Długotrwały wpływ obciążeń środowiskowych na stan techniczny morskich budowli hydrotechnicznych

Prof. dr hab. inż. Bohdan Zadroga¹, dr inż. Tomasz Mioduszewski² ¹Politechnika Gdańska ²Pracownia Projektowa Budownictwa Hydrotechnicznego Aquaprojekt Sp. z o.o., Gdańsk

Na wybudowane i eksploatowane oraz okresowo remontowane i konserwowane obiekty morskiego budownictwa hydrotechnicznego, oprócz ciężaru własnego oraz mniej lub bardziej złożonych zewnętrznych obciążeń eksploatacyjnych, oddziałują różnorodne obciążenia środowiskowe. Wymienione obciążenia mają łącznie wpływ na stateczność, na stan techniczny oraz na długotrwałość tych budowli.

Odmiennie wygląda sytuacja w przypadku morskich budowli hydrotechnicznych wybudowanych, lecz nie wykończonych oraz nie wyposażonych w urządzenia przeładunkowe i nie eksploatowanych przez kilkadziesiąt lat, a więc również w tym czasie nie remontowanych i nie konserwowanych. Obiekty te, pomimo że nie są eksploatowane i nie działają na nie zewnętrzne obciążenia eksploatacyjne, są permanentnie narażone na różnorodne obciążenia i na negatywne oddziaływania morskich obciążeń środowiskowych o charakterze losowym i zmiennym w ciągu roku.

Do morskich obciążeń środowiskowych wymagających uwzględnienia przy analizowaniu i ocenie stanu technicznego oraz stateczności morskich budowli hydrotechnicznych należą oddziaływania:

- lodu (warunki zalodzenia i przemieszczenia kry lodowej),
- wiatru (zmienne częstości i kierunki wiatrów silnych, stan powyżej 6),
- falowania (zmienne kierunki i wysokość fal),
- zmiany poziomów wody (wartości skrajne),
- zmiany temperatury wody i powietrza.

Wymienione obciążenia środowiskowe mają charakter losowy, charakteryzują się ciągłą zmiennością, często gwałtownym przebiegiem oraz zmianami ilościowymi i jakościowymi. Syntetyczną charakterystykę ilościową i jakościową tych obciążeń opracowaną na podstawie prac [2, 3, 4, 7, 11] przedstawiono w pracy [13].

Na przełomie lat siedemdziesiątych i osiemdziesiątych ubiegłego wieku w Porcie Północnym w Gdańsku wybudowano, między innymi, następujące duże i skomplikowane konstrukcyjnie budowle hydrotechniczne:

 falochrony, estakady i pirsy w Bazie Przeładunku Paliw Płynnych,

- pirs węglowy z dalbami cumowniczo-odbojowymi,
- pirs rudowy.

Budowę dwóch pierwszych z wymienionych obiektów zakończono, a obiekty oddano do eksploatacji trwającej nieprzerwanie do chwili obecnej, a więc przez około 40 lat.

Historia budowy trzeciego obiektu była odmienna. W latach 1976-81 zrealizowano, pod względem konstrukcyjnym, pierwszy etap budowy pirsu rudowego. Ze względu na sytuację polityczno-gospodarczą i brak funduszy przerwano dalszą budowę pirsu i praktycznie nie przekazano pirsu do eksploatacji. Nie zainstalowano ponadto na wybudowanym odcinku pirsu przewidzianego w projekcie wyposażenia, a więc zagranicznych specjalistycznych urządzeń wyładunkowych i transportowych.

OGÓLNA CHARAKTERYSTYKA KONSTRUKCYJNA PIRSU RUDOWEGO PROJEKTOWANEGO I WYKONANEGO

Zgodnie z projektowymi założeniami wstępnymi pirs rudowy miał mieć łączną długość 660 m i szerokość 72,6 m. Umożliwiałoby to równoczesny przeładunek czterech statków o nośności około 100 000 DWT do 150 000 DWT po obu stronach pirsu.

Konstrukcyjnie, według założeń, budowla składać się miała z czterech następujących części:

- pomost komunikacyjno-transportowy w środkowej części,
- dwa pomosty przeładunkowe po obu stronach,
- samodzielna wyspa cumownicza.

W pierwszym etapie budowy pirsu rudowego przewidziano i wykonano jedynie połowę pirsu od strony północnej obejmującą:

- jeden pomost przeładunkowy o długości 600 m,
- część pomostu komunikacyjnego (umożliwiającą dojazd oraz transport ładunków w relacji statek – ląd),
- połowę wyspy cumowniczej wraz z pomostem dojściowym.





