



Błędy projektanta zagrożeniem utraty nośności konstrukcji stalowej wieży

Dr inż. Teresa Paczkowska, dr inż. Wiesław Paczkowski,
Zachodniopomorski Uniwersytet Technologiczny, Szczecin

XXVI Konferencja Naukowo-Techniczna awarie budowlane 2013

1. Wprowadzenie

Art. 5 Prawa budowlanego [1] wymaga, by obiekty budowlane projektować i realizować w sposób określony w przepisach, w tym techniczno-budowlanych i zgodnie z zasadami wiedzy technicznej. Przywołane przepisy techniczno-budowlane stanowią akty wykonawcze do ustawy Prawo budowlane, czyli rozporządzenia ministra ds. budownictwa oraz ministrów innych branż (np. zdrowia, energetyki, rolnictwa) wydawane w uzgodnieniu z ministrem do spraw budownictwa, gospodarki przestrzennej i mieszkaniowej. Do kategorii wymaganych przepisów prawa należą też normy określające warunki bezpieczeństwa konstrukcji. Katalog norm przywołanych w warunkach technicznych, których stosowanie wymagane jest m.in. w § 204, obejmuje zestaw norm obciążeniowych i wymagań projektowych oznaczonych w załączniku 1 do rozporządzenia [2]. Przed trudnym dylematem staje projektant w sytuacji, gdy w istniejącym obiekcie przewiduje się wprowadzenie zmian konstrukcyjnych wymagających pozwolenia na budowę. Ta sytuacja wymusza rozpoznanie norm właściwych nie tylko dla okresu realizacji obiektu, lecz także tych aktualnie obowiązujących. Zwykle wprowadzane nowe wersje norm istotnie różnią się nie tylko procedurami obliczeniowymi, lecz także różnicują podejście do bezpieczeństwa konstrukcji, oznaczania war-

tości obciążeń i ich sumowania. Dylematem pozostaje też kwestia udzielenia odpowiedzi – czy obiekt, który zaprojektowano wg wycofanych już norm, spełnia warunki bezpieczeństwa norm aktualnie obowiązujących. Dopóki konstrukcja zachowuje się poprawnie i nie zmienia się jej funkcja użytkowa nadto, nie prowadzi się jej modernizacji, przebudowy czy nadbudowy, to nie ma potrzeby weryfikacji rozwiązań konstrukcyjnych i sprawdzania poziomu jej bezpieczeństwa. W przeciwnym razie należy ocenić jej stan techniczny, przeprowadzić weryfikujące analizy poziomu wytrzymałości i bezpieczeństwa użytkownika na podstawie aktualnie obowiązujących norm. Ustawodawca w treści obowiązującego załącznika 1 z grudnia 2010 r. do rozporządzenia [2] zastrzegł, że wydane w języku polskim normy PN-EN wprowadzające europejskie normy projektowania mogą być stosowane, jeżeli stanowią kompletny zestaw potrzebny do zaprojektowania obiektu. Ustawodawca zastrzegł obecnie konieczność stosowania jedynie zestawu norm oznaczonych jako PN-EN1990 i PN-EN 1991.

2. Opis konstrukcji wieży

Przedmiotowa wieża zrealizowana w 2001 r. zlokalizowana jest w bezpośrednim sąsiedztwie gęstej ściany drzew stanowiącej otulinę Puszczy Goleniowskiej, któ-

