Original research paper (Oryginalny artykuł naukowy)
MATERIAŁY BUDOWLANE SCIENCE
materialybudowlane.info.pl/science

dr inż. Jakub Jarosz[1)]
ORCID: 0000-0001-6720-3572

Effect of modelling assumptions on the agreement between load test results and predicted bridge span deflections

Wpływ przyjętych założeń modelowych na zgodność wyników próbnych obciążeń z prognozowanymi ugięciami przęseł obiektów mostowych

DOI: 10.15199/33.2026.10.10

Abstract. This paper analyses the agreement between vertical deflections of bridge spans calculated using numerical models and actual deflections measured during static load tests. The study covers two groups of bridge structures commonly used in engineering practice: frame-type integral bridges and railway bridges with load-bearing systems composed of concrete-encased steel beams acting compositely with a reinforced concrete slab. The measured structural displacements obtained directly from load tests are compared with the results of numerical analyses performed for various computational model variants. The results show that neglecting actual interaction mechanisms may, in many cases, lead to a significant overestimation of calculated deflections.

Keywords: span deflections; load tests; integral bridges; concrete-encased beams; numerical modelling

Streszczenie. W artykule przedstawiono analizę zgodności pionowych ugięć przęseł obiektów mostowych, obliczonych na podstawie modeli numerycznych, z wartościami rzeczywistych ugięć uzyskanych podczas próbnych obciążeń statycznych. Analizą objęto dwie grupy konstrukcji mostowych, powszechnie stosowanych w praktyce inżynierskiej: obiekty zintegrowane o konstrukcji ramowej oraz obiekty kolejowe o ustroju nośnym z obetonowanych belek stalowych, zespolonych z płytą żelbetową. Rzeczywiste przemieszczenia konstrukcji, otrzymane bezpośrednio z próbnych obciążeń, zestawiono z wynikami teoretycznymi w przypadku różnych wariantów modeli obliczeniowych. Uzyskane rezultaty wskazują, że nieuwzględnienie rzeczywistych mechanizmów współpracy może prowadzić w wielu przypadkach do znacznego przeszacowania ugięć obliczeniowych.

Słowa kluczowe: ugięcia przęseł; próbne obciążenia; mosty zintegrowane; belki obetonowane; modelowanie numeryczne

Numerical models of bridge structures often omit the contribution of components that are not formally part of the main load-bearing system but may nevertheless increase its effective stiffness. These include road pavement layers, railway track components, soil backfill behind the supports, and service-walkway slabs. In filler-beam decks, the assumed extent of composite action between the reinforced concrete slab and the steel girders is also of fundamental importance.

Load testing is a widely used method for verifying structural behaviour and calibrating computational models, particularly when assessing deflections and load distribution [1, 2]. The literature indicates that discrepancies between calculated and measured deflections may result from the assumed cross-sectional stiffness, the representation of support conditions, load-distribution modelling, and the inclusion or omission of the interaction of auxiliary and other non-structural components [3–6]. Previous studies have addressed proof load testing and finite-element model calibration, identification of composite action, pavement-bridge interaction, and the assessment of filler-beam structures [3–10]. For railway bridges, studies on

Modele numeryczne obiektów mostowych często pomijają udział elementów, które formalnie nie są częścią głównego ustroju nośnego, lecz w rzeczywistości mogą zwiększać jego efektywną sztywność. Dotyczy to m.in. warstw konstrukcyjnych nawierzchni drogowej, elementów nawierzchni kolejowej, zasypki gruntowej za podporami oraz kap chodnikowych. W przypadku obiektów o pomostach z belek obetonowanych istotne znaczenie ma również prawidłowe przyjęcie zakresu współpracy płyty żelbetowej z dźwigarami stalowymi. Powszechnie stosowaną metodą weryfikacji zachowania konstrukcji oraz kalibracji modeli obliczeniowych, szczególnie w przypadku oceny ugięć i rozdziału obciążeń, są próbne obciążenia obiektów mostowych [1, 2]. W literaturze wskazuje się, że rozbieżności między ugięciami obliczeniowymi i pomierzonymi mogą wynikać z przyjętej sztywności przekrojów, sposobu odwzorowania warunków podparcia, modelowania rozdziału obciążeń oraz uwzględnienia lub pominięcia współpracy elementów wyposażenia oraz innych elementów niekonstrukcyjnych [3÷6]. Dotychczasowe badania obejmują m.in. zagadnienia próbnych obciążeń i kalibracji modeli MES, identyfikacji pracy zespolonej, modelowania współpracy nawierzchnia–most oraz oceny obiektów z belek obetonowanych [3–10]. W odniesieniu do obiektów kolejowych szczególnie istotne są prace dotyczące współpracy toru z konstrukcją mostu, w tym wpływu pod-

[1)] Politechnika Łódzka, Wydział Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska;
jakub.jarosz@p.lodz.pl

track-bridge interaction are particularly relevant, including the effects of ballast, rails, and sleepers on dynamic stiffness and the distribution of actions within the track-bridge system [7–10]. The design, load-capacity assessment, and diagnostics of railway spans with concrete-encased steel beams have also been addressed in Polish literature [11–13].

Previous publications, however, generally concern a single structural type or one selected mechanism affecting agreement between calculations and measurements. Comparative studies based on actual load-test results are scarce, particularly studies examining whether different mechanisms that increase the effective structural stiffness produce a similar reduction in the discrepancy between calculated and measured deflections.

No new field tests were performed specifically for this paper. Most measurement data were obtained from load-test reports prepared by the organisations and teams identified in the cited documents [14–23]. The exception is the PZ-S-7–150 structure, for which the data originate from the author's earlier experimental work described in [24]. The author's contribution to the present study also includes selection and classification of the structures, development of alternative finite-element models, comparative calculations, quantitative assessment of agreement, and interpretation of the results.

The aim of the study is to quantify the effect of selected modelling assumptions on the agreement between calculated deflections and those measured during static load tests. Two groups of bridge structures were examined: integral bridges, for which the effect of including pavement layers and soil backfill in the span stiffness was assessed, and railway filler-beam spans, for which the assumed extent of composite action between the reinforced concrete slab and steel girders, together with the stiffness contribution of service-walkway slabs, was investigated.

The novelty of the study lies in a comparative treatment of two different mechanisms that increase effective structural stiffness: interaction of the load-bearing system with pavement layers and soil backfill in integral bridges, and interaction between the reinforced concrete slab, steel girders, and service-walkway slabs in railway filler-beam spans. In both cases, the extent to which these mechanisms reduce the discrepancy between calculated and measured deflections was evaluated.

The study does not seek to establish a universal correction factor for bridge deflections. The results should be regarded as a comparative analysis of selected structural families, identifying the model components that have the greatest influence on agreement between calculations and measurements. Track-bridge interaction is not identified through a separate parametric model; it is used as interpretative context when considering possible additional stiffness contributions affecting the measured load-test deflections.

Research material and characteristics of the analysed structures

Structure-selection criteria and sources of measurement data. The analysed structures were divided into two groups that differ in structural behaviour and in the dominant mechanisms affecting span stiffness. The first group comprised frame-type

sypki, szyn i podkładów na sztywność dynamiczną i rozkład oddziaływań w układzie tor–most [7–10]. Również w literaturze krajowej podejmowano zagadnienia wymiarowania, oceny nośności i diagnostyki kolejowych przęseł z obetonowanymi belkami stalowymi [11÷13]. Dotychczasowe publikacje odnoszą się jednak najczęściej do pojedynczego typu konstrukcji albo do jednego wybranego mechanizmu wpływającego na zgodność obliczeń z pomiarami. Natomiast brakuje porównawczych zestawień, w których na podstawie rzeczywistych wyników próbnych obciążeń oceniano by, czy różne mechanizmy zwiększania efektywnej sztywności konstrukcji prowadzą do podobnego efektu w postaci zmniejszenia rozbieżności między ugięciami obliczonymi i pomierzonymi.

W artykule nie przedstawiono nowych badań terenowych wykonanych na potrzeby tej publikacji. Większość danych pomiarowych zaczerpnięto z raportów z próbnych obciążeń wykonanych przez jednostki i zespoły wskazane w przywołanych opracowaniach [14–23]. Wyjątek stanowią dane dotyczące obiektu PZ-S-7–150, pochodzące z wcześniejszych badań własnych autora, opisanych w publikacji [24]. Autorski jest też ponadto dobór i klasyfikacja obiektów, opracowanie wariantowych modeli MES, wykonanie obliczeń porównawczych, ilościowa ocena zgodności wyników oraz ich interpretacja.

Celem pracy była ilościowa ocena wpływu wybranych założeń modelowych na zgodność ugięć obliczeniowych z ugięciami pomierzonymi podczas próbnych obciążeń statycznych. Analizę przeprowadzono w przypadku dwóch grup obiektów mostowych: obiektów zintegrowanych, w których oceniano wpływ uwzględnienia warstw nawierzchni i zasypki gruntowej na sztywność przęsła oraz kolejowych przęseł z belek obetonowanych, w których analizowano wpływ przyjętego zakresu współpracy płyty żelbetowej z dźwigarami stalowymi, oraz wpływ uwzględnienia sztywności kap chodnikowych. Nowością pracy jest porównawcze ujęcie dwóch odmiennych mechanizmów zwiększania efektywnej sztywności konstrukcji: współpracy ustroju nośnego z warstwami nawierzchni i zasypką gruntową w obiektach zintegrowanych oraz współpracy płyty żelbetowej, dźwigarów stalowych i kap chodnikowych w kolejowych przęsłach z belek obetonowanych. W obu przypadkach oceniono, w jakim stopniu uwzględnienie tych mechanizmów zmniejsza rozbieżność między ugięciami obliczonymi i pomierzonymi.

Przedstawione wyniki należy traktować jako analizę porównawczą wybranych rodzin konstrukcji, wskazującą elementy modelu, które w największym stopniu wpływają na zgodność obliczeń z pomiarami. Współpraca tor–most nie była identyfikowana jako odrębny model parametryczny, lecz stanowiła kontekst interpretacyjny do oceny możliwych dodatkowych składników sztywności wpływających na ugięcia pomierzone podczas próbnych obciążeń.

Materiał badawczy i charakterystyka analizowanych obiektów

Kryteria doboru obiektów i źródła danych pomiarowych. Analizowane obiekty podzielono na dwie grupy konstrukcyjne, różniące się schematem pracy i dominującymi mechanizmami

integral bridges, in which interaction of the load-bearing system with the ground, backfill, and pavement layers is important. The second group comprised railway filler-beam spans, for which the main issue is the extent of composite action between the reinforced concrete slab and the steel girders, together with the contribution of auxiliary components, particularly service-walkway slabs. For both groups, results of static load tests performed during acceptance or diagnostic investigations were compared with results from the author's alternative finite-element models.

