

dr inż. Bartłomiej Kunecki¹⁾

ORCID: 0000-0002-4874-088X

Case study (Studium przypadku)

MATERIALY BUDOWLANE SCIENCE

materialybudowlane.info.pl/science

Full-scale laboratory test of the orthotropic steel shell under minimum soil cover $h = 0,6$ m – internal forces distribution and displacements under ultimate load attempt

Peltnoskalowe badania laboratoryjne stalowej powłoki ortotropowej pod minimalnym naziomem gruntowym $h = 0,6$ m – rozkład sił wewnętrznych i przemieszczenia przy próbie zniszczenia

DOI: 10.15199/33.2026.09.12

Abstract: Corrugated steel plate structures are widely used in road and railway infrastructure, as well as in conveyor enclosures in open-pit mining areas and as supporting systems for shafts and underground excavations in the mining industry.

The paper describes a ultimate load attempted test by progressive application of an external load to a pipe-arch soil-steel structure made of corrugated steel with a length of 14.40 m, a span of 2.99 m and a height of 2.40 m, with a minimum soil level of $h = 0.6$ m above the crown. The recorded internal forces and structural displacements are presented in tables and graphs. The obtained results were compared with theoretical values determined in accordance with the provisions of the Canadian Highway Bridge Design Code and with the adopted design criteria concerning permissible structural deformations.

Keywords: full-scale test; soil-steel structures; corrugated steel plate; ultimate loads.

Streszczenie: Konstrukcje z blach falistych są powszechnie stosowane w infrastrukturze drogowo-kolejowej, a także jako obudowa taśmociągów na terenach kopalni odkrywkowych oraz elementy zabezpieczenia szybów i wyrobisk korytarzowych w górnictwie podziemnym. Opisano próbę zniszczenia przez stopniowe przyłożenie obciążenia zewnętrznego na konstrukcję gruntowo-powłokową wykonaną z blachy falistej w kształcie łukowo-kołowym (*pipe-arch*) o długości 14,4 m, rozpiętości 2,99 m i wysokości 2,40 m, przy minimalnym naziomie $h = 0,6$ m nad koroną. Zarejestrowane siły wewnętrzne i przemieszczenia konstrukcji przedstawiono w tabeli i na wykresach. Uzyskane wyniki porównano z wartościami teoretycznymi wyznaczonymi na podstawie normy *Canadian Highway Bridge Design Code* oraz wytycznych projektowych dotyczących dopuszczalnych deformacji.

Słowa kluczowe: badania w pełnej skali; konstrukcja gruntowo-powłokowa; stalowa blacha falista; obciążenie niszczące.

Flexible structures constructed as orthotropic shells from corrugated steel or aluminium sheets are widely used in road and railway engineering worldwide. They are employed, among others, in the construction of bridges [1, 2], tunnels [3], culverts [4], and pedestrian underpasses [5], as well as in conveyor-belt enclosures in open-pit mines and as protective elements for shafts [6] and roadway workings in underground mines. These structures take various geometric forms; however, the dominant group consists of structures with closed cross-sections and spans not exceeding approximately 12 m.

In engineering practice, open box culverts founded on concrete foundations [7–10] are also constructed, as well as arch structures with spans exceeding 20 m, referred to as super-span structures. Examples of such solutions include structures located on the Ostróda bypass in Poland and near Dubai in the United Arab Emirates, with clear spans between supports of

Konstrukcje podatne wykonywane jako powłoki ortotropowe ze stalowych lub aluminium blach falistych są powszechnie stosowane w inżynierii drogowej i kolejowej na całym świecie, m.in. w budowie mostów [1, 2], tuneli [3], przepustów [4], przejść podziemnych dla pieszych [5], a także jako obudowy taśmociągów na terenach kopalni odkrywkowych oraz elementy zabezpieczenia szybów [6] i wyrobisk korytarzowych w górnictwie podziemnym. Przyjmują one różne formy geometryczne, ale dominującą grupę stanowią obiekty o zamkniętym przekroju poprzecznym i rozpiętości nieprzekraczającej ok. 12 m. W praktyce inżynierskiej realizowane są również otwarte przepusty skrzynkowe typu *box-culvert*, posadowione na fundamentach betonowych [7–10] oraz konstrukcje łukowe o rozpiętości przekraczającej 20 m, określane jako *super-span*. Przykładami takich rozwiązań są obiekty zlokalizowane na obwodnicy Ostródy w Polsce oraz w pobliżu Dubaju w Zjednoczonych Emiratach Arabskich, których rozpiętość w świetle podpór wynosi odpowiednio 25,7 m oraz 32,7 m [1–2]. Grubość stosowanych blach falistych to 2,75–12,00 mm, nato-

¹⁾ Politechnika Wrocławska, Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego; bartlomiej.kunecki@pwr.edu.pl

25.7 m and 32.7 m, respectively [1, 2]. The thickness of the corrugated sheets used ranges from 2.75 mm to 12.00 mm, while the dimensions of the largest corrugation reach 237×500 mm. The minimum permissible height of engineered fill above the crown of the structure is $h = 0.6$ m [11, 12].

Despite the dynamic development of soil-steel structure technology, the number of full-scale destructive tests of such structures performed worldwide remains limited. This paper presents the results of displacement and internal-force measurements recorded during a controlled ultimate-load test of an orthotropic pipe-arch structure made of corrugated sheet. The test structure was examined in 1998, among other purposes, as part of the procedure for obtaining a Technical Approval, currently operating as a National Technical Assessment, and the results were compiled in report [13].

