

ANNA M. RAKOCZY<sup>1)</sup>ALEKSANDRA JIVAN-COTETI<sup>2)</sup>

## ESTIMATION OF THE CURRENT STRUCTURAL RELIABILITY LEVEL OF EXISTING RAILWAY BRIDGES AND VIADUCTS

## SZACOWANIE AKTUALNEGO POZIOMU NIEZAWODNOŚCI KONSTRUKCJI ISTNIEJĄCYCH MOSTÓW I WIADUKTÓW KOLEJOWYCH

**STRESZCZENIE.** Problem starzenia się mostów i wiaduktów kolejowych oraz ich degradacja stanowi ważne zagadnienie w większości krajów europejskich. Prognozowanie przydatności do użytkowania kolejowych obiektów inżynierskich, zaprojektowanych według schematów obciążenia obowiązujących w czasie ich projektowania, a użytkowanych obecnie w nowych warunkach eksploatacyjnych zwiększonego nacisku osi (do 25 ton/os) i prędkości pociągów towarowych (do 120 km/h), jest istotne przy podejmowaniu decyzji eksploatacyjnych. Dlatego też, niezwykle ważne jest opracowanie algorytmu określającego poziom niezawodności konstrukcji nośnej istniejących (starzejących się) mostów oraz wiaduktów kolejowych w obecnych i w przyszłych warunkach eksploatacyjnych. Obecne procedury oceny mostów i wiaduktów kolejowych w zakresie dalszej ich eksploatacji nie uwzględniają zmienności obciążeń i parametrów nośności konstrukcji, co może prowadzić do błędnej oceny przydatności kolejowego obiektu inżynierskiego do dalszego użytkowania. Celem artykułu jest przedstawienie metody probabilistycznej do oceny istniejących mostów i wiaduktów kolejowych w aspekcie ich dalszej eksploatacji. To podejście określa prawdopodobieństwo wystąpienia awarii (bezpieczeństwo) oraz ryzyko konsekwencji związanych z awarią.

**SŁOWA KLUCZOWE:** metoda probabilistyczna, mosty kolejowe, obciążenia eksploatacyjne, obciążenia taborem kolejowym, wskaźnik niezawodności.

**ABSTRACT.** The problem with the degradation process of railway bridges is becoming a significant issue in almost all European countries. Forecasting the fitness for service of railway engineering structures, designed according to the load models applicable at the time of their design, and currently used in new operating conditions of increased axle load (up to 25 tons per axle) and speed of freight trains (up to 120 km / h), is crucial when making management decisions. Therefore, it is extremely important to develop an algorithm that determines the reliability level of the structural capacity of existing (aging) railway bridges and viaducts under current and future operating conditions. The current procedures for assessing railway bridges and viaducts for their continued operation do not account for the variability of applied loads and parameters of the resistance of the structure. Simplified calculations and conservative assumptions often lead to an incorrect assessment that indicates older structures ceased to be functional decades ago. This article presents a probabilistic method used for the evaluation of the existing railway bridges and viaducts in terms of their continued safe operation. The approach determines the probability of a failure (safety level) and the risk of the consequences associated with the failure.

**KEYWORDS:** operational loads, probabilistic method, railway bridges, reliability index, rolling stock loads.

<sup>1)</sup> Instytut Badawczy Dróg i Mostów, ul. Instytutowa 1, 03-302 Warszawa; arakoczy@ibdim.edu.pl (✉)

<sup>2)</sup> Instytut Badawczy Dróg i Mostów, ul. Instytutowa 1, 03-302 Warszawa; acoteti@ibdim.edu.pl

## 1. WPROWADZENIE

Szacuje się, że wszystkich kolejowych obiektów inżynierskich w Europie jest ponad 220 000 [1]. Z danych z 2005 roku wynika, że ponad 35% tych mostów i wiaduktów ma więcej niż 100 lat, a tylko 11% ma mniej niż 10 lat [1]. Dominują przęsła o małych rozpiętościach, 62% jest krótszych niż 10 m, a tylko 5% ma rozpiętość większą niż 40 m. Istniejące kolejowe obiekty inżynierskie należy oceniać biorąc pod uwagę dane związane z aktualnym stanem technicznym konstrukcji oraz jej degradacji w czasie. Starzejące się konstrukcje powinny być odpowiednio oceniane i utrzymywane, aby zagwarantować wystarczające bezpieczeństwo użytkowania [2]. Ocena stanu technicznego konstrukcji, która uwzględni wykorzystanie informacji z różnych źródeł, umożliwia ocenę na wielu poziomach [3]. Proces oceny stanu technicznego powinien być zgodny z podstawową metodą klasyfikacji uszkodzeń i ich wpływu na nośność konstrukcji. Klasyfikację typowych uszkodzeń konstrukcji i mechanizmu degradacji oraz terminologię wad mostów i wiaduktów kolejowych wykonanych z różnych materiałów przedstawiono w publikacji z 2019 r. [4]. Natomiast podstawy formalno-prawne dotyczące oceny nośności istniejących kolejowych obiektów inżynierskich w Polsce i Europie są opisane w publikacji z 2015 r. [5]. Praktyczne i racjonalne podejście do podejmowania decyzji, jakie należy zastosować w przypadku typowych mostów i wiaduktów drogowych, zostało przedstawione w 2019 r. [6].

Wytyczne dotyczące modelowania obciążenia ze szczególnym uwzględnieniem obciążeń pociągów i efektów dynamicznych zastosowanych do oceny mostu kolejowego zostały uwzględnione w pakiecie roboczym 4. w ramach projektu Sustainable Bridge [7, 8]. Jednak rzeczywiste widmo obciążenia często różni się od obliczonego konwencjonalnymi metodami analitycznymi, które było stosowane podczas projektowania. Badanie przeprowadzone przez DelGrego [9] wskazuje na konieczność stosowania monitoringu terenowego (ważenie w ruchu, ang. *weigh-in-motion*) w celu lepszego zrozumienia odpowiedzi istniejących obiektów inżynierskich pod obciążeniem eksploatacyjnym. Pomiary obciążenia i odpowiedzi konstrukcji mogą udoskonalić ocenę kolejowych obiektów inżynierskich, ponieważ lepiej określają poziom oddziaływań na rozpatrywane elementy konstrukcji [10, 11]. Najbardziej wiarygodne są wyniki uzyskane z badań *in-situ*, podczas rzeczywistych warunków eksploatacyjnych i na podstawie charakterystyk materiałowych z rozpatrywanej konstrukcji [12].

Niestety, obecne procedury oceny kolejowych obiektów inżynierskich są często nadmiernie uproszczone i nie uwzględniają zmienności obciążeń i parametrów nośności konstrukcji.

## 1. INTRODUCTION

A survey from 2005, carried out by the railway owners, has indicated more than 220,000 railway bridges in Europe [1]. Data show that over 35 percent of these bridges and viaducts are more than 100 years old, and only 11 percent are less than ten years old [1]. Short spans dominate, 62 percent of bridges are shorter than 10 m, and only 5 percent have a span longer than 40 m. The railway owners listed the top 10 priority research areas where “the better assessment tools” were selected as number one. Existing railway engineering structures should be assessed taking into account the physical inspections and the degradation process over time. Deteriorating, aging structures should be evaluated and maintained appropriately to guarantee sufficient structural safety [2]. Multiple levels of assessment allow for additional possibilities for obtaining structural health information and provide a better foundation for maintenance decisions [3]. The condition assessment process follows the fundamental methodology of defects classification and the consequences for the bridge capacity. The classification of typical bridge defects, degradation mechanism, and terminology for railway bridge defects of various materials (concrete, steel, brick, and stone) were presented by other researchers [4]. The formal and legal basis for the assessment of the load-carrying capacity of the existing railway engineering structures in Poland and Europe are described in other publications [5]. A practical and rational approach to decision-making to be applied to typical road bridges and viaducts was presented in 2019 [6].

The guidelines on the load modeling, with a focus on the train loads and dynamic effects applied for a railway bridge assessment, were considered in Work Package 4 under the Sustainable Bridge project [7, 8]. However, the actual load spectrum often differs from that calculated by conventional analytical methods used during the design process. A study by DelGrego [9] indicates the need for on-site monitoring (*weigh-in-motion*) to better understand the response of existing engineering structures under operating conditions. Data from measurements of the applied load and response of a structure may improve the assessment of railway bridges, because they better define the level of impact on the considered structural elements [10, 11]. The results obtained from *in situ* tests, under current operating conditions and based on material characteristics of the considered structure, are the most reliable [12].

Unfortunately, the current assessment procedures for railway engineering structures are often over-simplified and

Uproszczone obliczenia i zachowawcze założenia często prowadzą do niedoszacowania nośności, a przez to, zaniżonej oceny kolejowych obiektów inżynierskich w kontekście dalszej eksploatacji. Wiele dostępnych procedur oceny kolejowych obiektów inżynierskich opiera się na podejściu deterministycznym lub pół-probabilistycznym (tj. z wykorzystaniem częściowych współczynników bezpieczeństwa). W obu przypadkach wpływ obciążenia jest określany za pomocą analizy statycznej konstrukcji, przy użyciu norm projektowych, które powinno być zweryfikowane uwzględniając informacje z badań *in-situ*. Metody te są często uważane za zachowawcze i dlatego też rekomenduje się nowe podejście, wykorzystujące metodę niezawodności konstrukcji, która uwzględnia niepewności zmiennych [13-15]. Ocenę istniejących mostów i wiaduktów kolejowych można przeprowadzić z różnymi poziomami dokładności i złożoności, od częściowych współczynników bezpieczeństwa do pełnej analizy probabilistycznej [16]. Ponadto, dane uzyskane z monitorowania stanu konstrukcji (monitorowanie stanu konstrukcji, ang. *structural health monitoring*) przy użyciu oprzyrządowania do wykrywania uszkodzeń (ang. *instrumental damage detection algorithms*) może usprawnić podjęcie decyzji o przyszłej eksploatacji [17].

W trakcie eksploatacji na konstrukcję mostów i wiaduktów wpływa wiele procesów degradacyjnych i oddziaływań środowiskowych, które powodują, że ich poziom niezawodności i trwałość maleje z czasem. Dlatego też poziom niezawodności konstrukcji powinien być określony biorąc pod uwagę stan techniczny konstrukcji i przewidywany okres eksploatacji. Następnie, poziom niezawodności istniejących konstrukcji może być określony w oparciu o teorię prawdopodobieństwa. Algorytm oceny przydatności konstrukcji do użytkowania, który wykorzystuje metody probabilistyczne i jest uzupełniany przez szczegółowe inspekcje techniczne konstrukcji (dokładna inwentaryzacja stanu istniejącego), zapewnia dokładniejsze prognozowanie i daje lepsze podstawy do podejmowania decyzji finansowych o zakresie, kosztach i terminach modernizacji, renowacji lub wymiany tych konstrukcji.

Teoria niezawodności konstrukcji jest tematem wielu prac badawczych [18-21]. W ostatnich latach zakończono kilka ogólnoeuropejskich projektów badawczych [22], w tym BRIME [23], Cost345 [14], SAMARIS [24], Sustainable Bridges [25, 26] i ARCHES [27-29]. Projekty te dały podstawy do opracowania wytycznych, które zawierają najnowocześniejsze metody oceny bezpieczeństwa istniejących mostów i wiaduktów. W ramach tego trendu opracowane zostały najnowsze zalecenia dotyczące wyznaczania nośności „metalowych” mostów i wiaduktów kolejowych [30]. Niektóre kraje określiły parametry nośności istniejących, kolejowych

do not account accurately for the uncertainty in applied load and resistance of railway bridges. Simplified calculations and conservative assumptions often lead to significant reductions in estimated capacity. Many of the available bridge assessment procedures are based either on a deterministic or a semi-probabilistic approach (i.e. with the use of partial safety factors). In both cases, the load effects are determined by structural analysis, using design standards that can be amended to take account of information from measurements on the structure. These methods are often considered to be conservative, and a new approach using reliability methods and uncertainties in variables is emerging [13-15]. The assessment of existing railway bridges and viaducts can be performed with varying levels of accuracy and complexity, from partial safety factors to full probabilistic analysis [16]. In addition, the data obtained from structural health monitoring using instrumental damage detection algorithms may improve decision-making about continued safe operation [17].

During the service time, the bridge structures are exposed to numerous live load and environmental cycles, that can cause degradation, defects and finally reduce the bridge capacity. Therefore, the structural reliability should be determined considering the technical condition of the structure and the planned service duration. Then, the reliability level of the existing structures can be determined using the probability theory. Fitness for Service assessment, which uses probabilistic methods and is supplemented by and consistent with detailed technical inspections of the structures, provides a more accurate assessment of the expected bridge service and provides the basis for better decisions about prioritization of repair and replacement of existing railway bridges.

