

**BADANIA I STUDIA – RESEARCH AND STUDIES**

**Bohdan Lewicki\***

## **ŚCIANY MUROWE OBCIĄŻONE GŁÓWNIE PIONOWO**

Ściany murowe obciążone głównie pionowo to ściany w budynkach wielokondygnacyjnych, przenoszące obciążenie od stropów. Nośność takich ścian jest uzależniona od wytrzymałości muru na ściskanie. Zharmonizowana z prenormą ENV 1996-1-1:1995 nowa polska norma PN-B-03002:1999 zaleca obliczać nośność ścian obciążonych głównie pionowo, postępując się modelem ciągłym (rys. 1). W artykule uzasadniono celowość takiego zalecenia, omówiono odmienności ustaleń PN w stosunku do ENV oraz podano uproszczony sposób obliczeń.

### **1. Wprowadzenie**

Ściany obciążone głównie pionowo stanowią podstawowy rodzaj konstrukcyjnych ścian murowych. Są to ściany przenoszące – poza ciężarem własnym – obciążenie pionowe od opartych na nich stropów, a także obciążenie poziome od parcia wiatru na budynek i obciążenie poziome od parcia ziemi w części podziemnej budynku.

Norma PN-B-03002:1999 – dalej PN 99 – definiuje ściany obciążone głównie pionowo jako ściany, których nośność jest uzależniona od wytrzymałości muru na ściskanie. Do definicji tej można jeszcze dodać, że są to ściany, przy wymiarowaniu których dominujące jest maksymalne obciążenie pionowe, w związku z czym obliczenia takich ścian można ograniczyć do sprawdzenia stanu granicznego nośności. Ściany poddane nierównomiernym przemieszczeniom podłoża, w przypadku których trzeba sprawdzać szerokość rys ukośnych wywołanych przez odkształcenia postaciowe, stanowią odmienny rodzaj konstrukcji murowych, nie omawiany w niniejszym opracowaniu.

Przedstawione opracowanie stanowi komentarz do podanych w PN 99 zasad obliczania ścian obciążonych głównie pionowo, a także do uzupełnień w tym względzie wprowadzanych zmianą PN 99/Az 2. Podano również zalecenia, upraszczające obliczenia. Projekt PN 99 był przedmiotem ankiety przed ustanowieniem tej normy. Oddźwięk środowiskowy okazał się jednak mniej niż skromny i niedopowiedzenia w tekście ujawniają się dopiero obecnie, kiedy PN 99 stała się normą obowiązującą.

\* prof. zw. dr inż.

Podobna sytuacja miała miejsce w przypadku PN-B-03264:1999 *Konstrukcje betonowe, żelbetonowe i sprężone*, w efekcie czego NKP 213 podjął prace nad skoordynowaną wersją normy. Nowa jej wersja, PN-B-03264:2002, jest już wolna od wszystkich usterek ujawnionych w praktyce.

Również w przypadku PN 99 korzystniejsze byłoby jej znowelizowanie, tak jak uczyniono to z PN-B-03264:1999, zamiast opracowania następnych zmian. Niestety obecnie, kiedy naczelnym zadaniem PKN jest nadrobienie zaległości w ustanawianiu jako PN-EN gotowych już EN, na nowelizację PN 99 nie ma już miejsca w planie pracy Komitetu i wniosek NKP 252 w tym względzie nie został uwzględniony.

Wycofanie PN 99 i zastąpienie jej przez PN-EN 1996-1-1 Eurokod 6 *Projektowanie konstrukcji murowych niezbrojonych, zbrojonych i sprężonych* jest planowane na rok 2010.

## 2. Model obliczeniowy ściany

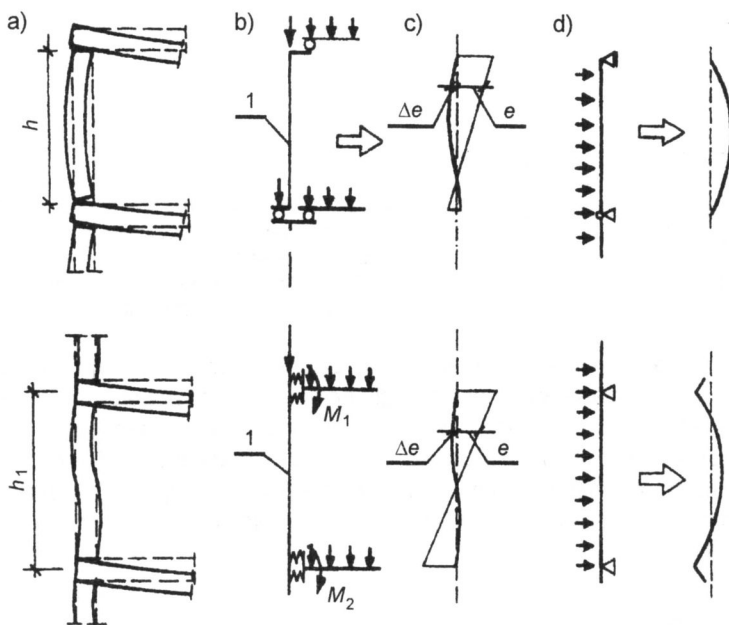
Wymaganiem ogólnym stawianym przy projektowaniu budynków ze ścianami mурowymi jest takie zaprojektowanie ustroju konstrukcyjnego, to jest zespołu ścian i opartych na nich stropów, aby przemieszczenia ustroju w kierunku poziomym, wywołane przez oddziaływania na budynek, były pomijalnie małe. Spełnienie tego wymagania uzyskuje się przez usytuowanie ścian konstrukcyjnych w budynku w obu kierunkach. W konsekwencji przy sprawdzaniu nośności takich ścian przyjmuje się, że w poziomie stropów są one podparte w sposób nieprzesuwny. Sam sposób połączenia ściany ze stropem może być różny, zależnie od warunków konstrukcyjnych występujących na podporze stropu.

Zachowanie się wielokondygnacyjnej zewnętrznej ściany mурowej pod obciążeniem pionowym i wynikający stąd model obliczeniowy został przedstawiony na rysunku 1.

Warunki występujące w połączeniu ściany ze stropem określają wielkość mimośrodów, na którym działa siła pionowa stanowiąca obciążenie ściany, oraz kształt odkształconej osi ściany i wynikający stąd przyrost mimośrodu w środkowej strefie ściany, a także okoliczności, w których należy oczekiwać wyczerpania jej nośności. Wyznaczenie wielkości mimośrodu działania siły pionowej stanowi podstawowe zadanie analizy ściany obciążonej głównie pionowo.

