

Elementy murowe z autoklawizowanego betonu komórkowego oraz kamienia naturalnego i sztucznego zalicza się do grupy 1.

Wymagania określające poszczególne grupy elementów murowych wykonanych z tworzywa ceramicznego, silikatowego oraz betonu komórkowego podano w Tablicy 1.

Tablica 1 – Wymagania określające grupy elementów murowych

Parametr	Materiał elementu murowego	Grupa elementów murowych						
		Grupa 1	Grupa 2		Grupa 3		Grupa 4	
			drażenia pionowe				drażenia poziome	
Objętość wszystkich otworów (% objętości brutto)	ceramika	≤ 25	> 25; ≤ 55		> 25; ≤ 70		> 25; ≤ 70	
	silikaty		> 25; ≤ 55		nie stosuje się		nie stosuje się	
	beton ^{b)}		> 25; ≤ 60		> 25; ≤ 70		> 25; ≤ 50	
Objętość jednego otworu (% objętości brutto)	ceramika	≤ 12,5	każdy z otworów (bez chwytowych) ≤ 2 otwory chwytowe łącznie do 12,5		każdy z otworów (bez chwytowych) ≤ 2 otwory chwytowe łącznie do 12,5		każdy z otworów ≤ 30	
	silikaty		każdy z otworów (bez chwytowych) ≤ 15 otwory chwytowe łącznie do 30		nie stosuje się		nie stosuje się	
	beton ^{b)}		każdy z otworów (bez chwytowych) ≤ 30 otwory chwytowe łącznie do 30		każdy z otworów (bez chwytowych) ≤ 30 otwory chwytowe łącznie do 30		każdy z otworów ≤ 25	
Deklarowana grubość ścianki wewnętrznej (wew.) i zewnętrznej (zew.) (mm)		Nie ma wymagań	wew.	zew.	wew.	zew.	wew.	zew.
	ceramika		≥ 5	≥ 8	≥ 3	≥ 6	≥ 5	≥ 6
	silikaty		≥ 5	≥ 10	nie stosuje się		nie stosuje się	
	beton ^{b)}		≥ 15	≥ 18	≥ 15	≥ 15	≥ 20	≥ 20
Deklarowana grubość zastępcza ^{a)} ścianek (% szerokości brutto)	ceramika	Nie ma wymagań	≥ 16		≥ 12		≥ 12	
	silikaty		≥ 20		nie stosuje się		nie stosuje się	
	beton ^{b)}		≥ 18		≥ 15		≥ 45	

^{a)} Grubość zastępcza jest sumą grubości ścianek wewnętrznych i zewnętrznych, mierzonych poziomo we właściwym kierunku.

^{b)} W przypadku otworów stożkowych lub komorowych przyjmuje się średnią grubość ścianek wewnętrznych i zewnętrznych.

^{a)} Grubość zastępcza jest sumą grubości ścianek wewnętrznych i zewnętrznych, mierzonych poziomo we właściwym kierunku.

^{b)} W przypadku otworów stożkowych lub komorowych przyjmuje się średnią grubość ścianek wewnętrznych i zewnętrznych.

UWAGA: W przypadku elementów murowych, które mogą być zaliczane zarówno do grupy 2 jak i grupy 3 przyjmuje się grupę 2.

3.1.3 Kategorie elementów murowych

Elementy murowe klasyfikuje się wg PN-EN 771-1 do 6 odpowiednio do kontroli produkcji jako elementy kategorii I lub II.

3.1.4 Wytrzymałość elementów murowych na ściskanie

Wytrzymałością elementów murowych na ściskanie f_b , stosowaną w projektowaniu, jest znormalizowana wytrzymałość na ściskanie elementów murowych według PN-EN 772-1.

4.2 Parametry wytrzymałościowe murów

Do parametrów wytrzymałościowych murów zalicza się:

- wytrzymałość muru na ściskanie,
- wytrzymałość muru na ścinanie,
- wytrzymałość muru na zginanie,
- odkształcalność muru.

Parametry wytrzymałościowe muru wyznacza się na podstawie wyników badań elementów próbnych przeprowadzonych zgodnie z PN-EN 1052-1 do 4 lub przyjmuje się zgodnie z niniejszą normą.

4.3 Wytrzymałość charakterystyczna muru na ściskanie

Wytrzymałość charakterystyczna muru na ściskanie f_k nie zwierającego spoiny podłużnej, wykonanego zgodnie z wymaganiami konstrukcyjnymi podanymi w Rozdziale 7, wyznacza się ze wzorów:

- dla murów wykonanych na zaprawie zwykłej lub lekkiej

$$f_k = K f_b^{0,70} \cdot f_m^{0,30} \quad (1)$$

- dla murów ze spoinami cienkimi z elementów murowych ceramicznych grupy 1 i 4, elementów silikatowych oraz elementów z autoklawizowanego betonu komórkowego o $f_b \geq 2,4$ MPa

$$f_k = K f_b^{0,85} \quad (2)$$

- dla murów ze spoinami cienkimi z autoklawizowanego betonu komórkowego o $f_b < 2,4$ MPa

$$f_k = 0,8 K f_b^{0,85} \quad (3)$$

- dla murów ze spoinami cienkimi z elementów murowych ceramicznych grupy 2 i 3

$$f_k = K f_b^{0,7} \quad (4)$$

w których:

- K – współczynnik według Tablicy 2,
- f_b – znormalizowana wytrzymałość elementu murowego na ściskanie, według 3.1.4,
- f_m – wytrzymałość zaprawy murarskiej na ściskanie, według 3.2.

Znormalizowana wytrzymałość na ściskanie f_b , przyjmowana do wzorów (1) do (4), nie powinna być większa niż:

- w przypadku murów z elementów murowych grupy 1:
 - gdy mury wykonane są na zaprawie zwykłej i lekkiej – 75 MPa,
 - gdy mury wykonane są na cienkiej spoinie – 50 MPa
- w przypadku murów z elementów murowych grupy 2 – 35 MPa,
- w przypadku murów z elementów murowych grupy 3 i 4 – 15 MPa.

Wytrzymałość zaprawy na ściskanie, przyjmowana we wzorach (1) do (4), nie powinna być większa niż:

- a) dla muru na zaprawie zwykłej – 20 MPa oraz
 - $2f_b$ dla elementów murowych grupy 1 i
 - $1f_b$ dla elementów murowych grupy 2, 3 i 4,
- b) dla muru na zaprawie lekkiej – 10 MPa.

W przypadku murów ze spoiną podłużną wartości f_k obliczone ze wzorów (1) do (4) należy mnożyć przez współczynnik $\eta = 0,8$.

Tablica 2 – Wartości współczynnika K

Element murowy		Rodzaj zaprawy murarskiej		
Materiał	Grupa	Zaprawa zwykła	Zaprawa do cienkich spoin	Zaprawa lekka
Ceramika	1	0,45	0,50	0,30
	2	0,40	0,60	0,25
	3	0,30	0,45	0,20
	4	0,30	0,35	0,20
Silikaty	1	0,45	0,55	*)
	2	0,40	0,45	*)
Beton kruszywowy	1	0,40	*)	*)
	2	0,35	*)	*)
	3	0,30	*)	*)
	4	0,25	*)	*)
Autoklawizowany beton komórkowy	1	0,45	0,75	0,40
Kamień sztuczny	1	0,45	*)	*)
Kamień naturalny	1	0,45	*)	*)

*) W praktyce zwykle nie jest stosowane takie połączenie elementu murowego i zaprawy

Wytrzymałość f_k murów z niewypełnionymi spoinami pionowymi, może być wyznaczana ze wzorów (1) do (4), ale wymaga to uwzględnienia w obliczeniach wszystkich oddziaływań poziomych na konstrukcję jakie mogą wystąpić.

Wytrzymałości charakterystyczne muru na ściskanie f_k , wyznaczone ze wzorów (1) do (4) dla wybranych elementów murowych podano w Załączniku C.

4.4 Wytrzymałość charakterystyczna muru na ścinanie

W zależności od kierunku działania siły ścinającej w stosunku do spoin wspornych, rozróżnia się wytrzymałości muru na ścinanie:

- w kierunku równoległym do spoin wspornych f_{vk} ,
- w kierunku prostopadłym do spoin wspornych f_{vfk} .

Wytrzymałość charakterystyczną muru na ścinanie w kierunku równoległym do spoin wspornych f_{vk} wyznacza się ze wzorów (5) lub (6) i dodatkowych postanowień podanych w Tablicy 3 i 4.

Wartość f_{vk} muru niezbrojonego ze spoinami pionowymi, spełniającymi wymagania pozwalające uważać je za spoiny wypełnione, przyjmować można jako najmniejszą z wartości:

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

lub $f_{vk} = 0,065 f_b$, lecz nie mniej niż f_{vko} ;

lub f_{vk} = wartości graniczne podane w Tablicy 3,

gdzie:

- f_{vko} – wytrzymałość charakterystyczna muru na ścinanie w kierunku równoległym do spoin wspornych, kiedy naprężenie ściskające równe jest zero ($\sigma_d = 0$) podana w Tablicy 3;
- σ_d – wartość średnia obliczeniowych naprężeń ściskających w przekroju w kierunku prostopadłym do płaszczyzny ścinania w rozważanym elemencie konstrukcji, wyznaczona dla odpowiedniej kombinacji oddziaływań;
- f_b – znormalizowana wytrzymałość elementów murowych na ściskanie w kierunku prostopadłym do spoin wspornych;
- f_k – wytrzymałość charakterystyczna muru na ściskanie zgodnie z 4.2.

