

ALEKSANDER URBAŃSKI\*, KAROL RYŻ\*\*, PRZEMYSŁAW MILCZAREK,  
MICHAŁ WSZOŁEK\*\*\*

PROJEKTOWANIE KOLEJOWEGO WIADUKTU  
GRUNTOWO-POWŁOKOWEGO Z BLACH FALISTYCH.  
PODEJŚCIE ANALITYCZNE I NUMERYCZNE

DESIGN OF SOIL-STEEL RAILWAY VIADUCT.  
ANALYTICAL AND NUMERICAL APPROACH

Streszczenie

W artykule przedstawiono ogólne informacje na temat konstrukcji gruntowo-powłokowych oraz wyniki komputerowej analizy nośności przeprowadzonej na przykładzie dwuprzęsłowego wiaduktu kolejowego. Zastosowano trójwymiarowy model MES (3D). Wykazano wpływ interakcji pomiędzy sąsiadującymi ze sobą powłokami na wartości sił wewnętrznych.

*Słowa kluczowe: konstrukcja gruntowo-powłokowa*

Abstract

The paper presents general information about design of the soil-steel structures and the results of the load capacity computer analysis of the double span railway viaduct. Three-dimensional FEM model (3D) has been used. The influence of the interaction between neighboring shells on the internal forces has been shown.

*Keywords: soil-steel structure*

\* Dr hab. inż. Aleksander Urbański, prof. PK, Instytut Geotechniki, Wydział Inżynierii Środowiska, Politechnika Krakowska.

\*\* Dr inż. Karol Ryż, Katedra budowy Mostów i Tuneli, Instytut Materiałów i Konstrukcji Budowlanych, Wydział Inżynierii Lądowej, Politechnika Krakowska.

\*\*\* Mgr inż. Przemysław Milczarek, mgr inż. Michał Wszolek, Wydział Inżynierii Lądowej, Politechnika Krakowska.

## 1. Wstęp

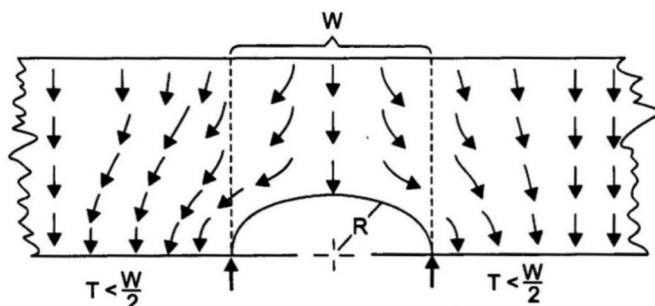
Obiekty zbudowane ze stalowych blach falistych znajdują na świecie szerokie zastosowanie w budownictwie komunikacyjnym oraz wodnym. Konstrukcje o niewielkich przekrojach mogą być stosowane jako przepusty lub rurociągi. Większe (o rozpiętościach nawet powyżej 20 m) pozwalają na konstruowanie mostów, wiaduktów, przejść ekologicznych dla zwierząt, przejść podziemnych oraz tuneli.

Od początku lat 90. ubiegłego stulecia na terenie Polski wznosi się coraz więcej obiektów wykonanych z blachy falistej. Działania te są wynikiem pewnych korzyści wynikających ze stosowania tego typu obiektów. Wśród nich wymienić należy konkurencyjne ceny w relacji do tradycyjnie stosowanych konstrukcji sztywnych, stosunkowo prosty i krótki proces wznoszenia oraz niemal bezobsługową eksploatację wynikającą z braku łożysk i dylatacji.

Konstrukcje wykonane z blachy falistej, nazywane są konstrukcjami podatnymi. Wynika to z ich stosunkowo małej sztywności oraz skłonności do deformacji. Zasadniczą różnicą pomiędzy tradycyjnie stosowanymi konstrukcjami sztywnymi a konstrukcjami podatnymi z blachy falistej jest fakt wykorzystania gruntu jako elementu nośnego. Znajdujący się w pewnym otoczeniu obiektu grunt, nazywany jest zasypką inżynierską i podlega ona projektowaniu. Od jej właściwości w dużej mierze zależy nośność całego obiektu. Można powiedzieć, że w tym przypadku ma się do czynienia z konstrukcją zespoloną typu stal-grunt.

Sukcesywnie rozwijane metody wymiarowania pozwalają na pokonywanie coraz większych rozpiętości. Obecnie dostępnych jest kilkanaście metod, niektóre są dalej rozwijane, powstają również nowe. Postęp w tej dziedzinie umożliwia wykonywanie licznych badań na rzeczywistych obiektach testowych oraz coraz dokładniejsze analizy wykonywane za pomocą technik komputerowych.

Podstawowym przedmiotem badań jest współpraca gruntu z konstrukcją przy przenoszeniu obciążeń. Wspomniane zjawisko nazwane jest w literaturze przesklepieniem pozytywnym (rys. 1). Polega ono na tym, że przez deformację podatnej powłoki, która następuje w wyniku działania ciężaru kolumny gruntu znajdującej się nad nią, powstają pionowe siły tarcia na styku z kolumnami bocznymi. Dzięki temu następuje odciążenie powłoki wynikające z włączenia do współpracy otaczającego ją gruntu.



Rys. 1. Rozkład sił w konstrukcji grunto-powłokowej [1]

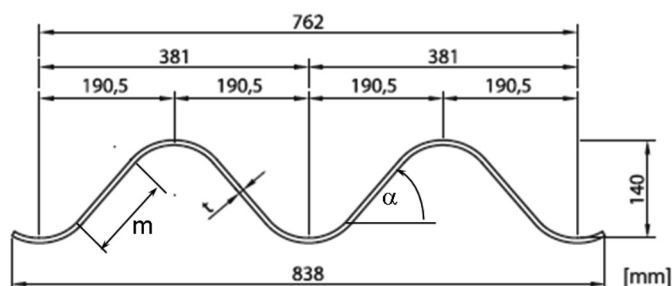
Fig. 1. Distribution of forces in a soil-steel structure

## 2. Materiały wykorzystywane do budowy konstrukcji gruntowo-powłokowych

### 2.1. Stal

Blachy faliste produkowane są ze stali konstrukcyjnej. Proces formowania przeprowadzany jest „na zimno”. Z tego względu ważne jest, aby stosowany surowiec posiadał drobnoziarnistą strukturę, która nie wykazuje skłonności do pęknięć. Wykorzystywane są stale niestopowe o niskiej zawartości węgla. Ograniczenie maksymalnej grubości blachy wynosi 10 mm.

