

Cezary Madryas  
Andrzej Kolonko  
Leszek Wysocki

# KONSTRUKCJE PRZEWODÓW KANALIZACYJNYCH



Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej  
Wrocław 2002

Wydanie publikacji dofinansował Komitet Badań Naukowych

Recenzenci

Józef DZIOPAK

Andrzej KULICZKOWSKI

Opracowanie redakcyjne

Aleksandra WAWRZYNKOWSKA

Projekt okładki

Zofia i Dariusz GODLEWSCY

© Copyright by Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 2002

OFICyna WYDAWNICZA POLITECHNIKI WROCLAWSKIEJ

Wybrzeże Wyspiańskiego 27, 50-370 Wrocław

**ISBN 83-7085-642-X**

Druk: Wrocławska Drukarnia Naukowa PAN im St. Kulczyńskiego, Spółka z o.o.

## Spis treści

Przedmowa .....	9
1. HISTORIA ROZWOJU KANALIZACJI ( <i>A. Kolonko, C. Madryas</i> ) .....	11
1.1. Kanalizacja w rozwoju cywilizacji technicznej .....	11
1.1.1. Wprowadzenie .....	11
1.1.2. Okres od powstania pierwszych cywilizacji do początków naszej ery .....	11
1.1.3. Akwedukty .....	20
1.1.4. Okres od początków naszej ery do końca XIX wieku .....	22
1.2. Rozwój kanalizacji miast polskich .....	26
1.2.1. Wprowadzenie .....	26
1.2.2. Historia kanalizacji Warszawy .....	27
1.2.2.1. Okres przed rokiem 1878 .....	27
1.2.2.2. Okres po 1878 roku .....	27
1.2.3. Historia kanalizacji Wrocławia .....	31
1.2.3.1. Okres przed rokiem 1945 .....	31
1.2.3.2. Okres po 1945 roku .....	33
1.2.4. Historia kanalizacji Krakowa .....	35
2. ROZWIĄZANIA MATERIAŁOWE PRZEWODÓW KANALIZACYJNYCH ( <i>A. Kolonko, C. Madryas, L. Wysocki</i> ) .....	38
2.1. Przewody kamionkowe .....	38
2.1.1. Etapy rozwojowe przewodów kamionkowych .....	38
2.1.2. Surowce do produkcji rur kamionkowych .....	38
2.1.3. Technologia produkcji .....	39
2.1.4. Właściwości rur kamionkowych .....	41
2.1.4.1. Odporność chemiczna .....	41
2.1.4.2. Parametry wytrzymałościowe kamionki i rur kamionkowych .....	41
2.1.5. Złącza rur kamionkowych .....	42
2.1.5.1. Złącza rur kamionkowych układanych w wykopach otwartych .....	42
2.1.5.2. Złącza rur kamionkowych układanych metodami bezwykopowymi .....	45
2.1.6. Badania .....	46
2.1.6.1. Wprowadzenie .....	46
2.1.6.2. Wyznaczenie jednostkowej siły niszczącej FN .....	47
2.1.6.3. Wyznaczenie wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu $\sigma_{bz}$ .....	48
2.1.6.4. Wyznaczenie momentu niszczącego przy zginaniu w kierunku podłużnym (RMF) .....	49
2.1.6.5. Badanie wodoszczelności rur .....	50
2.1.7. Typoszeregi rur kamionkowych .....	50
2.1.8. Oznaczenia .....	50
2.2. Kolektory murowane .....	53

2.2.1. Materiały konstrukcyjne	53
2.2.2. Wykonawstwo kolektorów	55
2.2.3. Kształty przekrojów poprzecznych	61
2.3. Przewody żeliwne	63
2.3.1. Wprowadzenie	63
2.3.2. Żeliwo szare i sferoidalne	64
2.3.3. Parametry wytrzymałościowe żeliwa sferoidalnego	66
2.3.4. Technologia produkcji metodą odlewania w formach piaskowych	67
2.3.5. Technologia produkcji metodą odlewania odśrodkowego	68
2.3.6. Obróbka końcowa odlanych rur	70
2.3.7. Powłoki ochronne	70
2.3.7.1. Wprowadzenie	70
2.3.7.2. Zewnętrzne powłoki ochronne rur żeliwnych	71
2.3.7.3. Wewnętrzne powłoki ochronne rur żeliwnych	72
2.3.7.4. Właściwości wewnętrznej wykładziny z zaprawy cementowej	72
2.3.8. Złącza rur żeliwnych	75
2.3.9. Zakres zastosowań	78
2.3.10. Badania	79
2.3.10.1. Wprowadzenie	79
2.3.10.2. Badanie wytrzymałości żeliwa na rozciąganie $R_m$	80
2.3.10.3. Badanie wytrzymałości przy zginaniu rury w kierunku podłużnym	81
2.3.10.4. Badanie sztywności pierścieniowej $S$	82
2.3.10.5. Badanie szczelności połączeń rur w przypadku nadciśnienia	83
2.3.11. Oznaczenia	83
2.4. Przewody betonowe	83
2.4.1. Przewody monolityczne	83
2.4.1.1. Wymagania materiałowe	83
2.4.1.2. Rozwiązania konstrukcyjne	88
2.4.2. Kolektory prefabrykowane	88
2.4.2.1. Wymagania materiałowe	88
2.4.2.2. Wymagania konstrukcyjne	94
2.4.2.3. Produkcja rur	95
2.4.2.4. Asortyment wyrobów	96
2.5. Przewody stalowe	100
2.5.1. Wprowadzenie	100
2.5.2. Technologia produkcji	101
2.5.3. Zabezpieczenia antykorozyjne	105
2.5.4. Połączenia rur stalowych z wykładziną z zaprawy cementowej	108
2.5.5. Asortyment produkcji	112
2.5.6. Oznaczenia	112
2.6. Przewody z polimerobetonu	113
2.6.1. Wprowadzenie	113
2.6.2. Właściwości polimerobetonu i wyprodukowanych z niego rur	114
2.6.3. Technologia produkcji rur z polimerobetonu	115
2.6.4. Typoszeregi rur z polimerobetonu	117
2.6.5. Połączenia rur polimerobetonowych	117

2.6.6.	Badania rur z polimerobetonu . . . . .	120
2.6.6.1.	Badania materiałowe . . . . .	120
2.6.6.2.	Badanie wodoszczelności . . . . .	120
2.6.6.3.	Badanie wytrzymałości rur na obciążenie zewnętrzne . . . . .	121
2.6.7.	Oznaczenia . . . . .	121
2.7.	Przewody z tworzyw sztucznych . . . . .	122
2.7.1.	Wiadomości wstępne . . . . .	122
2.7.2.	Przewody podatne z tworzyw termoplastycznych . . . . .	129
2.7.2.1.	Wprowadzenie . . . . .	129
2.7.2.2.	Przewody z polietylenu . . . . .	131
2.7.2.2.1.	Właściwości polietylenu . . . . .	131
2.7.2.2.2.	Produkcja i asortyment rur polietylenowych . . . . .	136
2.7.2.2.3.	Łączenie elementów polietylenowych . . . . .	138
2.7.2.3.	Przewody z polichlorku winylu . . . . .	140
2.7.2.3.1.	Produkcja rur z polichlorku winylu . . . . .	140
2.7.2.3.2.	Właściwości rur z polichlorku winylu . . . . .	143
2.7.2.3.3.	Połączenia rur i elementów z PCW . . . . .	145
2.7.2.3.4.	Asortyment wyrobów z PCW . . . . .	146
2.7.2.4.	Przewody z polipropylenu . . . . .	147
2.7.2.4.1.	Produkcja i właściwości rur z polipropylenu . . . . .	147
2.7.2.4.2.	Połączenia rur i elementów z PP . . . . .	149
2.7.2.4.3.	Asortyment wyrobów z PP . . . . .	150
2.7.3.	Przewody z duroplastów . . . . .	151
2.7.3.1.	Wiadomości wstępne . . . . .	151
2.7.3.2.	Produkcja rur GRP w procesie odlewania odśrodkowego . . . . .	152
2.7.3.3.	Produkcja rur GRP w procesie nawojowym . . . . .	155
2.7.3.4.	Właściwości i badania rur GRP . . . . .	156
2.7.3.5.	Połączenia rur i elementów z GRP . . . . .	161
2.7.3.6.	Asortyment wyrobów . . . . .	163
2.7.4.	Badania polimerów . . . . .	164
3.	<b>OBLICZENIA STATYCZNO-WYTRZYMAŁOŚCIOWE PRZEWODÓW</b>	
	<i>(A. Kolonko, C. Madryas, L. Wysocki)</i> . . . . .	165
3.1.	Przewody ułożone w wykopach . . . . .	165
3.1.1.	Wprowadzenie . . . . .	165
3.1.2.	Początki rozwoju teorii obliczeniowych . . . . .	166
3.1.2.1.	Początki rozwoju teorii dotyczących rur sztywnych . . . . .	166
3.1.2.2.	Początku rozwoju teorii dotyczącej rur podatnych . . . . .	168
3.1.3.	Badania doświadczalne . . . . .	169
3.1.4.	Współczesne metody obliczeniowe . . . . .	170
3.1.4.1.	Wprowadzenie . . . . .	170
3.1.4.2.	Założenia do metod obliczeniowych . . . . .	171
3.1.4.2.1.	Rury sztywne i podatne . . . . .	171
3.1.4.2.2.	Współpraca układu rurociąg–ośrodek gruntowy . . . . .	171
3.1.4.2.3.	Sztywność obwodowa rury . . . . .	172
3.1.4.2.4.	Reologiczne właściwości układu rurociąg–ośrodek gruntowy . . . . .	172
3.1.4.2.5.	Kryteria wymiarowania . . . . .	175

3.1.5. Metoda skandynawska wymiarowania	176
3.1.5.1. Omówienie metody	176
3.1.5.2. Przykład obliczeniowy	182
3.1.6. Metoda wymiarowania według wytycznych ATV-DVWK-A127	183
3.1.6.1. Omówienie metody	183
3.1.6.2. Przykład obliczeniowy dla rury podatnej	188
3.1.6.3. Założenia obliczeniowe dla rury sztywnej	208
3.2. Przewody ułożone technikami bezwykopowymi	208
3.2.1. Założenia teoretyczne	208
3.2.2. Przykład obliczeniowy	217
3.3. Przewody ciśnieniowe	219
3.3.1. Wprowadzenie	219
3.3.2. Dobór grubości ścianki rury	221
3.3.2.1. Rurociągi ułożone poza ośrodkiem gruntowym	221
3.3.2.2. Rurociągi ciśnieniowe ułożone w gruncie	224
3.3.3. Uderzenie hydrauliczne	225
3.3.4. Bloki oporowe	228
3.3.4.1. Zabezpieczanie łuków	228
3.3.4.2. Zabezpieczanie kształtek	229
3.3.4.3. Zabezpieczenie zwęzek	230
3.3.5. Zagadnienie rozszerzalności termicznej	231
4. WYKONAWSTWO PRZEWODÓW KANALIZACYJNYCH (C. Madryas, L. Wysocki)	234
4.1. Wykonawstwo przewodów metodą wykopową	234
4.1.1. Roboty ziemne	234
4.1.1.1. Podział gruntów na kategorie	234
4.1.1.2. Prace wstępne	234
4.1.1.3. Dobór sposobu odwodnienia wykopów	236
4.1.1.4. Realizacja wykopów	236
4.1.1.5. Sposoby zabezpieczania ścian wykopów	238
4.1.1.6. Odkrycia wykopaliskowe	241
4.1.2. Układanie przewodów	241
4.1.2.1. Układanie przewodów posadowionych powyżej zwierciadła wody gruntowej	243
4.1.2.2. Układanie przewodów posadowionych poniżej zwierciadła wody gruntowej	246
4.1.2.3. Układanie rurociągów na słabych gruntach	246
4.1.3. Wykonywanie prac w okresie obniżonych temperatur	246
4.1.4. Usuwanie obudowy wykopu	247
4.1.5. Próba szczelności	247
4.2. Bezwykopowe techniki układania przewodów kanalizacyjnych	248
4.2.1. Historia rozwoju i podział technik bezwykopowych	248
4.2.2. Porównanie technik bezwykopowych	252
4.2.3. Przeciski hydrauliczne (Pipe Jacking)	254
4.2.3.1. Historia technologii i zakres jej stosowania	254
4.2.3.2. Opis technologii	255
4.2.3.3. Urządzenia do przeciskania i ich dobór	262

4.2.3.4. Przykład . . . . .	265
4.2.4. Mikrotunelowanie . . . . .	266
4.2.4.1. Historia technologii i zakres jej stosowania . . . . .	266
4.2.4.2. Opis technologii . . . . .	267
4.2.4.3. Dobór głowicy . . . . .	269
4.2.4.4. Materiałowe rozwiązania rur stosowanych w mikrotunelowaniu . . . . .	271
4.2.4.5. Wymagania dotyczące placu budowy . . . . .	271
4.2.4.6. Przykłady zastosowań mikrotunelowania do budowy sieci kanalizacyjnej . . . . .	273
4.2.5. Przewierci sterowane (Horizontal Directional Drilling – HDD) . . . . .	275
4.2.5.1. Założenia techniki i zakres jej stosowania . . . . .	275
4.2.5.2. Badania geologiczne i rozpoznanie terenu . . . . .	275
4.2.5.3. Projektowanie przewiertu i placu budowy . . . . .	277
4.2.5.4. Wykonywanie otworu pilotowego . . . . .	279
4.2.5.5. Poszerzanie otworu pilotowego i montaż rury technologicznej . . . . .	280
4.2.5.6. Wybrane przykłady zastosowań sterowanych metod budowy rurociągów do budowy kanalizacji w Polsce . . . . .	281
4.2.6. Wiercenia kierunkowe (Directional Drilling) . . . . .	283
4.2.6.1. Opis technologii . . . . .	283
4.2.6.2. Przykłady zastosowań metody do budowy przewodów kanalizacyjnych w Polsce . . . . .	285
4.2.7. Ekonomiczne aspekty stosowania metod bezwykopowych . . . . .	286
4.2.7.1. Wprowadzenie . . . . .	286
4.2.7.2. Różnicowe kryterium kosztów . . . . .	287
4.2.7.3. Oceny wielostopniowe (procedury eksperckie) . . . . .	288
4.2.7.3.1. Metody oceniania technicznych cech przedsięwzięcia . . . . .	288
4.2.7.3.2. Metody oceniania finansowych i społecznych kosztów przedsięwzięcia . . . . .	291
4.2.8. Kolidzje z innymi obiektami . . . . .	294
5. BADANIA PRZEWODÓW KANALIZACYJNYCH (C. Madryas) . . . . .	296
5.1. Wprowadzenie . . . . .	296
5.2. Badania dla celów aprobacyjnych . . . . .	296
5.2.1. Założenia ogólne . . . . .	296
5.2.2. Badania chemiczne . . . . .	297
5.2.3. Badania makroskopowe . . . . .	298
5.2.4. Badania sztywności obwodowej . . . . .	299
5.2.5. Określanie siły niszczącej . . . . .	302
5.2.6. Wyznaczenie stopnia udarności . . . . .	302
5.2.7. Szczelność połączenia . . . . .	303
5.2.8. Wytrzymałość połączeń na rozerwanie . . . . .	304
5.2.9. Badania elementów komory roboczej i trzonu studzienki (kręgów) . . . . .	305
5.3. Badania eksploatacyjne . . . . .	306
5.3.1. Założenia ogólne . . . . .	306
5.3.2. Charakterystyka wybranych metod kontroli . . . . .	307
5.3.2.1. Kontrola wnętrza przewodu . . . . .	307
5.3.2.2. Badanie szczelności . . . . .	310
5.3.2.3. Metody pomiaru rys, przemieszczeń oraz geometrii przekroju i niwelety . . . . .	313

5.3.2.4.	Badania struktury i grubości ścian przewodów metodami nieniszczącymi . . .	316
5.3.2.5.	Badania warunków gruntowych w otoczeniu kanału . . . . .	320
5.3.2.6.	Podsumowanie . . . . .	321
5.4.	Przykłady badań kolektorów kanalizacyjnych . . . . .	322
5.4.1.	Kolektory żelbetowe . . . . .	322
5.4.1.1.	Wprowadzenie . . . . .	322
5.4.1.2.	Opis obiektów . . . . .	322
5.4.1.3.	Opis badań . . . . .	324
5.4.1.4.	Wyniki badań . . . . .	326
5.4.2.	Kolektory ceglane . . . . .	330
5.4.2.1.	Wprowadzenie . . . . .	330
5.4.2.2.	Przykłady badanych kolektorów ceglanych . . . . .	330
5.4.2.2.1.	Kolektor w ul. Nowy Świat i Ruskiej we Wrocławiu . . . . .	330
5.4.2.2.2.	Inne kolektory . . . . .	333
5.4.3.	Podsumowanie . . . . .	335
6.	STUDZIENKI KANALIZACYJNE ( <i>A. Kolonko, L. Wysocki</i> ) . . . . .	337
6.1.	Wprowadzenie . . . . .	337
6.2.	Wymagania . . . . .	339
6.3.	Rozwiązania materiałowe studzienek kanalizacyjnych . . . . .	343
6.4.	Połączenia . . . . .	346
6.4.1.	Połączenia elementów studzienek kanalizacyjnych . . . . .	346
6.4.2.	Połączenia studzienek z przewodami kanalizacyjnymi . . . . .	348
6.5.	Badania . . . . .	349
6.6.	Inne obiekty na sieci . . . . .	350
7.	ZAGROŻENIA KOROZYJNE W KANAŁACH ŚCIEKOWYCH ( <i>A. Kolonko, L. Wysocki</i> ) . . .	351
7.1.	Przewody betonowe i murowane . . . . .	351
7.1.1.	Rodzaje zagrożeń . . . . .	351
7.1.2.	Podstawowe wymagania w zakresie ochrony przed korozją . . . . .	352
7.1.3.	Sposoby ochrony przed korozją . . . . .	354
7.2.	Przewody stalowe i żeliwne . . . . .	357
7.2.1.	Rodzaje zagrożeń korozyjnych . . . . .	357
7.2.2.	Podstawowe wymagania w zakresie ochrony przed korozją . . . . .	359
7.2.3.	Charakterystyka środowisk, czynników i procesów korozyjnych . . . . .	360
7.2.4.	Sposoby ochrony rurociągów przed korozją . . . . .	363
	LITERATURA . . . . .	367



## Przedmowa

Przewody kanalizacyjne stanowią jeden z najważniejszych i najkosztowniejszych elementów podziemnej infrastruktury technicznej miast. Wymagają one także znacznych nakładów na eksploatację. Niezmiernie ważne jest zatem preferowanie takich rozwiązań projektowych, materiałowych i wykonawczych, które pozwalają na osiągnięcie jak najlepszej jakości budowli przy jak najmniejszych kosztach łącznych, tzn. inwestycyjnych i eksploatacyjnych liczonych w odniesieniu do całego okresu użytkowania. Przez jakość budowli należy rozumieć tu zdolność przewodów do realizacji ich funkcji na wymaganym poziomie niezawodności w założonym, zazwyczaj bardzo długim, okresie eksploatacji. Związane z tym wymagania dotyczą przede wszystkim długotrwałej odporności materiałów na zniszczenia powodowane obciążeniami mechanicznymi, chemicznymi i biologicznymi. O sukcesie przedsięwzięcia decydują więc przede wszystkim przyjęte rozwiązania konstrukcyjno-materiałowe projektowanych przewodów oraz sposób ich wybudowania. Szczególnego znaczenia nabiera tu problem kompleksowej analizy statyczno-wytrzymałościowej, gdyż obciążenia taborem komunikacyjnym, gruntem, nierównomierne osiadania i wahania poziomu wody gruntowej tworzą niejednokrotnie złożone układy obciążeń mechanicznych, których rozwiązania wymagają głębokiego rozumienia tematu. Zasadniczy wpływ na obciążenia mechaniczne mają także technika instalowania rur oraz ich sztywność zależna od rodzaju konstrukcji. Ciągła zmiana składu chemicznego wód gruntowych i ścieków powoduje z kolei, że dobór materiału rur, mający podstawowy wpływ na odporność przewodów, na obciążenia chemiczne i biologiczne, staje się znaczącym problemem.

W monografii przedstawiono historię rozwoju kanalizacji miast, tradycyjne i najnowsze rozwiązania materiałowe przewodów, zasady obliczeń statyczno-wytrzymałościowych ich konstrukcji oraz wykopowe i bezwykopowe techniki wykonawstwa. Analizę problemów statyczno-wytrzymałościowych wzbogacono o przykłady obliczeniowe, co – wobec braku krajowych normatywów dotyczących projektowania konstrukcji rurociągów podziemnych – może okazać się bardzo przydatne. Wiele miejsca poświęcono także problemowi ochrony przewodów przed korozją chemiczną i biologiczną. Przedstawiono ponadto wybrane techniki aprobacyjnych i eksploatacyjnych badań przewodów, ilustrując je przykładami własnych doświadczeń w tym zakresie. Jeden z rozdziałów poświęcono rozwiązaniom studni rewizyjnych jako budowli integralnie związanych z przewodami kanalizacyjnymi.

Książkę napisano na podstawie obszernych studiów literaturowych i wieloletnich, własnych doświadczeń jej autorów, jakie wynikają z badań przewodów kanalizacyjnych wykonanych w Zakładzie Inżynierii Miejskiej Instytutu Inżynierii Lądowej Politechniki Wrocławskiej. Jako koncepcjodawca układu i treści monografii starałem się je tak dobrać, aby – nawiązując do historii rozwoju kanalizacji w miastach – przedstawiały najnowsze rozwiązania materiałowe, konstrukcyjne i wykonawcze przewodów oraz związane z tym obszary analiz teoretycznych i badań. Książka jest wynikiem pracy kierowanego przeze mnie zespołu. Nazwiska autorów poszczególnych rozdziałów wymieniono w spisie treści.

Opracowanie jest adresowane przede wszystkim do pracowników stosownych instytutów badawczych, ekspertów, projektantów, wykonawców, eksploatorów sieci, producentów oraz dystrybutorów rur i studni, a także studentów wybranych wydziałów wyższych uczelni technicznych. Przekazując Czytelnikom z wymienionych środowisk niniejszą książkę, wyrażam głęboką nadzieję, że wychodzi ona naprzeciw ich aktualnym potrzebom i zainteresowaniom.

*Cezary Madryas*

# 1. Historia rozwoju kanalizacji

## 1.1. Kanalizacja w rozwoju cywilizacji technicznej

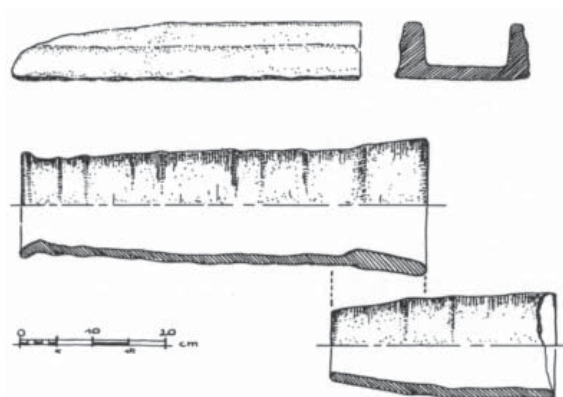
### 1.1.1. Wprowadzenie

Dążenie do poprawy warunków życia charakteryzuje kolejne etapy rozwojowe każdej cywilizacji. Przejawem tego jest m.in. budowa przewodów doprowadzających wodę pitną oraz przewodów odprowadzających ścieki, podjęta już w starożytnych miastach. Pierwsze przewody funkcjonowały jako kanały o przepływie grawitacyjnym. W historycznym ujęciu rozwoju techniki kanały budowano w celu doprowadzania wody pitnej do miast z wyżej położonych obszarów, najczęściej z terenów podgórskich. Inne kanały budowano z myślą o odprowadzaniu ścieków bytowo-gospodarczych do niżej położonych odbiorników, którymi najczęściej były rzeki. Sieci wodociągowe w dzisiejszym rozumieniu to układy przewodów ciśnieniowych, które zaczęły powstawać dopiero po wprowadzeniu ciśnieniowego przesysłu wody dzięki zastosowaniu wież ciśnień lub odpowiednio wydajnych pomp. Londyńskie wodociągi uważane są za pierwsze w Europie od czasów upadku Imperium Rzymskiego w roku 97 n.e. Powstały one dopiero w roku 1582, gdy pochodzący z Niemiec mechanik Peter Maurice zbudował na Tamizie pod mostem London Bridge stację pomp napędzaną dużym kołem wodnym. Stacja ta pompowała wodę z rzeki do miejskiej sieci wodociągowej.

W rozdziale tym przedstawiono etapy rozwoju sieci kanalizacyjnych od starożytności do końca XIX w., opracowane na podstawie wydanych publikacji [210, 156, 113, 72, 85, 81]. Omówiono ciekawsze rozwiązania konstrukcyjne, ilustrując je rysunkami.

### 1.1.2. Okres od powstania pierwszych cywilizacji do początków naszej ery

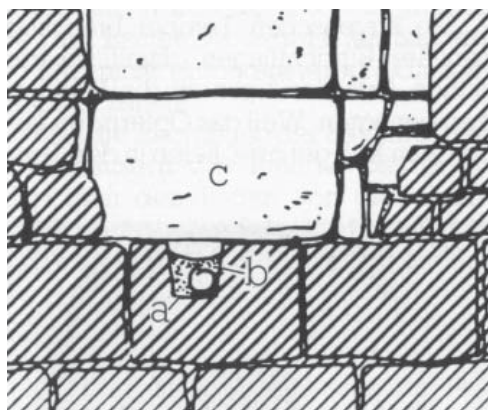
Na najstarsze ślady starożytnych kanałów natrafiono podczas badań prowadzonych przez archeologów niemieckich w latach 1969–1975 na terenie dzisiejszej północnej Syrii. Podczas wykopalisk odkryto osadę nad brzegiem Eufratu w pobliżu miejscowości Habuba Kabira, gdzie w okresie od 3500 do 3000 roku p.n.e. istniała wysoko rozwinięta cywilizacja. Znaleziono tam m.in. ślady kanałów o przekrojach prostokątnych i kołowych (z rur ceramicznych) doprowadzających wodę pitną i odprowadzających ścieki bytowe. Prostokątne przekroje poprzeczne miały kanały otwarte. Kanały zagłębione w gruncie budowane były z krótkich rur o zmiennym przekroju podłużnym, w którym można było wyróżnić koniec bosy i kielich. Szczegóły techniczne tego rozwiązania przedstawiono na rys. 1.1.1 [85].



Rys. 1.1.1. Najstarsze elementy kanałów kamionkowych znalezione na terenie dzisiejszej Syrii (3500–3000 r. p.n.e.)

W Egipcie przywiązywano dużą wagę do czystości nie tylko w ciągu życia, ale także po śmierci. Przykładem może być grobowiec w pobliżu miejscowości Saquara u ujścia Nilu z ok. 2700 roku p.n.e., w którym znajduje się komora przeznaczona na toaletę dla zmarłych. Bardzo interesujący system odprowadzania ścieków i wód opadowych rurami z blachy miedzianej odkryto w pobliżu świątyni króla Sahure (2455–2443 p.n.e.). Schemat posadowienia takiego kanału przedstawiono na rys. 1.1.2 [85], a jego widok w obecnym stanie na rys. 1.1.3 [85]. Wzmianki o wyposażeniu egipskich domów w toalety można też znaleźć w zapiskach Herodota (484–425 p.n.e.).

Około roku 2510 p.n.e. w rozwiniętych kulturach Środkowego i Dalekiego Wschodu, a więc w miastach Mezopotamii i cywilizacji nad Indusem (obszar dzisiejszego Pakistanu) zakładane były systemy kanałów do odprowadzania ścieków do miejskich dołów kloaczych. W Mezopotamii weszły do użycia toalety, z których wypłukiwano



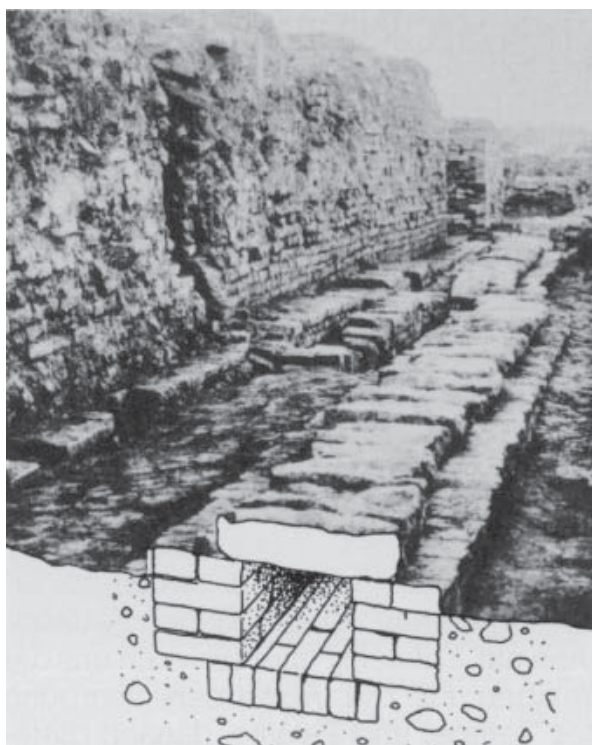
Rys. 1.1.2. Schemat posadowienia kanału z rur miedzianych w starożytnym Egipcie około 2700 roku p.n.e.:  
a – rynna wyłobiona w kamieniu, b – miedziana rura osłonięta zaprawą gipsową, c – kamienna płyta przykrywająca



Rys. 1.1.3. Obecny widok kanału z rur miedzianych w starożytnym Egipcie z około roku 2700 p.n.e.

fekalia bezpośrednio do kanałów ściekowych. Kanały ściekowe w miastach sumeryjskich miały rozgałęzienia. Boczne kanały odbierały ścieki z poszczególnych domów. Kanały te były budowane z rur glinianych bądź murowane z wypalanych cegieł i przykryte prostokątnymi płytami ceramicznymi (rys. 1.1.4) [85]. Były one układane z dużym spadkiem podłużnym, co powodowało szybkie odprowadzanie ścieków do kanałów głównych. Z samych budynków do kanałów bocznych prowadziły pionowe rury odpływowe stanowiące instalacje wewnętrzne. Rury te były u góry przykryte dużymi płytami, w środku których znajdował się okrągły otwór wlotowy. Kanały główne były często murowane i miały sklepienie kolebkowe (technika sklepienia kolebkowego po raz pierwszy została wykorzystana w roku 2605 p.n.e. w Egipcie przy budowie mastaby faraona Djosera i niezależnie w grobowcach nekropolii starożytnego miasta Ur). Główne kanały przebiegały pod brukowanymi ulicami i odprowadzały ścieki bezpośrednio do dużych rzek lub do centralnych dołów podsadzkowych bądź odstożnikowych.

Okolo roku 2447 p.n.e. sumeryjskie miasto-państwo Ur położone na terenie dzisiejszego południowego Iraku (na południe od Eufratu) zostało wyposażone w pełny system kanalizacyjny. Wykopaliska archeologiczne w Babilonie i Niniwie (starożytne miasto na terenie dzisiejszego Iraku) dają świadectwo, że na tamtych terenach już w trzecim



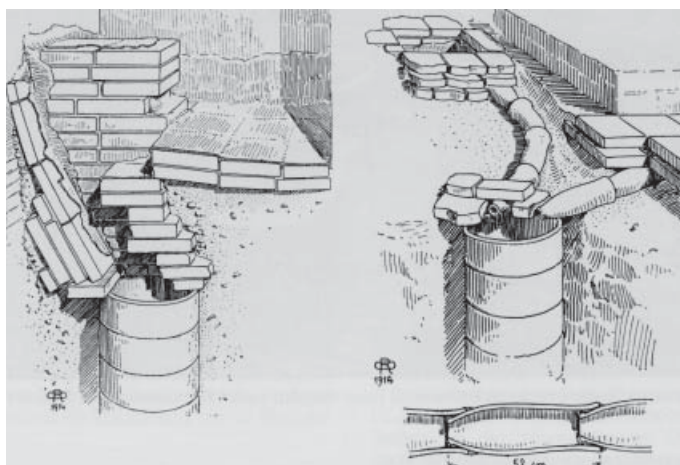
Rys. 1.1.4. Schemat murowanego kanału przykrytego płytami ceramicznymi z około roku 2510 p.n.e.

tysiącleciu przed naszą erą nie tylko budowano kanalizację komunalną, ale także wyposażano niektóre budowle w spłukiwane toalety i umywalnie. Świadczy o tym pałac królewski Tell Asmar z ok. 2350 roku p.n.e. położony na terenie Mezopotamii, w którym odkryto sześć toalet i murowany kanał sklepiony odprowadzający ścieki. Przykładowe rozwiązania systemów odprowadzania ścieków do gruntu poprzez stosowane w tym okresie studnie chłonne przedstawiono wraz ze szczegółem konstrukcji kanału z rur ceramicznych na rys. 1.1.5 [85].

Około roku 2000 p.n.e. rozwijała się pełna przepychu cywilizacja kretańska. Pałace (m.in. w Knossos na Krecie) były wyposażone w wodociągi i kanalizację oraz inne instalacje, jak np. ogrzewanie pomieszczeń ciepłym powietrzem. Około roku 1810 p.n.e. w pałacu w Mari (Mezopotamia) powstał podziemny system kanalizacyjny zbudowany z glinianych rur, połączony z miejską siecią kanalizacyjną.

W Egipcie już około roku 1580 p.n.e. stosowano kanalizację z regulacją ilości przepływu wody.

W tym czasie zakończono także budowę kolejnego monumentalnego pałacu w Knossos. Do osobliwości architektonicznych zalicza się przede wszystkim kanalizację oraz luksusowo urządzone pokoje kąpielowe. Zaopatrzenie w wodę odbywało się ze studni,



Rys. 1.1.5. Schematy odprowadzania ścieków do studni chłonnych z około 2350 roku p.n.e.

ze zbiorników na wody opadowe (na potrzeby sanitarne) oraz z dalszych źródeł systemem rur z wypalanej gliny.

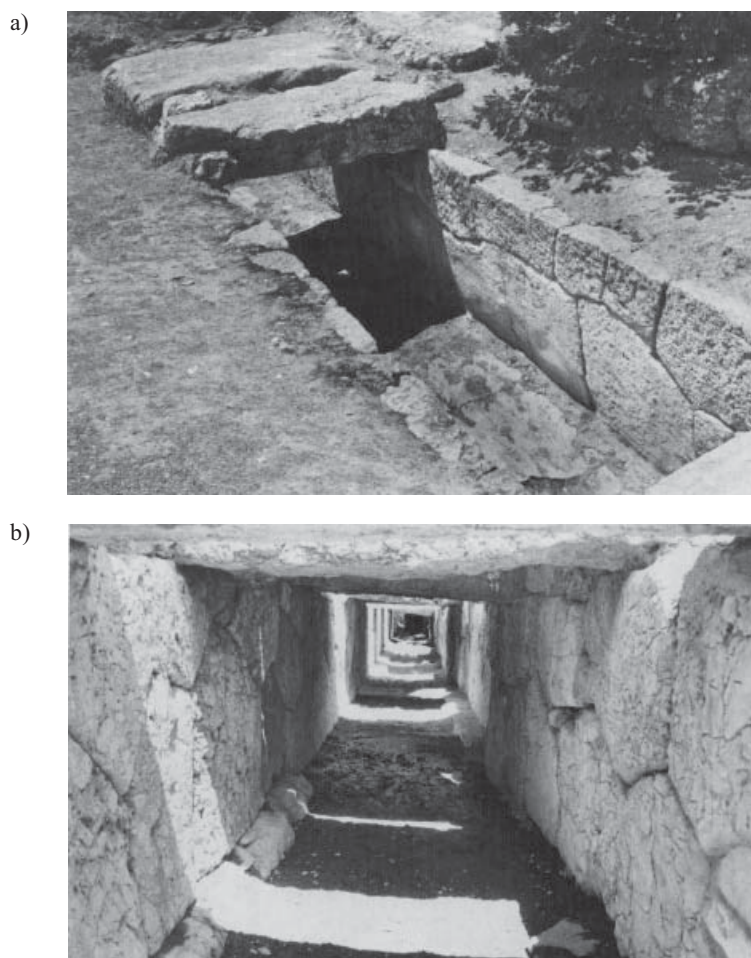
Zasady higieny u Izraelitów zostały ściśle opisane w Starym Testamencie, a następnie w Talmudzie. W Jerozolimie za czasów panowania króla Dawida (około roku 1000 p.n.e.) budowano toalety oraz kanały. Znany jest z tamtego okresu przykryty kolektor kanalizacyjny o przekroju prostokątnym i wymiarach  $2,0 \times 0,6$  m oraz długości ponad 600 m.

Na przełomie IX i VIII w. p.n.e. w Transkaukazji [113] został zbudowany kanał długości około 70 km doprowadzający wodę pitną. Jego konstrukcja była mieszana: przebiegał on poszczególnymi odcinkami w skałach jako kanał otwarty powierzchniowy lub zagłębiony, a także jako kanał w wykopie oraz jako kanał drewniany. Z inskrypcji znajdujących się na całej długości kanału wynika, że został on wybudowany na rozkaz króla Menuasa około roku 800 p.n.e. Kanał ten jest czynny do dziś i zaopatruje miasto Van w wodę do nawadniania upraw rolnych i ogrodowych.

W starożytnej Smyrnie (dzisiejszy Izmir) znajdują się ślady przewodu do transportu wody pitnej, wbudowanego odcinkami w mur obronny około VIII–VII w. p.n.e. Konstrukcja kanału była wykonana z odpowiednio ułożonych kamieni. Podobny kanał o wysokości 1,20 m i szerokości 0,60 m znajduje się w Efezie.

W czasach starożytnych w krajach arabskich przewody do transportu wody budowano najczęściej z rur ceramicznych. Ich średnica dochodziła nawet do 1000 mm w świetle.

Dużą wagę do higieny zaczęto przykładąć w starożytnej Grecji w wyniku kontaktów z wyżej rozwiniętymi miastami Bliskiego Wschodu i Egiptu, zwłaszcza w okresie od 750 do 650 roku p.n.e. W Atenach systemy doprowadzania wody pitnej (częściowo ciśnieniowe) i odprowadzania ścieków zaczęły powstawać około VI w. p.n.e., zastępując dotychczasowe doły kloaczne. W następnym stuleciu powstał na terenie ateńskiej



Rys. 1.1.6. Widok ogólny (a) i przekrój poprzeczny (b)  
Wielkiego Kanału w Atenach z VII w. p.n.e.

Agory tzw. Wielki Kanał o przekroju prostokątnym. Jego konstrukcję przedstawiono na rys. 1.1.6a oraz 1.1.6b [85]. W rzeczywistości nie był on aż tak wielki, miał około 1,0 m wysokości i był zbudowany z ciosów kamiennych. Przykrycie stanowiły płyty kamienne. W trakcie eksploatacji dołączano do niego inne, mniejsze kanały.

Podobnie jak w Persji i Syrii, także w miastach starożytnej Grecji wodę pitną dostarczano przewodami wyposażonymi w studzienki wentylacyjne. Przykładowo kanał dostarczający wodę z pobliskich terenów podgórskich do Aten był wyposażony w 110 studzienek wentylacyjnych o średnicach od 1,20 do 1,50 m, zbudowanych w rozstawie 40–50 m. W starożytnych Atenach znajdowało się 18 różnych przewodów przeznaczonych zarówno do doprowadzania wody pitnej, jak i do odprowadzania ścieków bytowo-gospodarczych. Jeden z nich doprowadzał wodę z rzeki Ilissos. Ujęcie stanowiła zbudowana pod dnem rzeki studzienka o przekroju kwadratowym (1,30×1,30 m), która



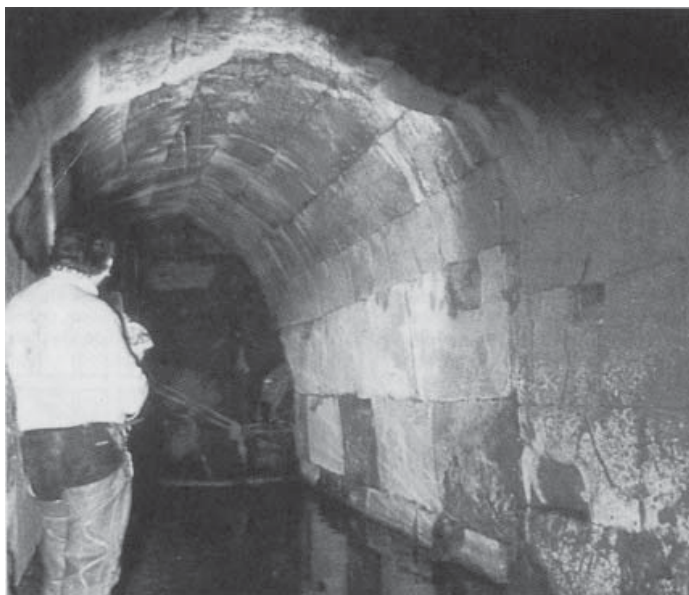
łączyła się z kanałem posadowionym od 2,0 do 2,5 m pod skalistym korytem rzeki. Kanał był wyposażony w studzienki wentylacyjne o rozstawie od 57 do 65 m. Studzienki te spotyka się po obu brzegach rzeki, co świadczy o tym, że kanał przecinał jej bieg. Na terenie nizinnym kanał był zbudowany jako otwarty. W XIX w. woda pitna była dostarczana do Aten starym przewodem, który w roku 1877 został gruntownie oczyszczony aż do ujęcia. Szerokość kanału o zagłębieniu od 8,0 do 9,0 m wynosiła 0,7 m, a wysokość 0,6 m. Ściany kanału zostały uszczelnione zaprawą gipsową. Na odcinkach, gdzie kanał przebiega przez spękane skały lub przez tereny bez skał, zastosowano murowaną konstrukcję przewodu ze sklepieniem kamiennym. Średnica studzienek wentylacyjnych w opisywanym przypadku wynosiła od 1,20 do 1,50 m. Badania archeologiczne pozwoliły na odkrycie w pobliżu Aten wodociągu o długości około 2 km, zbudowanego zasadniczo z rur kamiennych o średnicy 0,3 m i długości od 1,2 do 1,5 m, a górny odcinek przewodu – z rur ceramicznych i kamiennych o średnicy 0,19 m, długości 0,5 m i grubości ścianki 0,04 m. Rury kamienne stanowiły jedynie wzmocnienie dla rur ceramicznych znajdujących się wewnątrz tych pierwszych. W najgłębiej ułożonych odcinkach przewodu do rur kamiennych wprowadzono rury z ołowiu lub brązu.

Interesujący z technicznego punktu widzenia kanał z tamtego okresu przebiegał pomiędzy Calandrią a Herakleją nad Zatoką Tyreńską. Jego zagłębienie osiągało miejscami aż 45 m.

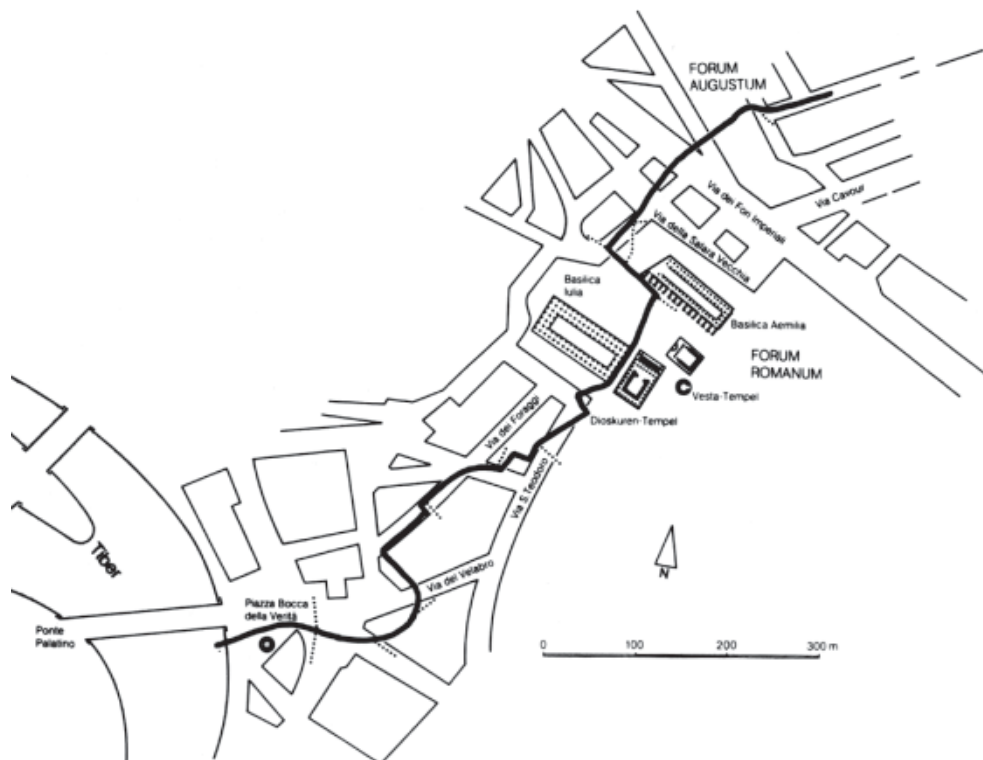
O antycznym tunelu w mieście Samus w Azji Mniejszej służącym jako kanał do transportu wody pitnej wspomina Herodot (ok. 485–425 p.n.e.). W ten sposób dostarczana była do miasta woda ze źródła na górze Castro. W tunelu, długości około 1000 m, szerokości i wysokości po 2,5 m, znajdowały się rury z czerwonej gliny o średnicy od 150 do 200 mm. Stosowano ponadto rury kamienne.

Początki rozwoju kanalizacji w starożytnym Rzymie wiążą się z wcześniejszymi osiągnięciami kultury etruskiej (VIII–IV wiek p.n.e.). Stosowano wówczas usystematyzowane planowanie miast, uwzględniające budowę otwartych kanałów wzdłuż głównych ulic. Około 610 roku p.n.e. za czasów panowania piątego króla Rzymu Lucjusza Tarkwiniusza Priscusa (616–578 p.n.e.) powstał funkcjonalny system odprowadzania ścieków miejskich do Tybru głównym kanałem, zwanym Cloaca Maxima, który funkcjonuje do czasów obecnych. Ogólny widok jego konstrukcji przedstawiono na rys. 1.1.7 [85], a przebieg kanału w najstarszej części Rzymu na rys. 1.1.8 [85].

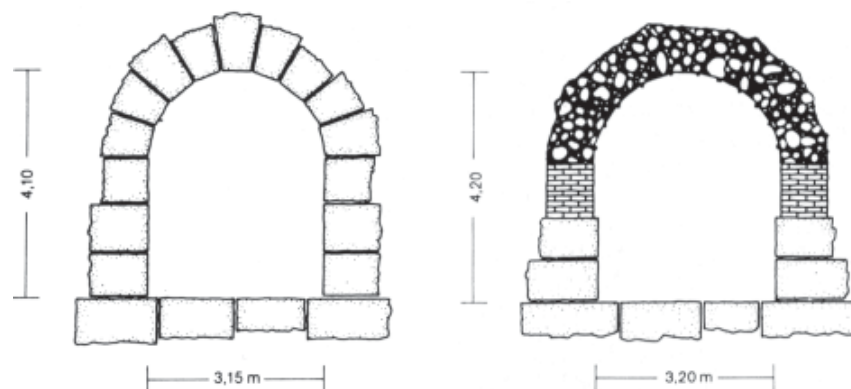
Kanalizacja początkowo była odkryta i służyła głównie regulacji strumieni, osuszeniu bagnistej ziemi w kotlinie między wzgórzami oraz odprowadzała nadmiar wody deszczowej. Do tego systemu wkrótce zaczęto powszechnie odprowadzać ścieki. Wzrastające natężenie nieprzyjemnych zapachów spowodowało konieczność przykrycia kanału stałym sklepieniem, co przeprowadzono w II wieku p.n.e. Przekrój poprzeczny kanału Cloaca Maxima był bardzo zmienny; w pobliżu ujścia najszerszy, miejscami szerokość i wysokość kanału pozwalała na poruszanie się łodzią. Dno kanału wyłożono tufem (skała składająca się głównie z piasku i popiołów wulkanicznych). Materiałem tym były też wyłożone ulice w Rzymie. Ściany boczne kanału były zbudowane z 3–5 warstw dużych bloków tufu. Pojedynczy blok był szeroki na 1 m, długi na 2,5 m i wy-



Rys. 1.1.7. Widok konstrukcji rzymskiego kanału Cloaca Maxima z VII w. p.n.e.



Rys. 1.1.8. Przebieg trasy rzymskiego kanału Cloaca Maxima



Rys. 1.1.9. Przykładowe przekroje poprzeczne rzymskiego kanału Cloaca Maxima

soki na 0,8 m. Spoiny nie były wypełnione zaprawą, lecz spinano kamienne bryły żelaznymi łukowatymi klamrami pokrytymi ołowiem. Kolebkowe sklepienia kanału były zbudowane z kłińców, ułożonych w siedmiu do dziewięciu warstwach, spojenych ze sobą ponad krążyną. Miejscami kanał był przykryty tylko grubymi płytami kamiennymi, a na innych odcinkach sklepieniem ceglany. W wielu miejscach w kanale Cloaca Maxima zbudowano studzienki, do których doprowadzano ścieki domowe. Budowniczowie rzymscy byli też prekursorami współczesnego betonu. Do budowy sklepień kanałów stosowali oni mieszankę z zaprawy wapiennej i kruszywa naturalnego lub z okruszków cegieł, którą wylewano na wcześniej przygotowane deskowanie. Przekroje poprzeczne kanału Cloaca Maxima przedstawiono na rys. 1.1.9 [85].

Podobnie jak w Rzymie, także w miastach prowincji pierwsze kanały ściekowe powstały pod koniec VII wieku p.n.e. Również wiele warowni wyposażono w kanały ściekowe. W obozach wojskowych kanały spełniały wiele zadań: odbierały ścieki, drenały grunty i odprowadzały wody opadowe. Często w takich przypadkach kanały nie kończyły się przy rzece, lecz mniej lub bardziej przypadkowo; ślepo przy murach fortyfikacji, w polu, w oszalowanych drewnem bądź omurowanych rowach otaczających obóz. Zdarzało się też, że system ściekowy zamkniętym pierścieniem otaczał obozowisko.

Około roku 97 p.n.e. Sekstus Julius Frontinus opublikował pracę na temat kutyh i lutowanych rur ołowianych. Od tego czasu rozpoczynają się nowe możliwości zaopatrywania miast w wodę. Nie zdawano sobie wówczas sprawy z zagrożeń, jakie niesie woda pitna skażona toksycznym ołowiem. Rury o przekroju owalnym lub w kształcie kropli wody były wykonywane z odpowiednio giętej blachy. W starożytnym Rzymie przewody z rur ołowianych były bardzo rozpowszechnione jako rozdzielcze, doprowadzające wodę do poszczególnych budynków. Miały one od 2 do 3 m długości i grubość ścianki około 7 mm, a ich średnica wewnętrzna wynosiła zwykle 100 mm. Poszczególne rury łączono ze sobą przez lutowanie.

### 1.1.3. Akwedukty

Grawitacyjny transport wody pitnej z uwagi na ukształtowanie terenu bywał niekiedy trudny do realizacji. W IV w. p.n.e., budując kanały doprowadzające wodę pitną do miast z dużych odległości, napotymano problemy techniczne związane z przejściami w poprzek głębokich dolin. Rozwiązanie stanowiły interesujące konstrukcje inżynierskie znane jako akwedukty. Ich budowa była jednak bardzo kosztowna i pracochłonna. Dlatego przy większych przeszkodach (duże różnice poziomów) stosowano tańsze rozwiązanie w postaci przewodów ciśnieniowych (przejścia syfonowe), co zostało zapoczątkowane około roku 180 p.n.e. System ten umożliwiał też rozprowadzanie wody w miastach. Do tego celu starożytni Grecy i Rzymianie używali rur kamiennych, ceramicznych oraz ołowianych. W Chinach stosowano także rury bambusowe. Przykładem przejścia syfonowego z wykorzystaniem rur ołowianych jest romański akwedukt pod Lyonem, który składał się z dziewięciu równoległych przewodów z rur ołowianych o średnicy od 300 do 450 mm i grubości ścianki 25 mm pozwalającej na przeniesienie ciśnienia wewnętrznego dochodzącego do 0,6 MPa (6 atm).

Akwedukty to wąskie i wysokie budowle o murowanej konstrukcji łukowej (rodzaj arkad), na których wspierał się kanał w formie rynny. Najczęściej stosowanym materiałem była kostka kamienna, a łuki wykonywano przeważnie z klinca. W celu zabezpieczenia przed zanieczyszczeniami oraz zmniejszenia nagrzewania się wody promieniami słonecznymi kanały często przykrywano. Przekroje poprzeczne samych kanałów były zróżnicowane. Na akweduktach wielopiętrowych, na kolejnych piętrach układano przewody, które w Rzymie dostarczały wodę nie bezpośrednio do użytkowników, lecz do centralnego zbiornika, tzw. zamku wodnego. Z niego z kolei woda przepływała do kilku zbiorników bocznych, z których zasilano łaźnie miejskie, domy oraz fontanny i zbiorniki publiczne.

Pierwszy akwedukt Aqua Appia w Rzymie zbudowano w roku 312 p.n.e. Na Wschodzie (Asyria, Babilon, Egipt, Persja) akwedukty budowano jeszcze wcześniej, bo już w X w. p.n.e.

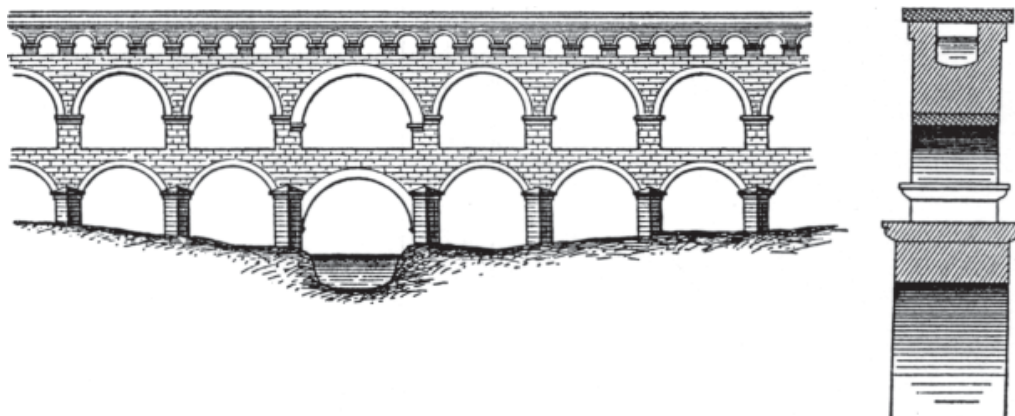
Najważniejszą budowlą służącą doprowadzeniu wody pitnej do Konstantynopola był akwedukt zbudowany w roku 386 naszej ery, dwupiętrowy o wysokości 22,70 m i długości 1170 m. W XIX w. bywał on jeszcze używany w sytuacjach awaryjnych.

Jedną z najwspanialszych budowli zastosowanych do transportu wody był akwedukt starożytnej Kartaginy o długości 132 km, zbudowany przez Rzymian w II w. naszej ery. Zniszczony został dopiero w XVII w. przez muzułmanów. Do dziś zachował się odcinek tego akweduktu w pobliżu Tunisu. Jego wysokość wynosi 8 m, rozstaw podpór 4,5 m, a ich szerokość 4,0 m. W niektórych miejscach wysokość tego akweduktu osiągała ponad 15 m. W rejonach o zimniejszym klimacie przy przejściach kanałów nad dolinami z wykorzystaniem akweduktów należało uwzględnić wpływy termiczne. Chodziło tu przede wszystkim o zabezpieczenie kanału przed zamarzaniem wody. W takich przypadkach zwiększano grubość ścian oraz przekrycia, które dodatkowo pokrywano warstwą gruntu, stanowiącego skuteczną izolację termiczną.

Do najbardziej znanych tego rodzaju budowli można zaliczyć akwedukt w Segovii w Hiszpanii o długości 1800 m, zbudowany w latach od 98 do 117 naszej ery na rozkaz cesarza Trajana. Jego konstrukcję stanowi 177 łuków z ciosów granitowych ułożonych bez użycia zaprawy o wysokości do 30 m. Akwedukt ten przetrwał do naszych czasów.

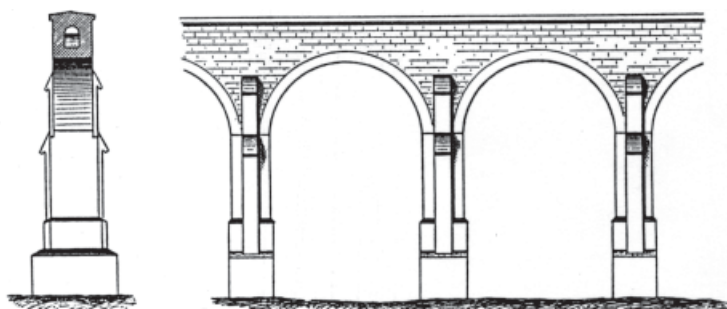
Podobnie dobrze zachowany romański akwedukt znany jako Pont du Gard, z końca I w. p.n.e., znajduje się w dolinie rzeki Gardon położonej w pobliżu miasta Nîmes w południowej Francji. Budowlę tą przedstawiono na rys. 1.1.10 [113].

Zasadniczą konstrukcję kanału stanowią dwa duże łuki, na których wspiera się rodzaj arkad tworzących oparcie dla kanału. Kanał ten wznosi się na 48 m ponad dnem doliny. Jego przekrój poprzeczny to prostokąt o wysokości 1,30 m i szerokości 1,20 m. Kanał przykryty jest kamiennymi płytami. Grubość inkrustacji (twardych osadów) na początku XX w. wynosiła 0,30 m, w wyniku czego szerokość kanału w świetle została zmniejszona do 0,60 m.



Rys. 1.1.10. Schemat konstrukcji romańskiego akweduktu pod Nîmes w południowej Francji z I w. p.n.e. (przekrój podłużny 1:1000; przekrój poprzeczny 1:100)

Interesujące XIX-wieczne akwedukty znajdują się na trasie kanału transportującego wodę pitną dla Wiednia. Jeden z nich, w pobliżu miejscowości Leobersdorf, o długości 285 m ma 13 podpór około 3,80 m wysokości. Inny, w okolicach miejscowości Mauer, ma również długość 285 m oraz 13 podpór o wysokości do 15,0 m. Kolejny, w pobliżu miejscowości Speising, ma długość 190 m oraz 7 podpór o wysokości do 23,0 m. Najdłuższy w okolicach miejscowości Baden ma długość 675 m oraz 41 podpór o wysokości do 23,0 m. Najbliższy Wiednia, w pobliżu miejscowości Liesing ma 665 m długości oraz 43 podpory o wysokości do 17,0 m. Rozwiązanie konstrukcyjne tego akweduktu przedstawiono na rys. 1.1.11 [113].



Rys. 1.1.11. Schemat konstrukcji XIX-wiecznego akweduktu doprowadzającego wodę pitną do Wiednia (1:500)

#### 1.1.4. Okres od początków naszej ery do końca XIX wieku

W pierwszym wieku naszej ery łączna długość przewodów doprowadzających wodę do Rzymu wynosiła 423 km. W tym okresie w „Wiecznym Mieście” rozpoczęła się na dużą skalę budowa akweduktów. Dla zaopatrzenia miasta w wodę zbudowano 14 sieci złożonych z długich akweduktów. Przykładowo, kanał Aqua Marcia miał 91,6 km długości, z czego 11 km przebiegało na akweduktach. Inny kanał – Aqua Julia – miał 23 km długości, z czego 9,6 km przebiegało na akweduktach. Zbudowany za panowania cesarza Klaudiusza i Trajana kanał Aqua Claudia składał się z dwóch równoległych przewodów, prowadzonych na długich odcinkach na akweduktach (łącznie ponad 15 km). Wiele akweduktów powstało także w koloniach rzymskich.

