



Dr hab. inż. Marian KAWULOK, prof. Pol. Śl., itb_kawulok@pro.onet.pl
Inż. Krzysztof SOBIK, itb_gliwice@pro.onet.pl
Instytut Techniki Budowlanej
Oddział Śląski, Gliwice

WZMOCNIENIE BUDYNKU SAKRALNEGO NA ODDZIAŁYWANIA INTENSYWNEJ KRZYWIZNY TERENU GÓRNICZEGO

STRENGTHENING OF THE CHURCH BUILDING AGAINST ACTIONS OF AN INTENSIVE CURVATURE OF MINING AREAS

Streszczenie Budynek kościoła p.w. św. Krzyża w Bytomiu – Miechowicach podlegał w przeszłości wpływom eksploatacji górniczej. Od wielu lat prowadzone są w budynku prace budowlane, mające na celu usuwanie niekorzystnych skutków eksploatacji. W ramach wcześniej podejmowanej profilaktyki, obiekt zabezpieczono na poziome ruchy podłoża. Skutki ostatnich robót górniczych oraz możliwość oddziaływania wpływów kolejnych eksploatacji górniczych, wskazały na konieczność podjęcia dodatkowych wzmocnień konstrukcji. Zaproponowano założenie sztywnej płaszczyzny stężącej w górnym poziomie filarów kościoła. Rolą stężenia jest przeciwdziałanie wzajemnemu przemieszczaniu się wezłowi sklepień w poziomie. Elementy tego zabezpieczenia pozwolą na przejęcie dodatkowych obciążeń wynikających z pionowych ruchów podłoża.

Abstract The church building in the city of Bytom-Miechowice used to be subjected to the influences of mining activity. For many years building works have been conducted in the church in order to remove negative effects of the mining exploitation. Within the undertaken protection, the building was strengthened against the horizontal ground movements. The effects of latest exploitation as well as a risk of negative influence of the subsequent exploitations have revealed a necessity of additional strengthening of the structure. It has been proposed to establish a stiff plane in the upper level of the internal columns of the church. The primary aim of the bracing is to prevent against mutual horizontal replacement of the arch coussinets. The elements of this protection allow for taking over the additional forces which result from vertical ground movements.

1. Wprowadzenie

Budynki sakralne wykonane w konstrukcji tradycyjnej, o murowanych ścianach nośnych i opierających się na nich sklepieniach, a przy obiektach wielonawowych z pośrednimi filarami wewnętrznymi, charakteryzują się małą sztywnością przestrzenną oraz niską wytrzymałością na wszelkiego rodzaju oddziaływania powodujące przestrzenną deformację bryły oraz powstanie w konstrukcji sił rozciągających. Niekorzystny efekt tych oddziaływań jest potęgowany tym, że są to zwykle obiekty w rzucie poziomym o znacznych wymiarach i rozczłonkowanym kształcie oraz zróżnicowanym po wysokości ukształtowaniu przestrzennym bryły. Dlatego też budynki te są bardzo wrażliwe na wszelkiego rodzaju ruchy podłoża, w tym w szczególności powodowane podziemną eksploatacją górniczą.

Podstawowe zasady wzmocnienia budynków sakralnych na ciągle deformacje górnicze polegają na ograniczeniu lub zlikwidowaniu możliwości poziomych przemieszczeń fundamentów w płaszczyźnie posadowienia oraz przemieszczeń sklepień i łuków przekrycia kościoła w poziomie ich wezłowi. Usztywnienie fundamentów w płaszczyźnie posadowienia może w istotnym stopniu wyeliminować niekorzystny wpływ odkształceń poziomych gruntu na cały układ nośny. Natomiast usztywnienie budynku w płaszczyźnie wezłowi teoretycznie eliminuje wpływ krzywizny terenu górniczego na konstrukcję łuków i sklepień oraz prowadzi do zmniejszenia jej niekorzystnych efektów w słupach układu nośnego [1]. Ponadto wzmacnia się także ściany zewnętrzne, co zazwyczaj polega na obwodowym ich skotwieniu w poziomie fundamentów i wezłowi, lub w miarę uzasadnienia także w poziomach pośrednich.