The theory of reliability of engineering structures is the subject of many research papers [18-21]. Several European research projects [22] have been completed in recent years, including BRIME [23], Cost345 [14], SAMARIS [24], Sustainable Bridges [25, 26] and ARCHES [27-29]. These projects have provided the basis for the development of guidelines that contain the most modern methods for assessing the safety of existing bridges and viaducts. As part of this trend, the latest recommendations for determining the load-carrying capacity of “metal” railway bridges and viaducts were developed [30]. Some countries derive parameters for the load-carrying capacity of existing railway engineering structures under operational loads, such as the guidelines of the railways of the Slovak Republic [31]. It is crucial to ensure that existing railway bridges and viaducts are safe to use under current and

obiektów inżynierskich pod obciążeniem eksploatacyjnym, a przykładem takiego podejścia są wytyczne kolei Republiki Słowackiej [31]. Kluczowe znaczenie ma zapewnienie, że istniejące mosty i wiadukty kolejowe są bezpieczne w użytkowaniu w obecnych i przyszłych warunkach eksploatacji. Jednak większość krajów nie jest w stanie zidentyfikować mostów i wiaduktów o podwyższonym prawdopodobieństwie awarii, ponieważ brakuje oceny opartej na ryzyku w obecnie wykorzystywanych Systemach Zarządzania Mostami (ang. *Bridge Management Systems*) [32]. Dlatego też, w niniejszym artykule przedstawiono algorytm oceny podatności do dalszej eksploatacji mostów i wiaduktów kolejowych oparty na metodach probabilistycznych i niezawodnościowych, który mógłby być wdrożony w Polsce.

## **2. SZACOWANIE POZIOMU NIEZAWODNOŚCI KONSTRUKCJI**

### **2.1. WSTĘP DO METODY PROBABILISTYCZNEJ**

Metoda probabilistyczna może być używana przy ocenie uszkodzeń i szacowaniu bezpieczeństwa konstrukcji. Metoda oceny niezawodności konstrukcji, służąca do tego celu, wymaga nie tylko informacji z jakim prawdopodobieństwem można spodziewać się uszkodzenia, ale także wagi jego konsekwencji. Na przykład, jeśli z obliczeń wynika niedobór nośności elementu konstrukcji, to czy powoduje to konsekwencję o istotnym znaczeniu? Skutki przekroczenia nośności można wyrazić w czterech kategoriach: katastroficznej, krytycznej, marginalnej i nieistotnej. Dlatego też całkowite ryzyko uszkodzenia konstrukcji należy mierzyć prawdopodobieństwem wystąpienia zdarzenia, możliwymi konsekwencjami spowodowanymi przez to zdarzenie oraz kryteriami społeczno-ekonomicznymi, które należy wziąć pod uwagę przy określaniu docelowego poziomu niezawodności [33-35].

Istnieją zasadnicze różnice między oceną istniejących konstrukcji a projektowaniem nowych. Różnice te wpływają na wymagania dotyczące parametrów projektowych, a tym samym mogą wpływać na zastosowany poziom niezawodności docelowej (bezpieczeństwa) w indywidualnych przypadkach. Różnice są następujące [33]:

- względy ekonomiczne: koszt między akceptacją obecnego stanu technicznego a modernizacją istniejącej konstrukcji może być bardzo duży, podczas gdy koszt zwiększenia bezpieczeństwa nowo projektowanej konstrukcji jest na ogół relatywnie mały, w związku z tym w projektowaniu stosuje się zachowawcze (konserwatywne) kryteria ogólne, których nie należy stosować w ocenie istniejących, kolejowych obiektów inżynierskich,

future operating conditions. However, most countries are unable to identify bridges and viaducts with an increased risk of failure, as there is no risk-based assessment in current Bridge Management Systems [32]. Therefore, this article presents an algorithm for assessing the suitability for further operation of railway bridges and viaducts based on probabilistic and reliability methods, which could be implemented in Poland.

## **2. ESTIMATION OF THE RELIABILITY LEVEL OF THE STRUCTURE**

### **2.1. INTRODUCTION TO THE PROBABILISTIC METHOD**

The probabilistic method is the current trend in other modes of structural failure evaluations and safety assessments. The risk methodology for such a purpose requires not only the probability of failure but also the severity of the consequence of the failure. For example, if structural deficiency is predicted, does it result in a sudden failure? The severity of failure can be expressed into four broad categories: catastrophic, critical, marginal, and negligible. Therefore, the overall risk of structural failure must be measured by the probability of the event occurring, weighted by the severity of the consequence or damage caused by that event, and socio-economic criteria that should be taken into account when determining the target reliability level [33-35].

There are fundamental differences between the assessment of existing structures and the design of new ones. These differences affect the requirements for design properties and thus may affect the target reliability (safety) level applied in individual cases. The differences are as follows [33]:

- economic considerations: the cost between accepting the current technical condition and renovating an existing structure can be very high, while the cost of increasing the safety of a newly designed structure is generally relatively small; therefore, conservative, general criteria are used in the design, which should not be used in the assessment of existing railway engineering facilities,
- social considerations: these include forced changes in the displacement of inhabitants and disruption of daily activities as well as cultural heritage values, considerations that do not affect the design of the structure but the evaluation of existing railway engineering facilities,
- sustainability considerations: waste reduction and recycling are minor considerations when designing new construction, but important when assessing existing railway engineering facilities.



- względy społeczne: obejmują one wymuszone zmiany w przemieszczeniu mieszkańców i zakłócenia codziennych czynności, a także wartości dziedzictwa kulturowego, względy, które nie mają wpływu na projekt konstrukcji, ale na ocenę istniejących, kolejowych obiektów inżynierskich,
- względy zrównoważonego rozwoju: zmniejszenie ilości odpadów i recykling, są to kwestie o mniejszym znaczeniu przy projektowaniu nowej konstrukcji, ale ważne przy ocenie istniejących, kolejowych obiektów inżynierskich.

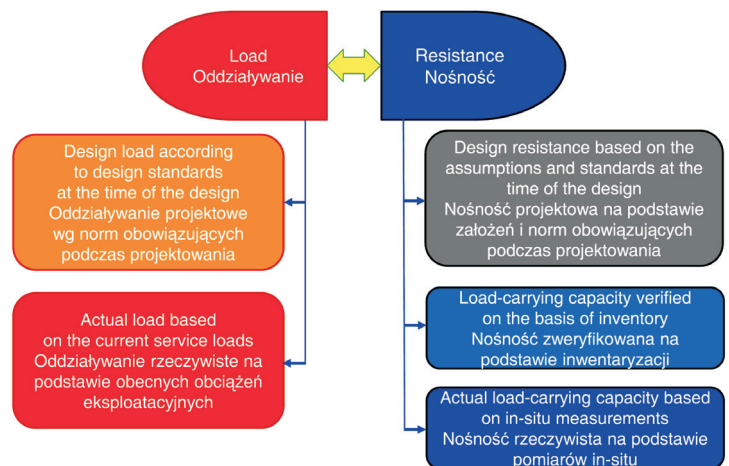
Metoda probabilistyczna (niezawodnościowa) przy użyciu funkcji stanu granicznego określa granicę między akceptowalnym i nieakceptowalnym stanem konstrukcji. Przez pojęcie konstrukcji inżynierskiej rozumiemy układ wielu współpracujących ze sobą elementów, stąd poziom jej niezawodności zależy nie tylko od poziomu niezawodności każdego z nich, ale także od sposobu, w jaki z sobą współpracują [36]. Margines bezpieczeństwa wynikający z równania stanu granicznego  $g$  można przedstawić na wiele sposobów, ale podstawowe założenie jest takie, że konstrukcja jest bezpieczna, gdy nośność jest większa niż oddziaływanie (obciążenie), jak przedstawiono w poniższych równaniach (1) i (2):

$$g(\text{Nośność}, \text{Oddziaływanie}) \geq 0 \rightarrow g(R, Q) \geq 0, \quad (1)$$

$$\text{Nośność}(R) \geq \text{Oddziaływanie}(Q). \quad (2)$$

Aby móc zastosować metodę probabilistyczną, należy określić zmienność parametrów, które wpływają na oddziaływanie i nośność konstrukcji, a które mogą być określone zgodnie z poniższym diagramem (Rys. 1).

Fig. 1. Diagram of "Load" versus "Resistance"  
Rys. 1. Diagram „Oddziaływanie” vs. „Nośność”



The probabilistic (reliability) method with the use of the limit state function defines the boundary between the acceptable and unacceptable state of the structure. By the term of an engineering structure, we understand a system of many interacting elements, hence the level of its reliability depends not only on the reliability of each component but also on how they interact [36]. The limit state function ( $g$ ) can be presented in many ways, but always a safe performance of the structure is when the resistance (capacity) is greater than applied load (demand), as shown in equations (1) and (2) below:

$$g(\text{Resistance}, \text{Load}) \geq 0 \rightarrow g(R, Q) \geq 0, \quad (1)$$

$$\text{Resistance}(R) \geq \text{Load}(Q). \quad (2)$$

To apply the probabilistic method, it is necessary to determine the variability of the parameters that affect the action (load) and load-carrying capacity of the structure (resistance), and which can be determined according to the diagram below (Fig. 1).

## 2.2. OBECNE METODY OKREŚLENIA NOŚNOŚCI ISTNIEJĄCYCH KONSTRUKCJI

Określenie nośności istniejącej konstrukcji wymaga uwzględnienia wielu parametrów. Po pierwsze, istniejące konstrukcje zazwyczaj były projektowane na podstawie innych norm niż obecnie obowiązujące. Istniejąca infrastruktura kolejowa składa się z konstrukcji zaprojektowanych wg różnych wymagań obowiązujących w różnych okresach użytkowania. Większość infrastruktury dróg kolejowych została wybudowana przed wprowadzeniem Technicznych Specyfikacji Interoperacyjności (TSI) [37] oraz Eurokodów dotyczących projektowania konstrukcji [38, 39].

## 2.2. CURRENT METHODS OF DETERMINING THE LOAD-CARRYING CAPACITY OF EXISTING STRUCTURES

Determining the load-carrying capacity of an existing structure requires considering many parameters. First of all, existing railway bridges were usually designed based on standards other than the current ones. Most of the railroad infrastructure was built before the introduction of the Technical Specifications for Interoperability (TSI) [37] and Eurocodes for structural design [38, 39]. Therefore, they consist of structures designed according to various requirements applicable in different periods of use.

Po drugie, przy obliczeniach maksymalnej odpowiedzi konstrukcji, modele obciążeniowe i usytuowanie pojazdów szynowych w taborze powinny być skonfigurowane tak, aby wywołać najbardziej niekorzystny efekt obciążenia konstrukcji. Dodatkowo uwzględnia się efekt obciążeń dynamicznych, przy czym najlepiej jeśli współczynnik dynamiczny określono przy oddziaływaniu dynamicznym wywołanym przejazdem rzeczywistych pociągów. Następnie, należy określić częściowy współczynnik bezpieczeństwa dotyczący obciążeń kolejowych ze względu na tolerancję masy i potencjalne przeładowania. Należy również uwzględnić oddziaływania związane z obecną eksploatacją i inne ograniczenia wywołane danym rodzajem przewozów.

Załącznik G do normy PN-EN 15528 [40] przedstawia trzy sposoby stosowane do wyznaczenia nośności istniejących konstrukcji:

a) przeliczenie nośności konstrukcji z uwzględnieniem typu konstrukcji, schematu obliczeniowego i detali konstrukcyjnych, właściwości materiałów, nośności poszczególnych elementów konstrukcyjnych oraz pozostałych kryteriów związanych z bezpieczeństwem i nośnością konstrukcji, a także stanem technicznym konstrukcji;

b) porównanie nośności projektowej (według norm z okresu projektowania) z efektami obciążeń generowanych w obecnych warunkach eksploatacyjnych. Należy uwzględnić efekty dynamiczne wraz z poprawkami, jeśli są konieczne, dotyczącymi stanu technicznego konstrukcji (np. zmiany związane z postępującą degradacją) oraz przewidywaną nośność konstrukcji;

c) w przypadku braku danych pochodzących z obliczeń statycznych istniejącej konstrukcji lub nośności projektowej (według norm z okresu projektowania) można wykonać ekspertyzę techniczną konstrukcji, biorąc pod uwagę jej aktualny stan techniczny.

Natomiast w dokumencie dotyczącym dostosowania kolejowych obiektów inżynierskich na liniach kolejowych do prędkości 200/250 km/h, można znaleźć informację, iż nośność konstrukcyjną obiektu określa się wyłącznie na podstawie obliczeniowej analizy konstrukcji, dokonanej przez osobę z odpowiednimi uprawnieniami projektowymi [41]. Parametry dotyczące nośności powinny być oparte na rzeczywistych cechach konstrukcji oraz rzeczywistych właściwościach materiałów konstrukcyjnych.

### 2.3. ZAŁOŻENIA METODY PROBABILISTYCZNEJ

Obecne metody do projektowania kolejowych obiektów inżynierskich opierają się na podejściu probabilistycznym [38].

When calculating the load's effect on the structural components, the load models and the positioning of the rolling stock are configured to result in the most unfavorable load effect on the structure. In addition, the dynamic impact loads are considered using the amplification factor from the code. It is more accurate if the dynamic coefficient is determined based on the passage of real trains, but this is often not available. Then, the partial safety factor for vertical rail loads is determined in terms of weight tolerance and potential overloads. Impacts from the current operation and other constraints related to the type of operating condition should be accounted for.

