

Jerzy Jasieńko*, Angelo Di Tommaso**, Łukasz Bednarz*, Susanna Casacci**,
Krzysztof Raszczuk*

Analiza porównawcza – wieże zagrożone zawaleniem w Polsce i we Włoszech: różne przyczyny, podobne problemy

Comparative analysis of collapsing towers in Poland and Italy: different causes, similar problems

Słowa kluczowe: Słowa kluczowe: mur, wieża,
zawalenie się, monitoring, diagnostyka, wzmocnienie

Key words: masonry, tower, collapse,
monitoring, diagnostic, provisional strengthening

1. WPROWADZENIE

Występujące w krajobrazie europejskim historyczne wieże to oczywiście konstrukcje o wymiarach poprzecznych znacznie mniejszych od wysokości. Ze statycznego punktu widzenia konstrukcje te pracują jako wspornik utwierdzony w fundamencie, obciążony działaniem wiatru w kierunku poziomym, śniegiem, obciążeniem sejsmicznym [2], wyjątkowym oraz obciążeniem stałym i użytkowym. Wieże miały i mają różne funkcje. Szczególnie popularne było wznoszenie wież w architekturze średniowiecznej, przede wszystkim jako obronnych i kościelnych – zarówno wolno stojących (kampanile, dzwonnice), jak i stanowiących część budynku kościoła, zamku, obwarowań obwodowych etc.

Przedstawienie w pracy dwóch przykładów wież pochodzących z różnych części Europy (z Polski i Włoch), wzniesionych w zbliżonym okresie, ma na celu przybliżenie różnych typów spotykanych obciążeń prowadzących do uszkodzeń, awarii i katastrof. Analiza różnych przypadków może pomóc w poznaniu pracy statycznej i dynamicznej tego typu konstrukcji, co może być pomocne w ich monitoringu, naprawie i wzmocnianiu [4, 5, 6].

1. INTRODUCTION

In European landscapes, historical towers are structures of small width in relation to their height. From a static behaviour point of view, the structure rests on a support embedded in the foundation and is affected by loading caused by blowing winds, weight of snow in winter, seismic events [2], as well as various kinds of unusual loads and by loading from the structure itself and the way it is used. Both historically and today, towers had a variety of uses. The most popular motivation for building towers in the Middle Ages related to defensive and religious functions – in the case of both free-standing towers (campaniles, bell-towers) and those integrated into the church building, castle or defensive walls.

Presentation of two tower examples located in different parts of Europe (Poland and Italy) and built in more or less the same period is motivated by a desire to understand better the different types of loadings experienced and how these lead to damage, malfunction and catastrophe. Comparative analysis of different cases contributes to understanding better the static and dynamic

* Politechnika Wrocławska, Wrocław, Polska

** Uniwersytet Bolonii, Bologna, Włochy

* *Wroclaw University of Technology, Wroclaw, Poland*

** *University of Bologna, Bologna, Italy*

Cytowanie / Citation: Jasienko J., Di Tommaso A., Bednarz L., Casacci S., Raszczuk K. Comparative analysis of collapsing towers in Poland and Italy: different causes, similar problems. *Wiadomości Konserwatorskie – Journal of Heritage Conservation* 2015;43:38-50

Orzymano / Received: 2015-07-06 • **Zaakceptowano / Accepted:** 2015-08-10

doi:10.17425/WK43COLLAPSING

Praca dopuszczona do druku po recenzjach

Article accepted for publishing after reviews

2. WIEŻA KOŚCIOŁA W OTYNIU (POLSKA)

2.1. Historia i architektura wieży

Pierwsze wzmianki o Otyniu jako mieście pochodzą z 1313 r. Wcześniej mogła w tym miejscu istnieć osada, którą później lokowano na prawie polskim. Był to okres intensywnej kolonizacji Śląska, prowadzonej przez książąt piastowskich. Otyń posiadał prawa miejskie w latach 1329–1945. W latach 1649–1776 miasto należało do zakonu jezuitów. Obecnie jest miejscowością liczącą około 1300 mieszkańców. Jedną z pierwszych budowli (potwierdzonych w literaturze) w mieście był kościół, którego budowę prowadzono w latach 1329–1332. Budynek kościoła (ryc. 1, ryc. 2) to obiekt wolnostojący, jednokondygnacyjny z poddaszem, z jedną wieżą, kilkukondygnacyjną, zlokalizowaną od frontu, z wejściem głównym do kościoła. Nawa główna kościoła przekryta jest sklepieniem sieciowym, a prezbiterium przekryte sklepieniem kolebkowym z lunetami.

Kościół wzniesiony został na rzucie wielu prostokątów. Nawy, prezbiterium, wieżę, zakrystię, przedsionki i kaplice rozmieszczono symetrycznie przy dłuższych



Rys. 1. Widok kościoła w Otyniu – przełom XIX i XX w. (fot. www.parafia-otyń.pl)

Figure 1. View of the church in Otyń – late 19th/early 20th century (photo www.parafia-otyń.pl)



a)



b)



c)



d)

Rys. 2. Widok kościoła w Otyniu, a) przed katastrofą (fot. T. Zuk), b) przed katastrofą (fot. PINB), c) w trakcie i d) po katastrofie (fot. www.parafia-otyń.pl)

Fig. 2. View of the church in Otyń a) prior to collapse (photo T. Zuk), b) prior to collapse (photo PINB), c) during the collapse d) after collapse (photo www.parafia-otyń.pl)

behaviour of these type of structures, which is helpful in monitoring, repair and strengthening work [4, 5, 6].

2. THE CHURCH TOWER IN OTYŃ (POLAND)

2.1. Tower history and architecture

The earliest references to Otyń date back to 1313. A settlement most probably existed here prior to this date, which came to be recognized as a town under Polish law. This was the period of intensive colonization of Silesia by Piast Princes. Otyń had municipal rights in the years 1329–1945. In the years 1649–1776, the town belonged to the Jesuit Order. Today it is a settlement numbering 1300 inhabitants. One of the first town buildings (confirmed in the literature) was a church, which was built in the years 1329–1332. It was built as a free-standing, one-storey building with an attic (fig. 1, fig. 2) and with a single several storey high tower located in the front part comprising the main church entrance. The main nave in the church is covered by a Lierne rib vault ceiling, whereas the presbytery is covered by a barrel vault ceiling with lunettes.

The church was built on a floor-plan based on multiple rectangular forms. The nave, presbytery, tower, vestry, vestibule and chapels are located symmetrically along the longer sides. The roof over the nave and presbytery is gabled. The north chapel by the presbytery is covered with a mono-pitched roof. The gabled roof over the main nave, presbytery and chapels is made of ceramic tiles (monk and nun tiles and rectangular Dutch tiles). The external tower walls are made of stone, full bricks and bog iron. The main entrance to the church building leads through the tower (on the longitudinal axis of the church) (fig. 3).

Over a period of nearly 600 years, the church in Otyń was subjected to numerous renovations and reconstructions related to expansion of the church building, chang-

bokach założenia. Dachy nawy i prezbiterium są dwuspadowe. Dach północnej kaplicy przy prezbiterium jest pulpitowy. Dwuspadowe dachy korpusu nawowego, prezbiterium i kaplic kryte są ceramiczną dachówką (mnich-mniszka oraz holenderska prostokątna). Ściany zewnętrzne wieży z kamienia, cegły pełnej oraz rudy darniowej. Przez wieżę (na osi podłużnej kościoła) prowadzi wejście główne do budynku kościoła (ryc. 3).