Opisywany w referacie budynek sakralny został już wcześniej wzmocniony na wpływy wynikające z eksploatacji górniczej. Jednak w czasie ostatniej eksploatacji uległ on istotnym uszkodzeniom spowodowanym oddziaływaniem krzywizny terenu. Z uwagi na planowane dalsze roboty górnicze w rejonie jego posadowienia, zachodzi konieczność zwiększenia odporności budynku na przewidywane wpływy.

2. Opis obiektu

Przedmiotowy budynek kościoła położony jest w Bytomiu – Miechowicach. Został wzniesiony w latach 1856-1865 w stylu neogotyckim. Jest to obiekt zabytkowy.

Kościół wykonano na planie krzyża o wymiarach rzutu poziomego 49,1m x 27,0m (rys 1a). Jest to obiekt o rzucie symetrycznym, trójnawowy z transeptem. Część główna kościoła składa się z nawy środkowej o wysokości ok. 13,6m oraz dwóch naw bocznych o wysokości ok. 11,6m. Od strony wejścia wykonana jest wieża o wysokości ok. 40 m.

Konstrukcję nośną obiektu stanowią ściany zewnętrzne wykonane w konstrukcji mурowej oraz filary wewnętrzne, o wysokości ok. 9,4m, wspierające przekrycie kościoła. W kierunku poprzecznym filary są rozstawione w odległości ok. 8,5m i wydzielają nawę środkową (rys. 3). W kierunku podłużnym rozstaw filarów wynosi ok. 5,5m, a w transepcie 8,5m. W liniach filarów zewnętrzne ściany podłużne są wzmocnione przyporami. Przekrycie kościoła stanowią sklepienia żebrowe typu gwiazdowego o grubości 12cm. Konstrukcję nośną sklepień tworzą żebra o wymiarach 24cm x 24cm, ułożone na górnej powierzchni sklepień. Mury ścian i filarów wykonane są z cegły ceramicznej pełnej, a sklepienia i żebra z cegły ceramicznej dziurawki.

Mury fundamentowe wykonane zostały z piaskowca. Więźba dachowa jest drewniana.

W celu przystosowania obiektu do lepszego przejmowania dodatkowych oddziaływań wynikających z górniczych deformacji terenu wykonano, w okresie jego użytkowania, następujące wzmocnienia konstrukcji:

- ściągi stalowe, wbudowane w poziomie wezłowi sklepień, w latach 1950 – tych,
- ściągi-rozpory, założone w poziomie posadowienia, w latach 1950 - tych i w 1998 r,
- zewnętrzną żelbetową tarczą usztywniającą, wykonaną w 1976 r.

