



MARIAN KAWULOK, *m.kawulok@itb.pl*
LESZEK CHOMACKI, *l.chomacki@itb.pl*
BEATA PARKASIEWICZ, *l.parkasiewicz@itb.pl*
LESZEK SŁOWIK, *l.slowik@itb.pl*
Instytut Techniki Budowlanej, Oddział Śląski

WYBURZENIE 25 BUDYNKÓW MIESZKALNYCH SPOWODOWANE INTENSYWNYMI WPŁYWAMI EKSPLOATACJI GÓRNICZEJ

DEMOLITION OF 25 FLAT BUILDINGS CAUSED BY INTENSIVE MINING DEFORMATIONS OF THE GROUND

Streszczenie Referat dotyczy dużej awarii wielosegmentowych budynków mieszkalnych spowodowanej intensywnymi wpływami eksploatacji górniczej. Ze względu na bardzo silny i rozległy zasięg uszkodzeń konstrukcyjnych, który wystąpił w krótkim czasie, podjęto decyzję o wykwaterowaniu, a ostatecznie o wyburzeniu 25 budynków. Przedstawiono najistotniejsze okoliczności geologiczno-górnice i budowlane tej awarii oraz analizę obliczeniową przyczyn jej zaistnienia.

Abstract The paper concerns a large failure in multisegements apartment buildings caused by intense mining exploitation. Due to the strong and extensive type of construction damages which were caused in a short period, a decision was made about relocation of inhabitants and eventually, demolishment of 25 apartments. Key geological, mining and construction aspects of this incident are shown, together with a numerical analysis of its cause.

