



ŁUKASZ TOPCZEWSKI¹⁾
JULIUSZ CIEŚLA²⁾

ASSESSMENT OF LOAD BEARING CAPACITY OF REINFORCED CONCRETE BRIDGE ON THE BASE OF NDT RESULTS

OCENA NOŚNOŚCI ŻELBETOWEGO MOSTU PŁYTOWEGO Z ZASTOSOWANIEM BADAŃ NIENISZCZĄCYCH

STRESZCZENIE. W artykule przedstawiono proces określania nośności istniejącego obiektu mostowego oraz ustalenia zakresu i sposobu jego rewitalizacji na podstawie wyników kompleksowych badań nieniszczących i materiałowych. Ocena nośności obiektów mostowych eksploatowanych kilkadziesiąt lat lub starszych, jest zwykle utrudniona z wielu powodów: dokumentacja techniczna bywa niedostępna, wiedza o samej konstrukcji ulega zatarciu, często nieznane są przepisy, według których obiekt projektowano. Nastąpiły również zmiany fizykalnych cech materiałów wchodzących w skład konstrukcji oraz uszkodzenia powstałe w trakcie eksploatacji, które składają się na ogólny proces degradacji konstrukcji. W tej sytuacji zdobycie informacji o rodzaju i właściwościach materiałów oraz ich rozmieszczeniu, jak również na temat stanu wewnętrznego konstrukcji, wymaga przeprowadzenia zaawansowanych badań nieniszczących oraz badań materiałowych. W opisywanym przykładzie użyto metody GPR i profometru do określenia ilości zbrojenia oraz metody impact-echo i pull-out do określenia grubości płyty i klasy betonu.

SŁOWA KLUCZOWE: badania nieniszczące, modelowanie konstrukcji, most, nośność.

ABSTRACT. The article presents the process of assessment of load bearing capacity of the existing bridge as well as determination of scope and method of its renovation on the basis of complex non-destructive testing and material examinations. The assessment of load capacity of old bridges, used for decades, is usually difficult due to several reasons: inaccessible technical documentation, loss of the structure history, unknown regulations used during the bridge designing. Moreover, physical properties of materials have changed and structural damages appeared during use, what contributes to the overall process of structure deterioration. In such situation an advanced non-destructive methods of structural testing and material examinations are required to determine the type of the used materials, their properties as well as their arrangement inside a structure. In the example shown, the GPR and profometer methods are used in order to determine the amount of reinforcement inside the bridge slab and the impact-echo and pull-out methods were used for determination of its thickness and the concrete class.

KEYWORDS: bridge, load bearing capacity, modeling of structure, NDT.

DOI: 10.7409/rabdim.014.012

¹⁾ Instytut Badawczy Dróg i Mostów, Warszawa; jciesla@ibdim.edu.pl (✉)

²⁾ Instytut Badawczy Dróg i Mostów, Warszawa; ltopczewski@ibdim.edu.pl

1. WSTĘP

Najczęściej stosowaną metodą oceny obiektów mostowych jest inspekcja wizualna. W wielu przypadkach jest ona w pełni wystarczająca do oceny stanu zewnętrznego konstrukcji. Jednakże, w przypadku oceny nośności konstrukcji i potrzeby jej wzmocnienia wymagane jest zastosowanie bardziej zaawansowanych technik inspekcji, niezbędne jest przeprowadzenie inwentaryzacji stanu wewnętrznego konstrukcji. Zebranie informacji na temat aktualnego stanu materiału konstrukcji, lokalizacji i rodzaju zbrojenia jest bardzo często utrudnione w sytuacji gdy brakuje pierwotnego projektu technicznego, czy nawet nieznane są przepisy wg których obiekt projektowano.

Dotychczas stosowane metody wydawania opinii na temat nośności bądź trwałości konstrukcji m.in.: metoda oparta na metodologii oceny punktowej zewnętrznego stanu konstrukcji [1, 2] i oględzin mogą okazać się niewystarczające w przypadku braku informacji o uszkodzeniach wewnętrznych czy wspomnianego wcześniej braku dokumentacji technicznej obiektu. Coraz powszechniejsze systemy monitoringu stanu konstrukcji [3, 4] oraz lokalne badania nieniszczące [5, 6, 7] są zwykle stosowane doraźnie w konkretnych przypadkach, gdy zachodzi uzasadnione podejrzenie istnienia ukrytych uszkodzeń konstrukcji.

Dotychczas brak jest opracowań pokazujących połączenie wielu metod nieniszczących, półniszczących oraz niszczących służących określeniu nośności istniejących konstrukcji. Celem niniejszego artykułu jest pokazanie, na przykładzie mostu nad rzeką Białą w Białymstoku, jak użyteczne może być stosowanie zaawansowanych technik inspekcji podczas określania aktualnej nośności użytkowanego obiektu budowlanego, do którego zarządca nie posiada dokumentacji. Pierwotnie obiekt ten przeznaczony był do wymiany na skutek stwierdzonego złego stanu technicznego oraz niewystarczającej założonej nośności odpowiadającej klasie C. Nośność taka określona była na podstawie założenia, że obiekt był projektowany co najwyżej dla klasy I według normy z 1958 roku [8]. Podstawowym celem artykułu jest doświadczalna weryfikacja prawdziwości powyższego założenia.

2. OPIS MOSTU NAD RZEKĄ BIAŁĄ W BIAŁYMSTOKU

Konstrukcję przęsła stanowi żelbetowa płyta o teoretycznej rozpiętości 11,20 m, oparta na masywnych przyczółkach żelbetowych. Średnia grubość płyty wynosi 0,80 m,

1. INTRODUCTION

The most common method of assessing the bridges is visual inspection. In many cases, it is adequately sufficient to assess the external condition of the structure. However, in the case of the assessment of the load bearing capacity of the structure and the need to reinforce it, it is necessary to use more advanced inspection techniques, as well as to conduct an assessment of the internal condition of the structure. Collecting information about the current condition of the structural material, the location and type of reinforcement is often difficult in a situation where there are no initial technical design drawings, or when the rules, according to which the structure was designed, are unknown.

The presently used methods of issuing an opinion on the load bearing capacity or the durability of the structure included: a method based on the methodology of scoring of the external condition of the structure [1, 2] and the visual inspection may not be sufficient in the absence of information about internal damages or the aforementioned lack of technical documentation of the structure. Increasingly common structural health monitoring systems [3, 4] and local non-destructive testing methods [5, 6, 7] are usually used temporarily in specific cases where there is reasonable suspicion of a hidden structural damage.

So far, there are no studies showing a combination of various non-destructive, half-destructive, and destructive methods for determining the load capacity of the existing structure. The purpose of this article is to show on the example of the bridge over the Biała River in Białystok how useful the application of advanced inspection techniques can be at determining the current load capacity of a structure used to which the administrating entity has no documentation. Originally this bridge was intended for replacement as a result of the proven poor technical condition and insufficient assumed load corresponding to class C. This load was determined on the basis of the assumption that the structure was designed at least for Class I according to the standard from 1958 [8]. The primary objective of this article is the experimental verification of the truth of this assumption.