Przekrój konstrukcyjny pirsu rudowego przedstawiono na rys. 1 wraz z podaniem wymiarów żelbetowej nadbudowy posadowionej na 12 rzędach stalowych pali rurowych o długości od 26,0 do 34,0 m, średnicy od 610 do 720 mm i grubości ścianek od 12 do 12,5 mm.

Naturalna głębokość dna w rejonie nasady pomostu przeładunkowego waha się od -3,0 do -6,0 m. Pirs usytuowano na naturalnej głębokości od -6,0 do -8,0 m na wschodnim skraju stożka usypowego dawnego ujścia Wisły. Od poziomu dna za-



Rys. 2. Widok z góry pomostu przeładunkowego od strony lądu (rok 1997)



Rys. 3. Widok od strony lądu odwodnej krawędzi pomostu przeładunkowego wyposażonego w urządzenia cumowniczo-odbojowe: a) rok 1997 b) rok 2006

legają grunty słabonośne określone jako tak zwany kompleks piaszczysto-namułowy. Poniżej, na głębokości od -12,0 do -16,0 m zalegają piaski drobne i średnie z przewarstwieniami glin i pyłów o miąższości średniej 1 ÷ 3 m (lokalnie miąższość gruntów słabonośnych dochodzi nawet do 9 m).

Ze względu na to, że na wybudowanym odcinku pirsu nie wykonano nawierzchni na pomostach, nieczynna była instalacja odwodnieniowa oraz brakowało zabezpieczeń antykorozyjnych, z biegiem czasu postępowała sukcesywnie destrukcja konstrukcji. Nieeksploatowany pirs rudowy wykorzystywano sporadycznie jako stanowisko postojowe, a od 1984 roku do załadunku na statki wyrobów hutniczych za pomocą urządzeń statkowych lub dźwigów samojezdnych. Od 2007 roku na pierwszym odcinku pirsu rudowego, na długości 300 m, uruchomiono terminal przeładunku węgla w relacji importowej. W związku z realizacją tej inwestycji w niniejszym artykule nie zajmowano się kwestiami remontu oraz zmian powstałych na pirsie.

Sytuację taką przedstawiono na rys. 2 i 3.

ZAKRES, METODYKA I WYNIKI BADAŃ STANU TECHNICZNEGO POMOSTU PRZEŁADUNKOWEGO RUDY ŻELAZA

Zakres badań terenowych i laboratoryjnych

W latach 1997-1998, a więc po prawie 20 latach od wybudowania pomostu przeładunkowego rudy żelaza, który praktycznie nie był eksploatowany, a podlegał głównie długotrwałym i negatywnym wpływom morskich obciążeń środowiskowych, autorzy artykułu wraz ze współpracownikami, na zlecenie przedsiębiorstwa Rudoport w Gdańsku, przeprowadzili odpowiednie badania stanu technicznego elementów konstrukcyjnych i wyposażenia pomostu przeładunkowego rudy żelaza. Zaplanowano i wykonano [12]:

- inwentaryzację żelbetowej konstrukcji nadwodnej pomostu przeładunkowego oraz rusztu palowego,
- pomiary głębokości dna w rejonie pomostu przeładunkowego,
- pomiary geodezyjne pomostu i torowisk poddźwigowych,
- pomiary grubości ścianek stalowych pali rurowych,
- badania wytrzymałości i jednorodności betonu w żelbetowych elementach nadbudowy pomostu (badania terenowe i laboratoryjne),
- ocenę istniejącego wyposażenia pomostu.

Zastosowaną metodykę i zakres oraz wyniki wymienionych badań wraz z ich analizą i wnioskami przedstawiono w dalszej części.

Ponowne badanie stanu technicznego konstrukcji, o podobnym zakresie prac, wykonano w 2006 roku na zlecenie Zarządu Morskiego Portu Gdańsk S.A. W dalszej części opracowania przywołano również wyniki tych badań, które ukazują dalszą degradację elementów konstrukcyjnych, tym razem już po około 30 latach od wybudowania [6].

Wyniki inwentaryzacji żelbetowej konstrukcji nadwodnej pomostu przeładunkowego oraz rusztu palowego i wyposażenia

Po zapoznaniu się z dokumentacją techniczną pomostu przeładunkowego i przeprowadzeniu oględzin pomostu określono zakres inwentaryzacji i pomiarów oraz badań terenowych i laboratoryjnych niezbędnych do właściwej oceny stanu technicznego.

Inwentaryzacją objęto odlądowy odcinek pomostu przeładunkowego o długości 300 m (10 sekcji dylatacyjnych). Sprawdzono zgodność wymiarów wykonanej konstrukcji nadbudowy z projektem. Dokonano przeglądu wszystkich pali (łącznie 835 pali) i oceniono ich stan. Wyrywkowo sprawdzono nachylenie pali i wymiary żelbetowej konstrukcji nadbudowy wieńczącej pale. Sporządzono obszerną (około 200 zdjęć) dokumentację fotograficzną z przeprowadzonej inwentaryzacji.

