2], do obliczenia wytrzymałości muru;
- charakterystyczna wytrzymałość elementu na ściskanie.
Wytrzymałość charakterystyczna elementów murowych na ściskanie to wytrzymałość odpowiadająca 5% kwantylowi wytrzymałości na ściskanie.

Gdy jest to istotne, producent może ponadto deklarować znormalizowaną wytrzymałość elementu na ściskanie. Znormalizowana wytrzymałość na ściskanie elementów murowych to wytrzymałość elementów murowych na ściskanie, sprowadzona do wytrzymałości równoważnego elementu murowego w stanie powietrzno-suchym, którego wysokość i szerokość wynoszą 100 mm.

Producenci podają w deklaracjach właściwości użytkowych średnią wytrzymałość na ściskanie. Ten parametr potrzebny jest do zaprojektowania konstrukcyjnego muru (tabl. 3.2).

Dodatkowo, producent powinien deklarować to, czy element murowy z ABK jest kategorii I czy kategorii II. Elementy murowe kategorii I, to elementy, dla których prawdopodobieństwo nieosiągnięcia deklarowanej wytrzymałości na ściskanie nie przekracza 5%. Z kolei elementy murowe kategorii II, to elementy, w przypadku których nie przewiduje się, aby były zgodne z poziomem ufności wymaganym dla elementów Kategorii I. Innymi słowy oznacza to stabilność produkcji. Elementy murowe kategorii I są elementami lepszymi od elementów kategorii II.

Istotne jest to, że norma [N1] obejmuje wyroby o wytrzymałości na ściskanie od 1,5 MPa, co oznacza, że wyroby tzw. płyty mineralne służące do ocieplenia ścian, często nazywane wyrobami z betonu komórkowego nie podlegają tej normie, ponieważ ich wytrzymałość na ściskanie jest za niska. Nie są to po prostu elementy murowe.

**Tablica 3.2.**

Średnie wytrzymałości na ściskanie dla poszczególnych średnich gęstości bloczków

Gęstość brutto kg/m ³	Średnia wytrzymałość na ściskanie [MPa]
300	1,5
350	2,0
400	2,0
450	2,5
500	2,5
	3,0
	4,0
550	2,5
	3,0
	5,0
600	3,0
	4,0
	5,0
700	4,0
	5,0
	6,0

Skurcz betonu komórkowego

Istotną cechą, którą należy uwzględnić, przy projektowaniu oraz wykonawstwie ścian jest skurcz i pęcznienie. Beton komórkowy podlega skurczowi. Związane jest to z oddawaniem do otoczenia wilgoci technologicznej przez elementy murowe, które następuje po wyprodukowaniu, po wbudowaniu, tynkowaniu oraz innych robotach mokrych. Powstałe w wyniku tego zmiany wymiarów nazywamy skurczem.

Im skurcz jest mniejszy, tym lepiej, ponieważ mury nie ulegają łatwemu zryzowaniu na skutek tego normalnego dla materiałów budowlanych zjawiska.

Każdy z producentów podaje wartość skurczu dla swojego materiału w deklaracji właściwości użytkowych. Dla wyrobów produkowanych przez polskich producentów skurcz waha się w granicach od 0,1 do 0,3 mm/m.

Kształtki U

Oprócz bloczków o różnych wymiarach oraz profilowaniu przy budowie z bloczków stosowane są kształtki U. To elementy, które stanowią tracony szalunek dla wykonywanych w nich elementów żelbetowych (rys. 3.8).

Kształtki U z betonu komórkowego znajdują zastosowanie przy wykonywaniu:

- nadproży żelbetowych;
- podciągów żelbetowych;
- wieńców żelbetowych;
- słupów żelbetowych.

Ułatwiają i przyspieszają wykonawstwo oraz pozwalają wykluczyć i zaoszczędzić materiały szalunkowe. Na czas wykonywania w nich elementów żelbetowych belek wymagają zastosowania podparcia montażowego na czas wiązania betonu. Kształtki U nie podlegają normie [N1], ponieważ nie są to samodzielne elementy murowe.

Etapy wykonywania nadproży z wykorzystaniem kształtek U z betonu komórkowego (w przypadku belki):

- wykonanie podpory poziomej podpierającej elementy szalunku wraz ze stępem usztywniającym (najczęściej w środku rozpiętości nadproża);
- układanie kształtek U na podporze. Elementy łączą się ze sobą zaprawą klejową;
- wykonanie izolacji termicznej wewnętrznej (jeśli jest to ściana jednowarstwowa);
- montaż zbrojenia wewnątrz elementów;
- wypełnienie kształtek mieszanką betonową (należy zwilżyć powierzchnie kształtek przylegające do mieszanki betonowej);
- demontaż podpór poziomych i pionowych po 28 dniach.

**Rys. 3.8.**

Kształtki U z betonu komórkowego, jako elementy szalunku traconego

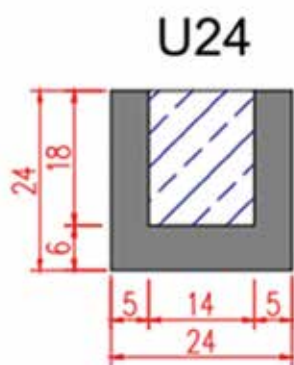
- Średnie gęstości [kg/m³]:
400, 550, 600
- Wymiary:
 - Szerokość: 175 do 480 mm
 - Wysokość: 240, 249 mm
 - Długość: 500 do 625 mm
- Kształtki U należy łączyć ze sobą za pomocą murarskiej zaprawy klejowej

Elementy w kształtkach U powinny być zaprojektowane indywidualnie, uwzględniając założenia projektowe. Przykład nadproża w kształtkach U przedstawiono na poniższym przykładzie.

Przykłady nadproży wykonanych w kształtkach U oraz prefabrykowanych pokazano na rys. 3.9-3.11

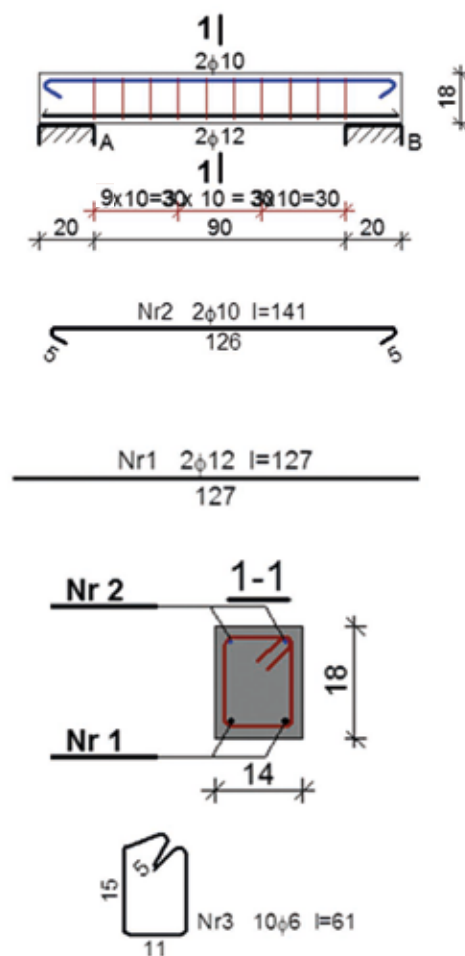


Rys. 3.9:
Widok nadproża z wymiarami



Rys. 3.10.
Przekrój nadproża w kształtkach U

SZKIC ZBROJENIA:

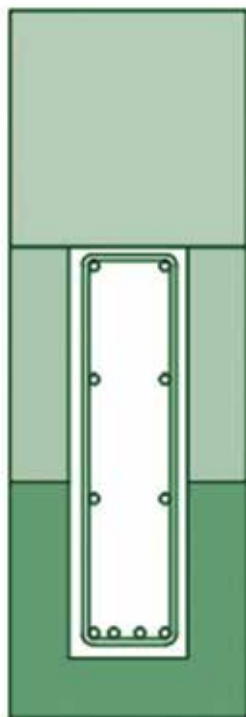


Rys. 3.11.
Zbrojenie nadproża (przykład)

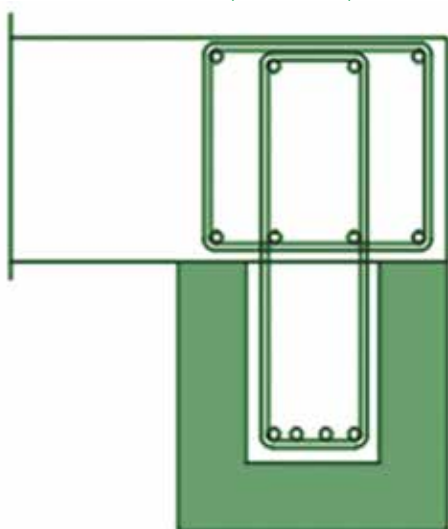
Wykaz zbrojenia (do przykładu)

Nr	Średnica [mm]	Długość [cm]	Liczba [szt.]	Długość ogólna [m]		
				BSt 500		
				φ6	φ10	φ12
1	12	127	2			2,54
2	10	141	2		2,82	
3	6	61	10	6,10		
Długość ogólna wg średnic [m]				6,1	2,9	2,6
Masa 1mb pręta [kg/mb]				0,222	0,617	0,888
Masa prętów wg średnic [kg]				1,4	1,8	2,3
Masa prętów wg gatunków stali [kg]				3,2		2,3
Masa całkowita [kg]				6		

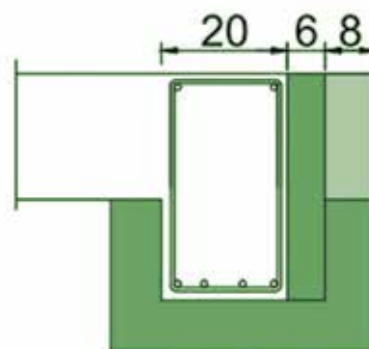
Niekiedy same kształtki U nie zapewniają dostatecznego pola przekroju elementu żelbetowego. Wtedy można zastosować kształtki U integrując ten element np. z wieńcem. Przykłady pokazano na rys. 3.12, 3.13, 3.14.



Rys. 3.12. Zwiększenie nośności nadproża poprzez zwiększenie wysokości belki (schemat)



Rys. 3.13. Zwiększenie nośności nadproża poprzez zwiększenie wysokości belki w postaci zintegrowania nadproża z wieńcem żelbetowym (przykład)



Rys. 3.14.

Zwiększenie nośności nadproża poprzez zwiększenie wysokości belki w postaci zintegrowania nadproża z wieńcem żelbetowym (przykład dla ściany jednowarstwowej)

3.2.

Nadproża zbrojone z betonu komórkowego

Elementy z betonu komórkowego to nie tylko elementy drobnowymiarowe. To również elementy belkowe w postaci prefabrykatów ze zbrojonego betonu komórkowego.

Nadproża prefabrykowane z betonu komórkowego służą do przekrywania otworów okiennych i drzwiowych w murach. Nadproża stanowią ważny element w systemie budowy z betonu komórkowego. To bardzo wygodne w zastosowaniu elementy. Łatwo się z nich buduje, dzięki czemu nie trzeba wykonywać robót zbrojarskich ani szalunkowych. Niewielka masa nadproży jest bardzo dużą zaletą, ponieważ można je montować ręcznie, bez użycia dźwigu. To znaczne ułatwienie pracy dla wykonawców. Ponadto są wykonane z betonu komórkowego, więc mają niewielką przewodność cieplną, więc stanowią bardzo istotny element przy wykonywaniu ścian jednowarstwowych.

Dobór nadproży jest bardzo łatwy. Należy uwzględnić następujące czynniki:

- dobrać nadproże do szerokości otworu (uwzględniając minimalne długości podparcia);
- prawidłowo dobrać nadproże do grubości ściany;
- dobrać nadproże pod względem nośności.

Są różne systemy nadproży zbrojonych z betonu komórkowego. Prefabrykowane nadproża zbrojone z betonu komórkowego występują jako belki niewymagające nadmurowania oraz belki wymagające nadmurowania – tzw. nadproża zespolone (nazywane też nadprożami płaskimi).

Te pierwsze są samodzielnymi elementami nośnymi. Nadproża mają takie wymiary, które umożliwiają ich zastosowanie do różnych grubości ścian,

układając belki nadprożowe obok siebie (przykłady pokazano na rys. 3.15).

Z kolei nadproża zespolone stanowią tylko pas rozciągany i przez to wymagają nadmurowania warstwą bloczków strefy ściskanej (rys. 3.16-3.18).

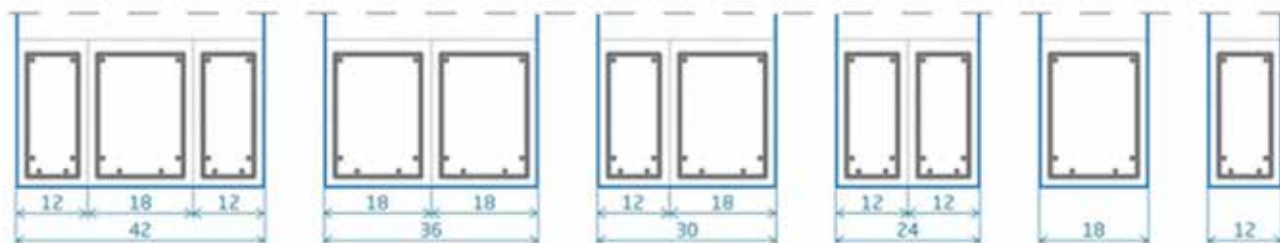
W ścianach nienośnych stosuje się nadproża przeznaczone do tego rodzaju ścian (rys. 3.19)



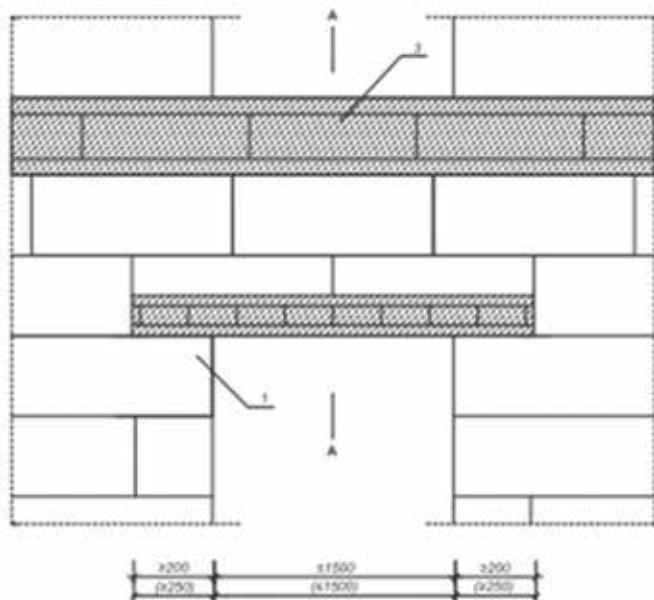
Rys. 3.15.

Idea dopasowania nadproży zbrojonych z betonu komórkowego do różnych grubości ścian

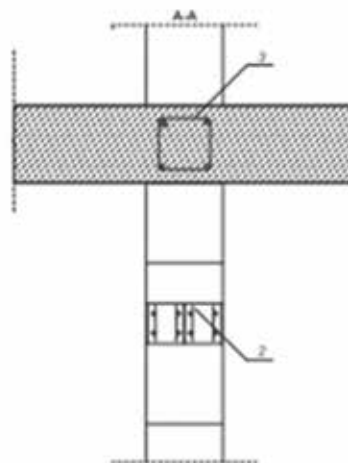
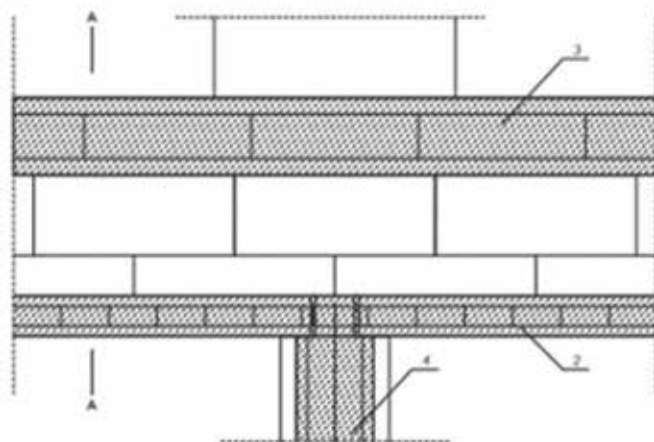
UŁOŻENIE NADPROŻY W ŚCIANIE



a)



b)



Rys. 3.16.

Idea dopasowania nadproży zespolonych (płaskich) z betonu komórkowego
1 – bloczki,
2 – nadproża zespolone (płaskie),
3 – wieniec żelbetowy,
4 – słup żelbetowy



Rys. 3.17.
Nadproże zbrojone

- Średnie gęstości [kg/m^3]: 600, 650
- Wymiary:
 - Szerokość: 120 do 200 mm
 - Wysokość: 240, 249 mm
 - Długość: 1200 do 2300 mm



Rys. 3.18.
Nadproże zespolone (stanowiące pas rozciągany nadproża zespolonego)

- Średnie gęstości [kg/m^3]: 600
- Wymiary:
 - Szerokość: 115 do 200 mm
 - Wysokość: 124 do 249 mm
 - Długość: 1200 do 3000 mm



Rys. 3.19.
Nadproże nienośne do ścian działowych

- Średnie gęstości [kg/m^3]: 550, 600
- Wymiary:
 - Szerokość: 75 do 120 mm
 - Wysokość: 240 i 250 mm
 - Długość: 1200 do 2300 mm

3.3.

Zaprawy

Elementy z autoklawizowanego betonu komórkowego należy murować na zaprawach do cienkich spoin (tzw. „klejowych”) lub zaprawach zwykłych, ogólnego przeznaczenia.

Zaprawy do cienkich spoin

Zaprawy do cienkich spoin stosowane do łączenia elementów z autoklawizowanego betonu komórkowego to specjalistyczne, przygotowanie fabrycznie mieszanki. Produkuje się je na bazie wyselekcjonowanych cementów o bardzo małym skurczu. Przygotowanie gotowej zaprawy na budowie polega na dodaniu wody i rozrobieniu mieszadłem zamocowanym w wiertarce

lub mieszarce wolnoobrotowej. Grubość spoiny poprzez zastosowanie ząbkowanej kielni osiąga wymaganą wartość $1 \div 3$ mm. Dzięki tak niewielkiej grubości ściana pozbawiona jest mostków cieplnych. Zaprawa cienkowarstwowa zapewnia również, przy założeniu danej wytrzymałości betonu komórkowego, większą nośność niż zaprawa zwykła. Wynika to z osłabiającego wpływu wytrzymałości zapraw zwykłych na wytrzymałość charakterystyczną muru na ściskanie obliczaną według normy [N2].

Zaprawy do cienkich spoin są produkowane w różnych markach (wytrzymałościach na ściskanie), np. M5, M10 czy M15. Występują w białej i szarej wersji kolorystycznej oraz w odmianie letniej (standardowej) oraz zimowej. Odmiana zimowa zaprawy cienkowarstwowej pozwala na prowadzenie robót murowych w warunkach „lekkiej” zimy.

Zaprawy zwykłe, ogólnego przeznaczenia

Do grupy zapraw zwykłych zalicza się zaprawy cementowo-wapienne i cementowe, zarówno fabrycznie gotowe, jak i przygotowywane na placu budowy. Do murów z autoklawizowanego betonu komórkowego zaleca się stosowanie zapraw zwykłych o marce M5. Z zapraw tych wykonuje się spoiny w grubościach od 8 do 15 mm. Najczęstszym zastosowaniem tego typu zapraw w przypadku budów prowadzonych z elementów z betonu komórkowego to zamontowanie pierwszej warstwy bloczków. Z uwagi na nierówności podłoża pierwszą warstwę poziomuje się na grubej zaprawie wykonanej z zaprawy zwykłej.

3.4. Deklaracja właściwości użytkowych

Rozporządzenie UE Nr 305/2011 (CPR) ustanawiające zharmonizowane warunki wprowadzania do obrotu wyrobów budowlanych oraz norma PN-EN

771-4 „Wymagania dotyczące elementów murowych, Część 4: Elementy murowe z autoklawizowanego betonu komórkowego” [N1] zobowiązuje każdego producenta do wystawienia i przechowywania dokumentu o nazwie Deklaracja Właściwości Użytkowych (ang. Declaration of Performance). Jest to dokument niezbędny przy wprowadzaniu i udostępnianiu wyrobu budowlanego objętego normą zharmonizowaną lub wydaną dla niego Europejską Oceną Techniczną. Przez sporządzenie Deklaracji Właściwości Użytkowych producent przejmuje na siebie odpowiedzialność za zgodność wyrobu budowlanego z zadeklarowanymi w ten sposób właściwościami użytkowymi.

Deklaracja Właściwości Użytkowych, która może być udostępniona w formie elektronicznej lub na żądanie w wersji papierowej, zawiera szereg istotnych z punktu widzenia projektanta informacji o danym wyrobie budowlanym. W przypadku elementów murowych z betonu komórkowego informacje te podzielone są na dwie grupy: formalne i użytkowe.

W grupie informacji formalnych można znaleźć:

DEKLARACJA WŁAŚCIWOŚCI UŻYTKOWYCH

Nr 123456

1. Niepowtarzalny kod identyfikacyjny typu wyrobu:
Kod wyrobu12456
2. Zamierzone zastosowanie lub zastosowania:
Elementy murowe z autoklawizowanego betonu komórkowego kategorii I do wykonywania konstrukcji murowych ze spoinami zwykłymi i cienkimi, ściany: nośne i nienośne, wewnętrzne i zewnętrzne (wykończone), jedno- i wielowarstwowe, z ociepleniem i bez ocieplenia
3. Producent:
Nazwa producenta
4. System oceny i weryfikacji stałości właściwości użytkowych:
System 2+ dla wszystkich zasadniczych charakterystyk
5. Norma zharmonizowana:
EN-771-4:2011 (PN-EN 771-4:2012)

Jednostka notyfikowana
Notyfikowana jednostka certyfikująca nr 1487, Instytut Ceramiki i Materiałów Budowlanych, Zakład Certyfikacji w Warszawie, ul. Kupiecka 4, 03-042 Warszawa, Sekcja Betonów CEBET
6. Deklarowane właściwości użytkowe

Charakterystyki zasadnicze		Właściwości użytkowe	Zharmonizowana specyfikacja techniczna
Wymiary i odchyłki wymiarowe	Długość, mm	590	EN 771-4:2011 (PN-EN 771-4:2012)
	Szerokość, mm	120, 180, 240, 300, 360, 420	
	Wysokość, mm	240	
	Odchyłki	TLMB	
	Plaskość, mm	≤ 1,0	
	Równoległość, mm	≤ 1,0	
Kształt i budowa		Element kształtowany regularnie o powierzchniach czołowych: 1. gładkich 2. gładkich z uchytami montażowymi 3. z piórami i wpustami 4. z piórami i wpustami oraz uchytami montażowymi	EN 771-4:2011 (PN-EN 771-4:2012)
Wytrzymałość na ściskanie	Średnia wytrzymałość na ściskanie	≥ 2,5 N/mm ²	

- określenie typu wyrobu (niepowtarzalny kod identyfikacyjny typu wyrobu);
- nazwę i dane adresowe producenta;
- system oceny i weryfikacji stałości właściwości,
- numer referencyjny i datę wydania normy zharmonizowanej;
- informację o jednostce notyfikowanej;
- oświadczenie producenta o zgodności wyrobu z właściwościami deklarowanymi.

Analizując dane z grupy informacji użytkowych projektant oraz użytkownik uzyskuje potrzebną wiedzę na temat:

- zastosowania produktu;
- zasadniczych charakterystyk z wartościami, takich jak;
- wymiary i odchyłki wymiarowe;
- kształt i budowa;

- wytrzymałość na ściskanie;
- stabilność wymiarowa;
- wytrzymałość spoiny;
- reakcja na ogień;
- absorpcja wody;
- przepuszczalność pary wodnej;
- izolacyjność od dźwięków powietrznych;
- właściwości cieplne;
- trwałość;
- zawartość substancji niebezpiecznych.

Aktualne Deklaracje Właściwości Użytkowych dla elementów z autoklawizowanego betonu komórkowego można znaleźć na stronach internetowych firm produkujących te wyroby. Przykład deklaracji przedstawiono na rys. 3.20.

Stabilność wymiarowa	Skurcz pod wpływem wilgoci	$\leq 0,3 \text{ mm/m}$	
Wytrzymałość spoiny wykonanej z dowolnej zaprawy do cienkich spoin	Wytrzymałość spoiny na ścinanie	$0,30 \text{ N/mm}^2$	EN 771-4:2011 (PN-EN 771-4:2012) Wartość ustalona wg PN-EN 998-2:2012 Załącznik C
	Wytrzymałość spoiny na zginanie w płaszczyźnie prostopadłej do spoin wspornych, spoiny pionowe wypełnione	$f_{sk} = 0,087 \text{ N/mm}^2$	EN 771-4:2011 (PN-EN 771-4:2012) Wartość ustalona wg PN-EN 1996-1-1
	Wytrzymałość spoiny na zginanie w płaszczyźnie prostopadłej do spoin wspornych, spoiny pionowe niewypełnione	$f_{sk} = 0,062 \text{ N/mm}^2$	
Reakcja na ogień		Euroklasa A1	EN 771-4:2011 (PN-EN 771-4:2012)
Absorpcja wody		Nie wystawiać na działanie warunków zewnętrznych	
Przepuszczalność pary wodnej		5/10	
Izolacyjność od dźwięków powietrznych	Deklarowana gęstość brutto w stanie suchym	$500 \pm 50 \text{ kg/m}^3$	
	Kształt i budowa	Jak wyżej	
Właściwości cieplne	Deklarowany współczynnik przew. ciepła ($\lambda_{10, dy, S2}$)	$\lambda \leq 0,135 \text{ W/mK}$	
Trwałość	Odporność na zamrażanie/odmrażanie	15 cykli	
Substancje niebezpieczne		Brak	

Właściwości użytkowe określonego powyżej wyrobu są zgodne z zestawem deklarowanych właściwości użytkowych.

Niniejsza deklaracja właściwości użytkowych wydana zostaje zgodnie z rozporządzeniem (UE) nr 305/2011 na wyłączną odpowiedzialność producenta określonego powyżej.

W imieniu producenta podpisał

(nazwisko i stanowisko)

(miejsce i data wydania)



Rys. 3.20.
Przykład Deklaracji
Właściwości Użytkowych

Jeśli producent przebadał zestawy wyrobów, czyli mury wykonane na zaprawę, które stanowią system, to wtedy w Deklaracji Właściwości Użytkowych podawane są nośności przy zastosowaniu danej zaprawy (rys. 3.21).



Rys. 3.21.
Przykład Deklaracji Właściwości Użytkowych wytrzymałości podanych dla konkretnego zestawu wyrobów

Wytrzymałość spoiny wykonanej z zaprawy do cienkich spoin określonego producenta	Wytrzymałość spoiny na zginanie w płaszczyźnie równoległej do spoin wspornych	0,24 N/mm ²
	Wytrzymałość spoiny na zginanie w płaszczyźnie prostopadłej do spoin wspornych, spoiny czołowe wypełnione zaprawą	0,22 N/mm ²
	Wytrzymałość spoiny na zginanie w płaszczyźnie prostopadłej do spoin wspornych, spoiny czołowe niewypełnione zaprawą	0,15 N/mm ²

Literatura do rozdziału 3

[N1] PN-EN 771-4+A1:2015-10 Wymagania dotyczące elementów murowych – Część 4: Elementy murowe z autoklawizowanego betonu komórkowego

[N2] PN-EN 1996-1-1 Eurokod 6 -- Projektowanie konstrukcji murowych -- Część 1-1: Reguły ogólne dla zbrojonych i niezbrojonych konstrukcji murowych

4. Parametry mechaniczne murów z betonu komórkowego

Zgodnie z aktualną normą dotyczącą projektowania konstrukcji murowych PN-EN 1996-1-1 [N1] wyróżnia się wytrzymałość muru na ściskanie, na ścinanie i zginanie. Do właściwości wytrzymałościowych zalicza się również przyczepność zbrojenia do zaprawy.

Występujące między zaprawą i elementami murowymi siły adhezji zespalały te podstawowe składniki muru w konstrukcję murową o właściwościach mechanicznych, które przyjmuje się równe w każdym punkcie muru. W zagadnieniach projektowych dokonuje się zatem upraszczającej homogenizacji muru. Należy jednak pamiętać, że parametry fizyczne i mechaniczne elementów murowych i zaprawy są zwykle różne. Na wytrzymałość muru, poza właściwościami materiałów składowych, mają również wpływ geometria elementów murowych i spoin, przewiązanie elementów murowych oraz charakter i sposób obciążenia, a także przyczepność między elementami murowymi i zaprawą, szczególnie w przypadku wytrzymałości na ścinanie i na zginanie [1].

Wartości poszczególnych wytrzymałości wyznaczać powinno się na drodze eksperymentalnej zgodnie z odpowiednimi normami europejskimi, przeprowadzając badania elementów próbných o wymiarach i w liczbie odpowiednio dobranej, tak aby założenie o homogeniczności muru było prawdziwe.

4.1. Wytrzymałość na ściskanie

Wytrzymałość muru na ściskanie f przedstawia się najczęściej w postaci funkcji wytrzymałości na

ściskanie elementów murowych f_B i zaprawy f_m oraz parametrów C_i wyznaczanych najczęściej na podstawie wyników eksperymentów, czyli

$$f = f(f_B, f_m, C_i) \quad (4.1)$$

Parametry empiryczne C_i to wartości stałe, które uwzględniają inne czynniki wpływające na wytrzymałość muru na ściskanie poza wytrzymałościami f_B i f_m , w tym geometrii elementów murowych, rodzaju spoin i zaprawy murarskiej. Kalibracja funkcji (4.1) na podstawie wyników badań polega przede wszystkim na eksperymentalnym wyznaczeniu parametrów C_i , które powinny być określane na podstawie badań o odpowiednio szerokim zakresie tak, aby wzory empiryczne mogły dotyczyć wystarczająco szerokiego zakresu rodzajów elementów murowych i typów zapraw.

