



BARTŁOMIEJ KUNECKI¹⁾
LESZEK KORUSIEWICZ²⁾

FIELD TESTS OF LARGE-SPAN METAL ARCH CULVERT DURING BACKFILLING

BADANIA POŁOWE STALOWEGO PRZEPUSTU ŁUKOWEGO O DUŻEJ ROZPIĘTOŚCI PODCZAS UKŁADANIA ZASYPKI

STRESZCZENIE. Przepusty podatne ze stalowych blach falistych są stosowane w budownictwie od wielu lat, z pierwszym odnotowanym zastosowaniem w roku 1931. Od tego czasu popularność tego typu konstrukcji znacznie wzrosła. Artykuł opisuje badania polowe jednego z dwóch identycznych przepustów podatnych o dużej rozpiętości, zbudowanych na autostradzie A4 w pobliżu Bolesławca. Rozpatrywana konstrukcja służy jako przejście dla zwierząt i jest jedną z największych tego typu konstrukcji w Europie. Badany obiekt jest niskoprofilowym, metalowym łukiem o długości 75 m, rozpiętości 19,5 m i wysokości 6 m. Głównym celem prowadzonych badań była ocena zachowania się konstrukcji złożonej z dwóch identycznych przepustów łukowych podczas procesu zasypywania gruntem. Mierzono pionowe i poziome przemieszczenia oraz odkształcenia metalowej powłoki przepustu. Wyniki badań przedstawiono na wykresach i w tablicach.

SŁOWA KLUCZOWE: badania polowe, naprężenia, odkształcenia, przepust stalowy, ugięcia przepustu, zasypywanie.

ABSTRACT. Flexible corrugated steel culverts have been used in engineering for many years, with the first application in 1931. Since that time the popularity of such structures has enormously increased. This paper describes full-scale field tests of one of two identical large-span flexible structures (culverts) built on the A-4 motorway in the vicinity of Bolesławiec city in Poland. The culverts serve as a wildlife crossing. The 75 m long structure is a low-profile metal arch with a span of 19.5 m and a rise of 6 m. The tested animal crossing is one of the largest buried structure in Europe. The main goal of the full-scale field tests was to evaluate the behaviour of the culvert in the twin-arch configuration during backfilling. The horizontal and vertical deflections of the arch and strains of the metal plates were measured. The results of the measurements are presented in the form of graphs and tables.

KEYWORDS: backfilling, culvert deflections, field tests, steel culvert, strains, stresses.

DOI: 10.7409/rabdim.013.020

¹⁾ ViaCon Sp. z o.o.; bartlomiej.kunecki@gmail.com

²⁾ Wydział Mechaniczny Politechniki Wrocławskiej; leszek.korusiewicz@pwr.wroc.pl (✉)

1. WSTĘP

Przepusty ze stalowych blach falistych są stosowane w wielu rejonach, między innymi w USA, Australii, Kanadzie oraz Skandynawii. W Europie konstrukcje te są stosowane od ponad 40 lat. Mniejsze przepusty są wykorzystywane głównie w urządzeniach odwadniających i kanalizacyjnych, a przepusty o większych średnicach są wykorzystywane w konstrukcjach mostów i wiaduktów [1-5], przejść podziemnych oraz przejść dla zwierząt [6-8], zabezpieczeń przed obrywami skalnymi oraz lawinami [9], jak również w tunelach drogowych i kolejowych [10]. Przykłady tego typu konstrukcji można znaleźć w wielu publikacjach [11-13]. Ponadto wykonano wiele pełnoskalowych badań laboratoryjnych na modelach metalowych przepustów podatnych w celu sprawdzenia ich nośności w warunkach długotrwałego użytkowania [14-16].

Projektowanie konstrukcji przepustów o dużej rozpiętości opierało się na wyniakach doświadczeń oraz na praktyce inżynierskiej. Rozpiętość tych konstrukcji stopniowo wzrastała, a proporcja grubości zasyпки do rozpiętości malała. Początkowo konstruowano podatne konstrukcje gruntowo-powłokowe jako nitowane rury z blachy falistej o przekroju kołowym i relatywnie małej rozpiętości. Kolejna generacja takich konstrukcji miała rozpiętość 8-16 m. Obecnie termin „o dużej rozpiętości” używany jest w odniesieniu do konstrukcji o rozpiętości większej niż 8 m. Postępy w metodach obliczeniowych opartych na analizie elementów skończonych, jak również w technologii wytwarzania blachy falistej przyczyniły się do rozwoju trzeciej generacji podatnych konstrukcji gruntowo-powłokowych. Największe stalowe przepusty tego rodzaju przekraczają rozpiętością 20 m, czego przykładem jest łukowa konstrukcja Whitehorse (1997) w Kanadzie o rozpiętości 24 m, która wytrzymuje obciążenie pojazdem kopalnianym o wadze 1144 t.

2. OPIS BADANEJ KONSTRUKCJI

W 2008 roku zbudowano w Polsce dwie bliźniacze konstrukcje o dużej rozpiętości na autostradzie A-4 w okolicy Bolesławca, 40 km od granicy z Niemcami. Konstrukcje te są niskoprofilowymi metalowymi łukami o rozpiętości 19,4 m i wysokości 6 m. Obie służą jako przejścia dla zwierząt nad autostradą i każda z nich liczy około 75 m długości. Pomiędzy dwoma głównymi łukami zainstalowano dodatkową, spiralnie karbowaną, stalową rurę (Rys. 1). Stalowa rura o średnicy 2,40 m została zamknięta na końcach oraz przykryta gruntem i wierzchnią

1. INTRODUCTION

Flexible metal culverts have been gaining in popularity in recent years. Corrugated steel culverts have been used in many regions, e.g. the USA, Australia, Canada and Scandinavia. In Europe such structures have been used for over 40 years. Smaller culverts are mostly utilized for sewerage and drainage purposes. Corrugated steel culverts with larger diameters are used for bridges and viaducts [1-5], underpasses and wildlife crossings [6-8], rockfall and avalanche protections [9], as well as road and railway tunnels [10]. Examples of such structures are provided in many publications [11-13]. Several full-scale laboratory tests have been carried out to validate the long-term performance and high load-bearing capacity of flexible metal culverts [14-16].

The design of long-span buried structures has evolved mainly as a result of field experience. Their spans have gradually increased and their cover depth-to-span ratio has decreased. In the beginning, flexible soil-steel structures were constructed as riveted corrugated pipes with a circular cross-section and a relatively short span. The second generation of such structures had a span of 8-16 m. The term “long-span” is currently used for structures with a span larger than 8 m. Progresses in computing methods based on the finite elements analysis, as well as the technological advances in the manufacture of corrugated plates have contributed to the development of a third generation of soil-steel structures. The largest steel culverts of this kind exceed 20 m in span, for example the Whitehorse arch structure (1997) in Canada with the 24 m span which can carry a mining vehicle weighing 1144 t.