Zakłada się, że połączenie stropu ze ścianą w zasadzie nie przenosi naprężeń rozciągających. Obciążenie ściany pochodzące od części budynku znajdujących się powyżej stropu nad najwyższą kondygnacją jest zwykle nieduże, w związku z czym nie ma tu jeszcze warunków do zamocowania stropu w ścianie, a między stropem a ścianą może nawet pojawić się rysa pozioma. Obciążenie, stanowiące reakcję od stropu, jest przyłożone w pewnej odległości od osi sprężystej ściany, a wynikły stąd moment zginający jest przyczyną mimośrodowego obciążenia ściany. W takich okolicznościach modelem obliczeniowym ściany staje się model przegubowy, w którym ściana jest przedstawiana za pomocą pręta obciążonego mimośrodowo, podpartego przegubowo w poziomie stropów.

Sytuacja w miejscu połączenia ściany ze stropem nad drugą kondygnacją, licząc od góry, jest – w przypadku, kiedy nie cały przekrój ściany w miejscu jej połączenia ze stropem jest ściskany – zbliżona do sytuacji w poziomie stropu nad najwyższą kondygnacją i można odwzorowywać ją również przez połączenia przegubowe ściany ze stropem.

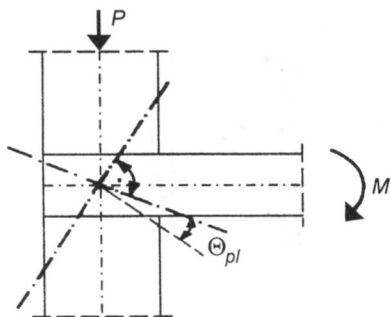


Rys. 1. Ściana zewnętrzna, obciążona głównie pionowo: a – odkształcenie ścian i stropów, b – model obliczeniowy, c – mimośród działania siły pionowej od stropów  
 Fig. 1. External wall vertically loaded primarily: a – deformation of walls and floors, b – calculation model, c – eccentricity  $e$  of floor reaction

Kiedy cały przekrój ściany w miejscu połączenia ze stropem jest ściskany, tak jak ma to z reguły miejsce na niższych kondygnacjach budynku, połączenie stropu ze ścianą jest zdolne do przeniesienia momentu zginającego ze stropu na ścianę, co pozwala za model obliczeniowy ściany przyjąć model ciągły, w którym pręt przedstawiający ścianę stanowi część ramowego ustroju konstrukcyjnego. Połączenie prętów odwzorowujących ścianę z prętem odwzorowującym strop nie jest jednak sztywne, jak w klasycznej ramie, ale jest to połączenie podatne. W konsekwencji kąt obrotu przekroju stropu w węźle ramy jest większy od kąta obrotu przekroju ściany. Podatność połączenia ściana-strop jest funkcją głównie jego konstrukcji, przede wszystkim głębokości, na jaką strop – względnie wieniec stropowy, za pośrednictwem którego strop opiera się na ścianie – wchodzi w ścianę, oraz od wartości naprężeń ściskających, występujących w ścianie. Nie bez znaczenia jest także sztywność na zginanie schodzących się w połączeniu ścian i stropu.

W klasycznej ramie z węzłami sztywnymi pierwotny kąt prosty między stropem i ścianą nie ulega żadnym zmianom i moment zamocowania stropu w ścianie jest prostą funkcją obciążenia stropu. Natomiast w ramie sprężysto-plastycznej, odwzorowującej zachowanie ściany i opartego na niej stropu, podatność połączenia stropu ze ścianą powoduje redukcję zamocowania stropu, obliczonego przy założeniu ramy z węzłami sztywnymi.

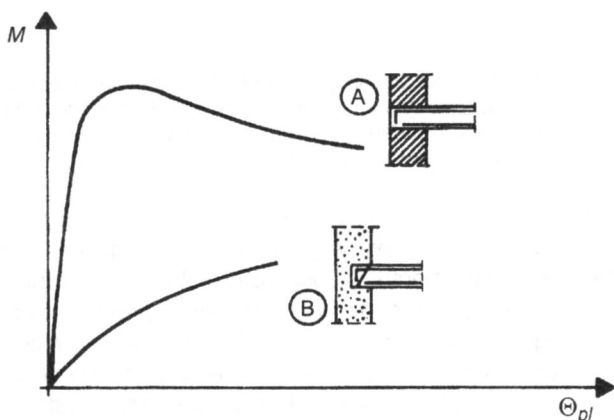
Miarą podatności połączenia ściana-strop jest wielkość przyrostu  $\Theta_{pl}$  pierwotnie prostego kąta połączenia ściana-strop (rys. 2).



Rys. 2. Kąt  $\Theta_{pl}$  obrotu połączenia ściana-strop wywołany przez moment zginający  $M$  od obciążenia stropu

Fig. 2. Rotation angle  $\Theta_{pl}$  of wall-floor junction, caused by bending moment  $M$  from floor load

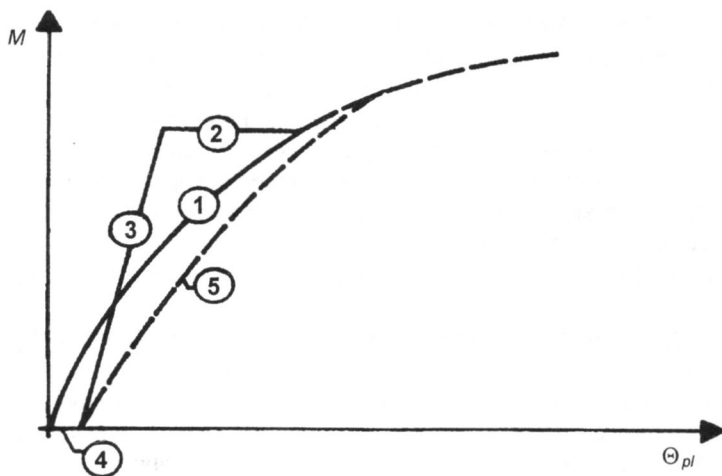
Jeżeli strop sięga za pośrednictwem wieńca żelbetowego na całą grubość ściany, zwłaszcza jeżeli jest to ściana wykonana z cegły pełnej, podatność połączenia jest mała (rys. 3, wykres A), aż do momentu osiągnięcia granicy plastyczności przez zbrojenie podporowe stropu, a więc gdy następuje już znaczny przyrost kąta  $\Theta_{pl}$ . Natomiast jeżeli długość oparcia stropu jest nieduża, a szczególnie kiedy zbrojenie jest nie w pełni zakotwione (rys. 3, wykres B), duży przyrost kąta  $\Theta_{pl}$  pojawia się już przy stosunkowo małym obciążeniu stropu.



