



TERESA PACZKOWSKA, *teka@zut.edu.pl*

WIESŁAW PACZKOWSKI, *wespa@zut.edu.pl*

Zachodniopomorski Uniwersytet Technologiczny w Szczecinie

BŁĘDY PROJEKTANTA ZAGROŻENIEM UTRATY NOŚNOŚCI KONSTRUKCJI STALOWEJ WIEŻY

A DESIGNER MISTAKE AS A REASON FOR THE THREAT OF LOSING THE BEARING CAPACITY BY A STEEL TOWER

Streszczenie Efekt naturalnego wzrostu drzew w okresie 10 letniego użytkowania sąsiadującej z nimi konstrukcji wieży radiolokacyjnej o wysokości $H = 25$ m był powodem podjęcia działań przygotowawczych do jej podwyższenia o dodatkowe 20 m. Weryfikujące analizy nośności układu z wykorzystaniem obowiązujących aktualnie norm wykazały, że dla istniejącego obiektu nie są spełnione stany graniczne nośności w elementach wykratowania wieży. Bezpośrednią przyczyną tego stanu było błędnie przyjęte rozwiązanie konstrukcyjne, jak też wpływ zmian wprowadzonych przez PKN w normach obciążeniowych i projektowych.

Abstract Natural process of tree growth caused the need of heightening of a 25 m high radar tower for the next 20 m. The check analysis of the ultimate limit state of the tower has disclosed that members of bracing do not satisfy bearing conditions. An improper structural solution and also some changes introduced to Polish load and design standards were the reason for that situation.

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 ds. 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 zał. 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 wartości 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 wyężenia i bezpieczeństwa użytkowania 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, której 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 oraz pomosty profile przedstawiono w tablicy 1 i 2.

Tablica 1. Materiał wbudowany w konstrukcję wieży oraz zastosowane połączenia

Lp.	Element		Profil	Połączenia	Stal
1	krawężnik	do poz. +12,318	RO 219,1×11	doczołowe -kołnierzone 8×M24 kl.10.9	R35
		powyżej poz. +12,318	RO 219,1×8		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

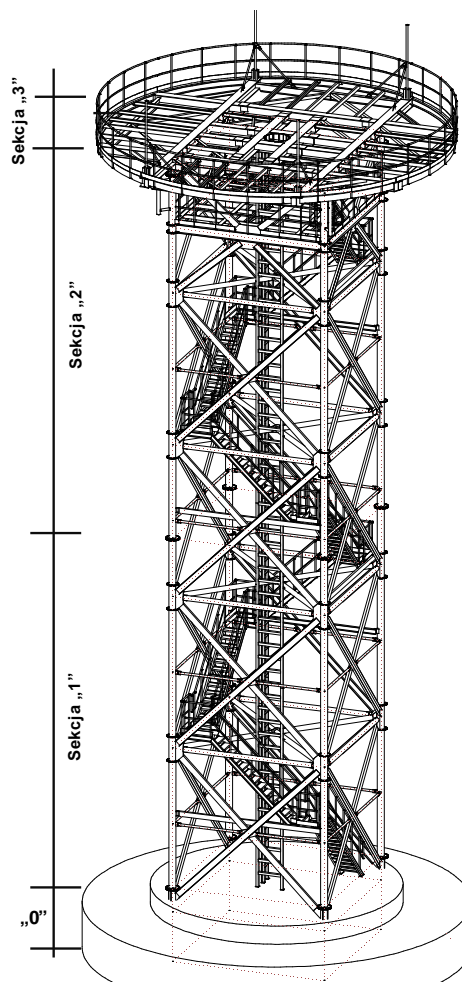
Fundament schodkowy w postaci walca cylindrycznego o średnicy 12 m i wysokości 2.1 m wykonano z betonu B25 ze zbrojeniem siatkami ortogonalnymi z prętów $\phi 12$ i $\phi 16$, ze stali zębowanej ułożonymi na czterech poziomach.

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

Lp.	Element konstrukcyjny	Profil	Połączenia	Stal
1	Belka pomostu antenowego	HEA 300	zakładkowe – cierne, M20, kl. 10.9	S235
2	i technicznego	[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

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×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 górnego 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 skratowaniem wykonanych z [200 i rur. Krawężniki do poziomu +12,318 m wykonano

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



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



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

Geometryczną niezmiennosć przekroju poprzecznego wieży zapewniają regularnie rozmieszczone po wysokości co 5 m poziome przepony z rur $\phi 159 \times 8$. Przepony są usytuowane w poziomie słupków skratowania ścian i są wykonane z tego samego profilu co słupki. Uzyskano w ten sposób przeponę o sztywnym konturze z wykratowaniem typu „X” – rys. 4.