2. THE DESCRIPTION OF THE BRIDGE OVER BIAŁA RIVER IN BIAŁYSTOK

The structure is a reinforced concrete slab with a theoretical span of 11.20 m, supported on massive concrete abutments. The average thickness of the slab is 0.80 m and the

a szerokość płyty wynosi 10,20 m. Na obu bocznych krawędziach płyty ukształtowano wsporniki chodnikowe o szerokości po 1,60 m każdy. Rury spustowe usytuowane są w odległości 0,65 m od krawędzi płyty pomostu. Na przęśle znajduje się jezdnia o szerokości 7,0 m i dwa chodniki o szerokości 3,20 m każdy. Przęsło usytuowane jest w poziomie, a odprowadzenie odbywa się jedynie dzięki poprzecznemu dwustronnemu spadkowi jezdnii i spadkom poprzecznym chodników. Widok obiektu wraz z inwentaryzacją uszkodzeń pokazano na Rys. 1, 2 i 3. Przekrój poprzeczny mostu pokazano na Rys. 4. Ogólne oględziny obiektu wykazały znaczny stopień degradacji powierzchniowej betonu przęsła, zwłaszcza na bocznych powierzchniach płyty na skutek obfitych przecieków wody opadowej gromadzącej się przy niżej położonym krawężniku od strony górnej wody. Na powierzchni bocznej płyty od tej strony widać nawarstwiające się wycieki wypłukiwanego z betonu węgla wapnia. Na dolnej powierzchni płyty widoczne były tylko lokalne ogniska korozji z odsłoniętymi fragmentami powierzchniowo skorodowanych prętów zbrojeniowych. Ponieważ celem badań było określenie klasy nośności obiektu, brak dokumentacji obiektu wymusił przeprowadzenie badań lokalizacji i określenie rodzaju zbrojenia głównego oraz grubości płyty żelbetowej i ustalenie klasy betonu.



Fig. 1. General view of the bridge
Rys. 1. Ogólny widok mostu z góry

width is 10.20 m. On both side edges of the slab the sidewalk supports distance of 0.65 m from the edge of the bridge slab. In the span there is a pavement with the width of 7.0 m and two sidewalks with a width of 3.20 m each. The span is located horizontally, and drainage takes place only through two-sided transverse slope in the pavement and lateral sidewalks slopes. The view of the facility with an damage inventory is shown in Fig. 1, 2 and 3. The transverse cross section of the bridge is shown in Fig. 4. General examination of the bridge showed a significant degree of surface degradation in the concrete of the span, especially on the side surface of the slab as a result of heavy rain water leakage collecting at the lower curb from the side of the upper water. On the side surface of the slab from this side the successive layers of calcium carbonate that leached from the concrete can be visible. On the lower surface of the slab there were visible only local corrosion spots with exposed fragments of surface corroded rebars. Since the aim of the research was to determine the load bearing capacity class of the bridge, the lack of documentation of the structure resulted in the need to perform testing of the location and to identify the main reinforcement type as well as the thickness of the reinforced concrete slab and to determine the concrete class.



Fig. 2. Bridge side view
Rys. 2. Widok mostu z boku



Fig. 3. Bridge side view – visible leakages of calcium carbonate on the side of the slab and on the abutment wall

Rys. 3. Widok boczny mostu – widoczne obfite wycieki węglanu wapnia na bocznej krawędzi płyty oraz na ścianie przyczółka

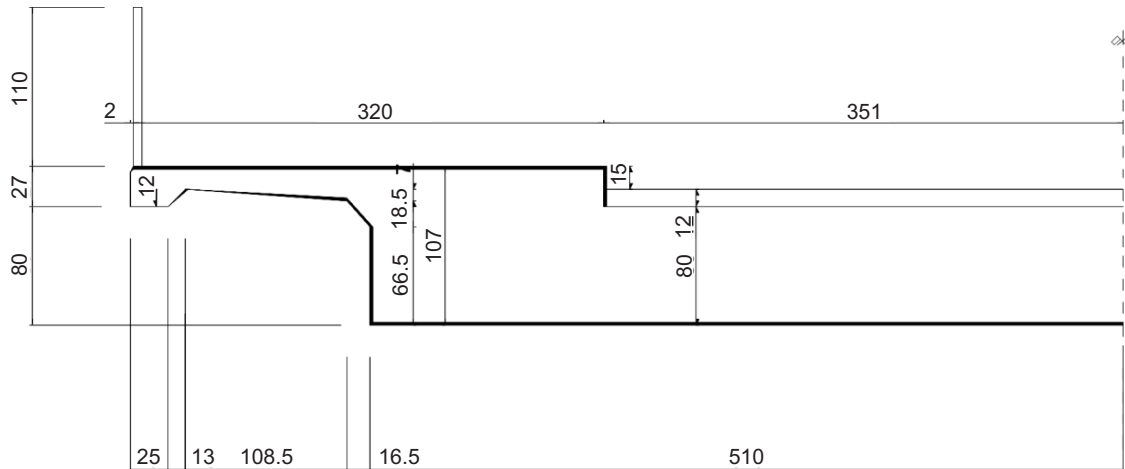


Fig. 4. Span cross section

Rys. 4. Przekrój poprzeczny mostu

3. POMIARY NIENISZCZĄCE ROZSTAWU PRĘTÓW ZBROJENIOWYCH Z WYKORZYSTANIEM GEORADARU

3.1. OPIS METODY BADAŃ

Metoda GPR (Ground Penetrating Radar) jest nieniszczącą techniką, wykorzystującą do inspekcji fale elektromagnetyczne w zakresie 50 MHz - 2,6 GHz. Głowica nadajnika wysyła falę, która odbierana jest przez odbiornik. Fale elektromagnetyczne łatwo przenikają przez pustki powietrzne zaś w ośrodkach o silnej zawartości ferromagnetyków, o zwiększonym stopniu zawilgocenia lub dużym zasoleniu są w znacznym stopniu odbijane lub pochłaniane.

3. NON-DESTRUCTIVE TESTING OF THE REBAR SPACING USING GPR

3.1. DESCRIPTION OF THE TEST METHOD

The GPR (Ground Penetrating Radar) method is a non-destructive technique that in order to inspect uses electromagnetic waves of the range 50 MHz - 2.6 GHz. The head of the transmitter sends a wave that is received by the receiver. Electromagnetic waves pass easily through the air voids, whereas in the areas with a strong ferromagnetic content, with an increased degree of moisture or high salinity are largely reflected or absorbed.

