

ANALIZA STANU DEFORMACJI POWŁOKI MOSTU GRUNTOWO-STALOWEGO W RÓŻNYCH STANACH JEGO BUDOWY

DEFORMATION STATE ANALYSIS OF SOIL-STEEL BRIDGE SHELL IN VARIOUS STAGES OF ITS CONSTRUCTION

Damian Bęben – Wydział Budownictwa, Politechnika Opolska

Zbigniew Mańko – Instytut Budownictwa, Uniwersytet Przyrodniczy, Wrocław

W artykule przedstawiono zastosowanie programu FLAC opartego na metodzie różnic skończonych (MRS) w celu określenia stanu deformacji (odkształceń i przemieszczeń) oraz zachowania się konstrukcji powłoki mostu gruntowo-stalowego podczas zasypywania jej warstwami gruntu oraz pod wpływem obciążeń statycznych. Scharakteryzowano także model obliczeniowy typu 2D dla konstrukcji powłoki z uwzględnieniem warstwy kontaktowej typu interface. Metoda analizy oparta na tym modelu może być z dużym powodzeniem stosowana do obliczeń inżynierskich tego typu specyficznych zespolonych układów konstrukcyjnych (grunt + stal), gdyż uzyskano stosunkowo dużą zgodność wyników otrzymanych z obliczeń i pomiarów na obiekcie.

The paper is presented the application of the FLAC program based on finite differences methods (FDM) to determine the deformation state (strains and displacements) and behaviour of soil-steel bridge shell structure during its backfilling as well as during the static field loads tests. The assumptions of computational 2D model of shell structure with interface layer are also described. The analysis method based on this computational model may be used with a large success to design calculations of this specific type of structures (soil + steel), because the high convergence of calculation and measurement results were obtained.

Wstęp

Specyfika mostów gruntowo-stalowych polega na tym, że są to konstrukcje złożone z dwóch całkowicie różnych ośrodków materialnych, a więc gruntu i podatnej stalowej blachy falistej ukształtowanej w formie powłoki. Dzięki wymuszonej współpracy pomiędzy elementami składowymi, tj. wzajemnym ich oddziaływaniem tworzy się „zespolony” układ nośny. Tak ukształtowany ustrój konstrukcyjny pozwala na przenoszenie obciążeń zewnętrznych znacznie większych niż to wynika z traktowania samej tylko stalowej powłoki złożonej z arkuszy blach falistych jako głównego elementu konstrukcyjnego ustroju nośnego w takich obiektach, a także nie wywołuje w nich zwiększonych naprężeń i przemieszczeń. Wysoka nośność takich systemów konstrukcyjnych wykazywana wielokrotnie podczas ich badań doświadczalnych [1] i [2] jest rezultatem zespolenia (wzajemnego oddziaływania) dwóch ośrodków, którą trudno jest ująć i ocenić w tradycyjny (analityczny) sposób obliczeniowy (ale też nie sposób jej pominąć) podczas ustalania wielkości statycznych przy ich wymiarowaniu. Dzieje się tak dlatego, że stalowa falista konstrukcja powłoki wymusza współpracę z otaczającym ją gruntem zasypowym, układanym i zagęszczanym cienkimi warstwami. Poprawny opis zachowania tego specyficznego układu konstrukcyjnego wymaga poszukiwania szczególnych sposobów analizy takich obiektów [5], [10].

Przedmiotem szczegółowej analizy przedstawionej w pracy jest rzeczywisty most gruntowo-stalowy położony w miejscowości Gimån (Szwecja), którego opis techniczny, jak i wyniki badań doświadczalnych podczas zasypywania powłoki gruntem, jak i w zakresie obciążeń statycznych oraz dynamicznych przedstawiono m.in. w pracach [1], [2], [3] i [4].

Podczas budowy obiektu na etapie zasypywania stalowej powłoki gruntem nie ma jeszcze tak dobrej współpracy pomiędzy tymi ośrodkami zwłaszcza na początku układania kilku pierwszych warstw gruntowych jak i po całkowitym ich wykonaniu. Stąd w niniejszej pracy podjęto próbę oceny stanu wyteżenia powłoki od obciążeń wywołanych kolejno dodawanymi warstwami gruntowymi. Dokonano tego za pomocą programu FLAC, opartego na metodzie różnic skończonych (MRS), z uwzględnieniem warstwy kontaktowej typu *interface* występującej na styku dwóch ośrodków materialnych. Program ten pozwala na rozwiązywanie różnych zadań z mechaniki konstrukcji i geotechniki w przypadku wystąpienia kilku różnych ośrodków materialnych, co umożliwia m.in. określanie nośności granicznej takich układów konstrukcyjnych.

Z kolei głównym celem obliczeń i badań tego mostu pod obciążeniem statycznym (i dynamicznym [4]) było określenie wyteżenia takiego układu konstrukcyjnego oraz poszczególnych jego elementów, jak również ocena jego wykonania i zachowania pod znanym obciążeniem, aby móc zweryfikować wstępne założenia przyjęte w obliczeniach statyczno-wytrzymałościowych wykonanych przez producenta tych konstrukcji [1]. Ważną również kwestią było określenie aktualnej nośności tego mostu, w szczególności sztywności konstrukcji powłoki złożonej ze stalowych blach falistych połączonych śrubami sprężającymi oraz ocena współpracy pomiędzy jej elementami z otaczającym ją gruntem przed oddaniem go do eksploatacji.

Opis konstrukcji mostu

Analizowany most gruntowo-stalowy w przekroju podłużnym stanowi ustrój statyczny w postaci jednoprzęsłowej powłoki o rozpiętości teoretycznej $L_t = 12,315$ m, sztywno

utwierdzonej, za pomocą stalowych nierównoramiennych ceowników, w dwóch żelbetowych ławach fundamentowych (rys. 1a).

Ustrój nośny obiektu wykonano jako powłokę złożoną z arkuszy stalowych blach falistych o wymiarach fal $a \times h = 380 \times 140$ mm i grubości $t = 7,10$ mm. Elementy stalowe połączono między sobą na szerokości powłoki (prześla) i po długości za pomocą śrub sprężających. Następnie stalową powłokę obsypano warstwami gruntu (o grubościach około 0,20–0,30 m) odpowiednio zagęszczonymi według skali Proctora Normalnego o $I_D = 0,95$ (dla gruntu bezpośrednio stykającego się ze stalową konstrukcją powłoki) oraz o $I_D = 0,98$ (dla pozostałej części zasypki gruntowej), co umożliwiło ułożenie stabilnej nawierzchni drogowej na podbudowie wykonanej z tłucznia. Szerokość powłoki mostu górą wynosi $b_g = 12,915$ m, natomiast dołem – $b_d = 20,574$ m. W planie obiekt usytuowany jest prostopadle w stosunku do nurtu rzeki, a jego światło pionowe wynosi $h_o = 3,555$ m (rys. 1a). Zasadnicza powłoka mostu została wzmocniona w trzech miejscach od strony gruntu, tj. w kluczu (na całej jej szerokości) i w dwóch jej narożach przy ławach fundamentowych z obu stron obiektu (w rozstawie co 380 mm), za pomocą dodatkowych arkuszy blachy falistej, tzw. żeber w celu zapewnienia większej sztywności poprzecznej i podłużnej przęsła tego mostu (rys. 1a).

