

JANUSZ RYMSZA¹⁾

METHOD OF DETERMINATION OF THE SERVICE LOAD CAPACITY OF EXISTING RAILWAY BRIDGES AND VIADUCTS CALLED “RYM-SZYNA”

METODA WYZNACZANIA NOŚNOŚCI UŻYTKOWEJ ISTNIEJĄCYCH MOSTÓW I WIADUKTÓW KOLEJOWYCH PN. „RYM-SZYNA”¹⁾

STRESZCZENIE. W Polsce do wyznaczania nośności użytkowej istniejących mostów i wiaduktów kolejowych są stosowane wymagania projektowe według aktualnie obowiązującej normy projektowej. Jest to zarówno technicznie, jak i ekonomicznie niepoprawne. Taki sposób postępowania wynika z faktu, że w odniesieniu do obiektów istniejących minister właściwy do spraw transportu w rozporządzeniu nakazał stosowanie obciążeń użytkowych podając wyłącznie obciążenia pionowe, nie podając zasad wyznaczania innych obciążeń zmiennych, np. sił hamowania. W artykule przedstawiono zasady wyznaczania wszystkich niezbędnych obciążeń i oddziaływań – stałych i zmiennych. Zostały one przyjęte na podstawie normy, która była stosowana w Polsce od 1985 r. Wymagania zawarte w tej normie zostały sprawdzone w kilkudziesięcioletniej inżynierskiej praktyce projektowej. Korzystając z zasad podanych w artykule można wyznaczyć nośność użytkową istniejących budowli kolejowych, stosując obciążenie pionowe wskazane przez Ministra w rozporządzeniu oraz wszystkie niezbędne obciążenia i oddziaływania, zawarte w polskiej normie.

SŁOWA KLUCZOWE: ceglane mosty sklepione, istniejące mosty i wiadukty kolejowe, nośność użytkowa, uderzenia boczne taboru kolejowego, współczynniki bezpieczeństwa.

ABSTRACT. Determination of service load capacity of existing railway bridges and viaducts in Poland is based on the design requirements given in the current design standard. This is incorrect, both in technical and economic terms. Such approach results from the fact that the minister responsible for transportation issued a regulation that imposes usage of service loads comprising solely of vertical loads when analyzing existing bridge structures; rules for determination of other variable loads, e.g. braking forces, are not given in the regulation. The article presents principles for determination of all the necessary loads and actions – both permanent and variable. They have been adopted based on the standard that was introduced in Poland in 1985. Requirements of this standard have already proved adequate in decades of engineering design practice. Using the principles given in this article, one may determine the service load capacity of an existing railway structure, taking into account not only the vertical load specified in the regulation of the minister, but also all the necessary loads and actions included in the Polish standard.

KEYWORDS: brick vaulted bridges, existing railway bridges and viaducts, safety factors, service load capacity, side impacts of rolling stock.

DOI: 10.7409/rabdim.024.001

¹⁾ Instytut Badawczy Dróg i Mostów, ul. Instytutowa 1, 03-302 Warszawa; jrymsza@ibdim.edu.pl

1. WPROWADZENIE

1.1. OPIS ZAGADNIENIA

Zgodnie z ustawą Prawo budowlane [1] każdy obiekt budowlany w przewidywanym okresie użytkowania powinien mieć odpowiednią nośność i powinien zapewniać bezpieczeństwo użytkowania. Nowo budowany obiekt powinien mieć nośność projektowaną, a obiekt istniejący ma nośność użytkową. To są dwie różne nośności, które zostały zdefiniowane w rozporządzeniu Ministra Infrastruktury [2]. Korzystając z tych definicji, do wyznaczania nośności użytkowej obiektów drogowych w obszarze cywilnym przyjęto w Polsce metodę RYM-IBDiM [3], a w obszarze wojskowym metodę MILORY [4]. Zgodnie ze zmianą z 2014 r. rozporządzenia Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej [5], do projektowanych budowli kolejowych należy stosować obciążenie projektowe. Od wielu lat w Europie obiekty projektuje się według tzw. Eurokodów [6-8]. Zmienne obciążenie projektowe jest określone w normie PN-EN 1991 Eurokod 1 [8]. W normie tej zawarto zarówno modele obciążenia pionowego taborem kolejowym, jak i wszystkie pozostałe oddziaływania zależne od tego głównego obciążenia zmiennego. Zgodnie z rozporządzeniem MTiGM [5], o którym była mowa powyżej, do istniejących budowli kolejowych należy stosować obciążenie eksploatacyjne zgodnie z normą PN-EN 15528 [9]. W normie tej zawarto jednak wyłącznie modele obciążenia pionowego taborem kolejowym, bez podania zasad wyznaczania innych oddziaływań zmiennych, zależnych od obciążenia pionowego. Tak więc można przyjąć, że w Polsce w żadnym dokumencie prawnym lub technicznym nie podano zasad postępowania przy wyznaczaniu nośności użytkowej obiektów istniejących. W takiej sytuacji z zasady przyjmuje się, że obiekty istniejące powinny spełniać wymagania projektowe. Z uwagi na to, że siły wewnętrzne przy obciążeniu projektowym są kilka razy większe niż przy obciążeniu eksploatacyjnym, stosowanie wymagań projektowych do wyznaczania nośności użytkowej obiektów istniejących jest błędem.

1.2. RÓŻNICA MIĘDZY OBCIĄŻENIEM PROJEKTOWYM A EKSPLOATACYJNYM WEDŁUG ROZPORZĄDZENIA MINISTRA TRANSPORTU I GOSPODARKI MORSKIEJ

Mosty i wiadukty kolejowe można podzielić na dwa rodzaje:

- projektowane – nowe,
- istniejące – obecnie lub dawniej użytkowane.

Podstawowymi zasadami wyznaczania nośności projektowanych lub istniejących mostów i wiaduktów kolejowych są zasady przyjmowania poprawnych modeli obciążeń i oddziaływań.

1. INTRODUCTION

1.1. DESCRIPTION OF THE PROBLEM

According to the Polish Construction Law [1], each structure should retain the required load capacity and safety throughout its expected service life. A newly constructed structure should have the design load capacity, while an existing structure should have the service load capacity. These are two different values, which have been defined in the regulation of the Minister of Infrastructure [2]. Using the definitions, the following methods have been adopted in Poland for determination of service load capacity of road bridges: the RYM-IBDiM method [3] for civil engineering, and the MILORY method [4] for military engineering. According to the 2014 amendment to the regulation of the Minister of Transportation and Marine Economy [5], railway structures should be designed based on design loads. For many years, structures in Europe have been designed according to the so-called Eurocodes [6-8]. Variable design load is defined in the PN-EN 1991 Eurocode 1 [8]. This standard encompasses models of vertical load from rolling stock and all the other actions that depend on this main variable load. According to the aforementioned regulation [5], existing railway structures should be analyzed using service load given in the PN-EN 15528 standard [9]. However, this standard includes only models of vertical rolling stock loading, without defining the rules for determination of other variable actions that depend on the vertical load. Therefore, one may conclude that in Poland neither legal nor technical documents define the principles for determination of service load capacity of existing structures. Due to this situation, engineers assume that existing structures should meet the design requirements. However, as the internal forces under design loads are severalfold greater than those under service loads, use of design requirements in determination of service load capacity is erroneous.

1.2. DIFFERENCE BETWEEN DESIGN AND SERVICE LOAD ACCORDING TO THE REGULATION OF THE MINISTER OF TRANSPORTATION AND MARINE ECONOMY

Railway bridges and viaducts may be divided into:

- designed – i.e. new,
- existing – i.e. currently or previously in service.

The basic principles of determination of load capacity of designed or existing railway bridges and viaducts consist in adopting correct models of loads and actions.

W odniesieniu do projektowanych mostów i wiaduktów kolejowych, zgodnie z § 14b dodanym w 2014 r. do rozporządzenia MTiGM [5], „modele obciążeń projektowych stosuje się zgodnie z normą PN-EN 1991 Eurokod 1”. Ponadto, zgodnie z pkt. 5.1.1 normy PN-EN 15528 [9], „Do projektowania nowych konstrukcji należy stosować obciążenie ruchem kolejowym podane w EN 1991-2”. Dodatkowo, zgodnie z tablicą 2.1 w normie PN-EN 1990 [6], przy projektowaniu nowych mostów i wiaduktów należy brać pod uwagę co najmniej 100-letni okres ich użytkowania. W tym wypadku odpowiednio wysokie wartości obciążeń i oddziaływań projektowych uwzględniają progresję obciążeń eksploatacyjnych w tym okresie oraz postępującą w czasie utratę parametrów użytkowych, przy zachowaniu założonego sposobu użytkowania i bieżącego utrzymania obiektu.

W odniesieniu do istniejących mostów i wiaduktów kolejowych, zgodnie z § 14a dodanym w 2014 r. do rozporządzenia MTiGM [5], „przy sprawdzaniu wytrzymałości budowli kolejowych stosuje się modele obciążeń eksploatacyjnych zgodnie z normą PN-EN 15528”. Ponadto, zgodnie z pkt. 5.1.1 normy PN-EN 15528 [9], „Modele obciążenia określone w Załączniku A dotyczą klasyfikacji linii i nie powinny być wykorzystywane do projektowania nowych konstrukcji”.

Jednakże modele obciążeń eksploatacyjnych podane w normie PN-EN 15528 [9], a wskazane przez Ministra w rozporządzeniu [5], nie mogą być wprost przyjmowane przez projektantów, gdyż dotyczą wyłącznie głównego oddziaływania zmiennego – obciążenia pionowego taborem kolejowym – bez podania zasad wyznaczania innych oddziaływań zmiennych, zależnych od tego obciążenia pionowego. Natomiast w normie PN-EN 1991-2 [8] podano zarówno modele projektowe obciążenia pionowego taborem kolejowym, jak i wartości wszystkich pozostałych oddziaływań poziomych, które są zależne od obciążenia pionowego, ale według rozporządzenia MTiGM [5] należy je przyjmować tylko przy projektowaniu nowego obiektu.

1.3. PORÓWNANIE SIŁ WEWNĘTRZNYCH PRZY OBCIĄŻENIU PROJEKTOWYM Z SIŁAMI PRZY OBCIĄŻENIU EKSPLOATACYJNYM

W Tabl. 1 porównano siły wewnętrzne (momenty zginające M i siły poprzeczne T) w dźwigarze swobodnie podpartym o rozpiętości teoretycznej L równej 20 m, 30 m i 40 m przy obciążeniu projektowym LM71 według normy PN-EN 1991-2 [8], z siłami wewnętrznymi uzyskanymi przy obciążeniu eksploatacyjnym modelem obciążeń pionowych wagonami referencyjnymi reprezentatywnymi dla linii klasy B2 według normy

As regards designed railway bridges and viaducts, according to § 14b added to the regulation [5] in 2014, “design load models shall be used in accordance with the PN-EN 1991 Eurocode 1”. Moreover, according to item 5.1.1 in the PN-EN 15528 standard [9], “Design of new structures shall be based on rail traffic loading given in EN 1991-2”. Furthermore, according to table 2.1 in the PN-EN 1990 standard [6], when designing new bridges and viaducts one should take into account a service life of at least 100 years. In this case, the values of design loads and actions are sufficiently high to include the progression of service loads over this period and the gradual decrease in performance parameters of the structure, provided that the assumed manner of service and ongoing maintenance does not change.

As regards existing railway bridges and viaducts, according to § 14b added to the regulation [5] in 2014, “verification of strength of railway structures shall be based on the service load models given in the PN-EN 15528 standard”. Furthermore, according to item 5.1.1 in the PN-EN 15528 standard [9], “Load models defined in Appendix A pertain to line classification and should not be used for designing new structures”.

However, service load models given in the PN-EN 15528 standard [9] and referred to by the Minister in regulation [5] cannot be directly adopted by designers, as they pertain only to the main variable action – vertical loading from rolling stock – without any principles for determination of other variable actions that depend on this vertical load. Whereas the PN-EN 1991-2 standard [8] includes models of vertical load from rolling stock and all the other horizontal actions that depend on vertical load, the regulation [5] states that they shall only be adopted when designing a new structure.

1.3. COMPARISON OF INTERNAL FORCES UNDER DESIGN LOADS AND SERVICE LOADS

Table 1 shows a comparison between internal forces (bending moments M and transverse forces T) in a simply supported beam with a theoretical span L of 20 m, 30 m and 40 m under LM71 design load according to the PN-EN 1991-2 standard [8] and internal forces obtained for service load model of vertical loading with reference rolling stock representative of B2 class according to the PN-EN 15528 standard [9] and for loading with actual PESA SA 135 vehicles. Internal forces were compared using the ratio of their values under design loads vs. under standard service loads or under actual vehicles.

PN-EN 15528 [9] oraz przy obciążeniu rzeczywistymi pojazdami typu PESA SA 135. Siły wewnętrzne porównano podając stosunek sił wewnętrznych przy obciążeniu projektowym i przy obciążeniu eksploatacyjnym według normy lub rzeczywistymi pojazdami.

