

Analiza numeryczna wpływu wielokrotnej eksploatacji pokładów węgla na murowaną konstrukcję sklepień kościoła

Numerical analysis of the influence of multiple exploitation of coal deposits on brick structure of church vaults



*Dr hab. inż. Leszek Szojda**



*Prof. dr hab. inż. Jan Kubica**



*Dr inż. Bernard Kotala**

Treść: Niniejszy artykuł przedstawia analizę numeryczną zachowania się sklepień kościoła po 150 latach użytkowania. Te osiadania były powodem pojawienia się wielu uszkodzeń, które były sukcesywnie naprawiane. Konstrukcja została również wzmocniona przez założenie stalowego rusztu w poziomie podparcia sklepień (głowice kolumn) oraz żelbetowej tarczy z żelbetowymi ściągami poniżej posadzki kościoła. Analiza numeryczna została spowodowana zapytaniem przedsiębiorcy górniczego o możliwość przejęcia następnych wpływów deformacji górniczych przez konstrukcję kościoła. Analizę numeryczną prowadzono w dwu etapach. Pierwsza część obliczeń była skupiona na odwzorowaniu aktualnego stanu konstrukcji. Osiadania górnicze były wprowadzone do modelu numerycznego w postaci przemieszczeń pionowych podpór zgodnie z danymi pomiarowymi. Po dokonaniu pozytywnej oceny wyników obliczeń została wykonana druga część obliczeń – prognozowane deformacje podłoża zostały wprowadzone do obliczeń. Wyniki obliczeń przedstawiono w postaci map naprężeń głównych sklepień. Pokazywały one obszary podniesionych poziomów naprężeń rozciągających i ściskających. Naprężenia rozciągające przekroczyły wytrzymałość na rozciąganie materiału (muru ceglanego), ale wytrzymałość na ściskanie nie została przekroczona. Opisuje to pracę zgięciową sklepień i pokazuje możliwość rozwoju dalszych zarysowań. Na szczęście zarysowania nie będą zagrożeniem dla konstrukcji dzięki stalowemu wzmocnieniu umieszczonemu w poziomie podparć sklepień.

Abstract: This paper presents a numerical analysis of behaviour of church vaults in use for 150 years. The subsidence caused many failures which were being repaired successively. The structure was also strengthened by a steel grate placed on the level of the vaults support (columns heads) as well as an RC horizontal deep-beam with RC anchors below the church floor. The numerical analysis was initiated and inspired by an inquiry of a mining entrepreneur whether it was possible for the church structure to take over successive influence of mining deformations. The numerical analysis was conducted in two stages. The first part of calculations was focused on proper modelling of the current condition of the structure. Mining subsidence was introduced into the numerical model in the form of vertical supports displacements according to measuring data. After positive evaluation of the calculations results the other part of calculations was carried out – the predicted ground displacements were added to the calculations. The calculations results were presented in the form of maps of principal vaults stresses. They show areas of increased levels of tensile and compressive stresses. Tensile stresses exceeded the tensile strength of the material (a brick wall) whereas the compressive strength was not exceeded. It describes the bending work/performance of the vaults and shows the possibility of further cracks development. Fortunately, the cracks will not threaten the structure thanks to the steel strengthening placed into vaults support.

Słowa kluczowe:

wielokrotna eksploatacja, uszkodzenia konstrukcji murowanej, sklepienia kościoła, analiza numeryczna

Keywords:

multiple mining exploitation, brick-wall structure failure, church vaults, numerical analysis

*) Politechnika Śląska, Gliwice

1. Wprowadzenie

Pomimo dynamicznego w ostatnim stuleciu rozwoju obszaru Górnego Śląska związanego z eksploatacją węgla kamiennego, część budowli istniejących do dziś została wzniesiona przed tym okresem. Z tego też powodu wielu obiektów wzniesionych przed końcem XIX w. nie zabezpieczono na wpływy górniczych deformacji podłoża. Szczególnie znaczenie mają pod tym względem obiekty sakralne, które wzniesione w tym okresie pozostają pod nadzorem konserwatorskim i są z obowiązku objęte szczególnym zainteresowaniem przedsiębiorców prowadzących wydobywanie kopalń pod takimi obiektami. Przykładem takiego obiektu jest niewątpliwie budynek kościoła, którego powstanie datuje się na początek drugiej połowy XIX wieku (Bończyk 1883). Obiekt o tradycyjnej konstrukcji murowej z drewnianym dachem w momencie wznoszenia nie był zabezpieczany na wpływy deformacji podłoża. Najbardziej czułym elementem konstrukcji są niewątpliwie sklepienia. Prognozowanie zachowania się takich elementów, jak również podjęcie decyzji o dalszych krokach dotyczących eksploatacji węgla oraz zabezpieczeniach, czy wzmocnieniach jest szczególnie trudne.