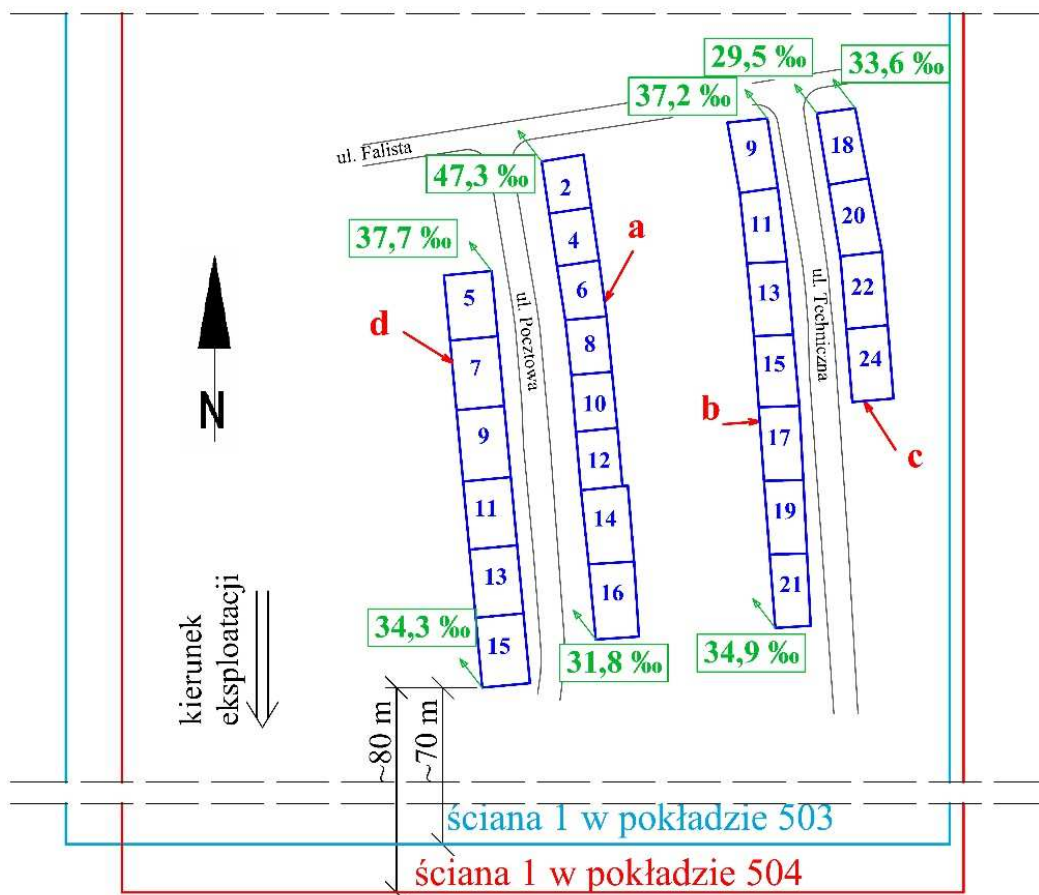
1. Wprowadzenie

Skutkiem prowadzenia podziemnych robót górniczych są ujawniające się na powierzchni deformacje terenu, które są zazwyczaj znaczne, głównie w przypadku sumowania się wpływów od eksploatacji kilku bądź kilkunastu pokładów. Ma to szczególne znaczenie w przypadku ciągłej zabudowy zlokalizowanej w strefie niecki wklęsłej, gdzie przy braku prawidłowo wykształconych dylatacji między segmentami, może dojść do wystąpienia dużych sił w konstrukcji spowodowanych poziomymi odkształceniami podłoża o charakterze ściskań ($-\varepsilon$), spotęgowanych dodatkowo zwiększonym naporem na ściany szczytowe budynków [1].

Taki przypadek miał miejsce w Bytomiu – Karbiu, gdzie od czerwca do września 2011 roku doszło do dużych i rozległych uszkodzeń w czterech ciągach zabudowy szeregowej, o znacznych długościach. W rejonie tym od lat 40-tych XX wieku prowadzona była eksploatacja górnicza, a w omawianym okresie na powierzchni ujawniły się bardzo intensywne deformacje terenu. W efekcie stwierdzonych uszkodzeń wyburzono 25 budynków mieszkalnych [2].

2. Charakterystyka budynków

Omawiane ciągi zabudowy przedstawione zostały na rys. 1. Usytuowane były na linii odpowiadającej kierunkowi północ – południe.



Rys. 1. Usytuowanie analizowanych budynków (z podziałem według numerów administracyjnych) oraz obrys eksploatacji wykonanej w ścianach 503 i 504

Zabudowę szeregów a) b) i c) wzniesiono o konstrukcji tradycyjnej w latach 30-tych ubiegłego wieku. Budynki ciągu d) wykonano częściowo o konstrukcji tradycyjnej w latach 50-tych XX wieku (segment nr 5 i 7), a pozostałe cztery segmenty o konstrukcji wielopłytowej w latach 70-tych XX wieku.

Długość ciągów zabudowy wynosiła od około 80 m w szeregu c) do około 130 m w szeregu a). Poszczególne segmenty wykonano o długościach w granicach od 11 do 20 m i szerokościach od 9,5 m do 13,5 m. Pomiędzy segmentami poszczególnych ciągów przerwy dylatacyjne były niedrożne, częściowo czy całkowicie zaciśnięte i w pojedynczym przypadku zamurowane. Przykładowy stan przerw dylatacyjnych szeregu a) pokazano na rys. 2.

Budynki o konstrukcji tradycyjnej szeregów a), b) i c) wzniesiono o 3 lub 3,5 kondygnacjach nadziemnych, całkowicie podpiwniczonych. Występował tutaj podłużny układ nośny o ścianach murowanych z cegły. Stropy nad piwnicami wykonano jako żelbetowe, stropy Kleina lub gęstożebrowe. W poziomach kondygnacji nadziemnych występowały zasadniczo stropy drewniane. Klatki schodowe o konstrukcji drewnianej lub żelbetowej, umieszczone były w centralnej części każdego segmentu.

Segmenty nr 5 i 7 szeregu d) wykonano także w technologii tradycyjnej, o 3 kondygnacjach nadziemnych, z całkowitym podpiwniczeniem. Zastosowano tutaj podłużny układ nośny, o ścianach piwnic i nadziemia wykonanych z cegły. Stropy wykonano jako gęstożebrowe. Klatki schodowe, umieszczone w części centralnej budynków, były żelbetowe monolityczne.

