

*Marek Cala\**, *Sebastian Olesiak\**, *Tadeusz Tatara\*\**, *Daniel Walach\**

## ANALIZA ODPORNOŚCI ZABYTKOWEGO KOŚCIOŁA P.W. ŚW. JERZEGO W RYDUŁTOWACH NA OBCIĄŻENIA DYNAMICZNE WYWOŁANE DZIAŁALNOŚCIĄ GÓRNICZĄ

---

### 1. Wprowadzenie

Celem niniejszej pracy była analiza wpływu eksploatacji górniczej prowadzonej przez Kopalnię „Rydułtowy-Anna” w latach 2005–2007 na kościół p.w. św. Jerzego w Rydułtowach. W analizowanym okresie w rejonie kościoła prowadzono eksploatację ścianami I-E1 i II-E1 w pokładzie 703/1 systemem z zawałem stropu (rys. 1).

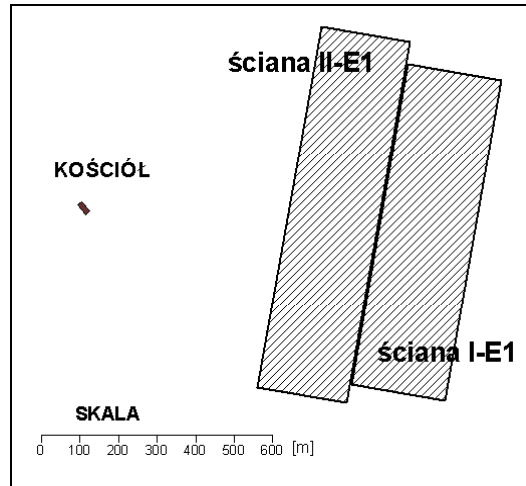
W zakres analizy wchodziły następujące zadania:

- badania materiałów archiwalnych dotyczących konstrukcji i stanu technicznego kościoła;
- ocena konstrukcji i stanu technicznego budynku kościoła wraz z dokumentacją fotograficzną;
- wykonanie odkrywek inwentaryzacyjnych fundamentów kościoła;
- analiza charakterystyki drgań powierzchniowych wywołanych aktywnością sejsmiczną górotworu podczas prowadzenia eksploatacji;
- prognoza poziomu drgań powierzchniowych, które mogą być wywołane planowaną eksploatacją ścian I-E1 i II-E1 w pokładzie 703/1;
- ocena możliwości przejęcia wpływów dynamicznych w postaci drgań powierzchniowych przez konstrukcję budynku kościoła p.w. św. Jerzego.

---

\* Wydział Górnictwa i Geoinżynierii, Akademia Górniczo-Hutnicza, Kraków

\*\* Wydział Inżynierii Lądowej, Politechnika Krakowska, Kraków



Rys. 1. Lokalizacja kościoła św. Jerzego względem parcel ścianowych

## 2. Rys historyczny budowy i remontów kościoła

Budowniczym świątyni i probostwa był Ludwig Schneider z Raciborza. Murowany kościół w stylu neogotyckim został zbudowany na 8 filarach. W dniu 1 czerwca 1896 r. dołączono budowę wieży kościelnej [3, 4, 6].

W 1938 roku wykonano drenaż i odwodnienie placu kościelnego i cmentarza. Pierwsze prace remontowe datowane są na 10 stycznia 1955 roku, kiedy to kościół zamknięto w celu wykonania remontu sklepień. W 1956 roku wyremontowano wieżę kościelną, a w 1957 roku wymalowano kościół i wbudowano nowe witraże.

W latach 1964–1965 wykonano remont spowodowany wpływem eksploatacji górniczej i obejmujący następujące uszkodzenia:

- pęknięcia ścian na całej wysokości od fundamentów przez łuk okienny do gzymsu,
- pęknięcia sklepień wzdłuż linii podparcia,
- pęknięcia w murach wieży o szerokości 5 mm,
- skrzywienie i wychylenie od pionu drewnianej konstrukcji wieży.