The geometry of the tested structure was similar to that of the configuration tested in 1963 at the August Thyssen-Hütte plant, the purpose of which was to demonstrate the possibility of safely operating this type of structure in railway embankments [14]. This paper presents selected results of full-scale laboratory tests of a steel pipe-arch structure, including displacements and strains obtained under the maximum load achievable with the available hydraulic equipment. The results were compared with calculations performed in accordance with the Canadian Highway Bridge Design Code (CHBDC) [15] and with adopted design criteria concerning permissible structural deformations.

Tests

Test structure. A steel culvert, MultiPlate GL4 type with a length of $L = 14.4$ m was tested. The structure had a span of 2.99 m and a height of 2.40 m and is most commonly used for medium-sized culverts and pedestrian underpasses. The transverse and longitudinal cross-sections, together with the dimensions, are shown in Figure 1a. The structure consisted of specially formed corrugated-sheet plates with a wall thickness of $t = 3.75$ mm and a corrugation profile of $150 \text{ mm} \times 50 \text{ mm}$, shown in Figure 1a. The sheet was made of structural steel designated Fe 360B (FN) in accordance with [16] or S235 in accordance with [17], with a minimum yield strength of $f_y = 235$ MPa for thicknesses t below 16 mm. Individual plates were connected using high-strength M20 bolts of property class 8.8.

The test stand at the Road and Bridge Research Institute was specially prepared to conduct full-scale tests on the described culvert. Special retaining walls were installed to enable the test structure to be backfilled with soil. The retaining walls were constructed from C200 steel channels and wooden railway sleepers protected with PE film. The entire system was additionally reinforced with braces made of C180 and C200 steel channels. A cross-section and view of the test stand, together with the model, are shown in Figure 1 and Photo. The test structure was assembled in front of the laboratory hall and inserted beneath the steel frame shown in Figure 1. After the culvert had been placed in its intended position, the structure was backfilled with soil which, based on laboratory tests, was classified as sandy gravel in accordance with [18, 19].

miast wymiary największej stosowanej korugacji osiągają 237×500 mm. Minimalna dopuszczalna wysokość zasypki inżynierskiej nad kluczem konstrukcji wynosi $h = 0,6$ m [11, 12].

Pomimo dynamicznego rozwoju technologii stalowych konstrukcji powłokowych liczba pełnoskalowych badań destrukcyjnych tego typu obiektów przeprowadzonych na świecie pozostaje ograniczona. W artykule przedstawiono wyniki pomiarów przemieszczeń oraz sił wewnętrznych zarejestrowanych podczas kontrolowanej próby zniszczeniowej konstrukcji ortotropowej typu *pipe-arch* wykonanej z blachy falistej. Badany obiekt został przetestowany w 1998 r. m.in. w ramach procedury uzyskania Aprobataj Technicznej, obecnie funkcjonującej jako Krajowa Ocena Techniczna [13].

Geometria badanej konstrukcji była zbliżona do układu testowanego w 1963 r. na terenie zakładów August Thyssen-Hütte, którego celem było wykazanie możliwości bezpiecznej eksploatacji tego typu obiektów w nasypach kolejowych [14]. W artykule przedstawiono wybrane wyniki pełnoskalowych badań laboratoryjnych stalowej konstrukcji typu *pipe-arch* dotyczących przemieszczeń i odkształceń uzyskanych przy maksymalnym obciążeniu możliwym do osiągnięcia z wykorzystaniem dostępnego sprzętu hydraulicznego. Uzyskane wyniki porównano z obliczeniami wykonanymi zgodnie z wytycznymi normy *Canadian Highway Bridge Design Code* (CHBDC) [15] oraz przyjętymi kryteriami projektowymi dotyczącymi dopuszczalnych deformacji konstrukcji.

Badania

Badany obiekt. Badaniom poddano przepust stalowy typu *MultiPlate* o symbolu katalogowym GL4 i długości $L = 14,4$ m (rysunek 1). Konstrukcja miała rozpiętość 2,99 m, wysokość 2,40 m i jest najczęściej wykorzystywana do budowy średnich przepustów i przejść dla pieszych. Przekrój poprzeczny i podłużny wraz z wymiarami pokazano na rysunku 1a. Konstrukcja składała się ze specjalnie uformowanych płaszczy profilowanej blachy falistej o grubości ścianki $t = 3,75$ mm i profilu fali 150×50 mm. Blachę wykonano ze stali konstrukcyjnej Fe 360B (FN) zgodnie z normą [16] lub S235 zgodnie z normą [17] o minimalnej granicy plastyczności $f_y = 235$ MPa w przypadku grubości t poniżej 16 mm. Poszczególne płaszczy połączone są ze sobą za pomocą śrub M20 dużej wytrzymałości klasy 8.8. Stanowisko do badań (*Stand*) w Instytucie Badawczym Dróg i Mostów zostało specjalnie przygotowane do przeprowadzenia testów na opisanym przepuscie w skali rzeczywistej. Zainstalowano ścianki oporowe umożliwiające obsypanie gruntem badanego obiektu. Wykonano je z ceowników stalowych C200 oraz drewnianych podkładów kolejowych zabezpieczonych folią PE. Całość dodatkowo wzmocniono zastrzałami z ceowników stalowych C180 i C200. Przekrój i widok stanowiska badawczego wraz z modelem pokazano na rysunku 1 i fotografii. Badany obiekt został złożony przed halą badawczą i wsunięty pod ramę stalową pokazaną na rysunku 1. Po ustawieniu przepustu na miejscu docelowym rozpoczęto obsypywanie konstrukcji gruntem, który na podstawie przeprowadzonych badań laboratoryjnych, zakwalifikowano jako pospółkę zgodnie z normą [18–19].