Podsumowując wyniki obliczeń podane w Tabl. 1, można stwierdzić, że w dźwigarze swobodnie podpartym o rozpiętości teoretycznej od 20 m do 40 m charakterystyczne obciążenie projektowe LM71 według PN-EN 1991-2 wywołuje od 1,5 do 1,9 razy większe siły wewnętrzne niż obciążenie eksploatacyjne wagonami referencyjnymi linii klasy B2 według PN-EN 15528 oraz od 2,7 do 3,8 razy większe siły wewnętrzne niż obciążenie rzeczywistymi pojazdami typu PESA SA 135. Ponadto charakterystyczne obciążenie projektowe LM71, według zasady podanej w pkt. 6.1, wywołuje ponad 3 razy większe charakterystyczne siły hamowania niż model obciążenia eksploatacyjnego wagonami referencyjnymi linii klasy B2 ($20 \text{ kN/m} / (6,4 \text{ t/m} \times 9,81 \text{ m/s}^2 \times 0,10) = 3,2$) oraz prawie 8 razy większe niż obciążenie rzeczywistymi pojazdami typu PESA SA 135 ($20 \text{ kN/m} / (2,61 \text{ t/m} \times 9,81 \text{ m/s}^2 \times 0,10) = 7,8$).

Biorąc powyższe pod uwagę należy stwierdzić, że wartości sił hamowania i przyspieszenia pociągów, uderzenia bocznego i siły odśrodkowej, które są zależne od obciążenia pionowego taborem kolejowym, przy określaniu nośności użytkowej powinny być proporcjonalnie zmniejszone ze względu na fakt, że obciążenie eksploatacyjne jest mniejsze niż obciążenie projektowe.

1.4. KONSEKWENCJE BRAKU ODDZIAŁYWAŃ POZIOMYCH TABORU KOLEJOWEGO W NORMIE PN-EN 15528

Brak podanych zasad wyznaczania oddziaływań poziomych w normie PN-EN 15528 [9] spowodował, że przy wyznaczeniu nośności użytkowej istniejących mostów i wiaduktów kolejowych część projektantów (mniejsza część) przyjmuje wartości obciążenia pionowego taborem kolejowym zgodnie z normą PN-EN 15528, a oddziaływań poziomych zgodnie z normą PN-EN 1991-2 [8]. Jest to podejście błędne, ponieważ znaczna część oddziaływań poziomych jest wywoływana obciążeniem pionowym, a modele obciążeń eksploatacyjnych w PN-EN 15528 istotnie różnią się od modeli obciążeń projektowych w PN-EN 1991-2.

Zdecydowana większość projektantów nośność użytkową istniejących mostów i wiaduktów kolejowych wyznacza natomiast na podstawie wymagań stawianych obiektom projektowanym. Wyznaczanie nośności użytkowej istniejących budowli kolejowych na podstawie zasad podanych w normach do projektowania nowych budowli jest niezasadne z punktu widzenia:

Table 1. Ratio of internal forces at design load (LM71) vs. service standard load (B2) or actual load (SA135)
Tablica 1. Stosunek sił wewnętrznych przy obciążeniu projektowym (LM71) i obciążeniu eksploatacyjnym normowym (B2) lub obciążeniu rzeczywistym (SA135)

L [m]	$\frac{M(\text{LM71})}{M(\text{B2})}$ [-]	$\frac{T(\text{LM71})}{T(\text{B2})}$ [-]	$\frac{M(\text{LM71})}{M(\text{SA135})}$ [-]	$\frac{T(\text{LM71})}{T(\text{SA135})}$ [-]
20	1.9	1.7	3.1	2.7
30	1.7	1.6	3.5	3.0
40	1.6	1.5	3.8	2.9

Based on the calculation results shown in Table 1 for a simply supported beam with a theoretical span ranging from 20 m to 40 m, the LM71 characteristic design load according to the PN-EN 1991-2 standard causes internal forces greater by a factor of 1.5 to 1.9 than internal forces caused by service loading with reference rolling stock representative of B2 class according to the PN-EN 15528 standard; they are also greater by a factor of 2.7 to 3.8 than internal forces caused by loading with actual PESA SA 135 vehicles. Moreover, the LM71 characteristic design load – according to the rule given in item 6.1 – causes characteristic braking forces which are over 3 times greater than under loading with reference rolling stock representative of B2 class ($20 \text{ kN/m} / (6.4 \text{ t/m} \times 9.81 \text{ m/s}^2 \times 0.10) = 3.2$) and nearly 8 times greater than under loading with actual PESA SA 135 vehicles ($20 \text{ kN/m} / (2.61 \text{ t/m} \times 9.81 \text{ m/s}^2 \times 0.10) = 7.8$).

Considering the above results, it seems logical that values of braking and acceleration, nosing and centrifugal forces – which all depend on vertical load from rolling stock – should be proportionally reduced when determining service load capacity, due to the fact that the service load is considerably lower than the design load.

1.4. CONSEQUENCES OF LACK OF INCLUSION OF HORIZONTAL ROLLING STOCK ACTIONS IN THE PN-EN 15528 STANDARD

Due to the lack of principles for determination of horizontal actions in the PN-EN 15528 standard [9], some designers (minority), when determining the service load capacity of existing railway bridges and viaducts, adopt vertical load from rolling stock based on the PN-EN 15528 standard and horizontal actions based on the PN-EN 1991-2 standard [8]. Such approach is incorrect, since a considerable portion of horizontal actions is caused by vertical load, and service load models in PN-EN 15528 differ significantly from the design load models in PN-EN 1991-2.

- prawnego, m.in. ze względu na jednoznaczne zapisy rozporządzenia Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej [5],
- technicznego, ponieważ wartości obciążenia projektowego według normy PN-EN 1991-2 [8] są zasadniczo większe niż obciążenia eksploatacyjnego według normy PN-EN 15528 [9],
- ekonomicznego, ponieważ wyznaczanie nośności użytkowej budowli (wytrzymałości) przy nieadekwatnie dużych obciążeniach projektowych może spowodować konieczność wykonywania zbędnego wzmocnienia,
- kulturowego, ponieważ może spowodować podjęcie decyzji o konieczności rozbiórki budowli zabytkowej, z uwagi na brak technicznych możliwości wykonania wzmocnienia lub rażąco wysoki koszt wykonania takich robót budowlanych.

Jest jeszcze jeden powód – zdaniem autora niniejszego artykułu, najważniejszy – dla którego należy z dużą rezerwą podchodzić do wymagań zawartych w normach do projektowania konstrukcji obiektów budowlanych, tzw. Eurokodach. Z uwagi na to, że normy powinny odzwierciedlać aktualny stan wiedzy i techniki, przepisy w nich zawarte ulegają ciągłym zmianom. Zapisów niejednoznacznych, a wręcz nie-logicznych, jest w Eurokodach wyjątkowo dużo. Dla przykładu, w Eurokodzie 1 [8] pkt 1.4.1.6 w definicji „balustrady dla pieszych” podano, że jest to urządzenie bezpieczeństwa ruchu pieszych lub innych użytkowników (mogą to być jeźdźcy, rowerzyści lub bydło) i nie jest to urządzenie bezpieczeństwa ruchu pojazdów drogowych. Zdaniem autora artykułu balustrada dla pieszych jest urządzeniem bezpieczeństwa ruchu drogowego pieszych, a nie np. jeźdźców.

Natomiast definiowanie czegokolwiek poprzez podanie tego, czym to nie jest lub czego w tym nie ma (np. wg Eurokodu [8] pkt 1.4.1.11 na kładce dla pieszych nie ma ruchu kolejowego), jest wadliwe, gdyż zbiór takich elementów jest nieskończony. Ponadto przekonanie, że w Komitecie Technicznym (odpowiedzialnym za zbiór 58 Eurokodów, liczący łącznie ponad 4800 stron), w którym jest 11 podkomitetów, 5 grup roboczych i 2 tzw. grupy poziome, może powstać jakikolwiek spójny system projektowania, jest nieracjonalne. Obecnie Eurokody stanowią zbiór w dużej części niesprawdzonych rozwiązań technicznych, wzajemnie niepowiązanych, zawartych na kilku tysiącach stron. Wracając do zasad, które legły u podstaw stworzenia takiego europejskiego systemu normalizacyjnego, należy stwierdzić, że przygotowywanie dokumentów przez przedstawicieli społeczeństwa obywatelskiego, którzy opracowują zasady techniczne dotyczące konstrukcji obiektów budowlanych bez jakiegokolwiek ingerencji administracji centralnych które dysponujących publicznymi środkami finansowymi na realizację tych obiektów, prowadzi i nadal będzie

Vast majority of designers determines the service load capacity of existing railway bridges and viaducts using the requirements pertaining to designed structures. Determination of service load capacity of existing structures based on principles given in standards pertaining to newly designed structures is unjustified due to the following aspects:

- legal, e.g. the explicit provisions of the regulation of the Minister of Transportation and Marine Economy [5],
- technical, since the design load values as per PN-EN 1991-2 [8] are generally greater than the service load values as per PN-EN 15528 [9],
- economic, as determination of the service load capacity (strength) of a structure using inadequately high design loads may lead to unnecessary strengthening,
- cultural, since it may result in a decision on demolition of a historical monument due to inadequately high costs or lack of technical measures for its strengthening.

There is one more factor – in the opinion of the author, the most important – due to which the requirements given in standards pertaining to structure design, so-called Eurocodes, should be treated with reserve. Since standards should reflect state-of-the-art knowledge and technology, their provisions are subject to constant changes. Eurocodes contain exceptionally many ambiguous or plainly illogical provisions. For example, Eurocode 1 [8] item 1.4.1.6 gives a definition of a “pedestrian parapet”, stating that it is a pedestrian or “other user” restraint system (where “other users” may include equestrians, cyclists and cattle) and which is not intended to act as a road vehicle restraint system. In the opinion of the author of this article, a pedestrian parapet is a pedestrian restraint system.

In fact, defining any object by naming things which it is not or which do not occur on it (e.g. according to Eurocode [8] item 1.4.1.11, there are no railway loads on a footbridge) is erroneous, since the set of such elements is infinite. Moreover, it is irrational to believe that the Technical Committee (responsible for 58 Eurocodes, comprising over 4800 pages) which includes 11 subcommittees, 5 work groups and 2 so-called horizontal groups, is capable of creating a coherent design system. Currently Eurocodes comprise a set of mostly unproven and disconnected technical solutions spread over several thousand pages. Regarding the principles on which such European standardization system was based, it is necessary to note that creation of technical documents on engineering structures by representatives of civil society, without any input from central administration that allocates public funds for

prowadziło do wydawania środków publicznych w sposób całkowicie nieracjonalny.

1.5. CEL I ZAKRES ARTYKUŁU

Biorąc pod uwagę fakt, że w odniesieniu do istniejących mostów i wiaduktów kolejowych:

- należy zapewnić bezpieczeństwo ich dalszej eksploatacji, a nie zgodność z wymaganiami stosowanymi do projektowania nowych budowli;
- należy stosować obciążenia pionowe taborem kolejowym zgodnie z normą PN-EN 15528 [9], według § 14a rozporządzenia MTiGM [5],

powinny zostać określone zasady wyznaczania oddziaływań poziomych zależnych od obciążeń pionowych podanych w normie PN-EN 15528.

W niniejszym artykule przyjęto, że przy wyznaczaniu nośności użytkowej mostów i wiaduktów kolejowych:

- obciążenia pionowe taborem kolejowym będą przyjmowane według normy PN-EN 15528 [9] lub zgodnie z indywidualnymi modelami obciążeń taborem dopuszczonym do kursowania po danej linii kolejowej, w połączeniu z dopuszczalną prędkością pociągów dla każdego z tych modeli obciążeń,
- obciążenia i oddziaływania zmienne, inne niż obciążenie pionowe, będą przyjmowane na podstawie normy PN-S-10030 [10].

W pkt. 1.2 normy PN-S-10030 [10] dotyczącej obciążeń projektowanych drogowych i kolejowych mostów i wiaduktów znajduje się następujący zapis: „Normę należy stosować do projektowania nowych i sprawdzania nośności istniejących obiektów mostowych”. Ponieważ wymagania zawarte w normie mogą być stosowane również do budowli istniejących, rekomendowane w artykule wymagania będą zgodne z tą normą. Ponadto niektóre wymagania zawarte w tej normie były już podane w normie z 1966 r. [11] i są stosowane od ponad 50 lat, a więc są dobrze sprawdzone w inżynierskiej praktyce projektowej.

W Niemczech w odniesieniu do istniejących obiektów są stosowane wymagania podane m.in. w dyrektywie RiL 805 [12] i standardzie DS. 804 [13]. Wiele informacji w nich zawartych podano w artykule [14], np. wartości wszystkich obciążeń i oddziaływań oraz wartości współczynników obliczeniowych (współczynniki znajdują się w tablicy 1 w dyrektywie RiL 805 [12]).