W 1971 roku nadano kościołowi nowy wystrój odpowiadający liturgii posoborowej, dostosowując prezbiterium do wymogów Soboru Watykańskiego II. W roku 1972 wykonano remont mający na celu usunięcie wybrzuszeń posadzek, spękań w schodach wejściowych, uszkodzeń witraży i pokrycia dachu, spękań w sklepieniach. W latach 1986–1987 pokryto miedzią wieżę kościelną i dach. W 1992 roku przeprowadzono różnorodne prace remontowe i budowlane, a stare organy zastąpiono nowymi, elektronicznymi. W 1995 roku w trakcie prac remontowych usunięto: pojedyncze spękania sklepień o szerokości do kilku-

nastu milimetrów w nawach bocznych, liczne spękania sklepień w nawach głównych, szerokie pęknięcie muru za organami oraz liczne pęknięcia pozostałych murów. Wzmocnienie i scalanie konstrukcji wykonano metodą iniekcji klejów. Ostatni remont przypada na 2005 rok, a prace naprawcze objęły wzmocnienie konstrukcji poprzez scalenie szczelin, pęknięć i rys ujawnionych wewnątrz kościoła metodą iniekcji klejów [3, 4, 6].

### **3. Opis konstrukcji i aktualnego stanu technicznego obiektu**

Budynek kościoła znajduje się w centrum miasta Rydułtowy przy ul. Kolbego od strony północno-zachodniej oraz ul. Plebiscytowej od strony południowo-wschodniej. Bryłę obiektu oparto na planie krzyża. Zasadniczą część obiektu stanowią trzy nawy podłużne przedzielone między sobą rzędami filarów. Szerokości poszczególnych naw wynoszą: 10 m — nawa środkowa, 3 m — nawy boczne. Zakończenie nawy głównej od strony południowo-wschodniej stanowi prezbiterium, za którym znajdują się pomieszczenia zakrystii oraz boczne ołtarze. Z drugiej strony nawa zakończona jest chórem i centralnie usytuowaną wieżą. Wymiary zewnętrzne budynku kościoła wynoszą: 46 m — długość, 27 m — szerokość i 20 m — wysokość. Wieża ma wysokość około 54 m.

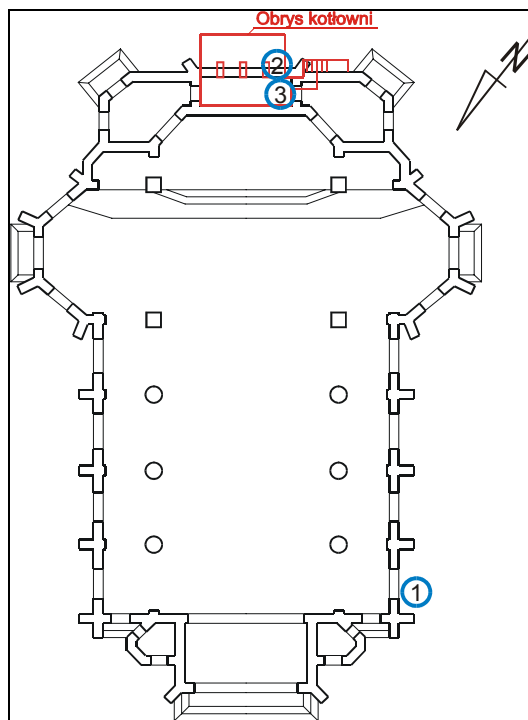
Ocenę obecnego stanu technicznego budynku kościoła przeprowadzono na podstawie wizji lokalnych. Konstrukcja nośna kościoła jest murowana z wyjątkiem dachu oraz hełmu wieży, które są wykonane w konstrukcji drewnianej. Ściany zewnętrzne nawy głównej o grubości 95 cm usztywnione są zewnętrznymi przyporami o zmiennej skokowo szerokości. Stropy nad nawą główną, nawami bocznymi, transeptem, prezbiterium wykonane są w formie żebrowych sklepień krzyżowych i łukowych. Pogrubienia sklepień występują wzdłuż usztywniających żeber oraz w strefach węzłowiowych, w miejscach oparcia na filarach i murach. Wieża kościoła w dolnej części połączona jest ze ścianami nawy głównej [6].