Annex G to the standard PN-EN 15528 [40] presents three methods to determine the load-carrying capacity of existing structures:

a) recalculation of the load capacity of the structure, taking into account the type of structure, static scheme and construction details, material properties, load capacity of individual structural elements, and other criteria related to the safety and load capacity of the structure, as well as the technical condition of the structure;

b) comparison of the design load capacity (according to design standards) with the effects of loads generated in the current operating conditions. Dynamic effects should be taken into account, together with corrections, if necessary, concerning the technical condition of the structure (e.g., changes related to progressive degradation) and the expected load-carrying capacity of the structure;

c) in the absence of data from the static calculations of the existing structure or the design capacity (according to the standards from the design period), the technical analysis may be performed, taking into account its current technical condition.

While, in the document on the adaptation of railway engineering facilities on railway lines to the speed of 200/250 km/h, it can be found that the structural capacity of the bridge is determined only based on a computational analysis of the structure made by a person with appropriate design authorizations [41]. The load-carrying capacity parameters should be based on the actual design characteristics and the actual properties of the construction materials.

### 2.3. BASIS OF THE PROBABILISTIC METHOD

The current methods for the design of railway bridges are based on a probabilistic approach [38]. According to the main principle, the structural elements designed based on

Zgodnie z głównym założeniem, zwymiarowane na jego podstawie elementy konstrukcyjne mają zapewniony odpowiednio wysoki poziom niezawodności, tzn. ryzyko przekroczenia stanu granicznego nośności (awaria) jest odpowiednio niskie. Poziom niezawodności nowo projektowanych mostów i wiaduktów kolejowych przez cały okres eksploatacji  $T_d = 100$  lat, który jest reprezentowany przez prawdopodobieństwo uszkodzenia  $P_{f,d} = 7,2 \cdot 10^{-5}$  lub wskaźnik niezawodności  $\beta_d = 3,80$  podano w Eurokodzie [38]. Eurokody nie podają jednak poziomu niezawodności do oceny istniejących konstrukcji przez pozostały okres eksploatacji obiektu [42]. Niektóre zalecenia dotyczące oceny istniejących konstrukcji podano w [33]. Natomiast w publikacji [31] podano zmodyfikowane poziomy niezawodności do oceny istniejących mostów i wiaduktów zależne od ilości lat w eksploatacji i przewidywanego okresu użytkowania. Wskaźnik niezawodności waha się od 2,8 dla najstarszych konstrukcji (90 lat) do 3,6 dla nowszych, kolejowych obiektów inżynierskich (w eksploatacji poniżej 10 lat) [31].

W przypadku oceny istniejących mostów i wiaduktów kolejowych, zaawansowane analizy statystyczne, takie jak metoda probabilistyczna, są używane, aby uwzględnić zmienność obciążenia w czasie i parametry nośności (związane z parametrami materiału, geometrii oraz modelu analitycznego). Stany graniczne konstrukcji dzielą się na dwie główne kategorie: nośności i użytkowalności. Sprawdzenie wybranego stanu granicznego konstrukcji polega na porównaniu wybranych efektów z odpowiednią nośnością i/lub wartością obliczeniową odpowiedniego kryterium użytkowalności. Stany graniczne nośności są ewentualnymi formami uszkodzenia konstrukcji, związanymi głównie ze zniszczeniem materiałowym lub utratą stateczności konstrukcji. Stan graniczny nośności można zapisać w ogólnej postaci równania (2).

Elementy konstrukcji projektuje się na wymaganą wartość siły wewnętrznej, która pochodzi z oddziaływania na projektowaną konstrukcję. Na przykład podczas projektowania belki wymagana nośność może być określona jako maksymalny moment zginający  $M$  obliczony dla zdefiniowanego przekroju belki pod obciążeniem pionowym. Obliczeniowa wartość nośności to zapewniona nośność belki na zginanie – jest to maksymalny moment  $M_n$ , jaki belka może przenieść (funkcja wytrzymałości materiału i geometrii przekroju).

Stany graniczne użytkowalności to te warunki, które są związane ze stopniowym pogarszaniem się stanu technicznego konstrukcji, a tym samym komfortu użytkownika lub kosztami utrzymania. Najczęstsze stany awarii użytkowej obejmują nadmierne ugięcie, drgania lub trwałe odkształcenie. Stany graniczne użytkowalności można zapisać w postaci równania (3):

it have a sufficiently high level of reliability, i.e., the risk of exceeding the ultimate limit state (failure) is appropriately low. According to Eurocode [38], the reliability level of newly designed railway bridges and viaducts throughout the service life  $T_d = 100$  years, is represented by the probability of failure  $P_{f,d} = 7.2 \cdot 10^{-5}$  or the reliability index  $\beta_d = 3.80$ . However, Eurocodes do not provide a reliability level for assessing existing structures over the remaining service life of the bridge [42]. Some recommendations for evaluating existing structures are given in [33]. While publication [31] provides modified levels of reliability for the assessment of existing bridges and viaducts that depends on the number of years in operation and the expected service life. The reliability index ranges from 2.8 for the oldest structures (90 years old) to 3.6 for the newer railway bridges (in operation for less than ten years) [31].

When evaluating existing railway bridges, advanced statistical analyzes such as the probabilistic method are used to account for the variability of applied load and parameters of load-carrying capacity (related to material, geometry, and analytical model parameters). Limits state design falls into two main categories: ultimate limit state and serviceability limit state. Checking the selected limit state of the structure consists of comparing the appropriate load effects with the corresponding load-carrying capacity and design value of the relevant serviceability criterion. Ultimate limit states are possible forms of structural failure, mainly related to material failure or loss of structural stability, that in general can be expressed by equation (2).

Structural elements are designed for the required value of the internal force due to the load effect on the considered structure. For example, when designing a beam, the required load-carrying capacity can be defined as the maximum bending moment  $M$  calculated for the beam cross-section under vertical load. The design value of the capacity is the bending resistance of the beam – it is the maximum moment  $M_n$  that the beam can carry (a function of material strength and section geometry).

Serviceability limit states are those conditions related to the gradual deterioration of the structure, and thus the user's comfort, or the maintenance costs. The most common serviceability limit state failure includes excessive deflection, vibration, or permanent deformation, and it can be expressed by equation (3):

$$\text{actual behavior} \leq \text{acceptable behavior}. \quad (3)$$

The serviceability limit states usually have less restrictive requirements than the ultimate limit states because they do not concern the immediate safety of the structure.



*rzeczywiste zachowanie*  $\leq$  *dopuszczalne zachowanie*. (3)

Stany graniczne użyteczności mają zazwyczaj mniej restrykcyjne wymagania niż stany graniczne nośności, ponieważ nie dotyczą bezpośredniego bezpieczeństwa konstrukcji.

Metody probabilistyczne stosowane w projektowaniu lub ocenie konstrukcji opierają się na pojęciu wskaźnika niezawodności. Po opracowaniu parametrów statystycznych obciążenia i nośności można obliczyć wskaźnik niezawodności  $\beta$  za pomocą równania (4):

$$\beta = -\Phi^{-1} \cdot P_f, \quad (4)$$

gdzie:  $-\Phi^{-1}$  jest odwrotnością dystrybucyjnego rozkładu normalnego standaryzowanego (rozkładu Gaussa). Powyższe równanie można przekształcić tak, aby uzyskać zależność na prawdopodobieństwo awarii  $P_f$  (prawdopodobieństwo zachowania niepożądanego).

Przy takim podejściu wskaźnik niezawodności jest ograniczony do uszkodzenia jednego elementu w jednym stanie awarii, z czego wynika, że jest jedną funkcją stanu granicznego.

Najprostszą metodą obliczania wskaźnika niezawodności jest metoda drugiego momentu pierwszego rzędu [20]. Metoda ta uwzględnia liniowe funkcje stanu granicznego lub ich liniowe przybliżenie za pomocą szeregu Taylora. Pierwszy rząd oznacza, że w obliczeniach używana jest tylko pierwsza pochodna w szeregu, a drugi moment odnosi się do drugiego momentu zmiennej losowej [20]. Pierwszy moment funkcji rozkładu prawdopodobieństwa jest wartością oczekiwaną  $E(X)$ , a drugi moment  $E(X^2)$  jest miarą rozrzutu, czyli wariancją.

Metody symulacji matematycznej (np. Metoda Monte Carlo) stosuje się w przypadkach, gdy obliczenie wskaźnika niezawodności metodami uproszczonymi jest zbyt skomplikowane lub niemożliwe, na przykład w przypadku, w których wiele zmiennych losowych jest powiązanych za pomocą równania nieliniowego. W takich sytuacjach metody symulacji matematycznej mogą być przydatne do oszacowania wskaźnika niezawodności bez utraty dokładności. Ponadto, procedura ta może być stosowana do liniowych i nieliniowych funkcji stanu granicznego. Metoda Monte Carlo zapewnia skuteczny sposób określenia wskaźnika niezawodności i prawdopodobieństwa awarii.

Pierwszym krokiem tej procedury jest wygenerowanie liczb losowych o równomiernym rozkładzie od 0 do 1. Następnie generowane są wartości zmiennych losowych występujących w równaniu stanu granicznego z przyjęciem odpowiednich ich rozkładów statystycznych. Wartości te są następnie wykorzystywane do symulacji matematycznej wartości funkcji stanu granicznego (marginesu bezpieczeństwa). W ostatnim kroku generowane wartości funkcji stanu granicznego są nanoszone na arkusz prawdopodobieństwa. Prawdopodobieństwo awarii

The probabilistic methods used in the design and evaluation of structures are based on the concept of a reliability index. After the statistical parameters of the load and load-carrying capacity have been developed, the reliability index  $\beta$  can be calculated using an equation (4):

$$\beta = -\Phi^{-1} \cdot P_f, \quad (4)$$

where:  $-\Phi^{-1}$  is the inverse standard normal distribution function (Gauss distribution). The above equation can be converted to the failure probability  $P_f$  (probability of undesirable behavior).

With this approach, the reliability index represents the failure of one component according to one failure mode, or one limit state function.

The simplest method of calculating the reliability index is the second-order method [20]. This method takes into consideration the linear limit state functions or their linear approximation by using the Taylor series. The first order means that only the first Taylor derivative is used in calculations, and the second moment refers to the second moment of the random variable [20]. The first moment of the probability distribution function is the expected value  $E(X)$ , and the second moment  $E(X^2)$  is a measure of the dispersion: in other words, the variance.

Simulation methods (like Monte Carlo Method) are used in cases where the computation of reliability index using simplified methods is too complex or not possible. This is particularly true for complex engineering problems where many random variables are related through a nonlinear equation. In these cases, simulation methods can be very useful to estimate the reliability index without losing accuracy. Moreover, this procedure can be used for linear and nonlinear limit state functions. Monte Carlo simulation provides an efficient way to determine the reliability index or probability of failure.

The first step in this procedure is a simulation of random numbers uniformly distributed between 0 and 1. Then, the random variables in the limit state equation are generated with the proper distribution. These values are then used to simulate the limit state function itself. In the last step, simulated values of the limit state function are plotted on a normal probability paper. The probability of failure is at the location where the plotted data curve intersects a vertical line, passing through the origin. The reliability index  $\beta$  corresponds to the value of the standard normal variable at the intersection point. Computer programs, such as MATLAB, can be successfully used to generate any random variable with given statistical parameters.



można wyznaczyć w miejscu, w którym wykreślona krzywa dystrybucyjna przecina pionową linię przechodzącą przez początek układu współrzędnych (funkcja stanu granicznego jest równa 0). Wskaźnik niezawodności  $\beta$  odpowiada wartości standardowej zmiennej normalnej w punkcie przecięcia. Programy komputerowe, takie jak MATLAB, mogą być z powodzeniem wykorzystywane do generowania dowolnej zmiennej losowej o znanych parametrach statystycznych.

### 3. DEMONSTRACJA METODY NA PRZYKŁADACH

#### 3.1. PRZYJĘTE ZAŁOŻENIA

Jako przykład wykorzystano mosty znajdujące się na linii kolejowej wybudowanej w latach 1904-1910, zlokalizowane na Dolnym Śląsku. W ciągu linii znajduje się 16 mostów o przęsłach jednotorowych o konstrukcji blachownicowej lub kratownicowej, w przeważającej większości z tzw. nawierzchnią otwartą (bez podsypki) i torem na mostownicach.

Aby zademonstrować metodę probabilistyczną do szacowania poziomu niezawodności istniejących mostów i wiaduktów kolejowych, wybrano trzy rozpiętości przęseł: 11 m, 16 m i 20 m. Wskaźniki niezawodności obliczono dla stanu granicznego nośności, w tym przypadku momentu zginającego wywołanego obciążeniem pionowym taboru kolejowym. Zasady przyjmowania obciążeń zależnych i niezależnych od obciążenia pionowego taboru oraz kombinacji obciążeń przy sprawdzaniu nośności zabytkowych mostów i wiaduktów kolejowych zostały opracowane we wcześniejszej publikacji [43].