Przekrój poprzeczny fali (karbu) dla konstrukcji typu SuperCor, przyjęty w omawianym dalej przykładzie przedstawiono na rys. 2. Długość prostego odcinka  $m$ , oraz wartość kąta  $\alpha$  zależą od grubości blachy.



Rys. 2. Profil fali typu SuperCor [2]

Fig. 2. SuperCor type wave profile

### 2.2. Grunt (zasyпка inżynierska)

Obok stali, głównym elementem zapewniającym stabilną pracę oraz odpowiednią nośność konstrukcji podatnej jest zasyпка inżynierska. Powinno ją stanowić kruszywo ziarniste, takie jak: żwiry, mieszanki żwirowo-piaskowe, piaski, pospółki, kruszywo łamane, klince.

Zasyпка podlega szczególnym wymaganiom. Oto niektóre z nich:

- wodoprzepuszczalność,  $k > 8$  m/dobę,
- wolność od zbryleń,
- zmarzliny,
- nierównomierne uziarnienie,  $U > 5$  wg PN-86/B-02480,
- wskaźnik krzywizny  $1 < C_c < 3$ ,
- dobra zagęszczalność,
- nieagresywność,
- brak elementów organicznych,
- wskaźnik zagęszczenia  $0,95 \leq I_s \leq 1$ ,
- kąt tarcia wewnętrznego  $36^\circ \leq \varphi \leq 45^\circ$ ,
- moduł edometryczny  $E \geq 30$  MPa (na podstawie norweskich doświadczeń).

### 3. Projektowanie konstrukcji gruntowo-powłokowych

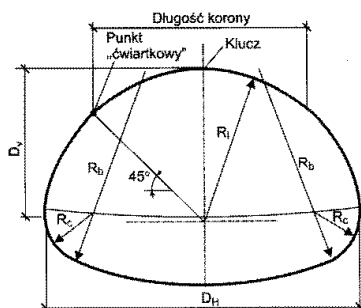
#### 3.1. Metody analityczne

Metody analityczne stanowią podstawowe narzędzie do analizy statyczno-wytrzymałościowej konstrukcji gruntowo-powłokowych. Pierwsza z nich, wymieniana w literaturze, to metoda Marstona-Spanglera (Iowa Deflection Formula) z 1941 r. Była ona zalecana dla przekrojów kołowych niewielkich rozpiętości. Ten wąski zakres stosowania sprawił, że wraz z rozwojem konstrukcji podatnych z blachy falistej, powstawaniem nowych kształtów oraz pokonywaniem coraz większych rozpiętości, stała się ona bezużyteczna. Postęp w dziedzinie konstrukcji podatnych wymuszał powstawanie nowych, bardziej uniwersalnych algorytmów.

Obecnie najbardziej popularną metodą, dającą duże możliwości w doborach kształtu oraz rozpiętości konstrukcji jest metoda Sundquista-Pettersona (metoda szwedzka). Jej pierwsze wydanie pojawiło się w 2000 r. Od tego czasu nieprzerwanie trwa proces jej udoskonalania. Obecnie doczekała się już czwartej odsłony. Wywodzi się z wcześniej opracowanych metod oraz zakrojonych na szeroką skalę, rzeczywistych badań przeprowadzonych na konstrukcji typu Multiplate (MP200). Pozwala na posługiwanie się różnymi normowymi schematami obciążeniowymi stosowanymi na świecie. Przewiduje również stosowanie częściowych współczynników obciążeniowych, odpowiednich dla poszczególnych norm. Korzystanie z tej metody uwarunkowane jest pewnymi ograniczeniami, przedstawionymi poniżej:

- minimalna wysokość nadsypki: 0,5 m (1 m dla obiektów obciążonych taborem kolejowym),
- zachowanie minimalnej odległości między konstrukcjami dwuotworowymi,
- parametr opisujący relację między sztywnością powłoki a sztywnością gruntu powinien mieścić się w przedziale:  $100 \leq \lambda_f \leq 50\ 000$ .

Obliczenia przeprowadza się przy założeniu, że cechy konstrukcji na długości są jednokowe i analizie można poddać wycinek o długości 1 m. Zasadnicze obliczenia dotyczą górnej części powłoki. Zakłada się, że wartość siły normalnej jest w niej stała. Spodziewany maksymalny moment dodatni występuje w kluczu (podczas zasypywania), a ujemny w punktach ćwiartkowych (rys. 3). Bezwzględne wartości we wspomnianych punktach mogą być zbliżone. Inne obszary również podlegają analizie, jednak jeżeli w powłoce nie występują bardzo małe promienie krzywizny, rzadko podlegają wymiarowaniu. Redukcja efektu dynamicznego uzyskiwana przez rozkład naprężeń w gruncie jest również uwzględniona w metodzie.



Rys. 3. Charakterystyczne punkty powłoki [3]

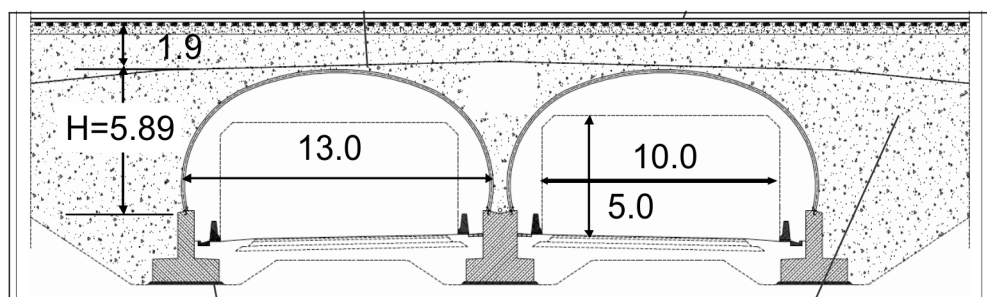
Fig. 3. Characteristic points of the shell

Ogólny schemat przeprowadzania analizy wygląda następująco:

- obliczenie zredukowanej wysokości warstwy gruntu ponad konstrukcją ze względu na powstałe w czasie zasypywania wypiętrzenie,
- wyznaczenie sił przekrojowych (momentu zginającego oraz siły podłużnej) od obciążenia zmiennego,
- wykonanie sprawdzenia w stanie granicznym użyteczności ze względu na uplastycznienie,
- wykonanie sprawdzenia w stanie granicznym nośności ze względu na:
  - przekształcenie konstrukcji w łańcuch kinematyczny,
  - przekroczenie nośności dolnej części konstrukcji,
  - przekroczenie nośności złącza śrubowego.