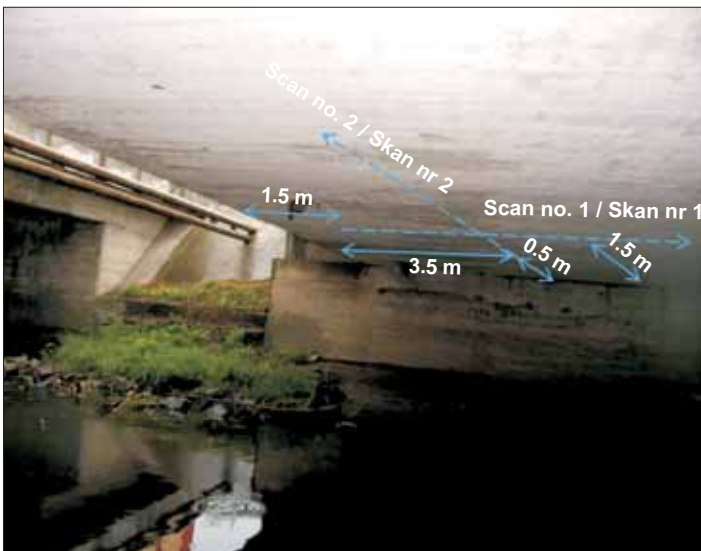
Rozdzielczość metody związana jest z długością fali. Wyższa częstotliwość fal zwiększa rozdzielczość ale zmniejsza również zdolność penetracji, szczególnie w ośrodkach o zwiększonej zawartości wody. Typowy sprzęt georadarowy do badań konstrukcji lub do zastosowań geotechnicznych składa się z następujących elementów:

- anteny lub zestawu anten z wbudowanym nadajnikiem i odbiornikiem,
- odległościomierza w postaci kółek lub linki,
- jednostki kontrolnej,
- sterownika.

Podstawy teoretyczne oraz metodologia pomiaru georadarem zostały szczegółowo opisane w [9].

3.2. WYNIKI BADAŃ

Do wykonania badań wykorzystano georadar amerykańskiej firmy GSSI z anteną 2,6 GHz. Płyte żelbetową skanowano w dwóch prostopadłych kierunkach (Rys. 5). Następnie w punktach, gdzie wykryto zbrojenie, w celu oszacowania średnicy prętów zbrojeniowych oraz w celu pomiaru grubości otuliny betonowej, zastosowano profometr firmy Proceq.



Wyniki badań wykazały, że pręty są ułożone w jednym rzędzie tak jak pokazano na Rys. 6 i 7. Poniżej prętów sygnał nie wykazał żadnych innych elementów zabetonowanych w konstrukcji. Usytuowanie zbrojenia widoczne jest w postaci hiperbol. Każdy szczyt hiperboli odpowiada lokalizacji pręta zbrojeniowego. Z Rys. 6 można wywnioskować, że zbrojenie w kierunku podłużnym składa się z 9 prętów

The resolution of the method is related to the wavelength. Higher frequency of the waves increases resolution but also reduces penetration, particularly in areas with a higher water content. The typical GPR equipment for testing the structure or for geotechnical applications consists of the following components:

- the antenna or set of antennas with a built-in transmitter and receiver,
- the odometer in the form of wheels or a rope,
- the control unit,
- the controller.

Theoretical basis and methodology of testing with the use of the GPR have been described in detail in [9].

3.2. TESTS RESULTS

To perform the testing a GPR of the American company GSSI was used with an antenna 2.6 GHz. A reinforced concrete slab was scanned in two perpendicular directions (Fig. 5). Then, at points where the reinforcement has been detected, in order to assess the diameter of reinforcing bars and in order to measure the thickness of the concrete cover, the Proceq profometer was applied.

Fig. 5. Bridge bottom view with marked localization of GPR scans Rys. 5. Widok mostu z dołu wraz z miejscami oraz kierunkami skanowania georadarem

The results of the testing showed that the bars are arranged in one row as shown in Fig. 6 and 7. Under the bars the signal showed no other elements embedded in concrete structure. The location of the reinforcement is shown in the form of hyperbolas. Each peak of a hyperbole corresponds to the location of rebar. It can be concluded from Fig. 6 that the longitudinal reinforcement is made up of 9 bars at 1 meter of a slab. It can be concluded from Fig. 7 that the reinforcement in the transverse direction is made up of 4 bars at 1 meter of a slab. The diameter of each bar, assessed with the use of the profometer, is at least 32 mm in the case of bars arranged in the longitudinal direction and at least 22 mm in the case of bars arranged placed in a transverse direction. Concrete cover thickness is about 2 cm.

na 1 metr płyty. Z Rys. 7 można wywnioskować, że zbrojenie w kierunku poprzecznym składa się z 4 prętów na 1 metr płyty. Średnicę każdego pręta, oszacowana z wykorzystaniem profometru, wynosi co najmniej 32 mm w przypadku prętów ułożonych w kierunku podłużnym oraz co najmniej 22 mm w przypadku prętów ułożonych a kierunku poprzecznym. Grubość otuliny wynosi około 2 cm.

4. POMIARY NIENISZCZĄCE GRUBOŚCI PŁYTY Z WYKORZYSTANIEM METODY IMPACT-ECHO

4.1. OPIS METODY I PODSTAWOWY ZAKRES ZASTOSOWANIA

Metoda impact-echo jest jedną z metod akustycznych wykorzystujących rozchodzenie się fal w zakresie częstotliwości dźwiękowych i naddźwiękowych w ośrodkach stałych.

4. POMIARY NIENISZCZĄCE GRUBOŚCI PŁYTY Z WYKORZYSTANIEM METODY IMPACT-ECHO

4.1. THE DESCRIPTION OF THE METHOD AND ITS BASIC SCOPE OF USE

The impact-echo method is one of the acoustic methods that uses the propagation of waves in the range of sonic and supersonic frequencies in solid matter. The source of the wave is a mechanical impulse produced by the transmitter during an impact to one of the surfaces of the tested structure. The time of the wave passage is registered by a receiver. In this method, the velocity value indicates the present characteristics of the material. In materials with higher density, the wave propagation velocity is higher. The method enables the location of voids, which are

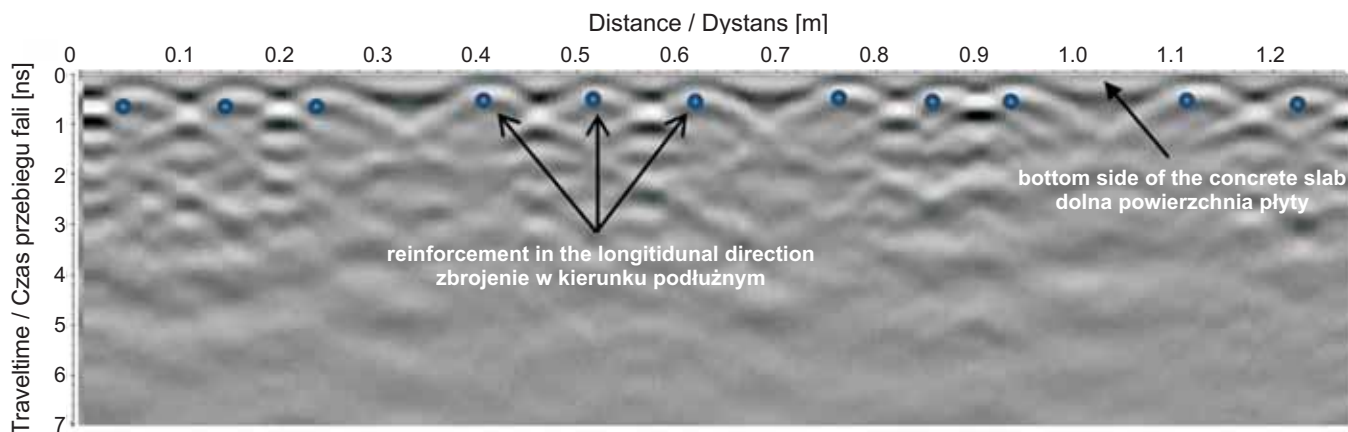


Fig. 6. GPR test result – profile no. 1 in the transverse direction to the bridge axis
Rys. 6. Wynik pomiaru georadarem – profil nr 1 w kierunku poprzecznym do osi mostu