Załącznik C (informacyjny)

Wytrzymałości charakterystyczne muru na ściskanie f_k wykonanego z wybranych elementów murowych i zapraw

Tablica C.1 – Wartości f_k dla murów z ceramicznych i silikatowych elementów murowych grupy 1

w megapaskalach

f_b	Zaprawa zwykła						Zaprawa do cienkich spoin		Zaprawa lekka (tylko elementy ceramiczne)			
	M1	M2,5	M5	M10	M15	M20	ceramika	silikaty	M1	M2,5	M5	M10
5	1,4	1,8	2,2	2,8	–	–	2,0	2,2	0,9	1,2	1,5	1,8
7,5	1,8	2,4	3,0	3,7	4,2	–	2,8	3,0	1,2	1,6	2,0	2,5
10	2,2	3,0	3,7	4,5	5,1	5,5	3,5	3,9	1,5	2,0	2,4	3,0
15	3,0	3,9	4,9	6,0	6,8	7,4	5,0	5,5	2,0	2,6	3,2	4,0
20	3,7	4,8	5,9	7,3	8,3	9,0	6,4	7,0	2,4	3,2	4,0	4,9
25	4,3	5,6	6,9	8,5	9,7	10,5	7,7	8,5	2,9	3,8	4,6	5,7
30	4,9	6,4	7,9	9,7	11,0	12,0	9,0	9,9	3,2	4,3	5,3	6,5
35	5,4	7,1	8,8	10,8	12,2	13,3	10,3	11,3	3,6	4,8	5,9	7,2
40	6,0	7,8	9,6	11,9	13,4	14,6	11,5	12,6	4,0	5,2	6,4	7,9
45	6,5	8,5	10,5	12,9	14,6	15,9	12,7	14,0	4,3	5,7	7,0	8,6
50	7,0	9,2	11,3	13,9	15,7	17,1	13,9	15,3	4,6	6,1	7,5	9,3
60	7,9	10,4	12,8	15,8	17,8	19,4	–	–	5,3	6,9	8,5	10,5
75	9,2	12,2	15,0	18,4	20,8	22,7	–	–	6,2	8,1	10,0	12,3

Tablica C.2 – Wartości f_k dla murów z ceramicznych i silikatowych elementów murowych grupy 2

w megapaskalach

f_b	Zaprawa zwykła						Zaprawa do cienkich spoin		Zaprawa lekka (tylko elementy ceramiczne)			
	M1	M2,5	M5	M10	M15	M20	ceramika	silikaty	M1	M2,5	M5	M10
5	1,2	1,6	2,0	–	–	–	1,9	1,8	0,8	1,0	1,2	1,5
7,5	1,6	2,2	2,7	–	–	–	2,5	2,5	1,0	1,3	1,7	2,0
10	2,0	2,6	3,2	4,0	–	–	3,0	3,2	1,3	1,6	2,0	2,5
15	2,7	3,5	4,3	5,3	6,0	–	4,0	4,5	1,7	2,2	2,7	3,3
20	3,3	4,3	5,3	6,5	7,3	8,0	4,9	5,7	2,0	2,7	3,3	4,1
25	3,8	5,0	6,2	7,6	8,6	9,4	5,7	6,9	2,4	3,1	3,9	4,7
30	4,3	5,7	7,0	8,6	9,7	10,6	6,5	8,1	2,7	3,6	4,4	5,4
35	4,8	6,3	7,8	9,6	10,9	11,8	7,2	9,2	3,0	4,0	4,9	6,0

Tablica C.3 – Wartości f_k dla murów z ceramicznych elementów murowych grupy 3 i 4

w megapaskalach

f_b	Zaprawa zwykła					Zaprawa do cienkich spoin		Zaprawa lekka			
	M1	M2,5	M5	M10	M15	grupa 3	grupa 4	M1	M2,5	M5	M10
5	0,9	1,2	1,5	–	–	1,4	1,4	0,6	0,8	1,0	–
7,5	1,2	1,6	2,0	–	–	1,8	1,9	0,8	1,1	1,3	–
10	1,5	2,0	2,4	3,0	–	2,3	2,5	1,0	1,3	1,6	2,0
15	2,0	2,6	3,2	4,0	4,5	3,0	3,5	1,3	1,8	2,2	2,7

Tablica C.4 – Wartości f_k dla murów z elementów murowych z betonu kruszywowego grupy 1 na zaprawie zwykłej

w megapaskalach

f_b	Zaprawa zwykła					
	M1	M2,5	M5	M10	M15	M20
5	1,2	1,6	2,0	–	–	–
7,5	1,6	2,2	2,7	–	–	–
10	2,0	2,6	3,2	4,0	–	–
15	2,7	3,5	4,3	5,3	6,0	–
20	3,3	4,3	5,3	6,5	7,3	8,0
25	3,8	5,0	6,2	7,6	8,6	9,4
30	4,3	5,7	7,0	8,6	9,7	10,6
35	4,8	6,3	7,8	9,6	10,9	11,8
40	5,3	7,0	8,6	10,6	11,9	13,0
45	5,7	7,6	9,3	11,5	12,9	14,1
50	6,2	8,1	10,0	12,3	13,9	15,2
60	7,0	9,3	11,4	14,0	15,8	17,3
75	8,2	10,8	13,3	16,4	18,5	20,2

Tablica C.5 – Wartości f_k dla murów z elementów murowych z betonu kruszywowego grupy 2 na zaprawie zwykłej

w megapaskalach

f_b	Zaprawa zwykła					
	M1	M2,5	M5	M10	M15	M20
5	1,1	1,4	1,8	–	–	–
7,5	1,4	1,9	2,3	–	–	–
10	1,8	2,3	2,8	3,5	–	–
15	2,3	3,1	3,8	4,6	5,3	–
20	2,8	3,8	4,6	5,7	6,4	7,0
25	3,3	4,4	5,4	6,6	7,5	8,2
30	3,8	5,0	6,1	7,6	8,5	9,3
35	4,2	5,6	6,8	8,4	9,5	10,3

Tablica C.6 – Wartości f_k dla murów z elementów murowych z betonu kruszywowego grupy 3 i 4 na zaprawie zwykłej

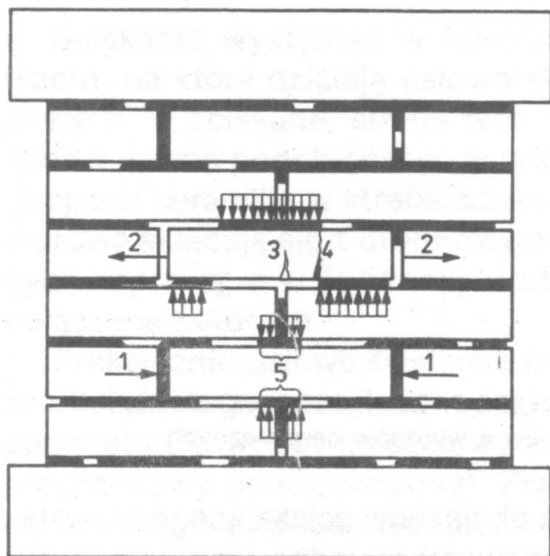
w megapaskalach

f_b	Grupa 3					Grupa 4				
	M1	M2,5	M5	M10	M15	M1	M2,5	M5	M10	M15
5	0,9	1,2	1,5	–	–	0,6	0,8	1,0	–	–
7,5	1,2	1,6	2,0	–	–	0,8	1,1	1,3	–	–
10	1,5	2,0	2,4	3,0	–	1,0	1,3	1,6	2,0	–
15	2,0	2,6	3,2	4,0	4,5	1,3	1,7	2,2	2,7	3,0

Tablica C.7 – Wartości f_k dla murów z elementów murowych z autoklawizowanego betonu komórkowego

w megapaskalach

f_b	Zaprawa zwykła			Zaprawa do cienkich spoin	Zaprawa lekka		
	M1	M2,5	M5		M1	M2,5	M5
1,5	0,6	0,8	–	0,8	0,5	0,7	–
2	0,7	1,0	–	1,1	0,6	0,9	–
2,5	0,8	1,1	1,4	1,6	0,8	1,0	1,2
3	1,0	1,3	1,6	1,9	0,9	1,1	1,4
3,5	1,1	1,4	1,8	2,2	1,0	1,3	1,6
4	1,2	1,6	1,9	2,4	1,1	1,4	1,7
4,5	1,3	1,7	2,1	2,7	1,2	1,5	1,9
5	1,4	1,8	2,3	2,9	1,2	1,6	2,0
6	1,6	2,1	2,6	3,4	1,4	1,8	2,3
7	1,8	2,3	2,8	3,9	1,6	2,1	2,5

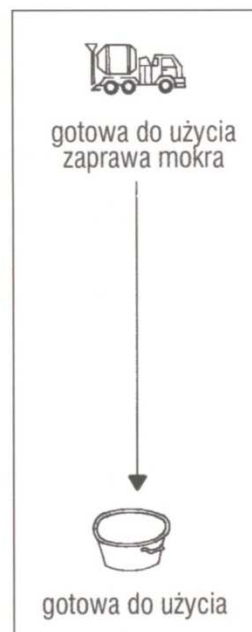
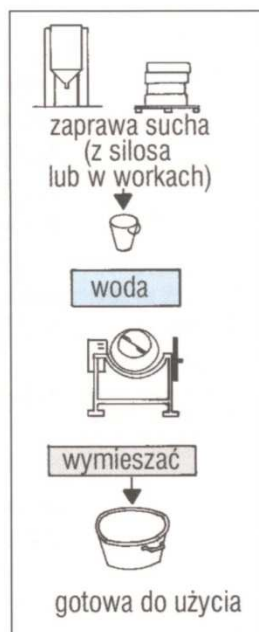
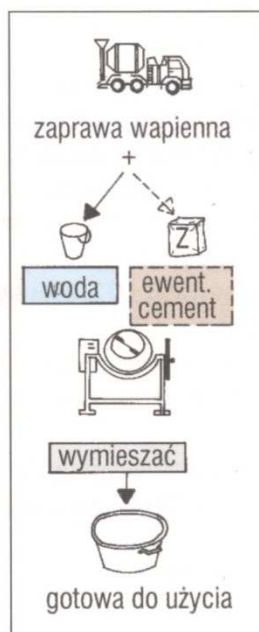
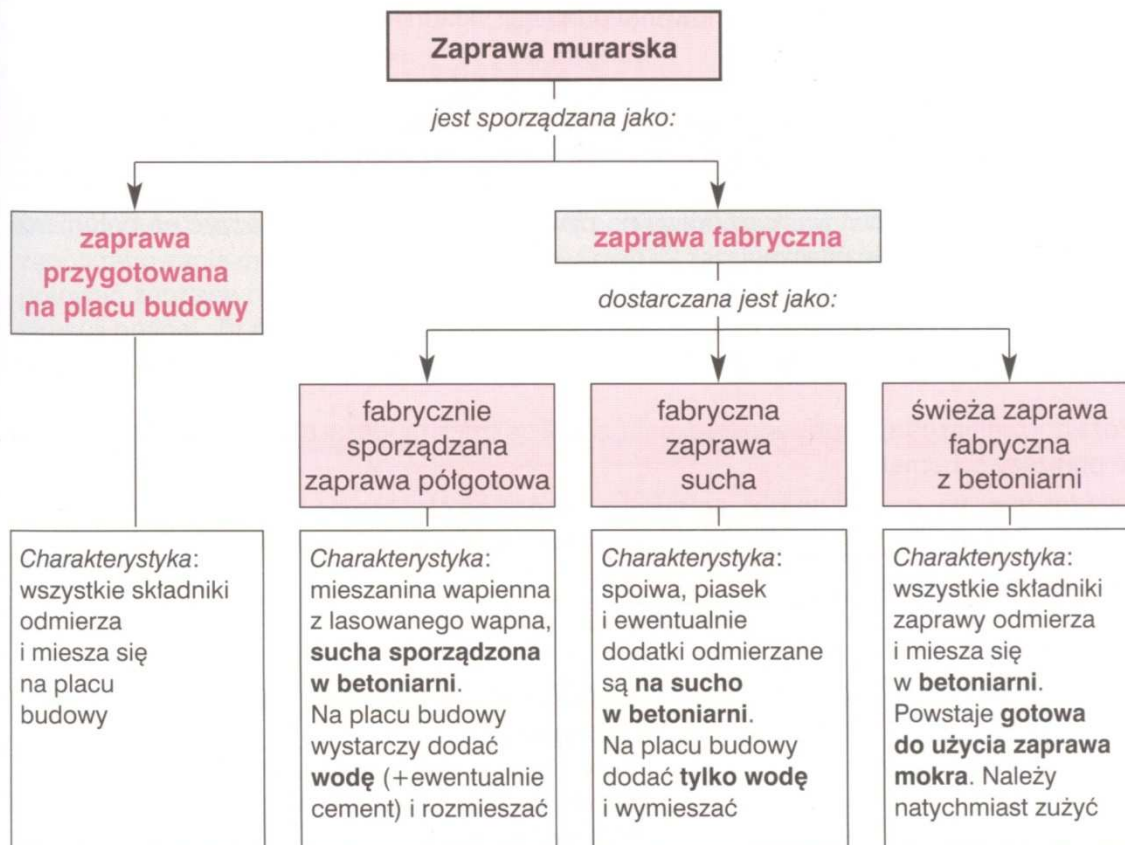


