BUDOWNICTWO
CZASOPISMO TECHNICZNE
TECHNICAL TRANSACTIONS
CIVIL ENGINEERING
WYDAWNICTWO POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ
4-B/2010
ZESZYT 19
ROK 107
ISSUE 19
YEAR 107

PIOTR GWOŹDZIEWICZ, DOMINIKA DĘBSKA, MARCIN MIDRO*

WPŁYW DYFUZJI JONÓW CHLORKOWYCH I PROCESU KARBONATYZACJI NA TRWAŁOŚĆ ŻELBETOWYCH OBIEKTÓW MOSTOWYCH

THE INFLUENCE OF CHLORIDE IONS DIFFUSION AND CARBONATION PROCESS ON THE DURABILITY OF RC BRIDGES

Streszczenie

Artykuł jest poświęcony zagadnieniu trwałości konstrukcji. Opisano przyczyny i procesy degradacji obiektów, mechanizmy karbonatyzacji betonu i penetracji chlorkowej. Przedstawiono model teoretyczny pozwalający prognozować przebieg zmian bezpieczeństwa konstrukcji w czasie. Wyniki analizy teoretycznej porównano z rezultatami badań doświadczalnych obiektów mostowych w zaawansowanym stadium degradacji oraz pobranego z nich materiału.

Słowa kluczowe: *karbonatyzacja*, *korozja*, *utrata nośności*, *okres użytkowania konstrukcji*

Abstract

The paper is focused on the issue of structure's durability. The causes and degradation processes of the structures, mechanisms of concrete carbonation and chloride penetration are described. Theoretical model which allows the prognosis of all changes affecting construction safety in time is presented. The findings of the theoretical analysis have been compared with the results of the experimental research of bridges in their advanced degradation stage as well as the material samples taken from them.

Keywords: *carbonation*, *corrosion*, *loss of load capacity*, *service life*

* Dr inż. Piotr Gwoździewicz, dr inż. Dominika Dębska, mgr inż. Marcin Midro, Instytut Materiałów i Konstrukcji Budowlanych, Wydział Inżynierii Lądowej, Politechnika Krakowska.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

1. Wstęp

Trwałość konstrukcji jest to zdolność do spełniania przez określony czas stawianych wymagań, które dotyczą zarówno postulatu bezpiecznego przenoszenia obciążeń, jak i akceptowalnego ze względów estetycznych stanu ich powierzchni. W czasie użytkowania konstrukcji betonowej powyższe postulaty są zagrożone przez procesy degradacji konstrukcji, a w szczególności przez:

– dyfuzję dwutlenku węgla powodującego karbonatyzację betonu,
– dyfuzję innych agresywnych substancji powodujących korozję betonu,
– korozję stali zbrojeniowej w wyniku kontaktu z tlenem lub chlorkami,
– proces cyklicznego zamrażania-odmrażania, który powoduje zarysowanie betonu.

O zapewnienie takich cech konstrukcji, które są wymagane dla zagwarantowania jej trwałości, dbają z zasady normy projektowe, wprowadzając wiele warunków i zaleceń. Niemniej, konieczność oszacowania trwałości ustroju lub też potencjalnego programu interwencji koniecznych dla utrzymania jego oczekiwanego stanu wymaga wykorzystania modelu opartego na opisie zjawisk korozyjnych i zweryfikowanego na podstawie badań rzeczywistych obiektów. Podjęty temat badawczy jest poświęcony budowie takiego podejścia teoretycznego, a niniejszy artykuł stanowi prezentację jego dotychczasowego stopnia rozwoju.

2. Postęp degradacji konstrukcji

W konstrukcji żelbetowej postępują równolegle dwa typy degradacji:

– degradacja betonu w wyniku chemicznych reakcji hydratyzowanego spoiwa z czynnikami otaczającego środowiska lub procesu zamarzania-odmrażania,
– korozja zbrojenia możliwa wskutek zaawansowanej karbonatyzacji betonu i będąca wynikiem dostępu tlenu lub przenikających do zbrojenia chlorków.

W ujęciu czasowym powyższe procesy niszczenia konstrukcji można podzielić na:

– *okres inkubacji*, w którym zbrojenie jest chronione przez beton i nie występuje praktycznie jego niszczenie, ale postępuje proces karbonatyzacji betonu,
– *okres propagacji*, którego początkiem jest depasywacja warstwy ochronnej zbrojenia.