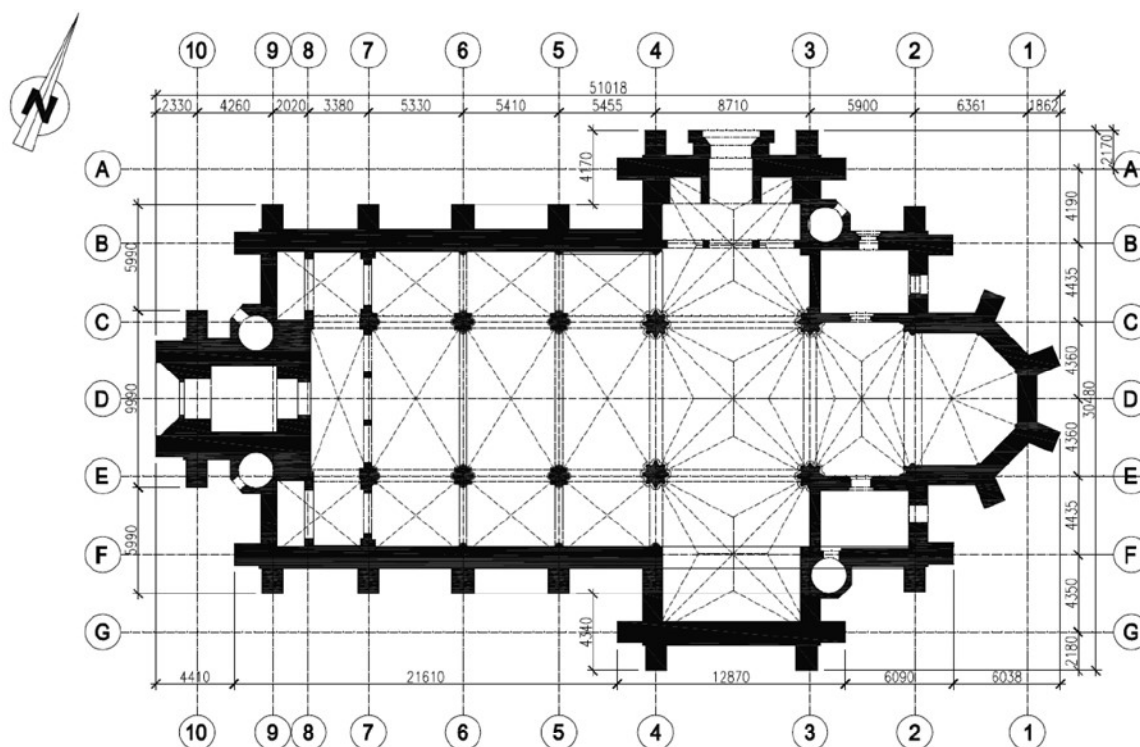
2. Założenia analizy obliczeniowej

Przyczyną podjęcia analizy obliczeniowej konstrukcji kościoła było sprawdzenie możliwości przejścia przez obiekt wpływów deformacji projektowanej eksploatacji. Ze względu na ponadpółtorowieczną historię budynku oraz wielokrotne wpływy deformacji terenu, analizy numeryczne prowadzono w dwu etapach, rozpoczynając od określenia stanu aktualnego konstrukcji, a następnie analizowano wpływ deformacji prognozowanych. Przyjęty dwuetapowy sposób postępowania umożliwił walidowanie modelu obliczeniowego w pierwszym etapie, aby w drugim, w sposób najbardziej prawdopodobny przedstawić wpływy prognozowanych deformacji na obiekt.

Pierwsza część analizy obliczeniowej została przeprowadzona dla stanu aktualnego, a więc po przeprowadzeniu napraw i wprowadzeniu wszystkich wzmocnień. Nie było jednak możliwości uzyskania dokładnych danych historycznych dotyczących eksploatacji węgla oraz pełnej historii uszkodzeń i napraw. Zaawansowane modele materiałowe uwzględniające sprężysto-plastyczne (Majewski 2003, Szojda 2010) lub sprężysto-krucho (Szojda 2009, Litewka, Szojda 2005) właściwości materiału w obliczeniach konstrukcji murowych nie są dostępne dla złożonych zagadnień obliczeniowych. Z tego względu bardzo złożony kształt bryły analizowanego obiektu został zaimplementowany w programie inżynierskim, który wykorzystuje sprężysty model materiałowy w rozwiązaniach zagadnień metodą elementów skończonych.

2.1. Opis konstrukcji obiektu

Obiekt jest budynkiem o średniej wielkości powstałym w typowej, jak na owe czasy, aranżacji, zbudowany na planie krzyża łacińskiego zorientowanego w kierunku wschód-zachód. Do głównej nawy przylegają dwie nawy boczne, które zakończone są transeptem. Prezbiterium od strony północnej i południowej rozbudowane jest o zakrystie, które znajdują się na przedłużeniu naw bocznych. Od wschodu prezbiterium zamknięte jest wieloboczną absydą, a pojedyncza wieża znajduje się w zachodniej części nawy głównej. Schematyczny rzut obiektu pokazano na rys. 1, a widok od strony zachodniej pokazuje rys. 2. Konstrukcję nośną stanowią wewnętrzne mury kolumny oraz ściany zewnętrzne z pilastrami, które wspierają ceglane sklepienia krzyżowo-żebrowe. Zewnętrzne ściany stanowią wypełnienie sklepień w miejscu łęków. W kierunku poprzecznym w osiach łęków wykonano przypory w celu przeniesienia rozporu ze sklepień. Całość przykryto drewnianym dachem o konstrukcji wieszarowej. Dokładny opis konstrukcji obiektu wraz inwentaryzacją aktualnych uszkodzeń przedstawiono w opracowaniu inwentaryzacyjnym (Labus 2015).



Rys. 1. Rzut przyziemia kościoła
Fig. 1. Ground floor of the church



Rys. 2. Widok obiektu od strony zachodniej

Fig. 2. Western view of the object

2.2. Historia oddziaływań górniczych na obiekt

Pierwsze eksploatacje podziemne złóż węgla wpływające na obiekt były prowadzone w XX wieku. Udokumentowane wydobywanie po II wojnie światowej prowadzone było w 11 warstwach (9 pokładach), w przeważającym stopniu z zawładem stropu. Głębokość eksploatacji wynosiła od 270 m do 820 m, a wysokość furt ścian wynosiła od 1,5 m do 2,2 m. Wyeksploatowano złożo o łącznej miąższości około 21 m, a pomiary geodezyjne podłoża prowadzono od 1965 r. Analiza wpływów przedstawionych eksploatacji w tym czasie na powierzchnię pozwala stwierdzić, że budynek kościoła doznał deformacji o następujących wartościach:

- przyrost obniżeń – od ok. 16,90 m (strona zachodnia) do ok. 17,50 m (strona wschodnia);
- przyrost nachyleń – od ok. 12,5 mm/m (strona wschodnia) do ok. 16,3 mm/m (strona zachodnia);
- przyrost odkształceń głównych – od ok. -6,70 mm/m (strona wschodnia) do ok. -8,7 mm/m (strona zachodnia);
- przyrost krzywizn głównych – od ok. $+70,8 \text{ m}^{-1} 10^{-6}$ (promień krzywizny 14,1 km – strona wschodnia) do ok. $+97,2 \text{ m}^{-1} 10^{-6}$ (promień krzywizny 10,3 km – strona zachodnia).

Wielkości wpływów deformacji podłoża dokonanych eksploatacji określono na podstawie danych pomiarowych otrzymanych od przedsiębiorcy górniczego.

2.3. Historia remontów i wzmocnień kościoła

Pierwsze zanotowane większe wpływy deformacji podłoża na obiekt miały miejsce w okresie II wojny światowej, ale dopiero po niej, kolejne eksploatacje pokładów węgla są bardziej szczegółowo udokumentowane, co pozwoliło na rejestrację uszkodzeń.

