



Fundusze Europejskie
dla Rozwoju Społecznego



Rzeczpospolita
Polska

Dofinansowane przez
Unię Europejską



Politechnika Świętokrzyska
Wydział Inżynierii Środowiska Geodezji i Energetyki
Odnawialnej

Kierunek studiów:
Inżynieria środowiska

Emilia Kuliczowska, Anna Parka

Materiały dydaktyczne do przedmiotu

ODNOWA SIECI

opracowane w ramach realizacji Projektu
**„Dostosowanie kształcenia
w Politechnice Świętokrzyskiej do potrzeb
współczesnej gospodarki”**
FERS.01.05-IP.08-0234/23

Kielce, 2025





Spis treści

1. Renowacja i rekonstrukcja przewodów utwardzanymi powłokami żywicznymi.....	5
1.1. Uwagi wstępne	5
1.2. Rodzaj materiałów tekstylnych nasączanych żywicą.....	5
1.3. Rodzaj żywic stosowanych do nasączania włókien, mat i tkanin.....	6
1.4. Rodzaj folii ochronnych	6
1.5. Sposoby nasączania powłok żywicznych	6
1.6. Sposoby instalacji powłok nasączonych żywicami	7
1.7. Sposoby utwardzania powłok żywicznych	7
1.8. Inne czynniki różniące technologie utwardzanymi powłokami żywicznymi	8
2. Technologie nawojowe z zastosowaniem użebrowanych taśm spiralnie zwijanych tworzących powłokę rurową.....	8
2.1. Opis technologii	8
2.2. Odmiany technologii powłok spiralnie zwijanych	8
3. Renowacja przewodów kanalizacyjnych metodą Trolining.....	9
3.1. Uwagi wstępne	9
3.2. Odmiany technologii Trolining	9
4. Technologie ciasnopasowane z zastosowaniem rur PE i PVC	10
4.1. Uwagi wstępne	10
4.2. Renowacja lub rekonstrukcja przewodów rurami zdeformowanymi fabrycznie	10
4.3. Renowacja lub rekonstrukcja przewodów rurami o przekroju zredukowanym bezpośrednio przed ich wprowadzeniem do odnawianego przewodu.....	11
5. Obliczenia hydrauliczne przewodów kanalizacyjnych i wodociągowych poddawanych bezwykopowej rehabilitacji.....	11
5.1. Uwagi wstępne	11
5.2. Przykład obliczeń hydraulicznych dla przewodu kanalizacyjnego poddanego bezwykopowej renowacji kilkoma różnymi technologiami	12
5.3. Przykład obliczeń hydraulicznych dla przewodów wodociągowych poddanych bezwykopowej renowacji.....	13



6. Bezwykopowe naprawy kolektorów przełazowych oraz studzienek kanalizacyjnych i komór ...	16
6.1. Uwagi wstępne	16
6.2. Naprawy przełazowych kolektorów.....	16
6.3. Naprawy studzienek kanalizacyjnych i komór	17
7. Uwagi dotyczące wymiarowania powłok renowacyjnych i rekonstrukcyjnych wg wytycznych amerykańskich	18
8. Obciążenia wywierane na powłoki renowacyjne i rekonstrukcyjne.....	19
8.1. Obciążenia wywierane na powłoki renowacyjne.....	19
8.2. Obciążenia wywierane na powłoki rekonstrukcyjne	19
9. Projektowanie powłok żywicznych CIPP wg wytycznych amerykańskich ASTM F1216-07 (2007)	25
9.1. Projektowanie powłok żywicznych CIPP do renowacji grawitacyjnych przewodów kanalizacyjnych	25
9.2. Projektowanie powłok żywicznych CIPP do rekonstrukcji grawitacyjnych przewodów kanalizacyjnych	27
10. Projektowanie powłok Rib-Loc	28
11. Projektowanie powłok nieżywicznych stosowanych w długim reliningu	30
12. Obliczenia hydrauliczne przewodów kanalizacyjnych poddanych renowacji lub rekonstrukcji	37
12.1. Ustalenie zmiany przepustowości hydraulicznej przewodu po renowacji lub rekonstrukcji w oparciu o wzór Manninga	37
12.2. Ustalenie zmiany przepustowości hydraulicznej przewodu kanalizacyjnego po renowacji lub rekonstrukcji w oparciu o zmodyfikowany wzór Manninga .	39
12.3. Ustalenie zmiany przepustowości hydraulicznej przewodu kanalizacyjnego po renowacji lub rekonstrukcji w oparciu o wzór Prandtla-Colebrooke'a ...	40
12.4. Ustalenie zmiany przepustowości hydraulicznej przewodu kanalizacyjnego po renowacji lub rekonstrukcji w oparciu o wzór Hazena-Williamsa.....	42
13. Przykłady obliczeniowe	44
Pojęcia i definicje	67
Literatura.....	68



Fundusze Europejskie
dla Rozwoju Społecznego



Rzeczpospolita
Polska

Dofinansowane przez
Unię Europejską



Materiały dydaktyczne objęte licencją Creative Commons BY 4.0.

Licencja dostępna pod adresem: <https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>



1. Renowacja i rekonstrukcja przewodów utwardzanymi powłokami żywicznymi

1.1. Uwagi wstępne

Technologia utwardzanych powłok żywicznych polega na wprowadzeniu do odnawianego przewodu zaimpregnowanej żywicą powłoki z materiału tekstylnego, którą wypełnia się np. wodą lub sprężonym powietrzem, aby ściśle przylegała do ścianki odnawianego przewodu, a następnie utwardza się poprzez recyrkulację gorącej wody, pary wodnej, wykorzystując naświetlanie promieniami ultrafioletowymi lub lampami LED (Kulickowski A. i in. 2010).

Technologie utwardzanych powłok żywicznych różnią się bardzo wieloma czynnikami, w tym m.in.:

- rodzajem materiałów tekstylnych nasączanych żywicami,
- rodzajem żywic stosowanych do nasączania materiałów tekstylnych,
- rodzajem folii ochronnych,
- sposobami nasączania powłok żywicznych,
- sposobami instalacji powłok nasączonych żywicami,
- sposobami utwardzania powłok żywicznych,
- oraz szeregiem innych czynników, takich np. jak zakres średnic stosowanych powłok, maksymalne długości jednorazowo instalowanych powłok czy parametrami wytrzymałościowymi utwardzonych powłok.

1.2. Rodzaj materiałów tekstylnych nasączanych żywicą

Do materiałów tekstylnych nasączanych żywicą (Kulickowski A. i in. 2010) należą:

- włókniny filcowe,
- kompozyty filcowe wzmacniane włóknami: szklanymi, aramidowymi, węglowymi, jednocześnie szklanymi i węglowymi,
- maty kompozytowe z włókien szklanych,
- tkane kompozyty na bazie szkła,
- kompleksowo wzmocnione kompozyty szklane, kompozyty na bazie włókien węglowych.



1.3. Rodzaj żywic stosowanych do nasączania włókien, mat i tkanin

Do impregnacji włókien, mat i tkanin stosowane są głównie żywice poliestrowe, epoksydowe i winyloestrowe, a opcjonalnie mogą być także używane żywice bisfenolowe, akrylowe lub zmodyfikowane poliestry nienasycone (Kuliczkowski A. i in. 2010).

Najczęściej są stosowane, głównie ze względów ekonomicznych, nienasycone poliestry. Nadają one tworzonej powłoce konstrukcyjnej wysoki moduł elastyczności, dobre własności mechaniczne przy działaniu sił rozciągających oraz uodporniają ją na działanie większości kwasów zawartych w ściekach miejskich, zwłaszcza kwasu siarkowego. Zwiększenie elastyczności utwardzanej powłoki możliwe jest poprzez zastosowanie zmodyfikowanej postaci poliestrów nienasyconych, powstających poprzez dodanie specjalnych komponentów.

Pozostałe typy żywic stosuje się w warunkach podwyższonego zagrożenia korozyjnego, głównie przy działaniu ścieków przemysłowych. Żywice epoksydowe charakteryzują się zwiększoną odpornością chemiczną, przede wszystkim przeciw substancjom żrącym i rozpuszczalnikom. Dodatkowym ich atutem jest możliwość stosowania ich przy podwyższonej temperaturze ścieków.

1.4. Rodzaj folii ochronnych

Utwardzane powłoki żywiczne są osłaniane foliami przed szkodliwym działaniem transportowanych mediów, wpływem wód gruntowych bądź wpływem wilgoci na utwardzanie żywicy podczas prac instalacyjnych. Takie osłony mogą mieć charakter czasowy, bądź trwały. Folie mogą być umieszczane po obu stronach powłoki oraz między jej warstwami. Stosowanie ich nie jest obligatoryjne. Najczęściej stosowanymi tworzywami do produkcji folii ochronnych są elastomery poliuretanowe, poliestrowe, polietylenowe oraz rzadziej – poliamidowe oraz plastyfikowany PVC (Kuliczkowski A. i in. 2010).

1.5. Sposoby nasączania powłok żywicznych

Powłoki tekstylne są nasączone żywicą fabrycznie lub na placu budowy bezpośrednio przed wprowadzeniem powłoki nasączonej żywicą do wnętrza odnawianego przewodu. Nasączenie fabryczne powłok tekstylnych odbywa się w klimatyzowanych halach celem utrzymania jednolitej stałej temperatury w trakcie ich nasączania. Po dokonaniu próżniowania powłoki (zassania znajdującego się w niej powietrza) następuje proces nasączania, a nasączona powłoka przemieszcza się



między obrotowymi walcami, których zadaniem jest równomierne nasączenie powłoki ściśle określoną ilością żywicy. Następnie nasączona powłoka jest specjalnie układana z dodatkiem lodu między poszczególnymi warstwami, aby przedwcześnie nie rozpoczął się proces jej utwardzania. Paleta umieszczana jest następnie w kontenerze chłodniczym, gdzie w odpowiedniej temperaturze oczekuje na transport do miejsca jej wbudowania.

Czynności towarzyszące nasączeniu powłok tekstylnych na placu budowy bezpośrednio przed ich wprowadzeniem do odnawianego przewodu, podobnie jak przy nasączeniu fabrycznym, polegają kolejno na odsysaniu powietrza z tkaniny, zmieszaniu żywicy i utwardzacza, impregnacji powłoki żywicą, a następnie wprowadzenie jej np. do bębna inwersyjnego, za pomocą którego jest ona wprowadzona do odnawianego przewodu.

Innowacyjny sposób nasączenia powłok żywicznych stosowany jest w australijskim systemie Shieldliner. Zasada działania systemu Shieldliner polega na jednoczesnym wywijaniu nienasączonej powłoki i jej impregnacji wewnątrz przewodu poddawanego odnowie. Żywica podawana pod ciśnieniem zespala tkaninę powłokową z konstrukcją odnawianego przewodu, tworząc ciągłą powłokę (Kulickowski A. i in. 2010).

1.6. Sposoby instalacji powłok nasączonych żywicami

Jednym z czynników różniących technologie utwardzanych powłok żywicznych są sposoby ich wprowadzania do odnawianego przewodu. Elementem łączącym wszystkie sposoby jest konieczność dostępu do przewodu poddawanego odnowie, z obu jego końców (Kulickowski A. i in. 2010). Oznacza to konieczność wykonania wykopów w przypadku przewodów ciśnieniowych, natomiast w przypadku przewodów kanalizacyjnych w większości przypadków wykorzystuje się w tym celu istniejące studzienki kanalizacyjne.

Różnice występują w samym sposobie umieszczania powłoki w odnawianym przewodzie. Powłoki nasączone żywicą mogą być przeciągane przez odnawiany przewód przy użyciu wciągarki lub wprowadzane na zasadzie rewersji, wykorzystującej jako medium wywijające powłokę wodę lub sprężone powietrze. Każdorazowo, bez względu na zastosowaną metodę umieszczania powłoki żywicznej w przewodzie, etap ten jest poprzedzony wykonaniem inspekcji video.

Zanim powłoka zostanie wprowadzona, przewód jest starannie czyszczony. Po oczyszczeniu przewodu i ponownej inspekcji video możliwe jest wprowadzenie do niego powłoki żywicznej.

1.7. Sposoby utwardzania powłok żywicznych

Rozróżnia się następujące sposoby utwardzania powłok żywicznych:



- utwardzanie w warunkach otoczenia – „na zimno”,
- utwardzanie poprzez recyrkulację gorącej wody,
- utwardzanie poprzez recyrkulację strumienia pary,
- utwardzanie z wykorzystaniem promieni ultrafioletowych,
- naświetlanie lampami LED.

1.8. Inne czynniki różniące technologie utwardzanymi powłokami żywicznymi

Technologie utwardzanych powłok żywicznych różnią się między sobą, poza wyżej opisanymi czynnikami, również: zakresem średnic stosowanych powłok, sposobem łączenia końców powłok tekstylnych, maksymalną długością jednorazowo instalowanej powłoki, czasem utwardzania, parametrami wytrzymałościowymi powłok po ich utwardzeniu.

2. Technologie nawojowe z zastosowaniem uźebrowanych taśm spiralnie zwijanych tworzących powłokę rurową

2.1. Opis technologii

Zasada technologii renowacji kanałów uźebrowanymi taśmami polega na spiralnym zwijaniu profilu PVC o kształcie taśmy do wnętrza odnawianego przewodu tak, aby utworzył rurę o zadanej średnicy. Urządzenie służące do tego celu umieszczone jest w studzience kanalizacyjnej lub niewielkim wykopie początkowym. Proces zwijania odbywa się w trybie ciągłym od studzienki do studzienki. Powłoka jest tworzona na miejscu a profil taśmki jest dostarczany na plac budowy na bębnach (Kuliczkowski A. i in. 2010).

2.2. Odmiany technologii powłok spiralnie zwijanych

Technologie bezwykopowej renowacji przewodów kanalizacyjnych spiralnie zwijanymi uźebrowanymi taśmami, tworzącymi w ich wnętrzu nową powłokę rurową, znane są pod następującymi nazwami: Ersag, Rib Loc, Danby, SPR oraz SWP Wickelrohr. Najbardziej rozpowszechnioną jest technologia Rib Loc z jej nowymi odmianami: Expanda Pipe, Ribline, Ribsteel i Rotaloc. Metody te różnią się konstrukcją uźebrowanej taśmy oraz zakresem średnic wykonywanych powłok (Kuliczkowski A. i in. 2010).



3. Renowacja przewodów kanalizacyjnych metodą Trolining

3.1. Uwagi wstępne

Technologie, w których do renowacji przewodów stosowane są powłoki polietylenowe z kołeczkami dystansowymi wzmacniane iniektem znane są pod nazwami „Sure Grip” lub Trolining (Kuliczkowski A. i in. 2010). Jako wykładzinę stosuje się zwykle powłokę z polietylenu PE–HD lub polipropylenu, najczęściej o grubości 3mm, posiadającą występy kotwiące w liczbie 420szt./m² wykonane w trakcie procesu wytłaczania wykładziny. W technologii Trolining stosowane są powłoki Troliner wykonane z płyt PE-HD z kołeczkami dystansowymi o wysokościach 10mm dla przewodów o średnicach 200-400mm, 13mm o średnicach 400-800mm i 17mm o średnicach 800-1400mm. Na placu budowy elastyczna powłoka wprowadzana jest do uszkodzonego kanału poprzez istniejące studzienki kanalizacyjne za pomocą wciągarki. Następnie do jej wnętrza po obustronnym zamknięciu powłoki korkami gumowymi wpompowuje się wodę. Podczas pompowania wody następuje powrotne odkształcanie się powłoki i dostosowanie jej kształtu do przekroju poprzecznego odnawianego kanału. We wnętrzu powłoki utrzymywane jest ciśnienie o wartości z przedziału 0,07-0,12 MPa przez co najmniej 24 godziny. W tym czasie przeprowadzana jest próba szczelności, czy dostarczona powłoka nie została przypadkowo uszkodzona podczas transportu, a następnie specjalną masą iniekcyjną wypełnia się przestrzeń między powłoką a starym kanałem, o grubości odpowiadającej w przybliżeniu wysokości występow kotwiących. Po związaniu masa iniekcyjna osiąga wytrzymałość równoważną betonowi zawartą między C30/37 i C35/45.

3.2. Odmiany technologii Trolining

Podstawową odmianą technologii Trolining jest tzw. System podstawowy (Trolining Basic System) (Kuliczkowski A. i in. 2010).

Jedną z odmian wersji podstawowej jest Trolining Preliner System różniący się od podstawowej wersji tym, że posiada dodatkową powłokę, tzw. Preliner.

Kolejna odmiana Trolining Double System jest stosowana w kanałach wymagających dodatkowego wzmocnienia. Jest ona połączeniem systemu podstawowego i systemu Prelinera.

Inna kombinacja to powłoka złożona z dwóch warstw Trolinera, zainstalowanych kołeczkami dystansowymi do siebie, pomiędzy którymi znajduje się arkusz geosiatki, zapobiegający zazębianiu się kołeczek. Instalacja każdej warstwy systemu jest prowadzona oddzielnie.



W strefach zagrożenia wybuchem stosowany jest System Trolining – EL. Powłoka wykonana jest z materiałów wykluczających kumulowanie ładunków elektryczności statycznej.

Następny rodzaj to System Trolining CHC. W systemie tym Preliner posiada zintegrowaną warstwę z aluminium lub innego metalu, która zapobiega przenikaniu chlorowodoru i innych wysoce toksycznych substancji chemicznych.

Kolejne rozwiązanie Trolining Monitored System umożliwia wykrywanie wycieków przez dodatkową, trzecią powłokę, wprowadzaną do wnętrza kanału jeszcze przed Prelinerem.

Kolejną odmianę systemu Trolining stanowi Trolining MCS System, będący powłoką ze zintegrowanymi kanałami dla kabli światłowodowych.

Kolejnym rozwiązaniem jest System Trolining Self – Cleaning. Troliner posiada w tym systemie w dnie strukturę samoczyszczącą, zaburzającą laminarny przepływ ścieków, a tym samym ograniczającą odkładanie się osadu.

Rozwiązaniem zalecanym do renowacji kolektorów o średnicy większej niż 1200mm i dowolnym przekroju poprzecznym jest Maxi – Trolining.

4. Technologie ciasnopasowane z zastosowaniem rur PE i PVC

4.1. Uwagi wstępne

Do technologii ciasnopasowanych zalicza się te technologie odnowy przewodów infrastruktury podziemnej, w których po zakończeniu odnowy powłoka renowacyjna lub rekonstrukcyjna ściśle przylega do wewnętrznej powierzchni odnawianego przewodu (Kulickowski A. i in. 2010).

Do grupy technologii ciasnopasowanych, stosujących rury fabrycznie wyprodukowane i zdeformowane fabrycznie lub na placu budowy, zaliczane są:

- a) technologie z zastosowaniem zdeformowanych fabrycznie lub na placu budowy rur PE lub PVC do kształtu litery U,
- b) technologie z zastosowaniem rur PE lub PVC o przekroju poprzecznym kołowym zredukowanym o około 10% bezpośrednio przed ich wprowadzeniem do odnawianego przewodu.