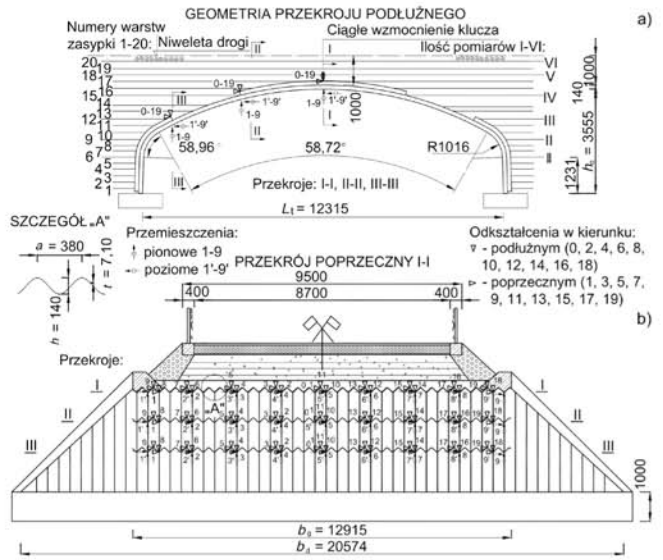
Podstawowe wymiary mostu przedstawiono na rysunku 1, zaś na rysunku 2 pokazano niektóre fazy z przebiegu budowy i badań stalowej powłoki mostu wraz z naklejaniem na niej czujników tensometrycznych, a także montażu czujników przemieszczeń na stojakach zlokalizowanych wewnątrz obiektu. Na rysunku 1 pokazano również schematycznie układ analizowanych warstw gruntowych oraz numerację pomiarów, po których wykonywano obliczenia i badania.

Dyskretny model powłoki wraz elementami *interface* dla mostu gruntowo-stalowego

Opis modelu obliczeniowego

Podstawowe obliczenia projektowe tego mostu zostały wykonane przez *Atlantic Industries Limited* (AIL – kanadyjski producent konstrukcji) przy użyciu programu SODA [1]. Podobne założenia obliczeniowe zostały zweryfikowane w programie Robot Millennium i w rezultacie uzyskano dość podobne do nich wyniki [2]. Otrzymane przez AIL wyniki różniły się jednak znacznie w porównaniu z rezultatami uzyskanymi z badań doświadczalnych [3]. Niewątpliwie wynikało to z przyjętych założeń do obliczeń, ponieważ niezmiernie trudno w tradycyjny sposób jest poprawnie uwzględnić współpracę pomiędzy stalową powłoką a otaczającym ją gruntem zasypowym. Dlatego zdecydowano wykonać własne obliczenia i analizy uwzględniając w nich, w największym stopniu, rzeczywiste parametry wytrzymałościowe poszczególnych ośrodków materiałowych.

Mając powyższe na uwadze, wykonano obliczenia mostu gruntowo-stalowego używając programu FLAC (ver. 3.5) z uwzględnieniem rzeczywistych charakterystyk materiałowych stalowej powłoki i gruntu oraz elementów podbudowy drogi, jak również wzajemnych oddziaływań między ośrodkami, wykorzystując do tego celu elementy kontaktowe typu *interface* w zakresie nieliniowym. Wyniki uzyskane w oparciu o zastosowany nowy model obliczeniowy były już bardziej zbliżone do rezultatów uzyskanych



Rys. 1. Most gruntowo-stalowy położony w Gimån (Szwecja) wykonany ze stalowych blach falistych:

a) geometria przekroju podłużnego powłoki wraz z układem warstw gruntowych, b) przekrój poprzeczny I–I wraz z usytuowaniem czujników zegarowych oraz tensometrycznych na konstrukcji powłoki

Fig. 1. Soil-steel road made of corrugated steel plates, situated in Gimån, Sweden: a) geometry of longitudinal section of shell together with arrangement of backfill layers, b) cross section I–I together with localization of dial gauges and extensometers



Rys. 2. Analizowany most w widoku: a) na połączenie powłoki z fundamentem, b) na wzmocnienia (żebra) powłoki w przekrojach II–II i III–III; oraz na samochód obciążający używany podczas badań doświadczalnych ustawiany według trzech schematów obciążenia: c) I lub III (niesymetryczny), d) II (symetryczny)

Fig. 2. The analyzed bridge in view: a) on connection of shell and foundation, b) from top on reinforcements (ribs) of shell in sections II–II and III–III; and on ballasting vehicle used during experimental tests arrangement according to three load schemes: c) I or III (nonsymmetrical and d) II (symmetrical)

z badań doświadczalnych. Nowa procedura obliczeniowa użyta do analizy i oceny współpracy gruntowo-stalowego układu konstrukcyjnego jest oparta na technice modelowania gruntu jako naprężenie-odkształcenie. To jest numeryczno-analityczna procedura oparta na metodzie różnic skończonych i całkach Fouriera służących do uzyskiwania rozkładów obciążeń w kierunku poprzecznym przęsła. Można w ten sposób analizować również konstrukcje i ośrodki gruntowe nieskończenie długie jak, np. nasypy.

W rozpatrywanym przypadku grunt został zamodelowany jako ośrodek sprężysto-plastyczny według kryterium Coulomba-Mohra. Zmianę modułu gruntu na głębokości $E(z) = E_0 + mz$ zdefiniowano jako powierzchnię modułu E_0 i gradientu m na głębokości z . Parametry użyte do modelowania gruntu zagęszczonego (95% według Proctora Normalnego) to: współczynnik Poissona $\nu = 0,17$, kohezja $c = 0$, kąt tarcia wewnętrznego $\varphi = 44^\circ$, gradient $m = 3,8$ MPa/m, $E_0 = 19$ MPa, ciężar jednostkowy $\gamma = 20$ kN/m³. Natomiast stalowa konstrukcja powłoki była modelowana jako bilinearna sprężysta o modułach Younga $E_1 = 207$ GPa i Kirchhoffa $E_2 = 12$ GPa, współczynniku Poissona $\nu = 0,30$, wytrzymałości stali na rozciąganie $f_m = 282$ MPa. Asfalt został zamodelowany z uwzględnieniem modułu Younga o wielkości $E = 6,9$ GPa i współczynniku Poissona $\nu = 0,41$. Obliczenia wykonano w oparciu o założenia opracowane przez Moora i Brachmana [7], a następnie zmodyfikowane przez Rottera i Jumikisa [9].

Obciążenie w postaci 20 warstw zasypki gruntowej układano kolejno jako równomiernie rozłożone na szerokości 1 m. Analizę przeprowadzono dla 6 różnych wybranych ilości warstw gruntowych, którymi były na przemian piasek i tłuczeń, co odpowiadało warstwom (6, 9, 12, 15, 18 i 20), dla których wcześniej wykonano również badania doświadczalne w terenie [1]. Ze względu na ustrój statyczny przęsła, który jest statycznie niewyznaczalny, uwzględniono również dodatkowe wpływy wywołane zmianami temperatury w stosunku do bazowej temperatury $+10^\circ\text{C}$ w wahaniami od -25°C (różnica -35°C) w zimie do $+55^\circ\text{C}$ (różnica $+45^\circ\text{C}$) w lecie.

Z kolei, w przypadku obliczeń wielkości przemieszczeń pionowych i odkształceń od obciążenia statycznego pochodzącego od samochodu ciężarowego, dokonano rozdziału tego obciążenia przypadające na poszczególne osie (i koła) samochodu. Tak uzyskane wartości obciążeń skupionych przykładano w węzłach modelu obliczeniowego, zgodnie z położeniem pojazdu w czasie badań doświadczalnych dla trzech zasadniczych schematów obciążeń [2], [3].

Wartości liczbowe parametrów technicznych pojazdu użytego do badań były następujące: odległość między zderzakami 7,13 m, szerokość samochodu 2,50 m, rozstaw przednich kół 1,75 m, odległość pomiędzy przednią osią a pierwszą tylną $-4,62$ m, rozstaw pomiędzy tylnymi osiami $-1,30$ m, maksymalny ciężar pojazdu załadowanego z piaskiem 285 kN (pusty -100 kN), nacisk na przednią oś wynosił $P1 = 82,50$ kN, a na dwie tylne osie $P2 = P3 = 2 \times 101,25$ kN.