Rys. 3. Przyrost kąta  $\Theta_{pl}$  – objaśnienie w tekście

Fig. 3. Rise of  $\Theta_{pl}$  angle

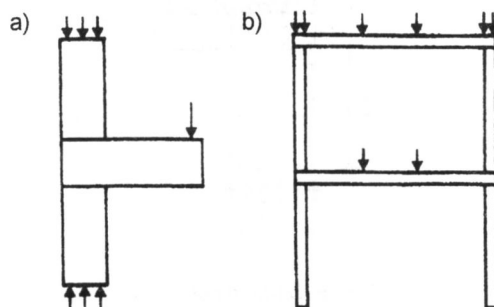
Wykres funkcji  $\Theta_{pl}(M)$  przy zmiennym obciążeniu ściany i stropu został przedstawiony na rysunku 4. Pierwszy odcinek wykresu dotyczy stanu, kiedy siła pionowa  $P$  jest stosunkowo mała, natomiast rośnie moment  $M$  zamocowania stropu w ścianie. Efektem wzrostu  $M$  jest coraz bardziej zwiększający się przyrost kąta  $\Theta_{pl}$ . Odcinek 2 – to stan, kiedy wartość  $M$  jest stała, a wzrasta siła pionowa  $P$ , w wyniku czego maleje kąt  $\Theta_{pl}$ . Jeżeli przy stałej sile  $P$  zmniejsza się moment  $M$  – odcinek 3, następuje dalsza redukcja kąta  $\Theta_{pl}$  – do hipotetycznej wartości odkształceń trwałych, wyrażonych wielkością odcinka 4. Ponowny wzrost momentu  $M$  powoduje ponowne powiększenie się kąta  $\Theta_{pl}$  analogicznie do przebiegu funkcji  $\sigma(\epsilon)$ .



Rys. 4. Wykres funkcji  $\Theta_{pl}(M)$  przy zmiennym obciążeniu ściany i stropu  
 Fig. 4. Graph of  $\Theta_{pl}(m)$  – function while alternated loading of wall and floor

Kiedy podatność połączenia ściany ze stropem bada się na wspornikowych elementach próbnych, których model został przedstawiony na rysunku 2, nie ma żadnego ograniczenia wielkości  $\Theta_{pl}$  i uzyskuje się tak długie wykresy  $\Theta_{pl}(M)$ , jak na rysunkach 3 i 4.

Jeżeli strop jest oparty obustronnie, jak to z reguły występuje w budynku, wielkość kąta obrotu przekroju stropu na podporze ograniczają warunki występujące na drugiej podporze. Wielkością graniczną jest kąt obrotu przekroju belki wolnopodpartej, o zadanej sztywności, rozpiętości oraz obciążeniu i na tej podstawie można wyznaczyć miarodajną w rozpatrywanej sytuacji podatność połączenia ściana-strop. Problematykę połączenia ściany ze stropem przedstawiono szerzej w pracy [1].



Rys. 5. Modele do badań połączenia ściany ze stropem: a – wspornikowy, b – ramowy

Fig. 5. Models for testing wall-floor junction: a – cantilever, b – framework

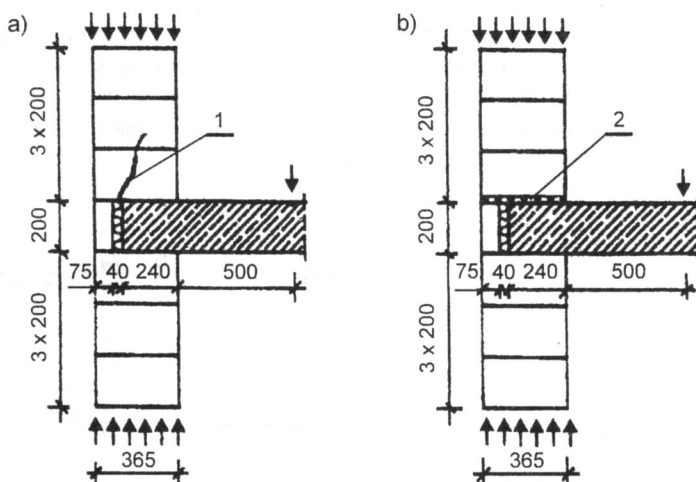
W Polsce badania prowadzono na wspornikowych modelach połączenia ściany ze stropem (rys. 5 a), pozwalających na obciążenia ściany aż do stanu bliskiego wyczerpania nośności, co nie jest praktycznie możliwe w przypadku modeli ramowych, stos-

wanych w krajach anglosaskich (rys. 5 b). Zamocowanie stropu w ścianie jest funkcją naprężeń ściskających w ścianie, co powoduje, że zamocowanie to w warunkach bliskich stanu granicznego nośności ściany bywa niekiedy nawet dwa razy większe niż w warunkach, kiedy obciążenie ściany nie przekracza wartości charakterystycznych.

Gravitacyjne obciążenie modeli ramowych pozwala natomiast śledzić wpływ długotrwałego obciążenia, wyraźnie zmniejszającego zamocowanie stropu, a więc i wielkość mimośrodu działania siły pionowej [2]. Jednak dotychczas przeprowadzono niewiele takich, zresztą dosyć kosztownych, badań.

Zachowanie się połączenia ściany ze stropem zależy także od konstrukcji samego połączenia.

Kiedy w ścianie zewnętrznej szerokość wieńca, za pośrednictwem którego opiera się strop, jest mniejsza od grubości ściany, a czoło stropu jest ocieplone styropianem lub równie ściśliwym innym materiałem termoizolacyjnym z dodatkową osłoną elementem murowym, w ścianie nad warstwą materiału termoizolacyjnego powstaje koncentracja naprężeń nad krawędzią stropu. W konsekwencji tworzy się tu rysa pionowa, obniżająca nośność ściany (rys. 6). Zjawisko takie stwierdzono w badaniach połączenia stropu ze ścianą z bloczków z betonu komórkowego łączonych na cienkie spoiny [3], a także ze ścianą z poryzowanych pustaków ceramicznych [4]. W celu przeciwdziałania powstaniu rysy pionowej niezbędne jest ułożenie przynajmniej w spoinie nad stropem zbrojenia z prętami poprzecznymi  $\phi$  3 mm względnie 4,5 mm, o polu przekroju  $100 \text{ mm}^2$  długości ściany. Analogicznie poprzeczne zbrojenie stref wspornych stosuje się w budownictwie wielkopłytyowym [5].



Rys. 6. Badane połączenie stropu żelbetowego ze ścianą z bloczków z betonu komórkowego: a – bez zbrojenia poprzecznego, b – ze zbrojeniem, 1 – rysa pionowa w ścianie, 2 – zbrojenie w spoinie nad stropem  
 Fig. 6. Tested junction of rc floor and wall made of aerated concrete blocks: a – without wall cross-reinforcement, b – with such reinforcement, 1 – vertical crack, 2 – cross-reinforcement

Jak wykazały badania, element murowy osłaniający od zewnątrz styropian, bierze udział również w przenoszeniu obciążenia pionowego. Ogólnie zaleca się jednak nie uwzględniać przekroju tego elementu przy obliczeniowym sprawdzaniu nośności ściany w przekroju nad i pod stropem.