Wszystkie segmenty konstrukcji tradycyjnej nie były zabezpieczone przed wpływami eksploatacji górniczej.



a) zamurowana dylatacja pomiędzy segmentami nr 2 a 4



b) zaciśnięta dylatacja pomiędzy segmentami nr 4 a 6

Rys. 2. Przykładowy stan przerw dylatacyjnych w budynkach szeregu a)

W technologii wielkopłytkowej wykonano cztery segmenty – szereg d) o numerach 9÷15, o pięciu kondygnacjach nadziemnych, z całkowitym podpiwniczeniem. Zasadniczą konstrukcją nośną stanowi tutaj ścianowy układ poprzeczny z podłużnymi wewnętrznymi ścianami usztywniającymi. Na ściany nośne zastosowano żelbetowe płyty prefabrykowane, natomiast na ściany działowe i osłonowe pustaki PGS. Posadowienie zrealizowano przy pomocy ław żelbetowych. Nad piwnicami założono monolityczne stropy żelbetowe, a w poziomach kondygnacji nadziemnych zastosowano żelbetowe stropy prefabrykowane. Klatki schodowe, o konstrukcji żelbetowej, zlokalizowano w centralnej części każdego z segmentów. Segmenty te zaprojektowano z uwzględnieniem wpływów górniczych.

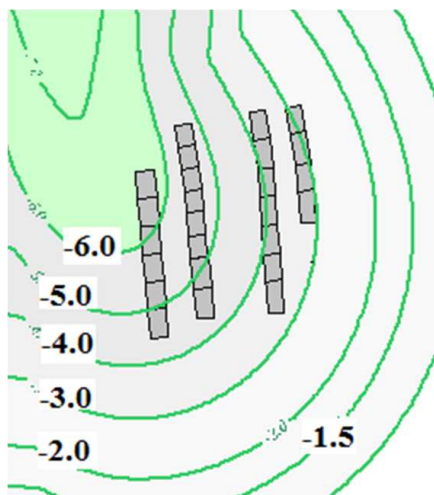
3. Warunki geologiczno-górnice

Bezpośrednie podłoże gruntowe budynków tworzą nasypy gruzowo – piaskowe do 4 m ppt. oraz zlegające poniżej gliny zwałowe i grunty rzeczno-zastoiskowe. Pomiędzy czwartorzędem a karbonem zalega ponad 100-metrowy kompleks skał triasu. Na osady karbonu produktywnego składa się kompleks iłowców – mułowców i piaskowców, w którym zalegają pokłady węgla.

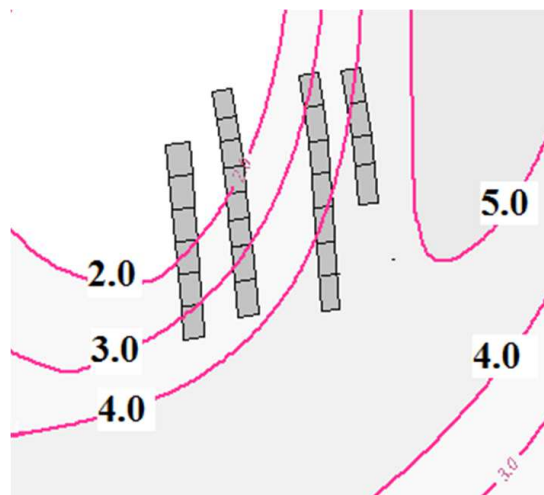
W opisywanym rejonie od lat 40-tych ubiegłego wieku wielokrotnie prowadzono eksploatację górnictwem. Bezpośrednio pod przedmiotowymi budynkami przeprowadzono eksploatację w sumie w siedmiu pokładach, z czego w pięciu był to system z zawałem stropu. Największy wpływ na zaistniały stan obiektów miała działalność wydobywcza prowadzona w latach 2006÷2011, kiedy miała miejsce wybierka ściany 1 pokładu 503 (2006÷2007) oraz ściany 1 pokładu 504 (2010÷2011). Eksploatacja ta była prowadzona na zawał na głębokościach 720 i 730 m, a wysokość ścian mieściła się w granicach od 2,4 do 3,4 m. Obrys krawędzi ścian 503

i 504 w rejonie budynków przedstawiono na rys. 1. Podobne były układy ścian poprzednich robót górniczych przeprowadzonych pod budynkami.