2.1. Okres inkubacji

Niszczenie konstrukcji znajdującej się w środowisku naturalnym może być zainicjowane na skutek obecności CO_2 i związanym z nim procesem karbonatyzacji. Karbonatyzacja to reakcja dwutlenku węgla wnikającego przez pory w betonie z wodorotlenkiem wapnia – składnikiem stwardniałego zaczynu cementowego:

$$CO_2 + Ca(OH)_2 \rightarrow CaCO_3 + H_2O \tag{1}$$

Proces karbonatyzacji prowadzi do obniżenia wskaźnika pH otuliny zbrojenia z początkowego poziomu wynoszącego 12,60 nawet do 8,30. Jej postęp od powierzchni betonu w głąb struktury odbywa się wyraźnym frontem. Progowa wartość pH, która już nie

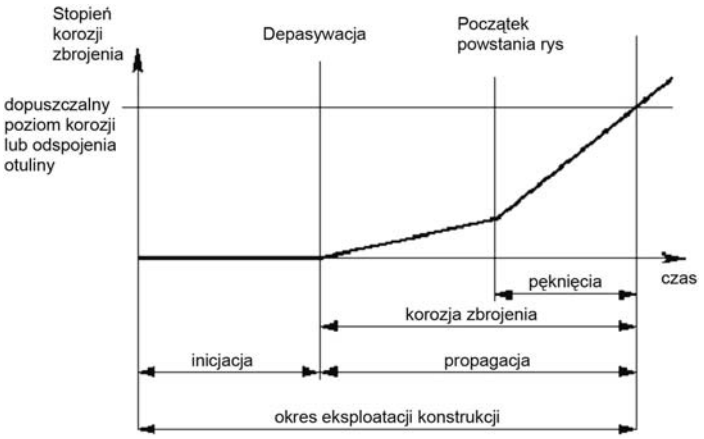
BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

zapewnia stanu pasywnego stali zgodnie z wynikami obliczeń termodynamicznych, wynosi 11,80 [1].

2.2. Okres propagacji

Warstwa ochronna zbrojenia składająca się z tlenków żelaza Fe_2O_3 i FeO(OH) posiada grubość 2–5 nm [1]. Jej depasywacja następuje w wyniku obniżenia odczynu betonowej otuliny zbrojenia.

Powstające w okresie korozji produkty gromadzą się wokół zbrojenia. Po całkowitym wypełnieniu sieci porów wokół zbrojenia dalszy wzrost objętości produktów korozji powoduje powstanie naprężeń rozciągających w otulinie betonowej. Po przekroczeniu wytrzymałości betonu na rozciąganie (f_{ctm}) dochodzi do zarysowania tej otuliny, a następnie jej odspojenia prowadzącego ostatecznie do odsłonięcia zbrojenia.



Rys. 1. Przebieg niszczenia konstrukcji
Fig. 1. Progress of structure degradation

Korozja stali zbrojeniowej to reakcja elektrochemiczna o dynamice zależnej od potencjału elektrochemicznego związków wchodzących w reakcję. Ponadto, korozja zbrojenia może nastąpić wcześniej przez przyspieszoną depasywację, spowodowaną obecnością chlorków, pochodzących z wody morskiej, lub soli stosowanych do odladzania obiektów infrastruktury drogowej, m.in. obiektów mostowych.

Wieloletnie doświadczenia eksploatacyjne wskazują korozję zbrojenia jako „podstawowy problem trwałości w konstrukcjach żelbetowych" i najczęstszą przyczynę przedwczesnego przekroczenia kryterium nośności (zmniejszenie nośności konstrukcji w wyniku zmian przekroju zbrojenia w czasie) lub kryterium użytkowalności (nadmierna szerokość rys), jak stwierdzono w [2] i [3].

Niezmiernie ważna jest zatem znajomość przyczyn, mechanizmów korozji oraz określenie szybkości korozji, istotnego parametru do oszacowania czasu eksploatacji i czasu życia obiektu (odpowiednio kryterium użytkowalności, kryterium nośności).

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

3. Łączny model teoretyczny procesów korozji

Podstawowym wynikiem stosowania teoretycznego modelu procesów korozji jest przewidywany czas funkcjonowania elementu aż do chwili utraty jego właściwości użytkowych. Przyjmuje się, że element przestaje spełniać wymagania w momencie zarysowania się otuliny betonowej. W modelu teoretycznym, aby oszacować czas przewidywanego użytkowania konstrukcji, należy wyznaczyć łączny czas inkubacji oraz propagacji przy ustalonych kryteriach granicznych.

Związek pomiędzy czasem karbonatyzacji a jej głębokością pozwala określić teoretyczny czas inkubacji [4]:

$$t_i = \left(\frac{x}{K}\right)^2 \tag{2}$$

gdzie:

x – grubość warstwy zobojętnionej [mm],
t_i – czas inkubacji (w latach),
K – współczynnik o wartości zależnej od wytrzymałości betonu na ściskanie, wilgotności względnej powietrza RH oraz warunków środowiska (mm/lata^{0,5}) [4].