Elementy typu interface

W mechanice gruntów lub w konstrukcjach bezpośrednio współpracujących z gruntem rozpatrywane są różne przypadki, w których celowe jest przedstawienie płaszczyzn, na których może wystąpić poślizg lub zjawisko rozdzielania ośrodków (powierzchni przylegania współpracujących ośrodków). W celu ujęcia tych zagadnień stosuje się wówczas dodatkowo specyficzne elementy kontaktowe występujące na styku różnych ośrodków materialnych, które noszą nazwę elementów typu *interface*. Ustalenie zachowania się (odpowiedzi) konstrukcji niejednokrotnie ułatwia modelowanie procesów nieliniowych, do których można zaliczyć charakterystyki gruntu i konstrukcji, a więc naprężenie-odkształcenie ($\sigma - \varepsilon$) oraz współpracę układu powłoka stalowa – grunt zasypkowy z uwzględnieniem warstwy kontaktowej na styku obu różnych ośrodków materialnych.

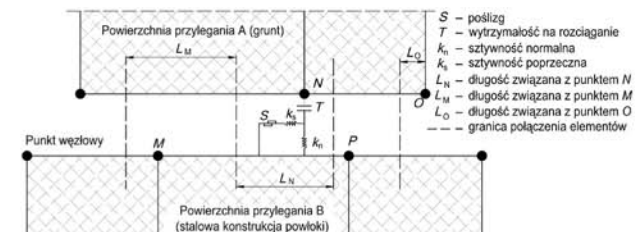
Zasadne jest zatem, w tym przypadku, zastosowanie ele-

mentów typu *interface*, które mogą być scharakteryzowane przez poślizg (np. według zasady Coulomba) i ewentualne ich rozdzielanie wywołane pod wpływem sił rozciągających. Warstwy kontaktowe mogą mieć różne charakterystyki m.in.: tarcie, spójność (kohezję), rozszerzalność, sztywność normalną i poprzeczną oraz wytrzymałość na rozciąganie. Z formalnego punktu widzenia podczas modelowania takiego układu konstrukcji nie ma żadnych ograniczeń w liczbie zastosowanych elementów typu *interface* oraz miejsc ich przecięć. Praktycznie jednak nie jest celowe modelowanie za ich pomocą w MRS więcej niż kilkunastu elementów tego typu, ponieważ ich tworzenie o skomplikowanej geometrii jest dość kłopotliwe, a uzyskiwane rezultaty z obliczeń dla rozpatrywanych przypadków obciążeń przy większej liczbie elementów *interface* są w granicach błędów obliczeniowych.

Element *interface* może być prezentowany jako sztywność w kierunku normalnym k_n i poprzecznym k_s pomiędzy dwiema powierzchniami przylegania, które mogą się kontaktować ze sobą, jak to pokazano na rysunku 3. Do jego opisu można wykorzystywać tzw. elementy „logicznego kontaktu” dla dwóch stron tego samego styku, które są podobne w rzeczywistości do stosowanych w metodzie elementów oddzielonych (*distinct element method*) [1].

Wprowadzany kod elementu *interface* powinien zawierać listę punktów siatki (i, j), które leżą po każdej stronie określonej powierzchni. Każdy punkt jest zadany i określony do kontaktu z sąsiadującym punktem po drugiej stronie tego elementu. Zgodnie z rysunkiem 3, punkt N jest określony do kontaktu z segmentem pomiędzy punktami M i P . Jeśli kontakt zostaje wykryty, to sztywność normalna k_n w punkcie N zostaje obliczona, a następnie długość L jest definiowana do kontaktu wzdłuż powierzchni styku przynależnej do punktu N , gdzie odcinek L jest równy połowie odległości do następnego punktu siatki na lewo, plus połowę odległości do następnego punktu siatki na prawo, niezależnie od tego, czy sąsiedni punkt zlokalizowany jest na tej samej stronie powierzchni styku, czy też po stronie przeciwnej. W taki sposób całkowite połączenie powierzchni jest rozdzielone na sąsiednie segmenty, i zarazem każde jest kontrolowane przez odpowiednie punkty siatki elementów skończonych.

W czasie każdego kroku czasowego ($t + \Delta t$), określana jest prędkość \dot{u}_i wszystkich punktów siatki dyskretnej. W międzyczasie wielkości prędkości zmieniają się na każdym kroku czasowym i następnie jest on obliczany i skalowany do założonej lub określonej zbieżności z poprzednią wielkością prędkości, przy czym przyrost przemieszczeń Δu_i dla każdego zadanego kroku czasowego jest równy $\Delta u_i \equiv \dot{u}_i$. Z kolei, relatywny przyrost wektora przemieszczeń w punkcie kontaktowym



Rys. 3. Element typu *interface* reprezentowany przez dwie powierzchnie przylegania A i B połączone sprężynami o normalnej k_n i stycznej k_s charakterystyce sztywnościowej

Fig. 3. An *interface* element represented by sides A and B, connected by shear (k_s) and normal (k_n) stiffness springs

jest rozkładany na dwa kierunki, tj. normalny i poprzeczny, zaś całkowite siły normalne i styczne są określone przez poniżej podane dwa równania (1) i (2):

$$F_n^{(+At)} = F_n^{(t)} - k_n \ddot{A}u_n^{(+1/2)At}/L, \quad (1)$$

$$F_s^{(+At)} = F_s^{(t)} - k_s \ddot{A}u_s^{(+1/2)At}/L, \quad (2)$$

w których charakterystyki sztywnościowe k_n i k_s przyjmują jednostki naprężenie/ przemieszczenie [MPa/m].

W przypadku wytrzymałości na ścinanie, uwzględnianej np. według zasady Coulomba, tzw. kryterium graniczne wytrzymałości na ścinanie od siły poprzecznej jest określone poprzez przyjęcie wyrażenia (3):

$$F_{s \max} = cL + tg\varphi F_n, \quad (3)$$

w którym: c jest kohezją (w jednostkach naprężeń) wzdłuż powierzchni (warstwy) *interface*, L – długością efektywnego kontaktu (rys. 3), a φ kątem tarcia wewnętrznego w warstwie *interface*.

Wyniki obliczeń i pomiarów oraz ich analiza

Wytyżenie powłoki stalowej podczas zasypywania jej warstwami gruntu (Faza I)

Obliczenia wykonano dla różnych faz budowy badanego mostu, a przede wszystkim podczas zasypywania powłoki gruntem oraz podczas badań pod obciążeniem statycznym pochodzącym od pojazdu, który został ustawiony na przęśle, według przyjętych trzech schematów obciążeń I, II i III [1], [3].