Rys. 5-2. Naprężenia występujące w murze przy ściskaniu

1 — ściskanie, 2 — rozciąganie,
3 — zginanie, 4 — ścinanie,
5 — docisk

3.2. Sporządzanie zaprawy

Zaprawa murarska dostarczana jest na plac budowy na wiele sposobów i w wielu postaciach. Przedstawia to poniższy schemat:



Zaprawa fabryczna, w porównaniu z zaprawą sporządzaną na placu budowy, ma znaczne zalety i z tego względu znajduje ona szerokie zastosowanie:

Te zalety to:

- oszczędność czasu i kosztów pracy
- eliminacja miejsc składowania i przechowywania piasku i spoiwa,
- stała jakość zaprawy dzięki zachowaniu proporcji składników.

Uwaga:

Do każdej dostawy fabrycznej musi być dołączony atest dostawy, na którym powinna być podana marka zaprawy, proporcja mieszania, rodzaj użytych dodatków i spoiwa.

W wypadku przygotowywania zaprawy na placu budowy należy zaznaczyć na betoniarce proporcje i wskazówki mieszania.

3.3. Rodzaje zaprawy

Poza podziałem na sposoby sporządzania, zaprawę dzielimy jeszcze na rodzaje. Przedstawia to poniższy schemat.

Zaprawę murarską

dzielimy na:

Zaprawę zwykłą Zastosowanie: Skład: Marka zaprawy: Grubość spoiny: Odporność na ściskanie:	⇒ jako zaprawę wykonaną na budowie i fabryczną mury z elementów małych i średnich formatów piasek (do 4 mm), spoiwo (wapno, cement, spoiwo PM), ewent. dodatki 0; 0,8; 1,5; 3; 5; 8, >10 spoina czołowa 1 cm; spoina pozioma 1,2 cm do 20 N/mm²
Zaprawę lekką Zastosowanie: Skład: Grubość spoiny: Odporność na ściskanie:	⇒ tylko jako fabryczna zaprawa sucha lub świeża zaprawa z betoniarni mury z elementów wielkoformatowych o podwyższonej izolacji termicznej piasek (do 4 mm), spoiwo (wapno, cement), dodatki lekkie (np. perlit, gliniec) spoina pionowa <0,5 cm; spoina pozioma 1,2 cm ≥ 5 N/mm²
Zaprawę cienkowarstwową Zastosowanie: Skład: Grubość spoiny: Odporność na ściskanie:	⇒ tylko jako fabryczna zaprawa sucha mury z elementów wielkoformatowych piasek (do 1 mm), spoiwo (tylko cement), dodatki (konieczne) spoina pionowa 0,1–0,3 cm; spoina pozioma 0,1 cm ≥ 10 N/mm²

→ Inne rodzaje zapraw

Zastosowanie:	⇒ zaprawa przygotowywana na placu budowy i fabrycznie sporządzona zaprawa półgotowa
Skład:	mury licowe zabezpieczone przed wodą rozpryskową
Marka zaprawy:	zależny od danego zastosowania
Grubość spoiny:	0,8; 5; 3
Odporność na ściskanie:	spoina pionowa 1 cm; spoina pozioma 1,2 cm do 3 N/mm ²

3.3.1. Zaprawa zwykła

Do sporządzenia zaprawy zwykłej stosuje się zazwyczaj zaprawę fabryczną. W przypadku zapotrzebowania mniejszej ilości lub gdy chwilowo jej zabraknie, można samodzielnie przygotować zaprawę na placu budowy. Należy jednak przestrzegać zaleceń projektanta konstrukcji nośnej. To on określa ściśle rodzaj zaprawy według prawa budowlanego (tnz. jaką należy wybrać markę zaprawy do użytych cegieł/blozków).

Jakie proporcje mieszania obowiązują dla poszczególnych grup zaprawy?

Orientacyjne składy objętościowe zapraw wapienno-cementowych wg „warunków technicznych wykonania i odbioru robót budowlano-montażowych”

Marka zaprawy	Orientacyjny skład objętościowy zaprawy	
	cement : ciasto wapienne : piasek	cement : wapno hydratyzowane : piasek
0,8	1 : 2 : 12	1 : 2 : 12
1,5	1 : 1 : 9 1 : 1,5 : 8 1 : 2 : 10	1 : 1 : 9 1 : 1,5 : 8 1 : 2 : 10
3	1 : 1 : 6 1 : 1 : 7 1 : 1 : 7,5	1 : 1 : 6 1 : 1 : 7 1 : 1 : 7,5
5	1 : 0,3 : 4 1 : 0,5 : 4,5	1 : 0,3 : 4 1 : 0,5 : 4,5

Marka i konsystencja zaprawy cementowo-wapiennej w zależności od jej przeznaczenia

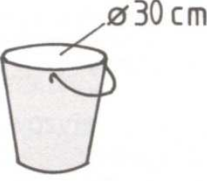
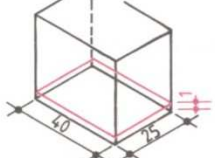
Lp.	Przeznaczenie zaprawy	Konsystencja cm	Marka zaprawy
1.	Murowanie fundamentów i ścian w pomieszczeniach o wilgotności względnej min. 60%	6–8	3; 5
2.	Wykonywanie konstrukcji podlegających wstrząsom i murów poniżej izolacji poziomej	6–8	3; 5
3.	Obrzutka pod tynki zewnętrzne Obrzutka pod tynki wewnętrzne	9–11 9–10	1; 3; 5 0,8; 1,5; 3

1	2	3	4
4.	Narzut tynków zewnętrznych Narzut tynków wewnętrznych	6–9 6–9	1,5; 3; 5 0,8; 1,5; 3; 5
5.	Gładź tynku zwykłego zewn. wewn.	9–11	1,5; 3 0,8; 1,5; 3
6.	Zalewka	9–11	1,5; 3; 5

Przy użyciu zaprawy fabrycznej – dostarczonej jako zaprawa zwykła – nie ma potrzeby zwracania szczególnej uwagi na proporcje mieszania. Tę pracę przejmuje na siebie betoniarnia. Inaczej jest w wypadku zaprawy przygotowywanej na placu budowy. Należy tu dokładnie odmierzyć składniki według ścisłych miar objętościowych (w litrach).

Jak odbywa się odmierzanie składników zaprawy sporządzanej na placu budowy?

Ponieważ tak często spotykana metoda odmierzania zaprawy szuflą jest niedopuszczalna, należy użyć w tym celu pojemników, np.:

wiadro	taczka	faski	odmierzacz
			
~ 10 l pojemności	~ 75 l pojemności	~ 75 l pojemności	np. 40 cm x 25 cm lub 50 cm x 20 cm w tym 1 cm wysokości = 1 l pojemności

Z reguły zaprawę na miejscu budowy sporządza się przez mieszanie w betoniarnie. Tabelka przeliczeniowa w litrach na jedną pełną betoniarkę o pojemności 150 litrów (cała betoniarka daje ok. 125 l gotowej zaprawy) zaoszczędzi kłopotliwego liczenia.

Tabelka przeliczeniowa mieszania składników na jedną betoniarkę o pojemności 150 litrów

Części składowe		Grupy zaprawy									
		I			II			Ila	III	IIIa	
Spoiwo	ciasto wapienne	38			36						
	wodorotlenek wapniowy		50			34		24			
	wapno hydrauliczne			49							
	spoiwo tynkowe i murarskie					49		35			
	cement				18	18		24	18	38	38
Dodatek	składowany wilgotno piasek z naturalnej skały	152	150	146	146	146	146	146	140	150	150

4.6 Przyczepność zbrojenia do betonu

Wartość charakterystyczną przyczepności zbrojenia do betonu f_{bok} można przyjmować:

- gdy zbrojenie umieszczone jest w betonie, którego przekrój wynosi co najmniej 150 mm × 150 mm lub w betonie ograniczonym z trzech lub czterech stron elementami murowymi – według Tablicy 7,
- gdy zbrojenie umieszczone jest w zaprawie lub w betonie, którego przekrój jest mniejszy niż 150 mm × 150 mm lub który nie jest ograniczony elementami murowymi – według Tablicy 8.