4.2. Renowacja lub rekonstrukcja przewodów rurami zdeformowanymi fabrycznie

Zdeformowane fabrycznie rury do kształtu litery U są wciągane do wnętrza odnawianych przewodów z dużego kołowrotu, na którym są wcześniej nawinięte



(Kulickowski A. i in. 2010). Następnie pod wpływem pary i ciśnienia rura ponownie uzyskuje przekrój kołowy. Dzięki dobraniu odpowiedniej średnicy zewnętrznej powłoki dociska ona bezpośrednio do wewnętrznej ściany odnawianego przewodu. Aby uzyskać wymagany efekt końcowy należy kontrolować ciśnienie oraz ilość i parametry dostarczanego ciepła. Po fazie ochłodzenia rurociąg przekazywany jest do eksploatacji.

4.3. Renowacja lub rekonstrukcja przewodów rurami o przekroju zredukowanym bezpośrednio przed ich wprowadzeniem do odnawianego przewodu

Technologie ciasno pasowane z zastosowaniem rur PE o przekroju zredukowanym bezpośrednio przed ich wprowadzeniem do odnawianego przewodu nazywane są Swagelining lub Rolldown. Ich zastosowanie umożliwia wciągnięcie do odnawianego przewodu rury PE o zmniejszonej o ok. 10% średnicy w stosunku do jej pierwotnej wielkości. Redukcja średnicy w technologii Swagelining odbywa się w specjalnym urządzeniu, w którym rura poddawana jest obróbce termiczno-mechanicznej. Po ok. 24 godz. rura wraca do swojej pierwotnej wielkości (skraca się na długości, zwiększeniu ulega jej średnica i grubość) i szczelnie przylega do wewnętrznej ściany odnawianego przewodu. Proces ten może być wspomagany dostarczeniem ciepła lub wywołaniem ciśnienia w jej wnętrzu (Kulickowski A. i in. 2010).

5. Obliczenia hydrauliczne przewodów kanalizacyjnych i wodociągowych poddawanych bezwykopowej rehabilitacji

5.1. Uwagi wstępne

Celem analizy hydraulicznej przewodów kanalizacyjnych oraz wodociągowych poddawanych bezwykopowej renowacji lub rekonstrukcji jest określenie ich przepustowości przed i po zakończeniu odnowy. Parametrem mającym istotny wpływ na przepustowość przewodów jest ich średnica wewnętrzna. Stopień jej redukcji, który w przypadku bezwykopowej odnowy przewodów jest koniecznością, zależy od rodzaju zastosowanej technologii oraz grubości powłoki ustalonej w wyniku przeprowadzanych obliczeń statyczno-wytrzymałościowych (Kulickowski A. i in. 2010).

W Polsce do obliczania przepływów w przewodach najczęściej stosuje się wzory Manninga oraz Colebrook-White'a, rzadziej np. Waldena czy Hazena-Williamsa.



Nomogramy bazujące na wzorze Manninga są zamieszczane w literaturze technicznej dotyczącej projektowania hydraulicznego przewodów kanalizacyjnych. Zostały one opracowane dla rur betonowych o współczynniku szorstkości $n = 0,013$. Wartości współczynnika szorstkości n występującego we wzorze Manninga są także podawane dla rur kanalizacyjnych kamionkowych ($n = 0,011$) oraz wodociągowych żeliwnych i stalowych ($n = 0,011 \div 0,014$) w zależności od stopnia ich inkrustacji. Brak jest wartości tego współczynnika dla rur wykonanych z innych materiałów, w tym m.in. z tworzyw sztucznych, powszechnie stosowanych w bezwykopowej odnowie przewodów. Dla tych rur można obliczyć przybliżone wartości współczynnika szorstkości n w oparciu o ich współczynnik chropowatości bezwzględnej k bezpośrednio występujący we wzorze Colebrooka-White'a (Lubczyńska U. 2004).

Obliczenia wykonuje się zgodnie z zaleceniami wytycznej ATV-DVWK-A 110 P umożliwiającej określenie strat hydraulicznych powstających przy przepływie ścieków w przewodach kanalizacyjnych oraz ich przepustowości.

5.2. Przykład obliczeń hydraulicznych dla przewodu kanalizacyjnego poddanego bezwykopowej renowacji kilkoma różnymi technologiami

Założono, że istniejący przewód kanalizacyjny wymagający renowacji w pełni przenosi wszystkie działające na niego obciążenia zewnętrzne, a przyczyną decyzji o odnowie jest korozja jego wewnętrznej powierzchni, występujące na złączach nieszczelności oraz nieznaczne starcie jego dna. Do bezwykopowej odnowy przedmiotowego kanału przyjęto zatem technologie renowacyjne, a nie rekonstrukcyjne. Analizie zostało poddanych siedem różnych technologii bezwykopowej renowacji.

Przyjęto następujące dane dotyczące przewodu kanalizacyjnego przeznaczonego do odnowy:

- materiał rur kanalizacyjnych – beton,
- średnica wewnętrzna kanału - 400 mm,
- długość pojedynczej rury - 1 m,
- długość odnawianego odcinka kanału - 50 m,
- liczba typowych studzienek kanalizacyjnych na trasie kanału - 2,
- liczba przykanalików na długości rozpatrywanego odcinka - 7,
- średnica przykanalików - 150 mm,
- chropowatość bezwzględna ścian kanału przed odnową - 2,5 mm,
- przepływ ścieków przed odnową - 250 dm³/s,
- efektywna wielkość przekroju kanału w świetle - 95 %.



Obliczenia wykonano zgodnie z tokiem podanym w części projektowej.
W tabeli 1 zestawiono przepustowości Q rozpatrywanego w przykładzie przewodu kanalizacyjnego przed i po jego renowacji.

Tabela 1. Przepustowość Q kanału przed i po jego renowacji

Kanał przed renowacją	Kanał po renowacji z użyciem poszczególnych powłok						
	Powłoka żywiczna z tkaniny szklanej	Powłoka żywiczna z tkaniny poliestrowej	Ciasno-pasowana powłoka PE SDR 50	Powłoka Trolining	Nie ciasno-pasowana powłoka z krótkich modułów PE SDR 33	Nie ciasno-pasowana powłoka ze zgrzewanych rur PE SDR 33	Nie ciasno-pasowana powłoka z krótkich modułów PVC SDR 34
Przepustowość, Q [dm ³ /s]							
250,00	412,39	402,19	390,15	364,04	209,16	267,76	211,84

W zdecydowanej większości przypadków (6 na 8) widoczny jest wzrost przepustowości kanału po przeprowadzeniu jego renowacji. Spowodowane jest to wyraźną redukcją oporów hydraulicznych dzięki zastosowaniu nowych powłok wewnętrznych przy stosunkowo niewielkim zmniejszeniu przekroju poprzecznego przewodu. W dwu z siedmiu przypadków dotyczących kanału po renowacji stwierdzono redukcję względem przepustowości początkowej. Powodem tego jest zmniejszenie średnicy o blisko 20 % w stosunku do stanu kanału sprzed jego renowacji oraz wystąpienie dużej liczby złączy rur mających wpływ na zwiększenie oporów hydraulicznych przy przepływie ścieków. Zmniejszenie przepustowości przewodu kanalizacyjnego po renowacji jest niekiedy pożądane. W niektórych przypadkach celowe jest jej obniżenie, aby zapewnić prawidłową eksploatację kanałów w których rzeczywiste przepływy są mniejsze od wcześniej założonych w projekcie (Kuliczkowski A. i in. 2010).

5.3. Przykład obliczeń hydraulicznych dla przewodów wodociągowych poddanych bezwykopowej renowacji

Poniżej zamieszczono przykład obliczeń hydraulicznych dla przewodów wodociągowych (Kuliczkowski A. i in. 2010). Wykorzystane w nim wzory mogą być stosowane dla różnych technologii bezwykopowej odnowy. Warunkiem ich zastosowania jest wcześniejsze ustalenie niezbędnych do przeprowadzania obliczeń parametrów dotyczących przewodu przed i po poddaniu go odnowie. Parametry te, podobnie jak w przypadku przewodów kanalizacyjnych, odnoszą się głównie do średnicy wewnętrznej przewodu oraz występujących na jego długości liniowych i miejscowych oporów hydraulicznych.



Założono, że renowacji został poddany lewar z rur stalowych, transportujący wodę z jednego zbiornika do drugiego. Stalowe rury, z których został wykonany lewar po długoletniej eksploatacji uległy procesom korozyjnym i nieznacznie pokryły się osadami. Do odnowy przewodu lewarowego o średnicy wewnętrznej 300 mm zastosowano ciasnopasowaną powłokę PE o grubości 8 mm. Należy ustalić przepustowość dla stanu po renowacji i porównać ją z przepustowością pierwotną. Założono iż na całej długości lewara nie występują opory miejscowe.

Dane dotyczące analizowanego przewodu:

- długość przewodu - 38 m,
- średnica wewnętrzna - 300 mm, po renowacji - 284 mm,
- różnica poziomów zwierciadeł wody w zbiornikach - 0,25 m,
- chropowatość bezwzględna - 1,5 mm wg PN-76/M-34034, po renowacji - 0,1 mm wg ATV-DVWK-A 110 P,
- współczynnik lepkości kinematycznej, dla wody o temp. 10°C - $1,31 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

W związku z tym, że nie jest znana prędkość przepływu wody w lewarze, od której zależy wartość współczynnika oporów liniowych λ , należy założyć jej pewną wartość i metodą kolejnych przybliżeń ustalić. Można tego dokonać posługując się np. wzorem Waldena. Po określeniu prędkości przepływu wody w lewarze należy obliczyć jego wydajność. Ze względu na brak oporów miejscowych, straty energii są równe tylko stratom na długości.

Poniżej przedstawiono założenia co do prędkości przepływu wody w lewarze przed i po jego renowacji, prowadzące do wyznaczenia współczynnika oporów liniowych dla tych dwóch przypadków.

Założenie nr 1, $V=1,1 \text{ m/s}$ – przewód przed renowacją

Współczynnik oporów liniowych wyznaczony z równania Waldena wynosi:

$$\lambda = 0,0196$$

Sprawdzenie polegające na ocenie zgodności obu stron równania przy założonej prędkości i wyznaczonej wartości współczynnika oporów liniowych:

$$0,25 \neq 0,15$$

Brak zgodności obu stron równania oznacza konieczność przeprowadzenia kolejnych przybliżeń.

Założenie nr 2, $V=1,4 \text{ m/s}$ – przewód przed renowacją

Współczynnik oporów liniowych wynosi:

$$\lambda = 0,0194$$

Sprawdzenie polegające na ocenie zgodności obu stron równania przy założonej prędkości i wyznaczonej wartości współczynnika oporów liniowych:

$$0,25 = 0,25$$



Zgodność obu stron równania oznacza prawidłowe oszacowanie prędkości przepływu wody w lewarze i brak konieczności przeprowadzania kolejnych przybliżeń.

Przepływ wody w lewarze przed poddaniem go renowacji wynosi:

$$Q = 99 \text{ dm}^3/\text{s}$$

Założenie nr 1, $V=1,4 \text{ m/s}$ – przewód po renowacji

Współczynnik oporów liniowych wynosi:

$$\lambda = 0,0146$$

Sprawdzenie polegające na ocenie zgodności obu stron równania przy założonej prędkości i wyznaczonej wartości współczynnika oporów liniowych:

$$0,25 \neq 0,19$$

Brak zgodności obu stron równania oznacza konieczność przeprowadzenia kolejnych przybliżeń.

Założenie nr 2, $V=1,6 \text{ m/s}$ – przewód po renowacji

Współczynnik oporów liniowych wynosi:

$$\lambda = 0,0143$$

Sprawdzenie polegające na ocenie zgodności obu stron równania przy założonej prędkości i wyznaczonej wartości współczynnika oporów liniowych:

$$0,25 = 0,25$$

Zgodności obu stron równania oznacza prawidłowe oszacowanie prędkości przepływu wody w lewarze i brak konieczności przeprowadzania kolejnych przybliżeń.

Przepływ wody w lewarze po poddaniu go renowacji wynosi

$$Q = 101 \text{ dm}^3/\text{s}$$

W związku z tym zmiana przepustowości w wyniku zainstalowania we wnętrzu skorodowanego stalowego przewodu o średnicy wewnętrznej 300 mm ciasnopasowanej powłoki PE o grubości 8 mm wynosi:

$$(101 : 99) \times 100\% = 102\%$$

Analizując powyższy przykład można stwierdzić, iż przepustowość stalowego przewodu lewarowego poddanego renowacji pozostała na podobnym poziomie. Wpływ redukcji średnicy wewnętrznej przewodu o 16 mm został zrównoważony przez wyraźny spadek oporów hydraulicznych w wyniku wprowadzenia do wnętrza starego przewodu nowej i gładkiej powłoki, co w efekcie doprowadziło do utrzymania przepustowości na poziomie zbliżonym do pierwotnego.



6. Bezwykopowe naprawy kolektorów przełazowych oraz studzienek kanalizacyjnych i komór

6.1. Uwagi wstępne

Długo eksploatowane kolektory kanalizacyjne, studzienki i komory rewizyjne ulegają z biegiem czasu mniejszym lub większym uszkodzeniom. Może to być spowodowane procesami starzeniowymi samego materiału konstrukcyjnego, ale także wzrostem obciążeń dynamicznych od przejeżdżających nad nimi pojazdów. Większość kolektorów kanalizacyjnych została wybudowana jako konstrukcje murowane lub żelbetowe monolityczne. Obecnie często konstrukcje te znajdują się w stanie przed awaryjnym lub wręcz awaryjnym.

Aby zapobiec powstawaniu awarii, a w ich konsekwencji katastrof kanalizacyjnych, kolektory te poddawane są obecnie naprawom, mającym na celu ich uszczelnienie i usunięcie lokalnych uszkodzeń, takich jak pęknięcia, wykruszenia konstrukcji itp. W większości przypadków prace te wykonuje się stosując chemię budowlaną opartą na modyfikowanych zaprawach mineralnych oraz żywicach syntetycznych (Kuliczkowski A. i in. 2010).

6.2. Naprawy przełazowych kolektorów

Przed przystąpieniem do naprawy konstrukcji kolektora bardzo ważne jest wykonanie dokładnej inspekcji oraz odpowiednie przygotowanie podłoża. Podłoże to należy starannie oczyścić z osadów i narostów oraz luźnych części konstrukcji.

Po oczyszczeniu konstrukcji murowanej i odkuciu luźnych jej elementów następuje naprawa ubytków oraz wykruszeń przy pomocy zapraw mineralnych celem reprofilacji powierzchni kolektora. Mineralne materiały naprawcze należy nakładać na wilgotne podłoże. Maksymalna grubość warstwy przy jednokrotnym nałożeniu wynosi 3-15 mm (całkowita maksymalna grubość 30 mm). Jeżeli ubytek konstrukcji jest większy, nakłada się kolejną warstwę, przy czym warstwa poprzednia musi być lekko związana lecz nie wyschnięta. W konstrukcjach żelbetowych po odsłonięciu skorodowanego zbrojenia należy je dokładnie oczyścić, najlepiej przy użyciu agregatu do piaskowania. Tak przygotowane zbrojenie konstrukcyjne należy pokryć preparatami zabezpieczającymi, charakteryzującymi się zarówno bardzo dobrą przyczepnością do stali, jak również do mineralnych zapraw naprawczych. Naprawa ubytków żelbetowych konstrukcji kolektorów przełazowych może być wykonywana zarówno metodą ręczną jak również natryskiem. Maksymalna grubość warstwy naprawczej przy jednokrotnym nałożeniu powinna wynosić nie więcej niż 25 mm (Kuliczkowski A. i in. 2010).



Przy eliminowaniu przecieków punktowych, jako materiał uszczelniający wykorzystuje się najczęściej mineralne zaprawy szybkowiążące. Przygotowane podłoże do naprawy musi być wytrzymałe i wolne od substancji zakłócających wiązanie. W obrębie rys i spoin, które mają być uszczelnione, zaleca się wydłutowanie miejsc wypływu wody (na głębokość, co najmniej 2 cm) tak, aby pęczniący materiał naprawczy mógł dobrze zaklinować się w miejscu wycieku. Suche podłoża przed przystąpieniem do prac należy wstępnie intensywnie zwilżyć wodą. Niewielką ilość materiału naprawczego miesza się z czystą wodą, aż do uzyskania jednorodnej zaprawy o konsystencji gęsto-plastycznej. Materiał należy uformować w kształt stożka, a następnie docisnąć go w miejsce przecieku wody, aż do jego stężenia przez około 1-2 minut (Kuliczkowski A. i in. 2010).

Do wypełnienia ubytków i szczelin w konstrukcjach zarówno betonowych, żelbetowych, jak i murowych, służą także iniekcje ciśnieniowe. Iniekcyjne prace naprawcze są metodami bardzo skutecznymi, lecz wymagają dokładnego rozpoznania przyczyny wystąpienia i stanu uszkodzeń oraz starannego doboru odpowiedniego materiału iniekcyjnego, a także właściwej techniki iniekcyjnej.

Jako materiał iniekcyjny do napraw i uszczelnień konstrukcji kolektorów przełazowych (Kuliczkowski A. i in. 2010) najczęściej stosuje się:

- żywice epoksydowe,
- żywice poliuretanowe,
- żywice akrylowe,
- materiały mineralne, kleje i zawiesiny cementowe,
- silikatowe, żywice na bazie krzemianów.

6.3. Naprawy studzienek kanalizacyjnych i komór

Najczęściej występującym uszkodzeniem, jakie obserwuje się w studzienkach kanalizacyjnych są wżery korozyjne ich konstrukcji. Oprócz zjawiska korozji w studzienkach występują również inne uszkodzenia spowodowane złym wykonawstwem oraz nadmiernym obciążeniem dynamicznym.

Uszczelnianie konstrukcji studzienki wykonuje się przy pomocy zaprawy mineralnej nakładanej ręcznie lub mechanicznie. Następnie nakłada się specjalną warstwę zabezpieczającą. Do napraw konstrukcji studzienek kanalizacyjnych i komór stosuje się także inne technologie z wykorzystaniem chemii budowlanej, takie jak np. iniekcje wzmacniające i uszczelniające omówione we wcześniejszym rozdziale.