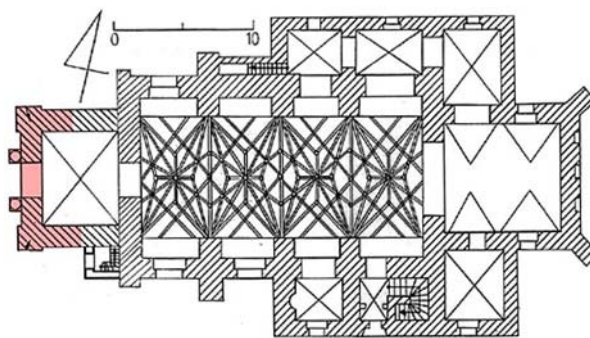
Przez prawie 600 lat kościół w Otyniu poddawano wielu remontom i przebudowom związanym z rozbudową kościoła, zmianami trendów w stylach architektonicznych i klęskami żywiołowymi – częste pożary. Budowę wieży kościelnej zakończono w 1607 r., a pod koniec XVIII w. wprowadzono stalowe ściągi spinające konstrukcję wieży. W 2006 r. wykonano prace remontowe oraz konserwatorskie elewacji kościoła (w tym również wieży).

Wieża zlokalizowana od strony zachodniej kościoła była murowanym prostopadłościanem o orientacyjnych wymiarach ok. $9 \times 8,5 \text{ m} \times 29,6 \text{ m}$, przykrytym dachem czterospadowym (piramidalnym, namiotowym) z blachy miedzianej o rzędnej punktu szczytowego na poziomie $+34,6 \text{ m}$. Cała konstrukcja wieży w obrysie ścian zewnętrznych była murowana. W wieży można było wydzielić 5 kondygnacji: 0, I, II, III, IV. Wieża była ujęta w narożach zachodnich pilastrami, podzielona międzykondygnacyjnymi gzymsami. Tynki w parterze były boniowane, a w wyższych partiach gładkie, gruboziarniste. W kondygnacji I, II i IV wieży znajdowały się półkolistie zamknięte otwory okienne obramione opaskami. W kondygnacji III zlokalizowano zegar, który również znajdował się w niszy okiennej. Otwory okienne przesklepione były łukami odcinkowymi (łękami) z cegły. Dach wieży był zwieńczony kulą z krzyżem.

Wejście do kruchty wieżowej zdobił portal w porządku toskańskim, zwieńczony trójkątnym tympanonem podpartym dwoma kolumnami. Dwie kolumny flankujące wejście dźwigały klasyczne belkowanie z fryzem tryglifowym. Zmiana grubości murów następowała od strony wewnętrznej i zewnętrznej wieży (obustronne odsadzki) i zmieniała się od ok. $2,00\text{--}2,25 \text{ m}$ u podstawy wieży do ok. $1,00 \text{ m}$ u jej szczytu.

2.2. Materiały

Kościół wraz z wieżą zbudowano w sposób typowy i tradycyjny dla monumentalnych obiektów sakralnych tego rejonu Europy, powstałych kilkaset lat temu. Wieżę zrealizowano w technologii murowanej, kamienno-ceglanej na zaprawie wapiennej z dodatkiem gliny. Mury wznoszono w formie jednowarstwowej, dwuwarstwowej i trójwarstwowej (ceglane lica zewnętrzne z rumoszem wewnętrznym – fragmenty cegieł, kamień polny o kształcie zróżnicowanym, powierzchniach gładkich i ruda darniowa oraz zaprawa). Granica pomiędzy murem jednowarstwowym a trójwarstwowym nie jest wyraźna. W niektórych częściach widać zasadniczą część murów oraz oblicowanie z cegły. Im grubszy mur, tym bardziej wyrazista technologia. Do budowy murów użyto lokalnego budulca, jakim jest ruda darniowa.



Ryc. 3. Rzut kościoła w Otyniu z oznaczeniem (kolor czerwony) fragmentu wieży, który uległ zawaleniu

Fig. 3. Floor plan of the church in Otyn denoting (red colour) the tower fragment, which collapsed

ing trends in architectural styles and disasters – frequent fires. Construction of the church tower was completed in 1607, whereas towards the end of the 18th century steel tie-rods were introduced to hold together the tower structure. In 2006, renovation and conservation work was carried out on the church facades (including the tower).

The tower is located on the west side of the church and was built as a brick cuboid structure measuring approx. $9 \times 8,5 \text{ m} \times 29,6 \text{ m}$ and covered by a hipped roof (in the form of a pyramid, tent) made of copper sheeting with the peak point located at the level of $+34.6 \text{ m}$. The external walls of the tower consisted of a masonry structure. The tower comprised 5 floors: 0, I, II, III, IV. The tower had pilasters in west corners, and the floor-levels were differentiated by cornices. The plaster on the ground floor was bossaged, whereas in the upper parts plain with course-grain. Semi-circular closed window openings framed with bands could be found on the I, II and IV floor levels of the tower. A clock was located on the floor-level III, placed also in a window niche. Window openings were topped with segmented arches made of bricks. The tower roof was topped with an orb and a cross.

The porch-entrance of the tower was decorated with a Toscan order portal, atopped with a triangular tympanum supported by two columns. The two columns flanking the entrance supported a classic-style beam trygliph frieze. Wall thickness changed both on the inner and the outer sides of the tower (with off-setting on both sides) from approx $2.0\text{--}2.25 \text{ m}$ at the tower base to approx. 1 m at its apex.

2.2. Materials used

The church along with its tower was built in a way that was typical and traditional for sacral architecture in this part of Europe a few hundred years ago. The tower was built as a masonry structure of stone and brick with lime mortar with some clay added. Walls were raised as single-layered, double-layered and triple-layered (external brick faces with rubble core – brick fragments, field stone of varying shape, stones with smooth surfaces, as well as bog iron and mortar). The border

Jest to skała osadowa o niewielkiej zawartości żelaza i parametrach wytrzymałościowych zbliżonych do cegły, a także dużej mrozoodporności. Nieregularność w murach wykonanych z tego rodzaju materiałów jest ich cechą negatywną. Im większe są odchylenia przekrojów murowych od kształtu prostopadłościennego, tym mniejsza jest wytrzymałość i nośność układu przy wszystkich innych równorzędnych parametrach i tym większy jest wpływ lokalnych deformacji i zarysowań na globalną stateczność konstrukcji. Przy nieregularnej budowie murów nieuniknione jest wprowadzanie zaprawy o znacznej grubości. Im spoiny są grubsze, tym większa jest podatność zaprawy na nierównomierne odkształcenia, wpływy fizyczne i reologiczne i tym łatwiej ulegają odkształceniom przekroje murowane.

2.3. Analiza stanu i przyczyny zawalenia się wieży

Od momentu powstania wieża podlegała wielu zmianom o charakterze konstrukcyjnym (również z uwzględnieniem interwencji wzmacniających). Po pożarach do odbudowy wykorzystywano istniejące i pozostałe fundamenty, częściowo mury, jak również materiał rozbiórkowy. Brak jest niestety źródeł potwierdzających przeprowadzane zmiany konstrukcyjne. Można jednak założyć, że wpływ pożarów na stan materiałów konstrukcyjnych mógł być znaczny, z uwagi na fakt, iż przy temperaturze 200°C wytrzymałość materiałów murowych spada o 12–30%, a przy temperaturze 500°C – prawie o 50%.

Można przypuszczać, że podczas wielu wieków przeróbek i remontów występowały w tym obiekcie częste problemy konstrukcyjne, co w konsekwencji zmusiło ówczesnych budowniczych do interwencji związanej z wprowadzeniem elementów stalowych. W związku z powyższym na katastrofę wieży z sierpnia 2012 r. miały wpływ wady konstrukcyjne już na etapie wznoszenia i remontów obiektu.

Ze względu na stałe zawilgocenie murów związane z niewłaściwą ich ochroną w miejscach koncentracji naprężeń oraz nieregularną budowę pojawiły się zarysowania, spękania i deformacje. Deformacje obiektów murowanych są widoczne na skutek powstających zarysowań i pęknięć konstrukcji. Nie zawsze zarysowania i pęknięcia świadczą o zbliżającej się katastrofie. Propagacja, rozwój zarysowań w czasie, jest dowodem na to, iż obiekt dąży do awarii (lub katastrofy), jeśli nie zostaną podjęte środki zabezpieczające (najczęściej poprzez wzmocnienie konstrukcji).