Zgodnie z polską normą PN-EN 1996-1-1 [N1] wytrzymałość charakterystyczną muru na ściskanie f_k należy określać na podstawie wyników badań elementów próbných. Wyniki badań mogą pochodzić z eksperymentów przeprowadzonych dla danego przedsięwzięcia lub mogą być przyjęte z odpowiednie bazy danych.

Wytrzymałość charakterystyczną na ściskanie muru innego niż ze spoinami pasmowymi oblicza się według postanowień Załącznika krajowego do normy [N1], w myśl których wartość f_k w przypadku muru niezawierającego spoiny podłużnej i wykonanego zgodnie z normowymi warunkami konstrukcyjnymi wyznacza się z następujących wzorów:

- dla muru ze spoinami normalnej grubości wykonanego na zaprawie zwykłej lub lekkiej

$$f_k = K f_b^{0,70} f_m^{0,30}, \quad (4.2)$$

- dla murów ze spoinami cienkimi z elementów z autoklawizowanego betonu komórkowego (ABK) o $f_b \geq 2,4 \text{ N/mm}^2$

$$f_k = K f_b^{0,85}, \quad (4.3)$$

- dla murów ze spoinami cienkimi z elementów z ABK o $f_b < 2,4 \text{ N/mm}^2$

$$f_k = 0,8 K f_b^{0,85}, \quad (4.4)$$

w których f_m to średnia wytrzymałość na ściskanie zaprawy murarskiej, f_b jest średnią znormalizowaną wytrzymałością na ściskanie elementów murowych, natomiast K to współczynnik, który w przypadku muru wykonanego z elementów murowych z ABK ze spoinami normalnej grubości wynosi 0,45, gdy użyto zaprawy murarskiej zwykłej oraz 0,40, gdy zastosowano zaprawę lekką (wzór [4.2]). Jeżeli mur projektuje się z cienkimi spoinami o grubości od 0,5 do 3 mm, wówczas wartość współczynnika K jest równa 0,75 (wzory [4.3] i [4.4]).

Wytrzymałość na ściskanie elementu murowego, szczególnie w przypadku elementów z ABK, zależy od wymiarów tego elementu i proporcji tych wymiarów. Zależność wytrzymałości elementu murowego od jego wielkości określa się mianem „efektu skali”. Przy określaniu wpływu wymiarów elementu murowego na wytrzymałość na ściskanie uwzględnia się stosunek wysokości elementu h_u do pola brutto powierzchni podstawy A_{gross} lub wysokości h_u do mniejszego wymiaru podstawy t_u .

Wytrzymałością na ściskanie elementów murowych, przyjmowaną do obliczeń konstrukcji, jest znormalizowana średnia wytrzymałość na ściskanie f_b .

W normie PN-EN 771-4 [N3] za znormalizowaną średnią wytrzymałość na ściskanie przyjmuje się wytrzymałość deklarowaną przez producenta lub otrzymaną jako sprowadzoną wytrzymałość na ściskanie zgodnie z procedurą zawartą w Załączniku A do normy PN-EN 772-1 [N4], według której średnią wytrzymałość elementów murowych na ściskanie f_b sprowadza się do średniej wytrzymałości znormalizowanej f_b .

Wytrzymałość znormalizowana elementów murowych f_b jest wytrzymałością hipotetyczną elementów murowych o wysokości i mniejszym wymiarze poziomym równym 100 mm w stanie powietrznosuchym, ustaloną w taki sposób, aby wytrzymałość na ściskanie murów, wykonanych z dowolnego rodzaju elementów murowych o tej samej wytrzymałości znormalizowanej na ściskanie i na zaprawie murarskiej o takiej samej średniej wytrzymałości na ściskanie f_m była taka sama. Potrzeba określania wytrzymałości znormalizowanej na ściskanie wynika z tego, że elementy o różnych stosunkach wysokości h_u do szerokości t_u będą miały różne wytrzymałości uzyskane z badań w maszynie wytrzymałościowej ze względu na wpływ naprężeń stycznych, występujących między powierzchniami elementu murowego i urządzenia ba-

dawczego, do których przyłożone zostało obciążenie.

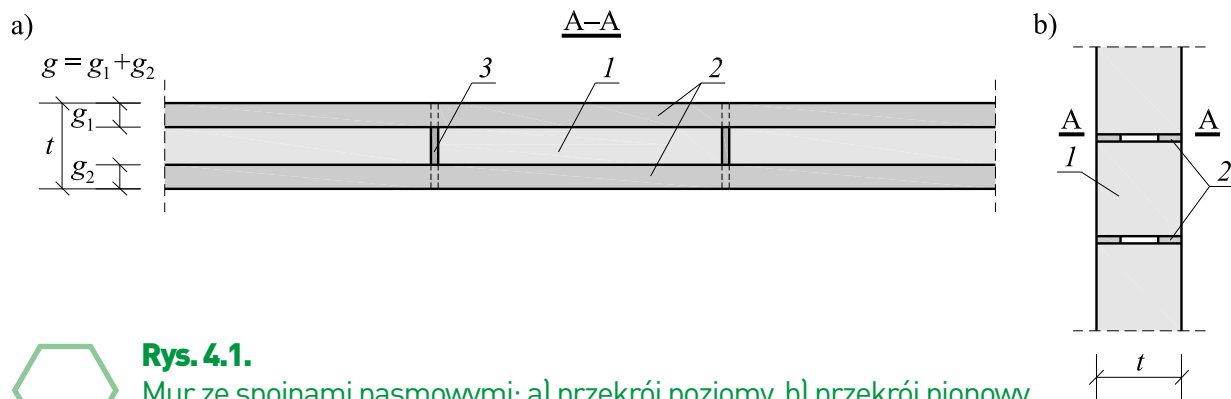
Jeżeli mur z bloczków z ABK projektowany jest ze spoinami o normalnej grubości, wówczas wytrzymałość na ściskanie zaprawy zwykłej f_m podstawiana do wzoru [4.2] nie powinna być większa niż 20 N/mm^2 i mniejsza od $2f_b$. W przypadku stosowania zaprawy lekkiej wytrzymałość zaprawy nie powinna przekraczać 10 N/mm^2 . W murach ze spoinami cienkimi wytrzymałość zaprawy na ściskanie również nie powinna być większa od 10 N/mm^2 .

Jeżeli w murze występuje spoina podłużna równoległa do płaszczyzny konstrukcji wówczas wytrzymałość f_k obliczoną ze wzorów od [4.2] do [4.4] należy pomnożyć przez współczynnik $\eta = 0,8$.

Gdy obciążenie działa równoległe do kierunku spoin wspornych, wówczas zgodnie z normą PN-EN 1996-1-1 [N1] wytrzymałość charakterystyczną na ściskanie można określać według wzorów od [4.2] do [4.4], stosując znormalizowaną wytrzymałość na ściskanie elementów murowych f_b , określoną na podstawie badań, w których kierunek działania obciążenia przekazywanego na elementy próbne jest taki sam, jak kierunek działania na mur sił ściskających.

Wytrzymałość charakterystyczną na ściskanie muru ze spoinami pasmowymi (rys. 4.1), czyli takiego, w którym elementy murowe układane są na co najmniej dwóch pasmach zaprawy murarskiej równoległych do lica ściany, przy czym pasma skrajne zaprawy znajdują się przy licu ściany, można określać ze wzorów służących do obliczania wytrzymałości muru na ściskanie ze spoinami innymi niż pasmowe. Przyjmuje się wtedy znormalizowaną średnią wytrzymałość na ściskanie elementów murowych f_b , tak jak dla spoin zwykłych (nie określaną według badań elementów murowych układanych na spoinach pasmowych zgodnie z normą [N4]), pod warunkiem, że szerokość każdego pasma zaprawy jest nie mniejsza niż 30 mm, grubość muru jest równa szerokości lub długości elementu murowego, czyli nie występują spoiny równoległe do płaszczyzny lcowej ściany na całej długości ściany lub jej rozpatrywanej części. Stosunek sumarycznej szerokości wszystkich pasm zaprawy g do grubości ściany t nie może być mniejszy niż 0,4, a wartość współczynnika K przyjmuje się jak dla murów ze spoinami zwykłymi, gdy $g/t = 1,0$, oraz $0,5K$, gdy $g/t = 0,4$, przy czym wartości pośrednie można uzyskać stosując liniową interpolację.

Wartość charakterystyczną wytrzymałości na ściskanie muru ze spoinami pasmowymi można również wyznaczać bezpośrednio ze wzorów zawartych w normie, stosując wprost podane wartości stałej K , pod warunkiem, że za znormalizowaną średnią wytrzymałość na ściskanie elementów murowych f_b przyjmuje się wartość określoną na podstawie badań według normy PN-EN 772-1 [N4], ale przeprowadzonych tak jak dla muru ze spoinami pasmowymi (rys. 4.1)..



Rys. 4.1.

Mur ze spoinami pasmowymi: a) przekrój poziomy, b) przekrój pionowy, 1 – element murowy, 2 – spoina pasmowa, 3 – pionowa spoina czołowa

Wartości obliczeniowe wytrzymałości muru f_{id} (w przypadku wytrzymałości na ściskanie indeks i nie występuje; dla wytrzymałości na ścinanie $i = v$; dla wytrzymałości na ścinanie w kierunku prostopadłym do spoin wspornych $i = vv$; dla wytrzymałości na zginanie $i = x$; dla przyczepności zbrojenia do zaprawy lub betonu $i = bo$) uzyskuje się przez podzielenie wartości charakterystycznej f_{ik} przez odpowiedni współczynnik bezpieczeństwa według wzoru [4.5]

$$f_{id} = \frac{f_{ik}}{\gamma_M}$$

Dodatkowo, gdy pole przekroju poprzecznego jest mniejsze niż 0,30 m² wytrzymałość obliczeniową na ściskanie f_{id} należy podzielić przez współczynnik η_A podany w tablicy 4.4.

Wartości częściowego współczynnika bezpieczeństwa dla muru γ_M przyjmować należy według tablicy 4.1 znajdującej się w Załączniku krajowym do normy PN-EN 1996-1-1 [N1]

Tablica 4.1

Wartości współczynnika γ_M według Załącznika krajowego do PN-EN 1996-1-1 [N1]

Materiał			γ_M	
			Klasa wykonania robót	
			A	B
A	Mury wykonane z elementów murowych kategorii I i zaprawy projektowanej ^a	Ściany grubości $t > 150$ mm ^f	1,7	2,0
B	Mury wykonane z elementów murowych kategorii I i zaprawy przepisanej ^b		2,0	2,2
C	Mury wykonane z elementów murowych kategorii II i dowolnej zaprawy ^{a, b, e}		2,2	2,5
D	Zakotwienie prętów stali zbrojeniowej		2,0	2,2
E	Stal zbrojeniowa i sprężająca		1,15	
F	Wyroby dodatkowe ^{c, d} zgodnie z PN-EN 845-1 [N5] i PN-EN 845-3 [N7]		2,0	2,2
G	Nadproża			
	prefabrykowane zgodnie z PN-EN 845-2 [N6]		1,7	
	wykonane na budowie		2,5	

^a Wymagania dotyczące zaprawy projektowanej podano w PN-EN 998-2 [N8] i PN-EN 1996-2 [N2].

^b Wymagania dotyczące zaprawy przepisanej podano w PN-EN 998-2 [N8] i PN-EN 1996-2 [N2].

^c Wartość deklarowana jest wartością średnią.

^d Przyjmuje się, że współczynnik γ_M odnosi się również do warstw izolacji przeciwwilgociowej.

^e Gdy współczynnik zmienności dla kategorii II elementów murowych jest nie większy niż 25%.

^f Dla ścian grubości $150 \text{ mm} \geq t \geq 100 \text{ mm}$:

- wykonanych z elementów murowych kategorii I i zaprawy projektowanej, pod nadzorem odpowiadającym klasie A wykonania robót – $\gamma_M = 2,5$;
- w pozostałych przypadkach – $\gamma_M = 2,7$.

Dla wyjątkowych sytuacji obliczeniowych, niezależnie od kategorii elementów murowych i klasy wykonania robót murarskich, można przyjąć:

- dla muru – $\gamma_M = 1,3$;
- dla zakotwienia stali zbrojeniowej – $\gamma_M = 1,15$;
- dla stali zbrojeniowej – $\gamma_M = 1,0$.

Zgodnie z normą PN-EN 1996-1-1 [N1] wyróżnia się dwie klasy wykonania robót murarskich:

- klasę A, gdy roboty murarskie wykonuje należycie wyszkolony zespół pod nadzorem mistrza murarskiego, stosuje się zaprawy produkowane fabrycznie, a jeżeli zaprawy wytwarza się na placu budowy, to kontroluje się dozowanie składników, a także wytrzymałość zaprawy, a jakość robót kontroluje inspektor nadzoru inwestorskiego;
- klasę B, gdy warunki określające klasę A nie są spełnione; w tym przypadku nadzór nad jakością robót może wykonywać osoba odpowiednio wykwalifikowana, upoważniona przez wykonawcę.

Decyzję o przyjęciu klasy wykonania robót murarskich podejmuje projektant konstrukcji.

Ze względu na wymagania dotyczące poziomu kontroli produkcji elementy murowe dzieli się na dwie kategorie – kategorię I i kategorię II. Definicję kategorii elementów murowych z autoklawizowanego betonu komórkowego zawiera norma PN-EN 771-4 [N3]. Elementy murowe kategorii I to elementy o wytrzymałości na ściskanie deklarowanej przez producenta z prawdopodobieństwem wystąpienia wartości niższej nie większym niż 5% w odniesieniu do wytrzymałości średniej lub charakterystycznej. Do kategorii II zalicza się elementy murowe, co których nie stosuje się wymagań dotyczących poziomu ufności wytrzymałości na ściskanie, jak dla elementów murowych kategorii I.

Deklaracja producenta dotycząca zakwalifikowania elementów murowych do kategorii I lub kategorii II wymaga przyjęcia odpowiedniego systemu zgodności elementów murowych z wartościami zadeklarowanymi. Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 11 sierpnia 2004 roku [N13] wprowadza systemy oceny zgodności dla poszczególnych grup wyrobów budowlanych. Produkcja elementów murowych kategorii I wymaga stosowania systemu zgodności 2+, co oznacza, że producent musi mieć system zakładowej kontroli produkcji (ZKP) oraz przeprowadzić wstępne badania typu. Ponadto odpowiednia jednostka certyfikująca powinna prowadzić certyfikację ZKP na podstawie wstępnej kontroli zakładu produkcyjnego i systemu ZKP oraz powinna objąć stały nadzór nad systemem. Produkcja elementów murowych kategorii II wymaga systemu oceny zgodności 4, czyli nakłada na producenta wdrożenie systemu ZKP i wykonanie badań typu, bez udziału stronu trzeciej. Wię-

cej na temat właściwości elementów murowych z ABK można znaleźć w pracy [2]. Charakterystykę krajowych norm dotyczących ABK zamieszczono w pracy [3].

Zaprawy murarskie ze względu na sposób ustalania ich składu dzieli się na zaprawy przepisane i zaprawy projektowane. Zaprawa murarska przepisana, czyli inaczej zaprawa murarska według przepisu, to zaprawa wykonana według wcześniej określonej receptury, której właściwości wynikają z ustalonych proporcji składników. Proporcje składników najczęściej ustala się objętościowo. Zaprawa murarska projektowana, czyli inaczej zaprawa murarska według projektu, to zaprawa, której skład i metoda wytwarzania zostały wskazane przez producenta w celu osiągnięcia wymaganych właściwości. Zaprawy murarskie zwykłe mogą być zaprawami projektowanymi lub przepisnymi zgodnie z normą PN-EN 998-2 [N8], natomiast zaprawy do cienkich spoin i zaprawy lekkie powinny być zaprawami projektowanymi.

Współczynnik η_A we wzorze (4.5), który dotyczy tylko wytrzymałości na ściskanie, przyjmuje wartość z zakresu od 1,0 do 2,0, która zależy od pola przekroju elementu konstrukcji murowej, gdy pole to jest mniejsze od 0,30 m². Wartości współczynnika η_A zestawiono w tabelicy 4.2, przy czym dla pośrednich wartości pola przekroju poprzecznego muru współczynnik η_A można interpolować liniowo.

Na rysunku 4.2 przedstawiono wytrzymałości muru wykonanego z elementów murowych z ABK oraz zaprawy zwykłej w zależności od średniej znormalizowanej wytrzymałości na ściskanie elementów murowych f_b i średniej wytrzymałości na ściskanie zaprawy murarskiej f_m równej 1,0 i 2,5 N/mm², 5,0 N/mm² w przypadku, gdy $2,5 \text{ N/mm}^2 \leq f_b \leq 5,0 \text{ N/mm}^2$ oraz 10,0 N/mm² przy $f_b = 5,0 \text{ N/mm}^2$. Na wykresach przedstawiono wytrzymałość charakterystyczną muru na ściskanie f_k oraz wytrzymałości obliczeniowe f_d wyznaczone dla częściowych współczynników bezpieczeństwa γ_M równych 1,7, 2,0 i 2,2 przewidzianych dla konstrukcji murowych wykonanych z elementów murowych kategorii I na zaprawie przepisanej lub projektowanej.

Wykresy na rysunku 4.3 przedstawiają wytrzymałość muru wykonanego na zaprawie lekkiej o wytrzymałości $f_m = 1,0, 2,5 \text{ i } 5,0 \text{ N/mm}^2$ z ABK o znormalizowanej wytrzymałości na ściskanie z przedziału $2,0 \text{ N/mm}^2 \leq f_b \leq 5,0 \text{ N/mm}^2$. Wytrzymałość obliczeniową w tym przypadku wyznaczono przyjmując współczynniki częściowe $\gamma_M = 1,7 \text{ i } 2,0$ jak dla konstrukcji murowych wykonanych z elementów murowych kategorii I przy użyciu zaprawy projektowanej.

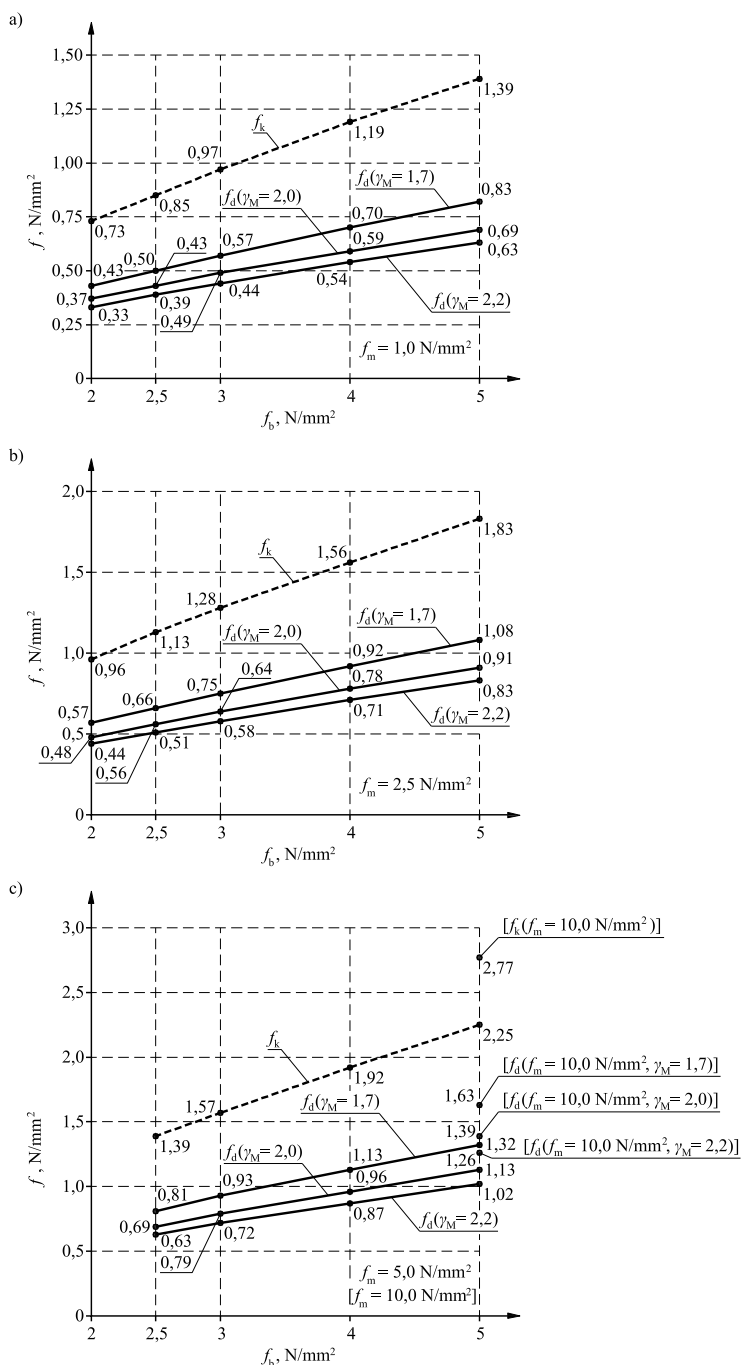
Podobnie na rysunku 4.4 pokazano wytrzymałości charakterystyczne i obliczeniowe muru z elementami murowymi z betonu komórkowego z cienkimi spoinami.



Tabela 4.2

Wartości współczynnika η_A według Załącznika krajowego do PN-EN 1996-1-1 [N1]

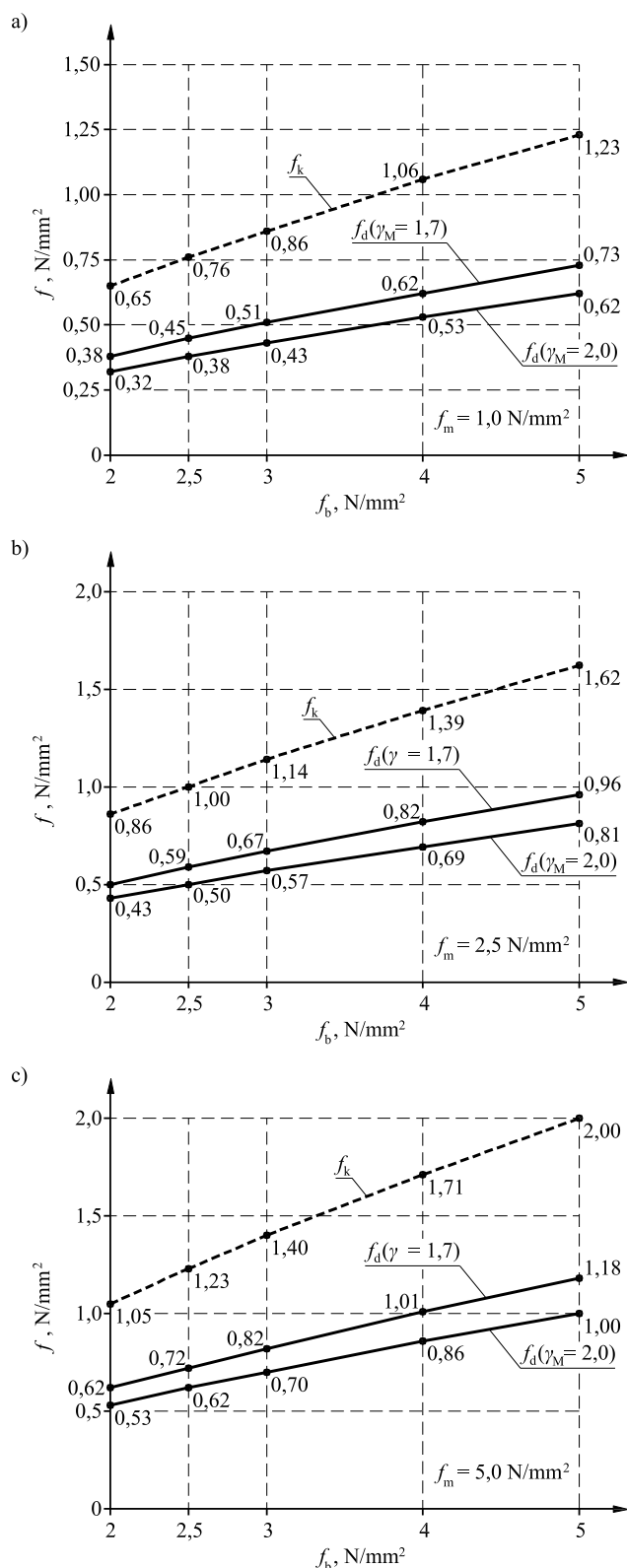
Pole przekroju poprzecznego muru, m ²	0,04 – 0,09	0,12	0,20	≥ 0,3
η_A	2,00	1,43	1,25	1,00



Rys. 4.2.

Wytrzymałość charakterystyczna i obliczeniowa muru z elementów murowych z ABK wykonanego na zaprawie zwykłej o średniej wytrzymałości na ściskanie f_m równej:

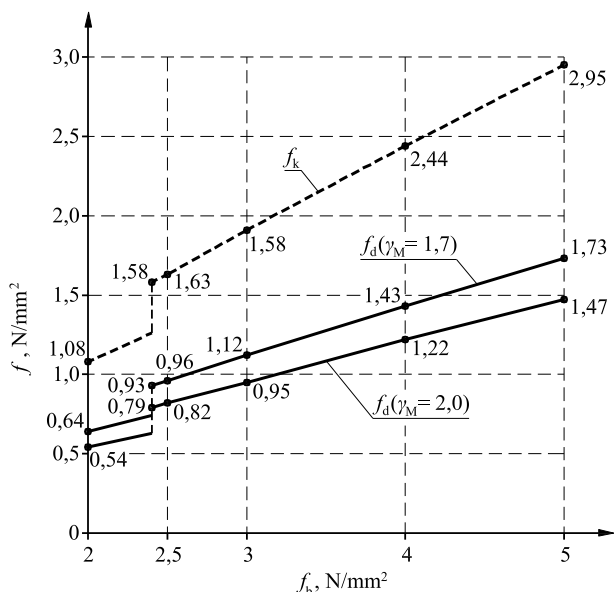
- a) 1,0 N/mm²,
- b) 2,5 N/mm²,
- c) 5,0 N/mm² oraz 10,0 N/mm² w przypadku elementów murowych o wytrzymałości $f_b = 5,0$ N/mm²



Rys. 4.3.

Wytrzymałość charakterystyczna i obliczeniowa muru z elementów murowych z ABK wykonanego na zaprawie lekkiej o średniej wytrzymałości na ściskanie f_m równej:

- a) 1,0 N/mm²,
- b) 2,5 N/mm²,
- c) 5,0 N/mm²



Rys. 4.4. Wytrzymałość charakterystyczna i obliczeniowa muru z elementów murowych z ABK wykonanego na zaprawie do cienkich spoin.

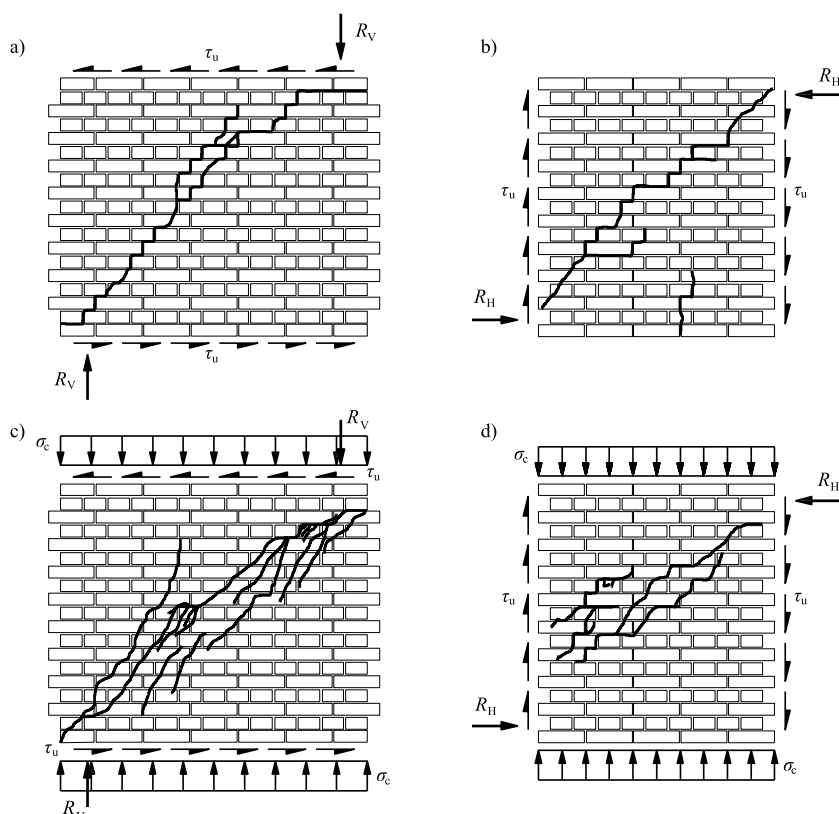
4.2. Wytrzymałość na ścinanie

W Załączniku krajowym do normy PN-EN 1996-1-1 [N1] wyróżnia się wytrzymałość charakterystyczną na ścinanie w kierunku równoległym do spoin

spornych f_{vk} oraz w kierunku prostopadłym do spoin wspornych f_{vfk} . Należy zatem przyjąć, że w odniesieniu do muru poddanego ścinaniu można mieć do czynienia z sytuacją, w której siła poprzeczna wywołująca ścinanie muru będzie skierowana równolegle do płaszczyzny spoin wspornych lub z sytuacją, w której obciążenie ścinające będzie oddziaływało prostopadle do spoin wspornych. Należy zwrócić uwagę na to, że we wspomnianej normie poza polskim Załącznikiem krajowym wytrzymałość f_{vfk} nie występuje.