### 3. Ustalenia normowe

Norma PN-87/B-03002 – dalej PN-87 – podobnie jak normy projektowania konstrukcji murowych z lat wcześniejszych, zalecała sprawdzanie nośności ścian obciążanych głównie pionowo za pomocą modelu pręta podpartego przegubowo, o wysokości równej wysokości kondygnacji, obciążonego mimośrodowo siłą pionową stanowiącą reakcję od stropu. Jest to model odpowiadający sytuacji ściany najwyższej kondygnacji budynku, przedstawionej na rysunku 1. Kiedy stropy w budynku były drewniane lub oparte na belkach stalowych, model taki był w miarę prawidłowy również i w przypadku ścian niższych kondygnacji budynku. W przypadku stropów żelbetowych – na pewno już nie, tym bardziej, że PN-54/B-03300 *Stropy gęstożebrowe betonowane na miejscu budowy* zezwalała, aby przy spełnieniu określonych warunków konstrukcyjnych wymiarować takie stropy jako stropy częściowo zamocowane, a więc przekazujące na ścianę nie tylko reakcję podporową, ale i moment zginający zamocowania stropu, w efekcie którego zwiększa się mimośród działania siły pionowej od stropu.

Norma PN-99, idąc za prenormą Eurokodu 6 [6] – dalej EC 6V – zmienia ustalenia PN-87 i wprowadza jako podstawowy model obliczeniowy ścian obciążonych głównie pionowo model ciągły, odpowiadający warunkom konstrukcyjnym niższych kondygnacji ściany budynku wielokondygnacyjnego, przedstawionej na rysunku 1.

Model pręta jednokondygnacyjnego znajduje zastosowanie w przypadku, kiedy połączenie stropu ze ścianą nie stwarza warunków zamocowania.

Model ciągły jest z natury rzeczy modelem bardziej złożonym od modelu przegubowego, jak nazwano w PN-99 model podpartego przegubowo pręta wysokości jednej kondygnacji obciążonego mimośrodowo – szczególnie kiedy trzeba uwzględniać podatność połączenia ściana-strop – i stąd konieczność pewnych uproszczeń w zaleceniach normowych.

Zgodnie z PN 99\* modelem ciągłym należy się posługiwać wówczas, kiedy sposób oparcia stropu na ścianie stwarza warunki zamocowania stropu (na przykład jeżeli stropy żelbetowe lub sprężone są oparte na ścianie za pośrednictwem wieńca żelbetowego o szerokości równej grubości ściany lub nie mniejszej niż grubość stropu i mają odpowiednie zbrojenie podporowe), średnie naprężenie obliczeniowe ściany  $\sigma_{cd} \geq 0,25 \text{ MPa}$ , a mimośród działania obciążenia pionowego w przekroju ściany pod stropem  $e_i \leq 0,4 t$ , gdzie  $t$  oznacza grubość ściany.

Naprężenie  $\sigma_{cd}$  dotyczy przekroju ściany pod stropem (naprężenie ściskające wywołane przez ciężar własny ściany i obciążenie z górnych kondygnacji łącznie z ostatnim stropem).

Zamocowanie stropu w ścianie wymaga odpowiedniego zbrojenia podporowego stropu, pozwalającego na przeniesienie wynikającego z modelu ciągłego momentu zamocowania stropu w ścianie.

---

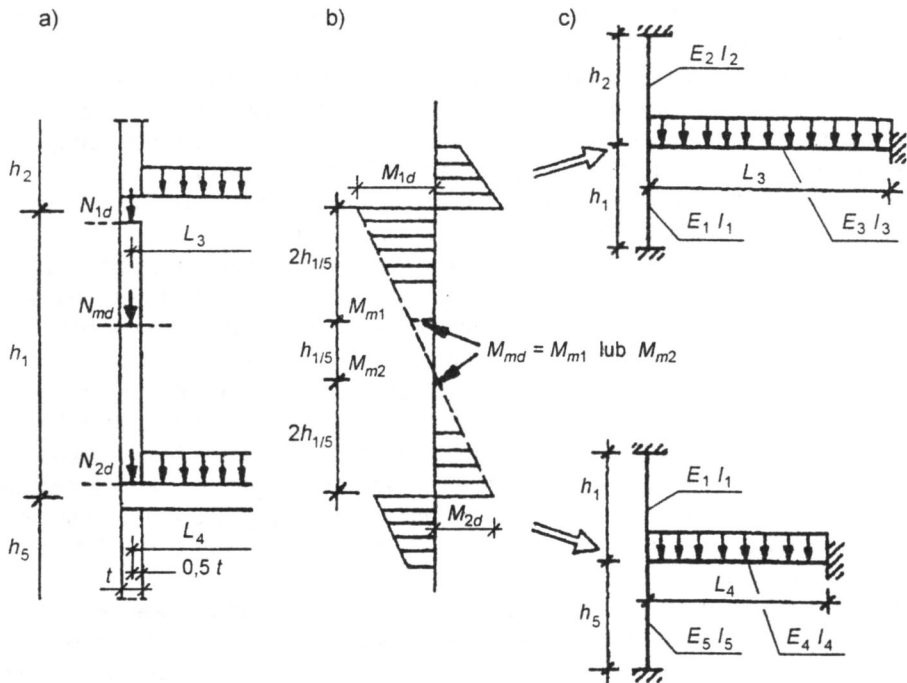
\* Zmiana wprowadzona do PN 99/Az2 w celu podkreślenia, że w przypadku kiedy stropy zamocowane są w ścianie, nie należy posługiwać się modelem przegubowym, lecz wyłącznie modelem ciągłym.

Dodatkowym warunkiem jest

$$e_{sl} = \frac{M_{1d}}{N_{sl,d}} \geq 0,33 t \quad (1)$$

gdzie  $N_{sl,d}$  – obciążenie obliczeniowe od stropu.

Wartości  $M_{1d}$  i  $M_{2d}$  wyznacza się zgodnie z ogólnymi zasadami teorii konstrukcji. Współczesne programy komputerowe stwarzają możliwości w tym względzie. PN 99 dopuszcza za EC 6V [6] uproszczony sposób wyznaczania wartości momentów  $M_{1d}$ , oddzielnie w przekrojach pod i nad stropem każdego z węzłów rami (rys. 7). Sposób ten powtarza się też w projekcie wersji końcowej Eurokodu 6 [7]. Jest to element analizy konstrukcji i w tym zakresie normy z reguły niczego nie rozstrzygają, a podają jedynie pewne akceptowalne rozwiązania uproszczone. Można posługiwać się i innymi sposobami wyznaczania wartości  $M_{1d}$ , pod warunkiem jedynie, że zastosowane odmienne sposoby obliczeń będą zgodne z ogólnymi zasadami mechaniki budowli i stanem wiedzy.