Stwierdzono, że liczba i średnica pali ujętych w konstrukcję nadwodną jest zgodna z dokumentacją projektową. Stan pali jest dobry, nie stwierdzono mechanicznych uszkodzeń, wgnieceń lub złamań pomimo tego, że były gęsto rozstawione w akwenie słabo osłoniętym od falowania i lodu, a wskaźnik liczby pali na 1 m.b. konstrukcji pomostu wynosił 2,78.

Badane pale rurowe mają pełne ostrza, a po wbiciu, w celu zmniejszenia intensywności korozji zostały wypełnione wewnątrz piaskiem z domieszką 5% wapna. Ich głowice na długości 7,0 m mają rdzeń żelbetowy, który nawet przy hipotetycznym całkowitym zniszczeniu ścianek pali przez korozję rur stalowych w strefie zmiennych wahań wody, będzie przenosił pełne obciążenie zewnętrzne i przekazywał je na dolne partie pali, gdzie stopień korozji jest znacznie mniejszy. Pomimo tego, w latach 2012-2013, właściciel obiektu, Zarząd Morskiego Portu Gdańsk S.A., zdecydował o całkowitym zabezpieczeniu rusztu palowego. Zaplanowano, a obecnie wykonuje się powłoki szczelne na palach stalowych. Powłoki nakłada się w warunkach powietrzno-suchych, korzystając z technologii firmy GT Poland – zakładanie na poszczególne pale (lub grupy pali) specjalnych komór umożliwiających lokalne osuszenie pala do rzędnej około -2,0 m oraz wykonanie w warunkach suchych napraw powierzchniowych pala wraz z wykonaniem szczelnej powłoki antykorozyjnej z preparatów odpornych na działanie warunków naturalnych (takich jak falowanie, działanie lodu itp.) [9, 10].

Wymiary żelbetowej konstrukcji nadbudowy okazały się zgodne z projektem. Wykonano ją z betonu hydrotechnicznego o wytrzymałości $R_w = 200 \text{ kg/cm}^2 (20 \text{ MPa})$, W4, M150 według BN-62/6738-07 (obecnie odpowiada temu klasa betonu B-17,5), stosując otulinę zbrojenia głównego ze stali żebrowanej klasy 18G2A o wytrzymałości $Q_r = 3600 \text{ kg/cm}^2 (360 \text{ MPa})$ równą 5 cm. Prefabrykaty żelbetowe wykonano z betonu hydrotechnicznego o wytrzymałości $R_w = 250 \text{ kg/cm}^2 (25 \text{ MPa})$.

Pomost przeładunkowy jest wyposażony w pachoły cumownicze, szybkozwalniające haki cumownicze, drabinki ratownicze oraz instalacje wodne i elektryczne.

Na odcinku 525 m (z czego na analizowanym odcinku pirsu na odcinku 250 m) na pomoście przeładunkowym znajdowa-

ło się torowisko poddźwigowe składające się z dwutokowych torów poddźwigowych wykonanych z szyn SD100 wzmocnionych blachami stalowymi. Rozstaw torów wynosił 20 m, a rozstaw szyn w toku 0,8 m. Ciągłe szyny bezstykowe zespawane z blachami wzmacniającymi były ułożone na blachach ślizgowych pokrytych pastą grafitową i zamocowanych do podtorza za pomocą śrub kotwiących.

Na pomoście przeładunkowym znajdują się kanały instalacyjne przykryte płytami żelbetowymi przenoszącymi nacisk koła do 100 kN.

Opisane wyposażenie pomostu przeładunkowego przedstawiono na rys. 2 i 3.

Pomiary głębokości dna w rejonie pomostu przeładunkowego

Pomiar głębokości na akwenie pod konstrukcją pirsu za pomocą sondy akustycznej był niemożliwy do realizacji ze względu na gęsty i złożony układ pali w przekroju poprzecznym oraz w przekroju podłużnym pomostu (wskaźnik liczby pali na 1 m.b. konstrukcji pomostu wynosił 2,78). W tej sytuacji pomiary głębokości dna pod konstrukcją wykonali nurkowie ręcznie za pomocą sondy łańcuchowej.

Pomiary ręczne wykonano w 20 przekrojach poprzecznych rozstawionych co 15,0 m. W każdym przekroju poprzecznym wykonano 7 pomiarów w odstępach co 5,0 m, poczynając od krawędzi odwodnej pomostu czyli od linii cumowniczej. Charakterystyczne ukształtowanie dna pod pomostem przeładunkowym przedstawiono na rys. 1, a plan batymetryczny w rejonie linii cumowniczej na rys. 4.