W przypadku muru poddanego ścinaniu, w zależności od wartości naprężenia ściskającego σ_c , normalnego do płaszczyzny spoin wspornych, które zwykle towarzyszy występującym w tej płaszczyźnie naprężeniom stycznym, choćby z uwagi na ciężar własny muru, uzyskuje się różny mechanizm zniszczenia. Jeżeli wartość naprężenia ściskającego σ_c jest niewielka, wtedy należy się spodziewać zniszczenia polegającego na poślizgu warstw muru w płaszczyźnie spoin wspornych, związanego z zerwaniem przyczepności z uwagi na ścinanie między zaprawą murarską i elementami murowymi (rys. 4.5a i b).

Większe wartości naprężenia ściskającego σ_c towarzyszącego ścinaniu powodują zmianę sposobu zniszczenia muru ścinanego. Zarysowania przebiegają już nie tylko wzdłuż spoin muru, lecz również ukośnie przez elementy murowe, im większe jest normalne naprężenie ściskające, tym więcej rys przebiega przez elementy murowe (rys. 4.5c i d). Jeżeli stosunek naprężenia normalnego do płaszczyzny spoin wspornych σ_c do naprężenia stycznego τ_u jest duży, wówczas może nastąpić zniszczenie charakterystyczne dla muru ściskanego, to znaczy mogą się pojawić rysy pionowe biegnące przez elementy murowe i zaprawę.



Rys. 4.5.

Sposoby zniszczenia muru poddanego:
a) ścinaniu w kierunku równoległym do spoin wspornych i
b) ścinaniu w kierunku prostopadłym do spoin wspornych bez udziału zewnętrznych naprężeń ściskających σ_c ,
c) jednoczesnemu ściskaniu i ścinaniu w kierunku równoległym do spoin wspornych,
d) równoczesnemu ściskaniu i ścinaniu w kierunku prostopadłym do spoin wspornych.

Zależność między wartością maksymalnego naprężenia stycznego τ_u i normalnego ściskającego σ_c opisuje się zwykle za pomocą kryterium Coulomba-Mohra w postaci linii prostej o równaniu

$$\tau_u = c_{jx} + \operatorname{tg} \alpha \sigma_c, \quad (4.6)$$

gdzie c_{jx} oznacza kohezję w spoinach wspornych, a α to kąt tarcia wewnętrzznego.

Zgodnie z zapisem normy PN-EN 1996-1-1 [N1] wytrzymałość charakterystyczną muru na ścinanie f_{vk} należy określać na podstawie wyników badań. Wyniki takie mogą być rezultatem badań przeprowadzonych dla danego przedsięwzięcia lub mogą być przyjmowane z odpowiedniej bazy danych.

Jako wytrzymałość charakterystyczną na ścinanie w kierunku równoległym do spoin wspornych muru niezbrojonego ze spoinami pionowymi, które zgodnie z wymaganiami konstrukcyjnymi można uznać za wypełnione, należy przyjmować mniejszą z następujących wytrzymałości:

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4\sigma_d, \quad (4.7)$$

lub

$$f_{vk} = 0,065f_b \geq f_{vk0}, \quad (4.8)$$

gdzie σ_d to średnia wartość obliczeniowego normalnego naprężenia ściskającego skierowanego prostopadle do kierunku ścinania, wyznaczona dla odpowiedniej kombinacji obciążeń, f_{vk0} jest wytrzymałością charakterystyczną na ścinanie w kierunku równoległym do spoin wspornych, przy naprężeniu $\sigma_d = 0$, natomiast f_b to średnia znormalizowana wytrzymałość na ściskanie elementów murowych określona przy ściskaniu w kierunku prostopadłym do płaszczyzny spoin wspornych muru.

Wartości f_{vk0} podane są w odpowiedniej tablicy w normie [N1]. W przypadku muru wykonanego z elementów murowych z ABK na zaprawie zwykłej o wytrzymałości na ściskanie równej 2,5, 5,0 lub 10,0 N/mm² $f_{vk0} = 0,15$ N/mm², gdy stosuje się zaprawę lekką $f_{vk0} = 0,10$ N/mm², natomiast dla muru ze spoinami cienkimi wytrzymałość ta wynosi 0,25 N/mm². W przypadku zaprawy zwykłej musi to być zaprawa murarska spełniająca wymagania normy PN-EN 1996-2 [N2] i nie może zawierać domieszek i dodatków.

Wzór (4.7) jest warunkiem granicznym Coulomba-Mohra opisanego ogólniejszą zależnością (4.6) ze współczynnikiem tarcia $\operatorname{tg} \alpha = 0,4$, natomiast warunek ograniczający wytrzymałość charakterystyczną do $0,065f_b$ wynika z możliwości wystąpienia naprężenia głównego przekraczającego wytrzymałość na rozciąganie elementów murowych.

Zgodnie z Załącznikiem krajowym do normy [N1] w przypadku muru bez zbrojenia z niewypełnionymi spoinami pionowymi wytrzymałość charakterystyczną muru na ścinanie f_{vk} należy przyjmować jako wartość mniejszą obliczoną ze wzorów

$$f_{vk} = 0,5f_{vk0} + 0,4\sigma_d, \quad (4.9)$$

lub

$$f_{vk} = 0,045f_b \geq f_{vk0}. \quad (4.10)$$

Wykresy na rysunku 4.6 przedstawiają charakterystyczną wytrzymałość na ścinanie w kierunku równoległym do spoin wspornych muru z wypełnionymi spoinami pionowymi wykonanego z elementów murowych z ABK i zaprawy zwykłej, lekkiej i do cienkich spoin. Pokazano wartości f_{vk} w zależności od średniej znormalizowanej wytrzymałości na ściskanie elementów murowych f_b równej 2,0, 2,5, 3,0, 4,0 i 5,0 N/mm² oraz wartości obliczeniowej normalnego naprężenia ściskającego z zakresu $0 \leq \sigma_d \leq 1,0$ N/mm².

Na rysunku 4.7 pokazano wytrzymałość charakterystyczną f_{vk} w przypadku muru z ABK oraz cienkimi spoinami wspornymi.

Wytrzymałości obliczeniowe f_{vd} oblicza się wykorzystując wzór (4.5). Przy założeniu, że elementy murowe z ABK są kategorii I, wówczas współczynnik częściowy dla muru γ_M w zależności od klasy wykonania robót murarskich i rodzaju zaprawy przyjmuje wartości 1,7, 2,0 lub 2,2, gdy do wykonania muru użyta zostanie zaprawa zwykła oraz 1,7 lub 2,0 dla muru z cienkimi spoinami bądź na zaprawie lekkiej.

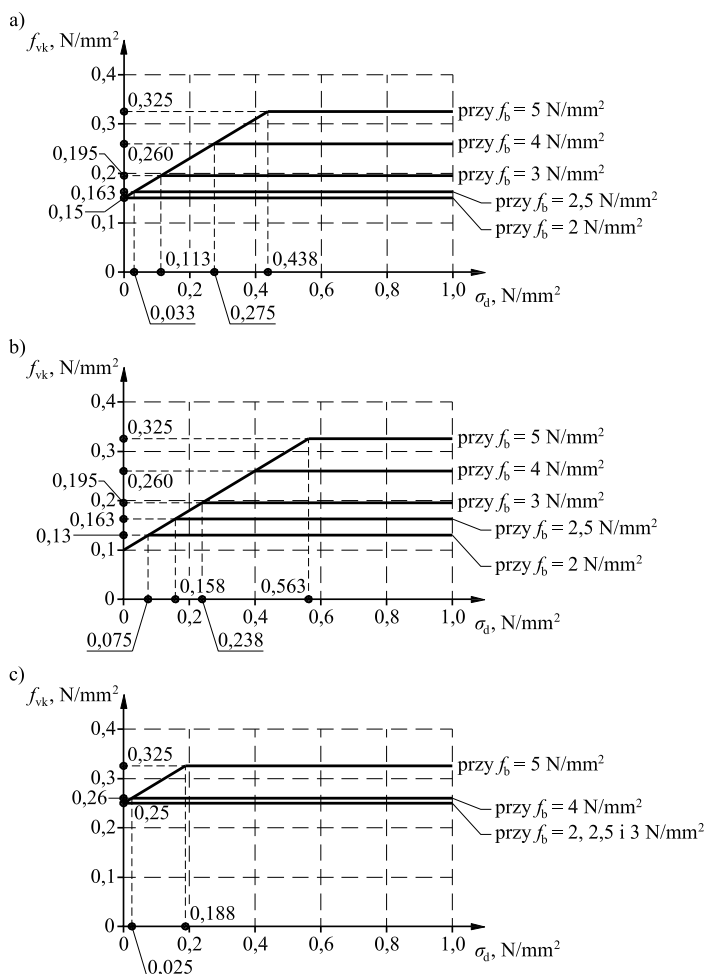
Wytrzymałość na ścinanie f_{vk} muru zawierającego warstwę izolacji przeciwwilgociowej należy wyznaczać doświadczalnie z uwzględnieniem jednoczesnego działania obciążenia wywołującego naprężenie ściskające normalne do płaszczyzny spoin wspornych według normy PN-EN 1052-4 [N10].

Jeżeli konstrukcja murowa może być poddana oddziaływaniom sejsmicznym lub parasejsmicznym, na przykład wstrząsom, które są skutkiem eksploatacji górniczej, lub drganiom dynamicznym, wynikającym na przykład z intensywnego ruchu pojazdów, to należy przyjąć, że wytrzymałość charakterystyczna na ścinanie w kierunku równoległym do spoin wspornych jest równa $0,7f_{vk}$ wartości wyznaczonej ze wzorów (4.7) i (4.8) lub (4.9) i (4.10).

W przypadku muru o grubości t ze spoinami pasmowymi, w którym elementy murowe są układane na dwóch lub więcej pasmach zaprawy zwykłej o szerokości nie mniejszej niż 30 mm każde, a sumaryczna szerokość tych pasm jest równa g (rys. 4.1), wytrzymałość na ścinanie w kierunku równoległym do spoin wspornych można obliczać ze wzoru

$$f_{vk} = \frac{g}{t} f_{vk0} + 0,4\sigma_d, \quad (4.11)$$

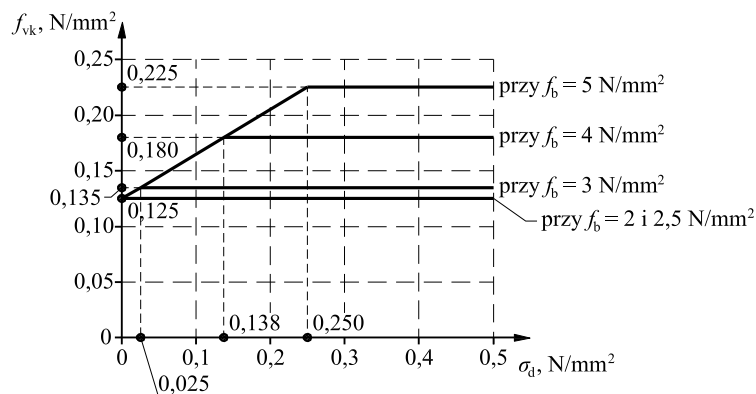
lecz należy przyjmować f_{vk} nie większe niż obliczone ze wzorów (4.9) i (4.10).



Rys. 4.6.

Charakterystyczna wytrzymałość muru na ścinanie w kierunku równoległym do spoin wspornych z wypełnionymi spoinami pionowymi wykonanego z elementów murowych z ABK oraz zaprawy:

a) zwykłej o wytrzymałości $f_m = 2,5, 5,0$ lub $10,0 \text{ N/mm}^2$,
 b) lekkiej,
 c) do cienkich spoin



Rys. 4.7.

Charakterystyczna wytrzymałość na ścinanie w kierunku równoległym do spoin wspornych muru ze spoinami cienkimi i z niewypełnionymi spoinami pionowymi wykonanego z elementów murowych z ABK

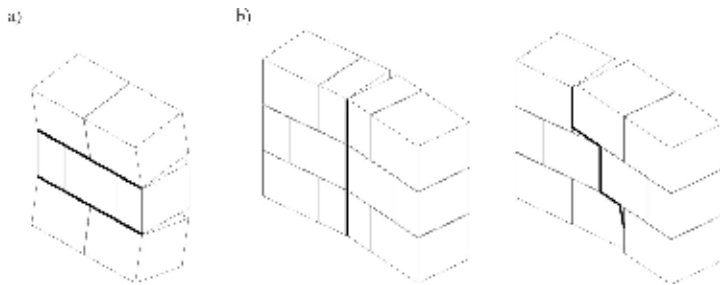
Zgodnie z Załącznikiem krajowym do normy PN-EN 1996-1-1 [N1] wytrzymałość charakterystyczna muru ścianego w kierunku prostym do spoin wspornych wykonanego z elementów murowych z ABK wynosi 10% charakterystycznej wytrzymałości takiego muru na ściskanie, czyli $f_{vk} = 0,1 f_k$.

Charakterystyczną wytrzymałość na ścinanie w płaszczyźnie pionowej połączenia ścian murowanych można zgodnie z PN-EN 1996-1-1 [N1] wyznaczać na podstawie badań przeprowadzonych dla określonego przypadku lub korzystając z odpowiedniej bazy danych. Jeżeli nie ma takich danych, wytrzymałość taką można przyjmować równą charakterystycznej początkowej wytrzymałości na ścinanie w kierunku równoległym do spoin wspornych f_{vk0} przy zerowej wartości naprężenia ściskającego normalnego do spoin wspornych, pod warunkiem, że ściany te były wznoszone jednocześnie i połączenie między ścianami spełnia wymagania konstrukcyjne, które dotyczą odpowiedniego łączenia ścian.

4.3.

Wytrzymałość na zginanie

Wytrzymałość muru na zginanie zgodnie z normą PN-EN 1996-1-1 [N1] określa się w zależności od orientacji płaszczyzny, w której działa moment zginający i w związku z tym wyróżnia się dwa przypadki. Pierwszy, w którym do zniszczenia muru dochodzi w płaszczyźnie równoległej do spoin wspornych, a taką wytrzymałość muru na zginanie oznacza się przez f_{x1} (rys. 4.8a). W drugim przypadku do wyczerpania nośności dochodzi w płaszczyźnie prostopadłej do spoin wspornych, wówczas wytrzymałość na zginanie oznacza się przez f_{x2} (rys. 4.8b).



Rys. 4.8.

Sposób zniszczenia muru zginanego obciążonego prostopadłe do jego powierzchni, gdy do wyczerpania nośności dochodzi w płaszczyźnie:

- a) równoległej,
b) prostopadłej do spoin wspornych (przez elementy murowe lub przez spoiny)

W normie [N1] nie podano wartości charakterystycznej wytrzymałości muru na rozciąganie osiowe i sposobu wyznaczania tego parametru. W przypadku rozciągania osiowego w kierunku prostopadłym do spoin wspornych sytuacja jest stosunkowo prosta, gdyż wytrzymałość muru będzie zależała od przyczepności między zaprawą i elementami murowymi.

Wytrzymałość charakterystyczną muru na zginanie f_{xk1} i f_{xk2} , zgodnie z normą PN-EN 1996-1-1 [N1], należy określać na podstawie wyników badań elementów próbných. Wyniki takie można uzyskać z badań przeprowadzonych dla określonego przedsięwzięcia lub odpowiedniej bazy danych.

Zgodnie z Załącznikiem krajowym wytrzymałość na zginanie muru wykonanego z elementów murowych z ABK przy zniszczeniu w płaszczyźnie równoległej do spoin wspornych f_{xk1} przyjmuje się:

- dla muru wykonanego na zaprawie zwykłej,
 - $f_{xk1} = 0,05 \text{ N/mm}^2$, gdy $f_m < 5 \text{ N/mm}^2$,
 - $f_{xk1} = 0,10 \text{ N/mm}^2$, gdy $f_m \geq 5 \text{ N/mm}^2$,
 - dla muru wykonanego na zaprawie lekkiej $f_{xk1} = 0,10 \text{ N/mm}^2$,
 - dla muru z cienkimi spoinami $f_{xk1} = 0,035f_b$.
- Wytrzymałość na zginanie muru z betonu komórkowego przy zniszczeniu w płaszczyźnie prostopadłej do spoin wspornych f_{xk2} należy przyjmować:
- dla muru wykonanego na zaprawie zwykłej,
 - $f_{xk2} = 0,20 \text{ N/mm}^2$, gdy $f_m < 5 \text{ N/mm}^2$,
 - $f_{xk2} = 0,40 \text{ N/mm}^2$, gdy $f_m \geq 5 \text{ N/mm}^2$,
 - dla muru wykonanego na zaprawie lekkiej $f_{xk2} = 0,15 \text{ N/mm}^2$,
 - dla muru z cienkimi spoinami,
 - $f_{xk2} = 0,035f_b$, gdy spoiny pionowe są wypełnione,
 - $f_{xk2} = 0,025f_b$, gdy spoiny pionowe są niewypełnione.

Zaprawa lekka i zaprawa do cienkich spoin powinna być klasy M5 lub wyższej. Ponadto w normie PN-EN 1996-1-1 [N1] poza Załącznikiem krajowym znajduje

się zapis, który mówi, że wytrzymałość f_{xk2} nie może być większa niż wytrzymałość na zginanie elementów murowych. Zalecenie to jednak wydaje się być nieoprawne. Ponieważ moment zginający przenoszony jest w rzeczywistości przez co drugą warstwę muru, to pomijając wytrzymałość na zginanie spoin czołowych wytrzymałość muru na zginanie f_{xk2} , gdy do zniszczenia dochodzi w płaszczyźnie prostopadłej do spoin wspornych powinna być nie większa niż połowa wytrzymałości na zginanie elementów murowych.

Wytrzymałości obliczeniowe f_{xd1} i f_{xd2} oblicza się według wzoru (4.5), przyjmując odpowiednie wartości współczynników γ_M i γ_{Rd} , w zależności od rodzaju zaprawy, klasy wykonania robót murarskich i pola powierzchni przekroju muru.

W normie PN-EN 1996-1-1 [N1] wprowadza się pojęcie obliczeniowej, zastępczej wytrzymałości na zginanie $f_{xd1,app}$ i $f_{xd2,app}$. Wytrzymałość zastępcza $f_{xd1,app}$ pozwala na uwzględnienie pozytywnego wpływu normalnego naprężenia ściskającego prostopadłego do płaszczyzny spoin wspornych na wytrzymałość muru na zginanie, gdy do wyczerpania nośności dochodzi w płaszczyźnie równoległej do spoin wspornych. Wytrzymałość $f_{xd1,app}$ można obliczyć ze wzoru

$$f_{xd1,app} = f_{xd1} + \sigma_d, \quad (4.12)$$

w którym f_{xd1} jest obliczeniową wytrzymałością muru na zginanie, natomiast σ_d to naprężenie ściskające wywołane obciążeniem obliczeniowym, występującym na górnej powierzchni ściany przy czym naprężenie σ_d przyjmowane do wyznaczenia wytrzymałości $f_{xd1,app}$ nie może być większe od naprężenia występującego w obliczanej ścianie ściskanej siłą równą $0,15N_{Rd}$, gdzie N_{Rd} jest obliczeniową nośnością z uwagi na mimośrodowe ściskanie w przekroju położonym w środku wysokości tej ściany.

Wytrzymałość zastępcza $f_{xd2,app}$ dotyczy ścian murowanych ze zbrojeniem umieszczanym w spoinach wspornych, które zwiększa nośność ściany na obciążenia działające prostopadłe do jej powierzchni. Wytrzymałość $f_{xd2,app}$ wyznacza się porównując obliczeniową nośność na zginanie muru zbrojonego z nośnością muru niezbrojonego o wytrzymałości na zginanie równej właśnie $f_{xd1,app}$ i o tej samej grubości t

$$f_{xd2,app} = \frac{6A_s f_{yd} z}{t^2}, \quad (4.13)$$

gdzie A_s jest sumarycznym polem powierzchni prefabrykowanego zbrojenia rozciąganego w spoinach wspornych na jeden metr wysokości ściany, f_{yd} to obliczeniowa granica plastyczności stali zbrojeniowej, a z jest ramieniem sił wewnętrznych obliczanym ze wzoru

$$z = d \left(1 - 0,5 \frac{A_s f_{yd}}{b d f_d} \right) \leq 0,95d, \quad (4.14)$$

przy czym d jest użyteczną wysokością przekroju, b to szerokość przekroju w tym przypadku równa 1 m,

natomiast f_d to obliczeniowa wytrzymałość muru na ściskanie w kierunku równoległym do spoin wspornych.

4.4.

Przyczepność zbrojenia do zaprawy

Przyczepność charakterystyczną zbrojenia f_{bok} układanego w zaprawie lub betonie należy zgodnie z normą PN-EN 1996-1-1 [N1] określać na podstawie wyników badań, które mogą pochodzić z badań wykonanych dla danego przedsięwzięcia lub z odpowiedniej bazy danych.

Przyczepność f_{bok} zbrojenia znajdującego się w zaprawie można przyjmować w zależności od klasy zaprawy i rodzaju stali według tablicy 4.3.

4.5.

Właściwości odkształceniowe

4.5.1.

Zależność naprężenie-odkształcenie

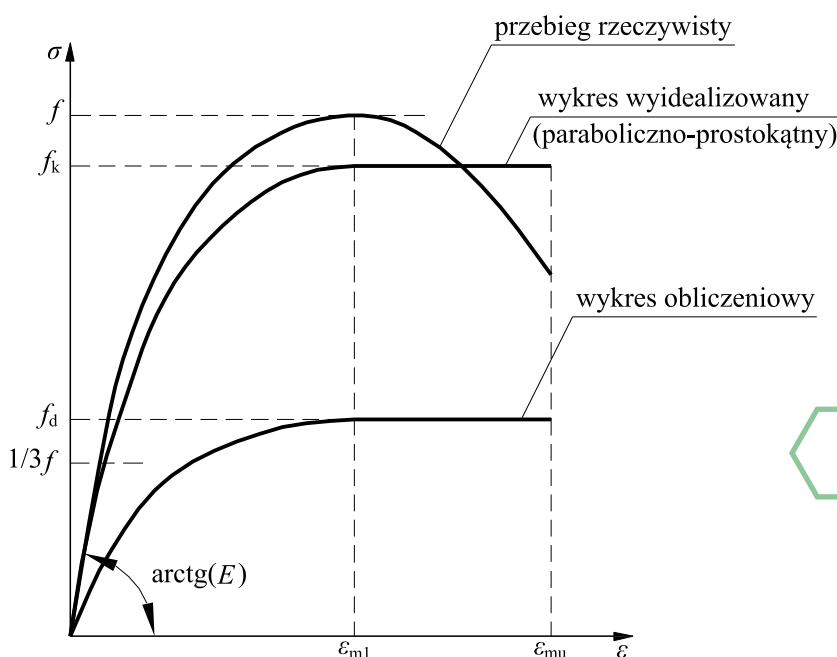
Zależność naprężenie-odkształcenie (σ - ϵ) muru jest nieliniowa. W obliczeniach konstrukcji murowych, zgodnie z ustaleniami normy PN-EN 1996-1-1 [N1], zależność σ - ϵ można przyjmować jako wyidealizowaną dla naprężenia i odpowiadającego mu odkształcenia muru zarówno w sytuacji, gdy naprężenie maksymalne jest równe wartości charakterystycznej, jak i w przypadku obliczeniowej wytrzymałości na ściskanie według rysunku 4.9. W normie [N1] nie podano, jaka jest zależność σ - ϵ w przypadku muru rozciąganego.

Klasa zaprawy	M2-M4	M5-M9	M10-M14	M15-M19	M20
f_{bok} dla prętów ze stali węglowej, N/mm ²	0,5	0,7	1,2	1,4	1,4
f_{bok} dla prętów ze stali węglowej wysokiej ciągliwości i stali nierdzewnej, N/mm ²	0,5	1,0	1,5	2,0	3,4



Tablica 4.3

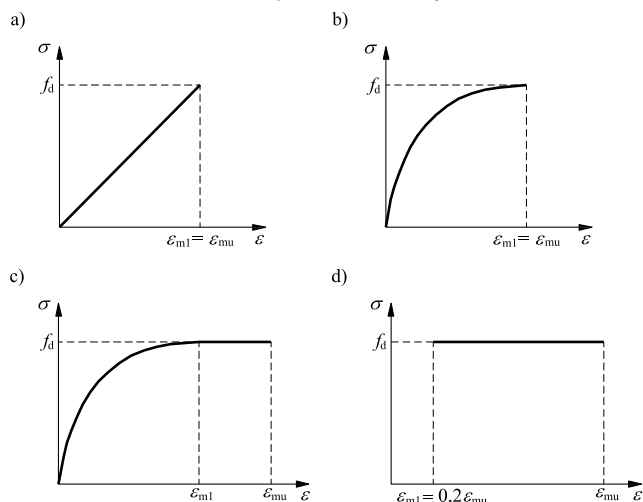
Charakterystyczna przyczepność zbrojenia w zaprawie wg PN-EN 1996-1-1 [N1]



Rys. 4.9.

Rzeczywista i wyidealizowana zależność naprężenie - odkształcenie dla muru według normy PN-EN 1996-1-1 [N1]

Wyidealizowane obliczeniowe zależności naprężenie-odkształcenie muru pokazano na rysunku 4.10. Zależność σ - ε może być liniowa, paraboliczna, paraboliczno-prostokątna lub prostokątna, przy czym f_d jest obliczeniową wytrzymałością muru na ściskanie w kierunku, w którym działa obciążenie.



Rys. 4.10.

Zależność naprężenie-odkształcenie dla muru dopuszczane przez normę [N1]:

- a) liniowa,
- b) paraboliczna,
- c) paraboliczno-prostokątna,
- d) prostokątna

Odkształcenie ε_{m1} odpowiada naprężeniu równemu wytrzymałości muru na ściskanie, natomiast odkształcenie ε_{mu} jest odkształceniem granicznym przy ściskaniu i zgodnie z normą należy przyjmować w przekrojach nie w pełni ściskanych równe 0,0035 w przypadku elementów murowych grupy 1, czyli również elementów z autoklawizowanego betonu komórkowego. W normie [N1] nie podano jednak wartości odkształcenia odpowiadającego naprężeniu równemu wytrzymałości muru na ściskanie ε_{m1} , co ma szczególne znaczenie, gdy korzysta się z paraboliczno-prostokątnej zależności σ - ε . W poprzednich polskich normach do projektowania konstrukcji murowych PN-B-03002:1999 [N11] i PN-B-03002:2007 [N12] zakładano, że mury wykonane z elementów murowych grupy 1 i 2 charakteryzują się paraboliczno-prostokątną zależnością σ - ε przy $\varepsilon_{mu} = 0,0035$ oraz $\varepsilon_{m1} = 0,0020$.

4.5.2. Moduł sprężystości

Doraźny, sieczny moduł sprężystości muru E , należy określać na podstawie badań przeprowadzanych zgodnie z wymaganiami normy PN-EN 1052-1 [N9]. Wyniki mogą pochodzić z badań przeprowadzonych dla danego przedsięwzięcia lub z bazy danych.

W wypadku braku wyników badań, doraźny, sieczny moduł sprężystości muru można przyjmować równy

$$E = K_E f_k, \quad (4.15)$$

w którym cechę sprężystości K_E muru wykonane go z elementów murowych z ABK można przyjmować równą 600, natomiast f_k to charakterystyczna wytrzymałość muru na ściskanie.

Wartość długotrwałą modułu sprężystości muru można przyjmować równą doraźnemu, siecznemu modułowi sprężystości zredukowanemu z uwagi na wpływ pełzania muru, wyznaczaną ze wzoru

$$E_{\text{longterm}} = \frac{E}{1 + \phi_{\infty}}, \quad (4.16)$$

gdzie ϕ_{∞} jest końcową wartością współczynnika pełzania muru (patrz p. 4.5.4).

4.5.3. Moduł ścinania

Zgodnie z wymaganiami normy PN-EN 1996-1-1 [N1] moduł ścinania G należy przyjmować równy 40% wartości modułu sprężystości E .

Moduł ścinania wskazuje na to, jakich odkształceń postaciowych reprezentowanych przez kąt odkształcenia postaciowego θ dozna konstrukcja pod wpływem naprężenia stycznego o wartości τ , czyli

$$G = \frac{\tau}{\theta}. \quad (4.17)$$

Wartość modułu ścinania można również obliczyć, znając moduł sprężystości materiału E i jego liczbę Poissona ν ze wzoru

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}. \quad (4.18)$$

Przyjmując liniową zależność σ - ε i liczbę Poissona równą 0,25, otrzymujemy moduł ścinania równy właśnie przyjętej w normie wartości

$$G = 0,4E. \quad (4.19)$$

Zależność taka będzie poprawna jedynie w liniowo-sprężystym zakresie pracy materiału. Należy pamiętać, że moduł ścinania jest dość wrażliwy na szybko postępujące, często niewidoczne, uszkodzenia struktury muru. Moduł G szybko maleje wraz ze wzrostem naprężenia stycznego, po czym dąży asymptotycznie do pewnej wartości stałej. Postępowanie się wartością modułu ścinania wyznaczoną ze wzoru (4.19) w przypadku silnie wyężonej konstrukcji murowej może prowadzić do niedoszacowania jej odkształceń.

4.5.4.

Pęzanie, rozszerzalność pod wpływem wilgoci lub skurcz i rozszerzalność pod wpływem temperatury

Według normy PN-EN 1996-1-1 [N1] współczynnik pęzania, rozszerzalność pod wpływem wilgoci lub skurcz oraz współczynnik liniowej odkształcalności termicznej należy określać na podstawie badań. Wyniki mogą pochodzić z badań przeprowadzonych dla danego przedsięwzięcia lub z odpowiedniej bazy danych. Obecnie nie ma europejskich norm dotyczących wyznaczania współczynnika pęzania muru, rozszerzalności pod wpływem wilgoci lub skurczu.