Czas propagacji (t_p) obliczono na podstawie modelu Morinaga [5]. Ta empiryczna metoda pokazuje związek między czasem propagacji, a masą produktów korozji przypadającą na powierzchnię pręta:

$$t_p = \frac{Q_{cr}}{J_r} \tag{3}$$

gdzie:

Q_{cr} – masa produktów korozji przypadającej na powierzchnię pręta [g/mm^2],
J_r – szybkość korozji [g/mm^{2}s].

Parametry powyższej formuły wyznacza się następująco:

Masa produktów korozji:

$$Q_{cr} = 0,602 \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot c_v}{D}\right)^{0,85} \cdot D \tag{4}$$

gdzie:

c_v – grubość otuliny [mm],
D – średnica pręta [mm].

Szybkość korozji [g/mm^{2}s]:

$$J_r = \frac{M}{nF} i_{\mathrm{cor}} \tag{5}$$

gdzie:

M – masa molowa [g/mol], $M = 55,85$ g/mol dla Fe,
n – wartościowość, $n = 2$ dla Fe^{2+},

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

i_{cor} – gęstość prądu korozji określona indywidualnie [μA/cm^2],
F – stała Faradaya F = 96487 C.

Formuła oparta na prawie Faraday'a [4] pozwala ponadto na pokazanie relacji między postępem korozji zbrojenia a zmniejszeniem nośności konstrukcji wskutek redukcji średnicy prętów zbrojeniowych. Według tego podejścia zmiana przekroju pojedynczego pręta zbrojenia jest funkcją czasu:

$$\Delta\phi(t) = \alpha \cdot \lambda \cdot i_{cor} \cdot t \tag{6}$$

gdzie:

α – współczynnik intensyfikacji korozji,
λ – średni poziom korozji, przyjęto λ = 0,0116 mm/rok,
t – czas (w latach),
i_{cor} – gęstość prądu korozji [μA/cm^2].

Przyjmuje się, iż gęstość prądu korozji i_{cor} > 0,5 μA/cm^2 odpowiada przebiegowi korozji w środowisku średnio agresywnym, natomiast i_{cor} > 1,0 μA/cm^2 odpowiada korozji w środowisku agresywnym [3]. Wraz ze zmianą przekroju pojedynczego pręta zbrojenia, można określić zmianę pola przekroju zbrojenia w elemencie, a idąc dalej – wyznaczyć przebieg nośności elementu w czasie propagacji.

Wyższa gęstość prądu korozji jest przyjmowana dla betonu w środowisku agresywnym (np. obecność chlorków). Stężenie chlorków na rozważanej głębokości można ustalić ze wzoru:

$$\frac{C_x}{C_0} = 1 - erf\,\frac{x}{2\cdot(D_\alpha t)^{1/2}} \tag{7}$$

gdzie:

C_0 – stężenie chlorków w powierzchniowej warstwie betonu,
C_x – stężenie chlorków w odległości x od powierzchni betonu,
t – czas,
D_α – współczynnik dyfuzji uwzględniający całkowite stężenie chlorków w betonie,
$erf()$ – funkcja błędu Gaussa,
x – głębokość, na jaką przenikną chlorki.

4. Charakterystyka badanych obiektów

Przedstawione wzory dotyczące głębokości karbonatyzacji, stężenia jonów chlorkowych oraz czasu inkubacji posłużą do określenia czasu użytkowania istniejących obiektów.

Przedmiotem analizy są dwa mosty drogowe znajdujące się w ciągu autostrady na południu Polski. Obiekty zostały wzniesione w połowie lat 80. Obiekty od początku eksploatacji były narażone na niekorzystne działanie środowiska zewnętrznego: działanie temperatur powietrza w rocznym cyklu, zmiennej wilgotności powietrza, jak również obecność jonów chlorkowych w wyniku zimowego utrzymania dróg (planowe odladzanie mostów).

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Pierwszym z badanych elementów są kablobetonowe dźwigary WBS stanowiące konstrukcję nośną mostu drogowego (patrz rys. 2). Pojedynczy dźwigar mostu to belka dwuteowa o polu przekroju A_{cp} = 0,732 m^2 oraz wysokości h = 1,95 m.

Przekrój poprzeczny ustroju jest złożony z pięciu swobodnie podpartych dźwigarów o rozpiętościach od 35,0 m do 37,8 m, które wraz z poprzecznicami stanowiły konstrukcję nośną każdej z jezdni autostrady. Kablobetonowe dźwigary wykonano z betonu o wytrzymałości na ściskanie równej 61 MPa i module sprężystości 38 GPa (wyniki badań wytrzymałościowych betonu sześciu próbek). Całkowita długość pięcioprzęsłowego mostu wraz z przyczółkami wynosiła 199,30 m. Z uwagi na usytuowanie obiektu nad wodą był on stale narażony na kontakt z powietrzem o wysokiej wilgotności. Ponadto, zasady utrzymanie drogi szybkiego ruchu zimą powodowały kontakt obiektu z solą. Miejscem szczególnie narażonym na korozję chlorkową były dźwigary przęsła skrajnego, do których przez urządzenia dylatacyjne i nieszczelny kolektor przedostawała się woda spływająca z nawierzchni.