Tablica 7 – Wartości f_{bok} dla przypadku określonego w 4.6 a)

w megapaskalach

Rodzaj stali	Klasa betonu			
	C 12/15	C 16/20	C 20/25	C 25/30 lub wyższa
Stal zwykła węglowa	1,3	1,5	1,6	1,8
Stal węglowa o wysokiej ciągliwości oraz stal nierdzewna	2,4	3,0	3,4	4,1

Tablica 8 – Wartości f_{bok} dla przypadku określonego w 4.6 b)

w megapaskalach

Rodzaj stali	Klasa zaprawy				
	M 2,5	M 5	M 10	M 15	M 20
	Klasa betonu				
	nie stosuje się	C 12/15	C 16/20	C 20/25	C 25/30 lub wyższa
Stal zwykła węglowa	0,5	0,7	1,2	1,4	1,4
Stal węglowa o wysokiej ciągliwości oraz stal nierdzewna	0,5	1,0	1,5	2,0	3,4

4.7 Częściowe współczynniki bezpieczeństwa muru

Wartości częściowych współczynników bezpieczeństwa muru ustala się odpowiednio do kategorii kontroli produkcji elementów murowych, jak podano w 3.1.3, rodzaju zastosowanej zaprawy oraz do kategorii wykonania robót na budowie. Rozróżnia się:

- kategorię A wykonania robót – kiedy roboty murarskie wykonuje należycie wyszkolony zespół pod nadzorem mistrza murarskiego, stosuje się zaprawy produkowane fabrycznie, a jeżeli zaprawy wytwarzane są na budowie, kontroluje się dozowanie składników, a także wytrzymałość zaprawy, a jakość robót kontroluje inspektor nadzoru inwestorskiego,
- kategorię B wykonania robót – kiedy warunki określające kategorię A nie są spełnione; w takim przypadku nadzór nad jakością robót może wykonywać osoba odpowiednio wykwalifikowana, upoważniona przez wykonawcę.

Decyzję o przyjęciu kategorii wykonawstwa podejmuje projektant konstrukcji.

Wartości częściowych współczynników bezpieczeństwa dla muru, γ_m , przyjmowanych do obliczeń konstrukcji w sytuacjach trwałych i przejściowych podano w Tablicy 9.

Tablica 9 – Wartości częściowych współczynników bezpieczeństwa dla muru – γ_m

Materiał	Kategorie wykonania robót	
	A	B
Mury wykonane z elementów murowych kategorii I i zaprawy projektowanej	1,7	2,0
Mury wykonane z elementów murowych kategorii I i zaprawy przepisanej	2,0	2,2
Mury wykonane z elementów murowych kategorii II i dowolnego rodzaju zaprawy	2,2	2,5
Zakotwienie stali zbrojeniowej	2,0	2,2
Stal zbrojeniowa	1,15	
Nadproża prefabrykowane zgodne z PN-EN 845-2	1,7	

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

- dla muru – $\gamma_m = 1,3$,
- dla zakotwień stali zbrojeniowej – $\gamma_m = 1,15$,
- dla stali zbrojeniowej – $\gamma_m = 1,0$.

4.8 Wytrzymałości obliczeniowe

Wytrzymałości obliczeniowe muru określa się dzieląc wytrzymałość charakterystyczną muru podaną w 4.2 do 4.4 przez częściowy współczynnik bezpieczeństwa z Tablicy 9.

Kiedy pole przekroju poprzecznego elementu konstrukcji murowej jest mniejsze niż 0,30 m², wytrzymałość obliczeniową muru należy dodatkowo podzielić przez współczynnik η_A o wartości podanej w Tablicy 10.

Tablica 10 – Wartości współczynnika η_A

Pole przekroju poprzecznego muru (m ²)	0,09	0,12	0,20	≥ 0,30
η_A	2,00	1,43	1,25	1,00

Obliczeniową granicę plastyczności stali zbrojeniowej wyznacza się dzieląc charakterystyczną granicę plastyczności stali zbrojeniowej według PN-B-03264 przez współczynnik $\gamma_m = 1,15$.

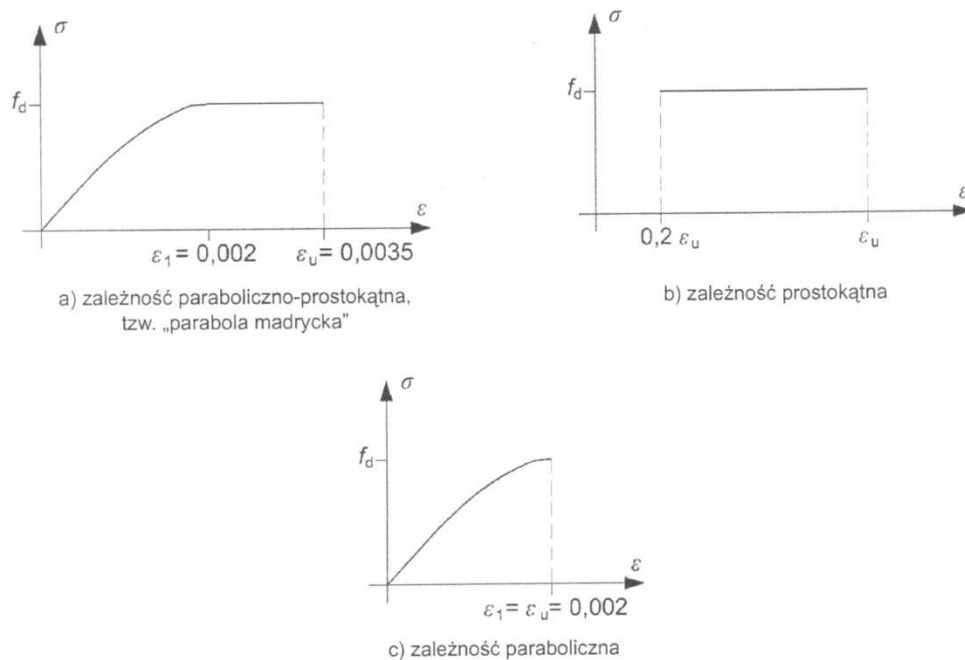
Wytrzymałość obliczeniową betonu na ściskanie f_{cd} określa się dzieląc wytrzymałość charakterystyczną betonu na ściskanie f_{ck} według PN-B-03264 przez współczynnik γ_m podany w Tablicy 9 jak dla muru, w którym beton będzie występował.

4.9 Odształcalność muru

Do analizy i wymiarowania murów wykonanych z elementów grupy 1 i 2 można przyjmować paraboliczno-prostokątną funkcję $\sigma(\epsilon)$ z $\epsilon_1 = 0,002$ i $\epsilon_u = 0,0035$ jak na Rysunku 2a (tzw. parabola madrycka, przyjmowana również dla betonu) lub inną o zbliżonym kształcie.

Do obliczania nośności przekroju zginanego lub mimośrodowo ściskanego murów wykonanych z elementów grupy 1 i 2 można posługiwać się również funkcją σ wykresie prostokątnym jak na Rysunku 2b.

Mury wykonane z elementów grupy 3 i 4 charakteryzują się zwykle zależnością $\sigma(\epsilon)$ bez półki poziomej. W takim przypadku można przyjąć, że jest to funkcja paraboliczna z $\epsilon_1 = \epsilon_u \approx 0,002$ (Rysunek 2c).



Rysunek 2 – Zależność między naprężeniem σ a odkształceniem ε muru

Doraźny moduł sprężystości muru E (wartość średnia) zaleca się przyjmować jako:

$$E = \alpha_c f_k \quad (7)$$

gdzie:

α_c – cecha sprężystości muru, której wartość można przyjąć:

- dla murów wykonanych na zaprawie $f_m \geq 5$ MPa, z wyjątkiem murów z autoklawizowanego betonu komórkowego – $\alpha_c = 1000$,
- dla murów z autoklawizowanego betonu komórkowego, niezależnie od rodzaju zaprawy, a także dla murów z innego rodzaju elementów murowych na zaprawie $f_m < 5$ MPa – $\alpha_c = 600$.

Długotrwały moduł sprężystości muru E_∞ (wartość średnia) wyznacza się jako:

$$E_\infty = \frac{\alpha_c f_k}{1 + \eta_E \phi_\infty} = \alpha_{c,\infty} f_k \quad (8)$$

gdzie:

- η_E – współczynnik uwzględniający zmniejszenie pełzania muru na skutek redystrybucji sił wewnętrznych w konstrukcji oraz stosunek obciążenia działającego długotrwale do obciążenia całkowitego elementu konstrukcji murowej, którego wartość można przyjąć $\eta_E = 0,3$,
- ϕ_∞ – końcowa wartość współczynnika pełzania, którego wartość można przyjąć $\phi_\infty = 1,5$,

$$\alpha_{c,\infty} = \frac{\alpha_c}{1 + \eta_E \phi_\infty} \quad (9)$$

$\alpha_{c,\infty}$ – cecha sprężystości muru pod obciążeniem długotrwałym, której wartość można przyjąć:

- dla murów wykonanych na zaprawie $f_m \geq 5$ MPa, z wyjątkiem murów z autoklawizowanego betonu komórkowego – $\alpha_{c,\infty} = 700$,
- dla murów z autoklawizowanego betonu komórkowego, niezależnie od rodzaju zaprawy, a także dla murów z innego rodzaju elementów murowych na zaprawie $f_m < 5$ MPa – $\alpha_{c,\infty} = 400$.

4.10 Skurcz i odkształcalność termiczna muru

Końcowe wartości skurczu $\varepsilon_{ms,\infty}$ (mm/m) oraz współczynnik liniowej odkształcalności termicznej α_t ($10^{-6}/K$) podano w Tablicy 11.