Oprócz chemii budowlanej do odnowy studzienek kanalizacyjnych stosuje się również gotowe elementy z tworzyw sztucznych bądź laminatów, a także z bazaltu. Naprawa odbywa się poprzez wyłożenie całych ścian prefabrykowanymi okładzinami bazaltowymi, ze zbrojonego włóknem poliestru, z polietylenu lub PVC (Kuliczkowski A. i in., 2020)



7. Uwagi dotyczące wymiarowania powłok renowacyjnych lub rekonstrukcyjnych wg wytycznych amerykańskich

Tok obliczeniowy zaproponowany w wytycznych amerykańskich ASTM F1216-07 (2007) jest mniej rozbudowany w porównaniu do toku obliczeniowego przedstawionego chociażby w wytycznych niemieckich ATV M127 (2000) czy DWA-A 143-2 (2015). W przeciwieństwie do ww. wytycznych niemieckich, wytyczne ASTM 1216-07 (2007) wyróżniają się tym, że:

- mogą być stosowane wyłącznie w odniesieniu do przewodów o przekroju kołowym,
- uwzględniają wpływ tylko jednego rodzaju nieprawidłowości, tj. owalizacji przekroju poprzecznego, na wartość krytyczną ciśnienia wyboczenia. W przypadku stosowania wytycznych niemieckich zachodzi konieczność uwzględnienia nie tylko owalizacji, ale również deformacji lokalnej oraz szczeliny obwodowej.
- owalizacja przekroju poprzecznego przewodu nie może przekroczyć 10%. Jeżeli owalizacja jest większa to wówczas sugeruje się, by uszkodzony odcinek przewodu wymienić na nowy lub zastosować inną metodę obliczeniową.
- uwzględniają moduł reakcji gruntu E' , którego wartość zależy od modułu odkształcenia gruntu rodzimego i zasypowego w wykopie. Wytyczne niemieckie wprowadzają np. cztery moduły odkształcenia gruntu E1, E2, E3 i E4 odpowiednio dla strefy nadsypki nad wierzchołkiem kanału, dla strefy ułożenia obok konstrukcji przewodu, dla strefy ułożenia poza wykopem i dla strefy bezpośrednio pod przewodem),
- pomijają wpływ parcia poziomego gruntu q_h ,
- naprężenia wywołane ciężarem gruntu nie mogą być zmniejszone w przypadku przewodów uznanych za całkowicie zniszczone. Wynika to z faktu, że wytyczne amerykańskie nie uwzględniają żadnych współczynników koncentracji. Projektując powłoki przeznaczone do zainstalowania w przewodach znajdujących się w III stanie technicznym wg ATV DVWK-A M127 (2000) lub DWA-A 143-2 (2015) istnieje możliwość zmniejszenia tych naprężeń poprzez zastosowanie współczynnika koncentracji $\lambda_R = 0,75$. Jedynie w przypadku założenia, że przewód popęka wzdłużnie w czterech przekrojach sugeruje się $\lambda_R = 1,5$.
- nie wprowadzają rozróżnienia na charakterystyczne i obliczeniowe wartości obciążeń,
- nie uwzględniają cząstkowych współczynników bezpieczeństwa ani współczynników do kombinacji obciążeń tak jak to ma miejsce w przypadku wytycznych DWA-A 143-2 (2015),



- nie zawierają wskazówek odnośnie obliczeń naprężeń w kierunku podłużnym,
- wprowadzają podział przewodów na dwie a nie trzy kategorie ze względu na ich stan techniczny, tj. na przewody częściowo – i całkowicie zniszczone.

Zasady wymiarowania wykładzin renowacyjnych i rekonstrukcyjnych w oparciu o wytyczne niemieckie zostały omówione ze szczegółami w pracy (Przybyła, 2017).

8. Obciążenia wywierane na powłoki renowacyjne i rekonstrukcyjne

8.1. Obciążenia wywierane na powłoki renowacyjne

Powłoki renowacyjne stosuje się do odnowy przewodów, które zachowały co prawda swoją nośność, ale w których stwierdzono występowanie pęknięć, rozsuniętych złączy lub przesunięć w przekroju poprzecznych. Z uwagi na możliwość przenikania wody gruntowej przez ewentualne nieszczelności, powłoki renowacyjne projektuje się tak, aby zachowały stateczność pod wpływem zewnętrznego parcia hydrostatycznego P . Wartość ww. parcia wyznacza się ze wzoru (1) wg (Kuliczkowski, 2004)

$$P = H_w + \bar{D} + s \quad (1)$$

gdzie:

P – zewnętrzne ciśnienie hydrostatyczne od wody gruntowej [MPa],

H_w – poziom wody gruntowej ponad wierzchołkiem przewodu [m],

$\bar{D}$ – średnia średnica wewnętrzna przewodu wytypowanego do renowacji [m],

s – grubość ścianki przewodu [m].

Jeżeli przewód kanalizacyjny znajduje się powyżej zwierciadła wody gruntowej to wówczas można założyć asekuracyjnie, że $H_w = 1,5$ m. Jeżeli brak dokładnych danych odnośnie zwierciadła wody gruntowej to wówczas można przyjąć je jako równe z poziomem terenu.

8.2. Obciążenia wywierane na powłoki rekonstrukcyjne

Powłoki rekonstrukcyjne stosuje się w przypadku przewodów, które utraciły swoją nośność lub są na granicy jej utraty. W przewodach tych mogą występować np. pęknięcia, poważne odkształcenia, silne skorodowanie, znaczące ubytki fragmentów



zur. W związku z powyższym powłoka rekonstrukcyjna powinna być przystosowana do przenoszenia wszystkich obciążeń wywieranych uprzednio na przewód.

Projektując powłoki rekonstrukcyjne uwzględnia się zatem:

- zewnętrzne parcie hydrostatyczne od wody gruntowej, którego wartość należy wyznaczyć w oparciu o wzór (1) wg (Kuliczkowski, 2004),
- obciążenie warstwą gruntu, którego wartość należy wyznaczyć w oparciu o wzór (2) lub (3) ewentualnie (3) wg (Kuliczkowski, 2004).

$$P_E = w \cdot g \cdot H_S = \gamma_S \cdot H_S \quad (2)$$

gdzie:

P_E – obciążenie warstwą gruntu [kPa],

w – gęstość gruntu nienawodnionego [kg/m³],

γ_S – ciężar objętościowy gruntu nienawodnionego [kN/m³]

g – przyspieszenie ziemskie [m/s²],

H_S – miąższość warstwy gruntu nad przewodem [m].

$$P_E = w \cdot g \cdot (H_S - H_W) + w' \cdot g \cdot H_W = \gamma_S \cdot (H_S - H_W) + \gamma'_S \cdot H_W \quad (3)$$

gdzie:

P_E – obciążenie warstwą gruntu [kPa],

w – gęstość gruntu nienawodnionego [kg/m³],

w' – gęstość gruntu nawodnionego [kg/m³],

γ_S – ciężar objętościowy gruntu nienawodnionego [kN/m³],

γ'_S – ciężar objętościowy gruntu nawodnionego [kN/m³],

g – przyspieszenie ziemskie [m/s²],

H_S – miąższość warstwy gruntu nad wierzchołkiem przewodu [m],

H_W – wysokość wody gruntowej nad wierzchołkiem przewodu [m].

$$P_E = w \cdot g \cdot H_S \cdot R_W \quad (4)$$

gdzie:

w, g, H_S – jak we wzorze (1),

R_W – współczynnik wyporu wody wyznaczany ze wzoru ().

- obciążenie eksploatacyjne od taboru samochodowego



Przez wiele lat dość powszechną praktyką było wyznaczanie wartości obciążeń eksploatacyjnych od pojazdów samochodowych w oparciu o zalecenia podane w wytycznych niemieckich ATV-DVWK-A 127P (2002). Aby uzyskać wymaganą wartość tego obciążenia należało pomnożyć średnie naprężenia powstające w wierzchołku rury od pojazdu określonej klasy przez odpowiedni współczynnik dynamiczny – wzór (5).

$$P_V = \varphi \cdot p \quad (5)$$

gdzie:

P_V – obciążenie od taboru samochodowego [kN/m^2],

φ – współczynnik dynamiczny [-],

p – średnie naprężenia powstające w wierzchołku rury od samochodu określonej klasy [kN/m^2].

Występujący we wzorze (5) współczynnik dynamiczny był przyjmowany wg następującego schematu: $\varphi = 1,2$ dla pojazdów klasy SLW60, $\varphi = 1,4$ dla pojazdów klasy SLW30 i $\varphi = 1,5$ dla pojazdów klasy LKW 12. Z kolei średnie naprężenia p były określone w oparciu o wzory (6), (7), (8) i (9) lub na podstawie wykresów zamieszczonych w wytycznych ATV-M 127 (2000).

$$p = a_F \cdot p_F \quad (6)$$

$$a_F = 1 - \frac{0,9}{0,9 + \frac{4 \cdot h^2 + h^6}{1,1 \cdot D_m^3}} \quad (7)$$

$$a_F = 1 - \frac{0,9}{0,9 + \frac{4 \cdot h^2 + h^6}{1,1 \cdot D_m^3}} \quad (8)$$

$$p_F = \frac{F_A}{r_A^2 \cdot \pi} \cdot \left\{ 1 - \left(\frac{1}{1 + \left(\frac{r_A}{h} \right)^2} \right)^{\frac{3}{2}} \right\} + \frac{3 \cdot F_E}{2 \cdot \pi \cdot h^2} \cdot \left(\frac{1}{1 + \left(\frac{r_E}{h} \right)^2} \right)^{5/2} \quad (9)$$

gdzie:

p – jak we wzorze (5),



a_F – współczynnik korekcyjny uwzględniający wpływ długości przewodu kanalizacyjnego na rozprzestrzenianie się naprężeń przy płytkim posadowieniu [-],
 p_F – naprężenie p bez uwzględnienia współczynnik a_F [kN/m²],
 F_A – nacisk koła na nawierzchnię ulicy [kN],
 F_E – ciężar pojazdu przypadający na pozostałe koła [kN],
 r_A – zastępczy promień koła przekazującego te same naprężenia w głąb gruntu od koła pojazdu jak od prostokątnego styku koła z nawierzchnią [m],
 r_E – średnia odległość wierzchołka przewodu kanalizacyjnego od kół pojazdu ujętych w ciężarze F_E [m],
 h – odległość wierzchołka przewodu kanalizacyjnego od miejsca styku koła z nawierzchnią [m],
 D_m – średnia średnica przewodu kanalizacyjnego [m].

Wartości poszczególnych parametrów występujących we wzorze (7), (8) i (9) podano w tabeli wg ATV-DVWK-A 127P (2002).

Tabela 1. Wartości parametrów do wzorów (7), (8) i (9) wg ATV-DVWK-A 127P (2002)

Rodzaj pojazdu	F_A [kN]	F_E [kN]	r_A [m]	r_E [m]
SLW60	100	500	0,25	1,82
SLW30	50	250	0,18	1,82
LKW12	40	80	0,15	2,26

Od momentu wprowadzenia normy PN EN 1991-2 (1991) zmieniło się jednak podejście do kwestii ustalania wartości tzw. obciążeń ruchomych, w tym także obciążeń użytkowych od pojazdów samochodowych. Aktualnie obowiązują cztery modele obciążeń:

- model LM1 – uniwersalny model obciążenia pojazdami samochodowymi składający się z obciążenia powierzchniowego UDL i obciążenia skupionego w postaci tandemów TS nałożonych na obciążenie UDL w taki sposób, aby wywołać najbardziej niekorzystny efekt,
- model LM2 – uwzględnia nacisk pojedynczej osi pojazdu w warunkach ruchu normalnego w odniesieniu do krótkich elementów konstrukcyjnych,
- model LM3 – odnosi się do tzw. pojazdów specjalnych,
- model LM4 – model obciążenia tłumem.

W uniwersalnym modelu LM1, uwzględniającym większość skutków ruchu pojazdów (osobowych i ciężarowych), obciążenie UDL oraz TS wyznacza się odpowiednio w oparciu o wzór (10) i (11) wg PN EN 1991-1 (1991).



$$UDL = \alpha_q \cdot q_k \quad (10)$$

gdzie:

UDL – obciążenie powierzchniowe [kN/m²],

α_q – współczynnik dostosowawczy [-],

q_k – obciążenie charakterystyczne do określenia wartości UDL wraz z nadwyżką dynamiczną [kN/m²]

$$TS = \alpha_Q \cdot Q_k \quad (11)$$

gdzie:

TS – obciążenie skupione generowane przez każdą oś pojazdu [kN],

α_Q – współczynnik dostosowawczy [-],

Q_k – obciążenie charakterystyczne do określenia wartości TS wraz z nadwyżką dynamiczną [kN/m²]

Na każdą oś pojazdu w układzie tandemowym przypada dwa koła, z których każde wywiera nacisk odpowiadający wartości wyrażenia opisanego wzorem (12) wg (Siwiński, 2019).

$$0,5TS = 0,5 \cdot \alpha_Q \cdot Q_k \quad (12)$$

gdzie:

TS, α_Q , Q_k – jak we wzorze (11).

Wartości obciążeń UDL i TS w modelu LM1 mogą przyjmować różne wartości w zależności od numeru umownego pasa jezdni, którego dotyczą. Wartości ww. obciążeń zestawiono w tabeli 2 wg PN EN 1991-2 (1991).

Tabela 2. Wartości obciążeń charakterystycznych q_k i Q_k wg normy PN EN 1991-2 (1991)

Pas jezdni	Obciążenie TS [kN]	Obciążenie UDL [kN/m ²]
pas 1	$300 \times \alpha_{Q1}$	$9 \times \alpha_{q1}$
pas 2	$200 \times \alpha_{Q2}$	$2,5 \times \alpha_{q2}$
pas 3	$100 \times \alpha_{Q3}$	$2,5 \times \alpha_{q3}$
pozostałe pasy	-	$2,5 \times \alpha_{qi}$
obszar pozostały	-	$2,5 \times \alpha_{qgr.}$

Warto dodać, że umowne pasy jezdni numeruje się kolejnymi cyframi arabskimi, przy czym szerokość pasa zależy w dużej mierze od szerokości całkowitej jezdni. Jeżeli



szerokość całkowita jezdni nie przekracza 5,4 m to wówczas zakłada się jeden pas umowny o szerokości 3,0 m oraz obszar pozostały o szerokości odpowiadającej różnicy pomiędzy szerokością całkowitą jezdni a szerokością umownego pasa ruchu. Jeżeli natomiast szerokość całkowita jezdni jest większa od 5,4 m ale mniejsza od 6 m to wówczas przyjmuje się dwa pasy umowne o szerokości odpowiadającej połowie szerokości jezdni. W tym przypadku szerokość obszaru pozostałego jest równa 0. Dla jezdni o szerokości całkowitej większej niż 6,0 m liczbę pasów umownych ustala się tak, że dzieli się tę szerokość przez 3 m i zaokrągla w dół do najbliższej liczby całkowitej. Szerokość obszaru pozostałego odpowiada wtedy różnicy pomiędzy szerokością całkowitą jezdni a wartością iloczynu $3n$, gdzie n oznacza założoną liczbę pasów umownych.

Z kolei wartości współczynników dostosowawczych należy przyjmować w zależności od klasy drogi. Możliwa jest przy tym redukcja ich wartości o nie więcej niż 10-20%. Należy jednak pamiętać, że współczynnik α_{Q1} powinien być równy przynajmniej 0,8, a α_{Qi} dla $i \geq 2$ przynajmniej 1,0. Podobne ograniczenia nie dotyczą współczynnika dostosowawczego α_{qgr} . W tabeli 3 wg PN EN 1991-2 (1991) podano przykładowe wartości ww. współczynników dla klasy 1 i 2 obciążenia pojazdami samochodowymi.

Tabela 3. Wartości współczynników dostosowawczych w modelu LM1 wg PN EN 1991-2 (1991)

Klasa obciążenia pojazdami samochodowymi	α_{Q1}	α_{Qi} dla $i \geq 2$	α_{q1}	α_{q2}	α_{qi} dla $i \geq 3$	α_{qgr}
Klasa 1 ¹⁾	1,0	1,0	1,33	2,4	1,2	1,2
Klasa 2 ²⁾	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0

1) w przypadku mostu, wiaduktu lub konstrukcji oporowej usytuowanych w ciągu drogi klasy A, S, GP lub G (A – autostrada, S – droga ekspresowa, GP – droga główna ruchu przyspieszonego, G – droga główna)

2) w przypadku mostu, wiaduktu lub konstrukcji oporowej usytuowanych w ciągu drogi klasy Z, L lub D (Z – droga zbiorcza, L – droga lokalna, D – droga dojazdowa).

Jeżeli pełne obciążenie TS na pasie 1 i 2 byłoby równe odpowiednio $300 \times \alpha_{Q1}$ i $200 \times \alpha_{Q2}$ i dodatkowo zachodziłby warunek, że $\alpha_{Q1} = \alpha_{Q2} = 0,8$ to wówczas nacisk generowany przez dwa koła wynosiłby $0,5 \times 0,8 \times 300 \text{ kN} = 120 \text{ kN}$ oraz $0,5 \times 0,8 \times 200 \text{ kN} = 80 \text{ kN}$. Jeżeli założonoby, że $\alpha_{Q1} = \alpha_{Q2} = 1$ to wówczas nacisk generowany przez dwa koła wzrósłby do: $0,5 \times 1 \times 300 \text{ kN} = 150 \text{ kN}$ oraz $0,5 \times 1 \times 200 \text{ kN} = 100 \text{ kN}$. Układ tandemowy TS występujący w modelu obciążenia LM1 zastępuje obciążenia użytkowe od pojazdów samochodowych klasy SLW60, SLW30 i LKW 12 wg wytycznych niemieckich ATV-DVWK-A 127P (2002). W układzie tym nie uwzględnia



się już żadnego dodatkowego współczynnika dynamicznego. Wartości naprężeń w gruncie od pojazdów samochodowych w zależności od głębokości ułożenia przewodu wytypowanego do renowacji lub rekonstrukcji i przy określonej długości rury można odczytać z wykresów zamieszczonych w DWA 143-2 (2015).

W sprawach nieuregulowanych ww. wytycznymi należy kierować się treścią Rozporządzenia Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie (2000).

9. Projektowanie powłok żywicznych CIPP wg wytycznych amerykańskich ASTM F1216-07 (2007)

9.1. Projektowanie powłok żywicznych CIPP do renowacji grawitacyjnych przewodów kanalizacyjnych

Minimalną grubość powłoki żywicznej CIPP przeznaczonej do zainstalowania w przewodzie uznanym za częściowo uszkodzony należy obliczyć w oparciu o wzór (13) wg ASTM F1216-07 (2007).

$$t = \frac{\bar{D}}{\left(\frac{2 \cdot K \cdot E_L \cdot C}{P \cdot N \cdot (1 - \nu^2)} \right)^{\frac{1}{3}} + 1} \quad (13)$$

gdzie:

$\bar{D}$ – średnia średnica wewnętrzna odnawianego przewodu [mm],

K – współczynnik wpływu usztywnienia [-]. W przypadku stosowania technologii ciasnopasowanych przyjmuje się $K = 7$.

E_L – moduł sprężystości powłoki żywicznej CIPP zredukowany ze względu na długotrwały wpływ obciążenia [MPa],

C – poprawka na odstępstwo od przekroju kołowego [-],

P – ciśnienie zewnętrzne dla wyboczenia nieusztywnionego [MPa],

N – współczynnik bezpieczeństwa [-]. Zwykle przyjmuje się $N=1,5$ lub $N=2$

ν – współczynnik Poissona [-]. Dla powłok żywicznych CIPP przyjmuje się $\nu = 0,3$.

Występujący we wzorze (13) współczynnik C określony jest następującą zależnością wg ASTM F1215-07 (2007):



$$C = \left(\frac{\left(1 - \frac{q}{100}\right)}{\left(1 + \frac{q}{100}\right)^2} \right)^3 \quad (14)$$

gdzie:

q – owalizacja przewodu [%]

Owalizację przewodu wyrażoną w procentach można ustalić w oparciu o wzór (15) lub (16) wg ASTM F1216-07 (2007).

$$q = \left(\frac{\bar{D} - D_{\min}}{\bar{D}} \right) \cdot 100\% \quad (15)$$

$$q = \left(\frac{D_{\max} - \bar{D}}{\bar{D}} \right) \cdot 100\% \quad (16)$$

gdzie:

q – owalizacja przewodu [%],

$\bar{D}$ – średnia wewnętrzna przewodu [mm],

$D_{\min}$ – minimalna średnica wewnętrzna przewodu [mm]

$D_{\max}$ – maksymalna średnica wewnętrzna przewodu [mm].