Autor ma już doświadczenie w tworzeniu metod określania nośności użytkowej obiektów. Jego autorstwa jest metoda RYM-IBDiM wyznaczania nośności użytkowej drogowych obiektów mostowych [15], wprowadzona zarządzeniem nr 17

construction of those structures, leads (and will still lead) to completely irrational spending of public funds.

1.5. AIM AND SCOPE OF THE ARTICLE

Taking into consideration that, where existing railway bridges and viaducts are concerned:

- it is necessary to guarantee safety of their further service, and not conformity with requirements pertaining to newly designed structures,
- vertical loads of rolling stock given in the PN-EN 15528 standard [9] shall be used, as required by § 14a of the regulation [5],

there is a need for defined principles of determination of horizontal actions dependent on vertical loads given in the PN-EN 15528 standard.

In this article, it is assumed that during determination of load capacity of existing railway bridges and viaducts:

- vertical loads of rolling stock will be adopted based on the PN-EN 15528 standard [9] or according to individual models of rolling stock approved for use on a given line, in combination with train speed limit for each load model,
- variable loads and actions other than the vertical load will be adopted based on the PN-S-10030 standard [10].

Item 1.2 of the PN-S-10030 standard [10] pertaining to design loads of road and railway bridges and viaducts includes the following statement: “This standard shall be used for design of new bridge structures and verification of bearing capacity of existing bridge structures.” Since the requirements of this standard may be used for existing structures as well, the requirements recommended in this article will be in agreement with the standard. Moreover, certain requirements given in the standard were issued as early as in the 1966 standard [11] and have been in use for over 50 years, which means they are well-proven in engineering practice.

In Germany the requirements for existing railway bridges are specified in the RiL 805 directive [12] and DS 804 standard [13]. Much information from these documents was given in the article [14], including all loads and actions with safety factors (factors are listed in table 1 in the RiL 805 directive [12]).

The author of this article has prior experience in formulation of methods for determination of service load capacity of structures. His RYM-IBDiM method for determination of service load capacity of road bridge structures [15] was introduced into use on national roads by the Ordinance no. 17 of the General Director for National Roads and

Generalnego Dyrektora Dróg Krajowych i Autostrad do stosowania na drogach krajowych [3]. Jego autorstwa jest również metoda MILORY wyznaczania wojskowych klas obciążenia MLC [16], wprowadzona do stosowania Zarządzeniem nr 38 Ministra Infrastruktury [4] (metoda była dyskutowana [17] jako jedna z metod do stosowania w NATO). Obie autorskie metody są powszechnie stosowane w Polsce.

Dodatkowego komentarza wymaga kwestia kulturowa. Według [18] w Europie jest ponad 220 000 mostów i wiaduktów kolejowych, z czego ponad 35% obiektów ma więcej niż 100 lat. Natomiast na podstawie danych pozyskanych z Departamentu Ochrony Zabytków Ministerstwa Kultury i Dziedzictwa Narodowego, według stanu na 8 sierpnia 2021 r., w Polsce do rejestru zabytków wpisano 426 mostów i 462 wiadukty (więcej informacji na temat tych obiektów zabytkowych można znaleźć w artykule [19]). Biorąc pod uwagę tylko te obiekty, dla których określono czas budowy (jest ich 651) należy stwierdzić, że ponad połowa tych obiektów (380, co stanowi 58%) została wybudowana przed 1918 r., czyli co najmniej 40% obiektów wpisanych do rejestru zabytków ma więcej niż 100 lat. Z pewnością obiekty wybudowane przed I wojną światową nie spełniają wymagań aktualnej normy projektowej i mogą – jako niespełniające takich wymagań – zostać rozebrane, a w najlepszym razie – wzmocnione. Natomiast w większości obiekty te przenoszą bezpiecznie obciążenie eksploatacyjne. I takie jest ich zadanie.

W celu uniknięcia powtórzeń w artykule, jeżeli w danym podrozdziale ta sama norma jest przywoływana wielokrotnie, to tylko przy pierwszym jej cytowaniu jest uwzględnione odniesienie do spisu bibliografii.

1.6. PRZYJĘTE OKREŚLENIA

Użyte w artykule określenia oznaczają:

- konstrukcja mostu – konstrukcja przęseł i podpór mostowych,
- obciążenie – oddziaływanie grawitacyjne,
- oddziaływania – wszelkie wpływy, które mogą wywołać w konstrukcji mostu siły wewnętrzne, odkształcenia lub przemieszczenia,
- mosty lub mosty kolejowe – istniejące mosty i wiadukty kolejowe,
- nośność projektowana – nośność zdefiniowana w rozporządzeniu Ministra Infrastruktury [2], str. 4501, dotycząca mostów i wiaduktów drogowych i ustalana na podstawie dokumentacji technicznej, którą przyjęto do zdefiniowania nośności nowo projektowanych mostów kolejowych,

Motorways [3]. He is also the author of the MILORY method for determination of the MLC class of bridges [16], which was introduced into use by the Ordinance no. 38 of the Minister of Infrastructure [4] (the method was also discussed [17] for potential use in NATO). Both the author's original methods are widely used in Poland.

The cultural aspect calls for a more detailed commentary. According to [18], there are over 220 000 railway bridges and viaducts, out of which over 35% are older than 100 years. Moreover, based on data obtained from the Monument Protection Department of the Ministry of Culture and National Heritage, on 8 August 2021 there were 426 bridges and 462 viaducts in the Polish register of historical monuments (more information on these historical structures is available in article [19]). Taking into account only the structures for which the time of construction has been determined (there are 651 such structures), it is noteworthy that over half (380 structures, i.e. 58%) were constructed before 1918. It means that at least 40% of structures entered into the register of historical monuments is older than 100 years. Obviously, structures built before World War I do not meet the requirements of the current design standard. Due to this, they may be demolished or – in the best case – strengthened. Ironically, most such objects carry their service loads safely. Which is exactly what is expected of them.

In order to avoid repetitions in the article, if a given standard is mentioned multiple times in a given subsection, only the first mention will include its number in the list of references.

1.6. THE ADOPTED TERMS

The terms used in the article have the following meaning:

- bridge structure – structure including spans and supporting members,
- load – gravitational action,
- action – any influence capable of generating internal forces, strains or displacements in the bridge structure,
- bridges or railway bridges – existing railway bridges and viaducts,
- design load capacity – load capacity defined in the regulation of the Minister of Infrastructure [2], p. 4501, pertaining to road bridges and viaducts, determined based on technical documentation, which has been adopted for defining the load capacity of newly designed railway bridges,

- nośność użytkowa – „aktualna nośność użytkowa” zdefiniowana w rozporządzeniu Ministerstwa Infrastruktury [2], str. 4501, dotycząca mostów i wiaduktów drogowych, którą przyjęto do wyznaczania nośności istniejących mostów kolejowych,
- współczynnik obliczeniowy – współczynnik obciążeń, częściowy współczynnik bezpieczeństwa, przez który należy pomnożyć obciążenie charakterystyczne, aby otrzymać obciążenie obliczeniowe (zgodnie z pkt. 1.3.8 normy PN-S-10030 [10]).

2. OBCIĄŻENIA I ODDZIAŁYWANIA

2.1. RODZAJE OBCIĄŻEŃ I ODDZIAŁYWAŃ

Obciążenia i oddziaływania można podzielić na:

- stałe,
- zmienne,
- wyjątkowe.

W pkt. 1.4. normy PN-S-10030 [10] oraz w PN-EN 1990 [6] obciążenia podzielono na:

- podstawowe – są to obciążenia stałe i część obciążeń zmiennych – współczynniki obliczeniowe do tych obciążeń podano w artykule z indeksem „P”,
- dodatkowe – współczynniki obliczeniowe do tych obciążeń podano w artykule z indeksem „D”.

Zgodnie z pkt. 1.4.4 normy PN-S-10030, przy wyznaczaniu nośności użytkowej istniejących mostów kolejowych, tak jak przy wymiarowaniu nowych konstrukcji, należy przyjmować najniekorzystniejszy z trzech układów obciążeń:

- układ podstawowy,
- układ dodatkowy,
- układ wyjątkowy.

Na podpory mostu mają wpływ wszystkie obciążenia i oddziaływania brane pod uwagę w odniesieniu do konstrukcji przęseł mostu, jak również inne dodatkowe oddziaływania, a w szczególności:

- parcie gruntu,
- parcie wody,
- parcie lodu.

2.2. OBCIĄŻENIA STAŁE

Obciążeniem stałym jest:

- ciężar własny konstrukcji,
- ciężar elementów wyposażenia.

Elementami wyposażenia mostu kolejowego są w szczególności:

- service load capacity – “current service load capacity” defined in the regulation of the Minister of Infrastructure [2], p. 4501, pertaining to road bridges and viaducts, which has been adopted for defining the load capacity of existing railway bridges,
- partial factor – load factor, partial safety factor, by which the characteristic load shall be multiplied in order to obtain the calculated load (according to item 1.3.8 of the PN-S-10030 standard [10]).

2. LOADS AND ACTIONS

2.1. TYPES OF LOADS AND ACTIONS

Loads and actions may be divided into:

- permanent,
- variable,
- accidental.

According to item 1.4 of the PN-S-10030 standard [10] and to the PN-EN 1990 standard [6], loads are divided into:

- basic – they include permanent loads and certain variable loads – their partial factors are given herein with a “P” subscript,
- additional – their partial factors are given herein with a “D” subscript.

According to item 1.4.4 of the PN-S-10030 standard, when determining service load capacity of existing railway bridges – just like when designing new structures – one should assume the most disadvantageous of the three load combinations:

- basic combination,
- additional combination,
- accidental combination.

Support members of the bridge are affected not only by all the loads and actions analyzed in the case of spans, but also by other actions, particularly:

- ground pressure,
- water pressure,
- ice pressure.

2.2. PERMANENT LOADS

Permanent loads consist of:

- self-weight of the structure,
- weight of equipment.

- nawierzchnia kolejowa,
- chodnik służbowy albo chodnik publiczny i ogólnie dostępny, o ile występuje,
- balustrada,
- sieć trakcyjna, o ile występuje,
- instalacja oświetleniowa, o ile występuje,
- urządzenia SRK, o ile występują,
- urządzenia obce, o ile występują.

2.3. ODDZIAŁYWANIA ZMIENNE

Głównym oddziaływaniem zmiennym jest obciążenie pionowe taboru kolejowym, które jest zwiększane ze względu na:

- mimośród – niesymetryczne usytuowanie osi toru w stosunku do dźwigarów,
- efekty dynamiczne.

Obciążenie pionowe taboru kolejowym wywołuje oddziaływania zmienne, tj. oddziaływania zależne od obciążenia pionowego, takie jak:

- siły hamowania i przyspieszania pociągów – siły poziome działające wzdłuż toru,
- uderzenia boczne – siły skupione działające poziomo, prostopadle do osi toru,
- siły odśrodkowe, jeżeli na moście tor jest poprowadzony w łuku – siły działające poziomo, zgodnie z kierunkiem promienia krzywizny łuku.

Na konstrukcję mostu mają wpływ również oddziaływania zmienne niezależne od obciążenia pionowego taboru kolejowym, takie jak:

- parcie wiatru,
- zmiana temperatury,
- opór łożysk,
- pionowe obciążenie chodników służbowych, o ile występują,
- pionowe obciążenie chodników ogólnie dostępnych, o ile występują,
- pionowe i poziome obciążenie taboru samochodowym na mostach kolejowo-drogowych.

2.4. ODDZIAŁYWANIA WYJĄTKOWE

Oddziaływaniem wyjątkowym jest wykolejenie taboru kolejowego oraz uderzenie pojazdu lub statku w podporę mostową.

Equipment of a railway bridge includes the following elements in particular:

- railway pavement,
- inspection footway or, where applicable, inspection footway and public pedestrian footway,
- parapet/guardrail,
- overhead wires, where applicable,
- lighting, where applicable,
- train control system devices, where applicable,
- extraneous devices, where applicable.

2.3. VARIABLE ACTIONS

The main variable action is the vertical load from rolling stock, which can be increased due to:

- eccentricity – asymmetric position of the track relative to girders,
- dynamic effects.

The vertical load from rolling stock causes variable actions, i.e. actions dependent on vertical load, such as:

- braking and acceleration forces (horizontal forces acting along the track),
- nosing forces – horizontal concentrated forces acting perpendicularly to the track),
- centrifugal forces, if there is a horizontal curve on the bridge – horizontal forces acting outward along the direction of the radius.

Bridge structure is also affected by variable actions that are independent of vertical load from rolling stock, such as:

- wind pressure,
- changes in temperature,
- bearing friction,
- vertical load from inspection footways, where applicable,
- vertical load from public pedestrian footways, where applicable,
- vertical and horizontal loading from road traffic on road-rail bridges.