### 3.2. Modelowanie komputerowe

Analiza numeryczna przykładowego dwuprzęsłowego kolejowego obiektu mostowego (rys. 4) została wykonana w programie ZSoil.PC v. 2010.5<sup>1</sup>.



Rys. 4. Dwuprzęsłowy kolejowy obiekt mostowy

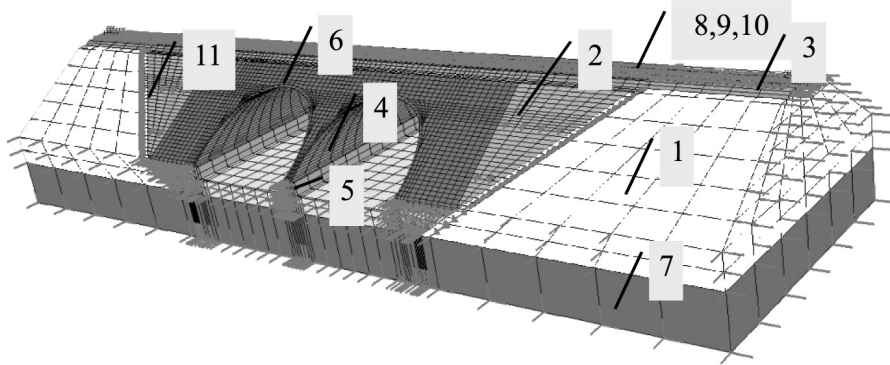
Fig. 4. Double-span railway bridge

Przyjęto model przestrzenny (3D), rezygnując tym samym z wszelkich uproszczeń charakterystycznych dla modelowania 2D. Dążono przy tym do maksymalnie wiernego opisu pracy statycznej układu we wszystkich fazach konstrukcji, stosując model zmienny w toku symulacji poprzez mechanizm funkcji egzystencji (symulacja warstwowego procesu wznoszenia zasyпки). Przyjęto założenie o małych przemieszczeniach. Wielkość modelu osiągała ponad 155 tys. stopni swobody w ostatnich fazach obliczeń. Do budowy modelu użyto następujących rodzajów elementów:

- **kontinuum 3D** (nasyp (1), zasyпка inżynierska (2), podsypka toru (3) – model konstytutywny idealnie sprężysto-plastyczny Mohra-Coulomba z danymi: moduł Younga  $E$ ,

<sup>1</sup> ZSoil.PC jest systemem nieliniowej analizy MES ogólnego przeznaczenia (statyka i dynamika konstrukcji i ośrodka jedno- i dwufazowego, dyfuzja, filtracja), ukierunkowanym na geotechnikę, hydrotechnikę i inżynierię lądową. Został opracowany na Politechnice Federalnej (EPFL) w Lozannie (Szwajcaria) i w firmie ZACE Services Ltd., przez zespół działający pod kierownictwem prof. T. Zimmermanna. Szczegółowe informacje o systemie ZSoil.PC można znaleźć na stronie: [www.zace.com](http://www.zace.com). Dr hab. inż. A.Urbański uczestniczył w tworzeniu systemu ZSoil.PC od 1993 roku.

- współczynnik Poissona  $\nu$ , kohezja  $C$ , kąt tarcia wewnętrznego  $\phi$ , kąt dylatacji  $\psi$ ; fundament betonowy (4), okładzina kamienna – model sprężysty),
- **powłokowe** (blacha falista mostu (5) – model powłoki ortotropowej sprężystej), patrz p. 3.2.1,
  - **kontaktowe** (iterfejs (6) pomiędzy blachą falistą a zasypką wypełniającą umożliwiającą odwzorowanie nieciągłości deformacji, takich jak poślizg czy odspojenie się gruntu od powłoki, przyjęto brak tarcia, współczynniki sterujące funkcjami kary (ang. *penalty factors*) dobierano tak, by uniknąć znaczącego wzajemnego przenikania się kontaktujących powierzchni),
  - **nieskończone** (podłoże gruntowe (7), m. sprężyste),
  - **belkowe** (szyny toru (8) i podkłady (9)), wraz z łącznikami (10) (el. kratowe) realizującymi więzy jednostronne na styku belki podkładów – podsypka),
  - realizujące **więzy kinematyczne** (11) (ang. *kinematic constraints*) pozwalające na zszywanie niezgodnych topologicznie i geometrycznie fragmentów siatki poprzez mechanizm funkcji kary.



Rys. 5. Model mostu

Fig. 5. Model of a bridge

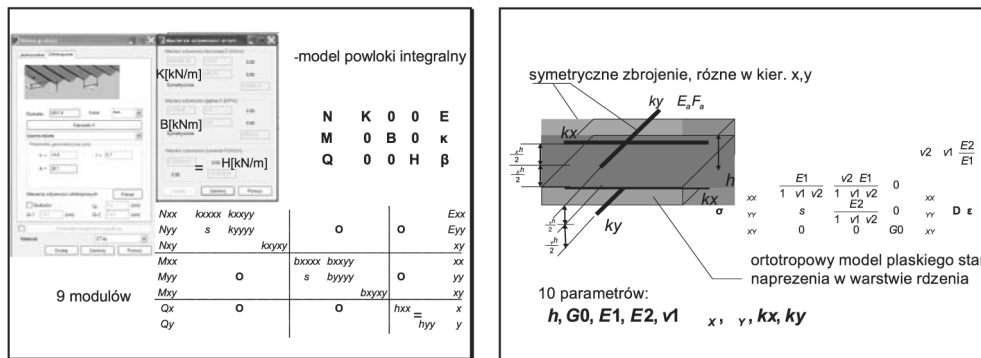
### 3.2.1. Identyfikacja blachy falistej jako powłoki ortotropowej

