

Przepusty w infrastrukturze komunikacyjnej – cz. 9



■ **prof. UZ dr hab. inż. Adam Wysokowski**, kierownik Zakładu Dróg i Mostów, Uniwersytet Zielonogórski

■ **mgr inż. Jerzy Howis**, konstruktor, Infrastruktura Komunikacyjna Sp. z o.o., Żmigród

Z biegiem lat sposoby obliczania konstrukcji przepustów i innych obiektów inżynierskich ulegają ciągłym udoskonaleniom. Wynika to w głównej mierze z dopracowywania metod obliczeniowych, w tym wprowadzania metod numerycznych. Nie bez wpływu na ten stan rzeczy ma również użycie nowych typów konstrukcji i rodzajów materiałów. Ich charakterystyczną cechą jest odmienny sposób zachowania się na etapie wbudowywania, a także pod obciążeniem, czyli w trakcie eksploatacji.

1. Wprowadzenie

Jak już wspomniano w pierwszych dwóch częściach artykułu dotyczącego obliczeń („Nowoczesne Budownictwo Inżynierskie” 2010, nr 2 i 3) dawniej konstruowano głównie przepusty zachowujące się w sposób sztywny, gdzie głównym elementem nośnym była sama rura osłonowa. Większość obecnie wykonywanych przepustów to konstrukcje współpracujące z gruntem, tym samym podatne. Wymagają one innego podejścia obliczeniowego, a metody te są obecnie szeroko wprowadzane do światowej i polskiej praktyki inżynierskiej.

W poprzednich artykułach o tej tematyce omówione zostały ogólne zasady i tradycyjne metody obliczeń. Zakres niniejszego artykułu dotyczy nowych metod obliczeń. Natomiast obliczenia z wykorzystaniem metod numerycznych oraz przykłady obliczeń będą przedmiotem dwóch następnych artykułów.

Dla przypomnienia oraz dla nowych czytelników poniżej przytoczono spis wszystkich artykułów na temat przepustów, które sukcesywnie od ponad roku ukazują się w kolejnych numerach „Nowoczesnego Budownictwa Inżynierskiego” [12]:

1. ARTYKUŁ WPROWADZAJĄCY
2. ASPEKTY PRAWNE PROJEKTOWANIA, BUDOWY I UTRZYMANIA PRZEPUSTÓW
3. PRZEPUSTY TRADYCYJNE
4. PRZEPUSTY NOWOCZESNE
5. PRZEPUSTY JAKO PRZEJŚCIA DLA ZWIERZĄT
6. MATERIAŁY DO BUDOWY PRZEPUSTÓW – CZ. I, CZ. II
7. METODY OBLICZEŃ KONSTRUKCJI PRZEPUSTÓW – CZ. I
8. METODY OBLICZEŃ KONSTRUKCJI PRZEPUSTÓW. CZ. II

Zgodnie z wcześniejszymi informacjami, do omówienia zostało jeszcze wiele istotnych zagadnień, takich jak: obliczanie przepustów w aspekcie hydrologiczno-hydraulicznym, badania materiałów, badania laboratoryjne, badania terenowe (w tym próbne obciążenia), posadowienie, wykonawstwo przepustów i ich wyposażenie, wyposażenie przejść dla zwierząt, stan techniczny i utrzymanie przepustów, przeglądy, uszkodzenia i awarie przepustów, wzmacnianie przepustów, przepusty kolejowe, przepusty pod pasami startowymi, przepusty nietypowe i zabytkowe, estetyka przepustów.

2. Nowe metody obliczeniowe

Jak już wspomniano, w poprzedniej części omówiono tradycyjne metody obliczeń konstrukcji przepustów. W niniejszej natomiast zestawiono i omówiono nowe metody obliczeń, które są wynikiem doświadczeń projektantów, naukowców i praktyków [1, 2, 4, 9].

2.1. Metoda Canadian Highway Bridge Design Code (CHBDC)

Metoda CHBDC powstała w 2000 r. jako najnowsza wersja kanadyjskiej normy do projektowania mostów. Jest ona modyfikacją poprzednio obowiązującej Ontario Highway Bridge Design Code, normy do projektowania mostów obowiązującej w kanadyjskiej prowincji Ontario. Podaje ona nie tylko sposób wymiarowania przepustów o przekroju zamkniętym, ale również konstrukcji skrzynkowych, poszerza też spektrum wymiarowania konstrukcji o etap obciążeń w fazie wykonywania konstrukcji przepustu.

Konstrukcje o przekrojach zamkniętych oblicza się analogicznie jak w przypadku wytycznych stosowanych w metodach AASHTO i OHBDC, zatem dominującym obciążeniem działającym na konstrukcję jest osiowa siła ściskająca. W metodzie tej sprawdzana jest wytrzymałość ścianki przepustu na ściskanie oraz sztywność montażowa całego obiektu [10].

W przypadku konstrukcji o przekroju ramownicowym sprawdza się również możliwość uplastycznienia ścianki konstrukcji w wyniku działającego momentu zginającego. Jak można zauważyć, efektem dominującym jest oddziaływanie momentów zginających wywołanych od obciążenia pionowego. Jest to kolejna metoda, która w swoich założeniach uwzględnia współpracę gruntu z konstrukcją osłonową, a więc także zjawisko przesklepienia poprzez zastosowanie odpowiednich współczynników. Analizowana jest również zależność pomiędzy wartością sztywności konstrukcji osłonowej a sztywnością zasypki gruntowej [3, 4, 6].

Według tej metody konstrukcję wymiaruje się ze względu na następujące stany graniczne:

1. Stan graniczny nośności

W przypadku typowych konstrukcji stalowo-gruntowych:
– zniszczenie konstrukcji na skutek uplastycznienia ścianki przepustu wywołanego działaniem sił ściskających osiowo (stan użytkowy)

- powstanie przegubów plastycznych w fazie montażu
- zniszczenie połączenia montażowego (śrubowego).

W przypadku konstrukcji o przekroju ramownicowym:

- powstanie przegubu plastycznego w sklepieniu
- zniszczenie połączeń śrubowych.

2. Stan graniczny użytkowania

W stanach granicznych użytkowania zarówno typowe konstrukcje grunto-stalowe, jak i konstrukcje o przekroju skrzynkowym sprawdza się pod kątem możliwego zakresu deformacji powstających w trakcie budowy obiektu.

3. Stan graniczny naprężeń zmęczenia

Stan ten jest uwzględniany jedynie w przypadku konstrukcji skrzynkowych ze względu na zmęczenie materiału konstrukcji

osłonowej, czyli zakres dopuszczalnych zmian naprężeń od obciążeń zmiennych.

Zgodnie z [4] norma przewiduje stosowanie współczynników bezpieczeństwa ze względu na nośność (współczynniki nośności) w analizowanym stanie granicznym według następującego zestawienia:

w typowych konstrukcjach gruntowo-metalowych o małej fali (do 200×50 mm):

- wytrzymałość na ściskanie $\phi_t = 0,80$
- powstanie przegubu plastycznego w trakcie budowy

$\phi_{hc} = 0,80$

- wytrzymałość połączeń śrubowych $\phi_j = 0,80$.

w typowych konstrukcjach gruntowo-metalowych o dużej fali (od 380×140 mm):

- wytrzymałość na ściskanie $\phi_t = 0,80$
- powstanie przegubu plastycznego $\phi_h = 0,90$
- powstanie przegubu plastycznego w trakcie budowy

$\phi_{hc} = 0,90$

- wytrzymałość połączeń śrubowych $\phi_j = 0,70$.

w konstrukcjach metalowych o kształcie skrzynki:

- wytrzymałość na ściskanie $\phi_t = 0,90$
- powstanie przegubu plastycznego $\phi_h = 0,90$
- wytrzymałość połączeń śrubowych $\phi_j = 0,90$.

Norma dopuszcza następujące maksymalne odkształcenia konstrukcji:

- dla typowych konstrukcji gruntowo-stalowych 2% wysokości konstrukcji
- dla konstrukcji skrzynkowych 1% rozpiętości
- dla konstrukcji skrzynkowych w trakcie użytkowania 0,5% rozpiętości.

W trakcie grupowania obciążeń stałych i użytkowych działających na konstrukcję stosuje się współczynniki obliczeniowe o następujących wartościach: w przypadku obciążeń stałych współczynnik obliczeniowy $\gamma_s = 1,25$, zmiennych $\gamma_z = 1,70$.