#### 3.2. OBCIĄŻENIA PROJEKTOWE

Oddziaływania ruchu kolejowego dla nowoprojektowanej konstrukcji mostów i wiaduktów kolejowych definiuje się za pomocą modeli obciążeń. W normie PN-EN 1991-2 podano kilka modeli obciążenia kolejowego [39]:

- model LM 71 przedstawiony na Rys. 2 (i Model SW/0 dla mostów o konstrukcji ciągłej), reprezentujący normalny ruch kolejowy na liniach głównych,
- model obciążenia SW/2 przedstawia ruch towarowy o dużych obciążeniach,
- model obciążenia HSLM reprezentuje obciążenia z pociągów pasażerskich przy prędkościach przekraczających 200 km/h,
- model obciążenia „pociąg bez załadunku”, reprezentuje efekt od rozładowanego pociągu.

Zatem nowo projektowane konstrukcje kolejowe, o schemacie belki wolnopodpartej, obciążone ruchem pasażerskim poniżej prędkości 200 km/h należy wymiarować pod obciążeniem projektowym LM 71 (Rys. 2).

### 3. CASE STUDIES

#### 3.1. ASSUMPTIONS

As a case study, bridges on a railway line built in 1904-1910, located in Lower Silesia, were used. There are 16 single-track bridges with a deck plate girder or truss structure on the line, often without ballast, the so-called open deck bridges.

The reliability level of the existing railway bridges, calculated using the probabilistic method, is demonstrated on three spans: 11, 16, and 20 meters long. Reliability indices were calculated for the ultimate limit state, in this case, the bending moment caused by the vertical axle loading of the rolling stock. The rules for assessing loads, dependent on and independent of the vertical load of rolling stock and the combination of loads for evaluation of the load-carrying capacity of historic railway bridges, were developed in an earlier publication [43].

#### 3.2. DESIGN LOAD

Railway traffic effects for the newly designed structure of railway bridges are defined utilizing load models. In PN-EN 1991-2, several models of railway load are given [39]:

- LM 71 model shown in Fig. 2 (and Model SW/0 for continuous bridges), representing regular rail traffic on main lines,
- the load model SW/2 shows heavy-load freight traffic,
- the HSLM load model represents the loads from passenger trains at speeds above 200 km/h,
- load model “unloaded rain” represents the effect of an unloaded train.

Therefore, newly designed railway structures with a simply supported beam scheme, loaded with passenger traffic below 200 km/h, should be dimensioned under the design load LM 71 (Fig. 2).

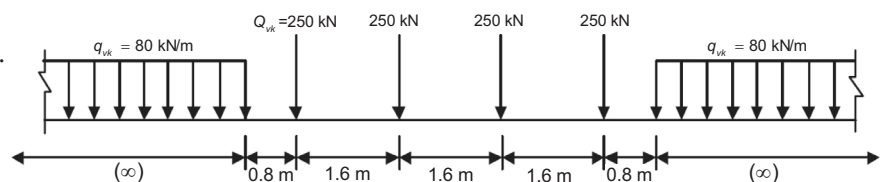


Fig. 2. LM 71 load model and characteristic values of vertical loads

Rys. 2. Model obciążenia LM 71 i charakterystyczne wartości obciążeń pionowych

Wartości charakterystyczne podane dla LM 71 należy pomnożyć przez współczynnik  $\alpha = 0,75\div 1,46$  na liniach obsługujących ruch kolejowy, który jest inny (cięższy lub lżejszy) niż zwykły ruch kolejowy. Wartość 1,33 jest zwykle zalecana na liniach dla ruchu towarowego i liniach międzynarodowych [30]. Współczynnik  $\alpha$  można także określić w Załączniku Krajowym do normy [39] lub w indywidualnym projekcie. Jak dotychczas nie ma jednak określonego współczynnika  $\alpha$  w Polskim Załączniku Krajowym.

Współczynnik dynamiczny  $\Phi$  do obliczania efektów obciążenia taborem kolejowym dla nowo projektowanych obiektów inżynierskich należy wyznaczyć przy przyjęciu długości miarodajnej równej rozpiętości teoretycznej dźwigarów głównych oraz poniższych wzorów (5) i (6):

- w przypadku starannie utrzymanego toru współczynnik dynamiczny  $\Phi_2$  dla nowo projektowanych konstrukcji oblicza się przy użyciu równania (5):

$$\Phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\Phi} - 0,2} + 0,82, \quad (5)$$

przy:  $1,00 \leq \Phi_2 \leq 1,67$ ,

- w przypadku standardowego utrzymanego toru współczynnik dynamiczny  $\Phi_3$  dla nowo projektowanych konstrukcji oblicza się przy użyciu równania (6).

$$\Phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\Phi} - 0,2} + 0,73, \quad (6)$$

przy:  $1,0 \leq \Phi_3 \leq 2,0$ ,

gdzie  $L_\Phi$  oznacza długość miarodajną.

Zgodnie z powyższą procedurą obliczono współczynnik dynamiczny dla nowo projektowanych konstrukcji o rozpiętości przęseł 11 m, 16 m i 20 m (Tabl. 1). Współczynnik dynamiczny dla starannie utrzymanego toru jest mniejszy niż w przypadku toru o standardowym utrzymaniu i zmniejsza się wraz ze wzrostem długości przęsła.

The characteristic values of vertical loads given for LM 71 should be multiplied by the factor  $\alpha = 0.75\div 1.46$  on lines serving rail traffic that is different (heavier or lighter) than regular rail traffic. The value of 1.33 is recommended on freight lines and international lines [30]. The  $\alpha$  coefficient can also be specified in the National Annex [39] or the individual project. So far, however, there is no specific  $\alpha$  coefficient in the Polish National Annex.

The dynamic factor  $\Phi$  due to the rolling stock load effects for newly designed engineering structures should be calculated using the “determinant” length associated with the theoretical length of the main girders and formulas (5) and (6) below:

- for a carefully maintained track, the dynamic factor  $\Phi_2$  is calculated using eq. (5):

$$\Phi_2 = \frac{1.44}{\sqrt{L_\Phi} - 0.2} + 0.82, \quad (5)$$

when:  $1.00 \leq \Phi_2 \leq 1.67$ ,

- for a track with standard maintenance, the dynamic factor  $\Phi_3$  is calculated using eq. (6):

$$\Phi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L_\Phi} - 0.2} + 0.73, \quad (6)$$

when:  $1.0 \leq \Phi_3 \leq 2.0$ ,

where  $L_\Phi$  is the “determinant” length (associated with the theoretical length).

Following the above procedure, the dynamic coefficient was calculated for newly designed structures with spans of 11 m, 16 m, and 20 m (Table 1). The dynamic factor for the carefully maintained track is smaller than for track with standard maintenance; also, it decreases when the span length increase.

Table 1. Dynamic factor for newly designed structures

Tablica 1. Współczynnik dynamiczny dla nowo projektowanych konstrukcji

| Span length / Rozpiętość przęsła<br>[m] | Dynamic factor / Współczynnik dynamiczny                                                 |                                                                                                   |
|-----------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------|
|                                         | Case of carefully maintained track<br>W przypadku starannie utrzymanego toru<br>$\Phi_2$ | Case of track with standard maintenance<br>W przypadku standardowego utrzymanego toru<br>$\Phi_3$ |
| 11                                      | 1.28                                                                                     | 1.42                                                                                              |
| 16                                      | 1.20                                                                                     | 1.30                                                                                              |
| 20                                      | 1.16                                                                                     | 1.24                                                                                              |

### 3.3. OBCIĄŻENIA EKSPLOATACYJNE

W odniesieniu do istniejących, kolejowych obiektów inżynierskich należy stosować obciążenie eksploatacyjne według

### 3.3. SERVICE LOAD

The vertical service load for the existing railway engineering structures should be determined following the

normy PN-EN 15528 [40], które definiuje wyłącznie pionowe obciążenie eksploatacyjne. Pozostałe obciążenia i oddziaływania w odniesieniu do istniejących konstrukcji nie są zdefiniowane. Istniejące kolejowe obiekty inżynieryjne mogą być również sprawdzane pod obciążeniem rzeczywistym, np. taborem wyprodukowanym przez PESA.

Inwestor przewidział na linii obciążenie taboru kolejowym klasy B2 według normy PN-EN 15528 (Rys. 3) lub rzeczywistymi pojazdami produkcji PESA (Rys. 4) z prędkością maksymalną do 160 km/h.

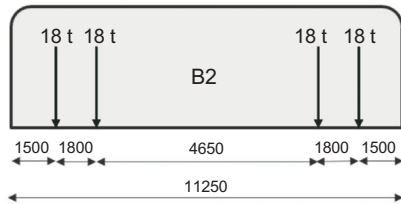


Fig. 3. The load model on the line class B2 according to PN-EN 15528 [40]

Rys.3. Model obciążenia taboru kolejowym klasy B2 według PN-EN 15528 [40]

W przypadku rozpatrywania istniejących konstrukcji współczynnik dynamiczny  $1+\varphi$  pociągów rzeczywistych należy określić uwzględniając pierwszą częstotliwość drgań własnych oraz maksymalną dozwoloną prędkość taboru kolejowego.

Dla starannie utrzymanego toru zależność uwzględniająca współczynnik dynamiczny przybiera postać:

$$1+\varphi = 1+\varphi' + \varphi'' \quad (7)$$

W przypadku standardowego utrzymanego toru zależność na współczynnik dynamiczny opisuje równanie:

$$1+\varphi = 1+\varphi' + 0,5 \varphi'' \quad (8)$$

gdzie:

$$\varphi' = \frac{K}{1-K+K^4} \rightarrow \text{dla } K < 0,76, \quad (9)$$

$$\varphi' = 1,325 \rightarrow \text{dla } K \geq 0,76, \quad (10)$$

przy czym:

$$K = \frac{v}{2L_{\Phi} \cdot n_0}, \quad (11)$$

$$\varphi'' = \frac{\alpha}{100} \left[ 56e^{-\left(\frac{L_{\Phi}}{10}\right)^2} + 50 \left( \frac{L_{\Phi} n_0}{80} - 1 \right) \cdot e^{-\left(\frac{L_{\Phi}}{20}\right)^2} \right] \geq 0 \quad (12)$$

PN-EN 15528 [40]. Other loads and actions concerning the existing structures are not defined. The PN-EN 15528 also recommends using loading from the Real Train, e.g., rolling stock produced by PESA.

The investor predicted the load on the line with B2 class rolling stock according to PN-EN 15528 (Fig. 3) or with actual PESA vehicles (Fig. 4) with a maximum allowed speed of 160 km/h.

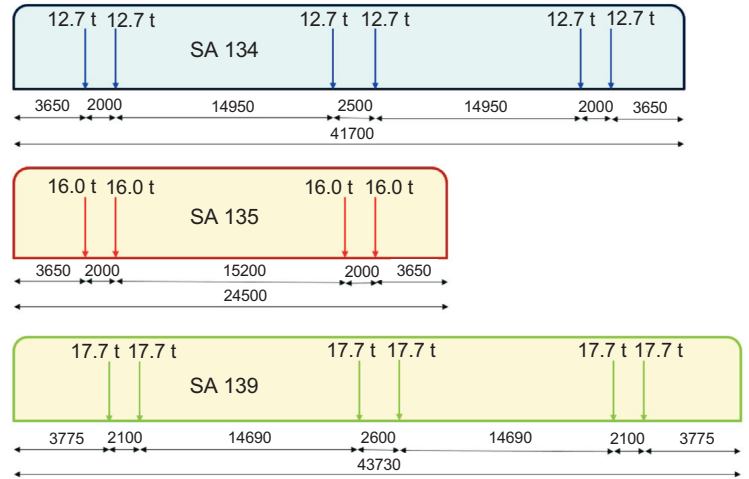


Fig. 4. Examples of load models representing PESA vehicles

Rys. 4. Model obciążenia rzeczywistymi pojazdami produkcji PESA

The dynamic effects resulting from the movement of actual service trains at speed (Real Train), the forces and moments calculated from the specified static loads shall be multiplied by a factor  $1+\varphi$  appropriate to the maximum permitted vehicle speed.

For a track with standard maintenance the dynamic factor is calculated using eq. (7):

$$1+\varphi = 1+\varphi' + \varphi'' \quad (7)$$

For a carefully maintained track the dynamic factor is calculated using eq. (8):

$$1+\varphi = 1+\varphi' + 0.5 \varphi'', \quad (8)$$

with:

$$\varphi' = \frac{K}{1-K+K^4} \rightarrow \text{dla } K < 0.76, \quad (9)$$

$$\varphi' = 1.325 \rightarrow \text{dla } K \geq 0.76, \quad (10)$$

where:

$$K = \frac{v}{2L_{\Phi} \cdot n_0}, \quad (11)$$



wraz z:

$$\alpha_v = \frac{v}{22} \rightarrow \text{dla } v \leq 22 \text{ m/s}, \quad (13)$$

$$\alpha_v = 1 \rightarrow \text{dla } v > 22 \text{ m/s}, \quad (14)$$

gdzie:

$v$  – maksymalna dozwolona prędkość [m/s],

$n_0$  – pierwsza giętą częstotliwość drgań własnych mostu obciążonego oddziaływaniami stałymi [Hz],

$L_\Phi$  – długość miarodajna [m],

$\alpha_v$  – współczynnik prędkości.