Integralny model powłoki ortotropowej sprężystej (rys. 6) składa się z trzech związków macierzowych wiążących naprężenia uogólnione (siły przekrojowe) z odpowiadającymi im odkształceniami uogólnionymi odpowiednio dla rozprężonych stanów: tarczowego, giętnego i ścinania poprzecznego:

$$\begin{aligned}
 \mathbf{K}_{(3 \times 3)} \cdot \boldsymbol{\mu}_{(3)} &= \mathbf{N}_{(3)} \\
 \mathbf{B}_{(3 \times 3)} \cdot \boldsymbol{\theta}_{(3)} &= \mathbf{M}_{(3)} \\
 \mathbf{H}_{(2 \times 2)} \cdot \boldsymbol{\alpha}_{(2)} &= \mathbf{Q}_{(2)}
 \end{aligned}
 \tag{1}$$

Otrzymać je można metodą homogenizacji, por. [4]. Wykorzystano to w systemie ROBOT Millenium [5], gdzie funkcjonuje opcja (panele–grubość–ortotropia–blacha falista) zezwalająca użytkownikowi na uzyskanie poszukiwanych macierzy wychodząc z danych

geometrycznych  $f, L, t$  i materiałowych  $E, \nu$  charakteryzujących daną powłokę. W systemie ZSoil.PC brak jest opcji określenia integralnego modelu ortotropowego, ale jest równoważna opcja powłoki warstwowej z materiałem ortotropowym w rdzeniu, opisanym przez 4 stałe:  $E1, E2, \nu1, G0$ , z możliwym dodaniem dowolnej liczby warstw zbrojenia. Chcąc skorzystać z możliwości systemu ZSoil, należy dokonać identyfikacji tych parametrów modelu warstwowego tak, by w wyniku całkowania po grubości elementu (fikcyjnej) program operował, na szczeblu punktu całkowania w elemencie, identycznymi macierzami  $\mathbf{K}, \mathbf{B}, \mathbf{H}$  jak tymi uzyskanymi z programu ROBOT.



Rys. 6. Model integralny (Robot Millenium) i warstwowy (ZSoil) powłoki falistej

Fig. 6. Integral (Robot Millenium) and layered (ZSoil) model of folded shell

Tabela 1

Układy równań w programie MathCAD

<p>1) niewiadome: <math>G0, h</math></p>	<p>2) <math>E2, kx, ky, x, y, \kappa</math> gdzie <math>\zeta_x = h^{-1}\sqrt{x}; \zeta_y = h^{-1}\sqrt{y}, E1</math> przyjęto tak, by <math>kx, ky &gt; 0</math></p>
<p><math>G0 \cdot h = kxyxy</math></p> <p><math>\frac{G0}{12} \cdot h^3 = bxyxy</math></p>	$E1 \cdot \frac{h}{1 - \nu1^2} \cdot \frac{E2}{E1} + 2 \cdot kx = kxxxx \quad \frac{E1}{12} \cdot \frac{h^3}{1 - \nu1^2} \cdot \frac{E2}{E1} + 2 \cdot kx \cdot \frac{x}{4} = bxxxx$ $E2 \cdot \frac{h}{1 - \nu1^2} \cdot \frac{E2}{E1} + 2 \cdot ky = kyyyy \quad \frac{E2}{12} \cdot \frac{h^3}{1 - \nu1^2} \cdot \frac{E2}{E1} + 2 \cdot ky \cdot \frac{y}{4} = byyyy$ $\nu1 \cdot \frac{E2}{E1} \left( E1 \frac{h}{1 - \nu1^2} \cdot \frac{E2}{E1} + 2 \cdot kx \right) = kxyxy \quad \kappa = \frac{hxx}{G0 \cdot h}$

Przyjęto zbrojenie przebiegające symetrycznie górną i dolną w dwóch prostokątnych do siebie kierunkach, w odległościach  $\zeta_x h$ ,  $\zeta_y h$  i o sztywnościach  $k_x$ ,  $k_y$ . Dodatkowo, parametrem modelu warstwowego jest energetyczny współczynnik ścinania  $\kappa$ . Model integralny (ROBOT) opisany jest 9 parametrami (przy założeniu równych sztywności na ścinanie poprzeczne,  $h_{xx} = h_{yy}$ ), podczas gdy model warstwowy (ZSoil) wymaga 10 parametrów. Wychodząc z warunków równości współczynników macierzy sztywności integralnej w obu modelach, otrzymuje się 2 układy (w sumie 8 równań). Za pomocą programu MathCad rozwiązano je w kolejności, por. tab. 1.

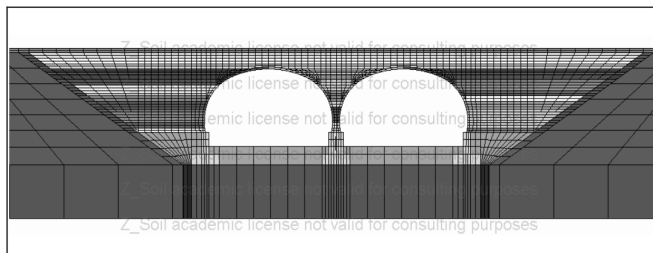
W rozważanym przykładzie, wychodząc ze współczynników macierzy uzyskanych z programu ROBOT, zakładając kierunek  $x$  wzdłuż fali, przy danych blachy falistej:  $f = 140$  mm,  $t = 7$  mm,  $L = 381$  mm,  $E = 205$  GPa,  $\nu = 0,3$ , otrzymano:

$$\left. \begin{aligned} \mathbf{K} &= \begin{bmatrix} 2463,1 & 0,703 & 0 \\ 0,703 & 2,346 & 0 \\ 0 & 0 & 370,1 \end{bmatrix} \times 10^3 [\text{kN/m}]; \\ \mathbf{B} &= \begin{bmatrix} 4536,8 & 1,30 & 0 \\ 1,30 & 4,32 & 0 \\ 0 & 0 & 1589,4 \end{bmatrix} [\text{kN}\times\text{m}]; \\ \mathbf{H} &= \begin{bmatrix} 719 & 0 \\ 0 & 719 \end{bmatrix} \times 10^3 [\text{kN/m}]; \end{aligned} \right\} \rightarrow \begin{aligned} &\text{parametry :} \\ &(G_0 = 1630 \times 10^3; E_1 = 2100; E_2 = 10) [\text{kNm}^{-2}] \\ &h = 0,227\text{m}; \zeta_x = 0,378; \zeta_y = 0,378 \\ &(k_x = 1233 \times 10^3; k_y = 1172, 0) [\text{kN/m}] \\ &\kappa = 1,944; \quad i_1 = 0,0599. \end{aligned}$$

### 3.2.2. Symulacja procesu wznoszenia konstrukcji

Chcąc odtworzyć proces wznoszenia konstrukcji, zastosowane zostały funkcje egzystencji (typu Heaviside'a, parametr – czas umowny) różne dla poszczególnych składników modelu. Pozwalają one na utworzenie historii wszystkich wielkości mechanicznych, w każdym elemencie modelu, podczas budowy obiektu. Dodatkowo rezultaty z kroku  $n$  są parametrami startowymi dla kroku  $n + 1$ .