Wskutek tych eksploatacji na budynki oddziaływała pogłębiająca się i ustalona niecka wklęsła, charakteryzująca się przede wszystkim poziomymi odkształceniami o charakterze ściskania ($-\varepsilon$), które kształtowały się na poziomie od $-2,8\div-6,4$ mm/m (rys. 3). Natomiast przejściowe odkształcenia o charakterze rozciągania w rejonie przedmiotowych budynków wyniosły od $1,8\div4,4$ mm/m (rys. 4).



Rys. 3. Reprognozowane w rejonie analizowanej zabudowy dzielnicy Karb minimalne czasowo ekstremalne odkształcenia poziome (ε_{min} , mm/m). Źródło: [2]



Rys. 4. Reprognozowane w rejonie analizowanej zabudowy dzielnicy Karb maksymalne czasowo ekstremalne odkształcenia poziome (ε_{max} , mm/m). Źródło: [2]

4. Uszkodzenia budynków i ich wychylenie

Na skutek prowadzenia eksploatacji górniczej, a w szczególności ostatnio wybieranej ściany 1 pokładu 504, omawiana zabudowa uległa licznym i poważnym uszkodzeniom.

W przypadku budynków wznoszonych w konstrukcji tradycyjnej, charakter uszkodzeń był podobny. Do najpoważniejszych należy zaliczyć znaczne uszkodzenia piwnic oraz niższych kondygnacji budynków. Charakterystyczne ukośne spękania wraz z przemieszczeniami, o rozwarości do 5 cm, wystąpiły w obrębie podłużnych ścian zewnętrznych, głównie skrajnych segmentów. Można było zaobserwować regularność tych spękań, pomiędzy którymi odległości wynosiły około 1,5 m do 2 m (rys. 5, 12, 13). Spękaniami uległy również wewnętrzne ściany podłużne.

W poziomie stropów nad piwnicami, w obrębie ścian podłużnych, widoczne były poziome ścięcia muru, przede wszystkim w skrajnych segmentach budynków. Znacznym odkształceniom w płaszczyźnie pionowej uległy ściany szczytowe budynków, co wynikało z „wepchnięcia” podziemnej części tych ścian do środka budynków na skutek parcia gruntu (rys. 6). Poza tym zaobserwować można było znaczącą deplanację otworów okiennych i drzwiowych. Lokalnie w stropach gęstożebrowych nad piwnicą doszło do zmiżdżenia i ubytków pustaków. W przypadku zabudowy szeregu b) wystąpiły wyraźne uszkodzenia w obrębie wykuszy (wystającej poza obrys rzutu poziomego części klatki schodowej po stronie zachodniej) (rys. 7) oraz przerw dylatacyjnych.

W segmentach wykonanych w technologii wielkopłytywowej, najpoważniejsze uszkodzenia, które zdecydowały o niemal natychmiastowym wyłączeniu budynku z użytkowania, wystąpiły w segmencie nr 11. Największa intensyfikacja uszkodzeń widoczna była na kondygnacji parteru,

gdzie obserwowano liczne ukośne oraz poziome spękania ściennych żelbetowych płyt prefabrykowanych oraz ścian wypełniających (rys. 8). Charakterystyczne było to, że w budynku doszło do znacznej deplanacji stolarki okiennej na parterze. Znaczące poziome oraz ukośne spękania ściany przydylatacyjnej oraz płyty stropowej wystąpiły w kondygnacji piwnicznej, południowej części segmentu nr 9 sąsiadującego z wyłączonym z użytkowania segmentem nr 11.

Z uwagi na charakter uszkodzeń, ich rozległość oraz znaczną intensyfikację w krótkim czasie, niezbędne było wielokrotne zastosowanie doraźnych zabezpieczeń w postaci stemplowań (rys. 6÷8), a w celu ograniczenia zakresu i intensywności uszkodzeń w wielu przypadkach zamurowano otwory okienne (rys. 5÷7) oraz drzwiowe.