Tabela 1. Materiał wbudowany w konstrukcję wieży oraz zastosowane połączenia

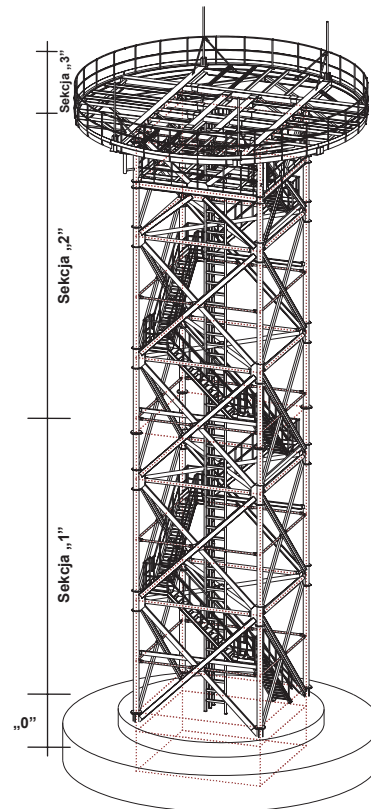
Lp.	Element	Profil	Połączenia	Stal
1.	Krawężnik	do poz. +12,318	doczołowe – kołnierzone 8×M24 kl.10.9	R35
		powyżej poz. +12,318		R35
2.	Krzyżulce w ścianach	[200	zakładkowe, 4×M24, kl. 10.9	S235
3.	Rozpórki w ścianach	RO 70×5	zakładkowe, 2×M16, kl. 5.6	R35
4.	Rygle w ścianach wieży	RO 159×8	zakładkowe, 3×M20, kl. 10.9	R35
5.	Przepony usztywniające	RO 159×8	zakładkowe, 2×M20, kl. 10.9	R35

Tabela 2. Materiał wbudowany w konstrukcję obu pomostów oraz zastosowane połączenia

Lp.	Element konstrukcyjny	Profil	Połączenia	Stal
1.	Belka pomostu antenowego i technicznego	HEA 300	zakładkowe – cierne, M20, kl. 10.9	S235
2.		[120	zakładkowe, 2×M16, kl. 5.6	S235
3.	Belka pomostu antenowego	[200	zakładkowe, 2×M20, kl. 5.6	S235
4.	Belka pomostu antenowego	IPE 240	zakładkowe, 2×M20, kl. 5.6	S235
5.	Belka pomostu technicznego	IPE 270	zakładkowe, 3×M20, kl. 5.6	S235
6.	Stężenia pomostu antenowego	L 100×100×8	2×M20, kl. 5.6	S235



Rys. 1. Widok istniejącej konstrukcji wieży



Rys. 2. Model obliczeniowy układu wieży

rej obecność istotnie ogranicza przestrzeń odbioru fal elektromagnetycznych. Funkcja użytkowa obiektu wymaga podwyższenia jej konstrukcji o ok. 20 m, przy utrzymaniu tego samego wyposażenia w anteny. Powyższe zadanie wymagało oceny nośności i bezpieczeństwa użytkowania istniejącej konstrukcji. Zamawiający, kryteria poszukiwań racjonalnego rozwiązania nadbudowy wieży oznaczył następująco:

- zminimalizowany zakres wzmocnień istniejącej konstrukcji,
- zminimalizowany obszar ingerencji w istniejący układ,
- minimalny koszt ewentualnych wzmocnień,
- ograniczony do minimum okres wyłączeń z użytkowania istniejących anten na wieży.

Zamawiający udostępnił obiekt wraz z dokumentacją. Klasa niezawodności i jakości wykonania wieży normalna tj. 2 wg [4] co oznacza, że współczynnik konsekwencji zniszczenia $\gamma_n = 1,0$. Konstrukcja wieży (rys. 1 i 2) to stalowa, ocynkowana, krata przestrzenna, czteropasowa, o krawężnikach równolegle rozstawionych na planie kwadratu o boku 5 m. Profile rurowe wbudowane w układ są ze stali R35, pozostałe kształtowniki to elementy wykonane ze stali S235. Wbudowane w układ nośny wieży pomosty oraz profile przedstawiono w tabelach 1 i 2. Fundament schodkowy w postaci walca cylindrycznego o średnicy 12 m i wysokości 2,1 m wykonano z betonu B25 ze zbrojeniem siatkami ortogonalnymi z prętów $\varnothing 12$ i $\varnothing 16$, ze stali żebrowanej ułożonymi na czterech poziomach.