W okresie od IX do XII w. n.e. okres rozkwitu przeżywały miasta Południowej Ameryki. Przejawem wysokiego rozwoju tamtejszych cywilizacji była m.in. budowa sieci kanalizacyjnych.

W Europie w kolejnych wiekach po okresie Wędrówek Ludów (IV–VII w.) zanikła troska o sprawy związane z higieną, co w czasach średniowiecza objawiało się brakiem zainteresowania czystością w gospodarstwach domowych i na ulicach. Wodami opadowymi nie przejmował się nikt, podobnie jak ściekami bytowo-gospodarczymi, które były wylwane wprost na ulice (czasem bezpośrednio przez okna) albo do rowów biegnących wzdłuż ulic. W rezultacie często wybuchały groźne epidemie dziesiątkujące ludność. Troska o higienę istniała jedynie w klasztorach oraz na zamkach. Właśnie przy doprowadzaniu wody do zamków, już w połowie XV w. znalazły pierwsze zastosowania rury z żeliwa szarego. Najstarszy przewód doprowadzający wodę do zamku w Dillenburgu zbudowano w roku 1455 [81]. Jego średnica wewnętrzna wynosiła 40 mm, a długość poszczególnych rur około 1 m. Grubość ścianek była bardzo zróżnicowana z uwagi na prymitywną technologię wykonywania odlewu. W ówczesnym czasie było to jednak duże osiągnięcie techniczne. W roku 1562 w miejscowości Langensalza powstał wodociąg o długości około 1000 m do zasilania studni ratusza. Przewód składał się z rur żeliwnych o długościach 1,75 m i średnicach wewnętrznych 115 lub 145 mm. Odlewanie rur w średniowieczu było bardzo trudne przy ówczesnym sta-

nie techniki. Świadczy o tym fakt, że na początku XVII w. w wytwórni żeliwa w miejscowości Altenau w Harzu tygodniowo odlewano zaledwie 25 rur. Powodowało to, że rurociąg o długości około 6 km budowano ponad sześć lat, ponieważ tyle czasu wymagało wyprodukowanie potrzebnej liczby rur.

Wśród zaniedbanych pod względem higieny średniowiecznych miast korzystnym wyjątkiem było Bunzlau na Śląsku (obecnie Bolesławiec), gdzie już w roku 1531 rozpoczęto budowę sieci kanalizacyjnej po uprzednim zabezpieczeniu dopływu świeżej wody. Ścieki komunalne nie były wprowadzane bezpośrednio do rzeki, lecz doprowadzano je i rozkrapiano na nisko położonych łąkach i ogrodach. Zastosowane urządzenia wykorzystywano aż do początku XX w.

Powstanie nowoczesnych systemów kanalizacyjnych wiązało się z tzw. rewolucją przemysłową i towarzyszącym jej gwałtownym rozwojem miast. Tak duża koncentracja ludzi przy jednoczesnym braku systemowych rozwiązań problemów sanitarnych stanowiła poważne zagrożenie dla zdrowia. Wybuch epidemii cholery w roku 1831 zdecydowanie przyspieszył prace nad poprawą takiego stanu. Znaczące zmiany w podejściu do przestrzegania zasad higieny miały początkowo miejsce w Anglii, gdzie w roku 1842 w ramach podjętych działań Edwin Chadwick opracował „Raport o warunkach sanitarnych klasy pracującej Wielkiej Brytanii”. Wydano cały szereg przepisów zawartych w akcie „Public Health Act” opublikowanym w roku 1848, co sprawiło, że przestrzeganie zasad higieny stało się sprawą obowiązkową. Wzrost świadomości zachowania podstawowych zasad higieny dotyczył nie tylko Anglii, ale całego cywilizowanego świata. Na dużą skalę prowadzono prace projektowe i realizację systemów dostarczania czystej wody pitnej oraz odprowadzania ścieków. Działania te nie były w pełni przemyślane. Usuwanie fekaliów wraz ze ściekami bytowo-gospodarczymi bezpośrednio do odbiorników, którymi w praktyce były najczęściej rzeki, w połączeniu z gwałtownym rozwojem miast i przemysłu doprowadziło do drastycznego zanieczyszczenia wód. Spowodowało to problemy z pozyskiwaniem wody pitnej, gdyż ta pobierana z rzeki nadawała się raczej do celów sanitarnych. W celu przeciwdziałania takiej sytuacji w roku 1858 opracowano szereg przepisów dotyczących ochrony rzek przed zanieczyszczeniem, szczególnie na obszarach silnie zurbanizowanych. Przestrzeganie tych przepisów ponownie umożliwiło pobieranie wody pitnej bezpośrednio z rzek. W praktyce oznaczało to konieczność nowych inwestycji. Przykładowo w Londynie w latach 1860–1875 zbudowano 30 km kanałów, którymi ładunek zanieczyszczeń wprawdzie odpływał z miasta, jednak nie znikał, lecz powodował zanieczyszczenia rzeki na dalszym odcinku. Interesującą budowlą inżynierską z tego okresu jest 154-kilometrowy przewód doprowadzający wodę do Manchesteru. Tworzy go murek kanał o długości 58 km, 47 tuneli o łącznej długości 23 km oraz 73-kilometrowy rurociąg żeliwny. Na trasie przewodu znajdują się liczne akwedukty [113].

Pierwsze prace projektowe dotyczące sieci kanalizacyjnych w Niemczech były prowadzone pod kierunkiem inżynierów angielskich. Oni też nadzorowali wykonawstwo. W nowoczesnym podejściu do projektowania kanalizacji charakterystyczne było rozpatrywanie całej sieci, a nie tylko poszczególnych kanałów. Przy projektowaniu prze-

kroju kanału uwzględniano zarówno ilość dopływających ścieków, jak i spadek podłużny kanału. Przewidywano dodatkowe urządzenia do wentylowania i czyszczenia kanałów, starannie dobierano materiały konstrukcyjne. Z czasem inżynierowie niemieccy zdobyli tak duże doświadczenie, że w połączeniu z rozwojem nauki Niemcy stały się czołowym krajem w dziedzinie techniki kanalizacyjnej. Najstynniejsi projektanci znani w całej ówczesnej Europie to przede wszystkim Anglicy – Lindley (ojciec i synowie) i Gordon oraz Niemcy – Hobrecht i Wiebe.

Pierwszym miastem w Niemczech, w którym od podstaw zaprojektowano system kanalizacyjny był Hamburg. Tam właśnie, po wielkim pożarze w roku 1842, dla zniszczonych dzielnic miasta opracowano projekt odbudowy, a William Lindley (1808–1900) opracował dostosowany do niego projekt sieci wodociągowej i kanalizacyjnej. On także nadzorował budowę obu sieci. W roku 1853 rozbudowana sieć kanalizacyjna obsługiwała także pozostałą część miasta. W latach 1871–1875 zbudowano wielki kolektor zbiorczy, którym ścieki z prawobrzeżnej części miasta dopływały do rzeki Elby.

Niewiele dużych miast było w stanie ze względów ekonomicznych rozwiązać kompleksowo problem ścieków jak to zrobiono w Hamburgu. Udało się tego dokonać we Frankfurcie nad Menem, gdzie władze miasta postanowiły zbudować sieć kanalizacyjną. W tym celu już w roku 1863 wysłano do Anglii grupę specjalistów. Opracowany przez nich plan stał się podstawą obecnego systemu kanalizacyjnego. Został on oczywiście w międzyczasie bardzo rozbudowany.

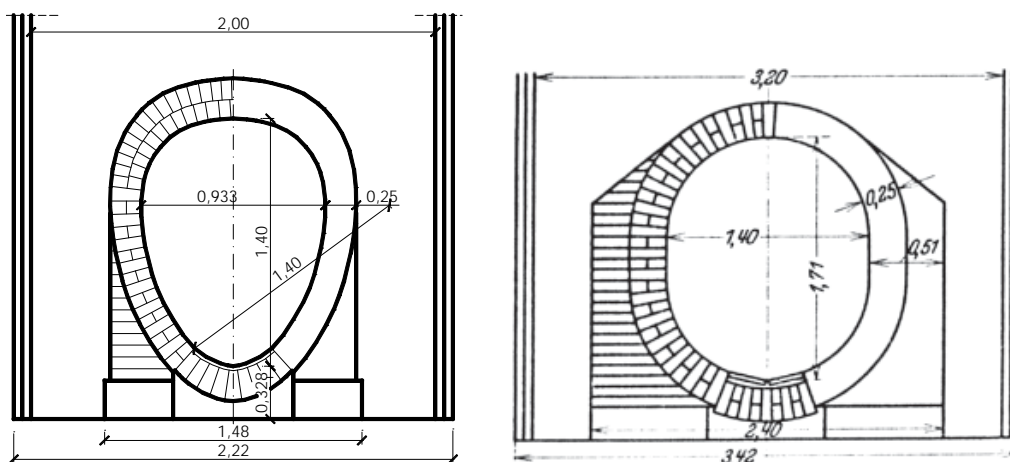
W ślady Hamburga i Frankfurtu nad Menem poszły inne miasta. W Berlinie skanalizowaniem miasta interesowano się już od roku 1856. Pierwszy kompleksowy projekt sieci kanalizacyjnej dla Berlina opracował również Wiebe. Przewidywał on zebranie wszystkich ścieków i odprowadzenie ich w jednym miejscu do rzeki Szprewy (Spree), co wymagało ich podniesienia do poziomu odbiornika w stacji pomp. Projekt ten nie doczekał się jednak realizacji. Dopiero w latach 1876–1872 zrealizowany został projekt sieci kanalizacyjnej opracowany przez Hobrechta. Zakładał on podział miasta na niezależne obszary, z których ścieki odprowadzano do różnych odbiorników w zależności od sytuacji. Z najniżej położonych terenów ścieki przepompowywano na pobliskie pola irygacyjne.

W Paryżu już w roku 1824 było około 35 km kanałów ogólnospławnych, w tym słynny kanał Kloaka Paryża pod Bulwarem Sewastopskim o szerokości 5,0 m i wysokości 4,0 m. W środku płyty dennej miał wykształconą kinetę o szerokości 1,5 m i głębokości 2,0 m. Wewnątrz kanału znajdowały się żeliwne przewody wodociągowe.

Wspomniany William Lindley był autorem projektów sieci wodociagowych i kanalizacyjnych nie tylko dla Hamburga, ale i dla wielu innych miast europejskich, takich jak: Peszt, Bazylea, Petersburg oraz kilku miast polskich.

W tym okresie kanały o małych średnicach budowano głównie z kamionki, do budowy kanałów o większych przekrojach używano natomiast cegły i kamienia. W połowie XIX w. pojawiły się nowe materiały konstrukcyjne – beton i żelbet. Znalazły one zastosowanie także do budowy kanałów sanitarnych. Przykładowe przekroje kanałów budowanych w końcu XIX w. przedstawiono na rys. 1.1.12 [72].





Rys. 1.1.12. Typowe przekroje XIX-wiecznych kanałów

Wcześniej, oprócz najstarszych rur ceramicznych, jeszcze w XIX w. stosowano rury kamienne; m.in. w Dreźnie w roku 1848 wybudowano przewód z przewierconych ciosów piaskowca pozyskiwanego w Szwajcarii Saksońskiej. W Pradze przewody do transportu wody były wykonane z przewierconego marmuru.

Przed wprowadzeniem rur żeliwnych w XV w. bardzo rozpowszechnione były rury drewniane produkowane z przewierczanych pni drzew iglastych. Łączniki wykonywano z kutego żelaza. Pozostałości takich instalacji w dalszym ciągu są odkopywane, np. we Wrocławiu – rys.1.1.13.



Rys. 1.1.13. Drewniany przewód wodociągowy z przełomu XV i XVI w. odkopany w 2000 roku w ul. Piaskowej we Wrocławiu

W połowie XIX w. do rozprowadzania wody oprócz najczęściej stosowanych rur żeliwnych używano czasem tzw. rury asfaltowe. Produkowano je z szerokiej taśmy papierowej nawijanej na sztywny cylinder. Jednocześnie taśmę impregnowano roztopionym asfaltem. Przez nawijanie kolejnych warstw uzyskiwano projektowaną grubość ścianki. Rury od wewnątrz pokrywane były warstwą wodoodpornego pokostu, a od zewnątrz drobnym żwirem zmieszonym z lakierem asfaltowym. Łączono je ze sobą specjalnymi łącznikami, a szczelność połączeń uzyskiwano, używając uszczeltek gumowych lub doszczelniając kitem asfaltowym. Rury te wkrótce zostały całkowicie zastąpione przez rury ceramiczne i betonowe.

Na przełomie XIX i XX w. przewody ciśnieniowe praktycznie budowano jedynie z rur żeliwnych dla średnic powyżej 30 mm oraz z rur ołowianych dla średnic od 10 do 30 mm (wyjątkowo także do 80 mm).

## 1.2. Rozwój kanalizacji miast polskich

### 1.2.1. Wprowadzenie

Pierwszy kompleksowy projekt kanalizacji na ziemiach polskich opracował w roku 1869 niemiecki inżynier Wiebe dla Gdańska. Realizacja tego przedsięwzięcia została całkowicie zakończona w roku 1871. Historię rozwoju systemów kanalizacyjnych miast w naszym kraju należy jednak wiązać przede wszystkim z postaciami inż. Wiliama Lindleya, twórcy założeń systemu wodociągowo-kanalizacyjnego dla Warszawy, będącej wówczas pod zaborem rosyjskim oraz jego syna, dra inż. sir Wiliama Heerleina Lindleya, który ten projekt zrealizował. Sir Wiliam Heerlein Lindley, podobnie jak jego ojciec, działał głównie na terenie ówczesnych Niemiec. Jednak w końcu 1881 roku, po wycofaniu się ojca z czynnego życia zawodowego, przejął po nim wszystkie rozpoczęte prace w Niemczech, a wkrótce rozpoczął samodzielną działalność poza granicami tego kraju. Do jego prac wykonanych na terenie ówczesnej Polski zalicza się projekty i ich realizacje oraz opinie w sprawie skanalizowania i zaopatrzenia w wodę miasta Łodzi (1907–1909), Lwowa (1909), Radomia (1912) i Włocławka (1910–1914). Jednak najwięcej energii poświęcił realizacji systemu wodociągowo-kanalizacyjnego miasta Warszawy (1881–1915). Podobny rozwój sieci kanalizacyjnych nastąpił w ówczesnych miastach niemieckich na zachodnich ziemiach obecnej Polski. Tu także na przełomie wieku działali ojciec i syn Lindleyowie. Nieco inaczej przedstawia się historia rozwoju kanalizacji na obszarach byłego zaboru austriackiego, dlatego, dla stworzenia w miarę pełnego obrazu rozwoju kanalizacji w naszym kraju, rozwój systemów kanalizacji miast polskich przedstawiono na przykładzie Warszawy, Wrocławia i Krakowa. Tym bardziej, że systemy kanalizacyjne tych miast są ciekawymi systemami nie tylko w skali kraju, ale także na terenie Europy. Różnorodność obiektów oraz czas ich budowy sprawiają, że przedstawione informacje są reprezentatywne dla sieci kanalizacyjnych w innych zabytkowych miastach, rozwijających się w podobnych warunkach topograficznych i cywilizacyjnych.

## 1.2.2. Historia kanalizacji Warszawy\*

### 1.2.2.1. Okres przed rokiem 1878

Do końca XVIII wieku sposób usuwania ścieków z terenu miasta nie różnił się zasadniczo od systemów stosowanych w tamtym okresie w większości miast europejskich. Ścieki z gospodarstw domowych i wody opadowe spływały bezpośrednio do Wisły lub lokalnych cieków rowami otwartymi, które w niektórych przypadkach zastępowano krytymi kanałami drewnianymi albo murowanymi. Kanały powstawały przede wszystkim w dzielnicach staromiejskich i obszarach z nimi sąsiadujących, jednak nie stanowiły one zaplanowanego systemu. W literaturze tematu z 1879 roku (Kucharzewski F., *Przegląd Techniczny*, zeszyt VII, 1978) [244] opisanych jest 11 takich kanałów, które były całkowicie murowane lub murowane z drewnianym stropem i kinetą. Autor publikacji wspomina ponadto o kanałach drewnianych w ulicach Pańskiej, Żelaznej, Krochmalnej, Nowogrodzkiej i Marszałkowskiej. Ścieki w Alejach Jerozolimskich spływały cembrowanym rowem.

Nieczystości z dołów kloacznych wywożono beczkami poza miasto i rozlewano na polach, zakopywano w ziemi lub zrzucano wprost do Wisły. Dopiero w drugiej połowie XIX wieku zaczęto budować doły kloaczne o ścianach murowanych z cegły na zaprawie cementowej. Stan taki utrzymywał się do 1874 roku, kiedy to komisja miasta Warszawy pod przewodnictwem Alfonsa Grotowskiego (inżyniera wodociągu miejskiego), po zwiedzeniu układu kanalizacji ogólnospławnej Hamburga i Frankfurtu nad Menem, zawnioskowała zlecenie Williamowi Lindleyowi zaprojektowanie dla Warszawy systemu podobnego do kanalizacji we Frankfurcie.

Zlecenie opracowania projektu zostało przesłane Williamowi Lindleyowi 20 maja 1876 roku, a termin jego zakończenia ustalono na 15 maja 1878 roku.

### 1.2.2.2. Okres po 1878 roku

Zgoda na budowę systemu kanalizacji w Warszawie została wydana przez cara Aleksandra III w dniu 21 kwietnia 1881 roku, a budowę systemu pod kierownictwem sir Wiliama Heerleina Lindleya (syna Williama) rozpoczęto w sierpniu tego roku.

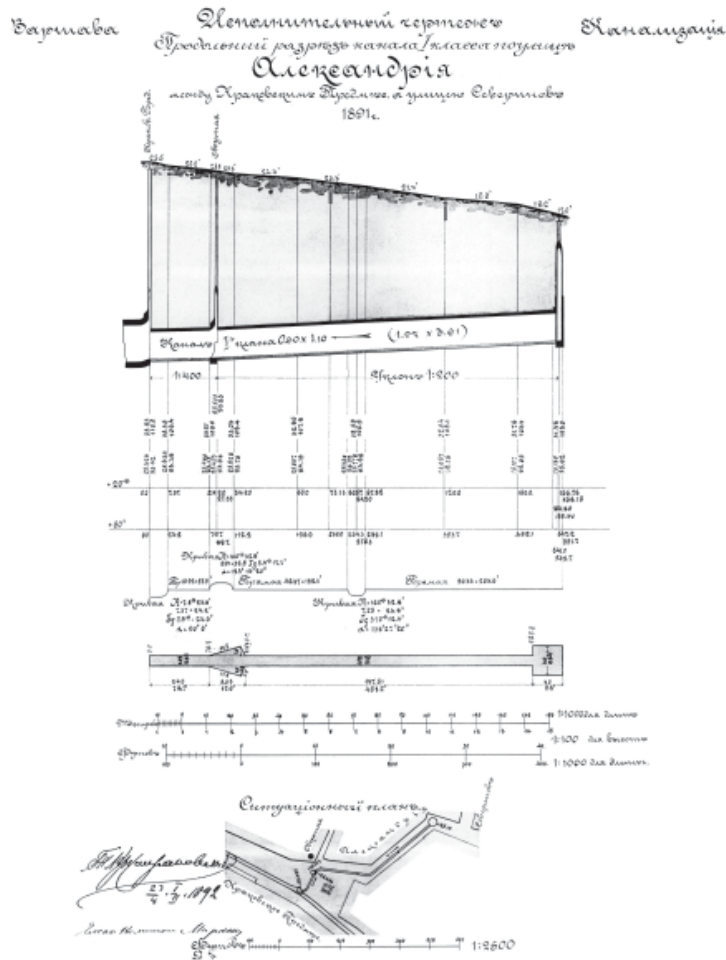
Założenia projektu kanalizacji Warszawy przewidywały:

- usuwanie ścieków komunalnych, przemysłowych i wód opadowych poprzez sieć szczelnych kanałów ogólnospławnych,
- zakaz odprowadzania do kanalizacji nieczystości z dołów kloacznych,
- wyburzenie wszystkich istniejących kanałów w miarę rozbudowy nowej sieci,
- wprowadzenie klozetów wodnych,
- lokalizację stacji filtrów w najwyższym położeniu sieci w celu ułatwienia jej przepływania,
- przepływkiwanie sieci ściekami spiętrzonymi na systemie zasuw kanałowych,

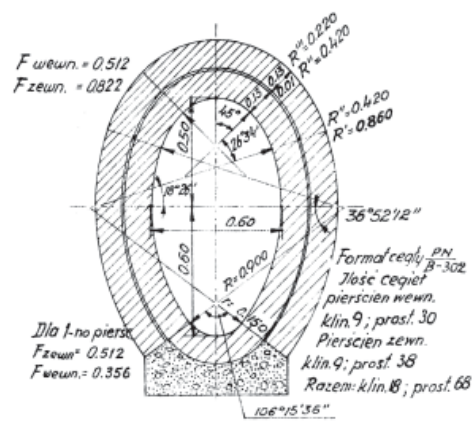
---

\* Historię kanalizacji Warszawy opisano na podstawie prac [7, 36, 244].

a)



b)



Rys.1.2.1. Kanał murowany o przekroju jajowym:  
a) profil podłużny i plan sytuacyjny – fragmenty, b) przekrój pionowy

- ułożenie kanałów na głębokości umożliwiającej odprowadzenie ścieków z piwnic i obniżenie wody gruntowej w celu osuszenia piwnic,
- skierowanie wszystkich płynnych ścieków na pola irygowane położone na Bielańskich Terenach Wojskowych; urządzenie stacji pomp i pól ulegało jednak stałym modyfikacjom ze względu na rozwój technik oczyszczania ścieków.

Do obliczeń ilości ścieków ze zlewni obszar Warszawy podzielono na dwie strefy:

- środkową o powierzchni 262 ha obejmującą Stare Miasto oraz pas wzdłuż Krakowskiego Przedmieścia i Nowego Świata, przyjmując gęstość zaludnienia 376 mieszkańców/ha,
- zewnętrzną o powierzchni 1270,8 ha i gęstości zaludnienia 323 mieszkańców/ha; do obliczeń ilości ścieków sanitarnych pochodzących z gospodarstw domowych (w czasie bezopadowym) przyjęto zużycie wody wodociągowej 226 l/mieszkańca/dobę oraz liczbę mieszkańców równą 500 000.

Sieć kanałów podzielono na trzy rodzaje:

- kanały boczne, odprowadzające ścieki i wody opadowe z niewielkich fragmentów zlewni do kanałów głównych,
- kanały główne, odprowadzające ścieki i wody opadowe z kanałów bocznych,
- kanały burzowe, odprowadzające wody opadowe najkrótszą drogą do Wisły podczas ulewnych deszczy poprzez przelewy wody z kanałów głównych.

Przekroje kanałów murowanych zaprojektowano jako jajowe w ośmioelementowym typoszeregu wymiarowym zmieniającym się w zakresie od  $1,8 \times 1,42$  do  $0,9 \times 0,6$  m. Przykład kanału z tego typoszeregu przedstawiono na rys.1.2.1 [7].

Jak widać, zamieszczone na rys 1.2.1a opisy są w języku rosyjskim, gdyż budowla ta powstawała podczas zaboru rosyjskiego tej części Polski.

W systemie znalazły się ponadto przewody o przekroju kołowym  $\varnothing 0,40$  m i  $\varnothing 0,30$  m. Połączenia kanałów bocznych z kanałami głównymi oraz rozgałęzienia kanałowe zaprojektowano po łukach (przeważnie o promieniu 7,5 m) stycznych do osi kanałów głównych. Ścieki z rynsztoków ulicznych oraz przykanalików domowych zrzucano do kanałów przez zamknięcia syfonowe. Projektant przewidział skuteczny system przewietrzania kanałów. W tym celu we wszystkich wyższych punktach komór rewizyjnych i sklepień kanałów zaprojektowano (w odległościach około 40 m) przewietrzniki z pionowymi kominami rurowymi, doprowadzonymi do studzienek przewietrznikowych umieszczanych pod jezdniami. Tą drogą powietrze dopływało do kanałów, skąd było odprowadzane przez rury spustowe dla wód opadowych.

Ze względu na topografię miasta system kanalizacyjny podzielono na sieć kanałów górnego miasta, Powiśla i Pragi. Projekt szczegółowy skanalizowania Pragi został przedłożony przez W.H. Lindleya w 1900 roku. Podstawowe założenia tego projektu były zbieżne z założeniami projektu głównego, które zostały omówione powyżej.

Zasadnicza sieć kanałów została wykonana zgodnie z projektem generalnym z 1878 roku. Na terenie Wielkiej Warszawy system wybudowano na podstawie projektu dra inż. K. Poniatowskiego z uwzględnieniem zmian wprowadzanych przez Dyрекcję Wodociągów i Kanalizacji, wynikających z korekt przestrzennego rozwoju miasta.

Jako materiału do budowy przewodów (do 1936 roku włącznie) używano:

- cegły, w przypadku przewodów o większych przekrojach poprzecznych,
- rur kamionkowych o średnicach od  $\varnothing 300$  mm do  $\varnothing 400$  mm.

Dopiero po roku 1936 zaczęto stosować inne tworzywa konstrukcyjne do budowy kanałów o pośrednich wymiarach przekroju między kamionkowymi i ceglany. Powstały wtedy kanały betonowe, żelbetowe oraz żeliwne i piaskowcowe jako przykanałiki domowe. Kiny kanałów betonowych wykonywano z bloków kamionkowych, klinieru, cegły lub betonu wyłożonego płytkami kamionkowymi lub pirogranitowymi.

Przewody budowano na głębokościach od 4 do 12 metrów w wykopach i technikami bezwykopowymi. Przy budowie kanałów w wykopach otwartych uwzględniano konieczność zapewnienia przejazdu dla osób zamieszkałych w rejonie budowy, straży pożarnej, pogotowia ratunkowego i innych służb związanych z bezpiecznym funkcjonowaniem miasta. W celu zabezpieczenia skarp głębokich wykopów wykonywano obudowy z bali drewnianych (o grubości 63 mm i długości 5 m), rozpieranych dobieraną do warunków lokalnych liczbą rzędów rozpór z bali drewnianych o średnicy 140–200 mm.

Metody bezwykopowe (tunelowanie) stosowano w celu zmniejszenia kosztów dla kanałów ułożonych na głębokościach większych od 7 m lub w przypadkach przejść pod budynkami, cmentarzem i koleją oraz ruchliwymi ulicami w celu zachowania ciągłości ruchu. Odległości pomiędzy szybami (w zależności od wyników przeprowadzanych badań gruntowo-wodnych) wynosiły od 80 do 120 m. Z szybów końcowych tunelowanie odbywało się w jednym kierunku, a z szybów pośrednich w dwóch. Zabezpieczenia wyrobisk wykonywano z klepek drewnianych o grubości 38–50 mm opartych na stalowych ramach z profili teowych, których rozstaw i wymiary dobierano na podstawie obliczeń statyczno-wytrzymałościowych. Kanały o mniejszych przekrojach (0,60×1,10 m) murowano na całym obwodzie w sekcjach pomiędzy ramami z jednoczesnym usuwaniem ram. W przypadku kanałów o większych wymiarach wykonywano w pierwszej kolejności część spągową na całym odcinku pomiędzy szybami, z pozostawieniem przerw w miejscach zajętych przez ramy. W drugim etapie budowano górne sklepienie, usuwając stopniowo ramy i wykańczając dolną i górną część kanału.

Urobek, zarówno w przypadku prac wykonywanych w wykopie jak i technikami bezwykopowymi, transportowano ręcznie – łopatami lub przy użyciu kubłów i ręcznych dźwigów trójnożnych. Mechanizację robót stosowano podczas wytwarzania betonu i w pracach odwodnieniowych.

W gruntach drobnoziarnistych o małym współczynniku filtracji w celu odwodnienia wykopów stosowano pompowanie ciągłe, długotrwałe, pompami o małych wydajnościach zatopionymi w wierconych studniach depresyjnych. W celu utrudnienia wypłukiwania drobnych cząstek gruntu za obudowę wykopu z bali zakładano maty ze słomy. Po zakończeniu wykopu i ustaleniu linii depresji dno wykopu stabilizowano mieszanką piaskowo-tłuczniową, a dla odprowadzenia wody do niżej położonych miejsc układano ciągi drenarskie (od  $\varnothing 75$  do  $\varnothing 100$  mm).

Kanały z rur kamionkowych uszczelniano sznurem oraz preparatami smołowymi i układano na ubitej warstwie tłuczni zmieszanego z piaskiem. Kanały przelazowe

z cegły lub betonu posadawiano na fundamentach betonowych, a w słabych gruntach na żelbetowych.

Do 1939 roku wybudowano 345 km sieci kanalizacyjnej (z czego 180 km przed rokiem 1914) we wschodniej części Bielan, na Żoliborzu, Ochocie, Mokotowie i na Kamionku. W okresie przed drugą wojną światową rozpoczęto ponadto budowę sieci kanalizacyjnej na Saskiej Kępie. Pozostałe tereny Warszawy skanalizowano dopiero po zakończeniu wojny.

Obecnie system kanalizacji miasta Warszawy składa się z dwóch niezależnych układów kanalizacyjnych [36]:

- lewobrzeżnego, o powierzchni około 267 km<sup>2</sup>, z którego ścieki są zrzucane do Wisły bez oczyszczenia,
- prawobrzeżnego, o powierzchni około 230 km<sup>2</sup>, z którego ścieki są kierowane do oczyszczalni Czajka.

Oba systemy obsługują łącznie około 1,5 mln mieszkańców oraz 81 zakładów przemysłowych. Zdecydowaną większość sieci zbudowano po drugiej wojnie światowej. Z ogólnej liczby 2366 km przewodów (dane z roku 1998), 915 km to kanały o przekrojach przełazowych. Pod względem struktury i uzbrojenia sieć składa się z: przewodów ogólnospławnych (1016 km), przewodów sanitarnych (664 km), przewodów deszczowych (686 km), studni rewizyjnych (46 812 sztuki), przewietrzników (12 050 sztuk), wpustów ulicznych (30 444 sztuki), bocznych wejść (932 sztuk), komór pomiarowych (112 sztuk) i zsyków śniegowych (48 sztuk).

Z przedstawionych informacji widać, że Warszawski system kanalizacyjny obsługuje znaczną powierzchnię i charakteryzuje się dużą intensywnością uzbrojenia. Stan techniczny konstrukcji przewodów jest zróżnicowany, przy czym szczególnie słabe pod względem konstrukcyjnym są kanały budowane w latach 70. XX stulecia.

### 1.2.3. Historia kanalizacji Wrocławia\*

#### 1.2.3.1. Okres przed rokiem 1945

Pierwsze pisane wzmianki na ten temat pojawiły się w 1272 roku za panowania Henryka IV Prawego (Probusa), który wydał przywilej zezwalający miastu na pobór wody z rzeki Odry dla wodociągów i zasilania fos miejskich oraz na odprowadzanie ścieków. O ile wodociągi budowane były wtedy jako system przewodów z drewna, o tyle ścieki spływały bezplanowo rynsztokami, otwartymi kanałami i ulicami do rzek Odry i Oławy. Dopiero w 1514 roku wydano pierwsze zarządzenie zabraniające zrzutu ścieków powyżej czerpalni wody z Odry, które powtórzono w 1574 roku w celu zwiększenia rygorów ochrony rzeki przed zanieczyszczeniem jej w pobliżu ujęć. W 1581 roku wykopano kanał pomiędzy murami miejskimi i Odrą, umożliwiającą kontrolowane odprowadzenie ścieków z miasta.

---

\*Historię kanalizacji Wrocławia opisano na podstawie prac [8, 245].

Dalsza poprawa warunków sanitarnych, dająca początek obecnemu systemowi kanalizacyjnemu miasta, nastąpiła dopiero w latach 60. dziewiętnastego stulecia. Wtedy to, podczas rozbiórki miejskich fortyfikacji, zmieniono koryto rzeki Oławy, układając w starych korytach rzecznych kilka kolektorów kanalizacyjnych odprowadzających ścieki do Odry. Pomimo to powtarzające się już w następnej dekadzie epidemie cholery doprowadziły do powołania w 1871 roku komisji do spraw polepszenia warunków sanitarnych, która w 1872 roku zatwierdziła ogólny plan kanalizacji miasta. Przewidywał on odprowadzenie ścieków systemem przewodów ogólnospławnych i oczyszczanie ich na polach irygowanych. Projekt techniczny przedsięwzięcia został ukończony w 1874 roku, a jego realizacja siedem lat później. Wybudowano wtedy pięć głównych kolektorów doprowadzających ścieki do pompowni Port, skąd były one tłoczone na usytuowane poza obszarem ówczesnego miasta pola irygowane, które systematycznie powiększono, dokupując nowe tereny. Wymagało to budowy nowych pompowni: i tak, w roku 1908 wybudowano pompownię Rakowiec, a w latach 1909–1910 pompownię Szczytniki. W tym też okresie (1910–1911) zmodernizowano pompownię Port. Po oczyszczeniu, początkowo ścieki były odprowadzane do rzeki Widawy, a w późniejszym okresie, do nowo wybudowanego kanału powodziowego i Starej Odry.

Mimo imponujących, jak na owe czasy, rozmiarów przedsięwzięcia wydolność systemu wkrótce okazała się niewystarczająca i już w 1919 roku przystąpiono do budowy 28 przelewów burzowych (przy 19 istniejących) oraz modernizacji sieci, po zakończeniu której miała ona 354,7 km długości. W 1928 roku przyłączono do Wrocławia satelitarne osady posiadające własne systemy odprowadzania i oczyszczania ścieków. Także później, w latach 1932–36 pojawiły się lokalne oczyszczalnie ścieków budowane dla powstających wtedy osiedli mieszkaniowych.

Przewody kanalizacyjne o mniejszych średnicach budowano w zasadzie z rur kamionkowych, a o większych wymiarach – jako konstrukcje ceglane. Wyodrębnić można bardzo wiele różnych przekrojów kanałów, przy czym przekrój największego kolektora zbudowanego z cegły wynosi 290×390 cm, a najmniejszego, wykonanego z rur kamionkowych – 25 cm. Przykład murowanego kanału z cegły o przekroju jajowym, wybudowanego w 1893 roku, przedstawiono na rys.1.2.2 [8] zachowując oryginalne, niemieckojęzyczne opisy.

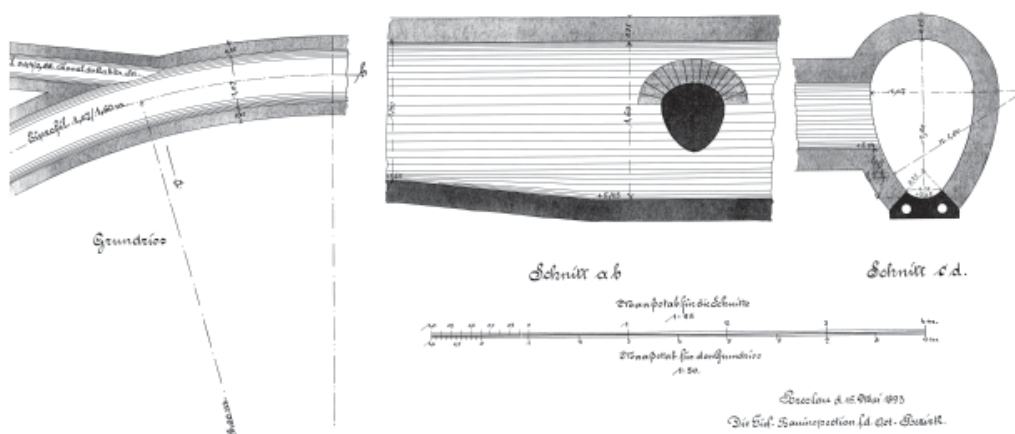
Z cegły budowano także pompownie, piaskowniki, studnie rewizyjne, przelewy i inne obiekty. Wyjątkowo, w dzielnicach z później budowaną kanalizacją rozdzielczą, niektóre przewody deszczowe o przekroju kołowym lub jajowym wykonano z betonu.

W 1939 roku powierzchnia Wrocławia, liczącego wówczas 620 tysięcy mieszkańców, wynosiła 17 464 ha. Sieć kanalizacyjna przyłączająca do systemu 16 243 nieruchomości miała wtedy 635 km długości wraz z burzowcami i rurociągami tłocznymi, a pola irygowane 1620 ha powierzchni. Wielokrotna rozbudowa kanalizacji, a także położenie Wrocławia na płaskim terenie implikujące małe spadki kanałów spowodowały, że system wymagał budowy 14 pompowni i 12 podstacji. Odróżnia go to od systemów w miastach zlokalizowanych na terenach o bardziej zróżnicowanej rzeźbie terenu, gdzie odprowadzenie ścieków odbywa się w pełni grawitacyjnie.



## Entlastungs Kanal der Schweidnitzer- Vorstadt

### Einführung des Kanals der Gabilz-Strasse



Rys. 1.2.2. Kanał jajowy o konstrukcji ceglanej wybudowany we Wrocławiu w 1893 roku

W trakcie oblężenia Wrocławia w 1945 roku urządzenia wodno-kanalizacyjne zostały bardzo mocno zniszczone. Po wojnie zlokalizowano 3000 poważnych uszkodzeń rurociągów wodociągowych i 700 uszkodzeń przewodów kanalizacyjnych spowodowanych uderzeniami pocisków i bomb. Pierwsze ujęcie wody uruchomiono już 5 maja 1945 roku, jednak prace w celu zaopatrzenia całego miasta w wodę i przywrócenia układowi kanalizacyjnemu sprawności sprzed wojny trwały do 1952 roku.

#### 1.2.3.2. Okres po 1945 roku

Lata powojenne to kolejne etapy rozbudowy systemu wodociągowo-kanalizacyjnego miasta związane z jego rozrostem terytorialnym, zwiększającą się liczbą mieszkańców oraz rozwojem budownictwa mieszkaniowego, usługowego i przemysłowego. W konsekwencji tych działań sieć kanalizacyjna Wrocławia w roku 1998 składała się z 407 km kanałów ogólnospławnych, 328 km kanałów sanitarnych, 51 km kanałów deszczowych i 265 km przykanalików domowych. Ten ogromny przyrost długości sieci związany był przede wszystkim z dalszą rozbudową terytorialną aglomeracji, wynikającą z budowy w latach 70. i 80. kilku osiedli mieszkaniowych o rozproszonej zabudowie. Większość inwestycji wodociągowo-kanalizacyjnych obejmowała zatem obrzeża miasta, pozostawiając obsługę jego zabytkowego centrum przywróconemu do użytko-

wania systemowi kanalizacji sprzed 1945 roku. Rewaloryzacja starej zabudowy, trwająca do połowy lat 80., polegała głównie na naprawach konstrukcji ocalałych z wojny budynków oraz zmianie ich wyposażenia technicznego, w tym urządzeń sanitarnych. Często natomiast nie odbudowywano obiektów zupełnie zniszczonych, pozostawiając w wielu miejscach niezabudowane działki po ich odgruzowaniu.

Zakładano, że stara sieć kanalizacyjna przez dłuższy okres będzie w stanie obsłużyć odbudowaną w ten sposób po działaniach wojennych zabudowę w centrum miasta. Pomimo mniejszej intensywności zabudowy, zmiana liczby mieszkańców, wyposażenia sanitarnych budynków i świadomości społecznej spowodowały znaczący wzrost zużycia wody, a tym samym ilości ścieków sanitarnych. Średnia produkcja wody w 1950 roku wynosiła 18 mln m<sup>3</sup>, a w roku 1970 aż 46 mln m<sup>3</sup>, przy wzroście liczby mieszkańców z 269 tys. do 524 tys. Dla porównania, produkcja wody w 1941 roku, do której była dostosowana sieć sanitarna, wynosiła 40 mln m<sup>3</sup>. Mimo tak intensywnego wzrostu ilości wody i powodowanych tym pierwszych oznak hydraulicznego przeciążenia sieci, deficyt wody w dalszym ciągu występował. Wtedy też podjęto decyzję o budowie zakładu uzdatniania wody „Mokry Dwór”, którego realizację zakończono w 1974 roku. Oddanie zakładu poprawiło bilans wodny miasta powodując dalsze przeciążenia sieci kanalizacyjnej. W 1976 roku podjęto więc decyzję o budowie Centralnej Oczyszczalni Ścieków we wrocławskim osiedlu Janówek oraz dwóch strategicznych kolektorów ogólnospławnych Odra i Ślęza. Wzrostowi ilości ścieków sprzyjała także zmiana charakteru zagospodarowania zlewni. Zwiększanie powierzchni uszczelnionych w związku z rozwojem budownictwa komunikacyjnego i intensyfikacją zabudowy, szczególnie po rozpoczętej w połowie lat 80. zabudowie wolnych działek w centrum miasta, spowodowały zwiększone zrzuty wód opadowych, wynikające ze wzrostu średniej wartości współczynnika spływu oraz wzrost ilości ścieków sanitarnych. W konsekwencji znacząca liczba kanałów pracuje podczas intensywnych opadów pod ciśnieniem, do którego nie są przystosowane ich konstrukcje i nie odbiera wszystkich wód opadowych, co powoduje podtapianie ulic i niżej położonych pomieszczeń budynków. Degradację przewodów przyspiesza ponadto wzrost chemicznej agresywności ścieków i wód gruntowych, a także wzrost obciążeń mechanicznych, powodowany zmianą struktury i intensywności ruchu kołowego przy braku obwodnic.

Stosowane w okresie powojennym materiały to przede wszystkim, w przypadku przewodów nieprzełazowych – beton, kamionka i żeliwo, a w przewodach przełazowych – żelbet i beton sprężony. Zaniechano zupełnie stosowania cegły do budowy kanałów, a w późniejszym okresie także do innych elementów systemu: studzienek rewizyjnych, pompowni i obiektów oczyszczalni ścieków. W latach 70. zaczęto stosować tworzywa sztuczne: początkowo PCW (nieplastyfikowany polichlorek winylu), następnie PEHD (polietylen dużej gęstości), a w ostatnich dwóch dekadach XX wieku – rury kompozytowe GRP (Glass Reinforced Plastic) oraz rury PRC z betonu polimerowego (Polyester Resin Concrete).

#### 1.2.4. Historia kanalizacji Krakowa\*

Początkowo wody opadowe i ścieki z gospodarstw domowych i warsztatów rzemieślniczych spływały otwartymi rynsztokami do płynącej korytem miejskiej fosy rzeki Rudawy. Pierwsze kanały przesklepione zaczęto budować najprawdopodobniej w XV lub XVI wieku, łącząc je w podziemny system przewodów odprowadzających ścieki do Wisły lub Niecieczy. Świadczą o tym wyniki badań archeologicznych wykazujących, że na głębokości około 4 m pod ulicami z okresu panowania Kazimierza Wielkiego znajdowały się kanały wykonane z ciosów kamiennych łączonych zaprawą wapienną. Miały one odprowadzać zanieczyszczone wody w centralnej części miasta do fosy oraz umożliwić wydostawanie się z obleżonego miasta podczas działań wojennych.

Musiały być to jednak rozwiązania niewystarczające, gdyż w pierwszej połowie XVI wieku sytuacja sanitarna była na tyle niebezpieczna, że król Zygmunt Stary skierował w 1533 roku pismo do marszałka wielkiego koronnego Piotra Kmity, pełniącego funkcje starosty krakowskiego, i kasztelana Seweryna Bonera wielkorządcy krakowskiego, polecające dokonanie wspólnie z Radą Miejską kontroli rynsztoków i kanałów odprowadzających nieczystości do Rudawy. Mimo nakazu królewskiego sytuacja nie zmieniła się zasadniczo do roku 1569, gdyż do tego czasu dalej odprowadzano ścieki do Rudawy zrzutem zlokalizowanym w okolicy Bramy Wiślanej. W 1569 roku król Zygmunt Stary ponownie wydał nakaz kontroli rynsztoków i rowów i podjęcia prac nad budową podziemnego kanału odprowadzającego ścieki.

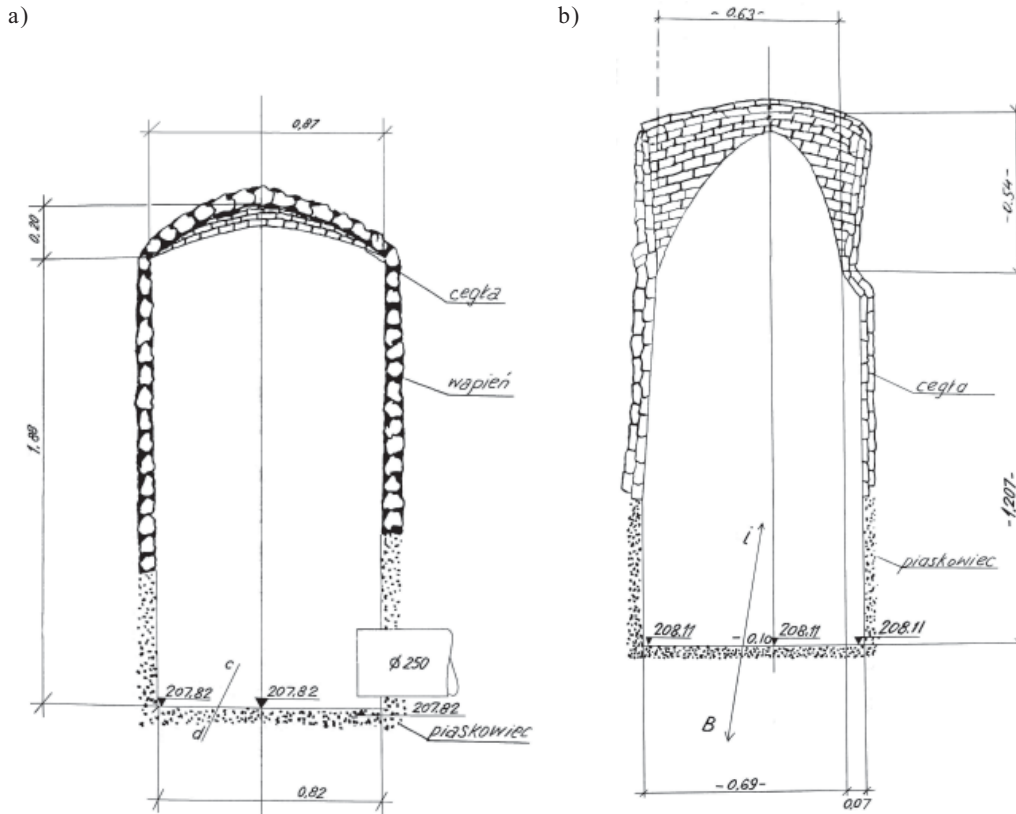
W XIX wieku nastąpiła znacząca rozbudowa systemu kanalizacyjnego. Kanały układane były pod ulicami (w większości przypadków) oraz wzdłuż tylnych elewacji zabudowań, pod podwórzami. Te ostatnie nazywano „kanałami blokowymi” i stanowią one niewątpliwie rozwiązanie charakterystyczne dla miasta Krakowa. System pracował grawitacyjnie dzięki wykorzystaniu naturalnego ukształtowania terenu, opadającego z północnej części miasta w kierunku Garbar i obecnego Placu na Grobli po stronie zachodniej oraz Stradomia i Wielopola po stronie wschodniej.

Kanały układano przeważnie płytko, w granicach od 1,0 do 1,7 m poniżej poziomu terenu, co powodowało, że do większości z nich nie można było podłączać przykanalików z przyległych budynków. Przekroje kanałów były przełazowe o szerokościach od 0,65 m do 2,0 m i wysokościach od 1,0 m do 1,9 m. Miały one podobne konstrukcje, tzn. płaskie lub nieco wklęsłe dna, pionowe lub rozchylające się na zewnątrz ściany oraz beczkowe sklepienia. Wykonane były z łamanego wapienia, bloków piaskowca, a w późniejszym okresie z cegły. Przykłady przekrojów poprzecznych kanałów blokowych przedstawiono na rys.1.2.3 [6].

Podczas rozbioru starych murów obronnych i zasypywania fosy, do której odprowadzano ścieki, powstała konieczność wybudowania wzdłuż Plantów kolektorów od-

---

\*Historię kanalizacji Krakowa opisano na podstawie prac [6, 243].



Rys. 1.2.3. Przykładowe przekroje kanałów blokowych:

a) konstrukcja z cegły, piaskowca i skał wapiennych, b) konstrukcja z cegły i piaskowca

prowadzących ścieki do Starej Wisły i Rudawy. Jeden z kolektorów, długości 2048 łokci, odprowadzający ścieki z 8 głównych ulic i 13 kanałów, wybudowano w latach 1818–1820 z cegły i kamienia pochodzących z rozbieranych murów obronnych. Daleszą rozbudowę systemu spowolniło zajęcie miasta przez Austriaków.

Intensyfikacja rozbudowy systemu kanalizacyjnego nastąpiła ponownie dopiero w 1890 roku. System rozbudowywano zgodnie z ówczesnym prawem budowlanym, które obligowało właścicieli nieruchomości do budowy przykanalików i zastępowania suchych ubikacji splukiwanymi wodą. Jako tworzywa konstrukcyjnego używano wtedy cegły i betonu, co było nową technologią. Przełomowym dla skanalizowania Krakowa był rok 1906, kiedy to ówczesne władze austriackie przystąpiły do realizacji programu ochrony przeciwpożarowej. Opracowano projekt kanalizacji, który przewidywał odprowadzenie ścieków i wód opadowych z Krakowa oraz północnej części Podgórze kanałami ułożonymi wzdłuż Wisły. Ujścia kanałów do rzeki zaprojektowano poniżej stopnia wodnego Dąbie.

Do roku 1909 wybudowano 87 km nowych kanałów, w tym 48 km do 1907 roku. Były to kanały przełazowe o wymiarach nie mniejszych niż  $0,90 \times 0,60$  m. Dalszy rozwój kanalizacji w centrum Krakowa nastąpił w latach 20. i 30. ubiegłego stulecia, od którego to okresu układ systemu kanalizacji centrum miasta nie uległ znacznym zmianom.

Jak widać, historia rozwoju kanalizacji miasta Krakowa jest podobna do historii rozwoju takich systemów w innych znaczących miastach polskich i europejskich. System ten charakteryzuje się jednak znaczną liczbą płytkich kanałów, co odróżnia go od systemów projektowanych przez Lindleyów, w których znaczna liczba kanałów była układana na dużych głębokościach metodami bezwykopowymi (Warszawa, Hamburg itp.). Najbardziej charakterystyczną cechą krakowskiej kanalizacji pozostają jednak „kanały blokowe”. Likwidacja tych budowli była postulowana już w 1879 roku, jednakże proces ten trwa praktycznie do chwili obecnej. Najwięcej „kanałów blokowych” rozebrano w latach od 1958 do 1962 (około 5,5 km), a badania stanu technicznego kanałów w obrębie Plantów wykonywano jeszcze w latach 1973–1974. Wiadomo, że znaczna liczba budynków, a w szczególności oficyn, została wybudowana wprost na tych kanałach albo w strefach, z których obciążenia są przekazywane na konstrukcję kanałów. Obecnie pozostałości tego systemu stanowią unikatowy przykład myśli inżynierskiej z XIX wieku w zakresie budownictwa podziemnej infrastruktury sieciowej.

## **2. Rozwiązania materiałowe przewodów kanalizacyjnych**

### **2.1. Przewody kamionkowe**

#### **2.1.1. Etapy rozwojowe przewodów kamionkowych**

Kamionka jest najstarszym materiałem, z którego wykonywano rury. Jak to opisano w rozdziale 1.1.2, rury kamionkowe były stosowane już około roku 3500 p.n.e. na terenie dzisiejszej Syrii. Mimo upływu czasu i z uwagi na swoje zalety są one wciąż powszechnie stosowane, będąc tradycyjnym i doskonale sprawdzonym produktem z wypalanej gliny. Dzisiejsze rury kamionkowe są wciąż ulepszane, a sam materiał konstrukcyjny ulegał kolejnym modyfikacjom obejmującym surowce wyjściowe, ich przygotowanie oraz technologię formowania i wypalania. W wielu europejskich miastach przeszło połowa długości sieci kanalizacyjnej wykonana jest właśnie z kamionki. Dotyczy to szczególnie przewodów o średnicach do DN 400. Wiele z tych przewodów liczy sobie ponad 100 lat. Duże zmiany objęły połączenia rur. W ostatnim okresie zrezygnowano z uszczelnień za pomocą sznura smołowanego, a jego miejsce w zależności od typu złącza zajęły uszczelki z tworzyw sztucznych. Prace badawcze umożliwiły budowę przewodów z rur kamionkowych także metodami bezwykopowymi. Dla specjalnych zastosowań (w przypadku bardzo dużych obciążeń zewnętrznych) opracowano także rury kamionkowo-betonowe, w których kamionka stanowi wykładzinę wewnętrzną.

Do podstawowych zalet rur kamionkowych stosowanych do budowy sieci kanalizacyjnych można zaliczyć:

- trwałość,
- odporność na korozję,
- szczelność,
- dużą wytrzymałość,
- małą chropowatość,
- odporność na ścieranie,
- bezproblemowy recykling.

Wadą kamionki jest jej kruchość i związana z nią konieczność ostrożnego obchodzenia się z rurami, aż do ich zasypania w wykopie.

#### **2.1.2. Surowce do produkcji rur kamionkowych**

Obecnie produkowane rury kamionkowe swoje doskonałe właściwości osiągają dzięki jakości surowców oraz automatyzacji produkcji. Kamionka produkowana jest z gliny z dodatkiem szamotu, a po wypaleniu często szkliwiona.

**Gliny** powstały w wyniku daleko idących procesów wietrzenia skał i składają się z cząstek minerałów ilastych o wymiarach mniejszych od 0,002 mm oraz ziaren kwarcowych o wymiarach 0,002–0,100 mm. Gliny są produktami naturalnymi i ich skład nawet w obrębie jednego złoża może być zróżnicowany. Do produkcji rur stosuje się mieszanki różnych glin.

**Szamot** jest wypaloną już uprzednio gliną. Najczęściej jest to materiał otrzymywany w ramach recyklingu jako odpad z produkcji ceramiki, który zostaje zmielony do ziaren o wielkości nie większej niż 1,8 mm. Zmielony szamot dodaje się do gliny, co poprawia stabilność elementów podczas wypalania.

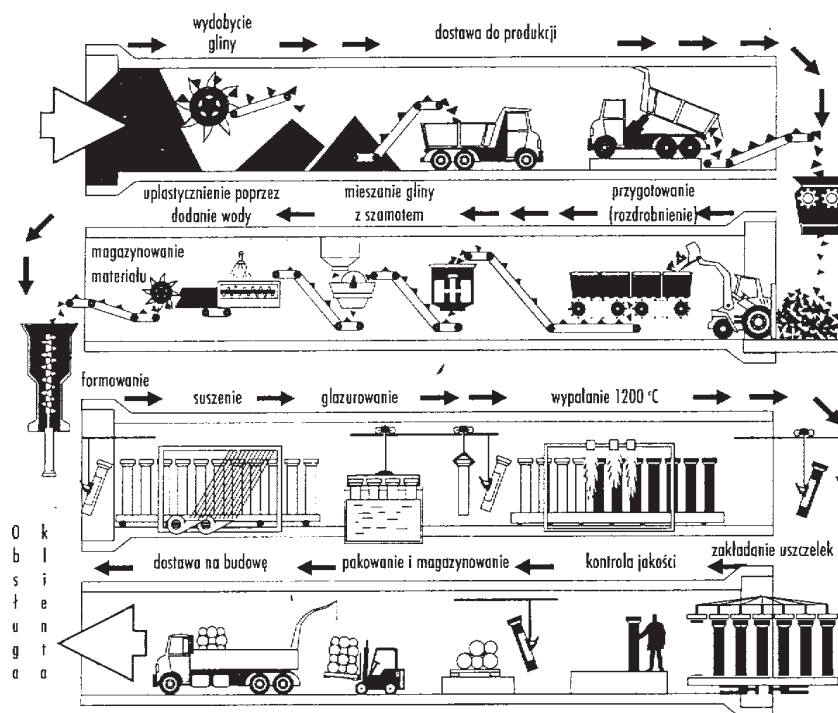
**Szklivo** składa się z mieszanki gliny, ilu, wapnia, dolomitu, kwarcu oraz tlenków metali. Składniki te przez mielenie są rozdrabniane do wielkości ziaren 0,06 mm, a następnie mieszane z wodą, z którą tworzą zawiesinę.

### 2.1.3. Technologia produkcji

Schemat produkcji rur kamionkowych przedstawiono na rys. 2.1.1 [143], a poszczególne etapy tego procesu opisano poniżej.

#### Przygotowanie surowca

Najczęściej przygotowanie surowca polega na bardzo dokładnym zmieszaniu gliny o wilgotności naturalnej z szamotem i dodatkową ilością wody. Znana jest też metoda



Rys. 2.1.1. Schemat produkcji rur kamionkowych

sucha polegająca na wysuszeniu gliny i jej rozdrobnieniu na pył oraz dokładnym wymieszaniu z szamotem. Następnie do suchej mieszanki dodaje się stosowną ilość wody tak, aby uzyskać odpowiednią plastyczność mieszanki w celu jej formowania.

### **Formowanie**

Plastyczną mieszaninę gliny z szamotem zagęszcza się wstępnie prasami ślimakowymi, a następnie odpowietrza w komorach podciśnieniowych. Poprzez wyciskanie surowca z odpowiednio ukształtowanych szczelin pras formuje się w sposób ciągły rury, zaczynając od kielicha. Podczas formowania rury na jej powierzchni zewnętrznej wytłaczane są oznaczenia jej podstawowych parametrów. Następnie oba końce rur są oczyszczane i wygładzane, a same rury ustawia się specjalnymi podnośnikami na paletach w celu suszenia.

### **Suszenie**

Suszenie świeżo uformowanych rur odbywa się w specjalnych komorach i przebiega w temperaturze 80 °C. Podczas suszenia usuwany jest nadmiar wody, która musiała być dodana dla uformowania rury. Po zakończeniu suszenia rura staje się nieplastyczna.

### **Szklwienie**

Szklwienie rury polega na jej zanurzeniu w pojemniku z płynnym szkliwem. W procesie wypalania poszczególne składniki szkliva stapiają się ze sobą, pokrywając powierzchnię rury gładką i nieprzepuszczalną powłoką.

### **Wypalanie**

Wypalanie odbywa się najczęściej w piecach tunelowych w temperaturze około 1250 °C i trwa do trzech dni. Podczas wypalania zachodzi spiekanie poszczególnych składników tworzących kamionkę i odparowanie pozostałej w materiale wody. W efekcie następuje skurcz o około 10%. Mimo to, dzięki udoskonaleniu procesu przygotowania surowca i produkcji rur udaje się utrzymać wymiary w granicach dopuszczalnych tolerancji. W tradycyjnym procesie wypalania rura w piecu wypalana jest w pozycji pionowej, co utrudnia utrzymanie jednakowej temperatury na całej jej długości.

W ostatnich latach opracowano technologię przyspieszonego wypalania, zapewniającą mniejsze odchyłki od projektowanych wymiarów gotowych produktów. Te korzystne wyniki uzyskano dzięki ciągłemu obracaniu rur znajdujących się podczas procesu wypalania w pozycji poziomej, co zapewnia równomierny rozkład temperatury w całej rurze. Zaletą tej metody jest nie tylko przyspieszenie cyklu produkcyjnego i polepszenie jakości rur, ale także zwiększenie długości rur do 2,5 m oraz obniżenie kosztów energii. Rury produkowane w oparciu o technologię przyspieszonego wypalania noszą nazwę CreaTiv [143]. Mają one szklwione jedynie powierzchnie wewnętrzne bądź nie są wcale glazurowane.