W przypadku rozważań teoretycznych dotyczących obliczenia współczynnika dynamicznego dla istniejących konstrukcji należy przyjąć pewne założenia. Do obliczeń współczynnika dynamicznego dla rozpatrywanych prześel przyjęto pierwszą częstotliwość drgań własnych jako wartość średnią granicy dolnej i górnej wyznaczonej z rysunku 6.10 normy PN-EN 1991-2 [39] oraz prędkość maksymalną taboru równą 160 km/h. Wartości współczynników dynamicznych zestawiono w Tabl. 2.

Table 2. Dynamic factor for existing structures  
Tablica 2. Współczynnik dynamiczny określony dla istniejących konstrukcji

| Span length<br>Rozpiętość prześla<br>[m] | Parameter / Parametr |            |             | Dynamic factor / Współczynnik dynamiczny                                                 |                                                                                                   |
|------------------------------------------|----------------------|------------|-------------|------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------|
|                                          | $n_0$<br>[Hz]        | $\varphi'$ | $\varphi''$ | Case of carefully maintained track<br>W przypadku starannie utrzymanego toru<br>$\Phi_2$ | Case of track with standard maintenance<br>W przypadku standardowego utrzymanego toru<br>$\Phi_3$ |
| 11                                       | 11.42                | 0.21       | 0.38        | 1.40                                                                                     | 1.59                                                                                              |
| 16                                       | 8.46                 | 0.20       | 0.23        | 1.31                                                                                     | 1.42                                                                                              |
| 20                                       | 7.04                 | 0.19       | 0.15        | 1.26                                                                                     | 1.34                                                                                              |

Obecne widma obciążeń, które oddziałują na istniejące mosty i wiadukty kolejowe, są istotne dla oceny ich bezpieczeństwa. Ważny jest nie tylko rodzaj i wielkość obciążenia, ale także parametry statystyczne, takie jak wartość średnia, odchylenie standardowe, oczekiwane maksymalne obciążenie i prawdopodobieństwo jego wystąpienia. Charakterystyka statystyczna maksymalnego obciążenia zależy od czasowej zmienności obciążenia, czasu trwania obciążenia, oraz innych czynników losowych. Aby określić poprawnie widmo obciążeń na istniejącym obiekcie, należy wykonać pomiary prędkości każdego typu pociągu, odległości między każdą osią i dynamiczne obciążenia kół. Informacje na temat typu pojazdu można uzyskać wykonując monitoring przy użyciu kamer lub uzyskać szczegółowe informacje o przejazdach pociągów od przewoźnika.

$$\varphi'' = \frac{\alpha}{100} \left[ 56e^{-\left(\frac{L_\Phi}{10}\right)^2} + 50 \left( \frac{L_\Phi n_0}{80} - 1 \right) \cdot e^{-\left(\frac{L_\Phi}{20}\right)^2} \right] \geq 0 \quad (12)$$

with:

$$\alpha_v = \frac{v}{22} \rightarrow \text{for } v \leq 22 \text{ m/s}, \quad (13)$$

$$\alpha_v = 1 \rightarrow \text{for } v > 22 \text{ m/s}, \quad (14)$$

where:

$v$  – the maximum permitted vehicle speed [m/s],

$n_0$  – the first natural bending frequency of the bridge loaded by permanent actions [Hz],

$L_\Phi$  – the determinant length [m],

$\alpha_v$  – a coefficient for speed.

In the case of theoretical considerations regarding existing structures, certain assumptions must be made. To correctly calculate the dynamic amplification factor for the considered spans, the first natural frequency was assumed as the mean value of the lower and upper limits determined from figure 6.10 of PN-EN 1991-2 [39], and the maximum speed of the rolling stock equal to 160 km/h. The calculated values of dynamic coefficients are presented in Table 2.

The current load spectra that affect the existing railway bridges and viaducts are significant for the structural safety assessment. Not only is the type and magnitude of the load important, but also statistical parameters such as mean value, standard deviation, expected maximum load, and the probability of its occurrence. The statistical characteristics of the maximum load depend on the variability of the load in time, duration of the action, and other random factors. To correctly determine the load spectra on an existing structure, the in-situ measurements should be performed to collect the speed of each type of train, the distance between each axle, and the dynamic effects. Information on the type of railcars can be obtained by monitoring with the use of cameras or obtaining detailed information about train journeys from the carrier.

W przypadku braku pomiarów obciążenia, można wykonać symulację obciążenia losowego metodą Monte Carlo bazując na informacjach od przewoźnika i producenta pojazdów. Opierając się na dostępnych informacjach wagonów PESA używanych obecnie przez koleje na rozpatrywanej linii kolejowej, zamodelowano obciążenie statystyczne składające się z wagonów PESA typu SA 134, SA 135 i SA 139. Zamodelowano trzy składy: trzy wagony PESA SA 134 (6-osiowe), pięć wagonów PESA SA 135 (4-osiowe) i trzy wagony PESA SA 139 (6-osiowe). W rezultacie model obciążenia zawiera 56 sił pionowych poruszających się po rozpatrywanym prześle. Wymiary pojazdów i odstępów między osiami zostały przyjęte jako deterministyczne. Założono, że siły osiowe są zmienną losową o rozkładzie normalnym. Przykładowe wykresy momentu zginającego w środku rozpiętości prześła (jako funkcji czasu) wywołane przejazdem statystycznego modelu pociągu eksploatacyjnego są przedstawione na Rys. 5.

In the case the load measurements are not possible, a random load can be generated using the Monte Carlo method and information from the carrier and the vehicle manufacturer. Based on the available information of PESA wagons, currently used by railways on the considered railway line, a statistical load was modeled consisting of PESA wagons type SA 134, SA 135, and SA 139. Three trainsets were modeled: three PESA SA 134 wagons (6-axle), five PESA SA 135 railcars (4-axle), and three PESA SA 139 railcars (6-axle). As a result, the load model includes 56 vertical forces moving along the span under consideration. Vehicle dimensions and axle spacing are assumed to be deterministic. Axial forces were simulated as a normally distributed random variable. Examples of the bending moment histograms, calculated in the middle of the span as a function of time, due to the passage of a statistical model of a service train are presented in Fig. 5.

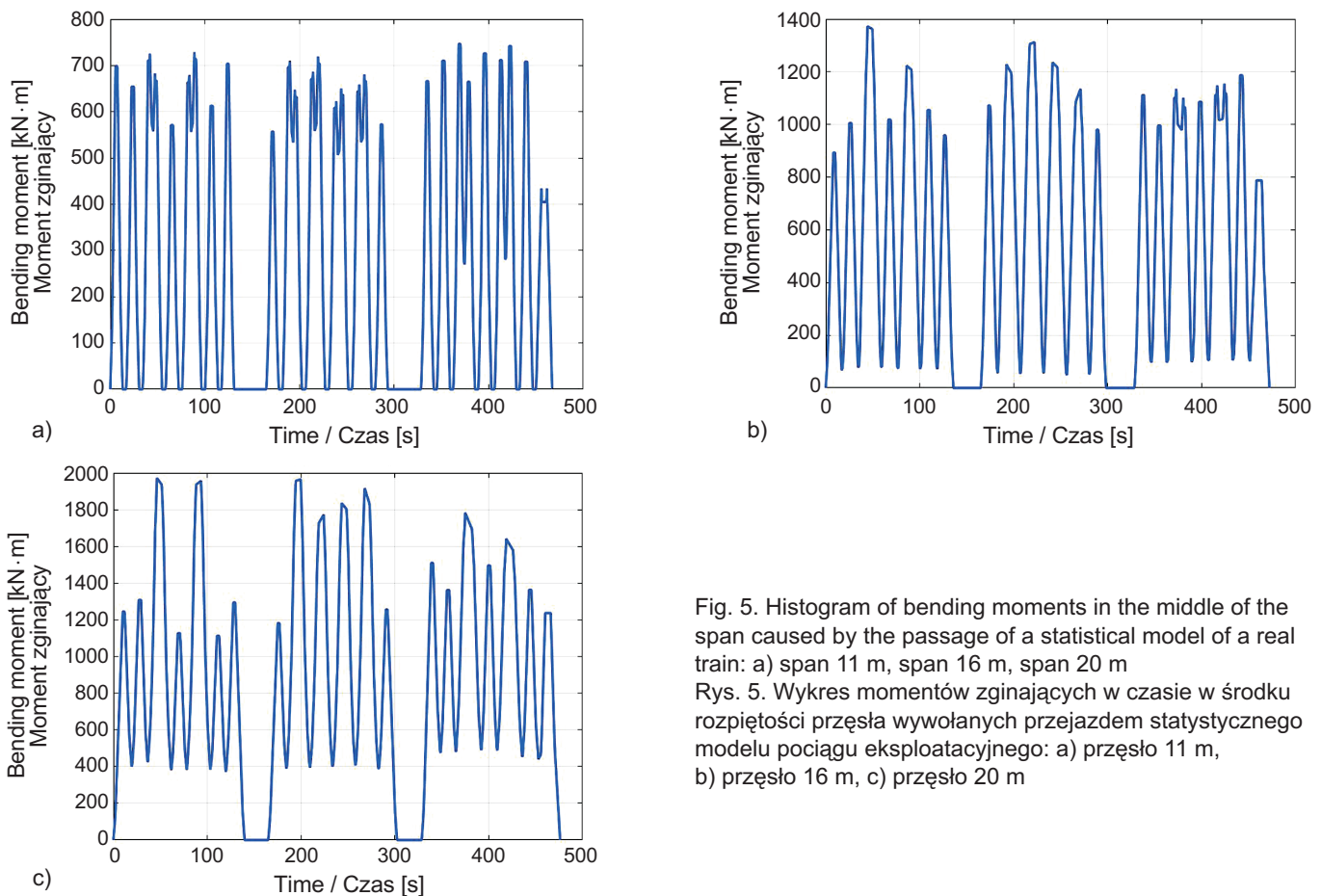


Fig. 5. Histogram of bending moments in the middle of the span caused by the passage of a statistical model of a real train: a) span 11 m, span 16 m, span 20 m  
Rys. 5. Wykres momentów zginających w czasie w środku rozpiętości prześła wywołanych przejazdem statystycznego modelu pociągu eksploatacyjnego: a) prześło 11 m, b) prześło 16 m, c) prześło 20 m

Symulacje Monte Carlo modelu obciążenia powtórzono 10000 razy na każdym rozpatrywanym prześle i za każdym razem odnotowano maksymalny moment zginający. Następnie wyniki przedstawiono w formie histogramów oraz dystrybucyj (ang. *Cumulative Distribution Function, CDF*) na wykresie probabilistycznym. Histogramy i *CDF* stosunku momentu zginającego od obciążenia eksploatacyjnego do momentu wywołanego modelem LM 71 i modelem B2 przy rozpiętości 11, 16 i 20 metrów przedstawiono na Rys. 6-9. Rozkład statystyczny jest zbliżony do uogólnionego rozkładu wartości ekstremalnych (ang. *generalized extreme value distribution*), który stanowi rodzinę ciągłych rozkładów prawdopodobieństwa opracowanych w ramach teorii wartości ekstremalnych w celu połączenia rodzin Gumbela, Fréchet'a i Weibulla, znanych również jako rozkłady wartości ekstremalnych typu I, II i III.

Monte Carlo simulations of the load model were repeated 10,000 times on each considered span, and the maximum bending moment was recorded each time. Then the results are presented in the form of histograms and the Cumulative Distribution Function (*CDF*) on a probabilistic chart. Histograms and *CDF* of the ratio of the bending moment from service load to the moment caused by the LM 71 model and the B2 model, for considered spans of 11, 16, and 20 meters are shown in Figs. 6-9. The statistical distribution is close to the generalized extreme value distribution – a family of continuous probability distributions developed within extreme value theory to combine the Gumbel, Fréchet, and Weibull families also known as type I, II, and III extreme value distributions.