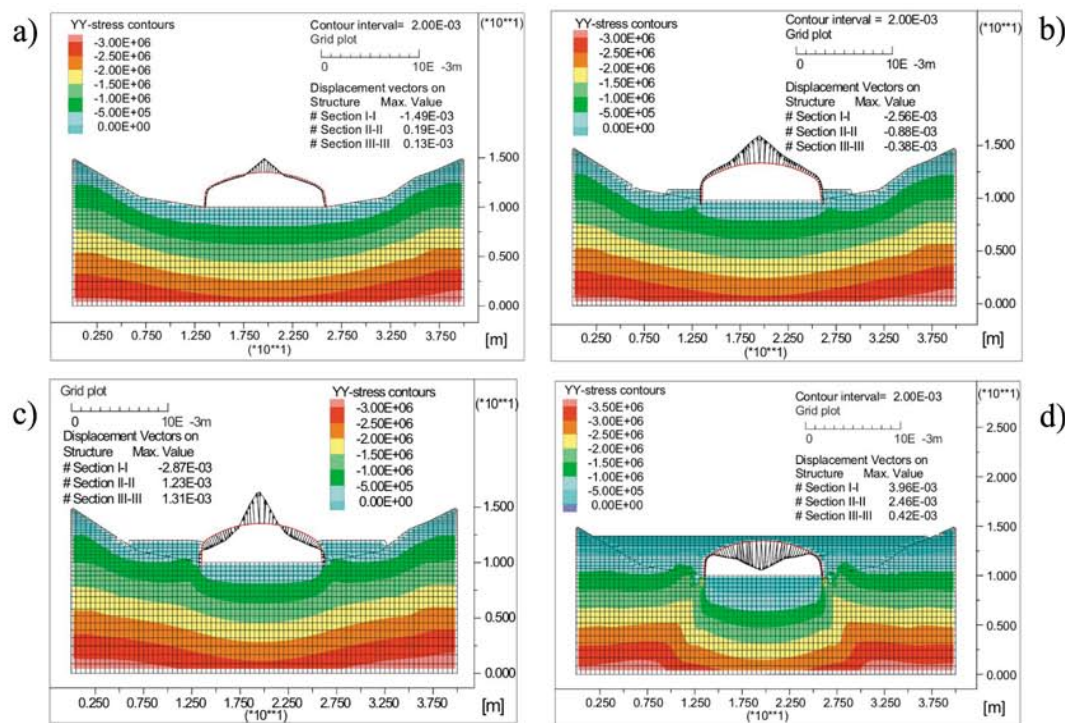
Wybrane wielkości momentów zginających, przemieszczeń i naprężeń normalnych w stalowej powłocie złożonej z blach falistych dla różnych etapów montażowych występujących podczas budowy mostu (Faza I) w zakresie obciążeń stanowiących

kolejne warstwy gruntu uzyskane z obliczeń MRS dokonanych za pomocą programu FLAC pokazano na rysunkach 4–5 oraz zestawiono w tabeli 1, w której porównano je z wartościami uzyskanymi z badań eksperymentalnych wykonanych na rzeczywistym obiekcie [1].

Analiza wyników prowadzona na tym etapie badań była bardzo istotna, m.in. z uwagi na fakt, że stalowa konstrukcja powłoki była po raz pierwszy obciążana poprzez grunt zasypowy. Przeprowadzenie wnikliwej analizy stanu przemieszczeń i odkształceń pozwoliło określić nośność i zachowanie się cienkiej stalowej powłoki oraz ocenić pierwszą fazę współpracy pomiędzy gruntem a jej elementami składowymi.

Przemieszczenia. Największe przemieszczenia pionowe (ugięcia) w konstrukcji powłoki wykonanej ze stalowych blach falistych w przekroju I–I (tj. w kluczu) uzyskano po ostatecznym zagęszczeniu 20 warstwą zasyпки, którą był tłuczeń (VI pomiar). Maksymalna wartość ugięcia obliczona teoretycznie wynosiła $f_{vo} = 3,96 \times 10^{-3}$ m (rys. 4d) natomiast pomierzona $-f_{vp} = 3,72 \times 10^{-3}$ m i zlokalizowana była w połowie szerokości powłoki [1]. W kolejnym rozpatrywanym przekroju II–II największa wartość obliczeniowa przemieszczenia pionowego była równa $f_{vo} = 2,46 \times 10^{-3}$ m i wystąpiła również po zagęszczeniu 20 warstwą zasyпки (rys. 4d), a z kolei wartość pomierzona wynosiła $f_{vp} = 2,62 \times 10^{-3}$ m, przy czym obie wielkości umiejscowione były w połowie szerokości powłoki. Natomiast w przekroju III–III maksymalne obliczone ugięcie konstrukcji powłoki stalowej wynosiło $f_{vo} = 1,31 \times 10^{-3}$ m (rys. 4c i tab. 1), podczas gdy wartość pomierzona była równa $f_{vp} = 1,17 \times 10^{-3}$ m. Wystąpiło ono również w połowie jej szerokości, z tym, że podczas IV pomiaru, tj. po zasypaniu 15 warstwami gruntu.

Odkształcenia. Największe odkształcenia (pośrednio naprężenia normalne) w stalowej konstrukcji powłoki (tab. 1), które uzyskano z obliczeń i pomiarów podczas układania poszczególnych warstw zasyпки, wystąpiły w przekroju I–I, tj. w kluczu powłoki po zagęszczeniu 20 warstwami zasyпки,



Rys. 4. Wykresy maksymalnych przemieszczeń pionowych w stalowej konstrukcji powłoki uzyskane podczas jej zasypywania po zagęszczeniu: a) 6, b) 9, c) 15 i d) 20, warstwami gruntu

Fig. 4. Graphs of maximal vertical displacements in steel shell structure received during backfilling and compacting of soil layers: a) 6, b) 9, c) 15 and d) 20, respectively

którym był tłuczeń (VI pomiar), a ich maksymalna wartość obliczeniowa wyniosła $\varepsilon_{yo} = 679 \times 10^{-6}$ ($\sigma_{yo} = 139,0$ MPa). Wystąpiła ona w górnych włóknach fal blach w kierunku podłużnym konstrukcji powłoki (rys. 5d), zaś wartość pomierzona była równa $\varepsilon_{yp} = 648 \times 10^{-6}$ ($\sigma_{yp} = 133,0$ MPa). W następnym analizowanym przekroju II–II, tj. na końcu wzmocnienia klucza, największe odkształcenia w kierunku podłużnym konstrukcji powłoki wystąpiły również po ułożeniu i zagęszczeniu 20 warstwami zasyпки, a ich wartość obliczona teoretycznie była równa $\varepsilon_{yo} = 555 \times 10^{-6}$ ($\sigma_{yo} = 114,0$ MPa) i wystąpiła w dolnych włóknach fal blach, natomiast wartość pomierzona wyniosła $\varepsilon_{yp} = 522 \times 10^{-6}$ ($\sigma_{yp} = 107,0$ MPa). Z kolei, w ostatnim analizowanym przekroju III–III, tj. w narożu konstrukcji powłoki, maksymalne odkształcenia, a tym samym naprężenia normalne uzyskane z obliczeń wyniosły $\varepsilon_{yo} = 581 \times 10^{-6}$ ($\sigma_{yo} = 119,0$ MPa), przy wartości pomierzonej równej $\varepsilon_{yp} = 599 \times 10^{-6}$ ($\sigma_{yp} = 123,0$ MPa). Wyniki uzyskano w kierunku podłużnym konstrukcji powłoki w górnych włóknach fal blach, także po zagęszczeniu 20 warstwami zasyпки (tab. 1).

Wytyżenie powłoki mostu pod obciążeniem statycznym (Faza II)

Przemieszczenia. Maksymalne przemieszczenia pionowe stalowej konstrukcji powłoki ustroju nośnego mostu w fazie

badan statycznych uzyskano od I schematu obciążeń (rys. 6 i tab. 2), tj. przy niesymetrycznym ustawieniu samochodu obciążającego, tuż przy barierze ochronnej (patrząc w kierunku poprzecznym przeszła od strony dolnej wody), w połowie rozpiętości teoretycznej przeszła (w kierunku podłużnym). Wyniosły one $f_p = 1,82 \times 10^{-3}$ m i wystąpiły pod zewnętrznym kołem samochodu od strony dolnej wody, natomiast wartość obliczeniowa była równa $f_o = 1,84 \times 10^{-3}$ m. Z kolei, w II schemacie obciążeń (symetrycznym) największe przemieszczenie pionowe ustroju nośnego wyniosło $f_p = 1,38 \times 10^{-3}$ m, i umiejscowione było bezpośrednio pod kołami samochodu obciążającego, zaś wartość przemieszczeń pionowych obliczonych wyniosła $f_o = 1,36 \times 10^{-3}$ m. Natomiast w schemacie obciążeń III, przy niesymetrycznym ustawieniu samochodu (odwrotnie niż w I schemacie obciążeń) w połowie rozpiętości teoretycznej (tj. w kluczu), maksymalne przemieszczenie wyniosło $f_p = 1,67 \times 10^{-3}$ m, i wystąpiło w połowie szerokości jezdni tego mostu, zaś wartość obliczona teoretycznie była równa $f_o = 1,70 \times 10^{-3}$ m.