### **Uszczelki**

Ponieważ na jakość ułożonego kanału mają wpływ nie tylko rury, ale i uszczelki, montowane są one już u producenta. Najczęściej stosuje się trzy typy złącz [143]: złącze kielichowe typu F w połączeniu z uszczelką typu KD, złącze kielichowe typu C w połączeniu z uszczelką typu K oraz złącze kielichowe typu S.



Szczegółowe rozwiązania konstrukcji złącz rur kamionkowych przedstawiono w punkcie 2.1.5.

## 2.1.4. Właściwości rur kamionkowych

### 2.1.4.1. Odporność chemiczna

Standardowe rury, jak i kształtki kamionkowe są odporne na agresywne wpływy substancji chemicznych zawartych w ściekach, wodzie gruntowej oraz w samym gruncie, z wyjątkiem stężonych kwasów [232]. Rury ze znakiem jakości RAL mogą pracować w sposób ciągły w środowiskach od kwaśnych do zasadowych ( $\text{pH} = 1\text{-}13$ ). Bardziej szczegółowo odporność kamionki na działanie podstawowych związków chemicznych przedstawiono w tabeli 2.1.1 [143].

Tabela 2.1.1. Odporność kamionki na działanie podstawowych związków chemicznych

Związek chemiczny	Stężenie	Temperatura [°C]	Odporność
Woda królewska	HCL/HNO <sub>3</sub> 3/L	20	dobra
Woda chlorowana	Roztwór wodny nasycony	20	dobra
Kwas dwuchlorowy	Stężenie handlowe	20	dobra
Wodorotlenek wapnia	Roztwór wodny nasycony	20	dobra
Olej napędowy	Stężenie handlowe	20	dobra
Kwas mlekowy	10%	60	dobra
Chlorek metylowy	Stężenie handlowe	60	dobra
Kwas siarkowy	98%	60	dobra
Ksylen	Stężenie handlowe	60	dobra

### 2.1.4.2. Parametry wytrzymałościowe kamionki i rur kamionkowych

#### Właściwości fizyczne kamionki

Podstawowe właściwości fizyczne kamionki zestawiono w tabeli 2.1.2.

#### Nośność rur kamionkowych

Zgodnie z normą PN-EN 295 rury kamionkowe w zależności od klasy muszą charakteryzować się nośnością nie mniejszą niż to podano w tabeli 2.1.3 [143,200]. Norma rozróżnia pięć podstawowych klas: L (klasa lekka), 95, 120, 160 oraz 200. Nośność można zdefiniować tu jako jednostkowe obciążenie niszczące lub wytrzymałość na zgniatanie  $FN$  [kN/m], którego wartość wyznacza się z następującego równania [232]:

$$FN = \frac{\text{klasa rury} \cdot \text{średnica nom.}}{1000}$$

Badanie wytrzymałości na zgniatanie  $FN$  dla rur kamionkowych według [201] zostało szczegółowo opisane w p. 2.1.6.2.

Tabela 2.1.2. Podstawowe właściwości fizyczne kamionki

Właściwość	Jednostka	Wartość
Ciężar objętościowy	kN/m <sup>3</sup>	22
Wytrzymałość na rozciąganie przy zginaniu	MPa	15–40
Wytrzymałość na ściskanie	MPa	100–200
Wytrzymałość na rozciąganie	MPa	10–20
Twardość	w skali Mohsa	≅7
Moduł sprężystości	MPa	≅50 000
Współczynnik rozszerzalności termicznej	1/K	5·10 <sup>-6</sup>
Współczynnik przewodności termicznej	W/(m·K)	≅1,2

Tabela 2.1.3. Jednostkowe obciążenie niszczące  $FN$  dla rur kamionkowych w zależności od średnicy i klasy

Średnica nominalna [mm]	Klasa nośności				
	$L$	95	120	160	200
	$FN$ [kN/m]				
200			24	32	40
225			28	36	45
250			30	40	50
300			36	48	60
350			42	56	70
400		38	48	64	
450		43	54	72	
500		48	60	80	
600	48	57	72		
700	60	67	84		
800	60	76	96		
1000	60	95			
1200	60				

## 2.1.5. Złącza rur kamionkowych

### 2.1.5.1. Złącza rur kamionkowych układanych w wykopach otwartych

Rury kamionkowe układane w wykopach otwartych mają złącza kielichowe. Do niedawna słabą stroną przewodów kamionkowych było uszczelnienie tych złączy. Stosowano uszczelnienia w postaci sznura konopnego bądź pakul impregnowanych materiałami bitumicznymi. Nawet obecnie można znaleźć producentów takich systemów rur kamionkowych, choć rozwiązanie takie nie powinno być już stosowane, gdyż praktycznie nie byłoby możliwe spełnienie warunków odbioru przewodów kanalizacyjnych okre-

ślonych w normie PN-92/B-10735 „Przewody kanalizacyjne. Wymagania i badania przy odbiorze” [189]. Ponadto obowiązująca norma [200, 201, 202] tych przestarzałych rozwiązań uszczelnień nie dopuszcza. Obecnie złączom rur kanalizacyjnych stawia się wysokie wymagania. Muszą one być trwałe, szczelne (nawet w przypadku wzajemnych przemieszczeń liniowych i kątowych sąsiadujących rur) oraz odporne na agresywne substancje chemiczne zawarte w transportowanych mediach. Odporność chemiczna (dla wybranych substancji) elastomeru EPDM oraz poliuretanu PU – podstawowych materiałów stosowanych do produkcji uszczelek dla rur kamionkowych, przedstawiono w tabeli 2.1.4 [143].

Tabela 2.1.4. Odporność chemiczna elastomeru EPDM oraz poliuretanu PU

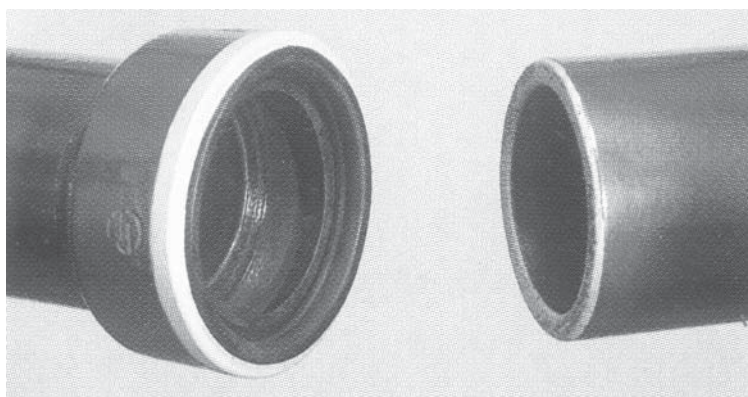
Związek chemiczny	SBR – EPDM			PU		
	[%]	[pH]	[°C]	[%]	[pH]	[°C]
Kwas mrówkowy	15	0,9	20	15	0,9	20
Kwas solny	38	0	20	10	0,4	20
Kwas fosforowy	20	0	70	10	0,6	20
Kwas cytrynowy	10	1,3	20	10	1,8	20
Zasada sodowa	32	14	20	32	14	20
Kwas siarkowy	50	0	20	10	0,7	70
Kwas mlekowy	5	2,4	20	10	2	70

Dla rur kamionkowych układanych w wykopach otwartych stosowane są trzy podstawowe typy połączeń [143]:

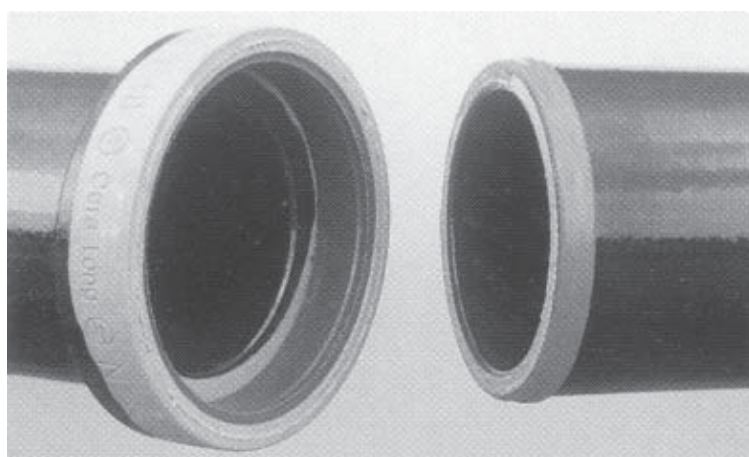
- system F z uszczelką elastomerową typu KD,
- system C z uszczelnieniem poliuretanowym typu K,
- system S z frezowanym kielichem oraz uszczelką elastomerową nakładaną na koniec bosy.

System F, oparty na zachowaniu założonych wymiarów rury z minimalnymi odchyłkami, polega na przyklejeniu wargowych uszczelek gumowych do końca rury w kielichu. Koniec bosy pozostaje bez uszczelek. Ten system połączeń przeznaczony jest dla rur kamionkowych o małych średnicach (100, 125, 150, 200, 250 mm). Umożliwia on wzajemny obrót połączonych rur o 3° bez utraty szczelności. Schemat połączenia rur kamionkowych według systemu F przedstawiono na rys. 2.1.2 [143].

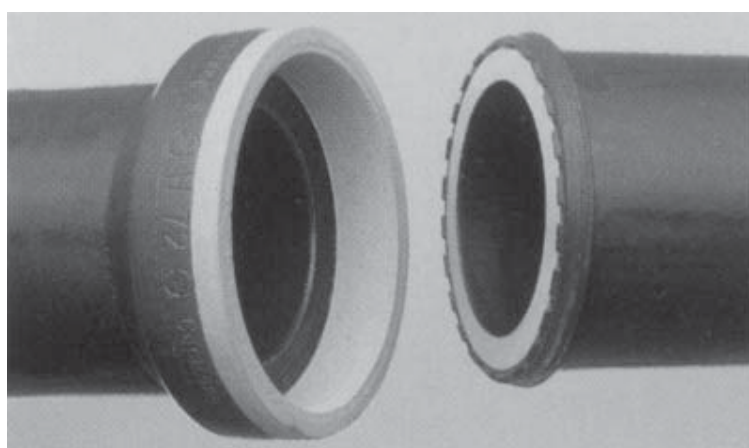
System C dopuszcza większe odchyłki wymiarowe rury. Jego istotą jest uformowanie uszczelki z twardego PU w kielichu oraz z miękkiego PU na końcu bosym. Takie rozwiązanie zapewnia doskonałą szczelność połączenia. System połączeń C przeznaczony jest dla rur kamionkowych o większych średnicach (200, 250, 300, 400, 450, 500, 600, 700, 800, 900, 1000, 1200, 1400 mm). Umożliwia on wzajemny obrót połączonych rur o 2° bez utraty szczelności. Schemat połączenia rur kamionkowych według systemu C przedstawiono na rys. 2.1.3 [143].



Rys. 2.1.2. Połączenie rur kamionkowych według systemu F



Rys. 2.1.3. Połączenie rur kamionkowych według systemu C



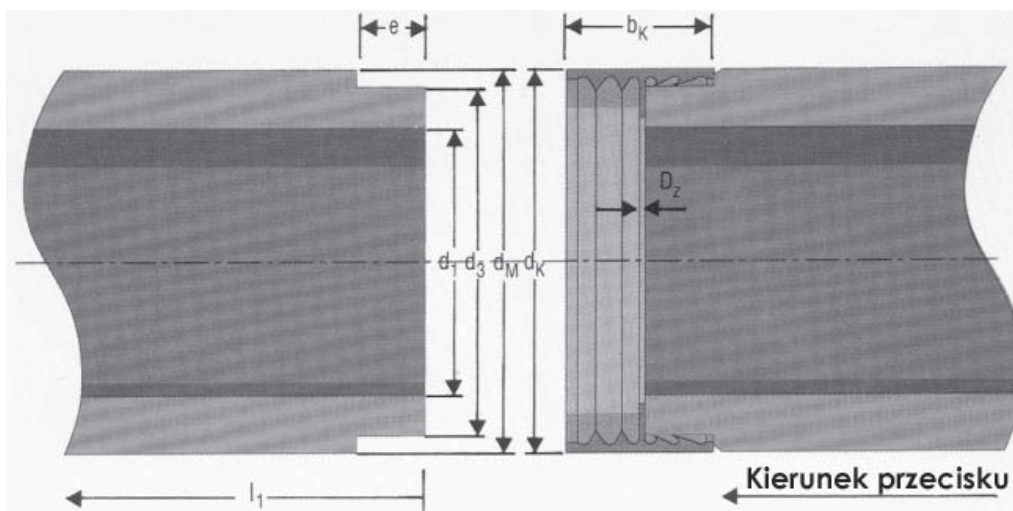
Rys. 2.1.4. Połączenie rur kamionkowych według systemu S

System S zapewnia również doskonałą szczelność połączenia, co w tym przypadku wymaga szlifowania powierzchni wewnętrznej kielicha każdej rury. W wyniku tego zabiegu uzyskuje się doskonałą kołowość przekroju oraz minimalne odchyłki wymiarowe. Na koniec bosa gotowej rury nakładana jest uszczelka elastomerowa z EPDM, zabezpieczona przed przemieszczeniem niewidoczną z zewnątrz opaską dociskową ze stali. Schemat połączenia rur kamionkowych według systemu S przedstawiono na rys. 2.1.4 [143].

### 2.1.5.2. Złącza rur kamionkowych układanych metodami bezwykopowymi

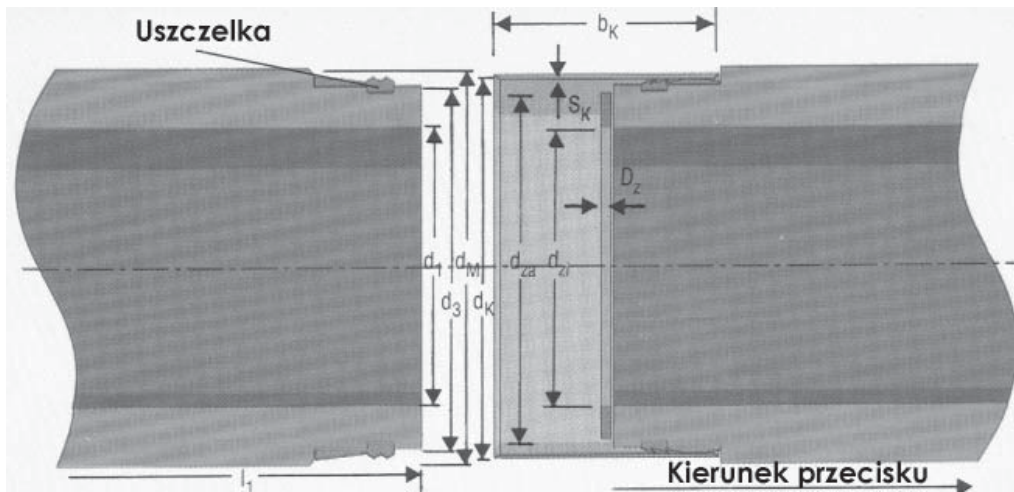
W związku z rozwojem bezwykopowych technologii budowy przewodów uzbrojenia podziemnego opracowano odpowiedni system rur kamionkowych. Istotą tego systemu są złącza. Muszą być one zlicowane z powierzchnią zewnętrzną rur, co ułatwia ich wprowadzanie do gruntu.

Firma Keramo-Steinzeug [143] ma w swojej ofercie dwa typy złącz. Pierwsze z nich to złącze V4A typ 1 ze stali molibdenowej z uszczelką kauczukowo-elastomerową dla rur o średnicach DN 200, 250, 300, 400 i 500. Konstrukcja takiego złącza została przedstawiona na rys. 2.1.5 [143].



Rys. 2.1.5. Schemat konstrukcji złącza V4A typ 1 dla rur kamionkowych przeznaczonych do układania metodami bezwykopowymi

Drugie z nich to złącze typu V4A typ 2 również ze stali molibdenowej z uszczelką kauczukowo-elastomerową, o nieco innej konstrukcji dla rur o średnicach DN 600, 700, 800 oraz 1000 mm. Konstrukcję takiego złącza przedstawiono na rys. 2.1.6 [143].



Rys. 2.1.6. Schemat konstrukcji złącza V4A typ 2 dla rur kamionkowych przeznaczonych do układania metodami bezwykopowymi

## 2.1.6. Badania

### 2.1.6.1. Wprowadzenie

W ramach kontroli jakości zarówno rury, kształtki, jak i uszczelki poddawane są stałej kontroli. Badania prowadzone są przez własne laboratoria producenta oraz przez instytucje zewnętrzne. Podstawowym dokumentem regulującym wymagania w stosunku do rur kamionkowych jest norma PN-EN 295. Norma ta przewiduje badanie następujących parametrów rur kamionkowych:

- prostopadłości powierzchni czołowych rur,
  - prostoliniowości rur,
  - wytrzymałości rur na zgniatanie (wyznaczanie jednostkowej siły niszczącej  $FN$ ),
  - wytrzymałości przy zginaniu,
  - wytrzymałości na zginanie w kierunku podłużnym (RMF),
  - wytrzymałości połączeń klejonych,
  - wytrzymałości przy obciążeniach cyklicznych,
  - wodoszczelności rur,
  - odporności chemicznej rur i kształtek,
  - szorstkości powierzchni wewnętrznej rur,
  - odporności na ścieranie,
  - wodoszczelności kształtek,
  - odporności na ozon,
- a także badania: poliuretanu, polipropylenu, mechaniczne – zmontowanych połączeń rur,
- liniowości kinety,
  - odporności chemicznej zmontowanych połączeń rur,

- odporności termicznej,
- wyznaczenie wskaźnika odporności CR.

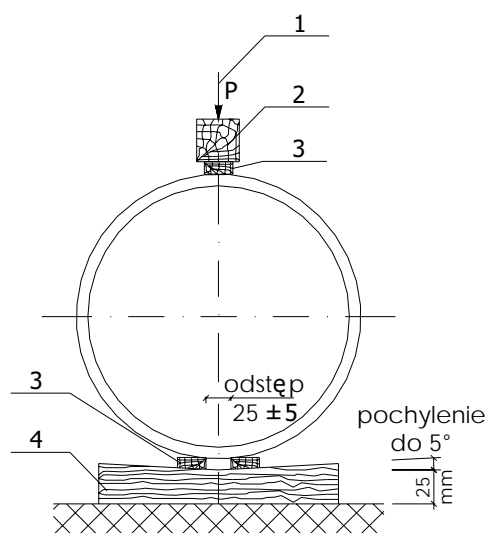
W punktach 2.1.6.2–2.1.6.5 opisano skrótowo procedury wybranych badań.

### 2.1.6.2. Wyznaczanie jednostkowej siły niszczącej FN

Procedura tego badania określanego według normy PN-EN 295 jako badanie wytrzymałości na zgniatanie jest następująca: pierścieniowe próbki rur kamionkowych o długości minimalnej  $L = 0,30$  m należy ułożyć kolejno na dwóch paskach z tworzywa elastomerowego o twardości  $55 \pm 10$  stopni w skali Shora leżących na sztywnym podłożu. Paski te powinny mieć przekrój prostokątny (szerokość  $50 \pm 5$  mm i grubość 25–40 mm), a rozstaw pomiędzy nimi powinien wynosić  $25 \pm 5$  mm. Na górnej powierzchni próbki wzdłuż najwyższej tworzącej układa się taki sam pasek elastomerowy. Obciążenie należy zwiększać stopniowo ( $0,40$ – $0,60$  kN/m) poprzez ułożoną na tym pasku belkę o sztywności zapewniającej równomierne obciążenie. Taki system obciążania można stosować dla próbek pierścieniowych o długościach  $L = 300$ – $1100$  mm. Schemat badania przestawiono na rys. 2.1.7.

Do badania dłuższych odcinków bądź całych rur należy zastosować hydrauliczny system przekazywania obciążeń zapewniający ich równomierność na całej długości próbki [202].

Przykładowe wyniki badań siły niszczącej dla trzech rur kamionkowych badanych w Instytucie Inżynierii Lądowej Politechniki Wrocławskiej zestawiono w tabeli 2.1.5. Badania wykonano na próbkach pierścieniowych o długości 0,30 m.



Rys. 2.1.7. Schemat badania jednostkowej siły niszczącej FN według [202]:

- 1 – obciążenie, 2 – element podpierający górny, 3 – pasek elastomerowy,  
4 – element podpierający dolny

Tabela 2.1.5. Przykładowe wyniki badań jednostkowych sił niszczących  $FN$ 

Numer próbki	Siła niszcząca wyznaczona podczas badań $F_B$ [kN]	Obliczone jednostkowe obciążenie niszczące $FN$ [kN/m]	Obciążenie niszczące $FN$ deklarowane przez producenta rur [kN/m]	$n$ – stosunek rzeczywistego obciążenia niszczonego do deklarowanego przez producenta
1	21,5	71,6	48,0	1,49
2	21,5	71,6	48,0	1,49
3	20,0	66,6	48,0	1,38

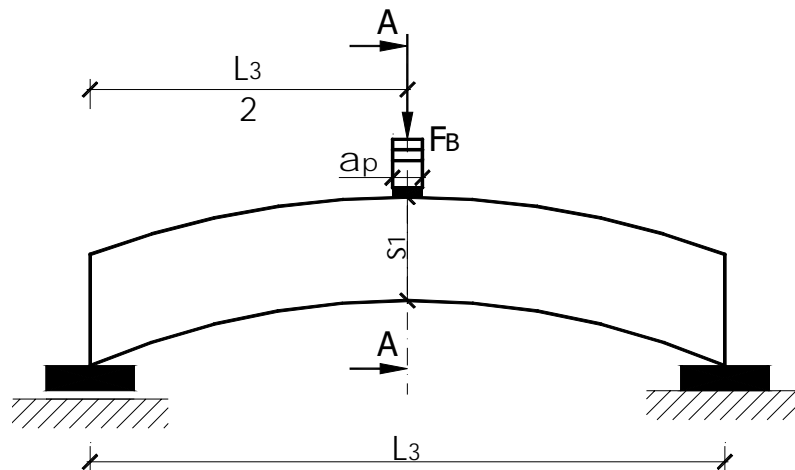
Konieczne jest, aby spełniony był warunek  $n \geq 1$ . Przedstawione w tabeli wyniki badań świadczą, że rury ze znacznym zapasem (od 38 do 49%) spełniają wymagania normowe.

### 2.1.6.3. Wyznaczanie wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu $\sigma_{bz}$

Badanie polega na wyznaczeniu siły niszczącej  $F_B$  dla wycinka pierścienia rury kamionkowej. Szczegóły przebiegu badania przedstawiono w pracy [202], a jego schemat na rys. 2.1.8.

Wytrzymałość na rozciąganie przy zginaniu  $\sigma_{bz}$  można wyznaczyć, znając wartość siły niszczącej  $F_B$ , na podstawie równania zawartego w normie PN-EN 295 (część III) [202].

$$\sigma_{bz} = \frac{M_b \alpha_K}{W} \quad (2.1.1)$$

Rys. 2.1.8. Schemat badania wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu  $\sigma_{bz}$



$$\sigma_{bz} = \frac{1000 F_B L_3}{4 b_3} \cdot \frac{6}{S_1^2} \alpha_K \quad (2.1.2)$$

w którym:

$$\alpha_K = \frac{3d_1 + 5s_1}{3d_1 + 3s_1} \quad (2.1.3)$$

gdzie:  $\sigma_{bz}$  – wytrzymałość na rozciąganie przy zginaniu,

$F_B$  – siła niszcząca,

$L_3$  – rozstaw podpór,

$b_3$  – szerokość próbki,

$d_1$  – średnica wewnętrzna rury,

$s_1$  – grubość próbki,

$\alpha_K$  – współczynnik korekcyjny,

$M_b$  – moment zginający,

$W$  – wskaźnik bezwładności.

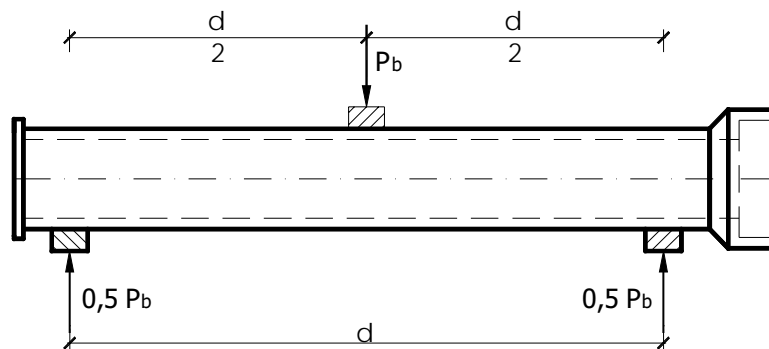
Wyniki opisanego badania umożliwiają również obliczenie wytrzymałości rury na zgniatanie  $FN$  według równania:

$$FN = \frac{1000}{0,3} \cdot \frac{2}{d_1 + s_1} \cdot \frac{F_B \cdot L_3}{4 b_3} \quad (2.1.4)$$

Oznaczenia we wzorze (2.1.4) przyjęto według normy [202].

#### 2.1.6.4. Wyznaczanie momentu niszczącego przy zginaniu w kierunku podłużnym (RMF)

Wartość momentu niszczącego przy zginaniu w kierunku podłużnym można wyznaczyć doświadczalnie na podstawie procedury badawczej zawartej w normie PN-EN 295 (część III, rozdział 6). Schemat badania przedstawiono na rys. 2.1.9.



Rys. 2.1.9. Schemat badania momentu niszczącego (w kierunku podłużnym)

Tabela 2.1.6. Minimalne wartości momentu niszczonego przy zginaniu w kierunku podłużnym RMF

Średnica nominalna <i>DN</i>	<i>FN</i> [kN]	RMF według PN EN 295 [kNm]	RMF według WN 295 [kNm]
100	34	1,7	2,5
125	34	–	4,0
150	34	4,0	5,0
200	32	6,2	9,0

Minimalne wartości RMF wyznaczone na podstawie PN EN 295 oraz na podstawie normy zakładowej WN 295 przedstawiono w tabeli 2.1.6 [232]. Jak widać, wyższe wymagania rurom kamionkowym stawia norma zakładowa.

#### 2.1.6.5. Badanie wodoszczelności rur

Wodoszczelność sprawdza się zarówno dla pojedynczych rur, jak i ułożonego z nich odcinka kanału [189, 202]. Badanie trwa 15 minut od momentu całkowitego napełnienia wodą i polega na ustaleniu jej ubytku. W pierwszym przypadku dopuszczalne ubytki wody wynoszą  $0,07 \text{ dm}^3/\text{m}^2$ . Dla rur kamionkowych posiadających znak jakości RAL dopuszczalne ubytki wody wynoszą zaledwie  $0,04 \text{ dm}^3/\text{m}^2$ . W przypadku ułożonego odcinka kanału dopuszczalne ubytki wody wynoszą  $0,15 \text{ dm}^3/\text{m}^2$ . Norma [58] dopuszcza możliwość przeprowadzenia takiego badania przy zastosowaniu powietrza.

#### 2.1.7. Typoszeregi rur kamionkowych

W Polsce nie ma obecnie producenta rur kamionkowych spełniających wymagania normy PN EN 295, choć można oczekiwać, że w najbliższym czasie ich produkcja zostanie uruchomiona. Na naszym rynku oferowane są rury produkcji kilku firm europejskich. Przykładowa oferta rur kamionkowych produkcji firmy Keramo-Steinzeug, przeznaczonych do układania w wykopach otwartych, przedstawiona jest w tabeli 2.1.7 (oznaczenia w tabeli według rys. 2.1.10).

W tabeli 2.1.8 przedstawiono typoszereg rur CreaTiv produkowanych zgodnie z najnowszą technologią [143] (oznaczenia przyjęto według rys. 2.1.10).

Przykładowa oferta rur kamionkowych produkcji firmy Keramo-Steinzeug, przeznaczonych do układania metodami bezwykopowymi w zakresie średnic 200–500 mm, przedstawiona jest w tabeli 2.1.9 (oznaczenia w tabeli według rys. 2.1.5). Pełny zakres średnic rur przeciskowych obejmuje również średnice 150, 600, 700, 800 i 1000 mm.

#### 2.1.8. Oznaczenia

Każda rura musi posiadać na swojej powierzchni trwałe oznaczenia, zawierające co najmniej poniższe informacje:

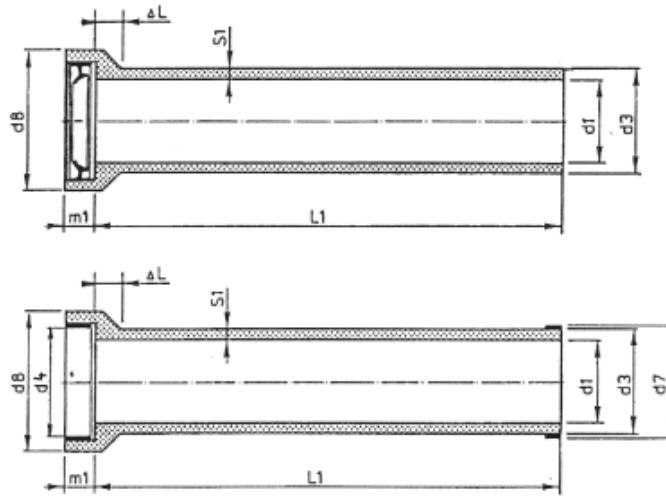
- numer odnośnej normy,
- nazwę producenta,
- datę produkcji,

Tabela 2.1.7. Typoszereg rur kamionkowych przeznaczonych do układania w wykopach otwartych

Średnica	System	Klasa	Wytrzymałość [kN/m]	Wymiary bez uwzględnienia dopuszczalnych tolerancji [mm]						
				$d_1$	$d_3$	$d_7$ ( $\pm 0,7$ )	$d_8$ max.	$m_1$	$\Delta L$	$d_4$ ( $\pm 0,5$ )
100	F		34	100	131		174	62	30	
125	F		34	125	158		206	62	35	
150	F		34	150	186		239	72	35	
200	F	160	32	200	242		320	74	50	
200	C	160	32	200	242	263,4	320	74	50	260,0
200	C	240	48	200	257	278,4	343	74	60	275,0
250	F	160	40	250	299		387	74	60	
250	C	160	40	250	299	320,6	387	74	60	317,5
250	C	240	60	250	318	345,5	426	74	70	341,5
300	F	160	48	300	355		450	74	65	
300	C	160	48	300	355	374,8	450	74	65	371,5
300	C	240	72	300	379	402,0	491	74	75	398,5
350	C	160	56	350	417	436,5	525	74		433,5
350	C	200	70	350	430	462,4	570	74		459,0
400	C	160	64	400	486	511,3	610	74	85	507,5
400	C	200	80	400	493	519,3	620	74	95	515,5
450	C	160	72	450	548	582,0	720	74		579,0
500	C	120	60	500	581	608,6	730	74	90	605,0
500	C	160	80	500	609	641,0	790	74	105	637,0
600	C	95	57	600	687	723,7	860	74	95	720,0
600	C	160	96	600	721	762,1	930	74	110	758,0
700	C	120	84	700	831	875,0	1060	76	115	871,0
800	C	L	60	800	895	935,2	1090	80	130	932,0
800	C	120	96	800	941	980,0	1190	76		976,0
900	C	L	60	900	1002	1047,2	1240	80		1044,0
1000	C	L	60	1000	1109	1155,8	1360	80		1152,5
1200	C	L	60	1200	1320	1384,1	1600	80		1380,0
1400	C	L	60	1400	1550	1624,0	1850	80		1618,0

- średnicę,
- obciążenie niszczące ( $FN$ ),
- symbol CE oznaczający zgodność z wytycznymi dla Unii Europejskiej.

Ponadto stosowane jest dodatkowe oznaczenie w postaci wyraźnego białego punktu zaznaczonego farbą. Podczas układania na dnie wykopu rury powinny być obrócone tak, aby punkt ten znajdował się na górze. Zachowanie tego warunku zapewnia linio-wość kinety ułożonego kanału.



Rys. 2.1.10. Wymiary rur kamionkowych przeznaczonych do układania w wykopach otwartych; oznaczenia do tabel 2.1.7 oraz 2.1.8

Tabela 2.1.8. Typoszereg rur kamionkowych CreaTiv

Średnica [mm]	Klasa wytrzymałościowa TKL	Wytrzymałość FN [kN/m]	Uszczelka	System	Średnica rur		Średnica kielichów		Długość [m]	Ciężar [kg/m]
					wew. $d_1$ [mm]	zew. $d_3$ [mm]	zew. $d_8$ [mm]	głęb. $m_1$ [mm]		
200	160	32	L	E	200	231	280	70	2,5	27
250	160	40	L	E	250	287	340	70	2,5	43

Tabela 2.1.9. Typoszereg rur kamionkowych przeznaczonych do układania metodą przeciskową ze złączem V4A typ1 ze stali molibdenowej i uszczelką kauczukowo-elastomerową (rys. 2.1.5)

Średnica nominalna	Średnice rur [mm]			Wymiary [mm]				Długość nom. $l_1$ [mm]	Dopuszczalna siła podłużna		Waga kg/m
	wew. $d_1$	zew. $d_3$	zew. kielicha $d_M$	$e$	$d_K$	$b_K$	$D_z$		$F_1$ [kN]	$F_2$ [kN]	
200	200	244	276	50	267	102	4	996	282	353	60
250	250	322	355	50	344	102	4	996 1996	705	881	105
300	300	374	406	50	396	102	4	996 1996	800	1000	125
400	402	516	556	50	538	102	10	990 1990	1580	2200	240
500	503	620	658	50	640	102	16	984 1984	2080	2600	295

## 2.2. Kolektory murowane

### 2.2.1. Materiały konstrukcyjne

**Kamienie naturalne.** Pierwszy europejski system kanalizacyjny, który powstał w starożytnym Rzymie, wykonany został z kamieni naturalnych. Do murowania kanałów, których realizację rozpoczęto pod koniec XIX w. w większości dużych miast europejskich, także stosowano kamienie łamane i ciosane ze skał odpornych na korozję, przede wszystkim ze skał magmowych. Skały magmowe charakteryzują się bardzo małą nasiąkliwością, nie przekraczającą zwykle 1%. Tak mała nasiąkliwość uniemożliwia dostęp czynników, które mogłyby powodować korozję. Także skład chemiczny tych skał zapewnia wysoką odporność na korozję, nawet w warunkach silnej agresji chemicznej. Ścieralność materiałów kamiennych badana na tarczy Boehmego wynosi 2–4 mm, jest więc bardzo mała. Mała ścieralność wymagana jest dla materiałów, z których murowana jest kineta kolektora. W przewodach kanalizacyjnych, zwłaszcza tych o dużym spadku, materiał mineralny włączony w strefie kinety powoduje jej ścieranie. Do murowania kolektorów stosowano także inne dostępne lokalnie materiały kamienne o podobnych parametrach. Mimo licznych zalet zakres stosowania materiałów kamiennych był ograniczony. Spowodowane to było pracochłonnością ich obróbki oraz nieregularnością kształtu. Nieregularny kształt utrudnia murowanie oraz powoduje konieczność stosowania szerokich spoin. Zaprawa w spoinach ma zawsze mniejszą odporność na korozję od kamienia, co decyduje o trwałości całej konstrukcji kolektora.

**Cegła ceramiczna pełna kanalizacyjna i klinkierowa.** Podstawowym surowcem do produkcji cegły jest glina oraz ił z dodatkiem piasku. Z surowców tych, po ich nawilżeniu i starannym wymieszaniu formuje się cegły, które po wstępnym wysuszeniu poddaje się wypaleniu. Dla cegły ceramicznej kanalizacyjnej stosuje się temperaturę wypalania od 850 do 950 °C, a dla cegły klinkierowej temperaturę około 1100 °C. W temperaturze 1100 °C następuje częściowe spieczenie surowców i dlatego cegła klinkierowa ma znacznie szczelniejszą strukturę i większą wytrzymałość. Do murowania kolektorów stosuje się cegłę o podwyższonej jakości, dobrze wypaloną, o wysokiej wytrzymałości na ściskanie – dla cegły kanalizacyjnej nie mniejszej od 15 MPa, a dla klinkierowej nie mniejszej niż 25 MPa. Cegły ceramiczne pełne stosowane do murowania kolektorów charakteryzują się zmniejszoną nasiąkliwością. Nasiąkliwość cegły zwykłej może dochodzić do 22%, podczas gdy cegły kanalizacyjnej nie przekracza 12%. Nasiąkliwość cegły klinkierowej waha się od 12% dla cegły o wytrzymałości 25 MPa do 6% dla cegły o wytrzymałości 35 MPa. Szczelniejsza struktura i mniejsza nasiąkliwość znacznie podnoszą odporność tej cegły na korozję. Cegła stosowana do murowania kolektorów powinna być dobrze wypalona i charakteryzować się zwartą, jednorodną strukturą bez domieszek margla. Dla zmniejszenia szerokości spoin należy stosować cegły o możliwie małych odchyłkach wymiarowych. W kolektorach o mniejszych wymiarach dla zmniejszenia szerokości spoin poza cegłą prostą stosuje się cegłę klinową. W Polsce produkowano cegłę klinową KG55 o wymiarach 55×65×120×250 mm

i KG45 o wymiarach 45×65×120×250 mm. Szczegółowe wymagania dla cegły kanalizacyjnej określono w normie [167], a dla cegły klinkierowej w normie [161].

**Zaprawa.** Do murowania kolektorów stosuje się mocną zaprawę cementową o stosunku cementu do kruszywa 1:3, a do spoinowania nawet 1:2. Stosować należy kruszywo płukane o składzie zapewniającym dużą odporność na korozję i uziarnieniu mieszczącym się w polu dobrego uziarnienia. Szczególnie przydatny jest piasek kwarcowy. Piasek powinien spełniać wymagania określone w normie [179]. Podwyższenie trwałości zaprawy uzyskać można dzięki stosowaniu:

- dodatku naturalnej pucolany (np. trasy), która uszczelnia strukturę zaprawy oraz wiąże wolne wapno zawarte w cemencie,
- dodatków poprawiających szczelność struktury (pył krzemionkowy, tworzywa sztuczne),
- specjalnych, odpornych na korozję siarczanową cementów.

Do cementów o podwyższonej odporności na siarczany zalicza się:

- cement pucolanowy,
- cement hutniczy,
- cement portlandzki zwykły, bez dodatków, o obniżonej zawartości  $C_3A$ ,
- cement supersiarczanowy.

Przez cement pucolanowy zgodnie z normą [196] rozumie się cement portlandzki o dużej zawartości pucolany. Norma wyróżnia dwa rodzaje cementu pucolanowego:

- CEM IV/A o zawartości pyłu krzemionkowego, pucolany naturalnej i przemysłowej oraz popiołu lotnego krzemionkowego od 11 do 35%,
- CEM IV/B o zawartości pyłu krzemionkowego, pucolany naturalnej i przemysłowej oraz popiołu lotnego krzemionkowego od 36 do 55%.

Zawartość pyłu krzemionkowego nie może być większa niż 10%. W warunkach podwyższonej agresji chemicznej korzystniejsze jest stosowanie cementu CEM IV/B. Cement pucolanowy jest cementem niskokalorycznym, odpornym także na słabe kwasy. Charakteryzuje się wolnym przyrostem wytrzymałości oraz stosunkowo niską wytrzymałością końcową, jednak wystarczającą dla zaprawy do murowania kolektorów.

Cement hutniczy powstaje przez zmieszanie cementu portlandzkiego oraz zmielnego, granulowanego żużla wielkopiecowego. Norma [196] wyróżnia dwa rodzaje cementu hutniczego:

- CEM III/A o zawartości żużla wielkopiecowego od 35 do 64%,
- CEM III/B o zawartości żużla wielkopiecowego od 66 do 80%.

Cement CEM III/B ma szczególnie wysoką odporność na agresję chemiczną, zwłaszcza siarczanową. Cement hutniczy charakteryzuje się niską kalorycznością oraz polnymi przyrostami wytrzymałości, ale wysoką wytrzymałością końcową. Żużel wielkopiecowy może zmniejszyć przepuszczalność wody przez zaprawę nawet 100-krotnie [154, 155]. Cement hutniczy zawiera znacznie mniej wodorotlenku wapnia, co w połączeniu z mniejszą wodoprzepuszczalnością zapewnia zwiększoną odporność na korozję, w tym siarczanową. Dla zapewnienia podwyższonej odporności na korozję, zawartość żużla powinna być nie mniejsza od 50%. Cement CEM III B jest trudno dostępny

na rynku, jednak może być zastąpiony przez cement CEM III A i dodatek od 20% do 30% zmielonego żużla wielkopiecowego.

Cement portlandzki zwykły CEM I zgodnie z normą [177] można uznać za umiarkowanie siarczanoodporny, gdy zawartość  $C_3A$  jest nie większa od 8% oraz za wysoko siarczanoodporny, gdy zawartość  $C_3A$  jest nie większa od 5%. Natomiast norma [197] wprowadza następujące odmiany cementu siarczanoodpornego:

- CEM I MSR o umiarkowanej odporności na siarczany,
- CEM I HSR o dużej odporności na siarczany,
- CEM I MSR NA niskoalkaliczny o umiarkowanej odporności na siarczany,
- CEM I HSR NA niskoalkaliczny o dużej odporności na siarczany.

W zależności od wytrzymałości na ściskanie wyróżnia się zgodnie z normą [197] następujące klasy cementu: 32.5, 32.5 R, 42.5, 42.5R, 52.5 i 52.5R. Literą R oznaczono klasy o wysokiej wytrzymałości wczesnej. Szczególnie istotna dla uznania danego cementu za siarczanoodporny jest zawartość  $3CaO \cdot Al_2O_3$  ( $C_3A$ ); dla poszczególnych cementów wymagania są następujące:

- CEM I HSR  $\leq 3\%$ ,
- CEM I MSR  $\leq 8\%$ .

Cement supersiarczanowy (nie jest produkowany w Polsce) wytwarza się przez wspólny przemiał około 80% granulowanego żużla wielkopiecowego, 10–15% siarczanu wapniowego (w postaci gipsu martwopalonego lub anhydrytu naturalnego) i do 5% klinieru portlandzkiego. Cement ten charakteryzuje się małym ciepłem hydratacji oraz stosunkowo dużą odpornością na siarczany i kwasy humusowe.

Dla poprawienia odporności chemicznej zapraw można stosować dodatki tworzyw sztucznych. Działanie takich dodatków polega przede wszystkim na znacznym zmniejszeniu nasiąkliwości zaprawy. Dobre efekty przynosi dodatek do wody zarobowej około 10% specjalnej emulsji asfaltowej lub około 25% dyspersji tworzywa sztucznego. Badania cech fizycznych i wytrzymałościowych zapraw wykonuje się zgodnie z normą [176].

Do murowania kolektorów można też stosować gotowe zaprawy PCC o potwierdzonej wysokiej odporności na siarczany.

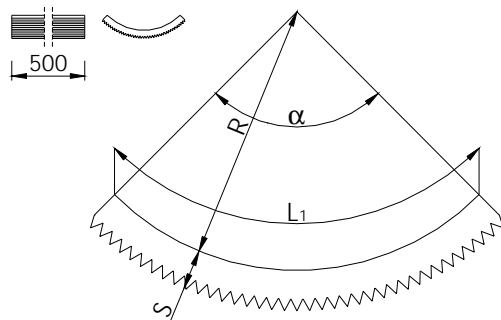
### 2.2.2. Wykonawstwo kolektorów

Murowanie kolektorów rozpoczyna się od fundamentu, który należy wykonać z dokładnością  $\pm 5$  mm w planie i  $\pm 1$  mm dla spadku [239]. W kanałach o mniejszych wymiarach jako fundament służą zwykle prefabrykowane spody betonowe lub kamionkowe. W przypadku spodów betonowych dla zwiększenia gładkości powierzchni i odporności na ścieranie i korozję pokrywa się je łuskami kamionkowymi. Spody ustawia się z zachowaniem wymaganego spadku dokładnie w osi kanału na styk, a spoinę zalewa zaprawą cementową 1 : 3. Dla kanałów o większych wymiarach stosuje się płyty fundamentowe betonowe monolityczne, a dno muruje się z cegły (lub kamienia). Przyjmuje się grubość płyty fundamentowej w granicach od 0,15 do 0,25 m tak, aby łączna grubość płyty fundamentowej i wykładziny dna kanału z cegły była większa o około 30%

od grubości sklepienia kanału. Dla zapewnienia kształtu spodu kanału stosuje się odpowiednie szablony. Przykłady łusek wykładzinowych i spodów kanałowych według normy [160] ilustrują rysunki 2.2.1 i 2.2.2.

Murowanie kanału można rozpocząć po stwardnieniu betonu płyty fundamentowej. Zwykle kolektory mają stosunkowo małe spadki, co wymaga szczególnie starannego wykonania spodu. Wysokość ułożenia cegieł powinna być kontrolowana za pomocą niwelacji do dokładnie wytyczonych punktów rozmieszczonych w odległości od 3 do 4 m. Oś kolektora należy wytyczyć i utrwalić, np. za pomocą sznurka, który jednocześnie wyznacza spadek. Murowanie spodu rozpoczyna się od ułożenia cegieł położo-

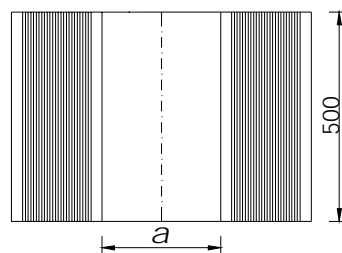
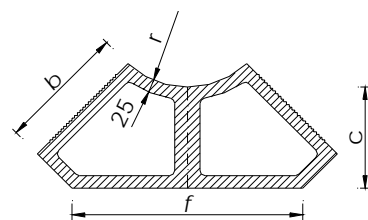
$D$	$s$	$a$	$b$	$d$	$e$	Do rury o średnicy nominalnej
150	20	30	22	35	50	100
150	20	30	22	40	50	150
150	20	35	27	45	60	200
150	25	35	27	50	60	250



Rys. 2.2.1. Kamionkowe łuski wykładzinowe

nych dokładnie w osi kanału. Cegły powinny być wcześniej namoczone przez około 3 godziny, wskazane jest także zmycie ich powierzchni szczotką. Cegły należy układać tak, aby szerokość spoin wewnętrznych była nie większa od 7 mm, a w ewentualnych pierścieniach zewnętrznych 10 mm [239]. Sposób murowania spodu kanału ilustruje rys. 2.2.3 [22].

Po stwardnieniu zaprawy w spodzie można przystąpić do murowania konstrukcji dolnego sklepienia. Aby zachować wymiary kolektora oraz grubości spoin, ściany murowuje się pod sznur rozpięty pomiędzy szablony o kształcie kanału. Szablony ustawia się w takiej odległości, aby zapewnić wygodne rozpinanie sznura, nie większej niż 5 m, mocując je zwykle do obudowy ścian wykopu. Na szablonie nacięciami zaznaczone są



Największa szerokość kanału	$a$	$r$	$c$	$f$	$b$
600	210	150	130	200	120
700	300	170	150	270	120 i 250
800	300	200	170	340	250
900	300	225	200	450	250
1000	300	250	220	470	250
1100	300	275	240	480	250

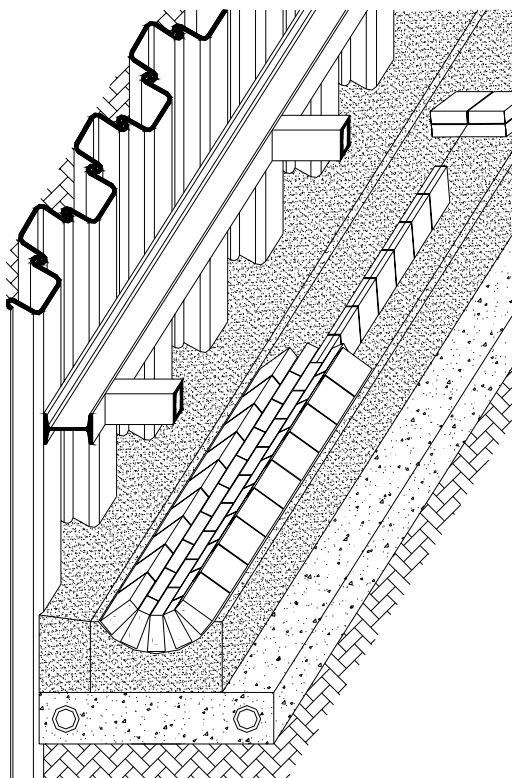
Wymiary kielicha – wartości podano w [mm]

Rys. 2.2.2. Kamionkowe spody kanałowe

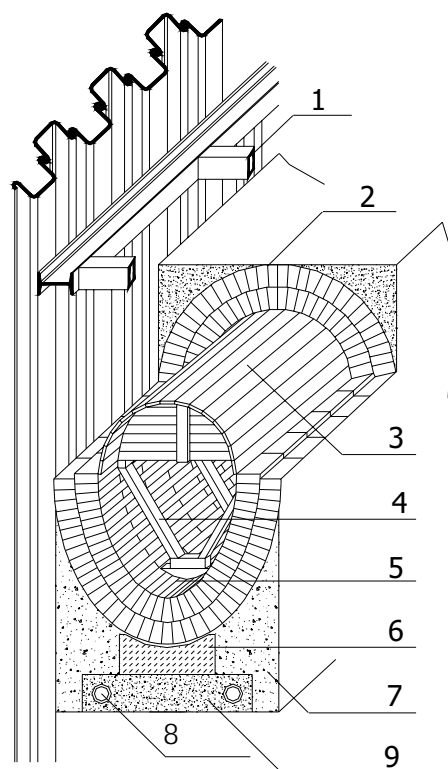


poszczególne warstwy cegieł. Po wymurowaniu danej warstwy sznur przenosi się tak, aby zapewnić regularny rozkład warstw muru i zachowanie wymaganej grubości spoin. W przypadku kanałów o większych wymiarach sklepienie składa się z więcej niż jednej warstwy cegieł. Konstrukcja takiego kanału składa się z dwóch lub większej liczby współśrodkowych pierścieni, które muruje się osobno według wcześniej przygotowanych szablonów. Szczególnie dokładnie należy murować pierścień wewnętrzny, aby zapewnić równą powierzchnię. Cegły w tym pierścieniu należy układać tak, aby szerokość spoin wewnętrznych była nie większa od 7 mm [239]. Warstwę zaprawy pomiędzy pierścieniami należy ułożyć szczególnie starannie dla zapewnienia szczelności konstrukcji. Sposób murowania dolnego i górnego sklepienia ilustruje rys. 2.2.4 [22].

Po stwardnieniu zaprawy w dolnym sklepieniu można przystąpić do murowania górnego sklepienia. Sklepienie to muruje się na przesuwnych bębnach lub krążynach w kształcie sklepienia, ustawionych na rusztowaniach opierających się o dno i boki ka-

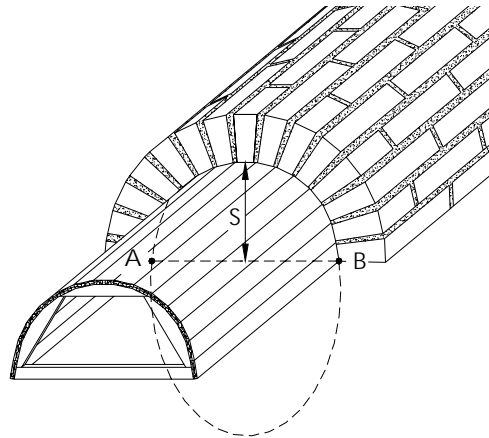


Rys. 2.2.3. Sposób murowania spodu kanału



Rys. 2.2.4. Sposób murowania dolnego i górnego sklepienia: 1 – rozpory, 2 – górne sklepienie, 3 – bęben do murowania górnego sklepienia, 4 – rusztowanie do ustawienia bębnow, 5 – dolne sklepienie, 6 – fundament betonowy, 7 – zagęszczona pospółka, 8 – dreny, 9 – warstwa drenująca

nału. Bębny należy ustawiać wyżej o około 10 do 15 mm niż projektowana wysokość kanału. Po zakończeniu murowania danego odcinka sklepienia, gdy zaprawa jest jeszcze świeża bębny usuwa się, co powoduje zaciśnięcie się cegieł i lepsze wypełnienie spoin. Dla ułatwienia dokładnego układania cegieł na bębnach można narysować linie oznaczające poszczególne warstwy. Cegły w poszczególnych warstwach należy układać tak, aby szerokość spoin wewnętrznych była nie większa od 7 mm [239]. Szablon do murowania górnego sklepienia ilustruje rys. 2.2.5 [22].

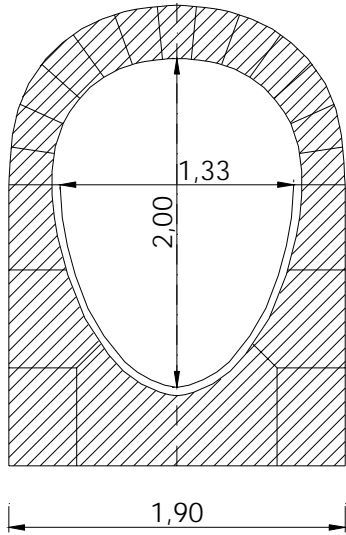


Rys. 2.2.5. Szablon do murowania górnego sklepienia

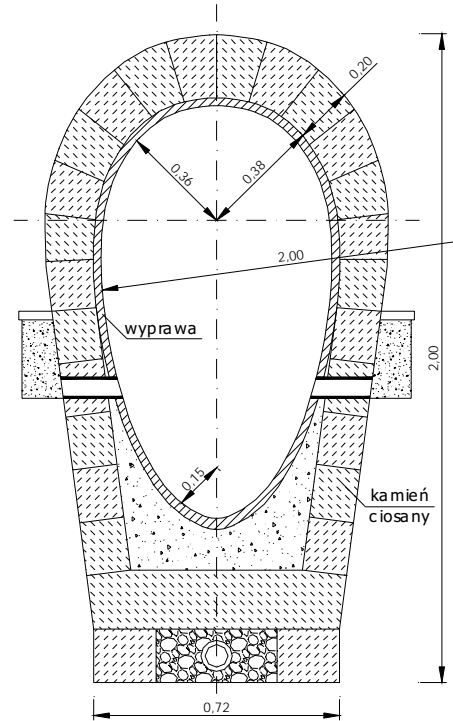
Na zakończenie zewnętrzną powierzchnię kolektora pokrywa się warstwą zaprawy cementowej o grubości około 20 mm [21]. Należy stosować zaprawę cementową 1:3 spełniającą wymagania określone w punkcie 2.2.1. Powierzchnię wewnętrzną po stwardnieniu zaprawy w spoinach i całkowitym zasypaniu kanału należy starannie wyspoinować zaprawą cementową 1:2. Początkowo stosowano do tej zaprawy cement z dodatkiem naturalnej pucolany (tras). Badania autorów przeprowadzone na licznych kanałach, eksploatowanych nawet ponad 100 lat, potwierdziły bardzo dużą trwałość tej zaprawy. W okresie późniejszym stosowano zaprawy na specjalnych cementach o podwyższonej odporności na siarczan oraz specjalne zaprawy modyfikowane tworzywami sztucznymi (zaprawy PCC). Przykłady rozwiązań konstrukcyjnych kolektorów murowanych ilustrują rys. 2.2.6–2.2.11 [246].

Przykanaliki z instalacji domowych wprowadza się za pomocą wpustów bocznych lub górnych wykonanych z kamionki. Konstrukcję wpustów ilustrują rys. 2.2.12 i 2.2.13 [160].

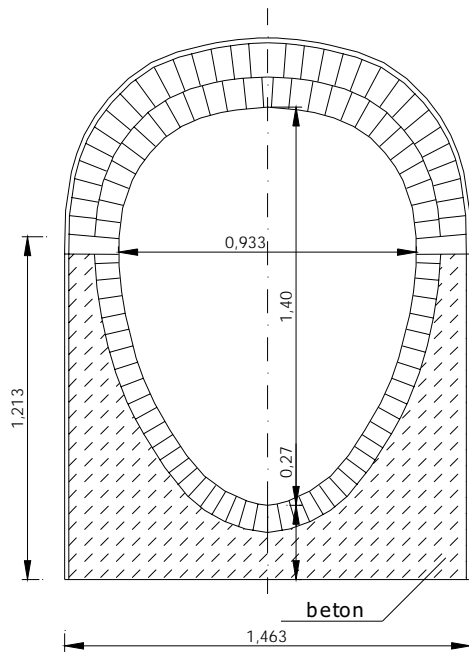
Kolektory murowane realizowano przede wszystkim w sieciach ogólnospławnych charakteryzujących się bardzo dużymi wahaniami przepływu ścieków. Jajowy kształt przekroju poprzecznego zapewnia dobre warunki przepływu. W okresach niskich przepływów ścieki płyną tylko w dolnej „zaostrożonej” części, co zapewnia minimalną dla samooczyszczania kanału prędkość przepływu. Jajowy kształt przekroju poprzecznego wynika ponadto z potrzeby jego dostosowania do linii ciśnień. Najkorzystniejszy dla



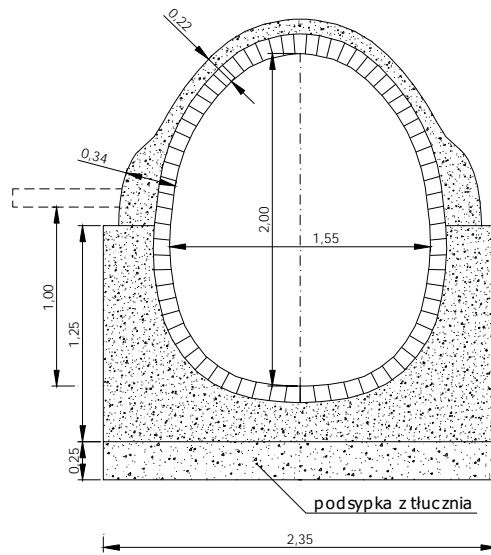
Rys. 2.2.6. Murowany kanał kamienny (Drezno)



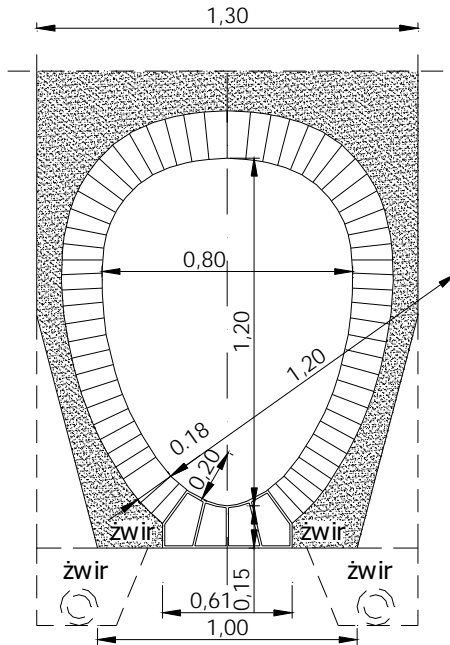
Rys. 2.2.7. Murowany kanał kamienny (Odessa)



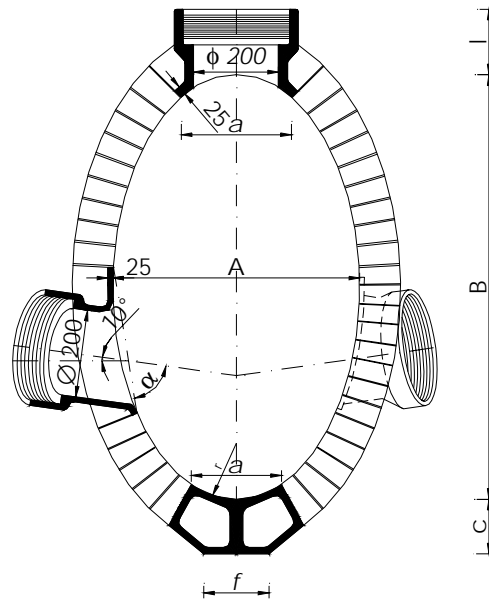
Rys. 2.2.8. Kanał murowany z cegły na podbudowie betonowej (Berlin)



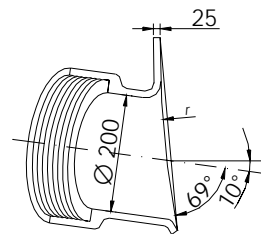
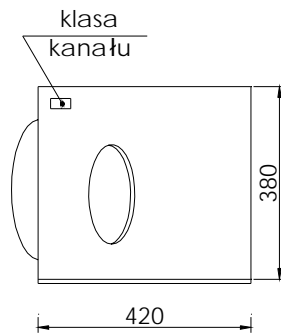
Rys. 2.2.9. Kanał murowany z cegły z obudową betonową (Berlin)



Rys. 2.2.10. Kanał murowany z cegły ze spodem kamionkowym (Stuttgart)

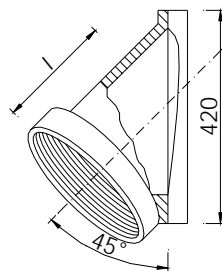


Rys. 2.2.11. Kanał murowany z wpustami kamionkowymi

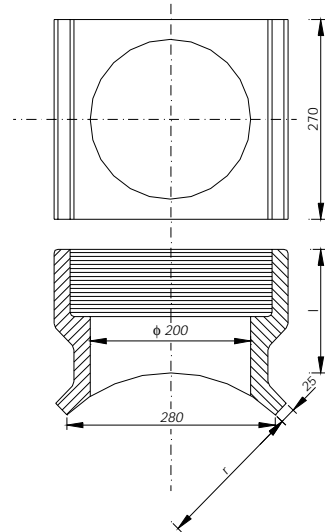


Klasa kanału	Największa szerokość kanału	$l$	$r$
I	600	250	900
II	700	250 i 500	1050
III	800	500	1200
IV	900	500	1350
V	1000	500	1500
VI	1100	500	1550

Wymiary kielicha – wartości podano w mm



Rys. 2.2.12. Przykład kamionkowego wpustu bocznego



Klasa kanału	Największa szerokość kanału	$r$	$l$
I	600	220	150
II	700	270	150 i 300
III	800	320	300
IV	900	360	300
V	1000	400	300
VI	1100	440	300

Wymiary kielicha – wartości podano w mm

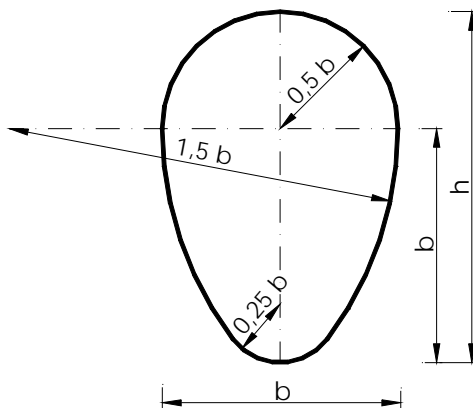
Rys. 2.2.13. Przykład kamionkowego wpustu górnego

kolektora murowanego jest taki kształt, w którym w żadnym fragmencie tego przekroju nie wystąpią naprężenia rozciągające, ponieważ wytrzymałość muru na rozciąganie jest znikoma.