Zgodnie z projektem remontu autostrady A4 zakładającym podniesienie nośności mostów i wiaduktów do najwyższej klasy obciążenia A, obiekt dotychczas posiadający niższe parametry nośności został gruntownie przebudowany. Analizowane dźwigary WBS zdemontowano i zastąpiono dźwigarami prefabrykowanymi VFT, na których wykonano żelbetową płytę o grubości 25 cm.

Rys. 2. Zdemontowane kablobetonowe dźwigary skrajnego przęsła mostu
Fig. 2. Disassembled prestressed concrete girders of bridge side span

Rys. 3. Żelbetowe oczepy wiaduktu przed remontem
Fig. 3. Reinforced concrete cap beams of viaduct before repair

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Drugi przedmiot badań stanowią żelbetowe belki oczepowe remontowanego wiaduktu drogowego, które po ok. 24 latach eksploatacji wykazywały istotne ubytki betonu i wymagały naprawy (rys. 3). Według projektu oczepy wykonano z betonu o wytrzymałości na ściskanie równej 25 MPa oraz ze zbrojenia o granicy plastyczności 350 MPa.

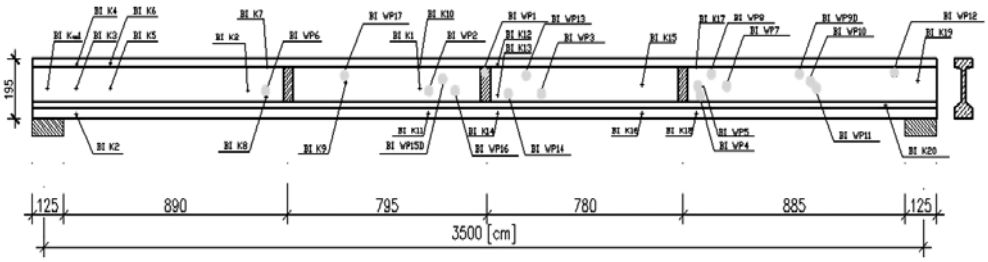
Belki oczepowe przenoszą obciążenia z belek ustroju nośnego przęseł na słupy. W wyniku oględzin stwierdzono szczególnie zły stan dwóch oczepów, do których przez nieszczelne urządzenia dylatacyjne przenikała woda z jezdni. Z oczepów, w miejscach bezpośrednio pod dylatacjami, pobrano materiał do analizy chemicznej.

5. Badania chemiczne betonu z analizowanych obiektów

Poniżej zaprezentowano wyniki badań wybranych elementów obu mostów drogowych. Celem badań było określenie stanu technicznego obiektów, a zwlaszcza stopnia zaawansowania postępu zniszczenia. Z miejsc szczególnie narażonych na korozję pobrano próbki do badań laboratoryjnych. Beton poddano analizie chemicznej zgodnie z [6] oraz [7]. Obejmowała ona m.in. oznaczenie odczynu wyciągu wodnego oraz procentowej zawartości jonów chlorkowych w spoiwie.

5.1. Dźwigary kablobetonowe WBS

Materiał do badań pobrano w formie zwiercin z otworów o głębokości 0–5,0 cm pobieranych oddzielnie dla każdego centymetra oraz 25 odwiertów przelotowych z dwóch dźwigarów skrajnego przęsła mostu: wewnętrznego i skrajnego od strony drugiej nitki autostrady. Wykonano następujące odwierty rdzeniowe: 19 odwiertów przelotowych długości 21 cm (15 średnicy ϕ100 mm, 2 średnicy ϕ80 mm, 2 średnicy ϕ133 mm) oraz 6 odwiertów ϕ51 mm o długości 11 cm. Rysunek 4 przedstawia lokalizacje miejsc pobierania materiału w dźwigarze skrajnym.



Rys. 4. Miejsca pobrania materiału ze skrajnego dźwigara (zwierciny oraz odwierty)
Fig. 4. Location of material sampling on side girder (drillings and cylinders)

Wyniki analizy chemicznej zwiercin wykazały zbliżoną wartość pH dla wszystkich stanowisk. Odczyn pH dla wszystkich pobranych zwiercin wynosił ok. 11,30–11,70 i był poniżej wartości progowej 11,80 według [1], która zapewnia pasywny stan zbrojenia. Dla obu belek zmiany odczynu pH wraz z głębokością są podobne. Wybrane wyniki przedstawiono w tabeli 1.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Skażenie jonami chlorkowymi zewnętrznej części otuliny dźwigarów mostowych przekraczało dopuszczalną wartość, która wynosi 0,4% masy spoiwa dla konstrukcji żelbetowych [1].