Zakresy wartości końcowego współczynnika pęzania ϕ_{∞} , długotrwałej rozszerzalności pod wpływem wilgoci lub granicznego skurczu i współczynnika liniowej odkształcalności termicznej α_t dla muru wykonanego z ABK podano w tablicy 4.

Literatura do rozdziału 4

Publikacje

- [1] Gajownik R., Sieczkowski J.: *Konstrukcje murowe z uwzględnieniem trwałości*. Kalendarz Budowlany 2010. WACETOB, Warszawa 2009, s. 155-166.
- [2] Zapotoczna-Sytek G., Balkovic S., *Autoklawizowany beton komórkowy. Technologia, właściwości, zastosowanie*. Wydawnictwo Naukowe PWN. Warszawa 2013.
- [3] Zapotoczna-Sytek G., Gajownik R.: *Polskie normy dotyczące autoklawizowanego betonu komórkowego oraz wyrobów z betonu komórkowego*. Materiały Budowlane nr 3/2015, s. 36-37

Normy, wytyczne, instrukcje

- [N1] PN-EN 1996-1-1+A1:2013-05/NA:20414-10 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 771-4:2012 *Wymagania dotyczące elementów murowych. Część 4: Elementy murowe z autoklawizowanego betonu komórkowego*.
- [N4] PN-EN 772-1:2011 *Metody badań elementów murowych. Część 1: Określanie wytrzymałości na ściskanie*.
- [N5] PN-EN 845-1:2013-11 *Specyfikacja wyrobów dodatkowych do murów. Część 1: Kotwy, listwy kotwiące, wieszaki i wsporniki*.
- [N6] PN-EN 845-2:2013-10 *Specyfikacja wyrobów dodatkowych do murów. Część 2: Nadproża*.
- [N7] PN-EN 845-3:2013-10 *Specyfikacja wyrobów dodatkowych do murów. Część 2: Stalowe zbrojenie do spoin wspornych*.
- [N8] PN-EN 998-2:2012 *Wymagania dotyczące zapraw do murów. Część 2: Zaprawa murarska*.
- [N9] PN-EN 1052-1:2000 *Metody badań murów. Część 1: Określenie wytrzymałości na ściskanie*.
- [N10] PN-EN 1052-4:2002 *Metody badań murów. Część 4: Określenie wytrzymałości na ścinanie muru z warstwą izolacji przeciwwodnej*.
- [N11] PN-B-03002:1999 *Konstrukcje murowe niezbrojone. Projektowanie i obliczanie*.
- [N12] PN-B-03002:2007 *Konstrukcje murowe. Projektowanie i obliczanie*.
- [N13] Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 11 sierpnia 2004 r. w sprawie sposobu deklarowania zgodności wyrobów budowlanych oraz sposobu znakowania ich znakiem budowlanym. Dz. U. Nr 198, poz. 2041.



Tablica 4

Wartości końcowego współczynnika pęzania, rozszerzalności pod wpływem wilgoci lub skurczu i współczynnika liniowej odkształcalności termicznej muru z elementów murowych z ABK według normy PN-EN 1996-1-1 [N1]

Końcowy współczynnik pęzania ϕ_{∞} ^a	Rozszerzalność pod wpływem wilgoci lub skurcz ^b , mm/m	Współczynnik liniowej odkształcalności termicznej α_t , 10^{-6} K
0,5 do 1,5	-0,4 do +0,2	7 do 9

^a Końcowy współczynnik pęzania $\phi_{\infty} = \varepsilon_{c\infty} / \varepsilon_{el}$, gdzie $\varepsilon_{c\infty}$ jest końcową wartością odkształceń wynikających z pęzania muru, a $\varepsilon_{el} = \sigma / E$.

^b Ujemna wartość rozszerzalności pod wpływem wilgoci lub skurczu oznacza skracanie, natomiast wartość dodatnia oznacza rozszerzanie.

5. Obliczenia wytrzymałościowo-statyczne

5.1. Ściany obciążone głównie pionowo

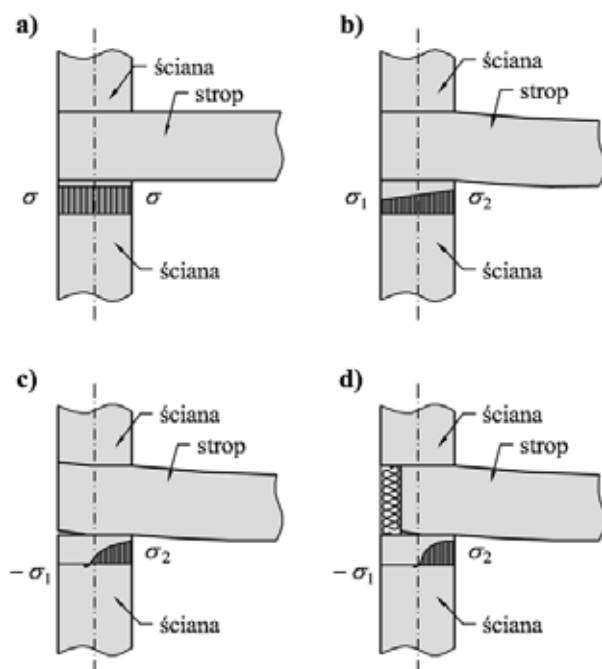
5.1.1. Podstawy teoretyczne

Ściany w budynkach są nasycone otworami okiennymi i drzwiowymi i dlatego zazwyczaj ściany obciążone głównie pionowo traktuje się jako smukłe elementy ściskane mimośrodowo. Schemat statyczny takich ścian zależy ściśle od warunków występujących w połączeniu ścian ze stropami. Przyjęty schemat wpływa na nośność ściany oraz na lokalizację przekroju, w którym nastąpi wyczerpanie nośności. Niezależnie od przyjętego schematu statycznego w analizach obliczeniowych zazwyczaj przyjmuje się, że połączenie ściana – strop nie przenosi sił rozciągających.

W przekroju pod stropem, przy oparciu stropu na całej grubości ściany, przy braku ugięć stropu i dokładnym wykonaniu konstrukcji mur powinien być ściskany równomiernie (rys. 5.1.1a). W rzeczywistości, na skutek obciążenia od stropów i ugięć stropów, obciążeń poziomych oraz niedokładności wykonania ściany, przypadek ściśle osiowego obciążenia muru nie występuje [8]. W zależności od wielkości ugięć stropu i wartości obciążeń strefa ściskana może obejmować całą wysokość przekroju muru (rys. 5.1.1b) lub tylko jego część (rys. 5.1.1c).

Ściskana zmniejsza się dodatkowo przez ograniczenie strefy oparcia stropu (docieplenie wieńca) – rys. 5.1.1d. Po zarysowaniu muru od strony zewnętrznej niewielki fragment ściany, zlokalizowany od strony rozciąganej przekroju, przejmuje małe naprężenia rozciągające [12].

W niższych rejonach ściany wpływ na wielkość strefy ściskanej ma dodatkowo ugięcie ściany pod obciążeniem i związane z tym powstanie dodatkowego mimośrodu od efektów drugiego rzędu. Zachowanie ściany pod obciążeniem zależy od wielkości obciążenia pionowego [6, 7, 8]. W ścianach nieznacznie obciążonych (budynki parterowe, górne kondygnacje budynków wielopiętrowych) może dojść do obrotu ściany na stropie wywołanego ugięciem stropu i w konsekwencji powstania poziomego zarysowania na styku-ściana strop. Połączenie ściana-strop pracuje wówczas jak połączenie przegubowe (rys. 5.1.2a). W ścianach dolnych kondygnacji budynków wielokondygnacyjnych, gdy na podporach stropów występuje zbrojenie zdolne przenieść moment podporowy, trudno jest mówić o przegubowym podparciu ściany. W takim wypadku zazwyczaj ściskany jest cały lub

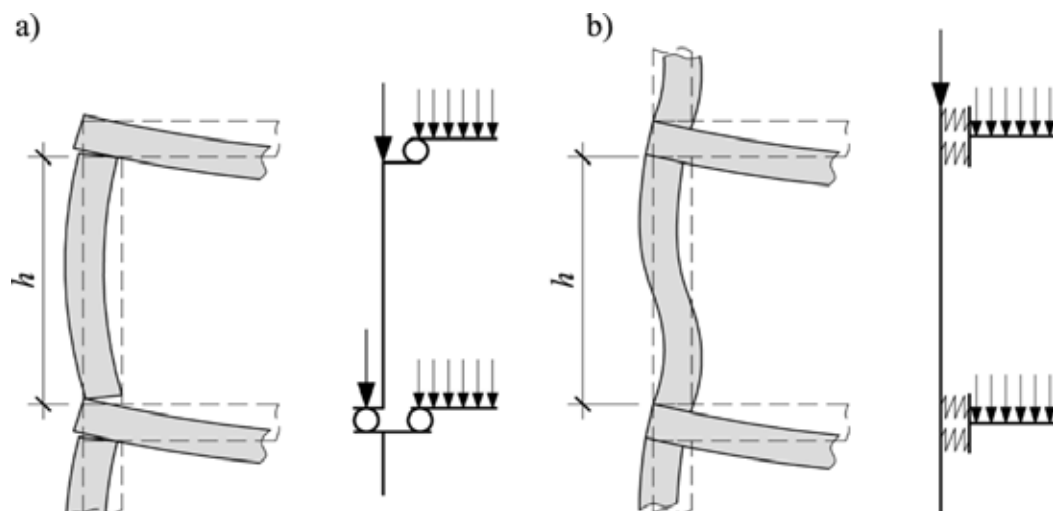


Rys. 5.1.1.

Strefa ściskana muru w okolicy oparcia stropu:
a) wyidealizowany przypadek obciążenia osiowego,
b) cały przekrój ściskany nierównomiernie,
c) rysa od strony zewnętrznej muru – część przekroju ściskana (niewielkie rozciąganie),
d) zmniejszenie strefy ściskanej na skutek docieplenia wieńca

prawie cały przekrój muru, a gdy stosuje się docieplenie wieńca od czoła strefa ściskana równa jest szerokości żelbetowego wieńca stropowego. W styku ścian z wieńcami stropów występuje współpraca w przenoszeniu momentów zginających i sił ściskających. Ściany pod obciążeniem zachowują się podobnie do pionowych elementów ramy (rys. 5.1.2b).

W wypadku, gdy zachowanie ściany pod obciążeniem można opisać modelem przegubowym, strefa rozciągana występuje zazwyczaj w środku wysokości ściany (rys. 5.1.3a). Jeżeli dojdzie do zarysowania na styku ściany i stropu zasięg strefy ściskanej w okolicy oparcia stropu dodatkowo zmniejsza się (rys. 5.1.3b). Rozkład na-



Rys. 5.1.2.

Praca ściany w zależności od obciążenia:

- a) przy małym obciążeniu pionowym – model przegubowy,
- b) przy dużym obciążeniu pionowym – model ramowy

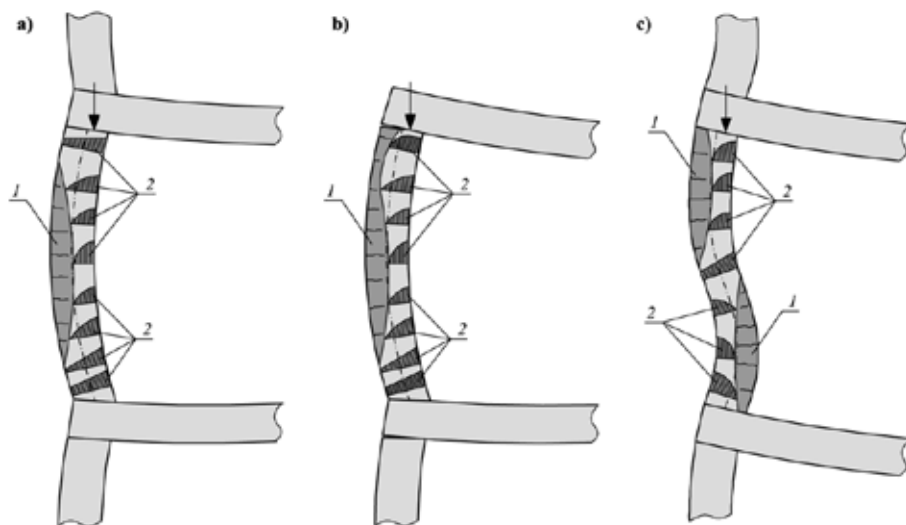
Na skutek opisanych wyżej czynników, pod obciążeniem ściskającym przyłożonym na pewnym mimośrodku, zasięg (wysokość) strefy ściskanej muru oraz kształt pola naprężeń zmienia się wzdłuż wysokości ściany [5]. Wielkość strefy ściskanej oraz kształt wykresu naprężeń ściskających i rozciągających (gdy występują) zależą od współpracy ścian i stropów w przenoszeniu obciążeń oraz od zachowania się (ugięcia) ściany pod obciążeniem [5, 6, 8, 12, 13].

prężen zmienia się od prawie prostokątnego do prawie trójkątnego. Podobnie jest w ścianie, w której następuje współpraca między murem a stropami (model ramowy), lecz w tym wypadku strefa rozciągana zlokalizowana jest w górnych i dolnych partiach muru, raz po jednej, a raz po drugiej stronie osi nominalnej (rys. 5.1.3c). W rzeczywistości wykres naprężeń ściskających rzadko jest liniowy – przebieg naprężeń opisuje się zazwyczaj jako paraboliczny lub paraboliczno-prostokątny.

Rys. 5.1.3.

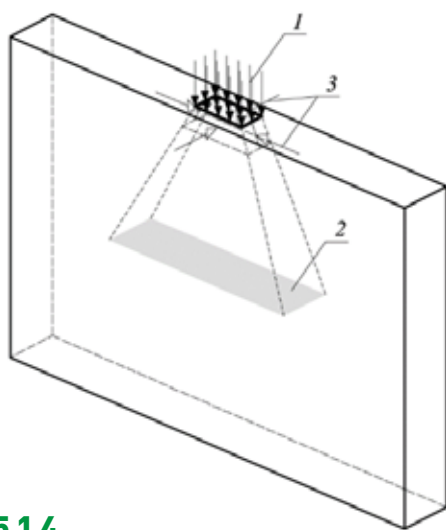
Rozkłady naprężeń ściskających:

- a) gdy zachowanie ściany po obciążeniu można opisać modelem przegubowym,
- b) model przegubowy przy zarysowaniu na styku ściany i stropu,
- c) gdy ściana współpracuje ze stropami – model ramowy, 1 – strefa rozciągana (zarysowana), 2 – rozkład naprężeń ściskających



Przedstawiona na rysunku 5.1.3 zmienność zasięgu strefy ściskanej i rozkładu naprężeń ściskających stanowi istotny problem w analizach obliczeniowych konstrukcji. Niezmiernie trudno jest bowiem przyjąć algorytm obliczeniowy uwzględniający wpływ mimośrodów obciążenia, wielkości obciążenia, współpracy ścian i stropów i związane z tymi czynnikami zróżnicowanie wysokości strefy ściskanej. W dawnych normach projektowania konstrukcji murowych przyjmowano najczęściej model przegubowy, a nośność ścian sprawdzano w przekroju środkowym, gdzie występuje największy wpływ efektów drugiego rzędu, a strefa ściskana jest najmniejsza. Przyjęcie modelu ramowego, z uwagi na zmienność lokalizacji strefy ściskanej, wygenerowało konieczność sprawdzania nośności w trzech przekrojach: górnym, dolnym i środkowym.

Nieco inaczej zachowują się ściany pod obciążeniem skupionym. Nośność takich ścian jest zazwyczaj większa niż nośność klasycznych murów obciążonych pionowo [1, 2, 3, 11, 14]. Zjawisko to wynika z ograniczenia odkształceń fragmentu obciążonego muru przez pozostały obszar ściany, znajdujący się wokół strefy lokalnego docisku oraz z rozłożenia obciążenia na większy obszar ściany w jej niższych partiach (rys. 5.1.4).



Rys. 5.1.4.

Rozkład obciążenia wewnątrz ściany obciążonej siłą skupioną,
1 – obciążenie ściany,
2 – obciążenie rozłożone na większy obszar,
3 – reakcje od ograniczenia odkształceń

5.1.2.

Sposoby obliczeń ścian obciążonych głównie pionowo według Eurokodu 6

Zalecenia dotyczące projektowania niezbrojonych ścian obciążonych głównie pionowo zamieszczono w punktach 5.5.1 i 6.1 normy PN-EN 1996-1-1 [N2] oraz

w załącznikach C i G do tej normy. W punkcie 5.5.1 zamieszczono wytyczne dotyczące sposobu przyjmowania w obliczeniach wielkości geometrycznych (wysokości efektywnej muru, grubości efektywnej muru i smukłości ścian), natomiast w punkcie 6.1 podano warunki nośności ściany obciążonej równomiernie oraz ściany pod obciążeniem siłą skupioną, sposób określania współczynników redukcyjnych w górnym i dolnym przekroju ściany oraz wzory na obliczanie mimośrodków. W załączniku C zamieszczono uproszczoną metodę obliczania momentów zginających w ścianie, a w załączniku G podano wzory na obliczanie współczynnika redukcyjnego w połowie wysokości ściany.

W normie PN-EN 1996-3 [N3] podano dodatkowo uproszczone metody obliczania ścian obciążonych głównie pionowo. Wytyczne uproszczonego projektowania ścian obciążonych równomiernie zamieszczono w punkcie 4.2 tej normy, a ścian pod obciążeniem skupionym w punkcie 4.3. W załączniku A normy PN-EN 1996-3 [N3] podano ponadto jeszcze bardziej uproszczoną metodę projektowania ścian budynków o wysokości nie większej niż 3 kondygnacje.

Norma PN-EN 1996-1-1 [N2] zaleca ponadto wykonywanie obliczeń metodą dokładną. W metodzie tej siły wewnętrzne w analizowanej ścianie należy obliczać, przyjmując parametry materiałów podane w rozdziale 3 normy, odpowiadające rzeczywistym właściwościom połączeń oraz podstawowe zasady mechaniki konstrukcji. Norma kładzie nacisk na stosowanie w analizach obliczeniowych teorii nieliniowych, zakładających szczególne zależności pomiędzy naprężeniami i odkształceniami, lecz dopuszcza również stosowanie teorii liniowo-sprężystych, zakładających liniową zależność pomiędzy naprężeniami i odkształceniami o nachyleniu równym siecznemu modułowi sprężystości. Wykorzystanie teorii nieliniowych wymaga prowadzenia obliczeń z zastosowaniem złożonych, najlepiej przestrzennych modeli budowanych w programach bazujących na metodzie elementów skończonych. Ta metoda nie będzie dalej omawiana.

W praktyce obliczenia konstrukcji murowych można zatem wykonywać [5]:

- Metodą uproszczoną podstawową według PN-EN 1996-1-1 [N2], opasaną w punkcie 5.1.3;
- Dwoma metodami uproszczonymi zamieszczonymi w PN-EN 1996-3 [N3] w zależności od ilości kondygnacji analizowanego budynku oraz innych szczególnych wymagań (zob. punkt 5.1.4).

Dodatkowo w ścianach obciążonych siłą skupioną nośność należy sprawdzać według odrębnych zasad opisanych w punkcie 5.1.5.

5.1.3.

Obliczenia metodą uproszczoną podstawową według PN-EN 1996-1-1

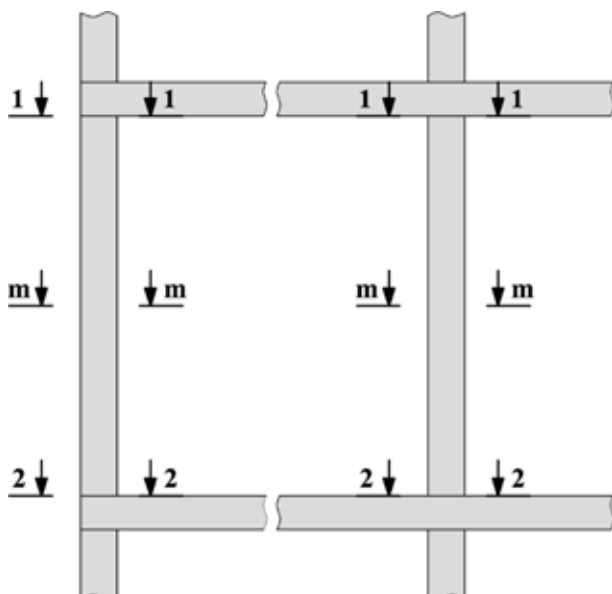
5.1.3.1.

Nośność ściany

Zgodnie z PN-EN 1996-1-1 [N2] w stanie granicznym nośności obliczeniowe siły pionowe działające na ścianę murową N_{Ed} nie powinny być większe od nośności obliczeniowej na obciążenia pionowe ściany N_{Rd} :

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} \quad (5.1.1)$$

Nośność obliczeniową, N_{Rd} , na jednostkę długości obciążonej pionowo ściany norma nakazuje sprawdzać w trzech przekrojach: u góry, u dołu i w środku ściany (rys. 5.1.5).



Rys. 5.1.5.

Przekroje, w których norma PN-EN 1996-1-1 [N2] wymaga sprawdzenia nośności ściany

Nośność obliczeniową, N_{Rd} wyraża wzór ogólny:

$$N_{Rd} = \Phi_i t f_d \quad (5.1.2)$$

gdzie:

Φ_i – współczynnik redukcji nośności u góry ($i = 1$) i u dołu ściany ($i = 2$) lub w środku ściany ($i = m$), uwzględniający wpływ smukłości i mimośród obciążenia,

t – grubość ściany,

f_d – wytrzymałość obliczeniowa muru na ściskanie.

Zgodnie ze wzorem (5.1.2) nośność ściany oblicza się na jednostkę długości muru (w kN/m). W dotychczasowych krajowych normach nośność muru sprawdzano na siły ściskające (we wzorze na nośność występowało pole powierzchni A , a nośność określano w kN). Przyjęcie przez EC-6 obliczania nośności na jednostkę długości muru stanowi pewne ułatwienie przy analizie nośnych ścian, gdzie zazwyczaj sprawdza się najbardziej wyężony odcinek o długości 1,0 m. Należy jednak pamiętać, że przy obliczaniu elementów o małym przekroju (filarki międzyokienne lub murowane słupy) obciążenie zbiera się z większego obszaru niż szerokość sprawdzanego obliczeniowo elementu, a sama szerokość tego elementu często bywa mniejsza niż 1,0 m. Wówczas zastosowanie wzoru (5.1.2) może prowadzić do błędnych rozwiązań. W takim wypadku grubość muru t należy we wzorze zastąpić polem powierzchni A obliczanego elementu, a zestawienie obciążeń wykonać na w kN. Wzór na nośność przyjmie wówczas postać:

$$N_{Rd} = \Phi_i A f_d \quad (5.1.3)$$

W wypadku, gdy pole powierzchni muru jest nie większe niż 0,3 m² norma [N2] nakazuje uwzględnić współczynnik η_A , którego wartość podano w tablicy 5.1.1. Zastosowanie współczynnika η_A zastępuje wyrażenie podane wzorem (6.3) w tekście głównym normy [N2].

Pole przekroju poprzecznego muru (m ²)	0,04	0,10	0,20	≥ 0,30
η_A	2,00	1,37	1,25	1,00

Uwaga: Dla wartości pośrednich pola przekroju muru, wartości η_A można interpolować liniowo.



Tablica 5.1.1

Wartości współczynnika η_A

Pole powierzchni ściany A jest przyjmowane na etapie projektowania lub mierzone na etapie sprawdzania budynków istniejących. Podobnie obliczeniowa wytrzymałość na ściskanie jest przyjmowana przez projektanta na etapie projektowania lub określana na etapie analizy nośności obiektu istniejącego. W obu wypadkach nośność muru sprawdza się zatem ze wzoru (5.1.2) lub (5.1.3), w których znana jest

grubość muru t lub pole jego powierzchni A oraz obliczeniowa wytrzymałość muru na ściskanie f_d (sposób jej określania podano w rozdziale 4 – zob. wzór [4.5]). Aby sprawdzić nośność muru na obciążenia pionowe należy jeszcze obliczyć współczynniki redukcyjne ϕ_i w trzech miarodajnych przekrojach oraz wyznaczyć obliczeniową siłę pionową N_{Ed} działającą na analizowany fragment ściany. Obliczeniową siłę należy dzielić w każdym z analizowanych przekrojów ściany wyznaczać należy stosując odpowiednie kombinacje oddziaływań zgodnie z PN-EN 1990 [N1].

5.1.3.2. Współczynniki redukcyjne

Współczynniki redukcyjne zależą od wielkości mimośródów w analizowanym przekroju ściany. W przekrojach pod stropem górnej kondygnacji i nad stropem kondygnacji dolnej wartość współczynników redukcyjnych ϕ_1 i ϕ_2 należy wyznaczać ze wzoru:

$$\Phi_i = 1 - 2 \frac{e_i}{t} \quad i = 1 \text{ lub } 2$$

gdzie:

e_i – mimośród wypadkowy w przekroju pod lub nad stropem ($i = 1$ - przekrój górny, $i = 2$ - przekrój dolny ściany).

W przekroju w środku wysokości ściany, zgodnie z załącznikiem G [N2], współczynnik redukcyjny można obliczać ze wzoru:

$$\Phi_m = A_1 e^{-\frac{u^2}{2}} \quad (5.1.5)$$

Parametr A_1 przyjęto jako równy wysokości strefy ściskanej podzielonej przez grubość muru t :

$$A_1 = 1 - 2 \frac{e_{mk}}{t}, \quad (5.1.6)$$

gdzie:

e_{mk} – mimośród w połowie wysokości ściany.

Podzielnie wysokości strefy ściskanej wyrażonej współczynnikiem A_1 przez grubość muru było konieczne z uwagi na fakt występowania we wzorach na nośność [5.1.2 i 5.1.3] właśnie grubości muru t . Parametr u należy obliczać z zależności:

$$u = \frac{\lambda - 0,063}{0,73 - 1,17 \frac{e_{mk}}{t}}, \quad (5.1.7)$$

$$\lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{\frac{f_k}{E}}. \quad (5.1.8)$$

5.1.3.3. Mimośrody

We wzorach [5.1.4, 5.1.5 i 5.1.7] występują wartości mimośródów siły pionowej w analizowanych przekrojach. Na wartość mimośrodu całkowitego w prze-

kroju środkowym składają się: mimośród od działania obciążenia e_m oraz mimośród wywołany przez petzanie e_k :

$$e_{mk} = e_m + e_k \geq 0,05 \cdot t. \quad (5.1.9)$$

Mimośród od działania obciążenia jest sumą mimośrodu statycznego, mimośrodu początkowego e_{init} oraz mimośrodu od działania sił poziomych e_{hm} :

$$e_m = \frac{M_{md}}{N_{md}} + e_{hm} + e_{init} \quad (5.1.10)$$

gdzie:

M_{md} - moment zginający wywołany działaniem obciążeń obliczeniowych w środkowej strefie ściany,

N_{md} - siła pionowa wywołana działaniem obciążeń obliczeniowych w połowie wysokości ściany, z uwzględnieniem każdego obciążenia przyłożonego do powierzchni licowej ściany.

Mimośród początkowy e_{init} można określać z jednej zależności:

$$e_{init} = \frac{h_{ef}}{450}. \quad (5.1.11)$$

Mimośród e_{hm} jest wynikiem obciążeń poziomych (np., wiatru) i można go wyliczać ze wzoru:

$$e_{hm} = \frac{M_{wd}}{N_{md}} \quad (5.1.12)$$

gdzie:

M_{wd} - moment zginający wywołany działaniem obciążeń poziomych w środkowej strefie ściany, z uwzględnieniem przyjętego schematu statycznego

ściany (w modelu ramowym $M_{wd} = \frac{q_{Ewd} h_1^2}{16}$,

gdzie q_{Ewd} jest wartością obciążenia poziomego).

Wartość mimośrodu wywołanego petzaniem muru e_k oblicza się z zależności:

$$e_k = 0,002 \phi_{\infty} \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{t \cdot e_m}. \quad (5.1.13)$$

gdzie:

ϕ_{∞} - końcowy współczynnik petzania, z tablicy

h_{ef} - efektywna wysokość ściany, zależna od jej wysokości w świetle, obliczana zgodnie z zależnościami podanymi w rozdziale 5.5.1.2 normy [N2],

t_{ef} - efektywna wysokość ściany, obliczana zgodnie z zależnościami podanymi w rozdziale 5.5.1.3 normy [N2].

W przekroju górnym i dolnym ściskanej ściany wartość mimośrodu całkowitego zależy jedynie od mimośrodu wywołanego działaniem obciążenia e_i , na który składają się mimośród początkowy e_{init} , mimośród statyczny, mimośród od działania sił poziomych e_{he} :

$$e_i = \frac{M_{id}}{N_{id}} + e_{he} + e_{init} \geq 0,05 \cdot t. \quad (5.1.14)$$

gdzie:

M_{id} - moment zginający wywołany działaniem obciążeń obliczeniowych, u góry i u dołu ściany,

N_{id} - siła pionowa wywołana działaniem obciążeń obliczeniowych, u góry i u dołu ściany.

Mimośród początkowy e_{init} wyznacza się z podobnego wzoru jak w przekroju środkowym, natomiast mimośród e_{he} jest wynikiem obciążeń poziomych (np., wiatru) i można go określać z zależności:

$$e_{he} = \frac{M_{wd}}{N_{md}} \quad (5.1.15)$$

5.1.3.4.