The intention is not to provide a complete, separate analysis of each structural type, but to compare two structural families in which physically different interaction mechanisms produce a similar computational effect: an increase in effective model stiffness and a reduction in the discrepancy between calculated and measured deflections.

Integral bridges. The first group comprised seven single-span bridge structures, including both road and railway bridges. Structures of this type do not contain conventional bearings or expansion joints and therefore interact directly with the ground and pavement layers [3]. Such solutions are increasingly used in engineering practice because of their durability, reduced maintenance costs, and elimination of components requiring periodic maintenance [4].

The analysed spans ranged from approximately 5 m for the PG-05a pedestrian underpass to more than 25 m for the bridge over the Wielopolka River in Ropczyce. The structural depth of the cross-beams varied along the span, ranging from 31 to 150 cm at mid-span and from 60 to 180 cm at the supports. In the PZ-S-7–150 structure, the full pavement system was constructed on backfill, and the total cover thickness, including soil and road pavement layers, exceeded 1 m. On the decks of the three railway structures, the rails were fastened to prestressed-concrete sleepers placed on a ballast layer. The principal characteristics of the analysed integral bridges are summarised in Table 1. Figure 1 shows a schematic view of the analysed integral bridge, including the pavement layers and soil backfill whose contribution to effective span stiffness was evaluated.

Static load tests were performed on all analysed structures after completion of construction. Vertical deflections were recorded at mid-span and, in selected cases, in zones near the supports, allowing the deflected shape and displacement distribution to be assessed.

Data for PG-05, PG-05a, the bridge in Ropczyce, WK-02, and the viaduct at km 180.905 were obtained from load-test reports [14–18]. The geometry and structural details of the viaduct at km 133.044 were adopted from the design documentation [25], whereas the measured deflection was taken from the author's earlier study [26], which was based on the test documentation available at that time. The PZ-S-7–150 tests were personally conducted by the author as part of research related to a doctoral dissertation; the methodology and results were previously reported in [24]. In the present paper, the collected data were used in a new comparative analysis of alternative finite-element models.

In contrast to the earlier analyses, the emphasis here is not on a separate description of each structure, but on a synthetic

wpływającymi na sztywność przęseł. Pierwszą grupę stanowiły obiekty zintegrowane o konstrukcji ramowej, w których istotne znaczenie ma współpraca ustroju nośnego z gruntem, zasypką i warstwami nawierzchni. Drugą grupę stanowiły kolejowe przęsła z belek obetonowanych, w których podstawowym zagadnieniem jest zakres współpracy płyty żelbetowej z dźwigarami stalowymi oraz udział elementów wyposażenia, w szczególności kap chodnikowych. W obu grupach wykorzystano wyniki próbnych obciążeń statycznych wykonanych na etapie odbioru lub diagnostyki konstrukcji, a następnie porównano je z wynikami autorskich wariantowych modeli MES.

Zamierzeniem pracy nie jest pełna, odrębna analiza każdego z typów konstrukcji, lecz porównanie dwóch rodzin obiektów, w których odmienne fizycznie mechanizmy współpracy elementów konstrukcyjnych i towarzyszących prowadzą do podobnego skutku obliczeniowego – zwiększenia efektywnej sztywności modelu i zmniejszenia rozbieżności między ugięciami obliczonymi i pomierzonymi.

Obiekty zintegrowane. Analizie poddano grupę siedmiu jednoprzęsłowych obiektów mostowych, będących zarówno obiektami drogowymi, jak i kolejowymi. Konstrukcje tego typu nie mają klasycznych elementów wyposażenia, takich jak łożyska i dylatacje, a co za tym idzie charakteryzują się bezpośrednią współpracą ustroju nośnego z gruntem i warstwami nawierzchni [3]. Rozwiązania te są coraz częściej stosowane w praktyce inżynierskiej, ze względu na ich trwałość, ograniczenie kosztów utrzymania oraz eliminację elementów wymagających okresowych konserwacji [4].

Rozpiętość przęseł analizowanych obiektów wynosiła od ok. 5 m (przejście dla pieszych PG-05a) do ponad 25 metrów (most przez rzekę Wielopolkę w Ropczycach). Wysokość konstrukcyjną rygli zaprojektowano jako zmienną po długości przęsła, i wynosiła 31÷150 cm w środku rozpiętości, oraz 60÷180 cm – przy podporze. W przypadku obiektu PZ-S-7-150 warstwy konstrukcyjne pełnej nawierzchni ułożono na zasypce, a całkowita grubość nadkładu, obejmująca grunt oraz warstwy nawierzchni drogowej przekraczała jeden metr. Na ustrojach nośnych trzech analizowanych obiektów kolejowych tory przytwierdzone zostały do podkładów strunobetonowych, które z kolei ułożono na warstwie tłucznia. Zestawienie podstawowych cech analizowanych obiektów zintegrowanych przedstawiono w tabeli 1, a na rysunku 1 schemat analizowanego obiektu zintegrowanego, z zaznaczeniem warstw nawierzchni i zasypki gruntowej.

W przypadku wszystkich analizowanych obiektów wykonano próbne obciążenia statyczne, po zakończeniu robót budowlanych. W trakcie badań rejestrowano ugięcia pionowe w środku rozpiętości przęseł, oraz, w wybranych przypadkach, w strefach przypodporowych, co umożliwiło ocenę kształtu linii ugięcia oraz rozkładu przemieszczeń. Dane dotyczące obiektów PG-05, PG-05a, mostu w Ropczycach, WK-02 oraz wiaduktu w km 180,905 pochodziły z raportów z próbnych obciążeń [14÷18]. Geometrię i rozwiązania konstrukcyjne wiaduktu w km 133,044 przyjęto na podstawie projektu budowlanego [25], natomiast wynik pomiaru ugięcia zaczerpnięto z wcześniejszego opracowania autora [26], sporządzonego na podstawie dostępnej wówczas dokumentacji badań. Badania obiektu PZ-S-7–150 zostały wykonane przez autora w ramach

Table 1. The basic characteristics of the analysed integral bridges
Tabela 1. Podstawowe cechy analizowanych obiektów zintegrowanych

Parameter/ Parametr	Bridge structure/Obiekt mostowy						
	PG-05	PG-05a	Bridge in Ropczyce/ Most w Ropczycach	PZ-S-7–150	WK-02	Viaduct at km 133.044 of railway line E65/ Wiadukt w km 133,044 linii E-65	Viaduct at km 180.905 of railway line E65/ Wiadukt w km 180,905 linii E-65
Structural type/ Typ konstrukcji	Frame/ ramownica	Closed frame/ rama zamknięta	Frame with embedded pile caps/ rama o zatopionych oczepach	Frame/ ramownica	Frame/ ramownica	Closed frame/ rama zamknięta	Closed frame/ rama zamknięta
Foundation/ Posadowienie	Shallow foundation/ bezpośrednie	Shallow foundation/ bezpośrednie	Large-diameter piles, diameter 150 cm/ pale wielkośrednicowe ∅150 cm	Shallow foundation/ sheet-pile walls/ bezpośrednie/ ścianki szczelne	Bored piles, diameter 100 cm/ pale wiercone ∅100 cm	Bored piles, diameter 100 cm/ pale wiercone ∅100 cm	Shallow foundation/ bezpośrednie
Theoretical span L/ Rozpiętość teoretyczna przęsła L [m]	11	4.78	27.5	18	17.1	11.45	12.65
Span depth at mid-span/ Wysokość przęsła w środku rozpiętości [cm]	45	31	80	150	80	90	115
Span depth at support/ Wysokość przęsła przy podporze [cm]	60	61	120	180	130	70	100
Reinforcing-steel grade/ Klasa stali zbrojeniowej	BSt500S	BSt500S	BSt500S	BSt500S	BSt500S	BSt500S	BSt500S
Concrete class/ Klasa betonu	C35/45	C35/45	C35/45	C35/45	C30/37	C30/37	C30/37

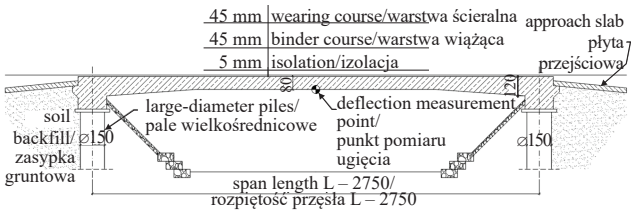


Fig. 1. Scheme of the analysed integral bridge with pavement layers, soil backfill and mid-span deflection measurement point
Rys. 1. Schemat analizowanego obiektu zintegrowanego z zaznaczeniem warstw nawierzchni, zasypki gruntowej oraz punktu pomiaru ugięcia w środku rozpiętości

comparison of the stiffness increase produced by pavement layers and backfill with the analogous effect observed in the second structural group.

Railway filler-beam structures. The second group comprised five single-span railway structures with filler-beam decks, located on the E30/C-E30 railway line. Each structure consisted of two independent load-bearing decks separated along the line between the tracks; one deck carrying a single track was analysed. The deck comprised seven parallel HEB prac badawczych związanych z przygotowywaną rozprawą doktorską, a ich metodykę i wyniki przedstawiono wcześniej w publikacji [24]. Zgromadzone dane wykorzystano do nowej, porównawczej analizy wariantowych modeli MES. W stosunku do wcześniejszych analiz akcent położono nie na indywidualny opis poszczególnych obiektów, lecz na syntetyczne porównanie mechanizmu zwiększenia efektywnej sztywności przez warstwy nawierzchni i zasypki z analogicznym efektem obserwowanym w drugiej grupie konstrukcji.

Obiekty kolejowe z belek obetonowanych. Drugą grupę analizowanych konstrukcji stanowiło pięć jednoprzęsłowych obiektów kolejowych o ustroju nośnym z belek obetonowanych, zlokalizowanych w ciągu linii E30/C-E30. Każdy obiekt składał się z dwóch niezależnych ustrojów nośnych, rozdzielonych w osi międzytorza, przy czym analizie poddano pojedyncze ustroje odpowiadające jednemu torowi. Ustrój nośny składał się z siedmiu równolegle usytuowanych dźwigarów stalowych typu HEB, rozmieszczonych w rozstawie ok. 0,62 m i zespolonych z płytą żelbetową z betonu C35/45. Schemat przekroju poprzecznego analizowanego ustroju z belek obetonowanych wraz z lokalizacją punktów pomiarowych P1 i P2 pokazano na

steel girders spaced at approximately 0.62 m and acting compositely with a C35/45 reinforced-concrete slab. The principal geometric parameters are summarised in Table 2. Figure 2 shows the cross-section of the analysed filler-beam deck and the locations of measurement points P1 and P2.