Z uwagi na to, że obiekt wielokrotnie był narażony na oddziaływania pożarowe oraz atmosferyczne, przyczyniło się to do permanentnego zawilgocenia i destrukcji materiałowej. Poprzednie remonty i renowacje wieży polegały na wykonaniu zabiegów kosmetycznych, głównie tynków zewnętrznych. Z uwagi na charakter niszczenia tynków, w formie stosunkowo sztywnych płytów, prawdopodobnie zastosowano tynki z zawartością spoiwa cementowego o obniżonych parametrach

between the single-layer wall and the triple-layer wall is not clearly defined. In some parts, core wall fragments and brick facing are clearly visible. The thicker the wall, the more clearly visible is the technology applied. The walls were built using bog iron which was a local building material. This is a sedimentary rock containing small amounts of iron, which has a durability akin to that of brick, but is also characterised by very good frost-resistance. The irregularity of walls built with this type of material is a negative feature. The larger the deviation of wall cross-sections from the vertical, the smaller the durability and load-carrying capability of the structure when all other parameters are deemed equal as in such situations the influence of local deformations and cracks is greater on the static of the structure as a whole. Where wall construction is irregular, the introduction of thicker mortar layers is necessary. The thicker the joints, the greater the susceptibility of the mortar to unequal deflections, physical and rheological impacts, and the higher the probability of wall deflection.

2.3. Analysis of the condition of the tower and cause of its collapse

The tower has been subjected to numerous structural changes from the very moment it was built (including interventions aimed at strengthening). Following fires, reconstruction made use of existing and remaining foundations, walls and also material from demolition. Unfortunately, there are no records confirming the structural changes introduced in the building. It can be assumed, however, that the impact of fire on the condition of structural materials could have been considerable, given that at temperatures of 200°C, the strength of wall materials is reduced by 12–30%, and by nearly 50% at temperatures of 500°C.

It can be assumed that over many centuries of adaptations and renovations, the structure experienced frequent structural problems and, as a consequence, eventually forced builders to introduce strengthening steel elements. The implication of this is that the causes of the tower collapse in August 2012 were influenced by structural flaws introduced during building and renovation of the structure.

Fissures, cracks and ruptures appeared due to persistent damp of walls resulting from inappropriate protection in areas of stress concentration and irregularities in the structure of the building. Deformations of walls are visible when structural fissures and cracks appear. However, fissures and cracks do not always mean that collapse is approaching. It is propagation and development of cracks over time that indicates that the structure is being damaged (or threatening collapse) if appropriate prevention measures are not taken (most commonly in the form of structural strengthening).

The construction has been subjected many times to the impacts of fire and atmosphere, which have contributed to persisting damp and material destruction.

chłonności wilgoci i zwiększonym oporze dyfuzyjnym, co mogło prowadzić do braku możliwości odparowania wilgoci z wnętrza murów do otoczenia zewnętrznego.

Stan techniczny wieży ulegał z biegiem lat stałemu pogorszeniu. Informacje o nieszczelnościach w pokryciu dachowym oraz uszkodzeniu konstrukcji drewnianej wieży pojawiły się już w 1971 r. Od 2003 r. wskazywano na uszkodzenia konstrukcji murowej wieży w formie zarysowań i pęknięć. Stan techniczny wieży pogorszył się znacznie w styczniu 2012 r., a niepokojące objawy nasiliły się w czerwcu i lipcu 2012 r. i postępowały do dnia katastrofy (ryc. 4). Bezpośrednią przyczyną pogarszania się stanu technicznego wieży były nieszczelności w ujęciu wód z dachu wieży i wokół niej oraz podciąganie kapilarne wilgoci z gruntu, na skutek braku poziomej izolacji przeciwwilgociowej. Woda spływająca z pokrycia dachowego, jak i podciągana z gruntu oraz z bezpośrednich opadów na płaszczyznę ścian powodowała stałą destrukcję materiałów murowych i zaprawy. Zawilgocenie dolnych partii wieży (w tym sklepienia nad kruchtą) powodowało zawilgocenie konstrukcji drewnianej mającej styczność z murem (przy braku izolacji przeciwwilgociowej na styku obu materiałów), co w konsekwencji prowadziło do skażenia biologicznego drewna i destrukcji połączeń, a to z kolei mogło wpłynąć na obniżenie stateczności globalnej wieży, osłabiając połączenia drewnianych konstrukcji poziomych z murami obwodowymi wieży.

Przyczyny katastrofy wieży w Otyniu związane były również z historyczną technologią budowy, a w szczególności przebudowami obiektu po pożarach skutkującymi zróżnicowaniem przekrojów poprzecznych murów (warstwowość) oraz brakiem skutecznego powiązania poszczególnych kondygnacji.

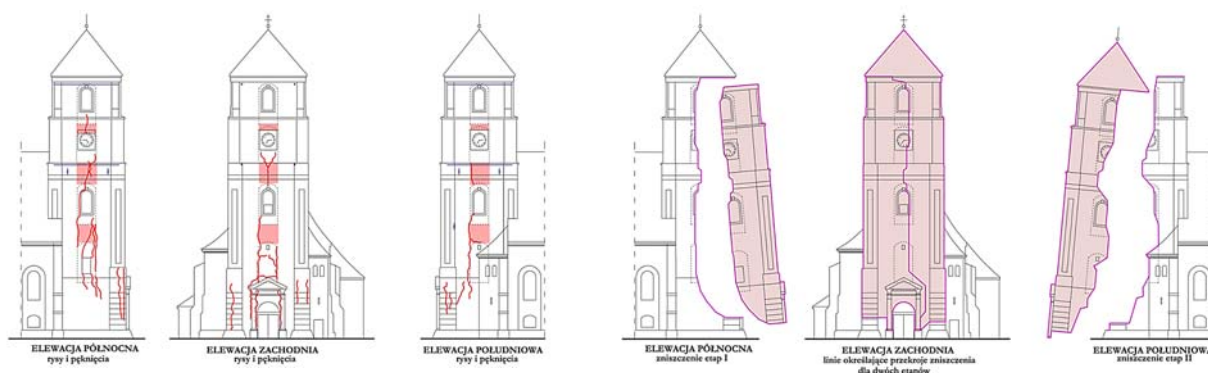
Do katastrofy wieży mogły się przyczynić również warunki geotechniczne podłoża pod wieżą. Prawdopodobnie w XVIII wieku dokonano wzmocnienia wieży poprzez wprowadzenie ściągów w dwóch poziomach. Wykonano to jednak jedynie w górnych partiach wieży i jedynie na kierunku wschód-zachód. Należało wykonać obwodowe wzmocnienie oraz dodatkowo wzmocnienia poprzeczne na niższych kondygnacjach wieży. Zabiegi wzmacniające w poprzednich wiekach świadczą o wcześniejszych problemach konstrukcyjnych obiektu. W ostatnich latach

Previous tower reconstructions and renovations have been largely cosmetic, focused on external plaster. Given the way plaster is damaged, by flaking of relatively stiff pieces, it is most likely that plaster was applied with adhesive containing cement with lowered moisture absorption and increased resistance to diffusion, which limited moisture evaporation from the wall interior to the outside environment.

Over the years, the technical state of the tower has progressively worsened. Information concerning leaks in the roof and damage to the wooden structure of the tower appeared in 1971. From 2003 onwards, attention has been drawn to damage of the tower's wall structure in the form of fissures and cracks. The technical state of the tower deteriorated substantially in January 2012 with worrying indications of further worsening appearing in June and July 2012 and continuing on to the day of collapse (fig. 4). The direct causes of the progressively worsening technical state of the tower were the leaks in water collection on the tower roof and around it, as well as capillary action drawing up moisture from the ground due to the lack of horizontal damp proofing. Water running off the roof, and also drawn from the ground, as well as precipitation falling directly on the wall surface has caused sustained degradation of the masonry and mortar. Damp in the lower parts of the tower (including vaulted ceiling over the church porch) has caused dampness of the wooden structure adjacent to the walls (with no damp proof course where the two materials meet), which in turn has led to biological infection of wood and degradation of joints. This could have influenced the whole static situation of the tower, weakening areas where wooden horizontal structures joined the tower external walls.

The causes of the tower collapse in Otyń are related also to the building technologies applied over the course of time, especially in reconstruction of the building after fire, which resulted in variations in cross-sections of walls (layering) and lack of proper bonding between individual floor levels.