Dodatkową weryfikacją powyższych wyników jest porównanie ich z rezultatami analizy chemicznej odwiertów. Za elementy pomiarowe przyjęto plastry o wymiarach ϕ = 100 mm i h = 15 mm, przycinane z odwiertów. Z rozdrobnionych plastrów oznaczono pH i zawartość chlorków.

Tabela 1

Wyniki badania betonu z dźwigarów WBS skrajnego przęsła mostu (zwierciny)

Lp.	Miejsce pobrania próbki	Głębokość betonu pobranego do badań [cm]	pH	Zawartość jonów Cl^- [% masy spoiwa]
1	Dźwigar skrajny	0,0–1,0	11,30	0,53
		1,0–2,0	11,50	0,20
		2,0–3,0	11,45	0,07
		3,0–4,0	11,50	–
		4,0–5,0	11,60	–
2	Dźwigar wewnętrzny	0,0–1,0	11,55	0,53
		1,0–2,0	11,65	0,15
		2,0–3,0	11,70	0,07
		3,0–4,0	11,55	–
		4,0–5,0	11,60	–

Wyniki oznaczeń przedstawiono w tabeli 2. Dla każdego z dźwigarów wybrano wyniki z 2 stanowisk, w których odczyn pH przyjmował wartości skrajne (minimalną i maksymalną). Z tych miejsc przedstawiono również oznaczone stężenia jonów chlorkowych.

Tabela 2

Wartości skrajne wyników badania betonu z dźwigarów WBS przęsła skrajnego (odwierty)

Lp.	Miejsce pobrania próbki	Głębokość betonu pobranego do badań [cm]	pH		Zawartość jonów Cl^- [% masy spoiwa]	
			Min	Max	Min	Max
1	Dźwigar skrajny	0,0–1,5	12,05	12,15	0,07	0,33
		1,5–3,0	12,10	12,15	0,07	0,07
		3,0–4,5	12,10	12,15	–	–
2	Dźwigar wewnętrzny	0,0–1,5	12,10	12,15	0,07	0,10
		1,5–3,0	12,05	12,20	0,07	0,10
		3,0–4,5	12,10	12,20	–	–

Oznaczony odczyn pH mieścił się w granicach 12,05–12,20 i świadczył o małym postępie karbonatyzacji. Wszystkie badane odwierty betonowe wykazywały zawartość jonów chlorkowych nieprzekraczającą 0,33% masy spoiwa. Należy zauważyć, iż wyższa zawartość tych jonów występowała w zewnętrznych plastrach. Otrzymane wartości były jed-

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

nak niższe niż dla zwiercin, prawdopodobnie ze względu na wypłukiwanie chlorków podczas procesu pozyskania materiału.

Korozję zbrojenia miękkiego zaobserwowano przede wszystkim w miejscach zacieków z nieszczelnego kolektora wody z nawierzchni obiektu. Prowadzi to do potwierdzenia powszechnej opini, iż obecność jonów Cl^- wywołuje znacznie szybszy przebieg korozji stali zbrojeniowej niż w przypadku karbonatyzacji [9]. W trzech rejonach w sąsiedztwie nieszczelnych kolektorów spustowych zaobserwowano odspojenie otuliny.

W dodatkowo przeprowadzonych badaniach nie stwierdzono ognisk korozji na powierzchni zbrojenia sprężającego. Zaczyn cementowy pełniący rolę ochronną dla cięgien wykazał odczyn silnie alkaliczny (pH = 12,20), świadczący o niewielkim postępie karbonatyzacji betonu.

5.2. Żelbetowe oczepy filarów wiaduktu

Próbki do badań materiału w drugim, znacznie bardziej skorodowanym obiekcie, uzyskano przez rozdrobnienie kawałków betonu odkutych z konstrukcji oraz pobranych w formie zwiercin wykonywanych na głębokości 0–5,0 cm. Próbki pochodziły z różnych oczepów: skrajnego i środkowego filara, ze strefy usytuowanej bezpośrednio pod urządzeniami dylatacyjnymi. Pobrano 5 odkuwek betonu i zwierciny z 10 stanowisk, przy czym w przypadku oczepu skrajnego, mniej skorodowanego, wybrano 2 stanowiska, a pozostałe założono na bardziej zniszczonym oczepie środkowym. Wyniki analizy chemicznej zwiercin i rozdrobnionych kawałków betonu wykazały zbliżoną wartość pH próbek, lecz zróżnicowaną zawartość jonów chlorkowych.

Wyniki oznaczeń wykonanych dla zwiercin zebrano w tabeli 3. Dla każdego z oczepów wybrano wyniki ze stanowisk, w których zawartość jonów chlorkowych była odpowiednio minimalna i maksymalna. Z tych miejsc przedstawiono również wartości pH.