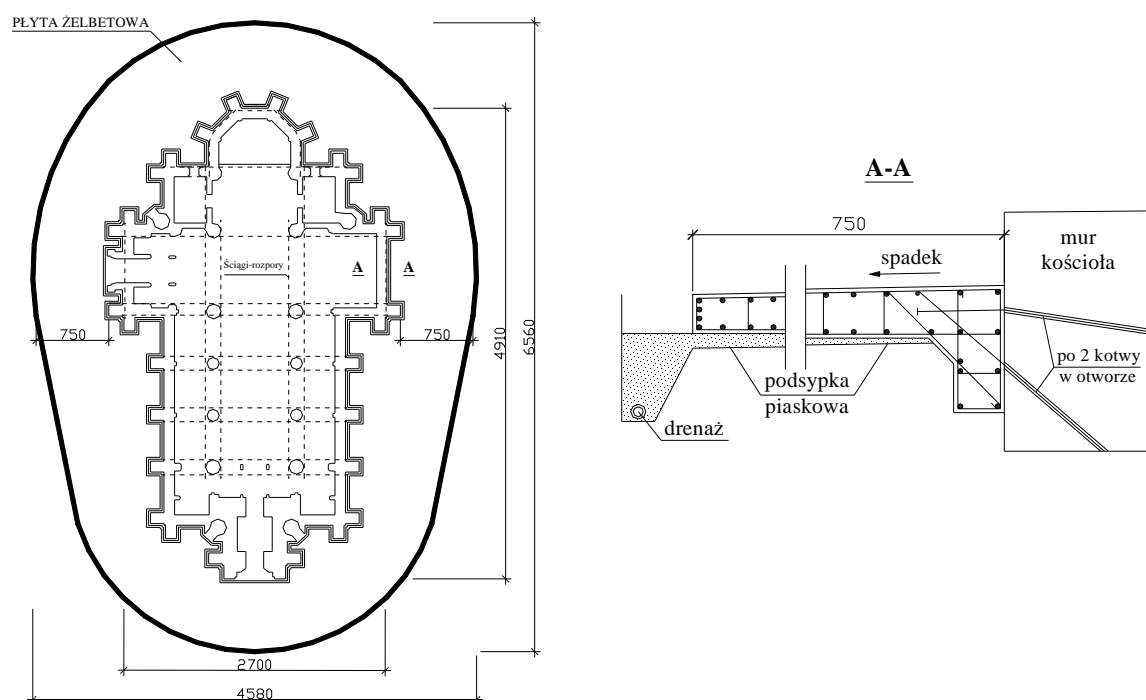
Ściągi stalowe przebiegają w kierunku poprzecznym i podłużnym budynku kościoła, w osiach filarów. W sumie założono: 2 ściągi poprzeczne wzdłuż transeptu, trzy ściągi poprzeczne w części głównej kościoła oraz dwa ściągi podłużne biegnące wzdłuż osi obydwu rzędów filarów (por. rys. 1a). Wewnątrz kościoła ściągi są przepuszczone przez filary w dwóch prostokątnych kierunkach, na zasadzie przewiercenia przez filar. Poza filarami ściągi są połączone za pomocą śrub rzymskich, umożliwiających ich regulację. Zakotwienie ściągow w ścianach zewnętrznych kościoła następuje w przyporach, za pomocą blach

oporowych. Ściagi mają przekrój $\varnothing = 32$. Zakładając, że wykonane są najprawdopodobniej ze stali STOS ($R_a = 195$ MPa), można szacować ich nośność na rozciąganie na 157 kN

W poziomie posadowienia założono ściagi-rozpory w liniach pokrywających się z górnymi ściągami stalowymi. Ściagi między filarami wewnętrznymi kościoła są dwudzielne. W ten sposób każdy filar obejmują po dwa ściagi biegnące w kierunku podłużnym i poprzecznym kościoła, uniemożliwiając przemieszczenia poziome jego podstawy. Ściagi są prawdopodobnie wykonane jako pręty stalowe obetonowane i zakotwione w zewnętrznych ścianach fundamentowych. Układ ściągów, pokazany na rys. 1a, wytwarza wewnątrz kościoła mało odkształcalną powierzchnię.

Schemat tarczy usztywniającej, wykonanej w formie żelbetowej płyty obejmującej cały rzut kościoła, według koncepcji Ledwonia [2], jest pokazany na rys.1. Minimalna szerokość płyty poza obrys kościoła wynosi 7,50 m. Płyta jest krzyżowo zbrojona dołem i górą. Połączona jest ze ścianami zewnętrznymi kościoła.

Naklejono także, po obydwu stronach sklepień siatkę z włókna szklanego na kleju Atlas.