2. DESCRIPTION OF THE TESTED STRUCTURE

In 2008 two twin flexible large-span structures were built on the A-4 motorway in the vicinity of Bolesławiec city in Poland, 40 km east of the Polish-German border. The structures are low-profile metal arches with a span of 19.5 m and a rise of 6 m. Each of the two structures, serving as wildlife crossings over the motorway, is about 75 m long. An additional spiral type metal pipe was installed between the two main arches, as shown in Fig. 1. The relief steel pipe with a diameter of 2.40 m was closed at the ends and covered with soil and a top layer of humus to a height of 2.60 m above the crown. The main structures were similarly backfilled with soil and humus to a height of 2.25 m above the crown. The

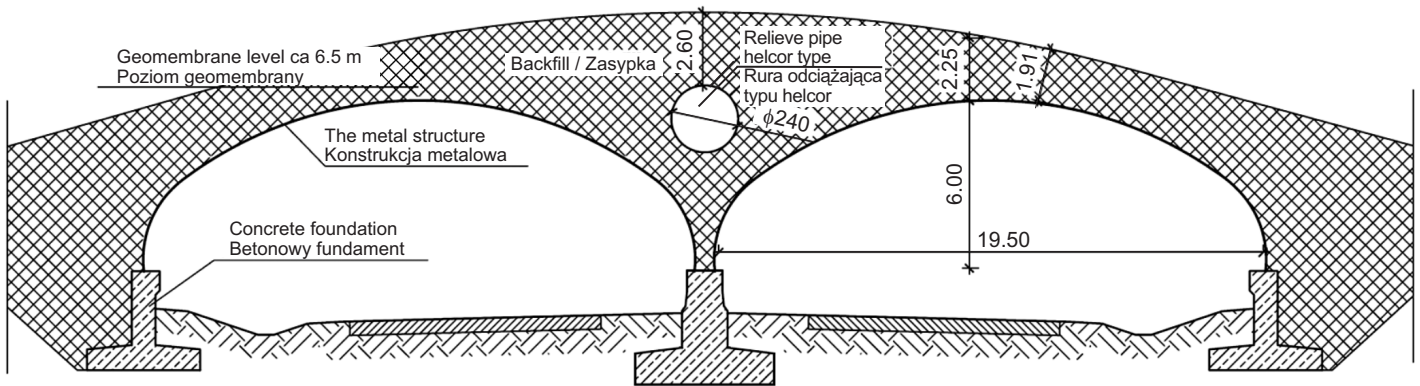


Fig. 1. Geometry of structure [m]

Rys. 1. Geometria konstrukcji [m]

warstwą humusu do wysokości 2,60 m ponad kluczem rury. Główne konstrukcje zostały zasypane gruntem i humusem w podobny sposób do wysokości 2,25 m ponad kluczem konstrukcji. Bliźniacze stalowe łuki posadowiono na trzech żelbetonowych fundamentach. Szczegóły połączenia stalowej powłoki z betonowym fundamentem pokazuje Rys. 2a. Stal spełniała europejską normę PN-EN 10025-2 o zapewnionej minimalnej granicy plastyczności 315 MPa. Wymiary pojedynczej fali to 381×140 mm (Rys. 2b), a grubość blachy 7 mm. Stalowe powłoki zostały połączone śrubami o średnicy 20 mm, klasy 8.8. Klucz konstrukcji oraz strefa ćwiartkowa zostały dodatkowo wzmocnione dodatkowymi arkuszami z blach falistych o grubości 5 mm, jak pokazano na Rys. 2c.

twin metal arches were erected on three reinforced concrete footings. Details of the shell-concrete joint footing are shown in Fig. 2a. The steel material conformed to European Standard PN-EN 10025-2, had the minimum yield stress of 315 MPa. The dimensions of a single corrugation were 381×140 mm (Fig. 2b) and the steel thickness was 7 mm. The steel plates were joined by ϕ 20 mm bolts of grade 8.8. Over the crown and the haunch region the arches were intermittently reinforced with additional 5 mm thick corrugated plates, as shown in Fig. 2c.

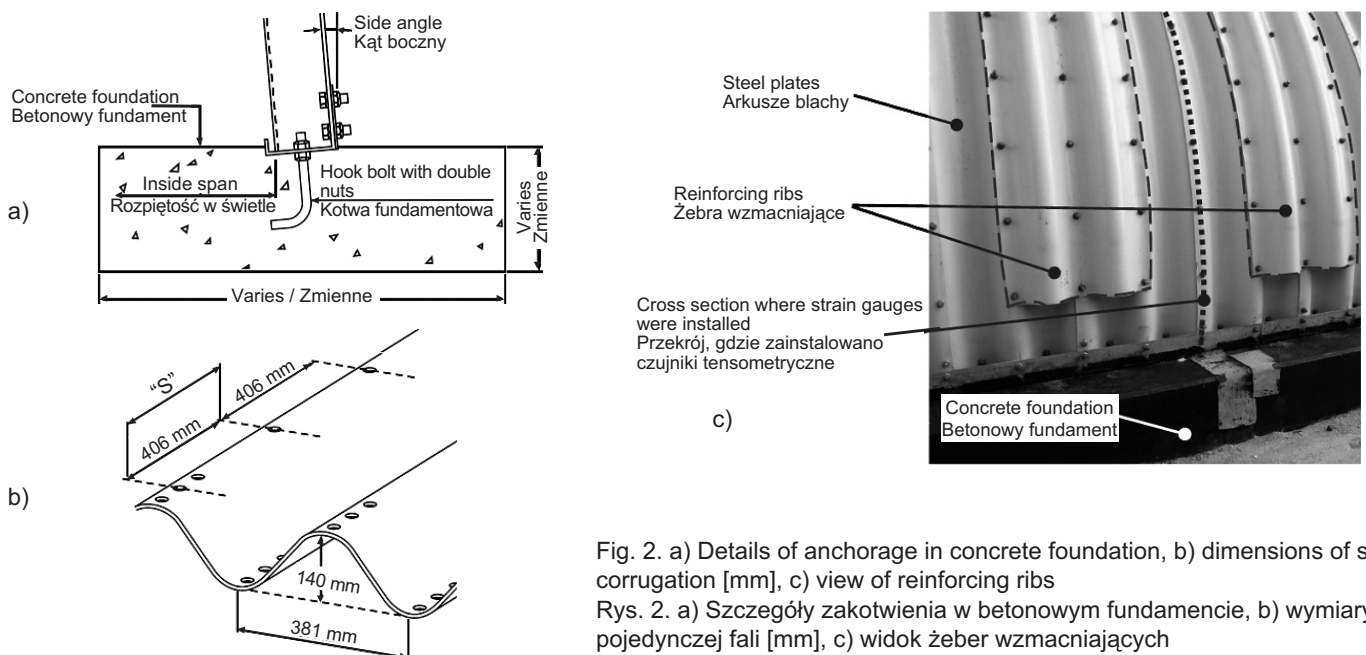


Fig. 2. a) Details of anchorage in concrete foundation, b) dimensions of single corrugation [mm], c) view of reinforcing ribs
Rys. 2. a) Szczegóły zakotwienia w betonowym fundamencie, b) wymiary pojedynczej fali [mm], c) widok żeber wzmacniających

3. OPRZYRZĄDOWANIE I POMIARY

3.1. ODKSZTAŁCENIA

Zachowanie jednego z łuków podczas procesu zasypywania gruntem było ściśle monitorowane poprzez wykonanie pomiarów po ułożeniu każdej z warstw zasypki po obu stronach łuków. W czasie zasypywania konstrukcji zmierzono ugięcia w trzech kierunkach w 28 punktach oraz odkształcenia (naprężenia) w 13 punktach na stalowej powłoce przepustu. Oprzyrządowanie testowe składało się z urządzeń opisanych poniżej.

Czujniki tensometryczne umieszczono w 13 punktach wewnątrz zachodniego łuku pośrodku konstrukcji. W każdym punkcie umieszczono po 4 czujniki: dwa na grzbiecie fali i dwa we wgłębieniu (w sumie 52). Umieszczenie wszystkich czujników tensometrycznych pokazano na Rys. 3. Dzięki takiej konfiguracji możliwy był pomiar odkształceń osiowych oraz zginających, mierzonych w kierunkach podłużnym i poprzecznym. Zainstalowano także bierne czujniki w celu kompensacji temperaturowej.