Momenty zginające w ścianie

Ze wzorów [5.1.10] ÷ [5.1.15] wynika, że obliczenie mimośródów wymaga określenia momentów zginających w analizowanych przekrojach. W metodzie uproszczonej podstawowej, zgodnie z załącznikiem C normy [N2] momenty te obliczyć można na dwa sposoby w zależności od sposobu oparcia stropu na ścianie. W pierwszej kolejności zakłada się, że stropy i ściany tworzą ramę i powstaje tzw. model ramowy. W modelu tym określanie wartości momentów w górnym i dolnym przekroju ściany polega na rozłożeniu znanego momentu od stropu w węźle ściany – stropy proporcjonalnie do sztywności ścian i stropów schodzących się w tym węźle. W wypadku ściany, na której oparte są stropy z dwóch stron, moment w przekroju górnym wynosi:

$$M_1 = \frac{\frac{n_1 E_1 I_1}{h_1}}{\frac{n_1 E_1 I_1}{h_1} + \frac{n_2 E_2 I_2}{h_2} + \frac{n_3 E_3 I_3}{l_3} + \frac{n_4 E_4 I_4}{l_4}} \left[\frac{w_3 l_3^2}{4(n_3 - 1)} - \frac{w_4 l_4^2}{4(n_4 - 1)} \right] \quad (5.1.16)$$

gdzie:

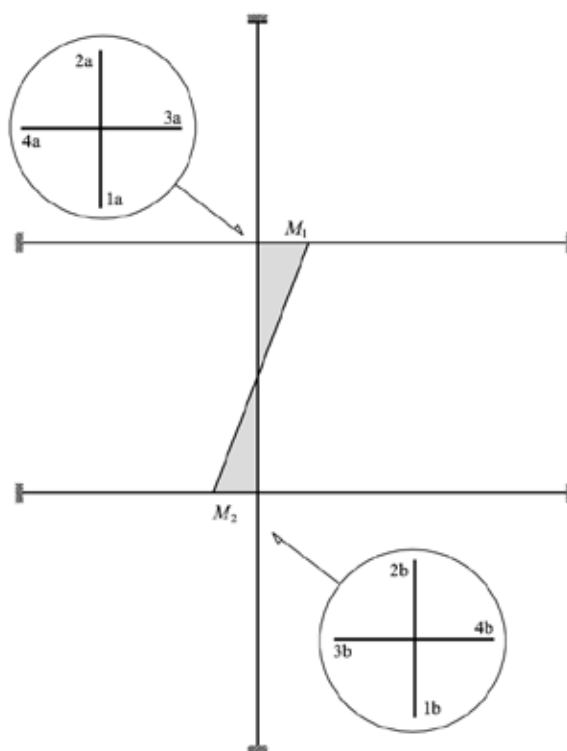
n_i – współczynnik sztywności prętów przyjmowany równy 4 dla prętów utwierdzonych na obydwu końcach, w przeciwnym wypadku 3,

$E I_i$ – sztywność pręta,

h_i, l_i – odpowiednio wysokość i długość pręta liczone w świetle stropów lub ścian,

w_i – równomiernie rozłożone całkowite obciążenie obliczeniowe stropu, wyznaczane na podstawie kombinacji oddziaływań przyjętej w normie PN-EN 1990 [N1].

Z podobnego wzoru wyznacza się moment M_2 w węźle dolnym, zastępując w liczniku wzoru [5.1.16] iloraz $E_1 I_1 / h_1$ ilorazem $E_2 I_2 / h_2$. W wypadku analizowania nośności ściany zewnętrznej we wzorach pomija się składnik dotyczący sztywności jednego ze stropów i momentu z tego stropu (w nawiasie kwadratowym). Założenia EC-6 do metody ramowej pokazano schematycznie na rysunku 5.1.6.



Rys. 5.1.6.

Założenia EC-6 przyjęte w modelu ramowym

Norma [N2], w załączniku C pozwala na uwzględnienie podatności połączenia ściana-strop przez pomnożenie prawej strony równania (5.1.16) przez współczynnik redukcji η , obliczany wg wzoru:

$$\eta = 1 - \frac{k_m}{4} \quad (5.1.17)$$

gdzie: $k_m \leq 2$ – zgodnie ze wzorem:

$$k_m = \frac{n_3 \frac{E_3 I_3}{l_3} + n_4 \frac{E_4 I_4}{l_4}}{n_1 \frac{E_1 I_1}{h_1} + n_2 \frac{E_2 I_2}{h_2}} \leq 2 \quad (5.1.18)$$

W wypadku gdy strop jest niepodparty wzdłuż całej grubości ściany (rys. 5.1.7), wówczas momenty u góry i u dołu można wyznaczać drugim sposobem ze wzorów:

$$M_1 = M_{Edf} = N_{Edf} \cdot \frac{a}{2} + N_{Edu} \cdot \frac{(t+a)}{4}, \quad (5.1.19)$$

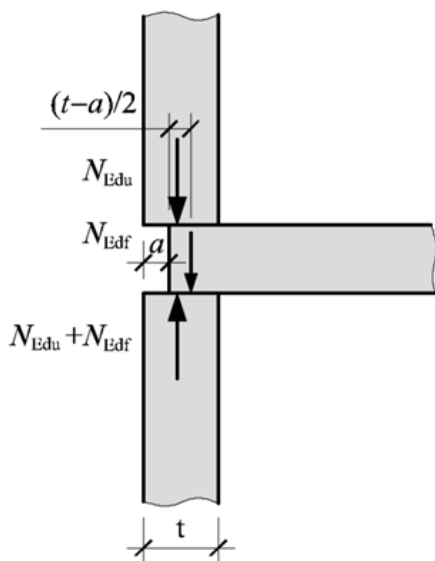
$$M_2 = M_{Edu} = N_{Edu} \cdot \frac{(t-3a)}{4}, \quad (5.1.20)$$

gdzie:

N_{Edf} – obciążenie obliczeniowe od stropu,

N_{Edu} – obciążenie obliczeniowe w ścianie wyższej kondygnacji,

a – odległość od lica ściany do krawędzi stropu (rys. 5.1.7).



Rys. 5.1.7.

Założenia przyjęte przy wyznaczaniu momentów gdy strop jest niepodparty wzdłuż całej grubości ściany lub gdy strop ma konstrukcję drewnianą belkową

Tablica 5.1.2

Algorytm sprawdzania nośności ścian obciążonych pionowo wg metody uproszczonej podstawowej według załącznika C PN-EN 1996-1-1 [N2]

Uwaga!

numery wzorów zamieszczone przy prawym marginesie tablicy odpowiadają numerom wzorów podanych w Eurokodzie

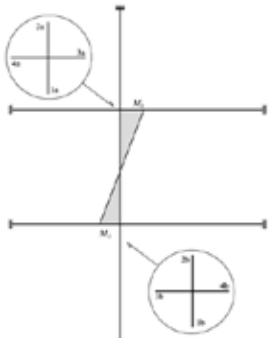
Obu powyższych metod wyznaczania momentów zginających w ścianie nie można stosować w obiektach, w których projektuje się lub gdzie występują stropy drewniane. Wówczas momentów już nie oblicza się, lecz od razu należy przyjąć mimośród nie większy niż 0,1 grubości ściany, licząc od warstwy licowej ściany.

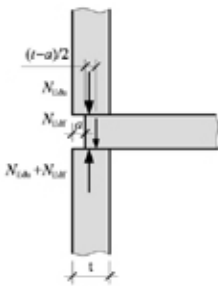
5.1.3.5.

Algorytm projektowania metodą uproszczoną podstawową według PN-EN 1996-1-1

Algorytm projektowania według metody uproszczonej podstawowej zamieszczono w tablicy 5.1.2. W tablicy podano numery wzorów zgodne z numeracją wzorów w PN-EN 1996-1-1 [N2].

1	<p>Dane: grubość muru t, szerokość analizowanego pasma muru b, rozpiętość stropu w świetle ścian l_p, wysokość muru w świetle stropów h, długość ściany l, pionowe obciążenie obliczeniowe w rozważanym przekroju N_{Ed} ($N_{1,Ed}$, $N_{2,Ed}$, $N_{m,Ed}$), obciążenie obliczeniowe wiatrem na jednostkę powierzchni ściany q_{Ewd}</p>
2	<p>Określenie efektywnej wysokości ściany h_{ef}:</p> $h_{ef} = \rho_n \cdot h \quad (5.2)$ <p>gdzie: ρ_n - współczynnik redukcyjny uzależniony od utwierdzenia krawędzi lub usztywnienia ściany (wzory 5.3 do 5.9 PN-EN 1996-1-1 [N2])</p>
3	<p>Określenie efektywnej grubości ściany t_{ef}: dla ściany jednowarstwowej, dwuwarstwowej, licowej, ściany ze spoinami pasmowymi i wypełnionej ściany szczelinowej:</p> $t_{ef} = t$ <p>dla ściany szczelinowej, w której obydwie warstwy są ze sobą połączone kotwami zgodnie z 6.5 PN-EN 1996-1-1 [N2]:</p> $t_{ef} = \sqrt[3]{k_{ief} \cdot t_1^3 + t_2^3} \quad (5.11)$ <p>gdzie: t_1, t_2 - są rzeczywistymi lub efektywnymi grubościami warstw, obliczonymi z (5.10), t_1 jest grubością warstwy zewnętrznej lub nieobciążonej, natomiast t_2 jest grubością warstwy wewnętrznej lub obciążonej; k_{ief} - jest współczynnikiem pozwalającym uwzględnić relacje pomiędzy modułem sprężystości obu warstw ($E_1 / E_2 \leq 2$). dla ściany usztywnionej pilastami:</p> $t_{ef} = \rho_t \cdot t \quad (5.10)$ <p>gdzie: ρ_t - współczynnik wg tab. 5.1 PN-EN 1996-1-1 [N2]</p>
4	<p>Sprawdzenie warunku smukłości:</p> $\frac{h_{ef}}{t_{ef}} \leq 27$

5	<p>Wyznaczenie wytrzymałości charakterystycznej muru: dla murów wykonanych z zapraw ogólnego stosowania i zapraw lekkich:</p> $f_k = K \cdot f_b^{0,7} \cdot f_m^{0,3} \quad (3.2)$ <p>dla murów wykonanych na cienkie spoiny, gdzie grubość spoin wynosi 0,5 mm do 3 mm, oraz ceramicznych elementów murowych grupy 1 i 4, elementów silikatowych, elementów z betonu kruszywowego oraz elementów z autoklawizowanego betonu komórkowego:</p> $f_k = K \cdot f_b^{0,85} \quad (3.3)$ <p>dla murów wykonanych na cienkie spoiny, gdzie grubość spoin wynosi 0,5mm do 3mm, oraz ceramicznych elementów murowych grupy 2 i 3:</p> $f_k = K \cdot f_b^{0,7} \quad (3.4)$ <p>gdzie: K - współczynnik zgodnie z tab. NA.5 Załącznika Krajowego do PN-EN 1996-1-1 [N2]</p>
6	<p>Określenie modułu sprężystości muru z zależności:</p> $E = K_E \cdot f_k$ <p>gdzie: K_E - cecha sprężystości muru zgodnie przyjmowana jako: dla murów wykonanych na zaprawie $f_m \geq 5 \text{ N/mm}^2$, z wyjątkiem murów z autoklawizowanego betonu komórkowego - $K_E = 1000$, dla murów z autoklawizowanego betonu komórkowego, niezależnie od rodzaju zaprawy, a także dla murów z innego rodzaju elementów murowych na zaprawie $f_m < 5 \text{ N/mm}^2$ - $K_E = 600$.</p>
7	<p>Określenie wytrzymałości obliczeniowej:</p> $f_d = \frac{f_k}{\gamma_M \cdot \eta_A}$ <p>γ_M - częściowy współczynnik bezpieczeństwa dla muru wg tab. NA.1 PN-EN 1996-1-1 [N2] η_A - wg tablicy NA.2 w Załączniku Krajowym, gdy pole przekroju analizowanego muru jest mniejsze od $0,3 \text{ m}^2$</p>
8	<p>Wyznaczenie za pomocą zasad mechaniki budowli momentów bezwładności stropu i ścian</p>
9a	<p>Wyznaczenie momentów w przekrojach pod i nad stropem: w wypadku stropów opartych na znacznej części przekroju ściany ($e_i \leq 0,45t$) z wytęśnieniem stropów drewnianych:</p> <p>Węzeł nr 1:</p>  $k_{m,1} = \frac{n_3 \frac{E_{3a} \cdot I_{3a}}{l_{3a}} + n_4 \frac{E_{4a} \cdot I_{4a}}{l_{4a}}}{n_1 \frac{E_{1a} \cdot I_{1a}}{h_{1a}} + n_2 \frac{E_{2a} \cdot I_{2a}}{h_{2a}}} \leq 2 \quad (C.2)$ <p>gdzie: n_i - jest współczynnikiem sztywności prętów przyjmowanym jako 4 dla prętów utwierdzonych na obydwu końcach oraz 3 w pozostałych przypadkach. E_i - jest modułem sprężystości pręta i, gdzie $i = 1a, 2a, 3a, 4a$, I_i - moment bezwładności pręta i, gdzie $i = 1a, 2a, 3a, 4a$, h_i, l_i - wysokość i długość prętów w świetle, współczynnik podatności węzła nr 1:</p> $\eta_1 = (1 - k_{m,1}/4),$ <p>Węzeł nr 2:</p> $k_{m,2} = \frac{n_3 \frac{E_{3b} \cdot I_{3b}}{l_{3b}} + n_4 \frac{E_{4b} \cdot I_{4b}}{l_{4b}}}{n_1 \frac{E_{1b} \cdot I_{1b}}{h_{1b}} + n_2 \frac{E_{2b} \cdot I_{2b}}{h_{2b}}} \leq 2 \quad (C.2)$ <p>gdzie: n_i, h_i, l_i - jak wyżej, E_i - jest modułem sprężystości pręta i, gdzie $i = 1b, 2b, 3b, 4b$, I_i - moment bezwładności pręta i, gdzie $i = 1b, 2b, 3b, 4b$, współczynnik podatności węzła nr 2: $\eta_2 = (1 - k_{m,2}/4),$</p>

	<p>Moment w przekroju pod stropem górnej kondygnacji (pod węzłem nr 1):</p> $M_{1d} = \frac{\frac{n_1 \cdot E_{1a} \cdot I_{1a}}{h_{1a}}}{\frac{n_1 \cdot E_{1a} \cdot I_{1a}}{h_{1a}} + \frac{n_2 \cdot E_{2a} \cdot I_{2a}}{h_{2a}} + \frac{n_3 \cdot E_{3a} \cdot I_{3a}}{l_{3a}} + \frac{n_4 \cdot E_{4a} \cdot I_{4a}}{l_{4a}}} \left[\frac{w_3 \cdot l_{3a}^2}{4(n_3-1)} - \frac{w_4 \cdot l_{4a}^2}{4(n_4-1)} \right] \cdot \eta_h \quad (C.1)$ <p>gdzie:</p> <p>w_3, w_4 – są obliczeniowym obciążeniem równomiernie rozłożonym na prętach 3 i 4, stosując częściowe współczynniki z PN-EN 1990, dające niekorzystny efekt.</p> <p>Moment w przekroju nad stropem dolnej kondygnacji (nad węzłem nr 2):</p> $M_{2d} = \frac{\frac{n_2 \cdot E_{2b} \cdot I_{2b}}{h_{2b}}}{\frac{n_1 \cdot E_{1b} \cdot I_{1b}}{h_{1b}} + \frac{n_2 \cdot E_{2b} \cdot I_{2b}}{h_{2b}} + \frac{n_3 \cdot E_{3b} \cdot I_{3b}}{l_{3b}} + \frac{n_4 \cdot E_{4b} \cdot I_{4b}}{l_{4b}}} \left[\frac{w_3 \cdot l_{3b}^2}{4(n_3-1)} - \frac{w_4 \cdot l_{4b}^2}{4(n_4-1)} \right] \cdot \eta_2 \quad (C.1)$
9b	<p>w wypadku stropów drewnianych oraz gdy z obliczeń w pkt. 11, przy zastosowaniu momentów określonych wg 9a, uzyskuje się: $\frac{M_{1d}}{N_{1d}} \geq 0,45t$ w dalszych obliczeniach można</p> <p>przyjąć przegubową pracę połączenia ściana-strop. Momenty w przekrojach miarodajnych będą wówczas wynikiem tylko obciążenia stropu. Zakłada się, że głębokość oparcia stropu na ścianie wynosi 0,1 t. W związku z tym moment pod stropem górnej kondygnacji należy wyznaczyć z warunku: $M_{1d} = N_{Edf} \cdot 0,45 \cdot t$ natomiast moment nad stropem dolnej kondygnacji należy przyjąć: $M_{2d} = 0$</p>
9c	<p>w wypadku oparcia stropów na części przekroju ściany (np. gdy od czoła występuje docieplenie wieńca) momenty w przekroju górnym i dolnym ściany można obliczyć ze wzorów:</p> <div style="display: flex; align-items: center;">  <div style="margin-left: 20px;"> <p>Moment w przekroju pod stropem górnej kondygnacji (pod węzłem nr 1):</p> $M_{1d} = M_{Edf} = N_{Edf} \cdot \frac{a}{2} + N_{Edu} \cdot \frac{(t+a)}{4} \quad (C.4)$ <p>Moment w przekroju nad stropem dolnej kondygnacji (pod węzłem nr 2):</p> $M_{2d} = M_{Edu} = N_{Edu} \cdot \frac{(t-3a)}{4} \quad (C.3)$ <p>gdzie: a i t – wg rysunku,</p> <p>N_{Edu} – jest obliczeniowym obciążeniem w ścianie górnej, N_{Edf} – jest obliczeniowym obciążeniem od stropu, UWAGA: Momenty obliczone za pomocą wzorów (C.4) i (C.3) muszą być mniejsze od momentów wyznaczonych za pomocą wzorów (C.1) zamieszczonych w punkcie 9a.</p> </div> </div>
10	<p>Wyznaczenie momentu w środkowym przekroju analizowanej ściany: Moment w przekroju środkowym należy przyjąć jako wartość odczytywaną z wykresu momentów (M_{1d} u góry ściany, a M_{2d} u dołu ściany) w geometrycznym środku wysokości ściany w świetle.</p>
11	<p>Określenie wartości mimośrodków e_i pod i nad stropem: mimośrodek początkowy (niezamierzony):</p> $e_{init} = h_{ef}/450$ <p>mimośrodek od obciążenia poziomego (np. wiatru):</p> $e_{he,1} = \frac{M_{wd}}{N_{1d}}, \quad e_{he,2} = \frac{M_{wd}}{N_{2d}},$ <p>gdzie: $M_{wd} = \frac{q_{Ewd} \cdot h^2}{16}$, przy obliczaniu zgodnie z punktem 9a</p> <p>$M_{wd} = 0$, przy obliczaniu zgodnie z punktem 9b i 9c</p> <p>N_{1d}, N_{2d} – obliczeniowe obciążenie pod stropem górnej kondygnacji i nad stropem dolnej kondygnacji, mimośrodek na górze lub dole ścian:</p> $e_i = \frac{M_{1d}}{N_{1d}} + e_{he,i} + e_{init} \geq 0,05 \cdot t \quad (6.5)$ <p>gdzie: i jest równe 1 lub 2</p> <p>UWAGA: gdy mimośrodek statyczny od obciążenia pionowego $\frac{M_{1d}}{N_{1d}} > 0,45t$ należy wrócić do punktu 9b</p>
12	<p>Określenie wartości mimośrodu e_{mk} w środku wysokości ściany: mimośrodek od obciążenia poziomego (np. wiatru): $e_{hm} = \frac{M_{wd}}{N_{md}}$,</p> <p>gdzie: $M_{wd} = \frac{q_{Ewd} \cdot h^2}{16}$ lub $M_{wd} = \frac{q_{Ewd} \cdot h^2}{8}$ w zależności od schematu statycznego ściany</p> <p>N_{md} – obliczeniowe obciążenie w środku wysokości ściany</p> <p>Całkowity mimośrodek od obciążenia: $e_m = \frac{M_{md}}{N_{md}} + e_{hm} \pm e_{init}$ (6.7)</p> <p>gdzie: M_{md} – wartość momentu w środku ściany w zależności od momentów M_{1d} i M_{2d}</p>

	<p>mimośród z uwagi na pękanie: $e_k = 0,002 \cdot \phi_{\infty} \cdot \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{t \cdot e_m}$ (6.8)</p> <p>gdzie: ϕ_{∞} – jest końcową wartością współczynnika pękania</p> <p>mimośród w środku wysokości ściany:</p> $e_{mk} = e_m + e_k \geq 0,05 \cdot t$ (6.6)
13	<p>Wyznaczenie współczynników redukcyjnych Φ_i:</p> <p>gdzie: i jest równe 1 lub 2 $\Phi_i = 1 - 2 \frac{e_i}{t}$ (6.4)</p>
14	<p>Wyznaczenie współczynnika redukcyjnego Φ_m:</p> $A_1 = 1 - 2 \frac{e_{mk}}{t}$ (G.2) $\lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{\frac{f_k}{E}}$ (G.4) $u = \frac{\lambda - 0,063}{0,73 - 1,17 \frac{e_{mk}}{t}}$ (G.4) $\Phi_m = A_1 \cdot e^{\frac{u^2}{2}}$ (G.1) <p>gdzie: e jest podstawą logarytmu naturalnego</p>
15	Pole powierzchni rozpatrywanej ściany: $A = b \cdot t$
16	<p>Sprawdzenie obliczeniowej nośności analizowanej ściany w stresie środkowej oraz pod i nad stropem:</p> $N_{1R,d} = \Phi_1 \cdot A \cdot f_d \geq N_{1,Ed}$ (6.1 i 6.2) $N_{2R,d} = \Phi_2 \cdot A \cdot f_d \geq N_{2,Ed}$ (6.1 i 6.2) $N_{mR,d} = \Phi_m \cdot A \cdot f_d \geq N_{m,Ed}$ (6.1 i 6.2)
17	W przypadku, gdy warunek nośności nie jest spełniony lub gdy nośność jest znacznie większa od obliczeniowego obciążenia, należy odpowiednio zwiększyć lub zmniejszyć przekrój, ewentualnie zmienić wytrzymałość materiałów, a następnie rozpocząć obliczenia od punktu 3.

5.1.3.6.

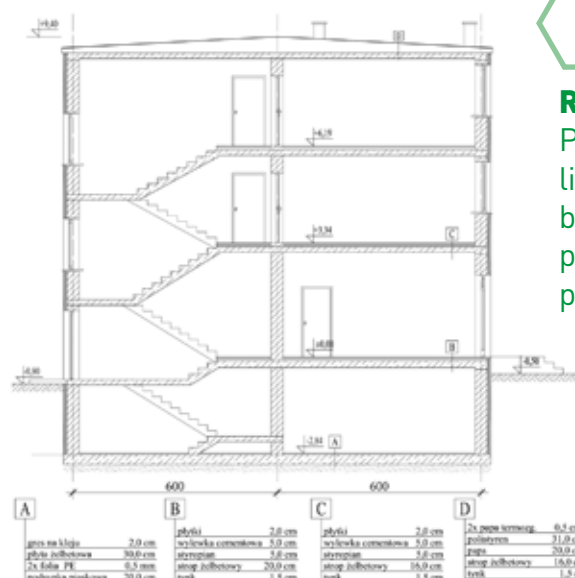
Przykład obliczeniowy ściany obciążonej głównie pionowo metodą uproszczoną podstawową (model ramowy) wg PN-EN 1996-1-1 [N2]

W tym punkcie oraz kolejnych przedstawiono przykłady obliczeniowe sprawdzania nośności wybranych elementów konstrukcji murowych. Obliczenia prowadzono zgodnie z algorytmami podanymi w każdym punkcie. Wykorzystano program Kalkulator Oddziaływań Normowych EN z pakietu SPECBUD.

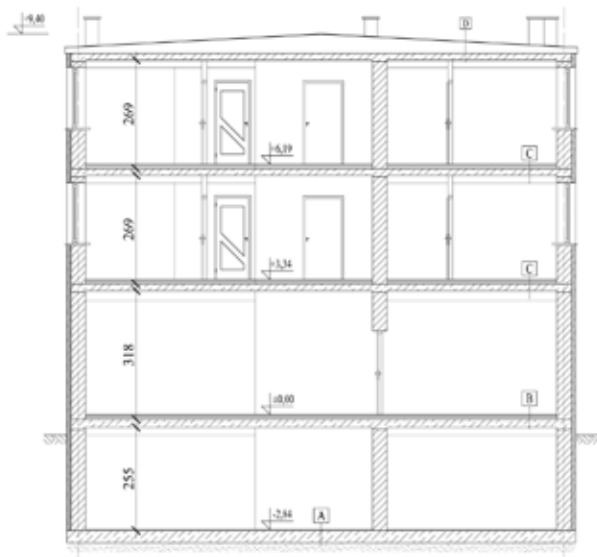
Opis analizowanego budynku

Obliczenia zamieszczone w kolejnych punktach dotyczą wybranych elementów budynku z trzema kondygnacjami nadziemnymi, podpiwniczonego. Budynek zaprojektowano w technologii tradycyjnej z murowanymi ścianami i monolitycznymi żelbetowymi stropami. Ściany części nadziemnej budynku zaprojektowano z bloczków z betonu komórkowego o grubości 36 cm na zaprawie do cienkich spoin. Ściany piwnic

zaprojektowano z bloczków betonowych o grubości 38 cm na zaprawie zwykłej, cementowo-wapiennej odmiany F wg PN-EN 1996-1-1 [N2]. Ściany zewnętrzne kondygnacji nadziemnych oraz ściany piwnic zaprojektowano jako ocieplone styropianem grubości 10 cm. Dach wykonano jak stropodach pełny czterospadowy ocieplony styropianem o grubości od 15 do 47 cm. Przekroje budynku pokazano na rys. 5.1.8 a rzuty wybranych kondygnacji na rys. 5.1.9.

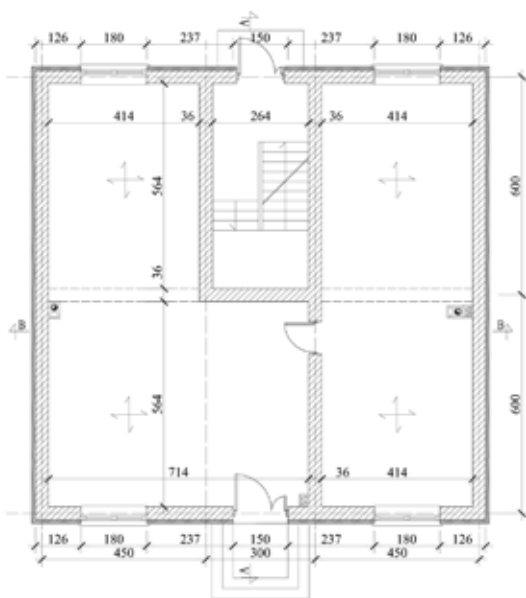


Rys. 5.1.8.
Przekroje analizowanego budynku: a) przekrój A-A, przekrój B-B



Rys. 5.1.9.

Rzuty kondygnacji analizowanego budynku: a) rzut parteru, b) rzut piętra



Rys. 5.1.10.

Usytuowanie analizowanego fragmentu wewnętrznej ściany parteru

Geometria ściany

Wysokość ściany: $h = 3,18 \text{ m}$

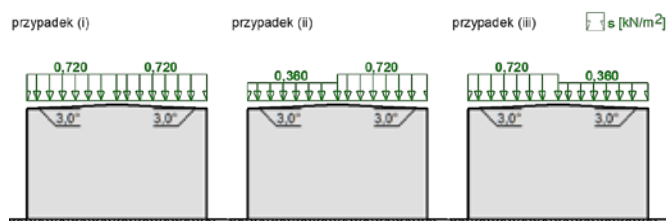
Szerokość analizowanego odcinka ściany: $b = 1,0 \text{ m}$

Wysokość ścian na kondygnacjach wyższych: $h_{sc} = 2,69 \text{ m}$

Rozpiętości stropów w świetle: $l_1 = 7,14 \text{ m}$, $l_2 = 4,14 \text{ m}$

Reakcja z dachu na ścianę

Obciążenie śniegiem wg PN-EN 1991-1-3 [N5] / Dachy dwupółaciowe (p.5.3.3)



Potać dachu obciążonego równomiernie - przypadek (i):

- Dach dwupółaciowy

- Obciążenie charakterystyczne śniegiem gruntu (wg Załącznika krajowego NA):

- strefa obciążenia śniegiem 2 $\rightarrow s_k = 0,9 \text{ kN/m}^2$

- Warunki lokalizacyjne: normalne, przypadek A (brak wyjątkowych opadów i brak wyjątkowych zamieci)

Sytuacja obliczeniowa: trwała lub przejściowa

- Współczynnik ekspozycji:

- teren normalny $\rightarrow C_e = 1,0$
- Współczynnik termiczny $\rightarrow C_t = 1,0$
- Współczynnik kształtu dachu:
nachylenie połaci $\alpha = 3,0^\circ$
 $\mu_r = 0,8$

Obciążenie charakterystyczne:

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

Obciążenie wiatrem wg PN-EN 1991-1-4 [N6] / Dachy płaskie (p.7.2.3)

Ponieważ kąt nachylenia dachu jest mniejszy niż 5° (przeważające ssanie wiatru), nie uwzględnia się obciążenia wiatrem dachu.

Obciążenie użytkowe wg PN-EN 1991-1-1 [N4] / Obciążenia użytkowe powierzchni stropów i dachów (p.6.3)

Równomiernie rozłożone obciążenie użytkowe - powierzchnia kategorii H (dach bez dostępu, z wyjątkiem zwykłego utrzymania i napraw) \rightarrow od 0,0 do $1,0 \text{ kN/m}^2$, zalecane $0,4 \text{ kN/m}^2$. Przyjęto obciążenie użytkowe równe $0,4 \text{ kN/m}^2$.