Rys. 1. Rzut poziomy kościoła wzmocnionego zewnętrzną płytą żelbetową i ściągami-rozporami

3. Dane o eksploatacji górniczej

Eksploatacja górnicza zarówno w filarze ochronnym kościoła, jak również w rejonach przyległych, była prowadzona od 1944r. W okresie od 1950 r. do 2002 r. wybierano w filarze węgiel w 13 pokładach, o grubości od 1,2 m do 3,0 m, zalegających na głębokości od 270m do 800m. Pierwszą eksploatację bezpośrednio pod obiektem kościoła przeprowadzono w 1950 r. Eksploatowano w większości pokłady na zawał, rzadziej na podsadzkę suchą lub płynną.

Skutkiem dokonanej eksploatacji górniczej do 2002r. było obniżenie budynku kościoła o wartość około 13,6 m.

Ostatnią eksploatację w tym rejonie prowadzono w latach 2003-2004, z pełnym przejściem pod budynkiem kościoła. Pokład o grubości 2,4 m, zalegający na głębokości 800 m był

wybijany na zawał. W wyniku tej eksploatacji budynek kościoła uległ znacznym uszkodzeniom, opisanym w p. 4. Uszkodzenia te znacznie przewyższały swoim rozmiarem szkody jakie powinny by powstać od prognozowanych deformacji terenu, określonych dla przeprowadzonej eksploatacji górniczej. Można przypuszczać, że bardzo niekorzystny wpływ na zachowanie się konstrukcji kościoła miało duże zruszenie górotworu, spowodowane dotychczasową, intensywną eksploatacją górniczą.

W rejonie kościoła planowana jest dalsza, równie intensywna eksploatacja górnicza w kilku pokładach.

4. Deformacje i uszkodzenia kościoła rejestrowane podczas ostatniej eksploatacji górniczej

W okresie prowadzonych pomiarów – od 07.08.2000 r do 25.07.2005 r budynek kościoła uległ obniżeniu od 4,13 m do 4,58 m. Sumaryczne obniżenie kościoła wskutek dokonanej eksploatacji górniczej wynosi więc ok. 18 m.

Wyniki pomiarów wysokościowych umożliwiły, dla podanego wyżej okresu czasu, określenie zmiany promieni wygięcia kościoła w kierunku równoległym do ścian podłużnych. Z pomiarów tych wynika, że w kierunku podłużnym kościoła nastąpiło wygięcie murów do krzywizny wklęsłej. Wzdłuż obydwu ścian podłużnych ostatecznie ukształtowały się promienie krzywizny na poziomie $R \cong -4$ km do -5 km. Należy nadmienić, że wklęsłe wygięcie ścian podłużnych kościoła obserwowano przez cały czas prowadzenia pomiarów.

Wygięcie konstrukcji w kierunku podłużnym do krzywizny wklęsłej powodowało, że podłużne ściągi stalowe, założone w poziomie wezłowi sklepień, w ogóle nie pełniły żadnej roli konstrukcyjnej, gdyż niektóre z nich uległy lekkiemu obwiśnięciu.

W kierunku poprzecznym kościoła nie otrzymano na tyle jednorodnych i konsekwentnych wyników. Można jedynie określić, że w części prezbiterialnej były tendencje do kształtowania się krzywizny wypukłej, a od strony wieży były tendencje do kształtowania się krzywizny wklęsłej.

Przeprowadzono także pomiary wychyleń filarów wewnętrznych kościoła. Wychylenie było zróżnicowane co do wartości, lecz miało mniej więcej wspólny azymut. W kierunku podłużnym kościoła wychylenie filarów wynosiło od 17,3 ‰ do 24,9 ‰, natomiast w kierunku poprzecznym zawierało się w granicach do 11,2 ‰. Największe wypadkowe wychylenie filara wynosiło 25,6 ‰. Oznacza to, że przemieszczenie poziome jego głowicy względem poziomu posadzki wynosiło 181 mm.