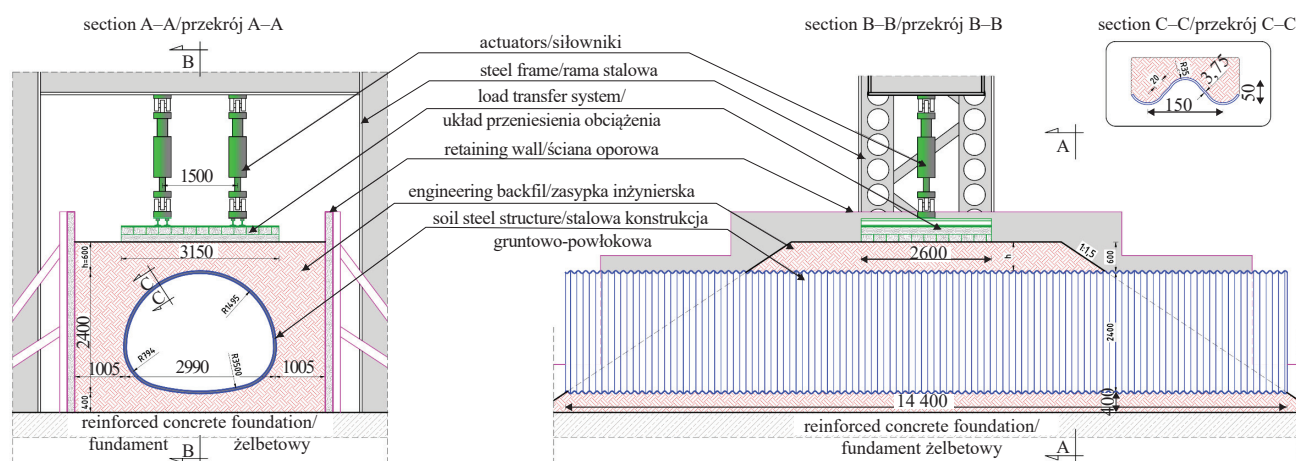
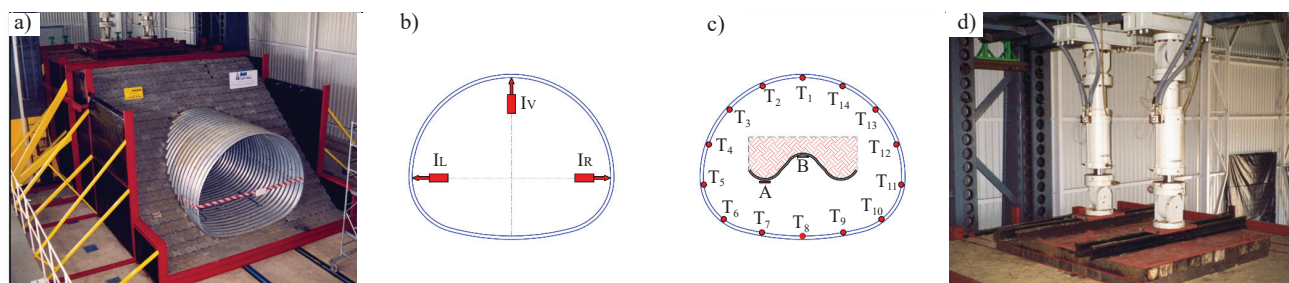


Fig. 1. Cross-sections of test stand and corrugated plates

Rys. 1. Przekroje stanowiska badawczego oraz blachy falistej



The test stand (a); location and labeling of displacement gauges (b); location and labeling of strain gauges (c); load transfer system (d)
Stanowisko badawcze (a); lokalizacja i oznaczenia czujników przemieszczeń (b); lokalizacja i oznaczenia tensometrów elektrooporowych (c); układ przeniesienia obciążenia (d)

As part of the present study, for a soil-cover height above the crown of the steel structure of 0.6 m, a number of other static loading schemes – both symmetrical and asymmetrical – as well as fatigue loads and structural failure tests were also carried out. The tests were performed for different soil-cover heights above the crown of the steel structure, namely $h = 1.0$ m, $h = 0.8$ m, $h = 0.6$ m, and $h = 0.3$ m. Detailed results concerning the behaviour of the soil and the steel structure are presented in [13, 20].

Loading. A loading variant simulating railway traffic loading was selected and reproduced, in accordance with [21], as an equivalent uniformly distributed load. For this purpose, a load-transfer system between the actuators and the test model was used, consisting of two alternating layers of railway sleepers and a steel plate. The steel plate was additionally stiffened by means of four railway rails. The load-transfer scheme is shown in Figure 1a, while the view is presented in Figure 1e. The rectangular loaded area, measuring $3.15 \text{ m} \times 2.60 \text{ m}$, was approximately 8.19 m^2 .

The ultimate-load test consisted of gradually increasing the load up to the maximum nominal load that could be achieved with the available hydraulic equipment, corresponding to approximately 339% of the equivalent code load adopted in accordance with [21]. The loading history during the ultimate-load test is shown in Figure 2. The test was carried out in four stages, each corresponding to a specified load level. The load values for the ultimate-load test are also presented in Table 1.