Table 2. The basic characteristics of the analysed bridge structures with concrete-encased beams

Tabela 2. Podstawowe cechy analizowanych obiektów mostowych z belek obetonowanych

Parameter/Parametr	Bridge structure/Obiekt mostowy				
	MK1	MK2	MK3	MK4	WK1
Theoretical span L [m]/ Rozpiętość teoretyczna przęsła L [m]	10	9	11	12.2	11
Deck width B [m]/ Szerokość pomostu B [m]	5.17	5.17	5.17	5.42	5.27
Steel girder/Dźwigar stalowy	HEB 500	HEB 450	HEB 550	HEB 600	HEB 550
Deck depth at mid-span Hk1 [mm]/ Grubość ustroju nośnego w środku rozpiętości Hk1 [mm]	708	636	759	821	759
Deck depth at support Hk2 [mm]/ Grubość ustroju nośnego przy podporze Hk2 [mm]	608	546	649	699	649
Structural-steel grade/ Klasa stali konstrukcyjnej	S355	S355	S355	S235	S355
Concrete class/Klasa betonu	C35/45	C35/45	C35/45	C35/45	C35/45

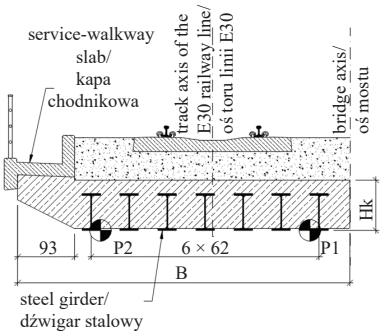


Fig. 2. Cross-sectional scheme of the analysed filler-beam decks with the location of measurement points P1 and P2

Rys. 2. Schemat przekroju poprzecznego analizowanych przęseł z belek obetonowanych z lokalizacją punktów pomiarowych P1 i P2

A characteristic feature of the analysed railway structures was the presence of relatively massive service-walkway slabs. Their size relative to the deck dimensions suggested that they might contribute to the effective transverse and global stiffness. The numerical analyses therefore considered models both including and excluding their stiffness contribution.

The load-test results for MK1-MK4 and WK1 were obtained from acceptance-test reports [19–23]. The tests were performed by the MOSTOPROJEKT Katowice team and scientifically reviewed by the Institute of Roads and Bridges at Warsaw University of Technology. The author's earlier publication [27] addressed the effectiveness of composite action between the steel girders and reinforced-concrete slab. The present analysis extends that work by considering the effect of service-walkway slabs, quantitatively assessing relative deviations, and comparing the results with those from integral bridges.

Scope of load-test data used and measurement methods. The study used vertical-deflection values recorded during static load tests. Elastic deflections were adopted for comparison with the numerical models; these were defined as the difference between the displacements recorded under the test load and the residual displacements after unloading.

For the integral bridges, the primary comparison quantity was vertical deflection at mid-span. For selected structures, displacements near the supports and support settlements were also recorded. Test loads were applied using road vehicles or locomotives positioned to produce maximum deflections in the analysed measurement sections. For example, four trucks with a total mass of 160.64 t were used on the bridge in Ropczyce [16]; approximately 38 t four-axle dump trucks were used for PG-05 and PG-05a [14, 15]; and a 116.5 t ST-44 locomotive was used on the WK-02 railway viaduct [17].

rysunku 2, a podstawowe parametry geometryczne analizowanych obiektów w tabeli 2. Istotną cechą analizowanych kolejowych obiektów były stosunkowo masywne kapy chodnikowe, których wymiary, w relacji do gabarytów przęsła, wskazywały na możliwość ich udziału w kształtowaniu efektywnej sztywności poprzecznej i globalnej ustroju. Z tego względu w analizach numerycznych rozpatrzono modele uwzględniające oraz pomijające sztywność kap.

Wyniki próbnych obciążeń obiektów MK1–MK4 i WK1 zaczerpnięto z raportów z badań odbiorczych [19÷23]. Badania wykonał zespół MOSTOPROJEKT Katowice, a ich wyniki zostały zweryfikowane naukowo przez Instytut Dróg i Mostów Politechniki Warszawskiej. Wcześniejsza publikacja autora [27] dotyczyła oceny efektywności zespolenia dźwigarów stalowych z płytą żelbetową. Obecnie analizę rozszerzono o wpływ kap chodnikowych, ilościową ocenę odchyłek względnych oraz porównanie z obiektami zintegrowanymi.

Zakres wykorzystanych danych z próbnych obciążeń i metody pomiarowe. W pracy wykorzystano wartości ugięć pionowych zarejestrowane podczas statycznych próbnych obciążeń analizowanych obiektów. Do porównań z wynikami modeli numerycznych przyjęto ugięcia sprężyste, rozumiane jako różnicę pomiędzy przemieszczeniami zarejestrowanymi pod obciążeniem próbnym i przemieszczeniami trwałymi po odciążeniu konstrukcji. W przypadku obiektów zintegrowanych podstawową wielkością porównawczą było ugięcie pionowe w środku rozpiętości przęsła. W wybranych obiektach rejestrowano również przemieszczenia w strefach przypodporowych oraz osiadania podpór. Obciążenia próbne realizowano przy użyciu pojazdów samochodowych lub lokomotyw, ustawianych w konfiguracjach wywołujących maksymalne ugięcia w analizowanych przekrojach pomiarowych, np. na moście w Ropczycach ustawiono cztery samochody ciężarowe o łącznej masie 160,64 t [16], w przypadku obiektów PG-05 i PG-05a – czteroosiowe wywrotki o masie ok. 38 t [14, 15], natomiast na wiadukcie kolejowym WK-02 – lokomotywę ST-44 o masie 116,5 t [17].

For the railway filler-beam spans, the test load was a 116.5 t ST-43 diesel locomotive, corresponding to twelve axle loads of approximately 96.45 kN [19–23]. Deflections were measured at two points located at mid-span of the analysed deck: point P1 near the inter-track expansion-joint axis and point P2 near the outer edge of the deck. This arrangement allowed both the magnitude and the transverse distribution of deflection to be evaluated, which was important when assessing the influence of the service-walkway slabs and the transverse behaviour of the deck.

Broadly similar displacement-measurement approaches were used for both groups. Span deflections were usually measured with dial or inductive displacement transducers, typically with a 0–50 mm measurement range and a reading resolution of 0.01 mm. Support settlements were monitored by precise levelling [14–23]; reported reading resolutions were generally 0.01–0.05 mm and the estimated settlement-measurement error was approximately 0.2 mm. Measurements were usually taken in the unloaded reference state, after positioning the test load, at intervals while the load remained on the structure, and after unloading.

Because the study is comparative in nature, no formal propagation of measurement uncertainty was performed. Measurement uncertainty was nevertheless considered when interpreting the results, particularly for structures with small deflections. Conclusions were based primarily on the systematic direction of change between model variants and on the repeatability of the observed effect across the group, rather than on isolated differences comparable with the measurement accuracy.

Numerical analysis methods and modelling assumptions

General finite-element analysis assumptions. The numerical analyses were performed using three-dimensional computational models based on the finite element method. Linear-elastic models were used because the objective was to compare structural deflections under test loads rather than to assess ultimate load-carrying capacity. The linear-elastic material representation enabled direct comparison with the elastic deflections derived from load tests.

The actual geometry of the principal load-bearing components was represented on the basis of design, as-built, and available load-test documentation. Shell elements or combined shell-and-beam systems were used depending on the structural type. The analysis focused on vertical deflections at the measurement sections, namely mid-span for integral bridges and points P1 and P2 for filler-beam spans.

The models were not intended to identify all parameters governing actual structural behaviour, such as local support stiffness, full track-bridge interaction, or three-dimensional soil behaviour as a continuum. The adopted level of detail was selected to evaluate the influence of specific modelling assumptions on deflection while maintaining comparability between model variants.

Models of integral bridges. In the integral-bridge models, the cross-beam, walls, and foundation slabs were rep-

W przypadku kolejowych przęseł z belek obetonowanych obciążenie próbne stanowiła lokomotywa spalinowa ST-43 o masie całkowitej 116,5 t, odpowiadającej dwunastu naciskom osiowym ok. 96,45 kN [19–23]. Pomiary ugięć prowadzono w dwóch punktach zlokalizowanych w środku rozpiętości badanego ustroju: w punkcie P1 położonym w pobliżu osi dylatacji międzytorowej oraz w punkcie P2 położonym przy zewnętrznej krawędzi ustroju. Takie rozmieszczenie punktów pozwalało ocenić zarówno wartość ugięcia, jak i jego rozkład poprzeczny, istotny w przypadku analizy wpływu kap chodnikowych i współpracy poprzecznej pomostu.

W przypadku obu grup obiektów zastosowano zasadniczo podobny sposób pomiaru przemieszczeń. Ugięcia przęseł mierzono czujnikami przemieszczeń, najczęściej zegarowymi lub indukcyjnymi, o zakresie pomiarowym 0–50 mm i dokładności odczytu 0,01 mm. Osiadanie podpór kontrolowano metodą niwelacji precyzyjnej [14–23]; w raportach podawano dokładność odczytu – 0,01–0,05 mm oraz szacowany błąd pomiaru osiadań ok. 0,2 mm. Pomiary prowadzono zwykle w stanie zerowym, po ustawieniu obciążenia próbnego, cyklicznie w czasie działania obciążenia oraz po odciążeniu konstrukcji.

Ze względu na porównawczy charakter pracy nie prowadzono formalnej propagacji niepewności pomiarowej. Niepewność pomiarów uwzględniano jednak przy interpretacji wyników, zwłaszcza w przypadkach, w których wartości ugięcia były niewielkie. Wnioski formułowano przede wszystkim na podstawie systematycznego kierunku zmian pomiędzy wariantami modeli oraz powtarzalności obserwowanego efektu w grupie obiektów, a nie na podstawie pojedynczych różnic mieszczących się w granicach dokładności pomiarowej.

Metody analiz numerycznych i przyjęte założenia modelowe

Ogólne założenia analiz MES. Analizy numeryczne wykonano z wykorzystaniem przestrzennych modeli obliczeniowych bazujących na metodzie elementów skończonych. Modele przygotowano jako liniowo-sprężyste, ponieważ celem analiz było porównanie ugięć konstrukcji pod obciążeniami próbnymi, a nie ocena nośności granicznej. Przyjęcie liniowo-sprężystych właściwości materiałów umożliwiło bezpośrednie porównanie wyników obliczeń z ugięciami sprężystymi wyznaczonymi na podstawie próbnych obciążeń.

W modelach odwzorowano rzeczywistą geometrię podstawowych elementów nośnych na podstawie dokumentacji projektowej, powykonawczej i dostępnej dokumentacji próbnych obciążeń. W zależności od typu konstrukcji stosowano elementy powłokowe lub układy powłokowo-prętowe. W analizie koncentrowano się na ugięciach pionowych w przekrojach pomiarowych, tj. w środku rozpiętości przęsła w przypadku obiektów zintegrowanych oraz w punktach P1 i P2 – przęseł z belek obetonowanych.