Pierwsze znaczne uszkodzenia powstały w wyniku eksploatacji prowadzonej w latach 1949 – 1950, która spowodowała pęknięcia i przesunięcia murów w zachodniej części nawy głównej. Za przyczynę takiego stanu rzeczy uznano zmianę kierunku głównego niecki i powstanie wklęsłej części

krawędzi niecki osiadań oraz aktywizację uskoju przebiegającego w odległości około 80 m na zachód od kościoła. W wyniku takich oddziaływań sztywne wieża napierała na nawę, powodując znaczne uszkodzenia ścian północnej i południowej z pęknięciami o rozwarcia dochodzących do 5 cm. Pęknięciom ścian towarzyszyły pęknięcia sklepień z osypywaniem się tynku i cegieł. Wykonano wówczas podparcie sklepień stemplami i zadeskowano nawę główną i boczne. Po ujawnieniu się wszystkich wpływów tej eksploatacji wykonano remont kościoła usuwając pęknięcia, wykonując przemurowania ścian i sklepień. W tym czasie dokonano również wzmocnienia konstrukcji poprzez założenie żelbetowych ściąągów kotwicznych pod posadzką kościoła wraz z połączeniem ich z zewnętrzną opaską, a także stalowych ściąągów w poziomie wezłowi kolumn wewnątrz kościoła i połączonych z ściąągami w licu ścian wewnętrznych.

Z późniejszego okresu nie ma dokładnych danych o wykonanych remontach, ale były one z pewnością przeprowadzane – o czym świadczą przemurowania – lecz o znacznie mniejszym zakresie. W 1976 r. wykonano żelbetową zewnętrzną tarczę usztywniającą o grubości około 50 cm i kształcie elipsy. Tarcza wykonana jest w poziomie wcześniej wykonanych ściąągów podposadzkowych i jest z nimi połączona.

Dalsze odnotowane naprawy były prowadzone na przełomie XX i XXI wieku i obejmowały również przemurowania sklepień w nawie głównej oraz bocznych. Wykonano wówczas również wzmocnienia łęków sklepień przez wklejenie prętów typu HELIFIX.

Kontynuowana eksploatacja spowodowała kolejne oddziaływanie na obiekt i uszkodzenia w obszarze sklepień. Obiekt poddawany był wpływom wklęsłej części krawędzi niecki osiadań oraz pochylała się w kierunku wschodnim. W celu zabezpieczenia konstrukcji przed efektami krzywizn wklęsłych zostały wprowadzone stalowe konstrukcje rozpierające w poziomie kapiteli kolumn. Zabezpieczenie to zostało wykonane z ceowników i umieszczono je w kierunkach głównych osi kościoła (podłużnym i poprzecznym). Ze względu na znaczne pochylenie kościoła zdecydowano o rozbiórce ścianki attyki (ponad dachem), która znajduje się nad prezbiterium. Według

ekspertów, jej elementy sterzycynowe znacznie odchylone od pionu, mogły zagrażać ludziom w przypadku ewentualnego upadku w pobliżu budynku.

3. Analiza obliczeniowa

3.1. Model obliczeniowy konstrukcji kościoła

Przyjęta geometria modelu numerycznego odpowiadała rzeczywistemu obiektowi. Budynek zamodelowano jako ustrój panelowo-prętowy, w którego skład weszło 648 paneli

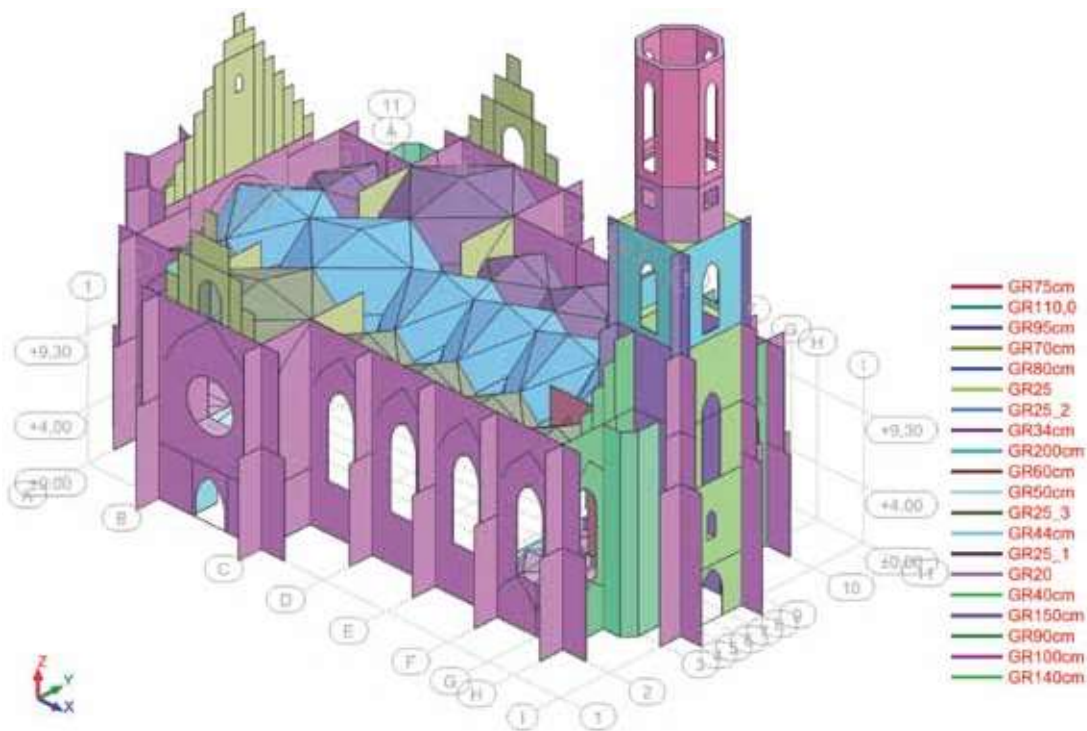
oraz 164 elementy prętowe. Panelami zostały zamodelowane sklepienia oraz ściany, których grubości zostały przyjęte na podstawie inwentaryzacji, jak pokazano to na rys. 3.

Elementami prętowymi modelowano murowane kolumny, stalowe ścigi i stężenia w poziomach głowic kolumn oraz łuki pomiędzy poszczególnymi sklepieniami (rys. 4).