Kolejnym istotnym współczynnikiem dotyczącym bezpośrednio obciążeń zmiennych jest współczynnik dynamiczny, którego wartość uzależniona jest od wysokości naziomu:

$$\phi d = 1 + DLA \quad (1)$$

gdzie:

DLA – składnik równania malejący liniowo od wartości 0,4 (przy braku naziomu) do 0,1 (dla naziomu o wysokości nie mniejszej niż 1,5 m):

$$DLA = 0,4 - 0,2 h \geq 0,1 \quad (2)$$

h – wysokość naziomu.

W przypadku konstrukcji o przekroju ramownicowym równanie wyrażające współczynnik zależy od grubości naziomu (DLA) jest prawdziwe dla konstrukcji o rozpiętościach do 3,6 m, w pozostałych przypadkach wzór przyjmuje postać:

$$DLA = 0,3 - 0,15 h \geq 0,1 \quad (3)$$

Całkowitą siłę działającą w ścianie przepustu wyznacza się z następującego równania:

$$T = \alpha_D T_D + \alpha_L T_L \phi_d \quad (4)$$

gdzie:

α_D – współczynnik wyrażający obciążenia stałe

T_D – siła w ścianie konstrukcji wywołana działaniem obciążenia stałego

ϕ_d – współczynnik wyrażający obciążenia zmienne

T_L – siła w ścianie konstrukcji wywołana działaniem obciążenia zmiennego

T – całkowita siła osiowa działająca w ścianie przepustu.

Siłę w ścianie konstrukcji wywołaną obciążeniem stałym wyznacza się z następującego wzoru:

$$T_D = 0,5 (1,0 - 0,1 C_s) A_f W \quad (5)$$

gdzie:

C_s – współczynnik sztywności osiowej wyznaczany według wzoru:

$$C_s = (E'_s / E)(D_v / A) \quad (6)$$

A – pole powierzchni przekroju poprzecznego obiektu liczone na jednostkę długości

W – ciężar gruntu nad konstrukcją według rysunku (ryc. 1)

E – moduł Younga materiału, z którego wykonana jest konstrukcja

E'_s – efektywny, sieczny moduł zasyпки gruntowej, przyjmowany według wzoru:

$$E'_s = E_s / (1 - \nu^2) \quad (7)$$

E_s – moduł sieczny dla gruntu (tab. 1)

ν – współczynnik Poissona dla gruntu używanego jako zasyпка.

Siłę w ścianie konstrukcji wywołaną działaniem obciążeń zmiennych wyraża wzór:

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

lub

$$T_L = 0,5 I_t \sigma_L m_f \quad (9)$$

gdzie:

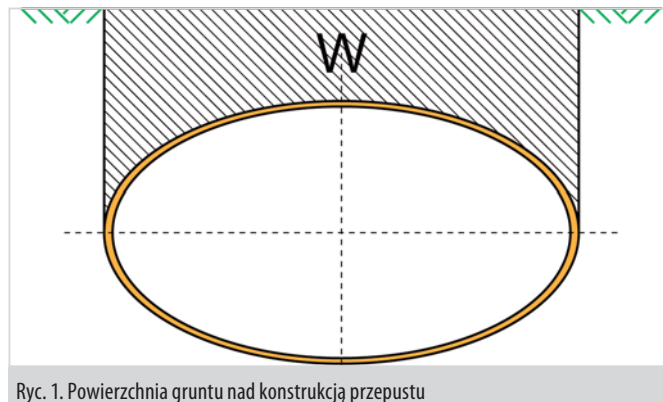
D_h – rozpiętość efektywna przepustu

I_t – szerokość rozkładu obciążenia zmiennego $1,45 + 2H$

H – wysokość naziomu

m_f – współczynnik uwzględniający ilość obciążonych pasów ruchu

σ_L – obciążenie równomiernie rozłożone w poziomie klucza konstrukcji.



Tab. 1. Zestawienie modułów siecznych E_s dla różnych rodzajów gruntów

Rodzaj gruntu	Zagęszczenie według standardowej próby Proctora [%]	Moduł sieczny E_s [MPa]
Żwir Piasek żwirowy Pospółka	85–90	6
	90–95	12
	> 95	24
Piasek gliniasty Żwir gliniasty Ił piaszczysty	85–90	3
	90–95	6
	> 95	12

W normie CHBDC przedstawiono również sposób wymiarowania konstrukcji podatnych, poddanych oddziaływaniom sejsmicznym [4]. Według tych wytycznych obiekty podziemne muszą być tak zaprojektowane, aby przeniosły siły bezwładności powstałe wskutek przemieszczeń sejsmicznych, zakładając 10-procentowe wystąpienie tych oddziaływań w ciągu 50 lat użytkowania konstrukcji. Badania przeprowadzone w 1996 r. dowiodły, że przyrost sił osiowych w ścianie konstrukcji może być spowodowany działaniem pionowych ruchów sejsmicznych, a zwiększenie momentów zginających jest wynikiem poziomych oddziaływań sejsmicznych. Oddziaływanie pionowej siły A_v , wywołanej przemieszczeniami sejsmicznymi, powoduje wzrost ciężaru jednostkowego gruntu o wartość $1 + A_v$. Wartość pionowej siły A_v wyznacza się z następującego wzoru:

$$A_v = (2/3) A_H \quad (10)$$

gdzie:

A_H – przyspieszenie poziome, równe strefowej wartości przyspieszenia w zależności od strefy sejsmicznej.

Dodatkowe siły osiowe oraz momenty zginające w ścianie przepustu powstałe na skutek oddziaływań sejsmicznych wyznacza się z następujących zależności:

Dla typowych konstrukcji gruntowo-stalowych:

$$T_E = T_D A_v \quad (11)$$

gdzie:

T_D – siła w ścianie od obciążeń stałych.

Dla konstrukcji metalowych o ramownicowym kształcie przekroju poprzecznego, działanie sił osiowych jest pomijane, a uwzględnia się jedynie momenty zginające:

$$M_E = M_D A_v \quad (12)$$

gdzie:

M_D – moment w ścianie konstrukcji wywołany działaniem obciążenia stałego

A_v – pionowa siła wywołana oddziaływaniami sejsmicznymi.

2.2. Metoda Vaslestad

Metoda ta została opracowana przez uznanego skandynawskiego badacza z dużą praktyką inżynierską Jana Vaslestad [11]. Zalecana jest do projektowania konstrukcji podatnych o zwiększonych rozpiętościach. Autor metody przy obliczaniu sił wewnętrznych pominął wpływ momentów zginających, przypisując dominującą rolę w przekroju siłom ściskającym, które w tym przypadku uwzględniają również tarcie gruntu o ścianki przepustu [6].

Metoda głównie oparta jest na tzw. metodzie pól i przyjmuje następujące założenia [4]:

1. Obciążenia są w znacznej części przenoszone przez grunt otaczający konstrukcję, co jest efektem współpracy przepustu z ośrodkiem gruntowym.

2. Przy projektowaniu należy uwzględnić siły powstające na skutek współpracy obiektu z gruntem.

3. Zakłada się, że grunt jest najistotniejszym elementem nośnym układu rura – grunt. Nieliniowy charakter podatności gruntu powoduje wzrost parcia bocznego, a co za tym idzie wzrost sztywności układu.

4. Najważniejszym elementem w procesie budowy jest poprawne ułożenie zasypki inżynierskiej. Należy zadbać o to, aby była ona wykonana z dobrego materiału.

5. Podczas zagęszczania zasypki występuje wypiętrzenie konstrukcji, które powoduje przyrost momentów zginających. Wzrost momentów jest proporcjonalny do wysokości zasypywanych warstw.

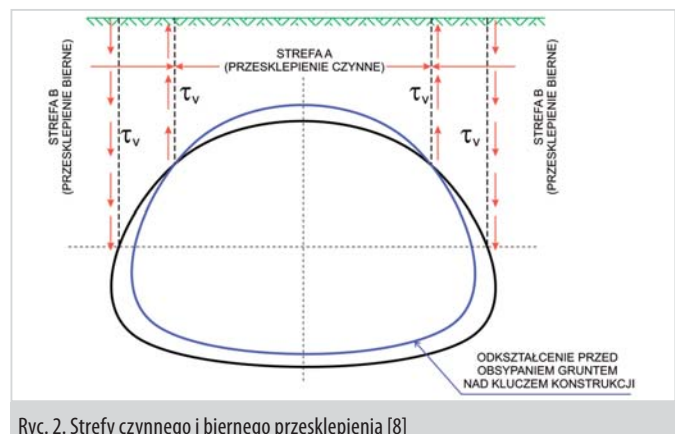
6. Przemieszczenie obiektu w górę powoduje nacisk na otaczający grunt, co powoduje zwiększenie jego sztywności.