Rys. 7. Model ciągły – wyznaczanie sił wewnętrznych: a – obciążenie ściany, b – momenty wywołane obciążeniem ściany stropów, c – uproszczone modele do wyznaczania wartości  $M_{1d}$  i  $M_{2d}$   
 Fig. 7. Continuous model – structural analysis: a – wall loading, b – moments caused by floor load, c – simplified calculation models to define  $M_{1d}$  and  $M_{2d}$



Z uwagi na odkształcenia plastyczne zachodzące w węźle ściana-strop, o czym mowa wyżej, moment zamocowania stropu w ścianie wyznaczony z analizy sprężystej, PN 99 pozwala zredukować o 15%. Dotyczy to przypadku, kiedy nie dysponuje się bliższymi informacjami, a duża dokładność obliczeń nie jest potrzebna.

Jeżeli ściana jest obciążona jednostronnie, tak jak to zostało przedstawione na rysunku 7, w przekroju pod stropem jest

$$M_{1d} = \frac{\frac{E_1 I_1}{h_1}}{\frac{E_1 I_1}{h_1} + \frac{E_2 I_2}{h_2} + \frac{E_3 I_3}{L_3}} \frac{0,85 q_{3d} L_3^2}{12} \quad (2a)$$

a w przekroju nad stropem

$$M_{2d} = \frac{\frac{E_1 I_1}{h_1}}{\frac{E_1 I_1}{h_1} + \frac{E_5 I_5}{h_5} + \frac{E_4 I_4}{L_4}} \quad (2b)$$

Wartości  $E_i$  modułu sprężystości muru i betonu przyjmuje się jak przy obciążeniu doraźnym. Sztywność stropów gęstożebrowych można przyjmować – w przybliżeniu – od 0,8 (stropy wielokanałowe) do 0,33 (stropy belkowe) sztywności stropu pełnego.

Redukcja momentu zamocowania stropu w ścianie o 15%, oparta na badaniach polskich [1], [3], [8], jest odstępstwem od EC 6V [6], który w miejsce stałej wartości 0,85 zaleca wartość zmienną

$$\eta_M = 1 - \frac{k}{4} \quad (3a)$$

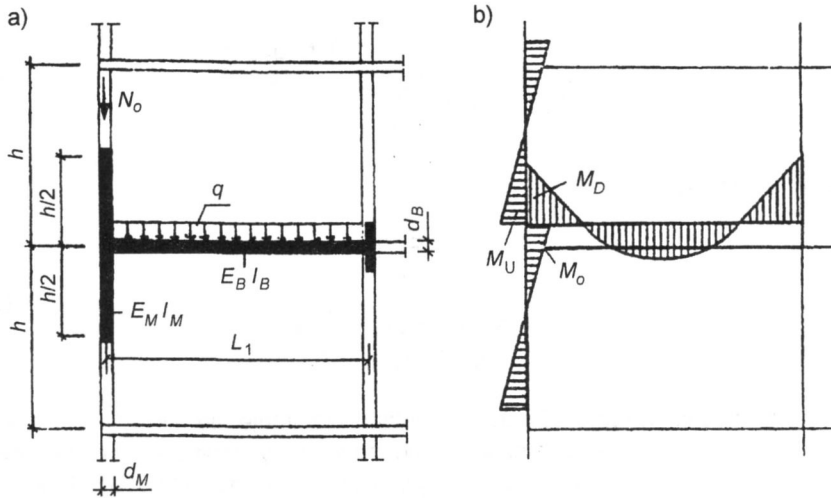
W przypadku ściany obciążanej jednostronnie wartość współczynnika  $k$  wynosi

$$k = \frac{\frac{E_3 I_3}{L_3}}{\frac{E_1 I_1}{h_1} + \frac{E_2 I_2}{h_2}} < 2,0 \quad (3b)$$

W przypadku stosunkowo sztywnego stropu wielokanałowego grubości 240 mm –  $E_3 I_3 = 16 \cdot 10^{12} \text{ N/mm}^2$ , rozpiętości  $L_3 = 5,0 \text{ m}$  i ściany z cegły pełnej grubości 380 mm –  $E_1 I_1 = 23 \cdot 10^{12} \text{ N/mm}^2$ ,  $h_1 = h_2 = 3,0 \text{ m}$  jest  $M = 0,95$ , a w przypadku wiotkiego stropu belkowo-pustakowego –  $E_3 I_3 = 6,6 \cdot 10^{12} \text{ N/mm}^2$  i ściany jak wyżej –  $\eta_M = 0,98$ . W przypadku tych samych stropów, ale ze ścianą z betonu komórkowego grubości 380 mm –  $E_3 I_3 = 4 \cdot 10^{12} \text{ N/mm}^2$  uzyskuje się odpowiednio  $\eta_M = 0,70$  i  $\eta_M = 0,88$ .

Tendencja redukcji wartości  $\eta_M$  zawarta we wzorze (3) znajduje potwierdzenie również w badaniach polskich [3], [4]. Przedział, w jakim zawarte zostały wartości  $\eta_M$ ,

uznano jednak za zbyt duży. W PN 99 przyjęto więc jedną stałą wartość  $\eta_M = 0,85$ , stanowiącą średnią z wyników badań polskich. Analogicznie jedną wartość, jakkolwiek niższą niż w PN 99,  $\eta_M = 0,67$ , przyjęto w DIN 1053 [9]. Trzeba jednak dodać, że model obliczeniowy przyjęty w DIN (rys. 8), prowadzi do wyższych wartości  $M_i$  niż podany w PN 99 model eurokodowski.



Rys. 8. Model ciągły ściany przyjęty za podstawę ustaleń DIN 1053 [9]:  
 a – model obliczeniowy, b – wykres momentów  
 Fig. 8. Continuous model adopted by DIN 1053-2 [9]:  
 a – calculation model, b – graph of moments

Zarówno w przypadku modelu ciągłego, jak i przegubowego nośność obliczeniową ściany  $N_{R,d}$  sprawdza się w trzech przekrojach ściany, nad i pod stropem ( $N_{iR,d} = N_{1R,d}$  względnie  $N_{2R,d}$ ) i w środkowej strefie ściany ( $N_{mR,d}$ ):

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

$$N_{iR,d} = \Phi_i A f_d \quad (4)$$

gdzie:  $\Phi_i$  – współczynnik redukcyjny, zależny od wielkości mimośrodów  $e_i$ , na którym w rozpatrywanym przekroju działa obliczeniowa siła pionowa  $N_d$ , oraz od wielkości mimośrodów niezamierzonych  $e_a$ ,

$A$  – pole przekroju,

$f_d$  – wytrzymałość obliczeniowa muru na ściskanie;

- w środkowej strefie ściany – ze wzoru

$$N_{mR,d} = \Phi_m A f_d \quad (5)$$

gdzie:  $\Phi$  – współczynnik redukcyjny wyrażający wpływ efektów drugiego rzędu na nośność ściany, zależny od wielkości mimośrodów początkowego  $e_o = e_m$ , smukłości ściany  $h_{eff}/t$ , zależności  $\sigma(\epsilon)$  muru i czasu działania obciążenia.