Modele nie miały na celu pełnej identyfikacji wszystkich parametrów rzeczywistej pracy konstrukcji, takich jak lokalna sztywność podpór, pełna interakcja tor–most czy przestrzenna współpraca gruntu jako ośrodka ciągłego. Przyjęto taki poziom szczegółowości modeli, który pozwalał na ocenę wpływu wy-

resented by shell elements with thicknesses corresponding to the actual structural dimensions. Foundation and support flexibility was represented in a simplified manner using spring supports, with stiffness values selected according to the foundation type and ground conditions. The soil was not modelled as a three-dimensional continuum; its influence was represented by appropriate support and interaction conditions [28].

In Variant A, pavement and backfill layers were treated as permanent loads without contributing to span stiffness. In Variant B, their contribution to the effective cross-beam stiffness was represented by transforming the layered section into an equivalent homogeneous section. The neutral-axis position and second moment of area of the transformed section were determined, and an increased equivalent thickness was assigned to the shell elements representing the cross-beam. The parameters of the actual and transformed sections are given in Table 3.

Table 3. Parameters of actual and transformed cross-sections
Tabela 3. Parametry przekrojów poprzecznych rzeczywistych i sprowadzonych

Structure/ Nazwa obiektu	Actual slab thickness [cm]/ Rzeczywista grubość płyty [cm]	Transformed slab thickness [cm]/ Sprowadzona grubość płyty [cm]	Second moment of area of actual section [cm⁴]/ Moment bezwładności przekroju rzeczywistego [cm⁴]	Second moment of area of transformed section [cm⁴]/Moment bezwładności przekroju sprowadzonego [cm⁴]
PG-05	45	49	7594	9641
PG-05a	31	35	2483	3614
Bridge in Ropczyce/ Most w Ropczycach	80	83	42667	48186
PZ-S-7–150	150	220	281250	884000
WK-02	80	95	42667	70841
Viaduct at km 133.044 of railway line E65/ Wiadukt w km 133,044 linii E-65	90	107	60750	103384
Viaduct at km 180.905 of railway line E65/ Wiadukt w km 180,905 linii E-65	115	126	126740	165688

Models of filler-beam spans. Three-dimensional shell-and-beam models were used for the filler-beam spans. The HEB steel girders were represented by beam elements, while the reinforced-concrete slab and service-walkway slabs were represented by shell elements. The eccentricity between the steel-girder axis and the reference surface of the reinforced-concrete slab was included. A regular mesh was used; the typical in-plane element size in the slab was approximately 0.5 m, with local refinement near supports and locomotive axle-load application areas.

The filler-beam spans were supported at discrete locations corresponding to the steel-girder bearing points. For the comparative analyses, the vertical support stiffness was assumed to be very high.

The extent of composite action between the reinforced-concrete slab and steel girders was represented by changing the effective geometry of the composite cross-section. Variant A assumed full participation of both the compression and tension zones of the slab. Variant C included only the compression zone, while Variant B represented an intermediate case between A and C [29]. Variant B was not defined by mechanically taking one half of the tension-zone depth; instead, an effective

branych założeń modelowych na wartości ugięć, przy zachowaniu porównywalności wyników pomiędzy wariantami obliczeniowymi.

Modele obiektów zintegrowanych. W modelach obiektów zintegrowanych rygiel, ściany oraz płyty fundamentowe odwzorowano elementami powłokowymi o grubości odpowiadającej rzeczywistym wymiarom konstrukcji. Podatność podłoża i podpór uwzględniono w sposób uproszczony przez zastosowanie podpór sprężystych, których sztywność przyjmowano w zależności od rodzaju posadowienia i warunków gruntowych. Gruntu nie modelowano jako ciągłego ośrodka przestrzennego; jego wpływ uwzględniano przez odpowiednie warunki podparcia i oddziaływania na konstrukcję [28].

W wariancie A warstwy nawierzchni i zasypki traktowano jako obciążenie stałe, bez udziału w sztywności przęsła. W wariancie B uwzględniono ich wpływ na efektywną sztywność rygla przez sprowadzenie przekroju warstwowego do przekroju homogenicznego. W tym celu wyznaczano położenie osi obojętnej przekroju zastępczego i jego moment bezwładności, a następnie wprowadzano do modelu powłokowego zwiększoną grubość zastępczą elementów reprezentujących rygiel. W tabeli 3 zestawiono parametry przekrojów rzeczywistych i sprowadzonych.

Modele przęseł z belek obetonowanych. W przypadku przęseł z belek obetonowanych zastosowano przestrzenne modele powłokowo-prętowe. Dźwigary stalowe typu HEB odwzorowano elementami prętowymi, natomiast płytę żelbetową oraz kapy chodnikowe – elementami powłokowymi. W modelu uwzględniono mimośród pomiędzy osią dźwigara stalowego a powierzchnią odniesienia płyty żelbetowej. Siatkę elementów przyjmowano jako regularną; typowy wymiar elementu w płaszczyźnie płyty wynosił ok. 0,5 m, z lokalnym zagęszczeniem w rejonie podpór i miejsc przyłożenia obciążeń od osi lokomotywy.

Podparcie przęseł z belek obetonowanych odwzorowano za pomocą dyskretnych podpór w miejscach odpowiadających oparciu dźwigarów stalowych. W analizach porównawczych traktowano je jako podpory o bardzo dużej sztywności w kierunku pionowym. Zakres współpracy płyty żelbetowej z dźwigarami stalowymi odwzorowano poprzez zmianę efektywnej geometrii

geometry providing intermediate composite-section stiffness between the limiting Variants A and C was adopted.

Two cases were also considered for the service-walkway slabs: a model including their stiffness and a model in which their stiffness contribution was omitted. Comparison of the two cases enabled their influence on deflection magnitude and transverse deflection distribution at P1 and P2 to be assessed.

Figure 3 shows the load-bearing model of bridge MK-4 according to Variant A, including the stiffness of the service-walkway slab.

Representation of test loads. Test loads were represented according to the actual vehicle or locomotive positions used during the field tests. For road structures, wheel loads were applied at locations corresponding to the load-test schemes. Depending on the model type and the load-distribution mechanism through the pavement layers, loads were introduced as concentrated forces or surface loads [30].

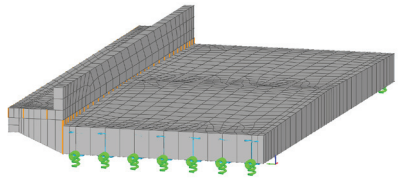


Fig. 3. Model of the load-bearing structure of bridge MK-4
Rys. 3. Model ustroju nośnego mostu MK-4

For railway structures, the rail-sleeper-ballast system was not modelled explicitly as a separate subsystem. Locomotive axle loads were applied to the load-bearing structure as pressures distributed over equivalent surface areas, representing load transfer through the track and ballast. In the filler-beam models, the ST-43 locomotive was represented by the axle-load arrangement used during the load test. The analyses reproduced the load positions for which measured deflection data were available.

Because the objective was to compare the structural response to the test load, the results focused on the increment in displacement caused by that load. Permanent actions, such as self-weight, were generated from the model geometry, whereas comparison with measurements was performed for deflections corresponding to the test-load schemes. The principal characteristics of the numerical models are summarised in Table 4.

Comparative results and interpretation of model-to-measurement agreement

The results are presented separately for each structural group, but are interpreted using a common criterion: the effect of the adopted modelling assumptions on agreement between calculated and measured load-test deflections. Both the direction and magnitude of changes produced by including additional contributions to effective structural stiffness were examined.

It should be emphasised that some of the analysed structures exhibited small deflections, on the order of tenths of a millimetre or a few millimetres. Individual differences of small absolute magnitude should therefore not be overinterpreted. The conclusions are based primarily on the systematic direction of change between model variants and on the repeatability of the observed effect across the group.

Measures used to assess agreement. The relative deviation of the calculated result from the measured value, delta, was used to quantify agreement:

przekroju zespolonego. W wariancie A przyjęto pełną współpracę płyty, obejmującą strefę ściskaną i rozciąganą. W wariancie C uwzględniono wyłącznie współpracę strefy ściskanej, natomiast wariant B przyjęto jako pośredni pomiędzy wariantami A i C [29]. Wariant B nie polegał na mechanicznym przyjęciu połowy wysokości strefy rozciąganej, lecz na takiej efektywnej geometrii przekroju, która zapewniała pośrednią sztywność przekroju zespolonego pomiędzy wariantami granicznymi A i C.

Dodatkowo rozpatrzono dwa przypadki udziału kap chodnikowych: model z uwzględnieniem sztywności kap oraz model, w którym kapy pomijano jako składnik sztywności. Porównanie tych dwóch modeli umożliwiło ocenę wpływu kap na wartość ugięć oraz ich rozkład poprzeczny w punktach P1 i P2. Na rysunku 3 pokazano model ustroju nośnego mostu MK-4 wg wariantu A, z uwzględnieniem sztywności kapy chodnikowej.

Odwzorowanie obciążeń próbnych. Obciążenia próbne odwzorowano zgodnie z rzeczywistym ustawieniem pojazdów lub lokomotyw podczas badań. W przypadku obiektów drogowych obciążenia od kół pojazdów przykładano w miejscach odpowiadających schematom próbnego obciążenia. W zależności od typu modelu i sposobu rozkładu obciążenia przez warstwy nawierzchni obciążenia wprowadzano jako siły skupione lub obciążenia powierzchniowe [30].

W przypadku obiektów kolejowych nie modelowano odrębnie układu szyna–podkład–podsypka jako osobnego podsystemu. Obciążenia od osi lokomotyw przykładano do ustroju nośnego jako naciski rozłożone na zastępcze pola powierzchniowe, odpowiadające sposobowi przekazywania obciążeń przez nawierzchnię kolejową i warstwę podsypki. W modelach przęseł z belek obetonowanych obciążenie lokomotywą ST-43 odwzorowano jako układ nacisków osiowych zgodny z konfiguracją zastosowaną podczas próby obciążeniowej. Analizy prowadzono w przypadku tych samych schematów ustawienia obciążenia, dla których dostępne były wyniki pomiarów ugięć.

Ponieważ celem pracy było porównanie odpowiedzi konstrukcji na obciążenie próbne, w analizie wyników koncentrowano się na przyroście przemieszczeń wywołanym obciążeniem próbnym. Obciążenia stałe, takie jak ciężar własny elementów konstrukcyjnych, generowano zgodnie z geometrią modelu, natomiast porównanie z pomiarami prowadzono w przypadku ugięć odpowiadających schematom próbnego obciążenia. W tabeli 4 zestawiono główne cechy zastosowanych modeli numerycznych.