Tablica 11 – Końcowe wartości skurczu $\varepsilon_{ms,\infty}$ (mm/m) i współczynnik liniowej odkształcalności termicznej α_t ($10^{-6}/K$)

Materiał elementu murowego	$\varepsilon_{ms,\infty}$	α_t
Ceramika	– 0,2	6
Silikat	– 0,4	9
Beton zwykły i kamień sztuczny	– 0,6	10
Kruszywowy beton lekki	– 1,0	10
Autoklawizowany beton komórkowy	– 0,4	8
Kamień naturalny	– 0,4	7

5 Wymiarowanie konstrukcji murowych niezbrojonych

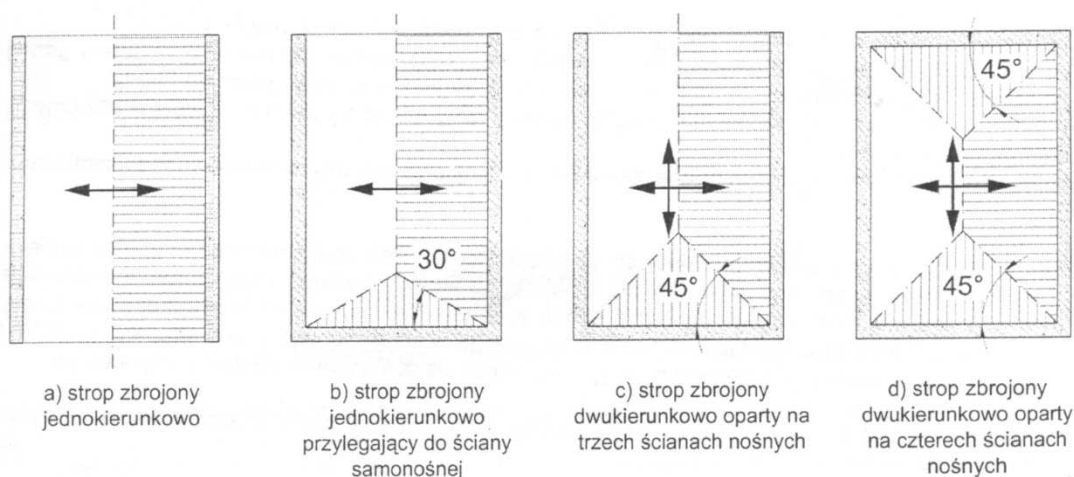
5.1 Ściany obciążone głównie pionowo

5.1.1 Postanowienia ogólne

Obciążenie ścian obciążonych głównie pionowo stanowią:

- ciężar własny,
- obciążenie pionowe od stropów (w tym również od dachów, schodów i balkonów) i ścian opartych na rozpatrywanej ścianie, od sił poziomych działających w płaszczyźnie ściany, a także siły wewnętrzne, wynikiem z połączenia ściany rozpatrywanej ze ścianami przyległymi, jeżeli ich odkształcenie pionowe jest znacząco różne od odkształcenia ściany rozpatrywanej,
- obciążenie poziome oddziałujące bezpośrednio na ścianę, prostopadłe do jej płaszczyzny.

Obciążenie pionowe od stropów wyznacza się zgodnie z zasadami podanymi na Rysunku 3. Kiedy strop przylega do nieoddylatowanej ściany samonośnej, do obciążenia pionowego tej ściany należy doliczyć obciążenie z trójkąta stropu, jak na Rysunku 3b lub zastępczo – obciążenie z pasma stropu o szerokości równej 0,3 rozpiętości stropu.



Objaśnienie:

strzałkami oznaczono kierunek rozpięcia zbrojenia głównego stropu

Rysunek 3 – Rozdział obciążenia ze stropu na ściany konstrukcyjne

Stan graniczny nośności ścian obciążonych głównie pionowo sprawdzać należy z warunku:

$$N_{Sd} \leq N_{Rd} \quad (10)$$

w którym:

- N_{Sd} – siła pionowa w ścianie wywołana działaniem obciążenia obliczeniowego,
- N_{Rd} – nośność obliczeniowa ściany z uwagi na obciążenia pionowe.

Nośność ściany należy sprawdzać w przekrojach pod i nad stropem oraz w środkowej strefie ściany – z uwzględnieniem geometrii ścian, mimośrodowego działania obciążenia pionowego i właściwości materiałowych muru. W ścianach z otworami sprawdzić należy także nośność nadproży.

Przy wyznaczaniu miejsca przyłożenia obliczeniowego obciążenia pionowego N_{Sd} , należy uwzględnić mimośród niezamierzony $e_a = h/300$ (h wysokość ściany w świetle w mm), lecz nie mniej niż 10 mm.

Nośność obliczeniową ściany z uwagi na obciążenia pionowe wyznacza się:

- w przekroju pod stropem górnej kondygnacji $N_{1R,d}$ oraz w przekroju nad stropem dolnej kondygnacji – $N_{2R,d}$ ze wzoru:

$$N_{iR,d} = \Phi_i A f_d \quad (11)$$

w którym:

- i – oznaczenie rozpatrywanego przekroju ściany: $i = 1$ dla przekroju pod stropem oraz $i = 2$ dla przekroju nad stropem;
- Φ_i – współczynnik redukcyjny, zależny od wielkości mimośrodu e_i , na którym w rozpatrywanym przekroju działa obliczeniowa siła pionowa N_{Sd} , oraz od wielkości mimośrodu niezamierzonego e_a ;
- A – pole przekroju poprzecznego ściany;
- f_d – wytrzymałość obliczeniowa muru na ściskanie,
- w środkowej strefie ściany – ze wzoru

$$N_{mR,d} = \Phi_m A f_d \quad (12)$$

w którym:

- Φ_m – współczynnik redukcyjny wyrażający wpływ efektów drugiego rzędu na nośność ściany, zależny od wielkości mimośrodu całkowitego działania wypadkowej siły pionowej w środkowym przekroju ściany $e_o = e_m$, smukłości ściany h_{eff}/t , zależności $\sigma(\epsilon)$ muru i czasu działania obciążenia.

Wysokość efektywną ściany h_{eff} przyjmować można zgodnie ze wskazówkami podanymi w 5.1.4.

W zależności od występujących w poziomie stropu warunków przekazywania siły pionowej ze ściany górnej kondygnacji na dolną, do wyznaczenia wielkości mimośrodu e_i względnie e_m posługiwać się należy:

- modelem ciągłym, w którym ściana stanowi pręt pionowy ramy sztywno połączony z prętami poziomymi, obrazującymi stropy lub
- modelem przegubowym, w którym ściana stanowi wydzielony pręt podparty przegubowo w poziomie stropów.

Modelem ciągłym należy się posługiwać, kiedy stropy oparte są na ścianie za pośrednictwem wieńca żelbetowego o szerokości równej grubości ściany lub nie mniejszej niż wysokość stropu, mają zbrojenie podporowe zdolne do przeniesienia momentu zamocowania stropu w ścianie, średnie naprężenie obliczeniowe ściany $\sigma_{cd} \geq 0,25$ MPa, a mimośród e_i działania obciążenia pionowego w przekroju ściany pod stropem $e_i \leq 0,33 t$ (gdzie t jest grubością ściany). W przeciwnym przypadku należy się posługiwać modelem przegubowym.

Przy wyznaczaniu wielkości e_i lub e_m należy także uwzględniać obciążenie poziome, oddziaływujące bezpośrednio na rozpatrywaną ścianę.

Ściany piwnic zalicza się do ścian obciążonych głównie pionowo. Warunki kiedy obliczeniowe sprawdzenie ścian piwnic nie jest konieczne podane są w Załączniku A.

5.1.2 Model ciągły

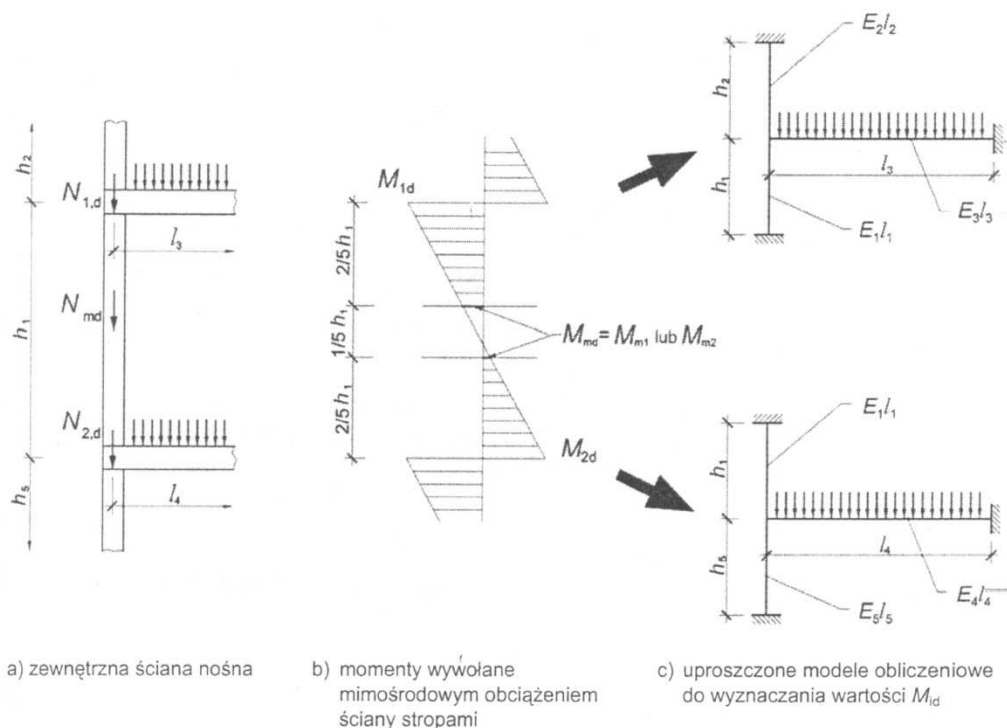
Przy posługiwaniu się modelem ciągłym współczynnik Φ_i wyznacza się odpowiednio do wartości mimośrodów e_i działania obciążenia pionowego, którą obliczać można ze wzoru:

$$e_i = \frac{M_{id}}{N_{id}} + \frac{M_{wd}}{N_{id}} + e_a \geq 0,05 t \quad (13)$$

w którym:

- M_{id} – obliczeniowy moment zginający w przekroju ściany pod stropem (M_{1d}) lub nad stropem (M_{2d}), wynikający z obciążenia ściany stropem,
- N_{id} – obliczeniowa siła pionowa w rozpatrywanym przekroju,
- M_{wd} – obliczeniowy moment zginający w połowie wysokości ściany, wywołany obliczeniowym obciążeniem poziomym oddziałującym bezpośrednio na ścianę,
- e_a – mimośród przypadkowy.

Wartość momentu M_{id} wyznaczać można dla każdego z węzłów ramy oddzielnie, jak na Rysunku 4, przyjmując w uproszczeniu, że schodzące się w węźle ściany i strop są niezarysowane i zachowują się liniowo sprężysto. Wartości E_i modułu sprężystości muru i betonu przyjmuje się jak dla obciążenia krótkotrwałego. Sztywność stropów gęstożebrowych można przyjmować w przybliżeniu od 0,80 (stropy wielokanałowe) do 0,33 (stropy belkowe) sztywności stropu pełnego.



Rysunek 4 – Model ciągły – wyznaczanie wartości momentów M_{1d} i M_{2d}

W przypadku, gdy szerokość wieńca za pośrednictwem którego strop opiera się na ścianie jest nie mniejsza niż grubość ściany lub wysokość przekroju stropu – obowiązuje wartość mniejsza, do obliczeń przyjąć można moment zginający w przekroju nad i pod stropem równy 0,85 wartości uzyskanej z analizy sprężyste modelu ramy.