Z rys. 4 wynika, że wzdłuż pomostu przeładunkowego w tak zwanej linii cumowniczej aktualne w 1997 roku głębokości dna wahały się od 15,6 m do 16,3 m, a więc były nieco mniejsze od głębokości przewidzianej w projekcie i wynoszącej -16,5 m.

Pomiary geodezyjne pomostu przeładunkowego i torowisk poddźwigowych

Prace geodezyjne wykonano za pomocą niwelatora automatycznego oraz teodolitu. Objęły one pomiar:

- wysokości poszczególnych sekcji dylatacyjnych pomostu,
- wysokości, rozpiętości, prostoliniowości i równoległości torów poddźwigowych,
- wysokości reperów zainstalowanych na koronie pomostu.

Rzędne poszczególnych punktów pomiarowych nawiązano do reperów sieci państwowej oraz do reperów roboczych. Dokładność wykonania poszczególnych pomiarów określona błędem średnim waha się od ± 1 do ± 2 mm.

Po przeanalizowaniu całości wyników przeprowadzonych pomiarów geodezyjnych stwierdzono, że w przypadku torów poddźwigowych odchylenia rzeczywiste są mniejsze od odchyleń dopuszczalnych określonych w odpowiedniej normie.



Rys. 4. Batymetria dna w rejonie linii cumowniczej pomostu przeładunkowego (rok 1997)

Pomiary grubości ścianek stalowych pali rurowych

W trakcie przeglądu i inwentaryzacji podwodnej części całego rusztu palowego pirsu przeładunkowego, w każdej sekcji dylatacyjnej, wytypowano po 4 pale, na których wykonano pomiary grubości ścianek łącznie dla 48 stalowych pali rurowych. Pomiary wykonano metodą nieniszczącą - ultradźwiękową, za pomocą grubościomierza ultradźwiękowego typu MG 232M oraz głowicy typu M57 przystosowanej do pomiarów podwodnych. Dokładność tych pomiarów wynosiła ±1 mm.

Pomiary wykonano łącznie dla 48 pali. W przypadku 36 pali pomiary zasadnicze wykonano na czterech poziomach (+0,8 m, ± 0.0 m, -0.4 m, -6.0 m). Dla 12 wybranych pali pomiary wykonano dodatkowo na dziesięciu poziomach (+1,8 m, +1,2 m, +0,4 m, -0,8 m, -1,2 m, -2,0 m, -3,0 m, -9,0 m, -12,0 m i -15,0 m).

Uśrednione wyniki pomiarów dla stalowego pala rurowego o średnicy 610 mm i grubości ścianek 12,5 mm przedstawiono na rys. 5.

W lipcu 2006 roku prawie po dziewięciu latach od poprzednich pomiarów przeprowadzono kolejne badania grubości pali stalowych. Typując pale do badań brano pod uwagę konieczność określenia stopnia postępu korozji. Dlatego, na 56 pali wytypowanych do badania przyjęto 17 pali badanych w roku 1997.

Pomiary grubości ścianki rury stalowej pala w 2006 roku wykonano na rzędnych $+1.8 \text{ m}, +0.8 \text{ m}, \pm0.0 \text{ m}, -0.4 \text{ m}, -1.0 \text{ m},$ -6,0 m i -10 m. Przykładowe wyniki pomiarów korozji dla pala o średnicy 610 mm wraz z określeniem przyrostu ubytku korozyjnego przedstawiono w tabl. 1.



Grubość ścianki pala stalowego f610/12.5mm

Rys. 5. Uśrednione wyniki pomiarów grubości ścianek stalowych pali rurowych (pomiary z roku 1997 oraz 2006)

Z analizy przeprowadzonych pomiarów wynika, że największe ubytki izolacyjnych powłok antykorozyjnych nałożonych na zewnętrznej powierzchni pali i najsilniejsza korozja ścianek stalowych, wynosząca średnio około 2,0 mm w roku 1997 oraz około 3,0 mm w roku 2006, wystąpiła w strefie wahań zwierciadła wody od poziomu około -0,4 m do +1,0 m. Ponieważ od wbicia pali do realizacji pierwszych pomiarów upłynęło około 20 lat, a do kolejnych pomiarów prawie 30 lat, średnią prędkość postępu korozji w rejonie Portu Północnego w Gdańsku można określić na około 0,1 mm/rok.