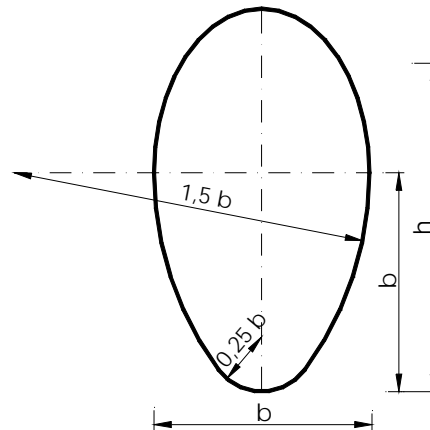
### 2.2.3. Kształty przekrojów poprzecznych

Kształty przekrojów poprzecznych zamkniętych kanałów ściekowych określone są w normie [163]. Norma ta przewiduje następujące kształty kanałów:

- kołowy, symbol kształtu K,
- jajowy, symbol kształtu J,
- jajowy podwyższony, symbol kształtu JP,



Rys. 2.2.3.1. Kanał jajowy:  
 $b:h = 1:1,5$ ,  $F = 1,149b^2$ ,  
 $U = 3,965b$ ,  $R = 0,290b$



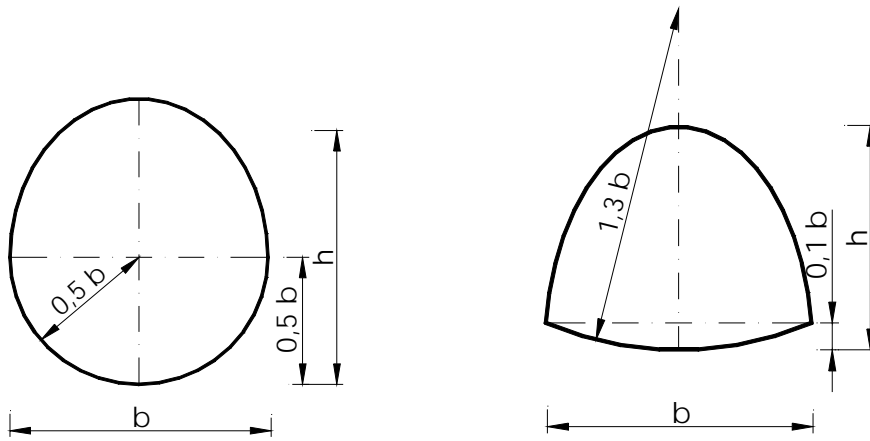
Rys. 2.2.3.2. Kanał jajowy podwyższony:  
 $b:h = 1:1,75$ ,  $F = 1,359b^2$ ,  
 $U = 4,397b$ ,  $R = 0,309b$

- gruszkowy, symbol kształtu GR,
- dzwonowy, symbol kształtu DZ.

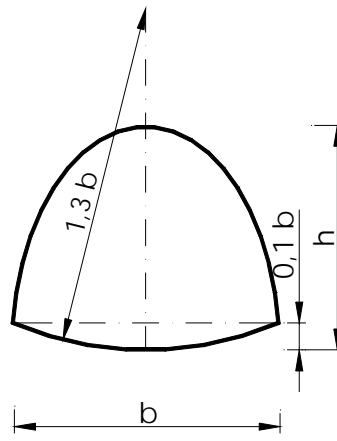
Norma przewiduje ponadto jeden kształt uzupełniający – prostokątny o symbolu kształtu P. Kształty przekrojów poprzecznych ilustrują rysunki od 2.2.3.1 do 2.2.3.4. Literą U oznaczono obwód zwilżony, literą F – pole przekroju poprzecznego, a literą R – promień hydrauliczny.

Sklepienia górne kanałów jajowego podwyższonego, gruszkowego i dzwonowego przyjmuje się według rysunku 2.2.3.5.

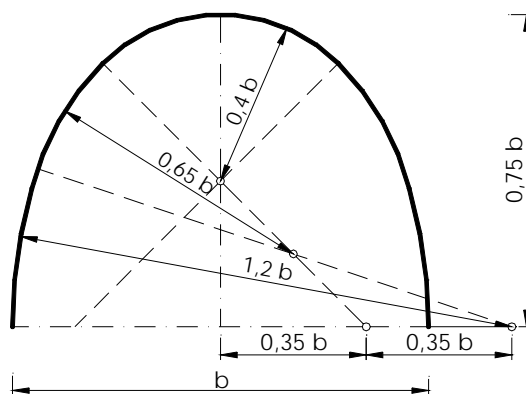
Wszystkie kształty przekrojów poprzecznych przewidziane w normie stosuje się w kanałach murowanych. Ze względu na właściwości hydrauliczne i warunki pracy konstrukcji, kanały murowane realizowano najczęściej jako jajowe i jajowe podwyższone oraz kołowe.



Rys. 2.2.3.3. Kanał gruszkowy:  
 $b:h = 1:1,25$ ,  $F = 0,994b^2$ ,  
 $U = 3,574b$ ,  $R = 0,278b$



Rys. 2.2.3.4. Kanał dzwonowy:  
 $b:h = 1:0,85$ ,  $F = 0,669b^2$ ,  
 $U = 3,032b$ ,  $R = 0,221b$



Rys. 2.2.3.5. Kształt górnego sklepienia kanału jajowego podwyższonego, gruszkowego i dzwonowego

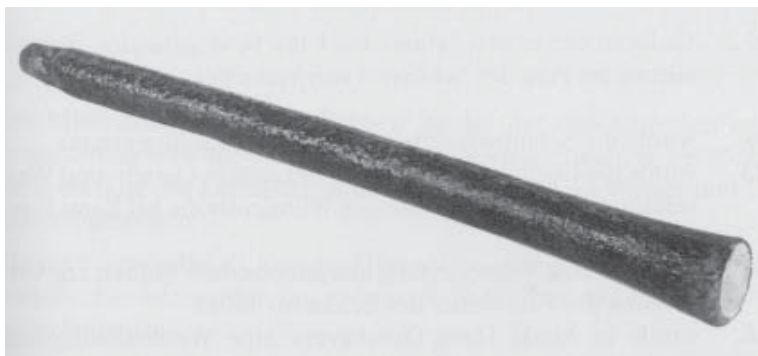
## 2.3. Przewody żeliwne

### 2.3.1. Wprowadzenie

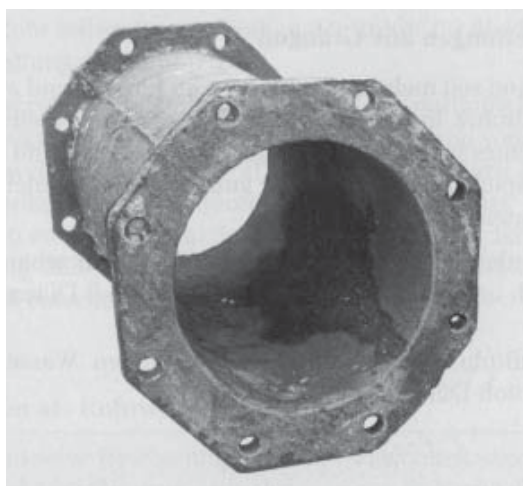
Żeliwo szare zastosowano już w połowie XV w. przy budowie wodociągów (rozdział 1.1.4). W roku 1562 w miejscowości Langensalza powstał wodociąg o długości około 1000 m do zasilania studni ratusza. Przewód składał się z rur żeliwnych o długościach 1,75 m i średnicach wewnętrznych 115 lub 145 mm. Innym przykładem zastosowania rur żeliwnych był wodociąg zbudowany w latach 1664–1668 w parku obok Pałacu Wersalskiego. Fotografie najstarszych rur żeliwnych przedstawiono na rys. 2.3.1 [80, 81].

W XIX wieku rury z żeliwa szarego znalazły zastosowanie także przy budowie przewodów do przesyłu gazu. Pierwszy gazociąg zbudowano w Berlinie w 1827 r. W wielu europejskich miastach do dziś funkcjonują żeliwne sieci wodociągowe i gazociągi liczące sobie ponad 100 lat.

a)



b)



Rys. 2.3.1. Najstarsze zachowane rury żeliwne:  
a) z roku 1455 (Dillenburg – Niemcy), b) z lat 1664–1668 Wersal (Francja)

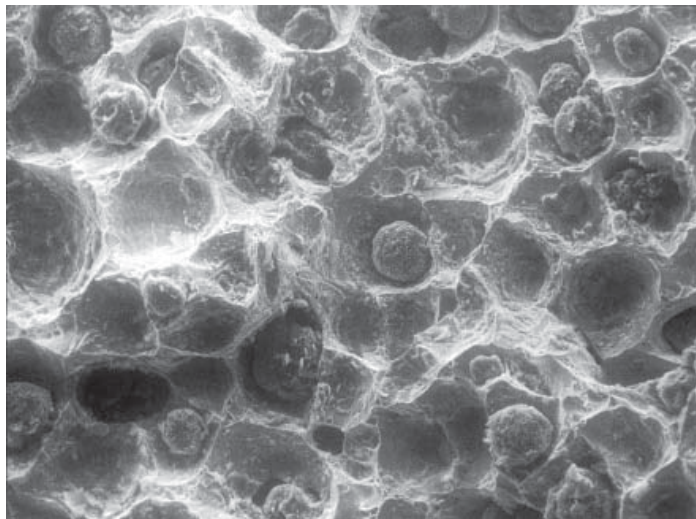
Przewody kanalizacyjne z żeliwa szarego zaczęto budować w XIX w. Najczęściej budowano z nich ciśnieniowe kanały tranzytowe oraz kanały układane w trudnych warunkach gruntowo-wodnych.

W latach pięćdziesiątych XX w. żeliwo szare zostało zastąpione żeliwem sferoidalnym o znacznie lepszych parametrach wytrzymałościowych. Aktualne przepisy (EN 598) [63] dopuszczają rury z żeliwa sferoidalnego do budowy przewodów zarówno grawitacyjnych, jak i ciśnieniowych w zakresie średnic od DN 100 do DN 2000 oraz w zakresie ciśnień do 0,6 MPa (6 atm). Obecnie rury produkowane są z żeliwa sferoidalnego, lecz tysiące kilometrów czasem bardzo starych już przewodów z kruchego żeliwa szarego jest wciąż w eksploatacji, co bywa przyczyną licznych awarii.

### 2.3.2. Żeliwo szare i sferoidalne

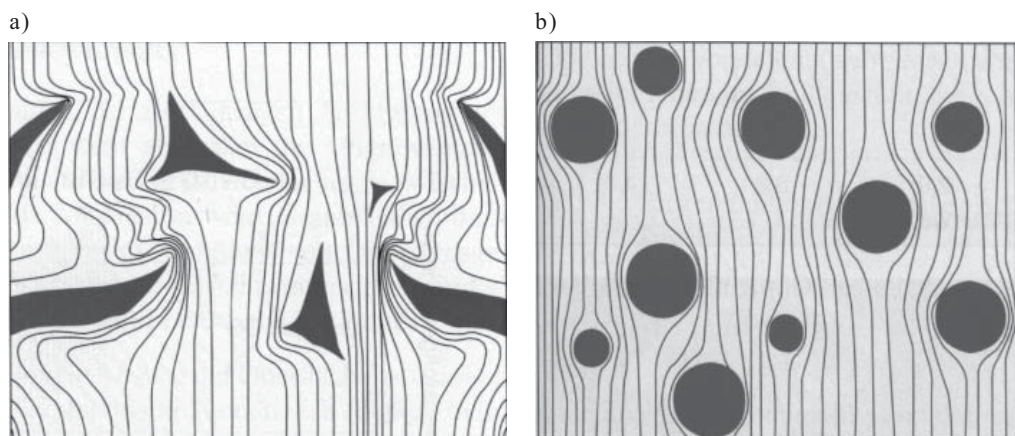
Żeliwo jest materiałem utworzonym z żelaza oraz węgla w postaci grafitu. W żeliwie szarym wolny grafit ma formę blaszkowatą, w żeliwie sferoidalnym natomiast przyjmuje on formę kulek. Mikroskopowy obraz struktury żeliwa sferoidalnego przedstawiono na rys. 2.3.2 [80, 81]. Obydwie odmiany żeliwa różnią się zasadniczo pod względem właściwości mechanicznych. Przebieg linii naprężeń w pobliżu płytek grafitu w żeliwie szarym ulega silnemu zaburzeniu (zagęszczeniu), co powoduje lokalną koncentrację naprężeń (efekt karbu) i zmniejszenie wytrzymałości materiału. W żeliwie sferoidalnym zaburzenia te są znacznie mniejsze, skąd wynika większa wytrzymałość materiału. Przebieg linii naprężeń dla żeliwa szarego i sferoidalnego ilustruje rys. 2.3.3 [80, 81].

Dzięki swej budowie strukturalnej żeliwo sferoidalne przy zginaniu i rozciąganiu może się plastycznie odkształcać po przekroczeniu granicy plastyczności (wydłużenie powyżej 0,2%). Takie właściwości żeliwa sferoidalnego dobrze ilustruje rys. 2.3.4 [4],



Rys. 2.3.2. Mikroskopowy obraz struktury żeliwa sferoidalnego



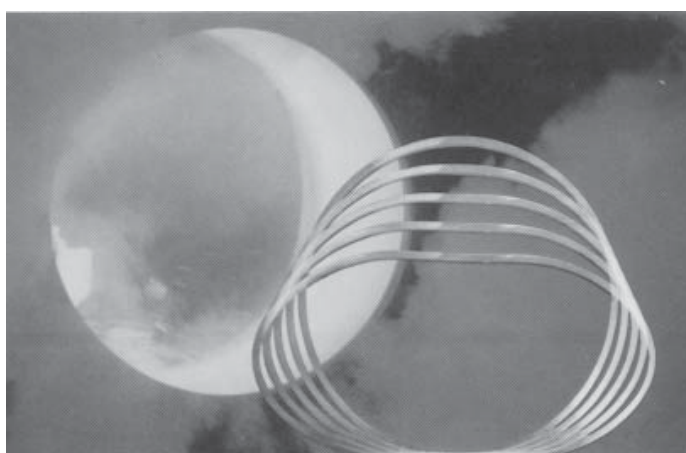


Rys. 2.3.3. Przebieg linii naprężeń dla żeliwa (a) szarego oraz (b) sferoidalnego

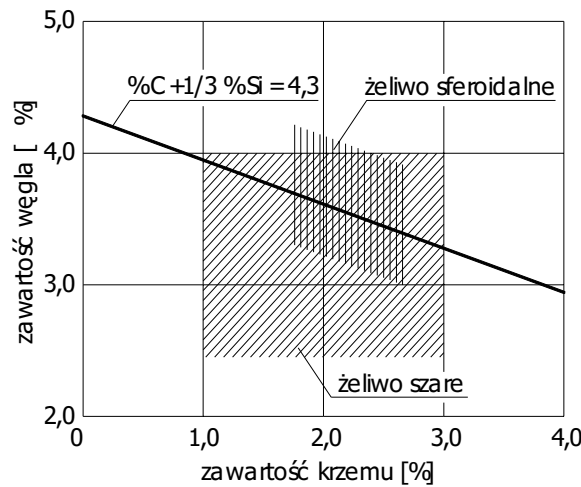
na którym widoczna jest plastyczność materiału. Tak korzystnych właściwości mechanicznych nie wykazuje żeliwo szare, które jest kruche.

W skład żeliwa oprócz żelaza i węgla wchodzi krzem. Wykres zawartości węgla i krzemu dla żeliwa szarego i sferoidalnego przedstawiono na rys. 2.3.5 [80, 81]. Jak widać, żeliwo sferoidalne może powstać przy zawartości węgla w granicach 3–4% oraz krzemu w granicach 2–3%. Odpowiada to w przybliżeniu przedziałowi eklektycznemu wykresu zależności żelazo–węgiel [80, 81].

Poza zasadniczymi składnikami w strukturze żeliwa mogą się znaleźć śladowe ilości innych pierwiastków, takich jak: ołów, bizmut, aluminium, fosfor, siarka, mangan, cyna, arsen i tytan. Szczególnie dwa pierwsze pierwiastki mają negatywny wpływ na kształtowanie się cząstek wolnego grafitu w żeliwie sferoidalnym, gdyż ich obecność prowadzi do deformacji kulistych form grafitu, przez co pogarszają się parametry wy-



Rys. 2.3.4. Możliwości deformacji plastycznych przekroju pierścieniowego z żeliwa sferoidalnego



Rys. 2.3.5. Wykres zawartości węgla i krzemu dla żeliwa szarego i sferoidalnego

trzymałościowe tego materiału. Aby nie doszło do takich niekorzystnych zmian właściwości mechanicznych żeliwa, zawartość ołowiu i bizmutu nie powinna być wyższa niż 0,002%.

Obecność magnezu ma z kolei korzystny wpływ, gdyż ułatwia on tworzenie przez wolny grafit form kulistych (patrz rys. 2.3.2.) oraz zmniejsza zawartość siarki, wiążąc ją w postaci siarczanu magnezu. Ponadto magnez redukuje tlenki zawarte w stopie.

### 2.3.3. Parametry wytrzymałościowe żeliwa sferoidalnego

Ogólne informacje dotyczące wymagań, właściwości i badań żeliwa szarego oraz sferoidalnego można znaleźć w normach PN-EN 1561 [203] i PN-EN 1563 [204]. Podstawowe właściwości żeliwa sferoidalnego stosowanego do produkcji rur muszą natomiast odpowiadać normom europejskim EN 545 [62], EN 598 [63], EN 969 [65] oraz krajowym PN-92/H-83123. Dla żeliwa sferoidalnego do produkcji rur metodą odśrodkową wybrane wartości zestawiono w tabeli 2.3.1 według [80, 81].

W tabeli 2.3.2 zestawiono wartości wybranych parametrów wytrzymałościowych żeliwa sferoidalnego w zależności od średnicy rur oraz dla armatury wytwarzanych w Ostrowcu Świętokrzyskim [147].

Twardość według Brinella żeliwa sferoidalnego używanego do produkcji rur nie może przekraczać następujących wartości:

- rury produkowane metodą odśrodkową 230 HB,
- kształtki oraz inne elementy armatury 250 HB.

Rury ciśnieniowe z żeliwa sferoidalnego muszą dodatkowo spełniać następujące wymagania:

- pionowe obciążenie niszczące  $\geq 550$  MPa,
- długotrwała wytrzymałość na zginanie  $\geq 420$  MPa,
- wytrzymałość na rozerwanie  $\geq 300$  MPa.

Tabela 2.3.1. Podstawowe właściwości żeliwa sferoidalnego do produkcji rur

Cecha materiałowa	Jednostka	Wartość
Wytrzymałość na rozciąganie	MPa	> 420
Granica plastyczności (0,2%)	MPa	> 300
Wydłużenie przy zerwaniu	%	> 10
Wytrzymałość na ściskanie	MPa	>550
Moduł sprężystości $E$	GPa	>170
Wytrzymałość na rozerwanie	MPa	>300
Pionowe obciążenie niszczące	MPa	>550
Wytrzymałość na zginanie w kierunku podłużnym	MPa	>420
Wytrzymałość na zmęczenie przy zginaniu obrotowym na próbkach z karbem	MPa	>135
Współczynnik rozszerzalności cieplnej	m /K·m	$10 \cdot 10^{-6}$
Przewodnictwo cieplne	W/K·m	42
Ciepło właściwe	J/kg·K	550

Tabela 2.3.2. Wartości wybranych parametrów wytrzymałościowych żeliwa sferoidalnego używanego do produkcji rur

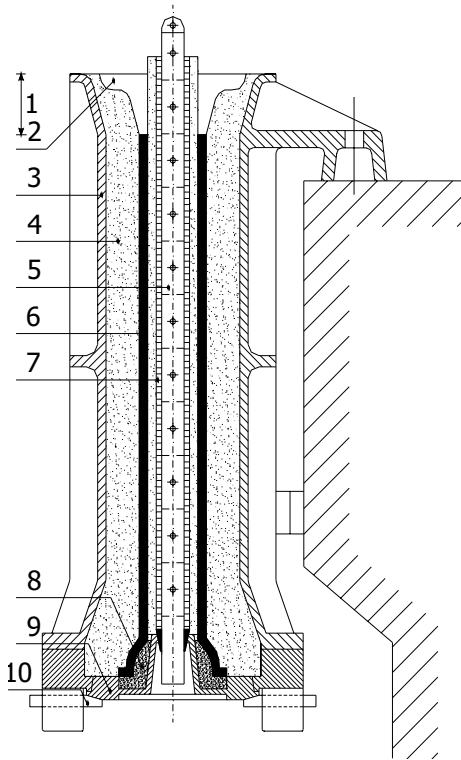
Rodzaj elementu	Wytrzymałość na rozciąganie $R_m$ [MPa]	Granica plastyczności $R_{p 0,2}$ [MPa]	Wydłużenie przy zerwaniu $A$ [%]
Rury DN $\leq$ 1000 DN $>$ 1000	$\geq$ 420	$\geq$ 300	$\geq$ 10 $\geq$ 7
Kształtki oraz inne elementy armatury	$\geq$ 420	$\geq$ 300	$\geq$ 5

Badania wykazały, że ciśnienia niszczące dla rur ciśnieniowych z żeliwa sferoidalnego są bardzo wysokie, i tak przykładowo dla średnicy DN 100 wartość ta osiągała 50 MPa [80].

#### 2.3.4. Technologia produkcji metodą odlewania w formach piaskowych

Technologia odlewania w formach piaskowych jest najstarszą metodą produkcji rur oraz kształtek. Ponieważ kształtki nie mają osiowej symetrii koniecznej przy wykorzystaniu metody odlewania odśrodkowego, nadal produkuje się je tradycyjnym sposobem.

Początkowo rury odlewano w leżących dwuczęściowych formach. W ten sposób, z uwagi na duże siły wyporu, można było produkować stosunkowo krótkie odcinki rur. Później zmodyfikowano technologię przez wprowadzenie formy stojącej, co pozwoliło na produkcję rur bezszwowych o większych długościach. Schemat produkcji rur żeliwnych metodą odlewania w stojących formach przedstawiono na rys. 2.3.6 [81].



Rys. 2.3.6. Schemat produkcji rur żeliwnych metodą odlewania w stojących formach:

- 1 – stracona głowica, 2 – lejek do wlewu żeliwa, 3 – obudowa, 4 – forma piaskowa, 5 – obudowa rdzenia, 6 – rdzeń, 7 – warstwa z wełny drzewnej, 8 – rdzeń kielicha, 9 – zamknięcie kielicha, 10 – pierścień zamykający

odlewania odśrodkowego produkcji rur znana jest jako *metoda de Lavaud*. W Niemczech pierwsze rury w oparciu o tą technologię wyprodukowano w roku 1926. Powierzchnię zewnętrzną rury kształtuje się przy użyciu wirującej formy z metalu. Schemat produkcji rur żeliwnych metodą de Lavaud przedstawiono na rys. 2.3.7 [80].

Prędkość obrotowa podczas procesu produkcji rur jest tak dobrana, aby osiągnąć 15–30-krotne przeciążenie, co zapewnia bardzo szczelną strukturę żeliwa. Dokładne dozowanie ilości płynnego stopu doprowadzanego do przesuwającej się i jednocześnie wirującej formy zapewnia równomierną grubość ścianki rury. Forma jest chłodzona wodą od strony zewnętrznej dzięki czemu dochodzi do stwardnienia żeliwa oraz do zmniejszenia jego objętości, co prowadzi do oderwania się rury od formy i umożliwia jej wyciągnięcie od strony kielicha. Powierzchnię wewnętrzną rury kształtuje się przez przewiercenie świeżo odlanej rury.

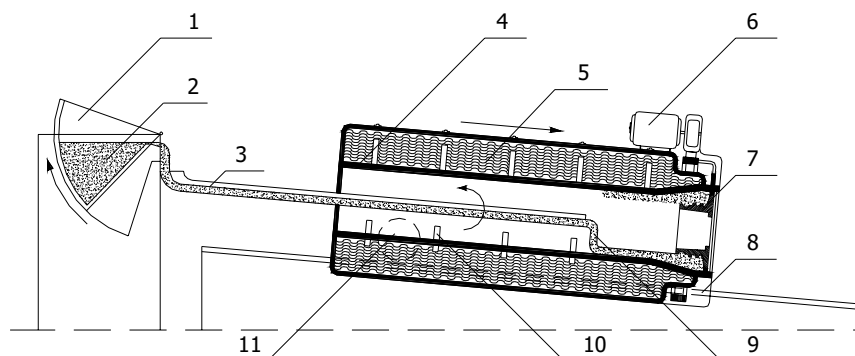
Alternatywną technologią produkcji rur jest metoda *Wetspray*. Jest to również metoda odlewania odśrodkowego. Zasadnicza różnica w stosunku do metody de Lavaud

Podobnie jak pierwsze rury, produkuje się do dziś kształtki, stosując dwuczęściowe tzw. formy stracone wykonane w oparciu o modele. Do korekty powierzchni wewnętrznych stosuje się wypełnienia, a przy produkcji dużych serii zautomatyzowane formierki. Modele kształtek wykonywane są najczęściej z żywicy syntetycznych lub z metalu. Same formy wytwarza się zwykle ze spojonego gliną piasku kwarcowego z domieszką pyłu węglowego. Zagęszczenie materiału formy uzyskuje się przez wibrację lub wyciskanie.

### 2.3.5 Technologia produkcji metodą odlewania odśrodkowego

Podstawową technologią produkcji rur z żeliwa sferoidalnego jest obecnie metoda odlewania odśrodkowego. Kształtki są natomiast produkowane jako odlewy w formach piaskowych [81].

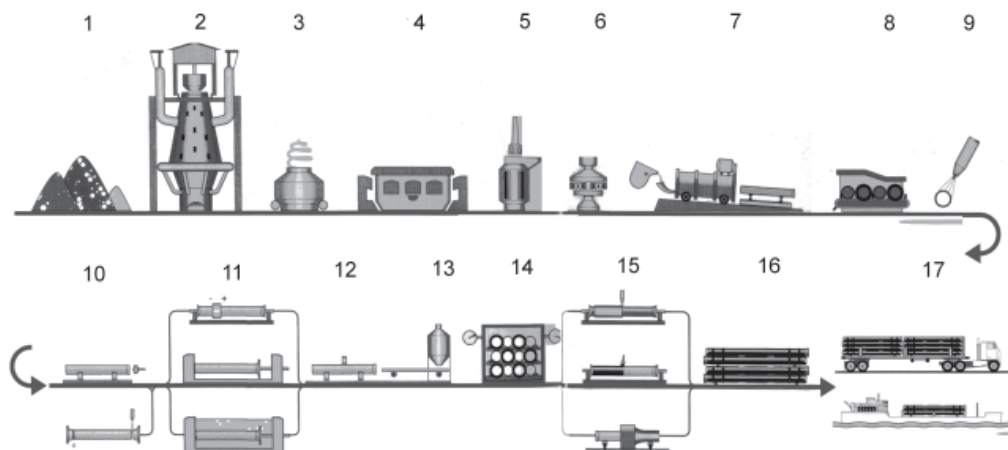
Metoda odlewania odśrodkowego produkcji rur została opatentowana już w 1809 roku, jednak jej wdrożenie miało miejsce przeszło 100 lat później, gdy w roku 1910 Otto Briede opracował projekt odpowiednich urządzeń. Urządzenia te skonstruował de Lavaud i dziś od jego nazwiska metoda



Rys. 2.3.7. Schemat produkcji rur żeliwnych metodą de Lavaud: 1 – kadź odlewnicza, 2 – płynne żeliwo, 3 – koryto, 4 – forma stalowa, 5 – woda chłodząca, 6 – napęd formy, 7 – rdzeń piaskowy, 8 – szyny prowadzące, 9 – strumień żeliwa, 10 – rolki napędowe, 11 – koło napędowe

polega na każdorazowym pokrywaniu powierzchni wewnętrznej metalowej formy cienką, około 0,5-milimetrową warstwą z wodnej zawiesiny bentonitu oraz mączki kwarcowej. Znana jest również podobna metoda *New-Moore'a*, w której powierzchnię wewnętrzną metalowej formy pokrywa się warstwą piasku kwarcowego zmieszanego z żywicą syntetyczną o grubości 2–3 mm. Na rozgrzanej powierzchni warstwa ta ulega szybkiemu utwardzeniu, a następnie, podczas procesu produkcji rury, spoiwo ulega spalaniu tak, że resztki wykładziny formy dają się łatwo usunąć.

Na rysunku 2.3.8 [55] przedstawiono schematycznie proces wytwarzania rur żeliwnych produkowanych metodą odlewania odśrodkowego.



Rys. 2.3.8. Etapy produkcji rur żeliwnych produkowanych metodą odlewania odśrodkowego: 1 – ruda żelaza, koks, domieszki, złom, 2 – wytapianie w piecu hutniczym, 3 – odsiarczanie, 4 – mieszanie, 5 – dodawanie magnezu, 6 – przygotowanie rdzenia, 7 – wirowanie, 8 – wyżarzanie, 9 – cynkowanie, 10 – szlifowanie, 11 – badania nieniszczące, 12 – przygotowanie zaprawy cementowej, 13 – nanoszenie wykładziny z zaprawy cementowej, 14 – dojrzewanie, 15 – nakładanie izolacji, 16 – magazynowanie, 17 – wysyłka

### 2.3.6. Obróbka końcowa odlanych rur

#### Obróbka termiczna

Niektóre technologie produkcji rur żeliwnych po wykonaniu odlewu wymagają obróbki termicznej. Wiąże się to z zawartością węgla i jego postacią, w jakiej jest zawarty w żelazie. Im prędzej przebiega proces chłodzenia odlewu, tym większa jest zawartość węgla rozpuszczonego w żelazie (cementyt). Powoduje to nadmierną twardość oraz niekorzystnie obniża wydłużalność materiału. W procesie późniejszego wyżarzania zachodzi rozkład cementytu na ferryt i grafit, przy czym w przypadku żeliwa sferoidalnego grafit występuje w formie kulek.

Technologia odlewania w formach piaskowych nie wymaga wyżarzania gotowych elementów, ponieważ proces chłodzenia w tym przypadku przebiega bardzo powoli. Dzięki temu struktura materiału i właściwości mechaniczne wykonanych odlewów, bez dodatkowych zabiegów są odpowiednie.

#### Polerowanie i obróbka mechaniczna

Rury żeliwne wyprodukowane metodą odlewania odśrodkowego charakteryzują nierówności powierzchni w obrębie kielicha. Wady te usuwane są przez szlifowanie.

Rury żeliwne wyprodukowane metodą odlewania w formach piaskowych wymagają oczyszczenia ich z drobnych ziaren kruszywa. Odbywa się to w specjalnych urządzeniach.

W przypadku rur i kształtek o połączeniach kołnierzowych zgodnie z projektem nawiercane są otwory. Powierzchnie czołowe decydujące o szczelności przyszłego złącza są przetaczane na specjalnych tokarkach, aby usunąć wszelkie nierówności.

### 2.3.7. Powłoki ochronne

#### 2.3.7.1. Wprowadzenie

Obecnie producenci rur żeliwnych oferują różne rozwiązania materiałowe powłok ochronnych zewnętrznych i wykładzin wewnętrznych. Jeżeli chodzi o zewnętrzne powłoki ochronne, to najczęściej stosowane są systemy wielowarstwowe. Zwykle pierwszą warstwę ochronną stanowi powłoka cynkowa. Jest ona nakładana na powierzchnię zewnętrzną rury poprzez:

- malowanie farbami zawierającymi proszek cynkowy,
- nanoszenie w procesie cynkowania ogniowego.

Drugą warstwę ochronną wykonuje się z masy bitumicznej lub z tworzyw sztucznych, stosując następujące technologie:

- nawijanie folii polietylenowej,
- nakładanie warstwy polietylenu z ekstrudera,
- nakładanie warstwy polipropylenu z ekstrudera,
- nakładanie warstwy poliuretanu.

Dodatkowa warstwa ochronna zabezpieczająca powłokę cynkową oraz warstwę izolacyjną z tworzywa sztucznego może być wykonywana z następujących materiałów:

- zaprawa cementowa,
- zaprawa cementowa wzmocniana włóknami z tworzyw sztucznych,
- zaprawa cementowa wzmocniana siatką z tworzyw sztucznych.

Wykładziny wewnętrzne mogą być wykonywane z następujących materiałów:

- zaprawa cementowa,
- poliuretan,
- polietylen,
- żywica epoksydowa.

### 2.3.7.2. Zewnętrzne powłoki ochronne rur żeliwnych

Powierzchnia zewnętrzna rur żeliwnych zabezpieczana jest zwykle dwuwarstwowo. Bezpośrednio na rurę nakładana jest powłoka cynkowa, która następnie jest pokrywana warstwą ochronną bitumiczną lub z tworzywa sztucznego. Cynkowanie rur odbywa się po odpowiednim podgrzaniu rury. Nanoszenie powłoki cynkowej metodą natryskiwania polega na roztopieniu specjalnego drutu z czystego cynku w płomieniu lub łuku elektrycznym i skierowaniu kropelek roztopionego metalu na czystą powierzchnię rury, wolną od tłuszczu i wilgoci. Podczas tego procesu rura jest jednocześnie przesuwana i obracana tak, że cynkowa powłoka nakładana jest spiralnie w sposób ciągły. Powłoka ta jest następnie pokrywana warstwą ochronną z bitumu lub z żywicy. Warstwy ochronne również nanoszone są przez natryskiwanie. Czasem, w razie potrzeby, stosuje się dodatkowe warstwy ochronne.

Dodatkowa powłoka ochronna z PELD (polietylen o niskiej gęstości) dla rur o średnicy do DN 500 nakładana jest przy użyciu ekstrudera w postaci ciągłego rękawa, a już od średnicy DN 400 można stosować metodę nawojową również z zastosowaniem ekstrudera. Przed rozpoczęciem nanoszenia powłoki polietylenowej rurę należy oczyścić i podgrzać tak, aby uzyskać dobrą przyczepność stosowanego w tej metodzie kleju.

Dodatkowa zewnętrzna powłoka z zaprawy cementowej ma na celu zabezpieczenie pozostałych warstw ochronnych przed uszkodzeniami mechanicznymi, np. w przypadku układania rurociągu bezpośrednio na gruntach skalistych. Powłoka taka, o ile jest stosowana, stanowi ostatnią warstwę w wielowarstwowym systemie ochronnym, w skład którego wchodzi:

- powłoka cynkowa,
- warstwa pośrednia z żywicy syntetycznej,
- warstwa z zaprawy cementowej.

Warstwa z zaprawy cementowej zawiera często włókna szklane lub z tworzyw sztucznych. Jeżeli zastosowana zaprawa cementowa jest modyfikowana tworzywami sztucznymi, to można zrezygnować z warstwy pośredniej. Warstwa zaprawy cementowej jest nakładana poprzez natryskiwanie lub przy użyciu ekstrudera. W pierwszym przypadku warstwa zaprawy natryskiwana jest na powierzchnię nieruchomej rury poprzez obracające się wokół niej dysze. W drugim przypadku zaprawa наносzona jest przez stacjonarne dysze szczelinowe na powierzchnię zewnętrzną obracającej się i przesuwałej wzdłuż osi podłużnej rury. Jednocześnie z nanoszeniem zaprawy cementowej rurę

owija się spiralnie taśmą z siatki polietylenowej, która przykrywana jest kolejną cienką warstwą zaprawy, a następnie wygładzana. Całkowita grubość tak uzyskanej warstwy ochronnej wynosi około 5 mm. Zabezpieczanie ocynkowanej części kielichowej rury wykonuje się oddzielnie.

### 2.3.7.3. Wewnętrzne powłoki ochronne rur żeliwnych

Od niedawna w ofercie niektórych firm są rury z żeliwa sferoidalnego z wewnętrzną powłoką z tworzywa sztucznego; najczęściej jest to kilkumilimetrowa warstwa z polietylenu (PEHD), poliuretanu (PU), polipropylenu (PP) lub żywicy epoksydowej. Standardowym rozwiązaniem dla rur żeliwnych stosowanych w gospodarce wodno-ściekowej jest najczęściej wykładzina z zaprawy cementowej. Wykładzina taka powstaje przez wprowadzenie do wnętrza szybko wirującej wzdłuż poziomej osi rury porcji świeżej zaprawy cementowej. Wewnętrzną wykładzinę z zaprawy cementowej można nanosić na czystą powierzchnię rury, wolną od tłuszczu i wilgoci. Prędkość obrotowa jest tak dobrana, że siła odśrodkowa daje około 20-krotne przeciążenie. Dzięki temu warstwa naniesionej zaprawy jest gładka i dobrze zagęszczona. Dojrzewanie zaprawy odbywa się zwykle w specjalnych komorach, zapewniających odpowiednią temperaturę i wilgotność. Wytrzymałość zaprawy na ściskanie po 28 dniach, zgodnie z normą, nie może być mniejsza niż 50 MPa. Obecnie wszystkie rury żeliwne dla zastosowań w gospodarce wodno-ściekowej są w Polsce standardowo produkowane z wewnętrzną wykładziną zgodnie z normą PN-92/H-74108 „Rury z żeliwa sferoidalnego dla rurociągów ciśnieniowych i bezciśnieniowych. Wykładzina z zaprawy cementowej nakładanej odśrodkowo. Wymagania i badania” [190]. Grubości wykładziny wewnętrznej z zaprawy cementowej dla rur żeliwnych zgodne z tą normą przedstawiono w tab. 2.3.3.

### 2.3.7.4. Właściwości wewnętrznej wykładziny z zaprawy cementowej

Nowo utworzona warstwa z zaprawy cementowej tworzy powłokę o dobrych właściwościach wytrzymałościowych, która bardzo dobrze przylega do rury i w sposób trwały poprawia parametry hydrauliczne oraz zdolność przewodu do przenoszenia obciążeń. Działanie ochronne wykładziny z zaprawy cementowej polega z jednej strony na ochronie biernej, tzn. na stworzeniu skutecznej zapory oddzielającej materiał konstrukcyjny ścianki rury od transportowanego medium, a z drugiej strony na ochronie czynnej, gdyż warstwa zaprawy wykazuje zdolności do aktywnej ochrony przed korozją.

Ochrona antykorozyjna jest skuteczna nawet wówczas, gdy w strukturze wykładziny cementowej występują rysy i pęknięcia. Dostęp wody do wewnętrznej powierzchni rury, nawet w przypadku niezarysowanej wykładziny z zaprawy cementowej, nie jest całkowicie zahamowany, ponieważ warstwa ta nie jest wodoszczelna. Natomiast dopływająca woda podczas przenikania przez warstwę zaprawy cementowej staje się silnie alkaliczna ( $\text{pH} \approx 12$ ) i nie stanowi wówczas zagrożenia korozyjnego. Na tym właśnie polega ochrona aktywna przed korozją, gdyż w takich warunkach żelazo pozostaje pasywne, będąc zabezpieczone cienką warstwą tlenku [148]. Przy wysokiej jakości wykładzin cementowych, jaką się obecnie uzyskuje i odpowiedniej ich grubości wystarczająco skuteczna jest ochrona bierna.



Tabela 2.3.3. Grubości wykładziny wewnętrznej z zaprawy cementowej dla rur żeliwnych zgodnie z normą [190]

Grupa DN	Średnica nominalna DN [mm]	Średnica zewnętrzna DE [mm]	Grubość warstwy wykładziny <i>e</i> [mm]			Przybliżona masa na jednostkę długości [kg]
			Nominalna	Minimalna wartość średnia	Wartość minimalna w 1 punkcie	
I	40	56	3	2,5	1,5	0,8
	50	66				1
	60	77				1,3
	65	82				1,4
	80	98				1,7
	100	118				2,1
	125	144				2,7
	150	170				3,2
	200	222				4,2
	250	274				5,2
	300	326				6,3
II	350	378	5	4,5	2,5	12,3
	400	429				14
	500	532				17,5
	600	635				20,9
III	700	738	6	5,5	3,0	29,3
	800	842				33,4
	900	945				37,6
	1000	1048				41,7
	1200	1255				50
IV	1400	1462	9	8,0	4,0	87,6
	1600	1668				100,1
	1800	1875				112,5
	2000	2082				125
V	2200	2288	10	10,0	5,0	183,5
	2400	2495				200
	2600	2702				216,6

Szczelność i trwałość wykładziny z zaprawy cementowej chroniącej rurę wynika zatem z jej następujących właściwości:

- odpowiedniej grubości,
- szczelności strukturalnej dzięki odpowiedniemu składowi zaprawy i niskiej wartości wskaźnika w/c,
- odporności na uszkodzenia mechaniczne dzięki wysokiej wytrzymałości zaprawy,

- zdolności do samoregeneracji polegającej na zasklepieniu się rys w wyniku pęcznienia zaprawy cementowej przy kontakcie z wodą lub wskutek tworzenia się kryształów węglanu wapnia i ich osadzeniu się podczas reakcji chemicznej jonów wapnia i wodorowęglanów.

Powłoka tworzy więc rodzaj wewnętrznej rury, której zalety w stosunku do przewodu bez wewnętrznej wykładziny z zaprawy cementowej są następujące:

- odporność na korozję (dla  $\text{pH} \geq 4,5$ ) pod warunkiem zastosowania odpowiedniego cementu (patrz rozdział 7),
- odporność na inkrustację,
- szczelność,
- zmniejszenie oporów przepływu,
- zwiększona przepustowość,
- duża odporność na ścieranie,
- duża odporność termiczna (do  $100\text{ }^{\circ}\text{C}$ ),
- zbliżona rozszerzalność cementowej powłoki i żeliwnej rury,
- duża trwałość.

Polska norma [190] wymaga, aby powierzchnia warstwy stwardniałej wykładziny była gładka; nie miała porów ani widocznych pęcherzy powietrza. Dopuszczalne jest występowanie na powierzchni wykładziny wyłącznie zatopionych ziaren piasku. Wykładzina nie powinna być krucha, wykazywać falistości i wgłębień, które w jakimkolwiek punkcie mogłyby zmniejszyć jej grubość poniżej wartości minimalnej podanej w tab. 2.3.3. Szerokość rozwarcia ewentualnych pęknięć lub rys powstałych podczas procesu produkcji lub transportu nie może przekraczać  $0,8\text{ mm}$ .

Program badań przewidywanych w normie obejmuje:

- ustalenie grubości wykładziny,
- ustalenie krzywej uziarnienia piasku,
- wzrokową ocenę wyglądu wykładziny.

Niemieckie wytyczne DVGW W342 [56] określające wymagania w stosunku do wewnętrznych wykładzin z zaprawy cementowej wykonywanych fabrycznie dla rur żeliwnych i stalowych przewidują cały szereg badań dla świeżo nałożonej zaprawy oraz dla utwardzonej wykładziny, które obejmują:

- badanie właściwości składników zaprawy,
- badanie rozplywu świeżej zaprawy,
- badanie wskaźnika  $w/c$  (dla zaprawy cementowej nakładanej odśrodkowo  $w/c \leq 0,42$ ),
- badanie wytrzymałości na ściskanie ( $\min \sigma_s = 35\text{ MPa}$ ),
- badanie wytrzymałości na rozciąganie przy zginaniu ( $\min \sigma_z = 5\text{ MPa}$ ),
- badanie grubości wykładziny (dla świeżo nałożonej zaprawy pomiar przez wbicie szpilki stalowej, natomiast dla utwardzonej – badania nieniszczące); grubość powłoki może być mierzona w dowolnym przekroju poprzecznym rury, oddalonym co najmniej o  $300\text{ mm}$  od jej końca w czterech punktach co  $90^{\circ}$ ,
- badanie szerokości rozwarcia rys (nie może ona przekraczać  $0,8\text{ mm}$ ),

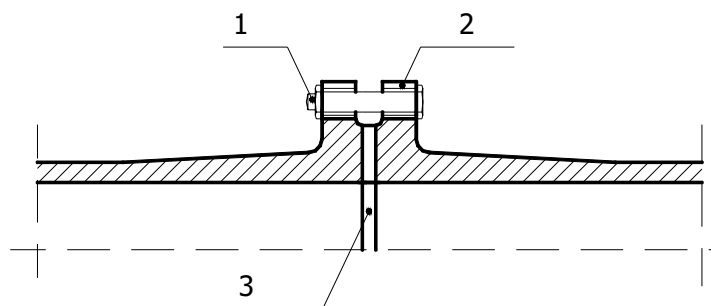
- badanie powierzchni wykładziny – powierzchnia wykładziny powinna być gładka; nie powinna wykazywać falistości i nierówności. To proste badanie przeprowadza się sztywną linijką długości 30 cm. Układa się ją na powierzchni utwardzonej wykładziny wzdłuż osi rury; prześwity wynikające z nierówności nie mogą być większe niż 1 mm dla  $DN < 600$  oraz 1,5 mm dla  $DN \geq 600$  mm.

### 2.3.8. Złącza rur żeliwnych

W praktyce spotyka się dwa rodzaje złączy rur żeliwnych: złącza kołnierzowe oraz złącza kielichowe. Złącza kołnierzowe stosowane są najczęściej w przypadku przewodów nadziemnych (np. przepompownie, zakłady uzdatniania wody), złącza kielichowe natomiast w przypadku przewodów podziemnych.

#### Złącza kołnierzowe

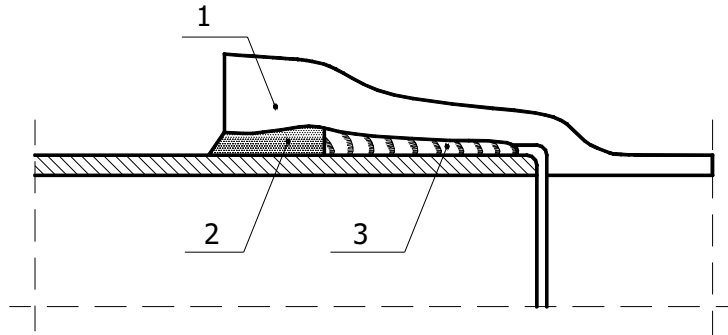
Historycznie najstarszym standardowym rozwiązaniem połączeń rur żeliwnych są złącza kołnierzowe. Zostały one po raz pierwszy znormalizowane już w 1882 roku w Niemczech. Złącze zbudowane jest z dwóch kołnierzy, uszczelki (której rodzaj zależy od przeznaczenia przewodu) oraz określonej (w zależności od średnicy) liczby śrub wraz z nakrętkami. Taka budowa złącza sprawia, że jest ono łatwe w demontażu. Złącza te są sztywne i przenoszą siły osiowe oraz podłużne momenty zginające na kolejne rury. Schemat najstarszego rozwiązania takiego złącza dla rur żeliwnych przedstawiono na rys. 2.3.9 [81].



Rys. 2.3.9. Schemat rozwiązania złącza kołnierzowego dla rur żeliwnych:  
1 – śruba, 2 – kołnierz, 3 – uszczelka

#### Złącza kielichowe doszczelniane

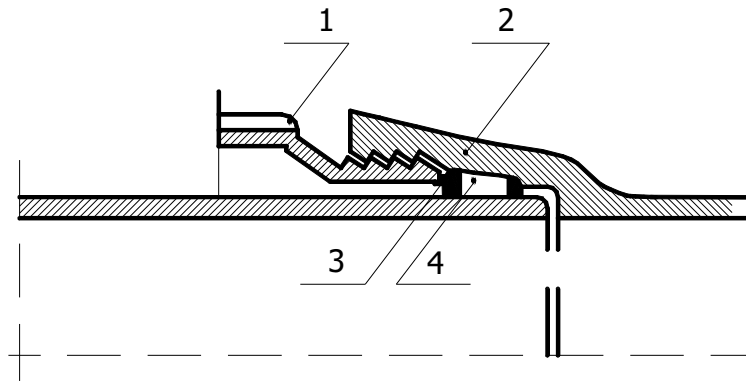
Takie złącza stosowane były dawniej dla rur z żeliwa szarego, z których budowano także gazociągi. Złącza tego typu należy traktować jako sztywne. Przykładowe rozwiązanie złącza kielichowego doszczelnianego ołowiem przedstawiono na rys. 2.3.10 [81]. Dążąc do zwiększenia niezawodności połączeń rur żeliwnych, zmodernizowano je wprowadzając uszczelki gumowe. Dzięki temu zwiększono elastyczność złącz, nie pogarszając ich szczelności.



Rys. 2.3.10. Schemat rozwiązania złącza kielichowego doszczelnianego dla rur żeliwnych: 1 – kielich, 2 – ołów, 3 – pakęły

### Złącza kielichowe gwintowane

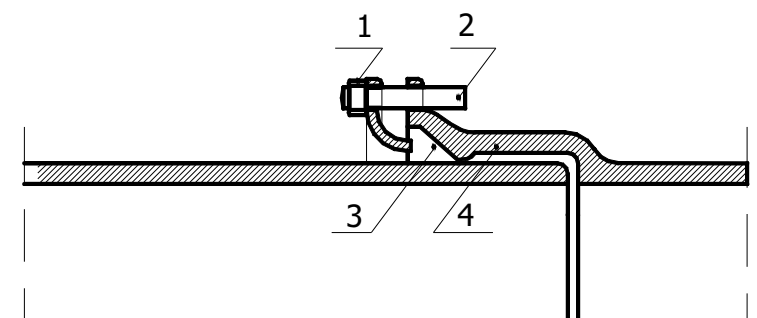
Złącza kielichowe gwintowane stosowane są w Niemczech już od roku 1931. Przykładowe rozwiązanie takiego złącza przedstawiono na rys. 2.3.11 [81]. Gwintowany pierścień poprzez podkładkę pierścieniową dociska elastyczną uszczelkę z twardej gumy, która zamyka całe złącze. Takie połączenie rur jest bardzo elastyczne, gdyż umożliwia ich wzajemny obrót o kąt  $\alpha = 3^\circ$ .



Rys. 2.3.11. Schemat rozwiązania złącza kielichowego gwintowanego dla rur żeliwnych: 1 – gwintowany pierścień, 2 – kielich, 3 – pierścień poślizgowy, 4 – uszczelka

### Złącza kielichowe dławnicowe

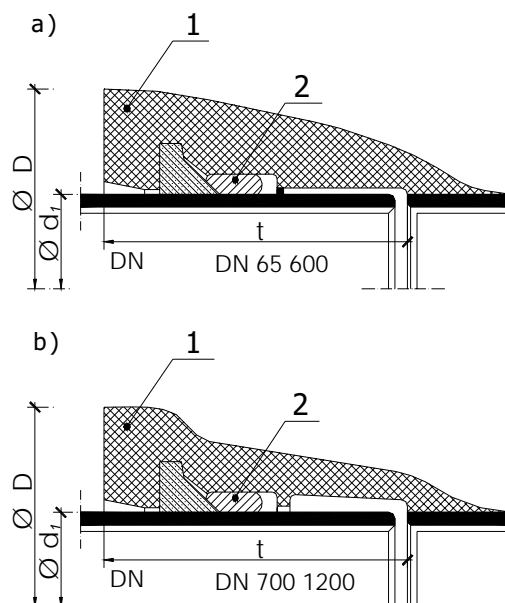
Złącza kielichowe dławnicowe stosowane były w Niemczech od roku 1936. Idea tego rozwiązania przedstawiona na rys. 2.3.12 [80] jest zbliżona do rozwiązania zastosowanego w złączach kielichowych gwintowanych. W tym przypadku uszczelka gumowa o przekroju klinowym dociskana jest pierścieniem dławnicowym podczas dokręcania śrub rozmieszczonych na jego obwodzie. Przedstawiane połączenie rur jest bardzo elastyczne, gdyż umożliwia ich wzajemny obrót o kąt  $\alpha = 3^\circ$ . Obecnie rozwiązanie takie stosuje się przy łączeniu niektórych rodzajów kształtek w zakresie średnic od DN 500 do DN 1200.



Rys. 2.3.12. Schemat rozwiązania złącza kielichowego dla rur żeliwnych:  
1 – pierścień dociskowy, 2 – śruba, 3 – uszczelka (pierścieniowa), 4 – kielich

### Nowoczesne złącza kielichowe

Obecnie złącza rur żeliwnych projektowane są najczęściej jako kielichowe. Najbardziej rozpowszechnione są złącza kielichowe systemu TYTON® obejmującego kilka podstawowych odmian. Są one w swej budowie proste, a przy tym niezawodne i bardzo elastyczne, gdyż umożliwiają wzajemny obrót łączonych rur o  $5^\circ$  dla  $DN \leq 300$ ,  $4^\circ$  dla  $DN 400$ ,  $3^\circ$  dla  $DN 500-1000$ ,  $2^\circ$  dla  $DN 1200$  oraz  $1^\circ$  dla  $DN 1400$ . Przykładowe rozwiązania złączy kielichowych systemu TYTON® przedstawiono na rys. 2.3.13 [140].



Rys. 2.3.13. Przykładowe rozwiązania złączy kielichowych systemu TYTON®:  
a) DN 65–600, b) DN 700–1200,  
1 – kielich rury, 2 – uszczelka

### 2.3.9. Zakres zastosowań

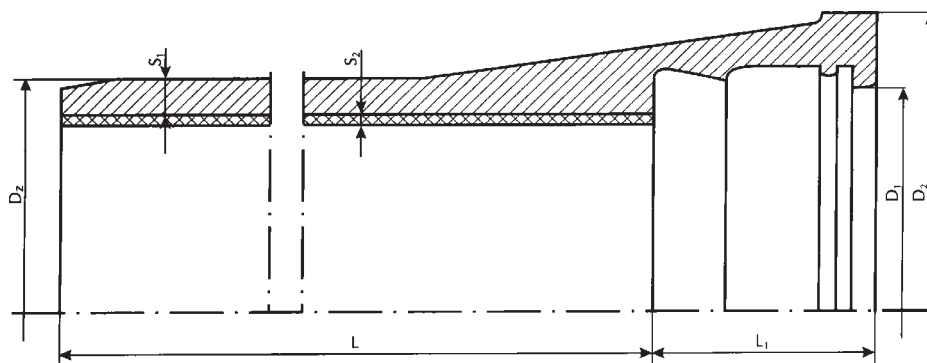
Zakres zastosowań rur żeliwnych obejmuje przewody wodociągowe, kanalizacyjne i gazowe o średnicach nominalnych od DN 40 do DN 2000.

W tabeli 2.3.4 zestawiono zakresy dopuszczalnych ciśnień dla poszczególnych rodzajów rur zgodnie z odpowiednimi normami: przewody wodociągowe (EN 545) [62], przewody kanalizacyjne (EN 598) [63], przewody gazowe (EN 969) [65].

Tabela 2.3.4. Dopuszczalne wartości ciśnień dla poszczególnych rodzajów rur żeliwnych

Średnica nominalna DN	Woda		Ścieki	Gaz
	PMA [MPa]		PN [MPa]	PFA [MPa]
	K9	K10		K9, K10
40	7,7	7,7	–	1,6
50	7,7	7,7	–	1,6
60	7,7	7,7	–	1,6
65	7,7	7,7	–	1,6
80	7,7	7,7	–	1,6
100	7,7	7,7	0,6	1,6
125	7,7	7,7	0,6	1,6
150	7,7	7,7	0,6	1,6
200	7,4	7,7	0,6	1,6
250	6,5	7,3	0,6	1,6
300	5,9	6,7	0,6	1,6
350	5,4	6,1	0,6	1,6
400	5,1	5,8	0,6	1,6
450	4,8	5,4	0,6	1,6
500	4,6	5,3	0,6	1,6
600	4,3	4,9	0,6	1,6
700	4,1	4,6	0,6	–
800	3,8	4,3	0,6	–
900	3,7	4,2	0,6	–
1000	3,6	4,1	0,6	–
1100	3,5	3,8	0,6	–
1200	3,4	3,8	0,6	–
1400	3,3	3,7	0,6	–
1500	3,2	3,6	0,6	–
1600	3,2	3,6	0,6	–
1800	3,1	3,6	0,6	–
2000	3,1	3,5	0,6	–

Poniżej w tabeli 2.3.5 zestawiono typoszereg rur kanalizacyjnych z żeliwa sferoidalnego z wewnętrzną wykładziną z zaprawy cementowej produkcji krajowej [147] na podstawie normy [190]. Typoszereg rur żeliwnych produkcji zagranicznej [140] według [63] przedstawiono w tabeli 2.3.6.