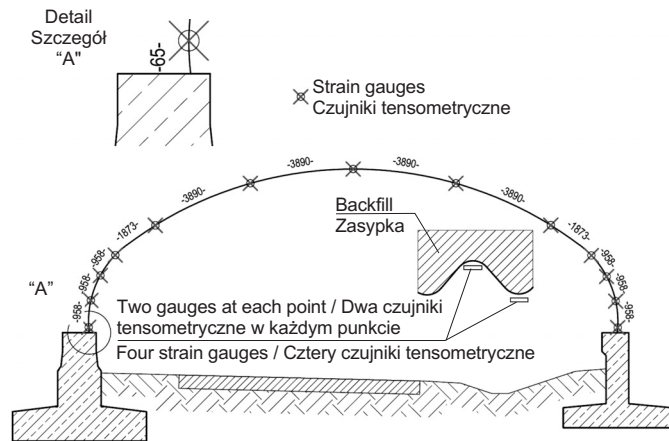


Fig. 3. Location of strain gauges [mm]

Rys. 3. Lokalizacja czujników tensometrycznych [mm]

3.2. UGIĘCIA

Trójwymiarowe ugięcia w konstrukcji powstałe podczas procesu zasypywania gruntem zmierzono przy pomocy laserowych urządzeń geodezyjnych. Wybrano 28 punktów pomiarowych położonych wzdłuż 4 linii oznaczonych A, B, C, D na Rys. 4, w siedmiu przekrojach zachodniego łuku. Linie B, C oraz A, D znajdowały się w odległości odpowiednio 1,35 m oraz 7,75 m od osi symetrii. W każdym z punktów pomiarowych odnotowano ugięcia w formie zmian pomiędzy ustalonym punktem odniesienia na

3. INSTRUMENTATION AND MEASUREMENTS

3.1. STRAINS

The behaviour of one of the arches during backfilling was closely monitored by taking measurements after each layer of backfill was placed on both sides of the arches. Three-dimensional deflections in 28 points and strains (stresses) in 13 points on the steel plates were measured during backfilling. The test instrumentation comprised the devices specified below.

Strain gauges were placed at 13 locations inside the west arch in the middle of the structure. Four gauges were fitted at each location: two at the crest of the corrugation and two in its valley (in total 52). The locations of all the strain gauges are shown in Fig. 3. Thanks to this configuration axial and bending strains could be measured in longitudinal and latitudinal directions. Dummy gauges were installed to provide temperature compensation.

3.2. DEFLECTIONS

The three-dimensional deflections of the structure during backfilling were measured using a geodetic laser device. Twenty eight measuring points were arranged along four lines (A, B, C, D lines in Fig. 4) in seven sections of the west arch. Lines B, C and lines A, D were at a distance of respectively 1.35 m and 7.75 m from the axis of symmetry. For each of the measuring points deflections were registered as changes between a fixed reference point on the ground and the corrugation crest. No deflections along the y axis were observed for any of the points. The location of all the cross sections, lines and points is shown in Fig. 4.

4. TEST RESULTS

4.1. STRESSES

Stresses in the steel structure were calculated on the basis of strains, assuming elastic modulus of steel $E = 2.05 \times 10^5$ MPa and Poisson's ratio $\nu = 0.3$. The strains at each measuring point (with two pairs of strain gauges, as shown in Fig. 5.) were used to calculate the axial and bending stresses from the equations, derived by Korusiewicz and Kunecki [16]:

powierzchni gruntu a punktem na grzbiecie fali. W żadnym z punktów nie zaobserwowano ugięć wzdłuż osi y . Lokalizację wszystkich przekrojów, linii oraz punktów pokazano na Rys. 4.

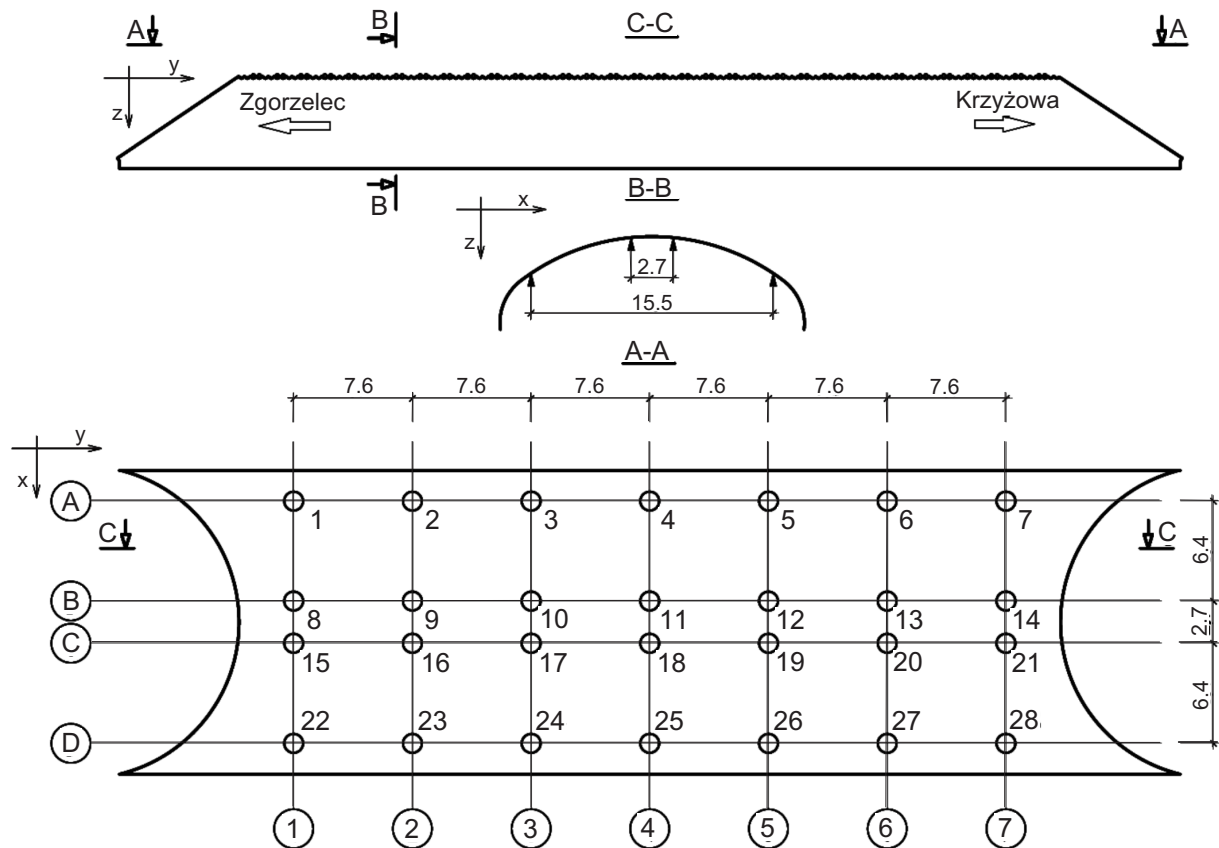


Fig. 4. Location of all deflection measuring points [m]

Rys. 4. Lokalizacja wszystkich punktów pomiarowych przemieszczeń [m]

4. REZULTATY BADAŃ

4.1. NAPRĘŻENIA

Naprężenia w stalowej konstrukcji zostały obliczone na podstawie odkształceń przy założonej wartości modułu Younga stali $E = 2.05 \times 10^5$ MPa i współczynnika Poissona $\nu = 0,3$. Odkształcenia w każdym punkcie pomiaru (z dwóch par czujników tensometrycznych, jak pokazuje to Rys. 5) zostały wykorzystane do wyznaczenia naprężeń ściskających i zginających, przy użyciu równań wyprowadzonych przez Korusiewicza i Kuneckiego [16]:

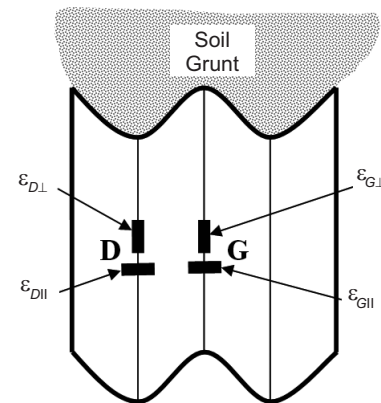


Fig. 5. Arrangement of strain gauges for one measuring point
Rys. 5. Rozmieszczenie czujników tensometrycznych w pojedynczym punkcie pomiarowym

$$\sigma_n = \left(\frac{\sigma_D + \sigma'_G}{2} \right), \quad \sigma_m = \pm \left(\frac{\sigma_D - \sigma'_G}{2} \right), \quad (1)$$

gdzie:

σ_n – naprężenia ściskające,

σ_m – naprężenia zginające,

σ_D – naprężenia obwodowe w punkcie D na grzbiecie fali:

$$\sigma_D = \frac{E}{1-\nu^2} (\varepsilon_{D\perp} + \nu \cdot \varepsilon_{D\parallel}), \quad (2)$$

σ_G – naprężenia obwodowe w punkcie G we wgłębieniu fali:

$$\sigma_G = \frac{E}{1-\nu^2} (\varepsilon_{G\perp} + \nu \cdot \varepsilon_{G\parallel}), \quad (3)$$

σ'_G – modyfikacja naprężenia σ_G , w której uwzględniono, że w lokalizacji G czujniki tensometryczne nie były przymocowane do zewnętrznej powierzchni przepustu:

$$\sigma'_G = \frac{\sigma_G - \sigma_D}{h} (h + g) + \sigma_D, \quad (4)$$

$\varepsilon_{D\perp}, \varepsilon_{D\parallel}, \varepsilon_{G\perp}, \varepsilon_{G\parallel}$ – odkształcenia (odpowiednio) podłużne i poprzeczne w punktach D oraz G,

E – moduł Younga dla stali,

ν – współczynnik Poissona,

h – wysokość fali,

g – grubość stali.

W celu wyznaczenia sił wewnętrznych w arkuszach blachy falistej można użyć następujących wyrażeń do obliczenia momentów zginających m oraz sił normalnych n :

$$m = \left(\frac{\sigma_D - \sigma'_G}{2} \right) \frac{2I_f}{h+g} = (\sigma_D - \sigma'_G) \frac{I_f}{h+g}, \quad (5)$$

$$n = \left(\frac{\sigma_D + \sigma'_G}{2} \right) A_f = (\sigma_D + \sigma'_G) \frac{A_f}{2}, \quad (6)$$

gdzie A_f i I_f oznaczają kolejno pole powierzchni oraz moment bezwładności przekroju (fałdy) na jednostkę szerokości.

Przy ocenie bezpieczeństwa konstrukcji użycie wartości naprężeń jest bardziej racjonalnym wyborem, dlatego pokazano wykresy naprężeń osiowych oraz zginających dla trzech poziomów zasypki, tj. poziomu klucza konstrukcji,

$$\sigma_n = \left(\frac{\sigma_D + \sigma'_G}{2} \right), \quad \sigma_m = \pm \left(\frac{\sigma_D - \sigma'_G}{2} \right), \quad (1)$$

where:

σ_n – axial stresses,

σ_m – bending stresses,

σ_D – circumferential stresses at point D at the corrugation crest:

$$\sigma_D = \frac{E}{1-\nu^2} (\varepsilon_{D\perp} + \nu \cdot \varepsilon_{D\parallel}), \quad (2)$$

σ_G – circumferential stresses at point G in the corrugation valley:

$$\sigma_G = \frac{E}{1-\nu^2} (\varepsilon_{G\perp} + \nu \cdot \varepsilon_{G\parallel}), \quad (3)$$

σ'_G – modification of stress σ_G , in which it was taken into account that in location G strain gauges were not fitted on the culvert's outer surface:

$$\sigma'_G = \frac{\sigma_G - \sigma_D}{h} (h + g) + \sigma_D, \quad (4)$$

$\varepsilon_{D\perp}, \varepsilon_{D\parallel}, \varepsilon_{G\perp}, \varepsilon_{G\parallel}$ – strains in points D and G in the longitudinal direction and the latitudinal direction respectively,

E – the Young's modulus of steel,

ν – the Poisson's ratio,

h – the height of a corrugation,

g – the thickness of the steel.

To determine internal forces in corrugated sheets the following expressions for bending moments m and normal forces n can be used:

$$m = \left(\frac{\sigma_D - \sigma'_G}{2} \right) \frac{2I_f}{h+g} = (\sigma_D - \sigma'_G) \frac{I_f}{h+g}, \quad (5)$$

$$n = \left(\frac{\sigma_D + \sigma'_G}{2} \right) A_f = (\sigma_D + \sigma'_G) \frac{A_f}{2}, \quad (6)$$

where A_f and I_f stand for the area and moment of inertia of the cross section (fold) respectively per width unit.

When assessing the structural safety the use of stress values is more rational, therefore, the distribution of bending and axial stresses is presented for three backfill levels, i.e.

poziomu geomembrany oraz poziomu końcowego (Rys. 6). Pomiary odkształceń wykazały, że maksymalne, bezwzględne naprężenie ściskające wynosiło 295 MPa po bocznej stronie łuku dla końcowego poziomu zasyпки. Maksymalne bezwzględne naprężenie zginające na końcowym poziomie wynosiło 121 MPa. Rozkłady naprężeń normalnych od zginania oraz ściskania były asymetryczne.

the crown level, the geomembrane level and the final level, as shown in Fig. 6. The measured strain implied the maximum absolute axial stress of 295 MPa for the final backfill level on the side of the arch. The maximum absolute bending stress for the final backfill level amounted to 121 MPa. The distributions of bending and axial stress were asymmetrical.

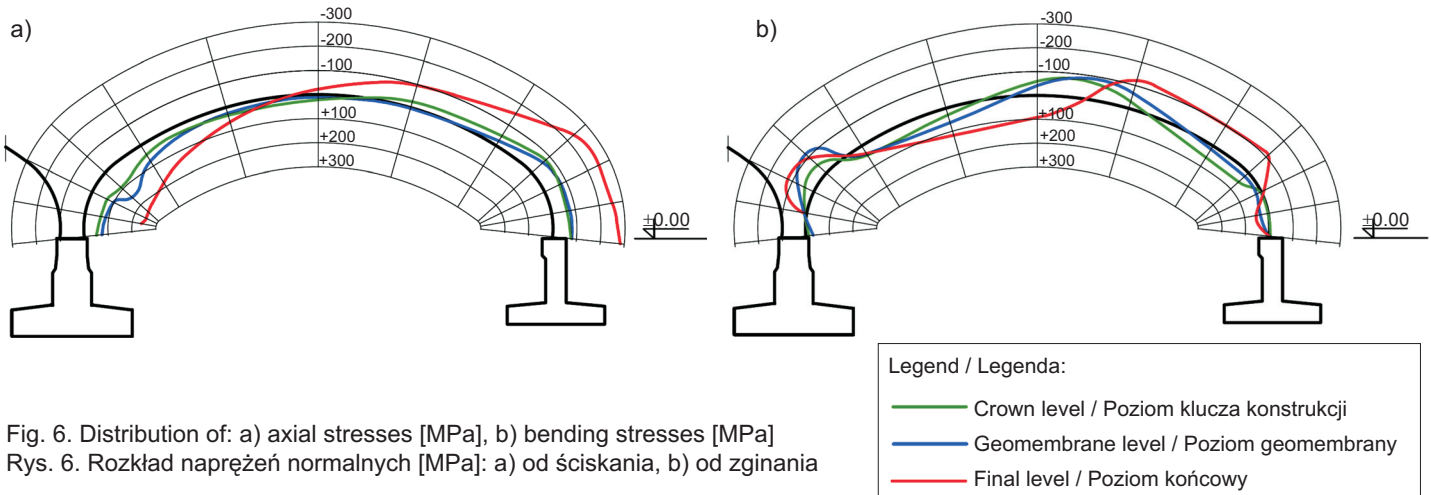


Fig. 6. Distribution of: a) axial stresses [MPa], b) bending stresses [MPa]
Rys. 6. Rozkład naprężeń normalnych [MPa]: a) od ściskania, b) od zginania

4.2. PRZEMIESZCZENIA

Przemieszczenia poziome (oś x) oraz pionowe (oś z), pokazane w Tabelicy 1, zostały podzielone na cztery grupy: A, B, C, D. Każda z grup jest średnią przemieszczeń w punktach: 1-7 dla grupy A, 8-14 dla grupy B, 15-21 dla grupy C oraz 22-28 dla grupy D.