Rzędna pomiaru	1997 r.	2006 r. Przyrost uby korozyjneg		
+1,8 m	-	0,6 mm		
+1,2 m	1,0 mm	-		
+0,8 m	1,8 mm	3,0 mm	1,2 mm	
+0,4 m	1,2 mm	_	_	
±0,0 m	1,0 mm	2,1 mm	1,1 mm	
-0,4 m	1,0 mm	2,4 mm	1,4 mm	
-1,2 m	0,6 mm	1,8 mm	1,2 mm	
-6,0 m	0,6 mm	1,4 mm	0,8 mm	
-10,0 m	_	1,1 mm	_	

 Tabl. 1. Pomiary korozji ścianek stalowych pali rurowych (grubość pierwotna wynosiła 12,5 mm)

Stwierdzone zróżnicowanie (od 3,0 do 0,6 mm) postępu korozji w strefie wahań wody dla poszczególnych pali może być wynikiem stosowania różnych sposobów izolacji ścianek pali w hutach w trakcie produkcji rur oraz wpływem dopuszczalnej tolerancji walcowania blach wynoszącej 2,0 mm (od -0,8 do +1,2 mm). Należy zaznaczyć, że stwierdzony największy postęp korozji w strefie wahań wody nie ma istotnego znaczenia i wpływu na zmniejszenie nośności pali i na stateczność rusztu palowego, ponieważ w palach tych wykonano w strefie wahań wody rdzenie żelbetowe opisane wcześniej.

Badania wytrzymałości i jednorodności betonu w żelbetowych elementach nadbudowy pomostu przeładunkowego

Na podstawie wykonanej wcześniej inwentaryzacji żelbetowej konstrukcji nadwodnej i oceny makroskopowej elementów pomostu przeładunkowego wytypowano sekcje dylatacyjne i charakterystyczne elementy konstrukcyjne, w których postęp destrukcji elementów żelbetowych uznano za najbardziej zaawansowany.

Ze względu na specyfikę konstrukcji pomostu, charakter obciążeń zewnętrznych oraz niekorzystny i długotrwały (około 20 lat) wpływ zmiennych oddziaływań środowiskowych (opady atmosferyczne, mróz i oblodzenie, aerozol słonej wody morskiej i odchody ptaków morskich), badania specjalistyczne, których celem było określenie wytrzymałości średniej i minimalnej oraz jednorodności betonu, wykonano trzema różnymi metodami:

- nieniszczącymi ultradźwiękową i sklerometryczną,
- niszczącą na próbkach wyciętych z pobranych rdzeni.

Nieniszczące badania ultradźwiękowe wykonano za pomocą betonoskopu, a badania sklerometryczne za pomocą młotka Schmidta. Na podstawie tych badań określono wytrzymałość betonu R_{\min} odpowiadającą wytrzymałości gwarantowanej na ściskanie R_b^G oraz wytrzymałość średnią betonu na ściskanie \overline{R} .

Badania niszczące wykonano na próbkach walcowych o średnicy 9,4 cm i wysokości 9,4 cm wyciętych z 36 rdzeni



Rys. 6. Odspojenia zewnętrznej powłoki antykorozyjnej oraz widoczna korozja ścianki stalowego pala rurowego (rok 1997) a) pal o średnicy 610/12,5 mm i długości 26,0 m, b) pal o średnicy 711/12 mm i długości 28,0 m



Rys. 7. Destrukcja górnej powierzchni żelbetowej płyty pomostu. Widoczne lokalne zastoiska wody opadowej: a) rok 1997 b) rok 2006



Rys. 8. Ubytki betonu na krawędzi odwodnej pomostu przeładunkowego i niestarannie wykonana przerwa robocza: a) rok 1997, b) rok 2006



Rys. 9. Rdzenie betonowe pobrane w sąsiedztwie wewnętrznego toru poddźwigowego. Rdzeń III.6 o dobrym współczynniku wypełnienia. Na rdzeniu III.9 widoczna niestarannie wykonana przerwa robocza

pobranych wiertnicą z bloków czołowych pomostu w rejonie torów poddźwigowych, z płyty wieńczącej i z oczepów wykonywanych *in situ* oraz z prefabrykowanych żeber poprzecznych. Uzyskane wyniki badań na próbkach walcowych przeliczono na miarodajną normową próbkę sześcienną o boku 15 cm, określając wytrzymałość średnią betonu \overline{R} , wytrzymałość gwarantowaną R_b^G oraz klasę betonu. Najistotniejsze wyniki wymienionych rodzajów badań wytrzymałości i jednorodności betonu w żelbetowych elementach nadbudowy pomostu zestawiono w tabl. 2.

Z analizy tabl. 2 wynika, że wytrzymałości gwarantowane oraz klasy betonów dla przebadanych elementów konstrukcyjnych pomostu są wyższe od klasy B-17,5 przyjętej w projekcie pomostu. Z badań metodą ultradźwiękową wynika, że jednorodność betonu przebadanych elementów konstrukcyjnych pomostu jest bardzo dobra.