#### **3.1. Fundamenty**

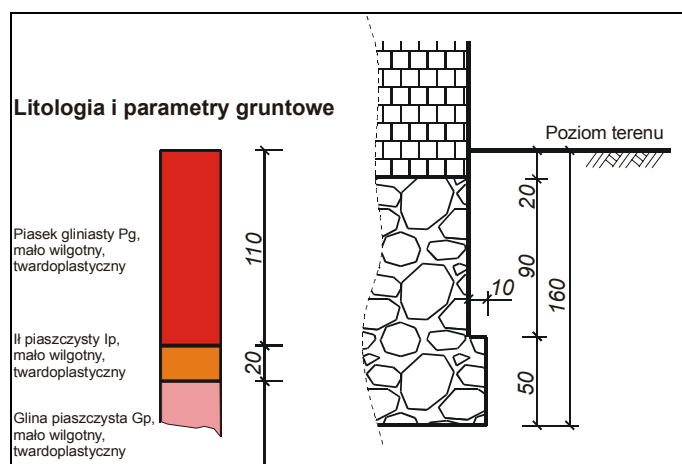
W celu dokładnej oceny stanu technicznego fundamentów wykonano trzy odkrywki na głębokość około 0,5 m poniżej poziomu posadowienia. Odkrywki zlokalizowano w miejscach, w których ściany kościoła wykazywały największe uszkodzenia, tj. przy południowo-zachodniej ścianie kościoła, w pobliżu przypory narożnej i sąsiedztwie rury spustowej oraz dwie w piwnicy kotłowni przy ścianie nośnej zakrystii, do której przylega przypora i w narożu ściany nośnej prezbiterium i zakrystii (rys. 2).

Po wykonaniu pierwszej odkrywki fundamentu dokonano makroskopowej oceny gruntu zgodnie z PN-81/B-03020, pobierając grunt do analizy ze ścian wykopu. Na tej podstawie stwierdzono, że od powierzchni terenu do głębokości 110 cm zalegają piaski gliniaste (Pg), barwy jasnobrązowej, mało wilgotne. Ich stan na podstawie prób waleczkowania oceniono jako twar doplastyczny. Kolejna warstwa o grubości 20 cm to ility piaszczyste (Ip), barwy szarej, mało wilgotne, których stan oceniono na twar doplastyczny.

Ostatnią zbadaną warstwą zalegającą od głębokości 130 cm jest glina piaszczysta (Gp) barwy szarej, mało wilgotna, będąca w stanie twardoplastycznym (rys. 3).



Rys. 2. Rzut kościoła z zaznaczonymi miejscami wykonania odkrywek fundamentów



Rys. 3. Przekrój przez ścianę i fundament w odkrywce nr 1 wraz z profilem litologicznym

Fundament w tej części kościoła wykonany został jako fundament kamienny na zaprawie wapiennej. Posadowiono go na głębokości 160 cm poniżej powierzchni terenu. Wysokość fundamentu wynosi 50 cm, po czym następuje zmniejszenie o ok. 10 cm szerokości fundamentu do szerokości ściany. Ściana fundamentowa o wysokości 90 cm wykonana jest także z piaskowca na zaprawie wapiennej. Bezpośrednio na ścianie fundamentowej ułożona jest ściana z cegły pełnej palonej na zaprawie wapiennej.

Budulec fundamentu i ściany fundamentowej to zбитy i wytrzymały piaskowiec barwy szarej. Badania makroskopowe piaskowca nie wykazywały śladów korozji, złuszczeń czy też przebarwień. Również zaprawa wapienna, stanowiąca spoiwo dla kamienia (piaskowca), była w bardzo dobrym stanie technicznym, podobnie jak odkryty fragment muru z cegły.

W odkrytym fundamencie nie stwierdzono występowania izolacji przeciwwilgociowej. Pomimo bezpośredniego sąsiedztwa rury spustowej i braku drenażu fundament nie wykazywał śladów zawilgocenia. W trakcie oględzin fundamentu nie stwierdzono także pęknięć czy szczelin, pomimo tego, że podłużna ściana nośna budynku kościoła w tym miejscu wykazywała największe uszkodzenia zarówno po stronie zewnętrznej, jak i wewnętrznej.