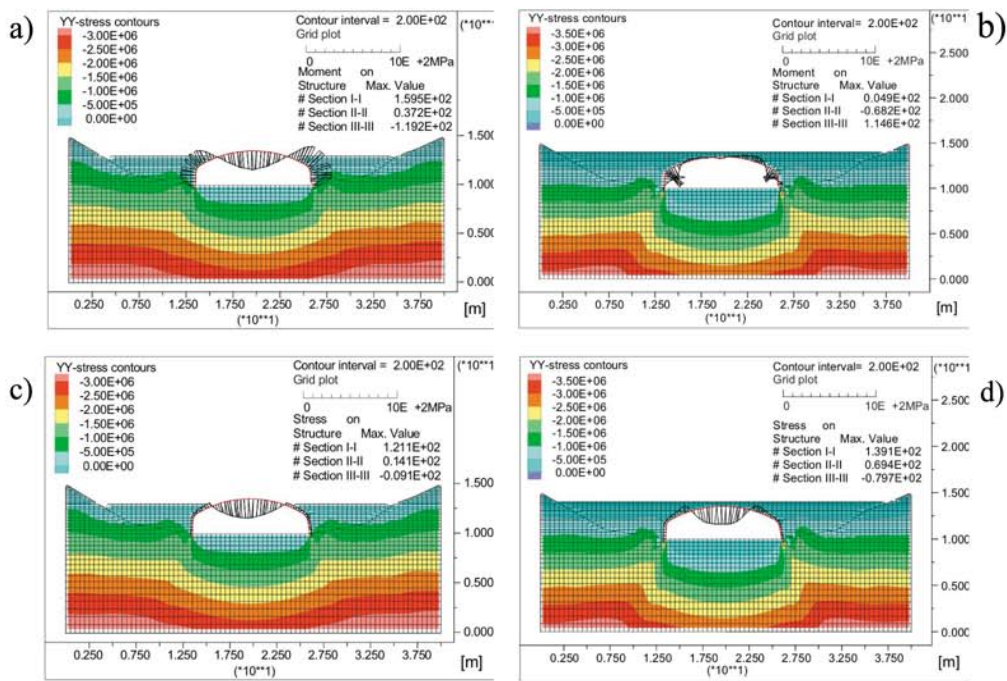
Odształcenia. Maksymalne odkształcenia (pośrednio naprężenia normalne) w stalowej konstrukcji powłoki uzyskane z pomiarów podczas badań doświadczalnych i obliczeń mostu pod obciążeniem statycznym wystąpiły w przekroju

Tab. 1. Zestawienie maksymalnych wartości przemieszczeń pionowych w [10–3m] i odkształceń w [10–6] w stalowej konstrukcji powłoki podczas zasypywania gruntem w trzech rozpatrywanych przekrojach

Table 1. Composition of maximal values of vertical displacements in [10–3m] and strains in [10–6] in steel shell structure during backfilling in three analyzed sections

Nr pomiaru (kolejnej warstwy zasyпки)	Przekrój I–I			Przekrój II–II				Przekrój III–III				
	Przemieszczenia pionowe											
	f_{vp}	f_{vo}	$(f_{vp}-f_{vo})/f_{vp}$ [%]	f_{vp}/f_{vo}	f_{vp}	f_{vo}	$(f_{vp}-f_{vo})/f_{vp}$ [%]	f_{vp}/f_{vo}	f_{vp}	f_{vo}	$(f_{vp}-f_{vo})/f_{vp}$ [%]	f_{vp}/f_{vo}
I (6)	-1,37	-1,49	8,75	-8,81	0,67	0,64	4,47	1,04	1,03	1,13	-9,71	0,91
II (9)	-2,34	-2,56	9,41	0,91	-0,83	-0,88	6,02	0,94	1,07	1,15	-7,47	0,93
III (12)	-2,57	-2,75	7,00	0,93	-1,20	-1,33	10,83	0,90	1,02	1,07	-4,90	0,95
IV (15)	-2,65	-2,87	8,30	0,92	1,98	1,85	6,56	1,07	1,17	1,31	-11,96	0,89
V (18)	3,56	3,82	-7,31	0,93	2,50	2,25	10,80	1,11	1,04	1,14	-9,61	0,91
VI (20)	3,72	3,96	-6,45	0,94	2,62	2,46	6,11	1,06	1,15	1,22	-6,08	0,94
Odształcenia w górnych włóknach blach												
	ε_{yp}	ε_{yo}	$(\varepsilon_{yp}-\varepsilon_{yo})/\varepsilon_{yp}$ [%]	$\varepsilon_{yp}/\varepsilon_{yo}$	ε_{yp}	ε_{yo}	$(\varepsilon_{yp}-\varepsilon_{yo})/\varepsilon_{yp}$ [%]	$\varepsilon_{yp}/\varepsilon_{yo}$	ε_{yp}	ε_{yo}	$(\varepsilon_{yp}-\varepsilon_{yo})/\varepsilon_{yp}$ [%]	$\varepsilon_{yp}/\varepsilon_{yo}$
I (6)	211	236	-11,84	0,89	-163	-179	9,81	0,91	255	270	-5,88	0,94
II (9)	148	178	-20,27	0,83	414	444	-7,24	0,93	374	388	-3,74	0,96
III (12)	207	170	17,84	1,21	422	450	-6,63	0,94	381	395	-3,67	0,96
IV (15)	263	287	-9,12	0,91	315	339	-7,62	0,93	366	375	-2,46	0,97
V (18)	278	305	-9,71	0,91	303	328	-8,25	0,92	400	422	-5,50	0,94
VI (20)	648	679	-4,78	0,95	400	449	-12,25	0,89	599	581	3,01	1,03
Odształcenia w dolnych włóknach blach												
I (6)	170	181	-6,47	0,94	163	178	-9,20	0,91	-192	-205	6,77	0,93
II (9)	485	511	-5,36	0,95	163	170	-4,29	0,96	-167	-167	0,00	1,00
III (12)	537	548	-2,05	0,98	159	165	-3,77	0,96	-167	-180	7,78	0,92
IV (15)	537	561	-4,47	0,95	-148	-157	6,08	0,94	-152	-170	11,84	0,89
V (18)	581	591	-1,72	0,98	-263	-266	1,14	0,98	-104	-90	13,64	1,15
VI (20)	329	358	-8,81	0,92	522	555	-6,32	0,94	233	255	9,44	0,91

Wielkości: obliczeniowe f_{vo} (ε_{yo}) i pomierzone f_{vp} (ε_{yp}) oraz wartości maksymalne – czcionka wytłuszczona.