Obciążenia stałe z dachu wg PN-EN 1991-1-1 [N4]

W tablicy 5.1.3 zestawiono obciążenia stałe z dachu



Tablica 5.1.3

Charakterystyczny ciężar 1 m^2 konstrukcji dachu (warstwa D)

Opis oddziaływania	Wartość charakterystyczna kN/m^2
Papa termozgrzewalna, dwie warstwy, ciężar uzyskany od producenta	0,10
Polistyren (ekspandowany, granulowany) grub. 31 cm [$0,300 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,31 \text{ m}$]	0,09
Papa zgrzewana wierzchniego krycia, ciężar uzyskany od producenta	0,10
Beton ciężki grub. 16 cm [$25,0 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,16 \text{ m}$]	4,00
Tynk cementowo-wapienny grub. 1,5 cm [$19,0 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,015 \text{ m}$]	0,29
Suma:	4,58

Reakcje z dachu na analizowany fragment ściany od oddziaływań statycznych i zmiennych (wartości charakterystyczne)

Szerokość pasma, z którego zbiera się obciążenia wynosi $1,0 \text{ m}$, a rozpiętość dachu, z której obciążenia przekazują się na ścianę: $5,25 \text{ m}$.

Oddziaływania stałe:

$$N_{Gk,u,1} = 4,58 \cdot 5,25 \cdot 1,0 = 24,05 \text{ kN}$$

Oddziaływania zmienne:

Śnieg:

$$N_{Qk,u,2} = 0,72 \cdot 5,25 \cdot 1,0 = 3,78 \text{ kN}$$

Użytkowe:

$$N_{Qk,u,3} = 0,4 \cdot 5,25 \cdot 1,0 = 2,10 \text{ kN}$$

Ciężar ścian zabudowanych powyżej analizowanej ściany

Obciążenia stałe ze ściany zestawiono zgodnie z normą PN-EN 1991-1-1 [N4] w tablicy 5.1.4.



Tablica 5.1.4

Charakterystyczny ciężar 1 m^2 konstrukcji i wykończenia ściany

Opis oddziaływania	Wartość charakterystyczna kN/m^2
Elementy murowe z betonu komórkowego w stanie suchym grub. 36,5 cm [$6,0 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,365 \text{ m}$]	2,19
Tynk cementowo-wapienny grub. 2x1,5cm [$19,0 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,03 \text{ m}$]	0,57
Suma:	2,76

Ciężar ścian zabudowanych powyżej analizowanej ściany oraz wieńców (obciążenie stałe):

$$N_{Gk,u,2} = 18,59 \text{ kN}$$

Ciężar analizowanej ściany (obciążenie stałe):

$$N_{Gk} = 8,67 \text{ kN}$$

Ciężar stropu kondygnacji mieszkalnej

Zestawienie charakterystycznych ciężarów konstrukcji i wykończenia stropu zamieszczono wg normy [N4] w tablicy 5.1.5

Reakcje ze stropów na ścianę zbierano z pasma o długości $4,89 \text{ m}$ i szerokości $1,0 \text{ m}$.



Tablica 5.1.5
Charakterystyczny ciężar 1 m²
konstrukcji i wykończenia stropu

Opis oddziaływania	Wartość charakterystyczna kN/m ²
Płytki kamionkowe grubości 10 mm na zaprawie cementowej 1:3 gr. 16-23 mm	0,44
Warstwa cementowa na siatce metalowej grub. 5 cm [24,0 kN/m ³ · 0,05 m]	1,20
Polistyren (ekspandowany, granulowany) grub. 5 cm [0,300 kN/m ³ · 0,05 m]	0,02
Beton zwykły grub. 16 cm [25,0 kN/m ³ · 0,16 m]	4,00
Tynk cementowo-wapienny grub. 2 cm [19,0 kN/m ³ · 0,02 m]	0,38
suma	6,04

Obciążenie użytkowe wg PN-EN 1991-1-1[N24] / Obciążenia użytkowe powierzchni stropów i dachów (p.6.3)

Równomiernie rozłożone obciążenie użytkowe - powierzchnia kategorii A (mieszkalna) - Stropy → od 1,5 do 2,0 kN/m², zalecane 2,0 kN/m².

Przyjęto obciążenie użytkowe równe 2,0 kN/m².

Oddziaływanie od pojedynczego stropu w kN na ścianę (wartość charakterystyczna)

Oddziaływania stałe

$$N_{Gk,u,3} = 4,89 \cdot 6,04 = 29,54 \text{ kN}$$

Oddziaływania zmienne:

$$N_{Qk,u,s} = 4,89 \cdot 2,0 = 9,78 \text{ kN}$$

Kombinacje oddziaływań

Określenie sił zgodnie z rys. 5.1.11a:

charakterystyczny ciężar analizowanej ściany:

$$N_{Gk} = 8,67 \text{ kN}$$

charakterystyczne obciążenie stałe działające powyżej analizowanej ściany:

$$N_{Gk,u} = N_{Gk,u,1} + N_{Gk,u,2} + 2 \cdot N_{Gk,u,3} = 101,70 \text{ kN}$$

charakterystyczne obciążenie zmienne wiodące lub główne powyżej analizowanej ściany:

$$N_{Qk,u,1} = 2 \cdot N_{Qk,u,s} = 19,56 \text{ kN}$$

Siły potrzebne do kombinacji oddziaływań zaznaczono na rys. 5.1.11b.

Przyjęto trwałą sytuację obliczeniową zgodnie z normą EC-0 [N1]. Przyjęto sprawdzać stan graniczny STR. Z tablicy A1.2(B) EC-0 [N1] 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:

$$\gamma_{Gf} = 1,35$$

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

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

$$\gamma_{Q,3} = 1,5$$

$$\xi = 0,85$$

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

$$\Psi_{0,2} = 0,5$$

$$\Psi_{0,3} = 0,0$$

$$N_{1,Ed} = \max \begin{cases} (6.10a) \Rightarrow 160,67 \text{ kN} \\ (6.10b) \Rightarrow 148,88 \text{ kN} \end{cases}$$

$$N_{m,Ed} = \max \begin{cases} (6.10a) \Rightarrow 166,52 \text{ kN} \\ (6.10b) \Rightarrow 153,85 \text{ kN} \end{cases}$$

$$N_{2,Ed} = \max \begin{cases} (6.10a) \Rightarrow 172,37 \text{ kN} \\ (6.10b) \Rightarrow 158,83 \text{ kN} \end{cases}$$

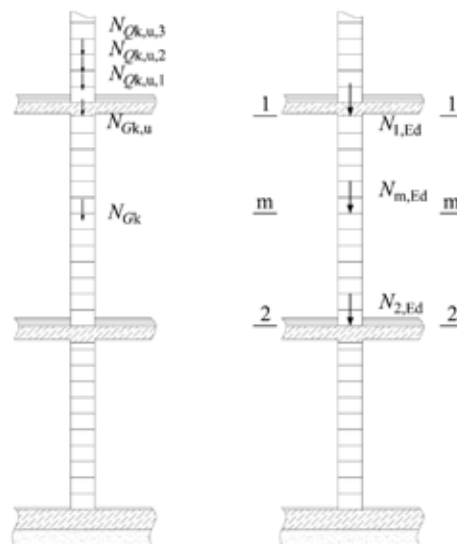
Do obliczeń przyjęto ostatecznie:

$$N_{1,Ed} = 160,67 \text{ kN}$$

$$N_{m,Ed} = 166,52 \text{ kN}$$

$$N_{2,Ed} = 172,37 \text{ kN}$$

Położenie obliczeniowych przekrojów 1-1, m-m i 2-2 wraz z obliczeniowymi siłami pionowymi zaznaczono na rys. 5.1.11b.



Rys. 5.1.11.

- a) Siły potrzebne do kombinacji oddziaływań,
b) obliczeniowe przekroje wraz z siłami

Określenie efektywnej wysokości ściany (tabl. 5.1.2 krok 2)

Za punktem 5.5.1.2 PN-EN [N2] przyjęto współczynniki redukcji:

$$\rho_2 = 0,75$$

Długość ściany $l = 5,64$ m

$$h = 3,18 \text{ m} < 1,15l = 6,47 \text{ m} \Rightarrow \rho_4 = \frac{1}{1 + \left(\frac{\rho_2 \cdot h}{l}\right)^2} \cdot \rho_2 = 0,64$$

$$h_{ef} = h \cdot \rho_4 = 2,02 \text{ m}$$

Określenie efektywnej grubości ściany (tabl. 5.1.2 krok 3)

Zgodnie z punktem 5.5.1.3 normy [N2] przyjęto:

$$t_{ef} = t = 0,365 \text{ m}$$

Sprawdzenie warunku smukłości ściany (tabl. 5.1.2 krok 4)

$$h_{ef} / t_{ef} = 5,54 < 27 - \text{warunek spełniony}$$

Wyznaczenie charakterystycznej wytrzymałości muru (tabl. 5.1.2 krok 5)

Z tablicy NA.5 Załącznika Krajowego do PN-EN [N2] przyjęto:

$$K = 0,75$$

Na podstawie punktu NA.3 Załącznika Krajowego do PN-EN [N2]:

$$f_k = K \cdot f_b^{0,85} = 2,44 \text{ N/mm}^2$$

Określenie modułu sprężystości muru (tabl. 5.1.2 krok 6)

Za punktem NA.6 Załącznika Krajowego do PN-EN [N2] przyjęto:

$$K_E = 600,$$

$$E = K_E \cdot f_k = 1462 \text{ N/mm}^2$$

Określenie wytrzymałości obliczeniowej muru (tabl. 5.1.2 krok 7)

Przyjęto klasę B wykonania robót i zaprawę projektowaną.

Z tablicy NA.1 PN-EN [N2] przyjęto współczynnik częściowy dla właściwości materiału $\gamma_M = 2,0$.

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M} = 1,22 \text{ N/mm}^2 = 1,22 \text{ N/mm}^2$$

Wyznaczenie momentu bezwładności stropów i ścian (tabl. 5.1.2 krok 8)

Szerokość ściany obliczanej $b = 1,0$ m

Szerokość pasma, z którego zbierano obciążenia na ścianę $c = 1,0$ m

Moment bezwładności ścian kondygnacji nadziemnej:

$$I_{sc,1} = \frac{b \cdot t^3}{12} = 4,05 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

Moment bezwładności ściany piwnic:

$$I_{sc,2} = \frac{c \cdot t^3}{12} = 4,57 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

Moment bezwładności stropu nad piwnicą:

$$I_{st,1} = \frac{c \cdot h^3}{12} = 0,67 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

Moment bezwładności stropu nad kondygnacjami nadziemnymi:

$$I_{st,2} = \frac{c \cdot h^3}{12} = 0,34 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

Wyznaczenie momentów w górnym i dolnym przekroju (tabl. 5.1.2 krok 9)

Stropy zaprojektowano z betonu klasy C20/25, na podstawie normy EC-2 [N7] przyjęto moduł ściężystości betonu $E_{cm,1} = 30000 \text{ N/mm}^2$.

Ściany piwnic zaprojektowano z bloczków betonowych z betonu C16/20. Na podstawie normy EC-2 [N7] przyjęto moduł ściężystości betonu $E_{cm,2} = 29000 \text{ N/mm}^2$.

Przekrój górny 1-1

Zgodnie z oznaczeniami przyjętymi na rys. C1 PN-EN [N2] przyjęto:

$$E_{1a} = E = 1462 \text{ N/mm}^2, I_{1a} = I_{sc} = 3,89 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4, h_{1a} = h = 3,18 \text{ m}$$

$$E_{2a} = E = 1462 \text{ N/mm}^2, I_{2a} = I_{sc} = 3,89 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4, h_{2a} = 2,69 \text{ m}$$

$$E_{3a} = E_{cm,1} = 30000 \text{ N/mm}^2, I_{3a} = I_{zb} = 0,34 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4, l_{3a} = l = 7,14 \text{ m}$$

$$E_{4a} = E_{cm,1} = 30000 \text{ N/mm}^2, I_{4a} = I_{zb} = 0,34 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4, l_{4a} = l = 4,14 \text{ m}$$

Współczynniki sztywności prętów przyjęto równe $n_1 = n_2 = n_3 = n_4 = 4$

$$k_{m,1} = \frac{n_3 \frac{E_{3a} \cdot I_{3a}}{l_{3a}} + n_4 \frac{E_{4a} \cdot I_{4a}}{l_{4a}}}{n_1 \frac{E_{1a} \cdot I_{1a}}{h_{1a}} + n_2 \frac{E_{2a} \cdot I_{2a}}{h_{2a}}} = 1,00 \leq 2$$

Przyjęto $k_{m,1} = 0,96$

Współczynnik podatności węzła nr 1: $\eta_1 = [1 - k_{m,1}]/4 = 0,75$

Obliczeniowe obciążenie stropu:

$$w_4 = w_3 = (1,35 \cdot 6,04 + 1,5 \cdot 0,7 \cdot 2,0) \cdot b = 10,25 \text{ kN/m}$$

Moment w przekroju pod stropem górnej kondygnacji

(pod węzłem nr 1):

$$M_{1d} = \frac{\frac{n_1 \cdot E_{1a} \cdot I_{1a}}{h_{1a}}}{\frac{n_1 \cdot E_{1a} \cdot I_{1a}}{h_{1a}} + \frac{n_2 \cdot E_{2a} \cdot I_{2a}}{h_{2a}} + \frac{n_4 \cdot E_{3a} \cdot I_{3a}}{l_{3a}} + \frac{n_4 \cdot E_{4a} \cdot I_{4a}}{l_{4a}}} \left[\frac{w_3 \cdot l_{3a}^2}{4(n_3 - 1)} - \frac{w_4 \cdot l_{4a}^2}{4(n_4 - 1)} \right] \cdot \eta_1 = 6,81 \text{ kNm}$$

Przekrój dolny 2-2

Zgodnie z oznaczeniami przyjętymi na rys. C1 PN-EN [N32] przyjęto:

$$E_{1b} = E_{cm,2} = 29000 \text{ N/mm}^2, I_{1b} = I_{sc} = 4,57 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4, h_{1b} = 2,55 \text{ m}$$

$$E_{2b} = E = 1462 \text{ N/mm}^2, I_{2b} = I_{sc} = 3,89 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4, h_{2b} = h = 3,18 \text{ m}$$

$$E_{3b} = E_{cm,1} = 30000 \text{ N/mm}^2, I_{3b} = I_{zb} = 0,67 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4, l_{3b} = l = 7,14 \text{ m}$$

$$E_{4b} = E_{cm,1} = 30000 \text{ N/mm}^2, I_{4b} = I_{zb} = 1,08 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4, l_{4b} = l = 4,14 \text{ m}$$

Współczynniki sztywności prętów przyjęto równe $n_1 = n_2 = n_3 = n_4 = 4$

$$k_{m,2} = \frac{n_3 \frac{E_{3b} \cdot I_{3b}}{l_{3b}} + n_4 \frac{E_{4b} \cdot I_{4b}}{l_{4b}}}{n_1 \frac{E_{1b} \cdot I_{1b}}{h_{1b}} + n_2 \frac{E_{2b} \cdot I_{2b}}{h_{2b}}} = 0,14 \leq 2$$

Współczynnik podatności węzła nr 1: $\eta_2 = (1 - k_{m,2}/4) = 0,96$

Ciężar stropu kondygnacji mieszkalnej

Reakcje ze stropów na ścianę zebrano z pasma o długości 4,89 m i szerokości 1,0 m.

Charakterystyczny ciężar konstrukcji i wykończenia stropu nad piwnicą zestawiono zgodnie z normą [N4] w tablicy 5.1.6.

Obciążenie użytkowe wg PN-EN 1991-1-1[N4] / Obciążenia użytkowe powierzchni stropów i dachów (p.6.3)

Równomiernie rozłożone obciążenie użytkowe - powierzchnia kategorii C1 (powierzchnie ze stolami itd.)

- Stropy → od 2,0 do 3,0 kN/m², zalecane 3,0 kN/m².

Przyjęto obciążenie użytkowe równe 3,0 kN/m².

Obliczeniowe obciążenie stropu:

$$w_4 = w_3 = (1,35 \cdot 7,04 + 1,5 \cdot 0,7 \cdot 3,0) \cdot b = 12,65 \text{ kN/m}$$

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

$$M_{2d} = \frac{\frac{n_2 \cdot E_{2b} \cdot I_{2b}}{h_{2b}}}{\frac{n_1 \cdot E_{1b} \cdot I_{1b}}{h_{1b}} + \frac{n_2 \cdot E_{2b} \cdot I_{2b}}{h_{2b}} + \frac{n_4 \cdot E_{3b} \cdot I_{3b}}{l_{3b}} + \frac{n_4 \cdot E_{4b} \cdot I_{4b}}{l_{4b}}} \left[\frac{w_3 \cdot l_{3b}^2}{4(n_3 - 1)} - \frac{w_4 \cdot l_{4b}^2}{4(n_4 - 1)} \right] \cdot \eta_2 = 1,04 \text{ kNm}$$



Tablica 5.1.6

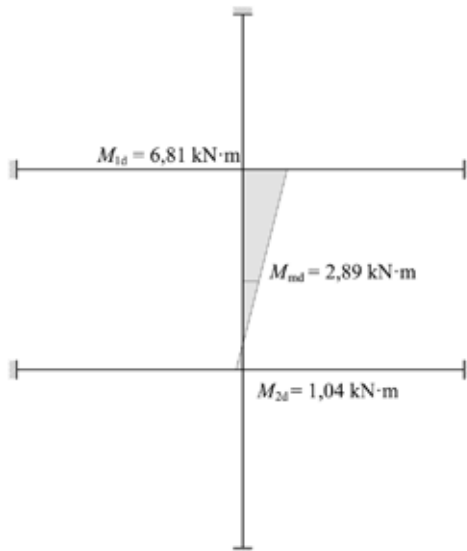
Charakterystyczny ciężar 1 m² konstrukcji i wykończenia stropu

Opis oddziaływania	Wartość charakterystyczna kN/m ²
Płytki kamionkowe grubości 10 mm na zaprawie cementowej 1:3 gr. 16-23 mm	0,44
Warstwa cementowa na siatce metalowej grub. 5 cm [24,0 kN/m ³ · 0,05 m]	1,20
Polistyren (ekspandowany, granulowany) grub. 5 cm [0,300 kN/m ³ · 0,05 m]	0,02
Beton zwykły grub. 20 cm [25,0 kN/m ³ · 0,20 m]	5,00
Tynk cementowo-wapienny grub. 2 cm [19,0 kN/m ³ · 0,02 m]	0,38
suma	7,04

Wyznaczenie momentów w przekroju środkowym (tabl. 5.1.2 krok 10)

$$M_{md} = \frac{M_{1d} - M_{2d}}{2} = 2,89 \text{ kNm}$$

Uzyskany z obliczeń wykres momentów w analizowanej ścianie pokazano na rys. 5.1.12.



Rys. 5.1.12.

Wykres momentów uzyskany z obliczeń

Określenie wartości mimośródów e_i pod i nad stropem (tabl. 5.1.2 krok 11)

Mimośród początkowy (niezamierzony):

$$e_{init} = h_{ef}/450 = 0,0045 \text{ m}$$

Mimośród od obciążenia poziomego (wiatrem):

$$e_{he,1} = 0,0 \text{ m}$$

$$e_{he,2} = 0,0 \text{ m},$$

Mimośród na górze lub dole ścian:

$$e_1 = \frac{M_{1d}}{N_{1d}} + e_{he,1} + e_{init} = 0,047 \text{ m} > 0,05 \cdot t = 0,018 \text{ m}$$

przyjęto:

$$e_1 = 0,047 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{M_{2d}}{N_{2d}} + e_{he,2} + e_{init} = 0,011 \text{ m} < 0,05 \cdot t = 0,018 \text{ m}$$

przyjęto: $e_2 = 0,018 \text{ m}$

Określenie wartości mimośródów e_m w środku wysokości ściany (tabl. 5.1.2 krok 12)

Mimośród od obciążenia poziomego (np. wiatru):

$$e_{hm} = 0,0 \text{ m}$$

Całkowity mimośród od obciążenia:

$$e_m = \frac{M_{md}}{N_{md}} + e_{hm} \pm e_{init} = 0,022 \text{ m}$$

Mimośród z uwagi na pełzanie:

Za punktem 3.7.4. PN-EN [N2] przyjęto $\phi_{\infty} = 1,0$

$$e_k = 0,002 \cdot \phi_{\infty} \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{t \cdot e_m} = 0,0010 \text{ m}$$

Mimośród w środku wysokości ściany:

$$e_{mk} = e_m + e_k = 0,023 \text{ m} > 0,05 \cdot t = 0,018 \text{ m}$$

przyjęto: $e_{mk} = 0,023 \text{ m}$

Wyznaczenie współczynników redukcyjnych w przekrojach 1-1 i 2-2 (tabl. 5.1.2 krok 13)

$$\Phi_1 = 1 - 2 \frac{e_1}{t} = 0,74$$

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

Wyznaczenie współczynnika redukcyjnego w przekroju środkowym (tabl. 5.1.2 krok 14)

$$A_1 = 1 - 2 \frac{e_{mk}}{t} = 0,87$$

$$\lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{\frac{f_k}{E}} = 0,23$$

$$u = \frac{\lambda - 0,063}{0,73 - 1,17 \frac{e_{mk}}{t}} = 0,25$$

$$\Phi_m = A_1 \cdot e^{-\frac{u^2}{2}} = 0,85$$

Pole powierzchni analizowanej ściany (tabl. 5.1.2 krok 15)

$$A = b \cdot t = 0,37 \text{ m}^2$$

Sprawdzenie obliczeniowej nośności analizowanej ściany w stresie środkowej oraz pod i nad stropem (tabl. 5.1.2 krok 16)

$$N_{1R,d} = \Phi_1 \cdot A \cdot f_d = 330,44 \text{ kN} \geq N_{1,Ed} = 160,67 \text{ kN}$$

$$N_{2R,d} = \Phi_2 \cdot A \cdot f_d = 377,27 \text{ kN} \geq N_{2,Ed} = 166,52 \text{ kN}$$

$$N_{mR,d} = \Phi_2 \cdot A \cdot f_d = 400,24 \text{ kN} \geq N_{m,Ed} = 172,37 \text{ kN}$$

Warunek spełniony. Wyężenie ściany w przekroju 1-1: ok. 49%, w przekroju 2-2: ok. 44%, a w przekroju m-m: ok. 43%.

5.1.4. Obliczanie metodami uproszczonymi według PN- -EN 1996-3

5.1.4.1. Przyjęte uproszczenia

W trzeciej części eurokodu PN-EN 1996-3 [N3] zamieszczono dodatkowe metody uproszczone. Uproszczenia obejmują głównie sposób określania współczynnika redukcyjnego nośności uwzględniającego efekt wyboczenia, mimośród początkowy, mimośród przyłożenia obciążenia i wpływ pełzania. Uproszczone metody obliczeń murów ściskanych zamieszczone w tej części eurokodu są zgodne z postanowieniami PN-EN 1996-1-1 [N2], lecz bardziej bezpieczne pod względem stosowanych warunków i ograniczeń [7]. Norma PN-EN 1996-3 [N3] proponuje dwa warianty metody uproszczonej, których stosowanie zależy od wielkości analizowanego obiektu oraz warunków podparcia ścian. W wariantcie pierwszym współczynnik redukcyjny nośności przyjmuje się jako wartość stałą uzależnioną od smukłości ściany, natomiast w wariantcie drugim współczynnik ten wylicza się, przy czym zmiennymi są tu smukłość ściany i efektywna rozpiętość stropu. W wariantcie pierwszym nie uwzględnia się obciążenia poziomego od wiatru – przy spełnieniu założeń metody przyjmuje się, że obciążenia te zostaną bezpiecznie przeniesione. Pozwala to na ograniczenie zestawienia obciążeń jedynie do sił pionowych. W wariantcie drugim, przy analizie ścian zewnętrznych należy sprawdzić warunek na grubość ściany, w którym występuje obliczeniowe obciążenie wiatrem na jednostkę powierzchni ściany. W obu wariantach należy wykazać, że obliczeniowa nośność muru wyrażona siłą, którą zdolny jest przenieść mur, jest większa od pionowego obciążenia obliczeniowego. Nośność muru, w przeciwieństwie do metody podstawowej i podstawowej uproszczonej, sprawdza się tylko w jednym przekroju analizowanej ściany. Eurokod nie precyzuje lokalizacji obliczeniowego przekroju dlatego, choć zniszczenie przy zadanych warunkach stosowania metod uproszczonych wystąpi zapewne w strefie środkowej muru, zaleca się analizować najbardziej wyężony przekrój umiejscowiony u dołu ściany.

Tablica 5.1.7.

**Wysokości graniczne budynków przy
stosowaniu metody uproszczonej**

Klasa	1	2 [A]	3 [B]
h_m	20 m	16 m	12 m

Oznaczenie klas w nawiasach wg załącznika krajowego

5.1.4.2. Warunki stosowania metod uproszczonych zgodnie z PN- -EN 1996-3

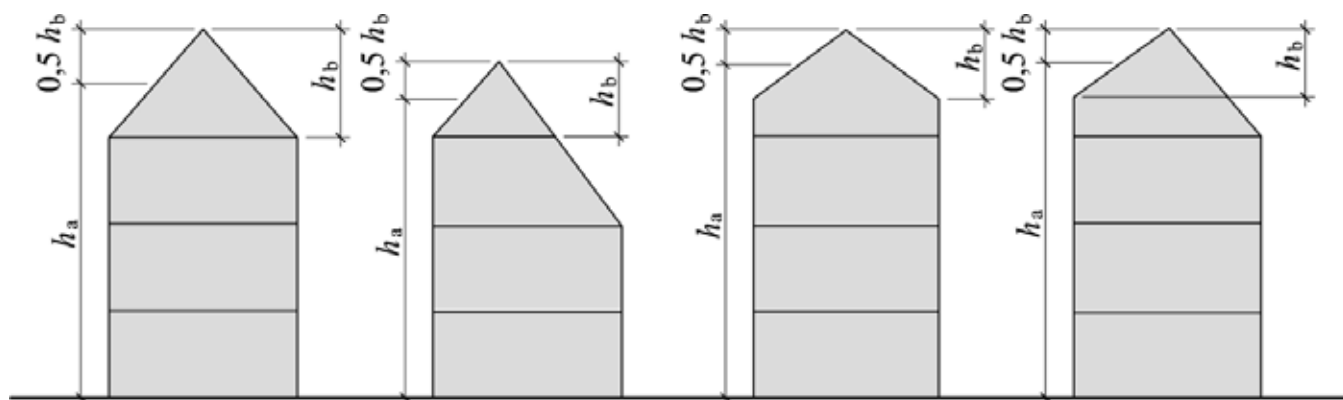
Z wariantu I i II metod uproszczonych zamieszczonych w PN-EN 1996-3 [N3] skorzystać można tylko w wypadku, gdy geometria, materiał i wielkość obciążeń spełniają pewne narzucone przez normę warunki.

Wariant I dotyczy budynków o wysokości do trzech kondygnacji. Wariant ten, zgodnie z załącznikiem A normy, stosować można przy projektowaniu budynków, gdy spełnione są następujące warunki:

- wysokość budynku nie przekracza 3 kondygnacji nadziemnych;
- ściany są usztywnione prostopadle do ich powierzchni przez stropy i dach w kierunku poziomym pod kątem prostym do płaszczyzny ściany, ewentualnie przez same stropy i wieńce o odpowiedniej sztywności;
- stropy i dach są oparte na ścianie na co najmniej $2/3$ jej grubości, a szerokość oparcia jest nie mniejsza niż 85 mm;
- wysokość kondygnacji w świetle nie przekracza 3,0 m,
- szerokość ściany stanowi co najmniej $1/3$ jej wysokości;
- charakterystyczna wartość obciążenia zmiennego na stropach i dachu nie przekracza $5,0 \text{ kN/m}^2$;
- maksymalna rozpiętość stropów w świetle wynosi 6,0 m;
- maksymalna rozpiętość dachu w świetle wynosi 6,0, za wyjątkiem przypadku lekkich konstrukcji dachowych, gdzie rozpiętość nie przekracza 12,0 m.

Wariant drugi metody uproszczonej stosować można jedynie w wypadku spełnienia szeregu warunków podstawowych i dodatkowych. Poniżej podano 9 warunków podstawowych stosowania metody uproszczonej. Warunki dodatkowe dotyczą ścian stanowiących końcowe podparcie stropów (np. ścian zewnętrznych) i podano je w 5 wierszu tablicy 5.1.8. Warunki podstawowe stosowania wariantu drugiego metody uproszczonej są następujące:

- Wysokość h projektowanego obiektu (lub w wypadku obiektu z dachem nachylonym jego zastępcza wysokość h_o według rys. 5.1.13) powinna być nie większa niż h_m podana w tablicy 5.1.7. Eurokod podaje 5 klas wykonawstwa konstrukcji murowych oznaczonych kolejnymi cyframi arabskimi. Metodę uproszczoną stosować można przy klasie wykonawstwa 1÷3 (tablica 5.1.7). Załączniki krajowe do norm PN-EN 1996-1-1 [N2] i PN-EN 1996-3 [N3] definiują natomiast jedynie dwie klasy wykonawstwa A i B. Można przyjąć, że klasa 2 odpowiada klasie wykonawstwa A, natomiast klasa 3 klasie wykonawstwa B, które określone są w Załączniku Krajowym;



Rys. 5.1.13.