Odkrywkę nr 2 i 3 wykonano w piwnicy pod prezbiterium. Na podstawie analizy makroskopowej gruntu stwierdzono, że od powierzchni terenu do głębokości 30 cm zalega ilt (I), barwy szarej, wilgotny, plastyczny. Na głębokości 30 cm stwierdzono zmianę wilgotności i stanu iltu na mało wilgotny i twardoplastyczny.

Jedną z przyczyn zawilgocenia iltu może być brak wykonania odpowiedniego odwodnienia w piwnicy, gdzie zbiera się woda deszczowa dostająca się tam przez nieosłonięte wejście.

Fundament w tej części kościoła wykonany został jako fundament ceglany na zaprawie wapiennej. Fundament posadowiono na głębokości 35+40 cm poniżej posadzki piwnicy i 255+260 cm poniżej powierzchni terenu. Wysokość fundamentu wynosi 25+30 cm, po czym następuje zmniejszenie szerokości fundamentu o około 5 cm do szerokości ściany. Od tego miejsca rozpoczyna się ściana właściwa z cegły pełnej palonej na zaprawie wapiennej. Ściany piwnicy są otynkowane. Posadzka w piwnicy wykonana jest z cegieł bezpośrednio ułożonych na gruncie.

Budulec fundamentu stanowi mur z cegły palonej na zaprawie wapiennej. Badania makroskopowe nie wykazały śladów korozji, pomimo dużego zawilgocenia w piwnicy. W odkrywcę nie stwierdzono występowania izolacji przeciwwilgociowej. Inna budowa fundamentu w tej części kościoła wynika z faktu, iż piwnica kotłowni została wykonana później niż sam kościół [6].

### **3.2. Posadzka, ściany, stropy i dach**

W zakrystii kościoła znajduje się lastrykowa posadzka, która w wielu miejscach doznała szeregu spękań i zniszczeń. W części głównej kościoła posadzka wyłożona jest płytkami ceramicznymi, które w wielu miejscach są popękane i zniszczone. Płytki nie są jednolite, co świadczy o ich wymianie w różnych okresach.

Ściany kościoła stanowią konstrukcję murową wykonaną z cegły pełnej. Na ścianach widoczne są ślady po naprawach rys i pęknięć. Stan ogólny ścian po wykonanym remoncie uległ znaczącej poprawie i można go określić jako zadowolający. Lokalnie występują zawilgocenia ścian objawiające się odspojeniem tynków oraz uszkodzenia w formie rys i szczelin niestety, często przechodzących na zewnątrz budynku. W ścianie pomiędzy prezbiterium a zakrystią występują pionowe zarysowania będące skutkiem zamurowania otworu drzwiowego i złego wiązania fragmentów muru.

Elewacja kościoła wykonana została jako murowa z cegły licówki. Wiele z występujących uszkodzeń ścian zewnętrznych powstało na skutek działania czynników atmosferycznych oraz w wyniku korozji murów, zwłaszcza w strefach narażonych na zawilgocenie. Większość uszkodzeń została naprawionych. Układ istniejących i naprawionych rys i pęknięć w ścianach wskazuje, że bardzo prawdopodobną przyczyną ich powstania mogła być eksploatacja górnicza (rys. 4 i 5).

Stropy wykonano jako sklepienia krzyżowe i łukowe z cegły. Ze względu za zamontowane siatki ochronne trudno było jednoznacznie określić, czy wystąpiły uszkodzenia sklepień. Miejsca ostatnich napraw oraz sposób ich realizacji można było określić podczas oceny stanu technicznego więźby dachowej, który można przyjąć jako dobry. Na istniejącej konstrukcji drewnianej nie widać wyraźnych śladów korozji ani miejsc zawilgocenia. Jedyne w miejscach oparcia belek drewnianych na murze występują lokalne uszkodzenia i zmiężdżenia belek.



