Analiza stanu technicznego wielorodzinnego budynku mieszkalnego z podaniem sposobu naprawy

Dr inż. Elżbieta Grochowska, Uniwersytet Zielonogórski

1. Wprowadzenie

Opisywany obiekt jest budynkiem mieszkalnym, wielorodzinnym i jest zlokalizowany w Lubsku w województwie lubuskim.
Budynek został wybudowany na początku lat 60. ubiegłego stulecia. Jest to budynek trzykondygnacyjny, całkowicie podpiwniczony. Obiekt został wykonany w technologii tradycyjnej. Ściany piwnic i ściany nośne wykonano z cegły pełnej na zaprawie cementowo-wapiennej. Ściany uzupełniające wykonano z bloczków żużlobetonowych, a działowe z cegły dziurawki – również na zaprawie cementowo-wapiennej. Ściany zewnętrzne mają grubość 38 cm, wewnętrzne konstrukcyjne są grubości 25 cm. Układ konstrukcyjny budynku jest poprzeczny. Budynek jest ocieplony. Ocieplenie występuje od poziomu stropu piwnic na całej wysokości budynku. W budynku zastosowano strop gęstożebrowy typu DMS. Fundamenty zostały wykonane jako żelbetowe wylewane na gruncie piaszczystym. Ławy fundamentowe mają wysokość 30 cm, a szerokość 50 cm. Poziom posadowienia wynosi około 2,0 m poniżej poziomu terenu.
Nad ostatnią kondygnacją jest wykonany stropodach płaski, kryty papą. Między stropem ostatniej kondygnacji a płaskim pokryciem znajduje się przestrzeń wentylowana.
Wymiary budynku w rzucie są następujące: długość – 16,85 m, szerokość – 10,65 m. Powierzchnia zabudowy wynosi 179,5 m^2, a kubatura 1885,0 m^3.
Elewacje frontową i boczną południowo-wschodnią budynku pokazano na rysunku 1, a ogólny zarys budynku w rzucie na rysunku 2.
Teren działki przy budynku jest prawie płaski, a od strony wschodniej gwałtownie opada do poziomu ulicy. Ulica, która przebiega obok budynku znajduje się około 2,5 m niżej niż teren przy budynku. Stroma skarpa ziemna o średniej szerokości 4,0 m i wysokości około 2,5 m tworzy naturalny pas zieleni odgradzający ulicę od budynku.

2. Problemy techniczne budynku, opis chronologiczny wykonanych ekspertyz i prac naprawczych

W 1983 roku mieszkańcy budynku zaobserwowali zarysowania na zewnątrz i wewnątrz budynku, co skutkowało zleceniem wykonania ekspertyzy [1] dotyczącej spękania ścian budynku. Zakres opracowania obejmo-

Rys. 1. *Elewacja frontowa budynku, od strony wejścia i elewacja boczna (widok ściany szczytowej południowo-wschodniej)*

wał: inwentaryzację architektoniczno-konstrukcyjną budynku, orzeczenie techniczne dotyczące spękania ścian budynku oraz wnioski i zalecenia.

W związku z pęknięciami ścian i stropów budynku wykonano czynności przygotowawcze, które miały umożliwić podanie przyczyn, ocenę faktów i stopień zagrożenia – awarii budynku. Założono plomby kontrolne na spękaniach muru w postaci płaskich szkiełek na zaprawie, które potwierdziły spostrzeżenia mieszkańców budynku o postępujących rozwarciach szczelin. Zaobserwowano również nowe drobne rysy i pęknięcia.

Wykonano pomiary odchyłek od pionu ściany szczytowej za pomocą przyrządów geodezyjnych. Po przeanalizowaniu pomiarów geodezyjnych stwierdzono, że największe odchylenie ściany od pionu znajduje się w górnej części budynku prawej strony szczytu (dotyczy ściany szczytowej południowo-wschodniej), najmniejsze odchylenie ściany szczytowej od pionu znajduje się około 1,5 m nad terenem (jest to miejsce wieńca stropu piwnicznego). Wartości odchyleń wg założonej bazy wahały się od 0,0 do 6,5 cm dla ściany III kondygnacji oraz od 0,0 do 2,3 cm dla ściany piwnicznej.

Wykonano również inwentaryzację architektoniczno-konstrukcyjną obiektu z naniesieniem wszystkich spękań murów, stropów oraz występujących rys. Ponadto wykonano odkrywki fundamentów budynku ściany szczytowej i sieci kanalizacyjnej odprowadzającej wodę opadową. W trakcie wykonywania odkrywek zauważono, że rura spustowa obniżyła się (żeliwna rura ze studzienką rewizyjną) w stosunku do pierwotnego poziomu o około 40 cm, co skutkowało przerwaniem połączenia rury odprowadzającej wodę opadową z dachu z siecią zewnętrzną. Corocznie, zgodnie z oświadczeniem mieszkańców, w tym miejscu powstawały zagłębienia (zapadliska), które zasypywano ziemią i gruzem, a potem wyrównywano do poziomu istniejącego terenu.