Rys. 2.3.14. Oznaczenia do tabeli 2.3.5

Tabela 2.3.5. Rury żeliwne kanalizacyjne z wewnętrzną wykładziną z zaprawy cementowej produkowane według [147]; oznaczenia na rys. 2.3.14

Średn. nom. DN	$D_z$ [mm]	$D_z$ [mm]	$D_z$ [mm]	$s_1$ [mm]	$s_2$ [mm]	$L_1$ [mm]	Masa [kg]					
							1 mb rury bez kielicha	Kielich	Cała rura o dł. $L$ [m]			
									5,00		6,00	
								bez wykładziny	z wykładziną	bez wykładziny	z wykładziną	
100	118	175	120,5	5,0	3	88	12,5	4,3	66,8	77,3	–	–
150	170	235	172,5	5,0	3	94	18,3	7,1	98,6	114,6	–	–
200	222	295	224,5	5,0	3	100	24,0	10,3	–	–	154,8	179,3
250	274	355	276,5	5,3	3	105	31,5	14,2	–	–	203,2	235,3
300	326	410	328,5	5,6	3	110	39,7	18,6	–	–	256,8	294,8
400	429	520	431,5	6,3	3	115	59,0	29,3	–	–	383,3	467,3

## 2.3.10. Badania

### 2.3.10.1. Wprowadzenie

W ramach kontroli jakości zarówno rury, kształtki, jak i uszczelki poddawane są stałej kontroli poprzez odpowiednie badania. Badania te prowadzone są przez własne laboratoria producenta oraz przez instytucje zewnętrzne. Podstawowym dokumentem regulującym wymagania w stosunku do rur kanalizacyjnych z żeliwa sferoidalnego jest norma EN 598. Norma ta przewiduje badanie następujących parametrów rur żeliwnych:

- poszczególnych wymiarów rur,

Tabela 2.3.6. Rury żeliwne kanalizacyjne z wewnętrzną wykładziną z zaprawy cementowej, produkowane według [63]

DN	Średnica zewn. rury $d_1$	Grubość ścianki rury $s_1$ [mm]	Grubość warstwy zaprawy $s_1$	Masa [kg]				
				1mb rury żeliwnej bez kielicha		Rura o dł. 6,0 m cementowana	1mb rury żeliwnej z kielichem	
				żeliwo	cement		żeliwo	cement
100	118	5,0	3,5	14,9	2,5	109	15,6	18,1
125	144	5,0	3,5	18,9	3,1	138	19,9	23,0
150	170	5,0	3,5	23,5	3,7	170	24,5	28,0
200	222	5,0	3,5	30,1	4,9	220	32,0	37,0
250	274	5,3	3,5	40,2	6,1	292	42,5	48,5
300	326	5,6	3,5	42,5	7,3	317	45,5	53,0
350	378	6,0	5,0	49,4	12,3	394	53,5	66,0
400	426	6,3	5,0	59,0	14,0	467	64,0	78,0
500	532	7,0	5,0	81,4	17,5	636	89,0	106,0
600	635	7,7	5,0	107,0	20,9	827	117,0	138,0
700	738	8,4	6,0	135,7	20,3	1070	149,0	178,0
800	842	9,1	6,0	167,9	33,4	1310	185,0	218,0
900	945	9,8	6,0	203,0	37,6	1580	225,0	263,0
1000	1048	10,5	6,0	241,3	41,7	1860	269,0	310,0

- prostoliniowości rur,
- badania wytrzymałościowe,
- twardości według Brinella,
- masy powłoki cynkowej,
- grubości powłok ochronnych,
- wytrzymałości na ściskanie wykładziny z zaprawy cementowej,
- grubości wykładziny z zaprawy cementowej,
- wytrzymałości przy zginaniu rury w kierunku podłużnym,
- sztywności pierścieniowej rury,
- szczelności rur i kształtek przeznaczonych do pracy w systemach o przepływie grawitacyjnym,
- szczelności połączeń rur w przypadku nadciśnienia,
- szczelności połączeń rur w przypadku podciśnienia,
- odporności chemicznej,
- odporności na ścieranie.

W punktach 2.3.10.2–2.3.10.5 opisano skrótowo procedury wybranych badań.

### 2.3.10.2. Badanie wytrzymałości żeliwa na rozciąganie $R_m$

Badanie przeprowadza się na próbkach walcowych w maszynie wytrzymałościowej. Wymiary próbek oraz sposób ich pobrania szczegółowo określa norma. Przyrost ob-



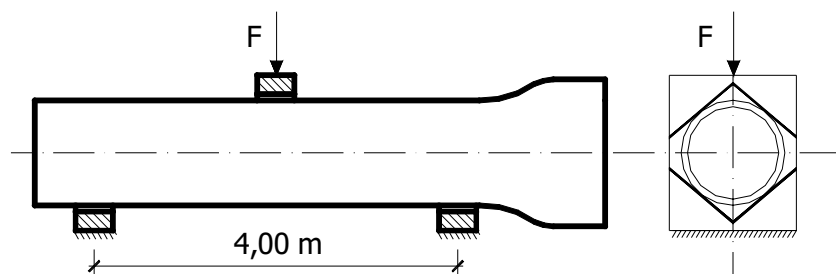
ciężenia powinien zawierać się w granicach 6–30 MPa/s. Wytrzymałość na rozciąganie  $R_m$  oblicza się jako stosunek siły niszczącej do pierwotnego pola przekroju poprzecznego próbki. Wydłużenie próbki  $A$  wyrażane w procentach należy wyliczyć, porównując przyrost długości próbki do jej długości początkowej lub stosując odpowiednie systemy pomiarowe. Otrzymane wartości nie mogą być niższe od minimalnych, przedstawionych w tabeli 2.3.7.

Tabela 2.3.7. Minimalne wytrzymałości żeliwa na rozciąganie

Rodzaj elementu	Min.wytrzymałość na rozciąganie $R_m$ [MPa]	Minimalne wydłużenie $A$ [%]	
	DN 100–DN 2000	DN 100–DN 1000	DN 1100–DN 2000
Rury z żeliwa sferoidalnego odlewane odśrodkowo	420	10	7
Rury żeliwne odlewane w formach	420	5	5

### 2.3.10.3. Badanie wytrzymałości przy zginaniu rury w kierunku podłużnym

Badanie przeprowadza się na rurze ustawionej na dwóch podporach o rozstawie 4,0 m. Obciążenie w środku rozpiętości siłą  $F$  przykładane jest poprzez specjalny blok, zgodnie ze schematem przedstawionym na rys. 2.3.15 [63].



Rys. 2.3.15. Schemat badania wytrzymałości przy zginaniu dla rur żeliwnych w kierunku podłużnym

Szerokość bloku nie może przekraczać 100 mm i musi być on wyłożony warstwą elastomeru o grubości  $10 \pm 5$  mm i twardości  $50^\circ$  według Shore'a. Obciążenia odbywają się w dwóch etapach. W pierwszym do osiągnięcia momentu eksploatacyjnego, a w drugim – po odciążeniu, aż do osiągnięcia momentu gwarantowanego z tabeli 2.3.8.

Momenty zginające  $M$  należy obliczać według równania:

$$M = 0,25 \cdot 10^{-6} \cdot R_f D_2 e \quad (2.3.1)$$

gdzie:  $M$  – moment zginający, kNm,

Tabela 2.3.8. Minimalne wartości momentów eksploatacyjnych i gwarantowanych dla wybranych rur żeliwnych

Średnica nominalna [DN]	Moment eksploatacyjny [kNm]	Moment gwarantowany [kNm]
100	6,5	11
125	9,5	16
150	13,5	23
200	26,0	44

$R_f$  – naprężenia dopuszczalne w ściance rury, MPa,

$D$  – średnica powierzchni środkowej rury, mm,

$e$  – najmniejsza grubość ścianki rury, mm.

Do obliczenia momentu eksploatacyjnego należy przyjąć  $R_f = 250$  MPa, a momentu gwarantowanego  $R_f = 420$  MPa.

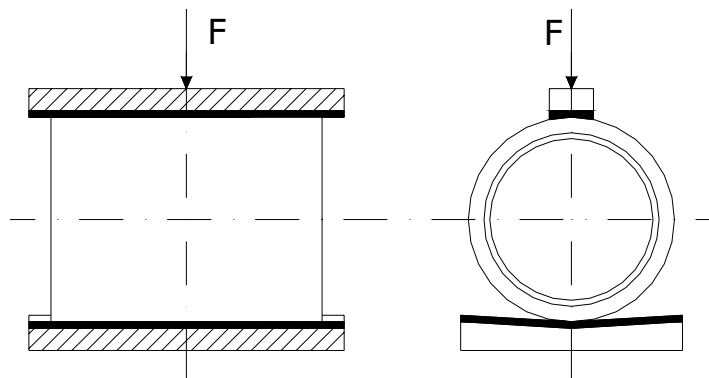
#### 2.3.10.4. Badanie sztywności pierścieniowej $S$

Badanie przeprowadza się na odcinku rury o długości  $L = 500 \pm 20$  mm. Próbka umieszczana jest na podłożu ukształtowanym zgodnie z rys. 2.3.16 [63].

Obciążenie liniowe na badany odcinek rury przekazywane jest poprzez sztywną belkę o szerokości 50 mm i długości 600 mm. Zarówno podłoże, jak i belka na powierzchniach kontaktowych pokryte są warstwą elastomeru o grubości  $10 \pm 5$  mm i twardości  $50^\circ$  według Shore'a. Obciążenie liniowe  $F$  [kN/m] musi osiągnąć wartość określoną w normie dla danej średnicy rury. Względne ugięcie rury [%] odpowiadające osiągniętemu obciążeniu nie może przekroczyć podanej w normie wartości dopuszczalnej.

Sztywność pierścieniową  $S$  należy obliczać z równania:

$$S = 0,019 \frac{F}{Y} \quad (2.3.2)$$

Rys. 2.3.16. Schemat badania sztywności pierścieniowej  $S$  dla rur żeliwnych

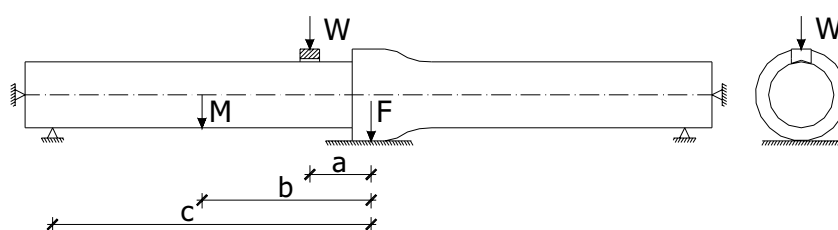
gdzie:  $S$  – sztywność pierścieniowa,  $\text{kN/m}^2$ ,

$F$  – obciążenie liniowe,  $\text{kN/m}$ ,

$Y$  – ugięcie pionowe, m.

### 2.3.10.5. Badanie szczelności połączeń rur w przypadku nadciśnienia

Badanie przeprowadza się na dwóch odcinkach połączonych ze sobą rur o długości co najmniej 1,0 m każda. Stanowisko badawcze musi być tak zaprojektowane, aby mogło przejmować powstające siły podłużne, a ponadto, aby można było przyłożyć odpowiednie obciążenia ścinające. Schemat badania przedstawiono na rys. 2.3.17 [63].



Rys. 2.3.17. Schemat badania szczelności połączeń rur żeliwnych

### 2.3.11. Oznaczenia

Na powierzchni każdej rury musi być umieszczone trwałe oznaczenie, zawierające co najmniej poniższe informacje:

- nazwa producenta,
- data produkcji,
- oznaczenie materiału,
- średnica nominalna,
- dopuszczalne ciśnienie robocze PN dla rur ciśnieniowych,
- numer odnośnej normy.

## 2.4. Przewody betonowe

### 2.4.1. Przewody monolityczne

#### 2.4.1.1. Wymagania materiałowe

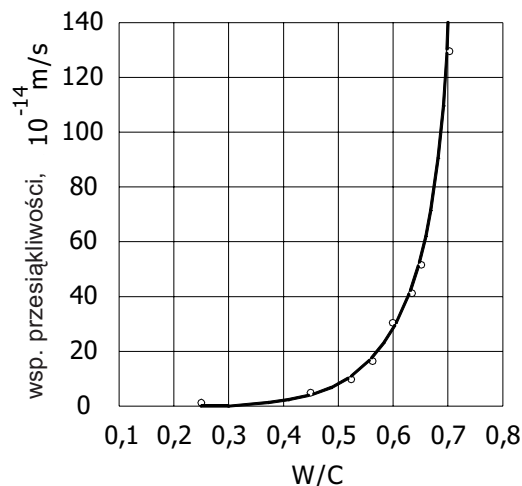
##### Beton

Z uwagi na wysokie wymagania w zakresie trwałości, występujące zagrożenia korozyjne dla materiału, z którego wykonane są kolektory (patrz rozdział 7) oraz stosunkowo niską jakością, jaką miał początkowo beton, tworzywo to nie było stosowane do budowy kanałów. Konieczność budowy przewodów o coraz większych przekrojach poprzecznych przy wysokich kosztach i pracochłonności realizacji kanałów murowanych oraz ograniczeniu średnic przewodów kamionkowych zmuszały do poszukiwania

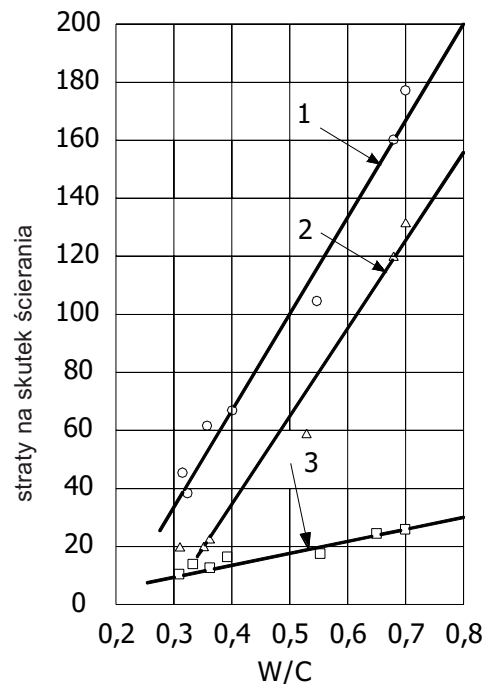
nowych rozwiązań. Znaczący postęp w technologii wytwarzania betonu, jaki nastąpił po II wojnie światowej, sprzyjał w takich warunkach coraz szerszemu stosowaniu tego materiału, także do budowy rurociągów. Obecnie beton, beton zbrojony i sprężony są tworzywami powszechnie stosowanymi, zwłaszcza do budowy kolektorów wielkowiarymowych. W przypadku przewodów sanitarnych i ogólnospławnych beton może być narażony na lekką lub średnią agresywność środowiska, a w przypadku małych spadków, gdzie może zachodzić rozkład osadów przy braku skutecznej wentylacji, agresywność środowiska może wzrosnąć do wysokiej. Zgodnie z normą [175] dla średniej agresywności środowiska wymagana jest materiałowo-strukturalna oraz powierzchniowa ochrona betonu. Przez ochronę materiałowo-strukturalną zgodnie z normą [175] rozumie się całość zabiegów zmierzających do zwiększenia odporności betonu na korozję, zwłaszcza siarczanową. Osiąga się to dzięki:

- zmniejszeniu nasiąkliwości i podwyższeniu wodoszczelności betonu,
- stosowaniu betonu o możliwie niskim stosunku w/c,
- stosowaniu cementu o podwyższonej odporności na korozję,
- stosowaniu dobrej jakości kruszywa odpornego na korozję,
- stosowaniu dodatków i domieszek poprawiających szczelność i odporność betonu na korozję.

Nasiąkliwość betonu nie może być wyższa od 4%, a wodoszczelność należy dostosować do przewidywanego zagrożenia korozyjnego (patrz rozdz.7). Duży wpływ na właściwości betonu ma stosunek w/c, co ilustrują rys. 2.4.1 i 2.4.2.



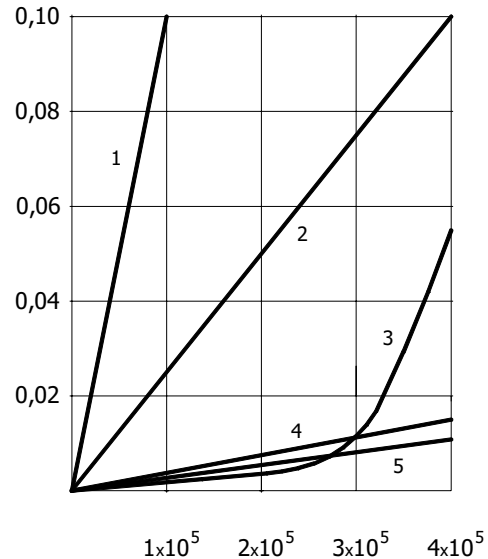
Rys. 2.4.1. Wpływ stosunku w/c na nasiąkliwość betonu [155]



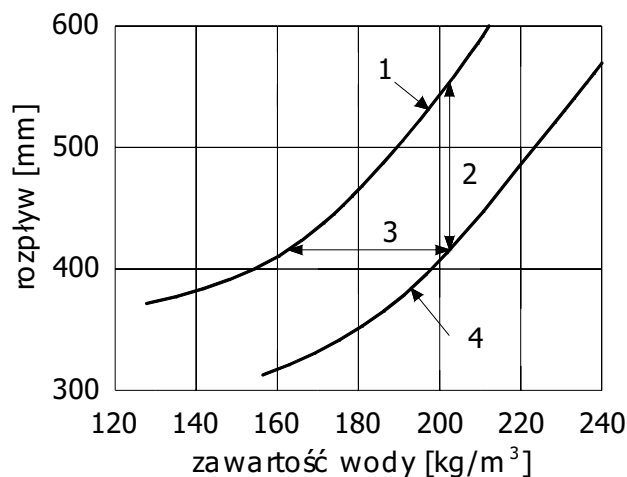
Rys. 2.4.2. Wpływ stosunku w/c na ścieralność betonu [155]: 1 – badanie z użyciem kul stalowych, 2 – badanie z użyciem kół zdzierających, 3 – badanie metodą śrutowania

Na rysunku 2.4.3 przedstawiono porównanie względnej odporności na ścieranie przewodów kanalizacyjnych wykonanych z różnych materiałów. Analiza powyższych wykresów wskazuje, że do konstrukcji kolektorów kanalizacyjnych nie należy stosować betonów o w/c większym od około 0,45. Zmniejszenie stosunku w/c z wartości 0,50 (przeciętny beton) do 0,40 (beton obecnie stosowany do produkcji rur przez uznanych producentów) powoduje, że podatność betonu na ścieranie i przesiąkliwość zmniejsza się o około 50%.

Beton o stosunku w/c = 0,40 może sprawiać pewne trudności we właściwym zagęszczeniu. Zmniejszenie wskaźnika w/c bez pomniejszenia urabialności można uzyskać przez dodanie do betonu superplastyfikatora. Działanie superplastyfikatora polega na dostarczeniu ziarnom cementu ładunku ujemnego. Powoduje to odpychanie się ziaren i ich rozproszenie, co istotnie poprawia urabialność betonu i umożliwia ograniczenie ilości wody w betonie, a więc także redukcję w/c. Wpływ ten ilustruje rys. 2.4.4.



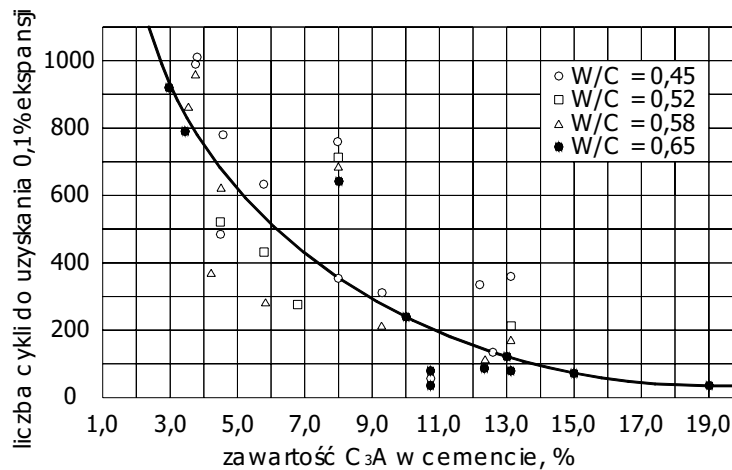
Rys. 2.4.3. Względna ścieralność przewodów kanalizacyjnych wykonanych z różnych materiałów [68]: 1 – rury azbestocementowe, 2 – rury z PCW, 3 – rury kamionkowe, 4 – rury betonowe, 5 – rury betonowe ze stopką



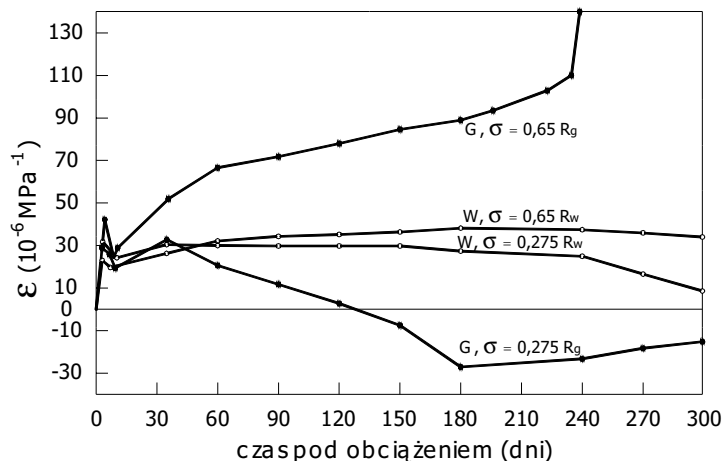
Rys. 2.4.4. Zależność między wielkością rozptywu, a zawartością wody w betonie z zastosowaniem superplastyfikatorów i bez superplastyfikatorów [155]: 1 – z superplastyfikatorem, 2 – uplastycznienie betonu, 3 – zwiększenie wytrzymałości betonu, 4 – bez superplastyfikatora

Do produkcji betonów dla realizacji kolektorów kanalizacyjnych należy stosować cementy o podwyższonej odporności na korozję. Szczególnie istotna jest zawartość  $C_3A$  w cemencie. Wpływ zawartości  $C_3A$  na trwałość betonu poddanego korozji siarczanowej (roztwór  $Na_2SO_4$ ) ilustruje rys. 2.4.5 [67]. Przyjmuje się, że cement o zawartości  $C_3A$  mniejszej od 8% charakteryzuje się średnią odpornością na korozję siarczanową, a o zawartości mniejszej od 3% wysoką odpornością. Dużą odpornością na korozję siarczanową charakteryzują się cementy hutnicze, które dodatkowo pozwalają uzyskać beton o wyższej szczelności (właściwości tego cementu omówiono w rozdz. 2.2.1). Poprawę odporności betonu na korozję siarczanową można także uzyskać stosując odpowiednie kruszywo, np. wapienne.

Wpływ rodzaju kruszywa na odporność betonu na korozję siarczanową ilustruje rys. 2.4.6 [158].



Rys. 2.4.5. Wpływ zawartości  $C_3A$  w cemencie na trwałość betonu na korozję siarczanową [67]



Rys. 2.4.6. Wpływ rodzaju kruszywa na odporność betonu na korozję siarczanową; literą W oznaczono kruszywo wapienne, a literą G kruszywo granitowe [158]

Kruszywo węglanowe do produkcji betonów dla swoich wyrobów (rury i studzienki kanalizacyjne), dostępnych także w naszym kraju, stosuje firma Stein Risse. W Polsce brak jest normy lub wytycznych określających minimalną wytrzymałość betonu na ściskanie dla konstrukcji kanałów, tego rodzaju obiektów nie powinno się jednak wykonywać z betonu klasy niższej niż B37. Pozostałe wymagania dla betonu określono w normie [181]. Zasady ochrony materiałowo-strukturalnej betonu omówiono w rozdziale 7.

#### **Stal zbrojeniowa**

Zgodnie z normą [177] stosować można wszystkie rodzaje stali zbrojeniowej o niepodwyższonej wytrzymałości ( $Q_r$  do 340 MPa), dobierając możliwie duże średnice zbrojenia. Nie należy stosować zbrojenia o średnicy mniejszej niż 8 mm. Powierzchnia zbrojenia powinna być czysta, najwyżej pokryta lekkim nalotem rdzy.

#### **Materiały izolacyjne**

Zgodnie z normą [172] przy projektowaniu ochrony powierzchniowej należy uwzględnić:

- odporność chemiczną materiału izolacyjnego,
- szczelność,
- przyczepność do chronionej powierzchni,
- rysoodporność,
- odporność mechaniczną,
- rozszerzalność termiczną i przewodność cieplną.

Odporność chemiczną materiału izolacyjnego należy dobrać stosownie do przewidywanego zagrożenia korozyjnego. Ścieki bytowo-gospodarcze są słabo agresywne w stosunku do betonu, jednak w wyniku procesów opisanych w rozdziale 7 może dojść do korozji siarczanowej o średnim, a nawet wysokim stopniu agresywności. Ścieki mogą zawierać pewne ilości chlorków, detergentów oraz tłuszczu i olejów. W związku z tym materiały izolacyjne dla kanałów sanitarnych i ogólnospławnych powinny charakteryzować się odpornością na te substancje. Szczególnie dużą odporność materiały te muszą wykazywać na korozję siarczanową. Materiały izolacyjne powinny charakteryzować się określoną, minimalną wytrzymałością na odrywanie (przyczepnością). Zgodnie z wytycznymi [251], wytrzymałość powłok izolacyjnych na odrywanie dla poszczególnych materiałów powinna być:

- dla materiałów epoksydowych 1,5 MPa, dopuszcza się w pojedynczych punktach wytrzymałość nie mniejszą niż 1,0 MPa,
- dla materiałów mineralnych 0,8 MPa, dopuszcza się w pojedynczych punktach wytrzymałość nie mniejszą niż 0,5 MPa.

Przyjmuje się zwykle, że wytrzymałość na odrywanie w przypadku materiałów mieszanych bitumiczno-epoksydowych nie powinna być mniejsza od 1,2 MPa, a materiałów bitumicznych nie mniejsza niż 1,0 MPa.

Dopuszczalna szerokość rozwarcia rys dla przewodów betonowych i żelbetowych nie może być większa od 0,1 mm. Materiały stosowane do zabezpieczeń antykorozyjnych powinny więc być odporne na powstanie rys o takiej rozwarości.

Materiały izolacyjne w trakcie normalnej eksploatacji, poza strefą kinety nie są narażone na oddziaływania mechaniczne. W strefie kinety wleczone osady, zwłaszcza

piasek, powodują ścieranie powierzchni. Ewentualne materiały izolacyjne dla strefy kinety muszą charakteryzować się więc podwyższoną odpornością na ścieranie. Dobierając parametry wytrzymałościowe materiału izolacyjnego, należy uwzględnić konieczność czyszczenia kanałów, zwykle wodą pod odpowiednio wysokim ciśnieniem.

W kolektorach rozszerzalność termiczna i przewodność cieplna materiału izolacyjnego, wobec bardzo małego zakresu zmian temperatury, nie ma istotnego znaczenia. W przypadku kolektorów narażonych na znaczne wahania temperatury (np. niektóre kolektory odprowadzające ścieki przemysłowe) materiały izolacyjne powinny charakteryzować się zbliżonym do betonu współczynnikiem rozszerzalności liniowej oraz odpornością na temperatury występujące w przewodzie.

#### 2.4.1.2. Rozwiązania konstrukcyjne

Przy kształtowaniu przekroju poprzecznego kolektorów uwzględnia się cechy wytrzymałościowe betonu (dużą wytrzymałość na ściskanie i małą na rozciąganie) oraz wymogi hydrauliczne. Początkowo kolektory betonowe, podobnie jak murowane, realizowano przede wszystkim w sieciach ogólnospławnych, charakteryzujących się bardzo dużymi wahaniami przepływu ścieków. Najkorzystniejszym rozwiązaniem w takiej sytuacji jest przekrój o kształcie jajowym, zapewniający w okresach niskich przepływów minimalną dla samooczyszczania kanału prędkość przepływu. Takie kształty jak dzwonowy, gruszkowy, jajowy i kołowy są dobrze dostosowane do linii ciśnień, co powoduje, że naprężenia rozciągające w przekrojach tych konstrukcji są zminimalizowane. Przykłady monolitycznych kolektorów betonowych ilustrują rys. 2.4.7–2.4.9 [246].

Mała wytrzymałość betonu na rozciąganie stwarza ograniczenia w kształtowaniu przekroju poprzecznego oraz trudności realizacyjne związane z konieczną dużą grubością ścianek. Rozwiązaniem eliminującym te ograniczenia było wprowadzenie do betonu zbrojenia przenoszącego naprężenia rozciągające. Umożliwiło to realizację kolektorów o większych przekrojach oraz kształtach przekroju poprzecznego, w którym występują znaczne naprężenia rozciągające.

Nośność kolektorów żelbetowych można kształtować w dość szerokim zakresie, co umożliwia realizację przewodów nawet o znacznym przekroju poprzecznym i ich układanie na dużych głębokościach. Przykłady zrealizowanych kolektorów żelbetowych ilustrują rys. 2.4.10–2.4.12 [246].

### 2.4.2. Kolektory prefabrykowane

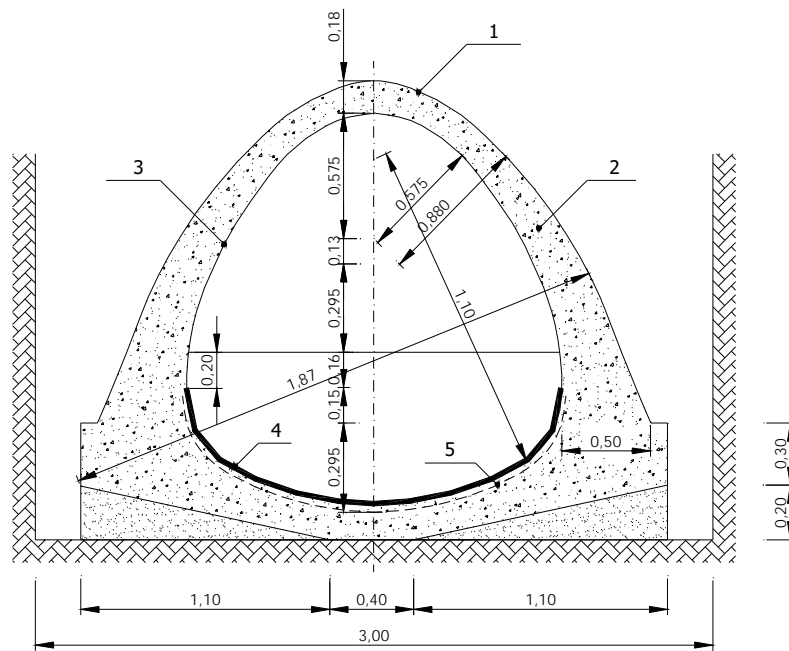
#### 2.4.2.1. Wymagania materiałowe

W Polsce wymagania dla rur betonowych i żelbetowych stosowanych w kanalizacji zawarto między innymi w normach branżowych [23, 24, 27].

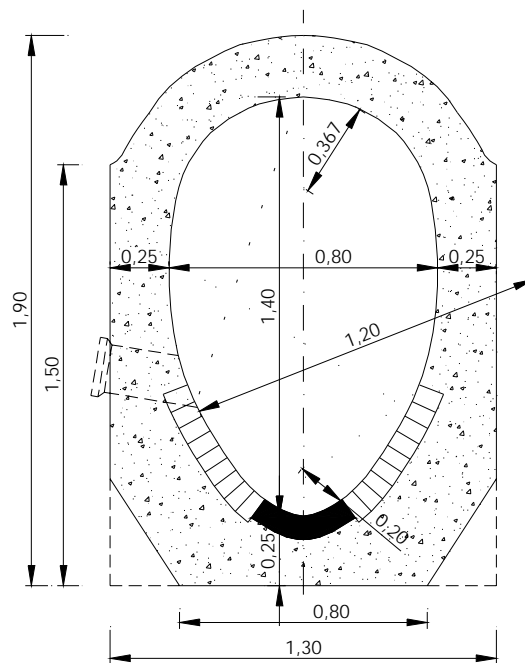
##### **Beton**

Zgodnie z tymi normami rury niesprężone należy produkować z betonu szczelnego klasy B25, a rury sprężone z betonu klasy B40. Do produkcji betonu dla rur niesprężonych normy zalecają stosowanie cementu portlandzkiego CEM I, także szybkospraw-

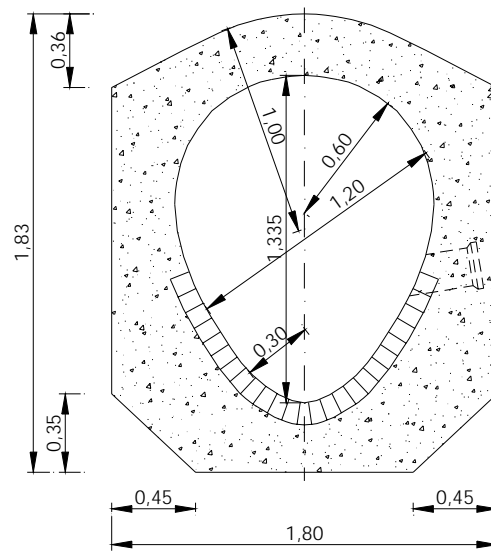




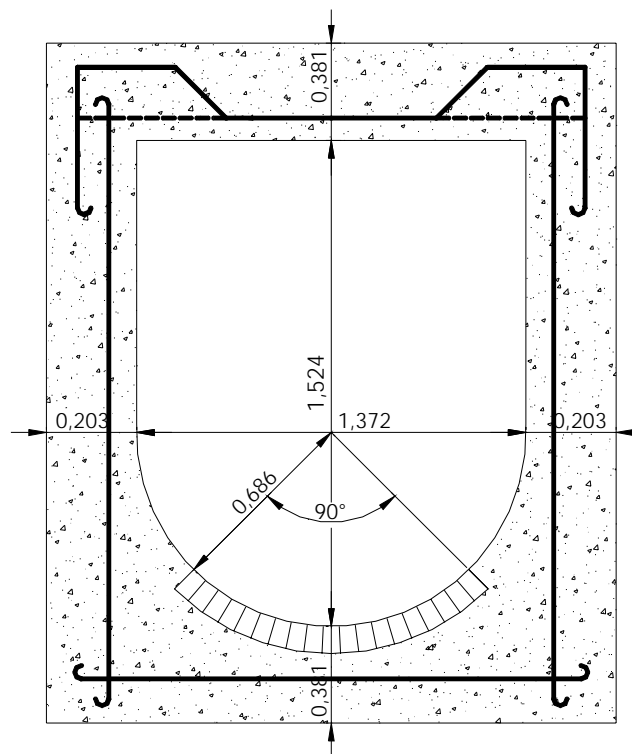
Rys. 2.4.7. Betonowy kanał o przekroju dzwonowym (Dreznio): 1 – wodoszczelna wyprawa 1:3 grubości 1 cm, 2 – beton, 3 – wyprawa 1:2 grubości 1 cm, 4 – łuski kamionkowe grubości 22 mm, 5 – uszczelnienie asfaltem [246]



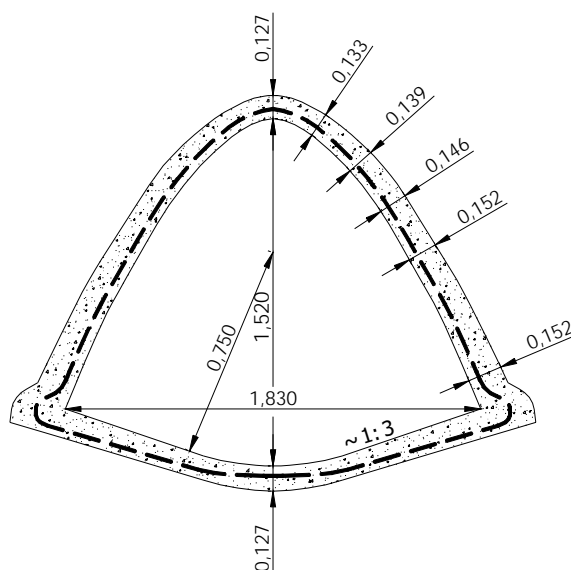
Rys. 2.4.8. Betonowy kanał o przekroju jajowym podwyższonym z wykładziną kinety z cegły i kamionkowej [246]



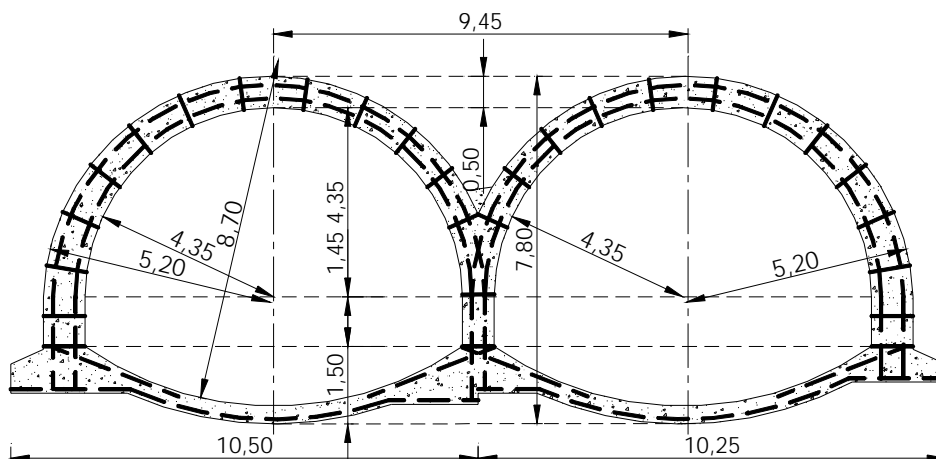
Rys. 2.4.9. Betonowy kanał o przekroju jajowym z wykładziną kinety z cegły [246]



Rys. 2.4.10. Kanał żelbetowy z wykładziną kinety z cegły (Nowy Jork) [246]



Rys. 2.4.11. Żelbetowy kanał o przekroju dzwonowym (Harrisbourg) [246]



Rys. 2.4.12. Bliźniacze kanały żelbetowe o przekroju dzwonowym (St. Louis) [246]

nego (oznaczonego literą R) oraz cementu z dodatkami CEM II, a dla sprężonych – cementu portlandzkiego lub specjalnego odmiany II (nie ma odpowiednika w obecnej normie) marki nie niższej niż 45 (według obecnie obowiązującej normy nie niższej niż 42.5).

W przewodach kanalizacji sanitarnej i ogólnospławnej beton pracuje najczęściej w środowisku o słabym lub średnim stopniu agresywności, rzadziej o silnym. Dla średniego stopnia agresywności konieczna jest ochrona materiałowo-strukturalna oraz powierzchniowa, ograniczająca dostęp środowiska agresywnego, a dla stopnia silnego ma-

teriałowo-strukturalna i izolacja całkowicie odcinająca dostęp czynnika agresywnego. Rury przeznaczone do stosowania w kanalizacji ogólnospławnej i sanitarnej powinny więc być produkowane z wykorzystaniem cementu o podwyższonej odporności na siarczany (cementy takie omówiono w rozdz. 2.2.1). Cementy szybkosprawne zawierające znaczne ilości  $C_3A$  nie powinny być stosowane do produkcji rur przeznaczonych do budowy przewodów kanalizacji sanitarnej i ogólnospławnej.

Do rur niesprężonych należy stosować kruszywo spełniające wymagania określone w normie [180] naturalne lub łamane. Zgodnie z tą normą nie można stosować kruszyw ze skał węglanowych oraz piaskowca. Natomiast dla rur sprężonych stosować należy piasek o ściśle określonym uziarnieniu (zawartość pyłów nie może przekraczać 2%) oraz kruszywo grube w postaci grysu 4–8 mm [180].

Maksymalna dopuszczalna wielkość ziaren nie może przekraczać 12,5 mm, zawartość ziaren nieforemnych nie powinna przekraczać 15%. Dopuszcza się dodatek naturalnego żwiru 4–8 mm w ilości nie większej niż 30% masy kruszywa grubego. Mimo ograniczenia normowego dla rur przeznaczonych do stosowania w kanalizacji sanitarnej lub ogólnospławnej szczególnie przydatne jest kruszywo wapienne (patrz rys. 2.4.6). Wymagania określone w polskich normach branżowych nie odpowiadają aktualnym tendencjom, ani też obecnemu poziomowi technologii betonu. Niemieckie zrzeszenie producentów rur FBS na zasadzie dobrowolności przyjęło wyższe wymagania od określonych w obowiązującej w RFN normie państwowej. Do produkcji rur, zgodnie z tymi wytycznymi można stosować tylko beton o następujących parametrach:

- wytrzymałość na ściskanie  $\geq 45$  MPa,
- wytrzymałość przy zginaniu  $\geq 6$  MPa,
- moduł sprężystości  $E \geq 37000$  MPa,
- wskaźnik  $w/c \leq 0,40$ .

Na podstawie własnych doświadczeń autorzy uważają za celowe stosowanie do produkcji rur dla kanalizacji ogólnospławnej i sanitarnej cementu odpornego na siarczany. Wymagania takie spełnia cement CEM I o zawartości siarczanów do 3%, oznaczony jako HSR, a w przypadku niewielkiego zagrożenia korozją siarczanową cement o zawartości  $C_3A$  nie większej od 8%. Beton spełniający wymagania FBS jest tworzywem o zdecydowanie wyższej trwałości i odporności na korozję od betonów spełniających wymagania określone w normach branżowych [23, 24].

### **Stal**

Do zbrojenia rur niesprężonych według normy [23] stosować należy stal zgodną z normą [173] dopuszczoną do zgrzewania punktowego lub inną dopuszczoną w trybie świadectwa ITB. Dla rur „Wipro” norma zaleca stosowanie na zbrojenie obwodowe stali 18G2, a na zbrojenie podłużne stali St0S lub St3SX. Zbrojenie rur powinno być wykonane w postaci siatki cylindrycznej spawanej lub zgrzewanej. Do zbrojenia rur sprężonych należy stosować stal według [164].

### **Materiał uszczeltek**

W polskich normach branżowych nie określono wymagań dotyczących uszczeltek. W przewodach kanalizacji grawitacyjnej z rur betonowych i żelbetowych stosowano

do niedawna głównie uszczelnienia wykonywane na budowie (kity, sznury smołowane, opaski betonowe i inne). Rury z betonu sprężonego Betras, przeznaczone przede wszystkim do kanalizacji ciśnieniowej, uszczelniano uszczelkami typu O-ring, dla których nie określono jednak wymagań materiałowych. Do połączeń rur obecnie produkowanych za standardowe należy uznać uszczelki zintegrowane (wbetonowane w procesie produkcyjnym). Uszczelki te wykonuje się z elastycznych elastomerów o szczelnej strukturze i dużej odporności na agresję chemiczną. Podstawowym materiałem do ich produkcji jest EPDM (kauczuk etylenowo-propylenowy) oraz SBR (kauczuk styrenowy) i NBR (kauczuk nitrylowo-butadienowy). Uszczelki produkuje się jeszcze z następujących materiałów:

- NR (kauczuk naturalny),
- IR (kauczuk isoprenowy),
- BR (kauczuk butadienowy),
- CR (kauczuk chloroprenowy),
- ACM (kauczuk akrylowy),
- FPM (kauczuk fluorowany),
- Q (kauczuk silikonowy),
- AU/EU (kauczuk uretanowy),
- CO/ECO (kauczuk epichlorowy).

Materiał uszczelki należy dobrać stosownie do przewidywanej agresji chemicznej. Ocenę właściwości podstawowych materiałów zestawiono w tabeli.2.4.1 (według danych firmy Forsheda-Stefa GmbH).

Według przyjętych kryteriów „1” oznacza ocenę bardzo dobrą, a „6” niedostateczną. W ściekach komunalnych znajdować się może wiele substancji chemicznych, wywierających szkodliwy wpływ na materiał uszczelki. Za podstawowe czynniki agresywne, na które narażona jest uszczelka uznaje się: kwas siarkowy oraz oleje i tłuszcze. Sporadycznie w ściekach pojawić się może benzyna i inne produkty ropopochodne. Kwas siarkowy powstaje w wyniku procesów biologicznego rozkładu substancji organicznych (patrz rozdz. 7). Z zestawienia w tabeli 2.4.1 wynika, że powszechnie stoso-

Tabela 2.4.1. Podstawowe właściwości uszczelki

Właściwości	EPDM	SBR	NBR
Wytrzymałość na zerwanie	3	3	3
Odporność na działanie ścieków	1	2	3
Odporność na temperaturę	2	4	3
Odporność na warunki atmosferyczne i ozon	1	5	3
Olejoodporność	4	5	2
Kwasoodporność	1	3	4
Odporność na działanie alkaliów	1	3	4
Odkształcalność w temperaturze 20 °C	1	3	2

wane tworzywo EPDM jest nieodporne na tłuszcze i oleje oraz produkty ropopochodne, wykazuje natomiast dobrą odporność na kwas siarkowy. Dobrą odporność na oleje i tłuszcze oraz produkty ropopochodne wykazuje NBR, jednak tworzywo to jest nieodporne na kwas siarkowy. Dobrą odporność zarówno na kwas siarkowy, jak i na oleje, tłuszcze i produkty ropopochodne wykazuje FPM, jednak ze względu na bardzo wysoką cenę tworzywo to nie jest stosowane do rozwiązań standardowych.

#### 2.4.2.2. Wymagania konstrukcyjne

Wymagania konstrukcyjne dotyczą następujących parametrów:

- sprawdzenie klasy betonu,
- wygląd zewnętrzny,
- wymiary geometryczne,
- prostopadłość czoła,
- rozmieszczenie zbrojenia,
- wytrzymałość transportową,
- wodoszczelność,
- wytrzymałość na obciążenia zewnętrzne,
- wytrzymałość na pękanie (dotyczy rur sprężonych).

**Sprawdzanie klasy betonu** stosowanego do produkcji rur przeprowadza się zgodnie z normą [181]. Dla celów kontrolnych i rozjemczych wykonuje się badania nieniszczące według norm [166] lub [165].

**Sprawdzenie wyglądu zewnętrznego** obejmuje: gładkość powierzchni, jednolitość, występowanie rys, pęknięć, ubytków i rozwarstwień oraz wtrąceń ciał obcych. Badania należy przeprowadzić według normy [23].

**Sprawdzenie wymiarów rur** ma na celu ich weryfikację w stosunku do wymagań określonych w dokumentacji technicznej. Dokładność pomiarów oraz dopuszczalne odchyłki określone są w normach [23, 25].

**Prostopadłość czoła.** Płaszczyzna styczna do czoła rury musi być prostopadła do jej osi geometrycznej. Odchylenia powinny być nie większe niż  $0,02d$  dla rur o średnicy do 1000 mm i nie większe niż  $0,01d$  dla rur o średnicy powyżej 1000 mm.

**Sprawdzenie średnicy i rozmieszczenia zbrojenia** obejmuje pomiar odległości między zwojami zbrojenia obwodowego, rozstaw prętów podłużnych, długość prętów podłużnych oraz grubość otulenia prętów betonem. Badania należy przeprowadzić według normy [23].

**Wytrzymałość transportowa.** Wytrzymałość betonu na ściskanie w rurach przeznaczonych do transportu powinna wynosić co najmniej 0,7 wytrzymałości gwarantowanej.

**Wodoszczelność.** Badanie wodoszczelności przeprowadza się pod ciśnieniem 50 kPa. Zgodnie z wymogami ciśnienie to nie może spowodować wycieków wody. Dopuszczalne jest widoczne zawilgocenie, jednak bez występowania widocznych kropeł. Badania należy przeprowadzić według normy [23].

**Wytrzymałość rur na obciążenia zewnętrzne.** W przypadku rur betonowych według normy [23] określa się wartość jednostkowej siły niszczącej, a dla rur żelbeto-

wych wartość siły powodującej zarysowanie rury o rozwarości większej od 0,2 mm lub jej zniszczenie. Sposób wykonania badań omówiono w rozdz. 5.

**Wytrzymałość na pękanie** rur sprężonych pod wpływem ciśnienia wewnętrznego próbnego, którego wielkość określona jest w dokumentacji projektowej powinna być taka, aby w chwili zakończenia badania nie pojawiły się rysy lub pęknięcia, dające przecieki o charakterze stałego wypływu (dopuszczalne jest pojawienie się kropel i mokrych plam). Badania należy przeprowadzić według normy [27].

Niemieckie Zrzeszenie Producentów Rur (FBS) przyjęło dla swoich wyrobów następujące wymagania:

1. Pomiary geometrii oraz próby szczelności muszą być wykonane dla każdej wyprodukowanej rury. Odchyłki wymiarów nie mogą przekraczać wartości dopuszczalnych. Próbę szczelności wykonuje się przy ciśnieniu 0,1 MPa. Ciśnienie to jest dwukrotnie wyższe od wymagań określonych w normach niemieckich DIN, a także polskich [23, 24, 27].
2. Nośność określona na podstawie badań niszczących dla losowo wybranej liczby rur z każdej partii powinna być o około 50% wyższa od wymagań określonych w normach DIN.
3. Wodoszczelność odcinka próbnego wykonanego z trzech losowo wybranych (z danej partii) rur powinna być zapewniona przy ciśnieniu 0,25 MPa. Ciśnienie to jest 5-krotnie wyższe od wymaganego dla próby wodoszczelności według normy DIN, a także normy polskiej [189].
4. Zapewnienie wodoszczelności dla próbnego odcinka zmontowanego z trzech losowo wybranych rur przy jednoczesnym wzajemnym obrocie dwóch sąsiadujących rur, a także przy jednoczesnym wzajemnym przesunięciu poprzecznym dwóch sąsiadujących rur.
5. Odchyłki wymiarów geometrycznych uszczelek nie mogą być większe od określonych w wymaganiach.

Rury spełniające wymagania FBS produkuje się także z przeznaczeniem do stosowania na terenach szkód górniczych. Szczelność złącza tych rur zapewniona jest przez stosowanie odpowiednich uszczelek oraz wydłużenie kielicha.

#### 2.4.2.3. Produkcja rur

Obecnie produkcja rur odbywa się zwykle w formach pionowych, chociaż produkowane są również przewody w formach poziomych (np. rury Wipro na licencji firmy Mc Cracken).

Zapewnienie odpowiedniej jakości wymaga, aby beton przygotowywany był według szczegółowo opracowanych receptur. Każdy etap produkcji, a przede wszystkim parametry betonu, trzeba kontrolować komputerowo. Szczególnie dokładnie należy przestrzegać wartości wskaźnika w/c określonego w recepturze. Często stosowaną technologią produkcji rur jest technologia firmy Prinzig Pegasus. Do produkcji rur używa się betonu o konsystencji wilgotnej. W technologii tej beton dostarczany jest do pionowej formy od góry. Wewnętrzny rdzeń formy jest równocześnie urządzeniem rozdzielająco-zagęszczającym, zapewniającym optymalne wypełnienie formy. Zagęszczanie odby-

wa się za pomocą regulowanego centralnego wibratora, a kształtowanie bosego końca wymaga dokładnego zachowania tolerancji wymiarowych. Tuż przed zakończeniem cyklu napełniania zredukowana jest prędkość podnoszenia rdzenia, a zespół zagęszczający włącza beton do bosego końca przy jednoczesnym wibrowaniu. Następnie rozpoczyna się prasowanie. Część kielichowa obniża się dokładnie do wymierzonej długości. Nadmiar betonu wypierany jest na rdzeń formy. Rdzeń przechodzi przez kielich i zespół zagęszczający odwirowuje nadmiar betonu na stół. Gotowa rura wywożona jest w formie do hali dojrzewania, gdzie po uzyskaniu przez beton wytrzymałości minimalnej jest rozformowywana. W okresie wstępnego dojrzewania beton utrzymywany jest w stałej wysokiej wilgotności i temperaturze około 20 °C. Rury są rozformowywane po uzyskaniu przez beton pewnej minimalnej wytrzymałości na ściskanie, zwykle nie mniejszej niż 40% wytrzymałości 28-dniowej.

#### 2.4.2.4. Asortyment wyrobów

Z betonu cementowego produkuje się szeroki asortyment rur i kształtek obejmujący:

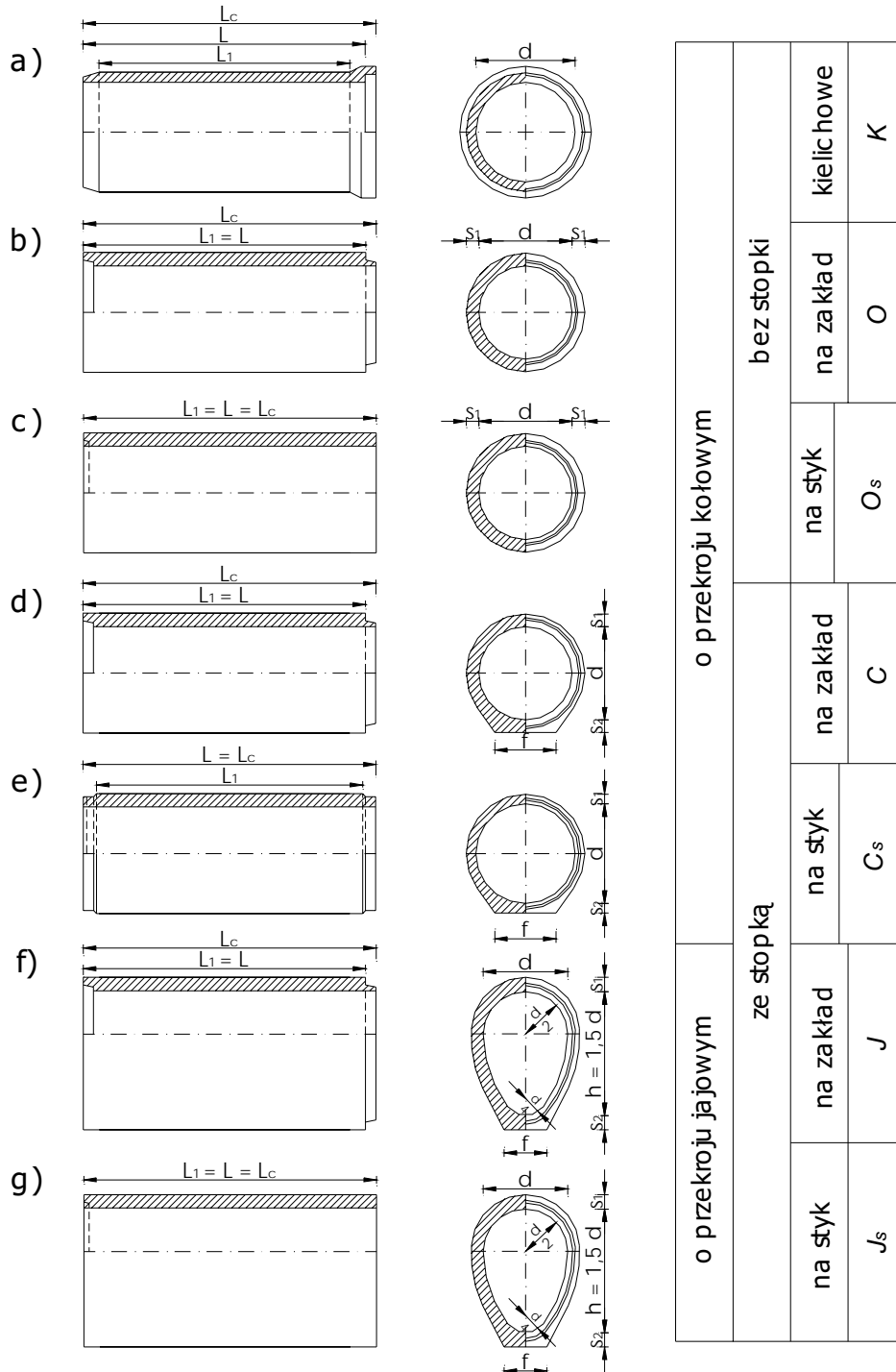
- rury kielichowe bez stopki,
- rury kielichowe ze stopką,
- rury kielichowe bez stopki z wykształconą kinetą,
- rury kielichowe ze stopką z wykształconą kinetą,
- rury łączone na zakład bez stopki i ze stopką,
- rury łączone na styk bez stopki i ze stopką,
- rury jajowe łączone na zakład, ze stopką o profilu normalnym i podwyższonym,
- rury jajowe łączone na styk ze stopką,
- trójniki,
- rury z otworem.

Asortyment rur według normy [25] zestawiono na rys. 2.4.13. Produkuje się ponadto rury o innych kształtach przekroju poprzecznego dostosowanego do okresowo małych przepływów ścieków. Wytwarza się także rury dwuwarstwowe, w których częścią nośną jest rura betonowa lub żelbetowa, a do transportu ścieków służy wewnętrzna, trwale zespolona z rurą zewnętrzną, rura z tworzywa sztucznego lub kamionki. Rury wewnętrzne wykonuje się najczęściej z PCW lub PEHD. Takie rozwiązanie bardzo dobrze wykorzystuje właściwości materiałów konstrukcyjnych. Beton zapewnia odpowiednią nośność przy stosunkowo niskiej cenie, a tworzywo sztuczne lub kamionka zapewnia bardzo dużą trwałość na agresję chemiczną.

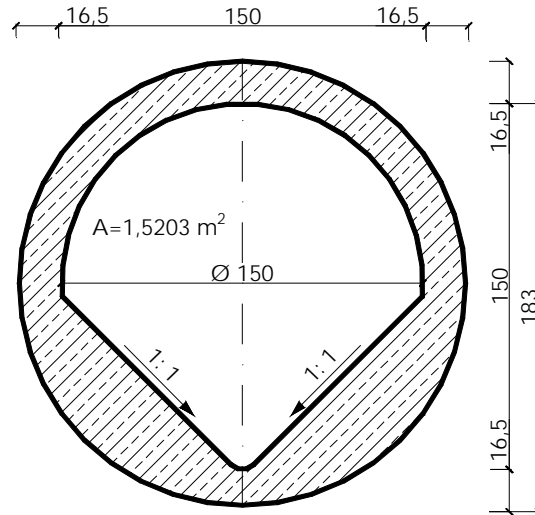
Zgodnie z odpowiednimi normami [23, 25] rury i kształtki betonowe i żelbetowe dzieli się na:

- odmiany – w zależności od zastosowanej klasy betonu, np. 25 dla rur wykonanych z betonu klasy B25,
- klasy – w zależności od zastosowanego zbrojenia; dopuszcza się stosowanie trzech klas dla danego asortymentu i typu rur,
- gatunki – w zależności od cech geometrycznych; rury kielichowe mogą być produkowane w dwóch gatunkach.