Jako stan początkowy (rys. 7) przyjęto wykop w istniejącym nasypie kolejowym. W kroku drugim pojawiają się fundamenty, w trzecim zasyпка wokół nich, a w czwartym powłoka. W następnych kilkunastu krokach następuje symulacja wypełniania zasyppką konstrukcji przy przyjęciu miąższość warstwy 0,5 m. W końcowych krokach wprowadza się warstwę podsypki i elementy modelujące tor.



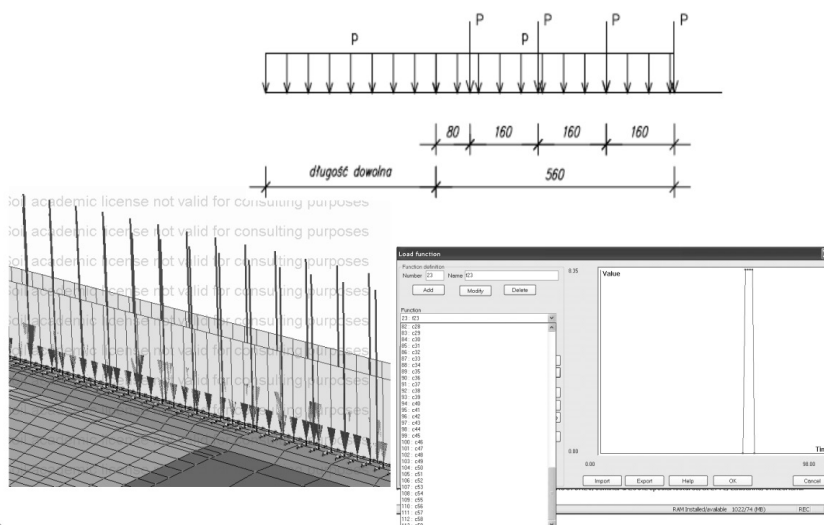
Rys. 7. Rozkład funkcji egzystencji w modelu MES

Fig. 7. Existence functions in FE model



### 3.2.3. Model obliczeniowy toru i obciążenia kolejowego

Opcja więzów kinematycznych umożliwiła również budowę dokładnego modelu toru, niezależnego geometrycznie od siatki elementów 3D, z regularnym podziałem wynikającym z rozstawu podkładów. To z kolei pozwoliło na symulację przejazdu obciążenia normowego kolejowego typu ( $2 \times 4$  siły skupione + obc. ciągłe), w celu wychwycenia najniekorzystniejszych położań. Obciążenia siłami skupionymi  $P_i = P \times LF_i(t)$  zdefiniowano w każdym węźle toru ( $i < N$ ), przy czym każdej sile nadano wartość  $P$  oraz funkcję czasu umownego  $t$ ,  $LF_i(t) = \{0 \text{ dla } t0 < t \leq t0 + i; 1 - \text{ dla } t0 + i < t \leq t0 + i + 4; 0 - \text{ dla } t0 + i + 4 < t < t0 + i + 4 + N\}$ . Analogicznie postąpiono dla obciążenia ciągłego o zmiennym położeniu. Ogółem, dla opisu zmiennego położenia obciążenia kolejowego konieczne okazało się zdefiniowanie 113 funkcji tego typu (rys. 8).



Rys. 8. Symulacja ruchomego obciążenia kolejowego. Funkcja czasu dla siły na  $i$ -tym węźle toru

Fig. 8. Simulation of moving railway load. Load function for the force at  $i$ -th point

## 4. Wyniki przeprowadzonej analizy

W niniejszym rozdziale skonfrontowano wyniki numeryczne z wynikami otrzymanymi dzięki metodzie szwedzkiej. Porównanie zostało wykonane na wartościach charakterystycznych.

Konfrontacja wyników obliczeń analitycznych oraz analizy komputerowej jest dość trudnym zadaniem, ponieważ Metoda Szwedzka zwraca tylko jeden komplet wyników. Są to siły przekrojowe w powłoce dla punktu leżącego w kluczu konstrukcji w 3 sytuacjach obliczeniowych:

- faza eksploatacji, tylko jedno ustawienie obciążenia,
- faza budowy:
- zasyпка na poziomie klucza,
- ostateczna konfiguracja zasyпки.

Z programu ZSoil dostajemy wyniki dla wszystkich elementów powłoki w każdym etapie budowy. Dla fazy eksploatacji zamodelowano przejazd pociągu normowego, więc również otrzymano szereg wyników dla poszczególnych ustawień obciążenia.

W poniższym porównaniu zostały zestawione ze sobą osobno wartości dla punktu w kluczu oraz osobno zaprezentowano faktyczne maksymalne wartości sił przekrojowych w powłoce wyliczone w programie ZSoil (tab. 2 i 3).

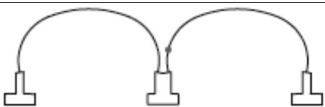
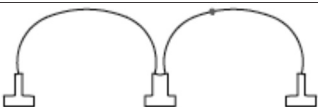
Tabela 2

#### Zestawienie wyników dla punktu w kluczu powłoki w fazie budowy i eksploatacji

Stan:	Metoda Szwedzka		ZSoil	
	Moment w kluczu [kNm/m]	Siła podłużna w kluczu [kNm/m]	Moment w kluczu [kNm/m]	Siła podłużna w kluczu [kNm/m]
Zasyпка na poziomie klucza	-37,68	-251,14	-29,62	-100,92
Naprężenia [MPa]	157,16		113,12	
Ostateczna konfiguracja zasyпки	-9,49	-569,72	-22,45	-322,64
Naprężenia [MPa]	94,28		112,33	
Przyrost sił w fazie eksploatacji	20,9	-159,87	10,5	-223,37
Przyrost naprężenia [MPa]	89,39		58,81	
Obie fazy łącznie	11,41	-729,59	-24,26	-434,33
Naprężenia [MPa]	118,18		130,63	