Określanie średniej wysokości budynku z dachem nachylonym

- Rozpiętość stropów podpartych przez obliczane ściany nie powinna przekraczać 7,0 m;
- Rozpiętość dachów podpartych przez obliczane ściany nie powinna przekraczać 7,0 m, za wyjątkiem przypadków dachów z lekkich elementów kratownicowych, gdzie rozpiętość nie powinna przekraczać 14,0 m;
- Wysokość kondygnacji w świetle nie powinna przekraczać 3,2 m, chyba że całkowita wysokość budynku jest większa niż 7,0 m, wtedy wysokość w świetle kondygnacji parteru może wynosić 4,0 m;
- Charakterystyczna wartość obciążenia zmiennego na stropie i dachu powinna być nie większa niż 5,0 kN/m²;
- W kierunku poziomym ściany są usztywnione pod kątem prostym do płaszczyzny ściany, przez stropy i konstrukcję dachu, albo przez same stropy i dachy lub w inny odpowiedni sposób, na przykład przez wieńce o odpowiedniej sztywności zgodnie z PN-EN 1996-1-1 [N2];
- Ściany poszczególnych kondygnacji powinny znajdować się w jednej płaszczyźnie;
- Stropy i konstrukcja dachu opierają się na ścianie za pomocą wieńców o szerokości równej co najmniej 0,4 grubości ściany, lecz nie mniej niż 75 mm;

- Końcowa wartość współczynnika pełzania dla muru Φ_{∞} nie powinna być większa niż 2,0. (zgodnie z PN-EN 1996-1-1 [N2] w murach z betonu komórkowego warunek ten jest spełniony).

Gdy konstrukcja analizowanego budynku nie spełnia warunków stosowania wariantu 1 lub 2 metody uproszczonej ścianę należy sprawdzać obliczeniowo według zaleceń podanych w PN-EN 1996-1-1 [N2].

5.1.4.3. Algorytm obliczania według wariantu 1 metody uproszczonej zgodnie z PN-EN 1996-3

Algorytm obliczania murów obciążonych głównie pionowo według wariantu 1 metody uproszczonej przedstawiono w tabeli 5.1.8.

Tabela 5.1.8.

Obliczanie murów obciążonych głównie pionowo według wariantu 1 metody uproszczonej

1	Dane: rodzaje stosowanych materiałów, grubość muru t , szerokość analizowanego pasma muru b , wysokość muru w świetle stropów h , pionowe obciążenie obliczeniowe w rozważanym przekroju ściany N_{Ed} .
2	Sprawdzenie warunków stosowania metody uproszczonej. Wariant 1.
3	Przyjęcie charakterystycznej wytrzymałości muru $f_{k,s}$ w zależności od stosowanych materiałów według punktu NA.3 PN-EN 1996-3 [N3] (tablice NA.3 – NA.9)
4	Określenie wytrzymałości obliczeniowej: $f_d = \frac{f_{k,s}}{\gamma_M \cdot \eta_A}$ <p>γ_M – częściowy współczynnik bezpieczeństwa dla muru wg tab. NA.1 PN-EN 1996-3 [N3] η_A – wg tablicy NA.2 w Załączniku Krajowym, gdy pole przekroju analizowanego muru jest mniejsze od 0,3 m²</p>
5	Określenie efektywnej wysokości ściany: $h_{ef} = \rho_n \cdot h \quad (4.6)$ <p>gdzie: ρ_n – współczynnik redukcyjności, przy $n = 2, 3$ lub 4 w zależności od utwierdzenia krawędzi lub usztywnienia ściany</p>

6	Określenie efektywnej grubości ściany t_{ef}: $t_{ef} = t$ dla ściany jednowarstwowej, dwuwarstwowej, licowej, ściany ze spoinami pasmowymi i wypetnionej ściany szczelinowej $t_{ef} = \sqrt[3]{t_1^3 + t_2^3}$ dla ściany szczelinowej z kotwami ściennymi liczbie na m^2 ściany nie mniejszej niż $n_{min} = 4$, gdzie t_1 i t_2 są rzeczywistymi grubościami warstw, a moduł sprężystości warstwy nienośnej jest równy lub większy niż 90% modułu warstwy nośnej. $t_{ef} = \rho_i \cdot t$ dla ściany usztywnionej pilastrami (ρ_i – współczynnik wg tab. 5.1 PN-EN 1996-1-1 [N2])
7	Sprawdzenie warunku smukłości: $\frac{h_{ef}}{t_{ef}} \leq 21$
8	Pole powierzchni rozpatrywanej ściany: $A = b \cdot t$
9	Przyjęcie współczynnika redukcyjnego c_A: $c_A = 0,50$ jeżeli $h_{ef}/t_{ef} \leq 18$ $c_A = 0,36$ jeżeli $h_{ef}/t_{ef} > 18$ i ≤ 21
10	Sprawdzenie obliczeniowej nośności analizowanej ściany: $N_{Rd} = c_A \cdot f_d \cdot A \geq N_{Ed}$ <div style="text-align: right;">[A.1]</div>
11	W przypadku, gdy warunek nośności nie jest spełniony lub gdy nośność jest znacznie większa od obliczeniowego obciążenia należy odpowiednio zwiększyć lub zmniejszyć przekrój, ewentualnie zmienić wytrzymałości materiałów, następnie rozpocząć obliczenia od punktu 4.

5.1.4.4.

Algorytm obliczania według wariantu 2 metody uproszczonej zgodnie z PN-EN 1996-3

Algorytm obliczania murów obciążonych głównie pionowo według wariantu 2 metody uproszczonej przedstawiono w tablicy 5.1.9.



Tablica 5.1.9.

Obliczanie murów obciążonych głównie pionowo według wariantu 2 metody uproszczonej

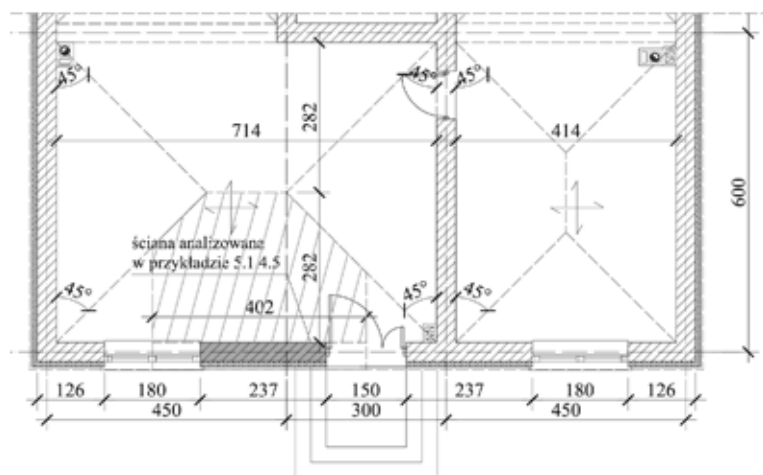
1	Dane: rodzaje stosowanych materiałów, grubość muru t , szerokość analizowanego pasma muru b , rozpiętość stropu w świetle ścian l_p , wysokość muru w świetle stropów h , pionowe obciążenie obliczeniowe w rozważanym przekroju N_{Ed} , obciążenie obliczeniowe wiatrem na jednostkę powierzchni ściany q_{Ewd} .
2	Sprawdzenie podstawowych warunków stosowania metody uproszczonej. Wariant 2.
3	Przyjęcie charakterystycznej wytrzymałości muru $f_{k,s}$ w zależności od stosowanych materiałów według punktu NA.3 PN-EN 1996-3 [N3] (tablice NA.3 – NA.9)
4	Określenie wytrzymałości obliczeniowej: $f_d = \frac{f_{k,s}}{\gamma_M \cdot \eta_A}$ γ_M – częściowy współczynnik bezpieczeństwa dla muru wg tab. NA.1 PN-EN 1996-3 [N3] η_A – wg tablicy NA.2 w Załączniku Krajowym, gdy pole przekroju analizowanego muru jest mniejsze od $0,3 m^2$

5	<p>Sprawdzenie warunków dodatkowych stosowania metody uproszczonej (w wypadku obliczania ścian stanowiących końcowe podparcie stropów)</p> <ul style="list-style-type: none"> Rozpiętość stropów l_f w świetle ścian powinna być nie mniejsza niż: 7,0 m przy $N_{Ed} \leq k_G \cdot t \cdot b \cdot f_d$ <p style="text-align: right;">(4.1a)</p> <p>gdzie: k_G wynosi 0,2 dla grupy 1 elementów murowych oraz 0,1 dla grupy 2, 3 i 4 lub</p> <p>w wypadku, gdy $f_d > 2,5$ MPa od mniejszej z wartości 4,5 + 10 t i 7,0 m (t w [m]) (4.1b)</p> <p>w wypadku, gdy $f_d \leq 2,5$ MPa od mniejszej z wartości 4,5 + 10 t i 6,0 m (t w [m]) (4.1c)</p> <ul style="list-style-type: none"> Grubość ściany powinna spełniać warunek: $t \geq \frac{c_1 \cdot q_{Ewd} \cdot b \cdot h^2}{N_{Ed}} + c_2 \cdot h$ <p style="text-align: right;">(4.2)</p> <p>gdzie: c_1, c_2 – stałe z tablicy 4.1 normy PN-EN 1996-3 [N3] w zależności od współczynnika α, który wynosi:</p> $\alpha = \frac{N_{Ed}}{t \cdot b \cdot f_d}$
6	<p>Określenie efektywnej wysokości ściany:</p> $h_{ef} = \rho_n \cdot h$ <p style="text-align: right;">(4.6)</p> <p>gdzie: ρ_n – współczynnik redukcyjności, przy $n = 2, 3$ lub 4 w zależności od utwierdzenia krawędzi lub usztywnienia ściany</p>
7	<p>Określenie efektywnej grubości ściany t_{ef}:</p> <p>$t_{ef} = t$ dla ściany jednowarstwowej, dwuwarstwowej, licowej, ściany ze spoinami pasmowymi i wypełnionej ściany szczelinowej</p> <p>$t_{ef} = \sqrt[3]{t_1^3 + t_2^3}$ dla ściany szczelinowej z kotwami ściennymi liczbie na m^2 ściany nie mniejszej niż $n_{min} = 4$, gdzie t_1 i t_2 są rzeczywistymi grubościami warstw, a moduł sprężystości warstwy nienośnej jest równy lub większy niż 90% modułu warstwy nośnej.</p> <p>$t_{ef} = \rho_t \cdot t$ dla ściany usztywnionej pilastrami (ρ_t – współczynnik wg tab. 5.1 PN-EN 1996-1-1 [N2])</p>
8	<p>Sprawdzenie warunku smukłości:</p> $\frac{h_{ef}}{t_{ef}} \leq 27$
9	<p>Określenie rozpiętości efektywnej stropu $l_{f,ef}$:</p> <p>$l_{f,ef} = l_f$ dla stropu wolnopodpartego jednokierunkowo zbrojonego;</p> <p>$l_{f,ef} = 0,7l_f$ dla stropu jednokierunkowo zbrojonego o schemacie belki ciągłej;</p> <p>$l_{f,ef} = 0,7l_f$ dla stropu wolnopodpartego dwukierunkowo zbrojonego, gdzie długość podparcia rozpatrywanej ściany jest nie większa niż dwa razy l_f;</p> <p>$l_{f,ef} = 0,5l_f$ dla stropu zamocowanego dwukierunkowo zbrojonego, gdzie długość podparcia rozpatrywanej ściany jest nie większa niż dwa razy l_f;</p>
10	<p>Pole powierzchni rozpatrywanej ściany:</p> $A = b \cdot t$
11	<p>Wyznaczenie współczynnika redukcyjnego Φ_s</p> <p>Dla ścian wewnętrznych:</p> $\Phi_s = 0,85 - 0,0011 \cdot \left(\frac{h_{ef}}{t_{ef}} \right)^2$ <p style="text-align: right;">(4.5a)</p> <p>Dla ścian stanowiących końcowe podparcie stropów (np. ściany zewnętrzne) należy przyjmować jako mniejszą z wartości uzyskanych ze wzorów (4.5a) i (4.5b)</p> $\Phi_s = 1,3 - \frac{l_{f,ef}}{8} \leq 0,85$ <p style="text-align: right;">(4.5b)</p> <p>Dla ścian najwyższej kondygnacji stanowiących skrajną podporę stropu lub dachu, za wartość Φ_s zaleca się przyjmować jako mniejszą z wartości uzyskanych ze wzorów (4.5a) i (4.5b) oraz</p> $\Phi_s = 0,4$ <p style="text-align: right;">(4.5c)</p>

12	Sprawdzenie obliczeniowej nośności analizowanej ściany: $N_{Rd} = \Phi_s \cdot f_d \cdot A \geq N_{Ed}$ <div style="text-align: right;">(4.3, 4.4)</div>
13	W przypadku, gdy warunek nośności nie jest spełniony lub gdy nośność jest znacznie większa od obliczeniowego obciążenia należy odpowiednio zwiększyć lub zmniejszyć przekrój, ewentualnie zmienić wytrzymałości materiałów, następnie rozpocząć obliczenia od punktu 4.

5.1.4.5. Przykład obliczeniowy ściany obciążonej głównie pionowo metodą uproszczoną wg PN-EN 1996-3

Analizie obliczeniowej poddano zewnętrzną ścianę budynku przedstawionego na rysunkach 5.1.8., 5.1.9. w punkcie 5.1.3.6. Do obliczeń przyjęto filarek międzyokienny znajdujący się na parterze. Lokalizację obliczanego elementu pokazano na rysunku 5.1.14. W tym przykładzie ściany parteru obliczano jako zaprojektowane z systemowych elementów firmy SOLBET z bloczków z betonu komórkowego grubości 36 cm ($f_b = 4,0 \text{ N/mm}^2$) na zaprawie do cienkich spoin ($f_m = 5 \text{ N/mm}^2$)



Rys. 5.1.14.
Usytuowanie analizowanego
fragmentu zewnętrznej ściany
parteru

Geometria ściany

Wysokość ściany: $h = 3,18 \text{ m}$.

Szerokość analizowanego odcinka ściany: $b = 2,37 \text{ m}$.

Wysokość ścian na kondygnacjach wyższych: $h_{sc} = 2,69 \text{ m}$.

Rozpiętości stropów w świetle: $l_1 = 5,64 \text{ m}$.

Reakcja z dachu na ścianę

Obciążenie śniegiem wg PN-EN 1991-1-3 [N5] / Dachy dwupotłociowe (p.5.3.3)

Obciążenie charakterystyczne śniegiem dachu przyjęto jak w przykładzie obliczeniowym w punkcie 5.1.3.6.

Obciążenie wiatrem wg PN-EN 1991-1-4 [N6] / Dachy dwuspadowe (p.7.2.5)

Ponieważ kąt nachylenia dachu jest mniejszy niż 5° , nie uwzględnia się obciążenia wiatrem dachu.

Obciążenie użytkowe wg PN-EN 1991-1-1 [N4] / Obciążenia użytkowe powierzchni stropów i dachów (p.6.3)

Obciążenie charakterystyczne użytkowe dachu przyjęto jak w przykładzie obliczeniowym w punkcie 5.1.3.6.

Obciążenia stałe z dachu zestawiono zgodnie z PN-EN 1991-1-1 [N4]

Obciążenie charakterystyczne przekazywane na ścianę z dachu przyjęto jak w przykładzie obliczeniowym w punkcie 5.1.3.6.

Powierzchnia dachu, z którego zbiera się obciążenie wynosi $11,78 \text{ m}^2$.

Oddziaływania stałe:

$$N_{Gk,u,1} = 4,58 \cdot 11,78 = 53,95 \text{ kN}$$

Oddziaływania zmienne:

Śnieg:

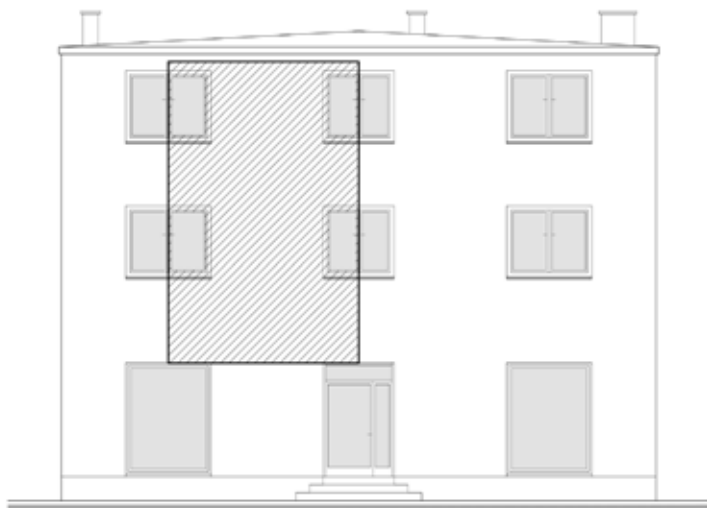
$$N_{Qk,u,2} = 0,72 \cdot 11,78 = 8,48 \text{ kN}$$

Użytkowe:

$$N_{Qk,u,3} = 0,4 \cdot 11,78 = 4,71 \text{ kN}$$

Ciężar ścian zabudowanych powyżej analizowanej ściany

Pole powierzchni ścian zabudowanych powyżej analizowanej ściany (zakresowany obszar na rys. 5.1.15) wynosi $25,0 \text{ m}^2$. Zestawienie ciężarów elementów ścian zamieszczono w tablicy 5.1.10.



Rys. 5.1.15.

Usytuowanie analizowanego fragmentu zewnętrznej ściany



Tablica 5.1.10.

Charakterystyczny ciężar 1 m² konstrukcji i wykończenia ściany

Opis oddziaływania	Wartość charakterystyczna kN/m ²
Elementy murowe z betonu komórkowego w stanie suchym grub. 36 cm [6,0 kN/m ³ · 0,36 m]	2,16
Tynk cementowo-wapienny grub. 2x1,5cm [19,0 kN/m ³ · 0,03m]	0,57
Polistyren (ekspandowany, granulowany) grub. 10 cm [0,300kN/m ³ · 0,10 m]	0,03
Suma	2,76

Średni ciężar 1 m² okna przyjęto na podstawie informacji uzyskanej od producenta równy: 0,33 kN/m²

Oddziaływanie ciążąrem ścian w kN (wartość charakterystyczna)

Ciężar ścian zabudowanych powyżej analizowanej ściany (obciążenie stałe) wraz z wieńcami i oknami:

$$N_{Gk,u,2} = 2,76 \cdot 18,38 + 0,33 \cdot 4,95 + 25,00 \cdot 1,83 = 98,06 \text{ kN}$$

Ciężar analizowanej ściany (obciążenie stałe):

$$N_{Gk} = 2,76 \cdot 3,18 = 16,48 \text{ kN}$$

Ciężar stropu kondygnacji mieszkalnej

Zestawienie charakterystycznych ciężarów konstrukcji i wykończenia stropu zamieszczono w tablicy 5.1.5. w przykładzie obliczeniowym w punkcie 5.1.3.6

Obciążenie użytkowe wg PN-EN 1991-1-1[N24] / Obciążenia użytkowe powierzchni stropów i dachów (p.6.3)

Równomiernie rozłożone obciążenie użytkowe - powierzchnia kategorii A (mieszkalna) - Stropy → od 1,5 do 2,0 kN/m², zalecane 2,0 kN/m². Przyjęto obciążenie użytkowe mieszkań równe 2,0 kN/m².

Oddziaływanie od pojedynczego stropu w kN na ścianę (wartość charakterystyczna)

Pole powierzchni stropu, z którego zbiera się obciążenie wynosi 9,70 m² (zakreskowany obszar na rys. 5.1.14).

Oddziaływania stałe

$$N_{Gk,u,3} = 6,04 \cdot 9,70 = 58,59 \text{ kN}$$

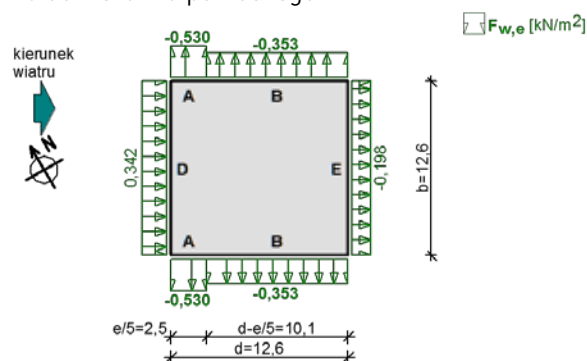
Oddziaływania zmienne:

$$N_{Qk,u,1} = 2,0 \cdot 9,70 = 19,40 \text{ kN}$$

Obciążenie wiatrem ściany zewnętrznej

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

Ze względu na kwadratowy kształt rzutu budynku w przykładzie przedstawiono tylko jeden przypadek obciążenia wiatrem. Największe wartości parcia oraz ssania wiatru przy uwzględnieniu w obliczeniach współczynnika kierunkowego c_{dir} występują przy oddziaływaniu wiatru z kierunku 300° w stosunku do kierunku północnego.



- Budynek o wymiarach: $d = 12,6 \text{ m}$, $b = 12,6 \text{ m}$, $h = 10,2 \text{ m}$
- 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) → 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 → 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: $c_{sd} = 1,000$

Elewacja nawietrzna - pole D:

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznej $c_{pe} = c_{pe,10} = +0,775$
Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = c_s \cdot c_d \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,441 \cdot 0,775 = \mathbf{0,342 \text{ kN/m}^2}$$

Elewacja zawietrzna - pole E:

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznej $c_{pe} = c_{pe,10} = -0,449$
Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = c_s \cdot c_d \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,441 \cdot (-0,449) = \mathbf{-0,198 \text{ kN/m}^2}$$

Elewacja boczna - pole A:

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznej $c_{pe} = c_{pe,10} = -1,2$
Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = c_s \cdot c_d \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,441 \cdot (-1,2) = \mathbf{-0,530 \text{ kN/m}^2}$$

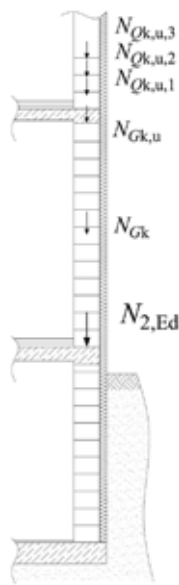
Elewacja boczna - pole B:

- Współczynnik ciśnienia zewnętrznej $c_{pe} = c_{pe,10} = -0,8$
Siła oddziaływania wiatru na powierzchnię zewnętrzną:

$$F_{w,e} = c_s \cdot c_d \cdot q_p(z_e) \cdot c_{pe} = 1,000 \cdot 0,441 \cdot (-0,8) = \mathbf{-0,353 \text{ kN/m}^2}$$

Kombinacje oddziaływań

Określenie sił zgodnie z rys. 5.1.16:



Rys. 5.1.16.

Ustytuowanie sił w analizowanej ścianie

charakterystyczny ciężar analizowanej ściany

$$N_{Gk} = 16,48 \text{ kN},$$

charakterystyczne obciążenie stałe działające powyżej analizowanej ściany

$$N_{Gk,u} = N_{Gk,u,1} + N_{Gk,u,2} + 2 \cdot N_{Gk,u,3} = 210,6 \text{ kN},$$

charakterystyczne obciążenie zmienne wiodące lub główne powyżej analizowanej ściany

$$N_{Qk,u,1} = 2 \cdot 19,4 = 38,8 \text{ kN},$$

charakterystyczne obciążenie śniegiem

$$N_{Qk,u,2} = 8,48 \text{ kN},$$

charakterystyczne obciążenie zmienne użytkowe z dachu

$$N_{Qk,u,3} = 4,71 \text{ kN},$$

Kombinację obciążeń przy przyjętym przekroju obliczeniowym określono ze wzoru 6.10a i 6.10.b normy [N1]. Przyjęto następujące wartości współczynników częściowych, współczynnika redukcyjnego i wartości kombinacyjnych:

$$\gamma_{G,j} = 1,35$$

$$\xi = 0,85$$

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

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

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

$$\psi_{0,2} = 0,5$$

$$\gamma_{Q,3} = 1,5$$

$$\psi_{0,3} = 0,0$$

$$N_{2,Ed} = \max \left\{ \begin{array}{l} (6.10a) \Rightarrow 353,66 \text{ kN} \\ (6.10b) \Rightarrow 325,14 \text{ kN} \end{array} \right\}$$

Do obliczeń przyjęto ostatecznie:

$$N_{2,Ed} = 353,66 \text{ kN}$$

Sprawdzenie warunków stosowania wariantu 1 metody uproszczonej (tabl. 5.1.4 krok 2)

- wysokość budynku nie przekracza 3 kondygnacji nadziemnych – warunek spełniony,
- ściany są usztywnione prostopadle do ich powierzchni przez stropy i dach w kierunku poziomym pod kątem prostym do płaszczyzny ściany, ewentualnie przez same stropy i wieńce o odpowiedniej sztywności – warunek spełniony,
- stropy i dach są oparte na ścianie na co najmniej 2/3 jej grubości, a szerokość oparcia jest nie mniejsza niż 85 mm – warunek spełniony,
- wysokość kondygnacji w świetle nie przekracza 3,0 m – warunek nie jest spełniony. Wysokość kondygnacji parteru wynosi 3,18 m, Wobec niespełnienia warunków stosowania wariantu 1 metody uproszczonej należy sprawdzić warunki stosowania wariantu 2 tej metody.

Sprawdzenie warunków stosowania wariantu 2 metody uproszczonej (tabl. 5.1.5 krok 2)

- Wysokość h projektowanego obiektu powinna być nie większa niż h_m podana w tablicy 5.1.3 $16,0 \text{ m} > 10,2 \text{ m}$ – warunek spełniony;
- Rozpiętość stropów podpartych przez obliczane ściany nie powinna przekraczać 7,0 m – warunek spełniony;
- Rozpiętość dachów podpartych przez obliczane ściany nie powinna przekraczać 7,0 m, za wyjątkiem przypadków dachów z lekkich elementów kratownicowych, gdzie rozpiętość nie powinna przekraczać 14,0 m – warunek spełniony;
- Wysokość kondygnacji w świetle nie powinna przekraczać 3,2 m, chyba że całkowita wysokość budynku jest większa niż 7,0 m, wtedy wysokość w świetle kondygnacji parteru może wynosić 4,0 m – warunek spełniony;
- Charakterystyczna wartość obciążenia zmiennego na stropie i dachu powinna być nie większa niż $5,0 \text{ kN/m}^2$ – warunek spełniony;
- W kierunku poziomym ściany są usztywnione pod kątem prostym do płaszczyzny ściany, przez stropy i konstrukcję dachu, albo przez same stropy i dachy lub

w inny odpowiedni sposób, na przykład przez wieńce o odpowiedniej sztywności zgodnie z PN-EN [N2] – warunek spełniony;

- Ściany poszczególnych kondygnacji powinny znajdować się w jednej płaszczyźnie – warunek spełniony;
- Stropy i konstrukcja dachu opierają się na ścianie za pomocą wieńców o szerokości równej co najmniej 0,4 grubości ściany, lecz nie mniej niż 75 mm – warunek spełniony;
- Końcowa wartość współczynnika pełzania dla muru Φ_{∞} nie powinna być większa niż 2,0 – warunek spełniony.

Przyjęcie charakterystycznej wytrzymałości muru (tabl. 5.1.5 krok 3)

Z tablicy NA.9 PN-EN-3 [N3] przyjęto charakterystyczną wytrzymałość muru zakładając znormalizowaną średnią wytrzymałość elementów murowych $f_b = 4 \text{ N/mm}^2$ i przyjmując zaprawę do cieniok spoin:

$$f_{ks} = 2,4 \text{ N/mm}^2,$$

Określenie wytrzymałości obliczeniowej muru (tabl. 5.1.5 krok 4)

Przyjęto klasę A wykonania robót i zaprawę projektowaną.

Z tablicy NA.1 PN-EN-3 [N33] przyjęto współczynnik częściowy dla właściwości materiału

$$\gamma_M = 2,0.$$

$$f_d = \frac{f_{k,s}}{\gamma_M} = 1,20 \text{ N/mm}^2$$

Sprawdzenie warunków dodatkowych stosowania warianu 2 metody uproszczonej (tabl. 5.1.5 krok 5)

- Rozpiętość stropów l_f w świetle ścian powinna być nie mniejsza niż: 7,0 m przy

$$N_{Ed} \leq k_G \cdot t \cdot b \cdot f_d$$

$$k_G = 0,2 \text{ (1 grupa elementów murowych)}$$

$$t = 0,36 \text{ m}$$

$$b = 2,37 \text{ m}$$

$$N_{Ed} = 353,66 \text{ kN} > k_G \cdot t \cdot b \cdot f_d = 204,77 \text{ kN} - \text{warunek nie jest spełniony, przechodzimy zatem do kolejnego warunku:}$$

$$f_d = 1,20 \text{ N/mm}^2 < 2,5 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow \text{rozpiętość stropu } l_f = 5,64 \text{ m nie powinna być większa niż:}$$

$$4,5 \text{ m} + 10 \cdot t = 8,1 \text{ m lub } 6,0 \text{ m} - \text{warunek spełniony}$$

- Grubość ściany $t \geq \frac{c_1 \cdot q_{Ewd} \cdot b \cdot h^2}{N_{Ed}} + c_2 \cdot h$ powinna spełniać warunek:

$$h = 3,18 \text{ m} \quad \alpha = \frac{N_{Ed}}{t \cdot b \cdot f_d} = 0,34$$

$$c_1 = 0,17$$

$$c_2 = 0,027$$

Śsanie wiatru generuje moment o znaku zgodnym z momentem od obciążeń pionowych.

$$q_{Ewd} = 1,5 \cdot 0,353 = 0,530 \text{ kN/m}^2$$

$$t = 0,36 \text{ m} > 0,09 \text{ m} - \text{warunek spełniony}$$

Określenie efektywnej wysokości ściany (tabl. 5.1.5 krok 6)

Za punktem 4.2.2.4 PN-EN-3 [N3] przyjęto współczynnik redukcji $\rho_2 = 1,0$

$$h_{ef} = h \cdot \rho_2 = 3,18 \text{ m}$$

Określenie efektywnej grubości ściany (tabl. 5.1.5 krok 7)

Za punktem 4.2.2.3 PN-EN-3 [N3] przyjęto

$$t_{ef} = t = 0,36 \text{ m}$$

Sprawdzenie warunku smukłości ściany (tabl. 5.1.5 krok 8)

$$h_{ef}/t_{ef} = 8,8 < 27 - \text{warunek spełniony}$$

Określenie efektywnej rozpiętości stropu (tabl. 5.1.5 krok 9)

$$l_{f,ef} = 0,5 \cdot l_f = 2,82 \text{ m}$$

Pole powierzchni analizowanej ściany (tabl. 5.1.5 krok 10)

$$A = b \cdot t = 0,85 \text{ m}^2$$

Wyznaczenie współczynnika redukcyjnego (tabl. 5.1.5 krok 11)

Analizowana ściana stanowi końcowe podparcie stropu. W związku z tym współczynnik redukcyjny:

$$\Phi_s = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,85 - 0,0011 \cdot \left(\frac{h_{ef}}{t_{ef}} \right)^2 = 0,76 \\ 1,3 - \frac{l_{f,ef}}{8} = 0,60 \leq 0,85 \end{array} \right.$$

Ostatecznie przyjęto: $\Phi_s = 0,60$

Sprawdzenie nośności analizowanej ściany (tabl. 5.1.5 krok 12)

$$\text{Ponieważ } A > 0,3 \text{ m}^2 \Rightarrow \eta_A = 1,0$$

$$N_{Rd} = \Phi_s \cdot f_d \cdot A = 609,18 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 353,66$$

Warunek spełniony. Wyteżenie ściany ok. 58%

5.1.5. Ściany obciążone siłą skupioną

5.1.5.1. Przyjęte założenia

Nośność ścian obciążonych siłą skupioną zgodnie z EC-6 obliczać należy metodą podstawową zamieszczoną w PN-EN 1996-1-1 [N2] lub metodą uproszczoną zawartą w postanowieniach PN-EN-1996-3 [N3]. Zarówno zastosowanie metody podstawowej jak i uproszczonej wymaga spełnienia szeregu warunków. Należy tu podkreślić, że sprawdzenie nośności ściany z uwagi na obciążenia skupione nie zwalnia projektanta z konieczności wykonania obliczeń tej ściany w sposób klasyczny jak dla ścian obciążonych głównie pionowo (metodą podstawową uproszczoną – punkt 5.1.3 lub uproszczoną – punkt 5.1.4). Podczas analiz ściany obciążonej głównie pionowo należy w przekroju środkowym uwzględnić obciążenie skupione rozłożone na powierzchni rozdziału. Norma PN-EN 1996-

1-1 [N2] nakazuje dokonać sprawdzenia nośności pod siłą skupioną jak dla ścian obciążonych głównie pionowo jedynie w przekroju środkowym, co kłóci się nieco z przyjętą zasadą sprawdzania nośności w trzech przekrojach.