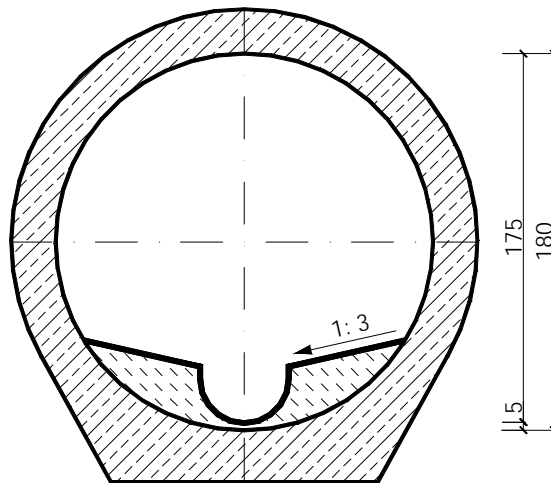




Rys. 2.4.13. Typy rur betonowych i żelbetowych



Rys. 2.4.14. Rura kołowa z wykształconą kinetą produkcji firmy Stein Risse



Rys. 2.4.15. Rura kołowa ze stopką produkcji firmy Stein Risse z kinetą wykonaną w wytwórni

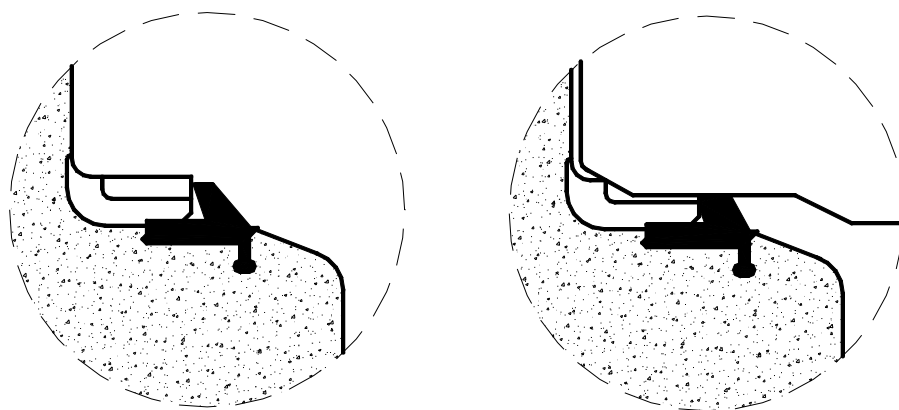
Zarówno rury betonowe, jak i żelbetowe (kołowe i jajowe) produkowane są w bardzo szerokim zakresie wymiarów nominalnych, dostępne są rury o średnicy do 3600 mm. Obserwuje się tendencję do produkcji rur nawet o znacznych średnicach z betonu niezbrojonego. Podstawową zaletą takich rur jest większa trwałość. Trwałość rury żelbetowej jest równoznaczna z trwałością zbrojenia. Początek jego korozji (na znacznej powierzchni) wyznacza koniec okresu eksploatacji lub konieczność bardzo kosztownego remontu. Korozja lub tylko spadek wskaźnika pH betonu poniżej wartości 9,5 (bez

utruty parametrów wytrzymałościowych), w stosunkowo cienkiej otulinie zbrojenia może więc oznaczać koniec okresu eksploatacji rury. Tempo korozji zbrojenia, które nie jest chronione betonową otuliną jest bardzo szybkie. W przypadku rur betonowych neutralizacja betonu (bez utraty parametrów wytrzymałościowych) nie ma natomiast żadnego wpływu na skrócenie okresu eksploatacji. Skorodowanie warstwy betonu w rurze niezbrojonej (o grubości równej grubości otuliny w rurze żelbetowej) zwykle także nie stwarza zagrożenia dla bezpieczeństwa. Na skutek konsolidacji gruntu poprawia się rozkład obciążeń (zmniejsza się różnica między wielkością obciążeń pionowych i poziomych) oraz następuje zmniejszenie wielkości obciążeń. Na rurę o zmniejszonej na skutek korozji nośności działać więc będzie mniejsze obciążenie i rura zazwyczaj może być dalej bezpiecznie eksploatowana.

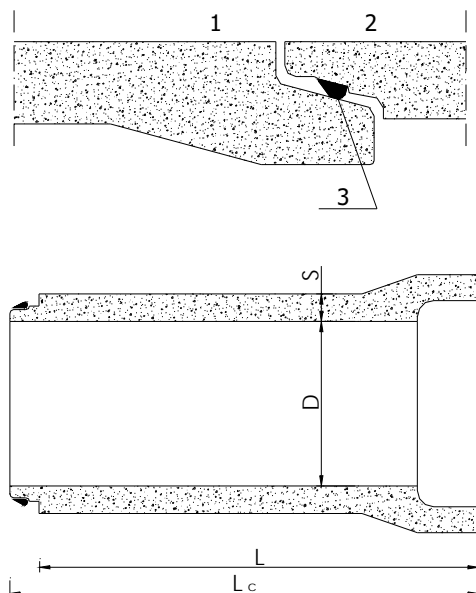
Obecnie produkuje się w Polsce rury spełniające znacznie wyższe wymagania niż określone w normach branżowych. Dostępne są także rury produkowane w innych krajach dopuszczone do stosowania na rynku polskim na podstawie aprobat COBRTI. Rury te zwykle spełniają wymagania FBS zarówno w zakresie jakości betonu, jak i gotowego wyrobu.

Produkowane są jeszcze rury o tradycyjnym (na sznur smołowany lub kit) sposobie uszczelniania połączeń. Jak jednak wynika z doświadczeń autorów, opartych na badaniach wielu eksploatowanych kolektorów, rury takie powinny być całkowicie wycofane, gdyż ich połączenia nie są w stanie spełnić wymogów szczelności w dłuższym okresie eksploatacji. Rozwiązaniem zapewniającym łatwy i szybki montaż oraz wymaganą szczelność przewodu są uszczelki z tworzyw sztucznych, najlepiej zintegrowane z konstrukcją rur. Rozwiązania takich złączy ilustrują rysunki 2.4.16–2.4.18.

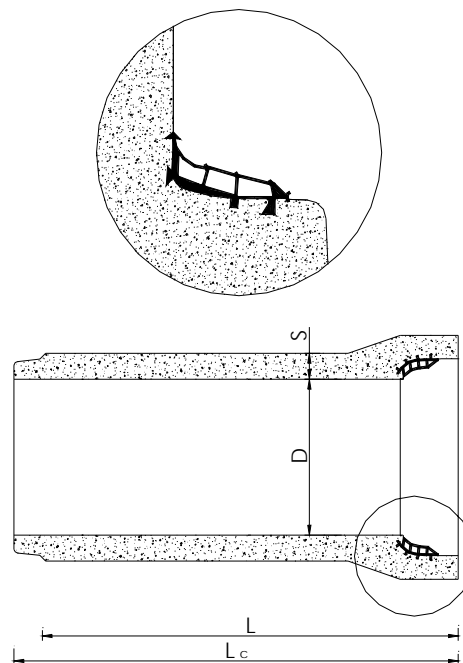
Podstawowym warunkiem zapewniającym szczelność złącza, poza konstrukcją samej uszczelki, jest dokładne zachowanie tolerancji wymiarowych zarówno dla bosego końca, jak i kielicha.



Rys. 2.4.16. Złącze uszczelnione uszczelką zintegrowaną firmy Forsheda



Rys. 2.4.17. Rura typu „Wipro” z uszczelką niezintegrowaną: 1 – kielich, 2 – bosy koniec, 3 – uszczelka



Rys. 2.4.18. Rura typu „Wipro” z uszczelką zintegrowaną

## 2.5. Przewody stalowe

### 2.5.1. Wprowadzenie

Historia zastosowań rur stalowych do budowy przewodów wodociągowych ma swój początek w XVIII w., gdy wytworzono pierwsze rury z blachy stalowej spawane ognio-wo lub nitowane [150].

Obecnie produkowane rury stalowe zabezpieczone antykorozyjnie zasadniczo są stosowane do budowy przewodów ciśnieniowych do przesyłania gazu, ropy naftowej oraz wody zimnej i gorącej, a ponadto do budowy instalacji przemysłowych w przemyśle chemicznym i petrochemicznym. Przewody stalowe do transportu ścieków wykorzystuje się stosunkowo rzadko – najczęściej jako ciśnieniowe przewody tranzytowe. W takim przypadku obecnie stosuje się najczęściej rury stalowe z wykładziną wewnętrzną z zaprawy cementowej, posiadające dodatkowo zewnętrzną powłokę antykorozyjną z tworzywa sztucznego. Połączenia rur stalowych wykonywane są przeważnie przez spawanie. W przypadku rur stalowych z wewnętrzną wykładziną z zaprawy cementowej stosuje się także inne rozwiązania połączeń; opisano je w dalszej części tego rozdziału.

Omawiane rury produkuje się ze stali niestopowych i niskostopowych, podstawowych, jakościowych i specjalnych w zależności od wymaganych właściwości mecha-

nicznych i technologicznych oraz przeznaczenia rur zgodnie z odpowiednimi normami [3, 40, 59, 60, 92, 168, 191, 256]. Rury formowane są z blach lub taśm stalowych. Stale niestopowe przeznaczone są na rury konstrukcyjne, przewodowe rury spawane i zgrzewane do transportu mediów o ciśnieniu poniżej 16 MPa i temperaturze niższej od 300 °C. Zgodnie z przepisami niemieckimi (DIN 1626, DIN 1628, DIN 1615) stale te mogą być wykonywane jako stale klasy 2 lub 3, np. St 37.0 lub St 37.4. Rury wykonywane zgodnie z DIN 1628 przeznaczone są do pracy przy szczególnie wysokich i zmiennych obciążeniach eksploatacyjnych. Zgodnie z polską normą PN-94/H-74221 rury ze stali niestopowych (L240, L290 itd.) przeznaczone są na rury przewodowe klasy A.

Stale niskostopowe drobnoziarniste wykonywane są zgodnie z PN-79/H-74244, EN10208-2 i API Spec. 5L, należą do grupy stali o podwyższonej wytrzymałości (SPW) o granicy plastyczności do 500 MPa. Zgodnie z normą EN 10208-2 stale na rury powinny pochodzić z procesu elektrycznego lub tlenowego, przy czym rury wykonuje się z blach lub taśm, które mogą być normalizowane w procesie obróbki cieplnej lub walcowania (oznaczenie N), jak również obrabiane cieplno-plastycznie w procesie walcowania (oznaczenie M). Norma ta wprowadza istotne zmiany w stosunku do obowiązującej od 1996 roku normy DIN 17172.

Stale na rury powinny być w pełni uspokojone i wykonane w technice kontrolowanego walcowania jako stale drobnoziarniste. Stale te uważane są za spawalne, ale przy spawaniu rur i rurociągów należy mieć na uwadze nie tylko równoważnik węgla  $C_E$ , ale również stosowane materiały dodatkowe, technologie spawania oraz warunki odbioru.

W Polsce odpowiednikiem normy EN 10208-2 [59] jest norma ZN-G-3101 z roku 1996 [256].

### 2.5.2. Technologia produkcji

Współczesna produkcja rur stalowych opiera się na trzech podstawowych technologiach:

- spawanie wzdłużne,
- spawanie spiralne,
- zgrzewanie prądami wielkiej częstotliwości.

Dotychczas podstawową technologią produkcji rur stalowych było spawanie spiralne lub wzdłużne łukiem krytym w osłonie topnika spawalniczego. Szczegółowe informacje dotyczące technologii stosowanych w procesie wytwarzania rur stalowych można znaleźć w pracach [1, 145, 150]. Spawanie odbywa się automatycznie i jest obustronne. Kontrola jakości spawów przeprowadzana jest metodą ultradźwiękową.

Obecnie najnowszą technologią znajdującą coraz szersze zastosowanie w produkcji rur stalowych jest zgrzewanie indukcyjne prądami wielkiej częstotliwości. Ta technologia produkcji rur stosowana jest także w Polsce od 1999 roku w „Hucie Ferrum” S.A. [150]. Rury zgrzewane prądami o częstotliwości 100÷500 kHz są wytwarzane wyłącznie z taśmy walcowanej na gorąco, dostarczanej w stanie znormalizowanym lub po termomechanicznej obróbce. Dotyczy to zarówno stali nietypowych (niskowęglowych), jak i niskostopowych. Stal do produkcji tych rur jest wytapiana metodą kon-

wertorową i odlewana w procesie ciągłym w kęsiska płaskie. Specjalna obróbka metalurgiczna i metody odsiarczania oraz odgazowania umożliwiają wyprodukowanie stali o bardzo małej zawartości siarki i dużym stopniu czystości.

Zgrzewanie indukcyjne, które stosuje się przy wytwarzaniu rur jest procesem zgrzewania elektrycznego oporowego prądami wielkiej częstotliwości, polegającym na zjawisku nagrzewania się przewodników elektrycznych, umieszczonych w zmiennym polu elektromagnetycznym, na skutek powstania w nich prądów wirowych i histerezy magnetycznej. Tor przepływu prądu w zgrzewanych rurach jest ustalony w wyniku wzajemnego oddziaływania zjawisk elektromagnetycznych, w których podstawową rolę odgrywa:

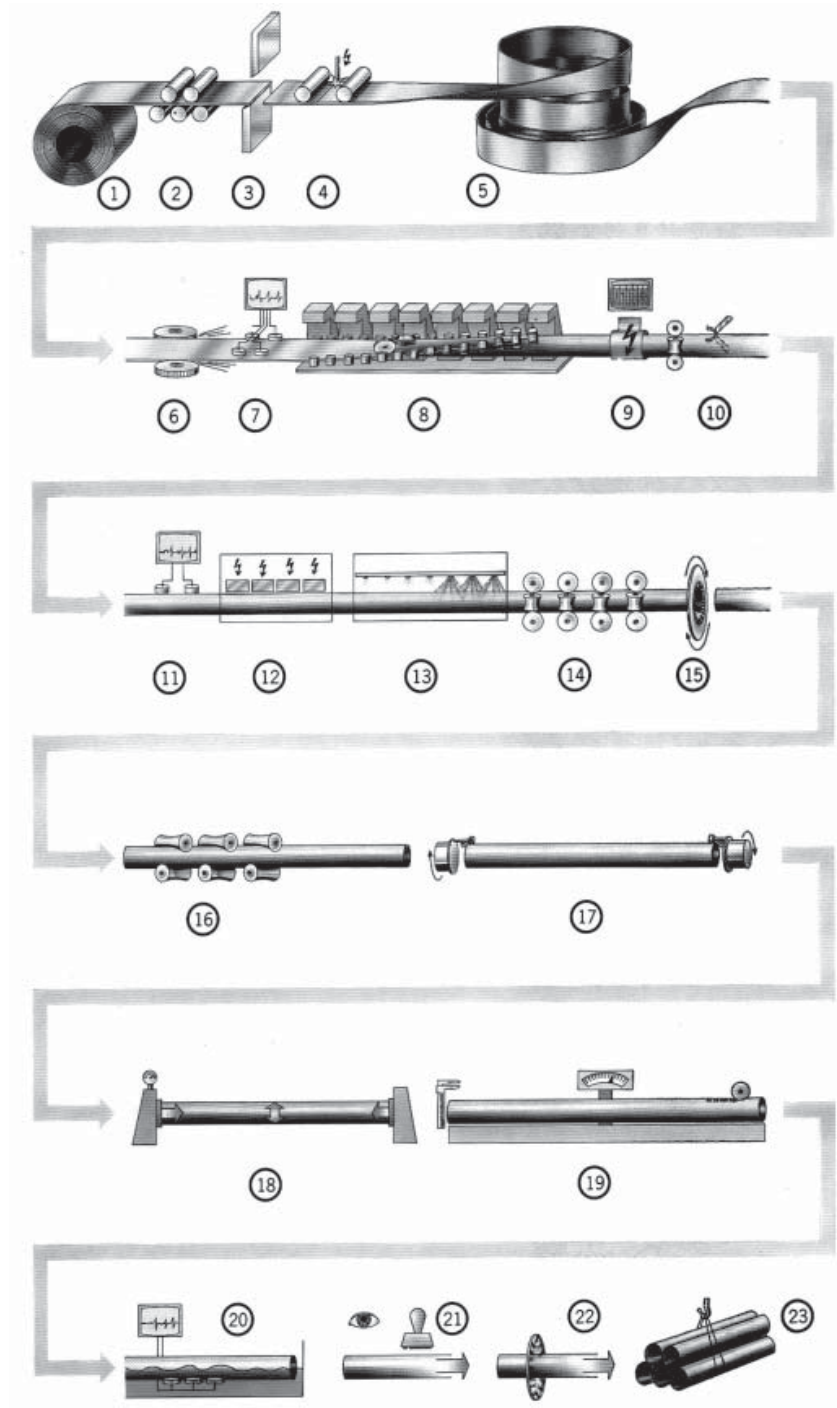
- zjawisko zbliżania – polegające na tendencji przepływu prądu w warstwach najbliższych krawędzi rury,
- zjawisko naskórkowości – powodujące wymuszony przepływ prądu wyłącznie w cienkiej warstwie zewnętrznej przewodnika.

Dzięki wymienionym zjawiskom dochodzi do znacznego skoncentrowania energii elektrycznej w cienkiej warstwie zewnętrznej. Umożliwia to uzyskanie znacznych prędkości nagrzewania, tj. kilkaset °C/s. Po osiągnięciu odpowiedniej temperatury materiału wywierany jest docisk spęczający w celu usunięcia ciekłego metalu wraz z zanieczyszczeniami z obrzeża styku i połączenia metalicznego w stanie plastycznym. Nadlew zgrzeiny jest usuwany. Krótkie czasy nagrzewania powodują, że zgrzeina jest bardzo wąska, rozrost ziaren niewielki, niewielkie są też odkształcenia i naprężenia spawalnicze.

Właściwości mechaniczne zgrzeiny nie są gorsze od właściwości materiału rodzimego, co w konsekwencji kwalifikuje rury zgrzewane tą metodą do klasy jakości rur bez szwu. Proces zgrzewania prądami wielkiej częstotliwości 100÷500 kHz może odbywać się w temperaturze 1300÷1400 °C przy stosowaniu docisku jednostkowego spęczania ~50 MPa lub powyżej 1400 °C, ale poniżej temperatury topnienia przy stosowaniu docisku jednostkowego spęczania 20÷30 MPa.

Schemat produkcji rur stalowych technologią zgrzewania indukcyjnego prądami wielkiej częstotliwości przedstawiono na rys. 2.5.1 [145]. W ramach takiego procesu produkcji można wyróżnić wiele etapów.

1. Przygotowywanie taśmy walcowanej na gorąco do produkcji rur.
2. Przejście taśmy przez urządzenie do jej prostowania.
3. Obcięcie końcówki taśmy.
4. Połączenie ze sobą kolejnych odcinków taśmy przez spawanie.
5. Przekazanie taśmy do magazynu, skąd w sposób ciągły dostarczana jest na linię produkcyjną.
6. Frezowanie krawędzi taśmy.
7. Ultradźwiękowa kontrola jakości taśmy.
8. Formowanie rury.
9. Zgrzewanie indukcyjne.
10. Usuwanie zgrubienia spoiny od strony zewnętrznej i wewnętrznej.
11. Nieniszcząca kontrola jakości spoiny.



Rys. 2.5.1. Schemat produkcji rur stalowych technologią zgrzewania indukcyjnego prądami wielkiej częstotliwości

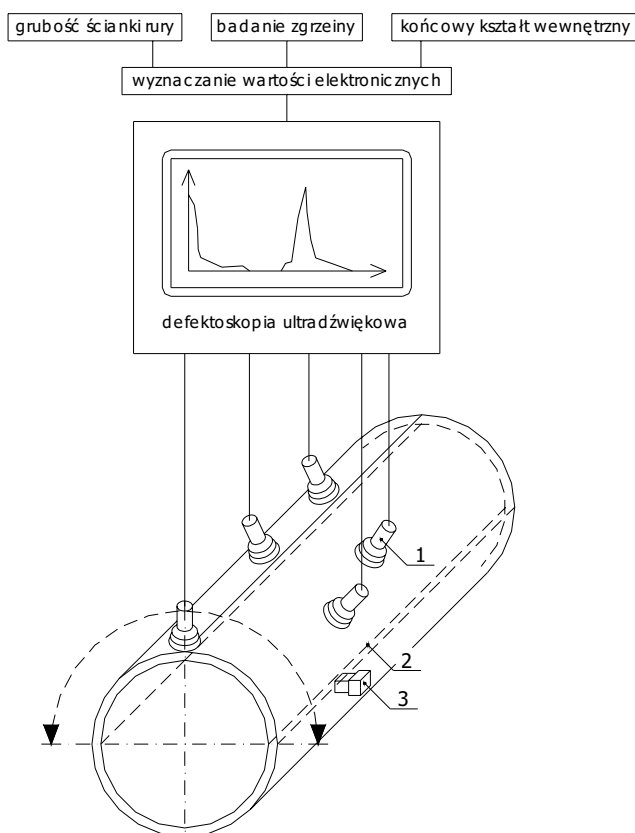
12. Wyżarzanie spoiny.
13. Chłodzenie rury systemem wodno-powietrznym.
14. Korekta kształtu rury w urządzeniu kalibracyjnym.
15. Cięcie rury na odcinki o długościach handlowych.
16. Prostowanie rury.
17. Ukosowanie krawędzi rur.
18. Wodne próby ciśnieniowe do 70 MPa.
19. Kontrola optyczna, ważenie, mierzenie, znakowanie.
20. Druga nieniszcząca kontrola jakości spoiny.
21. Kontrola końcowa.
22. Zabezpieczanie antykorozyjne.
23. Obróbka końcowa i wysyłka.

Kontrola jakości podczas procesu produkcji obejmuje następujące etapy [145, 150]:

- kontrola początkowa taśmy walcowanej na gorąco na podstawie zamówienia i dokumentów dostawy, analiza materiału i badanie jego właściwości mechanicznych w laboratorium,
- prowadzona w linii produkcyjnej ciągła kontrola ultradźwiękowa taśmy na ewentualne jej rozwarstwienia, wykonywana w zależności od specyfikacji za pomocą dwóch oscylujących głowic ultradźwiękowych,
- nakładana przed linią zgrzewalniczą w stałym odstępnie od krawędzi taśmy linia pilotująca, wykorzystywana przez fotoelementy do pozycjonowania zgrzeiny podczas wyżarzania i kontroli ultradźwiękowej,
- bezpośrednio po opuszczeniu linii zgrzewalniczej – pierwsza nieniszcząca próba zgrzeiny, przeprowadzana przy użyciu czterech głowic ultradźwiękowych metodą impuls–echo (porównaj rys. 2.5.2 według [1]); wyniki są oznaczane optycznie,
- po rozcięciu ciągłej rury każdy odcinek o określonej długościznaczony jest numerem identyfikacyjnym; dzięki temu zawsze można jednoznacznie przypisać odpowiedni zwój taśmy do wyprodukowanej rury,
- każda rura poddawana jest wodnej próbie ciśnieniowej, w której przyrost ciśnienia następuje w sposób ciągły, a jego wysokość i czas działania rejestrowane są na wykresach,
- po próbie ciśnieniowej może być w zależności od specyfikacji przeprowadzona druga próba nieniszcząca zgrzeiny; kontrola zgrzeiny wzdłużnej jest wykonywana na całkowicie zautomatyzowanym urządzeniu badawczym metodą zanurzeniową czterema głowicami; kąt wysyłania wiązki wynosi  $45^\circ$ , każdorazowo dwie głowice badają zewnętrzny i wewnętrzny obszar zgrzeiny,
- przy użyciu następnyc sześciu głowic można badać rurę na rozwarstwienia w zakresie do 25 mm w każdą stronę od zgrzeiny; także w tym przypadku wyniki są dokładnie znaczone na rurze; wszystkie wyniki badań są ponadto rejestrowane w protokole.

Na podstawie wyników kontroli jakości polegającej na przeprowadzeniu wyżej opisywanych badań eliminuje się rury wadliwe.





Rys. 2.5.2 Schemat ultradźwiękowego badania jakości zgrzeiny:  
1 – czujniki ultradźwiękowe, 2 – przewodnica falowa, 3 – linia prowadząca

### 2.5.3. Zabezpieczenia antykorozyjne

Do niedawna podstawowym materiałem do antykorozyjnego zabezpieczenia rur stalowych były materiały bitumiczne. Takie rozwiązanie miało wiele wad, do których można zaliczyć m.in.: słabą przyczepność powłoki do powierzchni rury, małą odporność mechaniczną oraz słabą trwałość. Ponadto materiały bitumiczne stanowią zagrożenie dla środowiska naturalnego. Pojawienie się tworzyw sztucznych umożliwiło opracowanie nowoczesnych izolacji antykorozyjnych pozbawionych tych wad.

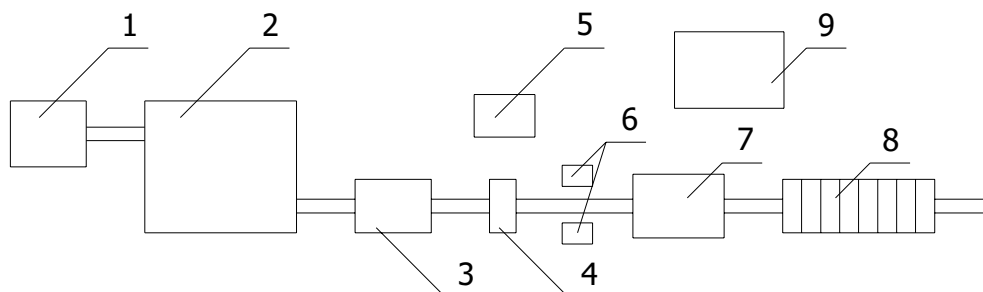
Współczesne zabezpieczenia antykorozyjne w zależności od przeznaczenia rury składają się z wielowarstwowej powłoki zewnętrznej i wykładziny wewnętrznej.

#### **Powłoki zewnętrzne z PE**

Izolacyjna powłoka zewnętrzna wykonana jest najczęściej z polietylenu (PELD lub PEMD). Początkowo izolację zewnętrzną wykonywano przez nawijanie na oczyszczoną powierzchnię stalowej rury taśmy z polietylenu na zimno. Wadą takiego rozwiązania jest mała szczelność w strefie łączenia kolejnych zwojów taśmy, gdzie powierzch-

nia zewnętrzna rury zabezpieczona jest dodatkowo jedynie podkładem stosowanym do zwiększenia przyczepności z izolacją. Dodatkowe problemy dla wykonawców występują w przypadku konieczności przecinania takich rur, gdy trzeba stabilizować izolację.

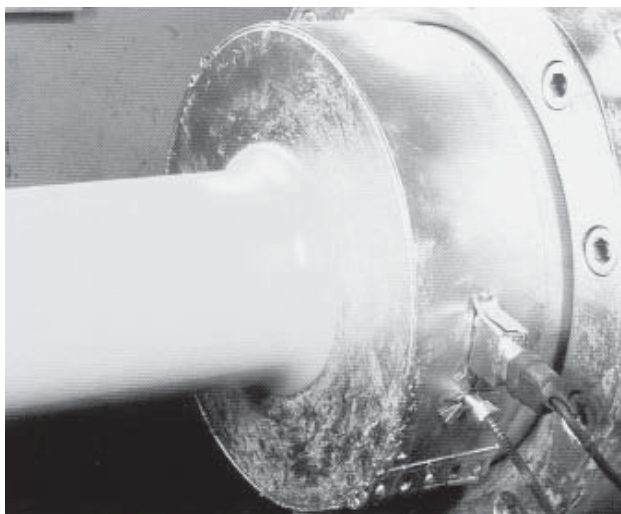
Lepszym rozwiązaniem jest technologia izolowania taśmą polietylenową na gorąco. Przykładem może być metoda Synergy [1], której istotą jest wykonanie wielowarstwowego systemu izolacyjnego. Pierwszą warstwę stanowi termicznie aktywny podkład, drugą – termoplastyczny elastomer, a trzecią – powłoka z polietylenu. Metoda Synergy jest przeznaczona do przemysłowego izolowania rur stalowych w procesie ciągłym przy użyciu stacjonarnego urządzenia. Schemat przebiegu procesu izolowania rur stalowych metodą Synergy przedstawiono na rys. 2.5.3 [1].



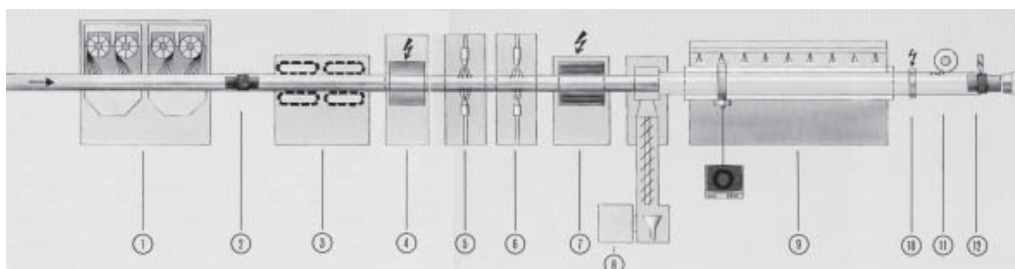
Rys 2.5.3. Schemat przebiegu procesu izolowania rur stalowych metodą Synergy: 1 – śrutownica zewnętrzna rury, 2 – ruszt podawczy rury, 3 – piec podgrzewający rurę, 4 – nanoszenie podkładu, 5 – instalacja odciągowa oparów, 6 – urządzenie izolujące, 7 – piec wygrzewający rurę z nałożoną taśmą, 8 – strefa chłodzenia wodnego, 9 – stanowisko wygrzewania taśm

Najnowocześniejszą technologią izolowania rur stalowych jest metoda bezpośredniego wytłaczania powłoki polietylenowej. Wytłaczana izolacja może mieć postać taśmy bądź rękawa. Do tego celu stosuje się specjalne ekstrudery. Głowicę takiego ekstrudera i wytłaczany rękaw polietylenowy na rurę stalową przedstawiono na rys. 2.5.4 [145]. Warstwy izolacyjne nakłada się po wysuszeniu rury, oczyszczeniu jej powierzchni do stopnia czystości 21/2 (według ISO 8501/1) oraz po podgrzaniu rury. Jako warstwę gruntującą nanosi się elektrostatycznie na powierzchnię rury powłokę z żywicy epoksydowej, a następnie cienką warstewkę specjalnego kleju. Ostatnią warstwę izolacyjną stanowi nakładana przy wykorzystaniu ekstrudera powłoka polietylenowa lub polipropylenowa o grubości warstwy od 2,2 do 6,0 mm. Kształtki są zabezpieczane antykorozyjnie najczęściej powłokami z poliuretanu. W specjalnych przypadkach jako zabezpieczenie antykorozyjne stosuje się powłoki ochronne z innych tworzyw – zgodnie z życzeniem klienta.

Schemat wykonania izolacji zewnętrznej z polietylenu metodą wytłaczania przedstawiono na rys. 2.5.5 według [145]. W ramach tego procesu można wyróżnić wiele etapów:



Rys. 2.5.4. Głowica ekstrudera i wytłaczany rękaw polietylenowy na rurę stalową



Rys. 2.5.5. Schemat procesu wykonywania izolacji zewnętrznej z polietylenu metodą wytłaczania (oznaczenia w tekście)

1. Czyszczenie powierzchni rury przez tzw. strumieniowanie drobinami stali; w przypadku zastosowania dwukomorowego systemu strumieniowania wymagany odpowiednimi normami stopień czystości SA 21/2 zostaje znacznie przekroczony.
2. Łączenie poszczególnych rur w ciąg.
3. Wymuszenie regulowanego przesuwu ciągłej rury poprzez specjalne napędy gąsienicowe.
4. Indukcyjne podgrzewanie ciągłej rury do temperatury optymalnej dla nakładania warstwy izolacyjnej.
5. Elektrostatyczne nakładanie podkładu o grubości około  $50 \mu\text{m}$  za pomocą zestawu sześciu pistoletów natryskowych.
6. Elektrostatyczne nakładanie kleju o grubości warstwy około  $200 \mu\text{m}$  za pomocą zestawu ośmiu pistoletów natryskowych.
7. Dodatkowe podgrzewanie warstwy kleju od zewnątrz przez promiennik podczerwieni.

8. Nakładanie otuliny polietylenowej metodą wytłaczania przy zastosowaniu ekstruderów i jednoślismakowej prasy o wydajności 1200 kg/h; w zależności od potrzeby można stosować takie odmiany polietylenu, jak: PELD, PEMD, PEHD; granulaty polietylenowy podawany jest automatycznie z dużego silosu.
9. Po zakończeniu nakładania otuliny następuje chłodzenie przez zanurzenie rury w kąpeli wodnej o długości 50 m. W trakcie chłodzenia odbywa się ciągły pomiar grubości nałożonej powłoki ultradźwiękowym systemem pomiarowym.
10. Na końcu etapu chłodzenia sprawdza się izolację na przebicie przy napięciu 25000 V.
11. Kolejny etap to nanoszenie trwałych oznaczeń na powierzchnię zewnętrzną rury.
12. Ostatnim etapem jest cięcie ciągłej rury na odcinki o długościach handlowych i usunięcie izolacji z obu końców rur na szerokości określonej przez klienta.

#### **Dodatkowa zewnętrzna powłoka ochronna z zaprawy cementowej**

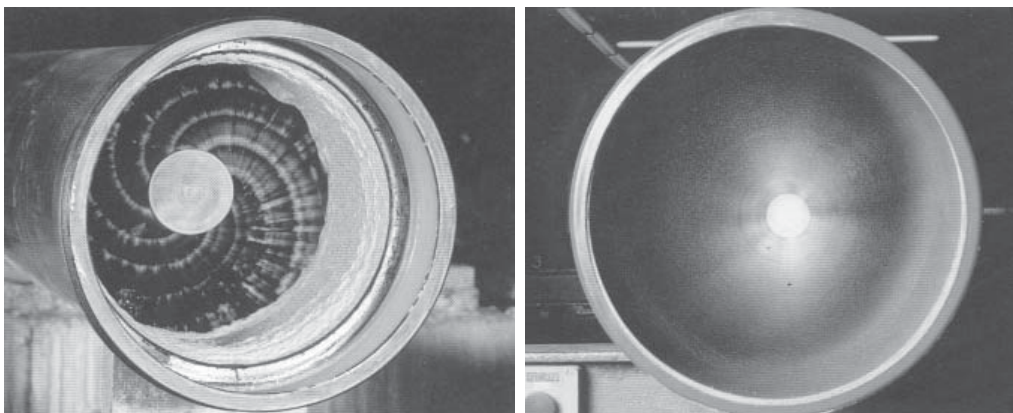
W przypadku przewidywanego układania rurociągu w trudnych warunkach gruntowych (np. grunty kamieniste) lub w przypadku dużych obciążeń zewnętrznych, występujących podczas bezwykopowego układania przewodów (np. metodą przeciskową lub przewiertem sterowanym), stosuje się czasem dodatkowe zabezpieczenia. Polegają one na zabezpieczeniu warstwy antykorozyjnej dodatkową powłoką z zaprawy cementowej ze zbrojeniem rozproszonym w postaci włókien z tworzywa sztucznego. Jeżeli zastosowana zaprawa cementowa jest modyfikowana tworzywami sztucznymi, to można zrezygnować z warstwy pośredniej. Warstwa zaprawy cementowej jest nakładana przez natryskiwanie lub przy użyciu ekstrudera. W pierwszym przypadku natryskiwana jest ona na powierzchnię nieruchomej rury przez obracające się wokół niej dysze. W drugim przypadku zaprawa наносzona jest przez stacjonarne dysze szczelinowe na powierzchnię zewnętrzną obracającej się i przesuwej wzdłuż osi podłużnej rury. Jednocześnie z nanoszeniem zaprawy cementowej rura owijana jest spiralnie taśmą z siatki polietylenowej, która przykrywana jest kolejną cienką warstwą zaprawy, a następnie wygładzana. Całkowita grubość tak uzyskanej warstwy ochronnej wynosi około 5 mm.

#### **Wykładziny wewnętrzne**

Rodzaj wykładziny wewnętrznej zależy od transportowanego medium. W przypadku rur do budowy przewodów dla wody pitnej, wody surowej bądź ścieków stosuje się najczęściej wykładziny z zaprawy cementowej, w razie potrzeby odpowiednio modyfikowanej. Warstwę zaprawy cementowej nakłada się metodą natryskiwania, co przedstawiono na rys. 2.5.6 [145]. Właściwości wykładziny z zaprawy cementowej omówiono w rozdziale o rurach żeliwnych. Alternatywą jest wykonanie analogiczną technologią wykładziny w postaci warstwy z żywicy epoksydowej lub poliuretanu. W przypadku gazociągów właśnie powłoki epoksydowe natryskiwane na powierzchnię wewnętrzną oczyszczonej rury są standardowym rozwiązaniem.

#### **2.5.4. Połączenia rur stalowych z wykładziną z zaprawy cementowej**

Do połączenia rur stalowych z wewnętrzną wykładziną cementową można zastosować następujące rodzaje połączeń:



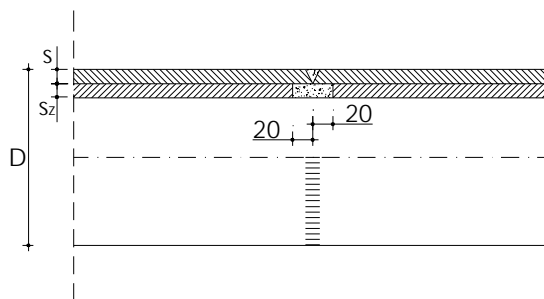
Rys. 2.5.6. Nakładanie warstwy zaprawy cementowej na powierzchnię wewnętrzną rury stalowej metodą natryskiwania

- a) spawane doczołowo,
- b) wsuwane kielichowe,
- c) z nasuwaną złączką,
- d) z nasuwką kompensacyjną,
- e) rozłączne-kołnierzowe, łączników rurowych i kołnierzowych.

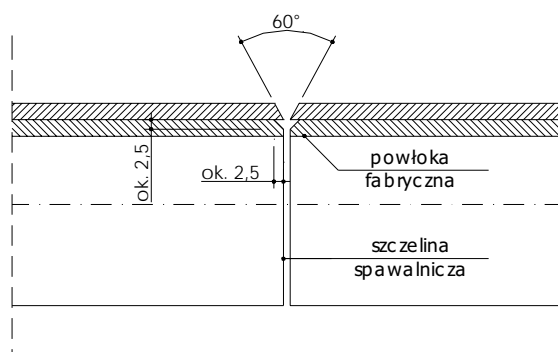
Ad a) W przypadku rur o średnicy DN 600 mm i powyżej zaleca się wykonywanie połączeń zgodnie z rys. 2.5.7 według [146]. Wykładzina w tym przypadku kończy się 20 mm przed końcem rury. Po wykonaniu złącza obwodowego należy ją uzupełnić zaprawą do napraw.

Połączenia rur o średnicy poniżej DN 600 mm w rurociągach przeznaczonych do transportu wód nieagresywnych lub wód o niewielkim stopniu agresywności w stosunku do zaprawy cementowej powinny być wykonywane bez uzupełnienia wykładziny po wykonaniu złącza obwodowego (zob. rys. 2.5.8) [146].

Pozostająca w takiej sytuacji szczelina o szerokości około 1 mm ulega podczas eksploatacji samozasklepieniu. Opisane wyżej rozwiązania połączeń nie mogą być stosowane przy transporcie solanek ani wód zasolonych.



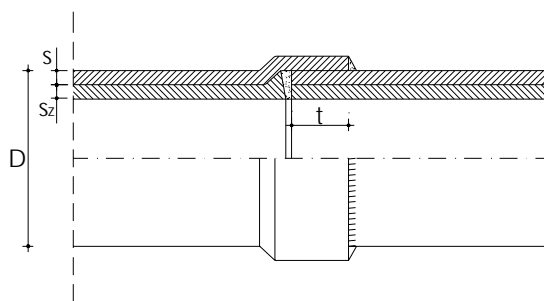
Rys. 2.5.7. Połączenie rur stalowych DN  $\geq$  600 mm przez spawanie doczołowe



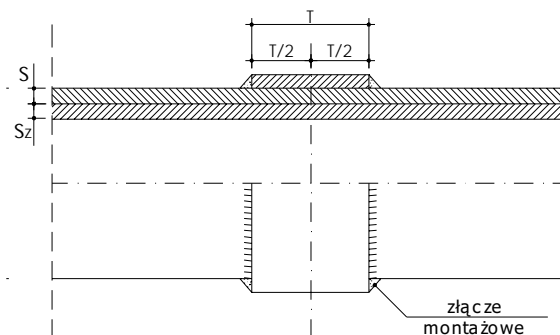
Rys. 2.5.8. Połączenie rur stalowych DN &lt; 600 przez spawanie doczołowe

Ad b) i c) Spawane połączenia wsuwano-spawane pokazane na rys. 2.5.9 oraz 2.5.10 według [146] zaleca się stosować zasadniczo dla rur o średnicy poniżej 600 mm oraz wtedy, gdy wymagana jest bezszeliniowa ochrona wewnętrzna przy transporcie mediów agresywnych, np. przy rurociągach do transportu solanek i wód zasolonych. W tym przypadku do wnętrza kielichowej części rury należy bezpośrednio przed montażem nałożyć zaprawę cementową do napraw. Nierówności (wpływ nadmiaru zaprawy), które powstaną po zsunieniu rur powinny być usunięte przez przejście kalibratora. Dopuszcza się również stosowanie uszczelnień gumowych. Odcinki kielichowe, do których wkładane są gumowe pierścienie uszczelniające, należy utrzymywać wolne od zaprawy cementowej i kleju cementowego. Takich rozwiązań połączeń nie powinno się jednak stosować w przewodach ułożonych pod jezdniami. Analogiczne rozwiązania z wprowadzeniem świeżej zaprawy cementowej bezpośrednio przed wykonaniem połączenia rur stosuje się przy rozwiązaniu z nasuwką.

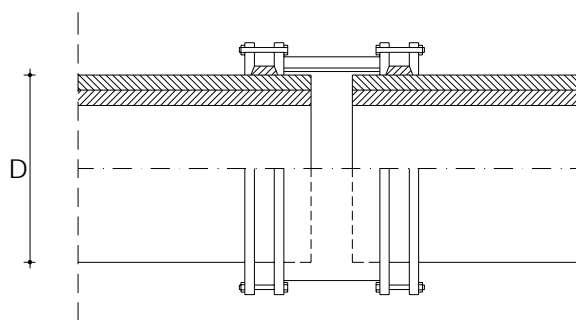
Ad d) Nasuwki kompensacyjne są podatnymi elementami rurociągów. Zapewniają poprawną pracę przewodów w warunkach powstawania przesunięć osiowych lub przemieszczeń kątowych w wyniku odkształceń terenu lub wpływów termicznych. Schemat nasuwki kompensacyjnej przedstawiono na rys. 2.5.11 [146]. Te elementy konstruk-



Rys. 2.5.9. Połączenie kielichowe rur stalowych



Rys. 2.5.10. Połączenie nasuwkowe rur stalowych

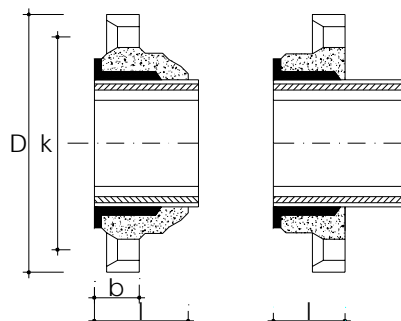


Rys. 2.5.11. Schemat nasuwki kompensacyjnej

cyjne przeznaczone są głównie do instalowania na przewodach wodociągowych, ciepłowniczych oraz kanalizacyjnych narażonych na zmiany temperatury otoczenia (np. podwieszonych pod obiektami mostowymi). Nasuwki kompensacyjne produkowane są jako jedno- i dwustronne. Charakteryzują się one następującymi parametrami technicznymi:

- graniczne wychylenie kątowe, mierzone od osi geometrycznej nasuwki wynosi dla wszystkich ich wielkości  $2^\circ$ , przy nasuwkach dwustronnych maksymalne odchylenie obu łączonych rur wynosi  $4^\circ$ ,
- maksymalne ciśnienie robocze musi być obliczone w każdym przypadku przez projektanta rurociągu, na którym przewiduje się jej zainstalowanie,
- długość rury nasuwkowej zależy od przewidywanych warunków pracy rurociągu i musi być w każdym przypadku odpowiednio ustalona (nasuwki dwustronne dla wszystkich średnic mają podstawową długość 300 mm, ale mogą być wykonane stosownie do zamówienia w innych długościach).

Ad e) Łącznik rurowy jest rozwiązaniem stosowanym w przypadku łączenia dwu rur z gładkimi końcami. Schemat konstrukcyjny takiego łącznika przedstawiono na rys. 2.5.12 [146]. Składa się on z metalowego płaszczka, śrub i uszczelki gumowej. Łącznik



Rys. 2.5.12. Schemat konstrukcyjny łącznika rurowego

rurowy można traktować jako podwójną mufę z możliwością regulacji promieniowej, lecz bez możliwości przejmowania sił osiowych. Jest on tak zaprojektowany i wykonany, aby można go zastosować do łączenia rur o maksymalnej średnicy dopuszczalnej według tolerancji dla danego łącznika. Jest on zakładany na rurę od strony jej końca. Podczas skręcania występują minimalne siły osiowe na rurze, jeśli stosuje się przewidziany moment skręcający. Stosowana uszczelka jest wytrzymała na zmienne ciśnienia. Uszczelka w łącznikach jest jednoczęściowa-wulkanizowana, tak że przepływające medium nie dochodzi do elementów metalowych. Łączniki rurowe są lekkie i łatwe w montażu, nie wymagają użycia specjalnych narzędzi i mogą łączyć rury o niewielkich różnicach średnic. Są one wykonane całkowicie ze stali odpornej na korozję i można je stosować do wszystkich rodzajów rur, zarówno z materiałów twardych, jak i miękkich. Łączniki mogą być dostarczane do wszystkich rodzajów średnic bez ograniczeń. Połączone rury za pomocą łączników można w każdej chwili wymienić bez konieczności zmiany łącznika, który może być ponownie użyty.

### 2.5.5. Asortyment produkcji

Rury stalowe produkowane do przesyłu ścieków mają wewnętrzną wykładzinę z zaprawy cementowej, a ich długość wynosi od 6,0 do 14,0 m (rury konstrukcyjne dla budownictwa ogólnego mogą mieć długość do 32,0 m). Zakres wymiarów standardowych rur stalowych z wewnętrzną powłoką z zaprawy cementowej, zgodnie z DIN 2614, przedstawiono w tab.2.5.1 według [150]. Polska norma określająca wymagania dla wykładzin wewnętrznych z zaprawy cementowej nakładanej odśrodkowo (PN-92/H-74108) dotyczy jedynie rur żeliwnych.

### 2.5.6. Oznaczenia

Na powierzchni każdej rury muszą znajdować się trwałe oznaczenia, zawierające co najmniej poniższe informacje:

- nazwę producenta,



Tabela 2.5.1. Standardowe wymiary rur stalowych z wewnętrzną wykładziną z zaprawy cementowej [mm]

Średnica wewnętrzna rury	Grubość ścianki rury	Grubość wykładziny cementowej
159,0	4,0	6,0
168,3	4,5	6,0
219,1	4,5	6,0
273,0	5,0	6,0
323,9	5,6	7,0
355,6	5,6	7,0
406,4	6,3	7,0
457,0	6,3	7,0
508,0	6,3	7,0
610,0	7,1	9,0
660,0	7,1	9,0
711,0	8,0	9,0
813,0	8,0	9,0
914,0	8,8	13,0
1016,0	10,0	13,0
1220,0	11,0	15,0
1420,0	12,5	15,0
1620,0	12,5	15,0
1820,0	14,2	15,0
2020,0	14,2	15,0

- rok produkcji,
- oznaczenie gatunku stali,
- średnica nominalna,
- dopuszczalne ciśnienie robocze PN dla rur ciśnieniowych,
- numer odnośnej normy.

## 2.6. Przewody z polimerobetonu

### 2.6.1. Wprowadzenie

Polimerobeton jest jednym z najnowszych materiałów konstrukcyjnych stosowanych w budownictwie. W jego skład nie wchodzi cement, a kruszywo jest wiązane spoiwem polimerowym. Do produkcji polimerobetonu stosuje się syntetyczne żywice chemo-utwardzalne. W praktyce najczęściej wykorzystywane są żywice epoksydowe i poli-estrowe, a także akrylowe, wyjątkowo również żywice fenolowe, furanowe i poliureta- nowy. Żywice te modyfikuje się w zależności od potrzeb, stosując [94]:

- plastyfikatory (obniżają kruchość),
- rozcieńczalniki (obniżają lepkość podczas urabiania),
- wypełniacze (obniżają jednostkowe koszty),
- stabilizatory (hamują ujemny wpływ światła i temperatury).

Do wywołania procesu wiązania mieszanki potrzebny jest dodatek utwardzacza. Proces wiązania rozpoczyna się od gęstnienia mieszanki, a zawarty w niej monomer zaczyna żelować. Następnie mieszanka przechodzi w fazę stałą, charakteryzującą się usieciowaną strukturą.

W literaturze angielskojęzycznej polimerobeton oznaczany jest najczęściej skrótem PRC (*polyester resin concrete*). Niekiedy producenci wprowadzają nazwy własne – np. w Niemczech można spotkać określenie POLYCRETE® [144]. Podstawowymi zaletami polimerobetonu są bardzo duża wytrzymałość oraz odporność chemiczna. Ze względu na jego zalety, do których można zaliczyć także dużą odporność na ścieranie oraz wytrzymałość zarówno na ściskanie jak i rozciąganie, z polimerobetonu na bazie żywicy poliestrowych zaczęto produkować rury kanalizacyjne do grawitacyjnego odprowadzania ścieków komunalnych i przemysłowych. W Polsce rury z polimerobetonu produkowane są zaledwie od kilku lat, a na świecie od kilkunastu. Na rynku dostępne są rury do tradycyjnego układania w wykopach otwartych oraz do układania technologiami bezwykopowymi, takimi jak mikrotunelowanie lub metoda przeciskowa. W ofercie specjalistycznych firm produkcyjnych są zarówno rury o przekroju kołowym, o przekroju typu V z wyprofilowaną kintetą oraz o przekroju jajowym. Oferty producentów obejmują całe systemy, tzn. rury, studzienki, a także kształtki [141, 144].

### 2.6.2. Właściwości polimerobetonu i wyprodukowanych z niego rur

Polimerobeton stosowany do produkcji rur to materiał o ciężarze objętościowym około 23 kN/m<sup>3</sup> i wytrzymałości na ściskanie od 60 do 150 MPa powstały w wyniku spojenia kruszywa, zazwyczaj żywicy poliestrową. W praktyce najczęściej stosuje się kruszywo kwarcowe wysuszone do wilgotności  $w \leq 0,2\%$ . Kruszywo takie powinno składać się z różnych frakcji od 0,2 do 32 mm, tak, aby stos okruszowy wykazywał możliwie małą porowatość. Kruszywo musi spełniać wymagania normowe [48] i powinno zawierać co najmniej 98% SiO<sub>2</sub>. Udział stosunkowo drogiego spoiwa w postaci żywicy poliestrowej stanowi zaledwie 10–12% masy polimerobetonu, co pozwala na utrzymanie cen gotowych wyrobów na poziomie akceptowalnym przez rynek. Doskonała odporność komponentów na korozję (pH = 1–10) sprawia, że gotowy produkt może pracować praktycznie w każdych warunkach środowiskowych.

Do zalet rur polimerobetonowych można zaliczyć:

- całkowitą szczelność,
- zdolność do przenoszenia dużych obciążeń,
- dużą sztywność (zbliżoną do sztywności rur żelbetowych),
- dużą trwałość,
- małą chropowatość,

- bardzo dobrą odporność chemiczną,
- łatwość montażu,
- odporność na uszkodzenia.

Stosowana do produkcji wysokoreaktywna żywica poliestrowa na bazie kwasu ortofталowego, glikolu etylenowego i bezwodnika maleinowego powinna, zgodnie z normą [44], mieć następujące właściwości:

- gęstość 1,2 g/cm<sup>3</sup>,
- wytrzymałość na zginanie 110 MPa,
- moduł sprężystości 3500 MPa,
- wytrzymałość na rozciąganie 55 MPa,
- temperatura zeszklenia  $T > 120$  °C.

Podstawowe właściwości polimerobetonu na bazie żywic poliestrowych stosowanego do produkcji rur kanalizacyjnych zestawiono w tabeli 2.6.1 [141, 94].

Ważnym parametrem jest też jednostkowe obciążenie niszczące  $FN$  charakteryzujące rury polimerobetonowe. Jednostkowe obciążenie niszczące  $FN$  wyznacza się w badaniu normowym analogicznie jak w przypadku rur betonowych i kamionkowych.

W tabeli 2.6.2 zestawiono wartości jednostkowych sił niszczących  $FN$  dla typoszelegu rur o średnicach od 150 do 2000 mm, przedstawionego w aprobacie rur kanalizacyjnych z polimerobetonu przyznanej firmie ESPEBEPE BETONSTAL [4, 141].

Tabela 2.6.1. Podstawowe właściwości polimerobetonu na bazie żywic poliestrowych stosowanego do produkcji rur kanalizacyjnych

Parametr	Jednostka	Wartość [MPa]
Wytrzymałość na ściskanie	MPa	60–150
Wytrzymałość na rozciąganie	MPa	10
Wytrzymałość na zginanie	MPa	12–22
Moduł sprężystości	MPa	25 000–35 000
Skurcz	%	0,3–2,2
Rozszerzalność cieplna	°C <sup>-1</sup>	(15–30)·10 <sup>-6</sup>
Nasiąkliwość	%	1,0–2,0
Gęstość objętościowa	kg/dm <sup>3</sup>	2,03–2,10

### 2.6.3. Technologia produkcji rur z polimerobetonu

W technologii produkcji rur polimerobetonowych można wyróżnić następujące etapy:

- pokrycie powierzchni wewnętrznych formy środkiem antyadhezyjnym,
- naniesienie na powierzchnie wewnętrzne formy kilkumilimetrowej warstwy żywicy (tzw. żelkot) metodą natryskiwania i odczekanie do jej zgęstnienia wskutek rozpoczęcia procesu polimeryzacji (utwardzania),
- napełnienie pionowo stojących form stalowych mieszanką nieutwardzonego polimerobetonu,

Tabela 2.6.2. Wartości jednostkowych sił niszczących dla rur polimerobetonowych w zależności od ich średnicy

Średnica wewnętrzna [mm]	Obciążenie niszczące $FN$ [kN/m]
150	42
200	56
250	70
300	72
400	80
500	80
600	81
700	95
800	96
1000	100
1200	120
1400	126
1500	133
1600	144
1800	162
2000	180

- wibrowanie mieszanki w celu jej odpowietrzenia,
- utwardzanie mieszanki polimerobetonowej,
- rozformowanie,
- obróbka termiczna,
- prace wykończeniowe.

Przebieg procesu produkcji rur polimerobetonowych jest sterowany komputerowo, dzięki czemu rury cechuje wysoka jakość i bardzo dobra powtarzalność wszystkich parametrów. Powierzchnie gotowych rur są gładkie. Wewnętrzna powierzchnia nie może zawierać porów widocznych gołym okiem. Mikrochropowatość powierzchni wewnętrznej nie przekracza 0,1 mm. Końce rur są sfazowane pod kątem 45° na długości 20 mm. Każda rura kanalizacyjna ma wmontowane trzy uchwyty montażowe pozwalające na jej transport w pozycji pionowej lub poziomej.

Stosowana w procesie produkcji rur dodatkowa warstwa żywicy, tzw. żelkot, tworzy powierzchniową warstwę zamykającą, zapewniając wodoszczelność, chemoodporność (w razie potrzeby można ją wykonać np. z żywicy winyloestrowej o podwyższonej odporności chemicznej) oraz gładkość wyrobów. Żelkot zabezpiecza też warstwę antyadhezyjną przed uszkodzeniem, co gwarantuje prawidłowe rozformowanie gotowej rury.

### 2.6.4. Typoszeregi rur z polimerobetonu

Standardowa długość rur kanalizacyjnych przeznaczonych do układania metodą tradycyjną w wykopie otwartym wynosi 3000 mm. Rury mogą być wykonywane także w mniejszych długościach [141].

Podstawowe parametry geometryczne i wytrzymałościowe rur polimerobetonowych przeznaczonych do układania metodą odkrywkową, produkowanych przez firmę ESPE-BEPE BETONSTAL [141], przedstawiono w tabeli 2.6.3.

Tabela 2.6.3. Podstawowe parametry geometryczne i wytrzymałościowe rur polimerobetonowych przeznaczonych do układania w wykopach otwartych

Średnica wewnętrzna DN	Średnica zewnętrzna	Grubość ścianki rury	Całkowita masa rury	Minimalne obciążenie niszczące $F_N$
[mm]			[kg]	[kN/m]
1200	1424	112,0	3250	120
1400	1661	130,5	4300	126
1600	1898	149,0	5600	144
1800	2135	167,5	6950	162
2000	2373	186,5	8600	180

Licencjodawca [144] produkuje rury z polimerobetonu w szerszym zakresie wymiarowym. Standardowa długość rur kanalizacyjnych przeznaczonych do układania metodą bezwykopową dla średnic nominalnych DN150 i DN200 wynosi 1000 mm. Dla DN250, DN300, DN400 produkuje się rury o długościach 990 mm lub 1990 mm. Dla DN500, DN600, DN700, DN800 – odpowiednio 1990 mm. Dopuszczalna tolerancja długości rur wynosi  $\pm 1$  mm.

Przykładową rurę z polimerobetonu o przekroju typu V, przeznaczoną do układania metodą bezwykopową przedstawiono na rys. 2.6.1, a podstawowe parametry geometryczne i wytrzymałościowe takich rur podano w tabeli 2.6.4.

Można oczekiwać, że asortyment oferowanych rur z czasem będzie coraz szerszy, gdyż w procesie produkcji nie ma barier technologicznych, a w ostatnich latach wyraźnie wzrasta liczba kanałów budowanych metodami bezwykopowymi.

### 2.6.5. Połączenia rur polimerobetonowych

Rury polimerobetonowe mają złącza o różnej konstrukcji w zależności od tego, czy są układane tradycyjnie w wykopach otwartych, czy też kanał z nich budowany jest bezwykopowo, np. mikrotunelowanie.

W pierwszym przypadku złącza nasuwkowe rur kanalizacyjnych przeznaczonych do układania w wykopach otwartych stanowią pierścienie o średnicy większej niż średnica zewnętrzna rury. Takie elementy połączeniowe wykonywane są z żywicy poliestrowej zbrojonej włóknem szklanym. Każda rura zaopatrzona jest z jednej strony w złą-



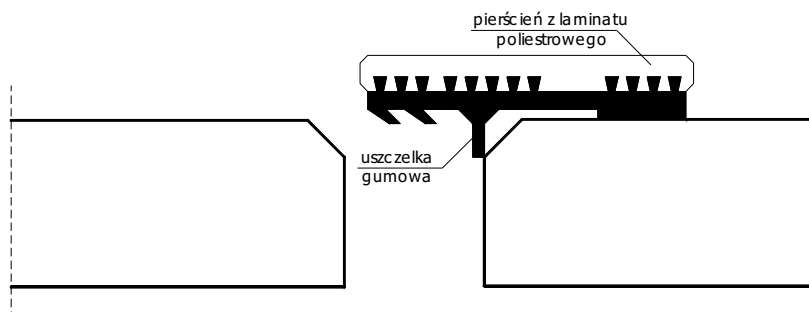
Rys. 2.6.1. Widok rury z polimerobetonu przeznaczonej do układania metodą odkrywkową

Tabela 2.6.4. Podstawowe parametry geometryczne i wytrzymałościowe rur polimerobetonowych przeznaczonych do układania metodą bezwykopową

Średnica wewnętrzna DN	Średnica zewnętrzna	Grubość ścianki rury	Długość	Masa rury	Minimalne obciążenie niszczące $FN$	Dopuszczalna siła podłużna
	[mm]		[m]	[kg]	[kN/m]	[kN]
150	212,0	29,0	1	36,0	42,0	200,0
200	278,0	37,5	1	65,0	56,0	230,0
250	363,0	55,0	1	117,0	70,0	530,0
300	403,0	50,0	1	122,0	72,0	510,0
400	553,0	75,0	1	249,0	80,0	1500,0
1200	1424,0	112,0	3	3250,0	120,0	4530,0
1400	1661,0	130,5	3	4300,0	126,0	6040,0
1500	1720,0	160,0	3	5250,0	155,0	7400,0
1600	1898,0	149,0	3	5600,0	144,0	7800,0
1800	2135,0	167,5	3	6950,0	162,0	9860,0
2000	2373,0	186,5	3	8600,0	180,0	10980,0

cze, z którym zintegrowana jest uszczelka elastomerowa, która musi spełniać wymagania normy [47], tzn. wykazywać następujące właściwości:

- twardość według Shore'a  $50 \pm 5$ ,
- wytrzymałość na rozciąganie 10 MPa,



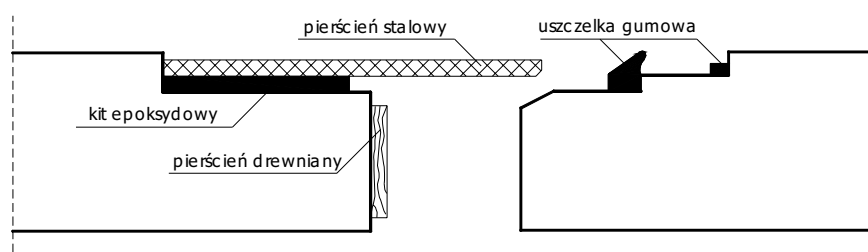
Rys. 2.6.2. Schemat konstrukcji złącza rur kanalizacyjnych przeznaczonych do układania w wykopach otwartych

- wydłużalność 400%,
- stabilność objętościowa w obecności ścieków  $\Delta V < 5\%$ ,
- odporność chemiczna w zakresie pH 2–12.