2.4. ACCIDENTAL ACTIONS

Accidental actions include derailment of rolling stock or collision of vehicle or ship with supporting members of the bridge.

3. ZASADY PRZYJMOWANIA OBCIĄŻENIA STAŁEGO

3.1. CIĘŻAR WŁASNY KONSTRUKCJI

Wartość charakterystyczną ciężaru własnego konstrukcji istniejącego mostu należy przyjmować na podstawie:

- dokumentacji technicznej (archiwalnej) zweryfikowanej w terenie lub
- dokładnej inwentaryzacji stanu istniejącego.

Dokładna inwentaryzacja powinna dotyczyć zarówno elementów, jak i ich połączeń.

Jeżeli nie są dostępne informacje dotyczące ciężaru własnego konstrukcji, należy przyjmować zgodnie z tablicą 2 w normie PN-S-10030 [10] następujące ciężary objętościowe (ciężar na jednostkę objętości):

- stal – 78,5 kN/m³,
- dodatek ze względu na nity lub/i śruby – 2,7 kN/m³,
- dodatek ze względu na spawy – 1,4 kN/m³,
- dodatek ze względu na nity i spawy lub śruby i spawy – 2,0 kN/m³,
- żeliwo – 72,5 kN/m³,
- żelbet – 25,0 kN/m³.

Ciężar objętościowy innych niż wyżej wymienione materiałów budowlanych należy przyjmować zgodnie z Załącznikiem A do normy PN-EN 1991-1-1 [7].

W trakcie eksploatacji mostu może nastąpić zwiększenie ciężaru własnego konstrukcji, na przykład poprzez wykonanie nowych powłok antykorozyjnych, dodanie nakładek w trakcie remontu lub wymianę wybranych elementów konstrukcji.

Wartość charakterystyczną ciężaru własnego konstrukcji mostu należy zwiększać, stosując współczynniki obliczeniowe γ_p i γ_D o wartości 1,20 lub – gdy ciężar własny konstrukcji działa odcciążająco – współczynniki obliczeniowe o wartości 0,90, zgodnie z tablicą 1 w normie PN-S-10030.

3.2. CIĘŻAR ELEMENTÓW WYPOSAŻENIA

Wartość charakterystyczną ciężaru elementów wyposażenia istniejącego mostu należy przyjmować na podstawie, o której mowa w pierwszym akapicie pkt. 3.1.

Jeżeli nie są dostępne informacje dotyczące ciężaru elementów wyposażenia, należy przyjmować, zgodnie z tablicą 2 w normie PN-S-10030 [10], następujące ciężary jednostkowe:

- szyny S 60 na jeden tor – 1,2 kN/m,

3. PRINCIPLES FOR ADOPTION OF PERMANENT LOADS

3.1. SELF-WEIGHT OF THE STRUCTURE

The characteristic self-weight of the structure should be adopted based on:

- technical (archival) documentation verified in-situ or
- detailed in-situ inventory.

Detailed inventory should include both structural elements and their connections.

If information on self-weight of the structure is unavailable, one should assume the following specific weight values (weight per unit volume), after table 2 in the PN-S-10030 standard [10]:

- steel – 78.5 kN/m³,
- increase due to rivets and/or bolts – 2.7 kN/m³,
- increase due to welds – 1.4 kN/m³,
- increase due to rivets and welds or bolts and welds – 2.0 kN/m³,
- cast-iron – 72.5 kN/m³,
- reinforced concrete – 25.0 kN/m³.

Specific weights of other construction materials shall be adopted based on Appendix A to the PN-EN 1991-1-1 standard [7].

Self-weight of the structure may increase during its service life due to such events as application of new anti-corrosion coatings, placement of overlays during pavement rehabilitation or replacement of selected members of the structure.

The characteristic self-weight of the structure should be increased using the γ_p and γ_D partial factors. The factors assume the value of 1.20 or – if self-weight of the structure has a relieving effect – of 0.90, after table 1 in the PN-S-10030 standard.

3.2. WEIGHT OF EQUIPMENT

The characteristic weight values of equipment should be adopted on the same basis as recommended in the beginning of subsection 3.1.

If information on the weight of equipment is unavailable, one should assume the following unit weights, after table 2 in the PN-S-10030 standard [10]:

- S 60 rails per one track – 1.2 kN/m,

- szyny S 49 na jeden tor – 1,0 kN/m,
- podkłady drewniane na jeden tor łącznie z podkładkami – 1,6 kN/m,
- podkłady strunobetonowe na jeden tor łącznie z podkładkami – 5,1 kN/m,
- nawierzchnia typu S 60 na mostownicach łącznie z odbojnicami dla jednego toru – 7,0 kN/m,
- tłuczeń – 20 kN/m³.

Ciężary innych niż wyżej wymienione elementów wyposażenia należy przyjmować zgodnie z tablicą A.6 w Załączniku A do normy PN-EN 1991-1-1 [7].

W trakcie eksploatacji mostu może nastąpić zwiększenie ciężaru elementów jego wyposażenia, na przykład poprzez wymianę typu nawierzchni (np. z S 49 na S 60), podkładów (np. z drewnianych na strunobetonowe lub na nawierzchnię bezpodsypkową), przebudowę chodników służbowych, albo dobudowę: chodników ogólnie dostępnych, konstrukcji nośnych sieci trakcyjnych, urządzeń SRK lub urządzeń obcych. Podstawą zwiększenia ciężaru elementów wyposażenia powinna być jednak informacja od zarządcy infrastruktury kolejowej, a nie potencjalne możliwości.

Wartość charakterystyczną ciężaru elementów wyposażenia mostu należy zwiększać, stosując współczynniki obliczeniowe γ_p i γ_D , o wartości 1,20 lub – gdy ciężar elementów wyposażenia działa odciążająco – współczynniki obliczeniowe o wartości 0,90, zgodnie z tablicą 1 w normie PN-S-10030.

4. ZASADY OGÓLNE DOTYCZĄCE WARTOŚCI OBCIĄŻEŃ LUB ODDZIAŁYWAŃ ZMIENNYCH

Z uwagi na to, że pojazdy modelowe według normy PN-EN 15528 [9] wywołują zazwyczaj większe siły wewnętrzne w konstrukcji mostu niż pojazdy rzeczywiste (por. pkt 1.2), rekomenduje się, aby nośność użytkową istniejących mostów kolejowych, a przede wszystkim mostów zabytkowych, wyznaczać na podstawie pojazdów rzeczywistych dopuszczonych przez zarządcę do ruchu po linii kolejowej na danym moście. W wypadku zmiany przez zarządcę klasy linii kolejowej (modelu obciążenia taborem kolejowym) lub dopuszczenia do kursowania po linii kolejowej taboru kolejowego o większym nacisku pionowym osi lub z większą prędkością, nośność użytkową istniejących mostów kolejowych należy sprawdzić ponownie, z uwzględnieniem planowanych do wprowadzenia zmian w użytkowaniu.

Ze względu na klasę obciążenia linii kolejowej, zgodnie z pkt. 7 normy PN-S-10030 [10] (a także z pkt. 6.3.2 normy

- S 49 rails per one track – 1.0 kN/m,
- wooden sleepers, including baseplates, per one track – 1.6 kN/m,
- prestressed concrete sleepers, including baseplates, per one track – 5.1 kN/m,
- S 60 type pavement on bridge sleepers, including guard rails, per one track – 7.0 kN/m,
- ballast – 20 kN/m³.

Weights of other elements shall be adopted based on table A.6 in Appendix A to the PN-EN 1991-1-1 standard [7].

Weight of equipment on a bridge may increase during its service life due to such events as change of railway pavement type (e.g. from S 49 to S 60), change of sleeper type (e.g. from wooden to prestressed concrete or ballastless track), modification of footways or addition of: public footways, overhead wire support elements, train control system devices or extraneous devices. However, the increased weight of equipment in calculations should be based on information from railway infrastructure administrator, and not on potential possibilities.

The characteristic weight of equipment on a bridge should be increased using the γ_p and γ_D partial factors. The factors assume the value of 1.20 or – if weight of equipment has a relieving effect – of 0.90, after table 1 in the PN-S-10030 standard.

4. GENERAL PRINCIPLES PERTAINING TO THE VALUES OF VARIABLE LOADS AND ACTIONS

Due to the fact that model vehicles as per the PN-EN 15528 standard [9] usually generate greater internal forces in the bridge structure than real vehicles (cf. subsection 1.2), it is recommended that service load from existing railway bridges – and primarily historical monuments – be determined based on loads of actual vehicles approved for use on a given line. If the administrator changes the class of the line (its rolling stock load model) or approves rolling stock with greater vertical axle load or greater speed, service load from existing railway bridges should be verified again, taking into account the planned changes.

According to item 7 of the PN-S-10030 standard [10] (and item 6.3.2 of the PN-EN 1991-2 standard [8]), the following live loads shall be multiplied by α factor dependent on the class of railway line loading:

PN-EN 1991-2 [8]), przez współczynnik α należy pomnożyć następujące obciążenia ruchome mostów:

- obciążenie pionowe taborem kolejowym,
- siły hamownia i przyspieszenia,
- uderzenia boczne,
- siły odśrodkowe.

Rekomenduje się, aby po mostach zabytkowych był prowadzony ruch kolejowy, w odniesieniu do którego można stosować współczynnik α równy 1,00 ($k = 0$) albo co najwyżej 1,10 ($k = 1$). Wartości współczynników są zgodne z pkt. 7.3.4 normy PN-S-10030 (a także z pkt. 6.3.2 normy PN-EN 1991-2).

Każde obciążenie lub oddziaływanie, w postaci siły skupionej pionowej lub poziomej, z wyjątkiem sił hamowania i przyspieszenia, można zamienić na 3 siły skupione o wartościach 25%/50%/25%, „działające na sąsiednie podkłady” (zgodnie z pkt. 7.3.3. lit. c) normy PN-S-10030), przy uśrednionym – dla danego przęsła – rozstawie mostownic lub podkładów.

5. ZASADY PRZYJMOWANIA OBCIĄŻENIA PIONOWEGO TABOREM KOLEJOWYM

5.1. OBCIĄŻENIE PIONOWE TABOREM KOLEJOWYM

Obciążenie pionowe taborem kolejowym stanowi główne oddziaływanie zmienne. Wartości charakterystyczne obciążenia pionowego należy przyjmować według normy PN-EN 15528 [9] lub biorąc pod uwagę najcięższe pojazdy rzeczywiste dopuszczone przez zarządcę do ruchu po linii kolejowej na danym moście. Wartości charakterystyczne obciążenia należy zwiększać stosując współczynnik dynamiczny φ .

Wartości charakterystyczne obciążenia pionowego taborem należy zwiększać stosując współczynnik obliczeniowy γ_P równy 1,50, zgodnie z tablicą 1 w normie PN-S-10030 [10].

5.2. PRZECIĄŻENIE PIONOWE WYNIKAJĄCE Z NIESYMETRYCZNEGO USYTUOWANIA OSI TORU W STOSUNKU DO DŹWIGARÓW

Przyjmowanie mimośrodów hipotetycznego zgodnie z pkt. 6.3.5 normy PN-EN 1991-2 [8] jest właściwe przy projektowaniu nowego mostu, natomiast dodawanie mimośrodów hipotetycznego do pomierzonego jest technicznie nieuzasadnione. W celu uwzględnienia niesymetrycznego usytuowania (w przekroju poprzecznym) osi toru względem dźwigarów, do obliczeń nośności użytkowej należy przyjmować mimośród pomierzony.

- vertical loads of rolling stock,
- acceleration and braking forces,
- nosing forces,
- centrifugal forces.

It is recommended that bridges which are historical monuments should carry railway traffic for which the associated α factor equals 1.00 ($k = 0$) or, at most, 1.10 ($k = 1$). The factor values are consistent with item 7.3.4 of the PN-S-10030 standard (and item 6.3.2 of the PN-EN 1991-2 standard).

Every load or action in the form of vertical or horizontal concentrated force – except for acceleration and braking forces – may be replaced with 3 concentrated forces representing 25%/50%/25% of its value, “acting on neighboring sleepers” (according to item 7.3.3. c) of the PN-S-10030 standard), using the average sleeper spacing on the given span.

5. PRINCIPLES FOR ADOPTION OF VERTICAL LOAD FROM ROLLING STOCK

5.1. VERTICAL LOAD FROM ROLLING STOCK

Vertical loading from rolling stock constitutes the main variable action. Characteristic values of vertical load should be adopted according to the PN-EN 15528 standard [9] or taking into account the heaviest vehicles approved by the administrator for use on a given line. Characteristic values should be increased using the dynamic factor φ .

The characteristic values of vertical loading from rolling stock should be increased using the γ_P partial factor of 1.50, after table 1 in the PN-S-10030 standard [10].