Zarejestrowano natomiast mniejsze wychylenie wieży, o wartości wypadkowej w granicach ok. 20 ‰.

W wyniku wpływów eksploatacji górniczej prowadzonej w latach 2002 – 2004 wystąpiły liczne i znaczne spękania i zarysowania sklepień i ścian, przede wszystkim w obrębie transeptu i części prezbiterialnej.

Rozwartość spękań sklepień dochodziła w niektórych przypadkach do kilku centymetrów i istniała obawa o ich stateczność. Spękania te miały charakter wskrośny i często obejmowały także żebra nośne, skonstruowane po zewnętrznej stronie sklepień. Szczególnie intensywne uszkodzenia sklepień występowały w rejonach zworników, wykształconych w formie rozety.

Równie mocne uszkodzenia wystąpiły w krawędziach połączeń sklepień ze ścianami czołowymi transeptu. Rozwartość zarejestrowanych w tych miejscach spękań dochodziła nawet do 5 cm.

Mniejszą intensywność uszkodzeń rejestrowano w ścianach, poniżej poziomu wezłowi sklepień. Uszkodzenia tam występujące miały charakter lokalnych rys, o rozwartości co najwyżej kilku milimetrów.

Naprawa bardzo silnie uszkodzonych wewnętrznych elementów murowych, głównie konstrukcji sklepień, a w pewnej części także ścian, polegała na zastosowaniu systemu HELIFIX, który polega na wprowadzeniu w mur specjalnych prętów wykonanych z nierdzewnej stali austenicznej HeliBar, osadzonych na żywicach i modyfikowanych zaprawach cementowych¹. Kotwienie ścian i naprawa sklepień łukowych nastąpiła z zastosowaniem prętów $\varnothing 13 - 14$ mm

W murach zewnętrznych pojawiły się lokalne rysy, szczególnie o przebiegu pionowym na krawędziach załomów obrysu rzutu poziomego lub w partiach bezpośrednio do nich przyległych. Uszkodzeniom uległy również maswerki witraży, blachy pokrycia dachowego, wraz z konstrukcją nośną dachu. Znacznemu wychyleniu uległa ściana attyki kościoła, powodując w ten sposób zagrożenie jej stateczności. Attyka została w trybie awaryjnym wzmocniona. Miejscowemu uszkodzeniu uległy także w kilku miejscach płytki posadzkowe.

5. Koncepcja wzmocnienia kościoła

W ramach wcześniej podejmowanej profilaktyki obiekt zabezpieczono na ruchy poziome podłoża poprzez usztywnienie konstrukcji w poziomie posadowienia. Wykonane zabezpieczenie zapewnia przejmowanie sił pochodzących od ruchów poziomych gruntu i praktycznie uniemożliwia przemieszczenia ścian i filarów w płaszczyźnie założonego usztywnienia.

Na skutek bardzo dużych uszkodzeń spowodowanych ostatnią eksploatacją zachodzi potrzeba poprawienia odporności obiektu na wpływy pionowych deformacji terenu. Uwzględniając wykonane już zabezpieczenia, racjonalnym rozwiązaniem w tym zakresie jest założenie stężenia poziomego, uniemożliwiającego poziome przemieszczenia węzłowi sklepień. Mając na uwadze rozmiar ostatnich szkód w budynku, oprócz prętów podłużnych i poprzecznych, przewidziano także założenie ściąągów przekątnych. Tego rodzaju stężenie powinno ograniczyć wzajemne ruchy podpór sklepień w dowolnym kierunku poziomym. Nie ma niestety praktycznej możliwości usztywnienia konstrukcji w płaszczyźnie pionowej.