Wartości siły  $N_{id}$  i  $N_{md}$  są identyczne w obu modelach. Odmienne wyznacza się decydujące o wartości współczynników  $\Phi_i$  i  $\Phi_m$  wartości mimośrodu  $e_i$  i mimośrodu  $e_m$ , na których działa obliczeniowa siła pionowa  $N_{id}$  względnie  $N_{md}$ .

Wprowadzone przez PN 99 zróżnicowanie modelu obliczeniowego ściany w zależności od wartości naprężeń w ścianie i zamocowania stropu na podporze – w miejsce jednego modelu przegubowego, jak w PN 87 i normach wcześniejszych – eliminuje niezgodność modelu obliczania nośności ściany i nośności opartych na nich stropów, ale wymaga też dodatkowego komentarza [10].

Zgodnie z PN-54/B-03300, w przypadku gdy strop oparty jest na ścianie za pośrednictwem wieńca żelbetowego o szerokości nie mniejszej niż 0,05 rozpiętości stropu i nie mniejszej niż 250 mm, zbrojenie przęsłowe stropu można obliczać na moment zginający równy momentowi podporowemu belki jednoprzęsłowej, na której podporach występuje moment utwierdzenia  $M_i$  równy 0,33 maksymalnego momentu przęsłowego belki wolnopodpartej. Przy obciążeniu równomiernie rozłożonym  $q$

$$M_i = \frac{1}{3} \cdot \frac{1}{8} q l^2 = 0,042 q l^2 \quad (6)$$

Oznacza to, że w ścianie, w przekroju pod i nad stropem, pojawia się moment zginający równy  $0,5 \cdot 0,33 = 0,165$  maksymalnego momentu przęsłowego belki wolnopodpartej. Kiedy obciążenie  $q$  jest równomiernie rozłożone, to:  $0,5 \cdot 0,042 q l^2 = 0,021 q l^2$ .

Jakkolwiek PN-54/B-03300 przestała być normą obowiązkową, według reguł tej PN wymiaruje się powszechnie w Polsce zbrojenie stropów żelbetowych w budynkach ze ścianami murowymi, nie uwzględniając jednak przy tym wpływu zamocowania stropu na nośność ściany.

Postępowanie się w obu przypadkach – zarówno, kiedy belki są wolnopodparte, jak i kiedy są zamocowane w ścianie – modelem przegubowym, jak to przewiduje PN 87, prowadzi do nieprawidłowego oszacowania warunków, przy których należy sprawdzać nośność ściany ze stropami żelbetowymi opartymi za pośrednictwem wieńców żelbetowych.

Z natury rzeczy nośność ściany obliczana przy przyjęciu modelu ciągłego  $N_{R,ciagly}$  może być – a nawet jest z reguły – różna od nośności obliczanej przy przyjęciu modelu przegubowego –  $N_{R,przegub}$ . Kryterium stanowi stosunek wartości

$$1 - \frac{2(e_1 + e_a)}{2} \quad \text{– obliczonej w przekroju ściany pod stropem za pomocą modelu ciągłego, do wartości}$$

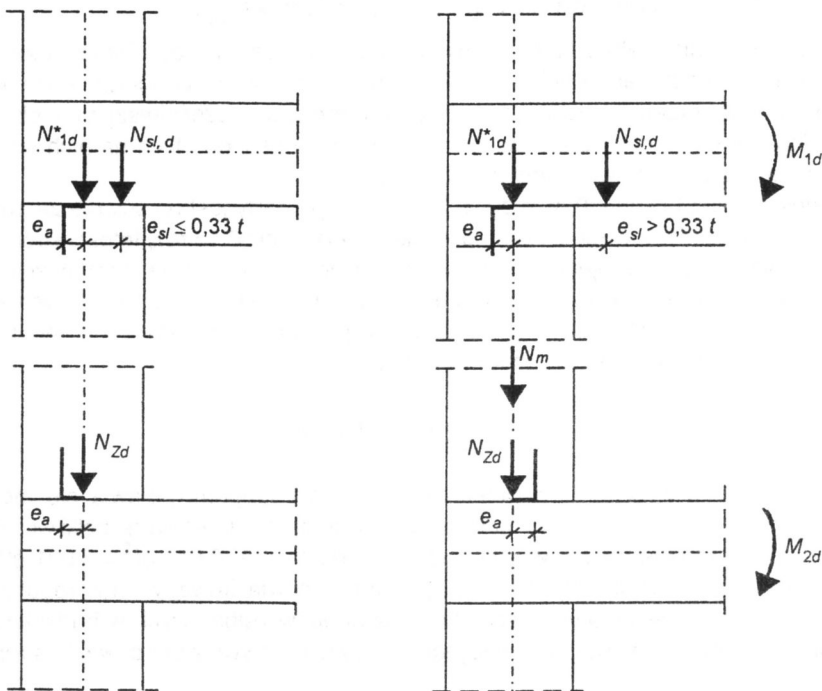
$$\Phi(e_1 + e_a) \quad \text{– obliczonej za pomocą modelu przegubowego;}$$

$$e_a \quad \text{– dodatkowy mimośród niezamierzony (PN 87, PN 99).}$$

Kryterium stanowi funkcję dość złożoną, w której zmiennymi są stosunek  $N_{sl,d}$  do  $(N_{s1,d} + N_{1,d}^*)$  – rysunek 9,  $\frac{EI}{h}$  do  $\frac{EI}{L}$  – rysunek 7, wartości  $L$  i stosunek  $\frac{L}{t}$ . Wartości  $e_1$

są w obu przypadkach różne. W modelu ciągłym wartość  $e_1$  jest funkcją momentu zamocowania stropu  $M_{1,d}$  – wzór (2a), a w modelu przegubowym jest to prosta zależność

$$e_1 = \frac{0,33 t \cdot N_{s1,d}}{N_{s1,d} + N_{1,d}^*} \quad (7)$$



Rys. 9. Model przegubowy (a) i model ciągły (b) – obliczenie nośności  
Fig. 9. Calculation models: a – hinged, b – continuous – calculation of bearing capacity

W tym stanie rzeczy trudno podać w miarę proste przypadki, kiedy  $N_{R,ciągły} < N_{R,przegub.}$  czy na odwrót. Ogólnie można jedynie stwierdzić, że przy dużych sztywnościach ściany  $E I / h$  i dużych rozpiętościach  $L$ , a więc małych sztywnościach stropu, jest  $> N_{R,przegub.}$   $> N_{R,ciągły}$ . Przy odwrotnej relacji – małych sztywnościach ściany i dużych sztywnościach stropu – jest  $N_{R,przegub.} < N_{R,ciągły}$ .