W opracowaniu podano przyczyny spękań ścian i stropów oraz podano sposób naprawy.

Jako główne przyczyny uszkodzeń budynku podano:

- budynek jest zlokalizowany zbyt blisko krawędzi skarpy ziemnej (wg autorów opracowania powinien być wykonany mur oporowy, zabezpieczający przed osuwaniem się skarpy ziemnej),
- istniejąca skarpa ziemna jest za stroma,
- rzędna posadowienia ław fundamentowych budynku jest większa niż rzędne ulicy, a rzędne fundamentów i ulicy powinny być co najmniej takie same,
- modernizacja w ówczesnym czasie ulicy, przy której położony jest budynek, doprowadziła do zaburzeń w strukturze gruntowo-wodnej całej okolicy,
- duża ilość podziemnej sieci (uzbrojenie), a właściwie wykonywane wykopy musiały doprowadzić do rozluźnienia struktury gruntu tego terenu,
- zerwane połączenie odprowadzające wodę opadową z dachu budynku poprzez rurę spustową do sieci zewnętrznej doprowadziło do stałego podmywania gruntu przy ścianie piwnic i spodu fundamentów. Taki niekontrolowany ciek wodny spowodował rozluźnienie gruntu pod fundamentami budynku, a także całej skarpy.

Wnioski końcowe z wykonanego opracowania były następujące:

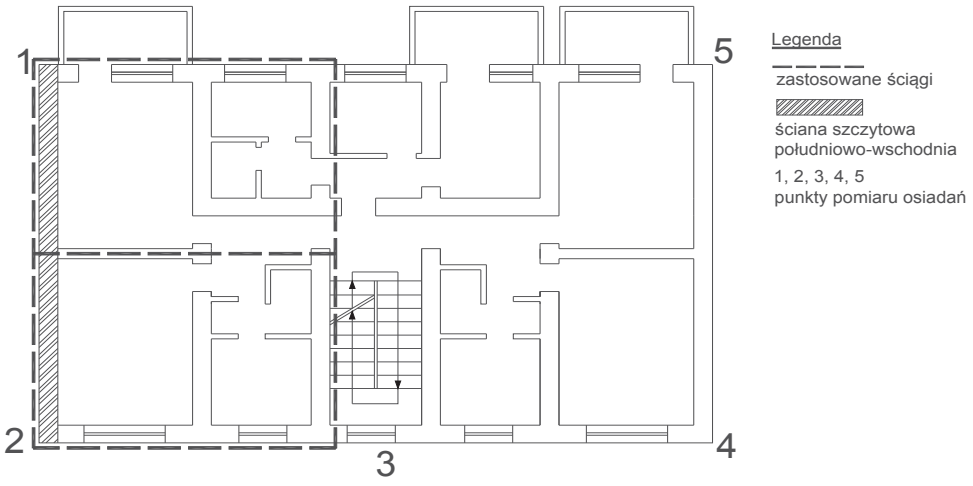
a) wymywanie i rozluźnienie gruntu pod fundamentami spowodowało pionowo-ukośne spękania murów ze względu na osiadanie,

b) rozluźnienie gruntu – skarpy ziemnej, a w następstwie jej tzw. płynięcie, czyli niewielkie przesunięcie (przemieszczenie) pociągnęło za sobą spękanie ścian budynku.

Jako inny, bardzo istotny wg autorów opracowania czynnik mogący mieć wpływ na powstałe pęknięcia ścian, była występująca w latach 1980–1983 na terenach Ziemi Lubuskiej susza. Brak normalnych opadów atmosferycznych spowodował dość znaczne od przeciętnych obniżenie wód gruntowych.

Zalecono wykonanie następujących zabezpieczeń:

- zagęszczenie gruntu pod fundamentami ściany szczytowej południowo-wschodniej i ewentualne podbicie fundamentów, celem zapobieżenia osiadania,
- wykonanie ściągów i klamer w poziomach stropów łącznie z przemurowaniem ścian spękanych, celem wzmocnienia elementów konstrukcyjnych i ich naprawę,
- ewentualne wykonanie muru oporowego zabezpieczającego osuwanie się skarpy ziemnej,



Rys. 2.
Szkic budynku, rozmieszczenie ściągów, oznaczenie punktów kontrolnych osiadań budynku

• ewentualne zamknięcie ruchu na ulicy przy budynku dla ciężkich pojazdów.

Na podstawie wykonanego w grudniu 1983 roku orzeczenia, w 1984 roku wykonano projekt [2] dotyczący remontu budynku.

Budynek, zgodnie z projektem, należało wzmocnić ściągami stalowymi usytuowanymi na poziomach stropów wszystkich kondygnacji części wschodniej budynku (rys. 2).

W pierwszej kolejności należało wykonać ściągi obwodowe z prętów ∅20 mm mocowanych do kątowników L100x100x10 za pomocą nakrętek i podkładek w narożu budynku.

W następnej kolejności należało wykonać ściągi wewnętrzne podstropowe również z prętów ∅20 mm mocowanych do ceownika C 80 za pomocą nakrętek i podkładek (rys. 3).