4.2. DISPLACEMENTS

Displacements in the horizontal (x axis) and vertical (z axis) direction respectively are shown in Table 1. The displacements were divided into four groups: A, B, C, D. Each displacement group is the average of the displacements in points: 1-7 for group A, 8-14 for group B, 15-21 for group C and 22-28 for group D.

Table 1. Average displacements (x , z) for A, B, C, D groups
Tabelica 1. Średnie przemieszczenia (x , z) w grupach A, B, C, D

Backfill (soil) level Poziom zasyпки (gruntu) [m]	Group A / Grupa A		Group B / Grupa B		Group C / Grupa C		Group D / Grupa D	
	x [m]	z [m]	x [m]	z [m]	x [m]	z [m]	x [m]	z [m]
0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1.00	0.003	-0.003	0.007	0.002	-0.007	0.001	-0.001	-0.002
2.15	-0.002	-0.001	0.005	0.008	-0.011	0.006	-0.004	-0.001
3.20	0.003	0.005	-0.004	0.013	-0.010	0.010	-0.007	0.002
4.00	-0.001	0.001	-0.001	0.027	-0.016	0.019	-0.017	-0.006
5.00	0.009	-0.004	0.002	0.044	-0.015	0.044	-0.027	-0.012
6.50	0.015	-0.022	0.012	0.039	-0.006	0.055	-0.024	-0.014
7.50	0.024	-0.041	0.039	-0.013	0.023	0.037	0.008	0.004

Zdeformowane kształty stalowego łuku przedstawia Rys. 7. Zaobserwowano prawie symetryczne zmiany kształtu testowanego przepustu do momentu osiągnięcia przez zasypkę poziomu klucza konstrukcji. Jego maksymalne pionowe przemieszczenie wynosiło około 50 mm. Dalsze zasypywanie przepustu powodowało wyraźne asymetryczne przemieszczenie stalowej powłoki (Rys. 7d), która przemieściła się poziomo w kierunku przeciwnym do rury odciażającej. Co więcej, połowa przepustu usytuowana bliżej rury odciażającej przemieściła się pionowo w dół, podczas gdy druga połowa łuku przemieściła się pionowo w górę. Wyniki zamieszczone w Tablicy 1 oraz na Rys. 7 nie uwzględniają interakcji z warstwą humusu.

The deformed shapes of the steel arch are shown in Fig. 7. Nearly symmetrical changes in the shape of the tested culvert were observed until the backfill reached its crown level. The maximum vertical displacement of the crown amounted to about 50 mm. The further burying of the culvert resulted in a distinctly asymmetrical displacement of the steel shell (Fig. 7d), which shifted horizontally in the direction opposite to the location of the relief pipe. Moreover, the culvert's half situated closer to the relief pipe displaced vertically downwards while the other half displaced vertically upwards. No humus layer interaction was taken into account in Table 1 and Fig. 7.

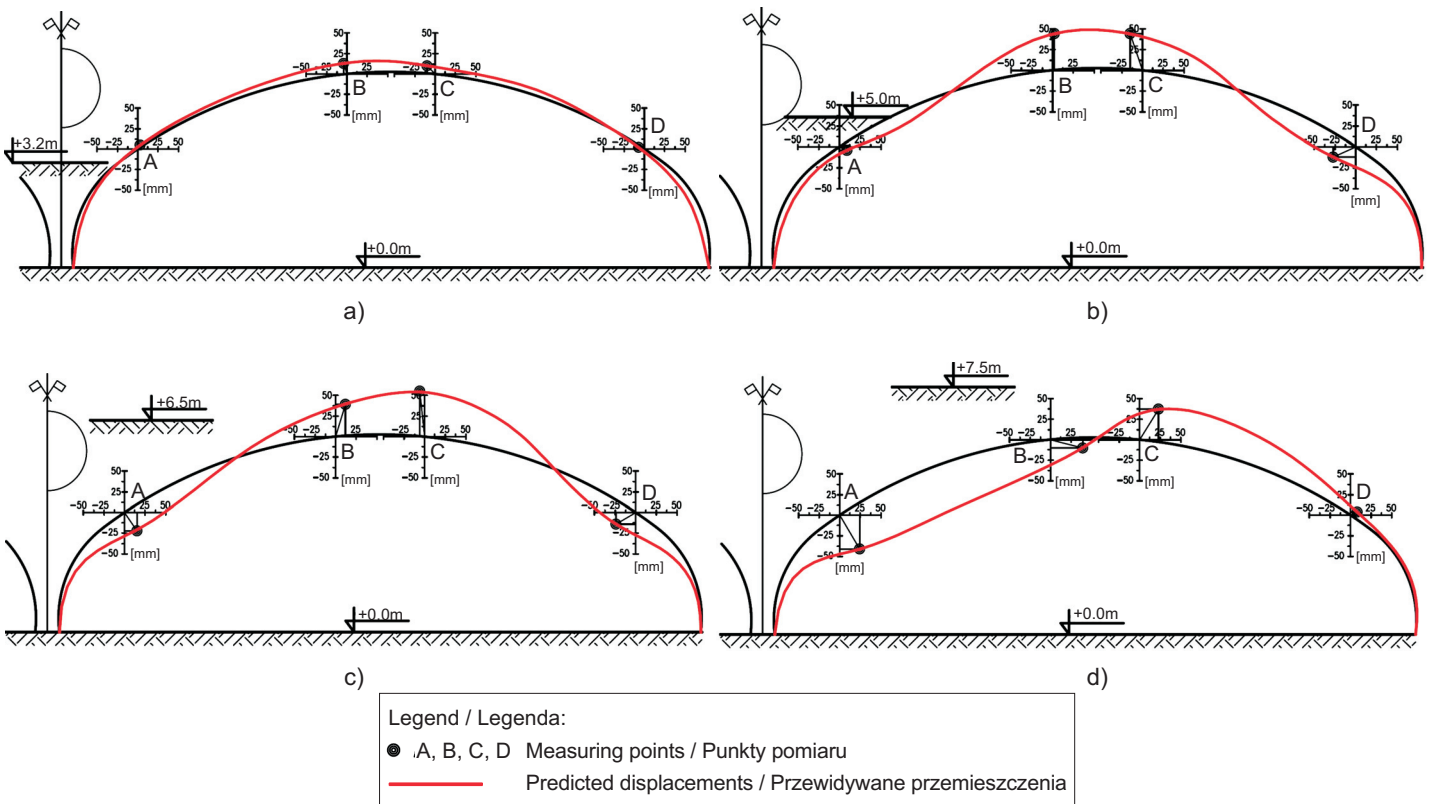


Fig. 7. Displacements of wildlife crossing during backfilling process [mm]: a) backfill level 3.2 m, b) backfill level 5.0 m, c) backfill level 6.5 m, d) backfill level 7.5 m

Rys. 7. Przemieszczenia przejścia dla zwierząt podczas zasypywania [mm]: a) poziom zasypki 3,2 m, b) poziom zasypki 5,0 m, c) poziom zasypki 6,5 m, d) poziom zasypki 7,5 m

5. WNIOSKI

W analizie zachowania podatnych konstrukcji gruntowo-powłokowych podczas ich wznoszenia oraz eksploatacji należy brać pod uwagę dwa główne czynniki:

5. CONCLUSIONS

The following two principal factors should be taken into account in the analysis of the behaviour of flexible soil-shell structures during their construction and service life:

1. Etap budowy jest z zasady najbardziej niebezpiecznym stadium w procesie obciążania powłoki przepustu. Odkształcenia pojawiające się w trakcie budowy mogą wprowadzić naprężenia prowadzące do uplastycznienia konstrukcji (przeguby plastyczne) lub utraty stateczności, co może doprowadzić do jej zniszczenia. Siły wewnętrzne (siły ściskające oraz momenty zginające) powstające w przekrojach powłoki przyczyniają się do wybożenia.