W obliczeniach numerycznych segmenty konstrukcji dyskretyzowano za pomocą siatki elementów skończonych o podstawowych wymiarach boków siatki ok. $0,25 \times 0,25$ m (sklepienia) oraz ok. $0,33 \times 0,33$ m (ściany). Wszystkie elementy konstrukcji zamodelowano w środku ciężkości przekroju. Obiekt został podparty w sposób punktowy w linii

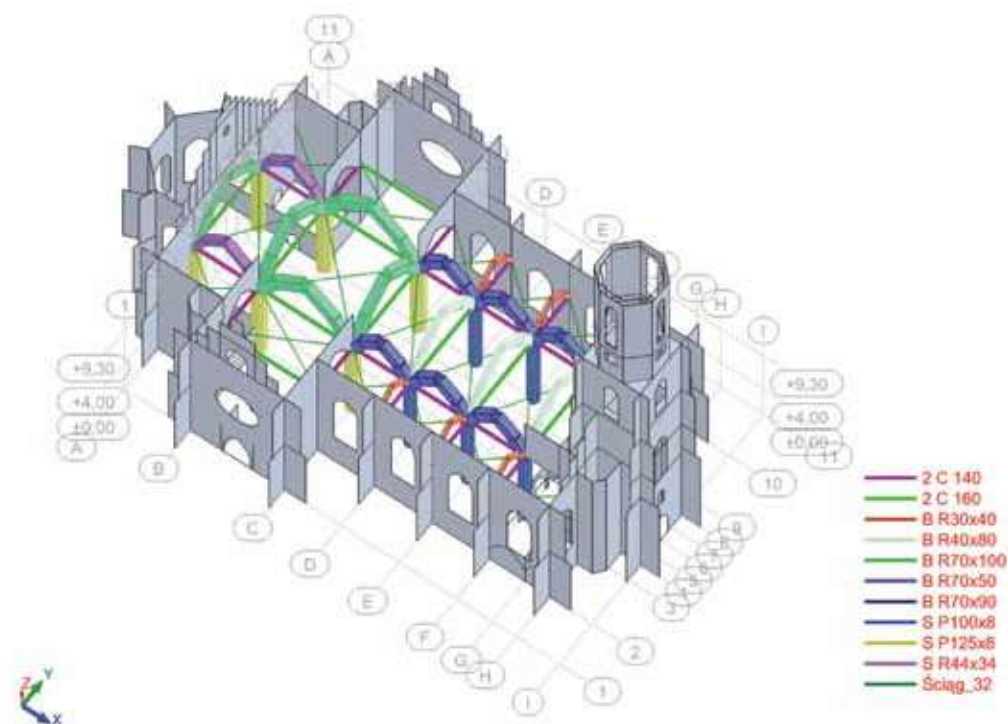
Rys. 3. Model numeryczny budynku kościoła: panele

Fig. 3. Numerical model of the church structure: panels



Rys. 4. Model numeryczny budynku kościoła: pręty

Fig. 4. Numerical model of the church structure: rods



ścian oraz pod słupami. Gęstość podparcia w linii ścian odpowiadała siatce podziału panelu. Podatność podłoża nie została uwzględniona. Konstrukcja drewniana dachu obiektu została pominięta ze względu na jej pomijalny udział w sztywności konstrukcji. Obciążenia generowane przez nią zostały przyłożone do modelu w miejscu oparcia na konstrukcji murowej.

W obliczeniach numerycznych przyjęto sprężysty model materiałowy elementów konstrukcyjnych z następującymi parametrami dla muru ceglanego:

- wytrzymałość na ściskanie $f_c = 3,15$ MPa
- moduł sprężystości $E_o = 2520$ MPa
- współczynnik Poissona $\nu = 0,2$
- moduł Kirchhoffa $K = 1050$ MPa

Dla przyjętej wartości wytrzymałości na ściskanie f_c przyjęto wytrzymałość muru na rozciąganie $f_t = 0,263$ MPa. Wartość parametrów materiałowych opisujących właściwości mechaniczne zostały przyjęte zgodnie z obowiązującymi normami (PN-EN ... 2013).

3.2. Obciążenia konstrukcji w modelu obliczeniowym

W modelu obliczeniowym wprowadzono obciążenia w postaci ciężaru własnego konstrukcji (program generował je automatycznie na podstawie wymiarów elementów), obciążenia programowych konstrukcji (obciążenia z dachu) oraz deformacjami podłoża wywołanymi eksploatacją górnictwa. Deformacje wprowadzono jako przemieszczenia punktów podporowych z uwzględnieniem otrzymanych wyników pomiarów geodezyjnych. W ramach przykładania przemieszczeń do punktów podporowych uwzględniono odpowiednie przemieszczenia pionowe odpowiadające wygięciu terenu zgodnie z promieniem krzywizny terenu R oraz nachylenia terenu T . Nie uwzględniono poziomych deformacji terenu ε , na które obiekt jest niewrażliwy przez zastosowanie ściąągów podposadzkowych i sztywnej tarczy zewnętrznej (w czasie wizji obiektu nie stwierdzono uszkodzeń towarzyszących odkształceniom poziomym podłoża ε).

Obliczenia prowadzono w dwu etapach. W pierwszym wprowadzono przemieszczenia wywołane deformacjami dokonanych eksploatacji, a w drugim dodano prognozowane deformacje podłoża przyszłej eksploatacji. Przemieszczenia podpór dla etapu pierwszego wymuszające deformacje konstrukcji przyjęto bezpośrednio z pomiarów, co umożliwiło rezygnację z uwzględnienia podatności podłoża. Ze względu na znaczną perforację ścian obiektu, co jest przyczyną znacznego obniżenia sztywności konstrukcji, zdecydowano się również na przykładanie bezpośrednie deformacji podłoża do konstrukcji na podstawie prognozy (etap drugi obliczeń).

Wartości wskaźników deformacji podłoża, które zostały wprowadzone do obliczeń numerycznych dla etapu pierwszego i drugiego przedstawiono w tab. 1 i 2.

Przedstawione przypadki obciążeń zebrano w dwie kombinacje. Pierwsza obejmowała obciążenia programowe oraz deformacje eksploatacji dokonanej (Komb1), natomiast druga uwzględniała obciążenia kombinacji pierwszej i dodatkowo wprowadzała przemieszczenie prognozowane (Komb2). Przykład przyłożenia przemieszczeń wywołanych deformacjami górnictwymi przedstawia rys. 5.

4. Wyniki analizy numerycznej

Przeprowadzając analizę wyników obliczeń numerycznych skupiono się na aspekcie naprężeń w elementach konstrukcji sklepień. Ze względu na przyjęty materiał konstrukcji, jakim jest mur ceglany, najbardziej istotne z punktu widzenia nośności konstrukcji są naprężenia rozciągające, a w przypadku ich przekroczenia, ich charakter. W złożonym stanie naprężenia, który szczególnie wyraźnie występuje w elementach sklepień, rozpatrywane w tym celu będą główne naprężenia rozciągające s_1 oraz ściskające s_2 . Ze względu na charakter pracy, szczególnie w przypadku występowania krzywizny terenu, należy spodziewać się występowania dodatkowych zginających w elementach sklepień, a więc różnych wielkości naprężeń głównych na wysokości przekroju. Z tego powodu dla tych elementów naprężenia będą rozpatrywane w warstwie górnej, środkowej i dolnej elementu.