Rys. 3. *Stalowy ściąg wewnętrzny przymocowany pod stropem w piwnicy do ceownika*

W celu odprowadzenia wody zbierającej się na spągu warstwy nieprzepuszczalnej, tj. iłów twardoplastycznych zaproponowano wykonanie odwodnienia terenu drenażem opaskowym.

W 1984 roku, w czasie, gdy był opracowywany projekt dotyczący wzmocnienia ścian w części wschodniej budynku, zostało zlecone wykonanie badań technicznych podłoża gruntowego [3]. Celem opracowania było określenie warunków gruntowo-wodnych w podłożu i w sąsiedztwie istniejącego budynku.

W kwietniu 1984 roku wykonano wiercenia 3 otworów do głębokości 6,0 mb. Z otworów pobrano próby gruntu do badań makroskopowych oraz laboratoryjnych.

Badane podłoże składa się z:

• Warstwy nasypów mineralnych o miąższości do 1,0 m.

• Warstwy piasków drobnoziarnistych o miąższości do 1,0 m. W spągowych partiach tej warstwy występują piaski brązowe zartynizowane, co wskazuje na występowanie w tych piaskach w przeszłości poziomu wodonośnego.

• Zielonkawych lub pstrych złóż trzeciorzędowych z soczewkami węgla brunatnego. Lokalnie w kontakcie między iłami a piaskami występują soczewki gliny lub pyłów. Miąższość iłów jest znaczna i wynosi kilkadziesiąt metrów.

Na rysunku 5 przedstawiono uproszczony przekrój geologiczny.

W dzienniku budowy nr 1 z 1984 roku [4] opisano wykonywane prace przy remoncie budynku. Projektant potwierdził prawidłowość wykonania zabezpieczeń budynku zgodnie z projektem i zalecił założenie 3 kontrolnych reperów oraz prowadzenie obserwacji budynku przez rok.

Zgodnie z zaleceniami podanymi w dzienniku budowy nr 1, po remoncie budynku prowadzono w latach 1987/88, 1988, 1991 pomiary osiadań [5, 6, 7] w punktach kontrolnych oznaczonych na rysunku 2 punktami nr 1, 2, 3, 4 i 5. Pomiar wykonany w dniach 28.04.87 r. i 25.04.91 r. potraktowano jako poziom porównawczy (wyjściowy). Przedstawione w tabeli 1 wyniki pomiarów wykonano po remoncie budynku. Podczas pomiarów osiadań nie stwierdzono pęknięć w ścianach budynku.

Postępujące osiadanie i pojawianie się nowych rys i pęknięć skutkowało tym, że w roku 1991 zlecono wykonanie kolejnej ekspertyzy [8] dotyczącej badania stanu technicznego spękanego budynku.

Przy opracowywaniu ekspertyzy wykorzystano dotychczasową dokumentację.

W ekspertyzie opisano stan techniczny budynku. Budynek wykazywał w wielu miejscach spękania i zarysowania. Przy narożniku północnym nastąpiło obniżenie terenu i znaczne spękanie betonowego chodnika przy budynku. W mieszkaniu szczytowym na II piętrze, na ścianie działowej podłużnej występowała ukośna rysa o rozwartości do 4 mm. W tym samym mieszkaniu w ścianie szczytowej przy narożniku wschodnim przy stropie biegła rysa pozioma o rozwartości 1–3 mm, rysa przechodziła przez nadproże i filarek okna.

Tabela 1. *Przemieszczenia pionowe budynku*

Pomiar przemieszczeń pionowych metodą niwelacji precyzyjnej [mm]								
Punkty kontrolne nr	Pomiar kontrolny z dnia							
	28.04.87	07.08.87	05.11.87	04.02.88	05.05.88	25.04.91	29.08.91	30.12.91
1	0,0	0,9	1,4	1,2	1,7	0,0	–11,2	–22,2
2	0,0	1,2	1,6	1,8	2,7	0,0	–15,2	–31,3
3	0,0	0,2	0,7	0,4	0,8	0,0	–4,0	–11,9
4	0,0	–0,2	0,6	–0,3	–0,2	0,0	0,2	-3,3
5						0,0	2,3	2,9

Układ rys na elewacji północnej koncentrował się głównie przy narożu budynku, przy ścianie szczytowej południowo-wschodniej, a układ rys na elewacji południowej koncentrował się przy narożu budynku, również przy ścianie szczytowej południowo-wschodniej. Na wschodniej ścianie szczytowej występowała pozioma rysa, na wysokości wieńca stropu nad piwnicą. Analizując układ rys oraz ich charakter i koncentrację w pobliżu południowo-wschodniej ściany szczytowej, można było zauważyć, że największe osiadanie fundamentów wystąpiło pod ścianą szczytową. Fundamenty ściany szczytowej wraz ze ścianą piwnic oderwały się od pozostałej wyższej części budynku, o czym świadczyła pozioma rysa na ścianie szczytowej. O osiadaniu ściany szczytowej świadczyły również występujące spękania ukośne na wewnętrznych ścianach działowych usytuowanych na linii podłużnej budynku.