Moment M_{1d} w przekroju ściany pod stropem wyznaczać można:

- dla ściany obciążonej jednostronnie

$$M_{1d} = \frac{\frac{E_1 I_1}{h_1}}{\frac{E_1 I_1}{h_1} + \frac{E_2 I_2}{h_2} + \frac{E_3 I_3}{l_3}} \cdot 0,85 M_{o3} \quad (14)$$

- dla ściany obciążonej obustronnie

$$M_{1d} = \frac{\frac{E_1 I_1}{h_1}}{\frac{E_1 I_1}{h_1} + \frac{E_2 I_2}{h_2} + \frac{E_3 I_3}{l_3} + \frac{E_4 I_4}{l_4}} \cdot 0,85 (M_{o3} - M_{o4}) \quad (15)$$

Moment węzłowy M_o w przypadku stropu obciążonego równomiernie obciążeniem obliczeniowym q_d wyznaczyć można:

- dla przęsła o rozpiętości l_3

$$M_{o3} = \frac{q_{3d} l_3^2}{12} \quad (16)$$

- dla przęsła o rozpiętości l_4

$$M_{o4} = \frac{q_{4d} l_4^2}{12} \quad (17)$$

Wartość M_{wd} należy wyznaczać jak dla belki ciągłej.

Kiedy oddziałujące bezpośrednio na ścianę obliczeniowe obciążenie poziome jest obciążeniem równomiernie rozłożonym w_d za wartość M_{wd} przyjmować można:

$$M_{wd} = \frac{w_d h_1^2}{16} \quad (18)$$

Kiedy zależność $\sigma(\varepsilon)$ murów można wyrazić za pomocą „paraboli madryckiej” lub funkcji podobnej, tak jak to ma miejsce w przypadku murów z elementów grupy 1 i 2 (patrz 4.9) z wyjątkiem murów z autoklawizowanego betonu komórkowego, wartość współczynnika Φ_i przyjmuje się równą:

$$\Phi_i = 1 - \frac{2e_i}{t} \quad (19)$$

Dla murów z elementów grupy 3 i 4 oraz murów z autoklawizowanego betonu komórkowego, których zależność $\sigma(\varepsilon)$ nie ma półki poziomej, zaleca się przyjmować

$$\Phi_i = \frac{1}{1 + \frac{5e_i}{t}} \quad (20)$$

Wartość współczynnika Φ_m wyznacza się jak dla pręta podpartego przegubowo o wysokości efektywnej h_{eff} wyznaczonej zgodnie z 5.1.4, obciążonego siłą N_{md} działającą na mimośrodku e_m , równym co do wartości u góry i u dołu ściany. Wartość mimośrodu e_m oblicza się w takim przypadku ze wzoru:

$$e_m = \frac{M_{md} + M_{wd}}{N_{md}} + e_a \geq 0,05 t \quad (21)$$

w którym:

M_{md} – największy moment obliczeniowy w środkowej 1/5 wysokości ściany, zależny od wartości M_{1d} i M_{2d} , jak zaznaczono na Rysunku 4b; wartości momentów M_{1d} i M_{2d} oblicza się ze wzoru (14);

- M_{wd} – moment zginający w połowie wysokości ściany, wywołany przez obliczeniowe obciążenie poziome, oddziaływujące bezpośrednio na ścianę;
 N_{md} – obliczeniowa siła pionowa w połowie wysokości ściany.

Wpływ długotrwałego działania obciążenia na nośność ściany uwzględnia się przyjmując do wyznaczenia wartości Φ_m długotrwały moduł sprężystości muru E_∞ określony wzorem (8).

W przypadku ścian o przekroju prostokątnym wartości Φ_m przyjmuje się z Tabelicy 12 odpowiednio do wartości współczynnika smukłości h_{eff}/t i współczynnika sprężystości $\alpha_c = \alpha_{c,\infty}$ wyznaczonego dla $\eta_E = 0,3$ i $\phi_\infty = 1,5$. Jeżeli przyjmuje się inne wartości η_E i ϕ_∞ , wartości Φ_m przyjmuje się z Tabelicy 12 dla $\alpha_{c,\infty} = 1000$ i h_{eff}/t i mnoży przez $0,032 \sqrt{\alpha_{c,\infty}}$, gdzie $\alpha_{c,\infty}$ jak we wzorze (9).

Tabelica 12 – Współczynnik redukcyjny nośności Φ_m

Współczynnik smukłości h_{eff}/t dla $\alpha_{c,\infty}$			Mimośród e_m/t						
1000	700	400	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,33
0	0	0	0,90	0,80	0,70	0,60	0,50	0,40	0,34
1	0,8	0,6	0,90	0,80	0,70	0,60	0,50	0,40	0,34
2	1,6	1,3	0,90	0,80	0,70	0,60	0,50	0,40	0,34
3	2,4	1,9	0,90	0,80	0,70	0,60	0,50	0,40	0,34
4	3,3	2,6	0,90	0,80	0,70	0,60	0,49	0,39	0,33
5	4,2	3,2	0,89	0,79	0,69	0,59	0,49	0,39	0,33
6	5,0	3,8	0,88	0,78	0,68	0,58	0,48	0,38	0,32
7	5,9	4,4	0,88	0,77	0,67	0,57	0,47	0,37	0,31
8	6,7	5,1	0,86	0,76	0,66	0,56	0,45	0,35	0,29
9	7,5	5,7	0,85	0,75	0,65	0,54	0,44	0,34	0,28
10	8,4	6,3	0,84	0,73	0,63	0,53	0,42	0,32	0,26
11	9,2	7,0	0,82	0,72	0,61	0,51	0,40	0,30	0,24
12	10,0	7,6	0,80	0,70	0,59	0,49	0,38	0,28	0,22
13	10,9	8,2	0,79	0,68	0,57	0,47	0,36	0,26	0,20
14	11,7	8,8	0,77	0,66	0,55	0,45	0,34	0,24	0,18
15	12,5	9,5	0,75	0,64	0,53	0,42	0,32	0,22	0,16
16	13,4	10,1	0,72	0,61	0,51	0,40	0,30	0,20	0,15
17	14,2	10,7	0,70	0,59	0,48	0,38	0,28	0,18	0,13
18	15,0	11,3	0,68	0,57	0,46	0,35	0,25	0,16	0,11
19	15,9	12,0	0,65	0,54	0,44	0,33	0,23	0,14	0,10
20	16,7	12,6	0,63	0,52	0,41	0,31	0,21	0,13	0,08
21	17,6	13,3	0,60	0,49	0,39	0,29	0,19	0,11	0,07
22	18,4	13,9	0,58	0,47	0,36	0,26	0,17	0,10	0,06
23	19,2	14,6	0,55	0,44	0,34	0,24	0,16	0,08	0,05
24	20,0	15,2	0,52	0,42	0,32	0,22	0,14	0,07	0,04
25	20,9	15,8	0,50	0,39	0,29	0,20	0,12	0,06	0,04
26	21,7	16,4	0,47	0,37	0,27	0,18	0,11	0,05	0,03
27	22,6	17,1	0,45	0,35	0,25	0,17	0,10	0,04	0,02
28	23,4	17,7	0,42	0,32	0,23	0,15	0,08	0,04	0,02
29	24,3	18,3	0,40	0,30	0,21	0,13	0,07	0,03	0,01
30	25,0	19,0	0,37	0,28	0,19	0,12	0,06	0,03	0,01

UWAGA: – Wartości w tabelicy obliczono ze wzoru $\Phi_m = \left(1 - 2 \frac{e_m}{t}\right) e^{-\frac{u^2}{2}}$

w którym: e – podstawa logarytmu naturalnego, $u = \frac{\lambda - 0,063}{0,73 - 1,17 \frac{e_m}{t}}$, $\lambda = \frac{h_{eff}}{t} \sqrt{\frac{1}{\alpha_{c,\infty}}}$

Wartości Φ_m podane w Tablicy 12 odnoszą się do murów z elementów wszystkich czterech grup, z tym, że dla murów z elementów grupy 3 i 4 obowiązuje warunek:

$$\Phi_m \leq \Phi_i \quad (22)$$

w którym:

Φ_i – ze wzoru (20)

W przypadku ścian o przekroju innym niż prostokątny wartości Φ_i i Φ_m ustala się na podstawie odrębnej analizy.

5.1.3 Model przegubowy

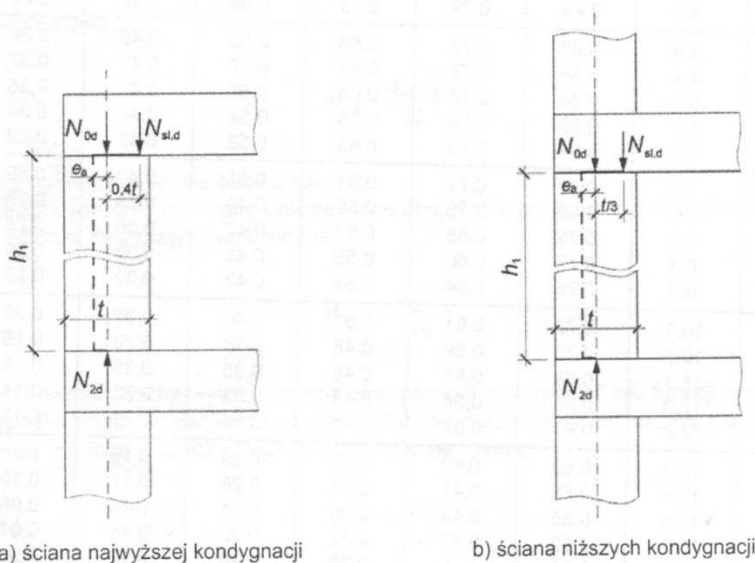
Przy posługiwaniu się modelem przegubowym (Rysunek 5a) do obliczania ściany przyjąć można:

a) na najwyższej kondygnacji:

- w przekroju pod stropem siła z dachu N_{0d} działa w stosunku do nominalnej osi ściany na mimośrodku e_a , a obciążenie od stropu $N_{sl,d}$ – na mimośrodku $0,4t + e_a$;
- w przekroju nad stropem dolnej kondygnacji siła N_{2d} , stanowiąca sumę N_{0d} i $N_{sl,d}$ oraz ciężaru ściany, działa na mimośrodku e_a ;

b) dla ścian niższych kondygnacji:

- w przekroju pod stropem siła z górnych kondygnacji N_{0d} działa na mimośrodku e_a , a obciążenie od stropu $N_{sl,d}$ – na mimośrodku $0,33t + e_a$;
- w przekroju nad stropem dolnej kondygnacji – analogicznie jak w przypadku ściany najwyższej kondygnacji.