Rys. 4. Przykład uszkodzenia ściany zewnętrznej



Rys. 5. Ściana wieży z widocznymi miejscami iniekcji i klejenia

Murowa konstrukcja wieży kościoła połączona jest ze ścianami nawy głównej. Powyżej nawy głównej przyjmuje kształt kwadratu o boku 4,4 m, ściany są o grubości 95 cm. W trakcie remontów stropów wykonano również iniekcje i klejenia ścian wieży kościoła (rys. 5). W wieży zabudowana jest oddzielna konstrukcja wsporcza pod dzwony.

W celu zapewnienia bezpieczeństwa użytkowania kościoła rozpięto siatki ochronne zarówno wewnątrz kościoła, jak i wokół wieży, mocując je do stalowych wsporników belkowych.

Stan kościoła oceniony został na dobry. Kościół nie posiada żadnych zabezpieczeń przed skutkami podziemnej eksploatacji górniczej, a w czasach historycznych pod kościołem prowadzona była eksploatacja w kilku pokładach. Na dobry stan techniczny kościoła zapewne ma wpływ dobra współpraca pomiędzy odpowiednimi służbami kopalni a proboszczem, polegająca na systematycznych remontach tkanki kościoła [6].

#### **4. Prognozowane poziomy drgań powierzchniowych wywołanych projektowaną eksploatacją złoża w rejonie ściany I-E1 i II-E1 w pokładzie 703/1 w latach 2005–2007**

Z danych przedstawionych w pracy [1] wynika, że w rejonie W1-E1 istotnym problemem, z uwagi na zagrożenie budowlanych obiektów powierzchniowych, są wstrząsy górni-

cze generujące drgania powierzchniowe działające na te obiekty. Zagrożenie to jest związane z występowaniem wysokoenergetycznych wstrząsów o energiach  $E_n \geq 1E6$  J. W KWK „Rydułtowy-Anna” czynnikiem powodującym występowanie wstrząsów górniczych jest działalność górnicza naruszająca ustalony stan równowagi w górotworze [1]. O powstaniu wstrząsu górniczego decydują czynniki geologiczne (naturalne) i górnicze (techniczne). Zdaniem autorów pracy [1] istotny i niekorzystny wpływ na zagrożenie sejsmiczne w rejonie W1-E1 ma koncentracja eksploatacji ścian w pokładach, zapewniająca założony poziom wydobywania. Autorzy opracowania [1] proponowali wprowadzenie zmian w projekcie dalszego wybierania m.in. pokładu 703/1 w rejonie E1. Pokład ten do końca 2007 roku wybierany będzie równocześnie m.in. parą ścian zamykających I-E1 i II-E1, które zlokalizowane są na wschód od centrum miasta Rydułtowy. Przy sporządzaniu prognoz dotyczących maksymalnych wartości energii wstrząsów wywołanych projektowaną eksploatacją górniczą stosowano metodę analityczno-empiryczną, wykorzystującą model górotworu naruszonego. Prognozowana wartość maksymalnej energii wstrząsów indukowanych poprzez planowaną eksploatację górniczą m.in. w pokładzie 703/1, w rejonie E1 jest wysoka, lecz nie powinna przekroczyć  $E_n \leq 7E7$  J. Prognoza ta dotyczy energii tzw. wstrząsów eksploatacyjnych. Wywołane tymi wstrząsami maksymalne wypadkowe poziome przyspieszenia drgań powierzchniowych mogą dochodzić do  $500$  mm/s<sup>2</sup>. Nie istnieją przesłanki, aby nie mogły wystąpić zjawiska wstrząsowe o energiach wyższych, tzw. wstrząsy regionalne. W związku z tym autorzy pracy [1] uważają, że energię takich najintensywniejszych zjawisk można oszacować na poziomie  $5E8$  J i wówczas można spodziewać się maksymalnych wartości przyspieszeń poziomych drgań powierzchniowych o wartości  $650\div 700$  mm/s<sup>2</sup>. Prawdopodobieństwo wystąpienia wstrząsu regionalnego w obszarze KWK „Rydułtowy-Anna” przyjmuje się jednak jako znikome [7] (tab. 1).