Wyniki analiz porównawczych i ich interpretacja

Wyniki przedstawiono osobno dla każdej grupy konstrukcji, jednak ich interpretację podporządkowano wspólnemu kryterium: ocenie wpływu przyjętych założeń modelowych na zgodność ugięć obliczeniowych z wartościami pomierzonymi podczas próbnych obciążeń. W obu grupach analizowano kierunek i skalę zmian ugięć wynikających z uwzględnienia dodatkowych

Table 4. Main characteristics of the numerical models
Tabela 4. Główne cechy zastosowanych modeli numerycznych

Component/assumption/ Element/założenie	Integral bridges/ Obiekty zintegrowane	Filler-beam spans/Przęsła z belek obetonowanych
Material model/Typ modelu	three-dimensional shell model/ przestrzenny model powłokowy	three-dimensional shell-and-beam model/ przestrzenny model powłokowo-prętowy
Main load-bearing components/ Główne elementy nośne	cross-beam, walls, and foundation slabs as shell elements/ rygiel, ściany i płyty fundamentowe jako elementy powłokowe	HEB girders as beam elements; deck slab and service-walkway slabs as shell elements/ dźwigary HEB jako elementy prętowe, płyta i kapy jako elementy powłokowe
Material model/ Model materiału	linear elastic/liniowo-sprężysty	linear elastic/liniowo-sprężysty
Supports/Podparcie	spring supports; soil effect represented without continuum modelling/ podpory sprężyste, wpływ gruntu bez modelowania ośrodka ciągłego	discrete supports at girder bearing locations/ dyskretne podpory w miejscach oparcia dźwigarów
Substructure/track modelling/ Modelowanie podłoża	soil not modelled as a continuum/ gruntu nie modelowano jako ośrodka ciągłego	track-ballast system not modelled as a separate subsystem/ układu tor–podsypka nie modelowano jako odrębnego podsystemu
Model variants/ Warianty obliczeniowe	A – pavement and backfill as load/pressure; B – transformed section with increased stiffness/ A – nawierzchnia i zasypka jako obciążenie/parcie; B – przekrój sprowadzony o zwiększonej sztywności	A – full slab participation; B – intermediate participation; C – compression zone only; models with and without service-walkway slabs/ A – pełna współpraca płyty; B – współpraca pośrednia; C – tylko strefa ściskana; dodatkowo modele z kapą i bez kapy
Test loads/Obciążenia próbne	concentrated or surface loads from vehicles/ locomotives/ siły skupione lub powierzchniowe od pojazdów/ lokomotyw	surface or equivalent locomotive axle pressures/ powierzchniowe lub zastępcze naciski od osi lokomotywy
Comparison quantity/ Wielkość porównawcza	mid-span deflection/ugięcie w środku rozpiętości	deflections at P1 and P2/ugięcia w punktach P1 i P2
Purpose of model variants/ Cel wariantowania	assessment of pavement and backfill effects on effective stiffness / ocena wpływu nawierzchni i zasypki na efektywną sztywność	assessment of composite action and service-walkway slab effects on deflection/ ocena wpływu współpracy zespolonej i kap na ugięcia

$$\delta = (u_{cal} - u_{meas})/u_{meas} \cdot 100\%$$

where:
u_{cal} – deflection calculated for a given model variant,
u_{meas} – deflection measured during the load test.

A positive value of delta means that the calculated deflection exceeds the measured value; the effective stiffness adopted in the model is therefore lower than that inferred from the actual structural response. A negative value would indicate underestimation of deflection by the model.

Load-test reports commonly assess agreement using the ratio of measured to calculated deflection:

$$\eta = u_{cal}/u_{meas} \cdot 100\%$$

A value of eta equal to 100% indicates full agreement between the measured and calculated values, while a value below 100% means that the measured deflection was smaller than predicted. Relative deviation delta was adopted as the primary comparative measure because it directly expresses the percentage magnitude and direction of over- or underestimation of the calculated deflection relative to measurement. The ratio eta is also reported to retain a direct link with the assessment convention used in load-test reports.

Integral bridges: effect of transformed sections on deflection agreement. For the integral bridges, results from two

składników efektywnej sztywności ustroju. Należy podkreślić, że w części analizowanych obiektów wartości ugięcia były niewielkie, ok. dziesiątych części milimetra lub kilku milimetrów. Dlatego pojedyncze różnice o małej wartości bezwzględnej nie powinny być nadinterpretowane. Wnioski formułowano przede wszystkim na podstawie systematycznego kierunku zmian pomiędzy wariantami modeli oraz powtarzalności obserwowanego efektu w grupie obiektów.

Zastosowane miary zgodności wyników. Do ilościowej oceny zgodności wyników obliczeniowych z pomiarami zastosowano odchyłkę względną obliczeń względem wyniku pomiaru δ, określoną zależnością:

$$\delta = (u_{obl} - u_{pom})/u_{pom} \cdot 100\%$$

gdzie:
u_{obl} – ugięcie obliczone w danym wariancie modelu,
u_{pom} – ugięcie pomierzone podczas próbnego obciążenia.

Dodatnia wartość δ oznacza, że ugięcie obliczone jest większe od pomierzonego, a więc przyjęta w modelu efektywna sztywność konstrukcji jest mniejsza od sztywności wynikającej z rzeczywistej pracy obiektu. Wartość ujemna oznaczałaby niedoszacowanie ugięcia przez model.

W sprawozdaniach z próbnych obciążeń zgodność wyników ocenia się zazwyczaj za pomocą stosunku ugięcia pomierzonego do obliczonego:

model variants were compared. In Variant A, pavement and backfill layers were treated solely as permanent loads, whereas Variant B included their contribution to effective span stiffness through transformed sections.

Measured and calculated deflections are compared in Table 5.

All Variant A models overestimated deflection relative to measurement. The relative deviation ranged from approximately 20% for the bridge in Ropczyce to 100% for PZ-S-7–150, with a group mean of approximately 53%. When interaction of the load-bearing system with pavement and backfill was included in Variant B, the deviation range decreased to approximately 6–21%, with a mean of approximately 15%.

Using the reporting convention applied in load-test reports, the measured-to-calculated deflection ratio ranged from 50.0% to 83.6% for Variant A and from 82.8% to 94.7% for Variant B. The mean ratio increased from approximately 67% to 87%, respectively.

The largest improvement in agreement was obtained for PZ-S-7-150. The calculated deflection decreased from 0.36 mm in Variant A to 0.19 mm in Variant B, compared with a measured value of 0.18 mm. This result is consistent with the substantial increase in the transformed-section second moment of area, from 281,250 cm4 to 884,000 cm^4.

Table 5. Comparison of measured and computed vertical deflections of the spans of the analysed integral bridges
Tabela 5. Porównanie pomierzonych i obliczonych ugięć pionowych przęseł analizowanych obiektów zintegrowanych

Structure/ Nazwa obiektu	Measured deflection* u_{meas} [mm]/ Ugięcie pomierzone* u_{pom} [mm]	Calculated deflection, Variant A $u_{cal,A}$ [mm]/ Ugięcie obliczone wg modelu A u_{oblA} [mm]	Calculated deflection, Variant B $u_{cal,B}$ [mm]/ Ugięcie obliczone wg modelu B u_{oblB} [mm]	Relative deviation δ_A [%]/ Odchyłka względna δ_A [%]	Relative deviation δ_B [%]/ Odchyłka względna δ_B [%]
PG-05	1.79	2.55	2.1	42.5	17.3
PG-05a	0.36	0.56	0.43	55.6	19.4
Bridge in Ropczyce/ Most w Ropczycach	9.53	11.4	10.5	19.6	10.2
PZ-S-7–150	0.18	0.36	0.19	100.0	5.6
WK-02	0.42	0.73	0.5	73.8	19.0
Viaduct at km 133.044 of railway line E65/ Wiadukt w km 133,044 linii E-65	0.29	0.4	0.33	37.9	13.8
Viaduct at km 180.905 of railway line E65/ Wiadukt w km 180,905 linii E-65	0.24	0.34	0.29	41.7	20.8

* Sources of measured values: load-test reports [14–18] and the author's earlier publications concerning PZ-S-7–150 and the viaduct at km 133.044 [24, 26] /
Źródło wartości pomierzonych: raporty z próbnych obciążeń [14–18] oraz [24, 26]

$$\eta = u_{pom}/u_{obl} \cdot 100\%$$

Wartość η = 100% oznacza pełną zgodność wyniku pomiarowego z obliczonym, natomiast wartość mniejsza od 100% wskazuje, że ugięcie pomierzone było mniejsze od prognozowanego. W pracy jako podstawową miarę porównawczą przyjęto odchyłkę względną δ, ponieważ pozwala ona bezpośrednio określić procentową skalę przeszacowania lub niedoszacowania ugięcia obliczeniowego względem wyniku pomiaru. Stosunek η podano pomocniczo w celu zachowania odniesienia do sposobu oceny, stosowanego w sprawozdaniach z próbnych obciążeń.

Obiekty zintegrowane – wpływ przekroju sprowadzonego na zgodność ugięć. W przypadku obiektów zintegrowanych porównano wyniki uzyskane z dwóch wariantów modeli. W modelach A warstwy nawierzchni i zasypki traktowano wyłącznie jako obciążenie stałe, natomiast w modelach B uwzględniono ich wpływ na efektywną sztywność przęsła przez zastosowanie przekrojów sprowadzonych.

Zestawienie ugięć pomierzonych oraz obliczonych przedstawiono w tabeli 5.

Wszystkie modele A zawyżały wartości ugięcia względem pomiarów. Odchyłka względna modelu A wynosiła od ok. 20% w przypadku mostu w Ropczycach do 100% – obiektu PZ-S-7-150, a jej średnia wartość dla całej grupy to ok. 53%. Po uwzględnieniu współpracy ustroju nośnego z warstwami nawierzchni i zasypką w modelach B zakres odchyłki zmniejszył się do 6–21%, a średnia wartość wyniosła ok. 15%.

W ujęciu stosowanym w sprawozdaniach z próbnych obciążeń stosunek ugięcia pomierzonego do obliczonego wynosił 50,0–83,6% w przypadku modeli A oraz 82,8–94,7% modeli B. Średnia wartość stosunku zwiększyła się odpowiednio z ok. 67 do 87%. Największą poprawę zgodności uzyskano w przypadku obiektu PZ-S-7-150. Ugięcie obliczone zmniejszyło się z 0,36 mm w modelu A do 0,19 mm w modelu B, przy wartości pomierzonej 0,18 mm. Wynik ten jest zgodny z dużym zwiększeniem sprowadzonego momentu bezwładności przekroju, który w przypadku tego obiektu zwiększył się z 281 250 do 884 000 cm^4. W pozostałych obiektach efekt był mniej wyraźny, ale zachował ten sam kierunek: zastosowanie przekroju sprowadzonego zmniejszało ugięcia obliczeniowe i przybliżało je do wartości pomierzonych. Oznacza to, że nawet uproszczone uwzględnienie współpracy warstw nawierzchni i zasypki może znacznie poprawić trafność prognozy ugięć obiektów zintegrowanych.