W ramach prezentowanych badań, w przypadku wysokości naziomu nad kluczem konstrukcji stalowej wynoszącej 0,6 m, zrealizowano również wiele innych schematów obciążeń statycznych, zarówno symetrycznych, jak i niesymetrycznych, a także obciążeń zmęczeniowych oraz prób zniszczenia konstrukcji. Badania przeprowadzono przy różnej wysokości naziomu nad kluczem konstrukcji stalowej, tj. $h = 1,0$ m, $h = 0,8$ m, $h = 0,6$ m oraz $h = 0,3$ m. Szczegółowe wyniki badań dotyczących zachowania gruntu oraz konstrukcji stalowej przedstawiono w pracach [13, 20].

Obciążenia. Wybrano wariant obciążenia symulującego obciążenie taborem kolejowym, które odwzorowano zgodnie z normą [21] jako równomiernie rozłożone obciążenie zastępcze. W tym celu zastosowano układ przeniesienia obciążenia pomiędzy siłownikami a badanym modelem w postaci dwóch warstw podkładów kolejowych ułożonych naprzemiennie oraz płyty stalowej. Płyta stalowa została dodatkowo usztywniona przez zastosowanie czterech szyn kolejowych. Schemat przekazywania obciążenia zamieszczono na rysunku 1, natomiast widok na fotografię. Powierzchnia nacisku w kształcie prostokąta o wymiarach $3,15 \times 2,60$ m wynosiła ok. $8,19 \text{ m}^2$.

Próba zniszczenia polegała na stopniowym zwiększaniu obciążenia, aż do maksymalnego, nominalnego, jakie można było uzyskać z dysponowanego sprzętu hydraulicznego, co odpowiadało ok. 339% zastępczego obciążenia normowego przyjętego wg normy [21]. Próbę tę przeprowadzono w czterech etapach, którym odpowiadał określony poziom obciążenia (rysunek 2, tabela 1).

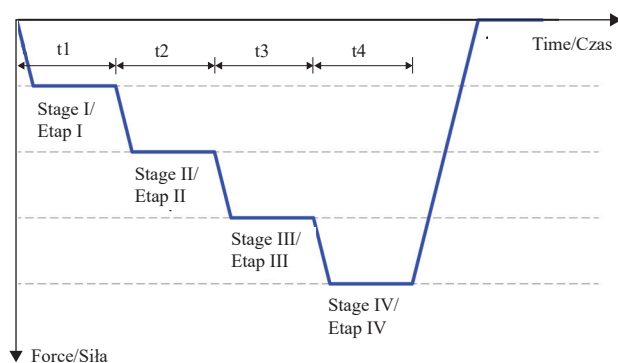


Fig. 2. Load diagram for ultimate load tests

Rys. 2. Schemat obciążenia przy próbach zniszczenia

Displacement and strain measurements

Displacement measurements. Three inductive displacement transducers were installed in the central part of the culvert, in a plane perpendicular to its axis, as shown in Figure 1c. They enabled measurement of changes in the linear dimensions corresponding to the maximum horizontal and vertical diameters of the tested structure. Inductive transducers W50TS type were used, with a measuring range of ± 50 mm and accuracy class 0.4.

Strain measurements. Twenty-eight strain gauges were installed in the central part of the culvert in accordance with the layout shown in Figure 1d. The gauges were arranged at equal distances along the culvert circumference (approximately 63.1 cm). At each point, two gauges were installed in the inner side of the culvert – at the bottom and at the top of the corrugation (gauges A and B). The strain gauges enabled measurement of circumferential strains ε .

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \quad (1)$$

where:

E – Young's modulus of steel,

σ – stress,

ε – strain.

The electro-resistive strain gauge with a 6 mm measurement base, a resistance of 120 Ω , and a k-factor of 2.02 were used. The measurement and data-acquisition system used to collect data from the inductive transducers and strain gauges consisted of:

- a UPM100 measuring device enabling simultaneous measurement of 100 quantities,
- a personal computer with BEAM software for controlling the UPM100 devices and managing and analysing the measured data.

Determination of bending moments and axial forces. Considering the tested corrugated-sheet cross-section shown schematically in Figure 3, the stresses at points A and B can be expressed as follows:

$$\sigma_A = \frac{N}{A} + \frac{M_X}{I_X} \cdot a \quad (2)$$

and

$$\sigma_B = \frac{N}{A} - \frac{M_X}{I_X} \cdot a \quad (3)$$

Table 1. Load values for stages and load diagram for ultimate load attempted tests

Tabela 1. Wartości obciążenia w przypadku etapów oraz schemat obciążenia przy próbach zniszczenia

Name of load/ Próba zniszczenia	Force in a single actuator [kN]/ Siła w jednym silowniku [kN]	Pressure p [kPa]/ Ciśnienie p [kPa]
Ultimate load attempt: Stage I/Etap I	250	61,050
Ultimate load attempt: Stage II/Etap II	500	122,100
Ultimate load attempt: Stage III/Etap III	750	183,500
Ultimate load attempt: Stage IV/Etap IV	1000	244,200

Pomiary przemieszczeń i odkształceń. W środkowej części przepustu, w płaszczyźnie prostopadłej do jego osi, umieszczono trzy indukcyjne czujniki przemieszczeń zgodnie ze schematem przedstawionym na rysunku 1c. Pozwalały one na pomiar zmian wymiarów liniowych w przypadku największej średnicy poziomej i pionowej badanej konstrukcji. Zastosowano czujniki indukcyjne o zakresie pomiarowym ± 50 mm i klasie dokładności 0,4.