7. W momencie gdy zasypka znajduje się na wysokości klucza konstrukcji, następuje zmiana kierunku deformacji w kluczu i w strefie bocznej. Zasypując konstrukcję powyżej klucza, następuje dociążenie, czego efektem jest spadek momentów zginających.

Powyższa metoda uwzględnia zjawisko przesklepienia. W przypadku występowania negatywnego przesklepienia, mając do czynienia z obiektami o dużych rozpiętościach, dochodzi do miejscowego dodatkowego obciążenia konstrukcji przepustu.

W trakcie wykonywania zasypki ponad kluczem konstrukcji odkształcenia skierowane są w dół (strefa A), czego efektem jest pozytywne przesklepienie. Powstające w ten sposób siły ścinające przeciwstawiają się przemieszczeniu gruntu nad odkształcaną konstrukcją.

W strefie B, gdzie odkształcenia konstrukcji skierowane są w przeciwnym kierunku, powstaje strefa przesklepienia negatywnego a co za tym idzie wzbudzone zostają naprężenia ścinające skierowane w dół (ryc. 2).



Ryc. 2. Strefy czynnego i biernego przesklepienia [8]

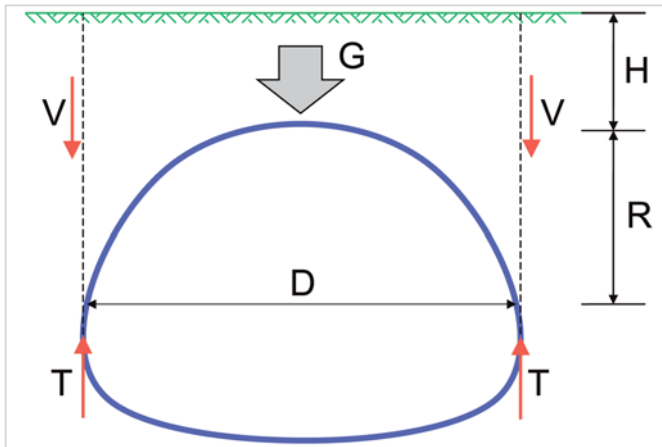
Maksymalną siłę T w ścianie przepustu, będącą sumą działającej siły ścinającej oraz ciężaru gruntu G znajdującego się nad konstrukcją, wyznacza się następująco:

$$T = G + V \quad (13)$$

gdzie:

G – ciężar gruntu (pokazany na ryc. 3), który z pewnym przybliżeniem wyznacza się z następującego wzoru:

- $G = \gamma D (H + 0,2R)$ (14)
- V – pionowa siła ścinająca:
 $V = 0,5S_{rn} \gamma (H + R)^2$ (15)
- H – wysokość naziomu
 γ – ciężar objętościowy gruntu
 S_{rn} – współczynnik tarcia biernego
 D – rozpiętość konstrukcji
 R – promień górnej krzywizny konstrukcji.



Ryc. 3. Równowaga sił pionowych w przepieście [8]

W efekcie przekształceń maksymalną siłę w ścianie przepustu wyznacza się z następującego wzoru:

$T = 0,5\gamma [D (H + 0,2R) + S_{rn} (H + R)^2]$ (16)

W tabeli 2 zestawiono i porównano wartości sił osiowych w konstrukcji o przekroju eliptycznym poziomym o rozpiętości = 10,78 m i zmiennym naziomie według czterech różnych metod. Promień krzywizny górnej części wynosił $R_t = 6,99$ m. Ciężar własny zasyпки przyjęto $\gamma = 20,0$ kN/m². Obliczenia wykonano dla trzech różnych współczynników szorstkości.

Tab. 2. Siła osiowa w przepieście o dużej rozpiętości liczona wg różnych metod [4]

Wysokość naziomu H [m]	Siła osiowa T [kN]					
	Aashto	Leonards	Duncan Drawsky	Vaslestad		
				R = 0,60	R = 0,80	R = 1,0
2	280	293	469	322	331	338
6	839	724	1103	814	838	856
10	1398	1155	1735	1336	1383	1422

Z tabeli 2 można wywnioskować, że wartości sił wewnętrznych w konstrukcji przepustu osiągają zbliżone wartości w metodzie Aashto i Vaslestad. Z analizy tej wynika również znaczna rozbieżność przy wyznaczaniu sił wewnętrznych w konstrukcjach gruntowo-powłokowych metodami analitycznymi.

2.3. Metoda Sundquista – Pettersona

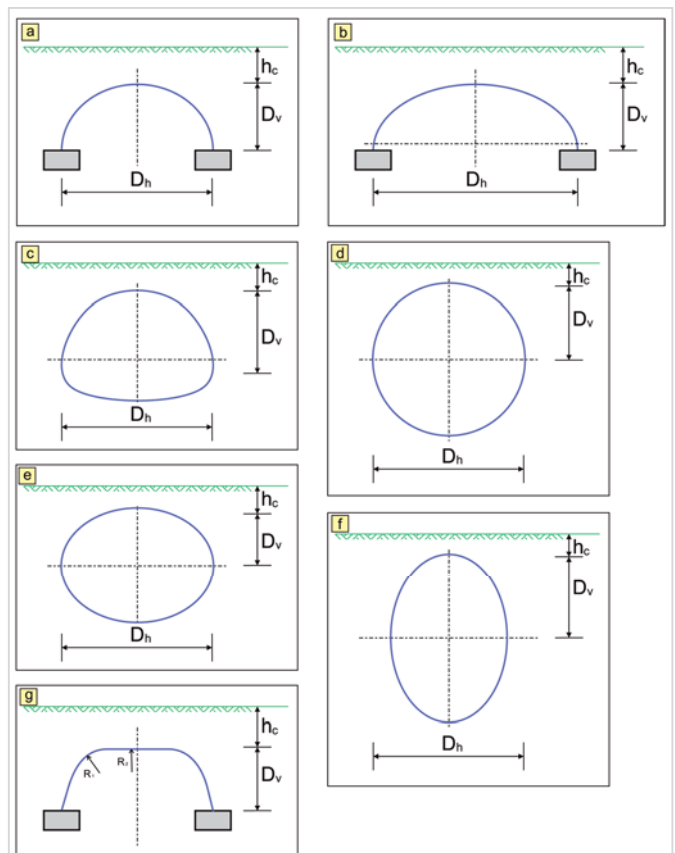
Metoda została stworzona do obliczeń podatnych konstrukcji z podatnych blach falistych przez Hakana Sundquista i Larsa Pettersona i opublikowana w 2000 r. Jest jedną z metod obliczeniowych uwzględniających największą liczbę możliwych parametrów, choć na podstawie doświadczeń autorów artykułu powinna być jeszcze dalej rozwijana.

Jest ona algorytmem opartym na wcześniejszych rozważaniach i metodach analitycznych, analizach geotechnicznych, badaniach terenowych obiektów rzeczywistych oraz założeniach teorii sprężystości dotyczących półprzestrzeni sprężystej [1]. Podstawą jej opracowania były badania na rzeczywistym modelu

konstrukcji typu MultiPlate wykonane w 1989 r. Analizowano wówczas zachowanie się tego typu obiektu dla wielu schematów obciążeń zmiennych, reakcję konstrukcji na wykonywanie zasyпки gruntowej, a także zjawisko przesklepienia oddziaływującego na obiekt. Jest to jedna z najnowszych analitycznych metod służąca do wymiarowania konstrukcji podatnych wykonywanych z blach stalowych. Odwołuje się do wielu norm i zaleceń w zakresie obciążeń i wymiarowania stosowanych w Europie. Należy do metod uniwersalnych, ponieważ umożliwia wymiarowanie konstrukcji o różnych przekrojach i wykonanych z różnych materiałów. Podstawowy model obliczeniowy został opracowany w taki sposób, aby można było analizować cały profil konstrukcji.