Konstrukcja wieży jest podzielona na cztery sekcje montażowe:

- **Sekcja „0”** (kotwiąca) o wysokości 2,48 m, zagłębiona w fundamencie na głębokość 2,1 m.
- **Sekcja „1”** – krata przestrzenna, o wysokości 11,537 m z ciągłymi krawężnikami i wykratowaniem w czterech płaszczyznach. Styk montażowy między sekcją „0” i „1” na poziomie +0,781 m n.p.t., natomiast styk górny na poziomie +12,318 m n.p.t. Styki montażowe na krawężnikach kołnierzowe, doczołowe na śruby sprężające: $8 \times M24$, kl.10.9.
- **Sekcja „2”** – układ analogiczny do sekcji „1” o wysokości 12 m, w górnej części z nieznacznie zmienionymi kątami nachylenia osi prętów wykratowań z uwagi na rygle pod ruszt pomostu technicznego. Poziom górny styku doczołowego: +24,318 m.
- **Sekcja „3”** – platforma pod anteny, podzielona na pięć elementów wysyłkowych stykami montażowymi. Wysokość sekcji 1,8 m obejmuje balustradę, króćce krawężników i konstrukcję rusztu kołowego pod pomost. Styki montażowe zakładkowe, śrubowe, na śruby sprężające M20, kl. 10.9. W każdym styku po 40 śrub, a takich styków w sekcji „3” jest 12.

3. Wybrane detale konstrukcyjne

Układ nośny wieży stanowią 4 słupy (krawężniki), które połączone są w czterech płaszczyznach skratowa-

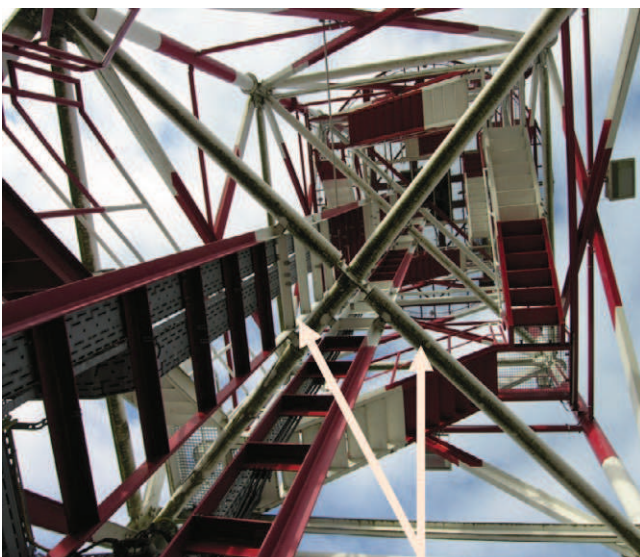


niem wykonanych z [200 i rur. Krawężniki do poziomu +12,318 m wykonano z rur $\text{Ø} 219,1 \times 11$ mm, powyżej są to rury tej samej średnicy, lecz ze ścianką o grubości 8 mm. W ścianach skratowania rygle poziome wykonano z rur $\text{Ø} 159 \times 8$ i połączono przegubowo z krawężnikami. Widoczne na rysunku 3 elementy wyratowania „X” ([200), jak też rozpórki (rury $\text{Ø} 70 \times 5$) dochodzące do węzła środkowego łączone są śrubami za pośrednictwem blach węzłowych na obu końcach. Szczegół ustawienia prętów skratowania i ich połączenia w węzle środkowym ścian pokazano poniżej.

Geometryczną niezmienniczość przekroju poprzecznego wieży zapewniają regularnie rozmieszczone po wysokości co 5 m poziome przepony z rur $\text{Ø} 159 \times 8$. Przepony są usytuowane w poziomie słupków skratowania ścian, które wykonane z tego samego profilu co słupki. Uzyskano w ten sposób przeponę o sztywnymkonturnie z wykratowaniem typu „X” (rys. 4).