Rys. 5. Wykresy maksymalnych: a) i b) momentów zginających, c) i d) naprężeń normalnych w stalowej powłoce uzyskane podczas jej zasypywania po zagęszczeniu 18 (a, c) i 20 (b, d) warstwami gruntu
 Fig. 5. Graphs of maximal: a) and b) bending moments, c) and d) normal stresses in steel shell received during backfilling and after compacting of soil layers: 18 (a, c) and 20 (b, d), respectively

Tab. 2. Maksymalne przemieszczenia pionowe (ugięcia) w [10⁻³ m] w stalowej powłoce mostu, uzyskane z obliczeń i pomiarów podczas badań doświadczalnych w zakresie obciążeń statycznych
 Tab. 2. Maximal vertical displacements (deflections) in [10⁻³m] in steel shell of bridge, received from calculations and measurements during experimental tests in range of static loads

Numery czujników	Schematy obciążeń											
	I				II				III			
	f_p	f_o	$(f_p - f_o) / f_p$ [%]	f_p / f_o	f_p	f_o	$(f_p - f_o) / f_p$ [%]	f_p / f_o	f_p	f_o	$(f_p - f_o) / f_p$ [%]	f_p / f_o
1	0,71	0,79	-11,26	0,90	0,51	0,48	5,88	1,06	0,44	0,46	-4,54	0,95
2	1,82	1,84	-1,09	0,99	1,21	1,17	3,30	1,04	1,11	1,13	-1,80	0,98
3	0,85	0,96	-12,94	0,88	1,27	1,30	-2,36	0,97	1,13	1,19	-5,31	0,95
4	0,80	0,90	-12,50	0,88	1,38	1,36	1,44	1,01	1,15	1,20	-4,35	0,96
5	1,13	1,17	-3,54	0,96	0,90	1,02	-13,33	0,88	0,85	0,96	-12,94	0,88
6	0,78	0,86	-10,25	0,91	0,95	1,04	-9,47	0,91	1,67	1,70	-1,79	0,98
7	0,80	0,91	-13,75	0,88	0,95	1,06	-11,57	0,89	1,21	1,35	-11,57	0,89
8	0,60	0,66	-10,00	0,91	0,82	0,96	-17,07	0,85	1,32	1,30	1,51	1,01
9	0,56	0,65	-16,07	0,86	0,50	0,48	4,00	1,04	0,50	0,59	-18,00	0,85

Wielkości: obliczeniowe f_o i pomierzone f_p oraz wartości maksymalne – czcionka wytłuszczona.

I–I, tj. w kierunku konstrukcji od II schematu obciążenia (rys. 6b i tab. 3). W kierunku podłużnym powłoki były one równe $\epsilon_{xp} = 800 \times 10^{-6}$ ($\sigma_{xp} = 164,00$ MPa), i wystąpiły w dolnych włóknach fal bezpośrednio pod kołami samochodu obciążającego, a odpowiednia wartość obliczeniowa była równa $\epsilon_{xo} = 840 \times 10^{-6}$ ($\sigma_{xo} = 172,00$ MPa). Natomiast w kierunku poprzecznym przęśla maksymalne odkształcenie (naprężenie) wynosiło odpowiednio $\epsilon_{yp} = 680 \times 10^{-6}$ ($\sigma_{yp} = 139,50$ MPa) i wystąpiło również w dolnych włóknach fal, zaś wartość obliczona teoretycznie była równa $\epsilon_{yo} = 750 \times 10^{-6}$ ($\sigma_{yo} = 154,00$ MPa).

W kolejnych analizowanych przekrojach II–II (na końcu wzmocnienia klucza) oraz w III–III (w narożu) stalowej konstrukcji powłoki uzyskano mniejsze wartości odkształceń (rys. 6a,c) – nieprzekraczające wielkości $\epsilon = 680 \times 10^{-6}$ ($\sigma = 139,50$ MPa) [1], [3].

W wyniku przeprowadzonych obliczeń i badań doświadczalnych

pod obciążeniem warstwami zasyпки gruntowej oraz pod znanim obciążeniem statycznym otrzymano wielkości przemieszczeń pionowych (ugięć) i odkształceń (naprężeń normalnych) w stalowej konstrukcji powłoki mostu wykonanej z blach falistych współpracującej z gruntem w różnych fazach realizacji obiektu.

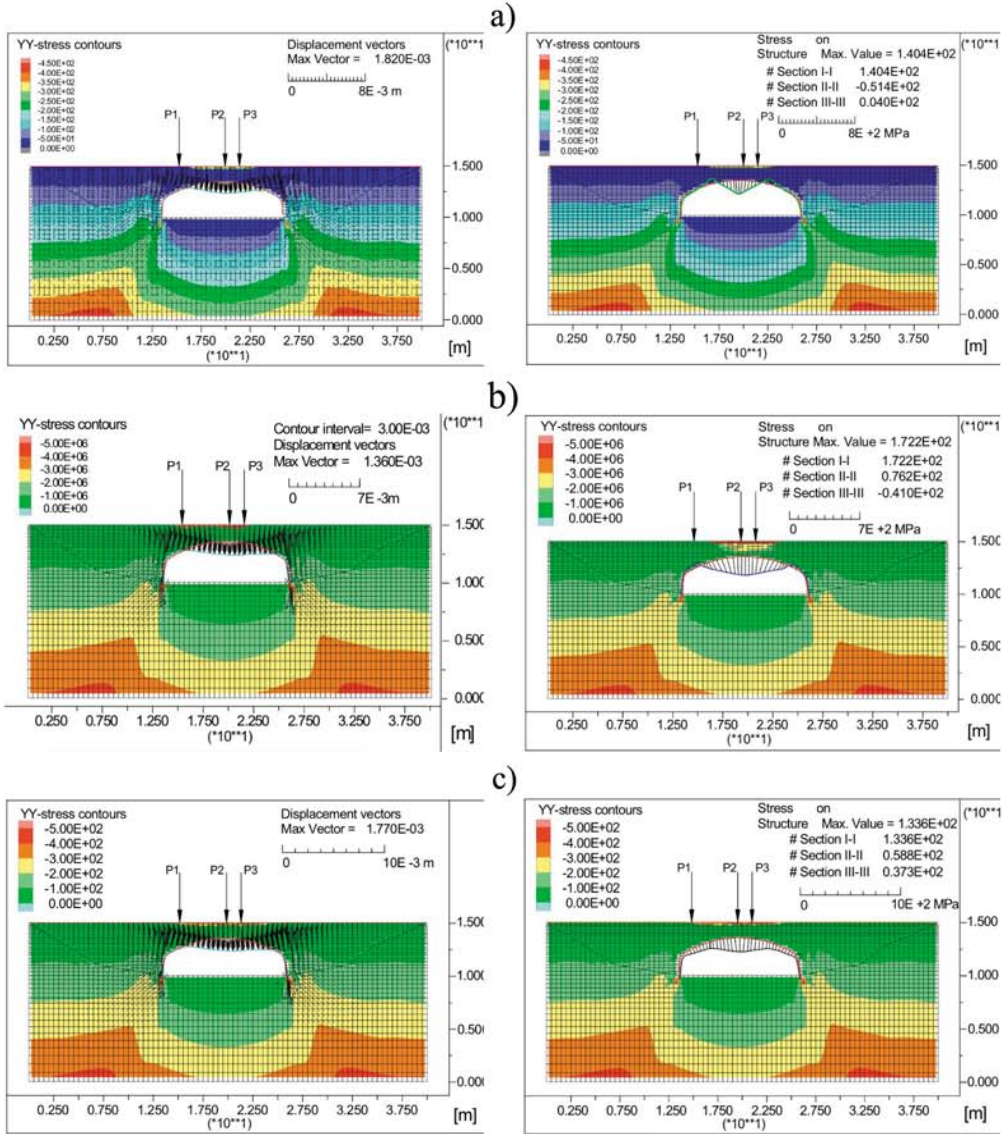
Wnioski końcowe

Doświadczenia praktyczne z przeprowadzonych badań, a także poczynione w ich trakcie obserwacje pracy ustroju nośnego, jak również szeroka analiza wyników uzyskanych z obliczeń i pomiarów, pozwoliły na wysunięcie następujących wniosków o charakterze ogólnym:

1. Zaawansowane algorytmy użyte w programie komputerowym FLAC 2D, który został zastosowany w obliczeniach powłoki mostu gruntowo-stalowego w różnych fazach jego