The tower collapse could also have been influenced by the geo-technical conditions of the substrate underlying the tower. Most probably, tower strengthening was



Ryc. 4. Zarysowania konstrukcji przed zniszczeniem oraz wskazanie części obiektu, które uległy zniszczeniu wraz z liniami przekrojowymi zniszczenia

Fig. 4. Cracking of the structure prior to collapse and indication of the parts of the building destroyed showing a cross-section of lines of destruction

brak stałego monitoringu zarysowań oraz brak szybkich i trafnych decyzji doprowadził do katastrofy [8].

W okresie poprzedzającym katastrofę wykonywano w bezpośrednim sąsiedztwie wieży głębokie wykopy związane z modernizacją kanalizacji. Głębokie wykopy mogły być bezpośrednim impulsem, który doprowadził do zmiany warunków gruntowych pod wieżą oraz w bliskim jej otoczeniu. Gwałtowny przyrost odkształceń gruntu doprowadził do zarysowań, spękań, a w ostateczności katastrofy.

Katastrofa wieży kościelnej w Otyniu doprowadziła do bezpowrotnej utraty oryginalnego, cennego dla tego regionu zabytku. Pozostała jedynie możliwość odbudowy wieży zgodnie z jej pierwotną formą. Odbudowę przeprowadzono bazując na licznych opracowaniach [1], [4], [5], [6] dotyczących zachowania obiektów zabytkowych, metod analizy i wzmacniania.

3. DZWONNICA W RENO CENTESE (WŁOCHY)

3.1. Konstrukcja dzwonnicy

Wolnostojąca dzwonnica w Reno Centese znajduje się na centralnym placu miejscowości, w gminie Cento, prowincja Ferrara, Włochy (FE). Budynek dzwonnicy składa się z następujących elementów, poczynając od podstawy: 1) główny korpus budowli w kształcie graniastosłupa (na rzucie kwadratu) wraz z przyziemiem, z niewielkimi okrągłymi otworami (okna), 2) dzwonnica oraz 3) iglica (ryc. 5). Całkowita wysokość obiektu wynosi 29,25 m, a ściany głównego korpusu mają stałą grubość wynoszącą 0,50 m.



Ryc. 5. Dzwonnica w Reno Centese (zob. przyziemie, korpus, dzwonnica i iglica)

Fig. 5. The bell tower of Reno Centese (see basement, trunk, belfry, spire)

3.2. Materiały i technologia

Do budowy dzwonnicy wykorzystano następujące materiały: cegły pochodzące z rozbiórki wieży, która stała uprzednio na tym samym miejscu i zaprawa wa-

carried out in the 18th century through introduction of tie-rods on two floor-levels. This was completed only for the upper parts of the tower and only in the east-west direction. Strengthening should have been carried out by encircling the tower and additionally by diagonal strengthening of the lower floor levels of the tower. Strengthening interventions in past centuries are evidence that there were structural problems in the past. In the past few years, the lack of ongoing monitoring and appropriate decision-making led inexorably to collapse [8].

In the period immediately preceding the collapse, deep excavations related to sewage system modernization were carried out in the vicinity of the tower. The deep excavations may have been the direct impulse for changing conditions of the ground under the tower and its immediate surroundings. The sudden increase in ground deformations led to fissures, cracking and ultimately to collapse.

The collapse of the church tower in Otyń resulted in irreplaceable loss of an original heritage monument, much valued for this region. There was only the possibility of rebuilding the tower in line with its original form. Reconstruction was undertaken on the basis of numerous reports relating to preserving heritage buildings, analysis methods and strengthening [1], [4], [5], [6].

3. THE BELL TOWER OF RENO CENTESE (ITALY)

3.1. The structure

The free-standing bell tower of Reno Centese is located in the village square of the municipality of Cento, province of Ferrara, Italy (FE). Starting from its base, the tower is made up of 1) a main prism-shaped corpus (square section shape) including the basement, with small circular openings (windows), 2) a belfry and 3) a spire (fig. 5). The tower is 29.25 m high with walls with the constant thickness (in the trunk) of 0.50 m.

3.2. Materials and technology

The materials used are: bricks from the demolition of a tower that had previously stood in the same location and lime mortar, thin plaster applied to the exterior as "sagramatura" – a traditional technique characteristic of the geographic area-, plaster applied on the inside was made with traditional lime, stone decorations were used in the upper part of the tower and timber structures for staircase and internal decks.

3.3. Damage resulting from the May 2012 earthquake in Emilia Romagna

An earthquake of 5.9 Richter magnitude (10 km epicenter) occurred in the provinces of Ferrara, Modena and Bologna during the night of 20th May 2012, causing severe damages to masonry towers and bell towers [2].

pienna, od zewnątrz cienka warstwa tynku nałożona jako „sagramatura” – tradycyjna technika używana w tym regionie geograficznym; od wewnątrz tradycyjne tynki wapienne, w górnej części budowli dekoracje kamienne. Wewnętrzne schody i podesty wykonano z drewna.

3.3. Zniszczenia po trzęsieniu ziemi w Emilia Romagna w 2012 roku

W nocy 20 maja 2012 roku w prowincjach Ferrara, Modena i Bologna miało miejsce trzęsienie ziemi o sile 5,9 w skali Richtera (z epicentrum na głębokości 10 km). W wyniku trzęsienia ziemi znacznie ucierpiały mury dzwonnicy i wieże w regionie [2]. Kolejne wstrząsy sejsmiczne miały miejsce w ciągu następnego dwóch miesięcy, z czego sześć miało siłę powyżej 5 w skali Richtera. W maju 2012 roku, gdy doszło do wstrząsów sejsmicznych, dzwonnica w Reno Centese była w trakcie „kosmetycznej” renowacji, w związku z tym stało przy niej rusztowanie. Na skutek rotacji z płaszczyzny, której uległa górna część dzwonnicy, powodując następnie przesunięcie, pojawiło się głębokie pęknięcie biegnące ukośnie, a po wstrząsach również dwa przemieszczenia (ryc. 6). Ekspertsi uznali, że wieży grozi zawalenie. Z tego powodu wokół wieży wyznaczono „czerwoną strefę”, w której zawieszono wszelkie prowadzone wcześniej działania.

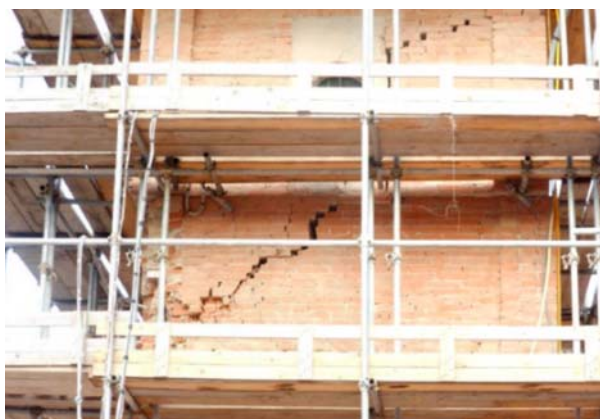
Over the successive two months, further seismic events occurred with another six events of a magnitude greater than 5. At the time of the May 2012 earthquake, the tower of Reno Centese was undergoing a “cosmetic” restoration so a scaffolding was in place. A severe inclined crack was due to an out-of-plane rotation of the upper part of the bell tower, which caused successive sliding, two dislocations after shock appeared (fig. 6) and experts determined that the tower was in risk of collapse. For this reason, a “red area” was delimited around the tower and all activities inside the area were suspended.

It is worth noting that all sharp cracks occurred in two separate levels: the first (flexural) was located 1,5 m above the top of basement, and the other (shear) focused on the middle part of the spire.

3.4. Emergency strengthening intervention

When experts determined that the tower was close to collapse, a “hard” and “unconventional” emergency intervention based on applying both spritz FRC and FRP wrapping was proposed. The technique was a highly invasive one, but as a consequence the tower did not collapse and withstood further shocks.