Jednak mimo swej wszechstronności, metoda ta wymaga spełnienia określonych warunków:

1. Rozpiętość konstrukcji musi być większa lub równa 2 m.
2. Grunt używany do zasypanywania konstrukcji musi gwarantować odpowiednią sztywność w stosunku do sztywności konstrukcji, a grunt posiadać odpowiedni wskaźnik zagęszczenia.
3. Grunt otaczający konstrukcję, tak samo jak ten służący do zasypanywania obiektu, musi spełniać określone wymagania, również zasyпка powinna zostać przygotowana w odpowiedni sposób.
4. Konstrukcja powinna być wykonana ze stosunkowo grubej blachy, aby wyeliminować możliwość wyboczenia.
5. Parametr sztywności konstrukcji powinien spełniać warunek: $\lambda_f \leq 100\ 000$.
6. Zakres stosowania metody jest ograniczony przez maksymalny wymiar oraz minimalną grubość zasyпки równą 0,6 m.
7. Metoda ma zastosowanie do następujących rodzajów przekrojów poprzecznych konstrukcji (ryc. 4):
 - łukowy o jednym promieniu, nazywany promieniem górnym



Ryc. 4. Kształty konstrukcji według metody Sundquista – Pettersona [4]

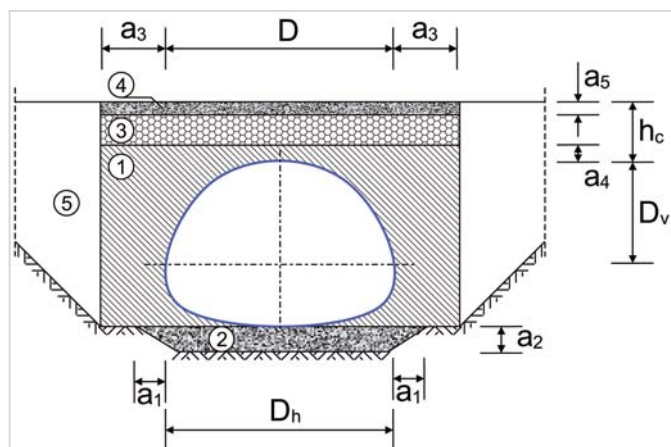
- łuki o dwóch różnych promieniach: górnym i promieniach narożnych
- łukowo-kołowy składający się z promienia górnego, dolnego i promieni narożnych
- kołowy o stałej wartości promienia
- eliptyczny poziomy
- eliptyczny pionowy
- skrzynkowy o dwóch różnych promieniach.

W momencie gdy przekrój poprzeczny przepustu spełnia wyżej wymienione wymagania, nie zachodzi potrzeba wykonywania obliczeń ze względu na wartość parcia ośrodka gruntowego w strefie naroży. Natomiast gdy konstrukcja nie spełnia zalecanych wymagań, konieczne jest sprawdzenie nacisku, jaki wywiera zasypka gruntowa na naroża oraz sprawdzenie ryzyka przemieszczeń mas ziemnych.

Ważnym elementem przy projektowaniu jest branie pod uwagę spadków poprzecznych lub podłużnych jezdni znajdującej się nad obiektem. Model obliczeniowy można stosować w momencie, gdy spadek podłużny niwelety nie przekracza 10%. Analizowana jest górna część konstrukcji, na którą obciążenie wywołane ruchem kołowym ma znaczący wpływ.

Opisywana metoda nakłada wymagania dotyczące rodzaju gruntu otaczającego konstrukcję. Przede wszystkim musi on posiadać wymaganą nośność i posiadać cechy gruntu niewysadzinowego.

Przy modelowaniu konstrukcji wyróżnia się pięć obszarów, dla których ustalone są wymagane parametry (ryc. 5).



Ryc. 5. Układ i charakterystyka warstw wokół konstrukcji [4]

Obszary zasypki, podlegają następującym wymaganiom:

a) Obszar 1 – nośność i odkształcenia gruntu badane są w odległości co najmniej 0,5 m od konstrukcji, szerokość a_3 minimalnie równa jest co najmniej połowie średnicy lub wartości 3 m, natomiast a_4 jest większe bądź równe 0,3 m.

b) Obszar 2 – $a_1 > 0,2$ m, $a_2 > 0,3$ m; grunty znajdujące się w obszarze pierwszym i drugim muszą spełniać jednakowe wymagania.

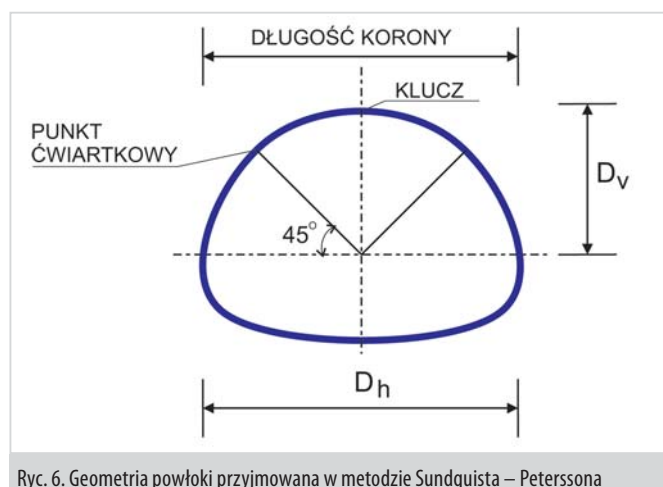
b) Obszar 3 – w tym przypadku konieczne jest określenie wartości ciężaru właściwego gruntu. W momencie gdy nad obiektem usytuowana jest droga kolejowa bądź kołowa, grunt musi spełniać ściśle określone wymagania.

c) Obszar 4 – w przypadku gdy grubość naziomu h_c jest mniejsza od 1,0 m, pod drogą musi być umieszczona warstwa gruntu nośnego o minimalnej grubości 0,3 m. Ciężar objętościowy gruntu wchodzących w skład naziomu oblicza się jako średnią arytmetyczną ciężarów objętościowych materiałów znajdujących się w obszarze 1, 3 i 4.

d) Obszar 5 – nie sformułowano specjalnych wymagań dotyczących gruntu.

Obiekty projektowane opisywaną metodą powinny być obliczane zgodnie z obowiązującymi zaleceniami i normami. Należy również dostosować się do zaleceń związanych z rodzajem materiału, z którego wykonana ma być konstrukcja. Przy wyznaczaniu parametrów obliczeniowych zakłada się, że materiał konstrukcyjny jest jednorodny na całej długości. Wówczas analizę obliczeniową sprowadza się do odcinka o długości 1,0 m.

W przypadku gdy następuje zmiana przekroju poprzecznego, każdy z przekrojów powinien być analizowany oddzielnie. Ważnym założeniem jest również prostopadłość działania obciążenia w stosunku do osi obiektu. Mając do czynienia z obciążeniami zmiennymi pochodzącymi od pojazdów, górną część obiektu można traktować oddzielnie i przeprowadzać jej analizę jak dla niezależnego elementu. Siłą, na którą projektuje się przekrój, jest siła tnąca. Zakłada się również, że w sklepieniu obiektu działa siła osiowa o stałej wartości, a momenty zginające wywołane obciążeniem zmiennym w 50% mają wartość dodatnią, a w 50% ujemną. Rozkład momentów zginających powstałych w trakcie wykonywania zasypki obiektu jest przeciwnego znaku niż moment wygenerowany obciążeniami zmiennymi. Największy moment rozciągający powłokę po stronie wewnętrznej powstaje w tzw. punkcie ćwiartkowym konstrukcji, a maksymalny moment rozciągający zewnętrzną powłokę występuje w kluczu konstrukcji (ryc. 6).



Ryc. 6. Geometria powłoki przyjmowana w metodzie Sundquista – Peterssona

Wartość siły osiowej występującej w powłoce wywołanej ciężarem gruntu znajdującego się ponad nią określona jest wzorem:

$$N_s = 0,2(H/D_H) \gamma_l D_H^2 + S_{ar} [0,9(h_{c,red}/D_H) - 0,5x(h_{c,red}/D_H)(H/D_H)] \gamma_{cv} D_H^2 \quad (17)$$

gdzie:

- H – odległość od linii wyznaczającej maksymalną rozpiętość konstrukcji a kluczem
- γ_{cv} – ciężar objętościowy gruntu nad obiektem
- D_h – rozpiętość konstrukcji
- γ_l – ciężar objętościowy zasypki do klucza obiektu
- S_{ar} – współczynnik przesklepienia
- $h_{c,red}$ – zredukowana wysokość warstwy gruntu ponad konstrukcją obliczana z wzoru:

$$h_{c,red} = h_c - \sigma_{szczyt} \quad (18)$$

Wypiętrzenie konstrukcji σ_{szczyt} podczas zasypywania wykopu można określić w przybliżeniu jako:

$$\sigma_{szczyt} = 0,015 \times D_h \quad (19)$$

Należy pamiętać, aby ciężar objętościowy gruntu przyjmować jako ciężar gruntu nienawodnionego, niezależnie od położenia poziomu wód gruntowych.