Poziom prognozowanych maksymalnych przyspieszeń poziomych drgań w rejonie przedmiotowego budynku kościoła p.w. św. Jerzego ( $X = 39150$ ,  $Y = 32670$ ) w związku z planowaną eksploatacją ścian I-E1 i II-E1 w pokładzie 703/1 jest znacznie niższy i wynosi ok.  $210$  mm/s<sup>2</sup>. Wartość prognozowanego przyspieszenia powierzchniowych drgań poziomych jest znacznie mniejsza od wartości maksymalnych, obliczonych przyspieszeń zestawionych w tabeli 2.

## **5. Możliwość przejścia prognozowanych wpływów dynamicznych w latach 2005–2007 przez budynek kościoła p.w. św. Jerzego w Rydułtowach**

Możliwości przejścia prognozowanych poziomych drgań powierzchniowych przez budynek kościoła p.w. św. Jerzego w Rydułtowach określono na podstawie analiz wykonanych dla przedmiotowego obiektu w latach 2002 i 2004 oraz własnego doświadczenia z zakresu tej tematyki [7].

W pracach [2, 5] do analiz z wykorzystaniem spektrum odpowiedzi wykorzystano maksymalną wartość przyspieszenia drgań gruntu  $a_p = 250\div 330$  mm/s<sup>2</sup>.



TABELA 1  
Wybrane wysochoenergetyczne wstrząsy i ich charakterystyka

Lp.	Data	Godzina	Energia $E_p$ , J	Współrzędne wstrząsu			Pokład/Ściana	Wyrobisko
				X	Y	Z		
1	15.09.2002	22:23:44	2E6	38805	33221	-263	713/W1	XII-W1
2	29.03.2003	16:03:36	2E7	39505	31789	-324	703/E1	III-E1
3	25.08.2004	22:56:00	1E7	38727	32822	-336	713/W1	XIII-W1
4	31.12.2004	05:02:00	2E7	38493	32766	-207	713/W1	XIII-W1
5	13.01.2005	18:34:25	2E7	38434	32725	-186	713/W1	XIII-W1
6	06.04.2005	19:45:46	2E7	38256	32719	-223	713/W1	XIII-W1

TABELA 2  
Parametry charakteryzujące przebiegi drgań dla wstrząsów z tabeli 1

Wstrząs opisany w tabeli 1	Odległość epicentralna $r_e$ , m	Maksymalna wartość składowych ( $x, y, z$ ) przyspieszeń drgań			Maksymalna wartość przyspieszenia drgań poziomych $a_{Hmax}$ , mm/s <sup>2</sup>	Czas $t_{dH}$ , s	Maksymalne przyspieszenie składowych poziomych drgań wyznaczone w paśmie do 10 Hz		Maksymalne przyspieszenie drgań poziomych wyznaczone w paśmie do 10 Hz $a_{H10}$ , mm/s <sup>2</sup>	Maksymalna wartość przyspieszenia dla skali MSK-64 $a_{MSK}$ , mm/s <sup>2</sup>
		$a_{xmax}$ , mm/s <sup>2</sup>	$a_{ymax}$ , mm/s <sup>2</sup>	$a_{zmax}$ , mm/s <sup>2</sup>			$a_{10max}$ , mm/s <sup>2</sup>	$a_{10max}$ , mm/s <sup>2</sup>		
1	534	112,1	99,0	133,1	145,9	1,677	72,4	76,6	93,3	105,4
2	176	364,0	399,6	319,5	475,4	1,748	285,1	311,8	403,0	421,9
3	127	537,0	605,6	450,8	714,0	1,15	390,0	454,9	559,1	599,2
5	283	534,3	490,3	213,1	608,0	1,329	460,2	396,2	534,0	607,3
6	460	784,1	783,7	670,4	1108,6	1,183	876,7	869,8	904,8	1235,0