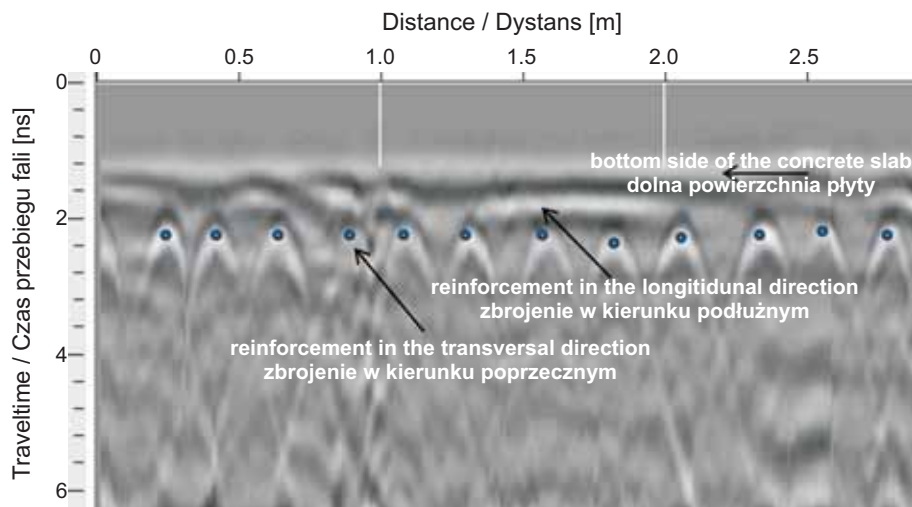


Fig. 7. GPR test result – profile no. 2 in the longitudinal direction to the bridge axis
Rys. 7. Wynik pomiaru georadarem – profil nr 2 w kierunku podłużnym do osi mostu

Źródłem fali jest impuls mechaniczny wytwarzany poprzez przetwornik podczas uderzenia w jedną z powierzchni testowanej konstrukcji. Czas przebiegu fali jest rejestrowany przez odbiornik. W tej metodzie, wartość prędkości wskazuje na aktualne cechy materiału. W materiałach o większej gęstości, prędkość propagacji fal jest wyższa. Metoda umożliwia lokalizację pustek powietrznych, które są rejestrowane jako miejsca o małej prędkości propagacji fal. W przeprowadzonym badaniu metodą I-E fale sprężyste były generowane poprzez uderzenie stalowej kulki o powierzchnię badanego elementu. Przesunięcia cząstek powierzchni badanego elementu, spowodowane powrotem fal odbitych, rejestrowane były za pomocą piezoelektrycznego przetwornika drgań, umieszczonego w bliskim sąsiedztwie miejsca wzbudzenia. Przetwornik ten rejestrował fale P (fale czołowe) i R (fale Rayleigh'a). Wyniki pomiarów prezentowane były w dziedzinie czasu, w postaci rozkładu amplitudy tzw. waveform, oraz po przekształceniu za pomocą szybkiej transformaty Fouriera jako widmo częstotliwości. Podstawy teoretyczne oraz metodologia pomiaru metodą impact-echo zostały szczegółowo opisane w [10].

Zastosowanie metody I-E w budownictwie jest szerokie. Za podstawowe można uznać następujące kierunki:

- ocena grubości elementu konstrukcji betonowych przy dostępie z jednej strony,
- wykrywanie wad materiałowych wewnątrz betonu, takich jak rozwarstwienia, pustki, tzw. efekty „plastra miodu”, oraz lokalizacja zbrojenia,
- określanie głębokości rys powierzchniowych.

4.2. OPIS WYNIKÓW

Badanie metodą impact-echo wykonano w 15 punktach w celu określenia grubości płyty oraz ewentualnej obecności wad strukturalnych betonu. Dla wszystkich mierzonych punktów uzyskano tzw. „częstotliwość grubości”: $f = 2,44$ kHz. Prędkość rozchodzenia się fali akustycznej w betonie przyjęto równą 4000 m/s według [10]. Do wyznaczenia grubości płyty T zastosowano wzór:

$$T = C_p / 2f, \quad (1)$$

gdzie:

- C_p – prędkość rozchodzenia się fali w ośrodku,
- f – częstotliwość sygnału odbitego od przeciwległej krawędzi konstrukcji.

registered as places with low wave propagation velocity. In the test conducted by IE method, the elastic waves were generated by hitting a steel ball on the surface of the tested element. Displacement of the particles of the tested element surface made by the return of the reflected waves, were registered using a piezoelectric vibration transducer, located in the immediate vicinity of the excitation place. This transmitter recorded P waves (refracted waves) and R waves (Rayleigh waves). The measurement results were presented in the time domain, as the amplitude distribution in the form of the so-called waveform, and after the transformation by means of a fast Fourier transform as a frequency spectrum. The theoretical basis and the methodology of measurement by the impact-echo method are described in detail in [10].

The application of the IE method in the construction industry is broad. The following issues can be considered as the basic ones:

- assessment of the thickness of the concrete structure element with the access from one side,
- detection of material defects inside the concrete, such as delaminations, voids, the so-called “honeycomb” effects, and the location of the reinforcement,
- determination of the depth of surface cracks.

4.2. DESCRIPTION OF THE RESULTS

The test with the use of the impact-echo method was performed in 15 points in order to assess the thickness of the slab and to determine the possible presence of structural defects of the concrete. For all measured points the so-called “thickness frequency” was determined: $f = 2.44$ kHz. The acoustic wave propagation velocity in concrete was assumed to be as 4000 m/s according to [10]. In order to determine the thickness of the slab T , the following formula was used:

$$T = C_p / 2f, \quad (1)$$

where:

- C_p – the wave propagation velocity in the medium,
- f – the frequency of the signal reflected from the opposite edge of the structure.

The results of the tests showed that the thickness of the bridge slab is $T = 0.82$ m. For calculation purposes the slab thickness equal to 0.80 m was assumed. The tests did not show structural defects in the form of voids or internal cracks, which may affect the load bearing capacity of the structure.

Wyniki badań wykazały, że grubość płyty pomostu wynosi $T = 0,82$ m. Dla celów obliczeniowych przyjęto grubość płyty równą $0,80$ m. Badania nie wykazały wad strukturalnych w postaci pustek lub pęknięć wewnętrznych, mogących mieć wpływ na nośność konstrukcji.

5. OKREŚLENIE KLASY BETONU

Pomiary wytrzymałości betonu w płycie żelbetowej wykonano metodą pull-out w 6 punktach. Oznaczając wytrzymałość betonu na ściskanie „in-situ” za pomocą metody „pull-out” (Tabl. 1) wykorzystano wzory podane w punkcie 3.5 zaleceń [11]. Wynik w jednym punkcie płyty odrzucono jako odstający o reszty. Przeliczona wytrzymałość traktowana jest jako uzyskana na budowie i została zweryfikowana z uwzględnieniem wymagań normy PN-EN 206-1:2003 [12].