Według autorów ekspertyzy zasadnicze znaczenie na zachowanie się budynku miało posadowienie fundamentów na iłach trzeciorzędowych (warstwa geotechniczna IV). Iły zmieniają swoje właściwości pod wpływem zmian zawilgocenia. Cechą bardzo niekorzystną tych gruntów jest wysoki stopień pęcznienia przy wzroście wilgotności i duża skurczliwość przy ich przesuszeniu. Autorzy ekspertyzy powołują się na badania wykonane przez Zakład Mechaniki Gruntów Politechniki Poznańskiej, które wskazywały, że granica skurczliwości iłów warstwy IV może się wahać od 11 do 20%, a wskaźnik pęcznienia od 7 do 11%.

W ekspertyzie podano następujące wnioski i zalecenia:

- Oceniono, że podstawową przyczyną powstania spękań w ścianach budynku mieszkalnego był brak dostosowania konstrukcji fundamentów (na etapie opracowania projektu technicznego) do właściwości podłoża gruntowego.
- Wykonany drenaż okólny, przyspieszający odpływ wód zbierających się w stropie iłów, powodował tylko większą częstotliwość zmian zawilgocenia, a tym samym większą częstotliwość pęcznienia i skurczu.
- Według autorów ekspertyzy, zastosowane ściągi stalowe, niewątpliwie poprawiły sztywność przestrzenną budynku, ale nie spowodowały w tym przypadku wzmocnienia ścian piwnic i ław fundamentowych.
- Stwierdzono również, że jako skuteczne ograniczenie wpływu pęcznienia i skurczu podłoża gruntowego w strefie posadowienia ław fundamentowych, można uzyskać poprzez posadowienie budynku np. na palach.

W 1991 roku opracowano projekt [9] zabezpieczenia budynku mieszkalnego przed postępującymi spękaniami w wyniku nierównomiernego osiadania fundamentów. Wzmocnienie fundamentów przewidziano przy użyciu pali stalowych, wciskanych dźwignikami hydraulicznymi.

Pale składały się z krótkich odcinków rur o długości 60–80 cm. Pierwszy odcinek pala posiadał zakończenie w postaci ostrza pełnego. Odcinek ten należało wcisnąć w grunt i przez zespawanie połączyć z odcinkiem następnym. Do wykonania pali należało użyć rur stalowych bez szwu o średnicy zewnętrznej D=323,9 mm i grubości ścianki g=12,5 mm. Wzajemna odległość między poszczególnymi palami wynosiła 1000 mm. Rury w miarę zagłębiania należało wypełnić betonem B30 zbrojonym dodatkowo 6 prętami podłużnymi ∅16 mm, przewiązanymi strzemionami o średnicy ∅ 8 mm, rozmieszczonymi co 250 mm.

Między stalowy pal z dźwignikiem a istniejący fundament należało wprowadzić belki stalowe 2 I 160 mm o długości 950 mm, które przekazywały nacisk dźwignika na większą powierzchnię fundamentu. Po zakończeniu procesu wciskania pala i usunięciu dźwignika, w miejsce belek stalowych należało wprowadzić płytę żelbetową o wymiarach 350 x 750 x 15 cm. Płytę żelbetową należało wykonać z betonu B30 zbrojonego prętami stalowymi o średnicy 8 mm w kierunku podłużnym (4 pręty dołem i 4 pręty górą) powiązanymi strzemionami ∅4,5 mm rozmieszczonymi w odstępach co 200 mm. W miejsce dźwignika wprowadzono zamek – prefabrykat żelbetowy (wykonany z betonu B30 o przekroju kwadratowym o wymiarach boków 350 x 350 mm, zbrojony prętami podłużnymi ∅16 mm, ze stali StoS, powiązanymi strzemionami ∅8mm), którego wysokość dostosowana była do wysokości dźwignika.

Długość pali wzmacniających zewnętrzną ścianę poprzeczną wynosiła około 5,5 m (w tym 4,30 m to pal zagłębiony w gruncie nienaruszonym). Nośność pala wynosiła około 170 kN.

Ściany podłużne na odcinkach około 7,0 m, licząc od ściany szczytowej podlegającej wzmocnieniu, należało wzmocnić palami o długości całkowitej około 4,0 m i 5,5 m (w tym 2,80 m to pal zagłębiony w gruncie nienaruszonym).

Roboty wzmacniające należało prowadzić odcinkami o długości około 1,0 m, z zachowaniem dużej ostrożności, a ściany wykopu zabezpieczyć przed obsuwaniem.