Rys. 3. Węzeł środkowy w ścianie wykratowania – połączenie [200 z rozpórkami



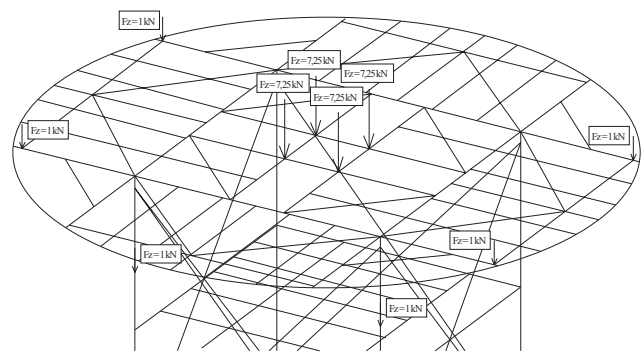
Rys. 4. Wnętrze wieży – przepony i wewnętrznie rozprowadzona klatka schodowa

4. Model obliczeniowy wykorzystany w analizach weryfikujących

Konstrukcja zrealizowanej wieży stanowi przestrzenny układ prętowy, kratownicowy z połączeniami częściowo sztywnymi i przegubowymi. W modelu układ prętów odwzorowano jako ramownicę ze zwolnieniami na końcach prętów dobranych stosownie do faktycznej konstrukcji ich połączeń w węzłach. Model obliczeniowy stworzono w programie Robot Structural Analysis Professional 2011. Uwzględnia on występowanie dwóch pomostów w postaci rusztów powiązanych z konstrukcją wieży. Ruszt górny zawiera wykratowanie (stężenia), przesunięte względem osi poziomych belek zadane w modelu z wykorzystaniem offsetów. Do modelu wprowadzono też rygle z [160, które są konstrukcją wsporczą dla konstrukcji klatki schodowej, pełniąc rolę elementów dodatkowo spinających krawężniki. Analizy konstrukcji prowadzono w zakresie pracy stali liniowo-sprężystym. Przyjęto, że zamocowanie wieży w fundamencie upoważnia do przyjęcia, że podpory krawężników są zablokowane we wszystkich możliwych kierunkach. Częstość drgań własnych konstrukcji wieży oznaczono w sposób przybliżony, wykorzystując analizę modalną z programu Robot. Okres drgań własnych pierwszej formy jest na poziomie 0,28 sek., co pozwoliło ustalić, że konstrukcja pozostaje niepodatną na dynamiczne działanie porywów wiatru i przyjąć współczynnik $\beta = 1,8$.

5. Obciążenia wieży

Podstawowe obciążenie technologiczne przedmiotowej wieży stanowi zestaw anten, to jest radaru wtórnego oraz sześciu anten łączności radiowej. Masa anteny zainstalowanej na szczycie wieży wraz z napędem, osprzętem i ażurową czaszą o wymiarach $\sim 1,7 \times 8$ m to: 2900 kg. Pozostałe anteny mają masę ~ 100 kg każda. Schemat obciążeń technologicznych wieży przyjęty w modelu, jak też układ belek ze obciążeniami w pomocy górnym pokazano na rysunku 5. Dodatkowe stałe elementy wyposażenia wieży uwzględnione w obliczeniach stanowią:



Rys. 5. Konstrukcja pomostu górnego i zadane obciążenia od anten



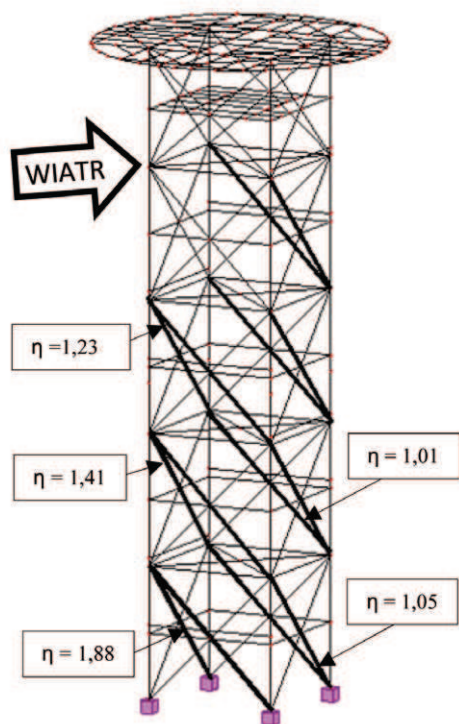
Tabela 3. Podwyższona wartość obciążenia od wiatru wywołana zmianą w 2009 r. treści normy [7]