5. DEFINING THE CONCRETE CLASS

The measurements of the strength of concrete in the reinforced concrete slab were performed by a pull-out method in 6 points. By denoting the compressive strength of concrete “in-situ”, using the “pull-out” method (Table 1), the formulas given in section 3.5 of the recommendations in [11] were used. The result in one point of the slab has been rejected as differing from the rest. The calculated strength is treated as acquired on the site and has been verified with regard to the requirements of PN-EN 206-1:2003 [12].

Table 1. Pull out test results

Tablica 1. Wyniki badań wytrzymałości na wrywanie metodą „pull-out”

| No. L.p. | Pull out force Siła wyrywająca F [N] | Rupture surface Pole powierzchni zniszczenia A [mm ²] | Strength determined by pull out method Wytrzymałość oznaczona metodą wrywania w f_p [MPa] | Compressive strength of concrete determined according to IBDiM recommendations (tests performed on samples kept in standardized conditions) Wytrzymałość betonu na ściskanie wyznaczona wg Zaleceń IBDiM (wytrzymałość odnosi się do próbek przechowywanych w warunkach normowych) |
|---|--|---|--|--|
| 1 | 23000 | 3664 | 6.3 | 29.6 |
| 2 | 39000 | 3664 | 10.6 | 52.2 |
| 3 | 37000 | 3664 | 10.1 | 49.4 |
| 4 | 45000 | 3664 | 12.3 | 60.6 |
| 5 | 55000 | 3664 | 15.0 | 74.7 |
| 6 | 55000 | 3664 | 15.0 | 74.7 |
| Transformation into strength of cubes of 150 mm edge length Przejęcie na wytrzymałość kostek o wymiarach boku $150 \times 150 \times 150$ mm | | | | |
| Standard error / Błąd standardowy | | | | 5.37 |
| Wytrzymałość średnia wraz z niepewnością wyniku badania [MPa] Mean strength with the test result uncertainty [MPa] | | | | 62.3 ± 14.9 |
| Confidence level / Poziom ufności [%] | | | | 95 |
| Confidence interval / Przedział ufności [MPa] | | | | $47.4 \div 77.3$ |
| Determination of concrete class according to [12] Określenie klasy betonu zgodnie z [12] | | | | Meets the requirements of: C45/55 strength class with probability of 69.0%, C40/50 strength class with probability of 87.7%, C35/45 strength class with probability of 94.1% Odpowiada klasie wytrzymałościowej: C45/55 z prawdopodobieństwem 69.0%, C40/50 z prawdopodobieństwem 87.7%, C35/45 z prawdopodobieństwem 94.1% |

Zgodnie z punktem 2.5 Opracowanie i interpretacja wyników [11] należy przyjąć, że jakość betonu wbudowanego w danym miejscu należy uznać za zadowalającą, jeżeli wartość średnia wytrzymałości na ściskanie (oznaczona metodą „pull-out”) będzie nie niższa niż 80% projektowanej kostkowej wytrzymałości na ściskanie. Na podstawie wyników badań przedstawionych w Tabl. 1 przyjęto do obliczeń klasę betonu C35/45.

6. ANALIZA CHEMICZNA BETONU

W miejscach testów pull-out pobrano do analizy próbki betonu płyty pomostu. W warunkach laboratoryjnych odspojono po około 100 g betonu, sproszkowano go w młynku kulowym i sporządzono zawiesinę 10% z wodą destylowaną. Następnie zawiesinę przefiltrowano przez sączek i sporządzono roztwór badawczy. Za pomocą Aquamerck Test Nr 11106 wykonano metodą miareczkowania odczyt zawartości chlorków w roztworze. Wyniki badań pokazały, że maksymalne stężenie chlorków wynosi 58 mg/dm^3 . Oznacza to, że obecność chlorków jest znikoma i wynosi maksymalnie 0,17% w stosunku do masy cementu przy założeniu zastosowania $340 \text{ kg cementu/m}^3$. Taką ilość cementu przyjęto na podstawie doświadczenia przy projektowaniu mieszanek betonu C30/37. Dla celów określenia ilości cementu przyjęto klasę betonu jako niższą niż było to określone w czasie badań, ponieważ była to najwyższa osiągalna klasa w latach pięćdziesiątych ubiegłego wieku w tego rodzaju konstrukcji. Dodatkowo wykonano badania betonu pod kątem określenia wartości pH betonu wbudowanego w konstrukcję płyty pomostu. Stwierdzono, że pH betonu wynosi od 9 na powierzchni konstrukcji do 11 na głębokości położenia zbrojenia głównego, co oznacza, że beton wewnątrz konstrukcji nie uległ karbonatyzacji.

7. OKREŚLENIE KLASY NOŚNOŚCI MOSTU

Model obliczeniowy obiektu wygenerowano przy uwzględnieniu wyników badań georadarem, profometrem, metodą impact-echo oraz metodą pull-out. Obliczenia wykonano za pomocą programu Micro-Strains. Jako schemat obliczeniowy przyjęto płytę swobodnie podpartą na dwóch krawędziach równoległych do osi Ox, którą uznano za najlepsze odwzorowanie żelbetowej płyty przęsła mostu. Do programu wprowadzono węzły o współrzędnych x, y , odpowiadające siatce podziału przęsła na poszczególne elementy płytowe. Grubość płyty oraz cechy fizyczne betonu przyjęto zgodnie z wynikami badań nieniszczących. Na

In accordance with point 2.5 The Development and interpretation of results [11] it should be assumed that the quality of concrete built into a particular place should be considered acceptable if the average value of compressive strength (determined by the “pull-out” method) is not less than 80% of the designed cube compressive strength. On the basis of the tests results presented in Table 1, C35/45 concrete class was assumed for the calculations.

6. CHEMICAL ANALYSIS OF CONCRETE

In the places of the pull-out tests, the samples of concrete from the deck slab were taken for analysis. In the laboratory, about 100 g of concrete was loosened. It was then pulverized in a ball mill and slurried with 10% distilled water. The suspension was then filtered through filter and the test solution was prepared. Using Aquamerck Test No. 11106 a reading was performed by titration of the chloride content in the solution. The test results showed that the maximum concentration of chlorides is 58 mg/dm^3 . This means that the presence of chlorides is minimal and amounts to a maximum of 0.17% in relation to the cement weight, assuming the application of $340 \text{ kg of cement/m}^3$. This amount of cement was assumed on the basis of an experiment in designing C30/37 concrete mixes. For the purposes of determining the amount of cement, the concrete class was assumed to be lower than it was specified in the tests, because it was the highest attainable class in the 1950-ties in this type of structure. Additionally, concrete tests were performed for determination of pH value of the concrete built into the structure of the bridge slab. It was found that the pH of the concrete ranges from 9 on the surface of the structure to 11 at the depth of the main reinforcement location, which means that the concrete inside the structure has not undergone carbonatization.