Rysunek 5 – Model przegubowy ściany zewnętrznej

W związku z powyższym nośność ściany najwyższej kondygnacji oblicza się zgodnie ze wzorem (11), gdzie Φ_i wyznacza się ze wzoru (19) lub (20) w przekroju pod stropem górnej kondygnacji – na moment M_{1d} , a w przekroju nad stropem dolnej kondygnacji – na moment M_{2d} , równe

$$M_{1d} = N_{0d} \cdot e_a + N_{sl,d} \cdot (0,4t + e_a) \quad (23)$$

$$M_{2d} = N_{2d} \cdot e_a \quad (24)$$

a nośność ściany niższych kondygnacji – na moment M_{1d} i M_{2d} , równe

$$M_{1d} = N_{0d} \cdot e_a + N_{sl,d} \cdot (0,33t + e_a) \quad (25)$$

$$M_{2d} = N_{2d} \cdot e_a \quad (26)$$

Aby skorzystać z wartości Φ_m podanych w Tablicy 12 wyznacza się zastępczy mimośród początkowy e_m , równy co do wartości u góry i u dołu modelowego pręta ściany (Rysunek 5). Wartość tego mimośrodu wynosi:

$$e_m = \frac{0,6M_{1d} + 0,4M_{2d}}{N_{md}} \quad (27)$$

w którym:

M_{1d} i M_{2d} – ze wzorów (23) do (26); przy czym $|M_{1d}| \geq |M_{2d}|$;
 N_{md} – obliczeniowa siła pionowa w połowie wysokości ściany;

i dla tej wartości e_m znajduje się – zgodnie z zasadami podanymi w 5.1.2 – odpowiednią wartość Φ_m .

Jeżeli na ścianę oddziałuje bezpośrednio obciążenie poziome, wartość e_m wzrasta o mimośród dodatkowy $e_{m,w}$ równy:

$$e_{m,w} = \frac{M_{wd}}{N_{md}} \quad (28)$$

w którym:

M_{wd} – obliczeniowy moment zginający w połowie wysokości ściany, obliczony jak dla belki wolno podpartej, w przypadku obciążenia równomiernie rozłożonego w_d wynosi:

$$M_{wd} = \frac{w_d h_1^2}{8} \quad (29)$$

Wartość Φ_m wyznacza się w przypadku modelu przegubowego w sposób analogiczny jak dla modelu ciągłego (p. 5.1.2, dla e_m wyznaczonego ze wzoru (27) i – jeżeli zachodzi taka potrzeba – z uwzględnieniem dodatkowego mimośrodu $e_{m,w}$ ze wzoru (28)). Efektywną wysokość ściany h_{eff} przyjmuje się zgodnie z postanowieniami podanymi niżej w 5.1.4.

5.1.4 Wysokość efektywna ścian

Wysokość efektywną ściany oblicza się ze wzoru:

$$h_{eff} = \rho_h \rho_n h \quad (30)$$

w którym:

ρ_h – współczynnik zależy od przestrzennego usztywnienia budynku, jak podano w Tablicy 13;
 ρ_n – współczynnik zależy od usztywnienia ściany wzdłuż dwóch (ρ_2), trzech (ρ_3) lub czterech (ρ_4) krawędzi;
 h – wysokość kondygnacji równa: przy posługiwaniu się modelem ciągłym – wysokości kondygnacji w osiach modelu ramy (h_1), przy posługiwaniu się modelem przegubowym – wysokości kondygnacji w świetle.

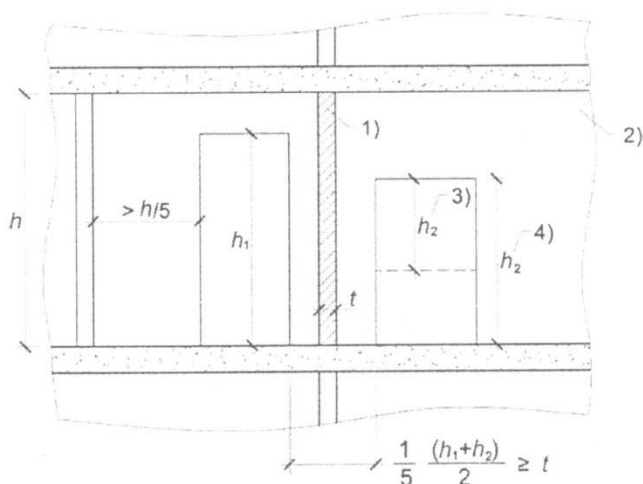
Tablica 13 – Wartości współczynników ρ_h

Rodzaj konstrukcji z uwagi na usztywnienie przestrzenne		Rodzaj stropów	
		z betonu z wieńcami żelbetowymi	inne
Konstrukcja usztywniona przestrzennie w sposób eliminujący przesuw poziomy		1,0	1,25
Konstrukcja bez ścian usztywniających, przy czym liczba ścian prostopadłych do kierunku działania obciążenia poziomego, przejmujących to obciążenie wynosi	3 i więcej	1,25	1,50
	2	1,50	2,0
Ściany wolno stojące		2,0	

Ściany uważać można za usztywnione wzdłuż krawędzi pionowej, jeżeli:

- połączone są wiązaniem murarskim lub za pomocą zbrojenia ze ścianami usztywniającymi usytuowanymi do nich prostopadle, wykonanymi z muru o podobnych właściwościach odkształceniowych,
- długość ścian usztywniających jest nie mniejsza niż 0,2 wysokości ściany, a grubość nie mniejsza niż 0,3 grubości ściany usztywnianej i nie mniejsza niż minimalna grubość ściany określona w 7.3.1.

W przypadku ściany usztywniającej z otworami, zaleca się, aby długość części ściany między otworami, przyległej do ściany usztywnianej była nie mniejsza niż podano na Rysunku 6, a ściana usztywniająca sięgała poza otwór na długość nie mniejszą niż 1/5 wysokości kondygnacji.



Objaśnienia:

- 1) ściana usztywniana
- 2) ściana usztywniająca
- 3) h_2 okno
- 4) h_2 drzwi

Rysunek 6 – Minimalna długość ściany usztywniającej z otworami

Alternatywnie – ściany mogą być usztywniane przez inne elementy niż ściany murowane pod warunkiem, że sztywność tych elementów jest równoważna ze sztywnością murowanej ściany usztywniającej, o której mowa powyżej, a obie ściany połączone są ze ścianą usztywnianą za pomocą ściąągów lub kotew, zaprojektowanych tak, aby zdolne były przenieść siły ściskające lub rozciągające, które mogą się pojawić w połączeniu.

Za wartość ρ_n przyjmować można:

- a) dla ścian podpartych u góry i u dołu, kiedy stropy oparte są na ścianie za pośrednictwem wieńca żelbetowego o szerokości równej grubości ściany lub nie mniejszej niż grubość stropu, mają zbrojenia podporowe zdolne do przeniesienia momentu zamocowania stropu w ścianie, średnie naprężenie obliczeniowe ściany $\sigma_{cd} \geq 0,25$ MPa, a mimośród e_1 działania obciążenia pionowego w przekroju ściany pod stropem $e_1 \leq 0,33$ t grubości ściany – $\rho_2 = 0,75$; w pozostałych przypadkach $\rho_2 = 1,00$;
- b) dla ścian podpartych u góry i u dołu i usztywnionych wzdłuż jednej krawędzi pionowej (z jedną swobodną krawędzią pionową):
 - jeżeli $h \leq 3,5 l$, wartość obliczoną ze wzoru:

$$\rho_3 = \frac{\rho_2}{1 + \left(\frac{\rho_2 h}{3l} \right)^2} \quad (31)$$

w którym:

ρ_2 – jak podano wyżej;

- jeżeli $h > 3,5 l$, wartość obliczoną ze wzoru:

$$\rho_3 = \frac{1,5l}{h} > 0,3 \quad (32)$$

w którym:

l – odległość krawędzi swobodnej od osi ściany usztywniającej;

c) dla ścian podpartych u góry i u dołu wzdłuż obu krawędzi pionowych:

– jeżeli $h \leq l$, wartość obliczoną ze wzoru:

$$\rho_4 = \frac{\rho_2}{1 + \left(\frac{\rho_2 h}{l}\right)^2} \quad (33)$$

w którym:

ρ_2 – jak podano w a) powyżej lub

– jeżeli $h > l$, wartość obliczoną ze wzoru:

$$\rho_4 = \frac{0,5l}{h} \quad (34)$$

W przypadku, gdy ściany są usztywnione wzdłuż obu krawędzi pionowych i $l \geq 30 t$ lub gdy ściany są usztywnione wzdłuż jednej krawędzi i $l \geq 15 t$, gdzie t jest grubością ściany usztywnionej – ściany takie należy uważać za ściany usztywnione tylko u góry i u dołu.

Zaleca się, aby smukłość h_{eff}/l i (lub wyrażona jako h_{eff}/t) ścian konstrukcyjnych była nie większa niż:

87,5 (25) – w przypadku ścian z murów na zaprawie $f_m \geq 5$ MPa, z wyjątkiem murów z autoklawizowanego betonu komórkowego

63 (18) – w przypadku ścian z autoklawizowanego betonu komórkowego, niezależnie od rodzaju zaprawy, a także dla murów z innego rodzaju elementów murowych, na zaprawie $f_m < 5$ MPa.