5.2. VERTICAL OVERLOADING RESULTING FROM ASYMMETRIC LAYOUT OF TRACK AXIS ON GIRDERS

It is correct to assume a hypothetical eccentricity according to item 6.3.5 of the PN-EN 1991-2 standard [8] when designing a new bridge. However, it is technically unjustified to add hypothetical eccentricity to the measured one. In order to account for asymmetric location of the track axis in the cross-section of girders in service load capacity calculations, one should adopt the actual measured eccentricity.

Na długości obiektu należy pomierzyć mimośrod w rozstawie co drugą mostownicę lub podkład, a następnie:

- obliczyć średni mimośród w odniesieniu do każdego przęsła jako średnią arytmetyczną z pomiarów i na tej podstawie obliczyć współczynnik zwiększający oraz zmniejszający obciążenie pionowe, albo
- wykonywać obliczenia przy założeniu, że konstrukcja przęsła i mostownice tworzą ruszt, a obciążenie jest przykładane z uwzględnieniem pomierzonych mimośrów.

Zgodnie z komentarzem do tablicy 2 w normie PN-EN 15528 [9] stosunek nacisków kół osi „nie powinien przekraczać $10/8 = 1,25$. Dodatkowo suma obu nacisków kół nie powinna przekraczać nacisku osi odpowiedniego dla klasy linii”.

5.3. ZWIĘKSZENIE OBCIĄŻENIA PIONOWEGO ZE WZGLĘDU NA DYNAMIKĘ (WSPÓŁCZYNNIK DYNAMICZNY)

Jeżeli tor jest ułożony na podkładach bez podsypki lub na podsypce o grubości do 0,50 m, mierzonej od wierzchu podkładu, to zgodnie z pkt. 7.3.5. normy PN-S-10030 [10] wartość współczynnika dynamicznego należy obliczać według wzoru:

$$\varphi = \frac{1,44}{\sqrt{L-0,2}} + 0,82, \quad (1)$$

przy czym: $1,00 \leq \varphi \leq 1,67$.

W powyższym wzorze oznaczenie L to długość [m] równa:

- rozpiętości teoretycznej swobodnie podpartego przęsła belkowego, płytowego oraz ramowego jednoprzęsłowego,
- rozpiętości teoretycznej swobodnie podpartego przęsła kratowego jednoprzęsłowego, jednotorowego,
- średniej rozpiętości teoretycznej przęsła obiektu wieloprzęsłowego, jednotorowego,
- połowie rozpiętości teoretycznej przęsła łukowego jednoprzęsłowego, jednotorowego,
- podwójnej wartości, o której mowa w b), c) i d), dla linii wielotorowych.

Wartość współczynnika dynamicznego podanego we wzorze (1) jest taka, jak według pkt. 6.4.5 normy PN-EN 1991-2 [8] w wypadku starannego utrzymania toru.

Jeżeli tor jest ułożony na podsypce o grubości $0,50 \text{ m} < h \leq 1,0 \text{ m}$, to wartość współczynnika dynamicznego należy obliczać według wzoru:

$$\varphi_h = \frac{(1-h) \cdot (\varphi - 1,0)}{0,5}. \quad (2)$$

The actual eccentricities should be measured along the length of the structure at a distance of every second sleeper, and then:

- average eccentricity should be calculated for each span as the arithmetic average of the measurements – a factor can be calculated to adequately increase or decrease the vertical load based on the average values; or
- perform calculations based on the assumption that the span structure and sleepers form a grid, loaded with forces acting with the measured eccentricities.

According to the comment to table 2 in the PN-EN 15528 standard [9], the ratio between forces acting under individual wheels of a given axle “shall not exceed $10/8 = 1.25$. Moreover, the sum of the two wheel loads shall not exceed the maximum axle load defined for the given line class”

5.3. INCREASE OF VERTICAL LOAD DUE TO DYNAMICS (DYNAMIC FACTOR)

If the track is laid on sleepers without ballast or the thickness of ballast is up to 0.50 m (measured from the top surface of the sleeper) then, according to item 7.3.5. of the PN-S-10030 standard [10], the value of the dynamic factor should be calculated as follows:

$$\varphi = \frac{1.44}{\sqrt{L-0.2}} + 0.82, \quad (1)$$

whereas: $1.00 \leq \varphi \leq 1.67$.

In the above equation L signifies length [m] equal to:

- theoretical span length of a simply supported beam, slab or frame (single-span),
- theoretical span length of a simply supported, single-span, single-track truss span,
- average theoretical span length of a multi-span, single-track structure,
- half of theoretical span length of a single-span, single-track arch span,
- doubled value described in b), c) and d), in the case of multi-track lines.

The value of dynamic factor given in equation (1) is in agreement with the value according to item 6.4.5 of the PN-EN 1991-2 standard [8] in the case of track maintained with due diligence.

If the track is laid on ballast with the thickness of $0.50 \text{ m} < h \leq 1,0 \text{ m}$, the dynamic factor should be calculated using the following equation:

Jeżeli tor jest ułożony na podsypce o grubości co najmniej 1,00 m, to wartość współczynnika dynamicznego wynosi 1,00.

Jeżeli maksymalna prędkość v na linii kolejowej poprowadzonej po obiekcie jest mniejsza niż 80 km/h, to wartość współczynnika dynamicznego należy obliczać według wzoru:

$$\varphi_v = 1 + \frac{\varphi - 1,0}{70}(v - 10). \quad (3)$$

Przy wymiarowaniu elementów konstrukcji należy obliczać wartość współczynnika dynamicznego biorąc pod uwagę długość miarodajną właściwą dla danego elementu (np. poprzecznicę lub podłużnicę).

Zgodnie z pkt. 7.3.5. normy PN-S-10030 nie należy stosować współczynnika dynamicznego do wyznaczania wartości:

- sił hamowania i przyspieszenia,
- uderzenia bocznego,
- siły odśrodkowej,
- obciążenia związanego z wykolejeniem taboru kolejowego,
- obciążenia fundamentów i masywnych podpór,
- parcia i odporu gruntu przy obciążeniu naziomu,
- przemieszczeń.

Jeżeli prędkość taboru kolejowego na moście będzie mniejsza niż 200 km/h oraz pierwsza częstotliwość drgań własnych n_0 będzie mieściła się w granicach podanych na rysunku 6.10 w normie PN-EN 1991-2, nie jest wymagana analiza dynamiczna mostu (zgodnie z treścią uwagi 6. w punkcie 6.4.4. normy PN-EN 1991-2). Należy zauważyć, że na zabytkowych mostach stalowych zazwyczaj znajduje się tzw. nawierzchnia otwarta, z torem na mostownicach drewnianych, co zgodnie z obecnie obowiązującymi regulacjami zarządcy infrastruktury kolejowej skutkuje ograniczeniem prędkości pojazdów do 120 km/h.

6. ZASADY PRZYJMOWANIA ODDZIAŁYWAŃ ZMIENNYCH, ZALEŻNYCH OD OBCIĄŻENIA PIONOWEGO

6.1. ODDZIAŁYWANIE SIŁ HAMOWANIA I PRZYSPIESZANIA POCIĄGÓW

Siły hamowania i przyspieszania działają poziomo wzdłuż toru, na styku szyny z kołem, wywołując również obciążenie pionowe dźwigarów.

Wartość charakterystyczną siły hamowania na jednym torze należy przyjmować, zgodnie z pkt. 7.6.2. normy PN-S-10030 [10]

$$\varphi_h = \frac{(1-h) \cdot (\varphi - 1,0)}{0,5}. \quad (2)$$

If the track is laid on ballast with the thickness of at least 1.00 m, the dynamic factor equals 1.00.

If the maximum speed v on the railway line is less than 80 km/h, the dynamic factor should be calculated using the following equation:

$$\varphi_v = 1 + \frac{\varphi - 1,0}{70}(v - 10). \quad (3)$$

When determining the necessary dimensions of structural elements, one should calculate the dynamic factor based on the representative length adequate to the analyzed element (e.g. cross-girder or stringer).

According to item 7.3.5. of the PN-S-10030 standard, the dynamic factor should not be applied to the following quantities:

- acceleration and braking forces,
- nosing forces,
- centrifugal forces,
- loading due to rolling stock derailment,
- loading of foundations and massive support members,
- passive and active soil pressure under loaded ground level,
- displacements.

If the rolling stock speed on the bridge is less than 200 km/h and the first natural frequency n_0 is within the limits shown in figure 6.10 in the PN-EN 1991-2 standard, dynamic analysis of the bridge is not necessary (in accordance with comment 6. in item 6.4.4 of the PN-EN 1991-2 standard). It is noteworthy that historical steel bridges usually have a so-called “open” pavement, with wooden sleepers supported on bridge girders without ballast; according to the current regulations of rail infrastructure administration, vehicle speed is limited to 120 km/h in the case of such pavements

6. PRINCIPLES FOR ADOPTION OF VARIABLE ACTIONS DEPENDENT ON THE VERTICAL LOAD

6.1. ACTION OF BRAKING AND ACCELERATION FORCES

Acceleration and braking forces act horizontally along the track, at the point of contact of the wheel with rail, generating vertical loading of girders as well.

(a także pkt. 8.6. normy PN-B-02015 [11]), jako równą 0,10 obciążenia pionowego taborem kolejowym, na długości linii wpływu oddziaływania.

Zgodnie z tablicą 8 w normie PN-S-10030 (a także tablicą 4 w normie PN-B-02015) wartość współczynnika tarcia między stalową powierzchnią płaską i zaokrągloną wynosi 0,20. Taka wartość została przyjęta w normie PN-S-10030 do obliczania siły przyspieszania lokomotywy. Wartość charakterystyczną siły przyspieszania na jednym torze należy przyjmować, zgodnie z pkt. 7.6.3. normy PN-S-10030, równą 0,20 obciążenia pionowego lokomotywy lub lokomotyw, o ile występuje więcej niż jedna lokomotywa.

Jeżeli na obiekcie:

- jest jeden tor, to należy przyjmować większą z wartości sił hamowania i przyspieszania,
 - są dwa tory, to na jednym torze należy przyjmować siłę hamowania, a na drugim przyspieszania,
 - są więcej niż dwa tory, na dwóch torach należy przyjmować większą z wartości sił hamowania i przyspieszania,
- przy czym kierunek sił przyspieszania i hamowania powinien uwzględniać dopuszczalny kierunek jazdy taboru kolejowego po torze.

Wartość charakterystyczną siły hamowania i przyspieszania należy zwiększać stosując zgodnie z tablicą 1 w normie PN-S-10030 współczynnik obliczeniowy:

- $\gamma_D = 1,20$ – w odniesieniu do przęseł,
- $\gamma_P = 1,30$ – w odniesieniu do podpór.

6.2. ODDZIAŁYWANIE UDERZENIA BOCZNEGO

Uderzenia boczne są siłami skupionymi wynikającymi z geometrycznych niedoskonałości toru oraz wężykowania taboru kolejowego i działają poziomo, prostopadle do osi toru na wysokości górnej krawędzi szyny, wywołując również obciążenie pionowe dźwigarów.

Zgodnie z pkt. 10.4. normy PN-66/B-02015 [11] „wpływ bocznych uderzeń kół taboru należy uwzględniać jako siły poziome równe 0,05 nacisków osi obliczeniowych” (w 1969 r. zmieniono wytyczne projektowania nowych mostów kolejowych, zwiększając dwukrotnie siłę uderzenia bocznego taboru do obowiązującej w normie PN-S-10030 [10]). Zgodnie z pkt. 7.8.1. normy PN-S-10030 wartość uderzenia bocznego wynosi 100 kN, a zgodnie z pkt. 7.3.1. tej normy maksymalny nacisk każdej z czterech osi taboru kolejowego wynosi 250 kN. Stosunek wartości uderzenia bocznego do maksymalnego nacisku każdej z czterech osi dla przyjętego schematu obciążenia

Characteristic values of braking forces on a single track should be assumed as equal to 0.1 of the vertical load from rolling stock over the length of action, in accordance with item 7.6.2. of the PN-S-10030 standard [10] (and item 8.6. of the PN-B-02015 standard [11]).

In accordance with table 8 in the PN-S-10030 standard (and table 4 in the PN-B-02015 standard), friction factor between a flat steel surface and a rounded steel surface equals 0.20. Such value was adopted in the PN-S-10030 standard for calculations of engine acceleration. Characteristic values of acceleration forces on a single track should be assumed as equal to 0.20 of the vertical load from the engine or engines (if there are more than one), in accordance with item 7.6.3. of the PN-S-10030 standard.

If the structure carries:

- a single railway track, then the greater of the two values (acceleration/braking) should be adopted in calculations,
- two railway tracks, then acceleration should be assumed on one track and braking should be assumed on the other,
- more than two railway tracks, then the greater of the two values (acceleration/braking) should be adopted on two tracks,

whereas the direction of acceleration/braking forces should reflect the actual allowed directions of rail traffic on the tracks.