Schemat konstrukcji takiego złącza przedstawiono na rys. 2.6.2.

W przypadku budowy kanału technologią bezwykopową, złącza poszczególnych rur muszą być zlicowane z ich powierzchnią zewnętrzną w celu zmniejszenia oporów przy przeciskaniu. Rozwiązano to w taki sposób, że każda rura zaopatrzona jest z jednej strony w pierścień sprzęgający z laminatu poliestrowo-szklanego lub ze stali nierdzewnej. Średnica zewnętrzna takiego pierścienia jest równa lub nieco mniejsza od średnicy zewnętrznej rury. Dla rur o średnicach nominalnych  $DN \leq 800$  pierścienie sprzęgający nasadzany jest na gumową uszczelkę. Podobna uszczelka znajduje się również na drugim końcu rury.

W przypadku rur o średnicach nominalnych  $DN > 1000$  pierścienie sprzęgający przyklejany jest do jednego końca rury dwuskładnikowym klejem epoksydowym. Drugi koniec rury zaopatrzonej jest w dwie elastomerowe uszczelki, na które podczas łączenia rur nasuwany jest pierścień stalowy. Do czoła rur przeciskowych, od strony gdzie znajduje się stalowe złącze, przyklejony jest pierścień wykonany z miękkiego drewna, służący do wyrównywania naprężeń dociskowych na obwodzie przekroju rury podczas prowadzenia robót, np. mikrotunelowania. Szczegół takiego złącza przedstawiono na rys. 2.6.3.



Rys. 2.6.3. Schemat konstrukcji złącza rur kanalizacyjnych przeznaczonych do układania technologią bezwykopową

## 2.6.6. Badania rur z polimerobetonu

### 2.6.6.1. Badania materiałowe

Dla polimerobetonu przeznaczanego do produkcji rur kanalizacyjnych przeprowadza się okresowo badania kontrolne, podczas których sprawdzane są następujące parametry wytrzymałościowe:

- gęstość,
- wytrzymałość na ściskanie,
- wytrzymałość na zginanie.

Badania te, szczegółowo opisane w [4], wykonuje się z każdej partii żywicy, jednak nie rzadziej niż raz na dzień dla aktualnie wykorzystywanego materiału.

Gęstość i wytrzymałość na ściskanie sprawdza się z normą [38]. Pomiary wykonywane są każdorazowo na trzech kostkach o wymiarach 100×100×100 mm. Wytrzymałość na ściskanie badana jest przy użyciu maszyny wytrzymałościowej o zakresie do 2000 kN. Kostki ustawione centralnie na płycie obciążane są osiowo, aż do zniszczenia.

Wytrzymałość polimerobetonu na ściskanie  $\sigma_s$  [MPa] oblicza się według równania:

$$\sigma_s = \frac{1000F}{ab} \quad (2.6.1)$$

gdzie:  $F$  – obciążenie niszczące, kN,

$a, b$  – długości boków obciążanej ścianki kostki, m.

Wytrzymałość na zginanie wyznaczana jest na podstawie normy [44] podczas trypunktowego zginania beleczek. Wymiary beleczek zależą od maksymalnej wielkości ziaren znajdujących się w masie polimerobetonowej. Typoszerzeg beleczek stosowanych do badań jest następujący:

40×40×200 mm,

80×80×400 mm,

100×100×400 mm.

Badania przeprowadza się przy użyciu maszyny wytrzymałościowej przy zakresach obciążeń: 10 kN, 50 kN, 100 kN, 150 kN. Wytrzymałość polimerobetonu na zginanie  $\sigma$  [MPa] oblicza się według równania:

$$\sigma = \frac{3FL}{2bh^2} \quad (2.6.2)$$

gdzie:  $F$  – siła niszcząca, N,

$L$  – odstęp podpór, mm,

$b$  – szerokość beleczki, mm,

$h$  – wysokość beleczki, mm.

### 2.6.6.2. Badanie wodoszczelności

Badania wodoszczelności przeprowadza się na zestawie co najmniej dwóch rur. Osiągnięcie wymaganego ciśnienia 0,24 MPa (2,4 bara) powinno być uzyskiwane stop-



niowo, w czasie nie krótszym niż 15 minut. Maksymalną wartość ciśnienia należy utrzymywać przynajmniej przez 15 minut.

### 2.6.6.3. Badanie wytrzymałości rur na obciążenie zewnętrzne

Badanie przeprowadza się na całych rurach lub ich odcinkach. Długość badanego odcinka powinna wynosić 1/9 średnicy nominalnej. W przypadku dużych rur, gdy brak jest możliwości technicznych przeprowadzenia testu, dopuszcza się badanie wycinków z pierścienia. Długość wycinka powinna odpowiadać 5-krotnej grubości ścianki, a szerokość około 3-krotnej. Badany fragment rury lub jej wycinka jest obciążany przez belkę podłużną przekazującą nacisk na całej długości próbki. Szerokość belki ściskającej powinna wynosić 1/10 rozstawu podpór. Obciążenie powinno przyrastać równomiernie (około 500N/s), tak, aby końcowa wytrzymałość została osiągnięta po około 2 minutach.

Wytrzymałość na zginanie dla rur o przekroju kołowym wyliczana jest jako funkcja siły  $F$  wywołującej złamanie według równania:

$$\sigma = \frac{0,3F}{l} \cdot \frac{3d + 5s}{s^2} \quad (2.6.3)$$

gdzie:  $F$  – siła wywołująca złamanie, N,  
 $d$  – średnica wewnętrzna rury, mm,  
 $l$  – długość badanego odcinka rury, mm,  
 $s$  – grubość ścianki rury w przekroju pod belką, mm.

Wytrzymałość na zginanie dla rur (gdy jako próbki badane są wycinki pierścieni) oblicza się po wyznaczeniu siły  $F$  wywołującej złamanie według równania:

$$\sigma = \frac{3}{2} \cdot \frac{F}{b} \cdot \frac{l}{s^2} \cdot \alpha_k \quad (2.6.4)$$

gdzie  $\alpha_k$  wyznacza się z równania:

$$\alpha_k = \frac{3d + 5s}{3d + 3s}, \quad (2.6.5)$$

w którym:  $\alpha_k$  – współczynnik korekcyjny,  
 $F$  – siła wywołująca złamanie, N,  
 $l$  – rozstaw podpór, m,  
 $b$  – szerokość próbki, m,  
 $s$  – grubość ścianki rury, m,  
 $d$  – średnica wewnętrzna rury, m.

Badanie przeprowadza się dla co dwusetnej rury dla każdej średnicy.

## 2.6.7. Oznaczenia

Na powierzchni każdej rury musi znajdować się trwałe oznaczenie, zawierające co najmniej poniższe informacje:

- nazwę producenta,
- nazwę materiału,
- nazwę elementu,
- średnicę nominalną,
- datę produkcji,
- kolejny numer (w danym miesiącu).

## 2.7. Przewody z tworzyw sztucznych

### 2.7.1. Wiadomości wstępne

Produkcja przewodów podatnych z polimerów rozpoczęła się w latach 30. dwudziestego wieku i jest związana z dynamicznym rozwojem produkcji tworzyw sztucznych, tzn. materiałów, których podstawowym składnikiem są wielocząsteczkowe związki organiczne, nazywane polimerami. Najczęściej stosowaną klasyfikacją polimerów jest klasyfikacja zaproponowana przez Fischera, uwzględniająca ich właściwości reologiczne bezpośrednio związane z właściwościami użytkowymi [257]. Ze względu na to kryterium polimery dzieli się na elastomery i plastomery, do których zalicza się termoplastyczne polimery amorficzne i krystaliczne (termoplasty) oraz duroplasty (polimery termo- i chemoutwardzalne). Tworzywa sztuczne wytwarzane są przeważnie z surowców węglowodnorodnych i ropowodnorodnych w wyniku reakcji:

- polimeryzacji – otrzymywane są termoplasty (polietylen, polipropylen, polichlorek winylu),
- polikondensacji – otrzymywane są duroplasty (żywice fenolowe, krezotowe, perlon, nylon),
- poliaddycji – otrzymywane są struktury (makrocząsteczki) liniowe o luźnym usieciowaniu (poliuretany).

Wyprodukowany polimer otrzymuje nazwę występującego w przewodzie monomeru (organicznego związku niskocząsteczkowego) z przedrostkiem poli- (np. polietylen).

Polimery z jednym rodzajem monomeru nazywane są także homopolimerami, a gdy występują różne monomery, polimer przyjmuje nazwę od monomeru przeważającego z dodaniem określenia kopolimer (np. kopolimer polipropylenu).

Według podstawowych, obowiązujących oznaczeń tworzywa sztuczne, używane do produkcji przewodów, dzielą się na grupy [209]:

- tworzyw poliwinylowych:
  - nieplastyfikowany polichlorek winylu PVC-U (oznaczenie krajowe PCW-U),
  - chlorowany polichlorek winylu PCW-C;
- poliolefin:
  - polietylen niskiej gęstości PELD (LD – Low Density),
  - polietylen średniej gęstości PEMD (MD – Middle Density),
  - polietylen wysokiej gęstości PEHD (HD – High Density),
  - polietylen wysokiej gęstości sieciowany PE-X,

- polipropylen PP,
- homopolimer polipropylenu PP-H,
- kopolimer polipropylenu PP-Co,
- polibutylen PB;
- kompozytów – duroplasty wzmocnione włóknem szklanym (ang. Glass Reinforced Plastic – GRP, niem. Glasfaserverstärkte Kunststoff – GFK):
  - utwardzanych żywicą epoksydową GRP-EP,
  - utwardzanych żywicą poliestrową GRP-UP.

Wymienione kompozyty wytwarzane są z żywic chemoutwardzalnych [257].

W praktyce używana jest większa liczba symboli, co jest implikowane wprowadzaniem symboli firmowych. Stąd też, w zależności od producenta, tak samo oznaczone tworzywa mogą mieć różne właściwości.

Historię zastosowań poszczególnych rodzajów tworzyw do wytwarzania rur, niektóre ich charakterystyki oraz zakresy średnic przedstawiono w tabeli 2.7.1 [1].

Z wymienionych w tabeli materiałów do produkcji rur kanalizacji zewnętrznej stosuje się przede wszystkim: PCW, PEHD, PP oraz GRP-EP i GRP-UP. Wzrost zainteresowania tym typem przewodów wiąże się z przypisywanymi im zaletami, do których najczęściej zalicza się [153]:

- długi okres przewidywanej eksploatacji; przyjmuje się, że jest on nie krótszy niż 50 lat,
- mały ciężar w stosunku do rur sztywnych (betonowych, żeliwnych, kamionkowych),
- możliwość produkcji rur o dużych długościach (z termoplastów przy mniejszych średnicach),
- odporność na chemiczną agresywność środowiska, rozumianą jako:
  - odporność na degradację, uszkodzenie i obniżenie właściwości wytrzymałościowych itp.,

Tabela 2.7.1. Podstawowe właściwości tworzyw sztucznych stosowanych do produkcji rur

Rodzaj tworzywa	Skrót	Data rozpoczęcia produkcji	Gęstość [kg/m <sup>3</sup> ]	Naprężenia projektowe w temperaturze +20 °C [MPa]	Średnice produkowanych rur [mm]
Polichlorek winylu	PCW	1935	1400	10,0–14,0	40–630
Polietylen	PELD	1945	930–940	2,5–3,2	16–160
Polietylen	PEHD	1955	950–965	5,0–6,3	25–2400
Polipropylen	PP	1955	910–925	5,0	25–1600
Polibutan	PB	1955	920	5,0	25–160
Epoxy	GRP-EP	1955	1,850	100	15–1500
Poliester	GRP-UP	1955	1700	100	200–2400
Polietylen	PE-X	1968	930–965	5,0	25–160
Polietylen	PEMD	1971	940–950	5,0–6,3	25–1600

- małą przenikalność substancji chemicznych przez ścianki przewodu,
- nietoksyczność,
- dobre właściwości hydrauliczne,
- dużą odporność na ścieranie,
- bardzo małą nasiąkliwość,
- łatwy, szybki i nie wymagający dużych nakładów montaż,
- wysoką elastyczność (szczególnie przy mniejszych średnicach) gwarantującą dużą swobodę układania instalacji,
- odporność na uderzenia hydrauliczne i mechaniczne (z wyjątkiem rur kompozytowych),
- niewystępowanie inkrustacji,
- łatwość obróbki mechanicznej,
- brak potrzeby stosowania dodatkowych warstw ochronnych (izolacji),
- łatwość łączenia z rurami i armaturą z innych materiałów,
- możliwość stosowania na obszarach objętych wpływami sejsmicznymi i parasejsmicznymi (np. na terenach szkód górniczych),
- małe koszty eksploatacji,
- szczelność,
- odporność na prądy błędzące.

Przeciwnicy stosowania przewodów z tworzyw sztucznych uzasadniają swoje stanowisko ich wadami, do których najczęściej zaliczają:

- brak tradycji stosowania tego typu przewodów i potwierdzonych tym rzeczywistych, a nie modelowanych, doświadczeń eksploatacyjnych,
- niestabilność parametrów wytrzymałościowych w czasie i przy zmianach temperatury,
- dużą wydłużalność,
- trudność zapewnienia wymaganej współpracy pomiędzy ośrodkiem gruntowym i przewodem bez bardzo starannego wykonania podsypki i obsypki przewodów.

Ze względu na właściwości statyczno-wytrzymałościowe przewody z tworzyw sztucznych zaliczają się do przewodów podatnych, które odróżnia od przewodów sztywnych (wykonanych z cegły, kamionki, żeliwa, betonu lub polimerobetonu) ich praca w ośrodku gruntowym. Przewody sztywne są praktycznie nieodkształcalne, w związku z czym rozkłady działających na nie obciążeń charakteryzują się dużymi koncentracjami w dolnej i górnej części przekroju. Rury podatne pod wpływem obciążeń ulegają deformacji, zazwyczaj spłaszczeniu, co powoduje redukcję obciążeń w dolnej i górnej części przekroju przy równoczesnym wzroście obciążeń bocznych. W efekcie następuje korzystne wyrównanie tych wielkości wokół przewodu i zmniejszenie wartości momentów zginających w ścianie rury.

Niejednokrotnie wyróżnia się spośród przewodów z tworzyw sztucznych i stali grupę rur półsztywnych (przy odpowiednim stosunku iloczynu średniego promienia rury i modułu odkształcalności ośrodka gruntowego do iloczynu grubości ścianki rury i modułu sprężystości jej materiału – patrz kryterium 2.7.1), które są konstrukcją pośrednią

między przewodami sztywnymi i podatnymi, gdyż ich współpraca z ośrodkiem gruntowym wykazuje podobieństwa zarówno do współpracy rur sztywnych, jak i podatnych. Założenia do projektowania konstrukcji takich przewodów przedstawiono na rys. 2.7.1 [96].

W kwalifikacji przewodów ze względu na ich sztywność najczęściej korzysta się z kryterium Kleina, które wyrażone jest zależnością [157]:

$$n = \frac{E_g r_m^3}{E e^3} \quad (2.7.1)$$

gdzie:  $E_g$  – moduł odkształcalności gruntu, MPa,

$E$  – moduł sprężystości materiału, z którego wykonany jest przewód, MPa,

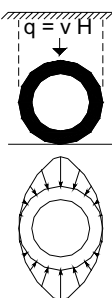
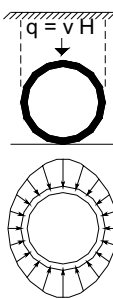
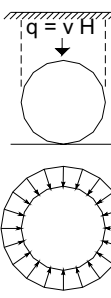
$r_m$  – średni promień przewodu;  $r_m = \frac{d_e + d_i}{4}$ , mm,

$d_e$  – średnica zewnętrzna przewodu, mm,

$d_i$  – średnica wewnętrzna przewodu, mm,

$e$  – grubość ścianki rury, mm.

W przypadku rur sztywnych kryterium przyjmuje wartość  $n < 1$ , dla rur podatnych  $n > 1$ , a dla półsztywnych  $n = 1$ .

	Sztywne	Półsztywne	Podatne
			
Czynniki określające nośność układu	Wytrzymałość materiału rury	Wytrzymałość materiału rury + sztywność gruntu	Sztywność obwodowa rury + sztywność gruntu
Charakterystyka statyczna układu	Rura stanowi samodzielny układ statyczny	→ ←	Rura i grunt stanowią współpracujący układ statyczny
Dopuszczalne odkształcenie względne [%]	~ 0	~ 0,5	> 5
Kryteria projektowe	Napężenie	Napężenie/odkształcenie względne	Odkształcenie + stateczność

Rys. 2.7.1. Założenia do projektowania przewodów ułożonych w gruncie

W zmodyfikowanej formie kryterium Kleina wyrażają zależności:

$$\text{dla rur sztywnych} \quad \frac{r}{e} < \sqrt[3]{\frac{E}{E_g}} \quad (2.7.2)$$

$$\text{dla rur podatnych} \quad \frac{r}{e} > \sqrt[3]{\frac{E}{E_g}} \quad (2.7.3)$$

$$\text{dla rur półsztywnych} \quad \frac{r}{e} = \sqrt[3]{\frac{E}{E_g}} \quad (2.7.4)$$

Sztywność rur wyznaczana jest doświadczalnie i mierzona jako odporność na ugięcie obwodowe w wyniku podzielenia siły działającej na próbkę przez długość tej próbki i ugięcie [224]:

$$S = \frac{Ff}{Ldv} \quad (2.7.5)$$

gdzie:  $S$  – sztywność rury,  $\text{N/m}^2$ ,  
 $F$  – siła działająca na jednostkę długości,  $\text{N}$ ,  
 $L$  – długość próbki,  $\text{m}$ ,  
 $dv$  – ugięcie,  $\text{m}$ ,  
 $f$  – współczynnik ugięcia zniekształconej rury w wyniku jej owalizacji, wyznaczony ze wzoru:

$$f = 10^{-5} \left( 1860 + 2500 \frac{dv}{d_m} \right) \quad (2.7.6)$$

gdzie  $d_m$  – średniona średnica rury,  $\text{m}$ .

Do celów projektowych przyjmuje się różne wartości sztywności obwodowej w zależności od norm i wytycznych do jej obliczania stosowanych w różnych krajach [224].

Przepisy CEN oraz normy ISO definiują sztywność obwodową zależnością:

$$S = \frac{EI}{d_m^3} \quad (2.7.7)$$

gdzie:  $E$  – umowny moduł sprężystości materiału, z którego wykonany jest przewód,  $\text{Pa}$ ,  
 $I$  – moment bezwładności przekroju rury,  $I = e^3/12$ .

Według norm niemieckich DIN oraz wytycznych ATV, sztywność obwodowa wyraża się równaniem:

Tabela 2.7.2. Zestawienie sztywności obwodowych obliczanych według różnych metod

Sztywność nominalna			SN2500	SN5000	SN10000	SN15000	SN20000
oznaczenie	jednostka	normy					
$S$	N/m <sup>2</sup>	ISO, CEN	2500	5000	10000	15000	20000
$S_R$	N/mm <sup>2</sup>	DIN, ATV	0,02	0,04	0,08	0,12	0,16
$F/dv$	psi	ASTM	18	36	72	108	144

$$S_R = \frac{EI}{r_m^3} \quad (2.7.8)$$

W normie amerykańskiej ASTM określa się sztywność obwodową przy ugięciu 5% i wyraża ją stosunkiem  $F/dv$ .

Zestawienie sztywności obwodowych rur wyznaczonych zgodnie z powyższymi wzorami przedstawiono w tabeli 2.7.2 [224].

Zagadnieniem kontrowersyjnym w przypadku statyczno-wytrzymałościowych analiz przewodów z tworzyw sztucznych jest często wielkość przyjmowanego do obliczeń modułu sprężystości  $E$  (nazwanego tu za [224] umownym modułem sprężystości). Kontrowersje te wynikają zazwyczaj z niewystarczającej wiedzy o cechach tworzyw sztucznych i wpływie tych cech na wielkość modułu Younga. Moduł sprężystości wzdłużnej, określający sztywność polimeru, jeżeli jest zdefiniowany jako stosunek naprężenia normalnego  $\sigma$  do wydłużenia  $\varepsilon$  i wyznaczony przy stałej prędkości odkształcenia, może mieć zastosowanie tylko do obliczeń inżynierskich. Uzyskanie pełnej charakterystyki tego modułu dla polimeru wymaga wyznaczania go przy różnych prędkościach obciążeń jako  $E(t)$  z uwzględnieniem lepkosprężystego zachowania się polimerów (patrz 2.7.2.1). Dlatego, w celu dokładniejszego porównania różnych materiałów, powinny być podawane co najmniej moduły sprężystości z indeksem czasu określającym czas trwania odkształcenia, np.  $E_{10}$  oznacza, że moduł wyznaczono po 10 sekundach trwania odkształcenia.

Dla polimerów, które nie mają wyraźnej granicy plastyczności (elastomerów) powinien być określany *moduł sieczny*, który jest umownym modułem oznaczonym przy zadanym wydłużeniu, np.  $E(200)$  oznacza, że moduł został określony przy wydłużeniu równym 200% [257].

Cytowane dalej charakterystyki mechanicznych cech wyrobów zawierają się w przedziałach wielkości, co wynika z odmiennych sposobów ich wyznaczania przez poszczególnych producentów rur. Jeszcze trudniejszym problemem jest prawidłowa interpretacja modułów sprężystości w przypadku kompozytów wykonywanych na bazie duroplastów (patrz rozdział 2.7.3.4). Ponadto, parametry polimerów ulegają zmianie w czasie, w związku z czym wyróżnia się krótkotrwałe i długotrwałe moduły sprężystości.

Szeregi wymiarowe przewodów podatnych (z tworzyw sztucznych) określa się wskaźnikiem SDR (ang. *Standard Dimention Ratio*), wyrażonym wzorem [209]:

$$\text{SDR} = \frac{D_e}{e} \quad (2.7.9)$$

gdzie:  $D_e$  – zewnętrzna średnica rury, mm,  
 $e$  – grubość ścianki rury, mm.

Rury z tworzyw sztucznych produkowane są w szeregach SDR, którym przypisywane są odpowiednie robocze, dopuszczalne ciśnienia nominalne w temperaturze 20 °C. Ciśnienie to oznacza się skrótem PN pochodzącym od angielskojęzycznego sformułowania *nominal pressure rating*. Wartość tego ciśnienia podawana jest zwyczajowo w barach. Rury o większym wskaźniku SDR charakteryzują się mniejszymi grubościami ścianek i mogą transportować media pod mniejszymi ciśnieniami PN.

Podstawowym parametrem w projektowaniu konstrukcji przewodów jest wytrzymałość przewidywanego do zastosowania materiału. W przypadku tworzyw sztucznych ich wytrzymałość zmienia się z upływem czasu (porównaj 2.7.2.1), dlatego też do oceny i porównania tworzyw wykorzystuje się pojęcie „wytrzymałości czasowej”, określanej przy obciążeniu przewodu wewnętrznym ciśnieniem w temperaturze 20 °C dla 50. lat eksploatacji. Podejście takie jest podstawą klasyfikacji tworzyw do wytwarzania rur prowadzonej według ISO 12162 i EN 32162. Dla porównania tworzyw wprowadza się następujące pojęcia [1]:

- długoterminowa wytrzymałości (po upływie 50. lat) *LTHS* (ang. *Long Term Hydrostatic Limit*),
- minimalna wymagana wytrzymałość tworzywa *MRS* (ang. *Minimum Required Strength*); wartość *MRS* określana w warunkach laboratoryjnych mówi, jaką minimalną wytrzymałość będzie miał materiał po upływie 50. lat przy założeniach, że temperatura materiału nie będzie w tym czasie wyższa niż 20 °C, a transportowane medium stanowi woda,
- wartość dolnej granicy przedziału ufności *LCL* (ang. *Lower Confidence Limit*) wyrażona w MPa, którą można traktować jako właściwość materiału reprezentującą 97,5% dolnej granicy ufności, przewidywanej długotrwałej wytrzymałości na ciśnienie hydrostatyczne dla wody o temperaturze 20 °C w okresie 50 lat,
- wytrzymałość obliczeniowa  $\sigma_s = MRS/C$ , gdzie  $C$  jest ogólnym współczynnikiem bezpieczeństwa o wartości większej od 1 przyjmowanym z szeregu Renarda R20, w którym uwzględnia się warunki pracy oraz właściwości sieci inne niż reprezentowane przez *LCL*.

W praktyce inżynierskiej najczęściej wykorzystuje się wartość *MRS*, którą mnoży się przez 10 i dodaje do symbolu materiałowego (np. oznaczenie PE100 informuje, że minimalna wytrzymałość rury polietylenowej na naprężenia wynosi 10 MPa w temperaturze 20 °C przez okres 50 lat).

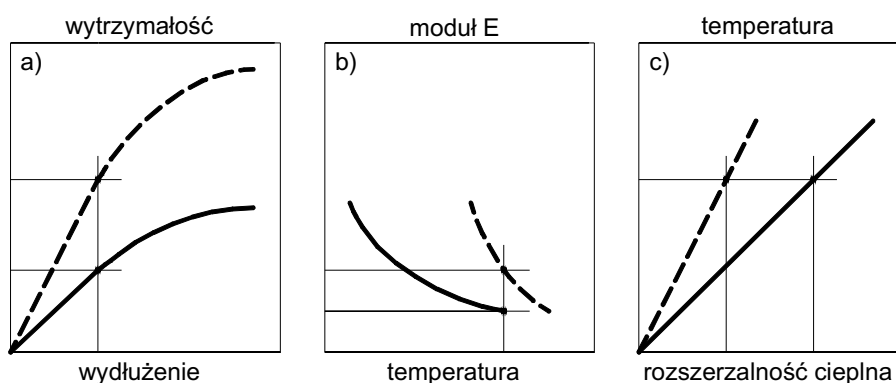


## 2.7.2. Przewody podatne z tworzyw termoplastycznych

### 2.7.2.1. Wprowadzenie

Tworzywa termoplastyczne mają strukturę nieuporządkowaną (amorficzną) lub częściowo uporządkowaną (krystaliczną). Struktura tych tworzyw oraz temperatura decydują o ich właściwościach fizycznych, co schematycznie przedstawiono na rys. 2.7.2 [1].

Tworzywa te są spawalne i można je wielokrotnie przetapiać i formować. Zaliczają się do materiałów lepkosprężystych, dla których nie obowiązuje klasyczne prawo Hooke'a. Zależność między naprężeniem a odkształceniem względnym jest w przypadku tych tworzyw przedstawiana krzywą, której pochylenie zależy od czasu działania obciążenia. Im czas ten będzie dłuższy, tym odkształcenie względne (pełzanie), wywołane tym samym poziomem naprężenia, będzie większe. Ilustrujący tę zależność wykres zamieszczono na rys. 2.7.3 [96].

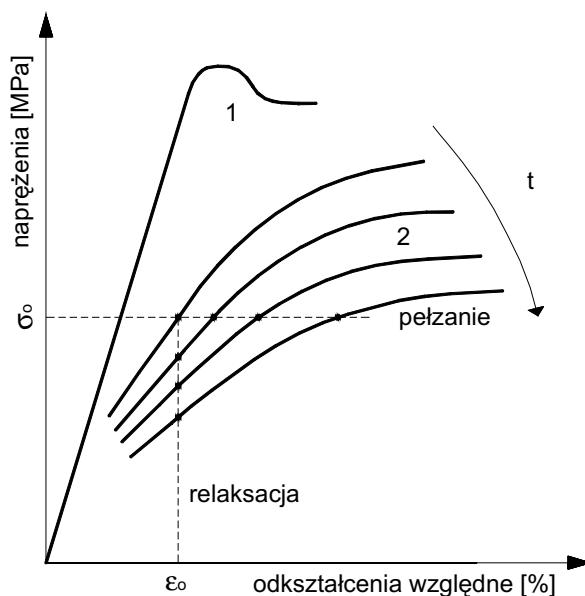


Rys. 2.7.2. Wpływ struktury termoplastów na ich wybrane właściwości fizyczne: a) wytrzymałość na rozciąganie, b) moduł sprężystości  $E$ , c) rozszerzalność cieplna, — tworzywa o strukturze częściowo krystalicznej, ---- tworzywa o strukturze amorficznej

W praktyce konsekwencją pełzania może być pojawianie się uszkodzeń po upływie pewnego czasu. Może mieć to znaczenie w przypadku przewodów ciśnieniowych, szczególnie tak ułożonych (np. kanalizacja ciśnieniowa w tunelach wieloprzewodowych), że pełzanie nie jest ograniczane. Rozwiązanie problemu polega wtedy na takim doborze ciśnienia, aby czas po upływie którego nastąpi rozerwanie rury w wyniku pełzania, był dłuższy od przewidywanego czasu jej użytkowania.

W przypadku grawitacyjnych przewodów kanalizacyjnych ułożonych w gruncie, którego odpór na rurę ogranicza swobodę pełzania, występuje zjawisko relaksacji. W takich warunkach początkowe naprężenia zmniejszają się w czasie w wyniku odkształcenia ścianki (owalizacja przewodu).

Aby stosować opisane klasycznym równaniem ( $\sigma/\varepsilon = E$ ) prawo Hooke'a dla materiałów lepkosprężystych, konieczne jest zastąpienie modułu sprężystości  $E$  o stałej war-



Rys. 2.7.3. Wykres zależności naprężenia na rozciąganie i odkształcenia względnego dla materiałów idealnie sprężystych i lepkoplastycznych: 1 – materiał sprężysty, 2 – materiał lepkosprężysty,  $t$  – czas obciążenia

tości (jak dla materiałów idealnie sprężystych) modułem sprężystości  $E_p$  o zmiennej wartości:

$$\frac{\sigma}{\epsilon} = E_p \quad (2.7.10)$$

Moduł  $E_p$  nazywany jest (w zależności od sytuacji) modułem pełzania, gdy opisuje wzrost w czasie odkształcenia względnego  $\epsilon$  (pełzanie) pod działaniem stałego naprężenia lub modułem relaksacji, gdy opisuje spadek w czasie wartości naprężenia  $\sigma$  w materiale poddanym stałemu odkształceniu (relaksacja). Liczbowo wartości obu modułów są porównywalne.

Wytrzymałość przewodów wykonanych z termoplastów (PE, PCW, PP i innych) zależy także od temperatury w taki sposób, że krzywe przedstawione na rys. 2.7.3, pokazujące pełzanie, mogą być otrzymywane nie tylko w funkcji upływu czasu, lecz także wzrostu temperatury. Jest to wykorzystywane w krótkotrwałych badaniach prognozujących wytrzymałość termoplastów w długiej perspektywie czasu (tzw. wytrzymałość długotrwała), kiedy to upływ czasu symuluje się wzrostem temperatury. Wyznaczone w ten sposób wartości naprężeń długotrwałych dla podstawowych termoplastów (dla temperatury 20 °C i okresu nie krótszego niż 50 lat) przedstawiono w tabeli 2.7.3 [96].

Przedstawione w tabeli wartości naprężeń dotyczą przede wszystkim projektowania przewodów ciśnieniowych. W przewodach takich, nawet jeżeli są one umieszczo-

Tabela 2.7.3. Naprężenia projektowe i długotrwałe naprężenia niszczące dla podstawowych tworzyw termoplastycznych

Material	Naprężenia projektowe [MPa]	Długotrwałe naprężenia niszczące [MPa]
PCW	10,0–14,0	25–30
PEHD	5,0–6,3	7–9
PEMD	5,0–6,3	8–9
PELD	2,5–3,2	4–5
PP	5,0	8–9

ne w gruncie, dominującym naprężeniem w ścianie jest naprężenie rozciągające. Tylko w krótkich okresach wyłączenia przewodu z eksploatacji mogą przeważać naprężenia wywołane przez obciążenia zewnętrzne.

W przypadku przewodów grawitacyjnych ułożonych w gruncie dominującymi naprężeniami są zawsze naprężenia wywołane obciążeniami zewnętrznymi. Ze względu na brak możliwości swobodnego pełzania, naprężenia nie są w takim przypadku stałe w czasie. Jeżeli rury zostały prawidłowo ułożone (patrz rozdziały 3 i 4), to początkowe naprężenia w wyniku relaksacji będą małe, co jest uwzględniane przez współczynnik relaksacji.

## 2.7.2.2. Przewody z polietylenu

### 2.7.2.2.1. Właściwości polietylenu

Polietylen o wzorze chemicznym  $(-\text{CH}_2-\text{CH}_2-)_n$  jest tworzywem sztucznym, powstającym w wyniku polimeryzacji etylenu. Ma on postać białego proszku lub białej porowatej substancji o gęstości 0,92–0,97 g/cm<sup>3</sup>. Temperatura topnienia tego tworzywa waha się w granicach 110–137 °C. W zależności od typu polimeryzacji otrzymywane są polimery niskiej, średniej lub wysokiej gęstości, oznaczone odpowiednio symbolami: PELD, PEMD i PEHD (porównaj rozdział 2.7.1).

Polietylen jest materiałem o bardzo dobrych właściwościach dielektrycznych, wykazującym dużą odporność na działanie związków chemicznych i niskie temperatury (do –50 °C) i nie rozpuszczającym się w powszechnie stosowanych rozpuszczalnikach organicznych i nieorganicznych. Włókna produkowane na bazie polietylenu należą do najbardziej odpornych mechanicznie włókien wytwarzanych z tworzyw sztucznych.

Właściwości polietylenu kształtuje jego struktura, tzn. liczba i długość bocznych odgałęzień łańcucha molekularnego oraz przebieg procesu schładzania, gdyż od tego zależy ilość fazy krystalicznej. Polietyleny dużej i średniej gęstości mają lepsze parametry od polietylenu małej gęstości. Charakteryzują się one niewielką liczbą krótkich łańcuchów bocznych i stąd nazywane są polietylenami liniowymi. Stopień krystalizacji polietylenu HD o gęstości 0,940–0,965 g/cm<sup>3</sup> osiąga 60–80%, a MD o gęstości 0,930–0,940 g/cm<sup>3</sup> tylko 50–60%. Właściwości fizyczne polietylenu zależne są zatem

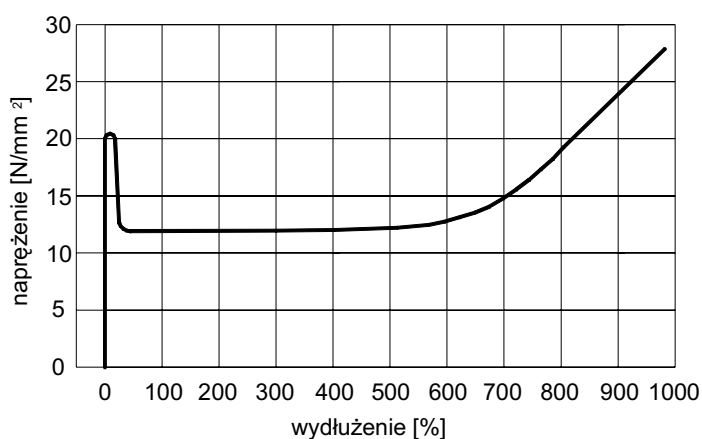
od jego masy cząsteczkowej oraz jej rozkładu i gęstości, przy wzroście której (przy wyższej krystalizacji) ulegają poprawie:

- wytrzymałość na rozciąganie,
- sztywność,
- twardość,
- odporność na działanie czynników chemicznych,
- nieprzepuszczalność dla gazów i par.

Zmniejszają się przy tym:

- udarność,
- przezroczystość,
- odporność na tworzenie się rys (pęknięć naprężeniowych).

Zakresy podstawowych właściwości polietylenu zestawione na podstawie studiów kilku źródeł przedstawiono w tabeli 2.7.4 [1, 129, 206, 209], a zależność naprężenie–wydłużenie dla tego materiału na rys. 2.7.4 [206].



Rys. 2.7.4. Wykres zależności naprężenie–wydłużenie dla polietylenu

Zakresy wartości liczbowych przedstawione w tabeli 2.7.4 mogą być wykorzystywane w standardowych obliczeniach inżynierskich, jednak każdorazowo powinny być porównywane z wartościami deklarowanymi przez producentów poszczególnych wyrobów. Przykładowe porównanie podstawowych, sprawdzonych w wyrobach, właściwości fizykomechanicznych polietylenów różnych gęstości przedstawiono w tabeli 2.7.5 [1].

Możliwości przetwórcze polietylenu i implikowane tym sposoby wzajemnego łączenia rur oraz kształtek wynikają z jego płynności charakteryzowanej wskaźnikiem szybkości płynięcia MFI (ang. *Melt Flow Index*). Wskaźnik ten określa masę polietylenu wypływającą w ciągu 10 minut przez znormalizowaną, ogrzewaną dyszę w temperaturze 190 °C, pod znormalizowanym obciążeniem. Najczęściej podawanym w kartach wyrobów jest wskaźnik płynięcia określony przy obciążeniu 5 kG (MFI 5/190),

Tabela 2.7.4. Podstawowe parametry techniczne polietylenu

Parametr	Wartość	Jednostka
Gęstość	910–960	kg/m <sup>3</sup>
Wytrzymałość na rozciąganie do punktu płynięcia (na granicy plastyczności)	10–25	MPa
Wytrzymałość na rozciąganie do punktu zerwania	ca. 30	MPa
Moduł sprężystości E		
– krótkotrwały	600–>900	MPa
– długotrwały	150–>300	MPa
Twardość według Shore	58–65	SchoreD
Wydłużenie do punktu płynięcia	15	%
Wydłużenie do punktu zerwania	300–600	%
Wskaźnik płynięcia	0,4–1,3	g/10 min.
Odształcalność	wysoka	
Udamność z karbem:		
– przy temperaturze 23 °C	bez złamania	kJ/m <sup>2</sup>
– przy temperaturze –40 °C	bez złamania	kJ/m <sup>2</sup>
Temperatura kruchości	< –70	°C
Temperatura mięknięcia	116–131	°C
Współczynnik przewodności cieplnej (przy temperaturze 23 °C) $\lambda$	0,35–0,45	W/m K
Współczynnik rozszerzalności termicznej $\alpha$	1,3–2,2·10 <sup>-4</sup>	K <sup>-1</sup>
Rozszerzalność liniowa (w przedziale temperatur 20–90 °C)	0,17–1,70	mm/m°C
Ciepło właściwe (w temperaturze 23 °C)	1,9	J/gK
Lepkość dynamiczna (przy temperaturze 190 °C i prędkości ścinania 100 s <sup>-1</sup> )	2000–2300	Pa·s
Odporność cieplna według Vicata (przy obciążeniu 5 kG)	40–80	°C
Dopuszczalny zakres temperatur	–30–50	°C
Nasiąkliwość wodą (po 7 dniach)	0,1	%
Stabilność termiczna	>20	min
Udamność według Izoda	15	kJ/m <sup>2</sup>

choć oznaczają się go również przy obciążeniach: 2,16 kG, 15,0 kG i 21,6 kG [206]. Parametr ten decyduje o zgrzewalności wyrobów polietylenowych, przez którą rozumie się zdolność ich łączenia poprzez wytworzenie zgrzewu (spawu), o wytrzymałości nie niższej niż wytrzymałość łączonych elementów. W praktyce przyjmuje się, że zgrzewanie jest możliwe, jeśli MFI łączonych wyrobów znajduje się w przedziale wartości MFI 5/190 = 0,2–1,3 g/10 min. Niektóre instytuty zalecają, by zgrzewane materiały znajdowały się w tych samych grupach wskaźnika płynięcia [206]:

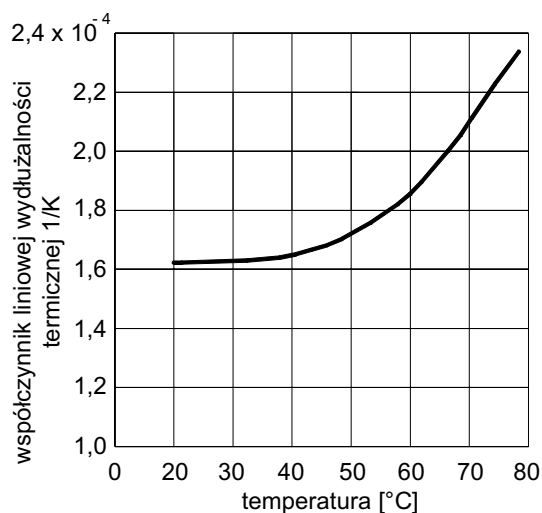
- grupa 005, dla której MFI 5/190 = 0,4–0,7 g/10 min,
- grupa 010, dla której MFI 5/190 = 0,7–1,3 g/10 min.

Tabela 2.7.5. Właściwości fizykomechaniczne polietylenów  
(wielkości orientacyjne, sprawdzane w wyrobach)

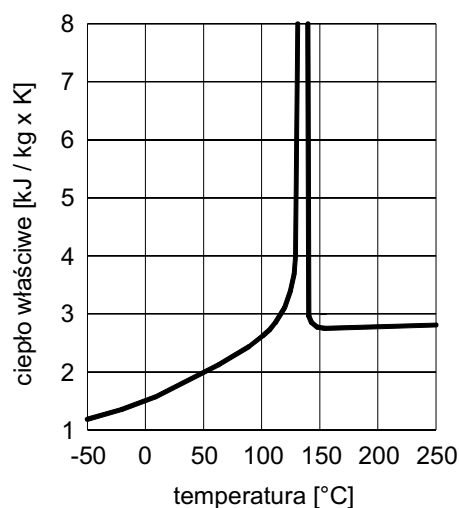
Właściwości	Rodzaj polietylenu			
	PEHD	PEMD	PELD	PE-X
Gęstość, [g/cm <sup>3</sup> ]	0,95–0,96	0,94–0,95	0,91–0,93	0,93–0,96
Wytrzymałość doraźna, [MPa]	24	20	16	26
Wytrzymałość na granicy plastyczności, [MPa]	20	15	10	25
Moduł sprężystości E, [MPa]	900	800	600	>900
Wydłużenie do zerwania, [%]	350	500	600	>350
Temperatura mięknięcia (Vicat), [°C]	70	60	40	80
Współczynnik rozszerzalności termicznej $\alpha$ , [1/K·10 <sup>-4</sup> ]	1,4	1,4	1,4	1,4
Współczynnik przewodności cieplnej $\lambda$ , [W/mK]	0,45	0,40	0,35	0,40

Zgrzewanie elementów z dwóch różnych grup jest możliwe.

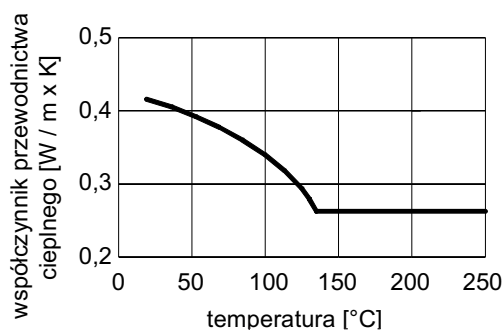
Polietylen, jak większość tworzyw sztucznych, jest wrażliwy na zmiany temperatur oraz promieniowanie UV. Przykładowe wykresy ilustrujące wpływ temperatury na współczynnik rozszerzalności cieplnej, ciepło właściwe oraz przewodnictwo cieplne polietylenu do produkcji rur dla przesyłania paliw gazowych przedstawiono na rys. 2.7.5–2.7.7 [206].



Rys. 2.7.5. Współczynnik rozszerzalności cieplnej dla polietylenu



Rys. 2.7.6. Ciepło właściwe polietylenu



Rys. 2.7.7. Współczynnik przewodnictwa cieplnego

W celu zwiększenia odporności polietylenu na działanie UV, polietyleny stabilizowane są dodatkami sadzy lub innymi stabilizatorami zabezpieczającymi je przed zmianami starzeniowymi. Jak wykazują doświadczenia, rury z polietylenu stabilizowanego składowane na wolnym powietrzu w obszarze działania promieni UV nie zmieniają swoich właściwości wytrzymałościowych nawet po kilkunastu latach.

Zdecydowanie większą odporność polietylen wykazuje na promieniowanie radioaktywne. Rurociągi polietylenowe są wykorzystywane z powodzeniem od wielu lat do odprowadzania ścieków radioaktywnych zawierających źródła promieniowania  $\beta$  i  $\gamma$  oraz jako przewody wody chłodniczej w technice jądrowej.

Ze względu na niepolarną strukturę, polietyleny wykazują dużą odporność na działanie obciążeń chemicznych. Są odporne na działanie roztworów soli, rozcieńczonych kwasów i ługów. Korozję polietylenów powodują jedynie działające w dłuższym czasie silne utleniacze, takie jak nadtlenki i kwasy o wysokim stężeniu. Producenci wyrobów z polietylenu podają zazwyczaj tabele zawierające informacje o środowisku chemicznym, jego stężeniu oraz temperaturze i odpowiadającej takim warunkom odporności polietylenów. Często odporność chemiczną polietylenów określa się współczynnikiem  $f_{CRt}$ , wyrażającym stosunek czasu użytkowania materiału w testowanym środku chemicznym do czasu użytkowania w wodzie.

Polietyleny nie rozpuszczają się w żadnym z rozpuszczalników w temperaturze do 20 °C i nie ulegają pęcznieniu na skutek działania wody. Nie stanowią także pożywki dla bakterii i grzybów, co sprawia, że uznaje się je za odporne na działanie mikroorganizmów. Są obojętne fizjologicznie, skąd wynika ich dopuszczenie do przesyłania wody pitnej.

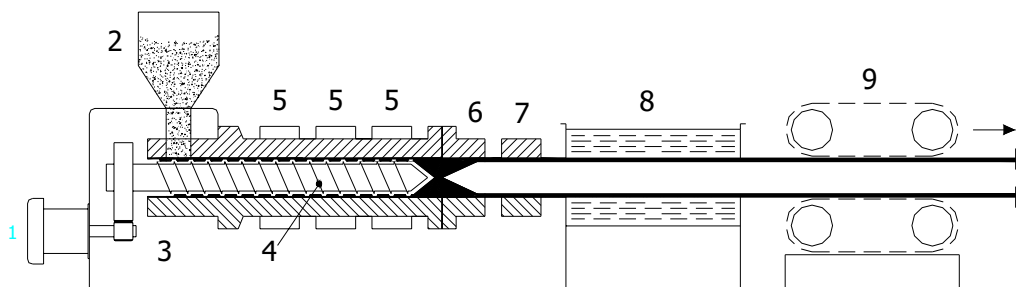
Polietyleny są tworzywami palnymi, a ich temperatura zapłonu wynosi 340 °C. Zapalają się pod wpływem ognia, paląc się świecącym płomieniem (także poza źródłem zapłonu), ściekając przy tym płonącymi kroplami. Powstające wtedy węglowodory spalają się do tlenku węgla, dwutlenku węgla i wody.

Do produkcji rur wykorzystuje się polietyleny średniej, a przede wszystkim dużej gęstości, gdyż mają one lepsze parametry od polietylenów niskiej gęstości. Granulaty polietylenowe dostarczane są do wytwórni przewodów w postaci bezbarwnej lub

w kolorze czarnym (zawierają wtedy około 2% sadzy) albo żółtym. Granulaty żółte mogą być produkowane jako bezkadmowe, albo zawierać pigment w postaci soli metali ciężkich. Do produkcji rur kanalizacyjnych wykorzystywany jest przede wszystkim polietylen dużej gęstości w kolorze czarnym.

#### 2.7.2.2.2. Produkcja i asortyment rur polietylenowych

Do wytwarzania rur o mniejszych średnicach (do 500 mm) z materiałów termoplastycznych stosuje się technologię wytłaczania. W przypadku przewodów o większych wymiarach średnic produkcja rur może odbywać się technologiami opracowanymi na potrzeby poszczególnych producentów. Schemat urządzenia do wytłaczania przewodów z termoplastów przedstawiono na rys. 2.7.8 [1].



Rys. 2.7.8. Schemat wyłaczarki do produkcji rur z termoplastów: 1 – napęd, 2 – dozownik granulatu, 3 – układ wytłaczania, 4 – ślimak, 5 – elementy grzewcze, 6 – głowica z rdzeniem formującym, 7 – urządzenie kalibrujące, 8 – układ chłodzenia, 9 – urządzenie ciągnące

Wytłaczanie przewodów polietylenowych polega na przeciskaniu przez głowicę formującą uplastycznionego w temperaturze od 200 do 210 °C granulatu polietylenowego z dodatkami antyutleniaczy, stabilizatorów i pigmentów. Wymienione dodatki są niezbędne do wytwarzania rur o określonych właściwościach mechanicznych i odpowiedniej zgrzewalności. Wytłoczona rura jest kalibrowana i chłodzona, a następnie zwijana na szpule lub cięta na odcinki o wymaganej długości. W celu umożliwienia identyfikacji rury są znakowane w procesie produkcji. Typowa metryka zawiera podstawowe informacje techniczne o rurze, datę i miejsce jej wytworzenia oraz nazwę producenta. Trwałość tych rur ocenia się na nie mniej niż 50 lat.

Rozwój w dziedzinie surowców stosowanych do produkcji rur polietylenowych nastąpił na początku lat osiemdziesiątych, kiedy to zaczęto stosować nowe rodzaje katalizatorów i unowocześniono metody produkcji przewodów. Dało to początek produkcji rur drugiej i trzeciej generacji:

- PE 63, dla których dopuszczalne naprężenia w ściance rury, przy współczynniku bezpieczeństwa równym 1,25, wynoszą  $\sigma_p = 5,0$  MPa,
- PE 80, dla których dopuszczalne naprężenia w ściance rury, przy współczynniku bezpieczeństwa równym 1,25, wynoszą  $\sigma_p = 6,3$  MPa,



- PE 100, dla których dopuszczalne naprężenia w ściance rury, przy współczynniku bezpieczeństwa równym 1,25, wynoszą  $\sigma_p = 8,0$  MPa.

Asortyment produkowanych rur zależy od możliwości i rozwiązań stosowanych przez ich producentów. Najczęściej produkowane są rury gładkie z PEHD lub PEMD, których średnice zawierają się w przedziale od 16 do 1600 mm, a standardowe długości wynoszą:

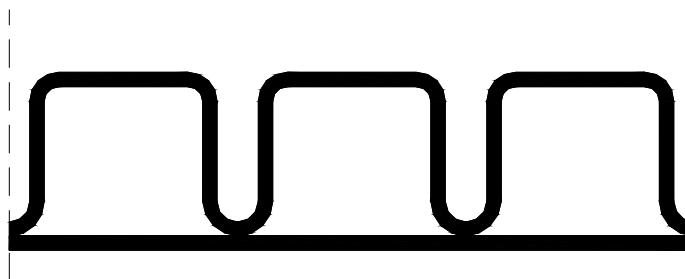
- 6,0 m (lub wielokrotność) – dla rur w odcinkach,
- do 500 m – dla rur w zwojach.

Oprócz rur gładkich niektóre firmy oferują własne systemy konstrukcyjne ich ścianek, mające polepszyć parametry wytrzymałościowe rur poprzez wprowadzenie układów przestrzennych (rury profilowe). Przykładem może być rura DUO produkowana przez firmę KWH Pipe, której ścianka jest połączeniem profilowanej warstwy zewnętrznej o zwiększonej sztywności z gładką warstwą wewnętrzną, o dobrych parametrach hydraulicznych – rys. 2.7.9 [99].

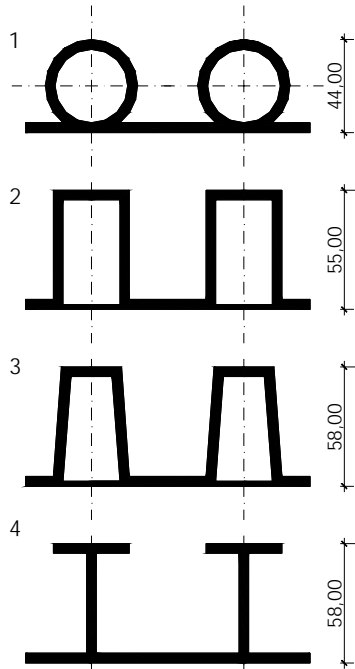
Innym przykładem rury o przestrzennej strukturze ścianki produkowanej przez firmę KWH Pipe jest rura WEHOLITE SPIRO [99]. Konstrukcje te charakteryzują się małym ciężarem i zwiększoną w stosunku do rur gładkich sztywnością.

Do produkcji rur profilowych może być stosowany polietylen dużej gęstości (PEHD), rzadziej polietylen średniej gęstości (PEMD) w połączeniu z polipropylenem (PP) lub jego kopolimerem (PP-CO) czy homopolimerem (PP-H).

Najczęściej występujące na rynku rury z profilami polipropylenowymi są wytwarzane na gładkich, obracających się walcach stalowych poprzez nakładanie polietylenu o dużej gęstości (PEHD) i spiralne nawijanie polipropylenowego węża (PP). Rozwiązanie to pozwala na wykonywanie rur o zwiększonej sztywności obwodowej, dzięki czemu rury w tej technologii są produkowane w zakresie średnic 200–3500 mm. Producentem takich rur o najstarszym rodowodzie jest firma BAUKU [15]. Rury tej firmy są produkowane według patentu Manfreda Hawerkampa z lat sześćdziesiątych XX wieku. Ich wytwarzanie polega na spiralnym nawijaniu oblanego rozgrzaną polietylenową masą polipropylenowego profilu na metalowy walec. Proces odbywa się w temperaturze wyższej od temperatury topnienia PE i niższej od temperatury topnienia PP.



Rys. 2.7.9. Schemat ścianki dwuwarstwowej na przykładzie rury typu DUO



Rys. 2.7.10. Przekroje ścianek rur profilowych PEHD/PP: 1 – ścianka o profilu omega, 2 – ścianka o profilu prostokątnym (profil KOREA), 3 – ścianka o profilu trapezowym, 4 – ścianka o profilu teowym

Przykłady produkowanych w tej technologii przekrojów ścianek rur przedstawiono na rys. 2.7.10 [126].

Producenci rur posiadają zazwyczaj w swojej ofercie również kształtki, studzienki rewizyjne i inne elementy wyposażenia sieci wytwarzane z polietylenu. Obiekty te są wyposażane we włazy stałe lub teleskopowe, a ich ścianki mogą mieć budowę zbliżoną do budowy ścianek rur (porównaj rozdział 6).

### 2.7.2.2.3. Łączenie elementów polietylenowych

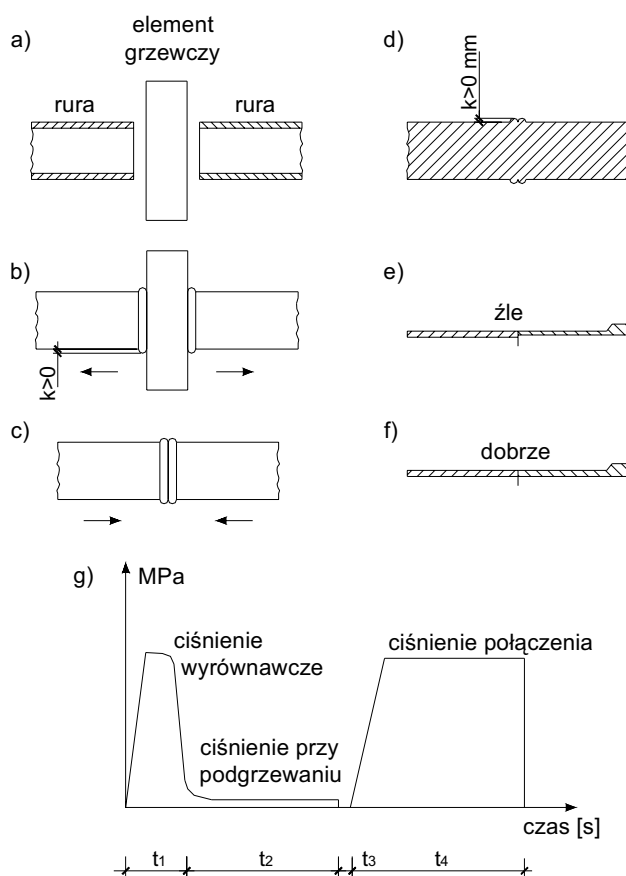
Do budowy systemów sieciowych z elementów polietylenowych stosuje się cztery rodzaje ich połączeń:

- zgrzewanie doczołowe,
- zgrzewanie elektrooporowe,
- zgrzewanie mufowe,
- połączenia mechaniczne.

Zgrzewanie doczołowe jest najczęściej stosowanym typem połączenia. Polega na łączeniu rur i ich wyposażenia (kształtek i studzienek) przez nagrzewanie końców tych elementów do wymaganej temperatury (około 210 °C) i dociśnięcie ich do siebie bez stosowania jakichkolwiek materiałów dodatkowych.

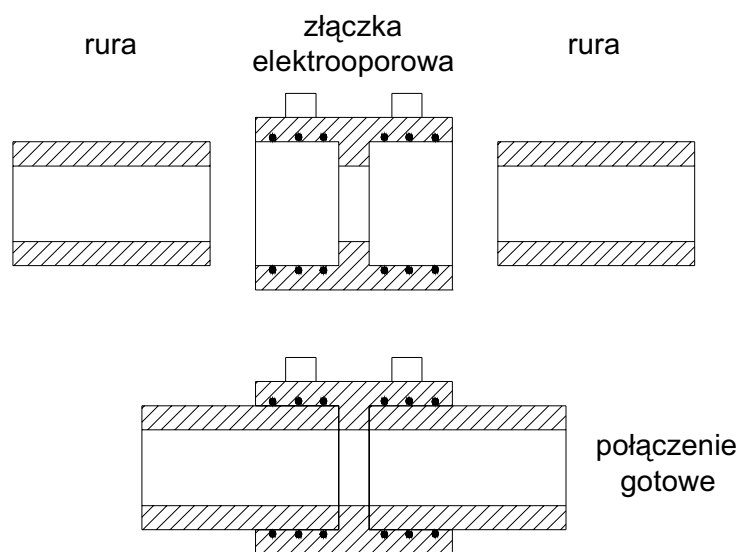
W efekcie powstaje połączenie homogeniczne, podczas wykonywania którego stosowany sprzęt powinien zapewniać stałą kontrolę temperatury i siły docisku. Schemat przebiegu zgrzewania doczołowego przedstawiono na rys. 2.7.11 [1].

Zgrzewane mogą być wyłącznie materiały tego samego rodzaju. Grubość ścianek zgrzewanych elementów powinna być zbliżona, a klasa ciśnień rur taka sama. Zgrzewanie standardowe można prowadzić w temperaturze otoczenia wyższej od 15 °C. W przypadku niższych temperatur należy podjąć specjalne środki, np. ustawić ochronne namioty z ewentualnym podgrzewaniem powietrza. Dla uniknięcia zbyt szybkiego schłodzenia zgrzewu przez wiatr oba końce zgrzewanych rur powinny zostać zamknięte. W przypadku bezpośredniego działania promieni słonecznych w celu zapewnienia równomiernego rozkładu temperatur zgrzewane złącze należy osłonić. Przed rozpoczęciem zgrzewania końce łączonych elementów muszą być oczyszczone i poddane obróbce mechanicznej (specjalnym urządzeniem strugającym) tak, aby płaszczyzny zgrzewane były prostopadłe do osi rury. W razie zatuszczenia tak przygotowanych elementów należy je oczyścić spirytusem technicznym.