Tabela 3

Wartości skrajne wyników badania betonu z belek oczepowych filarów (zwierciny)

Lp.	Miejsce pobrania próbki	Głębokość betonu pobranego do badań [cm]	pH		Zawartość jonów Cl^- [% masy spoiwa]	
			Min	Max	Min	Max
1	Oczep filara środkowego	0,0–1,0	10,70	11,40	1,20	2,20
		1,0–2,0	11,80	11,80	0,70	2,90
		2,0–3,0	11,60	11,70	0,45	2,20
		3,0–4,0	11,70	11,70	0,32	1,90
		4,0–5,0	11,50	11,80	0,16	1,90
2	Oczep filara skrajnego	0,0–1,0	11,90	12,10	0,70	0,80
		1,0–2,0	11,90	12,10	0,70	0,80
		2,0–3,0	11,90	11,90	0,32	0,55
		3,0–4,0	11,70	11,90	0,27	0,32
		4,0–5,0	11,60	11,90	0,22	0,27

Odczyn pH dla wszystkich pobranych zwiercin wynosił ok. 10,70–12,10. Niższy odczyn oraz wyższa zawartość jonów chlorkowych występowały w oczepie środkowym.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

Analiza chemiczna pozwoliła na określenie zmienności procentowej zawartości jonów chlorkowych na rosnącej głębokości w betonie oraz jednocześnie umożliwiła wyznaczenie głębokości, na jaką przeniknęły jony chlorkowe. Przykładowo, dla oczepu filara środkowego średnie nasycenie jonami chlorkowymi było powyżej wartości granicznej (0,4% masy spoiwa według [1]) do głębokości 60 mm, a w przypowierzchniowej warstwie tę wartość przekroczono ponad siedmiokrotnie.

6. Porównanie wyników badań z teoretycznymi obliczeniami

Wyniki analizy chemicznej z obu obiektów porównano z teoretycznymi obliczeniami.

6.1. Dźwigary kablobetonowe WBS

Analityczne obliczenia głębokości karbonatyzacji dla 23-letnich dźwigarów kablobetonowych WBS pozwoliły ustalić, iż wartość progowa pH = 11,80 została przekroczona na głębokości 46–60 mm od powierzchni elementu. Powyższy rozrzut głębokości karbonatyzacji jest spowodowany przyjęciem wartości wilgotności względnej powietrza w granicach RH = 40–60%. Dla dźwigarów porównanie obliczonego powyżej zakresu głębokości karbonatyzacji z wynikami badań chemicznych pokazuje zbieżność, bowiem przedstawiony w tabeli 1 odczyn pH do głębokości 5 cm jest również poniżej wartości 11,80.

Czas inkubacji

Do obliczenia czasu inkubacji wykorzystano wzór (2) na głębokość karbonatyzacji betonu. W tabeli 4 zaprezentowano wartości czasu inkubacji w zależności od grubości otuliny i wartości wilgotności względnej powietrza. Trzy wartości: 40%, 50% oraz 60% względnej wilgotności powietrza zostały dodatkowo wyróżnione, gdyż jak przyjęto, odpowiadały one średnim warunkom środowiskowym dla obiektu.

Tabela 4

Zależność czasu inkubacji od grubości otulenia i wilgotności względnej powietrza

		Czas inkubacji [lata]			
Głębokość c [mm]		Wilgotność względna powietrza			
	30%	40%	50%	60%	70%
Stal sprężająca (c = 55 mm)	44,5	36,4	34,6	37,8	48,6
Zbrojenie zwykłe (c = 40 mm)	23,5	19,2	18,3	20,0	25,7

Na podstawie wyników przedstawionych w tabeli 4 przyjęto średni czas inkubacji równy odpowiednio: 19 lat dla zbrojenia zwykłego oraz 36 lat dla stali sprężającej. Porównując wyniki obliczeń z rzeczywistym okresem eksploatacji konstrukcji, wykluczono korozję zbrojenia sprężającego, co potwierdziła obserwacja przedmiotowej konstrukcji.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

6.2. Żelbetowe oczepy filarów mostu

Na podstawie wzoru (7) oraz oznaczonego stężenia zawartości jonów chlorkowych próbek z zewnętrznej powierzchni oczepów określono, iż dla oczepu środkowego filara graniczna zawartość chlorków (0,4% w spoiwie) przekroczono na głębokości 56 mm. Głębokość została wyznaczona dla oznaczonego 1,7% średniego stężenia chlorków w powierzchniowej warstwie betonu dla przeanalizowanych próbek oraz współczynnika dyfuzji $D = 1{,}8 \times 10^{-12}$ m^2/s wg Byforsa wyznaczonego według [8].