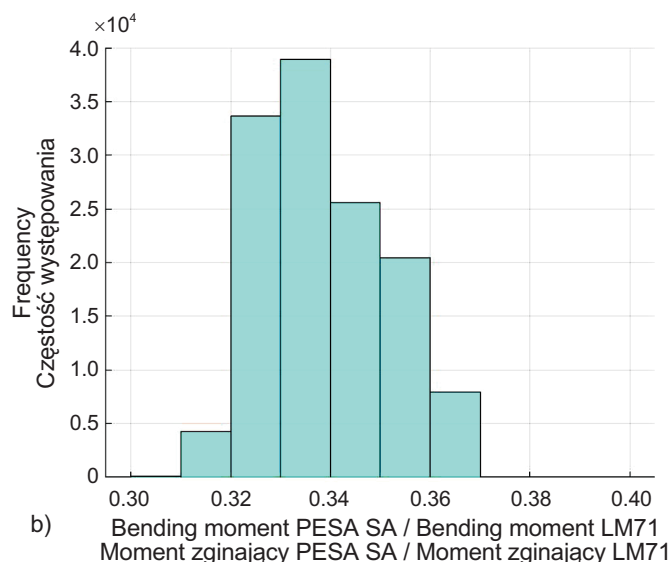
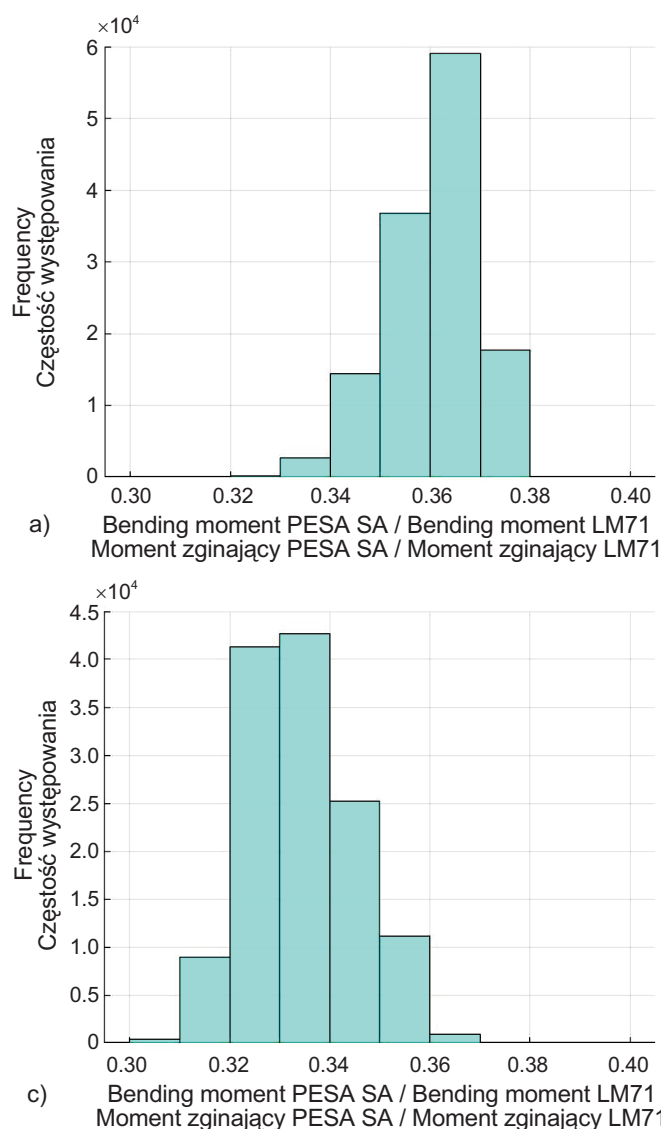
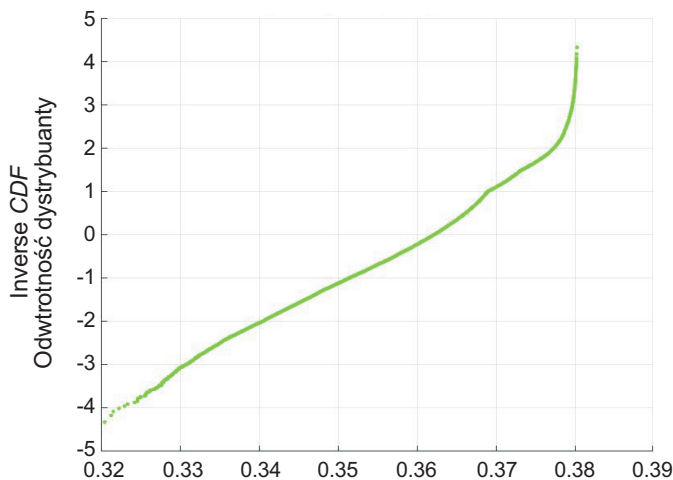
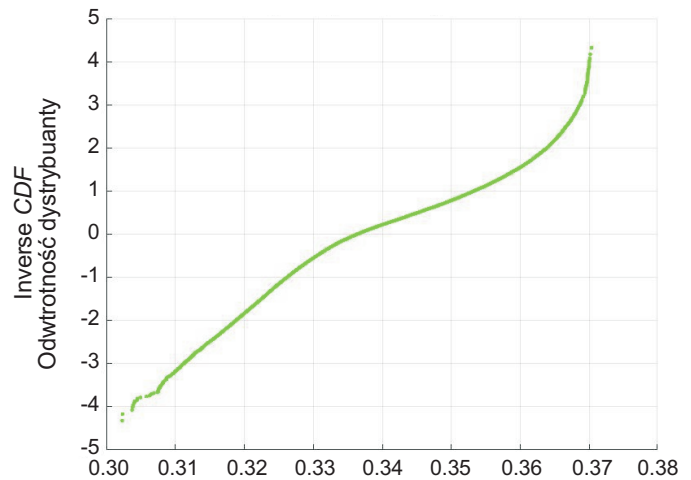


Fig. 6. Histogram of the ratio of the bending moment from service load to the moment caused by the LM 71 model for spans of : a) 11 m, 16 m, 20 m

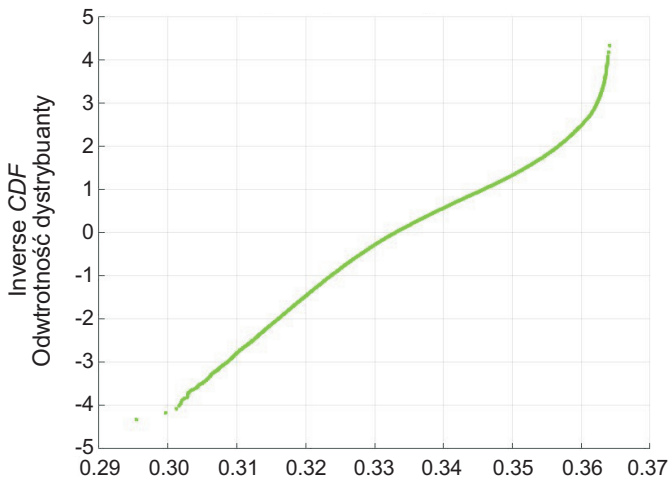
Rys. 6. Histogram ilorazu momentu zginającego od obciążenia eksploatacyjnego do momentu wywołanego modelem LM 71 przy rozpiętości przęsła: a) 11 m, b) 16 m, c) 20 m



a) Bending moment PESA SA / Bending moment LM71  
Moment zginający PESA SA / Moment zginający LM71



b) Bending moment PESA SA / Bending moment LM71  
Moment zginający PESA SA / Moment zginający LM71



c) Bending moment PESA SA / Bending moment LM71  
Moment zginający PESA SA / Moment zginający LM71

Fig. 7. CDF the ratio of the bending moment from service load to the moment caused by the LM 71 model for spans of :  
a) 11 m, b) 16 m, c) 20 m

Rys. 7. Odwrotność dystrybuanty ilorazu momentu zginającego od obciążenia eksploatacyjnego do momentu wywołanego modelem LM 71 przy rozpiętości przesła:  
a) 11 m, b) 16 m, c) 20 m

Przedstawione wykresy pokazują, że model statystycznego pociągu, który reprezentuje rzeczywiste obciążenie eksploatacyjne, powoduje maksymalne momenty o 65% do 70% mniejsze niż LM 71 i o 30% do 40% mniejsze niż model obciążenia B2. W przypadku nowej konstrukcji zaprojektowanej na obciążenie LM 71, a eksploatowanej wyłącznie pod obciążeniem taborem kolejowym PESA (Rys. 4) wskaźnik niezawodności wynosi od 7,4 do 8,5 (Rys. 10), co odpowiada prawdopodobieństwu awarii od  $5,5 \cdot 10^{-14}$  do  $9,5 \cdot 10^{-18}$ . Natomiast w przypadku istniejącej konstrukcji, która została zweryfikowana modelem obciążenia B2 i jest eksploatowana wyłącznie pod obciążeniem taborem kolejowym PESA (Rys. 4) wskaźnik niezawodności wynosi od 2,7 do 3,8 (Rys. 10), co odpowiada prawdopodobieństwu awarii od  $3,2 \cdot 10^{-3}$  do  $8,8 \cdot 10^{-5}$ .

The graphs show that the statistical train model, which represents the actual operational conditions, causes maximum moments 65% to 70% less than the LM 71 and 30% to 40% less than the B2 load model. In the case of a new structure designed for the LM 71, and operated only under load with PESA vehicles (Fig. 4), the reliability index is from 7.4 to 8.5 (Fig. 10), which corresponds to the probability of failure equal  $5.5 \cdot 10^{-14}$  to  $9.5 \cdot 10^{-18}$ . On the other hand, for the existing structure, which has been verified with the B2 load model and is operated only under load models representing PESA vehicles (Fig. 4), the reliability index ranges from 2.7 to 3.8 (Fig. 10), which corresponds to the probability of failure equal  $3.2 \cdot 10^{-3}$  to  $8.8 \cdot 10^{-5}$ .



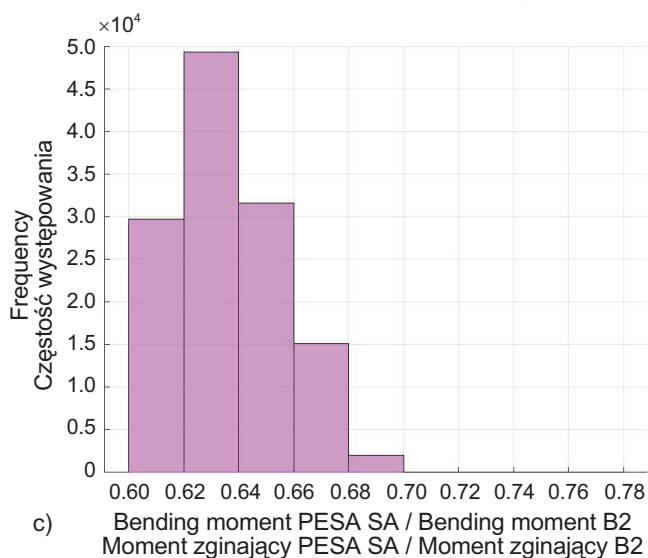
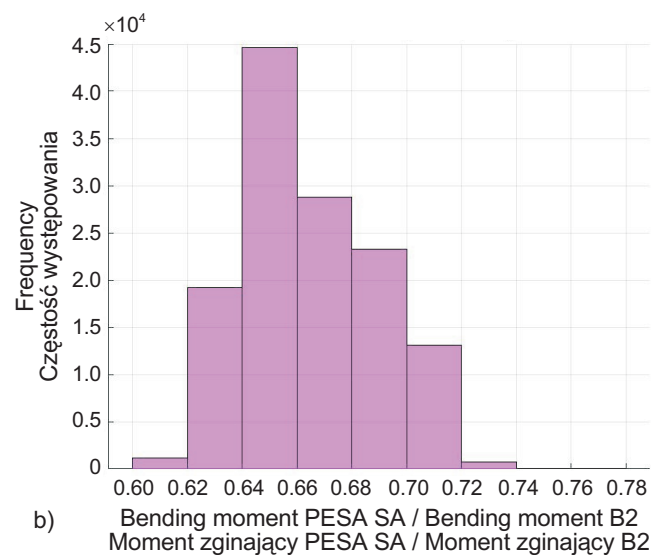
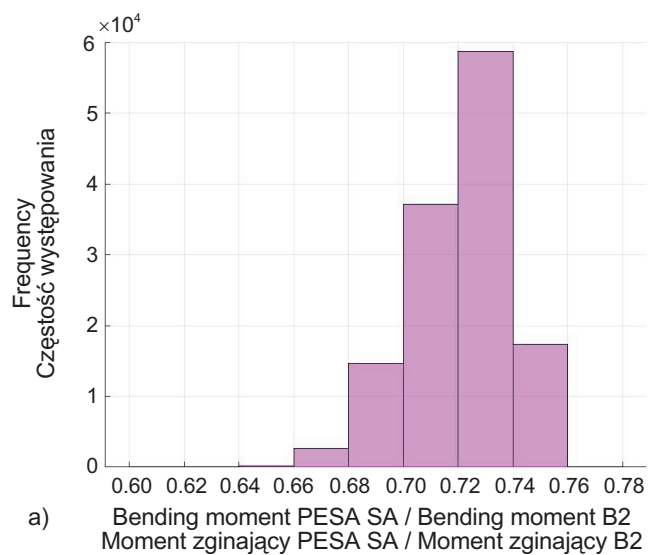


Fig. 8. Histogram of the ratio of the bending moment from service load to the moment caused by the B2 model for spans of: a) 11 m, b) 16 m, c) 20 m

Rys. 8. Histogram ilorazu momentu zginającego od obciążenia eksploatacyjnego do momentu wywołanego modelem B2 przy rozpiętości przęsła: a) 11 m, b) 16 m, c) 20 m