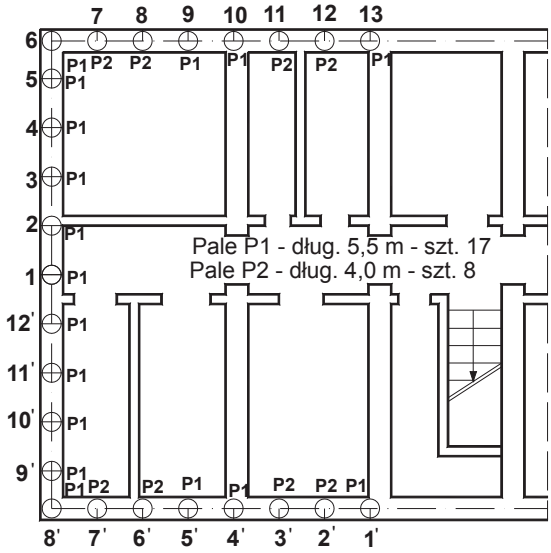
Dla zabezpieczenia budynku przed dalszym osiadaniem, które mogło wystąpić przy wykonywaniu wzmocnienia fundamentów, należało wykonać konstrukcję podtrzymującą ścianę budynku, opartą na posadzce piwnic i na otaczającym budynek terenie. Na otaczającym budynek terenie należało ułożyć płytę żelbetową o wymiarach co najmniej 1,0 x 1,0 m i grubości około 0,15 m w odległości 2,5–3,0 m od lica ściany. Belkę podpierającą ścianę wykonano z 2 I 300 mm, połączonych między sobą przyspawanymi przewiązkami z płaskowników stalowych o przekroju 60 x 6 mm i oddalonych od siebie w odległości około 1,0 m.

W 1992 roku zrealizowano wyżej opisane wzmocnienie poprzez wciskanie pali pod fundamentami, zgodnie z propozycją opisaną w Ekspertyzie Techniczno-Budowlanej z 1991 roku [9].

Sposób wykonania prac polegał na:

1) Wykonaniu odpowiedniego zabezpieczenia wykopu odcinkowego o długości 1,0 m z obu stron fundamentu i głębokości 1,40 m poniżej fundamentu.

2) Po usytuowaniu w wykopie na osi fundamentu segmentu stalowego pala i ułożeniu na palu dźwignika hydraulicznego, a następnie stalowych dwuteowników, nastąpiło wciśnięcie pala.
3) Po wciśnięciu pierwszego segmentu układano następny segment pala i łączono poprzez spawanie oba segmenty, przeprowadzano wciskanie i kolejno wykonywano następne operacje.
4) W końcowej fazie, w wolną przestrzeń po usunięciu dźwignika, umieszczono odpowiednie prefabrykowane elementy żelbetowe.



Rys. 4. *Rozmieszczenie i kolejność wykonania pali*

W dzienniku budowy [11] nr 13/92/1 z 1992 roku napisano, że prace wzmacniające wykonano zgodnie z projektem, wciśnięto pod fundament 25 pali, a prace przebiegały bez żadnych nieprzewidzianych skutków.
Rozmieszczenie i kolejność wciskania pali pokazano na rysunku 4.

3. Ocena przeprowadzonych prac naprawczych

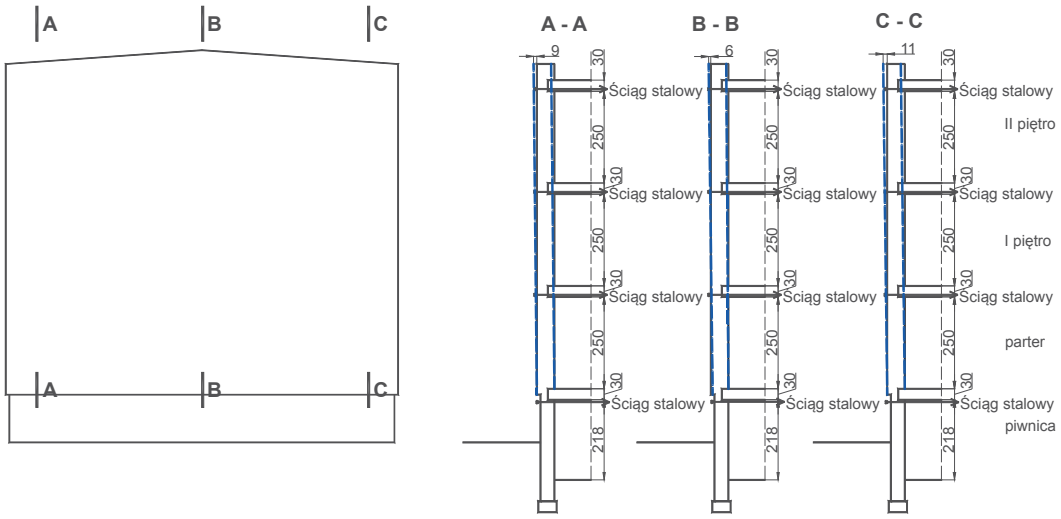
Wykonane ściągi zewnętrzne i wewnętrzne w części wschodniej budynku w sposób skuteczny zabezpieczają ściany przed przesunięciem.
Ocenić należy, że sposób wzmocnienia budynku poprzez wciskanie pali pod fundamentami do głębokości 5,5 m jest sposobem kosztownym, lecz skutecznym. Istniejące dokumenty, takie jak dziennik budowy i dokumentacja powykonawcza, świadczą o wykonaniu prac wzmacniających zgodnie z dokumentacją.
W dokumentacji technicznej [9], a mianowicie w opracowaniu dotyczącym Zabezpieczenia Budynku Mieszkalnego z grudnia 1991 r., ani w dzienniku budowy, ani w Dokumentacji Powykonawczej nie ma opracowanego sposobu dotyczącego wykonania zapewniającego bezszczelinowego przylegania prefabrykowanej żelbetowej płyty do istniejącego fundamentu pod ścianami budynku.
W przypadku pozostawienia szczeliny między tymi elementami nastąpiło osiadanie ścian i fundamentów związane z zamknięciem się szczeliny.