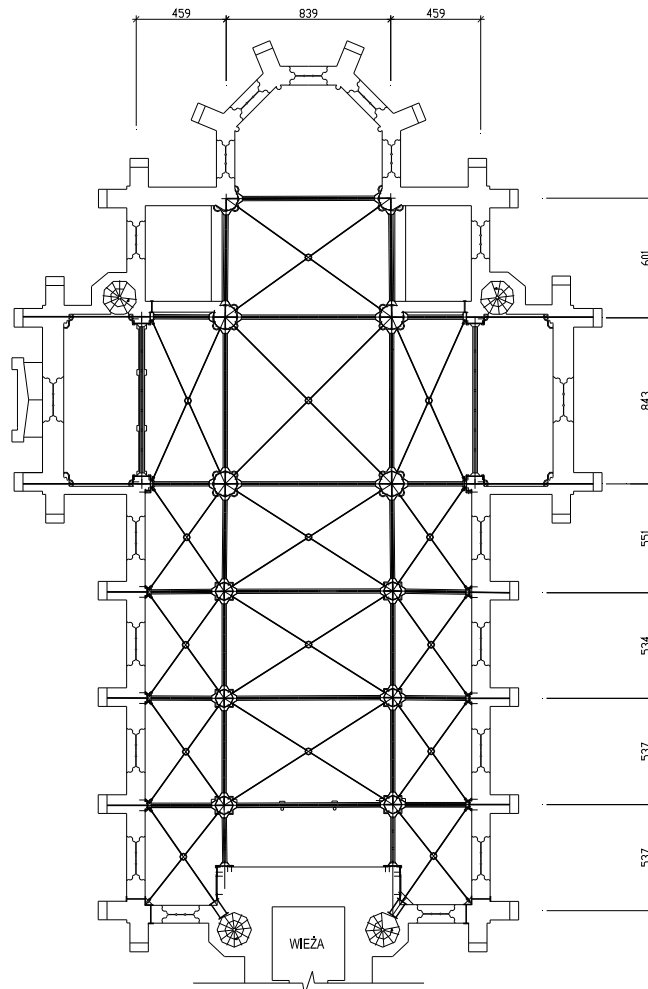
Przyjęty schemat stężenia przedstawiono na rys. 2. Przewidziano jego założenie w górnym poziomie głowic filarów, bezpośrednio pod węzłowym sklepień.

Zabudowa poprzecznych i podłużnych ściąągów-rozpór stalowych pozwoli na zminimalizowanie skutków szkodliwych wpływów krzywizny, wynikających z niecki wklęsłej i wypukłej.

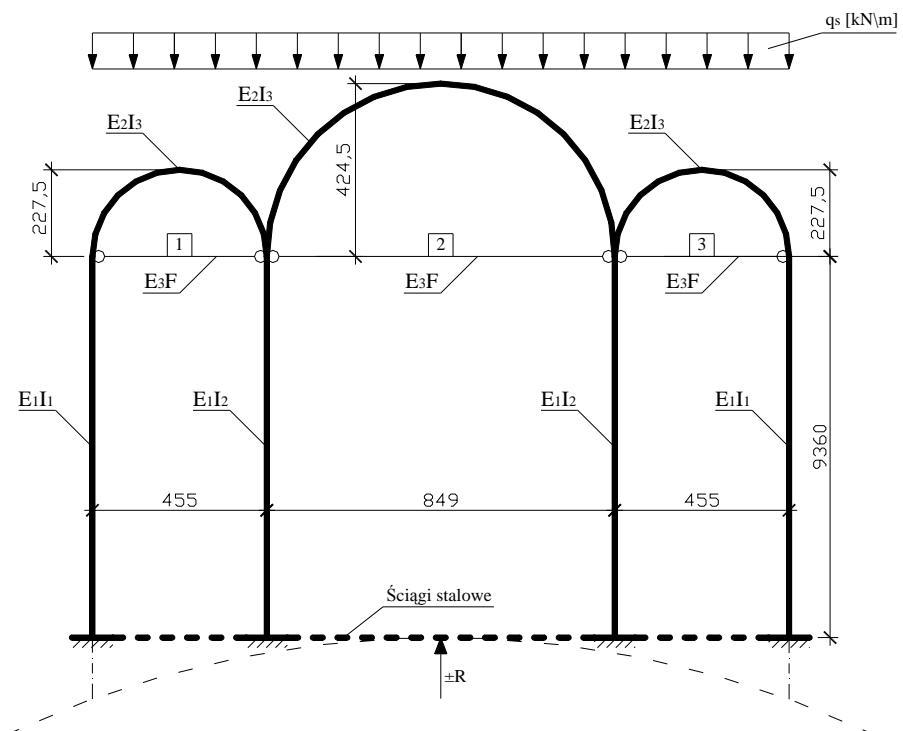
Przy wystąpieniu krzywizny ukośnej możliwa jest deplanacja pierwotnego rzutu poziomego podpór sklepień. W celu jej ograniczenia należy w polach wyznaczonych przez ortogonalnie usytuowane ściąagi wprowadzić ściąagi przekątne, tzw. krzyż Andrzeja. Stężenie to przeciwdziała efektom skręcania budynku oraz wzmacnia jego odporność na oddziaływanie ukośnych deformacji terenu.