Z oceny makroskopowej elementów konstrukcyjnych pomostu oraz pobranych próbek betonu wynika, że:

- w wielu miejscach (np. na górnych i dolnych powierzchniach pomostu oraz bocznych powierzchniach bloku nadbudowy) beton uległ przypowierzchniowej destrukcji (rys. 7) wywołanej korozją chemiczną i działaniem mrozu, powodując odsłonięcie i korozję przypowierzchniowego zbrojenia,
- przerwy robocze w betonowaniu (szczególnie płyty wieńczącej) wykonano niestarannie (rys. 8 i 9), powodując w tych miejscach mniejszą przyczepność betonu i w konsekwencji możliwość lokalnego obniżenia wytrzymałości konstrukcji,
- na niektórych powierzchniach elementów betonowych widoczne są mini rysy w miejscach przebiegu zbrojenia

Tabl. 2. Wyniki badań wytrzymałości i klasy betonu

Element		Wytrzymałość gwa	Klasa betonu			
	Metoda niszcząca	Metoda skle ściana	rometryczna żebro	Metoda ultradźwiękowa	Metoda niszcząca, metoda ultradźwiękowa	Metoda sklerometryczna
Sekcja						
A		25,65		25,36	B 25	B 25
В		36,60	33,35	27,41	B 25	B 30, B 35
С		37,50	30,36	25,06	B 25	B 30, B 35
D	27,92	34,92	34,89	22,52	B 20, B 25	В 30
Е	23,14	33,36	19,79	24,62	В 20,	B 17,5; B 30
F		27,23	23,88	23,26	B 20	B 20, B 25
G		21,45	20,34	24,50	B 20	B 20
Н		25,63	20,24	26,16	B 25	B 20, B25
J		21,64	26,58	24,61	B 20	B 20, B 25
K	22,85	25,51	28,11	25,13	B 20, B 25	B 25
Oczep						
I	20,91	30,00		28,31	B 20, B,25	B 30
II	20,91	31,11		26,09	B 20, B25	B 30
III	20,91	29,19		26,16	B 20, B 25	B 25
IV	20,91	28,22		26,22	B 20, B25	B 25
V	20,91	30,47		33,02	B 20, B 30	В 30
Oczep wewnętrzny		10,	,86			
Płyta wieńcząca	16,45				В 15	
Prefabrykowane żebro						
I	40,45	46,	,74	35,46	B 35, B 40	B 45
II	40,45	46,	,57	45,83	B 40, B 45	B 45

i karbonizacja betonu na głębokość $1,5 \div 2,0$ cm (maksymalnie 3,0 cm) powodująca korozję zbrojenia, co w konsekwencji może doprowadzić do częściowej utraty przyczepności zbrojenia do betonu.

Ocena istniejącego wyposażenia pomostu przeładunkowego

Pomost przeładunkowy oraz zainstalowane na nim wyposażenie po przerwaniu budowy nie były konserwowane przez okres prawie 20 lat. Pomimo tego stwierdzono, że:

- urządzenia cumownicze podwójne, żeliwne pachoły cumownicze na uciąg 900 kN każdy i szybkozwalniające haki cumownicze o uciągu 1250 kN i 2500 kN (rys. 10),
- urządzenia odbojowe walce gumowe typu Gigant Fenders (rys. 11),
- torowisko poddźwigowe (rys. 12),

są ogólnie w dobrym stanie.

W 2006 roku dokonano ponownej ewaluacji stanu technicznego wyposażenia hydrotechnicznego pirsu rudowego. Zasadnicze wnioski nie wskazały znacznej różnicy w stanie technicznym urządzeń. Poprzez przeprowadzenie bieżącej konserwacji na polerach oraz drabinkach ratowniczych ich stan się poprawił. Szybkozwalniające haki cumownicze również odnowiono w okresie między przeglądami stanu technicznego. Stan techniczny urządzeń odbojowych określono jako wizualnie dobry, jednakże ze względu na długoletnie przebywanie w środowisku morskim (oddziaływanie bryzy morskiej, promieniowania słonecznego oraz innych czynników naturalnych) poddano w wątpliwość możliwość ich efektywnej pracy.

Dodatkowo, całkowitej degradacji uległ drewniany krawężnik zabezpieczający przed zsuwaniem się przedmiotów i pojazdów do wody. Ze względu na doraźną eksploatację usunięto kotwy mocujące.

W znacznym stopniu uległy zniszczeniu stalowe drabinki ratownicze z drewnianymi belkami ochronnymi. Ponadto, odwodnienie nawierzchni pomostu i torowiska poddźwigowego, ze względu na przerwanie robót nawierzchniowych, jest nieskuteczne. (rys. 7 i 12).