7. DEFINING THE LOAD BEARING CLASS OF THE BRIDGE

The computational model of the bridge has been generated taking into account the results of the tests carried out with the GPR, profometer, impact-echo method, and the pull-out method. The calculations were performed using the Micro-Strains software. As a computational scheme a slab was adopted freely supported on two edges parallel to the Ox axis, which was considered to be the best representation of the reinforced concrete slab of the bridge span. To the software the nodes were introduced with coordinates x, y , corresponding to the distribution grid of the span to

Rys. 8 pokazano schemat przęsła płytowego z podziałem na elementy z zaznaczeniem teoretycznych punktów podparć w węzłach od 1 do 13 oraz od 131 do 143.

Obciążenia ciężarem własnym generowane były automatycznie przez program dla przyjętej gęstości, wynoszącej $0,026 \text{ MN/m}^3$. Obciążenia nawierzchnią, elementami wyposażenia oraz obciążenie ruchome odpowiadające klasie A według normy PN-85/S-10030 [13], z odpowiednimi współczynnikami obciążeniowymi, aproksymowano obciążeniami powierzchniowymi.

each slab elements. The slab thickness and physical properties of concrete were adopted in accordance with the results of non-destructive testing. Figure 8 is a diagram of the slab span with the division into elements where theoretical points of supports in nodes from 1 to 13 and 131 to 143 were shown.

Self-weight loads were generated automatically by the program for the adopted density of 0.026 MN/m^3 . Loads made by the surface, elements of equipment and movable load corresponding to the class A according to the standard PN-85/S-10030 [13], with the relevant load coefficients were approximated with surface loads.

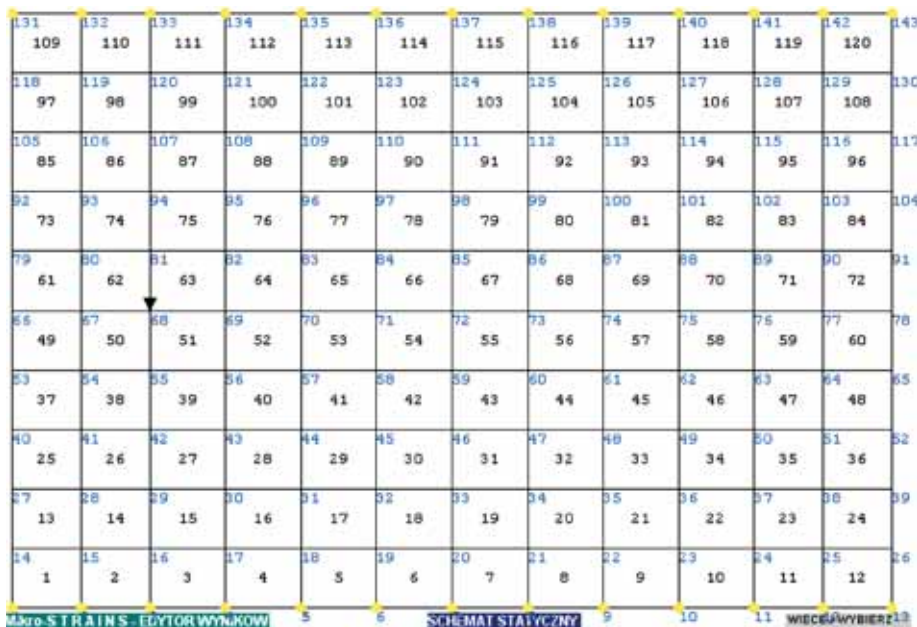


Fig. 8. Bridge slab with division on finite elements
Rys. 8. Schemat przęsła płytowego z podziałem na elementy

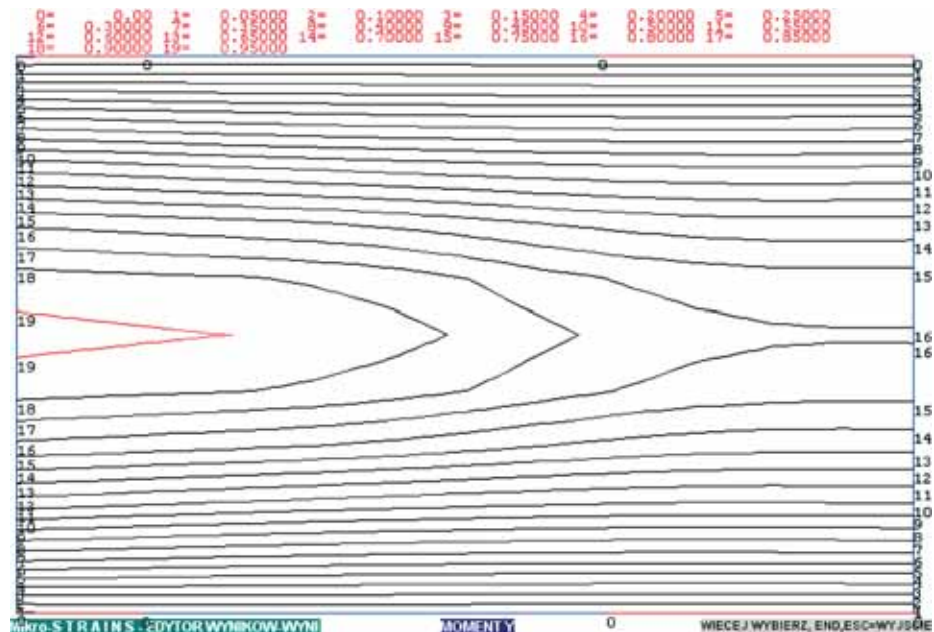
W celu określenia najniekorzystniejszego obciążenia obliczono wartości sił przekrojowych w płycie przy różnych ustawieniach obciążenia ruchomego, w tym ciągnika kołowego K , obciążenia równomiernie rozłożonego q i obciążenia tłumem q_t . Najniekorzystniejszy przypadek obciążenia, ze względu na maksymalną wartość momentu zginającego w kierunku osi podłużnej przęsła, odpowiadał położeniu ciągnika K w środku rozpiętości przęsła przy odległości osi podłużnej tego obciążenia od krawędzi od strony górnej wody – 2,0 m. Odległość taka wymagana jest przez normę PN-85/S-10030 [13]. Na Rys. 9 pokazano izolinie wartości momentów zginających m_y , działających w kierunku rozpiętości przęsła dla tego przypadku obciążenia. Jak wynika z powyższego rysunku maksymalne wartości momentów zginających m_y , przy takim obciążeniu, powstają wzdłuż krawędzi płyty od strony górnej wody.

In order to determine the most unfavorable load case, the values of cross-sectional forces in a slab at different settings of the moving load were calculated, including K wheeled tractor, the load uniformly distributed q and load made by a crowd q_t . The most unfavorable load case, resulting from the maximum value of bending moment in the direction of the longitudinal axis of the span, corresponded to the tractor position K in the middle section of the span at the longitudinal axis distance of this load from the curb from the side of upper water – 2.0 m. Such a distance is required by PN-85/S-10030 [13]. Figure 9 shows isolines of the bending moment values m_y , acting in the direction of the span for this load. As shown in the Fig. 9, the maximum values of the bending moments m_y , at such a load, are formed along the edge of the slab from the side of the upper water.