Przęsła z belek obetonowanych – wpływ współpracy zespolonej i kap chodnikowych. W przypadku kolejowych przęseł z belek obetonowanych analizo-

For the remaining structures, the effect was less pronounced but followed the same direction: use of a transformed section reduced the calculated deflection and brought it closer to the measured value. Thus, even a simplified representation of pavement and backfill interaction can significantly improve predictions of integral-bridge deflections.

Filler-beam spans: influence of composite action and service-walkway slabs. For the railway filler-beam spans, two groups of modelling assumptions were examined: the extent of composite action between the reinforced-concrete slab and steel girders, and the contribution of the service-walkway slabs to effective stiffness. A full comparison of Variants A, B, and C was performed for MK4, while the remaining structures were used to assess the effect of including or omitting the service-walkway slab stiffness [31].

wano wpływ dwóch grup założeń modelowych: zakresu współpracy płyty żelbetowej z dźwigarami stalowymi oraz udziału kap chodnikowych w efektywnej sztywności ustroju. Pełne porównanie wariantów A, B i C wykonano w przypadku obiektu MK4, natomiast pozostałe obiekty wykorzystano do oceny wpływu uwzględnienia lub pominięcia sztywności kap [31]. Wyniki pomiarów ugięć w punktach P1 i P2, zaczerpnięte z raportów z próbnych obciążeń [19–23], zestawiono z wynikami autorskich analiz numerycznych w tabelach 6÷8.

W przypadku obiektu MK4 najlepszą zgodność z pomiarami uzyskano w wariancie A z uwzględnieniem sztywności kapy. W punkcie P1 ugięcie obliczeniowe wyniosło 1,89 mm przy wartości pomierzonej 1,80 mm, co odpowiada odchyłce względnej ok. 5%. Wariant B zwiększył ugięcie do 2,36 mm, natomiast wariant C do 3,72 mm, czyli do wartości ponad dwu-

Table 6. Comparison of measured and computed elastic deflections at point P1 for all analysed bridges (Variant A)
Tabela 6. Porównanie ugięć pomierzonych i obliczonych w punkcie P1 w przypadku mostów zamodelowanych wg wariantu A

Structure/ Obiekt	Measured deflection P1*/ Ugięcie pomierzone P1*	Calculated deflection P1 (Variant A with walkway slab)/ Ugięcie obliczone P1 (wariant A z kapą)	Relative deviation δ_{P1} [%]/ Odchyłka względna δ_{P1} [%]	Calculated deflection P1 (Variant A without walkway slab)/ Ugięcie obliczone P1 (wariant A bez kapy)	Relative deviation δ_{P1} [%]/ Odchyłka względna δ_{P1} [%]
MK1	1.03 mm	1.64 mm	59	1.94 mm	88
MK2	1.20 mm	1.59 mm	33	1.86 mm	55
MK3	1.41 mm	1.78 mm	26	2.11 mm	50
MK4	1.80 mm	1.89 mm	5	2.23 mm	24
WK1	1.13 mm	1.77 mm	57	2.09 mm	85

Table 7. Comparison of measured and computed elastic deflections at point P2 for all analysed bridges (Variant A)
Tabela 7. Porównanie ugięć pomierzonych i obliczonych w punkcie P2 w przypadku mostów zamodelowanych wg wariantu A

Structure/ Obiekt	Measured deflection P2*/ Ugięcie pomierzone P2*	Calculated deflection P2 (Variant A with walkway slab)/ Ugięcie obliczone P2 (wariant A z kapą)	Relative deviation δ_{P2} [%]/ Odchyłka względna δ_{P2} [%]	Calculated deflection P2 (Variant A without walkway slab)/ Ugięcie obliczone P2 (wariant A bez kapy)	Relative deviation δ_{P2} [%]/ Odchyłka względna δ_{P2} [%]
MK1	0.82 mm	1.13 mm	38	1.70 mm	107
MK2	0.76 mm	0.99 mm	30	1.57 mm	107
MK3	0.96 mm	1.27 mm	32	1.87 mm	95
MK4	1.10 mm	1.33 mm	21	1.97 mm	79
WK1	1.01 mm	1.26 mm	25	1.86 mm	84

Table 8. Comparison of measured and computed elastic deflections at points P1 and P2 for bridge MK4 under composite-action Variants A, B and C
Tabela 8. Porównanie ugięć pomierzonych i obliczonych w punktach P1 i P2 w przypadku mostu MK-4 zamodelowanego wg wariantów A, B i C

Variant/ Wariant	Measured deflection P1*/ Ugięcie pomierzone P1*	Calculated deflection P1/ Ugięcie obliczone P1	Relative deviation δ_{P1} [%]/ Odchyłka względna δ_{P1} [%]	Measured deflection P2*/ Ugięcie pomierzone P2*	Calculated deflection P2/ Ugięcie obliczone P2	Relative deviation δ_{P2} [%]/ Odchyłka względna δ_{P2} [%]
A – with walkway slab/ A – z kapą	1.80 mm	1.89 mm	5	1.10 mm	1.33 mm	21
B – with walkway slab/ B – z kapą		2.36 mm	31		1.51 mm	37
C – with walkway slab/ C – z kapą		3.72 mm	107		1.64 mm	49
A – without walkway slab/ A – bez kapy		2.23 mm	24		1.97 mm	79
B – without walkway slab/ B – bez kapy		2.76 mm	53		2.42 mm	120
C – without walkway slab/ C – bez kapy		3.76 mm	109		2.89 mm	163

* Sources of measured values: load-test reports [19–23]/Źródło wartości pomierzonych: raporty z próbnych obciążeń [19–23]

Measured deflections at P1 and P2, obtained from the load-test reports [19–23], are compared with the author's numerical results in Table 6÷8.

For MK4, the best agreement with measurements was obtained for Variant A including the service-walkway slab stiffness. At P1, the calculated deflection was 1.89 mm compared with the measured value of 1.80 mm, corresponding to a relative deviation of approximately 5%. Variant B increased the deflection to 2.36 mm, while Variant C produced 3.72 mm, more than twice the measured value. This confirms that restricting slab participation to the compression zone leads to substantial underestimation of composite-section stiffness.

The service-walkway slab also had a significant effect. For MK4 Variant A, omitting its stiffness increased the calculated P2 deflection from 1.33 mm to 1.97 mm, compared with a measured value of 1.10 mm. This indicates that the slab affected not only the global deflection magnitude but also the transverse distribution of displacement.

A similar tendency was observed for the remaining structures. At P1, the mean relative deviation for models including the service-walkway slabs was approximately 36%, increasing to approximately 60% when their stiffness was omitted. At P2, the difference was greater: approximately 29% with the slabs and approximately 94% without them. The service-walkway slabs should therefore be treated as a relevant component of effective deck stiffness, particularly when assessing transverse deflection distribution.

Even Variant A models including the service-walkway slab stiffness overestimated deflections in some cases. This may indicate additional stiffness contributions from the railway track, ballast, rails, sleepers, or local support-zone stiffness. These effects were not separately identified parametrically in the present study.

Using the reporting convention adopted in load-test reports, the mean measured-to-calculated deflection ratio at P1 was approximately 75% for models including the service-walkway slab stiffness and approximately 64% for models without it. At P2, the corresponding values were approximately 78% and 52%. Both measures therefore lead to the same qualitative conclusion: including the service-walkway slab stiffness improves model agreement with measurements, with the effect being particularly pronounced near the outer edge of the deck.

Comparison of mechanisms increasing effective stiffness. For both structural groups, the improved agreement between calculated and measured deflections resulted from including mechanisms that physically increase effective structural stiffness. Although the mechanisms differed, the computational consequence was similar: models omitting interaction with auxiliary components or fuller composite action were too flexible and overestimated deflections.

For integral bridges, the additional stiffness contribution came from pavement layers and soil backfill. For filler-beam spans, fuller composite action between the reinforced-concrete slab and steel girders, together with the contribution of the service-walkway slabs, was decisive. In both cases, a more realistic model reduced the calculation-to-measurement discrepancy.

krotnie większej od pomierzonej. Potwierdza to, że ograniczenie współpracy płyty żelbetowej wyłącznie do strefy ściskanej prowadzi do istotnego niedoszacowania sztywności przekroju zespolonego. Istotny wpływ miało również uwzględnienie kap chodnikowych. W przypadku wariantu A i obiektu MK4 pominięcie kapy zwiększyło ugięcie w punkcie P2 z 1,33 mm do 1,97 mm, przy wartości pomierzonej 1,10 mm. Wskazuje to, że kapa wpływała nie tylko na globalną wartość ugięcia, lecz także na poprzeczny rozkład przemieszczeń. Podobną tendencję zaobserwowano w pozostałych obiektach. W punkcie P1 średnia odchyłka względna modelu z uwzględnieniem kap wynosiła ok. 36%, natomiast po ich pominięciu zwiększała się do ok. 60%. W punkcie P2 różnica była jeszcze większa: średnia odchyłka modelu z kapami wynosiła ok. 29%, a modelu bez kap ok. 94%. Oznacza to, że kapy chodnikowe w analizowanych obiektach należy traktować jako istotny składnik efektywnej sztywności ustroju, zwłaszcza przy ocenie poprzecznego rozkładu ugięć.

Nawet modele wariantu A z kapą w części przypadków zawyżały ugięcia względem pomiarów. Może to wskazywać na udział dodatkowych składników sztywności, takich jak nawierzchnia kolejowa, podsypka, szyny, podkłady lub lokalna sztywność stref podporowych. Efekty te nie były jednak przedmiotem odrębnej identyfikacji parametrycznej w tej pracy.

W ujęciu stosowanym w sprawozdaniach z próbnych obciążeń średni stosunek ugięcia pomierzonego do obliczonego w punkcie P1 wynosił ok. 75% w przypadku modeli uwzględniających sztywność kap i ok. 64% – modeli bez kap. W punkcie P2 wartości te wynosiły odpowiednio ok. 78% i 52%. Obie miary prowadzą zatem do tego samego wniosku jakościowego: uwzględnienie sztywności kap chodnikowych poprawia zgodność modeli z wynikami pomiarów, przy czym wpływ ten jest szczególnie wyraźny przy zewnętrznej krawędzi ustroju.