4. Aktualny opis stanu technicznego budynku

Podczas wizji lokalnej przeprowadzonej w 2013 roku wykonano pomiary dotyczące wychylenia ściany szczytowej (od strony wschodniej) na zewnątrz i wewnątrz budynku.
W mieszkaniu na II piętrze wykonano pomiary wychylenia ściany szczytowej od pionu w czterech miejscach i wynosiły one od 2,0 do 3,0 cm. Ściana podłużna (od strony balkonu) przy ścianie szczytowej była odchylona od pionu o 2,0 cm. Ściany działowe między pokojami i między pokojem a kuchnią były pionowe. Różnica poziomów podłogi przy przeciwległych ścianach wynosiła 7,75 cm. Na suficie występowały liczne pęknięcia. Na styku ściany szczytowej ze stropem od strony ściany bocznej istnieje rysa, która przechodzi również przez nadproże i filarek okienny.
Na klatce schodowej II piętra na suficie występowały liczne zarysowania. Ściana zewnętrzna podłużna i wewnętrzne ściany klatki schodowej były pionowe i bez zarysowań.
W mieszkaniu na I piętrze odchylenie ściany szczytowej od pionu na zewnątrz wynosiło 3,0 cm. Strop nad mieszkaniem i podłoga były pochylone w kierunku ściany szczytowej. Różnica poziomów przy przeciwległych ścianach wynosiła tyle samo co w mieszkaniu wyżej, tzn. 7,75 cm. Na suficie występowały liczne rysy na stykach belek prefabrykowanych i pustaków stropu.
W mieszkaniu znajdującym się na parterze zrobiono remont. Ściany pokryto płytami gipsowo-kartonowymi, zatem nie można było stwierdzić, czy ściana szczytowa jest wychylona. Natomiast strop (sufit) wyremontowano, zatem nie było na nim widocznych spękań. Strop był (podobnie jak w mieszkaniach wyżej położonych) pochylony w kierunku ściany szczytowej. Różnica poziomów przy przeciwległych ścianach wynosiła około 6,2 cm. Strop nad piwnicą również był spękany.
Pomierzono na zewnątrz wychylenie południowo-wschodniej ściany szczytowej od pionu budynku. Pomiary wykonano w przekrojach A-A, B-B i C-C, co przedstawiono na rysunku 5. W przekroju A-A wychylenie maksymalne od pionu wynosiło 9,0 cm, w przekroju B-B wychylenie od pionu wynosiło 6,0 cm, a w przekroju C-C wychylenie od pionu wynosiło 11,0 cm.

5. Analiza stanu technicznego budynku

W budynku zastosowano strop gęstożebrowy belkowo-pustakowy typu DMS. Jest to strop, który w latach pięćdziesiątych i sześćdziesiątych XX wieku był rozpowszechniony. Na sufitach we wszystkich pomieszcze-



Rys. 5. *Wychylenie ściany szczytowej południowo–wschodniej od pionu na zewnątrz budynku*

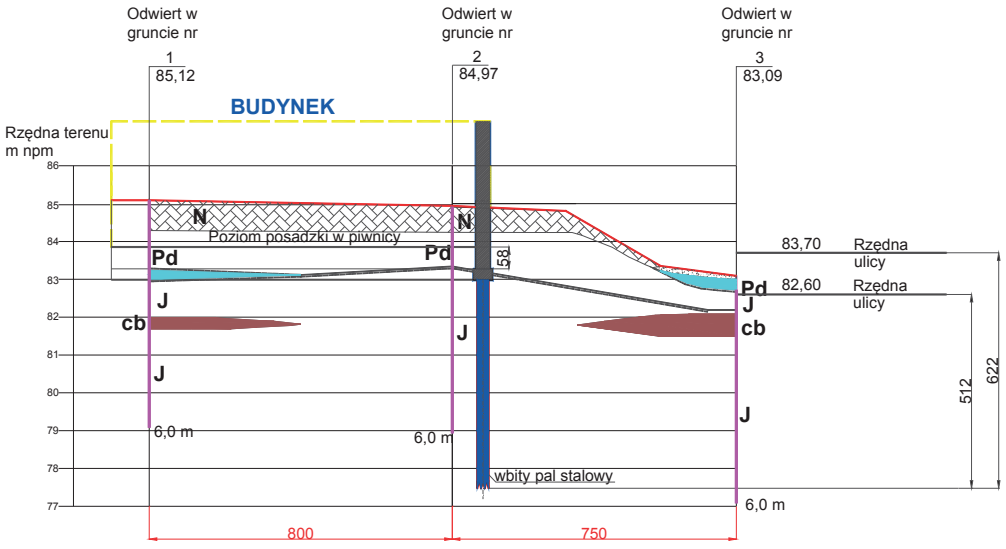
niach, w których przeprowadzono wizję lokalną, występowały charakterystyczne pęknięcia w miejscach styku belek prefabrykowanych z pustakami często żużlobetonowymi. Istniejące rysy są nie tylko wynikiem osiadania budynku, ale są również charakterystyczną wadą zastosowanego stopu.