Maksymalna wartość momentu m_y w środku rozpiętości płyty wynosi 0,969 MN/m w węźle 66 (Rys. 8). Odpowiadające mu maksymalne naprężenia w kierunku podłużnym w stali zbrojeniowej wynoszą 199,7 MPa, przy założeniu że zbrojenie podłużne składa się z 9 prętów o 32 mm (por. rozdz. 3.2.), a maksymalne naprężenia ściskające w betonie wynoszą 13,8 MPa. Obie te wartości są mniejsze od odpowiednich wytrzymałości obliczeniowych, która dla stali klasy AI wynosi 200 MPa, a dla betonu C35/45 – 26 MPa, zgodnie z normą [14]. Stal AI przyjęto jako najniższą dopuszczalną klasę stali według normy [8], ponieważ według przeprowadzonego na miejscu wywiadu most był projektowany w latach pięćdziesiątych XX wieku. Obliczenia maksymalnej wartości momentów poprzecznych m_x , działających w kierunku osi x , przeprowadzono z uwzględnieniem takiego samego zestawu obciążeń normatywnych, odpowiadających obciążeniu klasy A według normy [13]. Najniekorzystniejszy przypadek obciążenia, ze względu na maksymalną wartość momentu zginającego w kierunku osi poprzecznej przęsła, odpowiadał położeniu wypadkowej obciążenia ciągnikiem K w środku przęsła w węźle 72.

The maximum moment value m_y in the middle of the span of the slab is 0.969 MN/m in node 66 (Fig. 8). Its corresponding maximum stresses in the longitudinal direction of the reinforcing steel are 199.7 MPa, assuming that the longitudinal reinforcement is made up of 9 bars of 32 mm (see section 3.2.) and the maximum compressive stresses in the concrete are 13.8 MPa. Both of these values are lower than the corresponding computational strengths which for the AI class steel is 200 MPa, and for the C35/45 concrete – 26 MPa, according to the standard [14]. The AI steel was assumed as the lowest acceptable steel class according to [8], because according to the interview conducted on-site, the bridge was designed in the 1950-ties. The calculations of the maximum transverse moments m_x , acting in the direction of the x -axis, were carried out taking into consideration the same set of regulatory loads, corresponding to the loads of class A according to [13]. The most unfavorable load case, due to the maximum value of the bending moment in the direction of the transverse axis of the span, corresponded to the location of the resultant of the load made by the K tractor in the middle of the span at a node 72.

Fig. 9. Isolines of the bending moment values m_y
Rys. 9. Izolinie wartości momentów zginających m_y



Na Rys. 10 przedstawiono izolinie wartości momentów zginających m_x , działających w kierunku poprzecznym do rozpiętości przęsła dla tego przypadku obciążenia. Maksymalna wartość w kierunku poprzecznym momentu zginającego m_x wynosi 0,190 MN/m w węźle 72.

Fig. 10 shows isolines of the bending moment values m_x , acting in a transverse direction to the span for this load. The maximum value in the longitudinal direction of the bending moment m_x is 0.190 at the node 72.

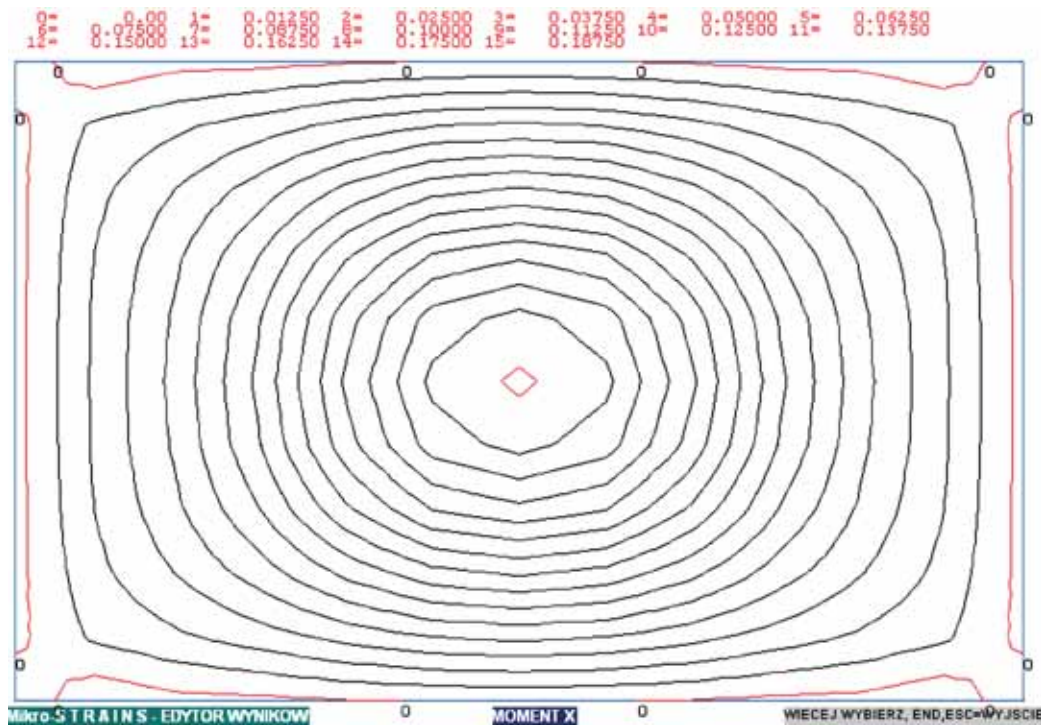


Fig. 10. Isolines of the bending moment values m_x

Rys. 10. Izolinie wartości momentów zginających m_x

Odpowiadające mu maksymalne naprężenie w stali zbrojeniowej w tym kierunku wynosi 167,0 MPa, przy założeniu, że zbrojenie poprzeczne składa się z 4 prętów o 22 mm (por. rozdz. 3.2.), a maksymalne naprężenie ściskające w betonie wynosi 5,0 MPa. Obie te wartości są mniejsze od odpowiednich wytrzymałości obliczeniowych zgodnie z normą [14]. Stosunek maksymalnych wartości momentów $m_x/m_y = 0,190/0,969 = 0,196$, a stosunek odpowiadających powierzchni przekrojów poprzecznych zbrojenia w obu kierunkach wynosi $(4 \times 3.8)/(9 \times 8.04) = 0,21$. Jest to zgodne z przyjętą w latach 50-tych zasadą projektowania płyt, które należało zbroić w kierunku poprzecznym zbrojeniem rozdzielczym, co najmniej w ilości 20% zbrojenia podłużnego. Zasada ta została zresztą przyjęta przez normę PN-91/S-10042 [14]. Na tej podstawie przyjęto, że zbrojenie obu w kierunkach jest wystarczające.