Naprężenia oraz przemieszczenia w powłoce wzrastają w miarę jej zasypywania, osiągając wartości maksymalne zwykle na poziomie zasypki równej poziomowi klucza konstrukcji [17]. Dalsze zasypywanie powoduje zazwyczaj redukcję przemieszczeń oraz wpływa korzystnie na rozkład naprężeń. Fakt, że deformacje oraz momenty zginające powstające w powłoce podczas zasypywania są zwykle kilkakrotnie większe niż te wywołane obciążeniem eksploatacyjnym w ukończonej konstrukcji wskazuje, że obciążenie eksploatacyjne w mniejszym stopniu wpływa na bezpieczeństwo konstrukcji [17]. Przykłady badań konstrukcji gruntowo-powłokowych przeprowadzone w trakcie ich budowy można odnaleźć między innymi w [18, 19]. Zgodnie z danymi przedstawionymi w [20], w przypadku odkształceń mierzonych w trakcie zasypywania dopuszczalne odchylenie wymiarowe nie powinno przekraczać 2% rozpiętości konstrukcji. Tablica 2 przedstawia wyznaczone względne przemieszczenia badanego przepustu.

Table 2. Relative displacements for groups A, B, C, D
Tablica 2. Przemieszczenia względne w grupach A, B, C, D

Backfill (soil) level Poziom zasypki (gruntu) [m]	Group A / Grupa A		Group B / Grupa B		Group C / Grupa C		Group D / Grupa D	
	x/L	z/L	x/L	z/L	x/L	z/L	x/L	z/L
	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]
0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
1.00	0.015	-0.015	0.036	0.010	-0.036	0.005	-0.005	-0.010
2.15	-0.010	-0.005	0.026	0.041	-0.056	0.031	-0.021	-0.005
3.20	0.015	0.026	-0.021	0.067	-0.051	0.051	-0.036	0.010
4.00	-0.005	0.005	-0.005	0.138	-0.082	0.097	-0.087	-0.031
5.00	0.046	-0.021	0.010	0.226	-0.077	0.226	-0.138	-0.062
6.50	0.077	-0.113	0.062	0.200	-0.031	0.282	-0.123	-0.072
7.50	0.123	-0.210	0.200	-0.067	0.118	0.190	0.041	0.021
Remark / Objasnienie L - the span of the culvert / rozpiętość przepustu								

Największe zmierzone względne przemieszczenie poziome 0,200% wystąpiło w grupie B (Rys. 7), kiedy przepust

1. As a rule, the construction stage is the most hazardous phase in the process of loading the culvert shell. The deformation states which occur in the course of construction may produce stresses resulting in the yielding of the structure (plastic hinges) or the loss of its stability, leading to failure. The internal forces (axial compressive forces and bending moments) in the cross sections of the shell contribute to buckling.

The stresses in the shell and the displacements of the latter increase during backfilling, reaching their maximum values usually at the earth fill height equal to the shell crown level [17]. Further backfilling usually results in a reduction in the deformations and in a more favourable distribution of the stresses. Since the deformations and bending moments arising in the shell during backfilling are usually several times larger than the effects of the service loads in the completed structure, the service loads affect the operational safety of the structure to a lesser degree [17]. Examples of the testing of soil-shell structures during their construction can be found in, for example, [18, 19]. According to the data reported in [20], in the case of deformations measured during backfilling, the dimensional deviations should not exceed 2% of the span of the structure. Table 2 presents the determined relative deformations of the tested culvert.

The largest measured horizontal relative displacement of 0.200% occurred for group B (Fig. 7) when the culvert was

został całkowicie zasypany, podczas gdy maksymalne pionowe przemieszczenie 0,226% wystąpiło w grupach B i C (Rys. 7) na poziomie zasypki 5 m (blisko klucza konstrukcji). Dla porównania, w przypadku podobnych konstrukcji wykonanych z arkuszy blachy falistej SC o wymiarach $380 \times 140 \times 7$ i o rozpiętości $L = 24$ m oraz 20 m, maksymalne pionowe odkształcenie wyniosło odpowiednio 0,396% oraz 0,695% [21]. Całkowite odkształcenie ukośne na płaszczyźnie xz można wyznaczyć przy użyciu relacji $(x^2 + z^2)^{0.5}$, a jej maksymalna względna wielkość 1,25% występuje w grupie A w przypadku, kiedy przepust jest całkowicie zasypany. Łatwo zauważyć, że wszystkie wartości poziomych i pionowych przemieszczeń względnych (Tabl. 2) oraz wartości całkowitych przemieszczeń względnych (przemieszczeń ukośnych) na płaszczyźnie xz są niższe od dopuszczalnych wartości.

Naprężenia obwodowe w powłoce zostały wyznaczone dla przekroju usytuowanego w środkowej części przepustu, w strefie pozbawionej żeber wzmacniających. W przypadku naprężenia warunek zniszczenia dla (ciągliwego) materiału, z jakiego zbudowany jest przepust, można określić następująco: naprężenie w jakimkolwiek punkcie przekroju musi być niższe niż granica plastyczności R_E tego materiału. Maksymalna wartość naprężenia jest sumą σ_n (ze względu na siłę normalną) oraz σ_m (ze względu na moment zginający). Łatwo zauważyć, że ekstremalne wartości naprężeń występują w włóknach zewnętrznych i dlatego też warunek wytrzymałości w tym przypadku przyjmuje postać:

$$\max(|\sigma_n| + |\sigma_m|) < R_E . \quad (7)$$

W badanym przepuście normalne naprężenia określone w ten sposób osiągają wartości maksymalne w przedziale 300 ÷ 360 MPa w obu bocznych rejonach powłoki po tym, jak zostaje ona całkowicie zasypana. Może to wskazywać na lokalne uplastycznienie w niektórych częściach powłoki. Należy jednak zaobserwować, że w trakcie formowania arkusza blachy falistej dochodzi do jej wzmocnienia przez zgniot, a rzeczywista granica plastyczności blachy wzrasta. W związku z tym naprężenie 360 MPa nie musi oznaczać, że granica plastyczności została przekroczona. Niemniej jednak należy zauważyć, że ze względu na naprężenia margines bezpieczeństwa jest niewielki. Należy podkreślić, iż przyjęty warunek zniszczenia przedstawia uproszczone podejście, jako że rzeczywisty płaski stan naprężenia wymagałby wartości naprężeń zastępczych, wyznaczonych na podstawie hipotezy wytrzymałościowej Hubera-Misesa, a następnie porównania go z granicą plastyczności:

completely buried while the maximum vertical displacement of 0.226% occurred for groups B and C (Fig. 7) at a backfill soil level of 5 m (close to the shell crown level). For comparison, for similar structures made of $380 \times 140 \times 7$ SC corrugated plates with spans $L = 24$ m and 20 m the maximum vertical displacement amounted to 0.396% and 0.695% respectively [21]. The total oblique displacement in plane xz can be determined from the relation $(x^2 + z^2)^{0.5}$, and its maximum relative value of 1.25% occurs for group A when the culvert is completely buried. As one can see, all the values of the horizontal and vertical relative deformations (Table 2) and the values of the total relative displacements (oblique displacements) in plane xz are lower than the permissible values.