Norma	Strefa obc.	q_k [kN/m ²]	C_e (H=25m)	C_{sII}	β	F [m ² /m]	Współ. obciąż.	q_d [kN/m ²]
PN-77/B-02011	I	0,25	0,875	2,18	1,8	1,00	1,3	1,12
	II	0,35						1,12
PN-77/B-02011/Az1:2009	I	0,30	0,988	2,18			1,5	1,74
	II	0,42						2,44

- ażurowy pomost górny o średnicy D=11 m (kraty Wema) na poziomie +25 m n.p.t.,
- ażurowy pomost techniczny (kraty pomostowe Mostostal) na poziomie +22,8 m n.p.t.,
- bariery ochronne pomostów,
- schody ażurowe i stalowe spoczniki wraz z poręczami wykonane z blachy żeberkowej.

Analizy statyczno-wytrzymałościowe dla najmniejkorzystniejszej kombinacji obciążeń potwierdziły, że dominującym dla wieży jest obciążenie od wiatru. Udział wyłączenia od wiatru działającego na kierunku diagonalnym istotnie przewyższa wyłączenie od sumy obciążeń stałych, wyposażenia i obciążeń technologicznych. Obciążenia klimatyczne przyjęte w obliczeniach weryfikujących wg polskich norm obowiązujących w 2011 r. różnią się istotnie od tych, przy których sporządzano dokumentację projektową w 2000 r. Istotnym zmianom uległy obliczeniowe obciążenia normowe od śniegu i wiatru, które zwiększały poziom bezpieczeństwa poprzez zwiększenie wartości współczynników obciążenia wg [6 i 7] odpowiednio:

- dla obciążenia od wiatru z 1,3 do 1,5,
- dla obciążenia od śniegu z 1,4 do 1,5.

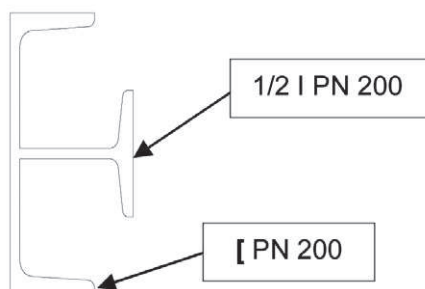


Rys. 6. Przeciążone elementy w konstrukcji

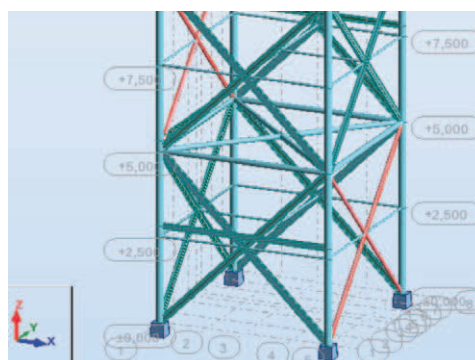
Wskazane normy [6, 7] zmieniły też podział polski na strefy obciążenia. Efektem wprowadzonych zmian jest przypisanie lokalizacji wieży do II strefy obciążenia od wiatru i śniegu w miejsce strefy I, jaka obowiązywała na etapie przygotowania projektu budowlanego. Wzrost wartości obciążenia tylko od wiatru wywołany zmianami w normie pokazano w tabeli 3.