Porównanie mechanizmów zwiększenia efektywnej sztywności. Wyniki uzyskane w przypadku obu analizowanych grup konstrukcji wskazują, że poprawa zgodności ugięć obliczeniowych z pomierzonymi wynikała z uwzględnienia mechanizmów fizycznie zwiększających efektywną sztywność ustroju. Mechanizmy te miały odmienny charakter, lecz prowadziły do podobnego skutku obliczeniowego: modele nieuwzględniające współpracy elementów towarzyszących lub pełniejszej pracy zespolonej były zbyt podatne i zawyżały ugięcia.

W obiektach zintegrowanych dodatkowym składnikiem efektywnej sztywności były warstwy nawierzchni i zasypka gruntowa. W przęsłach z belek obetonowanych decydujące znaczenie miała pełniejsza współpraca płyty żelbetowej z dźwigarami stalowymi oraz udział kap chodnikowych. W obu przypadkach urealnienie modelu prowadziło do zmniejszenia rozbieżności pomiędzy obliczeniami i pomiarami. Syntetyczne zestawienie najważniejszych obserwacji przedstawiono w tabeli 9.

Porównanie obu grup konstrukcji pokazuje, że analizowane przypadki są różnymi przejawami tego samego problemu modelowego. W praktyce obliczeniowej pominięcie elementów zwiększających efektywną sztywność prowadzi do przeszacowania ugięć, natomiast ich świadome uwzględnienie poprawia zgodność modeli z wynikami próbnych obciążeń. Wyniki te nie prowadzą do sformułowania uniwersalnego współczynnika korekcyjnego dla ugięć. Wskazują natomiast, że przy interpreta-

Table 9. Synthetic assessment of model agreement with measured results based on relative deviations
Tabela 9. Syntetyczna ocena zgodności modeli z wynikami pomiarów na podstawie odchyłek względnych

Structural group/ Grupa obiektów	Compared variants/ Porównywane warianty	Main observation/Główna obserwacja	Mean relative deviation/ Średnia odchyłka względna
Integral bridges/ Obiekty zintegrowane	A vs B	Including pavement and backfill reduces calculated deflections/ uwzględnienie nawierzchni i zasypki zmniejsza ugięcia obliczeniowe	A – approx. 53%; B – approx. 15%/ A – ok. 53%, B – ok. 15%
Filler-beam spans – P1/ Belki obetonowane – P1	A with/without walkway slab/ A z kapą/bez kapy	The walkway slab reduces deflection and improves agreement/ kapa zmniejsza ugięcia i poprawia zgodność	with slab – approx. 36%; without slab – approx. 60%/z kapą – ok. 36%, bez kapy – ok. 60%
Filler-beam spans – P2/ Belki obetonowane – P2	A with/without walkway slab/ A z kapą/bez kapy	Walkway-slab effect particularly pronounced at the outer edge/ wpływ kapy szczególnie widoczny przy krawędzi zewnętrznej	with slab – approx. 29%; without slab – approx. 94%. z kapą – ok. 29%, bez kapy – ok. 94%
MK4	A/B/C	Extent of slab participation governs model stiffness/ zakres współpracy płyty decyduje o sztywności modelu	P1: A – 5%; B – 31%; C – 107%/ P1: A – 5%, B – 31%, C – 107%

The principal observations are summarised in Table 9.

Comparison of the two structural groups indicates that the analysed cases are different manifestations of the same modelling issue. Omitting components that increase effective stiffness leads to overestimated deflections, whereas their deliberate inclusion improves agreement with load-test results.

The results do not provide a universal correction factor for deflection. They indicate instead that interpretation of load tests requires case-specific identification of the actual structural mechanism, connection conditions, and possible contributions of auxiliary components and pavement layers to the effective stiffness of the system.

Discussion and general conclusions

The results confirm that agreement between calculated and measured load-test deflections depends strongly on how the effective stiffness of the complete structural system is represented. In the analysed structures, not only the primary load-bearing components but also interacting elements such as pavement layers, soil backfill, and service-walkway slabs were important.

A common feature of both structural groups was that simpler models overestimated deflections. This means that assumptions regarded as conservative in conventional design analyses may be less appropriate for interpreting load-test deflections and assessing actual structural behaviour under service conditions.

The results also demonstrate the value of alternative model analyses. Comparing models based on different assumptions helps identify which model components govern agreement with measurements. This is particularly important for small deflections, for which isolated numerical differences should not be interpreted without considering measurement accuracy and the consistency of the trend across the group.

A limitation of the analyses is that not all parameters governing actual structural behaviour were fully identified, including local support stiffness, three-dimensional soil interaction, and full track-bridge interaction. The adopted scope nevertheless allowed the dominant mechanisms affecting deflection to be identified and their importance compared across the two structural groups.

cji próbnych obciążeń konieczne jest każdorazowe rozpoznanie rzeczywistego mechanizmu pracy konstrukcji, sposobu połączenia elementów oraz możliwego udziału elementów wyposażenia i warstw nawierzchni w kształtowaniu efektywnej sztywności ustroju.

Omówienie wyników

Uzyskane wyniki potwierdzają, że zgodność ugięć obliczeniowych z wynikami próbnych obciążeń zależy w dużym stopniu od sposobu odwzorowania efektywnej sztywności całego układu konstrukcyjnego. W analizowanych obiektach istotne okazały się nie tylko główne elementy nośne, lecz także elementy współpracujące, takie jak warstwy nawierzchni, zasypka gruntowa i kapy chodnikowe. Wspólną cechą obu analizowanych grup konstrukcji było to, że modele bardziej uproszczone prowadziły do przeszacowania ugięć. Oznacza to, że nadmiernie zachowawcze założenia, choć bezpieczne z punktu widzenia oceny nośności, mogą być mniej przydatne przy interpretacji ugięć z próbnych obciążeń i ocenie rzeczywistego zachowania konstrukcji w zakresie użytkowym. Wyniki wskazują również na potrzebę stosowania analiz wariantowych. Porównanie kilku modeli bazujących na różnych założeniach pozwala lepiej wskazać, które elementy modelu decydują o zgodności obliczeń z pomiarami. Ma to szczególne znaczenie w przypadku małych wartości ugięcia, dla których pojedyncze różnice liczbowe nie powinny być interpretowane bez uwzględnienia dokładności pomiarowej i powtarzalności trendu w grupie obiektów.

Ograniczeniem przeprowadzonych analiz jest brak pełnej identyfikacji wszystkich parametrów rzeczywistej pracy konstrukcji, takich jak lokalna sztywność podpór, przestrzenna współpraca gruntu czy pełna interakcja tor–most. Przyjęty zakres analiz pozwolił jednak na wskazanie dominujących mechanizmów wpływających na ugięcia oraz na porównanie ich znaczenia w dwóch grupach konstrukcji.

Z praktycznego punktu widzenia wyniki pracy potwierdzają, że próbne obciążenia mogą być wykorzystywane nie tylko do odbiorowej oceny obiektu, lecz także do weryfikacji przyjętych założeń modeli numerycznych [32, 33]. Szczególnie przydatne jest przy tym analizowanie ugięć jako globalnego wskaźnika efektywnej sztywności konstrukcji.

From a practical perspective, the results confirm that load tests can be used not only for acceptance assessment but also to verify modelling assumptions [32, 33]. Deflection is particularly useful in this context as a global indicator of effective structural stiffness.

Final conclusions

The following conclusions were drawn from the analyses:

- Span deflection is a sensitive indicator of effective structural stiffness and can be used to verify numerical modelling assumptions, particularly in analyses based on static load-test results.
- For the integral bridges, omission of interaction between the load-bearing system, pavement layers, and soil backfill led to systematic overestimation of calculated deflections. The mean relative deviation of Variant A calculations from the measurements was approximately 53%.
- Use of transformed sections in the integral-bridge models reduced the mean relative deviation to approximately 15%. The mean measured-to-calculated deflection ratio increased from approximately 67% for Variant A to approximately 87% for Variant B.
- For the filler-beam spans, the best agreement with measurements was obtained by assuming full composite action between the reinforced-concrete slab and steel girders and by including the stiffness of the service-walkway slabs.
- For MK4, Variant A including the service-walkway slab stiffness produced a P1 deflection of 1.89 mm compared with a measured value of 1.80 mm, whereas Variant C, which limited slab participation to the compression zone, produced 3.72 mm. This confirms the strong influence of the assumed extent of composite action on predicted deflection.
- In both structural groups, different physical mechanisms produced a similar computational effect: increased effective model stiffness and reduced discrepancy between calculated and measured deflections.
- Overly conservative modelling simplifications may produce models that are too flexible and overestimate predicted deflections. Load tests should therefore be treated not only as acceptance procedures but also as tools for validating numerical models and improving assumptions used in bridge design and diagnostics.

Wnioski

Na podstawie przeprowadzonych analiz sformułowano następujące wnioski:

- ugięcia przęseł są czułym wskaźnikiem efektywnej sztywności konstrukcji i mogą być wykorzystywane do weryfikacji poprawności przyjętych założeń modeli numerycznych, szczególnie w analizach prowadzonych na podstawie wyników próbnych obciążeń statycznych;
- w obiektach zintegrowanych nieuwzględnienie współpracy ustroju nośnego z warstwami nawierzchni i zasypką gruntową prowadziło do systematycznego przeszacowania ugięć obliczeniowych. W przypadku analizowanej grupy średnia odchyłka względna obliczeń wg modeli A względem pomiarów wyniosła ok. 53%;
- uwzględnienie przekrojów sprowadzonych w modelach obiektów zintegrowanych ograniczyło średnią odchyłkę względną do ok. 15%. Stosunek ugięć pomierzonych do obliczonych zwiększył się średnio z ok. 67% w modelach A do ok. 87% w modelach B;
- w przęsłach z belek obetonowanych największą zgodność z pomiarami uzyskano przy założeniu pełnej współpracy płyty żelbetowej z dźwigarami stalowymi oraz przy uwzględnieniu sztywności kap chodnikowych;
- w przypadku obiektu MK4 wariant A z uwzględnieniem sztywności kapy dał w punkcie P1 ugięcie 1,89 mm przy wartości pomierzonej 1,80 mm, natomiast wariant C, ograniczający współpracę płyty do strefy ściskanej, dał ugięcie 3,72 mm. Potwierdza to istotny wpływ przyjętego zakresu współpracy zespolonej na prognozowane ugięcia;
- w obu analizowanych grupach konstrukcji różne mechanizmy fizyczne prowadziły do podobnego efektu obliczeniowego: zwiększenia efektywnej sztywności modelu i zmniejszenia rozbieżności między ugięciami obliczonymi i pomierzonymi;
- nadmiernie zachowawcze uproszczenia modelowe mogą prowadzić do modeli zbyt podatnych i zawyżenia prognozowanych ugięć. Próbne obciążenia powinny być zatem traktowane nie tylko jako procedura odbiorowa, lecz także jako narzędzie walidacji modeli numerycznych oraz doskonalenia założeń stosowanych w projektowaniu i diagnostyce obiektów mostowych.