Metoda ta, jak już wspomniano, uwzględnia również zjawisko przesklepienia poprzez współczynnik przesklepienia S_{ar} , zakładając przy tym, że analizowana konstrukcja zostanie posadowiona na podłożu naturalnym lub sztywnym. Współczynnik przesklepienia wyznacza się z następującego wzoru:

$$S_{ar} = (1 - e^{-k}) / k \quad (20)$$

gdzie:

$$k = 2 S_v (h_c / D_h) \quad (21)$$

$$S_v = (0,8 \tan \varphi_{cv,d}) / [\sqrt{1 + \tan^2 \varphi_{cv,d} + 0,45 \tan(\varphi_{cv,d})^2}] \quad (22)$$

$$\tan \varphi_{cv,d} = \tan \varphi_{cv,k} / \gamma_n \gamma_m \quad (23)$$

gdzie:

$\tan \varphi_{cv,d}$ – obliczeniowa wartość kąta tarcia wewnętrznego dla warstwy materiału nad konstrukcją

$\tan \varphi_{cv,k}$ – charakterystyczna wartość kąta tarcia wewnętrznego dla materiału tworzącego warstwę nad konstrukcją

γ_n – częściowy współczynnik bezpieczeństwa związany z kategorią obiektu

γ_m – częściowy współczynnik bezpieczeństwa związany z rodzajem materiału, z którego wykonana jest konstrukcja.

W analizowanej konstrukcji wyznacza się również siły osiowe powstałe pod wpływem działania obciążenia ruchomego. Obciążenie to powoduje zwiększenie sił normalnych w konstrukcji. Obciążenie zmienne, bez względu na swój charakter, przelicza się na równoważne liniowe. Wartość siły normalnej działającej w powłoce jest zależna od stosunku zredukowanej wysokości warstwy gruntu ponad konstrukcją do rozpiętości obiektu, a mianowicie:

1. Przy stosunku $(h_{c,red} / D_h) \leq 0,25$:

$$N_t = P_{zm} + (D_h / 2) q \quad (24)$$

2. Przy stosunku $0,25 < (h_{c,red} / D_h) \leq 0,75$:

$$N_t = [1,25 - h_{c,red} / D_h] P_{zm} + (D_h / 2) q \quad (25)$$

3. Przy stosunku $0,75 < (h_{c,red} / D_h)$:

$$N_t = 0,5 P_{zm} + (D_h / 2) q \quad (26)$$

gdzie:

q – obciążenie powierzchniowe od obciążeń zmiennych.

Obciążenie skupione i liniowe przeliczone na równoważne obciążenie liniowe p_{zm} wyznacza się z następującego wzoru:

$$p_{zm} = [(\sigma h_c) / 2] \sigma_v \quad (27)$$

Zgodnie z normą mostową PN-85/S-10030, obiekty inżynierskie poddawane są działaniu obciążeń skupionych i równomiernie rozłożonych. W przypadku obciążenia liniowego p przyłożonego do półprzestrzeni sprężystej, naprężenia na głębokości s_v oblicza się następująco:

$$\sigma_v = 2p / \pi z \quad (28)$$

gdzie:

p – obciążenie liniowe działające na powierzchnię
 z – głębokość liczona od powierzchni przyłożenia obciążenia.

Natomiast dla obciążenia skupionego naprężenia na głębokości wynoszą:

$$\sigma_v = (3ph_c^2) / (2\pi s^3) \quad (29)$$

gdzie:

s – odległość między obciążeniem skupionym a aktualnym punktem obliczeniowym na głębokości h_c .

Po wyznaczeniu sił osiowych od poszczególnych rodzajów obciążenia, wyznaczana jest obliczeniowa siła osiowa. Sprawdza się następujące stany graniczne:

1. Stan graniczny użytkowania, w którym siła ma następującą wartość:

$$N_{d,s} = (\psi\gamma)_{s,s} N_s + (\psi\gamma)_{t,s} N_t \quad (30)$$

2. Stan graniczny nośności:

$$N_{d,u} = (\psi\gamma)_{s,u} N_s + (\psi\gamma)_{t,u} N_t \quad (31)$$

3. Obliczanie nośności zmęczeniowej:

$$\Delta N_{d,f} = (\psi\gamma)_{t,f} N_t \quad (32)$$

gdzie:

γ – częściowy współczynnik bezpieczeństwa

ψ – współczynnik redukcyjny

N_s – siła charakterystyczna powstała na skutek działania obciążenia stałego

N_t – siła charakterystyczna powstała na skutek działania obciążenia zmiennego

s, u, f – indeksy odpowiadające stanom granicznym kolejno: nośności, użytkowania, zmęczenia, dobrane według obowiązującej normy, w zależności od sprawdzanego stanu.

Momenty zginające wyznacza się również w zależności od obciążenia gruntem. Wprowadzony współczynnik l_f jest miarą zależności pomiędzy sztywnością powłoki a otaczającym ją gruntem i ma on znaczny wpływ na wartość momentów zginających. Wyznaczany jest z następującej zależności [1, 4]:

$$\lambda_f = E_s (D_h^3 / EI_s) \quad (33)$$

gdzie:

E_s – moduł sieciowy gruntu

EI_s – sztywność powłoki na zginanie, w której E jest modułem Younga materiału konstrukcji a I jej momentem bezwładności

D_h – rozpiętość konstrukcji.

Moment zginający M_s powstały na skutek parcia gruntu wyznacza się z wzoru [4]:

$$(M_s / \gamma_1 D_h^3) = f_1 f_d f_{2,sur} + S_{ar} (\gamma_{cv} / \gamma_1) (h_c / D_h) (R_t / R_s)^{0,75} f_1 f_{2,sur} \quad (34)$$

gdzie:

D_h – rozpiętość konstrukcji

γ_{cv} – średni ciężar objętościowy gruntu nad kluczem konstrukcji

γ_1 – ciężar objętościowy gruntu do klucza konstrukcji

f_1 – współczynnik wyznaczany z następujących zależności:

- dla $0,2 < H/D_h \leq 0,35$

$$f_1 = [0,67 + 0,87 (H/D_h - 0,2)] \quad (35)$$
 - dla $0,35 < H/D_h \leq 0,5$

$$f_1 = [0,80 + 1,33(H/D_h - 0,35)] \quad (36)$$
 - dla $0,5 < H/D_h \leq 0,6$

$$f_1 = 2,0 (H/D_h) \quad (37)$$
- H – odległość od linii wyznaczającej maksymalną rozpiętość do korony konstrukcji
 f_1 – współczynnik obliczany z następującego wzoru:
- dla $l_f \leq 5000$

$$f_2 = 0,0046 - 0,001 \log_{10} (l_f) \quad (38)$$
 - dla pozostałych wartości l_f

$$f_{2,sur} = 0,0009 \quad (39)$$
- f_δ – współczynnik obliczany z wzoru:
- $$f_\delta = 6,67 (H/D_h) - 1,33 \quad (40)$$

W analizowanej konstrukcji wyznacza się również momenty zginające powstałe pod wpływem oddziaływania obciążenia ruchomego:

$$M_t = f_4 f_4' f_4'' f_4^{IV} + D_h p_{zm} + S_{ar} (R_t/R_s)^{0,75} S_{ar} f_1 f_{2,sur} q D_h \quad (41)$$

gdzie:

$$f_4' = 0,65 [1 - 0,2 \log_{10} (\lambda_r)]$$

$$(\lambda_r \leq 100000 \Rightarrow [0,120(1 - 0,15 \log_{10} (\lambda_r))], \lambda_r > 100000 \Rightarrow 0,030)$$

$$f_4'' = (h_c/D_h)^{-0,75}$$

$$f_4^{IV} = (R_t/R_s)$$

R_t – promień w kluczu
 R_s – promień w narożu.

Po wyznaczeniu momentów zginających od poszczególnych rodzajów obciążenia, wyznaczany jest obliczeniowy moment zginający. Moment ten zmienia swoją wartość i kierunek w różnych punktach analizowanego przekroju.