The characteristic values of acceleration and braking forces should be increased using the following partial factors, after table 1 in the PN-S-10030 standard:

- $\gamma_D = 1.20$ – when analyzing spans,
- $\gamma_P = 1.30$ – when analyzing support members.

6.2. ACTION OF NOSING FORCES

Nosing actions comprise concentrated forces resulting from geometric imperfections of the track and swaying motions of the rolling stock. They act horizontally, perpendicularly to the track, at the level of the rolling surface of the rail, generating vertical loading of girders as well.

According to item 10.4. of the PN-66/B-02015 standard [11], “action of nosing force should be included as horizontal forces of magnitude equal to 0.05 of design axle load” (in 1969 the guidelines for design of new railway bridges were changed and the previous nosing force was doubled up to the value given in the current PN-S-10030 standard [10]). According to item 7.8.1. of the PN-S-10030

taborem kolejowym wynosi 0,4. Taką zależność przyjęto jako zasadę określającą stosunek wartości uderzenia bocznego do zakładanego lub znanego pionowego nacisku osi referencyjnych wagonów o czterech osiach. Tak więc wartość charakterystyczną uderzenia bocznego należy przyjmować jako równą 0,4 maksymalnego nacisku osi wagonów referencyjnych według normy PN-EN 15528 [9] lub pojazdów rzeczywistych dopuszczonych do ruchu po linii kolejowej na danym moście.

Ponadto, zgodnie z pkt. 7.8.1. normy PN-S-10030, jeżeli tor jest ułożony na podsypce o grubości nie mniejszej niż 0,5 m, to uderzenie boczne można rozłożyć równomiernie na odcinku 4,0 m.

Wartość charakterystyczną uderzenia bocznego należy zwiększać stosując współczynnik obliczeniowy γ_D równy 1,25, zgodnie z tablicą 1 w normie PN-S-10030.

6.3. ODDZIAŁYWANIE SIŁY ODŚRODKOWEJ

Jeżeli na moście tor jest poprowadzony po osi krzywoliniowej, to podczas ruchu taboru kolejowego powstają siły odśrodkowe zgodne z kierunkiem promienia krzywizny, które działają poziomo, wywołując również obciążenie pionowe dźwigarów. Siła odśrodkowa jest wyznaczana na tej części mostu, na której tor jest poprowadzony w łuku, z uwzględnieniem przechyłki toru. Jeżeli na moście jest kilka krzywizn toru, to siłę odśrodkową należy wyznaczać w odniesieniu do każdej krzywizny osobno.

Zgodnie z pkt. 7.7. normy PN-S-10030 [10] jeżeli tor jest poprowadzony:

- po krzywej przejściowej, to do obliczeń należy przyjmować promień równy średniej wartości promieni krzywizny,
- po części krzywej przejściowej, to do obliczeń należy przyjmować promień równy dwukrotnemu najmniejszemu promieniowi krzywizny.

Należy przyjmować, że siła odśrodkowa jest przyłożona na wysokości 1,80 m, mierzonej od górnej krawędzi szyny.

Wartość charakterystyczną siły odśrodkowej należy przyjmować zgodnie z modelami obciążeń pionowych wagonami referencyjnymi reprezentatywnymi dla poszczególnych klas linii kolejowych według normy PN-EN 15528 [9] lub indywidualnymi modelami obciążeń taboru dopuszczonym do ruchu po danej linii kolejowej. Zgodnie z pkt. 7.7. normy PN-S-10030 (a także pkt. 6.5.1 (4) normy PN-EN 1991-2 [8]) wartość charakterystyczną siły odśrodkowej P_H należy obliczać według wzoru:

$$P_H = P \cdot \frac{v^2}{127 \cdot R} \quad (4)$$

standard, value of nosing force equals 100 kN, whereas according to item 7.3.1. of this standard, the maximum load of each of the four axles of the rolling stock equals 250 kN. The ratio of the nosing force to the maximum load of each of the four axles in the adopted load model equals 0.4. This proportion was adopted as the principle for determination of the relationship between the nosing force and the assumed or known vertical axle load in a reference four-axle car. Therefore, characteristic value of nosing force shall be adopted as 0.4 of the maximum axle load in a reference car according to the PN-EN 15528 standard [9] or in actual vehicles approved for use on a given line.

Moreover, according to item 7.8.1. in the PN-S-10030 standard, if the track is laid on ballast with the thickness no less than 0.50 m, nosing force may be uniformly distributed on a 4.0-m-long segment.

The characteristic values of nosing forces should be increased using the γ_D partial factor of 1.25, after table 1 in the PN-S-10030 standard.

6.3. ACTION OF CENTRIFUGAL FORCE

If the track on the bridge is curved, movement of rolling stock generates horizontal forces acting outward along the direction of the radius, generating vertical loading of girders as well. Centrifugal force is determined for the part of the bridge on which the track is curved, taking into account the cant of the track. If there are several curves in the track along the bridge, centrifugal force shall be determined separately for each curve.

According to item 7.7. of the PN-S-10030 standard [10], if the track comprises:

- a transition curve, radius assumed for calculations should equal the mean radius of curvature,
- a part of a transition curve, radius assumed for calculations should equal double the smallest radius of curvature.

One should assume that centrifugal force acts at the height of 1.80 m above the top surface of the rail.

Characteristic value of centrifugal force shall be adopted based on the models of vertical loads from reference cars representative for the given line class according to the PN-EN 15528 standard [9] or individual models of loads from actual vehicles approved for use on a given line. According to item 7.7. of the PN-S-10030 standard (and item 6.5.1 (4) of the PN-EN 1991-2 standard [8]), characteristic value of centrifugal force P_H should be calculated using the equation:

Wartość charakterystyczną składowej pionowej siły odśrodkowej P_V należy obliczać według wzoru:

$$P_V = P_H \cdot \frac{h_d + h_t}{R}. \quad (5)$$

Pozostałe oznaczenia zastosowane we wzorach (4) i (5) to:

P – wartość charakterystyczna obciążenia pionowego [kN],

h_d – odległość (mierzona w pionie) od górnego pasa dźwigara do górnej krawędzi szyny [m],

h_t – odległość (mierzona w pionie) od górnej krawędzi szyny do przyłożenia siły odśrodkowej [m]; według informacji wyżej podanej, odległość ta wynosi 1,80 m,

v – prędkość maksymalna na krzywiznie [km/h],

R – promień krzywizny [m].

Siłę odśrodkową można obliczać w [kN] lub [kN/m], biorąc pod uwagę:

- obciążenie pionowe siłami skupionymi P w [kN], jak we wzorach (4) i (5), albo
- obciążenie pionowe równomiernie rozłożone p w [kN/m], stosując odpowiednio wzory (4) i (5).

Wartość charakterystyczną siły odśrodkowej należy zwiększać stosując współczynnik obliczeniowy γ_p równy 1,50, zgodnie z tabelą 1 w normie PN-S-10030.

7. ZASADY PRZYJMOWANIA ODDZIAŁYWAŃ ZMIENNYCH, NIEZALEŻNYCH OD OBCIĄŻENIA PIONOWEGO

7.1. ODDZIAŁYWANIE WIATRU

Oddziaływanie wiatru należy przyjmować jako poziome obciążenie równomiernie rozłożone, działające w kierunku najniekorzystniejszym w odniesieniu do konstrukcji mostu, wywołujące również obciążenie pionowe dźwigarów.

Zgodnie z pkt. 9.2. normy PN-S-10030 [10] należy przyjmować następującą wartość charakterystyczną parcia wiatru:

- 1,25 kN/m² – w odniesieniu do mostu obciążonego taborem,
- 2,50 kN/m² – w odniesieniu do mostu nieobciążonego.

Powierzchnię parcia wiatru na konstrukcję mostu w kierunku prostopadłym do osi podłużnej mostu, należy przyjmować jako powierzchnię rzutu na płaszczyznę prostopadłą do kierunku działania wiatru:

$$P_H = P \cdot \frac{v^2}{127 \cdot R}. \quad (4)$$

Characteristic value of the vertical component of centrifugal force P_V should be calculated using the equation:

$$P_V = P_H \cdot \frac{h_d + h_t}{R}. \quad (5)$$

Other symbols used in equations (4) and (5) are as follows:

P – characteristic value of vertical load [kN],

h_d – distance (vertical) from the upper flange of the girder to the top surface of the rail [m],

h_t – distance (vertical) from the top surface of the rail to the line of action of the centrifugal force [m]; according to the information given above, this distance equals 1.80 m,

v – maximum speed on the curve [km/h],

R – radius of curvature [m].

Centrifugal force may be calculated in [kN] or [kN/m], taking into account:

- vertical loading with concentrated forces P in [kN], like in equations (4) and (5), or
- uniformly distributed vertical loading p in [kN/m], using equations (4) and (5) adequately.

The characteristic values of centrifugal force should be increased using the γ_p partial factor of 1.50, after table 1 in the PN-S-10030 standard.

7. PRINCIPLES FOR ADOPTION OF VARIABLE ACTIONS INDEPENDENT OF THE VERTICAL LOAD

7.1. WIND ACTION

Wind action should be adopted as horizontal uniformly distributed load, acting in the direction which is most unfavorable for the structure, generating vertical loading of girders as well.

According to item 9.2. of the PN-S-10030 standard [10], the following characteristic values of wind pressure should be adopted:

- 1.25 kN/m² – when the bridge is loaded with rolling stock,
- 2.50 kN/m² – when the bridge is not loaded with rolling stock.

- w konstrukcji pełnościennej – ograniczoną obrysem zewnętrznych krawędzi elementów (np. łącznie z nawierzchnią, chodnikami i urządzeniami obcymi),
- ażurowej, w tym kratowej – rzeczywistą powierzchnię rzutu pierwszego dźwigara, łącznie z nawierzchnią, chodnikami i urządzeniami obcymi oraz dodatkowo po 50% powierzchni pozostałych dźwigarów; całkowita powierzchnia rzutu konstrukcji ażurowej nie powinna być większa niż przy konstrukcji pełnościennej.

Powierzchnię parcia wiatru na konstrukcję mostu w kierunku równoległym do osi podłużnej mostu, należy przyjmować przy obliczaniu podpór i łożysk, jako powierzchnię rzutu na płaszczyznę prostopadłą do kierunku działania wiatru ograniczoną obrysem zewnętrznych krawędzi konstrukcji.

Przy obliczaniu powierzchni parcia wiatru na tabor kolejowy, zgodnie z pkt. 9.3.3. normy PN-S-10030, należy przyjmować tabor o wysokości równej 3,00 m i długości taboru, natomiast wypadkową parcia wiatru – w odległości (mierzonej w pionie) 2,00 m od górnej krawędzi szyny. W odniesieniu do kolei wąskotorowych należy przyjmować wysokość taboru równą 2,50 m, a wypadkową w odległości 1,75 m.

Przy obliczaniu nośności mostu wartość charakterystyczną parcia wiatru należy zwiększać stosując współczynnik obliczeniowy γ_D równy 1,20, zgodnie z tablicą 1 w normie PN-S-10030.

Przy sprawdzaniu stateczności ogólnej mostu należy przyjmować obciążenie pionowe najbliższymi pojazdami rzeczywistymi dopuszczonymi do ruchu po linii kolejowej na danym moście. Należy zauważyć, że najbliższy model obciążenia zgodnie z tablicą A.1 w normie PN-EN 15528 [9] stanowi obciążenie równe 2,00 t/m, a obciążenie pojazdami rzeczywistymi typu PESA SA 135 wynosi 2,61 t/m.

Wartość charakterystyczną parcia wiatru należy zwiększać stosując współczynnik obliczeniowy γ_D równy 1,30, zgodnie z tablicą 1 w normie PN-S-10030.

7.2. ODDZIAŁYWANIE ZMIAN TEMPERATURY

Zgodnie z pkt. 8.1. normy PN-S-10030 [10] wpływ zmian temperatury należy uwzględniać w mostach stalowych, zespolonych i betonowych. Zdaniem autora wpływ zmian temperatury należy uwzględniać także w mostach ceglanych i kamiennych. Wpływ zmian temperatury w konstrukcji można pominąć, jeżeli powodują one zmiany sił wewnętrznych nie większe niż 5%. Natomiast wpływ zmian temperatury konstrukcji należy uwzględniać w obliczeniach dotyczących podpór oraz łożysk i urządzeń dylatacyjnych, które powinny zapewnić swobodę odkształceń konstrukcji.

The area subjected to wind pressure that acts perpendicularly to longitudinal bridge axis should be adopted as the area of appropriate projection on a surface perpendicular to the direction of wind action:

- in structures with solid side faces – the entire area limited by outermost boundaries of the contours of the elements (including pavement, footways and extraneous devices),
- in openwork structures, including trusses – the actual area of the projection of the first girder, including pavement, footways and extraneous devices, plus 50% of the area of remaining girders; the total projection area of an openwork structure should not exceed the area obtained in the case of a full solid structure.