W środkowej części przepustu naklejono 28 czujników tensometrycznych (rysunek 1d). Czujniki rozmieszczono w jednakowej odległości od siebie, mierzonej po obwodzie przepustu (ok. 63,1 cm). W każdym punkcie od wewnątrz przepustu przyklejono po dwa tensometry – na dole i górze fali (tensometr A i B). Tensometry pozwalały na pomiar odkształceń obwodowych ε .

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \quad (1)$$

gdzie:

E – moduł Younga stali;

σ – naprężenia;

ε – odkształcenia.

Zastosowano tensometry elektrooporowe o bazie pomiarowej 6 mm, rezystancji 120 Ω i współczynnika k wynoszącym 2,02. Do zbierania i akwizycji danych pomiarowych, dokonywanych za pomocą czujników indukcyjnych i tensometrycznych, wykorzystano system pomiarowy, w skład którego wchodziły:

- urządzenie pomiarowe UPM100 umożliwiające jednoczesny pomiar stu wielkości,
- komputer z oprogramowaniem BEAM umożliwiającym sterowanie urządzeniami UPM100 oraz zarządzanie mierzonymi danymi i ich analizę.

Rozpatrując badany przekrój blachy falistej, który schematycznie pokazano na rysunku nr 3, naprężenia w punktach A i B można przedstawić następująco:

$$\sigma_A = \frac{N}{A} + \frac{M_X}{I_X} \cdot a \quad (2)$$

oraz

$$\sigma_B = \frac{N}{A} - \frac{M_X}{I_X} \cdot a \quad (3)$$

stąd:

$$\sigma_A - \sigma_B = 2 \cdot \frac{M_X}{I_X} \cdot a \quad (4)$$

hence:

$$\sigma_A - \sigma_B = 2 \cdot \frac{M_x}{I_x} \cdot a \quad (4)$$

and

$$\sigma_A + \sigma_B = 2 \cdot \frac{N}{A} \quad (5)$$

therefore, the internal forces can be determined from the following relationships:

$$M_x = \left(\frac{\sigma_A + \sigma_B}{2} \right) \cdot \frac{I_x}{a} \quad (6)$$

and

$$N = \left(\frac{\sigma_A - \sigma_B}{2} \right) \cdot A \quad (7)$$

where:

σ_A, σ_B – stresses at points A and B, respectively,

M_x – bending moment about the x-axis,

N – axial force,

I_x – moment of inertia about the x-axis,

A – cross-sectional area,

a – distance of the extreme fibres from the neutral axis.

Measurement results. The displacement measurements are presented in Table 2, whereas the strain/stress measurements are presented in Figure 4 as diagrams of bending moments and axial forces plotted along the structural profile.

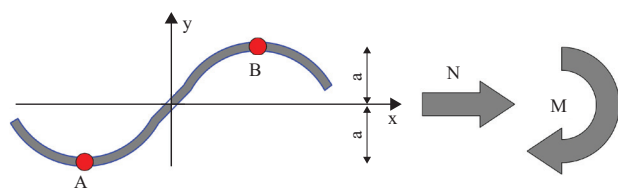


Fig. 3. Scheme of loading of a corrugated plate section by axial forces (N) and bending moments (M)

Rys. 3. Schemat obciążenia przekroju blachy falistej siłami osiowymi (N) i momentami zginającymi (M)

oraz

$$\sigma_A + \sigma_B = 2 \cdot \frac{N}{A} \quad (5)$$

zatem siły wewnętrzne można wyznaczyć z następujących zależności:

$$M_x = \left(\frac{\sigma_A + \sigma_B}{2} \right) \cdot \frac{I_x}{a} \quad (6)$$

oraz

$$N = \left(\frac{\sigma_A - \sigma_B}{2} \right) \cdot A \quad (7)$$

gdzie:

σ_A, σ_B – naprężenia w punkcie A i B,

M_x – moment zginający względem osi x,

N – siła osiowa,

I_x – moment bezwładności względem osi x,

A – pole powierzchni przekroju,

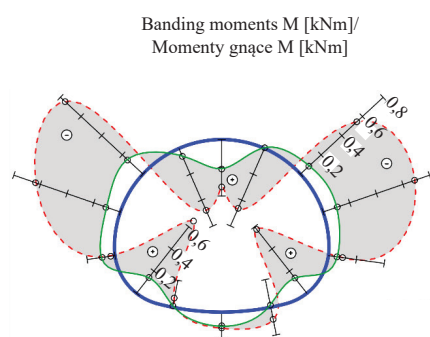
a – odległość skrajnych włókien od osi obojętnej.

Wyniki pomiarów przemieszczeń przedstawiono w tabeli 2, natomiast wyniki pomiarów odkształceń/naprężeń na rysunku 4 w formie wykresów momentów zginających i sił osiowych wpisanych w kształt konstrukcji.