Tabela 3

#### Maksymalne, sumaryczne siły przekrojowe otrzymane z programu ZSoil

	ZSoil			
	Moment maksymalny [kNm/m]	Siła podłużna odpowiadająca [kN/m]	Siła podłużna maksymalna [kN/m]	Moment odpowiadający [kNm/m]
Całość	59,50	-379,82	-567,91	-11,59
Naprężenia [MPa]	246,36		101,34	
Punkt:				

#### 4.1. Porównane wyników z innymi modelami obliczeniowymi

W prezentowanych powyżej zestawieniach zastanawiać mogą duże różnice w wynikach analitycznych i numerycznych. Maksymalne naprężenia otrzymane z programu ZSoil są większe o 56,8% od naprężeń wyliczonych metodą szwedzką. Ponadto naprężenia te występują w innych punktach. Zwraca się jednak uwagę, że wyniki łączne dla dwóch faz (ostateczna konfiguracja zasyпки i przyrost w fazie eksploatacji) uzyskane metodą szwedzką

podlegają zasadzie superpozycji, podczas gdy podobne wyniki z symulacji ZSoil, zgodnie z rzeczywistością, nie. W szczególności daje się zaobserwować korzystny efekt statyczny zasypki, dzięki której dokonuje się redystrybucja obciążeń na powłokę.

Przeprowadzono jeszcze dwa porównania. Najpierw sprawdzono wpływ rozsunęcia powłok na zmianę sił przekrojowych, a następnie porównano obiekt dwuotworowy z jednootworowym.

#### 4.1.1. Wpływ rozsunęcia powłok na siły przekrojowe w ścianie bocznej

Chcąc sprawdzić, jaki wpływ ma rozsuniecie powłoki na siły przekrojowe w ścianie bocznej powłoki zmieniono w modelu odległość między powłokami z 0,72 m na jedną dziesiątą rozpiętości powłoki  $1/10D_H = 1,3$  m. Jest to wartość zalecana przez najnowszą edycję metody szwedzkiej dla konstrukcji o rozpiętości przekraczającej 6 m. W polskich zaleceniach projektowych dla konstrukcji podatnych z blach falistych wydanych przez Generalną Dyрекcję Dróg Krajowych i Autostrad występuje jedynie warunek o rozstawie powłok większym niż 0,6 m.

Zmiana ustawienia powłok miała wpływ głównie na wartość momentu zginającego, dlatego poniżej zaprezentowano tylko wartości maksymalnych momentów i odpowiadających mu sił osiowych (tab. 4).

Tabela 4

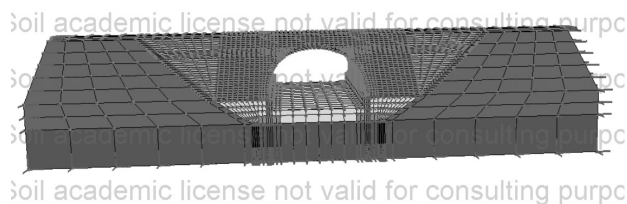
#### Siły przekrojowe otrzymane z programu ZSoil dla modelu z rozsuniętymi powłokami w fazie budowy i eksploatacji

Punkt:	Stan:	ZSoil – model rozsunięty	
		Maksymalny moment [kNm/m]	Siła podłużna odpowiadająca [kN/m]
	Zasypka w poziomie klucza	33,55	-89,97
	Naprężenia [MPa]	125,50	
	Ostateczna konfiguracja zasypki	33,70	-312,29
	Naprężenia [MPa]	150,03	
	Przyrost w fazie eksploatacji	-9,44	-177,06
	Przyrost naprężenia [MPa]	51,70	
	Ostateczna konfiguracja zasypki (wyniki łączne)	37,76	-354,76
	Naprężenia [MPa]	168,63	

Rozsuniecie powłok przyniosło znaczną redukcję momentu zginającego w ścianie bocznej. Moment zmalał średnio o ok. 40%. Porównując maksymalne naprężenia modelu wyjściowego z modelem rozsunętym, można zauważyć zmianę aż o  $\Delta\sigma = 77,73$  MPa, czyli 31,55%.

#### 4.1.2. Porównanie modelu jednootworowego z dwuotworowym

Ze względu na występujące znaczne rozbieżności pomiędzy metodą szwedzką a wynikami otrzymanymi z analizy komputerowej stworzono kolejny model, przedstawiający obiekt o takich samych parametrach, ale składający się tylko z jednej powłoki (jednootworowy – rys. 9). Tego typu obiekty były badane przez autorów metody szwedzkiej i dla nich wspomniany algorytm powinien być odpowiedni.



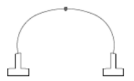

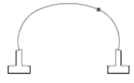

Rys. 9. Model obiektu jednootworowego

Fig. 9. A single span object model

W tabeli 5 przedstawiono otrzymane wyniki w poszczególnych fazach wznoszenia oraz eksploatacji obiektu. Wybrano punkty, w których naprężenie osiągało maksymalną wartość.

Tabela 5

#### Siły przekrojowe otrzymane z programu ZSoil dla modelu pojedynczego w fazie budowy

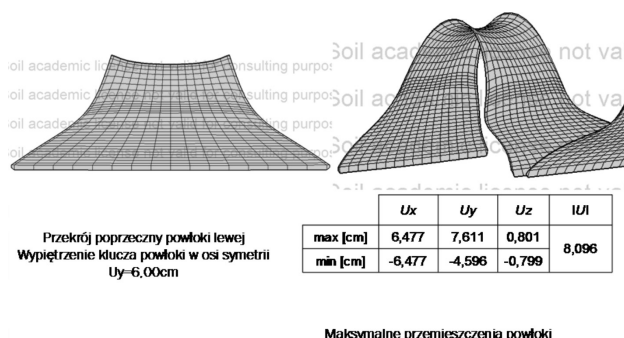
Punkt:	Stan:	ZSoil – model pojedynczy	
		Moment [kNm/m]	Siła podłużna [kN/m]
	Zasyпка w poziomie klucza	-23,73	-89,54
	Naprężenia [MPa]	91,57	
	Ostateczna konfiguracja zasyпки	22,76	-303,99
	Naprężenia [MPa]	111,38	
	Przyrost w fazie eksploatacji	8,91	-213,00
	Przyrost naprężenia [MPa]	53,75	
	Ostateczna konfiguracja zasyпки (wyniki sumaryczne)	22,48	-483,59
	Naprężenia [MPa]	129,81	