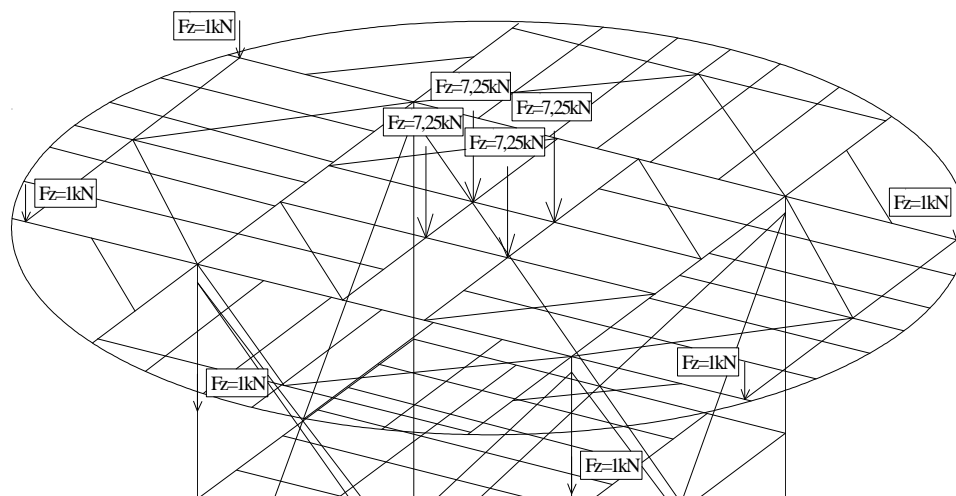
4. Model obliczeniowy wykorzystany w analizach weryfikujących

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 odpowiednio na poz. +22,8 i poz. +25 m.n.p.t. 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 tj. 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 stężaniami w pomoście górnym pokazano na rys. 5.



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

Dodatkowe stałe elementy wyposażenia wieży uwzględnione w obliczeniach obejmują:

- 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 najniekorzystniejszej kombinacji obciążeń potwierdziły, że dominującym dla wieży jest obciążenie od wiatru. Udział wyężenia od wiatru działającego na kierunku diagonalnym istotnie przewyższa wyężenie 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 zwiększyły poziom bezpieczeństwa poprzez wymagane wyższe wartości współczynników obciążenia wg [6 i 7]:

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

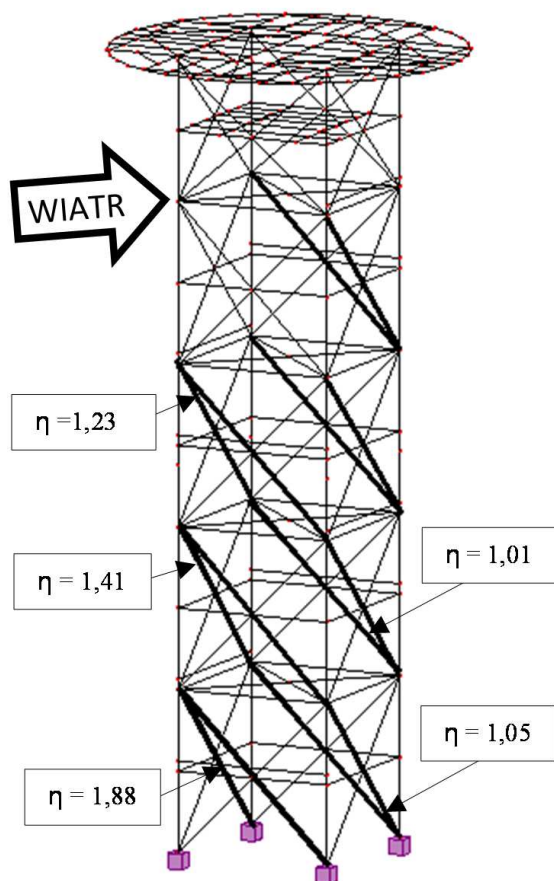
Wskazane normy [6, 7] zmieniły też podział polski na strefy obciążenia. Efektem wprowadzonych zmian jest obecnie przypisanie lokalizacji wieży do II strefy obciążenia od wiatru i śniegu w miejsce strefy I, jaka obowiązywała na etapie przygotowania projektu budowlanego. Wzrost wartości obciążenia tylko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

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

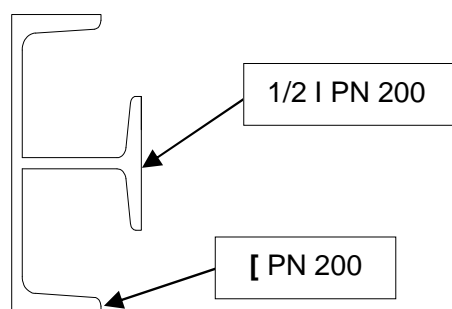
Norma	Strefa obc.	q_k [kN/m ²]	C_e ($H = 25$ m)	C_{xII}	β	F [m ² /m]	Współ. obciąż.	q_d [kN/m ²]
PN-77/B-02011	I	0,25	0,875	2,18	1,8	1,00	1,3	1,12
	II	0,35						1,12
PN-77/B-02011/Az1: 2009	I	0,30	0,988	2,18			1,5	1,74
	II	0,42						2,44