Fakt, że w pewnych okolicznościach, obliczając ścianę według modelu ciągłego, uzyskuje się mniejszą jej nośność niż kiedy oblicza się ją zgodnie z modelem przegubowym, nie oznacza, że „model ciągły jest mniej ekonomiczny od modelu przegubowego”. Można jedynie stwierdzić, że w takich okolicznościach model przegubowy prowadzi do zbyt optymistycznego oszacowania tej nośności i w związku z tym nie należy się nim posługiwać, jeśli mają być spełnione normowe wymagania niezawodności konstrukcji.

Nadmierne oszacowanie nośności ściany nie przekracza zwykle 15%, czyli wielkości błędu w ocenie nośności ściany, wynikającego z oceny wielkości  $e_1$ , i stąd w żadnym razie nie można uważać, że ściany obliczane dawniej według PN 87 nie zawsze są dość bezpieczne. Normowa metodyka wyznaczania nośności sprawdzanego elementu konstrukcji obliczeniowej uwzględnia również niepewność modelu obliczeniowego. Wartość  $e_1$  jest poza tym zmniejszana przez obecność poprzecznych ścian usztywniających, z którymi stropy są połączone w kierunku podłużnym.

Model ciągły pozwala na oszacowanie nośności ściany bliższe rzeczywistości niż model przegubowy i taki model przyjęto w EC 6V i PN 99.

#### 4. Uproszczony sposób obliczania nośności ściany

W większości przypadków występujących w praktyce, zwłaszcza kiedy oś ściany pokrywa się z osią wieńca, względnie gdy przesunięcie wzajemne tych osi jest nieduże, rzędu  $(t - a_w) < 0,1 t$ , a obciążenie poziome oddziałujące bezpośrednio na ścianę nie jest nadmierne, sprawdzenie nośności ściany według modelu przegubowego można ograniczyć do kontroli nośności przekroju ściany pod stropem [10]. Potrzeba sprawdzenia również nośności ściany w jej strefie środkowej, a w związku z tym wyznaczenia również wartości  $M_{2d}$  w przekroju ściany nad stropem, występuje jedynie w przypadku ścian o większej smukłości. Przyjmując do wyznaczenia wartości  $\Phi_m$  przy warunkach przeciętnych  $(M_{md} + M_{wd}) < 0,25 M_{1d}$  (rys. 7), uzyskuje się

$$e_m < 0,25 e_1 \quad (8)$$

Przy takim założeniu graniczne smukłości ściany  $h_{eff}/t$ , przy przekroczeniu których należy sprawdzić również nośność ściany w jej strefie środkowej, można wyznaczyć następująco:

$$\begin{array}{llll} \text{przy } e_1 + e_a = 0,10 t, & \alpha_c = 1000 & \rightarrow & h_{eff}/t \leq 10 \\ & \alpha_c = 600 & \rightarrow & h_{eff}/t \leq 7,5 \\ \text{przy } e_1 + e_a = 0,20 t, & \alpha_c = 1000 & \rightarrow & h_{eff}/t \leq 15 \\ & \alpha_c = 600 & \rightarrow & h_{eff}/t \leq 11 \end{array}$$

Jeżeli obciążenie stropu  $q_d$  jest rozłożone równomiernie, a wysokość ściany  $h_1 \approx h_2$  oraz  $E_2 I_2 \approx E_3 I_3$ , wzór (2a) dotyczący przekroju pod stropem ściany jednostronnie obciążonej można uprościć [10] do postaci

$$M_{1d} = \eta_{EI} q_d L^2 \quad (9)$$

gdzie  $\eta_{EI}$  – współczynnik zależny od sztywności stropu  $E_1 I_1$ , sztywności ściany  $E_2 I_2 = E_3 I_3$  i stosunku  $L_3/h$  rozpiętości stropu do wysokości ściany, podany w tabelicy 1 (oprac. J. Sieczkowski).

Granicznej wartości  $e_{sl} \geq 0,33 t$  – wzór (1) odpowiada graniczna wartość

$$\eta_{EI} \geq \frac{0,165 t}{L_3} \quad (10)$$

Jeżeli  $t = 0,25 \text{ m}$  i  $L_3 = 6,0 \text{ m}$ , graniczną wartość stanowi  $\eta_{EI} = 0,007$ .

Tablica 1. Wartości współczynnika  $\eta_{EI} 10^3$  w przypadku ściany obciążonej stropem jednostronnie  
 Table 1. Coefficients  $\eta_{EI} 10^3$  for of wall loaded by floor from one side

$EI 10^{-12}$ , N/mm <sup>2</sup>		$L_3/h$			
ściana	strop	2,0	1,67	1,33	1,00
20	40	23,6	22,1	20,2	17,7
	30	25,8	24,4	22,7	20,2
	20	28,3	27,2	25,8	23,6
	10	31,5	30,8	29,8	28,3
	5	33,3	32,9	32,4	31,5
15	40	21,3	19,7	17,7	15,2
	30	23,6	22,1	20,2	17,7
	20	26,5	25,3	23,6	21,3
	10	30,4	29,5	28,3	26,6
	5	32,7	32,2	31,5	30,4
10	40	17,7	16,1	14,2	11,8
	30	20,2	18,6	16,7	14,2
	20	23,6	22,1	20,2	17,7
	10	28,3	27,2	25,8	23,6
	5	31,5	30,8	29,8	28,3
5	40	11,8	10,4	8,9	7,1
	30	14,2	12,7	10,9	8,9
	20	17,7	16,1	14,2	11,8
	10	23,6	22,1	20,2	17,7
	5	18,3	27,2	25,8	23,6
2,5	40	7,1	<b>6,1</b>	<b>5,1</b>	<b>3,9</b>
	30	8,9	7,7	<b>6,4</b>	<b>5,1</b>
	20	11,8	10,4	8,9	7,1
	10	17,7	16,1	14,2	11,8
	5	23,6	22,1	20,2	17,7
1,0	40	<b>3,2</b>	<b>2,7</b>	<b>2,2</b>	<b>1,7</b>
	30	<b>4,2</b>	<b>3,5</b>	<b>2,9</b>	<b>2,2</b>
	20	<b>5,9</b>	<b>5,1</b>	<b>4,2</b>	<b>3,2</b>
	10	10,1	8,9	7,5	<b>5,9</b>
	5	15,7	14,2	12,3	10,1

Obszar wartości  $\eta_{EI} < 0,07$  zaznaczono grubszą czcionką.