W przypadku modelu pojedynczego wymiarujące naprężenie wynosi  $\sigma_{\max} = 129,81$  MPa. Otrzymana wartość wystąpiła na ścianie bocznej, czyli w tym samym miejscu, które jest najbardziej wyęteżone zgodnie z obliczeniami przeprowadzonymi dla konstrukcji dwuotwo-

rowej. Ich wartości jednak bardzo odbiegają od siebie. W drugim przypadku wartość naprężenia wyniosła  $\sigma_{\max} = 246,36$  MPa, więc była niemal dwukrotnie większa. Warto podkreślić, że otrzymane naprężenie w przypadku pojedynczego obiektu jest mniejsze od maksymalnego, wyznaczonego zgodnie z metodą szwedzką.

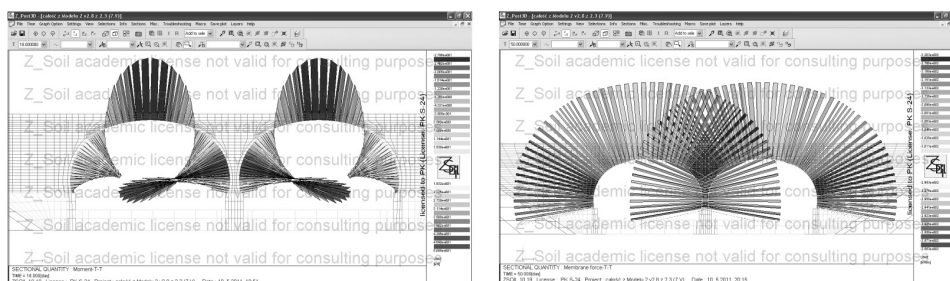
#### 4.2. Graficzna prezentacja wyników otrzymanych z programu ZSoil

Poniżej (rys. 10–14) przedstawiono poglądowy wybór wyników charakterystycznych dla rozważanej konstrukcji. Typowym zachowaniem klucza powłoki w trakcie zasypywania jest jego wypiętrzanie wskutek bocznych parć gruntu przy węzłowiach (rys. 10). Dodatkowym efektem bocznego parcia gruntu (rys. 11, 12) jest obwodowy stan zgięciowy powłok (momenty ujemne w partiach górnych i znaczne momenty w strefie dolnej między powłokami). Pełna historia zmian momentów zginających w charakterystycznych punktach powłoki (klucz i naroża, rysunki w tab. 4) odpowiadających przejazdowi obciążenia ruchomego (pociągu normowego) nad powłokami pokazano na rys. 14. Przejściową konfiguracją przemieszczeń układu powłok pokazano na rys. 13, gdzie warto zwrócić uwagę na znaczne deformacje poprzeczne towarzyszące ugięciom wzdłuż osi toru.



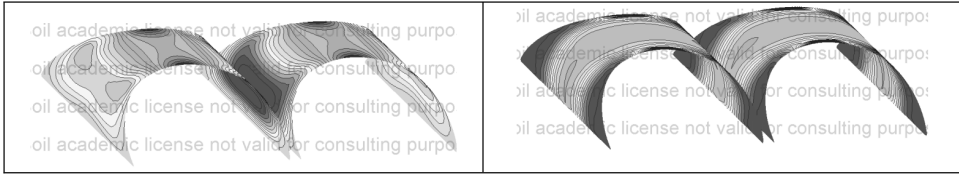
Rys. 10. Deformacja powłoki po procesie zasypywania

Fig. 10. Deformation of the shell after the backfilling

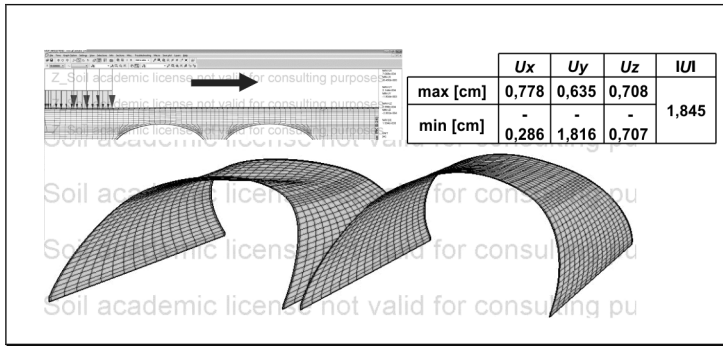


Rys. 11. Momenty zginające i siły normalne w powłoce po procesie zasypywania w przekroju środkowym podłużnym

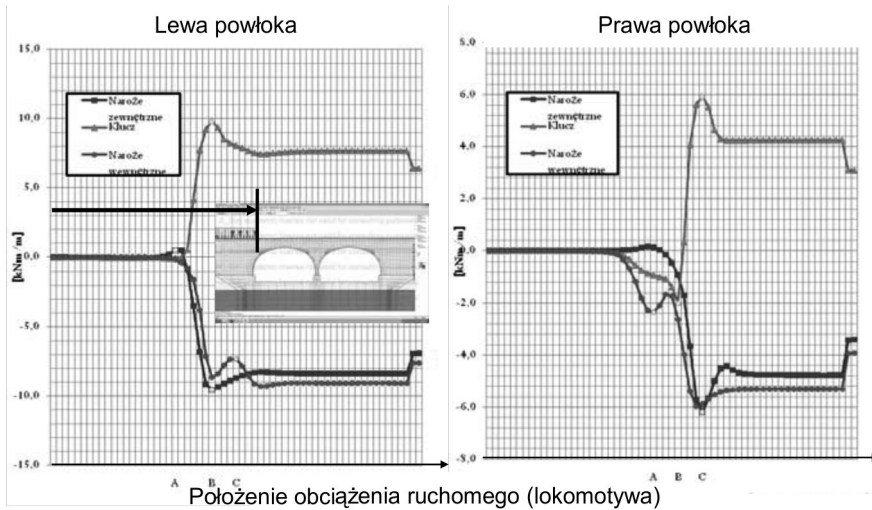
Fig. 11. Bending moments and normal forces in the shell after the backfilling in longitudinal cross-section