Należy również wyznaczyć dopuszczalną wartość ciśnienia zewnętrznego, jakie może być wywierane na powłokę żywiczną CIPP – wzór (17) wg ASTM F1216-07 (2007).

$$\left[1,5 \cdot \frac{q}{100} \cdot \left(1 + \frac{q}{100}\right) \cdot DR^2 - 0,5 \cdot \left(1 + \frac{q}{100}\right) \cdot DR \right] = \frac{\sigma}{P \cdot N} \quad (17)$$

gdzie:

σ – wytrzymałość powłoki żywicznej CIPP na zginanie [MPa],

DR – bezwymiarowy współczynnik kształtu wyznaczany ze wzoru (18) wg ASTM F1216-07 (2007),

P, N – jak we wzorze (13),

q – jak we wzorze (14).

$$DR = \frac{\bar{D}}{t_n} \quad (18)$$



gdzie:

DR – współczynnik kształtu [-],

$\bar{D}$ – jak we wzorze (13), (15) i (16)

t_n – nominalna grubość powłoki żywicznej CIPP [mm].

9.2. Projektowanie powłok żywicznych CIPP do rekonstrukcji grawitacyjnych przewodów kanalizacyjnych

Do 2007 r. projektowanie żywicznych powłok CIPP przeznaczonych do zainstalowania w całkowicie zniszczonych przewodach grawitacyjnych opierało się na następujących wzorach podanych w ASTM F1216-07 (2007).

$$P = \frac{2 \cdot K \cdot E_L}{(1 - \nu^2)} \cdot \frac{1}{\left(\frac{\bar{D}}{t} - 1\right)^3} \cdot \frac{C}{N} \rightarrow t = \frac{\bar{D}}{\left(\frac{2 \cdot K \cdot E_L \cdot C}{P \cdot N \cdot (1 - \nu^2)}\right)^{\frac{1}{3}} + 1} \quad (19)$$

$$q_t = \frac{C}{N} \cdot \left[32 \cdot R_W \cdot B' \cdot E' \cdot \frac{E_L \cdot I}{\bar{D}^3} \right]^{0,5} \rightarrow t = 0,721 \cdot \bar{D} \cdot \left(\frac{\left(\frac{N \cdot q_t}{C}\right)^2}{E_L \cdot R_W \cdot B' \cdot E'} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (20)$$

$$\frac{E}{12 \cdot DR^3} \geq 0,64 \cdot 10^{-3} \quad (21)$$

$$\left[1,5 \cdot \frac{q}{100} \cdot \left(1 + \frac{q}{100}\right) \cdot DR^2 - 0,5 \cdot \left(1 + \frac{q}{100}\right) \cdot DR \right] = \frac{\sigma}{P \cdot N} \quad (22)$$

gdzie:

P, K, E_L , $\bar{D}$, C, N, t, ν – jak we wzorze (13)

q – owalizacja [%],

DR – współczynnik kształtu [-],

q_t – sumaryczne obciążenie zewnętrzne wywierane na powłokę żywiczną CIPP [MPa],

R_W – współczynnik wyporu wody [-],

B' – współczynnik podparcia elastycznego [-],

E' – moduł reakcji gruntu [MPa],

E – krótkotrwały moduł sprężystości powłoki [MPa]

I – moment bezwładności ścianki powłoki [mm⁴/mm].



W 2007 r. wprowadzono istotną modyfikację wzoru (20) polegającą na przesunięciu współczynnika C za nawias. W rezultacie minimalną grubość powłoki żywicznej CIPP powinno się liczyć w oparciu o następującą zależność wg (Doherty, 2008):

$$q_t = \frac{1}{N} \cdot \left[32 \cdot R_W \cdot B' \cdot E' \cdot C \cdot \frac{E_L \cdot I}{\bar{D}^3} \right]^{0,5} \quad (23)$$

Jeżeli za moduł bezwładności ścianki I podstawimy wyrażenie $t^3/12$ to otrzyma się:
(opracowanie własne na podstawie wzoru (23):

$$\frac{1}{N} \cdot \left[32 \cdot R_W \cdot B' \cdot E' \cdot C \cdot \frac{E_L \cdot \frac{t^3}{12}}{\bar{D}^3} \right]^{0,5} = q_t$$

$$32 \cdot R_W \cdot B' \cdot E' \cdot C \cdot \frac{E_L \cdot \frac{t^3}{12}}{\bar{D}^3} = q_t^2 \cdot N^2$$

$$\frac{t^3}{12} = \frac{q_t^2 \cdot N^2 \cdot \bar{D}^3}{32 \cdot R_W \cdot B' \cdot E' \cdot C \cdot E_L}$$

ostatecznie:

$$t = 0,721 \cdot \bar{D} \cdot \left(\frac{q_t^2 \cdot N^2}{R_W \cdot B' \cdot E' \cdot C \cdot E_L} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (24)$$

10. Projektowanie powłok Rib-loc

Aby dobrać powłokę renowacyjną Rib-Loc należy najpierw określić dla niej wymagany współczynnik sztywności wyrażony jako iloczyn modułu sprężystości powłoki i momentu bezwładności jej ścianki. W tym celu należy przekształcić wzór (13) wg ASTM F1216-07 (2007) ze względu na $E_L \cdot I$. W wyniku tego przekształcenia otrzymuje się (Chusid, 2002):



$$E_L \cdot I = \frac{P \cdot (1 - \nu^2) \cdot \bar{D}^3}{24 \cdot K} \cdot \frac{N}{C} \quad (25)$$

gdzie:

P – zewnętrzne ciśnienie hydrostatyczne od wody gruntowej [MPa],

$\bar{D}$ – średnia średnica wewnętrzna przewodu kanalizacyjnego [mm],

ν – współczynnik Poissona [-]. Dla powłoki Rib-Loc przyjmuje się $\nu = 0,38$.

K – współczynnik wpływu usztywnienia [-]. Dla powłoki Rib-Loc przyjmuje się $K = 4$.

E_L – moduł sprężystości powłoki zredukowany dla działań długotrwałych [MPa]. Dla powłoki Rib-Loc można przyjąć $E_L = 800$ MPa.

N – współczynnik bezpieczeństwa [-]. Przyjmuje się $N = 2$.

C – poprawka na odstępstwo od przekroju kołowego wyznaczana w oparciu o wzór (14).

Następnie należy sprawdzić, czy wyznaczony ze wzoru (25) współczynnik sztywności nie przekracza wartości dopuszczalnej podanej przez producenta dla powłoki o określonej średnicy – wzór (26)

$$E_L \cdot I \leq E_L \cdot I_{\text{dekl.}} \quad (26)$$

gdzie:

$E_L \cdot I$ – obliczony ze wzoru (25) współczynnik sztywności [$\text{mm}^3 \cdot \text{N/mm}^2$],

$E_L \cdot I_{\text{dekl.}}$ – ustalona w oparciu o dane producenta wartość współczynnika sztywności [$\text{mm}^3 \cdot \text{N/mm}^2$].

Aby dobrać powłokę rekonstrukcyjną Rib-Loc należy przekształcić wzór (23) wg ASTM F1216-07 (2007) ze względu na $E_L \cdot I$. W wyniku tego przekształcenia otrzymuje się (Chusid, 2002):

$$E_L \cdot I = \frac{q_t^2 \cdot N^2 \cdot \bar{D}^3}{32 \cdot R_w \cdot B' \cdot E' \cdot C} \quad (27)$$

gdzie:

I – moment bezwładności ścianki powłoki rekonstrukcyjnej [mm^4/mm],

q_t – sumaryczne obciążenie zewnętrzne wywierane na powłokę [MPa],

N – współczynnik bezpieczeństwa [-]. Przyjmuje się $N = 2$,

$\bar{D}$ – średnia średnica wewnętrzna przewodu [mm],



R_W – współczynnik wyporu wody [-],

B' – współczynnik podparcia elastycznego [-],

E' – moduł reakcji gruntu [MPa],

C – poprawka na odstępstwo od przekroju kołowego [-],

E_L – moduł sprężystości powłoki zredukowany ze względu na długotrwały wpływ obciążenia [MPa].

11. Projektowanie powłok nieżywiczych stosowanych w długim reliningu

Powłoki stosowane w technologiach długiego reliningu mogą być wykonane zarówno z rur polietylenowych jak i z CPVC (głównie w US). Powłoki renowacyjne mają najczęściej SDR od 26 do 33, przy czym wartość SDR wynika wprost ze wzoru (28) wg (Plastic Pipe Institute Handbook, 2006).

$$P = \frac{2 \cdot E_L}{(1 - \nu^2)} \cdot \frac{1}{(SDR - 1)^3} \cdot \frac{C}{N} \quad (28)$$

gdzie:

P – zewnętrzne ciśnienie hydrostatyczne od wody gruntowej [MPa],

E_L – długotrwały moduł sprężystości powłoki wykonanej z określonego rodzaju rur [MPa]

ν – współczynnik Poissona [-]. Dla rur PE $\nu = 0,45$, dla rur PVC-U $\nu = 0,38$ natomiast dla rur CPVC $\nu = 0,33$.

SDR – szereg wymiarowy rur [-],

C – poprawka na odstępstwo od przekroju kołowego wyznaczana w oparciu o wzór (14). W obliczeniach należy przyjąć wartość nie mniejszą niż 2%.

N – współczynnik bezpieczeństwa [-]. Najczęściej przyjmuje się $N = 2$.

Jeżeli przewiduje się, że wolna przestrzeń powstała pomiędzy przewodem a powłoką będzie wypełniona iniektem to wówczas optymalną wartość SDR powłoki należy wyznaczyć w oparciu o wzór (29). Wpływ zastosowania iniektu na odporność powłoki renowacyjnej na wyboczenie opisali szczegółowo (Zhao J. Q. i inni, 2003).



$$P = \frac{2 \cdot K \cdot E_L}{(1 - \nu^2)} \cdot \frac{1}{(\text{SDR} - 1)^3} \cdot \frac{C}{N} \quad (29)$$

gdzie:

K – współczynnik wpływu usztywnienia [-]. Można przyjmować wartości od 4 do 7.

E_L , ν , SDR , C , N – jak we wzorze (13).

Wzór (29) można również wykorzystać do oszacowania wartości dopuszczalnego ciśnienia podczas wypełniania wolnej przestrzeni iniektem. Należy jednak pamiętać, by wartość modułu E_L zastąpić krótkotrwałym modułem sprężystości E .

Z kolei powłoki rekonstrukcyjne projektuje się na zasadach ogólnych obowiązujących dla rur z tworzyw sztucznych poddanych tym samym obciążeniom co istniejący przewód. Grubość takiej powłoki można wówczas wyznaczyć w oparciu o wzór (24). Można też najpierw założyć określoną grubość powłoki, a następnie wykonać obliczenia wg następującego schematu:

- ustalenie wartości poszczególnych obciążeń zewnętrznych w oparciu o wzory (1), (2), (3), (4) lub (5),
- ustalenie wartości sił wewnętrznych od obciążenia warstwą gruntu w oparciu o metodę Budzianowskiego-Lesseara opisaną m.in. w (Kulickowski, 2004),

Metoda Budzianowskiego – Lesseara pozwala na wyznaczenie momentów zginających (wzór 30 i 31) oraz sił osiowych (wzór 32 i 33) w konstrukcji przewodu kanalizacyjnego dawno ułożonego w gruncie.

$$M_{pe}^W = M_{pe}^D = \frac{1}{3} \cdot b \cdot \gamma \cdot H_S \cdot r_m^2 \quad (30)$$

$$M_{pe}^B = -\frac{1}{3} \cdot b \cdot \gamma \cdot H_S \cdot r_m^2 \quad (31)$$

gdzie:

M_{pe}^W , M_{pe}^D , M_{pe}^B – momenty zginające powstające odpowiednio w wierzchołku, dnie i boku konstrukcji od obciążenia warstwą gruntu [kNm/m],

b – współczynnik zależący od rodzaju gruntu [m],

γ – ciężar objętościowy gruntu [kN/m³],

H_S – wysokość nadsypki liczona od wierzchu przewodu [m],

r_m – średni promień przewodu [m].



$$N_{pe}^W = N_{pe}^D = \left(a - \frac{1}{3} \cdot b\right) \cdot \gamma \cdot H_S \cdot r_m \quad (32)$$

$$N_{pe}^B = \left(a + \frac{1}{3} \cdot b\right) \cdot \gamma \cdot H_S \cdot r_m \quad (33)$$

gdzie:

N_{pe}^W , N_{pe}^D , N_{pe}^B – siły osiowe powstające odpowiednio w wierzchołku, dnie i boku konstrukcji [kN/m],

a, b – współczynniki zależne od rodzaju gruntu [m]. Wartości ww. współczynników zostały podane w (Kuliczkowski, 2004)

γ, H_S, r_m – jak we wzorze (30) i (31).

- ustalenie wartości sił wewnętrznych od obciążenia użytkowego

$$M_{pv}^{W,B,D} = m_{pv}^{W,B,D} \cdot p_v \cdot r_m^3 \quad (34)$$

$$N_{pv}^{W,B,D} = n_{pv}^{W,B,D} \cdot p_v \cdot r_m \quad (35)$$

gdzie:

$M_{pv}^{W,B,D}$ – momenty zginające powstające od obciążenia eksploatacyjnego odpowiednio w wierzchołku, boku i dnie przewodu [KNm/m],

$N_{pv}^{W,B,D}$ – siły osiowe powstające od obciążenia eksploatacyjnego odpowiednio w wierzchołku, boku i dnie przewodu [kN/m],

$m_{pv}^{W,B,D}$ – współczynnik do określenia momentu zginającego od obciążenia eksploatacyjnego odpowiednio w wierzchołku, boku i dnie przewodu [-],

$n_{pv}^{W,B,D}$ – współczynnik do określenia siły osiowej od obciążenia eksploatacyjnego odpowiednio w wierzchołku, boku i dnie przewodu [-],

p_v – obciążenie użytkowe [kN/m²],

r_m – jak we wzorze (30-33).

Wartości współczynników $m_{pv}^{W,B,D}$ i $n_{pv}^{W,B,D}$ należy odczytać z tabeli 6.10, zamieszczonej w (Kuliczkowski, 2004) tak jak dla III sposobu posadowienia przewodów.



- ustalenie wartości sił wewnętrznych od ciężaru własnego konstrukcji przewodu

$$M_g^{W,B,D} = m_g^{W,B,D} \cdot \gamma_R \cdot s \cdot r_m^2 \quad (36)$$

$$N_g^{W,B,D} = n_g^{W,B,D} \cdot \gamma_R \cdot s \cdot r_m \quad (37)$$

gdzie:

$M_g^{W,B,D}$ – momenty zginające powstające od ciężaru własnego konstrukcji przewodu odpowiednio w wierzchołku, boku i dnie przewodu [KNm/m],

$N_g^{W,B,D}$ – siły osiowe powstające od ciężaru własnego konstrukcji przewodu odpowiednio w wierzchołku, boku i dnie przewodu [KN/m],

$m_g^{W,B,D}$ – współczynnik do określenia momentu zginającego od ciężaru własnego konstrukcji przewodu odpowiednio w wierzchołku, boku i dnie [-],

$n_g^{W,B,D}$ – współczynnik do określenia siły osiowej od ciężaru własnego konstrukcji przewodu odpowiednio w wierzchołku, boku i dnie [-],

γ_R – ciężar objętościowy konstrukcji przewodu [kN/m³],

s – grubość ścianki przewodu [m],

r_m – jak we wzorze (30-35).

Wartości współczynników $m_g^{W,B,D}$ i $n_g^{W,B,D}$ należy odczytać z tabeli 6.10 zamieszczonej w (Kulickowski, 2004) tak jak dla III sposobu posadowienia.

- ustalenie wartości sił wewnętrznych od ciężaru ścieków

$$M_w^{W,B,D} = m_w^{W,B,D} \cdot \gamma_w \cdot r_m^3 \quad (38)$$

$$N_w^{W,B,D} = n_w^{W,B,D} \cdot \gamma_w \cdot r_m^2 \quad (39)$$

gdzie:

$M_w^{W,B,D}$ – momenty zginające powstające odpowiednio w wierzchołku, boku i dnie przewodu od ciężaru ścieków wypełniających przewód [KNm/m],

$N_w^{W,B,D}$ – siły osiowe powstające odpowiednio w wierzchołku, boku i dnie przewodu od ciężaru ścieków wypełniających przewód [KN/m],

$m_w^{W,B,D}$ – współczynnik do określenia momentu zginającego od ciężaru ścieków wypełniających przewód odpowiednio w wierzchołku, boku i dnie [-],

$n_w^{W,B,D}$ – współczynnik do określenia siły osiowej od ciężaru ścieków wypełniających przewód odpowiednio w wierzchołku, boku i dnie [-],



γ_w – ciężar objętościowy ścieków [kN/m^3]. Można przyjmować z zakresu 10,5-11 kN/m^3 .

r_m – jak we wzorze (30-37).

Wartości współczynników $m_w^{W,B,D}$ i $n_w^{W,B,D}$ należy odczytać z tabel 6.1, zamieszczonej w (Kulickowski, 2004) tak jak dla III sposobu posadowienia.

- ustalenie sumarycznych sił wewnętrznych w konstrukcji przewodu z pominięciem sił wewnętrznych od obciążenia gruntem

$$\sum_{i=1}^n M_{i=1\dots n}^W = M_{pv}^W + M_g^W + M_w^W \quad (40)$$

$$\sum_{i=1}^n M_{i=1\dots n}^B = M_{pv}^B + M_g^B + M_w^B \quad (41)$$

$$\sum_{i=1}^n M_{i=1\dots n}^D = M_{pv}^D + M_g^D + M_w^D \quad (42)$$

$$\sum_{i=1}^n N_{i=1\dots n}^W = N_{pv}^W + N_g^W + N_w^W \quad (43)$$

$$\sum_{i=1}^n N_{i=1\dots n}^B = N_{pv}^B + N_g^B + N_w^B \quad (44)$$

$$\sum_{i=1}^n N_{i=1\dots n}^D = N_{pv}^D + N_g^D + N_w^D \quad (45)$$

- ustalenie naprężeń powstających w konstrukcji przewodu od poszczególnych rodzajów obciążeń wg ATV M127-2 (2000)

$$\sigma_{a(i)}^{W,B,D} = \frac{N^{W,B,D}}{10^3 \cdot A} \pm \frac{M^{W,B,D}}{10^3 \cdot W} \cdot \alpha_{ka(ki)} \quad (46)$$



gdzie:

$\sigma_{a(i)}^{W,B,D}$ – naprężenia powstające w wierzchołku, boku i dnie konstrukcji przewodu odpowiednio po stronie zewnętrznej i wewnętrznej [MPa],

$N^{W,B,D}$ – siły osiowe powstające w wierzchołku, boku i dnie konstrukcji przewodu [kN/m],

$M^{W,B,D}$ – momenty zginające powstające w wierzchołku, boku i dnie konstrukcji przewodu [kNm/m],

A – pole przekroju poprzecznego ścianki przewodu wyznaczane ze wzoru (47) [m²/m],

W – wskaźnik zginania wyznaczany ze wzoru (48) wg ATV A127-2 (2000) i wyrażony w [m³/m]

$\alpha_{ka(ki)}$ – bezwymiarowy współczynnik uwzględniający wpływ krzywizny przewodu na wielkość naprężeń przy zginaniu odpowiednio po stronie zewnętrznej i wewnętrznej wyznaczany odpowiednio ze wzoru (49) lub (50) wg ATV A127-2 (2000).

$$A = 1,0 \cdot s \quad (47)$$

$$W = \frac{1,0 \cdot s^2}{6} \quad (48)$$

gdzie:

s – grubość ścianki rury [m].

$$\alpha_{ka} = 1 - \frac{1}{3} \cdot \frac{s}{r_m} \quad (49)$$

gdzie:

α_{ka} – współczynnik uwzględniający wpływ krzywizny przewodu na wielkość naprężeń przy zginaniu po stronie zewnętrznej [-],

s – grubość ścianki rury [m],

r_m – średni promień przewodu [m].

$$\alpha_{ki} = 1 + \frac{1}{3} \cdot \frac{s}{r_m} \quad (50)$$



gdzie:

α_{ki} – współczynnik uwzględniający wpływ krzywizny przewodu na wielkość naprężeń przy zginaniu po stronie wewnętrznej [-],

s – grubość ścianki rury [m],

r_m – średni promień przewodu [m].