The area subjected to wind pressure that acts parallel to longitudinal bridge axis should be adopted when calculating support members and bearings, as the area of projection on a surface perpendicular to the direction of wind action, limited by the outermost boundaries of the contours of the structure.

In calculations of the rolling stock area subjected to wind pressure, in accordance with item 9.3.3. of the PN-S-10030 standard, one should adopt rolling stock height of 3.00 m and adequate rolling stock length. The resultant wind force shall be assumed to act at the height of 2.00 m above the top surface of the rail. In the case of narrow-gauge railways, one should adopt rolling stock height of 2.50 m and resultant wind force acting at the height of 1.75 m above the top surface of the rail.

When calculating the load-bearing capacity of bridges, the characteristic values of wind action should be increased using the γ_D partial factor of 1.20, after table 1 in the PN-S-10030 standard.

When checking the general stability of bridges, the assumed vertical load should correspond to the lightest actual vehicles approved for use on a given bridge. One should note that the lightest load model in table A.1 in the PN-EN 15528 standard [9] comprises distributed loading of 2.00 t/m, while the distributed loading of an actual PESA SA 135 vehicle equals 2.61 t/m.

The characteristic values of wind action should be increased using the γ_D partial factor of 1.30, after table 1 in the PN-S-10030 standard.

7.2. ACTION DUE TO TEMPERATURE CHANGES

According to item 8.1. in the PN-S-10030 standard [10], action resulting from temperature changes should be taken

Zgodnie z pkt. 8.3. normy PN-S-10030 przy wyznaczaniu odkształceń i przemieszczeń konstrukcji wywołanych zmianami temperatury należy przyjmować następujące współczynniki rozszerzalności termicznej:

- $1,2 \times 10^{-5}$ – w odniesieniu do stali [$1/^\circ\text{C}$],
- $1,0 \times 10^{-5}$ – w odniesieniu do betonu [$1/^\circ\text{C}$].

Zgodnie z pkt. 8.2.2 normy PN-S-10030 należy przyjmować następujące różnice temperatury równomiernej:

- od -25°C do $+55^\circ\text{C}$ – w odniesieniu do mostów stalowych i części stalowej mostów zespolonych,
 - od -15°C do $+30^\circ\text{C}$ – w odniesieniu do mostów betonowych i części betonowej mostów zespolonych,
- ponadto:
- od -15°C do $+30^\circ\text{C}$ – w odniesieniu do konstrukcji ceglanych i kamiennych.

Zgodnie z pkt. 8.2.2. normy PN-S-10030 należy przyjmować następujące różnice temperatury na skrajnych krawędziach elementów konstrukcyjnych:

- 15°C – w odniesieniu do elementów stalowych,
 - 5°C – w odniesieniu do dźwigarów betonowych,
- ponadto:
- 5°C – w odniesieniu do konstrukcji ceglanych i kamiennych.

Zgodnie z pkt. 8.2.2. normy PN-S-10030 nie należy uwzględniać różnicy temperatury na krawędzi dolnej i górnej płyty betonowej.

Wartość charakterystyczną zmian temperatury należy zwiększać stosując współczynnik obliczeniowy γ_D równy 1,20, zgodnie z tablicą 1 w normie PN-S-10030.

7.3. ODDZIAŁYWANIE OPORU ŁOŻYSK

Zgodnie z pkt. 11.1. normy PN-S-10030 [10] opór łożysk należy uwzględniać w szczególności przy obliczeniach sił poziomych działających na podpory i fundamenty. Wartość charakterystyczną siły oporu należy obliczać zgodnie z pkt. 11.2. normy PN-S-10030, przyjmując wartość współczynnika tarcia na podstawie dokumentacji dotyczącej danego rodzaju łożysk, a jeżeli nie ma takiej dokumentacji – zgodnie z tablicą 8 w normie PN-S-10030.

Wartość charakterystyczną oddziaływania oporu łożysk należy zwiększać stosując współczynnik obliczeniowy γ_D równy 1,25, zgodnie z tablicą 1 w normie PN-S-10030.

into consideration when analyzing steel, composite and concrete bridges. In the opinion of the author, temperature changes should be also taken into account in the case of brick and stone bridges. The effect of temperature changes on the structure may be omitted if the resultant changes in internal forces do not exceed 5%. However, the effect of temperature changes should be considered in calculations pertaining to support members, bearings and expansion joints, which should freely accommodate strains of the structure.

According to item 8.3. of the PN-S-10030 standard, the following coefficients of thermal expansion should be adopted when determining thermal strains and displacements of a structure:

- 1.2×10^{-5} – in the case of steel [$1/^\circ\text{C}$],
- 1.0×10^{-5} – in the case of concrete [$1/^\circ\text{C}$].

According to item 8.2.2. of the PN-S-10030 standard, the following ranges of uniform temperature should be assumed:

- from -25°C to $+55^\circ\text{C}$ – in the case of steel bridges and the steel part of composite bridges,
 - from -15°C to $+30^\circ\text{C}$ – in the case of concrete bridges and the concrete part of composite bridges,
- moreover:
- from -15°C to $+30^\circ\text{C}$ – in the case of brick and stone structures.

According to item 8.2.2. of the PN-S-10030 standard, the following temperature differences between the extreme edges of structural elements should be assumed:

- 15°C – in the case of steel elements,
 - 5°C – in the case of concrete girders,
- moreover:
- 5°C – in the case of brick and stone structures.

According to item 8.2.2 of the PN-S-10030 standard, one should not take into consideration the temperature difference between the upper and lower surface of a concrete slab.

The characteristic values of action due to temperature changes should be increased using the γ_D partial factor of 1.20, after table 1 in the PN-S-10030 standard.

7.4. OBCIĄŻENIE PIONOWE CHODNIKÓW SŁUŻBOWYCH I OGÓLNI DOSTĘPNYCH

Zgodnie z pkt. 6.7.2. normy PN-S-10030 [10] wartość charakterystyczną obciążenia pionowego chodników służbowych należy przyjmować równą $1,5 \text{ kN/m}^2$, a chodników ogólnie dostępnych $2,5 \text{ kN/m}^2$. Obciążenie chodników może być przerwane, jeżeli to wpływa niekorzystnie na wyznaczaną wielkość. W odniesieniu do chodników służbowych należy brać pod uwagę obciążenie całej powierzchni chodników, niezależnie od wzajemnych relacji skrajni (nawet jeżeli skrajnia taboru powoduje zmniejszenie skrajni dla pieszych na chodniku).

Wartość charakterystyczną obciążenia pionowego chodników służbowych i ogólnie dostępnych należy zwiększać stosując współczynnik obliczeniowy γ_D równy 1,20, zgodnie z tablicą 1 w normie PN-S-10030.

7.5. OBCIĄŻENIE TABOREM SAMOCHODOWYM

W istniejących mostach i wiaduktach kolejowo-drogowych obciążenie taborem samochodowym należy przyjmować według normy PN-S-10030 [10], a w szczególności:

- obciążenie pionowe taborem samochodowym – zgodnie z pkt. 6.2. i 6.3.,
- oddziaływanie sił hamowania i przyspieszenia taboru samochodowego – zgodnie z pkt. 6.8.,
- oddziaływanie siły odśrodkowej – zgodnie z pkt. 6.9.

Wartości charakterystyczne obciążeń i oddziaływań należy zwiększać, stosując współczynniki obliczeniowe zgodnie z tablicą 1 w normie PN-S-10030, jak dla obciążeń taborem kolejowym.

8. ZASADY PRZYJMOWANIA ODDZIAŁYWAŃ WYJĄTKOWYCH

Na podstawie pkt. 1.4.3. normy PN-S-10030 [10] przyjmuje się następujące oddziaływania (obciążenia) wyjątkowe związane:

- z wykolejeniem taboru kolejowego,
- z uderzeniem statku w podporę mostu,
- z uderzeniem pojazdu w podporę wiaduktu.

Oddziaływania związane z wykolejeniem taboru kolejowego należy uwzględnić w odniesieniu do mostów o rozpiętości przęsła większej niż 15,00 m i obliczać zgodnie z pkt. 7.9. normy PN-S-10030. Oddziaływania związane z uderzeniem statku w podporę mostu należy uwzględnić w odniesieniu do mostów na rzekach oraz kanałach żeglownych i obliczać

7.3. ACTION DUE TO BEARING FRICTION

According to item 11.1. of the PN-S-10030 standard [10], bearing friction should be taken into consideration especially in calculations of horizontal forces acting on support members and foundations. The characteristic values of action due to bearing friction should be calculated according to item 11.2. in the PN-S-10030 standard, assuming the value of friction coefficient based on documentation for the given bearing type or – if such documentation is not available – according to table 8 in the PN-S-10030 standard.

The characteristic values of action due to bearing friction should be increased using the γ_D partial factor of 1.25, after table 1 in the PN-S-10030 standard.

7.4. VERTICAL LOADING OF INSPECTION FOOTWAYS AND PUBLIC PEDESTRIAN FOOTWAYS

According to item 6.7.2. in the PN-S-10030 standard [10], the characteristic values of vertical loading should be adopted as 1.5 kN/mm^2 in the case of inspection footways and 2.5 kN/mm^2 in the case of public footways. One may introduce segments without the distributed load along the length of the footway, if such combination is potentially more disadvantageous in terms of the analyzed quantity. In the case of inspection footways, one should take into account the entire area of the footway, regardless of any overlaps of its clearance and railway clearance (even if rolling stock clearance limits the footway clearance).

The characteristic values of vertical loading of inspection footways and public pedestrian footways should be increased using the γ_D partial factor of 1.20, after table 1 in the PN-S-10030 standard.

7.5. LOADING FROM ROAD VEHICLES

For existing road-rail bridges and viaducts, loading from road vehicles should be adopted based on the PN-S-10030 standard [10], particularly:

- vertical loads from road vehicles – according to items 6.2. and 6.3.,
- acceleration and braking of road vehicles – according to item 6.8.,
- action of centrifugal force – according to item 6.9.

The characteristic values of loads and actions should be increased using the partial factors given in table 1 in the PN-S-10030 standard, like for railway rolling stock loading.

zgodnie z pkt. 13 normy PN-S-10030. Oddziaływania związane z uderzeniem pojazdu w podporę wiaduktu należy uwzględnić w odniesieniu do wiaduktów i obliczać zgodnie z pkt. 6.10.2. normy PN-S-10030.

Wartości charakterystyczne obciążeń i oddziaływań należy zwiększać, stosując współczynniki obliczeniowe zgodnie z tabelicą 1 w normie PN-S-10030, jak dla obciążeń wyjątkowych.

Jeżeli zabezpieczenie przed oddziaływaniami wyjątkowymi istniejącego mostu lub wiaduktu kolejowego powodowałby rażąco wysokie koszty przy nieprzekonywującym efekcie tych zabezpieczeń, można zaniechać takiego zabezpieczenia, przyjmując np. stosowanie ograniczenia prędkości taboru kolejowego.

9. ZASADY PRZYJMOWANIA DODATKOWYCH OBCIĄŻEŃ I ODDZIAŁYWAŃ NA PODPORY MOSTOWE

Na podpory mostu mają wpływ wszystkie obciążenia i oddziaływania rozpatrywane dla konstrukcji przęseł mostu oraz inne dodatkowe oddziaływania, w szczególności podane poniżej:

- oddziaływanie parcia gruntu – należy je obliczać zgodnie z pkt. 3. normy PN-S-10030 [10] i zwiększać, stosując współczynniki obliczeniowe zgodnie z tabelicą 1 w normie PN-S-10030;
- oddziaływanie parcia wody – należy je obliczać zgodnie z pkt. 4. normy PN-S-10030 i zwiększać, stosując współczynnik obliczeniowy γ_D równy 1,20, zgodnie z tabelicą 1 w normie PN-S-10030;
- oddziaływanie parcia lodu – należy je obliczać zgodnie z pkt. 12. normy PN-S-10030, stosując współczynnik obliczeniowy γ_D równy 1,00, zgodnie z tabelicą 1 w normie PN-S-10030.

10. TABELARYCZNE ZESTAWIENIE OBCIĄŻEŃ I ODDZIAŁYWAŃ ORAZ WSPÓŁCZYNNIKÓW OBLICZENIOWYCH DO WYZNACZANIA NOŚNOŚCI UŻYTKOWEJ

W Tabl. 2 zestawiono rodzaje obciążeń i oddziaływań oraz wartości współczynników obliczeniowych stosowanych do wyznaczania nośności użytkowej istniejących mostów kolejowych i wiaduktów.

8. PRINCIPLES FOR ADOPTION OF ACCIDENTAL ACTIONS

Based on item 1.4.3. of the PN-S-10030 standard [10], the following accidental actions (loads) are assumed:

- rolling stock derailment,
- collision of ship with bridge support member,
- collision of vehicle with viaduct support member.