5.1.5.2. Warunki stosowania metod obliczeniowych

Zarówno podstawową metodą według PN-EN 1996-1-1 [N2], jak i metodą uproszczoną zgodnie z PN-EN 1996-3 [N3] można się posługiwać jedynie gdy mimośród obciążenia względem osi ściany nie jest większy niż 25% grubości ściany. PN-EN 1996-1-1 [N2] zakłada, że nośność będzie sprawdzana w poziomie przyłożenia siły oraz w połowie wysokości ściany jak dla przypadku ścian klasycznie obciążonych pionowo. W drugim przekroju obliczeniowym (w połowie wysokości ściany) uwzględnia się równomierne rozdzielenie obciążenia skupionego na powierzchniach rozdziatu oraz wszystkie inne obciążenia działające na ścianę (od ciężaru własnego, ciężaru urządzeń, ciężaru wyższych kondygnacji, itd.). Sprawdzenie warunków nośności jak dla ścian obciążonych głównie pionowo należy przeprowadzić we wszystkich przypadkach, z uwzględnieniem wpływu każdego obciążenia pionowego, szczególnie w przypadku, gdy obciążenia skupione są usytuowane względem siebie tak blisko, że ich długości efektywne zachodzą na siebie. Zadaniem projektanta jest wówczas dobranie najniekorzystniej obciążonego fragmentu muru (np. gdzie wpływy od obciążeń skupionych nachodzą na siebie).

Bezpośrednio pod obciążeniem skupionym powinny być zastosowane elementy murowe grupy 1 lub inne pełne elementy na długości równej długości przyłożonego obciążenia zwiększonej o długość obliczoną z uwzględnieniem rozdziatu obciążenia po obydwu stronach przyłożonego obciążenia pod kątem 60° od krawędzi jego przyłożenia do poziomu rozpatrywanej warstwy. W przypadku obciążenia przyłożonego na końcu ściany, dodatkowa długość rozdziatu jest wymagana jedynie z jednej strony. Obciążenie ściany przez żelbetowy wieniec spełnia powyższy warunek.

Siła skupiona powinna być przeniesiona na ścianę na minimalnej długości 90 mm lub długości, jaka jest wymagana z obliczeń.

Metodą uproszczoną zgodnie z PN-EN 1996-3 [N3] można się posługiwać przy spełnieniu następujących warunków dodatkowych:

- powierzchnia oddziaływania obciążenia skupionego nie przekracza $\frac{1}{4}$ powierzchni przekroju poprzecznego ściany oraz wartości $2 \cdot t^2$, gdzie t jest grubością ściany;
- nośność ściany w przekroju usytuowanym w środku jej wysokości sprawdza się metodą uproszczoną zgodnie z PN-EN 1996-3 [N3], przyjmując, że obciążenie skupione rozkłada się pod kątem 60° .

5.1.5.4. Nośność ściany pod obciążeniem skupionym

Nośność ściany obciążonej siłą skupioną zgodnie z PN-EN 1996-1-1 [N2] sprawdza się z ogólnego warunku, który ma postać:

$$N_{Edc} \leq N_{Rdc}, \quad (5.1.21)$$

gdzie:

N_{Edc} – obliczeniowe pionowe obciążenie skupione,
 N_{Rdc} – obliczeniowa nośność ściany na obciążenia skupione.

Norma PN-EN 1996-1-1 [N2] w wypadku ścian obciążonych siłą skupioną, wykonanych z elementów murowych grupy 1, spełniających wymagania szczegółowe dotyczących warunków konstrukcyjnych oraz wykonanych na spoinach innych niż spoiny pasmowe nakazuje obliczeniową nośność ściany N_{Rdc} określać z zależności:

$$N_{Rdc} = \beta \cdot A_b \cdot f_d. \quad (5.1.22)$$

gdzie:

β – współczynnik zwiększający nośność,
 A_b – powierzchnia przyłożenia obciążenia skupionego.

W przypadku ścian wykonanych z elementów murowych grupy 2, 3 i 4 lub murowanych na pasmach zaprawy należy sprawdzić czy lokalnie obliczeniowe naprężenia ścisające pod obciążeniem skupionym nie przekraczają wytrzymałości obliczeniowej muru f_d . W takim wypadku we wzorze (5.1.22) przyjmuje się współczynnik $\beta = 1,0$. Gdy obciążenie skupione przyłożone jest poprzez belkę (np. wieniec żelbetowy) o odpowiedniej sztywności i szerokości równej grubości ściany oraz wysokości większej niż 200 mm i długości większej niż trzykrotna długość przyłożenia obciążenia, naprężenia obliczeniowe poniżej obciążenia skupionego nie powinna przekraczać $1,5 \cdot f_d$. Współczynnik zwiększający obciążenie w murach wykonanych z elementów murowych grupy 1 zgodnie z PN-EN 1996-1-1 [N2] określa się z zależności:

$$\beta = \left(1 + 0,3 \frac{a_1}{h_c}\right) \cdot \left(1,5 - 1,1 \frac{A_b}{A_{ef}}\right) \geq 1,0, \quad (5.1.23)$$

$$\beta \leq 1,25 + \frac{a_1}{2 \cdot h_c},$$

$$\beta \leq 1,5.$$

Poza sprawdzeniem nośności na podstawie wzorów (5.1.21, 5.1.22 i 5.1.23) należy w przekroju środkowym dokonać sprawdzenia nośności ściany na obciążenia pionowe metodą uproszczoną (punkt 5.1.4) lub uproszczoną podstawową (punkt 5.1.3).

Norma PN-EN 1996-3 [N3] wprowadziła uroszczony sposób obliczeń ścian obciążonych siłą skupioną. Po spełnieniu warunków stosowania metody uroszczonej (zob. punkt 5.1.5.2) obliczenia prowadzi się w zależności

od grupy elementów murowych, z których wykonana jest lub z których projektuje się ścianę. W wypadku wykonania ściany z betonu komórkowego, czyli z elementów murywymi grupy 1 nośność należy sprawdzać z warunku:

[5.1.24]

$$N_{Edc} \leq N_{Rdc} = \left(1,2 + 0,4 \frac{a_1}{h_c}\right) \cdot f_d \cdot A_b \leq 1,5 \cdot f_d \cdot A_b,$$



Tablica 5.1.11.

Obliczanie murów obciążonych siłą skupioną według metody podstawowej

5.1.5.5.

Algorytmy projektowania ścian obciążonych siłą skupioną

Poniżej w tablicach 5.1.11. i 5.1.12. podano taki sprawdzania nośności ścian obciążonych siłą skupioną według metody podstawowej zawartej w PN-EN 1996-1-1 [N2] oraz według metody uproszczonej na podstawie normy PN-EN 1996-3 [N3]. Numery wzorów w tablicach odpowiadają numerom wzorów z odpowiedniej normy.

1	Dane: rodzaje stosowanych materiałów, grubość muru t , szerokość obciążenia skupionego a , długość ściany L , wysokość muru w świetle stropów h , wysokość przyłożenia obciążenia h_c , odległość obciążenia od krawędzi ściany a_1 , pionowe obliczeniowe obciążenie skupione N_{Edc} .
2	Sprawdzenie warunków stosowania metody podstawowej W wypadku obciążenia przyłożonego nie na całej grubości ściany: Określenie mimośrod obciążenia e , Sprawdzenie warunku: $e \leq \frac{t}{4}$
3	Wyznaczenie wytrzymałości charakterystycznej muru: dla murów wykonanych z zapraw ogólnego stosowania i zapraw lekkich: $f_k = K \cdot f_b^{0,7} \cdot f_m^{0,3} \quad (3.2)$ dla murów wykonanych na cienkie spoiny, gdzie grubość spoin wynosi 0,5 mm do 3 mm, oraz ceramicznych elementów murowych grupy 1 i 4, elementów silikatowych, elementów z betonu kruszywowego oraz elementów z autoklawizowanego betonu komórkowego: $f_k = K \cdot f_b^{0,85} \quad (3.3)$ dla murów wykonanych na cienkie spoiny, gdzie grubość spoin wynosi 0,5 mm do 3 mm, oraz ceramicznych elementów murowych grupy 2 i 3: $f_k = K \cdot f_b^{0,7} \quad (3.4)$ gdzie: K - współczynnik zgodnie z tab. NA.5 Załącznika Krajowego do PN-EN 1996-1-1 [N2]
4	Określenie wytrzymałości obliczeniowej: $f_d = f_k / \gamma_M$ γ_M - częściowy współczynnik bezpieczeństwa dla muru wg tab. NA.1 PN-EN 1996-1-1 [N2]
5	Określenie efektywnej powierzchni rozdziału obciążenia: efektywna długość rozdziału l_{efm} określona w połowie wysokości ściany (zakładamy, że obciążenie rozkłada się pod kątem 60° do górnej powierzchni ściany). Długość l_{efm} należy określić zgodnie z rysunkiem 8.22. Efektywna powierzchnia rozdziału: $A_{ef} = l_{efm} \cdot t$
6a	W wypadku murów wykonanych z elementów murowych grupy 1 Nośność ściany na obciążenia skupione: $N_{Rdc} = \beta \cdot A_b \cdot f_d \quad (6.10)$ $\beta = \left(1 + 0,3 \frac{a_1}{h_c}\right) \cdot \left(1,5 - 1,1 \frac{A_b}{A_{ef}}\right) \geq 1,0,$ $\beta \leq 1,25 + \frac{a_1}{2 \cdot h_c},$ $\beta \leq 1,5. \quad (6.11)$

6b	W wypadku murów wykonanych z elementów murowych grupy 2, 3, 4 Nośność ściany na obciążenia skupione: $N_{Rdc} = f_d \cdot A_b$
7	Sprawdzenie obliczeniowej nośności analizowanej ściany: $N_{Rdc} \geq N_{Edc} \quad [6.9]$
8	W przypadku, gdy warunek nośności nie jest spełniony należy zwiększyć przekrój ściany, ewentualnie zastosować materiały o większej wytrzymałości, następnie rozpocząć obliczenia od nowa.
9	Przeprowadzanie obliczeń ściany obciążonej głównie pionowo zgodnie z punktem 6.1.2 PN-EN 1996-1-1 [N2]. W obliczeniach należy uwzględnić obciążenie skupione rozłożone się pod kątem 60° w przekroju środkowym oraz dolnym.



Tablica 5.1.12

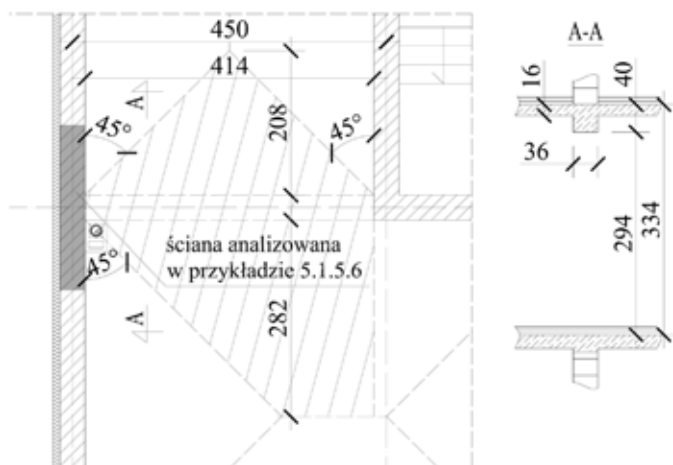
Obliczanie murów obciążonych siłą skupioną według metody uproszczonej

1	Dane: rodzaje stosowanych materiałów, grubość muru t , szerokość obciążenia skupionego a , długość ściany L , wysokość muru w świetle stropów h , wysokość przyłożenia obciążenia h_c , odległość obciążenia od krawędzi ściany a_1 , pionowe obliczeniowe obciążenie skupione N_{Edc} .
2	Sprawdzenie warunków stosowania metody uproszczonej Pole powierzchni ściany: $A = L \cdot t$ Pole powierzchni przyłożonego obciążenia: $A_b = a \cdot t$ (w wypadku przyłożenia siły na całej grubości muru) Sprawdzenie warunku: $A_b \leq \min \left\{ \frac{A}{4}, 2 \cdot t^2 \right\}$ W wypadku obciążenia przyłożonego nie na całej grubości ściany: Określenie mimośrodowość obciążenia e , Sprawdzenie warunku: $e \leq \frac{t}{4}$
3	Przyjęcie charakterystycznej wytrzymałości muru $f_{k,s}$ w zależności od stosowanych materiałów według punktu NA.3 PN-EN 1996-3 [N3] (tablice NA.3 – NA.9)
4	Określenie wytrzymałości obliczeniowej: $f_d = f_{k,s} / \gamma_M$ γ_M – częściowy współczynnik bezpieczeństwa dla muru wg tab. NA.1 PN-EN 1996-3 [N3]
5a	W wypadku murów wykonanych z elementów murowych grupy 1 Nośność ściany na obciążenia skupione: $N_{Rdc} = f_d \cdot \left(1,2 + 0,4 \cdot \frac{a_1}{h_c} \right) \cdot A_b \leq 1,5 \cdot f_d \cdot A_b \quad [4.7]$
5b	W wypadku murów wykonanych z elementów murowych grupy 2, 3, 4 Nośność ściany na obciążenia skupione: $N_{Rdc} = f_d \cdot A_b \quad [4.8]$
6	Sprawdzenie obliczeniowej nośności analizowanej ściany: $N_{Rdc} \geq N_{Edc}$
7	W przypadku, gdy warunek nośności nie jest spełniony należy zwiększyć przekrój ściany, ewentualnie zastosować materiały o większej wytrzymałości, następnie rozpocząć obliczenia od nowa.
8	Przeprowadzanie obliczeń ściany obciążonej głównie pionowo zgodnie z punktem 4.2 PN-EN 1996-3 [N3]. W obliczeniach należy uwzględnić obciążenie skupione rozłożone się pod kątem 60° w przekroju środkowym oraz dolnym.

5.1.5.6 Przykład obliczeniowy ściany obciążonej siłą skupioną metodą podsta- wową wg PN-EN 1996-1-1

Opis analizowanego budynku

W przykładzie obliczeniowym wykorzystano projekt budynku opisany szczegółowo w punkcie 5.1.3.6 i pokazany na rys. 5.1.8. oraz 5.1.9. Analizy obliczeniowe obejmują ścianę parteru, na której oparto belkę (rys. 5.1.17). Na poprzecznej belce jedno-przęstowej oparty jest strop nad parterem oraz na części belki oparta jest ściana z wyższej kondygnacji (rys. 5.1.9b).



Rys. 5.1.17.
Usytuowanie analizowanego
fragmentu ściany

Sprawdzenie nośności metodą podstawową zgodnie z PN-EN 1996-1-1 [N2]

Analizowany fragment ściany budynku znajduje się w podobnym rejonie co ściana z przykładu zamieszczonego w punkcie 5.1.4.5. Przyjęto te same materiały oraz obciążenia.

Zestawienie oddziaływań - reakcja z belki

Pole powierzchni stropu, z którego zbiera się obciążenie wynosi 13,4 m². Charakterystyczne obciążenia konstrukcji i wykończenia stropu kondygnacji mieszkalnej a także obciążenie użytkowe stropu przyjęto identycznie jak w przykładzie w punkcie 5.1.3.6.

Reakcję z belki (rys. 5.1.18) wyznaczono na podstawie kombinacji STR.

Reakcję przekazywane z podciągu na ścianę: charakterystyczne obciążenie state:

$$N_{Gk,u,1} = 13,4 \cdot 6,04 \cdot 0,5 = 42,88 \text{ kN}$$

$$N_{Gk,u,2} = 2,16 \cdot 2,69 \cdot 2,76 \cdot 3,24 / 4,5 = 11,55 \text{ kN}$$

$$N_{Gk,u} = 42,88 + 11,55 = 54,43 \text{ kN}$$

charakterystyczne obciążenie zmienne:

$$N_{Qk,u,1} = 13,4 \cdot 2,0 \cdot 0,5 = 13,40 \text{ kN}$$

Kombinację określono ze wzoru 6.10a i 6.10.b normy [N1]. Przyjęto następujące wartości współczynników częściowych, współczynnika redukcyjnego i wartości kombinacyjnych:

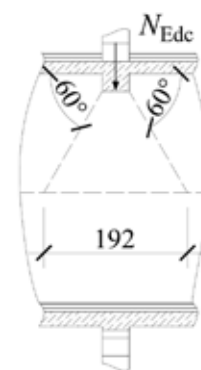
$$\gamma_{G,j} = 1,35 \quad \xi = 0,85$$

$$\gamma_{Q,1} = 1,5 \quad \psi_{0,1} = 0,7$$

$$N_{Edc} = \max \left\{ \begin{array}{l} (6.10a) \Rightarrow 86,83 \text{ kN} \\ (6.10b) \Rightarrow 81,95 \text{ kN} \end{array} \right\}$$

Do obliczeń przyjęto ostatecznie:

$$N_{Edc} = 86,83 \text{ kN}$$



Rys. 5.1.18.
Reakcja z belki stropowej oraz
określenie efektywnej długości
rozdziatu obciążenia

Dane geometryczne:

grubość muru $t = 0,36 \text{ m}$,
szerokość obciążenia skupionego $a = 0,36 \text{ m}$,
długość ściany $L = 11,56 \text{ m}$,
wysokość muru w świetle stropów $= h = 3,18$,
wysokość przyłożenia obciążenia $h_c = 2,94 \text{ m}$,
odległość obciążenia od krawędzi ściany $a_1 = 5,64$

Sprawdzenie warunków stosowania metody podstawowej (tabl. 5.1.6 krok 2)

Obciążenie jest przyłożone bez mimośrod.

$$e = 0 < t/4 = 0,090 \text{ m}$$

Warunek spełniony

Wyznaczenie wytrzymałości charakterystycznej muru (tabl. 5.1.6 krok 3)

Z tablicy NA.5 Załącznika Krajowego do PN-EN [N2] przyjęto:

$$K = 0,75$$

Na podstawie punktu NA.3 Załącznika Krajowego do PN-EN [N2]:

$$f_k = K \cdot f_b^{0,85} = 2,44 \text{ N/mm}^2$$

Określenie wytrzymałości obliczeniowej muru (tabl. 5.1.6 krok 4)

Przyjęto klasę A wykonania robót i zaprawę projektowaną.

Z tablicy NA.1 PN-EN [N32] przyjęto współczynnik częściowy dla właściwości materiału $\gamma_M = 2,0$.

$$f_d = f_k / \gamma_M = 1,22 \text{ N/mm}^2$$

Określenie efektywnej powierzchni rozdziału obciążenia (tabl. 5.1.6 krok 5)

Zgodnie z rys. 5.1.13 efektywna długość rozdziału obciążenia określona w połowie wysokości ściany wynosi:

$$l_{efm} = 1,92 \text{ m}$$

Efektywna powierzchnia rozdziału: $A_{ef} = l_{efm} \cdot t = 0,66$

Nośność ściany na obciążenia skupione (tabl. 5.1.6 krok 6a)

$$\beta = \left(1 + 0,3 \frac{a_1}{h_c}\right) \cdot \left(1,5 - 1,1 \frac{A_b}{A_{ef}}\right) = 2,02 \geq 1,0,$$

$$\beta \leq 1,25 + \frac{a_1}{2 \cdot h_c} = 2,209,$$

$$\beta \leq 1,5.$$

Ostatecznie przyjęto $\beta_1 = 1,5$

$$N_{Rdc} = \beta \cdot A_b \cdot f_d = 236,85 \text{ kN}$$

Sprawdzenie obliczeniowej nośności analizowanej ściany (tabl. 5.1.6 krok 7)

$$N_{Rdc} = 236,85 \text{ kN} \geq N_{Edc} = 86,84 \text{ kN}$$

Warunek spełniony.

Przeprowadzanie obliczeń ściany obciążonej głównie pionowo (tabl. 5.1.6 krok 9)

Zgodnie z punktem 6.1.2. PN-EN1996-1-1 [N2] ścianę należy jeszcze sprawdzić jako ścianę obciążoną głównie pionowo. W obliczeniach należy uwzględnić obciążenie skupione rozłożone pod kątem 60° w przekroju środkowym oraz dolnym. Obliczenia należy przeprowadzić analogicznie jak to zrobiono w przykładzie 5.1.3.6 lub 5.1.4.5 uwzględniając wpływ obciążenia skupionego poprzez zwiększenie obliczeniowej siły działającej na ścianę w przekroju środkowym oraz dolnym.

5.1.5.7.

Przykład obliczeniowy ściany obciążonej siłą skupioną metodą uproszczoną wg PN-EN 1996-3

Analizie obliczeniowej metodą uproszczoną poddano ścianę z przykładu w punkcie 5.1.5.6.

Sprawdzenie nośności metodą uproszczoną zgodnie z PN-EN 1996-3 [N3]

Geometria ściany, dane materiałowe i obciążenia przyjęto jak w przykładzie w punkcie 5.1.5.6.

Sprawdzenie warunków stosowania metody uproszczonej (tabl. 5.1.7 krok 2)

Pole powierzchni ściany: $A = L \cdot t = 4,19 \text{ m}^2$

Pole powierzchni przyłożonego obciążenia:

$$A_b = 0,1296 \leq \min. \begin{cases} \frac{A}{4} = 1,048 \\ 2 \cdot t^2 = 0,259 \end{cases}$$

Warunek spełniony

Obciążenie jest przyłożone bez mimośrod.

$$e = 0 < t/4 = 0,090 \text{ m}$$

Warunek spełniony

Przyjęcie charakterystycznej wytrzymałości muru $f_{k,s}$ (tabl. 5.1.7 krok 3)

Z tablicy NA.9 PN-EN-3 [N3] przyjęto charakterystyczną wytrzymałość muru zakładając znormalizowaną średnią wytrzymałość elementów murewych $f_b = 4 \text{ N/mm}^2$ i przyjmując zaprawę do cienkich spoin:

$$f_{k,s} = 2,4 \text{ N/mm}^2,$$

Określenie wytrzymałości obliczeniowej muru (tabl. 5.1.7 krok 4)

Przyjęto klasę B wykonania robót i zaprawę projektowaną.

Z tablicy NA.1 PN-EN [N15] przyjęto współczynnik częściowy dla właściwości materiału $\gamma_M = 2,0$.

$$f_d = f_{k,s} / \gamma_M = 1,20 \text{ N/mm}^2$$

Nośność ściany na obciążenia skupione (tabl. 5.1.7 krok 5a)

Mur z elementów grupy I.

Nośność w strefie działania siły N_{Edc}

$$N_{Rdc} = f_d \cdot \left(1,2 + 0,4 \cdot \frac{a_1}{h_c}\right) \cdot A_b = 305,96 < 1,5 \cdot f_d \cdot A_b = 233,28$$

przyjęto: $N_{Rdc} = 233,28 \text{ kN}$

Sprawdzenie obliczeniowej nośności (tabl. 5.1.7 krok 6)

(37,2%)

$$N_{Rdc} = 233,28 \quad kN \geq N_{Edc} = 86,84 \quad kN \quad (37,2\%)$$

Warunek spełniony

Przeprowadzanie obliczeń ściany obciążonej głównie pionowo (tabl. 5.1.7 krok 8)

Tak jak w przykładzie w punkcie 5.1.5.6 ścianę należy dodatkowo sprawdzić jako ścianę obciążoną głównie pionowo. W obliczeniach należy uwzględnić obciążenie skupione rozłożone pod kątem 60° w przekroju środkowym oraz dolnym.

Literatura do rozdziału 5.1

Publikacje

- [1] Ali S., Page A.W.: An elastic analysis of concentrated loads on brickwork. *Masonry International*, 1985, nr 6, s. 9 – 21.
- [2] Arora S.K.: Performance of Masonry Walls under Concentrated Load. *Proceedings of the British Masonry Society*, April 1988, nr 2, s. 50 – 55.
- [3] Asteris P., Syrmakizis C.: Strength of Unreinforced Masonry Walls under Concentrated Compression Loads. *Practice Periodical Structural Design and Construction*, 2005, nr 10(2), s. 133 – 140.
- [4] Drobiec Ł.: Ściany obciążone głównie pionowo według PN-EN 1996-1 i PN-EN 1996-3. XXVI Ogólnopolskie Warsztaty Pracy Projektanta Konstrukcji. Szczyrk, 9-12 marca 2011 r., tom I, s. 281-318.
- [5] Drobiec Ł., Jasiński R., Piekarczyk A.: Konstrukcje murowe według Eurokodu 6 i norm związanych. Tom 1. Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 2013.
- [6] Hendry A.W.: *Structural masonry*. MacMillan Education Ltd, London 1990.
- [7] Jäger W.: Eurocode 6 – Kommentar: DIN EN 1996-3 und DIN EN 1996-3/NA: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 3: Vereinfachte Berechnungsmethoden für unbewehrte Mauerwerksbauten. *Mauerwerk Kalender 2012*, Wilhelm Ernst & Sohn, s. 435 – 444.
- [8] Lewicki B.: Nośność konstrukcji betonowych w przypadku technicznego obciążenia osiowego. Państwowe Wydawnictwo Naukowe, Warszawa 1960.
- [9] Lewicki B., Jarmontowicz R., Kubica J.: Podstawy projektowania niezbrojonych konstrukcji murowych. Wydawnictwo Instytutu Techniki Budowlanej, Warszawa 2001.
- [10] Lewicki B., Kubica J., Drobiec Ł., Gajownik R.,

Jarmontowicz R., Jasiński R., Kubiak D., Piekarczyk A., Sieczkowski J.: Rozszerzenie podstaw naukowych ustaleń Eurokodu 6 „Projektowanie konstrukcji murowych”. Komentarz naukowo-badawczy do PN-EN 1996-1-1:2008, PN-EN 1996-2:2008 i PN-EN 1996-3:2008. Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa, 2008, tom 1 i tom 2.

- [11] Malek M. H., A. W. Hendry: Compressive Strength of Brickwork Masonry Under Concentrated Loading. *Proceedings of the British Masonry Society*, April 1988, nr 2, s. 56 – 60.
- [12] Оищик Л.И.: Каменные конструкции. Стройиздат, 1939.
- [13] Sahlin S.: Transversely loaded compression members made of materials having no tensile strength. IABSE publications · Mémoires AIPC · IVBH Abhandlungen, vol.21, 1961.
- [14] Syrmakizis, C. A., Asteris, P. G.: Design Recommendations For Masonry Walls Under Concentrated Vertical Loads. 8th North American Masonry Conference, June 1999, Austin, Texas.

Normy, wytyczne, instrukcje

- [N1] PN-EN 1990:2004/Ap1:2004/Ap2:2010/A1:2008/AC:2010/NA:2010 *Eurokod – Podstawy projektowania konstrukcji*.
- [N2] 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*.
- [N3] PN-EN 1996-3:2010/NA:2010 *Eurokod 6. Projektowanie konstrukcji murowych. Część 3: Uproszczone metody obliczania murowych konstrukcji niezbrojonych*.
- [N4] PN-EN 1991-1-1:2004/AC:2009/Ap1:2010/Ap2:2011/NA:2010 *Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje – Część 1-1: Oddziaływania ogólne – Ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenia użytkowe w budynkach*.
- [N5] PN-EN 1991-1-3:2005/AC:2009/Ap1:2010/NA:2010 *Eurokod 1 – Oddziaływania na konstrukcje – Część 1-3: Oddziaływania ogólne – Obciążenie śniegiem*.
- [N6] 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*.
- [N7] PN-EN 1992-1-1:2008/Ap1:2010/NA:2010/AC:2011 *Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu – Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków*.





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