Ocena stanu technicznego pirsu rudowego i zakres prac zabezpieczających

Wybudowane elementy konstrukcyjne Pirsu Rudowego, po przerwaniu robót budowlanych, pozostawiono przez okres prawie 30 lat pod wpływem ekstremalnych morskich oddziaływań środowiskowych tylko w częściowo osłoniętym akwenie morskim (falowanie i oblodzenie, zmienne poziomy morza, opady atmosferyczne, zmienne temperatury, wpływ słonej wody morskiej) bez zabezpieczenia i bez systematycznej konserwacji.

Możliwość rozpoczęcia właściwej eksploatacji pirsu związanej z przeładunkiem materiałów i produktów wiąże się z koniecznością posiadania wiarygodnych informacji o jego aktualnym stanie technicznym oraz o zakresie wymaganych prac zabezpieczających. Źródłem tych informacji mogą być wyniki przeprowadzonych prac inwentaryzacyjno-badawczych przedstawionych wcześniej.



Rys. 10. Podwójne żeliwne pachoły cumownicze na koronie pomostu przeładunkowego: a) rok 1997, b) rok 2006



Rys. 11. Gumowe walce odbojowe typu Gigant Fenders na ścianie odwodnej oraz urządzenie cumownicze dwu-hakowe na koronie pomostu przeładunkowego: (a) rok 1997 (b) rok 2006



Rys. 12. Torowisko poddźwigowe na koronie pomostu przeładunkowego: a) rok 1997, b) rok 2006

Ocena stanu technicznego pomostu przeładunkowego w 1997 roku

Wyniki całości wykonanych prac inwentaryzacyjno-badawczych potwierdziły zgodność zrealizowanej konstrukcji pomostu z zaktualizowanym projektem technicznym (wszystkie zmiany były wprowadzane przy pełnej aprobacie projektantów) oraz wykazały nadspodziewanie dobry stan techniczny zarówno rusztu palowego, jak i żelbetowej nadbudowy, a więc podwodnej i nadwodnej konstrukcji pomostu przeładunkowego. Ponadto, jako dobry można było określić stan techniczny wyposażenia pomostu (urządzeń cumowniczo-odbojowych oraz torowiska poddźwigowego). Nie oznacza to jednak, że właściwą i zgodną z przeznaczeniem eksploatację pomostu można było rozpocząć bez uprzedniego wykonania szeregu niezbędnych prac remontowych i zabezpieczających. Ich zakres oraz sposób realizacji przedstawiono w dalszej części.

Jako nietypową można uznać opisaną sytuację, w której duży, morski obiekt hydrotechniczny po wybudowaniu i częściowym wyposażeniu nie jest eksploatowany przez około 30 lat. Nie wnikając w złożone przyczyny zaistniałej sytuacji politycznogospodarczej, dla inżyniera hydrotechnika interesujące są w takim przypadku odpowiedzi na następujące pytania:

- jaki jest stan techniczny nieeksploatowanego, niezabezpieczonego i niekonserwowanego obiektu pozostawionego w niedostatecznie osłoniętym akwenie morskim,
- czy i jaki jest rodzaj, charakter i intensywność ewentualnych uszkodzeń obiektu,



Rys. 13. Widok stalowych pali rurowych po wykonaniu zabezpieczeń antykorozyjnych w technologii poliuretanowej [7]



Rys. 14. Wyremontowana nawierzchnia, torowisko poddźwigowe i linia cumowniczo-odbojowa na pirsie rudowym [7]

- czy nadal ma on wystarczającą nośność do bezpiecznego przeniesienia projektowanych obciążeń,
- czy można po ponad trzydziestu latach rozpocząć właściwą, zgodną z projektem eksploatację obiektu,
- czy konieczne jest i w jakim zakresie wykonanie w celu rozpoczęcia eksploatacji specjalistycznych prac konserwacyjno-naprawczych.

Po zrealizowaniu w latach 1997-1998 opisanych badań dotyczących stanu technicznego pomostu przeładunkowego Pirsu Rudowego w Porcie Północnym w Gdańsku autorzy uważali, że na podstawie zakresu i zastosowanej metodyki specjalistycznych pomiarów i badań oraz uzyskanych wyników otrzymano wiarygodne odpowiedzi na wymienione pytania. Ponadto autorzy mieli nadzieję, że w przyszłości znajdą się środki finansowe i zapadnie decyzja o zmodernizowaniu pirsu rudowego.

Tak też się stało, ponieważ w ostatnich kilkunastu latach w ramach przedsięwzięć budowlanych ostatniej dekady w porcie wewnętrznym i zewnętrznym w Gdańsku, opisanych w pracy [7] zmodernizowano między innymi pierwszy odcinek Pirsu Rudowego, wykonując:

- zabezpieczenie antykorozyjne stalowych pali rurowych w technologii poliuretanowej (rys. 13) – prace przewidziane są na całej długości konstrukcji, obecnie zrealizowane w połowie,
- remont nawierzchni pirsu, torowiska poddźwigowego i linii cumowniczo-odbojowej, modernizację ścieżki cumowniczej z wymianą elementów linii cumowniczo-odbojowej (rys. 14) – na pierwszym odcinku obejmującym 13 sekcji dylatacyjnych, to jest około 390 metrów.