Przemieszczenia pionowe

Naprężenia normalne



Rys. 6. Wykresy maksymalnych przemieszczeń pionowych i naprężeń normalnych w stalowej powłoce mostu, uzyskane od trzech schematów obciążeń statycznych: a) I, b) II i c) III

Fig. 6. Graphs of maximal vertical displacements and normal stresses in steel shell of bridge received from three static load schemes: a) I, b) II and c) III

Tab. 3. Maksymalne wartości odkształceń w [10–6] w kierunku podłużnym przęśła uzyskane od trzech schematów obciążeń statycznych w trzech przekrojach stalowej powłoki

Tab. 3. Maximal values of strains in [10–6] in longitudinal direction of span received from three load schemes in three sections of steel shell

Schematy obciążenia	Przekroje poprzeczne											
	I–I				II–II				III–III			
	ε_{xp}	ε_{xo}	$(\varepsilon_{xp} - \varepsilon_{xo}) / \varepsilon_{xp}$ [%]	$\varepsilon_{xp} / \varepsilon_{xo}$	ε_{xp}	ε_{xo}	$(\varepsilon_{xp} - \varepsilon_{xo}) / \varepsilon_{xp}$ [%]	$\varepsilon_{xp} / \varepsilon_{xo}$	ε_{xp}	ε_{xo}	$(\varepsilon_{xp} - \varepsilon_{xo}) / \varepsilon_{xp}$ [%]	$\varepsilon_{xp} / \varepsilon_{xo}$
w dolnych włóknach fał												
I	333	370	-11,11	0,90	-651	-632	2,92	1,03	259	276	-6,56	0,94
II	800	840	-5,00	0,95	-650	-658	1,23	0,98	303	313	-3,30	0,97
III	376	395	-5,05	0,95	-521	-548	5,18	0,95	321	345	-7,47	0,93
w górnych włóknach fał												
I	374	413	-10,42	0,91	299	323	-8,03	0,92	647	621	4,02	1,04
II	562	615	-9,43	0,91	680	712	-4,71	0,95	630	651	-3,33	0,97
III	355	380	-7,04	0,93	333	358	-7,51	0,93	523	577	-10,32	0,91

Odkształcenia w kierunku podłużnym na górze i dole fał blach: pomierzone ε_{xp} , i obliczeniowe ε_{xo} .

budowy, wykorzystujący metodę różnic skończonych (MRS) z uwzględnieniem warstwy kontaktowej, tzw. elementów typu *interface*, które wymuszają wzajemne oddziaływanie pomiędzy stalową konstrukcją powłoki a gruntem, pozwalają na uzyskiwanie rezultatów bardziej zgodnych z wynikami otrzymanymi z badań doświadczalnych przeprowadzonych na obiektach rzeczywistych niż inne znane dotychczas i stosowane metody analityczne [5], [10]. Wykonana wszechstronna analiza rzeczywistego obiektu, a także porównanie wyników obliczeń z rezultatami uzyskanymi z badań doświadczalnych po zagęszczeniu poszczególnymi warstwami gruntu wykazały, że program ten jest dobrym narzędziem, pozwalającym na tworzenie nowych numerycznych modeli obliczeniowych dla tego typu zespolonych gruntowo-stalowych konstrukcji mostowych. Wynika to z dużej możliwości poprawnego odwzorowywania rzeczywistej współpracy pomiędzy stalową powłoką a gruntem zasypowym w mostowych konstrukcjach gruntowo-stalowych. Metoda oparta o MRS jest narzędziem dostarczającym dużej liczby wszechstronnych wyników obliczeniowych i pozwala na prowadzenie różnorodnych analiz numerycznych, które właściwie zinterpretowane, mogą dobrze uzupełniać badania eksperymentalne przeprowadzane na obiektach rzeczywistych. Zakresy względnych zmian wielkości uzyskanych z obliczeń i pomiarów wynoszą: dla przemieszczeń pionowych 4,47–11,96%, a dla odkształceń 1,72–30,27%. Natomiast zakresy stosunków wielkości pomierzonych do obliczeniowych dla przemieszczeń pionowych wynoszą 0,89–1,07, a dla odkształceń 0,89–1,21 (tab. 1).

2. Powierzchnie boczne stalowej konstrukcji powłoki przy układaniu pierwszych warstw gruntowych (pod wpływem parcia bocznego gruntu) przemieszczają się do wewnątrz ustroju nośnego natomiast klucz powłoki wypiętrza się do góry (rys. 4a,b). Z kolei podczas układania warstw zasypki gruntowej już na poziomie naroży powłoki dochodzi do przegięć osi obojętnej jej konstrukcji, tj. zmiany znaku przemieszczeń (rys. 4c), a przy następnych formowanych warstwach zasypki (np. 18 i 20) pojawiają się w analizowanych przekrojach i punktach powłoki klasyczne przemieszczenia pionowe (ugięcia) skierowane w dół (rys. 4d).

3. Konstrukcja powłoki podczas jej zasypywania i zagęszczania gruntu pracuje w dwóch stadiach, pierwszy dotyczy jeszcze niezasypanej powłoki (rys. 5a,c) a drugi odnosi się do powłoki już zasypanej (rys. 5b, d). W pierwszym przypadku sumaryczne naprężenia normalne od obu stanów (giętnego i tarczowego) są uzależnione w większym stopniu od momentów zginających niż od sił osiowych. Natomiast w drugim przypadku jest odwrotnie, tzn. naprężenia normalne

w dominującym stopniu pochodzą od sił osiowych (podobnie jak w klasycznym łuku – sklepieniu).

4. Pomierzone przemieszczenia pionowe i odkształcenia stalowej konstrukcji powłoki mostu pochodzące od obciążenia samochodem ciężarowym były na ogół dość dobrze zbliżone z wielkościami obliczeniowymi we wszystkich trzech badanych przekrojach poprzecznych przęsła, zaś wskaźniki względnej zmiany dla ugięć zawierają się w zakresie 1,09–18,00%, a dla odkształceń 1,23–11,11%, co świadczy o poprawnym doborze modelu obliczeniowego i właściwym uwzględnieniu rozkładu obciążeń zewnętrznych w poprzek przęsła (tab. 1, 2).
5. W świetle przeprowadzonych badań stalowa konstrukcja powłoki mostu nie budziła żadnych zastrzeżeń. Średnie wartości przemieszczeń pionowych i odkształceń uzyskane z badań były mniejsze od spodziewanych (obliczeniowych), prawie we wszystkich rozpatrywanych punktach i przekrojach stalowej konstrukcji powłoki oraz dopuszczalnych podanych w odpowiednich normach odnoszących się do tego typu konstrukcji mostowych (tab. 1–3).
6. Zasadne wydaje się zatem uogólnienie na podstawie dotychczasowych rozważań, że analiza dwuwymiarowa (model obliczeniowy typu 2D) z uwzględnieniem nieliniowych zależności pomiędzy gruntem i stalową konstrukcją powłoki jest w zupełności wystarczająca dla celów praktyki inżynierskiej, m.in. z powodu dość równomiernego rozkładu nacisków pochodzących od kół pojazdów na całej szerokości mostu poprzez warstwy nawierzchni i podłoża gruntowego (lub płyty odciażającej) [1], [5], [6], [8], [10]. Należy jednocześnie zaznaczyć, że w przypadku konieczności przeprowadzenia bardziej szczegółowej analizy należy prowadzić obliczenia w oparciu o model obliczeniowy 3D, co znacznie zwiększa rozmiar zadania, a sam proces tworzenia modeli obliczeniowych staje się zmuśny i dość skomplikowany, a ponadto czas uzyskiwania wyników obliczeń na odpowiednim poziomie dokładności znacznie się wydłuża [3].