Uzyskane wyniki obliczeń wskazują, że rozpatrywana konstrukcja ma odporność dynamiczną określoną poprzez  $a = 250 \text{ mm/s}^2$ . Oznacza to, że w przypadku przyspieszeń o maksymalnych wartościach  $330 \text{ mm/s}^2$  odporność dynamiczna murowych sklepień i ścian nie jest wystarczająca. W układach nośnych pojawiają się wówczas naprężenia rozciągające, które mogą powodować pogłębianie się starych i powstawanie nowych rys i pęknięć. Należy podkreślić, że wyniki obliczeń są zawyżone, gdyż przyjęto zbyt niską wartość ułamka tłumienia krytycznego. Z drugiej strony należy również pamiętać, że wartość maksymalnego poziomego przyspieszenia drgań, przyjętego w obliczeniach metodą spektrum odpowiedzi, powinna być wiązana z pojedynczą składową poziomą drgań, a nie z maksymalną wartością wypadkowego poziomego przyspieszenia drgań. Wartość poziomego maksymalnego przyspieszenia będzie zawsze większa od maksymalnej wartości pojedynczej składowej poziomej drgań. Najniekorzystniejsze wartości sił i naprężeń w układach konstrukcyjnych obliczone metodą spektrum odpowiedzi są zawsze większe od obliczonych metodą bezpośredniego całkowania równań ruchu. Jak wykazały wyniki obliczeń przedstawionych w [7], różnice te mogą być istotne. Wyniki uzyskiwane metodą spektrum odpowiedzi należy zatem traktować jako ograniczenie od góry.

Wiek analizowanej konstrukcji, jej rozczłonkowanie w rzucie oraz brak zabezpieczeń na wpływy deformacji powierzchni wywołanej działalnością górniczą niewątpliwie obniżają odporność dynamiczną budynku kościoła. Jak wspomniano już wcześniej, podczas przeprowadzonej wizji lokalnej dokonano oceny stanu technicznego elementów konstrukcyjnych. Uszkodzenia obecnie występujące w budynku kościoła mają w większości charakter powierzchniowy. Nie stwierdzono uszkodzeń mogących zagrażać bezpieczeństwu konstrukcji. Widoczne wzmocnienia w miejscach uszkodzeń zaistniałych po silnych wstrząsach spełniają założoną rolę. W związku z powyższym można przyjąć, że odporność dynamiczna określona będzie przez maksymalną wartość poziomego przyspieszenia równą  $a_H = 300 \text{ mm/s}^2$ .

Zakłady Górnicze oceny odporności zabudowy dokonują także poprzez skalę MSK-64. Jako kryterium odporności obiektów powierzchniowych na wpływy dynamiczne wynikające z występowania wstrząsów górniczych przyjmuje się wartość przyspieszenia  $a^{MSK}$ . Ocena odporności dynamicznej zabudowy kubaturowej poprzez  $a^{MSK}$  ma charakter ogólny. Według oryginalnej wersji skali MSK-64,  $a^{MSK}$  jest sumą geometryczną trzech składowych maksymalnych amplitud drgań: dwu składowych poziomych z dwu wzajemnie prostopadłych kierunków i składowej pionowej. Składowa pionowa na ogół może być pomijana. Składowe drgań brane do wyznaczenia wartości  $a^{MSK}$  są odfiltrowane powyżej 10 Hz. Można założyć, że przez  $a^{MSK}$  rozumie się sumę geometryczną dwu składowych poziomych drgań.

Określenie odporności dynamicznej przez  $a^{MSK}$  polega na przyjęciu, że w określonych obiektach mogą wystąpić uszkodzenia, jakie odpowiadają danemu stopniowi skali MSK. Górną wartość przedziału wartości  $a^{MSK}$ , określającego dany stopień skali, można przyjąć jako graniczną wartość określającą odporność dynamiczną konkretnych obiektów na wpływy wstrząsów górotworu. Taka ocena odporności na wpływy dynamiczne ma charakter szacunkowy, wręcz orientacyjny, i może być stosowana tylko w skali masowej. W skali MSK-64 ocena na wpływy dynamiczne określona jest niezależnie od stanu technicznego obiektów. Jest to istotna wada tej metody.