5.2 Ściany obciążone siłą skupioną

Jeżeli ściana wykonana z elementów murowych grupy 1 i spełniająca wymagania konstrukcyjne podane w Rozdziale 7 poddana jest obciążeniu skupionemu, należy sprawdzić warunek (10) przyjmując:

$$N_{Rd} = \beta A_b f_d \quad (35)$$

w którym:

β – współczynnik wyrażający wpływ siły skupionej określany ze wzoru:

$$\beta = \left(1 + 0,3 \frac{a_1}{h_c}\right) \left(1,5 - 1,1 \frac{A_b}{A_{\text{eff}}}\right) \quad (36)$$

lecz nie większy niż mniejsza z wartości:

$$1,25 + \frac{\alpha_1}{2h_c} \text{ lub } 1,5 \quad (37)$$

a_1 – odległość od krawędzi ściany do najbliższej krawędzi pola oddziaływania obciążenia skupionego (Rysunek 8);

h_c – wysokość ściany do poziomu obciążenia;

A_b – pole oddziaływania obciążenia skupionego;

A_{eff} – efektywne pole przekroju ściany o wymiarach $l_{\text{eff}} \cdot t$ (Rysunek 7);

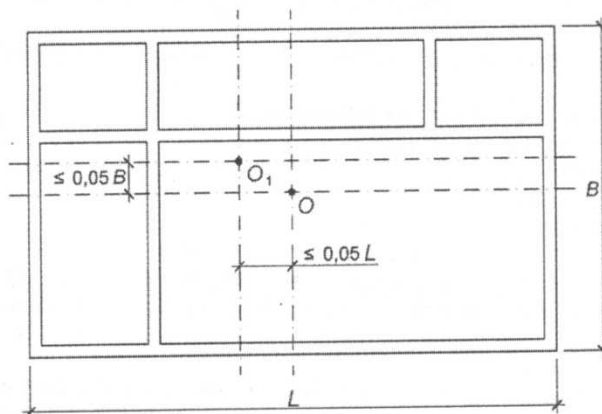
l_{eff} – efektywna długość określona w połowie wysokości ściany lub pilastra (Rysunek 7);

N_{Sd} – obliczeniowe obciążenie skupione.

We wzorze (36) stosunek A_b/A_{eff} nie może być większy niż 0,45.

Jeżeli stropy nie są dostatecznie sztywne, aby uważać je za sztywne tarcze (np. w przypadku niezmonolityzowanych stropów z elementów prefabrykowanych), za siły poziome oddziałujące na ścianę usztywniającą zaleca się uważać siły przekazywane przez stropy, z którymi ściana usztywniająca jest bezpośrednio połączona.

Jeżeli ściany usztywniające są rozmieszczone asymetrycznie lub jeżeli z innego powodu siła wypadkowa z poziomych obciążeń lub oddziaływań na budynek działa mimośrodowo w stosunku do środka ciężkości rzutu ścian usztywniających, na mimośrodku większym niż 0,05 długości względnie szerokości budynku (Rysunek 9), należy uwzględnić wpływ obrotu ustroju usztywniającego na rozdział obciążenia na poszczególne ściany usztywniające oraz wpływ skręcenia całego budynku na jego sztywność przestrzenną.



Objaśnienia:

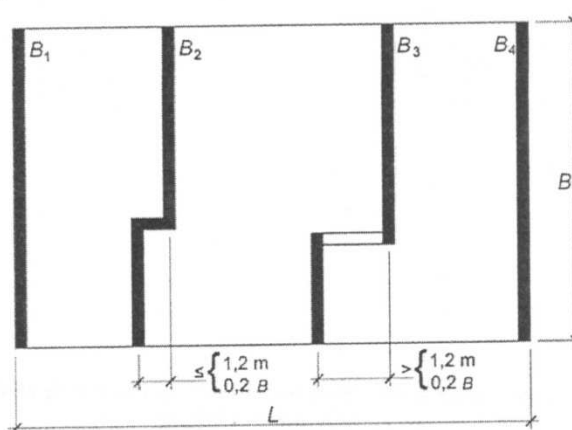
O – środek geometryczny rzutu budynku

O₁ – środek geometryczny rzutu ścian usztywniających

Rysunek 9 – Zasada rozmieszczania ścian usztywniających budynku

Ściana usztywniająca może być na swojej długości załamana w planie (Rysunek 10) jeżeli odcinek usytuowany prostopadle do jej płaszczyzny:

- nie jest dłuższy niż 1,2 m;
 - nie jest dłuższy niż 0,2 długości obliczanej ściany;
 - nie zawiera otworu drzwiowego względnie okiennego;
 - jest powiązany z pozostałymi odcinkami ściany zgodnie z wymaganiami dotyczącymi ścian usztywniających.
- Jeżeli którykolwiek z powyższych warunków nie jest spełniony, ścianę taką należy obliczać jako dwa niezależne (niepowiązane ze sobą) pasma.

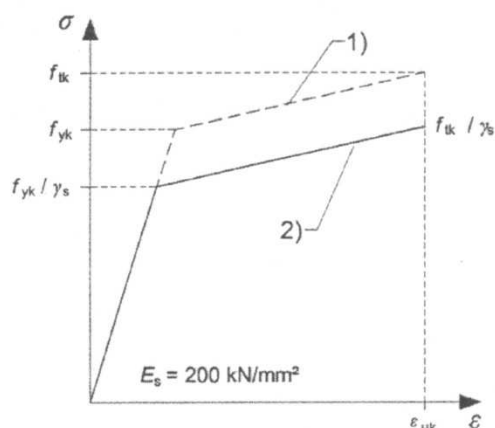


Objaśnienia:

B₁, B₂ i B₄ – ściana traktowana jako jedno pasmo

B₃ – ściana obliczana jako dwa niezależne pasma

Rysunek 10 – Ściana usztywniająca załamana w planie

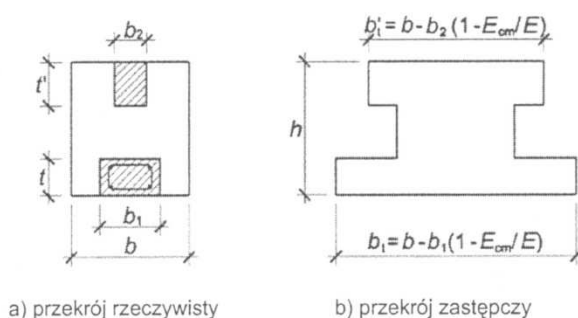


Objaśnienia:

- 1 – zależność idealizowana
2 – zależność obliczeniowa

Rysunek 15 – Zależność $\sigma - \varepsilon$ stali zbrojeniowej

Nośność konstrukcji murowych zbrojonych, można obliczać dla przekroju zastępczego sprowadzonego do materiału o mniejszym module sprężystości przy pominięciu obecności zbrojenia (Rysunek 16).



a) przekrój rzeczywisty

b) przekrój zastępczy

Rysunek 16 – Przekrój konstrukcji murowej zbrojonej

6.2 Ściany zbrojone obciążone głównie pionowo

6.2.1 Ściany ze zbrojeniem w spoinach wspornych

Nośność na ściskanie ścian ze zbrojeniem w spoinach wspornych oblicza się jak ścian niezbrojonych obciążonych głównie pionowo według zasad podanych w 5.1, przy przyjęciu we wzorach (11) i (12) w miejsce f_d , wartości f_{dr} określonej ze wzoru (57):

$$f_{dr} = f_d + 2\rho_m f_{yd} \left(1 - 2\frac{e}{y}\right) \leq 2f_d \quad (57)$$

gdzie:

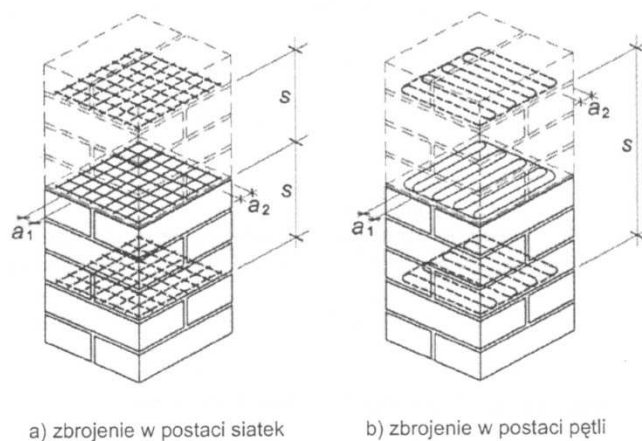
ρ_m – stopień zbrojenia muru wyznaczany jako stosunek objętości zbrojenia do objętości muru;

$$\rho_m = \frac{A_{sa}(a_1 + a_2)}{a_1 a_2 s};$$

A_{sa} – przekrój jednego pręta siatki lub pętli;

a_1, a_2 – wymiary oczek siatki lub pętli, mierzony w osiach jak na Rysunku 17;

- s – odstęp pionowy między spoinami zawierającymi zbrojenie w postaci siatek (Rysunek 17a); w przypadku zbrojenia w postaci pętli (Rysunek 17b) – odstęp pomiędzy spoinami zawierającymi ten sam kierunek zbrojenia;
 e – mimośród obliczeniowy;
 y – odległość środka ciężkości przekroju muru od krawędzi bardziej ściskanej.



Rysunek 17 – Mury ze zbrojeniem poziomym

6.2.2 Ściany ze zbrojeniem pionowym

Nośność ścian ze zbrojeniem pionowym, obciążonych głównie pionowo, należy sprawdzać zgodnie z zasadami podanymi w 5.1, przyjmując przekrój zastępczy jak na Rysunku 16 z tym że, przekrój znajdujący się w środkowej części ściany, należy obliczać z uwzględnieniem wpływu smukłości λ_p .

Smukłość λ_p można obliczać ze wzoru:

$$\lambda_p = \frac{h_{\text{eff}}}{i} = \frac{h_{\text{eff}}}{\sqrt{\frac{I_p}{A_p}}} \quad (58)$$

gdzie:

- h_{eff} – wysokość efektywna ściany;
 i – promień bezwładności przekroju sprowadzonego;
 I_p – moment bezwładności przekroju sprowadzonego;
 A_p – pole przekroju sprowadzonego.

Jeżeli λ_p jest większa niż 27, mimośród wypadkowy e_m należy zwiększyć do wartości mimośrodu e , według wzoru:

$$e = \eta e_m \quad (59)$$

w którym:

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N_{\text{Sd}}}{N_{\text{crit}}}} \quad (60)$$

gdzie:

$$N_{\text{crit}} = \frac{\pi^2 (0,2EI_p + E_s I_s)}{h_{\text{eff}}^2 \left(1 + \frac{N_{\text{Sd,lt}}}{N_{\text{Sd}}} \right)} \quad (61)$$

I_p – moment bezwładności przekroju sprowadzonego względem osi przechodzącej przez środek ciężkości przekroju,

I_s – moment bezwładności całkowitego przekroju zbrojenia, względem osi przechodzącej przez środek ciężkości przekroju sprowadzonego,

N_{sd} - siła podłużna wywołana obciążeniem obliczeniowym,

$N_{sd,lt}$ – siła podłużna wywołana długotrwałą częścią obciążenia obliczeniowego,

h_{eff} – wysokość efektywna muru określana jak dla murów niezbrojonych.