W tej sytuacji autorzy mają nadzieję, że w możliwie najbliższym czasie dojdzie do przekazania Pirsu Rudowego do eksploatacji zgodnie z jego pierwotnym przeznaczeniem w całym zakresie i na całej długości. Dodatkowo, planowane inwestycje obejmują również uruchomienie stanowisk przeładunkowych po południowej stronie pirsu – co wypełniłoby pierwotne założenia dotyczące możliwości jednoczesnej obsługi czterech jednostek klasy Baltimax.

PODSUMOWANIE

Opisany praktyczny przypadek niedokończonej budowy skomplikowanego konstrukcyjnie obiektu hydrotechnicznego, który pozostawiony został na długotrwałe, kilkudziesięcioletnie morskie obciążenia środowiskowe oraz przeprowadzone na obiekcie terenowe badania stanu technicznego elementów konstrukcyjnych, mają udokumentowane i wartościowe aspekty poznawcze dotyczące niekonserwowanej budowli w środowisku naturalnym.

Stanowią one swoisty bank danych informujących projektantów, wykonawców i eksploatatorów obiektu, jak nieeksploatowana i niekonserwowana budowla może przetrwać w środowisku oraz na jakie aspekty należy zwrócić uwagę przy próbie dokończenia budowy po wielu latach.

Ilościowe i jakościowe wyniki przeprowadzonych badań oraz wynikające z nich wnioski mogą być wykorzystywane do analiz i ocen stanu technicznego innych obiektów hydrotechnicznych o podobnej konstrukcji, funkcjonujących w Porcie Północnym w Gdańsku, a także w innych portach w podobnej strefie klimatycznej.

LITERATURA

1. Drążkiewicz J.: Remont betonowych konstrukcji wsporczych w Porcie Północnym w Gdańsku. Inżynieria Morska i Geotechnika, nr 1/2017.

2. Girajtowicz P.: Formy zdeformowanego lodu w strefie brzegowej południowego Bałtyku. Inżynieria Morska i Geotechnika, nr 2/1986.

3. Girajtowicz P.: Charakterystyka pokryw lodowych na wybrzeżu polskim. Inżynieria Morska i Geotechnika, nr 6/1999.

4. Majewski A.: Skrajne wahania poziomów wody u polskich wybrzeży Bałtyku. Inżynieria Morska i Geotechnika, nr 2/1986.

5. Mazurkiewicz B. i inni.: Morskie budowle hydrotechniczne. Zalecenia do projektowania i wykonywania Z1÷Z45. Wyd. Fundacja Promocji Przemysłu Okrętowego i Gospodarki Morskiej, Gdańsk 2008.

 Mioduszewski K. i inni.: Ekspertyza stanu technicznego wszystkich obiektów Pirsu Rudowego i Wyspy Cumowniczej w Porcie Północnym w Gdańsku. Opracowanie wewnętrzne na zlecenie Zarządu Morskiego Portu Gdańsk S.A., 2006 Rosiński M. i inni.: Port Gdańsk – przedsięwzięcia budowlane ostatniej dekady. Inżynieria Morska i Geotechnika, nr 3/2015.

8. Stanisławczyk I., Sztobryn M.: Warunki zlodzenia na Bałtyku w akwenie Zatoki Gdańskiej w latach 1922-2000. Inżynieria Morska i Geotechnika, nr 2/2004.

9. Szypiłow A.: Nowe urządzenia do przeprowadzania zabezpieczenia antykorozyjnego stalowych konstrukcji hydrotechnicznych. Inżynieria Morska i Geotechnika, nr 3/2008.

10. Szypiłow A.: Doświadczenia z wykonywania zabezpieczeń antykorozyjnych morskich konstrukcji hydrotechnicznych. Inżynieria Morska i Geotechnika, nr 3/2012.

11. Trzeciak S. i inni.: Analiza częstości i kierunków wiatrów silnych we wschodniej części polskiego wybrzeża Bałtyku. Inżynieria Morska i Geotechnika, nr 4/1999.

12. Zadroga B. i inni.: Methodology of the investigations and an assessment of technical conditions of ore pier loading-discharging berth in Gdansk North Harbour. Proc. of V International Seminar on Renovation and Improvements to Existing Quay Structures. Gdańsk 2001.

13. Zadroga B.: Analiza i określenie przyczyn uszkodzenia palisady poddanej skomasowanemu działaniu obciążeń środowiskowych. Inżynieria Morska i Geotechnika, nr 3/2017.