4.1. Naprężenia w sklepieniach kościoła w stanie po dokonanej eksploatacji

Na rys. 6 - 11 przedstawiono rozkład naprężeń odpowiednio σ_1 i σ_2 w sklepieniach obiektu w trzech warstwach. Kolory ciepłe do czerwonego pokazują naprężenia σ_1 (rozciągania), natomiast zimne do niebieskiego naprężenia σ_2 (ściskania).

Na przedstawionych rysunkach widać wzrost naprężeń rozciągających σ_1 dochodzący do około 2,1 MPa, co jest wartością większą od wartości wytrzymałości muru na rozciąganie f_t , jednak nie powtarza się on w kolejnych warstwach. Świadczy to o występowaniu zginających w tych elementach (różna wartość naprężeń po wysokości przekroju), a powstające rysy nie mają charakteru wskrośnego. Rozciągania przekraczające wytrzymałość na rozciąganie skupione są w górnej warstwie sklepień i odpowiadają dobrze lokalizacji stwierdzonych w obiekcie uszkodzeń. Naprężenia ściskające σ_2 dochodzą do wartości około 2,2 MPa i osiągają wartość

Tabela 1. Deformacje podłoża dokonanej eksploatacji węgla (do 2016 r.)

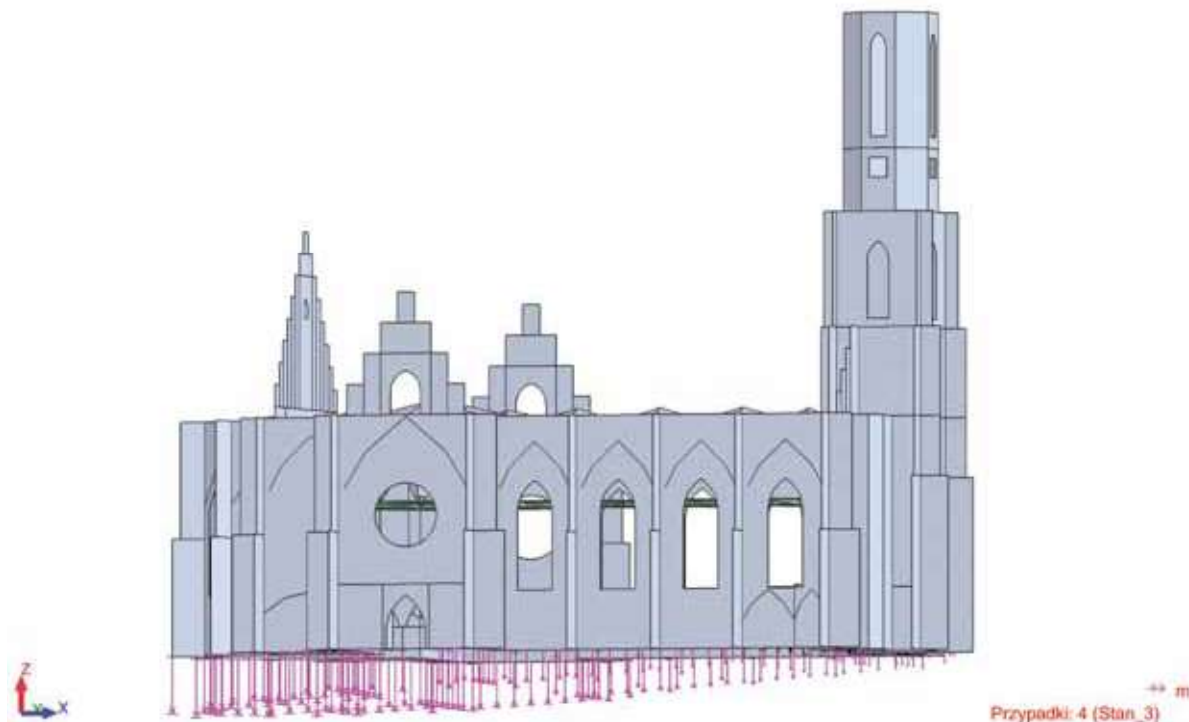
Table 1. Deformation of the ground affected by the coal exploitation (up to 2016)

| Lp. | Parametr | Kierunek | | Uwagi |
|-----|--------------------------|----------|----------|--------------------------------------|
| | | E - W | S - N | |
| 1. | Nachylenie T [%] | 23,2 | 2,2 | Wypadkowe nachylenie w kierunku E, S |
| 2. | Promień krzywizny R [km] | 11,0 | ∞ | Krzywizna wklęsła |

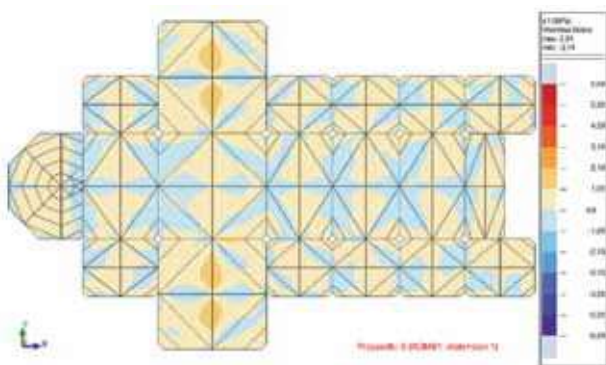
Tabela 2. Deformacje podłoża prognozowanej eksploatacji węgla (od 2017 r.)

Table 2. Deformation of the ground affected by the anticipated coal exploitation (up to 2017)

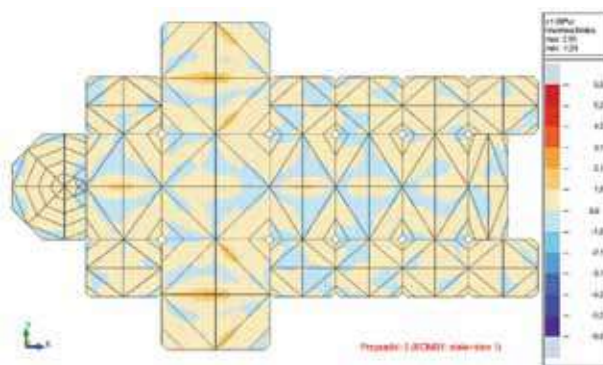
| Lp. | Parametr | Kierunek | | Uwagi |
|-----|--------------------------|----------|-------|--------------------------------------|
| | | E - W | S - N | |
| 1. | Nachylenie T [%] | 5,19 | 1,1 | Wypadkowe nachylenie w kierunku E, S |
| 2. | Promień krzywizny R [km] | 23,2 | 36,9 | Krzywizna wklęsła |