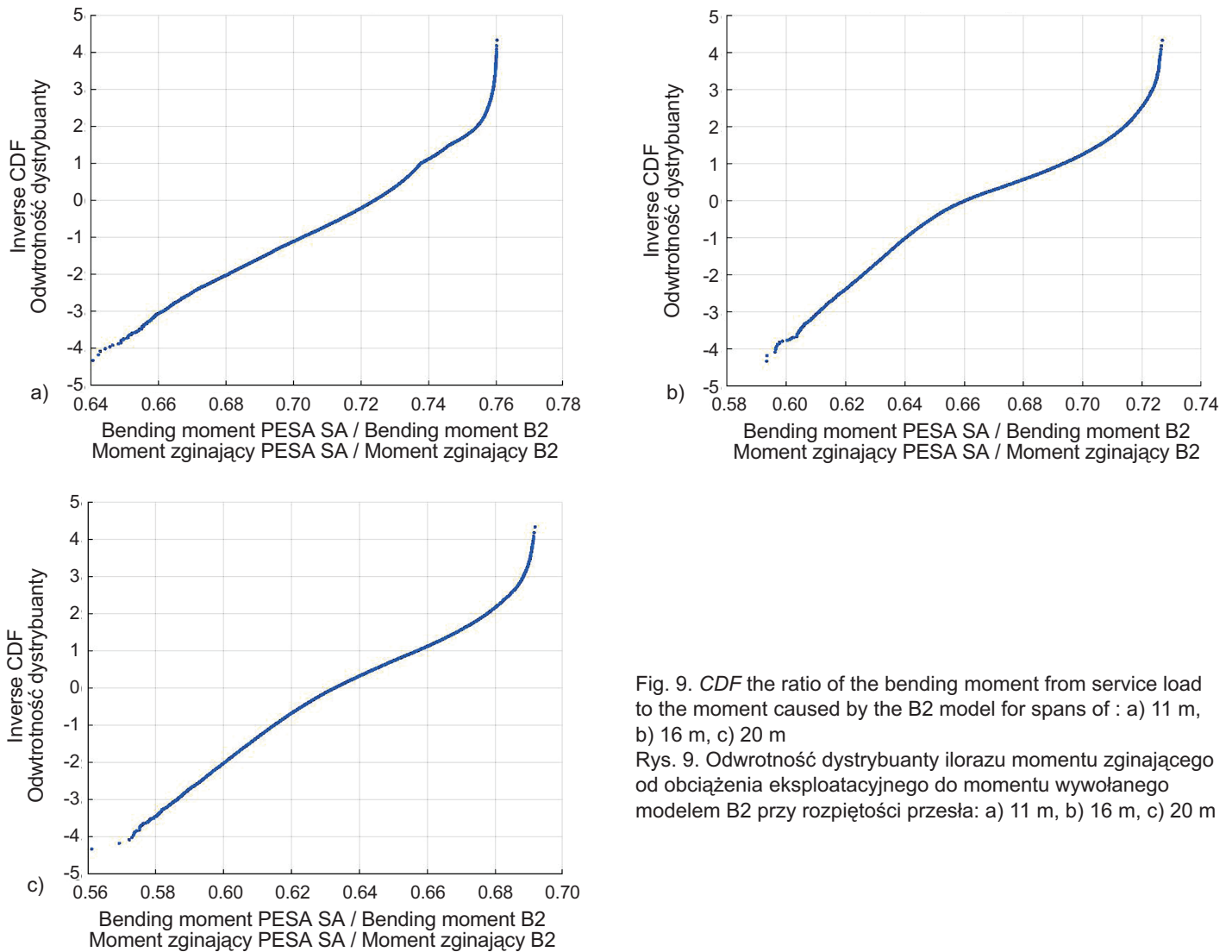


Fig. 9. CDF the ratio of the bending moment from service load to the moment caused by the B2 model for spans of : a) 11 m, b) 16 m, c) 20 m

Rys. 9. Odwrotność dystrybuanty ilorazu momentu zginającego od obciążenia eksploatacyjnego do momentu wywołanego modelem B2 przy rozpiętości przęsła: a) 11 m, b) 16 m, c) 20 m

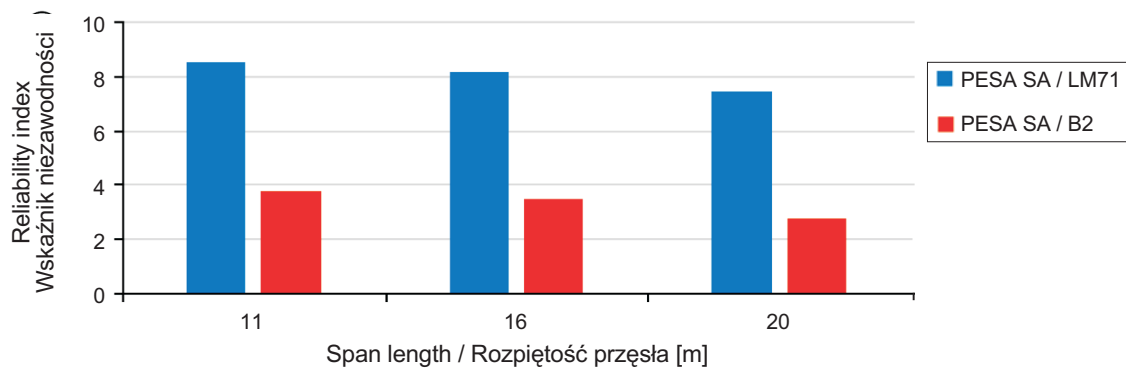


Fig. 10. Estimated reliability indexes for the considered structures with span lengths of: a) 11 m, b) 16 m, and c) 20 m

Rys. 10. Szacowane wskaźniki niezawodności dla rozpatrywanych konstrukcji o rozpiętościach przęsła: a) 11 m, b) 16 m i c) 20 m

#### 4. ANALIZA NIEZAWODNOŚCI DLA STANU GRANICZNEGO NOŚNOŚCI

Sformułowanie funkcji stanu granicznego wymaga definicji uszkodzenia, ponieważ funkcja stanu granicznego reprezentuje granicę między pożądanym a niepożądanym zachowaniem konstrukcji (jak na przykład odkształcenia plastyczne). Zatem, można przyjąć, iż funkcja graniczna jest następująca: naprężenie wywołane oddziaływaniem obciążenia eksploatacyjnego na konstrukcje są mniejsze lub równe granicy plastyczności. Aby móc zastosować metodę niezawodności w pełni niezbędne jest zebranie informacji dotyczących geometrii, charakterystyki materiału oraz wymiarów przekrojów i połączeń, w zakresie rozpatrywanej konstrukcji. Nośność elementu konstrukcyjnego  $R$  jest funkcją właściwości materiału i wymiarów i może być rozważana jako iloczyn trzech parametrów wg równania (16):

$$R = R_n \cdot M \cdot F \cdot P, \quad (16)$$

gdzie:

- $R_n$  – nominalna (projektowa) wartość nośności (np. na zginanie),
- $M$  – współczynnik materiałowy reprezentujący korektę do właściwości materiału, w szczególności do wytrzymałości i modułu sprężystości,
- $F$  – współczynnik do charakterystyk geometrycznych przekroju reprezentujący odchyłkę wymiarów i geometrii elementu, w tym pole przekroju poprzecznego, moment bezwładności i wskaźniki przekroju,
- $P$  – współczynnik „profesjonalizmu” reprezentujący przybliżenia stosowane w analizie statycznej i założenia w modelach dotyczących wymiarowania; współczynnik  $P$  jest definiowany jako stosunek wartości pomierzonych do przewidywań analitycznych.

Nośność  $R$  jest zmienną losową ze względu na różne kategorie niepewności, dlatego też należy użyć symulacji Monte Carlo do wyznaczenia dystrybuanty  $CDF$  nośności (np. nośności na zginanie) dla każdego rozważanego przypadku projektowego. W przypadku zginanej belki należy określić nośność na zginanie, ścinanie i zginane ze ścinaniem. Parametrami zmiennymi są parametry materiałowe (granica plastyczności stali) i geometria przekroju (moment bezwładności przekroju oraz odległość od środka ciężkości przekroju poprzecznego do punktu, w którym wyznacza się naprężenia). Po określeniu wartości średnich i odchylenia standardowego poszczególnych parametrów wyznacza się parametry statystyczne nośności, czyli: wartość średniej nośności na zginanie  $\mu_R$ , odchylenie standardowe  $\sigma_R$ , współczynnik odchylenia systematycznego  $\lambda_R$  (ang. *bias*, stosunek średniej do nominalnej) i współczynnik zmienności  $V_R$  (stosunek odchylenia standardowego do wartości średniej).

#### 4. RELIABILITY ANALYSIS FOR THE ULTIMATE LIMIT STATE

The formulation of the limit state function requires the definition of the failure because the limit state function represents the boundary between the desired and undesirable behavior of the structure (e.g., plastic deformation). Thus, it can be assumed that the limit function is as follows: the stress caused by the operational load on the structures is less than or equal to the yield point. To apply the reliability method, it is necessary to collect information on the geometry, material characteristics, and dimensions of sections and connections in the scope of the considered structure. The load-carrying capacity of the member  $R$  is a function of the material properties and dimensions, and can be calculated as the product of the three parameters according to eq. (16):

$$R = R_n \cdot M \cdot F \cdot P, \quad (16)$$

where:

- $R_n$  – nominal (design) value of the resistance (e.g. in bending),
- $M$  – materials factor representing material properties, in particular, strength and modulus of elasticity,
- $F$  – fabrication factor representing dimensions and geometry of the component, including cross-section area, a moment of inertia, and section modulus,
- $P$  – professional factor representing the approximations involved in the structural analysis and idealized stress/strain distribution models; the professional factor  $P$  is defined as the ratio of the test capacity to the analytically predicted capacity.

The load-carrying capacity  $R$  is a random variable due to the different categories of uncertainty. Therefore, the Monte Carlo simulation should be applied to find the distribution function  $CDF$  of the resistance for each design case considered (e.g., bending resistance). For a beam in bending, the flexural bending, the shear, and the bending-shear resistance must be determined. Variable parameters are material parameters (yield stress) and cross-section geometry (moment of inertia of the cross-section and the distance from the center of gravity of the cross-section to the point where the stresses are determined). After calculating the mean values and standard deviation of individual parameters the statistical parameters of the load-carrying capacity can be determined. The main characteristic of the statistical distribution is the value of the mean resistance  $\mu_R$ , standard deviation  $\sigma_R$ , the bias coefficient  $\lambda_R$  of the mean to the nominal value, and the coefficient of variation  $V_R$  (standard deviation mean value).

Parametry statystyczne obciążenia i nośności są podstawą do wyznaczenia wskaźnika niezawodności i prawdopodobieństwa awarii. Przykład zastosowania metody niezawodności do oceny konstrukcji mostu kolejowego o rozpiętości przęsła 19,5 m przedstawiono w [15]. Inne przykłady zastosowania modeli probabilistycznych nośności do oceny istniejących obiektów kolejowych można znaleźć w [16, 21, 42, 44].

## 5. WNIOSKI

Podejście probabilistyczne do oddziaływania (obciążenia) i nośności to metoda, która z powodzeniem została zastosowana do projektowania nowych konstrukcji. Obecnie obowiązujące normy dotyczące projektowania kolejowych obiektów inżynierskich w Polsce i Europie uwzględniają niepewności związane z materiałem, prefabrykacją (produkcją), fazą budowy, a także przyłożonym obciążeniem. Jednak stosowanie tych samych norm do projektowania nowych i oceny stanu istniejących konstrukcji nie jest właściwe; mimo to często stosuje się te same procedury i wskaźnik bezpieczeństwa. Nowe konstrukcje projektowane są tak, aby zapewnić zapas nośności na wzrost obciążenia przewidywany w przyszłości (100 lat). Jednak metody stosowane do istniejących konstrukcji powinny umożliwiać realistyczną ocenę przydatności mostów i wiaduktów kolejowych do dalszej ich eksploatacji oraz przewidzieć prawdopodobieństwo ewentualnej awarii.

Sprawdzenie nośności istniejących kolejowych obiektów inżynierskich to wskazanie takich wartości oddziaływań, które umożliwią bezpieczną eksploatację przy określonych warunkach obciążenia. Stosowanie zasad i procedur dotyczących projektowania nowych konstrukcji podanych w Eurokodach do oceny nośności istniejących konstrukcji jest nieuzasadnione i powoduje nieadekwatne konsekwencje ekonomiczne dla Zarządcy obiektów [43]. Tabor dopuszczony do ruchu po istniejących mostach i wiaduktach kolejowych jest lżejszy niż przewidziany w normach do projektowania nowych konstrukcji. Dlatego też obciążenia pionowe taboru kolejowym należy przyjmować biorąc pod uwagę rzeczywiste pojazdy wskazane przez Inwestora oraz według normy PN-EN 15528 [40].

Dostrzega się duży potencjał w określaniu przydatności do dalszej eksploatacji istniejących kolejowych obiektów inżynierskich poprzez użycie metod probabilistycznych i ulepszonych procedur oceny nośności konstrukcji, w tym wykorzystania pomiarów *in-situ*, zarówno w odniesieniu do oddziaływań od rzeczywistego taboru, jak i określeniu nośności istniejących konstrukcji. Konieczne są dalsze szczegółowe prace badawcze, które będą dotyczyły wdrożenia metody probabilistycznej do oceny istniejących mostów i wiaduktów kolejowych w warunkach eksploatacyjnych w Polsce. Przewiduje się opracowanie analizy niezawodności dla dwóch przęseł

Statistical parameters of load and capacity are the basis for determining the reliability index and probability of failure. An example of the application of the reliability method to assess the construction of a railway bridge, with a span of 19.5 m, is presented in the publication [15]. Other examples of probabilistic models used for the load-carrying capacity assessment of existing structures are presented in [16, 21, 42, 44].