Circumferential stresses in the shell were determined for the cross sections situated in the central part of the culvert, in the zone without stiffener ribs. In the case of stress, the failure criterion for a (ductile) culvert material can be stated as follows: the stress at any point of the cross section must be lower than yield stress R_E of the culvert material. The extreme stress values are the sum of σ_n , due to the normal force, and σ_m , due to the bending moment. It can be easily noticed that the extreme stress values occur at the outermost fibres and therefore the failure criterion here assumes the form:

$$\max(|\sigma_n| + |\sigma_m|) < R_E . \quad (7)$$

In the investigated culvert the normal stresses determined in this way reach maximum values of 300 ÷ 360 MPa at both side areas of the shell after the latter was completely buried in the ground. This might indicate local yielding of some parts of the shell. However, one should note that as corrugated sheet is being formed it undergoes strain hardening and the real plastic limit increases. Hence the stress of 360 MPa does not necessarily mean that the yield point has been exceeded. Nevertheless, it should be noted that because of the stresses the safety margin is small. It should be emphasized that the adopted failure criterion represents a simplified approach since the actual plane stress would require an equivalent stress value to be determined from the Mises-Huber criterion and then checked against the yield stress:

$$\max(\sigma_{eq}) < R_E . \quad (8)$$

2. The basic requirement for backfilling in the case of compliant structures is to ensure that the shell is symmetrically loaded. Structures made of corrugated plates arched in their cross section require special attention during backfilling

$$\max(\sigma_{eq}) < R_E \quad (8)$$

2. Podstawowym warunkiem zasypywania w przypadku konstrukcji podatnych jest upewnienie się, że powłoka została symetrycznie obciążona. Konstrukcje z blachy falistej o przekroju łukowym wymagają specjalnej uwagi podczas zasypywania oraz zagęszczania, ponieważ są bardzo wrażliwe na poziome odkształcenia, jeżeli zasypka została wykonana asymetrycznie albo jej zagęszczenie po obu stronach konstrukcji różni się od siebie. Zgodnie z [20], zasypka musi być symetryczna, aby jej poziom po obu stronach stalowej konstrukcji był identyczny (dopuszczalna jest różnica jednej warstwy).

W przypadku badanego przepustu trudno było spełnić warunek symetrycznego obciążenia ze względu na szczególną konstrukcję przepustu – podwójny łuk z osią symetrii przechodzącą pomiędzy dwoma łukami (Rys. 1). Nie znaleziono większych odchyłeń w rozkładzie odkształceń i naprężeń w stosunku do osi symetrii testowanego łuku przy poziomach zasypki poniżej klucza konstrukcji. Jednak dalsze zasypywanie prowadziło do asymetrii rozkładów wynikającej ze znacznego wzrostu poziomych przemieszczeń (Rys. 7). W przypadku tego konkretnego przepustu użyto dodatkowej stalowej rury pomiędzy łukami (Rys. 1). Jej głównym zadaniem było odciążenie głównych stalowych łuków oraz bardziej symetryczne rozłożenie obciążenia. Jednak pomimo użycia rury odciążającej przemieszczenia powłoki były nadal asymetryczne. Problem można rozwiązać poprzez właściwie zrównoważenie zasypki lub poprzez odpowiednie oddziaływanie pomiędzy oboma łukami, dzięki któremu siły wewnętrzne byłyby bardziej symetryczne. W celu uniknięcia asymetrycznych przemieszczeń stalowych łuków zaproponowano kilka alternatywnych rozwiązań. Trzy z nich zaprezentowano poniżej. Można też zastosować różne ich kombinacje.

- Pierwsza propozycja polega na utrzymaniu stabilnej pozycji łuku poprzez usunięcie zasypki pomiędzy łukami. Geometrię pierwszego rozwiązania pokazuje Rys. 8a.
- Druga propozycja polega na utrzymaniu pierwotnej geometrii poprzez zmianę ciężaru objętościowego zasypki pomiędzy łukami. Powinna być ona lżejsza niż zasypka strukturalna po bokach konstrukcji. Jako lekką zasypkę można zastosować keramzyt, ogólnie znany pod nazwą firmową LECA. Rys. 8b przedstawia drugie rozwiązanie.
- Trzecia propozycja polega na utrzymaniu pierwotnej geometrii poprzez użycie dodatkowych elementów konstrukcyjnych pomiędzy łukami tak, aby stworzyć oddziaływanie pomiędzy konstrukcjami oraz sprawić, że rozkład sił wewnętrznych będzie bardziej symetryczny.

and compaction since cross sections of this kind are highly susceptible to horizontal deformations if the backfill is asymmetrically placed or its compaction is different on one of the sides. According to [20], backfilling must be symmetrical in order to ensure an identical backfill level on both sides of the steel structure (a difference in level amounting to one layer is permitted).

In case of the investigated culvert it was difficult to satisfy the symmetrical load condition because of the culvert's peculiar design – a doubled arch structure with its symmetry axis in a line with the middle support (Fig. 1). No major deviations in the distribution of deformations and stresses relative to the symmetry axis of the tested arch were found for backfill levels below the shell crown. But the further backfilling leads to the asymmetry in the distributions, due to a marked increase in the horizontal displacements (Fig. 7). In case of this particular culvert, an additional metal pipe was used between the arches (Fig. 1). The main purpose of the additional pipe was to relieve the main steel arches and distribute the load more evenly and symmetrically. However, despite the use of the relief pipe, the shell deflections were still asymmetrical. The problem can be solved by properly balancing the backfilling material or through the proper interaction between the two arches, which would make the internal forces more symmetrical. Different alternative solutions can be proposed in order to avoid the asymmetrical deformation of the steel arches. Three of them are presented below. Various combinations of the proposed solutions can be employed.

- The idea of the first proposal consists in maintaining a stable arch position by removing the backfilling material between the arches. The geometry of the first solution is shown in Fig. 8a.
- The idea of the second proposal consists in maintaining the original geometry by changing the weight of the backfill between the arches. The backfilling material between the arches should be lighter than the structural backfill on the sides of the structure. Expanded clay pellets, commonly known under the brand name LECA (*light expanded clay aggregate*), can be used as the light backfilling material. The idea of the second solution is shown in Fig. 8b.
- The idea of the third proposal consists in maintaining the original geometry by incorporating additional structural elements between the twin arches to create interaction between the structures and make the distribution of internal forces more symmetrical and even. The two arches can be integrated e.g. by means of steel or carbon strips. The idea of the third solution is shown in Fig. 8c.

Oba łuki można połączyć np. przy pomocy stalowych lub węglowych taśm. Trzecie rozwiązanie przedstawiono na Rys. 8c.

Rezultaty badań oraz zaproponowane rozwiązania zasypki będą stanowić podstawę dalszych analiz. W kolejnych artykułach autorzy zaprezentują kompleksowe modele numeryczne zarówno opisanej wyżej konstrukcji, jak również przedstawionych nowych rozwiązań.

The experimental results and the proposed backfilling solutions will be the basis for future analyses. The authors will present comprehensive numerical simulations for the original solution and for the proposed new solutions in another papers.