- wyznaczenie sumarycznych naprężeń od obciążenia gruntem, obciążenia użytkowego, ciężaru własnego konstrukcji oraz ciężaru ścieków odpowiednio po stronie zewnętrznej i wewnętrznej

$$\sum_{i=1}^n \sigma_a^W = \sigma_{pe,a}^W + \sigma_{pv,a}^W + \sigma_{g,a}^W + \sigma_{w,a}^W \quad (51)$$

$$\sum_{i=1}^n \sigma_a^B = \sigma_{pe,a}^B + \sigma_{pv,a}^B + \sigma_{g,a}^B + \sigma_{w,a}^B \quad (52)$$

$$\sum_{i=1}^n \sigma_a^D = \sigma_{pe,a}^D + \sigma_{pv,a}^D + \sigma_{g,a}^D + \sigma_{w,a}^D \quad (53)$$

$$\sum_{i=1}^n \sigma_i^W = \sigma_{pe,i}^W + \sigma_{pv,i}^W + \sigma_{g,i}^W + \sigma_{w,i}^W \quad (54)$$

$$\sum_{i=1}^n \sigma_i^D = \sigma_{pe,i}^D + \sigma_{pv,i}^D + \sigma_{g,i}^D + \sigma_{w,i}^D \quad (56)$$

$$\sum_{i=1}^n \sigma_i^B = \sigma_{pe,i}^B + \sigma_{pv,i}^B + \sigma_{g,i}^B + \sigma_{w,i}^B \quad (55)$$



- sprawdzenie warunku bezpieczeństwa

Sprawdzenie polega na wyznaczeniu wartości współczynnika bezpieczeństwa w oparciu o wzór (57) wg ATV A127-2 (2000) i porównaniu go z wartością oczekiwaną dla rur, z których została wykonana powłoka.

$$\gamma = \frac{\sigma_R}{\sigma} \geq \gamma_{wym.} \quad (57)$$

gdzie:

γ – obliczeniowy współczynnik bezpieczeństwa [-],

$\gamma_{wym.}$ – współczynnik bezpieczeństwa wymagany dla danego rodzaju rur [-],

σ_R – wytrzymałość na rozciąganie przy zginaniu dla rur, z których została wykonana powłoka [MPa],

σ – największe naprężenia powstające w konstrukcji powłoki [MPa].

12. Obliczenia hydrauliczne przewodów kanalizacyjnych poddanych renowacji lub rekonstrukcji

12.1. Ustalenie zmiany przepustowości hydraulicznej przewodu po renowacji lub rekonstrukcji w oparciu o wzór Manninga

Zmiana przepustowości hydraulicznej grawitacyjnego przewodu kanalizacyjnego określona jest następującą zależnością wg ATV-DVWK-A 110P (1988):

$$\Delta\% = \frac{Q_{ren.}}{Q_{ist.}} \cdot 100\% \quad (58)$$

gdzie:

$\Delta\%$ – zmiana przepustowości hydraulicznej przewodu wskutek przeprowadzenia renowacji lub rekonstrukcji [%],

$Q_{ren.}$ – przepustowość przewodu po renowacji lub rekonstrukcji [m³/s],

$Q_{ist.}$ – przepustowość przewodu przed renowacją lub rekonstrukcją [m³/s].

Przepustowość $Q_{ren.}$ i $Q_{ist.}$ można ustalić w oparciu o wzór (59) i (60) pod warunkiem, że przewód ma przekrój kołowy, a wypełnienie przewodu ściekami jest całkowite



i wynosi 100%. W tym przypadku spadek linii energii pozostaje bez zmian ($I = \text{constant}$).

$$Q_{\text{ren.}} = \frac{\pi \cdot d^2}{4} \cdot \frac{1}{n_{\text{powłoki}}} \cdot \left(\frac{d}{4}\right)^{2/3} \cdot I^{1/2} \quad (59)$$

$$Q_{\text{ist.}} = \frac{\pi \cdot \bar{D}^2}{4} \cdot \frac{1}{n} \cdot \left(\frac{\bar{D}}{4}\right)^{2/3} \cdot I^{1/2} \quad (60)$$

gdzie:

d – średnica wewnętrzna przewodu po zainstalowaniu w niej powłoki renowacyjnej lub rekonstrukcyjnej [mm],

$\bar{D}$ – średnica wewnętrzna przewodu przed renowacją lub rekonstrukcją [mm],

$n_{\text{powłoki}}$ – współczynnik szorstkości dla powłoki renowacyjnej lub rekonstrukcyjnej do wzoru Manninga [-],

n – współczynnik szorstkości dla przewodu wykonanego z rur określonego typu do wzoru Manninga [-],

I – spadek linii energii [-].

Jeżeli wzory (59) i (60) podstawimy do wzoru (58) to wówczas otrzymuje się (opracowanie własne):

$$\Delta\% = \frac{\frac{\pi \cdot d^2}{4} \cdot \frac{1}{n_{\text{powłoki}}} \cdot \left(\frac{d}{4}\right)^{2/3} \cdot I^{1/2}}{\frac{\pi \cdot \bar{D}^2}{4} \cdot \frac{1}{n} \cdot \left(\frac{\bar{D}}{4}\right)^{2/3} \cdot I^{1/2}} \cdot 100\% \rightarrow \Delta\% = \frac{n}{n_{\text{powłoki}}} \cdot \left(\frac{d}{\bar{D}}\right)^{\frac{8}{3}} \cdot 100\% \quad (61)$$

ewentualnie

$$\Delta\% = \frac{n}{n_{\text{powłoki}}} \cdot \left(\frac{\bar{D} - 2 \cdot t_n}{\bar{D}}\right)^{\frac{8}{3}} \cdot 100\% \quad (62)$$

gdzie:

$n, n_{\text{powłoki}}, d, \bar{D}$ – jak wcześniej,

t_n – nominalna grubość dobranej powłoki renowacyjnej lub rekonstrukcyjnej [mm].



12.2. Ustalenie zmiany przepustowości hydraulicznej przewodu po renowacji lub rekonstrukcji w oparciu o zmodyfikowany wzór Manninga

Norma PN-EN 752-4 (2001) wprowadza natomiast współczynnik K będący odwrotnością współczynnika szorstkości n . Dla przewodu o określonej średnicy wewnętrznej $\bar{D}$ w warunkach przepływu turbulentnego (III strefa) współczynnik ten określony jest następującą zależnością:

$$K = 4 \cdot \sqrt{g} \cdot \left(\frac{32}{\bar{D}}\right)^{\frac{1}{6}} \cdot \log\left(\frac{3,7 \cdot \bar{D}}{k}\right) \quad (63)$$

gdzie:

g – przyspieszenie ziemskie [m/s^2],

$\bar{D}$ – średnica wewnętrzna przewodu [mm],

k – chropowatość rur [mm].

Po podstawieniu do wzoru (59) i (60) zależności opisanej równaniem (63) otrzymuje się:

$$Q_{ist.} = 4 \cdot \sqrt{g} \cdot \left(\frac{32}{\bar{D}}\right)^{\frac{1}{6}} \cdot \log\left(\frac{3,7 \cdot \bar{D}}{k}\right) \cdot \left(\frac{\bar{D}}{4}\right)^{2/3} \cdot I^{1/2} \cdot \frac{\pi \cdot \bar{D}^2}{4} \quad (64)$$

$$Q_{ren.} = 4 \cdot \sqrt{g} \cdot \left(\frac{32}{d}\right)^{\frac{1}{6}} \cdot \log\left(\frac{3,7 \cdot d}{k_{powłoki}}\right) \cdot \left(\frac{d}{4}\right)^{2/3} \cdot I^{1/2} \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} \quad (65)$$

gdzie:

$\bar{D}$ – średnica wewnętrzna przewodu przed renowacją lub rekonstrukcją [mm],

d – średnica wewnętrzna przewodu po renowacji lub rekonstrukcji [mm]

k – chropowatość rur [mm],

$k_{powłoki}$ – chropowatość powłoki [mm].

W związku z powyższym zmiana przepustowości $\Delta\%$ będzie równa (opracowanie własne):



$$\Delta\% = \left(\frac{d}{\bar{D}}\right)^{5/2} \cdot \frac{\log\left(\frac{3,7 \cdot d}{k_{\text{powłoki}}}\right)}{\log\left(\frac{3,7 \cdot \bar{D}}{k}\right)} \cdot 100\% \quad (66)$$

ewentualnie

$$\Delta\% = \left(\frac{d}{\bar{D}}\right)^{5/2} \cdot \frac{\log\left(\frac{3,7 \cdot (\bar{D} - 2 \cdot t_n)}{k_{\text{powłoki}}}\right)}{\log\left(\frac{3,7 \cdot \bar{D}}{k}\right)} \cdot 100\% \quad (67)$$

gdzie:

 $\Delta\%$ – zmiana przepustowości przewodu po renowacji lub rekonstrukcji [%], $d, \bar{D}, k_{\text{powłoki}}, k$ – jak we wzorze (64) i (65), t_n – grubość nominalna dobranej powłoki renowacyjnej lub rekonstrukcyjnej [mm].

Metoda oparta o zmodyfikowany wzór Manninga została omówiona ze szczegółami w (Kotowski, 2011).

12.3. Ustalenie zmiany przepustowości hydraulicznej przewodu po renowacji lub rekonstrukcji w oparciu o wzór Prandtla-Colebrooke'a

Aby ustalić zmianę przepustowości przewodu po renowacji lub rekonstrukcji należy najpierw określić zależność pomiędzy prędkością przepływu ścieków V a całkowitą wysokością ciśnienia H w rozpatrywanym przekroju. Do tego celu można wykorzystać wzór (68) zaproponowany w (Bubnov D. i inni, 2023).

$$H = \frac{V^2}{2g} + \lambda \frac{L}{\bar{D}} \cdot \frac{V^2}{2g} + \Sigma \zeta \cdot \frac{V^2}{2g} = \frac{V^2}{2g} \cdot \left(1 + \lambda \cdot \frac{L}{\bar{D}} + \Sigma \zeta\right) \quad (68)$$

gdzie:

 H – całkowita wysokość ciśnienia [m], $V^2/2g$ – wysokość prędkości [m], λ – współczynnik oporów liniowych tarcia [-], L – długość przewodu [m],



$\bar{D}$ – średnia średnica przewodu [m],

$\Sigma\zeta$ – suma współczynników oporów miejscowych [-],

Jeżeli przekształci się równanie ciągłości strugi w postaci $Q = F \cdot V$ ze względu na V (gdzie Q – natężenie przepływu ścieków w przewodzie przy całkowitym napełnieniu, F – pole przekroju poprzecznego przewodu, V – prędkość przepływu ścieków) i podstawia do wzoru (68) to wówczas otrzyma się wg (Bubnov D. i inni, 2023):

$$H = \frac{16 \cdot Q^2}{2g \cdot \pi^2 \cdot \bar{D}^4} \cdot \left(1 + \lambda \cdot \frac{L}{\bar{D}} + \Sigma\zeta\right) \quad (69)$$

W związku z powyższym przepustowość przewodu przed renowacją lub rekonstrukcją jest równa:

$$Q_{ist} = \frac{\pi \cdot \bar{D}^2}{4} \cdot \sqrt{\frac{2gH}{1 + \lambda \cdot \frac{L}{\bar{D}} + \Sigma\zeta}} \quad (70)$$

Z kolei przepustowość przewodu po renowacji lub rekonstrukcji jest równa:

$$Q_{ren} = \frac{\pi \cdot d^2}{4} \cdot \sqrt{\frac{2gH}{1 + \lambda_{ren} \cdot \frac{L}{d} + \Sigma\zeta_{ren}}} \quad (71)$$

gdzie:

d – średnica wewnętrzna przewodu po zainstalowaniu w nim powłoki [m],

g – przyspieszenie ziemskie [m/s^2],

H – wysokość ciśnienia [m],

λ_{ren} – współczynnik oporów liniowych tarcia przy przepływie ścieków w przewodzie poddanym renowacji lub rekonstrukcji [-],

L – długość przewodu wytypowanego do renowacji lub rekonstrukcji [m],

$\Sigma\zeta_{ren}$ – suma współczynników oporów miejscowych po uwzględnieniu wpływu poddania przewodu renowacji lub rekonstrukcji [-].

Zmiana przepustowości przewodu po renowacji lub rekonstrukcji, przy założeniu, że spadek rozporządzalnej linii energii pozostaje bez zmian, określona jest natomiast zależnością (72) - opracowanie własne.



$$\Delta\% = \frac{Q_{\text{ren}}}{Q_{\text{ist}}} \cdot 100\% = \frac{\frac{\pi \cdot d^2}{4} \cdot \sqrt{\frac{2gH}{1 + \lambda_{\text{ren}} \cdot \frac{L}{d} + \Sigma\zeta_{\text{ren}}}}}{\frac{\pi \cdot \bar{D}^2}{4} \cdot \sqrt{\frac{2gH}{1 + \lambda \cdot \frac{L}{\bar{D}} + \Sigma\zeta}}} \cdot 100\% \quad (72)$$

ostatecznie:

$$\Delta\% = \left(\frac{d}{\bar{D}}\right)^2 \cdot \sqrt{\frac{1 + \lambda \cdot \frac{L}{\bar{D}} + \Sigma\zeta}{1 + \lambda_{\text{ren}} \cdot \frac{L}{d} + \Sigma\zeta_{\text{ren}}}} \cdot 100\% \quad (73)$$

gdzie:

$d, \bar{D}, L, \lambda, \lambda_{\text{ren}}, \Sigma\zeta, \Sigma\zeta_{\text{ren}}$ – jak we wzorze (70) i (71).

12.4. Ustalenie zmiany przepustowości hydraulicznej przewodu po renowacji lub rekonstrukcji w oparciu o wzór Hazena - Williamsa

Wzór Hazena-Williamsa na prędkość V jest stosowany głównie w US w odniesieniu do ciśnieniowych rurociągów transportujących wodę (Niazkar M i inni, 2017)

$$V = 0,849 \cdot C \cdot Rh^{0,63} \cdot I^{0,54} \quad (74)$$

gdzie:

C – współczynnik Hazena-Williamsa [-],

Rh – promień hydrauliczny [m],

I – spadek linii energii [-].

Jeżeli podstawimy wzór (74) do równania ciągłości strugi w postaci $Q = F \cdot V$ to wówczas otrzymuje się (opracowanie własne):

$$Q_{\text{ist}} = 0,278 \cdot C \cdot \bar{D}^{2,63} \cdot I^{0,54} \quad (75)$$

$$Q_{\text{ren}} = 0,278 \cdot C_{\text{ren}} \cdot d^{2,63} \cdot I^{0,54} \quad (76)$$



gdzie:

Q_{ist} – przepustowość przewodu przed renowacją lub rekonstrukcją [m^3/s],

Q_{ren} – przepustowość przewodu po renowacji lub rekonstrukcji [m^3/s],

C – współczynnik Hazena-Williamsa dla rur, z których wykonany jest przewód [-],

C_{ren} – współczynnik Hazena-Williamsa dla powłoki renowacyjnej lub rekonstrukcyjnej [-],

$\bar{D}$ – średnia średnica wewnętrzna przewodu [mm],

d – średnica przewodu po renowacji lub rekonstrukcji [mm].

Zmiana przepustowości przewodu po renowacji lub rekonstrukcji jest zatem równa (opracowanie własne):

$$\Delta\% = \frac{0,278 \cdot C_{ren} \cdot d^{2,63} \cdot I^{0,54}}{0,278 \cdot C \cdot \bar{D}^{2,63} \cdot I^{0,54}} \cdot 100\% \quad (77)$$

Jeżeli przyjmie się, że spadek linii energii pozostaje bez zmian to wówczas wzór (77) ulega uproszczeniu do postaci:

$$\Delta\% = \frac{C_{ren}}{C} \cdot \left(\frac{d}{\bar{D}}\right)^{2,63} \cdot 100\% \quad (78)$$

Można ustalić związek pomiędzy współczynnikiem Hazena – Williamsa C a współczynnikiem oporów liniowych tarcia λ występującym w równaniu Darcy'ego – Weisbach'a wg PN-76/M-34034. W tym celu należy najpierw przekształcić wzór (74) ze względu na spadek I a następnie porównać z analogicznym spadkiem wyznaczonym w oparciu o wzór (79). W wyniku szeregu przekształceń otrzymuje się zależność wyrażoną za pomocą wzoru (80) - opracowanie własne na podstawie informacji podanych w (Niazkar M. i inni, 2017) oraz (Travis Q. i inni, 2015)

$$I = \frac{\Delta h_L}{L} = \lambda \cdot \frac{1}{\bar{D}} \cdot \frac{V^2}{2g} \quad (79)$$

$$\lambda = \frac{10,679 \cdot Q^{1,85}}{C^{1,85} \cdot \bar{D}^{4,87}} \cdot \frac{\pi^2 \cdot g \cdot \bar{D}^5}{8 \cdot Q^2} = \frac{1,335 \cdot \bar{D}^{1,87} \cdot \pi^2 \cdot g}{C^{1,85} \cdot Q^{0,15}} \quad (80)$$



gdzie:

I – spadek hydrauliczny [-]

Δh_L – strata liniowa ciśnienia [m sł. w.],

λ – współczynnik oporów liniowych tarcia do wzoru Darcy'ego – Weisbacha [-],

L – długość przewodu [m],

$\bar{D}$ – średnica wewnętrzna przewodu [m],

L – długość przewodu [m],

V – prędkość przepływu medium [m/s],

Q – przepływ w przewodzie [m³/s],

C – współczynnik Hazena – Williamsa [-],

g – przyspieszenie ziemskie [m/s²].