Rys. 5. Ukośne spękanie pasma międzyokiennego z przemieszczeniem ok. 5 cm w budynku nr 4 szeregu a)



Rys. 6. Deformacja oraz poziome ścięcie „wepchnięcie” ściany szczytowej budynku nr 2 w szeregu a)



Rys. 7. Spękania w obrębie wykuszy budynku nr 13 szeregu b)



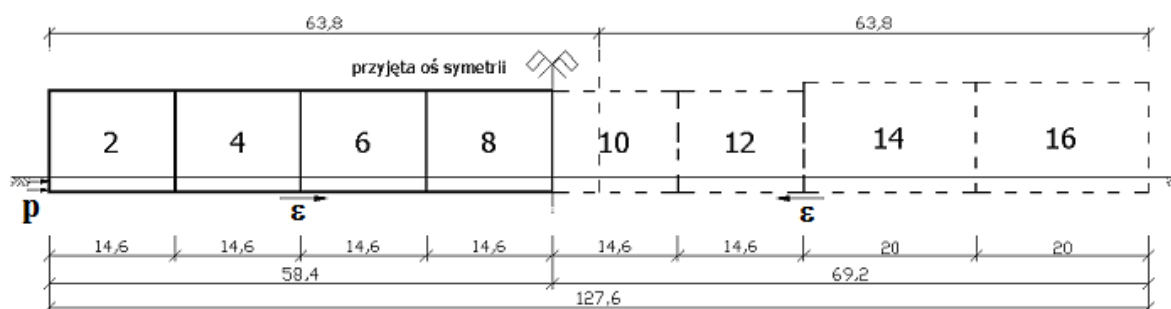
Rys. 8. Ukośne spękanie podłużnej ściany wewnętrznej segmentu nr 11 szeregu d)

W ścianach szczytowych omawianej zabudowy doszło do znacznego przyrostu wychyleń, o około 10%. Na rysunku 1 naniesiono pomierzone wartości sumarycznego wychyleń naroży skrajnych segmentów poszczególnych ciągów zabudowy. W wartościach tych uwzględniono, że budynki uległy już wychyleniu na skutek poprzednio prowadzonych robót górniczych.

5. Analiza obliczeniowa przyczyn awarii budynków

Celem przeprowadzonej analizy było wykazanie, że przyczyną powstania zaobserwowanych uszkodzeń mogły być przede wszystkim poziome zagęszczające odkształcenia podłoża [3]. W obliczeniach przyjęto pewne uproszczenia, które były podyktowane częściowym brakiem dokładnych danych wyjściowych do obliczeń. Przyjęto, więc najbardziej prawdopodobne wartości dotyczące wpływów górniczych, posadowienia oraz konstrukcji segmentów. Obliczenia dotyczyły zewnętrznej ściany zachodniej szeregu a). Oprócz tego wprowadzono pewne założenia upraszczające, które polegały na:

- uwzględnieniu jedynie obciążeń pionowych stałych i użytkowych oraz oddziaływań wywołanych poziomymi odkształceniami podłoża ($-\varepsilon$), nie biorąc pod uwagę wpływu krzywizny terenu i wychylenia budynków, które miały znaczenie drugorzędne,
- przyjęciu symetrii układu, zakładając oś symetrii w połowie liczby segmentów (rys. 9) oraz braku przerw dylatacyjnych,
- nie uwzględnieniu wpływu stropów, w przyjmowaniu sił poziomych, gdyż stropy były o zróżnicowanej konstrukcji i trudno było je odwzorować w modelu, a wyniki otrzymane dla modelu ze sztywnymi stropami wskazywały możliwość powstania uszkodzeń jedynie w poziomie kondygnacji piwnicznej, co było niezgodne z rzeczywistym stanem,
- podparcie modelu obliczeniowego wzdłuż dwóch krawędzi: dolnej poziomej (w poziomie podstawy fundamentu), która uniemożliwiła ruch w płaszczyźnie pionowej, oraz prawej pionowej (w osi symetrii), która uniemożliwiła ruch w płaszczyźnie poziomej.