Received: 08.06.2026
Revised: 31.08.2026.
Published: 21.10.2026

Artykuł wpłynął do redakcji: 08.06.2026 r.
Otrzymano poprawiony po recenzjach: 31.08.2026 r.
Opublikowano: 21.10.2026 r.

Literature

[1] Christensen CO, Damsgaard KDS, Sørensen JD, Engelund S, Goltermann P, Schmidt JW. Reliability based proof load factors for assessment of bridges. Buildings. 2023;13 (4): 1060. https://doi.org/10.3390/buildings13041060

[2] Bell ES, Peddle JT, Goudreau A. Bridge condition assessment using digital image correlation and structural modeling. In: Bridge Maintenance, Safety, Management, Resilience and Sustainability. Proceedings of the 6th International IABMAS Conference, Stresa, Lake Maggiore, Italy, 8–12 July 2012. Taylor & Francis; 2012. pp. 330–337.

[3] Rhodes S. Integral bridges and the modelling of soil–structure interaction. Proceedings of the IBC/European Bridge Conference, LUSAS Technical Paper. National Harbor, Maryland; 2016. https://www.lusas.com/papers/Integral_bridges_and_the_modelling_of_ssi_lusas_archive_rev_4.pdf. Dostęp: 07.05.2026.

[4] Dong C, Bas S, Debees M, Alver N, Catbas FN. Bridge load testing for identifying live load distribution, load rating, serviceability and dynamic response. Front Built Environ. 2020;6:46. https://doi.org/10.3389/fbuil.2020.00046

[5] Pimentel M, Figueiras J, Félix C, Cavadas F, Tomé E, Rodrigues C, Costa B. Load tests on bridges. In: Advances on Testing and Experimentation in Civil Engineering. Springer Tracts in Civil Engineering. Cham: Springer; 2023. pp. 219–240. https://doi.org/10.1007/978–3-031–23888–8_10

[6] Sigdel LD, Al Qarawi A, Leo CJ, Liyanapathirana S, Hu P. Geotechnical design practices and soil-structure interaction effects of an integral bridge system: A review. Appl Sci. 2021;11 (15): 7131. https://doi.org/10.3390/app11157131

[7] Stollwitzer A, Bettinelli L, Fink J. The longitudinal track-bridge interaction of ballasted track in railway bridges: experimental determination of dynamic stiffness and damping characteristics. Eng Struct. 2023;274:115115. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2022.115115

[8] Stollwitzer A, Bettinelli L, Fink J. Vertical track-bridge interaction in railway bridges with ballast superstructure: experimental analysis of dynamic stiffness and damping behavior. Int J Struct Stab Dyn. 2024:1–26. https://doi.org/10.1142/S0219455425400085

[9] König P, Adam C. A model considering the longitudinal track-bridge interaction in ballasted railway bridges subjected to high-speed trains. Acta Mech. 2024;235 (3): 1395–1418. https://doi.org/10.1007/s00707–023–03605–3

[10] Moliner E, Martínez-Rodrigo MD, Galvín P, Chordà-Monsonís J, Romero A. On the vertical coupling effect of ballasted tracks in multi-span simply-supported railway bridges under operating conditions. Struct Infrastruct Eng. 2023;19 (11). https://doi.org/10.1080/15732479.2022.2049828

[11] Oleszek R. Propozycja wymiarowania kolejowych przęseł dźwigarobetonowych na podstawie PN-EN. Inżynieria i Budownictwo. 2022;78 (5–6): 240–245.

[12] Bilko P, Sawczyński S. Assessment of the load-bearing capacity of the old railway bridge with encased steel beams. Civil Environ Eng Rep. 2024;34 (4): 372–380. https://doi.org/10.59440/ceer/195335

[13] Sawczyński S, Bilko P, Knyziak P, Kowalska E. Structural assessment of railway viaducts reinforced with steel beams. Eng Fail Anal. 2025;181:109941. https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2025.109941

[14] Radomski W, Łaba G, Stokłosa B. Wyniki próbnego obciążenia wiaduktu – przejazdu gospodarczego PG-05 w ciągu autostrady A2 w km 524+993,87 nad drogą gminną Choszczówka–Ryczołek. Warszawa–Bielsko-Biała: Instytut Dróg i Mostów Politechniki Warszawskiej, P.P.B. SYSTEM; 2011. Niepublikowany raport z badań.

[15] Radomski W, Łaba G, Stokłosa B. Wyniki próbnego obciążenia przejścia dla pieszych PG-05a pod autostradą A2 w km 525+900,007. Warszawa–Bielsko-Biała: Instytut Dróg i Mostów Politechniki Warszawskiej, P.P.B. SYSTEM; 2011. Niepublikowany raport z badań.

[16] Czech M. Wyniki próbnego obciążenia mostu drogowego przez rzekę Wielopolkę na ulicy 3-go Maja w Ropczycach. Weryfikacja naukowa: Radomski W. Kraków–Warszawa: Instytut Konsultacyjno-Badawczy GEOCONTROL Sp. z o.o., Instytut Dróg i Mostów Politechniki Warszawskiej; 2013. Niepublikowany raport z badań.

[17] Czech M. Wyniki próbnego obciążenia wiaduktu kolejowego WK-02 do przeprowadzenia linii kolejowej nr 223 Czerwonka–Ełk nad obwodnicą miasta Ełk. Weryfikacja: Radomski W. Katowice–Warszawa: MOSTOPROJEKT Katowice, Instytut Dróg i Mostów Politechniki Warszawskiej; 2012. Niepublikowany raport z badań.

[18] Matysek A, Lutczyk B, Kijewski D, Zmorski A, Gałat A. Próbne obciążenie wiaduktu kolejowego w km 180,905 linii nr 4 E-65 na szlaku Psary–Góra Włodowska, konstrukcja w torze nr 2. Sprawozdanie z badań. Kielce: Instytut Badawczy Dróg i Mostów w Warszawie, Filia w Kielcach, Ośrodek Badań Mostów; 2009. Niepublikowany raport z badań.

[19] Czech M. Wyniki próbnego obciążenia mostu kolejowego MK-1 w km 44+128 linii kolejowej E30/C-E30 pod torem nr 2. Weryfikacja naukowa: Radomski W. Katowice–Warszawa: MOSTOPROJEKT Katowice, Instytut Dróg i Mostów Politechniki Warszawskiej; 2014. Niepublikowany raport z badań.

[20] Czech M. Wyniki próbnego obciążenia mostu kolejowego MK-2 w km 44+710 linii kolejowej E30/C-E30 pod torem nr 2. Weryfikacja naukowa: Radomski W. Katowice–Warszawa: MOSTOPROJEKT Katowice, Instytut Dróg i Mostów Politechniki Warszawskiej; 2014. Niepublikowany raport z badań.

[21] Czech M. Wyniki próbnego obciążenia mostu kolejowego MK-3 w km 45+878 linii kolejowej E30/C-E30 pod torem nr 2. Weryfikacja naukowa: Radomski W. Katowice–Warszawa: MOSTOPROJEKT Katowice, Instytut Dróg i Mostów Politechniki Warszawskiej; 2014. Niepublikowany raport z badań.

[22] Czech M. Wyniki próbnego obciążenia mostu kolejowego MK-4 w km 49+266 linii kolejowej E30/C-E30 pod torem nr 2. Weryfikacja naukowa: Radomski W. Katowice–Warszawa: MOSTOPROJEKT Katowice, Instytut Dróg i Mostów Politechniki Warszawskiej; 2014. Niepublikowany raport z badań.

[23] Czech M. Wyniki próbnego obciążenia wiaduktu kolejowego WK-1 w km 45+265 linii kolejowej E30/C-E30 pod torem nr 2. Weryfikacja naukowa: Radomski W. Katowice–Warszawa: MOSTOPROJEKT Katowice, Instytut Dróg i Mostów Politechniki Warszawskiej; 2014. Niepublikowany raport z badań.

[24] Jarosz J. Experimental verification of numerical model of integral bridge. Budownictwo i Architektura. 2014;13 (3): 103–110. https://doi.org/10.35784/bud-arch.1771

[25] Burzyński H, Morawiec M. Modernizacja linii kolejowej E65 na odcinku Warszawa–Gdynia, etap I w Polsce. LCS Działdowo. TG-15.2 Wiadukt kolejowy w km 133,044. Projekt budowlany, część 2.2: Obiekty inżynieryjne. Łódź: Biuro Projektów Kolejowych i Usług Inwestycyjnych Sp. z o.o.; 2010. Niepublikowana dokumentacja projektowa.

[26] Jarosz J. Porównanie obliczeniowych ugięć przęseł zintegrowanych obiektów mostowych z wynikami próbnych obciążeń. Inżynieria i Budownictwo. 2014;70 (7): 384–388.

[27] Jarosz J. Efektywność zespolenia dźwigarów stalowych z płytą żelbetową w ustrojach nośnych z belek obetonowanych. Inżynieria i Budownictwo. 2016;72 (5): 266–269.

[28] Stastny A, Emera A, Galavi VGV, Tschuchnigg F. Cyclic soil-structure interaction of integral railway bridges. Front Built Environ. 2025;11:1541282. https://doi.org/10.3389/fbuil.2025.1541282

[29] Yarnold M, Golecki T, Weidner J. Identification of composite action through truck load testing. Front Built Environ. 2018;4:74. https://doi.org/10.3389/fbuil.2018.00074

[30] Lantsoght EOL, van der Veen C, de Boer A, Hordijk DA. Optimizing finite element models for concrete bridge assessment with proof load testing. Front Built Environ. 2019;5:99. https://doi.org/10.3389/fbuil.2019.00099

[31] Silva A, Ribeiro D, Montenegro PA, Ferreira G, Andersson A, Zangeneh A, Karoumi R, Calçada R. New contributions for damping assessment on filler-beam railway bridges framed on In2Track EU projects. Appl Sci. 2023;13 (4): 2636. https://doi.org/10.3390/app13042636

[32] Smith H. Bridge design using finite element method (FEM) software. Preprints. 2025;2025042346. https://doi.org/10.20944/preprints202504.2346.v1

[33] Chen X, Yang Y, Evangeliou P, van der Ham H. Critical proof load for proof load testing of concrete bridges based on scripted FEM analysis. In: Frangopol DM, Caspeele R, Taerwe L, editors. Life-Cycle Analysis and Assessment in Civil Engineering: Towards an Integrated Vision – Proceedings of the 6th International Symposium on Life-Cycle Civil Engineering, IALCCE 2018. London: CRC Press/Balkema, Taylor & Francis Group; 2019. pp. 99–105. https://doi.org/10.1201/9781315228914-10