W wyniku sprawdzenia średnich wartości naprężeń ścinających w betonie, zgodnie z wymaganiami normowymi, przyjęto, że konstrukcja płyty nie wymaga zbrojenia na ścinanie. Na tej podstawie uznano, że most po przeprowadzeniu niezbędnych prac naprawczych może być bezpiecznie eksploatowany pod obciążeniem klasy A wg normy PN-85/S-10030 [13]. Wynik ten jest zaskakujący, ponieważ w praktyce opartej na dotychczasowych doświadczeniach, przyjmowano, że obiekty projektowane na dawną klasę I odpowiadają nośności obiektów klasy C według

Its corresponding maximum stress value in the reinforcing steel in this direction is 167.0 MPa, assuming that the transverse reinforcement consists of four 22 mm bars (see section 3.2.) and the maximum compressive stress value in the concrete is 5.0 MPa. Both of these values are lower than the corresponding computational strengths according to the standard [14]. The ratio of the maximum values of moments $m_x/m_y = 0.190/0.969 = 0.196$, and the ratio of the corresponding cross-sectional surfaces of reinforcement in both directions is $(4 \times 3.8)/(9 \times 8.04) = 0.21$. This is consistent with the principle, adopted in the 1950-ties, of designing slabs which had to be reinforced by the transverse reinforcement, at least in 20% of the longitudinal reinforcement. This principle was adopted by the standard PN-91/S-10042 [14]. On this basis it is assumed that the reinforcement in both directions is sufficient.

As the result of the examination of the average values of shear stress in the concrete, as required by the standard, it is assumed that the structure of the slab does not require shear reinforcement. On this basis, it was concluded that the bridge after making the necessary repairs can be safely used under the load of class A according to the standard PN-85/S-10030 [13]. This result is surprising, because in practice, based on past experience, it was assumed that bridges designed according to the former class I correspond to the load capacity of facilities with the class C

normy [13]. Związane to jest z tym, że obliczeniowa nośność obiektu określona na podstawie obowiązujących przepisów w czasie projektowania, związana jest również z zastosowanym modelem obliczeniowym i indywidualnym podejściem projektanta.

8. WNIOSKI KOŃCOWE

Na podstawie wyników przeprowadzonych badań nieniszczących, które posłużyły do stworzenia zgodnego z rzeczywistością modelu obliczeniowego konstrukcji należy stwierdzić, że nośność obiektu odpowiada klasie A według normy PN-85/S-10030 [13]. Wniosek ten jest zaskakujący, ponieważ w praktyce opartej na dotychczasowych doświadczeniach, przyjmuje się, że obiekty projektowane na dawną klasę I odpowiadają nośności obiektów klasy C według normy [13].

Wypływa stąd bardziej ogólny wniosek, że przy ocenie nośności obiektów projektowanych kilkadziesiąt lat temu, poszczególne przypadki należy traktować indywidualnie.

Stwierdzono, że most w swoim obecnym stanie technicznym nie zagraża bezpieczeństwu ruchu drogowego. Jednakże ze względu na możliwość postępującej degradacji, zaleca się przeprowadzenie odpowiednich prac naprawczych.

W przypadku obiektów użytkowanych, zaproponowana procedura badawcza polegająca na dokładnym rozpoznaniu zbrojenia wewnątrz konstrukcji, jak i samej grubości płyty oraz klasy betonu w sposób nieniszczący powinna być stosowana w sposób standardowy. Pozwoli to na podejmowanie racjonalnych działań utrzymaniowych przez zarządców infrastruktury mostowej w Polsce.

BIBLIOGRAFIA / REFERENCES

- [1] American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), Manual for Bridge Evaluation, 2nd Edition, with 2011 and 2013 Interim Revisions, Washington, DC
- [2] Instrukcje przeprowadzania przeglądów drogowych obiektów inżynierskich stanowiące załączniki do Zarządzenia nr 14 Generalnego Dyrektora Dróg Krajowych i Autostrad z dnia 7 lipca 2005 r. w sprawie wprowadzenia instrukcji przeprowadzania przeglądów drogowych obiektów inżynierskich (wraz ze zmianami – Zarządzenie nr 5 Generalnego Dyrektora Dróg Krajowych i Autostrad z dnia 4 lutego 2011 r. oraz Zarządzenie nr 27 Generalnego Dyrektora Dróg Krajowych i Autostrad z dnia 13 kwietnia 2011 r.)

according to the standard [13]. This is related to the fact that the computational load capacity of the structure specified under the existing rules at design time, is also associated with the applied computational model and the individual approach of the designer.

8. CONCLUSIONS

On the basis of the results of non-destructive tests, which were used to create a computational structural model compatible with reality, it should be stated that the load capacity of the facility corresponds to class A of the standard PN-85/S-10030 [13]. This result is surprising, because in practice, based on past experience, it was assumed that facilities designed according to the former class I correspond to the load capacity of facilities with the class C according to the standard [13].

This implies a more general conclusion that at the assessment of the load capacity of bridges designed decades ago, specific cases should be treated individually.

It has been stated that the bridge in its current condition does not endanger the safety of road users. However, due to the possibility of progressive degradation, it is recommended to carry out the appropriate repairs.

It has been stated that in the case of bridges which are being used, the proposed test procedure involving the exact diagnosis of reinforcement inside the structure, and the very thickness of the slab and the concrete class in non-destructive manner should be used in a standard way. This will enable taking reasonable maintenance steps by bridge infrastructure administrators in Poland.

- [3] *Bergmeister K., Aktan A.E., Bucher Chr., Dorfmann L., Fehling E., Frey R.P., Geier R., Huth O., Inaudi D., Maier J.E., Santa U., Schwesinger P., Slowik V., Wenzel H.*: Monitoring and safety evaluation of existing concrete structures. State of the art report, fib Bulletin No. 22, Fédération International du Béton, Lausanne 2003
- [4] *Feltrin G.*(Ed.): Monitoring Guidelines for Railway Bridges. Sustainable Bridges European Project, Report Deliverable D5.2, 2007
- [5] Guidebook on Non-Destructive Testing of Concrete Structures. International Atomic Energy Agency (IAEA), Training Course Series 17, Vienna, 2002

- [6] Krause M., Barmann M., Frielinghaus R., Kretzschmar F., Kroggel O., Langenberg K.J., Maierhofer C., Muller W., Neisecke J., Schickert M. Schmitz V., Wiggerhauser H., Wollbold F.: Comparison of pulse-echo methods for testing concrete. *NDT&E International*, **30**, 4, 1997, 195-204
- [7] Mitchell T.M.: *Radioactive/Nuclear Methods*, CRC Handbook on Nondestructive Testing of Concrete, Second Edition, edited by V.M. Malhotra and N.J. Carino. CRC Press, Florida, 2004
- [8] PN-58/B-03261 Betonowe i żelbetowe konstrukcje mostowe. Obliczenia statyczne i projektowanie
- [9] Topczewski Ł.: Guidelines for the application of ground penetrating radar (GPR) to inspection of concrete bridges – reflection mode. *Roads and Bridges - Drogi i Mosty*, **11**, 4, 2012, 329-343
- [10] Malhorta V.M., Carino N.J. (eds.): *CRC Handbook on nondestructive testing of concrete*. CRC Press, 1991
- [11] Załącznik nr 2 do Zarządzenia nr 11 z dnia 03.12.1998 roku Generalnego Dyrektora Dróg Publicznych z dnia 03.12.1998 „Zalecenia dotyczące oceny jakości betonu “in-situ” w istniejących konstrukcjach obiektów mostowych”. IBDiM, 1998
- [12] PN-EN 206-1:2003 Beton – Część 1: Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność
- [13] PN-85/S-10030 Obiekty mostowe. Obciążenia
- [14] PN-91/S-10042 Obiekty mostowe. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Projektowanie