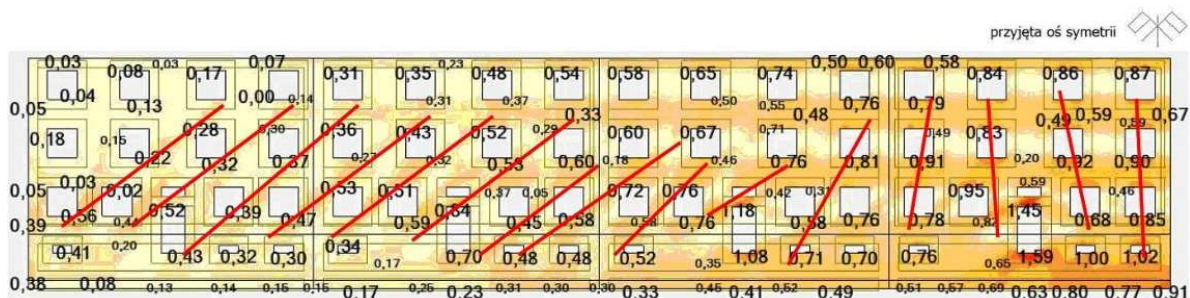
Rys. 9. Widok na całą zabudowę z umiejscowieniem osi symetrii

Do obliczeń przyjęto:

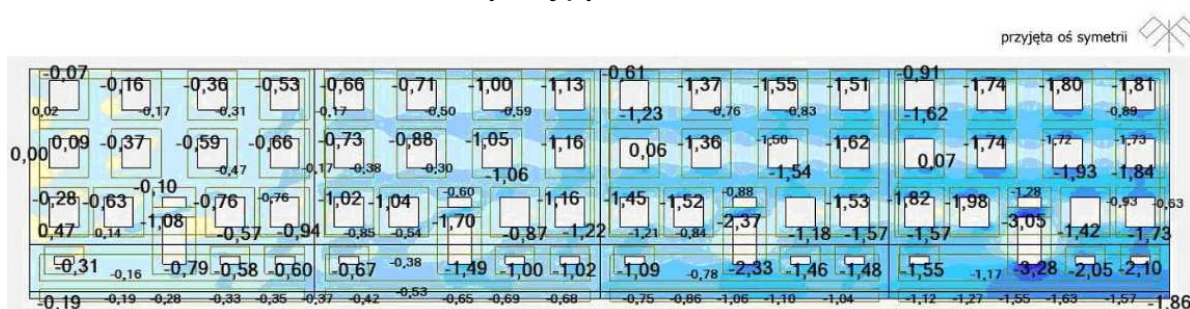
- zgodnie z [2] posadowienie budynków na jednorodnym nasypie gruzowo – piaskowym o parametrach: $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$, $\varphi = 35^\circ$,
- dla muru zgodnie z [4] przyjęto: $E = 910 \text{ MPa}$, $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$, co odpowiada słabemu murowi o wytrzymałości zaprawy $f_m < 5 \text{ MPa}$ oraz wytrzymałości muru na ścinanie: od $0,112 \text{ MPa}$ (w górnych partiach ściany), do $0,152 \text{ MPa}$ (w poziomie stropu nad piwnicami).

Do modelu przyłożono obciążenia od ciężaru własnego konstrukcji i obciążenia użytkowego, określone na podstawie odpowiednich norm, oraz przyjęto obciążenia od poziomych odkształceń terenu [5], określonych jak w projektowaniu, według wytycznych ITB [6].

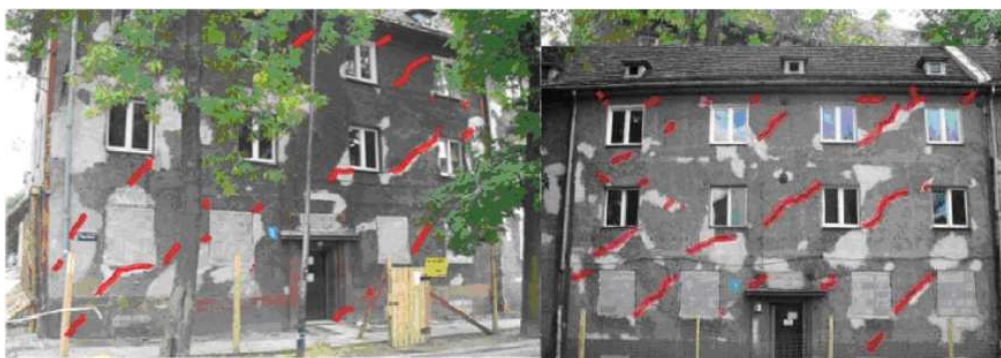
Wyniki przeprowadzonej analizy obliczeniowej przedstawiono na rys. 10 i 11 w postaci map naprężeń. Na rys. 12 i 13 zaznaczono uszkodzenia, które wystąpiły w ścianach zewnętrznych segmentów.