Actions due to rolling stock derailment should be considered for bridges with span length greater than 15.00 m and calculated according to item 7.9. of the PN-S-10030 standard. Actions due to collision of ship with bridge support member should be considered for bridges over rivers and navigable canals and calculated according to item 13 of the PN-S-10030 standard. Actions due to collision of vehicle with viaduct support member should be considered for viaducts and calculated according to item 6.10.2. of the PN-S-10030 standard.

The characteristic values of loads and actions should be increased using the factors given in table 1 in the PN-S-10030 standard for accidental loads.

If protection of a given railway bridge or viaduct against accidental actions would result in strikingly inadequate costs in combination with unconvincing protection effect, one may abandon such protection and adopt such measures as decreased railway speed limit.

9. PRINCIPLES FOR ADOPTION OF ADDITIONAL LOADS AND ACTIONS ON BRIDGE SUPPORT MEMBERS

Support members of the bridge are affected not only by all the loads and actions analyzed in the case of spans, but also by other actions, including the following:

- action due to earth pressure – should be calculated according to item 3. of the PN-S-10030 standard [10] and increased using partial factors given in table 1 in the PN-S-10030 standard,
- action due to water pressure – should be calculated according to item 4. of the PN-S-10030 standard and increased using the γ_D partial factor of 1.20, in accordance with table 1 in the PN-S-10030 standard,
- action due to ice pressure – should be calculated according to item 12. of the PN-S-10030 standard, using the γ_D partial factor of 1.00, in accordance with table 1 in the PN-S-10030 standard.

10. TABULAR LISTING OF LOADS, ACTIONS AND FACTORS FOR DETERMINATION OF SERVICE LOAD CAPACITY

Table 2. Summary of loads, actions and design factors for determining the service load capacity of existing railway bridges and viaducts

Tablica 2. Zestawienie obciążeń i oddziaływań oraz współczynników obliczeniowych do wyznaczania nośności użytkowej istniejących mostów i wiaduktów kolejowych

Table 2 presents the list of the types of loads and actions as well as the values of design factors for determining the service load capacity of existing railway bridges and viaducts.

No. Lp.	Type of load or action Rodzaj obciążenia lub oddziaływania	Basis of characteristic value Źródło wartości charakterystycznej	γ
1	Self-weight of the structure / Ciężar własny konstrukcji	PN-S-10030	1.20 0.90 ^{*)}
2	Weight of equipment / Ciężar elementów wyposażenia	PN-S-10030	1.20 0.90 ^{*)}
3	Vertical load from rolling stock, with load class factor and dynamic factor Obciążenie pionowe taborem kolejowym ze współczynnikiem klasy obciążenia i współczynnikiem dynamicznym	PN-EN 15528	1.50
		real vehicles pojazdy rzeczywiste	
4	Vertical overloading / Przeciążenie pionowe	measured eccentricity mimośród pomierzony	–
5	Braking and acceleration forces with load class factor Siły hamowania i przyspieszenia ze współczynnikiem klasy obciążenia	PN-S-10030	1.20 1.30 ^{**)}
6	Nosing forces with load class factor (with vertical component) Uderzenie boczne ze współczynnikiem klasy obciążenia (ze składową pionową)	based on the principles given in PN-S-10030 na podstawie zasad podanych w PN-S-10030	1.25
7	Centrifugal force with load class factor (with vertical component) Siła odśrodkowa ze współczynnikiem klasy obciążenia (ze składową pionową)	PN-S-10030	1.50
8	Wind pressure (with vertical component) Parcie wiatru (ze składową pionową)	PN-S-10030	1.20
9	Wind pressure in stability analysis (with vertical component) Parcie wiatru przy stateczności (ze składową pionową)	real vehicles pojazdy rzeczywiste	1.30
10	Temperature changes / Zmiany temperatury	PN-S-10030	1.20
11	Bearing friction / Opór łożysk	PN-S-10030	1.25
12	Vertical loading of inspection footways and public pedestrian footways Obciążenie pionowe chodników służbowych i ogólnie dostępnych	PN-S-10030	1.20
13	Loading from road vehicles with dynamic factor Obciążenie taborem samochodowym ze współczynnikiem dynamicznym	PN-S-10030	1.50
14	Earth pressure / Parcie gruntu	PN-S-10030	***)
15	Water pressure / Parcie wody	PN-S-10030	1.20
16	Ice pressure / Parcie lodu	PN-S-10030	1.00

Designations adopted in Table 2 / Oznaczenia przyjęte w Tabl. 2 :

γ – design factor (unfavorable) with value based on table 1 from the PN-S-10030 standard [10] / współczynnik obliczeniowy (niekorzystny), o wartości zgodnej z tabelą 1 w normie PN-S-10030 [10],

^{*)} if weight has a relieving (favorable) effect / jeżeli działa odciążająco,

^{**)} pertains to support members / dotyczy podpór,

^{***)} several factors depending on soil type / kilka współczynników dotyczących różnych gruntów.

11. PODSUMOWANIE I WNIOSKI

W artykule podano zasady przyjmowania obciążeń przy wyznaczaniu nośności użytkowej istniejących mostów i wiaduktów kolejowych metodą pn. „RYM-SZYNA”. Zasady te umożliwiają stosowanie modeli pionowych obciążeń eksploatacyjnych według normy PN-EN 15528, zgodnie z § 14a rozporządzenia Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej [5]. W artykule przedstawiono zasady przyjmowania pozostałych obciążeń i oddziaływań zgodnie z normą stosowaną w Polsce od 1985 r. Wymagania podane w tej normie zostały sprawdzone w kilkudziesięcioletniej inżynierskiej praktyce projektowej.

Wyznaczanie nośności użytkowej istniejących mostów i wiaduktów kolejowych według zasad podanych w aktualnych normach projektowych jest niepoprawne zarówno z technicznego, jak i ekonomicznego punktu widzenia. Potwierdza to poniższy przykład, wybrany spośród wielu.

Wiadukt kolejowy nad ul. Grzegórzecką zbudowano w 1863 r. Był to najstarszy krakowski obiekt mostowy. Wiadukt był obiektem pięcioprzęsłowym, o długości 98 m, o ceglanych przęsłach sklepionych. Wiadukt wpisano do rejestru zabytków. Do momentu rozpoczęcia przebudowy wiaduktu przenosił on bezpiecznie obciążenie eksploatacyjne ruchem kolejowym. Po wiadukcie przebiegała dwutorowa linia kolejowa nr 91. Wystarczyło wykazać, że obciążenie eksploatacyjne może być bezpiecznie przeniesione przez konstrukcję zabytkowego wiaduktu.

Projektant wykonał projekt przebudowy wiaduktu według zasad podanych w aktualnych normach projektowych – Eurokodach, co spowodowało, że wykazał konieczność istotnego wzmocnienia sklepień i podpór. Zapewne projektant był przekonany, jak wielu innych, w tym autor publikacji o tym wiadukcie [20], że każdy obiekt istniejący powinien spełniać wymagania aktualnej normy projektowej. Obiekt został rozebrany.

Zaprezentowane w artykule zasady przyjmowania obciążeń przy wyznaczaniu nośności użytkowej istniejących mostów i wiaduktów kolejowych pozwolą na uratowanie przed rozbórką wielu obiektów, które będzie można bezpiecznie eksploatować jeszcze przez wiele lat.

BIBLIOGRAFIA / REFERENCES

- [1] Ustawa z dnia 7 lipca 1994 r. – Prawo budowlane. Dz. U. 1994, nr 89, poz. 414 z późn. zm.
- [2] Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 16 lutego 2005 r. w sprawie sposobu numeracji i ewidencji dróg publicznych, obiektów mostowych, tuneli, przepustów i promów oraz rejestru numerów nadanych drogom, obiektom mostowym i tunelom. Dz. U. 2005, nr 67, poz. 582

11. SUMMARY AND CONCLUSIONS

The article presented principles for determination of service load capacity of existing railway bridges and viaducts according to the “RYM-SZYNA” method. These principles enable usage of service vertical load models given in the PN-EN 15528 standard, in accordance with § 14a of the regulation of the Minister of Transportation and Marine Economy [5]. Principles regarding adoption of other loads and actions given herein are based on the Polish standard that has been used since 1985. Requirements of this standard have already proved adequate in decades of engineering design practice.

Determination of service load capacity of existing structures based on principles given in current standards pertaining to newly designed structures is incorrect, both in technical and economic terms, as demonstrated in numerous cases, including the one described below.

Rail viaduct over Grzegórzecka Street was built in 1863. It was the oldest bridge structure in Cracow. The viaduct had five vaulted brick spans, with the total length of 98 m. It was included in the register of historical monuments. The viaduct had been safely carrying its service loads, until its reconstruction was started. The viaduct carried a two-track rail line no.91. It was sufficient to demonstrate that the historical viaduct will still be capable of carrying its service loads.

However, the designer prepared the design of reconstruction according to the principles given in the current design standards – Eurocodes, which indicated the necessity of significant strengthening of vaults and support members. Most probably the designer was convinced – like many others, including the author of a publication on the viaduct [20] – that every existing structure should meet the requirements of the current design standard. Ultimately, the structure was demolished.

The principles for determination of service load capacity of existing railway bridges and viaducts presented herein will save numerous structures from demolition and enable their safe service for many years to come.

- [3] Zarządzenie nr 17 Generalnego Dyrektora Dróg Krajowych i Autostrad z dnia 1 czerwca 2004 r. w sprawie wprowadzenia do stosowania „Instrukcji do określania nośności użytkowej drogowych obiektów mostowych”
- [4] Zarządzenie Nr 38 Ministra Infrastruktury z dnia 26 października 2010 r. w sprawie wyznaczania wojskowej klasyfikacji obciążenia obiektów mostowych usytuowanych w ciągach dróg publicznych. Dz. Urzędowy MI 2010, nr 13, poz. 37

- [5] Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 10 września 1998 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budowle kolejowe i ich usytuowanie. Dz. U. 1998, nr 151, poz. 987 z późn. zm.
- [6] PN-EN 1990 Eurokod: Podstawy projektowania konstrukcji
- [7] PN-EN 1991-1-1 Eurokod: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1-1: Oddziaływania ogólne. Ciężar objętościowy, ciężar własny, obciążenia użytkowe w budynkach
- [8] PN-EN 1991-2 Eurokod 1: Oddziaływanie na konstrukcje. Część 2: Obciążenia ruchome mostów
- [9] PN-EN 15528 Kolejnictwo. Klasyfikacja linii w odniesieniu do oddziaływań pomiędzy obciążeniami granicznymi pojazdów szynowych a infrastrukturą
- [10] PN-S-10030:1985 Obiekty mostowe. Obciążenia
- [11] PN-B-02015:1966 Mosty, wiadukty i przepusty. Obciążenia i oddziaływania
- [12] Directive RiL 805, Richtlinie 805.0102: Tragsicherheit bestehender Eisenbahn-brücken. DB Netz AG, 5. Aktualisierung, 2010
- [13] DS 804 Standard: Vorschrift für Eisenbahnbrücken und sonstige Ingenieurbauwerke, Deutsche Bahn AG, 2000
- [14] *Rymsza J., Rakoczy A.M.*: Guidelines for determining load and actions on historic railway bridges. *Roads and Bridges - Drogi i Mosty*, **20**, 3, 2021, 217-237, DOI: 10.7409/rabdim.021.013
- [15] *Rymsza J.*: Zasady określania nośności użytkowej drogowych obiektów mostowych metodą uproszczoną RYM-IBDiM. XLVIII Konferencja Naukowa Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN i Komitetu Nauki PZITB „Problemy naukowo-badawcze budownictwa”, Opole - Krynica, 2002, **4**, 191-198
- [16] *Rymsza J.*: Metoda szybkiego wyznaczania wojskowych klas obciążenia drogowych obiektów mostowych „MILORY” według standardów stosowanych w siłach zbrojnych NATO. *Systemy Logistyczne Wojsk*, 27, 2002, 183-188
- [17] *Rymsza J.*: The Polish method of determination regarding the temporary MLC class of the in-service road bridges. Munich Bridge Assessment Conference, Munich, 2012
- [18] *Olofsson J., Elfgrén L., Bell B., Paulsson B., Niederleithinger E., Jensen J.S., Feltrin G., Täljsten B., Cremona C., Kiviluoma R., Bieñ J.*: Assessment of European Railway Bridges for Future Traffic Demands and Longer Lives – EC Project “Sustainable Bridges”. *Structure and Infrastructure Engineering*, **1**, 2, 2005, 93-100, DOI: 10.1080/15732470412331289396
- [19] *Rymsza J., Rymsza B.*: Kolej na kolejowe mosty i wiadukty zabytkowe. *Materiały Budowlane*, 5, 2021, 58-59, DOI: 10.15199/33.2021.05.09
- [20] *Biliszczyk J.*: Historia i teraźniejszość wiaduktu kolejowego nad ulicą Grzegórzecką w Krakowie. *Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne*, Wrocław, 2023, 41-51