To protect the structure from further seismic events, the ultimate aim of the strengthening interventions in



a)



b)



c)



d)

Ryc. 6. Najważniejsze zniszczenia po trzęsieniu ziemi w 2012 roku: a) pęknięcie ukośne (strona zachodnia), b) przemieszczenie A (20 cm), c) przemieszczenie B (6 cm), d) pęknięcia (strona północna)

Fig. 6. Main damage resulting from the May 2012 earthquake in Emilia: a) diagonal crack (west side), b) dislocation A (20 cm), c) dislocation B (6 cm), d) cracks (north side)

Należy zwrócić uwagę, że głębokie pęknięcia pojawiły się na dwóch oddzielnych poziomach: pierwsze (spowodowane obciążeniami zginającymi) zlokalizowane były ok. 1,5 m powyżej górnego poziomu przyziemia, a drugie (spowodowane obciążeniami ścinającymi) koncentrowały się w środkowej części iglicy.

3.4. Wzmocnienie awaryjne

Ponieważ zdaniem ekspertów budowli groziło zawalenie, zaproponowano „twardą” i niekonwencjonalną metodę awaryjnej interwencji, która polegała na jednoczesnym zastosowaniu natrysku wzmocnieniem FRC i owinięcia obiektu wzmocnieniem FRP. Technika ta miała wysoce inwazyjny charakter, ale w efekcie zapobiegła zawaleniu się wieży i umożliwiła jej przetrwanie kolejnych wstrząsów.

Aby ochronić dzwonnice przed kolejnymi wstrząsami sejsmicznymi, celem podjętej interwencji wzmocniającej było osiągnięcie dla obiektu wytrzymałości i stabilności wyższych niż te, które charakteryzowały budowlę przed trzęsieniem ziemi w 2012 roku.

Pierwszym krokiem było wypełnienie pęknięć zaprawą cementową wzmocnioną włóknem metodą natryskową. Do tego celu wykorzystano ciężarówkę ze zdalnie kierowanym ramieniem o długości 52 m, aby zapewnić bezpieczeństwo podczas wykonywania tych prac. Nałożenie nowej zaprawy posłużyło też zabezpieczeniu starego muru, który został nim pokryty, dzięki zwiększeniu wytrzymałości na ściskanie, na rozciąganie i wyższej energii pęknięcia.

Nałożono dwie warstwy materiału FRP, poziomo i pionowo. Pierwsza warstwa zawierała włókno szklane, a druga włókno węglowe. Celem tych działań było zabezpieczenie budynku oraz jego najbliższego otoczenia, aby umożliwić rozpoczęcie prac naprawczych wewnątrz dzwonnicy (ryc. 7).

Podobna sytuacja dotyczyła „Wieży Gonzagów” w Bagnolo w gminie Piano (region Emilia Romagna), która po trzęsieniu ziemi w 1996 roku groziła zawaleniem. Wówczas zastosowano awaryjne owinięcie budowli prętami Dywidag, zamiast pasów materiału kompozytowego, którego użyto w przypadku dzwonnicy w Reno Centese [10].

Po zakończeniu prac wzmocniających stan wieży monitorowano przy użyciu techniki emisji akustycznej (AE). Czujniki zainstalowano w pobliżu pęknięć. Jak wiadomo, podczas propagacji pęknięć wyzwala się energia sprężysta powodująca fale, które mogą być rejestrowane przez czujniki. W przypadku dzwonnicy w Reno Centese występowanie kolejnych wstrząsów sejsmicznych nie było poprzedzone żadnym ostrzeżeniem. Postęp uszkodzeń monitorowano metodą akustyczną.

3.5. Powstrząsowa analiza sejsmiczna

Analityczno-numeryczne badania postępu uszkodzeń są prowadzone w celu ustalenia, czy metody analizy przyjęte zgodnie z zaleceniami włoskich przepisów prawnych pozwalają przewidzieć uszkodzenia konstrukcji spowodowane wstrząsami sejsmicznymi.

the bell tower was to attain strength and stability in excess of that prior to the earthquake.

First of all, cracks were clogged up using fibre-reinforced projected fibrous cement mortar. A truck with a 52 m long remote controlled arm was used to assure safety. The application of new mortar generated also a confinement effect on underlying masonry as a result of a higher compressive strength, tensile strength and fracture energy.

Two layers of FRP were applied horizontally and vertically. The first layer consisted of glass fibres and the second of carbon fibres. The goal was to secure the building and the surrounding area in order to begin restoration work on the inside of the bell tower (fig. 7).

A similar situation regarding the “Gonzaga Tower” in Bagnolo in Piano (Emilia Romagna Region) prone to collapse after 1996 earthquake in Emilia was solved with emergency wrapping with Dywidag bars instead of composite strips used here [10].



Ryc. 7. Wzmacnianie dzwonnicy: a) natrysk materiału FRC, b) owinięcie materiałem FRP

Fig. 7. Strengthening interventions: a) application of spritz FRC, b) FRP wrapping

Following completion of strengthening work, the tower was monitored using the Acoustic Emission Technique (AE). Sensors were installed close to cracks. As well known, during crack propagation, elastic energy is released and produces waves which can be registered by sensors. In our case, no warnings were generated during the successive seismic events. Damage progression were monitored in this way.

3.5. Seismic analysis after shocks

An analytical-numerical study on damage progression is ongoing with the objective of assessing if the methods of analysis undertaken in accordance with relevant Italian Legal Codes are able to forecast damage to structures arising from earthquake events.

Dynamiczne zachowanie dzwonnicy w Reno Centese przed uszkodzeniami wywołanymi trzęsieniem ziemi zostało zbadane z wykorzystaniem programu Straus 7 do dynamicznej analizy modeli. Właściwości mechaniczne wybrano zgodnie ze standardową procedurą [7]:

- średnia wytrzymałość na ściskanie muru:
 $f_m = 2,4 \text{ MPa}$;
- współczynnik sprężystości wzdłużnej muru:
 $E_m = 3500 \text{ MPa}$;
- współczynnik tarcia: $\mu_m = 0,4$;
- średnia wytrzymałość na ścinanie muru przy braku siły osiowej: $\tau_0 = 0,07 \text{ MPa}$;
- gęstość muru: $\gamma_m = 18 \text{ kN/m}^3$;
- współczynnik ufności: $FC = 1,35$.

Aby przeprowadzić obliczeniową weryfikację sejsmiczną zgodnie z regulacjami włoskiego prawa [7], należy uwzględnić oddziaływanie struktury gleby. Analizę przeprowadza się zatem zarówno w sytuacji sztywnego, jak i sprężystego ograniczenia (sprężyna rotacyjna) na poziomie gruntu.

W odniesieniu do sprężystego ograniczenia, aby obliczyć całkowitą sztywność rotacyjną sprężyny, wykorzystano wzór Gazetasa [3]. Uwzględniono dwie wartości:

- sztywność rotacyjna dla *statycznej* sprężyny:

$$K_\alpha = \frac{3,6 \cdot G \cdot B^3}{(1-\nu)} [\text{kNm}] \quad (1)$$

gdzie:

- B = bok fundamentów na planie kwadratu;
- G = współczynnik sprężystości poprzecznej;
- ν = współczynnik Poissona.

W oparciu o wartości minimalne i maksymalne G (otrzymane z danych o propagacji fal poprzecznych w gruncie) otrzymujemy dwie wartości K_α , które oznaczają dolną i górną granicę sztywności. Te wartości należy następnie pomnożyć przez współczynnik f_D , który uwzględnia głębokość fundamentów. Na tym etapie można obliczyć średnią wartość, która będzie reprezentować statyczną lub maksymalną wartość sztywności.

- Sztywność rotacyjna dla *dynamicznej* sprężyny:

$$K_{\text{dynamic}} = K_{\text{static}} \cdot K_\alpha(\omega) [\text{kNm}] \quad (2)$$

gdzie:

$K_\alpha(\omega)$ to współczynnik oszacowany na podstawie okresów wibracji począwszy od T_B i T_c . Parametr ten, nazywany też dynamiczną sztywnością, jest funkcją częstotliwości wzbudzającej dla rozpatrywanej akcji (jednej z dominujących częstotliwości w przypadku wstrząsów sejsmicznych).