W celu oszacowania sił wewnętrznych w konstrukcji przeprowadzono analizę statyczną budynku zarówno w kierunku poprzecznym jak i podłużnym. W przyjętym schemacie statycznym (rys. 3.), uwzględniono odpowiednią sztywność elementów konstrukcyjnych, która znacząco wpływa na wartości sił w przekrojach.

¹ Projekt naprawy konstrukcji sklepień za pomocą systemu HELIFIX opracował mgr inż. R. Wąsowski, a wykonało przedsiębiorstwo BUDOSPRZĘT w Bytomiu.



Rys. 2. Schemat stężenia budynku kościoła



Rys. 3. Schemat statyczny w kierunku poprzecznym

Do wyznaczenia podstawowej kombinacji obciążeń przyjęto obciążenia stałe (ciężar własny konstrukcji) oraz obciążenia użytkowe w postaci oddziaływań górniczych, tj.: krzywizny i nachylenia terenu. W obliczeniach przyjmowano wskaźniki deformacji terenu odpowiadające IV kategorii górniczej terenu, czyli $R = \pm 4 \text{ km}$, $T = 15 \%$. Ostatecznie dla rozpatrywanego modelu obliczeniowego uzyskano maksymalne wartości sił wewnętrznych w poszczególnych przekrojach, które przedstawiono w tabl. 1.

Tablica 1. Maksymalne siły w ściąгах poprzecznych

Nr Pręta	Krzywizna terenu $\pm N_R$ [kN]	Nachylenie terenu $\pm N_T$ [kN]	Siła sumaryczna $\pm N$ [kN]
1,3	106,75	1,14	107,89
2	116,85	3,23	120,08

Podobny schemat statyczny oraz sposób jego obciążenia przyjęto na kierunku podłużnym do budynku kościoła. Uzyskane wartości sił wewnętrznych są jednak znacznie mniejsze, a maksymalna siła osiowa w ściągu podłużnym wynosi 31,19 kN.

Opracowano projekt konstrukcji stężenia w dwóch wariantach.

Wariant I - z wykorzystaniem istniejących ściągow¹.

Obliczona maksymalna siła w pręcie stężenia wynosi 120,08 kN. Nośność istniejących ściągow wynosi natomiast 157 kN. Pod warunkiem doprowadzenia istniejących ściągow do stanu efektywnego, to znaczy nadania im naciągu wstępnego, mogą one przejmować obliczoną siłę rozciągającą. Siłę ściskającą przejmować powinny dodatkowe elementy rozporowe. W tym celu wzdłuż ściągow należy założyć rozpory stalowe, wykonane z dwóch ceowników 160 mm oraz 140mm. Rozwiązanie to wymaga skonstruowania odpowiednich oparć rozpór stalowych na filarach oraz na ścianach zewnętrznych, które zapewni przekazywanie wyłącznie siły ściskającej, na zasadzie docisku, jak również uzyskanie dostatecznego naciągu istniejących ściągow.