Wartości współczynników C i n dla różnych materiałów podane są m.in. w instrukcji [[https:// www.lanzo.net/pdf/lanzo-lining-guide-2410.pdf](https://www.lanzo.net/pdf/lanzo-lining-guide-2410.pdf)]

13. Przykłady obliczeniowe

13.1. Przykład 1

Ustalić grubość powłoki żywicznej CIPP na potrzeby renowacji grawitacyjnego przewodu kanalizacyjnego w oparciu o następujące dane:

- rodzaj rur, z których wykonano przewód kanalizacyjny: rury betonowe
- średnia średnica przewodu kanalizacyjnego wytypowanego do renowacji: $\bar{D} = 600\text{mm}$
- grubość ścianki rur: $s = 77\text{ mm}$
- stan techniczny przewodu kanalizacyjnego: częściowo uszkodzony
- owalizacja przewodu: $q = 2\%$
- współczynnik szorstkości do wzoru Manninga dla rur betonowych: $n = 0,015$
- poziom zwierciadła wody gruntowej nad wierzchołkiem przewodu: $H_w = 1,6\text{ m}$
- moduł sprężystości powłoki żywicznej CIPP: $E = 2400\text{ MPa}$
- moduł sprężystości powłoki żywicznej CIPP zredukowany ze względu na długotrwały wpływ obciążenia: $E_L = 1200\text{ MPa}$
- wytrzymałość na zginanie: $\sigma_{\text{dop.}} = 35\text{ MPa}$
- współczynnik Poisson'a dla powłoki CIPP: $\nu = 0,3$
- współczynnik szorstkości do wzoru Manninga dla powłok CIPP: $n_{\text{CIPP}} = 0,010$.
- Długość przewodu wytypowanego do renowacji: $L = 80\text{ m}$



1. Ustalenie zewnętrznego ciśnienia hydrostatycznego P ponad dnem przewodu

$$P = H_w + \bar{D} + s = 1,6 \text{ m} + \frac{600}{1000} \text{ m} + \frac{77}{1000} \text{ m} = 2,3 \text{ m sł. w.} = 0,023 \text{ MPa}$$

2. Ustalenie wartości poprawki na odstępstwo od przekroju kołowego C

$$C = \left[\frac{\left(1 - \frac{q}{100}\right)}{\left(1 + \frac{q}{100}\right)^2} \right]^3 = \left[\frac{\left(1 - \frac{2\%}{100}\right)}{\left(1 + \frac{2\%}{100}\right)^2} \right]^3 = 0,84$$

3. Ustalenie minimalnej grubości powłoki żywicznej CIPP

$$t = \frac{\bar{D}}{\left[\frac{2 \cdot K \cdot E_L \cdot C}{P \cdot N \cdot (1 - \nu^2)} \right]^{\frac{1}{3}} + 1} = \frac{600 \text{ mm}}{\left[\frac{2 \cdot 7 \cdot 1200 \text{ MPa} \cdot 0,84}{0,023 \text{ MPa} \cdot 2 \cdot (1 - 0,3^2)} \right]^{\frac{1}{3}} + 1} = 8,5 \text{ mm}$$

Dobrano powłokę CIPP o grubości nominalnej równej 9 mm

4. Ustalenie współczynnika kształtu powłoki żywicznej CIPP

$$DR = \frac{\bar{D}}{t} = \frac{600 \text{ mm}}{9 \text{ mm}} = 66,67$$

5. Ustalenie dopuszczalnej wartości ciśnienia zewnętrznego wywieranego na powłokę żywiczną CIPP

$$\sigma = P \cdot N \cdot \left[1,5 \cdot \frac{q}{100} \cdot \left(1 + \frac{q}{100}\right) \cdot DR^2 - 0,5 \cdot \left(1 + \frac{q}{100}\right) \cdot DR \right]$$

$$\sigma = 0,023 \text{ MPa} \cdot 2 \cdot \left[1,5 \cdot \frac{2\%}{100} \cdot \left(1 + \frac{2\%}{100}\right) \cdot 66,67^2 - 0,5 \cdot \left(1 + \frac{2\%}{100}\right) \cdot 66,67 \right]$$

$$\sigma = 4,69 \text{ MPa} < 35 \text{ MPa}$$



6. Ustalenie zmiany przepustowości przewodu kanalizacyjnego po zainstalowaniu w nim powłoki o grubości nominalnej równej 9,0 mm

$$\Delta\% = \frac{n}{n_{\text{CIPP}}} \cdot \left(\frac{\bar{D} - 2 \cdot t_n}{\bar{D}} \right)^{\frac{8}{3}} \cdot 100\%$$

$$\Delta\% = \frac{0,015}{0,010} \cdot \left(\frac{600 \text{ mm} - 2 \cdot 9 \text{ mm}}{600 \text{ mm}} \right)^{\frac{8}{3}} \cdot 100\% = 138,3\%$$

13.2. Przykład 2

Ustalić grubość powłoki żywicznej CIPP na potrzeby rekonstrukcji grawitacyjnego przewodu kanalizacyjnego w oparciu o następujące dane:

- rodzaj rur, z których wykonano przewód kanalizacyjny: rury betonowe
- średnia średnica przewodu kanalizacyjnego wytypowanego do renowacji: $\bar{D} = 600\text{mm}$
- grubość ścianki rur: $s = 75 \text{ mm}$
- stan techniczny przewodu kanalizacyjnego: całkowicie zniszczony
- owalizacja przewodu: $q = 5\%$
- współczynnik szorstkości do wzoru Manninga dla rur betonowych: $n = 0,015$
- poziom zwierciadła wody gruntowej nad wierzchołkiem przewodu: $H_w = 1,6 \text{ m}$
- wysokość przykrycia do wierzchu przewodu: $H_s = 4,0 \text{ m}$
- gęstość gruntu: $w = 2,04 \text{ g/cm}^3$
- ciężar objętościowy gruntu: $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
- moduł reakcji gruntu: $E' = 7 \text{ MPa}$
- kąt tarcia wewnętrznego gruntu: $\varphi = 35^\circ$
- obciążenie eksploatacyjne: $W_s = 0,0144 \text{ MPa}$
- moduł sprężystości powłoki żywicznej CIPP: 2400 MPa
- moduł sprężystości powłoki żywicznej CIPP zredukowany ze względu na długotrwały wpływ obciążenia: $E_L = 1200 \text{ MPa}$
- wytrzymałość na zginanie: $\sigma_{\text{dop.}} = 35 \text{ MPa}$
- współczynnik Poisson'a dla powłoki CIPP: $\nu = 0,3$
- współczynnik szorstkości do wzoru Manninga dla powłok CIPP: $n_{\text{CIPP}} = 0,010$
- długość przewodu wytypowanego do rekonstrukcji $L = 80 \text{ m}$.



1. Ustalenie sumarycznego obciążenia zewnętrznego wywieranego na przewód kanalizacyjny

- ustalenie zewnętrznego parcia hydrostatycznego od wody gruntowej

$$\rho \cdot g \cdot (H_W + s) = 1000 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot (1,6 \text{ m} + 0,075 \text{ m}) = 16431,75 \text{ Pa} \approx 0,0164 \text{ MPa}$$

- ustalenie obciążenia od gruntu z uwzględnieniem wyporu wody gruntowej

$$R_w = 1 - 0,33 \cdot \frac{H_W}{H_S} = 1 - 0,33 \cdot \frac{1,6 \text{ m}}{4,0 \text{ m}} = 0,868$$

$$w \cdot g \cdot H_S \cdot R_w = 2,04 \frac{\text{g}}{\text{cm}^3} \cdot 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot 4,0 \text{ m} \cdot 0,868 = 2040 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \cdot 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot 4,0 \text{ m} \cdot 0,868$$

$$w \cdot g \cdot H_S \cdot R_w = 69483,1 \text{ Pa} = 0,0695 \text{ MPa}$$

- ustalenie sumarycznego obciążenia zewnętrznego powłoki

$$q_t = \rho \cdot g \cdot H_W + w \cdot g \cdot H_S \cdot R_w + W_S = 0,0164 \text{ MPa} + 0,0695 \text{ MPa} + 0,0144 \text{ MPa}$$

$$q_t \approx 0,100 \text{ MPa}$$

2. Ustalenie wartości poprawki na odstępstwo od przekroju kołowego C

$$C = \left[\frac{\left(1 - \frac{q}{100}\right)}{\left(1 + \frac{q}{100}\right)^2} \right]^3 = \left[\frac{\left(1 - \frac{5\%}{100}\right)}{\left(1 + \frac{5\%}{100}\right)^2} \right]^3 = 0,64$$

3. Ustalenie wartości współczynnika podparcia elastycznego B'

$$B' = \frac{1}{1 + 4 \cdot e^{-0,213 \cdot H_S}} = \frac{1}{1 + 4 \cdot e^{-0,213 \cdot 4,0 \text{ m}}} = 0,37$$

4. Ustalenie minimalnej grubości powłoki żywicznej CIPP



- wariant 1 - ustalenie minimalnej grubości powłoki żywicznej w oparciu o wzór (20) podany w ASTM F1216-07 (2007).

$$t = 0,721 \cdot \bar{D} \cdot \left(\frac{\left(\frac{N \cdot q_t}{C} \right)^2}{E_L \cdot R_W \cdot B' \cdot E'} \right)^{\frac{1}{3}}$$

$$t = 0,721 \cdot 600 \text{ mm} \cdot \left(\frac{\left(\frac{2 \cdot 0,100 \text{ MPa}}{0,64} \right)^2}{1200 \text{ MPa} \cdot 0,868 \cdot 0,37 \cdot 7 \text{ MPa}} \right)^{\frac{1}{3}} = 14,3 \text{ mm}$$

- wariant 2 - ustalenie minimalnej grubości powłoki żywicznej w oparciu o poprawiony wzór (24) podany w (Doherty I, 2008)

$$t = 0,721 \cdot \bar{D} \cdot \left(\frac{N^2 \cdot q_t^2}{E_L \cdot R_W \cdot B' \cdot C \cdot E'} \right)^{\frac{1}{3}}$$

$$t = 0,721 \cdot 600 \text{ mm} \cdot \left(\frac{2^2 \cdot (0,100 \text{ MPa})^2}{1200 \text{ MPa} \cdot 0,868 \cdot 0,37 \cdot 0,64 \cdot 7 \text{ MPa}} \right)^{\frac{1}{3}} = 12,3 \text{ mm}$$

- ustalenie minimalnej grubości powłoki żywicznej z warunku na wyboczenie nieusztynnione

$$P = H_w + \bar{D} + s = 1,6 \text{ m} + 0,6 \text{ m} + 0,075 \text{ m} = 2,3 \text{ m sł. w.} = 0,023 \text{ MPa}$$

$$t = \frac{\bar{D}}{\left[\frac{2 \cdot K \cdot E_L \cdot C}{P \cdot N \cdot (1 - \nu^2)} \right]^{\frac{1}{3}} + 1} = \frac{600 \text{ mm}}{\left[\frac{2 \cdot 7 \cdot 1200 \text{ MPa} \cdot 0,64}{0,023 \text{ MPa} \cdot 2 \cdot (1 - 0,3^2)} \right]^{\frac{1}{3}} + 1} = 9,3 \text{ mm}$$

Dla wariantu 1 dobrano powłokę o grubości nominalnej 15 mm, a dla wariantu 2 powłokę o grubości nominalnej 13 mm.



5. Ustalenie współczynnika kształtu powłoki żywicznej CIPP

- wariant 1

$$DR = \frac{\bar{D}}{t_n} = \frac{600 \text{ mm}}{15 \text{ mm}} = 40$$

- wariant 2

$$DR = \frac{\bar{D}}{t_n} = \frac{600 \text{ mm}}{13 \text{ mm}} = 46,15$$

6. Ustalenie dopuszczalnej wartości ciśnienia zewnętrznego wywieranego na powłokę żywiczną CIPP

$$\sigma = P \cdot N \cdot \left[1,5 \cdot \frac{q}{100} \cdot \left(1 + \frac{q}{100} \right) \cdot DR^2 - 0,5 \cdot \left(1 + \frac{q}{100} \right) \cdot DR \right]$$

- wariant 1

$$\sigma = 0,023 \text{ MPa} \cdot 2 \cdot \left[1,5 \cdot \frac{5\%}{100} \cdot \left(1 + \frac{5\%}{100} \right) \cdot 40^2 - 0,5 \cdot \left(1 + \frac{5\%}{100} \right) \cdot 40 \right]$$

$$\sigma = 4,83 \text{ MPa} < 35 \text{ MPa}$$

- wariant 2

$$\sigma = 0,023 \text{ MPa} \cdot 2 \cdot \left[1,5 \cdot \frac{5\%}{100} \cdot \left(1 + \frac{5\%}{100} \right) \cdot 46,15^2 - 0,5 \cdot \left(1 + \frac{5\%}{100} \right) \cdot 46,15 \right]$$

$$\sigma = 6,6 \text{ MPa} < 35 \text{ MPa}$$

7. Sprawdzenie warunku dotyczącego minimalnej sztywności obwodowej

$$\frac{E}{12 \cdot DR^3} \geq 0,64 \cdot 10^{-3}$$

- wariant 1

$$\frac{2400 \text{ MPa}}{12 \cdot 40^3} \geq 0,00064$$



$$0,00313 \geq 0,00064$$

- wariant 2

$$\frac{2400 \text{ MPa}}{12 \cdot 46,15^3} \geq 0,00064$$

$$0,00203 \geq 0,00064$$

8. Wyznaczenie obciążenia warstwą gruntu wg Martsona

Obciążenie warstwą gruntu W liczy się w oparciu o wzór (81) podany m.in. w (Kuliczkowski, 2004).

$$W = 9,81 \cdot 10^{-3} \cdot C \cdot w \cdot B_d \quad (81)$$

gdzie:

C – współczynnik, którego wartość wyznacza się ze wzoru (82) wg (Kuliczkowski, 2004),

w – gęstość gruntu [g/cm^3],

B_d – szerokość wykopu wyrażona w [m] i ustalana w oparciu o tabelę 11.5 zamieszczoną w (Kuliczkowski, 2004).

$$C = \frac{1 - e^{\left(\frac{-2 \cdot k \cdot u' \cdot H_s}{B_d}\right)}}{2 \cdot k \cdot u'} \quad (82)$$

gdzie:

H_s – wysokość nadsypki nad wierzchołkiem przewodu [m],

B_d – szerokość wykopu [m],

k – iloraz parcia poziomego do pionowego ustalany ze wzoru (83) wg (Wiłun, 2013) lub (Vrabie M. i inni, 2019),

u' – współczynnik tarcia ślizgowego pomiędzy materiałem zasypowym a ścianami wykopu ustalany w oparciu o wzór (84) wg (Vrabie M. i inni, 2019)

Obliczenia wykonano przy założeniu $B_d = 1,4$ m oraz kąta tarcia wewnętrznego gruntu $\varphi = 35^\circ$.



$$k = \frac{1 - \sin\varphi}{1 + \sin\varphi} = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (83)$$

$$u' = \tan\varphi \quad (84)$$

gdzie:

φ – kąt tarcia wewnętrznego gruntu [°].

$$K \cdot u' = \frac{1 - \sin 35^\circ}{1 + \sin 35^\circ} \cdot \tan 35^\circ = 0,271 \cdot 0,7 = 0,19$$

$$C = \frac{1 - e^{\left(\frac{-2 \cdot 0,19 \cdot 4,0 \text{ m}}{1,4 \text{ m}}\right)}}{2 \cdot 0,19} = 1,74$$

$$W = 9,81 \cdot 10^{-3} \cdot 1,74 \cdot 2,04 \frac{\text{g}}{\text{cm}^3} \cdot 1,4 \text{ m} = 0,049 \text{ MPa}$$

9. Ustalenie ugięcia wg Spanglera

Ugięcie powłoki w wierzchołku wyznacza się w oparciu o wzór (85) podany m.in. w (Kuliczkowski, 2004)

$$\frac{\Delta y}{d} \% = \frac{K \cdot (L \cdot W + W_s)}{\frac{E}{1,5 \cdot (DR - 1)^3} + 0,061 \cdot E'} \cdot 100\% \quad (85)$$

gdzie:

K – stała posadowienia [-]. Można przyjąć $K = 0,083$ tak jak dla kąta posadowienia 180° wg (Kuliczkowski, 2004)

L – empiryczny współczynnik otuliny [-]. Można przyjąć $L = 1,25$ wg (Kuliczkowski, 2004)

W – obciążenie warstwą gruntu ustalone w oparciu o wzór (81) wg (Kuliczkowski, 2004),

W_s – obciążenie użytkowe od pojazdów samochodowych [MPa],

E – krótkotrwały moduł sprężystości powłoki [MPa],

DR – współczynnik kształtu powłoki wyznaczony ze wzoru (18),

E' – moduł reakcji gruntu [MPa]



Jeżeli brak jest dokładnych danych to wówczas można przyjąć moduł reakcji gruntu E' równy 7 MPa. W przeciwnym razie wartość modułu E' należy wyznaczyć w oparciu o wzór (86) podany na stronie <https://civilweb-spreadsheets.com/drainage-design-spreadsheets/buried-pipe-design-spreadsheet/spangler-modulus-of-soil-reaction/>

$$E' = E_2' \cdot C_L \quad (86)$$

gdzie:

E_2' – moduł odkształcenia gruntu zasypowego w wykopie [MPa],

C_L – współczynnik Leonhardt'a wyznaczany ze wzoru (87) podanego na stronie <https://civilweb-spreadsheets.com/drainage-design-spreadsheets/buried-pipe-design-spreadsheet/spangler-modulus-of-soil-reaction/>

$$C_L = \frac{0,985 + \left(0,544 \cdot \frac{B_d}{B_c}\right)}{\left(1,985 - 0,456 \cdot \frac{B_d}{B_c}\right) \cdot \frac{E_2'}{E_3'} - \left(1 - \frac{B_d}{B_c}\right)} \quad (87)$$

gdzie:

B_d – szerokość wykopu [m],

B_c – średnica zewnętrzna powłoki odpowiadająca średnicy wewnętrznej przewodu [m],

E_2' – moduł odkształcenia gruntu zasypowego w wykopie [MPa],

E_3' – moduł odkształcenia gruntu rodzimego poza wykopem [MPa].