Rys. 12. Momenty zginające ( $M_{xx}$ ) i siły normalne ( $N_{xx}$ ) w powłoce po procesie zasypywania  
 Fig. 12. Bending moments ( $M_{xx}$ ) and normal forces ( $N_{xx}$ ) in the shell after the backfilling



Rys. 13. Faza eksploatacji. Deformacja od obciążenia ruchomego  
 Fig. 13. Exploitation phase. Deformation under moving load



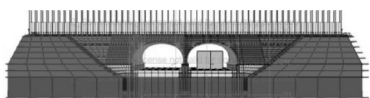


Rys. 14. Momenty zginające ( $M_{xx}$ ) w różnych punktach powłoki pod obciążeniem ruchomym  
 Fig. 14. Bending moments ( $M_{xx}$ ) at different points in shell under moving load

## 5. Wnioski

W tabeli 6 dokonano syntetycznego zestawienia wyników decydujących o wymiarowaniu powłoki (tj. naprężeń) dla rozpatrywanych przypadków.

Tabela 6

Porównanie wyników dla różnych wariantów obliczeń

	<i>Model</i>	<i>Maksymalne naprężenia w powłoce [MPa]</i>
	Model 1 (projektowany)	246,36
	Model 2 (rozsunięty)	168,63
	Model 3 (pojedynczy)	129,81
	<b>Metoda Szwedzka</b>	<b>157,16</b>

Stosowanie algorytmu wymiarującego metody szwedzkiej do konstrukcji dwuotworowych jest dyskusyjne. Autorzy metody, opracowali ją na podstawie badań jedynie konstrukcji jednootworowych. W świetle otrzymanych wyników stwierdzono, że rzeczywiste, maksymalne naprężenie w modelu komputerowym wyniosło 246,36 MPa i wystąpiło w ścianie bocznej, podczas obciążenia taborem kolejowym. Metoda szwedzka jako wymiarujące naprężenie podaje 157,16 MPa, które występuje w kluczu, w trakcie wznoszenia obiektu, kiedy poziom zasypki osiąga wysokość klucza.

Rozsuniecie sąsiadujących ze sobą powłok ma istotny wpływ na redukcję sił przekrojowych występujących w konstrukcji. Projektowany obiekt uwzględniał minimalną odległość między najbliższymi punktami powłoki zgodnie z [3], która wynosiła 0,72 m. Najnowsza edycja metody Sundquista Pettersona definiuje wspomnianą odległość w funkcji rozpiętości i dla przyjętego w pracy profilu stanowi 1,3 m. W wyniku sporządzenia drugiego modelu, w którym odległość między powłokami wynosiła 1,3 m otrzymano znacząco niższe wartości sił przekrojowych. Ekstremalny moment zginający zmalał o 36,5%, co przełożyło się na redukcję maksymalnych naprężeń do 168,63 MPa w stosunku do modelu pierwotnego. Jest ono jednak w dalszym ciągu, nieznacznie, ale jednak większe od otrzymanego w metodzie analitycznej.

Algorytm metody szwedzkiej pozwala na bezpieczne projektowanie konstrukcji jednootworowych. W artykule stworzono trzeci model, tym razem jednootworowej konstrukcji, zachowujący te same co poprzednio parametry powłoki oraz gruntu. Otrzymano maksymalne wyężenie powłoki, wynoszące 129,81 MPa. Jest to wartość mniejsza niż otrzymana w metodzie Sundquista Pettersona (157,16 MPa).

W wynikach numerycznych zauważono również dużo mniejszą redukcję momentów zginających w kluczu konstrukcji od ciężaru własnego nadsypki i obciążenia kolejowego, przez co moment zginający ma cały czas ten sam znak. W przypadku obliczeń analitycznych redukcja wynosi 49,09 kNm/m (ostateczna wartość momentu to +11,41 kNm/m), natomiast z obliczeń komputerowych otrzymujemy redukcję 17,67 kNm/m (finalnie moment jest równy -24,26 kNm/m). Trudno powiedzieć, które obliczenia bliżej odwzorowują stan faktyczny. Odpowiedzi na to pytanie mogłoby dostarczyć jedynie zderzenie otrzymanych wyników z badaniami wykonanymi na rzeczywistym obiekcie.

Analityczne metody obliczania konstrukcji gruntowo-powłokowych są stale rozwijane. Niewątpliwą i oczywistą ich zaletą jest niewielka pracochłonność dzięki której mogą one być użyte we wstępnej fazie projektowania. Sama metoda szwedzka doczekała się już 4 edycji. Także w Polsce prowadzone są badania, m.in. Czesław Machelski z Politechniki Wrocławskiej pracuje nad własną metodą wymiarowania. Niestety stworzenie uniwersalnej metody analitycznej, pozwalającej na ekonomicznym projektowaniu, może być niemożliwe.

Przy bardziej skomplikowanych obiektach, takich jak prezentowany w artykule dwuprzęsłowy wiadukt kolejowy, wskazane jest wsparcie technikami komputerowymi. W modelach numerycznych można uwzględnić o wiele więcej parametrów niż w tradycyjnym projektowaniu. Wadą trójwymiarowego (3D) modelowania komputerowego jest, w rozważanym przypadku, znaczna pracochłonność procesu tworzenia danych modelu (etapowanie) oraz długi czas obliczeń komputera (sięgający kilku godzin), głównie ze względu na wielość sytuacji obliczeniowych (obciążenia ruchome).

Należy jednak pamiętać, że nawet tak dokładne modele powinny podlegać konfrontacji z modelami doświadczalnymi i badaniami *in situ*.

## Literatura

- [1] Janusz L., Madaj A., *Obiekty inżynierskie z blach falistych. Projektowanie i wykonawstwo*, WKŁ, Warszawa 2009.
- [2] Katalog branżowy firmy ViaCon Polska: *Konstrukcje podatne z blachy falistej SUPER-COR*.
- [3] Pettersson L., Sundquist H., *Design of soil steel composite bridges*, TRITA-BKN, Report 112, Stockholm 2006, Forth edition, English version, 2010.
- [4] Urbański A., *The unified, finite element formulation of homogenization of structural members with a periodic microstructure*, Politechnika Krakowska, Monografia 320, Seria Inżynieria Lądowa, 2005.
- [5] Robot Millenium. Podręcznik użytkownika. Robobat, Kraków 2005.