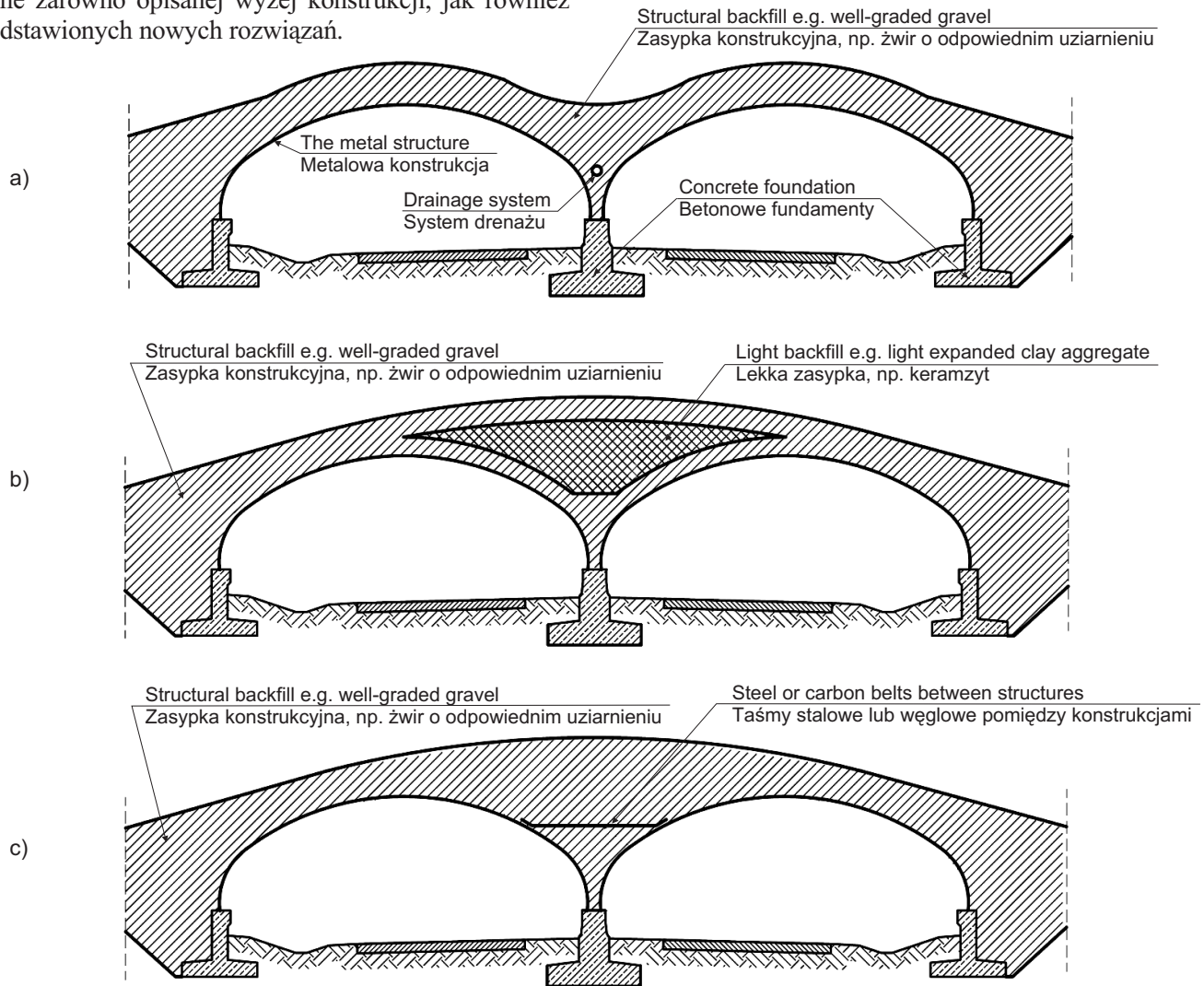


Fig. 8. Alternative backfilling solutions
Rys. 8. Alternatywne propozycje wykonania zasypki

INFORMACJE DODATKOWE

Badania finansowano w ramach projektu badawczego nr PERG03-GA-2008-230913, sponsorowanego przez Komisję Europejską (Marie Curie European Reintegration Grants) oraz Spółkę ViaCon - Polska. Autorzy dziękują: *M. Polańskiej* z Biura Współpracy Międzynarodowej Politechniki Wrocławskiej za wsparcie administracyjne,

ACKNOWLEDGEMENT

The tests were financed as part of a research project no. PERG03-GA-2008-230913, supported by The European Community (Marie Curie European Reintegration Grants) and ViaCon Co - Poland. The authors would like to thank *M. Polańska* from the Liaison Office of Wrocław University of Technology for providing administrative

L. Januszowi z firmy ViaCon Co. Poland za udostępnienie czujników tensometrycznych oraz *A. Emdal, L. Grande, S. Nordal* i *M. Eglinger* z Norwegian University of Science and Technology za ich uwagi.

assistance, *L. Janusz* from ViaCon Co. Poland for providing strain gauges and *A. Emdal, L. Grande, S. Nordal* and *M. Eglinger* from Norwegian University of Science and Technology for their remarks.

BIBLIOGRAFIA / REFERENCES

- [1] *Vaslestad J., Janusz L., Bednarek B.*: Konstrukcje z blach falistych do budowy mostów. *Materiały Budowlane*, 11, 2000, 48-49
- [2] *Vaslestad J., Madaj A., Janusz L.*: Field measurements of long-span corrugated steel culvert replacing corroded concrete bridge. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 1814, 2002, 164-170
- [3] *Yeau K.Y., Sezen H., Fox P.J.*: Load performance of in situ corrugated steel highway culverts. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 23, 1, 2009, 32-39
- [4] *Sargand S., Masada T., Moreland A.*: Measured field performance and computer analysis of large-diameter multiplate steel pipe culvert installed in Ohio. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 22, 6, 2008, 391-397
- [5] *Flener E.B., Karoumi R.*: Dynamic testing of a soil-steel composite railway bridge. *Engineering Structures*, 31, 12, 2009, 2803-2811
- [6] *Bednarek B., Czerpak A.*: Animal crossing built over A2 motorway in Poland. *Archives of Institute of Civil Engineering*, tom 1, 2007, 45-51
- [7] *Janusz L., Bednarek B., Zouhar J., Sana M.*: The biggest animal overpass made from CSPS in the world. 11th International Symposium BRIDGES, Brno, 2006
- [8] *Sillars D.N., Moradkhani H., Tymvios N.*: Field investigation of success factors of fish passageways in Oregon. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 2170, 2010, 9-17
- [9] *Ebeltoft R., Larsen J.O.*: Instrumentation of buried flexible culvert subjected to rockfall loading. *Joint International Conference on Computing and Decision Making in Civil and Building Engineering*, Montréal, June, 2006
- [10] *Vaslestad J.*: Long-term behaviour of flexible large-span culverts. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 1231, 1989, 14-24
- [11] *Janusz L., Madaj A.*: Obiekty inżynierskie z blach falistych. *Projektowanie i wykonawstwo*. Wydawnictwa Komunikacji i Łączności, Warszawa, 2007
- [12] *Machelski Cz.*: Modelowanie mostowych konstrukcji gruntowo-powłokowych. *Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne*, Wrocław, 2008
- [13] *Kunecki B., Vaslestad J., Janusz L.*: Przykłady kształtowania przestrzeni komunikacyjnej z zastosowaniem konstrukcji podatnych – doświadczenia z Polski i Norwegii. *Czasopismo Techniczne, Architektura, Politechnika Krakowska*, 104, 4-A, 2007, 301-306
- [14] *Kunecki B., Korusiewicz L.*: Laboratory test of a full-scale soil-steel box-type culvert under road loads. *Proceedings of the 2007 ASCE Structures Congress*, Long Beach, California, 2007
- [15] *Brachman R.W.I., Moore I.D., Mak A.C.*: Ultimate limit state of deep-corrugated large-span box culvert. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 2201, 2010, 55-61
- [16] *Korusiewicz L., Kunecki B.*: Behaviour of the steel box-type culvert during backfilling. *Archives of Civil and Mechanical Engineering*, XI, 3, 2011, 637-650
- [17] *Machelski Cz.*: Zmiany promienia krzywizny powłoki mostowego obiektu gruntowo-powłokowego podczas budowy. *Drogi i Mosty*, 9, 4, 2010, 47-67
- [18] *Bęben D., Mańko Z.*: Badania doświadczalne stalowej powłoki mostu drogowego podczas zasypywania gruntem. *Drogi i Mosty*, 3, 2, 2004, 15-39
- [19] *Machelski Cz., Michalski B.*: Odkształcenia mostowych konstrukcji gruntowo-powłokowych. *Drogi i Mosty*, 4, 2, 2005, 91-110
- [20] *Rowińska W., Wysokowski A., Pryga A.*: Zalecenia projektowe i technologiczne dla podatnych konstrukcji inżynierskich z blach falistych. *IBDiM, Żmigród*, 2004
- [21] *Machelski Cz.*: Sztywność powłok warstwowych obiektów gruntowo-powłokowych. *Drogi i Mosty*, 10, 4, 2011, 55-78