6. Ocena bezpieczeństwa istniejącej konstrukcji wieży

W konstrukcji wieży, dla najbardziej niekorzystnej kombinacji z wiatrem działającym na kierunku diagonalnym, od obciążeń zestawionych wg aktualnie obowiązujących norm, stwierdzono, przekroczenie warunków nośności w prętach wykratowań wyróżnionych na rysunku 6. Powodem tej sytuacji jest fakt przyjęcia w analizach weryfikujących podwyższonego poziomu obciążeń, jaki narzuciły zmienione normy (śniegowa i wiatrowa), a także przyjęcie niewłaściwych długości wyboczeniowych prętów skratowania przy wyboczeniu z płaszczyzny ściany. Ściskane pręty skratowania w ścianach wieży wykonane z ceowników PN 200, które w konstrukcji są ustawione pionowo (rys. 3) wykazują różne smukłości w obu płaszczyznach wyboczenia i przyjmują różne wartości współczynników niestateczności ogólnej [3]:



Rys. 7. Wariant I wzmocnienia prętów wykratowania



Rys. 8. Wariant II – wzmocnienie rurowe konstrukcji



$$\lambda_z = \frac{L_{cr,z}}{i_z} = \frac{2 \cdot 353,6}{2,14} = 330$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_p} = \frac{330,47}{84} = 3,934 \Rightarrow \varphi_z = f(\bar{\lambda}_z) = 0,06$$

$$\lambda_y = \frac{L_{cr,y}}{i_y} = \frac{353,6}{7,7} = 45,9$$

$$\bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_p} = \frac{45,92}{84} = 0,547 \Rightarrow \varphi_y = f(\bar{\lambda}_y) = 0,84$$

Tak oznaczone współczynniki niestateczności ogólnej φ_y i φ_z należy traktować jako konserwatywne podejście do bezpieczeństwa konstrukcji. W odniesieniu do prętów wykratowania „X” w normie [3] wskazano formułę pozwalającą uwzględnić zredukowaną długość wybożenia z płaszczyzny skratowania, która uwzględnia stabilizujący wpływ prętów rozciąganych skrzyżowanych z prętem ściskany:

$$L_{cr,z} = l_c \sqrt{1 - 0,75 \cdot \frac{N_t}{N_c} \cdot \frac{l_c}{l_t}} \quad \text{if} \quad L_{cr,z} \geq 0,5 \cdot l_c$$

gdzie:

l_c , l_t – teoretyczne długości przekątnych pola skratowania;

N_c , N_t – bezwzględne wartości sił w pręcie rozciągany i ściskany.

Przy konserwatywnym podejściu, przekroczenie warunków nośności przy wybożeniu z płaszczyzny skratowania osiąga poziom 188% w najniższym segmencie wieży, natomiast po uwzględnieniu stabilizującego charakteru elementów rozciąganych, ten poziom obniżył się do wartości 134%. Powyższe wskazywało na konieczność zadziałania konstruktora w kwestii poprawy bezpieczeństwa konstrukcji. Zaproponowano dwa warianty wzmocnienia układu. W wariantcie „I” proponuje się wprowadzenie dodatkowych przepon pośrednich z rur $\varnothing 70 \times 5$ podpierających w segmencie trzy węzły środkowe skratowania. Podparcie czwartego uniemożliwia kolizja z równoległe ustawionym biegiem schodowym. Dla prętów skratowań nie podpartych dodatkową przeponą pośrednią zaproponowano przekrój pokazany na rysunku 7 nazwany jako krzyżowy. Takie wzmocnienie jest skuteczne gwarantując, spełnienie warunków nośności we wszystkich prętach istniejącej konstrukcji. Zaletą tego rozwiązania jest to, że nie występuje konieczność demontażu żadnego z istniejących elementów, jedynie niektóre z nich dodatkowo się wzmocnia poprzez dospawanie połówek dwuteowników PN 200.