W przypadku oddziaływania momentów zginających należy sprawdzić następujące stany graniczne:

1. Stan graniczny użytkowania w którym moment zginający ma następującą wartość:

$$M_{d,s} = (\psi\gamma)^{max}_{s,s} M_s + (\psi\gamma)^{max}_{t,s} (M_t/2) \quad (42)$$

2. Stan graniczny nośności:

$$M_{d,u} = (\psi\gamma)^{min}_{s,u} (-M_s) + (\psi\gamma)^{min}_{t,u} M_t \quad (43)$$

3. Obliczanie nośności zmęczeniowej:

$$\Delta M_{d,f} = (\psi\gamma)_{t,f} M_t 1,5 \quad (44)$$

gdzie:

- γ – częściowy współczynnik bezpieczeństwa
- ψ – współczynnik redukcyjny
- M_s – moment charakterystyczny powstały na skutek działania obciążenia stałego
- M_t – moment charakterystyczny powstały na skutek działania obciążenia zmiennego.

Zgodnie z [4], podczas projektowania konstrukcji z blach falistych należy sprawdzić:

- Stan graniczny użytkowania:
- sprawdzenie deformacji kształtu konstrukcji

– obliczenie osiadania gruntu wokół konstrukcji (obliczenia te powinny być przedmiotem opracowania dokumentacji geotechnicznych).

Stany graniczne nośności:

- sprawdzenie, czy w górnej części konstrukcji nie powstanie przegub plastyczny lub mechanizm łańcucha kinematycznego
 - sprawdzenie odkształceń korony konstrukcji
 - sprawdzenie współczynnika bezpieczeństwa dla połączeń śrubowych
 - sprawdzenie bezpieczeństwa na wyboczenie (jako uzupełnienie sprawdzenia warunku wyczerpania nośności przez powstanie przegubu plastycznego).
- Inne warunki:
- sprawdzenie, czy konstrukcja wykazuje wystarczającą sztywność podczas montażu, eksploatacji itp. (*handling stiffness*),
 - sprawdzenie parcia gruntu na konstrukcję w narożach (strefa pachwinowa)
 - sprawdzenie stateczności gruntu nad konstrukcją
 - sprawdzenie nośności fundamentów betonowych (dla konstrukcji łukowych).

Po wyznaczeniu wartości sił wewnętrznych w postaci sił osiowych N_s i N_t oraz momentów zginających M_s i M_t można wyznaczyć wartość naprężeń w analizowanym punkcie obiektu. Do wymiarowania obiektów stosuje się maksymalne wartości sił wewnętrznych, policzonych osobno i pochodzących od obciążenia stałego i zmiennego. Stan graniczny użytkowania ze względu na uplastycznienie sprawdzić można za pomocą wzoru Naviera [1] Sprawdza się w tym przypadku, czy naprężenia obliczone w kluczu konstrukcji nie przekraczają granicy plastyczności materiału powłoki f_{yd} .

$$\sigma = (N_{d,s}/A_{st}) + (M_{d,s}/W_t) < f_{yd} \quad (45)$$

gdzie:

- $N_{d,s}$ – siła osiowa wyznaczona w stanie użytkowania
- $M_{d,s}$ – moment zginający wyznaczona w stanie użytkowania
- W_t – wskaźnik wytrzymałości przekroju
- A_{st} – pole powierzchni przekroju poprzecznego
- f_{yd} – granica plastyczności.

Niniejsza metoda daje również możliwość sprawdzenia naprężeń w najbardziej narażonym na działanie agresywnego środowiska korozyjnego obszarze konstrukcji, tj. w strefie dolnej. Przy analizowaniu strefy dolnej wpływ momentu zginającego jest pomijany natomiast działanie sił osiowych sprawdza się z następującego warunku [5]:

$$N_d < f_{yd} A_{s2} \quad (46)$$

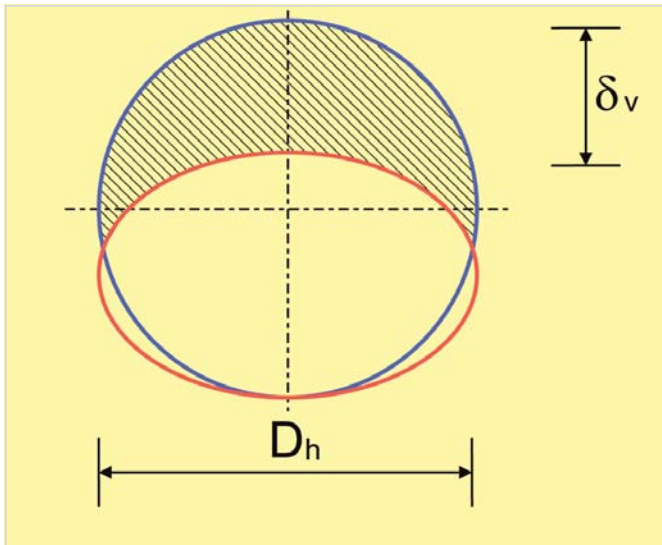
gdzie:

- A_{s2} – powierzchnia przekroju ścianki konstrukcji na jednostkę szerokości
- f_{yd} – granica plastyczności
- N_d – działająca siła osiowa.

2.4. Metoda skandynawska. Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe przepustów wykonanych z tworzyw sztucznych

Obiekty wykonane z tworzyw PEHD, PE i PP, w terminologii inżynierskiej nazywane elastycznymi, pod wpływem obciążenia pionowego odkształcają się bez zmian strukturalnych, przy-

mując kształt zbliżony do elipsy (ryc. 7). Odształcająca się rura wywiera nacisk na grunt, wywołując odpór gruntu i zmniejszając wartość momentów zginających działających w ścianie rury. Oddziaływanie naciskowe otaczającego konstrukcję gruntu na rurę zależy od wielkości działającego obciążenia pionowego oraz od rodzaju gruntu i jego sztywności. Występuje tu zależność pomiędzy odporem gruntu a odkształceniami (ugięciem) rury, a mianowicie: im większy odpór, tym odkształcenia powłoki wywołane obciążeniem będą mniejsze. Można również powiedzieć, że im rura ma większą sztywność obwodową, tym w mniejszym stopniu poddaje się współpracy mechanicznej z ośrodkiem gruntowym. Przy takiej współpracy istnieje mniejsze ryzyko, że zostanie przekroczony maksymalne ugięcie rury [5].



Ryc. 7. Odształcenie się konstrukcji rury pod wpływem oddziaływania obciążenia pionowego

Opisywana metoda jest metodą analityczną, opracowaną do projektowania rur z tworzyw sztucznych (termoplastycznych), zagłębionych w gruncie pod względem statyczno-wytrzymałościowym. Pierwotnie metoda ta miała służyć do obliczania przewodów kanalizacyjnych, jednak po skorygowaniu techniki projektowania może być stosowana do projektowania przepustów wykonanych z tworzyw sztucznych [7].

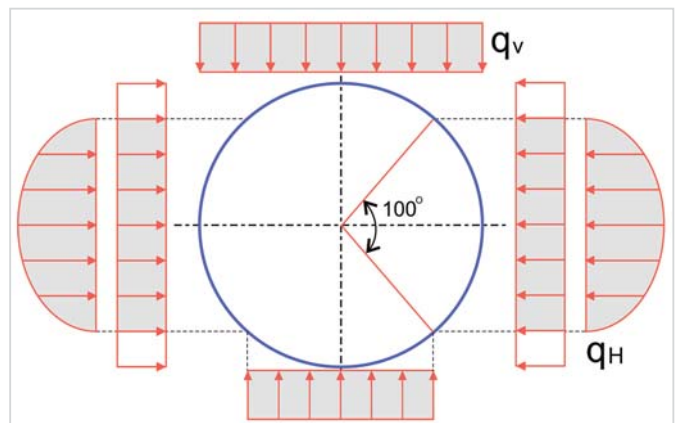
Wytrzymałość rur elastycznych układanych w wykopie można obliczać na bazie metody stanów granicznych:

- Stan graniczny nośności – sprawdza się przez porównanie naprężeń krytycznych, powodujących utratę stateczności na skutek wyoboczenia z naprężeniami ściskającymi od obciążeń obliczeniowych oraz przez porównanie odkształcenia względnego, spowodowanego ugięciem się rury pod wpływem działania obciążenia z odkształceniem, które można dopuścić.
- Stan graniczny użytkowania – polega na sprawdzeniu przez porównanie deformacji powstałych na skutek działania obciążeń z dopuszczalnymi deformacjami.

Geometryczne dane i model rozkładu parcia gruntu na obiekt przedstawiono na rycinie 8.