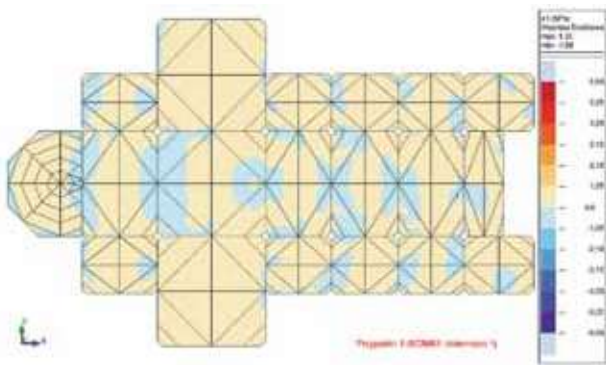
Rys. 5. Przeszczenia podpór ścian odzwierciedlające deformacje podłoża
 Fig. 5. Displacements of walls supports which reflect ground deformation



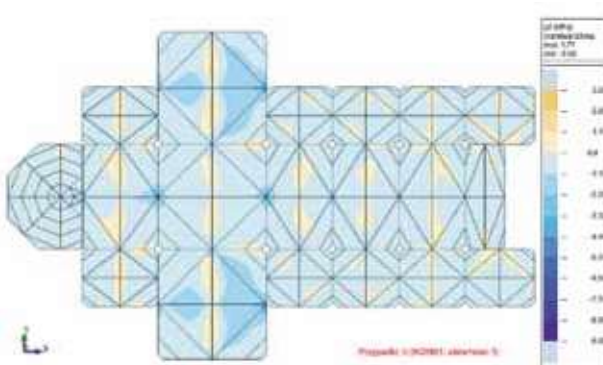
Rys. 6. Naprężenia σ_1 w warstwie górnej sklepień dla dotychczasowych deformacji górniczych
 Fig. 6. Stresses σ_1 in the upper layer of vaults for present mining deformation



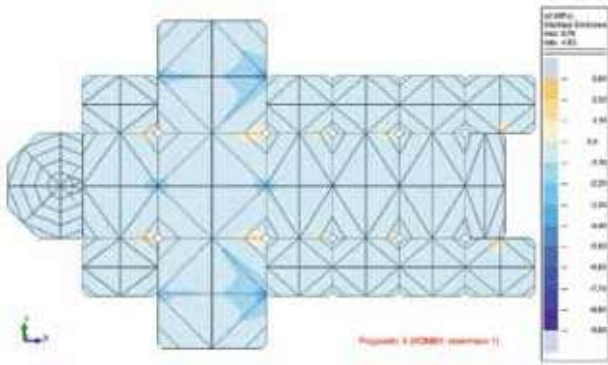
Rys. 8. Naprężenia σ_1 w warstwie dolnej sklepień dla dotychczasowych deformacji górniczych
 Fig. 8. Stresses σ_1 in the lower layer of vaults for present mining deformation



Rys. 7. Naprężenia σ_1 w warstwie środkowej sklepień dla dotychczasowych deformacji górniczych
 Fig. 7. Stresses σ_1 in middle layer of vaults for present mining deformation

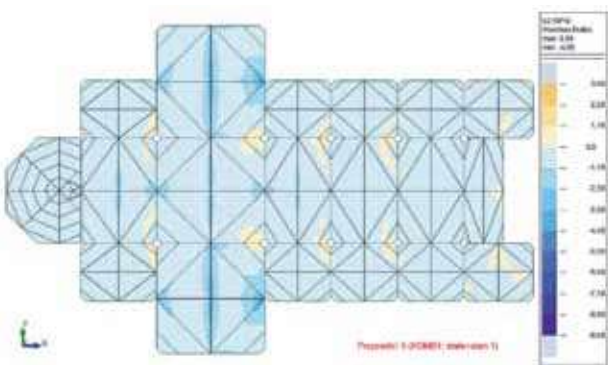


Rys. 9. Naprężenia σ_2 w warstwie górnej sklepień dla dotychczasowych deformacji górniczych
 Fig. 9. Stresses σ_2 in the upper layer of vaults for present mining deformation



Rys. 10. Naprężenia σ_2 w warstwie środkowej sklepień dla dotychczasowych deformacji górniczych

Fig. 10. Stresses σ_2 in the middle layer of vaults for present mining deformation



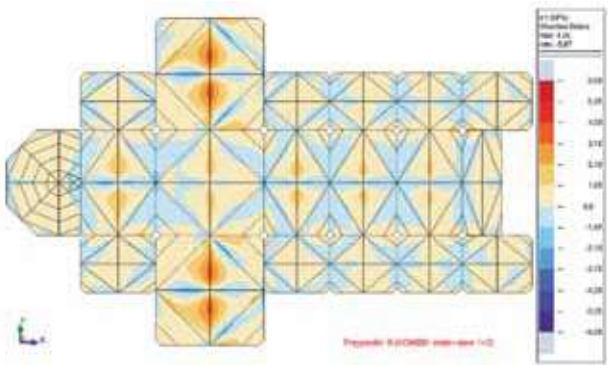
Rys. 11. Naprężenia σ_2 w warstwie dolnej sklepień dla dotychczasowych deformacji górniczych

Fig. 11. Stresses σ_2 in the lower layer of vaults for present mining deformation

wytrzymałości muru na ściskanie f_c . Koncentracje naprężeń (rys. 9 i 11) występują w miejscach znacznego zwiększenia przekroju elementów podporowych, co nie było wprowadzone do modelu numerycznego.

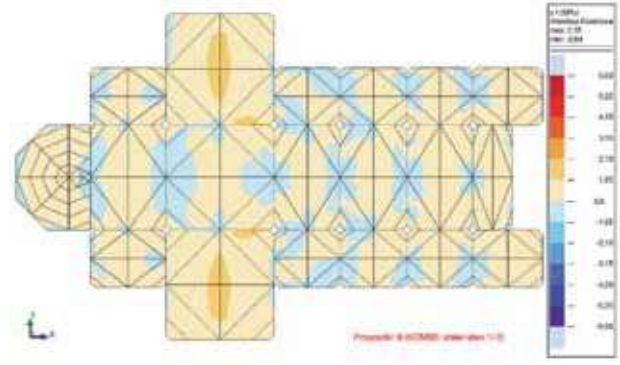
4.2. Naprężenia w sklepieniach kościoła dla prognozowanych deformacji podłoża

Główne naprężenia ściskające σ_2 i rozciągające σ_1 w sklepieniach kościoła dla sumarycznych – istniejących oraz prognozowanych deformacji podłoża pokazano na rysunkach 12 - 17.