## 5. CONCLUSIONS

The probabilistic approach applied to load actions and load-carrying capacity is a method that has been successfully used in the design of new structures. The current standards for the newly designed railway bridges in Poland and Europe consider the uncertainties related to the material, prefabrication (production), construction phase, and the applied load. However, it is not appropriate to apply the same standards to the design of new and the assessment of the existing structures; nevertheless, the same procedures and reliability indices are often used. The new structures are designed to provide a margin of load-carrying capacity for the increase in load expected in the future (100 years). However, methods applied to existing structures should allow for a realistic assessment and the fitness for service of railway bridges for their continued safe operation and to predict the probability of a possible failure.

Evaluating the load-carrying capacity of the existing railway bridges should ensure that the structure will behave safely under current and future operating conditions. The principles and procedures specified in the Eurocodes apply to the design of new structures. Using them for the assessment of the load-carrying capacity of existing structures is technically unjustified and also causes inadequate economic consequences for the Bridge Manager [43]. The actual service train approved on the existing railway line is generally lighter than specified in the standards for new structures design. Therefore, vertical loads due to rolling stock should be determined according to the actual vehicles indicated by the Investor and PN-EN 15528 [40].

Fitness for service assessments that utilize probabilistic methods and detailed physical inspections of the structures have great potential for a more accurate evaluation of the expected service duration of existing bridges. Further research is required on the implementation of the probabilistic method to evaluate the existing railway bridges under operating conditions in Poland. The reliability analysis for two spans (truss and a deck plate girder span), located on a railway line built in the Lower Silesia, will be developed to demonstrate a probabilistic method on elements and connections of the structure.



(kratownicy i przęsła zbudowanego z dźwigarów blachownicowych) znajdujących się na linii kolejowej wybudowanej na Dolnym Śląsku, w celu zademonstrowania metody probabilistycznej do oceny poziomu niezawodności elementów i połączeń konstrukcji.

## BIBLIOGRAFIA / REFERENCES

- [1] Olofsson J., Elfgren L., Bell B., Paulsson B., Niederleithinger E., Jensen J.S., Feltrin G., Täljsten B., Cremona C., Kiviluoma R., Bień J.: Assessment of European Railway Bridges for Future Traffic Demands and Longer Lives – EC Project “Sustainable Bridges”. *Journal of Structure and Infrastructure Engineering*, **1**, 2, 2005, 93-100, DOI: 10.1080/15732470412331289396
- [2] Bujňák J., Gocál J., Hlinka R.: Assessment of Railway Steel Bridge Structures. *Procedia Engineering*, **156**, 2016, 75-82, DOI: 10.1016/j.proeng.2016.08.270
- [3] Honfi D., Björnsson I., Ivanov O.L., Leander J.: Informed successive condition assessments in bridge maintenance. *Journal of Civil Structural Health Monitoring*, **10**, 2020, 729-737, DOI: 10.1007/s13349-020-00415-2
- [4] Bień J., Gladysz-Bień M.: Multi-level Classification of Bridge Defects in Asset Management. Conference paper of IABSE Symposium 2019 Guimarães “Towards a Resilient Built Environment Risk and Asset Management”, 27-29 March 2019, Guimarães, Portugal, 1100-1107, DOI: 10.2749/guimaraes.2019.1100
- [5] Trochymiak W., Mossakowski P., Oleszek R.: Analiza nośności eksploatacyjnej kolejowego obiektu inżynierskiego. *Logistyka*, **4**, 2015, CD2, 6254-6263
- [6] Honfi D., Leander J., Björnsson I., Larsson Ivanov O.: A practical approach for supporting decisions in bridge condition assessment and monitoring. *Proceedings of the 20<sup>th</sup> IABSE Congress “The Evolving Metropolis”*, International Association for Bridge and Structural Engineering, 2019, 2137-2142
- [7] Casas J.R.: Updated inventory on condition assessment procedures for bridges. *Sustainable Bridges*, Background document SB3.2. Sixth Framework Programme, European Commission, 2007, 1-63, <http://www.diva-portal.org/smash/get/diva2:1330651/FULLTEXT01.pdf> (06.06.2021)
- [8] Casas J.R., Karoumi R., Plos M., Cremona C.: Guideline for load and resistance assessment of existing European railway bridges., *Sustainable Bridges*, Sixth Framework Programme, European Commission, 2008, 1-428, <https://www.diva-portal.org/smash/get/diva2:1328606/FULLTEXT01.pdf> (06.06.2021)
- [9] DelGREGO M.R., Culmo M.P., DeWolf J.T.: Performance Evaluation through Field Testing of Century-Old Railroad Truss Bridge. *Journal of Bridge Engineering*, **13**, 2, 2008, DOI: 10.1061/(ASCE)1084-0702(2008)13:2(132)
- [10] Cremona C., Eichler B., Johansson B., Larsson T.: Improved Assessment Methods for Static and Fatigue Resistance of Old Metallic Railway Bridges. *Journal of Bridge Engineering*, **18**, 11, 2013, DOI: 10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0000466
- [11] Zobel H., Zbiciak A., Oleszek R., Michalczyk R., Mossakowski P.: Numerical identification of the dynamic characteristics of a steel-concrete railway bridge. *Roads and Bridges - Drogi i Mosty*, **13**, 3, 2014, 275-301, DOI: 10.7409/rabdim.014.018
- [12] Wichtowski B.: Load-carrying capacity of steel railway bridges of the second half of XIX century - discussion. *Roads and Bridges - Drogi i Mosty*, **13**, 3, 2014, 261-269, DOI: 10.7409/rabdim.014.017
- [13] Woodward R.J.: BRIME (Bridge Management in Europe), Final Report, March 2001, 1-227, <https://trimis.ec.europa.eu/sites/default/files/project/documents/brimerep.pdf> (06.07.2021)
- [14] Adey B., Bailey S., Das P., O'Brien E.J., González A., et al.: Procedures Required for the Assessment of Highway Structures, Numerical Techniques for Safety and Serviceability Assessment. Report of Working Groups 4 and 5. COST 345, European Cooperation in the Field of Scientific and Technical Research, Brussels, 2004, 1-121, <http://hdl.handle.net/10197/9885> (15.06.2021)
- [15] Rakoczy A.M., Nowak A.S.: Reliability-Based Strength Limit State for Steel Railway Bridge. *Structure and Infrastructure Engineering*, **10**, 9, 2013, 1248-1261, DOI: 10.1080/15732479.2013.807291
- [16] Casas J.R., Wisniewski D.: Safety requirements and probabilistic models of resistance in the assessment of existing railway bridges. *Structure and Infrastructure Engineering*, **9**, 6, 2013, 529-545, DOI: 10.1080/15732479.2011.581673
- [17] Pozzi M., Zonta D., Wang W., Chen G.: A framework for evaluating the impact of structural health monitoring on bridge management. In: *Bridge Maintenance, Safety, Management and Life-Cycle Optimization. Proceedings of the 5<sup>th</sup> International Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management*, CRC Press, Philadelphia, USA, 2010, 161-162
- [18] Ang A.H.S., Tang W.H.: *Probability Concepts in Engineering, Emphasis on Application to Civil Engineering and Environmental Engineering*. John Wiley & Sons Inc., 2006, USA, 432p
- [19] Ayyub B.M., McCuen R.H.: *Probability, Statistics and Reliability for Engineers*. CRC Press, 2016

- [20] Nowak A.S., Collins K.R.: Reliability of Structures, 2<sup>nd</sup> Edition. CRC Press, 2013, 407p
- [21] Ghosn M., Frangopol D., McAllister T., Shah M., Diniz S., Ellingwood B., Manuel L., Biondini F., Catbas N., Strauss A., Zhao Z.: Reliability-based structural performance indicators for structural members. Journal of Structural Engineering, **142**, 9, 2016, online, DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001546
- [22] Wiśniewski D.F., Casas J.R., Ghosn M.: Codes for safety assessment of existing bridges - Current state and further development. Structural Engineering International, **22**, 4, 2012, 552-561, DOI: 10.2749/101686612X13363929517857
- [23] Woodward R.J., et. al.: Deliverable D10 - Guidelines for assessing load carrying capacity. Bridge Management in Europe (BRIME) - IV FP of EC, Brussels, 2001, <https://trimis.ec.europa.eu/sites/default/files/project/documents/brimerep.pdf> (06.07.2021)
- [24] Denarić E., Richardson M., Woodward R., Žnidarič A.: SAMARIS STRUCTURES, State of the art report on assessment of structures in selected EEA and CE countries - Deliverable D19, Sustainable and Advanced Materials for Road Infrastructures - V FP of EC, Brussels, 2006, [http://samaris.zag.si/documents/sam\\_st\\_ot01.pps](http://samaris.zag.si/documents/sam_st_ot01.pps) (06.07.2021)
- [25] Sustainable Bridges - SB9.2. Overall project guide. Assessment for Future Traffic Demands and Longer Lives. VI FP of EC, Brussels, 2007, <http://www.diva-portal.se/smash/get/diva2:1330524/FULLTEXT01.pdf>, (15.06.2021)
- [26] Sustainable Bridges - SB-LRA. Guideline for load and resistance assessment of railway bridges. Advices on the use of advanced methods. VI FP of EC, Brussels, 2007, <https://www.diva-portal.org/smash/get/diva2:1328606/FULLTEXT01.pdf> (15.06.2021)
- [27] EU FP6 - ARCHES Deliverable D16: Recommendation on the use of soft, diagnostic and proof load testing. Assessment and Rehabilitation of Central European Highway Structures. Brussels, 2009, [http://arches.fehrl.org/?m=7&id\\_directory=1658](http://arches.fehrl.org/?m=7&id_directory=1658) (15.05.2021)
- [28] EU FP6 - ARCHES Deliverable D08: Recommendations on the use of results of monitoring on bridge safety assessment and maintenance. Assessment and Rehabilitation of Central European Highway Structures, Brussels, 2009, <https://researchrepository.ucd.ie/handle/10197/10134> (15.06.2021)
- [29] EU FP6 - ARCHES Deliverable D10: Recommendations on dynamic amplification allowance. Assessment and Rehabilitation of Central European Highway Structures, Brussels, 2009, [http://arches.fehrl.org/?m=7&id\\_directory=1617](http://arches.fehrl.org/?m=7&id_directory=1617) (15.06.2021)
- [30] IRS 70778-2: Recommendations for determining the carrying capacity and fatigue risks of existing metallic railway bridges. UIC - International Union of Railways, 2020
- [31] Vican J., Odrobinak J., Kotes P.: Determination of Load-Carrying Capacity of Railway Steel and Concrete Composite Bridges. Key Engineering Materials, **691**, 2016, 172-184, DOI: 10.4028/www.scientific.net/KEM.691.172
- [32] Pregolato M.: Bridge safety is not for granted – A novel approach to bridge management. Engineering Structures, **196**, 2019, 109193, DOI: 10.1016/j.engstruct.2019.05.035
- [33] ISO 13822:2010 Bases for design of structures – Assessment of existing structures
- [34] Schneider J.: Introduction to safety and reliability of structures. International Association for Bridge and Structural Engineering, series: Structural engineering documents, no. 5, Zurich, 1997, 138p, <http://worldcat.org/isbn/3857480936> (15.06.2021)
- [35] Rücker W., Hille F., Rohrmann R.: Guideline for the Assessment of Existing Structures, F08a. SAMCO Final Report 2006, Berlin, Germany, [http://www.samco.org/network/download\\_area/ass\\_guide.pdf](http://www.samco.org/network/download_area/ass_guide.pdf) (15.06.2021)
- [36] Szeliga E.: Eurokod – Podstawy projektowania konstrukcji, Wszystko co chcielibyśmy wiedzieć ale boimy się zapytać - cz. I. Inżynier Budownictwa, **87**, 9, 2011, 34-37
- [37] Rozporządzenie Komisji (UE) Nr 1299/2014 z dnia 18 listopada 2014 r. dotyczące technicznych specyfikacji interoperacyjności podsystemu „Infrastruktura” systemu kolei w Unii Europejskiej. Dziennik Urzędowy Unii Europejskiej, 12.12.2014
- [38] PN-EN 1990:2004. Eurocode: Podstawy projektowania konstrukcji
- [39] PN-EN 1991-2:2007 Eurocode 1: Oddziaływanie na konstrukcje. Część 2: Obciążenia ruchome mostów
- [40] PN-EN 15528:2015 Kolejnictwo – Klasyfikacja linii w odniesieniu do oddziaływań pomiędzy obciążeniami granicznymi pojazdów szynowych a infrastrukturą
- [41] Instrukcja utrzymania kolejowych obiektów inżynierskich na liniach kolejowych do prędkości 200/250 km/h. PKP PLK SA, 2014, 153p
- [42] Kotes P., Vican J.: Reliability levels and partial safety factors according to Eurocodes for evaluation of existing bridges. Procedia Engineering, **40**, 2012, 211-216, DOI: 10.1016/j.proeng.2012.07.082
- [43] Rymsha J., Rakoczy A.M.: Guidelines for determining load and actions on historic railway bridges. Road and Bridges - Drogi i Mosty, **20**, 3, 2021, 217-237, DOI: 10.7409/rabdim.021.013
- [44] Czarnecki A.A., Nowak A.S.: Reliability-based evaluation of steel girder bridges. Bridge Engineering, **160**, 1, 2007, 9-15, DOI: 10.1680/bren.2007.160.1.9