W tym przypadku przyjęto również, że wartość średnia zawarta pomiędzy dwoma wartościami sztywności dynamicznej oznacza wartość dynamicznej lub minimalnej sztywności.

Na potrzeby analizy przyjęto następujące wartości:

$$K_{\text{static}} = K_{\alpha, \text{max}} = 0,97 \cdot 10^7 [\text{kNm}]$$

$$K_{\text{dynamic}} = K_{\alpha, \text{min}} = 0,76 \cdot 10^7 [\text{kNm}]$$

The dynamic behaviour of the bell tower of Reno Centese, considered before earthquake damage, has been investigated using a dynamic model analysis with software Straus7. Mechanical properties were chosen with standard procedure [7]:

- mean masonry compressive strength: $f_m = 2.4 \text{ MPa}$;
- elastic modulus of masonry: $E_m = 3500 \text{ MPa}$;
- friction coefficient: $\mu_m = 0.4$;
- mean shear strength of masonry where axial force is absent: $\tau_0 = 0.07 \text{ MPa}$;
- masonry density: $\gamma_m = 18 \text{ kN/m}^3$;
- confidence coefficient: $FC = 1.35$.

In order to perform the computational seismic verification in accordance with the Italian Codes [7], it is necessary to take into account the soil-structure interaction. The analysis is thus carried out in both fixed and elastic constraint (global rotational spring) situations at ground level.

With respect to elastic constraint, Gazetas formula was used [3] to determine the global rotational stiffness of the spring. Two different values were considered:

- rotational stiffness of the *static* spring:

$$K_\alpha = \frac{3,6 \cdot G \cdot B^3}{(1-\nu)} [\text{kNm}] \quad (1)$$

where:

- B = side of the squared foundation;
- G = shear modulus;
- ν = Poisson coefficient.

Based on minimum and maximum values of G (derived by data on soil shear waves propagation), two values of K_α are obtained, which represent the lower and upper bounds of stiffness. These two values are then multiplied by f_D coefficient that takes into account the depth of the foundation. At this stage, a mean value can be computed to represent the static or maximum value of the stiffness.

- rotational stiffness of the *dynamic* spring:

$$K_{\text{dynamic}} = K_{\text{static}} \cdot K_\alpha(\omega) [\text{kNm}] \quad (2)$$

where:

$K_\alpha(\omega)$ is a coefficient evaluated starting from the vibration periods T_B and T_c . This parameter, also called dynamic stiffness, is a function of the frequency of excitation of the considered action (one of the dominant frequencies in case of seismic action).

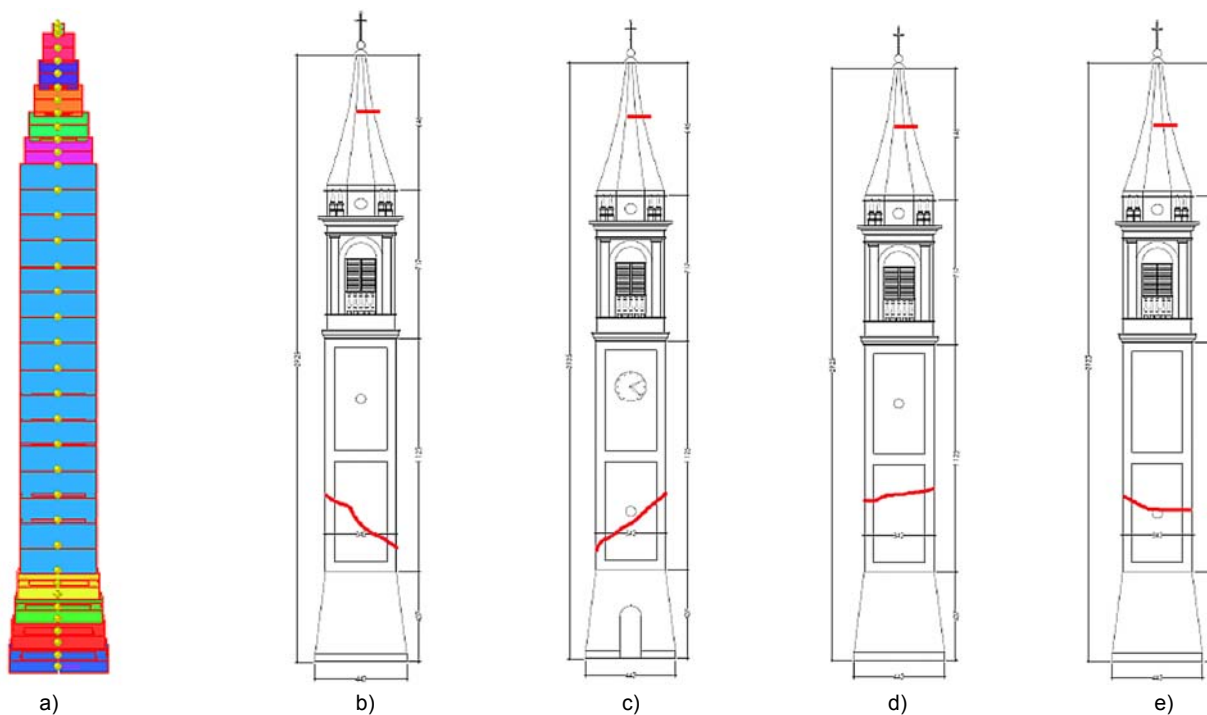
Also in this case, a mean value falling between the two values of dynamic stiffness was taken to represent the dynamic or minimum stiffness value.

In the following analysis the values used are:

$$K_{\text{static}} = K_{\alpha, \text{max}} = 0,97 \cdot 10^7 [\text{kNm}]$$

$$K_{\text{dynamic}} = K_{\alpha, \text{min}} = 0,76 \cdot 10^7 [\text{kNm}]$$

According to the Italian Codes, the *behaviour factor* q for such masonry structures must be 2.8. In our analysis, the value $q = 1$ was taken into account as a reference.



Ryc. 8. Dzwonnica: a) model belkowy, b) strona północna, c) strona zachodnia (front), d) strona południowa, e) strona wschodnia (tył)
 Fig. 8. The bell tower: a) beam model, b) north side, c) west side (fronte), d) south side, e) east side (rear)

Zgodnie z obowiązującymi przepisami prawa włoskiego, *współczynnik zachowania* q dla tego typu budowli murowanych musi wynosić 2,8. W przypadku opisywanej analizy, jako punkt odniesienia przyjęto wartość $q = 1$.

Opracowano dwa modele dzwonnicy: model belkowy i model płytowy. Niniejszy artykuł opisuje tylko analizę przy wykorzystaniu modelu belkowego (ryc. 8). W modelu belkowym, w związku z faktem, że otwory nie są uwzględniane, brane są pod uwagę tylko wstrząsy sejsmiczne w jednym kierunku (kierunku x) i dlatego zachowanie konstrukcji jest całkowicie symetryczne.

3.6. Weryfikacja sejsmiczna i symulacja

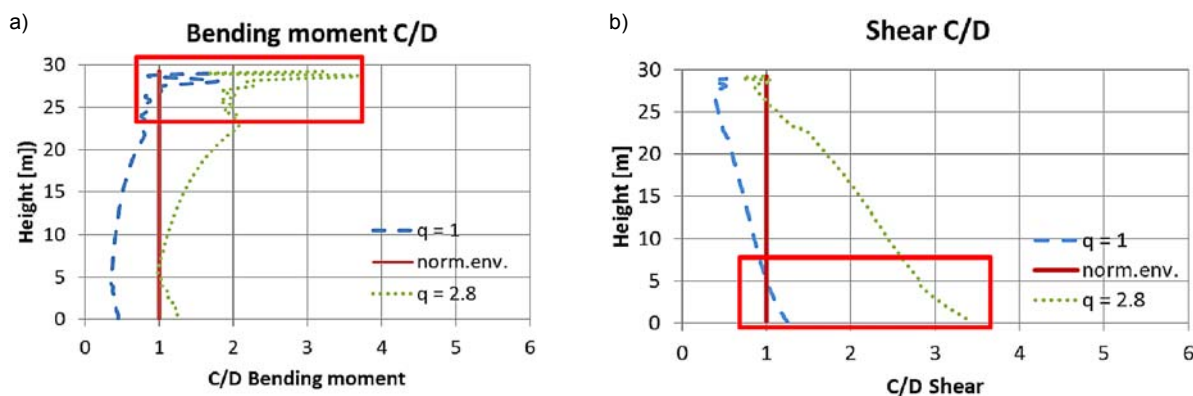
Weryfikacja sejsmiczna modelu belkowego dzwonnicy (przed uszkodzeniem) zakłada ocenę stosunku pomiędzy wydajnością i zapotrzebowaniem wzdłuż

Two different models were developed for the bell tower: a beam model and a plate model. This paper deals only with the beam model analysis (fig. 8). In the beam model, due to the fact that openings are not considered, only earthquake shocks taking place in one direction (x -direction) are taken into account and so structural behavior is perfectly symmetrical.