Wartości  $\eta_{EI}$  zawierają się w dość dużym przedziale:

– od  $\eta_{EI} = 0,033$  przy bardzo sztywnej ścianie (na przykład z cegły pełnej grubości 380 mm,  $f_k = 5$  MPa,  $EI = 22,9 \cdot 10^{-12}$  N/mm<sup>2</sup>) i wiotkim stropie belkowo-pustakowym (na przykład Teriva, grubości 240 mm,  $EI = 6,6 \cdot 10^{-12}$  N/mm<sup>2</sup>), kiedy stosunek  $L_3/h = 2,0$ ;

– do  $\eta_{EI} = 0,007$  przy wiotkiej ścianie (na przykład z bloczków z betonu komórkowego grubości 240 mm,  $f_k = 1,5$  MPa,  $EI = 1,21 \cdot 10^{-12}$  N/mm<sup>2</sup>) i sztywnym stropie wielokanałowym ( $EI = 16,1 \cdot 10^{-12}$  N/mm<sup>2</sup>), kiedy stosunek  $L_3/h = 1,0$ .

Jeżeli duża dokładność obliczeń nie jest potrzebna,  $L_3/h < 2,0$ , można przyjąć:

a) w przypadku ściany z cegły pełnej (elementy murowe grupy 1) grubości 250 mm,  $f_k \geq 5,0$  MPa:  $f_b = 15$  MPa,  $f_m = 10$  MPa lub  $f_b = 20$  MPa,  $f_m = 5$  MPa)

– strop żelbetowy pełny B20 grubości 160 mm –  $\eta_{EI} = 0,028$ ,

– strop wielokanałowy B20 grubości 240 mm –  $\eta_{EI} = 0,021$ ,

– strop belkowo-pustakowy grubości 240 mm –  $\eta_{EI} = 0,028$ ;

b) w przypadku ściany z pustaków, z wyjątkiem pustaków betonowych (elementy murowych grupy 2), grubości  $f_k \geq 3,0$  MPa:  $f_b = 10$  MPa,  $f_m = 5$  MPa lub  $f_b = 15$  MPa,  $f_m = 2,0$  MPa)

– strop żelbetowy –  $\eta_{EI} = 0,031$ ,

– strop wielokanałowy –  $\eta_{EI} = 0,026$ ,

– strop belkowo-pustakowy –  $\eta_{EI} = 0,031$ ;

c) w przypadku ściany z bloczków z betonu komórkowego na zwykłe spoiny, grubości 240 mm,  $f_k \geq 1,5$  MPa:  $f_b = 4,0$  MPa,  $f_m = 2,0$  MPa

– strop żelbetowy –  $\eta_{EI} = 0,014$ ,

– strop wielokanałowy –  $\eta_{EI} = 0,007$ ,

– strop belkowo-pustakowy –  $\eta_{EI} = 0,013$ .

Zgodnie z tym, co powiedziano wyżej, przy podanych wartościach ( $e_1 + e_a$ ) można nie sprawdzać nośności ściany w strefie środkowej, co ogromnie upraszcza obliczenia.

DIN 1053-2 [9] pozwala posługiwać się w obliczeniach nośności ściany według modelu ciągłego jedną wartością  $e_1 = 0,05 L$ , co odpowiada  $\eta_{EI} = 0,025$ . Jak wynika z przedstawionych wyżej obliczeń, jako wartość po bezpiecznej stronie przy  $L \leq 6,0$  m należałoby przyjąć  $e_1 = 0,06 L$ .

Jak już wspomniano wyżej, warunkiem uwzględnienia tradycyjnego zamocowania stropu w ścianie jest możliwość wywołania w ścianie momentu zginającego równego  $0,021 \text{ q}l^2$ , czyli  $\eta_{EI} = 0,021$ . W przypadku dwóch pierwszych grup stropów warunek ten można – praktycznie rzecz biorąc – uznać za spełniony.

Ściana z bloczków z betonu komórkowego nie stwarza na ogół warunków zapewniających zamocowanie stropów, w związku z czym stropy żelbetowe oparte na takich ścianach należy projektować jako wolnopodparte, z konstrukcyjnym ( $0,2\% \geq 100 \text{ mm}^2/\text{m}$ ) zbrojeniem na podporze.

## Bibliografia

- [1] Lewicki B., Jarmontowicz R., Kubica J.: Podstawy projektowania niezbrojonych konstrukcji murowych. Prace Naukowe Instytutu Techniki Budowlanej, seria: Monografie. ITB, Warszawa 2001

- [2] Page A., Sparkes D.R.: Evaluation of effective eccentricity for masonry loaded in compression. Rep. No 098.05.1994 – The University of New Castle, New S. Wales, Australia
- [3] Lewicki B., Perzyński J., Szczypiński A.: Oparcie stropów z betonu zwykłego na ścianie zewnętrznej z bloczków z betonu komórkowego na cienkie spoiny – XLIII Konferencja KILiW PAN i KN PZITB, Krynica 1997
- [4] Lewicki B., Szczypiński A.: Badania wytrzymałościowe murów z pustaków ceramicznych o czerepie poryzowanym typu Wienerberger – Konferencja „Konstrukcje murowe”, Puławy 1998
- [5] Lewicki B. i współautorzy: Budynki realizowane metodami uprzemysłowionymi. Arkady, Warszawa 1979
- [6] ENV 1996-1-1:1994 Eurokod 6. Projektowanie konstrukcji murowych. Część 1–1: Reguły ogólne. Reguły dla murów niezbrojonych, zbrojonych i sprężonych – wersja polska, ITB, Warszawa 1995
- [7] prEN1996-1-1 Eurocode 6: Design of Masonry Structures – Part 1–1: General rules for buildings – Rules for reinforced and unreinforced masonry/March 2002
- [8] ENV 1992-1-3:1994 Eurokod 2. Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1–3: Konstrukcje z elementów prefabrykowanych – tekst polski, ITB 1995
- [9] DIN 1053-2 Mauerwerk nach Eignungsprüfung; Berechnung und Ausführung. Juli 1984
- [10] Lewicki B.: Projektowanie konstrukcji murowych. Komentarz do PN-B-03002:1999 (przykłady obliczeń J. Sieczkowski). Seria: Instrukcje, Wytyczne, Poradniki. ITB, Warszawa 2002

## MASONRY WALLS VERTICALLY LOADED PRIMARLY

### Summary

Masonry walls vertically loaded primarily are walls loaded by floors in multistorey buildings. Bearing capacity of such walls depends on compression strength of masonry. Polish PN-B-03002:1999, harmonized with ENV 1996-1-1:1995 recommends to calculate bearing capacity of walls vertically loaded primarily making use of continuous model (Fig. 1). The paper justifies this recommendation, discusses alternations adapted by PN and presents a simplified calculation method.

*Praca wpłynęła do Redakcji 13 III 203*