- wariant 1

$$\frac{\Delta y}{d} = \frac{0,083 \cdot (1,25 \cdot 0,049 \text{ MPa} + 0,0144 \text{ MPa})}{\frac{2400 \text{ MPa}}{1,5 \cdot (40 - 1)^3} + 0,061 \cdot 7 \text{ MPa}} \cdot 100\% = 1,38\% < 5\%$$

- wariant 2

$$\frac{\Delta y}{d} = \frac{0,083 \cdot (1,25 \cdot 0,049 \text{ MPa} + 0,0144 \text{ MPa})}{\frac{2400 \text{ MPa}}{1,5 \cdot (46,15 - 1)^3} + 0,061 \cdot 7 \text{ MPa}} \cdot 100\% = 1,41\% < 5\%$$

10. Ustalenie zmiany przepustowości przewodu kanalizacyjnego po renowacji



- wariant 1

$$\Delta\% = \frac{n}{n_{CIPP}} \cdot \left(\frac{\bar{D} - 2 \cdot t_n}{\bar{D}} \right)^{\frac{8}{3}} \cdot 100\% = \frac{0,015}{0,010} \cdot \left(\frac{600 \text{ mm} - 2 \cdot 12 \text{ mm}}{600 \text{ mm}} \right)^{\frac{8}{3}} \cdot 100\% = 134,53\%$$

- wariant 2

$$\Delta\% = \frac{n}{n_{CIPP}} \cdot \left(\frac{\bar{D} - 2 \cdot t_n}{\bar{D}} \right)^{\frac{8}{3}} = \frac{0,015}{0,010} \cdot \left(\frac{600 \text{ mm} - 2 \cdot 13 \text{ mm}}{600 \text{ mm}} \right)^{\frac{8}{3}} \cdot 100\% = 133,29\%$$

13.3. Przykład 3

Dla danych wejściowych jak z przykładu 1 dobrać powłokę renowacyjną Rib-Loc o module sprężystości $E_L = 800 \text{ MPa}$

1. Ustalenie współczynnika sztywności dla powłoki Rib-Loc

$$E_L \cdot I = \frac{P \cdot (1 - \nu^2) \cdot \bar{D}^3}{24 \cdot K} \cdot \frac{N}{C} = \frac{0,023 \text{ MPa} \cdot (1 - 0,38^2) \cdot (600 \text{ mm})^3}{24 \cdot 4} \cdot \frac{2}{0,84}$$

$$800 \text{ MPa} \cdot I = 105422,1 \text{ MPa} \cdot \text{mm}^4/\text{mm} \rightarrow I = 131,78 \text{ mm}^4/\text{mm}$$

2. Sprawdzenie możliwości zastosowania powłoki Rib-Loc do renowacji przewodu kanalizacyjnego

$$I \leq I_{\text{dekl.}} \rightarrow 131,78 \frac{\text{mm}^4}{\text{mm}} < 211,57 \frac{\text{mm}^4}{\text{mm}}$$

Dobrano powłokę 126-20EX, dla której moment bezwładności ścianki wynosi $211,57 \text{ mm}^4/\text{mm}$.



13.4. Przykład 4

Dla danych wejściowych jak z przykładu 2 dobrać powłokę rekonstrukcyjną Rib-Loc o module sprężystości $E_L = 800 \text{ MPa}$

$$E_L \cdot I = \frac{q_t^2 \cdot N^2 \cdot \bar{D}^3}{32 \cdot R_W \cdot B' \cdot E' \cdot C} = \frac{(0,100 \text{ MPa})^2 \cdot 2^2 \cdot (600 \text{ mm})^3}{32 \cdot 0,868 \cdot 0,37 \cdot 7 \text{ MPa} \cdot 0,64} = 187656,8 \text{ MPa} \cdot \text{m}^4/\text{mm}$$

$$800 \text{ MPa} \cdot I = 187656,8 \text{ MPa} \cdot \text{m}^4/\text{mm} \rightarrow I = 234,57 \text{ m}^4/\text{mm}$$

$$234,57 \text{ m}^4/\text{mm} < 601,2 \text{ m}^4/\text{mm}$$

Dobrano powłokę 126-30EX, dla której moment bezwładności ścianki I wynosi $601,2 \text{ mm}^4/\text{mm}$

13.5. Przykład 5

Dobrac powłokę renowacyjną na potrzeby odnowy przewodu w oparciu o następujące dane:

- rodzaj rur, z których wykonano przewód kanalizacyjny: rury betonowe
- średnia średnica przewodu kanalizacyjnego wytypowanego do renowacji: $\bar{D} = 600 \text{ mm}$
- grubość ścianki rur: $s = 75 \text{ mm}$
- stan techniczny przewodu kanalizacyjnego: całkowicie zniszczony
- owalizacja przewodu: $q = 2\%$
- chropowatość rur betonowych: $k = 2,5 \text{ mm}$
- spadek przewodu: $i = 2\text{‰}$
- średnica zewnętrzna powłoki: $D = 560 \text{ mm}$
- chropowatość rur PE: $k_{\text{ren}} = 0,1 \text{ mm}$
- wysokość przykrycia do wierzchu przewodu: $H_s = 4,0 \text{ m}$
- gęstość gruntu: $w = 2,04 \text{ g/cm}^3$
- ciężar objętościowy gruntu: $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
- moduł reakcji gruntu: $E' = 7 \text{ MPa}$
- zewnętrzne ciśnienie hydrostatyczne $P = 0,023 \text{ MPa}$
- obciążenie użytkowe: $W_s = 0,0144 \text{ MPa}$
- moduł sprężystości rur PE: $E = 800 \text{ MPa}$



- moduł sprężystości rur PE zredukowany ze względu na długotrwały wpływ obciążenia: $E_L = 160 \text{ MPa}$
- wytrzymałość na rozciąganie przy zginaniu: $\sigma_{R,K} = 21 \text{ MPa}$
- wytrzymałość na rozciąganie przy zginaniu zredukowana ze względu na długotrwały wpływ obciążenia: $\sigma_{R,L} = 14 \text{ MPa}$
- ciężar objętościowy rury PE: $\gamma_R = 9,4 \text{ kN/m}^3$
- współczynnik Poisson'a dla rur PE100: $\nu = 0,4$
- długość przewodu wytypowanego do renowacji: $L = 80 \text{ m}$
- długość jednostkowa rury: $L_j = 2,5 \text{ m}$
- liczba studzienek na trasie przewodu: $n_1 = 2$.

1. Ustalenie optymalnej wartości SDR dla powłoki renowacyjnej z rur PE

Obliczenia wykonano przy założeniu $C = 0,84$, $N = 2$ i $K = 6$. Wartość K większa od 1 sugeruje, że wolna przestrzeń powstała pomiędzy rurą macierzystą a powłoką zostanie wypełniona iniektem.

$$P = \frac{2 \cdot K \cdot E_L}{(1 - \nu^2)} \cdot \frac{1}{(SDR - 1)^3} \cdot \frac{C}{N} \rightarrow SDR = \sqrt[3]{\frac{2 \cdot K \cdot E_L}{(1 - \nu^2)} \cdot \frac{C}{N} + 1}$$

$$SDR = \sqrt[3]{\frac{2 \cdot 6 \cdot 160 \text{ MPa}}{(1 - 0,4^2)} \cdot \frac{0,84}{2}} + 1 = 35,7$$

Nie ma możliwości doboru powłoki renowacyjnej wykonanej z rur PE o średnicy nominalnej 560 mm i SDR większym niż 33. Ostatecznie dobrano powłokę z rur PE o SDR 33. Grubość takiej powłoki wynosi 17,2 mm.

- ### 2. Ustalenie przepływu ścieków Q_v i prędkości przepływu ścieków V_v dla przewodu o średnicy 600 mm i ułożonego ze spadkiem równym 2 ‰ przy całkowitym napełnieniu i maksymalnej wartości chropowatości eksploatacyjnej $k_b = 1,5 \text{ mm}$.

W oparciu o Tablice do wymiarowania hydraulicznego kanałów betonowych i żelbetowych (Unger, 2002) odczytano:

$$Q_v = 273 \frac{\text{dm}^3}{\text{s}}$$



$$V_v = 0,97 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

3. Ustalenie wartości liczby Reynoldsa

Obliczenia wykonano przy założeniu średniej średnicy przewodu $\bar{D} = 600 \text{ mm}$, prędkości $V_v = 0,97 \text{ m/s}$ i kinematycznego współczynnika lepkości $\nu = 1,31 \cdot 10^{-6} \frac{\text{m}^2}{\text{s}}$.

$$\text{Re} = \frac{\bar{D} \cdot V_v}{\nu} = \frac{0,6 \text{ m} \cdot 0,97 \frac{\text{m}}{\text{s}}}{1,31 \cdot 10^{-6} \frac{\text{m}^2}{\text{s}}} = 444275$$

Wartość liczby Reynoldsa wskazuje na to, że przepływ jest turbulentny.

4. Ustalenie zmiany przepustowości przewodu po renowacji

Obliczenia wykonano przy założeniu $d = 560 \text{ mm} - 2 \cdot 17,2 \text{ mm} = 525,6 \text{ mm}$

$$\Delta\% = \left(\frac{d}{\bar{D}}\right)^{5/2} \cdot \frac{\log\left(\frac{3,7 \cdot d}{k_{\text{powłoki}}}\right)}{\log\left(\frac{3,7 \cdot \bar{D}}{k}\right)} \cdot 100\% = \left(\frac{525,6 \text{ mm}}{600 \text{ mm}}\right)^{5/2} \cdot \frac{\log\left(\frac{3,7 \cdot 525,6 \text{ mm}}{0,1 \text{ mm}}\right)}{\log\left(\frac{3,7 \cdot 600 \text{ mm}}{2,5 \text{ mm}}\right)} \cdot 100\%$$

$$\Delta\% = 104,48\%$$

13.6. Przykład 6

Dobrać powłokę rekonstrukcyjną na potrzeby odnowy przewodu w oparciu o następujące dane:

- rodzaj rur, z których wykonano przewód kanalizacyjny: rury betonowe
- średnia średnica przewodu kanalizacyjnego wytypowanego do renowacji: $\bar{D} = 600 \text{ mm}$
- grubość ścianki rur: $s = 70 \text{ mm}$
- stan techniczny przewodu kanalizacyjnego: całkowicie zniszczony
- owalizacja przewodu: $q = 5\%$
- współczynnik szorstkości do wzoru Manninga dla rur betonowych: $n = 0,015$
- średnica zewnętrzna powłoki: $D = 560 \text{ mm}$
- grubość ścianki powłoki: $e = 33,2 \text{ mm}$



- średni promień powłoki: $r_m = 263,4 \text{ mm} = 264 \text{ mm}$
- wysokość przykrycia do wierzchu przewodu: $H_s = 4,0 \text{ m}$
- gęstość gruntu: $w = 2,04 \text{ g/cm}^3$
- ciężar objętościowy gruntu: $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
- moduł reakcji gruntu: $E' = 7 \text{ MPa}$
- kąt tarcia wewnętrznego gruntu: $\varphi = 35^\circ$
- obciążenie eksploatacyjne: $W_s = 0,0144 \text{ MPa}$
- moduł sprężystości rur PE: $E = 800 \text{ MPa}$
- moduł sprężystości rur PE zredukowany ze względu na długotrwały wpływ obciążenia: $E_L = 160 \text{ MPa}$
- wytrzymałość na rozciąganie przy zginaniu: $\sigma_{R,K} = 21 \text{ MPa}$
- wytrzymałość na rozciąganie przy zginaniu zredukowana ze względu na długotrwały wpływ obciążenia: $\sigma_{R,L} = 14 \text{ MPa}$
- ciężar objętościowy rury PE: $\gamma_R = 9,4 \text{ kN/m}^3$
- współczynnik Poisson'a dla rur PE100: $\nu = 0,4$
- długość przewodu wytypowanego do rekonstrukcji: $L = 78 \text{ m}$
- długość jednostkowa rury: $L_j = 2,5 \text{ m}$,
- liczba studzienek na trasie przewodu: $n_1 = 2$.

1. Ustalenie wartości sił wewnętrznych w konstrukcji przewodu

- od obciążenia warstwą gruntu

Momenty zginające:

$$M_{pe}^W = M_{pe}^D = \frac{1}{3} \cdot b \cdot \gamma \cdot H_s \cdot r_m^2 = \frac{1}{3} \cdot 0,276 \cdot 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 4 \text{ m} \cdot (0,264 \text{ m})^2 =$$

$$= + 0,513 \text{ kNm/m}$$

$$M_{pe}^B = -\frac{1}{3} \cdot b \cdot \gamma \cdot H_s \cdot r_m^2 = -\frac{1}{3} \cdot 0,276 \cdot 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 4 \text{ m} \cdot (0,264 \text{ m})^2 = -0,513 \text{ kNm/m}$$

Siły osiowe:

$$N_{pe}^W = N_{pe}^D = \left(a - \frac{1}{3} \cdot b\right) \cdot \gamma \cdot H_s \cdot r_m = \left(0,608 - \frac{1}{3} \cdot 0,276\right) \cdot 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 4 \text{ m} \cdot 0,264 \text{ m}$$

$$N_{pe}^W = N_{pe}^D = +10,898 \text{ kN/m}$$



$$N_{pe}^B = \left(a + \frac{1}{3} \cdot b\right) \cdot \gamma \cdot H_S \cdot r_m = \left(0,608 + \frac{1}{3} \cdot 0,276\right) \cdot 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 4 \text{ m} \cdot 0,264 \text{ m}$$

$$N_{pe}^B = +14,784 \text{ kN/m}$$

- od obciążenia eksploatacyjnego pojazdami samochodowymi

Momenty zginające:

$$M_{pv}^W = m_{pv}^W \cdot p_v \cdot r_m^2 = +0,250 \cdot 14,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot (0,264 \text{ m})^2 = +0,251 \text{ kNm/m}$$

$$M_{pv}^B = m_{pv}^D \cdot p_v \cdot r_m^2 = -0,250 \cdot 14,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot (0,264 \text{ m})^2 = -0,251 \text{ kNm/m}$$

$$M_{pv}^D = m_{pv}^D \cdot p_v \cdot r_m^2 = +0,250 \cdot 14,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot (0,264 \text{ m})^2 = +0,251 \text{ kNm/m}$$

Siły osiowe:

$$N_{pv}^W = n_{pv}^W \cdot p_v \cdot r_m = 0$$

$$N_{pv}^B = n_{pv}^B \cdot p_v \cdot r_m = -1,0 \cdot 14,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 0,264 \text{ m} = -3,802 \text{ kN/m}$$

$$N_{pv}^D = n_{pv}^D \cdot p_v \cdot r_m = 0$$

- od ciężaru własnego konstrukcji

Momenty zginające:

$$M_g^W = m_g^W \cdot \gamma_R \cdot s \cdot r_m^2 = +0,345 \cdot 9,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0,0332 \text{ m} \cdot (0,264 \text{ m})^2 = +0,0075 \text{ kNm/m}$$

$$M_g^B = m_g^B \cdot \gamma_R \cdot s \cdot r_m^2 = -0,393 \cdot 9,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0,0332 \text{ m} \cdot (0,264 \text{ m})^2 = -0,0085 \text{ kNm/m}$$

$$M_g^D = m_g^D \cdot \gamma_R \cdot s \cdot r_m^2 = +0,441 \cdot 9,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0,0332 \text{ m} \cdot (0,264 \text{ m})^2 = +0,0096 \text{ kNm/m}$$



Siły osiowe:

$$N_g^W = n_g^W \cdot \gamma_R \cdot s \cdot r_m = +0,167 \cdot 9,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0,0332 \text{ m} \cdot 0,264 \text{ m} = +0,014 \text{ kN/m}$$

$$N_g^B = n_g^B \cdot \gamma_R \cdot s \cdot r_m = -1,571 \cdot 9,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0,0332 \text{ m} \cdot 0,264 \text{ m} = -0,129 \text{ kN/m}$$

$$N_g^D = n_g^D \cdot \gamma_R \cdot s \cdot r_m = -0,167 \cdot 9,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0,0332 \text{ m} \cdot 0,264 \text{ m} = -0,014 \text{ kN/m}$$

- od ciężaru ścieków wypełniających przewód

Momenty zginające:

$$M_w^W = m_w^W \cdot \gamma_w \cdot r_m^3 = +0,172 \cdot 10,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot (0,264 \text{ m})^3 = +0,033 \text{ kNm/m}$$

$$M_w^B = m_w^B \cdot \gamma_w \cdot r_m^3 = -0,196 \cdot 10,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot (0,264 \text{ m})^3 = -0,038 \text{ kNm/m}$$

$$M_w^D = m_w^D \cdot \gamma_w \cdot r_m^3 = +0,220 \cdot 10,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot (0,264 \text{ m})^3 = +0,043 \text{ kNm/m}$$

Siły osiowe:

$$N_w^W = n_w^W \cdot \gamma_w \cdot r_m^2 = +0,583 \cdot 10,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot (0,264 \text{ m})^2 = +0,427 \text{ kN/m}$$

$$N_w^B = n_w^B \cdot \gamma_w \cdot r_m^2 = +0,215 \cdot 10,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot (0,264 \text{ m})^2 = +0,157 \text{ kN/m}$$

$$N_w^D = n_w^D \cdot \gamma_w \cdot r_m^2 = +1,417 \cdot 10,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot (0,264 \text{ m})^2 = +1,037 \text{ kN/m}$$

2. Wyznaczenie sumarycznych sił wewnętrznych w punktach charakterystycznych przekroju od obciążenia taborem samochodowym, od ciężaru własnego konstrukcji i od ciężaru ścieków wypełniających przewód

$$\sum M^W = +0,251 + 0,0075 + 0,033 = +0,292 \text{ kNm/m}$$



$$\sum M^B = -0,251 - 0,0085 - 0,038 = -0,298 \text{ kNm/m}$$

$$\sum M^D = +0,251 + 0,0096 + 0,043 = +0,304 \text{ kNm/m}$$

$$\sum N^W = 0 + 0,014 + 0,427 = +0,441 \text{ kN/m}$$

$$\sum N^B = -3,802 - 0,129 + 0,157 = -3,774 \text{ kN/m}$$

$$\sum N^D = 0 - 0,014 + 1,037 = +1,023 \text{ kN/m}$$

3. Ustalenie wartości naprężeń

- ustalenie pola przekroju poprzecznego ścianki powłoki

$$A = 1 \text{ m} \cdot 0,0332 \text{ m} = 0,0332 \text{ m}^2$$

- ustalenie wartości wskaźnika zginania

$$W = \frac{1,0 \cdot s^2}{6} = \frac{1,0 \text{ m} \cdot (0,0332 \text{ m})^2}{6} = 0,000184 \frac{\text{m}^3}{\text{m}}$$

- ustalenie wartości współczynników α_{ka} i α_{ki}

$$\alpha_{ka} = 1 - \frac{1}{3} \cdot \frac{s}{r_m} = 1 - \frac{1}{3} \cdot \frac{33,2 \text{ mm}}{264 \text{ mm}} = 0,958$$

$$\alpha_{ki} = 1 + \frac{1}{3} \cdot \frac{s}{r_m} = 1 + \frac{1}{3} \cdot \frac{33,2 \text{ mm}}{264 \text{ mm}} = 1,042$$

- ustalenie wartości naprężeń od obciążenia warstwą gruntu



$$\sigma_a^W = \frac{+10,898 \text{ kN/m}}{10^3 \cdot 0,0332 \text{ m}^2/\text{m}} + \frac{+0,513 \text{ kNm/m}}{10^3 \cdot 0,000184 \text{ m}^3/\text{m}} \cdot 0,958 = +3,000 \text{ MPa}$$

$$\sigma_i^W = \frac{+10,898 \text{ kN/m}}{10^3 \cdot 0,0332 \text{ m}^2/\text{m}} - \frac{+0,513 \text{ kNm/m}}{10^3 \cdot 0,000184 \text{ m}^3/\text{m}} \cdot 1,042 = -2,577 \text{ MPa}$$

$$\sigma_a^B = \frac{+14,784 \text{ kN/m}}{10^3 \cdot 0,0332 \text{ m}^2/\text{m}} + \frac{-0,513 \text{ kNm/m}}{10^3 \cdot 0,000184 \text{ m}^3/\text{m}} \cdot 0,958 = -2,226 \text{ MPa}$$

$$\sigma_i^B = \frac{+14,784 \text{ kN/m}}{10^3 \cdot 0,0332 \text{ m}^2/\text{m}} - \frac{-0,513 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}}{10^3 \cdot 0,000184 \frac{\text{m}^3}{\text{m}}} \cdot 1,042 = +3,350 \text{ MPa}$$

$$\sigma_a^D = \frac{+10,898 \text{ kN/m}}{10^3 \cdot 0,0332 \text{ m}^2/\text{m}} + \frac{+0,513 \text{ kNm/m}}{10^3 \cdot 0,000184 \text{ m}^3/\text{m}} \cdot 0,958 = +3,000 \text{ MPa}$$

$$\sigma_i^D = \frac{+10,898 \text{ kN/m}}{10^3 \cdot 0,0332 \text{ m}^2/\text{m}} - \frac{+0,513 \text{ kNm/m}}{10^3 \cdot 0,000184 \text{ m}^3/\text{m}} \cdot 1,042 = -2,577 \text{ MPa}$$