Budynek kościoła p.w. św. Jerzego to obiekt wzniesiony metodą tradycyjną. Kościoły są obiektami stosunkowo dość sztywnymi i odpornymi na działania poziomych obciążeń, w związku z tym ocena odporności poprzez  $a^{MSK}$  z uwzględnieniem odfiltrowania składowych drgań o częstotliwości powyższej 10 Hz może budzić pewne wątpliwości. Konstrukcji kościołów nie można zaliczyć na bazie skali MSK-64 ani do grupy B, ani C. Teoretycznie konstrukcje tego typu można by zaliczyć do grupy pośredniej, gdyby taka istniała.

Budynek kościoła nie ma zabezpieczenia na wpływy deformacji powierzchni, zaś pojedyncze uszkodzenia elementów konstrukcyjnych obniżają jego odporność dynamiczną. Biorąc powyższe pod uwagę przyjęto, że odporność dynamiczna na wstrząsy górnicze przedmiotowego budynku kościoła odpowiada V stopniowi intensywności skali MSK-64 i wyrażona poprzez  $a^{MSK}$  wynosi:  $a^{MSK} = 250 \text{ mm/s}^2$ .

## 6. Wnioski i uwagi końcowe

W związku z eksploatacją złoża KWK „Rydułtowy-Anna” w rejonie ścian I-E1 i II-E1 w pokładzie 703/1 w latach 2005–2007 poziom prognozowanych maksymalnych drgań poziomych dla miejsca lokalizacji budynku kościoła wynosi  $210 \text{ mm/s}^2$ . Wpływy dynamiczne charakteryzujące się takim prognozowanym poziomem drgań poziomych powinny zostać bezpiecznie przeniesione przez konstrukcję budynku kościoła p.w. św. Jerzego w Rydułtowach.

W celu określenia dokładnych wartości obciążeń dynamicznych i wywołanych nimi naprężeń w przekrojach krytycznych należałoby przeprowadzić analizę dynamiczną modeli konstrukcji z wykorzystaniem charakterystycznych, reprezentatywnych najintensywniejszych przebiegów drgań podłoża, zarejestrowanych na terenie obszaru górniczego KWK „Rydułtowy-Anna”.

W przypadku gdy aktywność sejsmiczna górotworu będzie wyższa od przewidywanej, należy podjąć prace budowlane mające na celu wzmocnienie konstrukcji kościoła. Prace te powinny obejmować wykonanie opaski betonowej (lub żelbetowej) fundamentów, wzmocnienie konstrukcji zewnętrznych pilastrów oraz spięcie obiektu prętami lub linami stalowymi (ankrowanie).

### LITERATURA

- [1] Analiza robót górniczych w rejonie W1, E1 w KWK „Rydułtowy-Anna” w aspekcie minimalizacji zagrożenia tąpnięciami i oddziaływania wstrząsów na powierzchnię. Gliwice, Politechnika Śląska 2005 (praca niepublikowana)
- [2] Ekspertyza budowlana dotycząca odporności konstrukcji kościoła p.w. św. Jerzego w Rydułtowach na planowane wpływy eksploatacji górniczej. BUDOX 2004 (praca niepublikowana)
- [3] [http://pl.wikipedia.org/wiki/Parafia\\_szw.\\_Jerzego\\_w\\_Rydułtowach](http://pl.wikipedia.org/wiki/Parafia_szw._Jerzego_w_Rydułtowach)
- [4] <http://www.swjerzy-rydułtowy.wiara.pl>
- [5] Określenie odporności dynamicznej ważnych obiektów na terenie miasta Rydułtowy — kościół p.w. św. Jerzego przy ul. Plebiscytowej. Rybnik, SITG — GR 2002 (praca niepublikowana)
- [6] *Tajduś A. i in.*: Opinia budowlana dla Kościoła p.w. św. Jerzego w Rydułtowach dotycząca możliwości przejścia wpływów statycznych i dynamicznych eksploatacji ścian I i II E1 w pokł. 703/1 kopalni „Rydułtowy-Anna”. Kraków, KGBiG, 2005 (praca niepublikowana)
- [7] *Tatara T.*: Działanie drgań powierzchniowych wywołanych wstrząsami górniczymi na niską tradycyjną zabudowę mieszkalną. Kraków, Zeszyty Naukowe Politechniki Krakowskiej, Inżynieria Łądowa, 74, 2002