W mieszkaniu znajdującym się na drugim piętrze istniała rysa na styku ściany szczytowej ze stropem, która przechodziła przez nadproże i filarek okienny, innych rys na ścianach nie zaobserwowano. Ta sama rysa została również udokumentowana w ekspertyzie sporządzonej w 1991 roku [8]. Zatem od roku 1991 w tym miejscu nic się nie zmieniło, należy więc uznać, że stan jest ustabilizowany.

W ekspertyzie z 1983 roku [1] wykonano pomiary odchyłek od pionu ściany szczytowej za pomocą przyrządów geodezyjnych. Największe odchylenie ściany od pionu znajdowało się w górnej części prawej strony szczytu budynku (przekrój C-C, rys. 5) i wynosiło 6,5 cm.

Pomiar odchylenia ściany od pionu był zrobiony przed wykonaniem pali, tylko w roku 1983. Obecnie największe odchylenie od pionu ściany szczytowej również występuje w górnej części prawej strony szczytu budynku i wynosi 11,0 cm. Jak napisano w punkcie 3, jeżeli pozostawiono szczelinę między prefabrykowaną żelbetową płytą a istniejącym fundamentem pod ścianami budynku, mogło nastąpić osiadanie ścian i fundamentów związane z zamknięciem się szczeliny. Wówczas mogło dojść do powiększenia się wychylenia ściany szczytowej.

Rzędna posadowienia ław fundamentowych budynku przed wykonaniem pali była większa niż rzędne ulicy (jezdnia jest położona niżej niż poziom posadowienia budynku, a budynek jest usytuowany blisko skarpy). Po przeanalizowaniu dostarczonej dokumentacji wykonano szkic, na którym naniesiono rzędne terenu, rzędne posadowienia budynku, rzędne wykonanych trzech odwiertów w gruncie, oraz rzędną wykonanych pali znajdujących się pod fundamentem, a także rzędne ulicy. Obecnie budynek jest posadowiony około 5,0 m poniżej poziomu ulicy. W związku z tym należy ocenić, że jest to skuteczne rozwiązanie.



Rys. 6. *Posadowienie budynku na palach w stosunku do przebiegającej przy budynku jezdni*

6. Podsumowanie

Ściana szczytowa i stropy opierające się na ścianie szczytowej, wschodniej części budynku są przemieszczone w stosunku do stanu bezpośrednio po wybudowaniu. Ściana szczytowa przemieściła się w pionie – osiadła i wychyliła się w kierunku zewnętrznym. Ściany boczne części szczytowej również częściowo osiadły.
Pęknięcia i rysy w ścianach nośnych powstały w czasie przemieszczania się ścian budynku. Natomiast główną przyczyną przemieszczeń był sposób wykonania fundamentów (sposób posadowienia budynku) na gruncie o zmiennych właściwościach fizycznych z możliwością poziomych przemieszczeń gruntu (skarpa) i dynamiczne obciążenia przyległej drogi.
Istniejące pęknięcia stropu praktycznie nie zależą tylko od odkształceń ścian, ale również są charakterystyczne dla stropów typu DMS, zastosowanych w budynku.
Przeprowadzone naprawy szczytowej części budynku skutecznie zabezpieczają przed dalszymi uszkodzeniami.
Wykonane stalowe ściągi zapewniają wymaganą sztywność i stateczność szczytowej części budynku.
Wykonane pale pod fundamentami ściany szczytowej wschodniej i częścią ścian podłużnych, przekazują obciążenie budynku w niżej położone nośne warstwy gruntu, zwłaszcza o stałej wilgotności.
Obecnie budynek ma zapewnioną sztywność i stabilność i może być bezpiecznie użytkowany oraz nie zagraża życiu i zdrowiu mieszkańców.