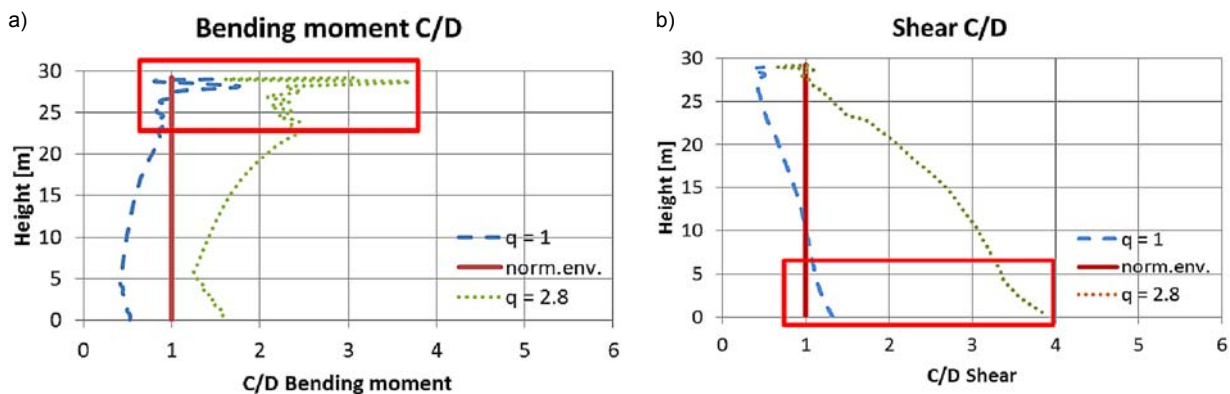
3.6. Seismic verification and simulation

Seismic verification for the beam model of tower (before damage) involves evaluating a ratio between capacity and demand along the vertical of the tower, as standard procedure [7], applied also to verify stability of Ghirlandina tower in Modena [10].

The worst case, as expected, is one that is characterized by fixed constraint ($K_a \rightarrow \infty$) and the behaviour factor q equal to 1 (fig. 9, fig. 10).



Ryc. 9. Wydajność/zapotrzebowanie (C/D) dla sytuacji z $K_a \rightarrow \infty$: a) moment zginający, b) siła ścinająca
 Fig. 9. Capacity/Demand (C/D) for case $K_a \rightarrow \infty$: a) bending moment, b) shear force



Ryc. 10. Wydajność/Zapotrzebowanie (C/D) dla sytuacji z $K_{\alpha, \min}$: a) moment zginający, b) siła ścinająca
 Fig. 10. Capacity/Demand (C/D) for case $K_{\alpha, \min}$: a) bending moment, b) shear force

płaszczyzny poziomej wieży, zgodnie ze standardową procedurą [7], którą zastosowano również w celu zweryfikowania stabilności wieży Ghirlandina w Modenie [10].

Zgodnie z oczekiwaniami najgorszym przypadkiem jest sytuacja, którą charakteryzuje sztywne ($K_{\alpha} \rightarrow \infty$) ograniczenie, a współczynnik zachowania q wynosi 1 (ryc. 9, ryc. 10).

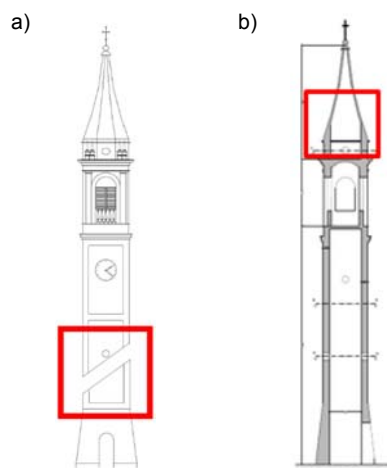
Uproszczony model belkowy, w którym $K_{\alpha} \rightarrow \infty$, a współczynnik zachowania $q = 2,8$, daje wyniki zgodne z rzeczywistym uszkodzeniem wieży (ryc. 9). Również bardziej realistyczny model uwzględniający sztywność gleby powinien dać wyniki zgodne z rzeczywistością, jeśli współczynnik zachowania q będzie wynosił ok. 2,5.

WNIOSKI

Artykuł zwraca uwagę na szersze znaczenie badań dwóch przykładów wież, z których jedna uległa zawaleniu (w Otyniu, w Polsce) a drugą poddano awaryjnej interwencji wzmacniającej przy użyciu niekonwencjonalnych metod (w Reno Centese, we Włoszech).

Wieża w Otyniu to przykład sytuacji, w której nie prowadzono monitoringu stanu obiektu. Nie podjęto też szybkiej decyzji odnośnie do interwencji wzmacniającej, aby uniknąć zagrażającej katastrofy, do której w efekcie doszło.

Z kolei w Reno Centese, po stwierdzeniu przez ekspertów, że dzwonnicy zagraża katastrofa, zdecydowano o podjęciu awaryjnej interwencji wzmacniającej, z wykorzystaniem natrysku materiału FRC oraz owinięcia budowli materiałem FRP. Po interwencji zastosowano monitorowanie metodą AE, aby zapewnić bezpieczeństwo obiektu. W rezultacie udało się uniknąć katastrofy budowlanej. Kolejną korzyścią wynikającą z zastosowania takiej metody była też możliwość podjęcia prac renowacyjnych wewnątrz budynku, który został zabezpieczony. Jednak inwazyjny charakter tej techniki stanowi jej wadę. Z punktu widzenia analizy obliczeniowej uszkodzenia, wyliczone przy użyciu standardowych procedur zgodnie z włoskim prawem [7], były bardzo zbliżone do rzeczywistych uszkodzeń dzwonnicy, które



Ryc. 11. Rzeczywiste uszkodzenia dzwonnicy po analizie numerycznej; w wyniku: a) momentu zginającego, b) mechanizmu ścinającego
 Fig. 11. Actual damage of the bell tower, following the numerical analysis, due to: a) bending moment, b) shear mechanism

The simplified beam model with $K_{\alpha} \rightarrow \infty$ and behavior factor $q = 2.8$ gives results in accordance with the actual damage occurred (fig. 9). Also, a more realistic model with the stiffness of soil taken into account should give realistic results if the coefficient q is approximate as 2.5.

CONCLUSIONS

The paper draws attention to the wider significance of analyzing two different towers with respect to collapse (Otyń, Poland) and emergency strengthening non traditional interventions (Reno Centese, Italy).

The tower in Otyń is an example of a situation, in which monitoring of the structure was not undertaken and no quick decision was made to intervene with strengthening in order to avoid the imminent collapse that subsequently followed.

In contrast, a group of experts determined that the tower in Reno Centese was in risk of collapse and a strengthening intervention was undertaken in the form of applying spritz FRC and FRP wrapping. Monitoring with AE after intervention, ensured the safety of the situation. Building failure was avoided as a result.

były rezultatem trzęsienia ziemi w maju 2012 w regionie Emilia Romagna.