Wariant II - z demontażem istniejących ściągow².

Wariant ten wymaga demontażu istniejących ściągow stalowych. Założone pręty należy zaprojektować jako pracujące na rozciąganie lub ściskanie. Jako stężenia na kierunku poprzecznym i podłużnym zastosowano rury stalowe okrągłe Rbs 133x8 i Rbs 88,9x6,3, łączone przy podporach za pomocą nakrętek napinających rurowych. Rozwiązanie to wymaga zastosowania w strefach podporowych - na filarach opasek stalowych oraz wykonania zakotwienia prętów w ścianach zewnętrznych. Połączenia te muszą być przystosowane do przenoszenia siły rozciągającej i ściskającej.

W obydwu wariantach pręty przekątniowe konstruuje się jako pręty wiotkie, przejmujące wyłącznie siłę rozciągającą.

Tak wykonane usztywnienie, pracujące na ściskanie lub rozciąganie, usztywnia węzłowa sklepień w przypadku wystąpienia krzywizny podłużnej lub poprzecznej, zarówno wklęsłej jak i wypukłej, usytuowanej ortogonalnie i ukośnie względem osi obiektu.

¹. Projekt techniczny opracowano przy współpracy inż. Z. Sojki

². Projekt techniczny opracował inż. K. Sobik, w ramach pracy dyplomowej

Podstawowa różnica pomiędzy obydwooma wariantami polega na konstrukcji połączeń usztywnienia z filarami oraz ze ścianami zewnętrznymi:

- w wariancie I, połączenia te przejmują tylko siły ściskające, co może następować na zasadzie docisku,
- w wariancie II, połączenia muszą być dostosowane do przejmowania sił rozciągających i ściskających.

Należy podkreślić, że obydwa rozwiązania wymagają odpowiedniego dopasowania elementów konstrukcyjnych na miejscu budowy.

6. Uwagi końcowe

Do realizacji został przyjęty wariant I. Obecnie trwają prace przygotowawcze do jego wykonania, które ma nastąpić w bieżącym roku. Wykonanie wzmocnienia w znacznym stopniu powinno zmniejszyć efekt szkodliwych wpływów krzywizny terenu oddziałujących na budowlę, a tym samym ograniczyć negatywne skutki eksploatacji górniczej. Nie można jednak wykluczyć konieczności podejmowania działań doraźnych w trakcie ujawniania się wpływów eksploatacji górniczej.

Należy mieć na uwadze, że ochrony obiektów sakralnych nie można traktować wyłącznie w sferze bezpieczeństwa konstrukcji. Powinna być zapewniona także ciągłość użytkowania, przy możliwie małym obniżeniu własności użytkowych tych obiektów. Powinny być także uwzględnione wymagania architektoniczno-estetyczne.

Mimo zabytkowego charakteru przedmiotowego kościoła, konserwator zabytków wyraził zgodę na wykonanie i założenie wzmocnienia. W ten sposób uwzględnił konieczny w takich przypadkach kompromis między wymaganiami konserwatorskimi a potrzebą dalszego prowadzenia wydobywania złoża, przy zachowaniu warunków bezpieczeństwa obiektu i ograniczeniu skutków robót wydobywczych.

Literatura

1. Kawulok M.: Obiekty sakralne na terenach górniczych. Materiały VII Konferencji Naukowo-Technicznej „REW-INŻ'2006”: INŻYNIERYJNE PROBLEMY ODNOWY STAROMIEJSKICH ZESPOŁÓW ZABYTKOWYCH. Politechnika Krakowska. Kraków 2006.
2. Ledwoń J.A.: Budownictwo na terenach górniczych. Arkady, Warszawa 1983.