W wariantcie „II” do istniejącej konstrukcji wieży w miejsce wzmocnień „krzyżowych” wprowadzono nowe pręty z rur, łącząc ich obecność z dodatkowymi przeponami pośrednimi jak w wariantcie „I”. To wzmocnienie faktycznie oznacza wymianę zaznaczonych na rysunku 8 kolorem czerwonym prętów z [200 na rury $\varnothing 108 \times 5$ mm. Porównanie obu wariantów pod tym samym obciążeniem wykazuje dla wariantu „I” poziom wykorzystania

nośności w 59% podczas, gdy w wersji ze wzmocnieniami rurowymi – wariant II – w tym samym elemencie wykorzystanie nośności jest na poziomie 90%. Propozycja wzmocnień rurowych wydaje się być „elegancką”, czystsza konstrukcyjnie, łatwiejszą w utrzymaniu, lżejszą, a jednocześnie spełniającą warunki nośności we wszystkich prętach na nieco wyższym poziomie niż dla konstrukcji ze wzmocnieniami „krzyżowymi”.

7. Podsumowanie

Na podstawie rozpoznania dokumentacji powykonawczej, dokonanego przeglądu stanu technicznego istniejącej konstrukcji wieży, obowiązujących aktualnie norm obciążeniowych, przeprowadzonych analiz weryfikujących nośność stwierdzono, że:

1. Przedmiotowa wieża jest w dobrym stanie technicznym i na chwilę obecną po 10-letnim okresie użytkowania nie wykazuje zagrożenia awarią ani katastrofą budowlaną.
2. Poziom wyężenia elementów w istniejącej konstrukcji wieży nie jest w stanie bezpiecznie przejąć obciążeń, na jakie obecnie należy projektować takie obiekty z wymaganym obecnie poziomem bezpieczeństwa.
3. Istniejące rozwiązanie – bez dodatkowych wzmocnień – nie daje możliwości podwyższenia konstrukcji o dodatkowe 20 m, tak jak oczekuje tego zamawiający.
4. Wskazano dwa warianty ewentualnych wzmocnień, jakie powinny być wprowadzone do konstrukcji, by możliwym stało się jej podwyższenie o 20 m.
5. Dopóki nie wprowadza się żadnych zmian w konstrukcji wieży, może być ona użytkowana w obecnym stanie.
6. Roboty budowlane w zakresie nadbudowy czy też modernizacji można rozpocząć na podstawie ostatecznej decyzji administracyjnej – zatwierdzającej projekt budowlany nadbudowy wykonany przez uprawnione osoby.
7. Dokumentacja projektowa musi być sporządzona na podstawie aktualnie obowiązujących norm, w tym także tych dotyczących obciążeń.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Dz. U. 2010 Nr 243 poz. 1623 – Prawo budowlane – urzędowy tekst jednolity ustawy Dz. U. 1994 nr 89 poz. 414
- [2] Dz. U. 2002 Nr 75 poz. 690 – Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z 12.04.2002 r. – (stan prawny 24.03.2009 r.) – w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać obiekty budowlane i ich usytuowanie
- [3] PN-90/B-03200. Konstrukcje stalowe. Obliczenia statyczne i projektowanie
- [4] PN-79/B-03204. Konstrukcje stalowe. Maszty oraz wieże radiowe i telewizyjne. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- [5] PN-B-03204: 2002. Konstrukcje stalowe. Wieże i maszty. Projektowanie i wykonanie
- [6] PN-B-02010: 1980/Az1:2006; Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenie śniegiem
- [7] PN-B-02011: 1977/Az1:2009; Obciążenia w obliczeniach statycznych. Obciążenie wiatrem
- [8] PN-B-02013: 1987; Obciążenia zmienne środowiskowe. Obciążenie oblodzeniem
- [9] Rykaluk K., Konstrukcje stalowe. Kominy wieże maszty, Oficyna wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 2007
- [10] Rykaluk K., Obciążenie wiatrem wież stalowych w ujęciu norm polskich i europejskich. IiB Budownictwo, nr 7/2009