Podstawowym kryterium wymiarowania według opisywanej metody jest krótkotrwałe odkształcenie, czyli ugięcie powstałe zaraz po zasypaniu wykopu, w którym znajduje się rura. Metoda skandynawska zakłada, że względne ugięcie krótkotrwałe nie przekroczy 3%.

Z wieloletnich obserwacji terenowych wynika, że znaczna część ugięcia spowodowana jest pracami wykonawczymi, dlatego też jedna ze składowych równania uwzględnia ugięcia



Ryc. 8. Model rozkładu parcia gruntu według metody skandynawskiej [7]

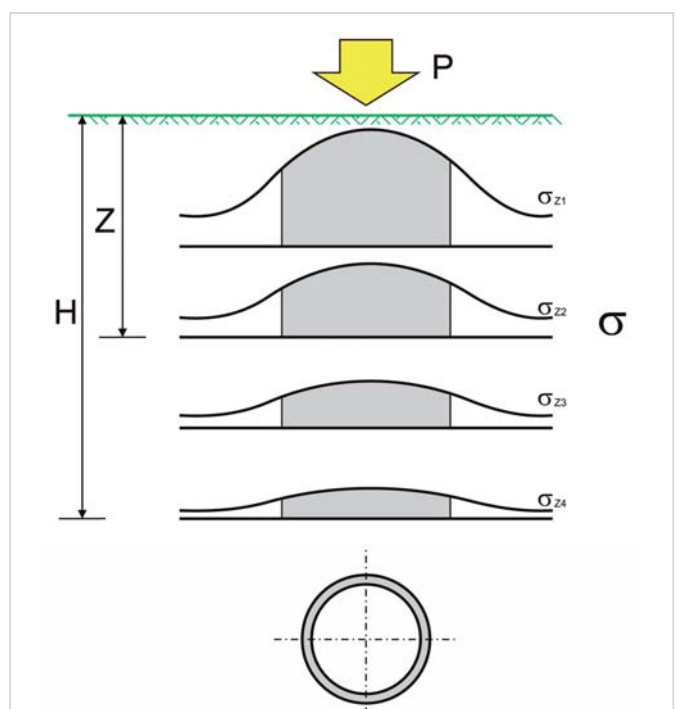
wynikające z zastosowanej metody montażu oraz warunków podłoża. Równanie, z którego wyznacza się to ugięcie, ma następującą postać [5]:

$$(\delta/D_{hM}) = (\delta/D_{hq}) + I_r + B_f \quad (47)$$

gdzie:

- (δ/D_{hM}) – całkowite względne ugięcie krótkotrwałe [%]
- (δ/D_{hq}) – składowa ugięcia konstrukcji pod wpływem działania ciężaru własnego gruntu i obciążeń zmiennych [%]
- D_h – średnica wewnętrzna obiektu [m]
- I_r – składowa ugięcia rury wynikająca z metody montażu [%]
- B_f – składowa ugięcia rury wynikająca z warunków posadowienia.

Składowa ugięcia konstrukcji (δ/D_{hq}) pochodzi od obciążenia gruntem oraz od obciążeń zmiennych, czyli obciążeń wywołanych ruchem. Obciążenie ruchem należy przyjmować zgodnie z obowiązującymi normami. Przy obliczaniu naprężeń od obciążeń zewnętrznych stosowana jest teoria sprężystości Boussinesqa, według której obciążenia rozkładają się jak na schemacie przedstawionym na rycinie 9.



Ryc. 9. Schemat rozkładu naprężeń w gruncie według Boussinesqa

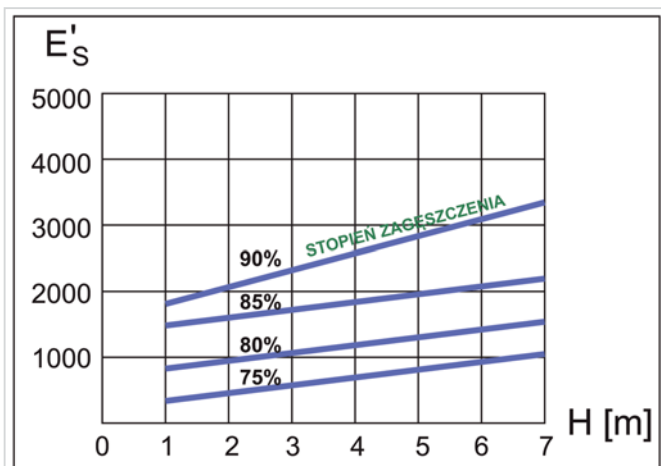
Maksymalne ugięcie początkowe, wywołane przez ciężar gruntu i obciążenie komunikacyjne, może być obliczone z następującego wzoru:

$$(d/D_r)_q = q [(C b_1 - 0,083 K_0) / (8 S_R + 0,061 E'_s)] \quad (48)$$

gdzie:

- C – współczynnik obciążenia, zwykle przyjmowany 1,0
- b_1 – współczynnik rozkładu obciążenia, zwykle przyjmuje się 0,083
- K_0 – współczynnik parcia gruntu, zwykle przyjmowany 0,5
- S_R – sztywność obwodowa rury
- E'_s – moduł sieczny gruntu.

Do obliczeń odkształcenia względnego konstrukcji wykorzystuje się moduł sieczny gruntu, zależny od jego stopnia zagęszczenia i od efektywnego parcia gruntu. Moduł sieczny ustala się na podstawie badań w aparacie cylindrycznym. Na rycinie 10 podano minimalne wartości modułu siecznego dla gruntów sypkich [5].



Ryc. 10. Moduł sieczny gruntu dla zasypki z materiałów sypkich [5]

Ostatecznie składnik równania wywołany działaniem ciężaru gruntu i obciążeniem zmiennym przyjmuje postać:

$$(\delta/D_r)_q = 0,083q / (16S_R + 0,122 E'_s) \quad (49)$$

Sumaryczne obciążenie od ciężaru gruntu i obciążeń komunikacyjnych q należy obliczyć z następującego równania [5]:

$$q = q_v + q_{tr} \quad (50)$$

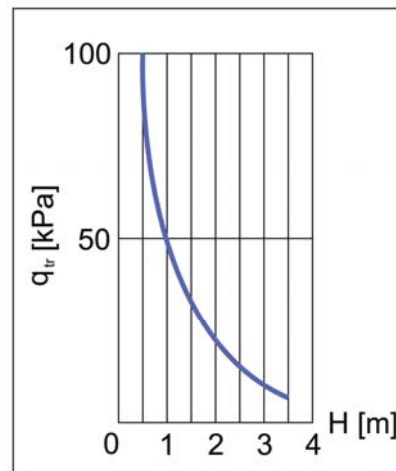
gdzie:

- q_v – obciążenie wywołane ciężarem własnym gruntu znajdującym się nad konstrukcją

$$q_v = \gamma_0 H \quad (51)$$

gdzie:

- H – miąższość warstwy zasypki obiektu wraz z grubością nawierzchni drogowej
- γ_0 – ciężar właściwy gruntu użytego do zasypki
- q_{tr} – obciążenie działające na zagłębioną rurę od pojazdów, w zależności od zagłębienia rury według szwedzkiej normy, można odczytać z następującego wykresu (ryc. 11) [5]:



Ryc. 11. Obciążenie komunikacyjne w zależności od zagłębienia rury H według normy szwedzkiej. Wykres dla obciążenia ciężkiego (typ 2). Wartości na wykresie uwzględniają współczynnik dynamiczny 1,75 [5]

W przypadku gdy nie ma możliwości uzyskania dokładnych danych, do obliczeń można przyjąć $\gamma_0 = 18,0 \text{ kN/m}^3$ dla gruntów położonych powyżej poziomu wód gruntowych, natomiast poniżej wód gruntowych $\gamma_0 = 11,0 \text{ kN/m}^3$. W tym drugim przypadku należy uwzględnić także wpływ hydrostatycznego parcia wody.

Na wartość składowych montażu l_f i podłoża B_f wpłynęły następujące czynniki: natężenie ruchu podczas budowy, rzeczywisty kształt wykopu, jakość dna wykopu, jakość wykonawstwa, umiejętności ekipy budowlanej.

W tabelach 3 i 4 podano orientacyjne wartości składowych ugięcia l_f i B_f zalecane dla wykopów wypełnionych materiałem sypkim. Zostały one wyznaczone na podstawie wielu analiz pomiarów ugięć rury wykonanej z tworzywa sztucznego [5].