Table 2. Displacements for the ultimate load attempted test at soil cover heights of $h = 0,6$ m

Tabela 2. Przemieszczenia w przypadku próby zniszczenia przy wysokości naziomu $h = 0,6$ m

Live load [kPa]/ Obciążenie [kPa]	Displacement [mm]/Przemieszczenie [mm]		
	gauge I_L / czujnik I_L	gauge I_V / czujnik I_V	gauge I_R / czujnik I_R
$p = 61,050$	1,04	-2,43	1,21
$p = 122,100$	2,03	-4,50	2,12
$p = 183,150$	3,30	-7,44	3,48
$p = 244,200$	5,43	-11,69	5,36



○ Measuring points/
Punkty pomiaru

— Distribution for live load $p = 61,05$ kPa/
Rozkład w przypadku obciążenia $p = 61,05$ kPa

- - - Distribution for live load $p = 244,20$ kPa/
Rozkład w przypadku obciążenia $p = 244,20$ kPa

□ Difference between distribution
for $p = 61,05$ kPa and $p = 244,20$ kPa/
Różnica pomiędzy rozkładami
 $p = 61,05$ kPa i $p = 244,20$ kPa

Fig. 4. Distributions of internal forces for ultimate load test

Rys. 4. Rozkład sił wewnętrznych w przypadku próby zniszczenia

Comparison of measurement results with those obtained using the Canadian Highway Bridge Design Code (CHBDC) design method

One of the design methods for soil-shell structures widely used worldwide is the approach based on the provisions of the Canadian Highway Bridge Design Code (CHBDC) [15]. The normal forces in the wall resulting from external loads (the so-called Live Load Thrust) can be determined in accordance with this code using the following equation:

$$T_L = 0,5 \cdot D_h \cdot \sigma_L \cdot m_f \quad (8)$$

where:

T_L – normal force in the wall resulting from external (characteristic) loads,
 D_h – culvert span,

σ_L – equivalent load acting at the crown level of the structure, assuming its dispersion at an angle of 45° in the transverse direction and 63° in the longitudinal direction,

m_f – factor accounting for the number of loaded traffic lanes. In the present analysis, $m_f = 1$ was assumed, corresponding to one loaded traffic lane.

Table 3 compares the normal forces in the wall calculated using Eq. (8) with the values obtained experimentally during loading of the structure. The laboratory measurements showed that the normal forces in the wall did not differ significantly from the theoretical values determined in accordance with CHBDC (Table 3). It should be noted, however, that according to Eq. (8), the normal force is distributed uniformly along the structure circumference [11], whereas the measurements showed a non-uniform distribution of these forces, as illustrated in Figure 4. It is also worth noting that the CHBDC methodology does not account for the effect of bending moments generated by external loads.

Deformations

According to Spangler [22], a flexible structure with a circular cross-section may be damaged by external loads if its cross-sectional height decreases by 20%. However, during tests conducted in Norway [23], damage resulting from wall buckling was observed at deformation levels as low as approximately 5% of the cross-sectional height. On this basis, in order to ensure safe operation of the structure, a limiting criterion was adopted according to which the maximum permissible deformation – vertical or horizontal – should not exceed 2% of the structural height or span [11]. Based on this assumption, the maximum deformations recorded during loading of the structure were analysed.

Porównanie wyników pomiarów z uzyskanymi metodą projektową

Jedną z powszechnie stosowanych na świecie metod projektowania konstrukcji gruntowo-powłokowych opisano w normie *Canadian Highway Bridge Design Code* (CHBDC) [15]. Siły normalne w ścianie, wynikające z obciążeń zewnętrznych (tzw. *Live Load Thrust*), można zgodnie z tą normą wyznaczyć ze wzoru:

$$T_L = 0,5 \cdot D_h \cdot \sigma_L \cdot m_f \quad (8)$$

gdzie:

T_L – siła normalna w ścianie pochodząca od obciążeń zewnętrznych (charakterystycznych);

D_h – rozpiętość przepustu;

σ_L – zastępcze obciążenie działające na poziomie klucza konstrukcji, przy założeniu jego rozprzestrzeniania się pod kątem 45° w kierunku poprzecznym oraz 63° w kierunku podłużnym;

m_f – współczynnik uwzględniający liczbę obciążonych pasów ruchu (w analizie przyjęto $m_f = 1$, co odpowiada obciążeniu jednego pasa ruchu).

W tabeli 3 zestawiono wartości sił normalnych w ścianie, obliczonych na podstawie wzoru (8), z wartościami uzyskanymi eksperymentalnie podczas obciążania konstrukcji. Wyniki pomiarów laboratoryjnych wykazały, że siły normalne w ścianie nie odbiegają istotnie od wartości teoretycznych wyznaczonych zgodnie z CHBDC (tabela 3). Należy jednak zaznaczyć, że zgodnie z wzorem (8) siła normalna rozkłada się równomiernie wzdłuż obwodu konstrukcji [11], podczas gdy pomiary wykazały nierównomierny rozkład tych sił, co zilustrowano na rysunku 4. Ponadto warto zwrócić uwagę, że norma CHBDC nie uwzględnia wpływu momentów zginających, powstających w wyniku działania obciążeń zewnętrznych.

Deformacje

Zgodnie z ustaleniami Spanglera [22], konstrukcja podatna o przekroju kołowym może ulec uszkodzeniu wskutek działania obciążeń zewnętrznych, jeśli jej wysokość przekroju zmniejszy się o 20%. Podczas badań przeprowadzonych w Norwegii [23] zaobserwowano natomiast, że uszkodzenia wynikające z wyboczenia ścianki mogą wystąpić już przy odkształceniu rzędu 5% wysokości przekroju. Na tej podstawie, w celu zapewnienia bezpiecznej eksploatacji konstrukcji, przyjęto kryterium graniczne, zgodnie z którym maksymalna dopuszczalna deformacja – pionowa lub pozioma – nie powinna przekraczać 2% wysokości lub rozpiętości konstrukcji [11]. Na podstawie tego założenia prze-