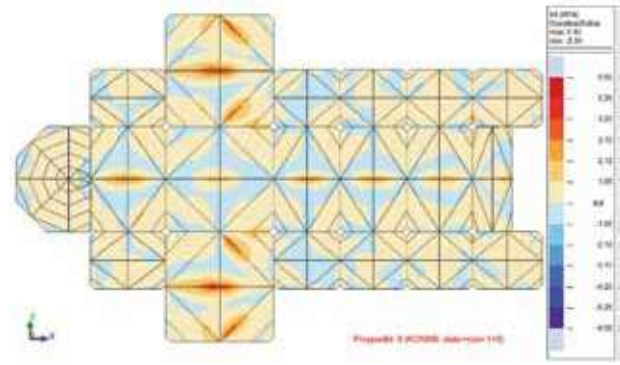
Rys. 12. Naprężenia σ_1 w warstwie górnej sklepień dla deformacji prognozowanych

Fig. 12. Stresses σ_1 in the upper layer of vaults for predicted deformation



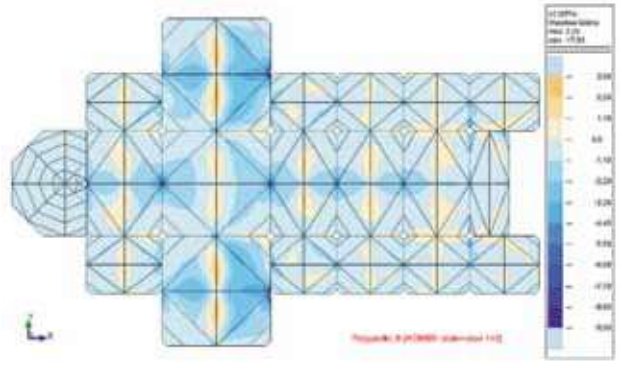
Rys. 13. Naprężenia σ_1 w warstwie środkowej sklepień dla deformacji prognozowanych

Fig. 13. Stresses σ_1 in the middle layer of vaults for predicted deformation



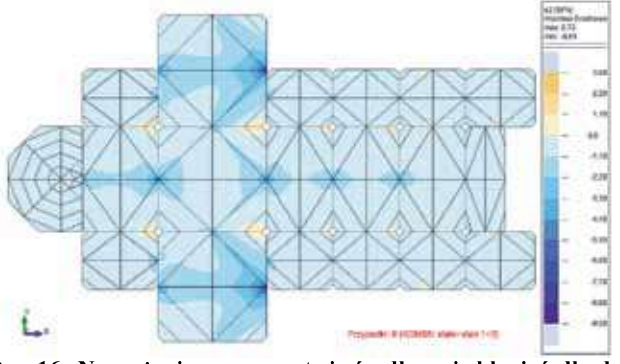
Rys. 14. Naprężenia σ_1 w warstwie dolnej sklepień dla deformacji prognozowanych

Fig. 14. Stresses σ_1 in the lower layer of vaults for predicted deformation



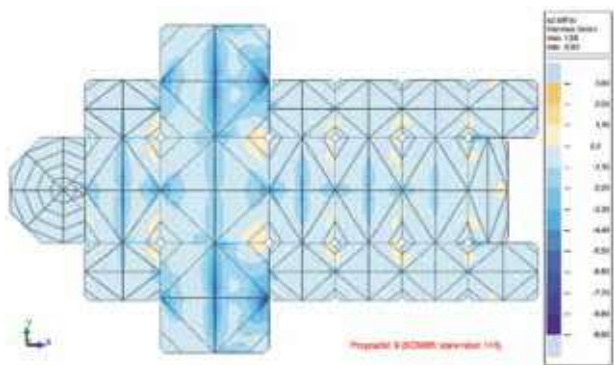
Rys. 15. Naprężenia σ_2 w warstwie górnej sklepień dla deformacji prognozowanych

Fig. 15. Stresses σ_2 in the upper layer of vaults for predicted deformation



Rys. 16. Naprężenia σ_2 w warstwie środkowej sklepień dla deformacji prognozowanych

Fig. 16. Stresses σ_2 in the middle layer of vaults for predicted deformation



Rys. 17. Naprężenia s_2 w warstwie dolnej sklepień dla deformacji prognozowanych

Fig. 17. Stresses s_2 in the lower layer of vaults for predicted deformation

Wyraźnie można zauważyć wzrost wartości naprężeń w górnej warstwie elementów sklepień wywołanych kolejnym wpływem krzywizny terenu. Najlepiej widoczne jest to w sklepieniach w osi transeptu, na zewnątrz od nawy głównej (rys. 12). Naprężenia rozciągające w tym miejscu przekraczają wytrzymałość na rozciąganie muru i wynoszą około 2,5 MPa, ale zanikają w niższych warstwach (rys. 13 - 14). Odwrotnie sytuacja będzie wyglądała w kierunku osi głównej kościoła, gdzie naprężenia rozciągające wzrosną na powierzchni dolnej sklepień do około 1,1 MPa. Naprężenia ściskające zostaną nieznacznie przekroczone i osiągną wartość -3,6 MPa, co pokazano na rysunkach 15 - 17. Świadczy to o giętym charakterze oddziaływań wywołanych przez deformacje podłoża. W takim przypadku należy spodziewać się intensyfikacji zarysowań, ale bez zagrożenia dla ogólnej nośności konstrukcji.

5. Podsumowanie i wnioski

Wiele obiektów historycznych na terenie Górnego Śląska zostało wzniesionych przed rozwojem górnictwa węglowego. Siłą rzeczy nie zostały one zabezpieczone na przejęcie wpływów deformującego się podłoża. Wielokrotna eksploatacja węgla pod takimi obiektami wywołała ich odkształcenia i uszkodzenia, co wymuszało prace remontowe i wzmacniające, które miały na celu umożliwienie normalnego użytkowania obiektów. Każde kolejne eksploatacje pokładów węgla będą wywoływały wpływy na obiekty i ewentualne uszkodzenia. Przedmiotem analizy jest określenie zachowania się jednego z takich obiektów pod wpływem prognozowanych deformacji terenu oraz czy nie będą zagrażały temu obiektowi.