Rys. 10. Mapy głównych naprężeń ścinających [MPa] (grube linie oznaczają układ rys wynikający z obliczeń)



Rys. 11. Mapy lokalnych poziomych naprężeń ściskających [MPa]



Rys. 12. Uszkodzenia zachodnich ścian zewnętrznych segmentów 2 i 4



Rys. 13. Uszkodzenia zachodnich ścian zewnętrznych segmentów 6 i 8

Istnieje duże podobieństwo między zaobserwowanym stanem uszkodzeń segmentów (rys. 12 i 13) a prawdopodobnymi rysami, jakie mogły powstać w konstrukcji muru w miejscach najbardziej wyężonych, gdzie naprężenia uzyskane w wyniku obliczeń numerycznych przekroczyły wartości dopuszczalne (rys. 10).

Powstanie uszkodzeń o dużej rozwarłości (do 5 cm) należy tłumaczyć zarysowaniem muru na skutek naprężeń ścinających, a następnie zwiększenie rozwarłości rys przez poziome przesunięcie się muru do środka spełzania. Na mapie lokalnych poziomych naprężeń ściskających (rys. 11) można zauważyć przyrost naprężeń wraz ze zbliżaniem się do środka spełzania.

6. Podsumowanie

Jak wykazała przeprowadzona analiza obliczeniowa, decydujące znacznie na powstanie zaobserwowanych uszkodzeń budynków, miały poziome odkształcenia gruntu o charakterze ściskań oraz zaciśnięte i lokalnie zamurowane przerwy dylatacyjne. Stan dylatacji jest tak istotny, gdyż w budynkach krótszych bądź wielosegmentowych z drożnymi dylatacjami, nie obserwuje się tak intensywnych uszkodzeń jak w rozpatrywanych budynkach. Nie wynika to także z obliczeń konstrukcji segmentów o mniejszej długości.

Poszczególne ciągi zabudowy pracowały na zaistniałe znaczne poziome odkształcenia terenu (-2,8÷-6,4 mm/m) praktycznie jako ciągłe budynki o długości do 130 m. W takiej sytuacji powstały duże poziome siły ściskające w poziomie fundamentów, również napór na ściany szczytowe budynków, które spowodowały przekroczenie stanu granicznego nośności poszczególnych elementów konstrukcyjnych, prowadząc ostatecznie do awarii budynków.

Znaczne uszkodzenia elementów konstrukcyjnych budynków oraz dość szybko postępująca ich intensyfikacja, spowodowały decyzje o wykwaterowaniu mieszkańców, a następnie o wyburzeniu, wszystkich 25 segmentów ciągłej zabudowy w Bytomiu – Karbiu. Poza tym na podjętą decyzję o wyburzeniu budynków miały wpływ czynniki ekonomiczne.

Literatura

1. Kawulok M.: Szkoły górnicze w budownictwie, Wydawnictwo ITB, Warszawa 2010.
2. Kowalski A., Gruchlik P., Kawulok M., Słowik L.: Geologiczno-górnice i budowlane okoliczności awarii budynków w Bytomiu – Karbiu, Ochrona obiektów na terenach górniczych, Wydawnictwo GIG, Katowice 2012.
3. Kawulok M., Chomacki L., Parkasiewicz B., Słowik L.: Obliczeniowa weryfikacja przyczyn awarii budynków w Bytomiu, Ochrona obiektów na terenach górniczych, Wydawnictwo GIG, Katowice 2012.
4. Norma PN-B-03002:2007 Konstrukcje murowe i niezbrojone. Projektowanie i obliczanie.
5. Kwiatek J.: Obiekty budowlane na terenach górniczych, Wydawnictwo GIG, Katowice 2007.
6. Kawulok M.: Projektowanie budynków na terenach górniczych, Wydawnictwo ITB, Warszawa 2006. Instrukcja ITB nr 416/2006.