- ustalenie wartości naprężeń od pozostałych obciążeń

$$\sigma_a^W = \frac{+0,441 \text{ kN/m}}{10^3 \cdot 0,0332 \text{ m}^2/\text{m}} - \frac{+0,292 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}}{10^3 \cdot 0,000184 \frac{\text{m}^3}{\text{m}}} \cdot 0,958 = -1,507 \text{ MPa}$$

$$\sigma_i^W = \frac{+0,441 \text{ kN/m}}{10^3 \cdot 0,0332 \text{ m}^2/\text{m}} + \frac{+0,292 \text{ kNm/m}}{10^3 \cdot 0,000184 \text{ m}^3/\text{m}} \cdot 1,042 = +1,667 \text{ MPa}$$

$$\sigma_a^B = \frac{-3,774 \text{ kN/m}}{10^3 \cdot 0,0332 \text{ m}^2/\text{m}} - \frac{-0,298 \text{ kNm/m}}{10^3 \cdot 0,000184 \text{ m}^3/\text{m}} \cdot 0,958 = +1,438 \text{ MPa}$$

$$\sigma_i^B = \frac{-3,774 \text{ kN/m}}{10^3 \cdot 0,0332 \text{ m}^2/\text{m}} + \frac{-0,298 \text{ kNm/m}}{10^3 \cdot 0,000184 \text{ m}^3/\text{m}} \cdot 1,042 = -1,801 \text{ MPa}$$

$$\sigma_a^D = \frac{+1,023 \text{ kN/m}}{10^3 \cdot 0,0332 \text{ m}^2/\text{m}} - \frac{+0,304 \text{ kNm/m}}{10^3 \cdot 0,000184 \text{ m}^3/\text{m}} \cdot 0,958 = -1,552 \text{ MPa}$$





$$\sigma_i^D = \frac{+1,023 \text{ kN/m}}{10^3 \cdot 0,0332 \text{ m}^2/\text{m}} + \frac{+0,304 \text{ kNm/m}}{10^3 \cdot 0,000184 \text{ m}^3/\text{m}} \cdot 1,042 = +1,752 \text{ MPa}$$

- wyznaczenie sumarycznych naprężeń od obciążenia gruntem, taborem samochodowym, ciężaru własnego konstrukcji i ciężaru ścieków wypełniających przewód

$$\sum \sigma_a^W = -1,507 \text{ MPa} + 3,000 \cdot (-1) = -4,507 \text{ MPa}$$

$$\sum \sigma_i^W = +1,667 - 2,577 \cdot (-1) = +4,244 \text{ MPa}$$

$$\sum \sigma_a^B = +1,438 \text{ MPa} - 2,226 \text{ MPa} \cdot (-1) = +3,664 \text{ MPa}$$

$$\sum \sigma_i^B = -1,801 \text{ MPa} + 3,350 \text{ MPa} \cdot (-1) = -5,151 \text{ MPa}$$

$$\sum \sigma_a^D = -1,552 \text{ MPa} + 3,000 \text{ MPa} \cdot (-1) = -4,552 \text{ MPa}$$

$$\sum \sigma_i^D = +1,752 \text{ MPa} - 2,577 \text{ MPa} \cdot (-1) = +4,329 \text{ MPa}$$

4. Sprawdzenie warunku bezpieczeństwa

$$\gamma = \frac{\sigma_R}{\sigma} = \frac{14 \text{ MPa}}{5,151 \text{ MPa}} = 2,72 > 2,0$$

Warunek bezpieczeństwa w tym przypadku został spełniony.

5. Obliczenia hydrauliczne

5.1. Obliczenia hydrauliczne przewodu kanalizacyjnego przed rekonstrukcją

I sposób:

- ustalenie natężenia przepływu ścieków i prędkości przepływu ścieków w przewodzie o średnicy 600 mm przy założeniu spadku przewodu 2,0 ‰, $k_b = 1,5 \text{ mm}$ i całkowitego wypełnienia przewodu ściekami





Na podstawie Tablic do wymiarowania hydraulicznego kanałów betonowych i żelbetowych (2002) odczytano:

$$Q_v = 273 \frac{\text{dm}^3}{\text{s}}$$

$$V_v = 0,97 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

- wyznaczenie wartości liczby Reynoldsa

$$\text{Re} = \frac{\bar{D} \cdot V}{\nu} = \frac{0,6 \text{ m} \cdot 0,97 \frac{\text{m}}{\text{s}}}{1,31 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}} = 444275$$

- ustalenie wartości współczynnika oporów liniowych tarcia λ

$$\lambda = 0,0055 \cdot \left[1 + \left(20000 \cdot \frac{k}{\bar{D}} + \frac{10^6}{\text{Re}} \right)^{\frac{1}{3}} \right] = 0,0055 \cdot \left[1 + \left(20000 \cdot \frac{2,5 \text{ mm}}{600 \text{ mm}} + \frac{10^6}{444275} \right)^{\frac{1}{3}} \right]$$

$$\lambda = 0,0297$$

- ustalenie wysokości ciśnienia H

$$H = i \cdot L = 0,002 \cdot 80 \text{ m} = 0,16 \text{ m}$$

- ustalenie liczby złączy rur na odcinku przewodu wytypowanym do rekonstrukcji

$$n = \frac{L}{L_j} = \frac{80 \text{ m}}{2,5 \text{ m}} = 32$$

- ustalenie wartości współczynników oporów miejscowych

$\zeta_L = 0,0095$ dla przewodu o średnicy 600 mm wg Tabeli 5 zamieszczonej w ATV-DVWK A-110P (1988),

$\zeta_{\text{Sty.}} = 0,0027$ dla przewodu o średnicy 600 mm wg Tabeli 6 zamieszczonej w ATV-DVWK A-110P(1988),

$\zeta_z = 0$ ponieważ do przewodu nie podłączono żadnych przykanalików,

$\zeta_{\text{tsr.}} = 0,1$ wg Tabeli 8 zamieszczonej w ATV DVWK A-110P (1988) przy założeniu całkowitego napełnienia przewodu ściekami (przepływ bezciśnieniowy)



$$\sum \zeta = 32 \cdot 0,0095 + 32 \cdot 0,0027 + 0 + 2 \cdot 0,1 = 0,59$$

- ustalenie natężenia przepływu w przewodzie kanalizacyjnym

$$Q_{ist} = \frac{\pi \cdot \bar{D}^2}{4} \cdot \sqrt{\frac{2gH}{1 + \lambda \cdot \frac{L}{\bar{D}} + \sum \zeta}} = \frac{\pi \cdot (0,6 \text{ m})^2}{4} \sqrt{\frac{2 \cdot 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot 0,16 \text{ m}}{1 + 0,0297 \cdot \frac{80 \text{ m}}{0,6 \text{ m}} + 0,59}} = 0,2126 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

- ustalenie natężenia przepływu ścieków i prędkości przepływu ścieków w przewodzie o średnicy 500 mm przy założeniu spadku przewodu 2,0 ‰, $k_b = 0,1 \text{ mm}$ i całkowitego wypełnienia przewodu ściekami

Na podstawie Tablic do wymiarowania hydraulicznego kanałów betonowych i żelbetowych (Unger, 2002) odczytano:

$$Q_v = 220 \frac{\text{dm}^3}{\text{s}}$$

$$V_v = 1,12 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Ponieważ rzeczywista średnica wewnętrzna przewodu po rekonstrukcji wynosi 560 mm - 2·33,2 mm = 493,6 mm dlatego potrzebna jest korekta natężenia przepływu

$$Q'_v = \frac{\pi \cdot d^2}{4} \cdot V_v = \frac{\pi \cdot (0,4936 \text{ m})^2}{4} \cdot 1,12 \frac{\text{m}}{\text{s}} = 0,2143 \frac{\text{dm}^3}{\text{s}} = 214,3 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

- wyznaczenie wartości liczby Reynoldsa

$$Re = \frac{\bar{D} \cdot V}{\nu} = \frac{0,4936 \text{ m} \cdot 1,12 \frac{\text{m}}{\text{s}}}{1,31 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}} = 422009$$



- wyznaczenie wartości współczynnika liniowych oporów tarcia

$$\lambda = 0,0055 \cdot \left[1 + \left(20000 \cdot \frac{k}{D} + \frac{10^6}{Re} \right)^{\frac{1}{3}} \right]$$

$$\lambda = 0,0055 \cdot \left[1 + \left(20000 \cdot \frac{0,1 \text{ mm}}{493,6 \text{ m mm}} + \frac{10^6}{422009} \right)^{\frac{1}{3}} \right] = 0,0157$$

- ustalenie wysokości ciśnienia H

$$H = i \cdot L = 0,002 \cdot 80 \text{ m} = 0,16 \text{ m}$$

- ustalenie wartości współczynników oporów miejscowych

$\zeta_L = 0,010$ dla przewodu o średnicy 500 mm wg Tabeli 5 zamieszczonej w ATV-DVWK A-110P (1988),

$\zeta_{Sty.} = 0,003$ dla przewodu o średnicy 500 mm wg Tabeli 6 zamieszczonej w ATV-DVWK A-110P(1988),

$\zeta_z = 0$ ponieważ do przewodu nie podłączono żadnych przykanalików,

$\zeta_{tsr.} = 0,1$ wg Tabeli 8 zamieszczonej w ATV DVWK A-110P (1988) przy założeniu całkowitego napełnienia przewodu ściekami (przepływ bezciśnieniowy)

$n = 0$ ponieważ do reliningu zastosowano rury PE, które są zgrzewane

$$\sum \zeta = 0 \cdot 0,010 + 0 \cdot 0,003 + 0 + 2 \cdot 0,1 = 0,2$$

- ustalenie natężenia przepływu w przewodzie kanalizacyjnym po rekonstrukcji w oparciu o wzór (71)

$$Q_{ren} = \frac{\pi \cdot d^2}{4} \cdot \sqrt{\frac{2gH}{1 + \lambda \cdot \frac{L}{D} + \sum \zeta}} = \frac{\pi \cdot (0,4936 \text{ m})^2}{4} \sqrt{\frac{2 \cdot 9,81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \cdot 0,16 \text{ m}}{1 + 0,0157 \cdot \frac{80 \text{ m}}{0,4936 \text{ m}} + 0,2}}$$

$$Q_{ren} = 0,1752 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} = 175,2 \frac{\text{dm}^3}{\text{s}}$$



- wyznaczenie zmiany przepustowości przewodu kanalizacyjnego po rekonstrukcji

$$\Delta\% = \frac{Q_{rek}}{Q_{ist}} \cdot 100\% = \frac{0,1752 \frac{m^3}{s}}{0,2126 \frac{m^3}{s}} \cdot 100\% = 82,41\%$$

II sposób:

$$\Delta\% = \frac{n}{n_{PE}} \cdot \left(\frac{d}{\bar{D}}\right)^{\frac{8}{3}} \cdot 100\%$$

$$\Delta\% = \frac{0,015}{0,011} \cdot \left(\frac{493,6 \text{ mm}}{600 \text{ mm}}\right)^{\frac{8}{3}} \cdot 100\% = 81,03\%$$

III sposób:

$$\Delta\% = \left(\frac{d}{\bar{D}}\right)^{5/2} \cdot \frac{\log\left(\frac{3,7 \cdot (\bar{D} - 2 \cdot t_n)}{k_{powłoki}}\right)}{\log\left(\frac{3,7 \cdot \bar{D}}{k}\right)} \cdot 100\%$$

$$\Delta\% = \left(\frac{493,6 \text{ mm}}{600 \text{ mm}}\right)^{5/2} \cdot \frac{\log\left(\frac{3,7 \cdot 493,6 \text{ mm}}{0,1 \text{ mm}}\right)}{\log\left(\frac{3,7 \cdot 600 \text{ mm}}{2,5 \text{ mm}}\right)} \cdot 100\% = 88,72\%$$



Pojęcia i definicje:

Średnia grubość powłoki żywicznej – odpowiada przynajmniej grubości powłoki, wynikającej z obliczeń (uwzględnia grubość warstwy ścieralnej),

Minimalna grubość powłoki żywicznej – odpowiada przynajmniej 80% grubości powłoki, wynikającej z obliczeń (uwzględnia grubość warstwy ścieralnej). Nie powinna być ona jednak mniejsza niż 3,0 mm,

Wymagana grubość powłoki żywicznej – grubość powłoki, wynikająca wprost z obliczeń statycznie – wytrzymałościowych bez grubości warstwy ścieralnej

Nominalna grubość powłoki żywicznej – grubość powłoki odpowiadająca sumie grubości wszystkich warstw, wykorzystanych do jej uformowania - stan M (ang. Manufactured stage) wg PN-EN ISO 11296-4:2018-03

Całkowita grubość powłoki żywicznej – grubość powłoki żywicznej w stanie I (ang. Installed stage) wg PN-EN ISO 11296-4:2018-03, uwzględniająca wszystkie dodatkowe (trwale lub nietrwale) powłoki i warstwy itd

Warstwa ścieralna powłoki żywicznej – wewnętrzna, dodatkowa warstwa powłoki, która może ulec straciu podczas eksploatacji. Jej grubość jest dopierana stosowanie do potrzeb

SDR – szereg wymiarowy rur, odpowiadający ilorazowi średnicy nominalnej do grubości ścianki rury z tworzyw sztucznych

Średnica nominalna rury – dla rur jednowarstwowych polietylenowych typu 1, rur dwuwarstwowych typu 2/2 i rur trójwarstwowych typu 2/3 jest średnicą zewnętrzną. W przypadku rur polietylenowych trójwarstwowych typu 3 nie uwzględnia ona dodatkowej, zewnętrznej warstwy ochronnej.



Literatura

Publikacje zwarte:

- Kotowski A. (2011). Podstawy bezpiecznego wymiarowania odwodnień terenów, t. I, Wydawnictwo Seidel – Przywecki, Warszawa
- Kulickowski A. (2004). Rury kanalizacyjne. Projektowanie konstrukcji t. II, Wydawnictwo Politechniki Świętokrzyskiej, Kielce
- Kulickowski A. i in. (2010). Technologie bezwykopowe w inżynierii środowiska, Wydawnictwo Seidel - Przywecki, Warszawa
- Lubczyńska U. (2004). Hydraulika Stosowana w Inżynierii Środowiska, Wydawnictwo Politechniki Świętokrzyskiej, Kielce
- Plastic Pipe Institute (2006). Handbook of Polyethylene Pipe, Second Edition, Irving, Texas US
- Unger P. (2002). Tablice do wymiarowania hydraulicznego przewodów betonowych i żelbetowych w oparciu o wzór Colebrooke'a – White'a, FBS-Fachvereinigung Betonrohre und Stahlbetonrohre e.V., Bonn
- Wiłun Z. (2013). Zarys geotechniki, Wydawnictwa Komunikacji i Łączności WKŁ, Sulejówek

Artykuły:

- Bubnov D., Volnushkina K., Bryanskaya Y. (2023). Hydraulic characteristics of pipelines restored using polymer hoses, E3S Web of Conf., vol. 410, p. 9
- Chusid E. (2002). The renovation of Santa Monica's earthquake damaged sewers using spiral wound liners, Conference proceedings, NASTT Conference, Montreal,
- Doherty I. J. (2008). CIPP liner thickness changes under F1216-07b, Conference proceedings, North American Society for Trenchless Technology 2008 No-Dig Conference & Exhibition, Dallas, Texas
- Niazkar M., Talebbeydokhti N. and Afzali S.H. (2017). Relationship between Hazen-William coefficient and Colebrook-White friction factor: Application in water network analysis, European Water, 58, 513-520
- Przybyła B. (2017). Wytyczne ATV-M 127-2 i DWA-A 143-2. Podstawowe zmiany w zasadach wymiarowania linerów na potrzeby renowacji technicznej rurociągów, Inżynieria Środowiska, 3, 48-56
- Siwiński T. (2019). Nowe klasy obciążeń ruchomych drogowych obiektów mostowych, Mosty, 2, 40-46
- Travis Q. B., Mays L. W. (2015). Relation between Hazen – Williams and Colebrooke – White roughness values, Journal of Hydraulic Engineering, 133(11), 1270-1273
- Vrabie M., Băetu S.-A., Toma A. (2019). On the calculation of the vertical soil pressure on rigid pipes installed in embankment conditions, Buletinul Institutului



Politehnic din Iași publicat de Universitatea Tehnică „Gheorghe Asachi” din Iași, Vol. 65 (69), 87-101

Zhao J.Q., Daigle L., Willmets M. (2003). Controlling the performance of sliplined pipe with grouting, Conference proceedings, Infra 2003 – The Changing Infrastructure Rehabilitation Market: The Emergence of a New Dynamic, Montreal, Québec

Wytyczne i normy:

ASTM F1216-09 (2009). Standard Practice for Rehabilitation of Existing Pipelines and Conduits by the Inversion and Curing of a Resin-Impregnated Tube, Published by ASTM International, West Conshohocken, Pennsylvania US

ATV-DVWK-A 110P (1988). Wytyczne do hydraulicznego wymiarowania i sprawdzania przepustowości kanałów i przewodów ściekowych, Wydawnictwo Seidel – Przywecki, Warszawa

ATV-DVWK-A 127P (2002). Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe kanałów i przewodów kanalizacyjnych, Wydanie 3, Wydawnictwo Seidel-Przywecki, Warszawa

ATV-M 127-2:2000 (2000). Static calculations for the rehabilitation of sewers with lining and assembly procedures, Hennef

DWA-A 143-2 (2015). Static Calculation for the Rehabilitation of Drains and Sewers, Published by German Association for Water, Wastewater and Waste, Hennef

PN-EN 752-4: 2001. Zewnętrzne systemy kanalizacyjne. Obliczenia hydrauliczne i oddziaływanie na środowisko, PKN, Warszawa

PN EN 1991-2:1991. Oddziaływania na konstrukcje. Część 2: Obciążenia ruchome mostów, PKN, Warszawa

PN-EN ISO 11296-4:2018-03. Systemy przewodów rurowych z tworzyw sztucznych do renowacji podziemnych bezciśnieniowych sieci kanalizacji deszczowej i sanitarnej — Część 4: Wykładanie rękawami utwardzanymi na miejscu, PKN, Warszawa

PN-76/M-34034 Rurociągi. Zasady obliczeń strat ciśnienia, PKN, Warszawa

Akty prawne:

Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej ws. warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie, DZ.U.00.63.735 z 2000 r. z późniejszymi zmianami



Źródła internetowe:

<https://www.krah.net/en/news/latest-news/349-atv-a127-standard-vs-awwa-m55-manual>, dostępny 04.02.2025

<https://civilweb-spreadsheets.com/drainage-design-spreadsheets/buried-pipe-design-spreadsheet/spangler-modulus-of-soil-reaction/>, dostępny 04.02.2025