6. Ocena bezpieczeństwa istniejącej konstrukcji wieży

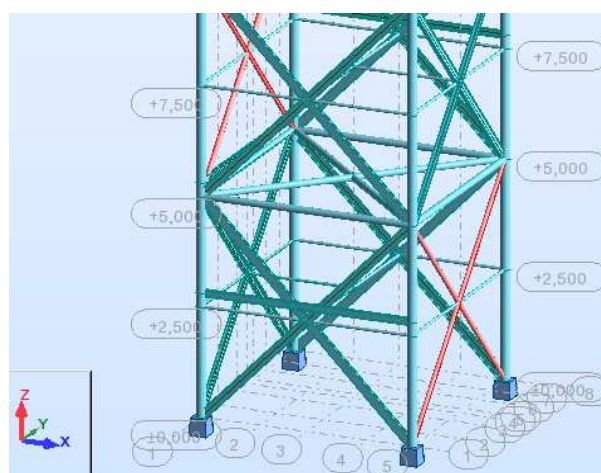
W konstrukcji wieży, dla najbardziej niekorzystnej kombinacji z wiatrem działającym na kierunku diagonalnym, od obciążeń zestawionych wg aktualnie obowiązujących norm, stwierdzono, przekroczenie warunków nośności w prętach wykratowań wyróżnionych na rys. 6. Powodem tej sytuacji jest fakt przyjęcia w analizach weryfikujących podwyższonego poziomu obciążeń, jaki narzuciły zmienione normy (śniegowa i wiatrowa), a także niewłaściwe przyjęcie przez projektanta długości wybozeniowych prętów skratowania przy wyboczeniu z płaszczyzny ściany.



Rys. 6. Przeciążone elementy w konstrukcji



Rys. 7 Wariant I wzmocnienia prętów wykratowania



Rys. 8 Wariant II – wzmocnienie rurowe konstrukcji

Wykonane z ceowników PN 200 ściskane pręty skratowania w ścianach wieży, które w konstrukcji są ustawione pionowo (rys. 3) wykazują różne smukłości w obu płaszczyznach wybożenia i przyjmują różne wartości współczynników niestateczności ogólnej [3]:

$$\lambda_z = \frac{L_{cr,z}}{i_z} = \frac{2 \cdot 353,6}{2,14} = 330 \quad \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_p} = \frac{330,47}{84} = 3,934 \Rightarrow \varphi_z = f(\bar{\lambda}_z) = 0,06$$

$$\lambda_y = \frac{L_{cr,y}}{i_y} = \frac{353,6}{7,7} = 45,9 \quad \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_p} = \frac{45,92}{84} = 0,547 \Rightarrow \varphi_y = f(\bar{\lambda}_y) = 0,84$$

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 wybocheniową z płaszczyzny skratowania, która uwzględnia stabilizujący wpływ prętów rozciąganych skrzyżowanych z prętem ściskany:

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

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 wyboczeniu 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 $\phi 70 \times 5$ 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 rys. 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 wzmacnia poprzez dospawanie połówek dwuteowników PN 200 do pręta skratowania z [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 wyróżnionych na rys. 8 prętów wykonanych z [200 na rury $\phi 108 \times 5$ 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 „elegantszą”, 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 wyteżenia elementów w istniejącej konstrukcji wieży wskazuje, że układ nie jest w stanie bezpiecznie przejść 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. Wskazane dwa warianty ewentualnych wzmocnień, jakie zaproponowano powinny być rozpatrzone do zastosowania w konstrukcji, by możliwym stało się jej podwyższenie o 20 m.
5. Dopóki nie wprowadza się żadnych zmian w konstrukcji wieży, może być ona użytkowana bez ograniczeń i zastrzeżeń w obecnym stanie.
6. Roboty budowlane w zakresie nadbudowy czy też modernizacji można rozpocząć na podstawie ostatecznej decyzji administracyjnej – zatwierdzającej projekt budowlany nadbudowy i wzmocnień wykonany przez uprawnione osoby.
7. Dokumentacja projektowa musi być sporządzona na podstawie aktualnie obowiązujących norm, w tym także tych dotyczących obciążeń.

Literatura

1. Dz.U. 2010 Nr 243 poz. 1623 – Prawo budowlane – urzędowy tekst jednolity ustawy Dz.U. 1994 nr 89 oz. 414.
2. Dz. U 2002 Nr 75 poz. 690 – Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dn. 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.