W przyjętym modelu obliczeniowym uwzględniono niemal wszystkie możliwe charakterystyczne składniki występujące w tego typu obiektach mostowych, a także wzajemne ich oddziaływanie, poprzez zastosowanie elementów typu *interface*. Po dokonaniu szczegółowej weryfikacji doświadczalnej i analizy otrzymanych wyników rozważany model obliczeniowy może być w przyszłości stosowany do symulacji komputerowych obciążeń użytkowych w tego typu konstrukcjach mostowych na różnych etapach ich budowy i eksploatacji, w miejsce niezwykle drogich i czasochłonnych badań doświadczalnych przeprowadzanych na indywidualnych obiektach rzeczywistych.

Literatura

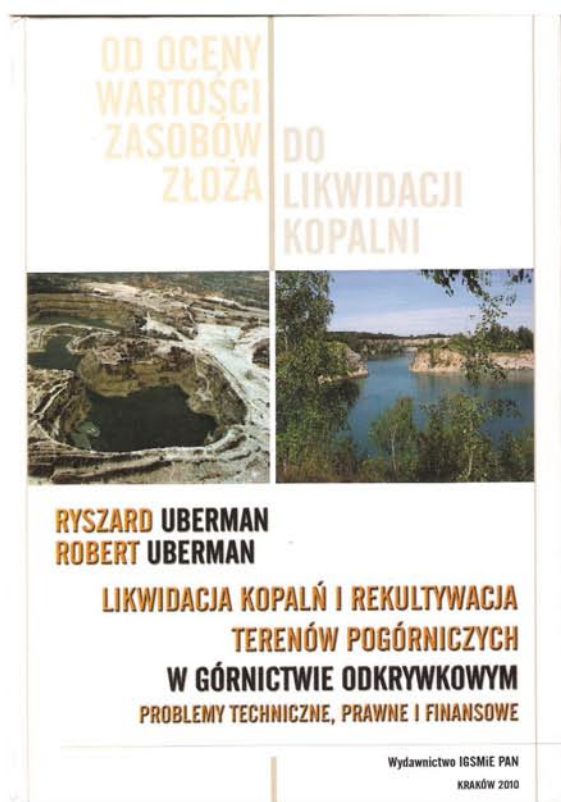
- [1] Bęben D., *Współpraca gruntu i konstrukcji mostowych wykonywanych ze stalowych blach falistych*. Wydział Budownictwa, Politechnika Opolska (praca doktorska wykonana pod kierunkiem Zbigniewa Mańko), Opole, 7 września 2005
- [2] Manko Z., Beben D., *Research on Steel Shell of a Road Bridge Made of Corrugated Plates during Backfilling*. Journal of Bridge Engineering, ASCE, Vol. 10, 2005, No. 5, pp. 592–603
- [3] Manko Z., Beben D., *Static Load Tests of a Road Bridge with a Flexible Structure Made from Super Cor type Steel Corrugated Plates*. Journal of Bridge Engineering, ASCE, Vol. 10, 2005, No. 5, pp. 604–621
- [4] Manko Z., Beben D., *Dynamic Testing of a Corrugated Steel Arch Bridge*. Canadian Journal of Civil Engineering, National Research Council, Canada, Vol. 35, 2008, No. 3, pp. 246–257
- [5] McVay M. C., *Evaluations of Numerical Modeling of Buried Conduits*. Department of Civil Engineering, University of Massachusetts (Ph.D. thesis), Amherst, USA, 1982
- [6] McCavour T. C., Byrne P. M., Morrison T. D., *Long Span Reinforced Steel Box Culverts*. Transport Research Board

- Committee, A2CO6, Culverts and Hydraulic Structures, Washington, USA, 1998
- [7] Moore I. D., Brachman R. W. I., *Three Dimensional Analysis of Flexible Circular Culvert*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 120, 1994, No. GT10, pp. 1829–1844
- [8] Pettersson L., Sundquist H., *Design of Long Span Metal Culverts*. Royal Institute of Technology, Department of Structure Engineering, Stockholm, Sweden, 2003
- [9] Rotter J. M. Jumikis P. T., *Non-linear Strain Displacement Relations for Axi-symmetric Thin Shell*. Research Report R563, School of Civil and Mining Engineering, University of Sydney, New South Wales, Australia, 1998
- [10] Taleb B., Moore I. D., *Metal Culvert Response to Earth Loading. Performance of Two-dimensional Analysis*. Transportation Research Record, Journal of the Transportation Research Board, No. 1656, Washington D.C., USA, 1999, pp. 25–36

Artykuł recenzował prof. dr hab. inż. Maciej Kulisiewicz

Rękopis otrzymano 27.10.2010 r. *2304

NOWOŚCI WYDAWNICZE - Z GÓRNICZEJ PÓŁKI



Pod koniec 2010 roku nakładem IGSMiE PAN w Krakowie ukazała się książka autorstwa Ryszarda Ubermana i Roberta Ubermana pt. „Likwidacja kopalni i rekultywacja terenów pogórnich w górnictwie odkrywkowym. Problemy techniczne, prawne i finansowe”. Monografia stanowi kolejny 3. tom serii wydawniczej „Od oceny wartości zasobów złoża do likwidacji kopalni”. Jest to, jak podają autorzy, jedna z pierwszych w polskim górnictwie odkrywkowym próba kompleksowego ujęcia zagadnień związanych z likwidacją kopalni. Na 130. stronach omówiono procedury i uwarunkowania formalnoprawne związane z końcową fazą działalności górniczej, tj. zakończeniem wydobywania i rewitalizacją terenów poeksploatacyjnych. Całość opisywanej problematyki zawiera wskazanie wyboru optymalnego kierunku rekultywacji i zagospodarowania terenów pogórnich, podanie metod wyznaczania kosztów likwidacji zakładu górniczego i źródeł finansowania całego procesu ze szczególnym uwzględnieniem w oparciu o podstawy prawne procedur finansowo – księgowych wraz z określeniem zasad tworzenia rezerw finansowych na likwidację kopalni. W książce osobny rozdział poświęcono sposobowi uwzględniania kosztów likwidacyjno – rekultywacyjnych w rynkowej wycenie wartości złoża. Kończącą fazą działalności kopalni jest, ze względu na wielokierunkowość działań, przedsięwzięciem trudnym i skomplikowanym, które oprócz problemów technicznych obejmuje również sferę przyrodniczo – środowiskową, społeczną i ekonomiczną. Autorzy, opierając się na szerokim materiale źródłowym, obejmującym ponad 190 pozycji literaturowych oraz wykorzystując dotychczasowe doświadczenia w tej dziedzinie, stworzyli syntetyczny podręcznik, stanowiący praktyczny, skondensowany przewodnik realizacji przedmiotowego przedsięwzięcia.

Przedstawiana publikacja będzie z pewnością znaczącą pozycją w prezentowanej dziedzinie, ponieważ łączy w sposób praktyczne aspekty techniczno – organizacyjne i prawne z ekonomiką zakończenia odkrywkowego wydobywania złóż, a opisane zagadnienia, co wykazali autorzy, muszą być uwzględniane w całym cyklu wydobywczym, szczególnie na etapie kalkulacji kosztów zarówno przy planowaniu i podejmowaniu decyzji o rozpoczęciu wydobywania jak też przy wycenie wartości złóż.

Niniejsza publikacja stanowić może źródło dla celów dydaktycznych, poznawczych i studialnych w zakresie prezentowanych metod i zagadnień. Ze względu na aktualność przedstawionej problematyki, jej oryginalność, książka godna jest polecenia środowiskom naukowym i technicznym. Z tego też względu przedstawiana publikacja będzie cennym materiałem dla praktyków, projektantów, osób zajmujących się wpływem działalności górniczej na środowisko oraz sporządzających plany i wyceny wykozystania surowców mineralnych, a także pracowników administracji, zajmujących się gospodarką zasobami naturalnymi.