Table 3. Comparison of Live Load Thrusts due to external loads determined according to CHBDC and measured during the test

Tabela 3. Porównanie sił w ścianie od obciążeń zewnętrznych wyznaczonych wg CHBDC i pomierzonych podczas testu

Live load [kPa]/ Obciążenie [kPa]	Live Load Thrust T_L [kN/m]/ Siła w ścianie od obciążeń zewnętrznych T_L [kN/m]	Live Load Thrust recorded during the test T_T [kN/m]/ Siła w ścianie zarejestrowana podczas testu T_T [kN/m]	T_T/T_L ratio/ Stosunek T_T/T_L
p = 61,050	14,1	14,5	1,03
p = 122,100	28,2	27,4	0,97
p = 183,150	42,3	39,8	0,94
p = 244,200	56,4	58,8	1,04

Summary and conclusions

This paper presented the results of full-scale experimental tests of a soil-steel structure pipe-arch type made of corrugated sheet with a 150×50 mm profile and a thickness of 3.75 mm. The tested structure was 14.4 m long, and its geometry corresponded to commonly used solutions in road infrastructure. The experiment was conducted at the Road and Bridge Research Institute using a specially prepared test stand enabling controlled application of static and dynamic loads. The ultimate-load test was performed in four stages, with the load gradually increased until the limiting capacity of the hydraulic system was reached.

During the tests, displacements and strains were recorded using inductive transducers and electrical-resistance strain gauges. The obtained values were compared with calculation results based on the CHBDC method. Good agreement was found between the experimental and theoretical results in terms of normal forces in the structural walls. At the same time, it was demonstrated that the distribution of these forces was non-uniform, contrary to the assumptions adopted in CHBDC. Based on the presented tests and analysis, the following conclusions can be drawn:

- The highest compressive stress was recorded at point T12A and amounted to -140.6 MPa, corresponding to approximately 60% of the yield strength of the steel used in the structure.
- The reported displacements and stresses occurred at a load of 244.200 kPa (Stage IV), corresponding to approximately 339% of the equivalent code load adopted in accordance with [21].
- The maximum vertical displacement of the structure, amounting to 11.69 mm and directed towards the interior of the structure, was recorded near the crown. It was accompanied by almost symmetrical horizontal displacements of 5.43 mm and 5.36 mm, directed outwards at the locations of maximum span.
- The recorded maximum vertical deformation (11.69 mm) was smaller than the adopted limiting criterion (48.00 mm), confirming safe structural performance under above-code loading conditions.
- Comparison of the normal forces determined in accordance with CHBDC with the values recorded during the tests showed good agreement in terms of force magnitude; however, the assumption of their uniform distribution around the structural circumference was not confirmed experimentally.
- Despite reaching the maximum load available at the test stand, no damage to the steel structure was observed.
- The presented results may serve as reference material for further numerical analyses and for the development of design guidelines for soil-shell structures.

analizowano maksymalne odkształcenia rejestrowane podczas obciążania konstrukcji. W badanym obiekcie 2% jego wysokości odpowiada wartości 48,00 mm, co jest wartością większą od maksymalnego zarejestrowanego odkształcenia wywołanego obciążeniem zewnętrznym, wynoszącego 11,69 mm. Po osiągnięciu maksymalnego poziomu obciążenia nie stwierdzono uszkodzenia konstrukcji, co pozostaje w zgodzie z przyjętym kryterium.

Podsumowanie

W artykule zaprezentowano wyniki pełnoskalowych badań doświadczalnych konstrukcji gruntowo-powłokowej typu *pipe-arch*, wykonanej z blachy falistej o profilu 150×50 mm i grubości 3,75 mm. Badaniom poddano obiekt o długości 14,4 m, którego geometria odpowiada popularnym rozwiązaniom stosowanym w infrastrukturze drogowej. Eksperyment przeprowadzono w Instytucie Badawczym Dróg i Mostów z wykorzystaniem specjalnie przygotowanego stanowiska badawczego, umożliwiającego kontrolowane przyłożenie obciążeń statycznych i dynamicznych. Próba zniszczenia została zrealizowana w czterech etapach, przy stopniowym zwiększaniu obciążenia aż do osiągnięcia granicznych możliwości zastosowanego systemu hydraulicznego.

Podczas badań rejestrowano przemieszczenia i odkształcenia za pomocą czujników indukcyjnych oraz tensometrów elektrooporowych. Uzyskane wartości porównano z wynikami obliczeń wykonanych zgodnie z metodą wg normy CHBDC. Stwierdzono dobrą zgodność pomiędzy wynikami eksperymentalnymi i teoretycznymi dotyczącymi sił normalnych w ściankach konstrukcji. Jednocześnie wykazano, że rozkład tych sił nie jest równomierny, w przeciwieństwie do założeń przyjętych w normie CHBDC. Na podstawie prezentowanych badań i analizy sformułowano następujące wnioski:

- największe naprężenie ściskające odnotowano w punkcie T12A i wyniosło ono $-140,6$ MPa, co stanowi ok. 60% granicy plastyczności stali zastosowanej w konstrukcji.
- opisane przemieszczenia i naprężenia wystąpiły przy obciążeniu 244,200 kPa (Etap IV), co odpowiadało ok. 339% zastępczego obciążenia normowego przyjętego wg normy [21];
- maksymalne przemieszczenie pionowe konstrukcji, wynoszące 11,69 mm (skierowane do wnętrza obiektu), zarejestrowano w obszarze klucza. Towarzystwo mu niemal symetryczne przemieszczenia poziome o wartościach 5,43 mm i 5,36 mm, skierowane na zewnątrz w miejscach maksymalnej rozpiętości;
- zarejestrowane maksymalne deformacje pionowe (11,69 mm) były mniejsze od przyjętego kryterium granicznego (48,00 mm), co potwierdza bezpieczną pracę konstrukcji w warunkach obciążenia ponadnormowego;
- porównanie sił normalnych wyznaczonych zgodnie z normą CHBDC z wartościami zarejestrowanymi podczas testów wykazało dobrą zgodność pod względem wielkości sił, ale założenie ich równomiernego rozkładu wokół obwodu konstrukcji nie zostało potwierdzone doświadczalnie;
- pomimo osiągnięcia maksymalnego obciążenia dostępnego na stanowisku badawczym, nie zaobserwowano uszkodzeń konstrukcji stalowej;

Received: 30.03.2026

Revised: 14.05.2026

Published: 23.09.2026

- przedstawione wyniki mogą stanowić materiał referencyjny do dalszych analiz numerycznych oraz opracowania wytycznych projektowych dotyczących konstrukcji gruntowo-powłokowych.

Artykuł wpłynął do redakcji: 30.03.2026 r.
Otrzymano poprawiony po recenzjach: 14.05.2026 r.
Opublikowano: 23.09.2026 r.

Literatura

- [1] Kunecki B. Empirical Investigation of the Structural Response of Super-Span Soil-Steel Arches During Backfilling. *Materials*, 2025, 18(15), 3650.
- [2] Embaby K, El Naggat MH, El Sharnouby M. Investigation of bevel-ended large-span soil-steel structures. *Engineering Structures*, 2022, 267, 114658.
- [3] Kunecki B. Field test and three-dimensional numerical analysis of the soil-steel tunnel during backfilling. In: *Transportation Research Board 93rd Annual Meeting*, Transportation Research Board, Washington D.C., 2014, p. 9.
- [4] Bęben D. Field performance of corrugated steel plate road culvert under normal live-load conditions. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 2013, 27(6), 807–817.
- [5] Wadi A, Pettersson L, Karoumi R. Flexible culverts in sloping terrain: Numerical simulation of soil loading effects. *Engineering Structures*, 2015, 101, 111–124.
- [6] Williams K, Michaluk D. Flanged deep corrugated vertical shaft liners. *Archiwum Instytutu Inżynierii Lądowej*, 2017.
- [7] Machelski Cz, Korusiewicz L. Testing the load capacity of a soil-steel box structure. *Roads and Bridges–Drogi i Mosty* 2018, 17.3: 181–191.
- [8] Bayoglu Flener E, Sundquist H. Full-scale testing of two corrugated steel box culverts with different crown stiffness. *Archiwum Instytutu Inżynierii Lądowej*, 2007, 35–44.
- [9] Brachman RWI, Elshimi TM, Mak AC, Moore ID. “Testing and analysis of a deep-corrugated large-span box culvert prior to burial,” *Journal of Bridge Engineering*, vol. 17, no. 1, pp. 81–88, 2012.
- [10] Loughheed AC. *Limit states testing of a buried deep-corrugated large-span box culvert*. Kingston, ON, Canada: Queen’s University, 2008.
- [11] Janusz L, Madaj A. *Obiekty inżynierskie z blach falistych: projektowanie i wykonawstwo*. Wydawnictwo Komunikacji i Łączności, Warszawa, 2009.
- [12] Corrugated Steel Pipe Institute: *Handbook of Steel Drainage and Highway Construction Products*. 2nd ed., American Iron and Steel Institute, Washington D.C., 2002.
- [13] Korusiewicz L, Kunecki B, Wysokowski A. *Sprawozdanie z wykonanych badań dla konstrukcji przepustów w systemie MultiPlate i rur DV/AROT OP-TIMA. Część I: MultiPlate*. Instytut Badawczy Dróg i Mostów, TW 26999/W-374, Warszawa, 1999.
- [14] Demmin J. Field verification of ring compression conduit design. *Highway Research Record*, 1966, 116.
- [15] CSA: *CAN/CSA-S6-00 Canadian Highway Bridge Design Code*. CSA International, Ontario, Canada, 2000.
- [16] EN 10025:1990: *Hot Rolled Products of Non-Alloy Structural Steels – Technical Delivery Conditions*.
- [17] EN 10025-1:2004: *Hot Rolled Products of Non-Alloy Structural Steels – Technical Delivery Conditions*.
- [18] PN-B-04481:1988: *Grunty budowlane. Badania próbek gruntu*.
- [19] PN-B-02481:1998: *Geotechnika. Określenia, symbole, podział i opis gruntów*.
- [20] Kunecki B. *Zachowanie się ortotropowych powłok walcowych w ośrodku gruntowym pod statycznym i dynamicznym obciążeniem zewnętrznym*. Raport serii PRE nr 14/2006, Instytut Budownictwa Politechniki Wrocławskiej, Wrocław, 2006.
- [21] PN-S-10030:1985: *Obiekty mostowe. Obciążenia*.
- [22] Spangler MG. *The Structural Design of Flexible Pipe Culverts*. Bulletin 153, Iowa Engineering Experiment Station, Ames, Iowa, 1941.
- [23] Vaslestad J. *Soil Structure Interaction of Buried Culverts*. PhD Thesis, Geotechnical Division, Norwegian Institute of Technology, Trondheim, Norway, 1990.