Analiza porównawcza tych dwóch różnych sytuacji pokazuje, że przepisy prawne, które mają na celu zapewnienie bezpieczeństwa, mają kluczowe znaczenie. Wskazują konieczność systematycznego monitorowania i analiz przeprowadzanych przez ekspertów w oparciu o wykorzystanie odpowiednio zainstalowanych urządzeń pomiarowych. Umożliwiają też zastosowanie właściwie dobranych rozwiązań technologicznych, aby zapobiec katastrofie budowlanej.

Systematyczne monitorowanie stanu konstrukcji przy użyciu odpowiednich urządzeń oraz odpowiednio dobrane interwencje podejmowane we właściwym czasie (nawet te niekonwencjonalne) mają kluczowe znaczenie w profesjonalnej ochronie i konserwacji zabytków na całym świecie.

PODZIĘKOWANIA

Autorzy dziękują inż. Elenie Lodovichi za jej wkład w zakresie modeli obliczeniowych (dzwonnica w Reno). Autorzy dziękują też następującym osobom zaangażowanym w prace przy dzwonnicy w Reno Centese: panu F. Crescini (Euromacchine Co., Goito-Italia) – natrysk FRC, inż. M. Bottardi (Fibrewrap Italia Srl, Sesto Fiorentino-Italia) – wzmocnienie FRP, oraz inż. F. Bastianini (Sestosensor Srl, Bologna-Italia) – AE monitoring wieży.

The approach generated another benefit in the form of enabling restoration work to begin in the interior as safety could be assured. However, the invasive nature of the technique is also its main shortcoming. From the computational point of view, the damage determined through standard Italian code procedures [7] approximates closely what occurred on the bell tower following the May 2012 earthquake in Emilia.

Comparative analysis of two very different field situations leads to the conclusion that legal provisions for ensuring safety are of key importance. This is because they provide for systematic monitoring and analysis carried out by experts on the basis of appropriately installed measuring instruments and allow for introducing a timely and appropriately designed intervention solution.

Systematic instrumental monitoring of structural situations and rapid intervention (even non-conventional) is of key significance in professional protection, preservation and conservation of built heritage across the globe.

ACKNOWLEDGEMENTS

The Authors would like to thank Ing Elena Lodovichi for contribution in relation to computational model (Reno Tower). The Authors acknowledge operative interventions of sig. F. Crescini (Euromacchine Co., Goito-Italia) for Spritz FRC, Ing M. Bottardi (Fibrewrap Italia Srl, Sesto Fiorentino-Italia) for FRP Wrapping, and Ing F. Bastianini (Sestosensor Srl, Bologna-Italia) for AE on Reno Centese Tower.

LITERATURA / REFERENCES

- [1] Bednarz Ł., Górski A., Jasieńko J., Rusiński E. (2011) *Simulations and analyses of arched brick structures*. Automation in Construction 20(7): 741–754.
- [2] Di Tommaso, A.; Casacci, S., *Sopravvivenza di Torri e Campanili in Ambiente Sismico*, Seminario Internazionale sull’Evoluzione nella sperimentazione per le costruzioni (CIAS 2013) Creta, Grecia, 18–25 Maggio 2013.
- [3] Gazetas, G., *Foundation vibrations*, Foundation Engineering Handbook, ch.15, van Nostrand Reinhold, N.Y., 1991.
- [4] Jasieńko J., Bednarz Ł., Rutkowski M., Nowak T. (2012) *Static analysis, strengthening and monitoring of historic St. Ann’s church in Ząbkowice Śląskie (Poland)*. In: Jasieńko J., editor. Proceedings of the International Conference on Structural Analysis of Historical Constructions, SAHC 2012, Wrocław, Poland, 15–17 October 2012: 1852–1863.
- [5] Jasieńko J., Di Tommaso A., Bednarz Ł. (2009) *Experimental investigations into collapse of masonry arches reinforced using different compatible Technologies*. In: *Mecanica delle strutture in muratura rinforzate con composti: modellazione, sperimentazione, progetto, controllo*. Atti del 3 Convegno Nazionale, Venezia, MuRiCo3, 22–24 Aprile 2009. Pitagora, Bologna, pp. 316–324.
- [6] Jasieńko J., Nowak T., Bednarz Ł. (2014) *The baroque structural ceiling over the Leopoldinum Auditorium in Wrocław University – tests, conservation and a strengthening concept*. International Journal of Architectural Heritage 8(2): 269–289.
- [7] NTC Norme Tecniche per le Costruzioni (2008) Italian Building Code, adopted with D.M. 14/01/2008, Italian G.U. n. 29.
- [8] Raszczuk J., (2012) *Opinia dotycząca zawalenia się wieży kościoła w Otyniu*.
- [9] Di Tommaso A., *Consolidamento contemporaneo: Torrazzo dei Gonzaga*, in TRATTATO SUL CONSOLIDAMENTO Ed. P. Rocchi, Mancosu, Roma 2003, pp.C240–249, ISBN 88–87017–06–9.
- [10] Di Tommaso A., Focacci F., Romaro F., *Structural Static and Dynamic Analysis of the Ghirlandina tower*, in „La Torre Ghirlandina, un progetto per la conservazione”. Sassella Editore srl. Roma 2009. ISBN 9788889829721.

Streszczenie

Zabytkowe wieże często są postrzegane jako obiekty o szczególnej wartości, ponieważ społeczności identyfikują się z nimi i dlatego pragną ochronić przed zawaleniem. W artykule autorzy prezentują dwa różne przykłady zabytkowych wież zagrożonych zawaleniem w Polsce i we Włoszech.

Wieża kościoła w Otyniu (Polska) uległa zawaleniu w sierpniu 2012 roku. Wieża stanowiła jeden z najbardziej charakterystycznych elementów architektonicznych w okolicy. Murowana wieża wykonana była z cegły i kamienia. Wzniesiono ją w drugiej połowie XVIII wieku. Stan techniczny wieży uległ znacznemu pogorszeniu w miesiącach poprzedzających katastrofę, co było uwidocznione poprzez szybko powiększające się pęknięcia. Pomimo konsultacji z inżynierami i konserwatorami nie podjęto żadnych działań, aby zapobiec zawaleniu się wieży. Teren wokół wieży został zabezpieczony, ale ponieważ nie prowadzono monitoringu stanu technicznego wieży, nie podjęto też decyzji o wzmocnieniu jej konstrukcji. W konsekwencji doprowadziło to do katastrofy.

Dzwonnica w Reno Centese (Włochy) została ukończona w 1883 roku. Do jej budowy wykorzystano cegły pochodzące z rozbiórki wieży, która wcześniej stała w tym samym miejscu. Obiekt został wzniesiony jako tuba na rzucie kwadratu, pusta wewnątrz, z drewnianą klatką schodową. W maju 2012 roku, w wyniku trzęsienia ziemi konstrukcja dzwonnicy uległa znacznemu uszkodzeniu. Ewakuowano najbliższe otoczenie budowli. Zastosowano prowizoryczne wzmocnienie konstrukcyjne, które umożliwi przeprowadzenie gruntownej renowacji. Przeprowadzone prace zapobiegły zawaleniu się obiektu.

Abstract

Towers are recognised as significant monuments because communities identify with them and seek to protect from collapsing. The paper presents two different cases of collapsing towers from Poland and Italy.

The church tower in Otyn (Poland) collapsed in August 2012. It was one of the most characteristic architectural elements of the area. The brick and stone tower was built in the second half of the eighteenth century. The structural condition of the tower deteriorated quickly in the months preceding the catastrophe as evidenced by a rapid increase in cracking. Despite consultations with engineers and conservators, no effort was made to prevent collapse of the tower. The area around the tower was secured but as there was no monitoring of the structural condition of the tower, no decision was taken to strengthen the structure. Collapse of the tower was the inevitable result.

The bell tower in Reno Centese (Italy) was completed in 1883. It was built with bricks from a demolished tower, which had previously stood in the same place. The structure was built in the form of a square tube with an empty interior and a timber staircase on the inside. Considerable structural damage was sustained during an earthquake in May 2012. The area surrounding the tower was evacuated. Following structural provisional strengthening, the tower is ready for comprehensive restoration. Collapse was prevented.