Tab. 3. Orientacyjne wartości l_f

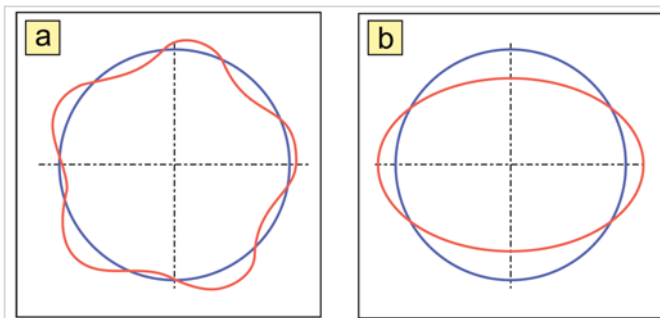
Orientacyjne wartości składowej montażu rury l_f	
Metoda montażu	Składowa montażu l_f [%]
Rura w wykopach stopniowych – bez nadzoru – z nadzorem	1–2 0
Duże obciążenie ruchem pojazdów budowlanych	1–2
Zagęszczenie zasypki wykopu powyżej rury przy pomocy ciężkiego sprzętu	0–1

Tab. 4. Orientacyjne wartości B_f

Orientacyjne wartości składowej montażu rury B_f		
Jakość podłoża	Składowa podłoża B_f [%]	
	Wykonawstwo	
	Staranne	Zwykłe
Bez nadzoru: – bez kamieni – grunt z kamieniami i głazami	2	4
	3	5
Z nadzorem: – bez kamieni – z kamieniami	1	2
	2	3

Podstawowym stanem granicznym sprawdzanym w opisywanej metodzie jest stan graniczny nośności, a dokładniej

sprawdzenie warunku wybozeniowego obciążonej rury za-
głębionej w gruncie. Pod wpływem nacisku wywieranego
przez grunt powstają siły ściskające działające obwodowo na
ściankę rury. W przypadku gdy siły te mają dużą wartość,
mogą spowodować uszkodzenia powstałe w wyniku wybo-
czenia ścianki przepustu. Osadzenie obiektu w zagęszczo-
nym gruncie znacznie zwiększa jej odporność na wyboczenia,
występujące w formie drobnych fal (ryc. 12a). Natomiast gdy
obiekt otacza grunt luźny, to odporność na wyboczenia jest
mniejsza, a więc występują one w kształcie mniej lub bardziej
eliptycznym (ryc. 12b).



Ryc. 12. Geometria wyboczenia obciążonej rury: a) grunt silnie zagęszczony, b) grunt luźny [5]

Ze względu na możliwość wystąpienia wyboczenia, dozwolone parcie gruntów może być obliczone zgodnie z poniższym równaniem:

$$q_{dop} = 5,63 / F \sqrt{S_R E'_t} \quad (52)$$

gdzie:

- E'_t – moduł styczny gruntu: $E'_t = 2 E'_s$
- E'_s – moduł sieczny gruntu
- F – współczynnik bezpieczeństwa przyjmowany 2
- S_R – sztywność obwodowa rury.

W przypadku gdy rura otoczona jest gruntem luźnym, takim jak muł, glina czy ił, dopuszczalne zewnętrzne parcie gruntu oblicza się z następującego wzoru [7]:

$$q_{dop} = (24,0 S_R / F) + 2E'_t / 3F \quad (53)$$

Pod warunkiem, że spełniona jest następująca zależność:

$$S_R > 0,0275E'_t \quad (54)$$

Mając do czynienia z obiektami o małej sztywności obwodowej, układanymi na niewielkich głębokościach, na które działają obciążenia wywołane ruchem pojazdów, dodatkowo powinno się sprawdzić, czy obciążenie rzeczywiste jest mniejsze od wybozeniowego wyznaczonego z następującego równania [5].

$$q_{dop} \leq 64,0 S_R / (1+3,5\delta/D_h)^2 \quad (55)$$

3. Podsumowanie

Pełne podsumowanie na temat obliczeń konstrukcji przepustów autorzy planują, tak jak już wcześniej powiedziano, zamieścić po całościowym przedstawieniu tytułowego zagadnienia, czyli na zakończenie części V.

Bazując na przedstawionych w artykule metodach, tym razem nowych, można również zauważyć dużą różnicę w ich podejściu do analiz obliczeniowych. Podobnie jak w metodach tradycyj-

nych, uwzględniają one bądź też pomijają wiele parametrów o różnym znaczeniu.

TRADYCYJNIE ZAPRASZAMY DO ZAPOZNANIA SIĘ Z NASTĘPNYM ARTYKUŁEM, KTÓRY ZOSTANIE ZAMIESZCZONY W KOLEJNYM NUMERZE „NOWOCZESNEGO BUDOWNICTWA INŻYNIERYJNEGO” I BĘDZIE STANOWIŁ KONTYNUACJĘ TEMATYKI PODJĘTEJ W NINIEJSZYCH ARTYKUŁACH.

Literatura

- Antoniszyn G.: *Mostowe konstrukcje gruntowo-powłokowe. Siły wewnętrzne w powłokach mostów gruntowo-powłokowych typu SUPER-COR*. „Geoinżynieria. Drogi, Mosty, Tunele” 2008, nr 3.
- Bęben D., Mańko Z.: *Problemy projektowe i wykonawcze związane z gruntowo-stalowymi obiektami mostowymi*. „Geoinżynieria. Drogi, Mosty, Tunele” 2009, nr 1.
- Frydrychowska K., Kozińska K.: *Metody wzmacniania przepustów komunikacyjnych*. Praca magisterska w specjalności drogowo-mostowej wykonana pod kierunkiem prof. UZ A. Wysokowskiego. Uniwersytet Zielonogórski. Zielona Góra 2009.
- Janusz L., Madaj A.: *Obiekty inżynierskie z blach falistych. Projektowanie i wykonawstwo*. WKŁ. Wrocław 2007.
- Jasiński W., Łęgosz A., Nowak A., Pryga-Szulc A., Wysokowski A.: *Zalecenia projektowe i technologiczne dla podatnych drogowych konstrukcji inżynierskich z tworzyw sztucznych*. GDDKiA – IBDiM Żmigród 2006.
- Katalog konstrukcji przepustów i przejść dla zwierząt w infrastrukturze komunikacyjnej firmy Hobas*. Raport nr R/01708/W. Infrastruktura Komunikacyjna Sp. z o.o. Żmigród, czerwiec 2008.
- Kolonko A., Madryś C., Wysocki L.: *Konstrukcje przewodów kanalizacyjnych*. Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej. Wrocław 2002.
- Kunecki B.: *Zachowanie się ortotropowych powłok walcowych w ośrodku gruntowym pod statycznym i dynamicznym obciążeniem zewnętrznym*. Rozprawa doktorska, Instytut Budownictwa Politechnika Wroclawska, Raport serii PRE nr 14/2006. Wrocław 2006.
- Machelski C.: *Modelowanie mostowych konstrukcji gruntowo-powłokowych*. Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne. Wrocław 2008.
- Rowińska W., Wysokowski A., Pryga A.: *Zalecenia projektowe i technologiczne dla podatnych konstrukcji inżynierskich z blach falistych*. GDDKiA – IBDiM, Żmigród 2004.
- Vaslestad J.: *Soil Structure Interaction of Buried Culverts*. Rozprawa doktorska, Department of Civil Engineering, Norwegian Institute of Technology, Trondheim 1990.
- Wysokowski A., Howis J.: *Przepusty w infrastrukturze komunikacyjnej – cz. 1. Artykuł wprowadzający*. „Nowoczesne Budownictwo Inżynierskie” 2008, nr 2 (17), s. 52–56; *cz. 2. Aspekty prawne projektowania, budowy i utrzymania przepustów*, nr 3 (18), s. 68–73; *cz. 3. Przepusty tradycyjne*, nr 4 (19), s. 54–59; *cz. 4. Przepusty nowoczesne*, nr 5 (21), s. 84–88; *cz. 5. Przepusty jako przejścia dla zwierząt*, 2009, nr 1 (22), s. 70–75; *cz. 6. Materiały do budowy przepustów – cz. I*, nr 3 (24), s. 99–104; *cz. II*, nr 5 (26), s. 36–43; *cz. 7. Metody obliczeń konstrukcji przepustów – cz. I. Ogólne zasady obliczeń*, 2010, nr 2 (29), s. 88–95; *cz. 8. Metody obliczeń konstrukcji przepustów – cz. II. Tradycyjne metody obliczeń*, 2010, nr 3 (30), s. 96–103.