Porównanie pokazuje zbieżność wyników. Obserwacja stanu zbrojenia dowodzi, że tak wysokie stężenie chlorków przyczyniło się do znacznej korozji zbrojenia, pomimo dość wysokiej alkaliczności betonu.

Czas inkubacji

Czas inkubacji dla oczepów obliczono korzystając z rozkładu stężenia chlorków. Na podstawie obliczeń ich stężenia i dla otulenia c = 45 mm wyznaczono 8-letni czas inkubacji dla zbrojenia głównego. Porównując wyniki obliczeń z rzeczywistym okresem eksploatacji wiaduktu, przyjęto możliwość wystąpienia korozji zbrojenia, co potwierdziła obserwacja wiaduktu.

Stwierdzono zaawansowaną korozję zbrojenia głównego belek oczepowych, a największą dla oczepu środkowego filara. Zaobserwowano, iż w niektórych miejscach tego oczepu w wyniku korozji wżerowej średnica prętów zbrojeniowych ϕ25 mm zmniejszyła się nawet o 4 mm. Zmniejszone pole przekroju zbrojenia ma wpływ na spadek nośności, co przeanalizowano w dalszej części artykułu. Z drugiej strony, jak zaobserwowano, powstałe produkty korozji mające objętość większą niż zbrojenie, doprowadziły do zarysowania otuliny. Powstałe podłużne i poprzeczne rysy oraz głębokie rozwarstwienia dodatkowo ułatwiły dalszy postęp korozji stali.

6.3. Ocena trwałości konstrukcyjnej obiektów

Dla dźwigarów WBS określono rezerwy bezpieczeństwa, zestawiając moment zginający z nośnością w przekrojach miarodajnych. Przeprowadzone obliczenia wykazały, iż w analizowanych przekrojach początkowa nośność dźwigarów była spełniona przez cały okres eksploatacji mostu.

Szczegółowa ocena trwałości oczepu wiaduktu obejmuje również próbę oszacowania czasu jego użytkowania. Ze względu na najbardziej zaawansowaną korozję zbrojenia, analizę rzeczywistego wytężenia przeprowadzono dla żelbetowego oczepu filara środkowego. Belka oczepowa długości 8,60 m o trapezowym polu przekroju A_c = 0,42 m^2 oparta na 3 słupach: słupie środkowym oraz dwóch słupach skrajnych, które tworzyły z obu stron belki symetryczne przewieszenie równe 1 m (licząc od czoła belki do osi słupa).

W celu określenia wyjściowych zapasów bezpieczeństwa oczepu filara środkowego zestawiono moment zginający z obliczeniami nośności na zginanie w przekrojach miarodajnych. Dla początku eksploatacji określono rezerwy bezpieczeństwa bez uwzględnienia spadku nośności oraz wzrostu obciążeń wskutek ruchu drogowego i przewozów towarowych.

Wyznaczona nośność w przekrojach miarodajnych oczepu jest spełniona. Najmniejszy zapas bezpieczeństwa γ = 8% określono w skrajnym przekroju podporowym oczepu,

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

gdzie nośność jest równa M_{Rd} = 342 kNm dla d = 0,51 m, A_{s1} = 19,6 cm^2, a moment zginający dla kombinacji obciążeń krótkotrwałych wynosi M_{sd} = 316 kNm. W dalszej analizie wytężenia konstrukcji przyjęto, iż przekrój ten będzie przekrojem krytycznym ograniczającym czas użytkowania dla całej konstrukcji.

Dla oszacowania rzeczywistego, zmiennego poziomu bezpieczeństwa konstrukcji, podjęto próbę uwzględnienia stopniowego spadku nośności.

Przebieg nośności elementu w czasie propagacji można określić uwzględniając zmianę przekroju pojedynczego pręta zbrojenia w wyniku korozji, korzystając ze wzoru (6). |Dla przyjętej agresywności środowiska, w którym występują jony chlorkowe (gęstość prądu korozji i_{cor} = 1,0 μA/cm^2 oraz λ = 2,0 według [4]), zmianę średnicy pojedynczego pręta zbrojenia w czasie propagacji przyjęto w mm/lata:

$$\Delta\phi_i(t) = 0,0232 \cdot t \tag{8}$$

Zgodnie z obliczeniami uwzględniającymi 8-letni czas inkubacji, ilość, klasę stali zbrojeniowej oraz wymiary przekroju ustalono, że nośność przekroju podporowego oczepu ciągle się obniżała, a w czasie remontu wynosiła M_{Rd}(24 lat) = 331 kNm. Teoretycznie, nośność zostanie wyczerpana w przekroju podporowym analizowanego oczepu w czasie ok. 32 lat od rozpoczęcia eksploatacji wiaduktu.