BIBLIOGRAFIA

[1] Orzeczenie techniczne dotyczące spękania ścian budynku wraz z inwentaryzacją obiektu. Budynek mieszkalny w Lubsku przy ul. XX-lecia PRL 53. Autorzy opracowania: inż. C. Rudnicki, inż. A. Szynkar, grudzień 1983 r.
[2] Projekt podstawowy. Remont spękanego budynku mieszkalnego. Budynek mieszkalny w Lubsku przy ul. XX-lecia PRL 53. Projekt techniczny. Autorzy opracowania: inż. C Rudnicki, inż. A. Szynkar, marzec 1984 r.
[3] Techniczne badania podłoża gruntowego. Projekt techniczny. Budynek mieszkalny w Lubsku przy ul. XX-lecia PRL 53. Autorzy opracowania: mgr H. Masternak, inż. St. Faber, kwiecień 1984 r.
[4] Dziennik budowy nr 1 (tom 1) 1984, wydany 11 lipca 1984 r. Remont zabezpieczający spękanego budynku mieszkalnego – Lubsko, ul. XX-lecia 53
[5] Operat pomiarowy. Pomiar przemieszczeń pionowych metodą niwelacji precyzyjnej. Budynek mieszkalny w Lubsku przy ul. XX-lecia 53. Autorzy opracowania: GEOPROJEKT Przedsiębiorstwo geologiczno-fizjograficzne i geodezyjne budownictwa, rok wykonania 1987/88 r.
[6] Operat pomiarowy. Pomiar przemieszczeń pionowych metodą niwelacji precyzyjnej. Budynek mieszkalny w Lubsku przy ul. XX-lecia 53. Autorzy opracowania: GEOPROJEKT Przedsiębiorstwo geologiczno-fizjograficzne i geodezyjne budownictwa, rok wykonania 1988 r.
[7] Operat pomiarowy. Pomiar przemieszczeń pionowych metodą niwelacji precyzyjnej. Budynek mieszkalny w Lubsku przy ul. XX-lecia 53. Autorzy opracowania: GEOPROJEKT Przedsiębiorstwo geologiczno-fizjograficzne i geodezyjne budownictwa, rok wykonania 1991 r.
[8] Ekspertyza techniczno-budowlana. „Badanie stanu technicznego spękanego budynku mieszkalnego położonego przy ul. XX-lecia 53 w Lubsku". Autorzy opracowania: prof. dr hab. inż. St. Misztal, dr inż. I. Wróbel, mgr inż. G. Misztal, wrzesień 1991 r.
[9] Zabezpieczenie budynku mieszkalnego przy przy ul. XX-lecia 53 w Lubsku przed postępującymi spękaniami w wyniku nierównomiernego osiadania fundamentów. Autorzy opracowania: prof. dr hab. inż. St. Misztal, mgr inż. G. Misztal, grudzień 1991 r.
[10] „Badanie wytrzymałości na ściskanie rur stalowych". Autor opracowania: prof. dr hab. inż. St. Misztal, kwiecień 1992 r.
[11] Dziennik budowy nr 13/92/1 (tom 1) 1992, wydany 6 maja 1992 r. Budynek mieszkalny – Lubsko, ul. XX-lecia 53
[12] Ekspertyza nr 20/06/2013 dotycząca oceny stanu technicznego budynku znajdującego się przy ul. XX-Lecia 53 w Lubsku, z podaniem sposobu wykonania prac naprawczych. Autorzy ekspertyzy: A. Matysiak, E. Grochowska, K. Hamudi, sierpień 2013 r.

W dniach 20 i 21 marca 2014 r. w Warszawie zarząd Stowarzyszenia Kosztorysantów Budowlanych organizuje Konferencję

„Kosztorysowanie robót budowlanych w Polsce i na świecie"

Miejsce Konferencji: Warszawa, Hotel LORD, Al. Krakowska 218
Więcej informacji: www.kosztorysowanie.org.pl

Od 2001 roku upłynęło kilkanaście lat odkąd wygasła ostatnia regulacja dotycząca metod kosztorysowania robót budowlanych poza zamówieniami publicznymi. Ostatnie lata pokazały, że szacowanie wartości oraz kalkulacje cen robót budowlanych mają istotne znaczenie dla przebiegu procesu inwestycyjnego, a w konsekwencji także wpływają na kondycję firm budowlanych. Podejmujemy próbę spojrzenia na to jak wygląda kosztorysowanie w świecie – czy mamy podobne zasady, kalkulacje i narzędzia informatyczne. Chcemy także popatrzeć w przyszłość – w jakim kierunku rozwinie się kosztorysowanie. Przybliżymy technologię BIM – Building Information Modeling, która pozwoli na pilotowanie obiektów od pomysłu, poprzez projektowanie, budowę, eksploatację, a także rozbiórkę. Projektowanie pod „budżet inwestycji", a więc optymalizacja kosztów już na etapie koncepcji z wykorzystaniem modeli 3D zapowiada się jako szybkie, łatwe, ale będzie wymagało zmian zasad przedmiarowania i agregacji robót, przygotowania cenników oraz znacznie bardziej zinformatyzowanego procesu projektowania i realizacji. Konferencja będzie więc okazją do usystematyzowania wiedzy na temat kosztorysowania teraz i w przyszłości, wyrażenia swoich doświadczeń, uwag i propozycji podczas dyskusji nad referatami i w czasie rozmów kuluarowych. Zapraszamy serdecznie do udziału w Konferencji nie tylko kosztorysantów, ale wszystkich uczestników procesu inwestycyjnego – inwestorów, projektantów, wykonawców, konsultantów zamówień publicznych oraz dysponentów środków unijnych.

Zarząd SKB