Wartości wpływów dokonanej eksploatacji oraz prognozowanych odkształceń podłoża określono na podstawie danych dostarczonych przez przedsiębiorcę górniczego. Parametry materiałowe przyjęto na podstawie przeglądu obiektu. Model materiałowy zastosowany w obliczeniach był prosty – sprężysty i miał na celu jakościewo określenie wielkości sił wewnętrznych w sklepieniach. Geometria modelu numerycznego odpowiadała rzeczywistemu obiektowi. Obiekt zamodelowano jako ustrój panelowo-prętowy. Panelami zostały zamodelowane sklepienia oraz ściany, których grubości zostały przyjęte na podstawie inwentaryzacji. Model został podparty przegubowymi niepodatnymi podporami punktowymi w miejscach wygenerowanych węzłów siatki elementów skończonych pod wszystkimi ścianami w poziomie fundamentów. Głównymi wpływami oddziaływanymi na obiekt są nachylenie i krzywizna terenu. Wskaźniki te wprowadzano w postaci odpowiednich

przemieszczeń podpór modelu. Ze względu na wprowadzone usztywnienie konstrukcji kościoła w poziomie posadzki przez zastosowanie ściąągów i tarczy poziomej odkształcenia poziome nie zostały wprowadzone do modelu. Elementy wzmacniające w pełni przenoszą te oddziaływania.

Najbardziej odpowiedzialnym elementem konstrukcji, a zarazem pracującym w złożonym stanie naprężenia są sklepienia i one stanowią główny przedmiot analizy numerycznej. Elementy ścienne z otworami okiennymi oraz murowane kolumny zapewniały w modelu obliczeniowym odpowiednią sztywność konstrukcji i posłużyły do przekazania oddziaływań podłoża na sklepienia kościoła.

Analiza przeprowadzona została dwuetapowo. W pierwszym etapie wykonano obliczenia uwzględniające historyczne wpływy deformacji terenu, naprawy oraz wprowadzone wzmocnienia. W drugiej zaś części dodano prognozowane deformacje podłoża najbliższej eksploatacji węgla.

Przeprowadzona analiza numeryczna wpływów dotychczasowych deformacji podłoża (etap pierwszy) ukazuje obszary, w których stwierdzono podwyższony stan naprężeń, przekraczający wytrzymałość na rozciąganie materiału sklepień. Położenie tych obszarów odpowiada miejscom zarysowań stwierdzonym w inwentaryzacji uszkodzeń. Potwierdzenie aktualnego stanu konstrukcji obliczeniami numerycznymi umożliwiło przystąpienie do wykonania drugiego etapu obliczeń – wprowadzenia prognozowanych deformacji podłoża. Pozwoliło to na uznanie otrzymanych wyników obliczeń etapu drugiego za bardzo prawdopodobne.

Analiza wpływów odzwierciedlających prognozowane deformacje terenu wywoła dalsze wzrosty naprężeń w sklepieniach. Poziomy naprężenie w konstrukcji sklepień (rys. 12 - 17) osiągną wartość około 2,5 MPa i również będą większe od wytrzymałości na rozciąganie, ale tylko na jednej powierzchni przekroju. W części środkowej i dolnej wartości te spadają i nie są większe od wytrzymałości na ściskanie. Wytrzymałość na ściskanie zostanie przekroczone lokalnie i w niewielkim stopniu (-3,6 MPa). Spowoduje to powstanie większych zarysowań, ale nie będą one zagrażały jeszcze nośności konstrukcji.

Należy stwierdzić, że wprowadzenie sztywnego rusztu stalowego w poziomie wezłowi kolumn, na których opierają się sklepienia, w znacznym stopniu ograniczyło wielkości naprężeń w wyniku ograniczenia odkształceń. Ma to szczególne znaczenie dla konstrukcji poddanej oddziaływaniom krzywizny wklęsłej, która wywołuje w obiekcie skrócenie odległości pomiędzy punktami podporowymi w elementach znajdujących się powyżej fundamentów. Każda zmiana odległości punktów podporowych w sztywnych sklepieniach skutkuje uszkodzeniami tych elementów. Z tego też powodu niezbędna jest również stała kontrola zachowania się konstrukcji w momencie ujawniania się wpływów, a po ich całkowitym ujawnieniu naprawa zarysowań przez przemurowanie.

Zastosowanie prostego modelu materiałowego do analizy złożonego problemu konstrukcyjnego zostało wymuszone ograniczeniami programowymi. Należałoby poszukiwać programów komputerowych, które umożliwiają uwzględnienie bardziej zaawansowanego modelu materiałowego przy jednoczesnej możliwości analizy złożonych geometrycznie zagadnień. W takim przypadku można spodziewać się dokładniejszych wyników analiz, ale dla przedstawionego przypadku nie należy spodziewać się znaczących różnic wyników.

Literatura

BOŃCZYK N. 1883 - Stary kościół miechowski: obrazek obyczajów wiejskich w narzeczu górnośląskim, Bytom (<http://polona.pl/item/24988>).

- LABUS J. 2015 - Inwentaryzacja (część budowlana) budynku kościoła parafii rzymsko-katolickiej Świętego Krzyża (działka nr 158, 2030/157), LABUD Pracownia Projektowa inż. Janusz Labus, Bytom, materiał archiwalny, niepublikowany.
- LITEWKA A., SZOJDA L. 2005 - Fracture criterion for brittle rock-like materials. 11th International Conference on Fracture, 20-25 March 2005, Turin Italy, p. 361 and CD.
- MAJEWSKI S. 2003 - Mechanika betonu konstrukcyjnego w ujęciu sprężysto-plastycznym. Gliwice Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Monografia 45.
- PN-EN 1996-1-1+A1:2013-05 Eurokod 6 – Projektowanie konstrukcji murowych – Część 1-1: Reguły ogólne dla zbrojonych i niezbrojonych konstrukcji murowych.
- SZOJDA L. 2009 - Analiza numeryczna wpływu nieciągłych deformacji podłoża na budynki ścianowe. Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice, Monografia 223.
- SZOJDA L. 2010 - Elastic-plastic material model for brick-wall subjected to shear loading – numerical analysis versus laboratory tests. International Symposium on Plasticity and its Current Application „PLASTICITY’10”, 3-8 January 2010, St. Kitts and Nevis, pp. 295-297 and CD.

Artykuł wpłynął do redakcji – październik 2017
Artykuł akceptowano do druku 10.11.2017

Szanowni Czytelnicy!
Przypominamy o wznowieniu
prenumeraty „Przeglądu Górniczego”

Informujemy też, że od 2009 roku w grudniowym zeszycie P.G. zamieszczamy listę naszych prenumeratorów.