Istnieje możliwość przedłużenia okresu użytkowania konstrukcji (opóźnienia chwili, w której linie teoretyczne momentów od obciążeń oraz nośności się przetną) przez odpowiednią strategię użytkowania – częstotliwość inspekcji, częstotliwość i technologię napraw elementów.

7. Wnioski

1. W analizie trwałości konstrukcji należy uwzględnić procesy przebiegające w czasie: karbonatyzację i dyfuzję jonów chlorkowych.
2. Spadek nośności konstrukcji znajdującej się w środowisku powietrznym najczęściej spowodowany jest korozją zbrojenia możliwą po depasywacji stali.
3. Korozja zbrojenia zostaje przyspieszona przez koncentrację chlorków pochodzących z soli stosowanych do odladzania obiektów infrastruktury drogowej.
4. Wyniki analizy teoretycznej porównane z rezultatami analizy chemicznej wykazały dużą zbieżność. Odczyn pH dla większości przebadanych próbek betonu z otuliny i sąsiedztwa prętów zbrojeniowych był niższy niż wartość progowa pH = 11,80, która zapewnia pasywny stan zbrojenia.
5. Stężenie jonów chlorkowych w oczepach wiaduktu przekraczało do 7 razy graniczną ich zawartość, która wynosi 0,4% masy w spoiwie. Dynamiczny spadek nośności przekroju w czasie jest tego bezpośrednio wynikiem.

Literatura

[1] Wieczorek G., *Korozja zbrojenia inicjowana przez chlorki lub karbonatyzację otuliny*, Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, Wrocław 2002.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ

[2] Ajdukiewicz A., *Konstrukcje betonowe projektowane na okres użytkowania – badania a nowe ujęcie normatywne: Problemy naukowo-badawcze budownictwa*, vol. II, Wydawnictwo Politechniki Białostockiej, Białystok 2007, s. 15-38.
[3] Alonso C., Andrade C., Rodriguez J., Diez J.M., *Factors Controlling Cracking of Concrete Affected by Reinforcement Corrosion*, Materials and Structures, nr 31, 1998, s. 435-441.
[4] Association Française de Génie Civil, *Conception des bétons pour une durée de vie donnée des ouvrages. Maîtrise de la durabilité vis-à-vis de la corrosion des armatures et de l'alcali réaction*, Documents scientifiques et techniques, 2004.
[5] Ahmad S., *Reinforcement corrosion in concrete structures, its monitoring and service life prediction-a review,* Cement & Concrete Composites, vol. 25, 2003, s. 459-471.
[6] BS 1881: Part 124 Methods for analysis of hardened concrete.
[7] PN-EN 196-2: 2006 Metody badania cementu: Analiza chemiczna cementu.
[8] Neville A.M., *Właściwości betonu*, Polski Cement, wyd. 4, Kraków 2000.
[9] Ściślewski Z., *Trwałość konstrukcji żelbetowych*, Wydawnictwa Instytutu Techniki Budowlanej, Warszawa 1995.
[10] Destrebecq J-F., Gwoździewicz P., Midro M., *Durability estimation of a reinforced concrete structure with regard to corrosion processes*, 6th International Conference AMCM, Łódź 2008.
[11] *Podstawy projektowania konstrukcji żelbetowych i sprężonych według Eurokodu 2*, praca zbiorowa pod red. M. Knauffa, DWE, Wrocław 2006.
[12] *Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Komentarz naukowy do PN-B-03264: 2002*, t. 1/2, red. B. Lewicki, ITB, Warszawa 2005.
[13] Fiertak M., *Mechanizm korozji betonu w wybranych konstrukcjach budowlanych*, Konferencja DNI BETONU, Wisła 2004, s. 406-422.
[14] Fiertak M., Dębska D., *Wybrane przypadki korozji chlorkowej betonu*, XII Konferencja Naukowo-Techniczna KONTRA, Warszawa–Zakopane 2000, s. 79-84.
[15] Kubik J., Zybura A., *Zmiany naprężeń w konstrukcjach żelbetowych wywołane korozją*, Archiwum Inżynierii Lądowej, 26, 4, 1980, s. 639-656.
[16] Kubik J., Zybura A., *Ewolucja zniszczeń korozyjnych i jej wpływ na nośność przekroju żelbetowego*, Archiwum Inżynierii Lądowej, 28, 3–4, 1982, s. 295-309.
[17] Zybura A., *Metody zapewnienia trwałości budowli na przykładzie budownictwa betonowego*, [w:] *Problemy naukowo-badawcze budownictwa*, Praca zbiorowa, Tom 4: Zrównoważony rozwój w budownictwie, Wydawnictwo Politechniki Białostockiej, Białystok 2008, 235-252.
[18] Fagerlund G., *Trwałość konstrukcji betonowych*, Arkady, Warszawa 1997.

BIBLIOTEKA CYFROWA POLITECHNIKI KRAKOWSKIEJ