Rys. 2.7.11. Schemat zgrzewania doczołowego: a), b) proces nagrzewania końców rury, c) docisk i powstawanie zgrzewu, d) schemat złącza, e) złe przygotowanie złącza, f) poprawne przygotowanie złącza, g) wykres przebiegu docisku (ciśnienia) w czasie;  $t_1$  – czas wyrównywania,  $t_2$  – czas podgrzewania,  $t_3$  – czas przestawiania,  $t_4$  – czas spajania i chłodzenia pod ciśnieniem

Zgrzewanie elektrooporowe polega na łączeniu elementów przy użyciu odpowiednich muf, kształtek lub opasek z wykorzystaniem ciepła wydzielanego przez prąd płynący w drucie oporowym. Zgrzewanie wykonuje się przez podłączenie końcówek cewki z drutu oporowego do źródła prądu, po uprzednim umieszczeniu końców zgrzewanych elementów w kształtce. Płynący w obwodzie prąd powoduje wydzielanie się w cewce ciepła, w wyniku czego tworzywo otaczające przewód ulega topnieniu. W tym samym czasie mufa kurczy się, zapewniając połączenie z wymaganą siłą docisku. Występujące w sieci napięcie oraz temperatura są kontrolowane w sposób ciągły, a w razie ich wahań wprowadza się korektę czasu zgrzewania. W przypadku zaniku napięcia uniemożliwiającego zgrzanie elementów operacje można powtórzyć wyłącznie dla rur o średnicach mniejszych od 63 mm. Schemat zgrzewania elektrooporowego przedstawiono na rys. 2.7.12 [1].



Rys. 2.7.12. Schemat zgrzewania elektrooporowego

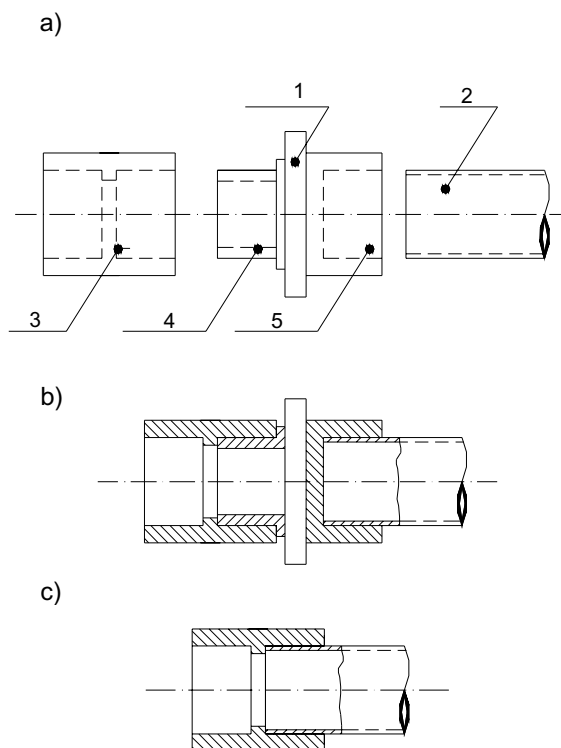
Zgrzewanie mufowe polega na nagrzewaniu zewnętrznej powierzchni elementu i wewnętrznej powierzchni złączki do temperatury zgrzewania, a następnie ich zespoleniu. Oba końce łączonych elementów i złączka są nagrzewane jednocześnie za pomocą odpowiednio ukształtowanych elementów grzewczych. Podobnie jak w przypadku zgrzewania doczołowego i elektrooporowego, zgrzewanie mufowe można stosować tylko w przypadku łączenia elementów z tej samej grupy, których wskaźnik płynięcia jest podobny. Etapy zgrzewania polifuzyjnego (mufowego) ilustruje rys. 2.7.13 [1, 206].

Rury PEHD/PP łączy się na złączki, w kielichach lub przez spawanie ekstruderem. Do uszczelnienia połączeń kielichowych stosuje się gumową uszczelkę, fabrycznie zintegrowaną z kielichem rury. Spawanie rur zapewnia większą szczelność połączeń, co jest szczególnie istotne w przypadku budowy kanałów na obszarach chronionych lub na terenach o wysokim poziomie wód gruntowych. Spawanie może mieć miejsce zarówno po zewnętrznej jak i wewnętrznej stronie rury.

### 2.7.2.3. Przewody z polichlorku winylu

#### 2.7.2.3.1. Produkcja rur z polichlorku winylu

Polichlorek winylu (PCW) jest najstarszym tworzywem sztucznym stosowanym do produkcji przewodów kanalizacyjnych, kształtek i innych elementów sieci. Sposób wytwarzania tego tworzywa opisał w roku 1838 Victor Regnault, lecz dopiero w roku 1912 Fritz Klatte opracował techniczne podstawy jego produkcji [129]. Na skalę przemysłową jest ono wytwarzane dopiero od 1938 roku, mimo że pierwsze zastosowania polichlorku winylu do produkcji rur miały miejsce już w 1935 roku. PCW jest najtańszym z tworzyw sztucznych stosowanych do produkcji przewodów i zapewne dlatego



Rys. 2.7.13. Schemat zgrzewania mufowego: a) elementy systemu, b) nagrzanie końca rury i wnętrza mufy, c) rozgrzany koniec rury wprowadzony do rozgrzanego wnętrza mufy;  
1 – element grzewczy, 2 – rura, 3 – złączka, 4 – rdzeń grzewczy, 5 – tuleja grzewcza

znalazło zastosowanie przy wytwarzaniu instalacji wodociagowych, gazowych, sieci kanalizacyjnych, a także innych specjalistycznych systemów sieciowych.

Polichlorek winylu jest polimerem o powtarzającej się grupie  $n[-CH_2-CH-Cl]$ , otrzymywanym w wyniku polimeryzacji chlorku winylu. Surowcami wyjściowymi do produkcji tego tworzywa są ropa naftowa, z której wytwarzany jest etylen i sól kuchenna, z której uzyskuje się chlor. Ze składników tych powstaje chlorek winylu przekształcony następnie w polichlorek winylu, nazywany także PCW, produkowany w dwóch odmianach: twardy, tzn. nieplastyfikowany, oraz miękki, zmiękczonego dodatkiem od 20 do 70% plastyfikatorów.

Polimeryzację przeprowadza się w polimeryzatorach, otrzymując w ten sposób surową żywicę polichlorku winylu.

Do produkcji rur wykorzystuje się nieplastyfikowany polichlorek winylu oznaczony jako PCW-U, czyli mieszkankę surowej żywicy z dodatkami umożliwiającymi uzyskanie substancji o oczekiwanych właściwościach, nadającej się do przetwarzania oraz odpornej na działanie promieni słonecznych. Gotowe mieszanki na bazie suspensyjnej-

go polichlorku winylu w postaci granulatu wraz z dodatkiem plastyfikatorów, stabilizatorów termicznych, środków smarnych oraz ewentualnie wypełniaczy dostarczane są do wytwórni rur.

Przewody produkowane są metodą wytłaczania w ciągu urządzeń stanowiących linię produkcyjną, która składa się z:

- wytłaczarki, zbudowanej z cylindra, dwóch ślimacznic z otworami do przepływu oleju grzewczego i głowicy rurowej zaopatrzonej w elementy grzejne,
- agregatu grzewczo-chłodzącego olej w ślimacznicach wytłaczarki,
- wanny kalibracyjnej z kalibratorem (zanurzeniowej lub natryskowej) z korkiem powietrznym (kalibracja ciśnieniowa) lub pompą próżniową (kalibracja próżniowa),
- wanny chłodzącej,
- urządzeń odciągających umożliwiających transport wytłaczanej rury,
- piły tnącej rury na odcinki i urządzenia do ich odkładania,
- kielicharki (urządzenie do kielichowania składające się z pieca oraz głowicy kielichującej).

Produkcja rur z polichlorku winylu jest dwuetapowa. Etap pierwszy polega na przygotowaniu granulatu, który jest otrzymywany w wyniku mieszania suspensyjnego polichlorku winylu ze stabilizatorami termicznymi, środkami smarnymi i barwnikami. W czasie mieszania w mieszalniku fluidalnym następuje, w efekcie tarcia, podgrzanie składników, ich nadtopienie i ujednorodnienie granulatu. W drugim etapie granulatu dostarcza się do mieszarki ręcznie lub podajnikiem pneumatycznym, skąd pobierany jest przez ślimak dozownika i transportowany do strefy podawania. Obracający się ślimak przesuwa surowiec, który odbierając ciepło od układu plastyfikującego oraz ciepło tarcia ulega uplastycznieniu (w temperaturze 180–200 °C). Strumień uplastycznionego polichlorku winylu trafia do wyposażonej w elementy grzejne głowicy, gdzie na jej początku zostaje rozdzielony na kilka mniejszych strumieni, a na jej końcu powtórnie scąlonony w kształt pierścienia. W ten sposób przygotowana masa przechodzi przez kalibrator zlokalizowany w wannie kalibracyjnej i w wyniku działania ciśnienia lub próżni zostaje ukształtowana i schłodzona do temperatury zapewniającej trwałość nadanego kształtu. Schłodzona rura jest przycinana i transportowana do kielicharki. W celu umożliwienia identyfikacji produktów oznacza się je metrykami zawierającymi nazwę producenta, typ rury (SDR), symbol surowca, wymiary (średnicę i grubość ścianki), ciśnienie nominalne (PN), datę produkcji i numer partii.

Struktura polichlorku winylu to drobiny zawierające setki cząstek, które dzielą się na klastry molekularne. W procesie produkcji rur drobiny surowca ulegają rozpadowi na klastry, a następnie są łączone w procesie żelowania. Niski poziom żelowania jest jednoznaczny z małą wytrzymałością rury przy dużej jej elastyczności, a wysoki poziom implikuje dużą wytrzymałość przy zmniejszonej odporności na obciążenia udarowe. Dobór poziomu żelowania ma zatem zasadnicze znaczenie dla parametrów wytrzymałościowych produktu finalnego. Kontrola tego poziomu polega na testowaniu jakości połączeń cząsteczek. Jednym z najczęściej stosowanych testów są badania przeprowadzane w dwuchlorku metylenu na próbkach rur w temperaturze 12 °C i 15 °C lub wyż-

szej. Jeżeli powierzchnia pozostająca w kontakcie z dwuchlorkiem metylenu ulegnie wybieleniu, oznacza to, że poziom żelowania był niski.

#### 2.7.2.3.2. Właściwości rur z polichlorku winylu

Instalacje z polichlorku winylu są postrzegane jako posiadające wiele zalet, do których zazwyczaj zalicza się [129]:

- niski ciężar właściwy, około 5–7 razy mniejszy od ciężaru stali i żeliwa,
- długi okres przewidywanej eksploatacji, określany na minimum 50 lat,
- dużą odporność na korozję wewnętrzną i zewnętrzną (na substancje w zakresie pH 2–12, chlorowaną wodę) w tym odporność na korozję elektrolityczną,
- nietoksyczność,
- mały współczynnik chropowatości powierzchni wewnętrznej,
- dużą odporność na przemarzanie,
- dużą odporność na ścieranie,
- dużą elastyczność połączeń, ułatwiającą układanie instalacji,
- łatwość i szybkość montażu,
- znaczną wytrzymałość mechaniczną,
- wysoką szczelność połączeń,
- odporność na działanie mikroorganizmów,
- łatwość łączenia z innymi materiałami,
- szeroki asortyment rur i kształtek.

Do wad rur wytwarzanych z polichlorku winylu zalicza się:

- kruchość w niskich temperaturach,
- niestabilność parametrów wytrzymałościowych przy zmianie temperatury medium,
- dużą rozszerzalność termiczną.

Szczególnie dużo miejsca problemowi właściwości rur PCW oraz ich trwałości poświęcono w monografii [121].

Podstawowe parametry techniczne polichlorku winylu wykorzystywanego do produkcji rur przedstawiono w tabeli 2.7.6 [129].

Przewody z PCW są wrażliwe na zmiany temperatury i powinny być stosowane w temperaturze nie przekraczającej 40 °C. Parametry wytrzymałościowe rur z PCW określa się w temperaturze 20 °C i do tej temperatury odnoszą się deklarowane przez producentów ciśnienia nominalne PN. W przypadku wyższych temperatur wartość dopuszczalnego ciśnienia roboczego  $P_{rob}$  należy skorygować, mnożąc ciśnienie nominalne PN przez współczynnik zmniejszający  $\beta$ , którego wartości zestawiono w tabeli 2.7.7 [254].

Wartości dopuszczalnych ciśnień roboczych zależą także od rodzaju medium. W tabeli 2.7.8 [253] przedstawiono zmianę dopuszczalnej wartości ciśnień roboczych w temperaturze 40 °C, odniesionych do ciśnień w temperaturze standardowej (20 °C) dla różnych mediów.

W przypadku przewodów kanalizacyjnych zaleca się stosowanie standardowych rur z PCW, jeżeli temperatura ciągle płynących ścieków nie przekracza:

Tabela.2.7.6. Podstawowe właściwości nieplastifikowanego polichlorku winylu

Parametr	Wartość	Jednostka
Gęstość	1350–1410	kg/m <sup>3</sup>
Moduł Young'a <i>E</i> :		
• krótkotrwały, 1 minuta	3000–3200	MPa
• długotrwały, 50 lat	1000	MPa
Wytrzymałość na rozciąganie:		
• (próba krótkotrwała) do 3 minut	48–55	MPa
• obliczeniowa	10	MPa
Wskaźnik pływnięcia	–	g/10 min
Liniowy współczynnik rozszerzalności termicznej $\alpha$	$(0,7–0,8) \cdot 10^{-4}$	K <sup>-1</sup>
Ciepło właściwe (przy temperaturze 23 °C)	1,0	J/g·K
Współczynnik przewodności cieplnej $\lambda$	0,15–0,21	W/m·K
Rozszerzalność liniowa	0,06–0,08	mm/m·°C
Wydłużenie przy zerwaniu	>30	%
Udarność (przy temperaturze 23 °C)	bez złamania	kJ/m <sup>2</sup>
Rzeczywisty wskaźnik udarności		
dla temperatury 0 °C	5	%
dla temperatury 20 °C	10	%
Temperatura mięknięcia według Vicata	79	°C
Chłonność wody	<4	mg/cm <sup>3</sup>
Odporność elektryczna	>10 <sup>12</sup>	$\Omega$
Temperatura kształtowania wyrobów	120–130	°C

- 60 °C – dla rur o średnicach do 200 mm,
- 40 °C – dla rur o średnicach w zakresie 250–630 mm,
- 75 °C – przy chwilowym przepływie ścieków.

Przekroczenie tych warunków wymaga stosowania rur o pogrubionych ściankach.

Kruchość rur z PCW w niskich temperaturach (przy zamrażaniu w nich mediów mogą ulegać zniszczeniu) wymaga posadowienia ich poniżej głębokości przemarzania gruntów (według stref określonych w PN-81/B-03020 [171]):

Tabela 2.7.7. Wartości współczynnika korygującego wartość ciśnienia nominalnego PN

Temperatura medium [°C]	Współczynnik $\beta$
20	1,0
30	0,9
35	0,8
40	0,7



Tabela 2.7.8. Zastosowania rur z PCW dla różnych temperatur i ciśnień przy różnych mediach

Rodzaj przepływającej cieczy lub gazu	Temperatura stosowania [°C]	Maksymalne ciśnienie robocze [MPa]		
Ciecze i gazy bezpieczne dla otoczenia, nie wpływające wyraźnie na właściwości PCW (np. woda, powietrze)	20	0,60	1,00	1,60
	40	0,40	0,60	1,00
Ciecze i gazy bezpieczne dla otoczenia, nie wpływające wyraźnie na właściwości PCW (np. kwas siarkowy, amoniak gazowy)	20	0,40	0,60	1,00
	40	0,10	0,25	0,40
Ciecze i gazy obniżające właściwości PCW (np. kwas siarkowy zawierający oleum, chlor gazowy)	20	0,25	0,40	1,00
	40	–	0,10	0,40

- w strefie I – na głębokości nie mniejszej niż 1,0 m,
- w strefie II – na głębokości nie mniejszej niż 1,2 m,
- w strefie III – na głębokości nie mniejszej niż 1,4 m,
- w strefie IV – na głębokości nie mniejszej niż 1,6 m.

Deformacja przewodu (defleksja) przy dobrze posadowionym rurociągu nie powinna przekraczać 3–4%.

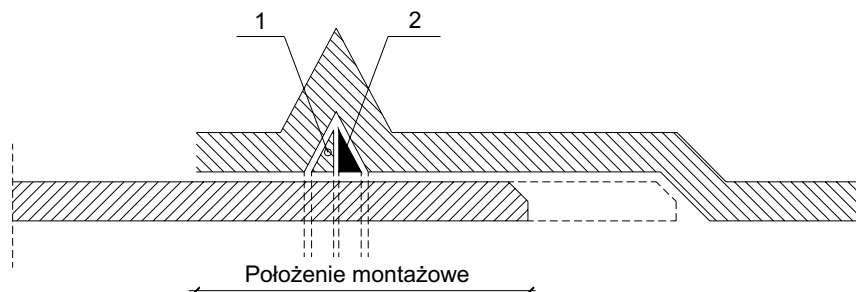
Stan wiedzy na temat odporności chemicznej PCW jest duży, gdyż wynika z wieloletnich badań eksploatacyjnych. Przewodami z tego tworzywa mogą być transportowane ścieki z gospodarstw domowych w zakresie od pH 2 do pH 12. W przypadku ścieków przemysłowych, mimo widocznej odporności tego tworzywa na działanie czynników chemicznych, skład ścieków powinien być każdorazowo przeanalizowany.

PCW jest tworzywem nietoksycznym i rury produkowane z niego są dopuszczone do przesyłania wody pitnej. Tworzywo to nie wpływa na zmianę smaku wody, co odróżnia je od stali i żeliwa, gdzie w przypadku rur produkowanych z tych materiałów występuje zjawisko wtórnego zażelaziania wody.

#### 2.7.2.3.3. Połączenia rur i elementów z PCW

W przypadku przewodów kanalizacyjnych najczęściej stosowanym połączeniem rur wytwarzanych z PCW jest połączenie kielichowe. Polega ono na łączeniu fazowanego (bosego) końca rury lub kształtki z kielichem przy użyciu uszczelki. Trwałość tego połączenia zależy od trwałości uszczelki, która jest wprowadzana do wyprofilowanego w kielichu rowka. Nowe typy uszczelki charakteryzują się łatwością montażu, odpornością na działanie ozonu, ciepła, mikroorganizmów, substancji chemicznych oraz małą odkształcalnością trwałą i relaksacją, jak również możliwością długiego użytkowania. Połączenia dwóch bosych końców są wykonywane przy użyciu złączek dwukielichowych lub nasuwek. Montaż połączeń kielichowych odbywa się przy użyciu dźwigni ręcznej lub urządzeń do wykonywania połączeń wciskowych. Schemat połączenia kielichowego przedstawiono na rys. 2.7.14 [1].

Połączenia klejone stosuje się rzadziej, gdyż są bardzo trudne do wykonania w warunkach polowych na placu budowy. Łączone elementy muszą być czyste, a złącze nie



Rys. 2.7.14. Schemat połączenia kielichowego z uszczelką:  
1 – pierścień oporowy z PCW, 2 – uszczelka z tworzywa sztucznego

może być oddane do eksploatacji przed upływem czasu niezbędnego do związania tworzywa z klejem. Stosowane kleje zapewniają szczelność spoin i ich odporność na wodę, oleje, smary oraz związki chemiczne i wpływy temperatury w stopniu podobnym do odporności rur.

#### 2.7.2.3.4. Asortyment wyrobów z PCW

Produkowany asortyment rur obejmuje rury ciśnieniowe i do kanalizacji grawitacyjnej. Systemy ciśnieniowe stosowane są do budowy:

- instalacji wody zimnej i instalacji przemysłowych z rur (typ 100) i kształtek wtryskowych w zakresie średnic od 16 do 50 mm,
- sieci wodociągowej z rur (typ 125) i kształtek w zakresie średnic od 63 do 630 mm, o klasach ciśnienia PN 6, PN 8, PN 10 i PN 16.

W zależności od sposobu wykonania połączenia rozróżnia się cztery typy rur:

B – bezkielichowe,

K – kielichowe przeznaczone do łączenia klejem,

W – kielichowe do łączenia za pomocą elastycznego pierścienia,

GW – kielichowe przeznaczone do łączenia za pomocą elastycznego pierścienia stosowane na terenach o deformacji odpowiadającej IV kategorii szkód górniczych według klasyfikacji określonej w PN-92/B-10727 [188].

Do grawitacyjnych sieci kanalizacji sanitarnej i deszczowej mogą być stosowane rury o złożonym przekroju ścianki. Wewnętrzną warstwę tych rur tworzy gładka rura, a zewnętrzną rura karbowana (falista), która we wgłębieniach połączona jest z rurą wewnętrzną. Konstrukcja taka charakteryzuje się zwiększoną, w stosunku do rur gładkich, nośnością przy mniejszym (o około 50%) ciężarze. Rury te wyposażone są w połączenia kielichowe.

Innymi rozwiązaniami są rury o potrójnej ściance oraz wzmocniane spiralami o profilu T-owym i prostymi żebrami (rury profilowe). W przypadku pierwszego rodzaju przewodów warstwa zewnętrzna i wewnętrzna wykonana jest z twardego PCW, a warstwa pomiędzy nimi (rdzeniowa) ze spienionego PCW. W ten sposób osiąga się zmniejszenie ciężaru rur o około 25% (przy zachowaniu ich nośności) w stosunku do rur z litymi ściankami.

Rury wzmocnione spiralami T-owymi i żebrami prostymi charakteryzują się dużą sztywnością i są rozwiązaniami stosowanymi do produkcji przewodów w zakresie większych średnic od 400 do 800 mm, co pozwala na ograniczenie zużycia polichlorku winylu.

Producenci przewodów z PCW oferują także kształtki i inne elementy pozwalające budować ujednolicone materiałowo systemy sieciowe.

#### 2.7.2.4. Przewody z polipropylenu

##### 2.7.2.4.1. Produkcja i właściwości rur z polipropylenu

Wzrost zainteresowania przewodami polipropylenowymi obserwuje się od połowy lat dziewięćdziesiątych ubiegłego stulecia. Przyczyniła się do tego standaryzacja polipropylenów oraz ich dobre właściwości, nie zależące od procesu wytłaczania. Polipropylen jest tworzywem o barwie biało-żółtej i wzorze chemicznym  $[-CH_2-CH(CH_3)-]_n$ , powstającym jako produkt polimeryzacji ciśnieniowej propenu w obecności inicjatorów polimeryzacji koordynacyjnej. Cechy tych materiałów sprawiają, że polipropylen może być stosowany do produkcji większości instalacji wewnętrznych i zewnętrznych. Podstawowe właściwości polipropylenu przedstawiono w tabeli 2.7.9 [129].

Zakresy wartości liczbowych przedstawione w tabeli mogą być wykorzystywane w standardowych obliczeniach inżynierskich, jednak każdorazowo powinny być porównywane z wartościami deklarowanymi przez producentów poszczególnych wyrobów.

Na rynku producentów rur występują trzy rodzaje polipropylenu:

- homopolimer PP-H, który może być używany w wysokich temperaturach przy równoczesnym wymaganiu zachowania dużej wytrzymałości i sztywności,
- kopolimer blokowy PP-B, który może być eksploatowany w wysokiej temperaturze przy wymaganiu dużej odporności na uderzenia,
- kopolimer statystyczny PP-R stanowiący odmianę tworzywa używanego w warunkach, gdzie wymagana jest duża elastyczność (giętkość) i wytrzymałość przewodów.

Porównanie właściwości fizycznych polipropylenu PP z homopolimerem PP-H i kopolimerem PP-Co przedstawiono w tabeli 2.7.10 [1].

PP-H i PP-B stosowane są do budowy instalacji specjalistycznych (np. centralnego ogrzewania do temperatury 80 °C), natomiast PP-R, o najpowszechniejszym zastosowaniu, jest wykorzystywany do produkcji rur dla sieci grawitacyjnych i ciśnieniowych.

Gładkie rury polipropylenowe są rzadko stosowane do budowy kanalizacji zewnętrznej. Zastosowania w takich przypadkach mają zazwyczaj przewody o bardziej złożonej budowie ścianek (rury karbowane), których nośność jest wystarczająco duża, a zużycie materiału do ich produkcji mniejsze.

Stosowane do budowy kanalizacji karbowane przewody polipropylenowe powstają w procesie technologicznym, polegającym na wymieszaniu granulowanego PP i wdmuchiowaniu go do leja wytłaczarki z głowicą i kalibratorem. W cylindrze wtlaczarki wywierany jest nacisk na uplastyczniony surowiec (stan ciekły przy temperaturze 200 °C), przemieszczający go pod ciśnieniem 14 MPa do głowicy. Zewnętrzna część ścianki jest wdmuchiwana do karbowanych bloków, a centralny rdzeń schładzający formuje gład-

Tabela 2.7.9. Podstawowe właściwości polipropylenu

Parametr	Wartość	Jednostka
Gęstość	915–965	kg/m <sup>3</sup>
Wytrzymałość na rozciąganie do punktu płynięcia	25–33	MPa
Wytrzymałość na rozciąganie do punktu zerwania	30–41	MPa
Wydłużenie do punktu płynięcia	15–20	%
Wydłużenie do punktu zerwania	800–1000	%
Twardość według Shore	67–72	ShoreD
Napężenie zginające przy odkształceniu 3,5 %	22–32	MPa
Moduł sprężystości <i>E</i> :		
• krótkotrwałej	1250	MPa
• długotrwałej	800	MPa
Wskaźnik płynięcia:		
• przy temperaturze 190 °C i obciążeniu 5,00 kg	1,3–2,4	g/10 min
• przy temperaturze 230 °C i obciążeniu 2,16 kg	1,8–2,2	g/10 min
Udarność:		
• przy temperaturze 23 °C	10–40	MJ/mm <sup>2</sup>
• przy temperaturze 0 °C	3–17	MJ/mm <sup>2</sup>
• przy temperaturze -20 °C	3–7	MJ/mm <sup>2</sup>
Moduł pełzania podczas zginania (dla 1 minuty)	800–1100	MPa
Twardość wyznaczona za pomocą węgelnika	50–68	MPa
Odporność na uderzenia:		
• przy temperaturze 23 °C	–	MJ/mm <sup>2</sup>
• przy temperaturze 0 °C	40–65	MJ/mm <sup>2</sup>
• przy temperaturze 20 °C	14–56	MJ/mm <sup>2</sup>
Współczynnik rozszerzalności liniowej $\alpha$	$(1,5–2,3) \cdot 10^{-4}$	K <sup>-1</sup>
Rozszerzalność liniowa	0,15	mm/m·°C
Współczynnik przewodności cieplnej $\lambda$	0,23	W/m·K
Ciepło właściwe	2,0	kJ/kg·K
Temperatura topnienia	140–165	°C
Temperatura samozapłonu	>360	°C
Oporność elektryczna	>10 <sup>12</sup>	$\Omega$
Dopuszczalny zakres pH	2–12	–

ką powierzchnię wewnętrzną rury. Na wyjściu z wytłaczarki, w temperaturze 150 °C, otrzymywana jest w pełni jednorodna struktura. Powstające w procesie produkcji odpady polipropylenowe są mielone w młynie udarowym i dodawane w ilości nie większej niż 20% do masy pełnowartościowego granulatu. Gotowe rury otrzymywane są w odcinkach lub zwijane w zwoje.

Polipropylen wykazuje dużą odporność na działanie niskich i wysokich temperatur. Przewody z tego tworzywa mogą być przystosowane do transportu mediów o temperaturze 60 °C przy stałym przepływie i do 100 °C przy przepływach chwilowych. Z uwagi na dobrą odporność na działanie niskich temperatur (mogą być montowane nawet

Tabela 2.7.10. Właściwości fizykomechaniczne polipropylenów stwierdzone w wyrobach

Właściwości fizykomechaniczne	Rodzaj polipropylenu		
	PP	PP-H	PP-Co
Gęstość, [g/cm <sup>3</sup> ]	0,91	0,90	0,92
Wytrzymałość doraźna, [MPa]	30	31	39
Wytrzymałość na granicy plastyczności, [MPa]	26	28	32
Moduł sprężystości $E$ , [MPa]	1000	1200	1800
Wydłużenie do zerwania, [%]	800	800	800
Temperatura mięknięcia (Vicat), [°C]	90	80	85
Współczynnik rozszerzalności termicznej $\alpha$ , [1/K·10 <sup>-4</sup> ]	1,8	1,8	1,8
Współczynnik przewodności cieplnej $\lambda$ , [W/m·K]	0,13	0,13	0,13

w temperaturze  $-10\text{ °C}$ ) elementy polipropylenowe są szeroko stosowane w krajach skandynawskich.

Niskie przewodnictwo cieplne polipropylenu ( $0,23\text{ W/m}\cdot\text{K}$ ) redukuje straty ciepła mediów transportowanych przewodami z tego tworzywa, co zmniejsza możliwość powstawania skroplin na powierzchni rur.

Polipropylen jest polimerem o dużym ciężarze molekularnym, co skutkuje jego dużą odpornością na agresywne działanie substancji chemicznych.

Podobnie jak większość materiałów termoplastycznych, polipropylen jest złym przewodnikiem elektrycznym, w związku z czym wytwarzane z niego rury są odporne na działanie prądów błądzących.

Współczynnik chropowatości rur polipropylenowych ( $0,007$ ) sprawia, że w przewodach tych występują małe opory hydrauliczne i śladowa inkrustacja.

Trwałość rur polipropylenowych zależy od ciśnienia transportowanych mediów oraz ich temperatur. Przykładowe wyniki badań trwałości rury polipropylenowej klasy PN 20 przedstawiono na rys. 2.7.15 [129].

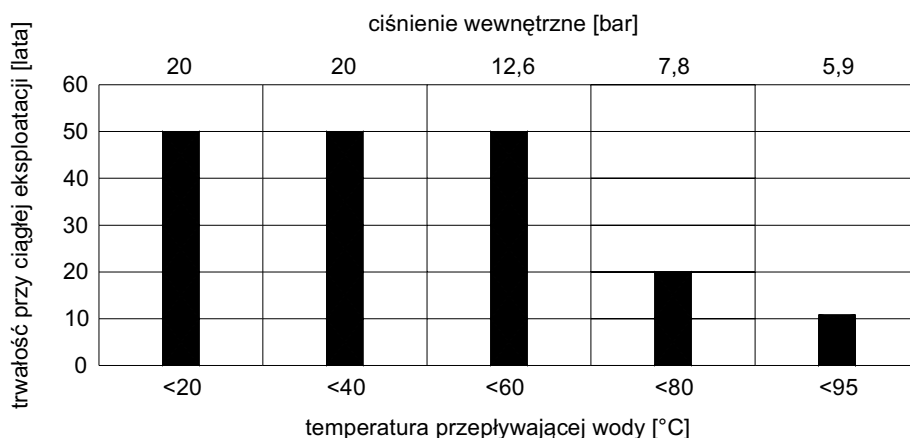
Z przedstawionego rysunku wynika, że w temperaturze nie większej od  $40\text{ °C}$  przewód może pracować przez okres 50 lat pod ciśnieniem odpowiadającym jego klasie (PN20). Przy wzroście temperatury powyżej  $60\text{ °C}$  trwałość przewodu maleje nawet w przypadku zmniejszania ciśnienia.

#### 2.7.2.4.2. Połączenia rur i elementów z PP

Połączenia rur i elementów polipropylenowych gładkich są podobne do połączeń rur i elementów z polietylenu. Podstawowymi typami połączeń są zatem:

- połączenia zgrzewane doczołowo za pomocą zgrzewarek ręcznych lub warsztatowych,
- połączenia zgrzewane elektrooporowo przy użyciu muf i zgrzewarek elektrooporowych.

Wymienione typy połączeń są trwałe, szczelne i charakteryzują się takimi samymi parametrami, jak zgrzewane rury lub kształtki.



Rys. 2.7.15. Trwałość rur polipropylenowych na przykładzie rur klasy PN20

Rury polipropylenowe można łączyć na kielichy z uszczelką, podobnie jak rury z PCW. Rury karbowane oraz rury z różnych materiałów (np. PP z PCW) łączy się za pomocą łączników prostych, redukcyjnych i zatrząskowych. Połączenia takie wykonuje się przy użyciu ściągacza, po uprzednim zamontowaniu uszczelki.

#### 2.7.2.4.3. Asortyment wyrobów z PP

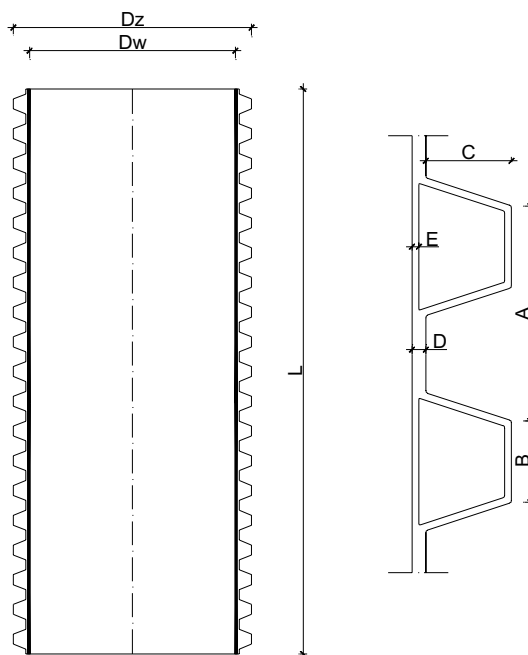
Producenci wyrobów z PP przeznaczonych dla systemów kanalizacyjnych oferują rury gładkie, jednościenne karbowane i dwuścienne karbowane (rury profilowe) oraz studzienki.

Większość produkowanych rur z PP stanowią rury karbowane, jednak niektóre firmy mają także w swojej ofercie rury gładkie (np. Mabo Turlen – do kanalizacji wewnętrznej).

Jednościenne rury karbowane przeznaczone są do kanalizacji lub drenażu (z perforacją). Przewody te wytwarzane są w zakresie średnic od 35 do 260 mm i można je układać, w przeciętnych warunkach, na głębokościach od 0,6 do 10 m poniżej poziomu terenu. Połączenia tych rur wykonuje się zazwyczaj przy użyciu łącznika zatrząskowego. Zaletami tych przewodów są:

- duża sztywność obwodowa przy niewielkim ciężarze,
- duża elastyczność (w kierunku podłużnym) umożliwiająca dostarczanie ich w zwojach.

Dwuścienne rury karbowane, podobnie jak rury jednościenne, mogą być perforowane (do drenaży) i nieperforowane (kanalizacyjne). Przewody te są produkowane w odcinkach długości 6,0 m i zakresach średnic od 120 do 1200 mm. Dopuszczalna głębokość ich ułożenia, w przeciętnych warunkach, waha się w przedziale od 0,6 do 30,0 m poniżej poziomu terenu, co wynika z bardzo dużej nośności tych rur. Połączenia wykonuje się przy użyciu łącznika z wewnętrznym pierścieniem oporowym i uszczelnkami. Schemat przekroju ścianki dwuściennej rury karbowanej przedstawiono na rys. 2.7.16 [88].



Rys. 2.7.16. Przekrój ścianki dwuściennej:  $D_z$  – średnica zewnętrzna,  $D_w$  – średnica wewnętrzna,  $L$  – długość handlowa

Geometria przekroju ścianki rury dwuściennej jest ściśle określona przez wartości A, B, C, D i E, podawane w katalogach przez producenta wyrobu.

Dla umożliwienia budowy jednorodnych materiałowo systemów produkowane są także polipropylenowe, karbowane studzienki:

- osadnikowe – o średnicy od 400 do 750 mm,
- rewizyjne – o średnicy od 750 do 1050 mm,
- kaskadowe – o średnicy od 750 do 1050 mm.

Wysokość studzienek i ich osadników oraz średnice zintegrowanych z nimi króćców do podłączania przykanalików są dobierane na podstawie indywidualnych potrzeb zamawiającego.

### 2.7.3. Przewody z duroplastów

#### 2.7.3.1. Wiadomości wstępne

Na szerszą skalę tworzywa z grupy duroplastów do produkcji rur zaczęto stosować w latach sześćdziesiątych dwudziestego wieku, po tym jak w Szwajcarii podjęto z powodzeniem produkcję cylindrów z poliestrowego kompozytu do nawijania tkanin w procesie ich farbowania.

Cząsteczki duroplastów tworzą ściśle powiązaną we wszystkich kierunkach sieć. Tworzywo to po utwardzeniu, w wyniku nieodwracalnego procesu sieciowania, nie ulega

powtórnemu uplastycznieniu pod wpływem temperatury. W zależności od sposobu utwardzania rozróżnia się duroplasty termoutwardzalne i chemoutwardzalne. Przykładami takich tworzyw są nienasycone żywice poliestrowe i żywice epoksydowe. Duroplasty są niestapialne i niespawalne i podlegają tylko jednokrotnemu kształtowaniu (przed utwardzeniem).

Do produkcji rur stosuje się zazwyczaj żywice poliestrowe, włókno szklane pełniące rolę zbrojenia oraz wypełniacz, z kompozycji których powstaje GRP. Dla rurociągów o specjalnym przeznaczeniu mogą być także stosowane żywice epoksydowe i winyloestrowe oraz modyfikowane. Rury z GRP wytwarzane są w dwóch procesach: odlewania odśrodkowego i w procesie nawojowym.

### 2.7.3.2. Produkcja rur GRP w procesie odlewania odśrodkowego

Do wytwarzania rur w tym procesie stosuje się nienasycone żywice poliestrowe, cięte włókno szklane oraz węglan wapnia i piasek kwarcowy. Do płynnej żywicy dodawane są włókna szklane i wypełniacze. Następnie, po uformowaniu rury, składniki żywicy poddaje się w podwyższonej temperaturze polimeryzacji z wykorzystaniem katalizatora. W efekcie wytworzenia się w czasie reakcji trójwymiarowych wiązań chemicznych, twerdnienie jest procesem nieodwracalnym, co oznacza, że produkt zalicza się do tworzyw termoutwardzalnych, zachowujących niezmienną wymiarów w warunkach podwyższonej temperatury.

Pierwszym etapem produkcji rur jest dozowanie składników kompozytu. Polega ono na wprowadzaniu, za pomocą dozownika tłokowego, do wnętrza wirującej z niedużą prędkością formy: żywicy, utwardzacza, włókna szklanego i wypełniacza. Wymienione składniki, podawane w ściśle określonych proporcjach, są rozprowadzane wzdłuż formy.

Żywicę tworzącą korpus rury miesza się z wypełniaczami, aktywatorami i inhibitorami w specjalnym mieszalniku, skąd przez obieg pierścieniowy zostaje przetransportowana do dozownika, który podaje jej odpowiednie ilości na koniec ramienia dozującego. Tam też zostaje wymieszana z katalizatorem i natychmiast wprowadzana do wnętrza formy. Żywica stanowiąca warstwę wewnętrzną mieszana jest oddzielnie, a następnie w analogiczny sposób podawana do ciągu technologicznego.

Suche wypełniacze wprowadzane są do wnętrza formy za pomocą przenośnika zrzucającego je na koniec ramienia dozującego z prędkością dostosowaną do przebiegu procesu produkcyjnego.

Szkoło tekstylne służące do produkcji rur dostarczane jest w postaci włókien zwiniętych w pakiety lub szpule. W dozowniku umieszczana jest odpowiednia liczba takich szpul, z których włókno jest odwijane i przeciągane na koniec ramienia dozującego. Zainstalowane tam urządzenia tnące tną włókna na odcinki, których długość jest dostosowana do potrzeb bieżącej produkcji.

Po zakończeniu dozowania składników rozpoczyna się proces utwardzania ścianki rury. W tym celu zwiększana zostaje prędkość obrotowa matrycy, co powoduje wzrost siły odśrodkowej. Powstające w wyniku tego ciśnienia osiągają wartości od 3 do 5 MPa,

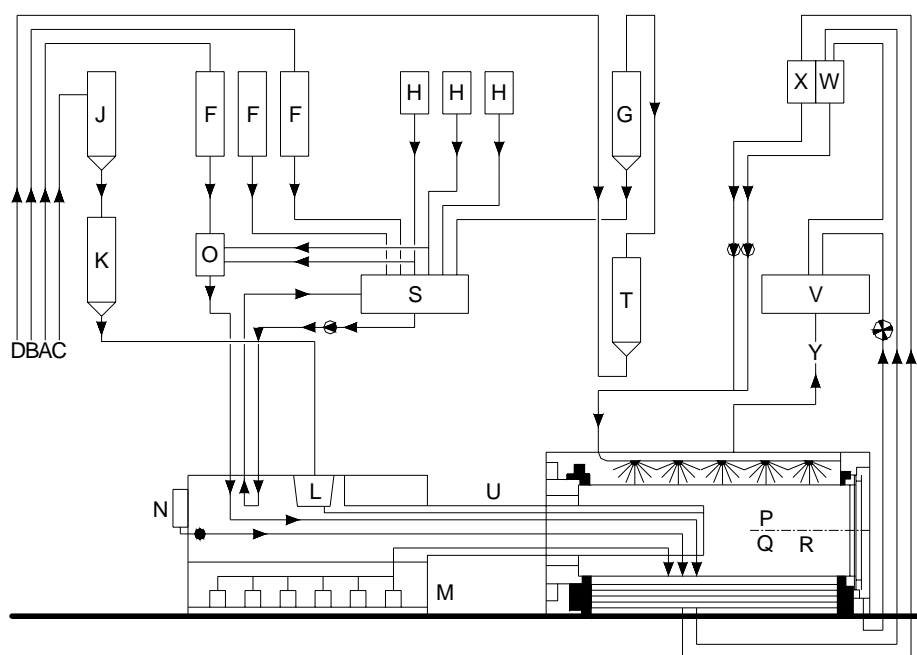


zapewniając całkowite odpowietrzenie ścianki przewodu. Eliminacja pęcherzyków powietrza ma zasadnicze znaczenie zarówno dla trwałości konstrukcji, jak i jej nośności. Następnie, w wyniku rozpylania gorącej wody na zewnętrzną ściankę rury zwiększa się temperaturę formy, a tym samym znajdujących się w jej wnętrzu materiałów oraz tempo reakcji katalitycznej. Dodatkowo formę podgrzewa ciepło wydzielające się podczas naturalnej reakcji egzotermicznej procesu polimeryzacji.

Po zakończeniu utwardzania, które – podobnie jak inne etapy produkcji, jest kontrolowane i sterowane przy użyciu programu komputerowego, forma schładzana jest zimną wodą.

Tak wykonaną rurę wyciąga się z matrycy, przycina, ukosuje jej końce i na jednym z nich montuje łącznik. Na każdej rurze znajduje się oznaczenie podające numer rury, datę jej produkcji, średnicę nominalną, ciśnienie i klasę sztywności oraz normę, z którą produkt jest zgodny.

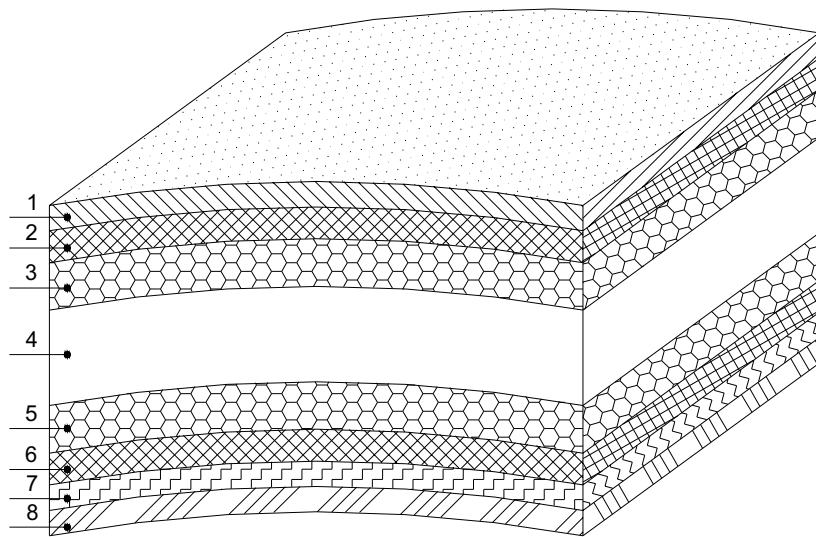
Schemat blokowy procesu produkcji rur GRP metodą odlewania odśrodkowego przedstawiono na rys. 2.7.17 [224].



Rys. 2.7.17. Schemat blokowy produkcji rur w procesie odlewania odśrodkowego: A – doprowadzenie żywicy tworzącej powierzchnię wewnętrzną, B – doprowadzenie żywicy tworzącej korpus rury, C – doprowadzenie wypełniaczy suchych, D – doprowadzenie wypełniaczy żywic, F – zbiornik do przechowywania żywicy, G – silos dozujący wypełniacz, H – zbiornik do przechowywania substancji dodawanych do żywicy, J, K – zbiorniki kruszywa, L – kosz zasypowy dozownika kruszywa, M – dozownik z włóknem szklanym, N – zbiornik i pompa katalizatora, P – urządzenie tnące włókno szklane, Q – mieszalnik żywicy i katalizatora, R – forma obrotowa, S – mieszalnik, T – zbiornik wypełniaczy żywic, U – ramię dozujące, V, W, X – układ chłodząco-grzewczy dla spryskiwaczy wody, Y – wyciąg do usuwania oparów styrenowych

W efekcie omówionego procesu produkcji powstają rury o strukturze ścianki przedstawionej na rys. 2.7.18 [224].

Producenci tego typu rur porównują często budowę przekroju jej ścianki z przekrojem dwuteownika. Warstwy nośne, odpowiadające półkom dwuteownika, składają się w tym przypadku z ciętych włókien szklanych (zbrojenie rozproszone) oraz żywicy i są umieszczone po obu stronach osi obojętnej ścianki, przejmując siły wewnętrzne wy-



Rys. 2.7.18. Struktura ścianki rury wykonanej w technice odlewania odśrodkowego: 1 – zewnętrzna warstwa ochronna, 2 – zewnętrzna warstwa wzmacniająca (włókna szklane, żywica poliestrowa), 3 – warstwa przejściowa (włókna szklane, żywica poliestrowa, piasek), 4 – centralna warstwa nośna (piasek, żywica poliestrowa, włókna szklane), 5 – warstwa przejściowa (jak 3), 6 – wewnętrzna warstwa wzmacniająca (jak 2), 7 – warstwa zaporowa, 8 – wewnętrzna warstwa o dużej zawartości żywicy

wołane obciążeniami zewnętrznymi i wewnętrznymi. Przestrzeń pomiędzy tymi warstwami (odpowiadająca średnicy) zawiera dużą ilość materiału wypełniającego i zwiększa lub zmniejsza ramię sił oraz wskaźnik wytrzymałości przy zginaniu. Taki układ warstw pozwala relatywnie małym nakładem materiałowym osiągać duże nośności rur. Ponadto opisana budowa rury ma za zadanie zapewniać jej następujące wysokie parametry użytkowe:

- zewnętrzna warstwa ochronna zabezpiecza rurę przed promieniowaniem UV,
- warstwa zaporowa uszczelnia strukturę ścianki rury,
- wewnętrzna warstwa o dużej zawartości żywicy zapewnia gładkość wnętrza rury, odporność na działanie substancji chemicznych, odporność na działanie podwyższonych temperatur (do 95 °C w przypadku zastosowania specjalnych żywic) oraz odporność na ścieranie (abrazję).

Chaotyczne ułożenie zbrojenia z ciętych włókien szklanych powoduje, że otrzymany produkt charakteryzuje się porównywalną wytrzymałością na rozciąganie w różnych kierunkach, co oznacza, że rura przenosi dobrze również obciążenia podłużne. Ta cecha przewodów wykonywanych metodą odlewania odśrodkowego sprawia, że z powodzeniem mogą one być opierane lub podwieszane na podporach punktowych.

### 2.7.3.3. Produkcja rur GRP w procesie nawojowym

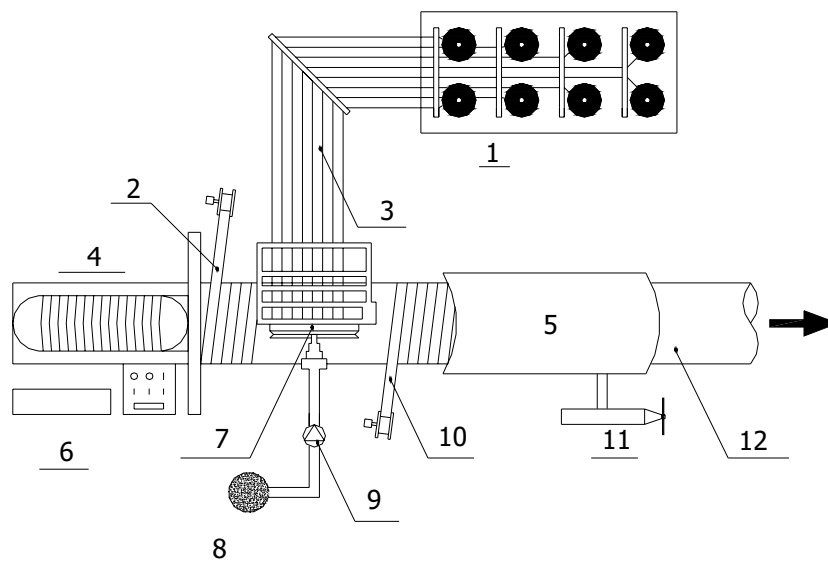
Podobnie jak w procesie odlewania odśrodkowego, materiał kompozytowy, z którego wytwarzana jest rura, powstaje przez dodanie do nienasyconej żywicy poliestrowej piasku kwarcowego i włókien szklanych. Podczas reakcji między żywicą a utwardzaczem powstaje na drodze polimeryzacji żywica reakcyjna o trójwymiarowej strukturze sieciowej. Reakcja sieciowania jest nieodwracalna, co skutkuje tym, że materiał nie ulega plastyfikacji przy powtórnych podgrzewaniu.

Rdzeniem nawojowym jest w tym procesie odpowiednio skonstruowana spirala z taśmy stalowej umożliwiająca produkcję rur o dowolnej długości, tzw. „metodą bez końca”. Na początku linii produkcyjnej taśma nawijana jest na konstrukcję wsporczą, a na końcu ponownie odwijana, co powoduje osiowy posuw umożliwiający produkcję rury w sposób ciągły.

Wszystkie materiały surowcowe i pomocnicze nakładane są na wirujący rdzeń. Najpierw nawijana jest folia rozdzielająca, następnie warstwy żywicy i włókno szklane cięte oraz ciągłe włókno wiążące, tzw. *roving* (często ze szkła ERC o podwyższonej odporności na korozję chemiczną). W strefie środkowej przekroju ścianki rury nakładany jest wypełniacz z piasku kwarcowego. Po nałożeniu wszystkich warstw rura poddawana jest procesowi utwardzenia, a po jego zakończeniu zostaje zsunięta z rdzenia. Polimeryzacja jest przyspieszana przez podgrzanie rury. Od wewnątrz rurę podgrzewa indukcyjnie ogrzewany rdzeń a od zewnątrz – promienniki podczerwieni. Wykonane opisaną technologią przewody, po zdjęciu z linii produkcyjnej, są przycinane na odcinki rur o długości od 0,3 do 18,0 m. Schemat produkcji rur w procesie nawojowym ilustruje rys. 2.7.19 [121].

Budowę ścianki rury przedstawiono na rys. 2.7.20 [121]. Warstwy zewnętrzna i wewnętrzna, przenoszące siły rozciągające od ciśnienia w rurze lub zginania zawierają liczne włókna szklane stanowiące zbrojenie przekroju. W strefie rdzeniowej przeważają powiązane żywicą wypełniacze pochodzenia kwarcowego (piasek kwarcowy), które wykazują dużą zdolność przenoszenia obciążeń ściskających. Gładkie wykończenie powierzchni (szczególnie wewnętrznej) i szczelność struktury uzyskuje się dzięki dużej zawartości żywicy w warstwach zewnętrznej i wewnętrznej.

Jak widać, idea budowy ścianki przewodu w obu procesach ich wytwarzania, odlewania odśrodkowego i nawojowym, jest podobna. Różnica polega przede wszystkim na typie stosowanego zbrojenia z włókien szklanych (w procesie odlewania odśrodkowego nie występuje zbrojenie ciągłe), istnieje natomiast możliwość wykonania ochronnej warstwy wewnętrznej o dowolnej grubości z czystej żywicy.



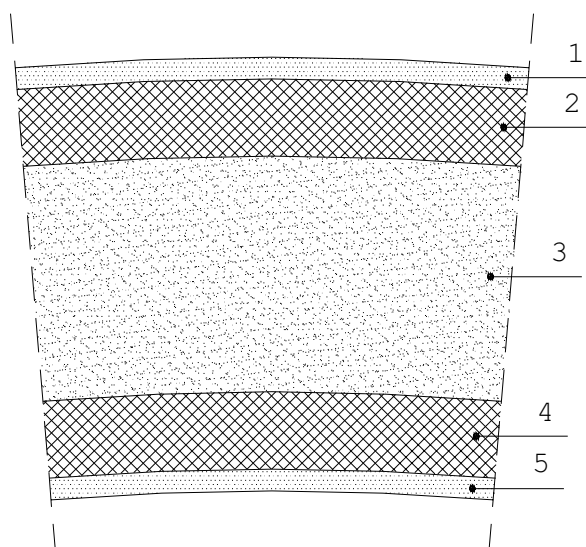
Rys. 2.7.19. Schemat produkcji rur w procesie nawojowym: 1 – stojak z włóknem, 2 – folia wewnętrzna, 3 – włókno cięte i roving, 4 – napęd, 5 – strefa utwardzająca, 6 – komputer, 7 – żywica, 8 – zbiornik mieszający (żywica i utwardzacz), 9 – pompa dozująca, 10 – folia zewnętrzna, 11 – piła, 12 – gotowa rura

#### 2.7.3.4. Właściwości i badania rur GRP

Zaletami polimerów wzmocnionych włóknem szklanym (tzw. polimerów włóknistych) są ich zwiększona wytrzymałość mechaniczna, mała gęstość, stabilność wymiarów oraz dobra termoodporność. Właściwości te zależą od rodzaju i zawartości włókna, jego postaci oraz adhezji matrycy polimerowej [257]. Wynika to z faktu, że polimery są izotropowe i lepkosprężyste, włókna natomiast są anizotropowe i mają właściwości ciała sprężystego.

Sz szczególnie trudne do scharakteryzowania są kompozyty wzmocniane włóknem ciągłym ze względu na ich właściwości anizotropowe. Powinno się je opisywać większą liczbą niezależnych modułów sprężystości (minimum 5 lub 6) oraz dwoma współczynnikami Poissona. Materiały izotropowe wystarczy scharakteryzować maksymalnie trzema modułami sprężystości:  $E$  – moduł sprężystości wzdłużnej (Younga),  $G$  – moduł Kirchhoffa, sprężystości poprzecznej i  $K$  – moduł ściśliwości, sprężystości objętościowej) i jednym współczynnikiem Poissona [257].

Jak wynika z powyższego dokładne zestawianie fizycznych właściwości rur wytwarzanych z tworzyw kompozytowych jest trudne i niecelowe ze względu na ich zbyt duże zróżnicowanie. W tabeli 2.7.11 przedstawiono zatem przedziały zmienności podstawowych właściwości i parametrów rur GRP, określone na podstawie analizy materiałów technicznych trzech producentów takich wyrobów na rynku polskim [100, 222, 224] oraz [121, 257].



Rys. 2.7.20. Schemat struktury ścianki rury wykonanej w procesie nawojowym: 1 – warstwa zewnętrzna (chroniąca przed promieniowaniem UV), 2 – zewnętrzna warstwa konstrukcyjna (żywica poliestrowa zbrojona obwodowo włóknem szklanym ciągłym i ciętym), 3 – warstwa centralna, tzw. rdzeń (żywica poliestrowa z wypełnieniem selekcyjonowanym piaskiem kwarcowym), 4 – wewnętrzna warstwa konstrukcyjna zbrojona włóknem rozproszonym i ciągłym, 5 – warstwa wewnętrzna z żywicy (zapewniająca gładkość, odporność chemiczną i mechaniczną)

Zakresy wartości liczbowych przedstawione w tabeli 2.7.11 mogą być wykorzystywane w standardowych obliczeniach inżynierskich, jednak każdorazowo powinny być porównywane z wartościami deklarowanymi przez producentów poszczególnych wyrobów. W przypadku modułu  $E$  oraz wytrzymałości  $\sigma$  ich wartości z technicznych kart wyrobów należy dobrać w zależności od analizowanego wyężenia przewodu, gdyż np.:

- $E$  może oznaczać moduł sprężystości obwodowej przy zginaniu, moduł sprężystości obwodowej przy rozciąganiu lub moduł sprężystości w kierunku podłużnym przy zginaniu, rozciąganiu lub ściskaniu,
- $\sigma$  może oznaczać wytrzymałość obwodową na rozciąganie albo wytrzymałość osiową na rozciąganie lub ściskanie.

Obwodowa sztywność rur GRP badana jest według zaleceń podanych w części 4. normy DIN53769 oraz w normie PrPN-EN1228. Na podstawie wartości średnich z przeprowadzonych testów obliczana jest sztywność początkowa, która zgodnie z wymogami zawartymi w części 2 normy DIN16869 nie może być mniejsza od przypisywanych rurom wartości obwodowej sztywności nominalnej SN (porównaj tabela 2.7.2).

Test polega na pobraniu z kontrolowanej partii rur próbki o długości 300 mm i poddaniu jej działaniu takiego obciążenia liniowego, które spowoduje w ciągu 1 minuty ugięcie rury równe 3% jej średnicy. Po upływie dwóch minut, w czasie których ugięcie jest utrzymywane, dokonuje się pomiaru siły uginającej oraz wartości ugięcia „plastycznego”. Procedura jest powtarzana dwukrotnie, każdorazowo po obróceniu rury o 120°

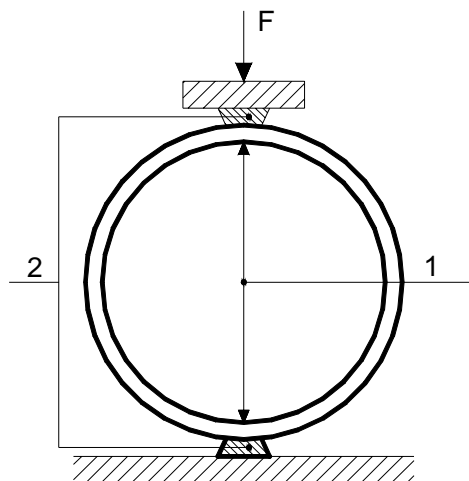
Tabela 2.7.11. Podstawowe właściwości rur GRP

Parametr	Wartość	Jednostka
Gęstość	1600–2200	kg/m <sup>3</sup>
Moduł sprężystości <i>E</i> :		
• krótkotrwałe	8000–24000	N/mm <sup>2</sup>
• długotrwałe	5000–14000	N/mm <sup>2</sup>
Maksymalne wydłużenie przy zerwaniu:		
• obwodowe przy rozciąganiu:		
• początkowe	1,4	%
• długotrwałe	0,9	%
• obwodowe przy zginaniu:		
• początkowe	1,9	%
• długotrwałe	1,2	%
Współczynnik Poissona <i>v</i>	0,25–0,40	–
Wytrzymałość $\sigma$	50–450	N/mm <sup>2</sup>
Odporność na ścieranie (po 400 000 cykli obciążeniowych)	0,7	mm
Współczynnik rozszerzalności termicznej $\alpha$ :		
• w kierunku wzdłużnym	$0,30 \cdot 10^{-4}$	K <sup>-1</sup>
• w kierunku obwodowym:		
– rury bezciśnieniowe	$0,20 \cdot 10^{-4}$	K <sup>-1</sup>
– rury ciśnieniowe	$0,15 \cdot 10^{-4}$	K <sup>-1</sup>
Współczynnik przewodności cieplnej $\lambda$	0,19–0,30	W/m·K
Maksymalna temperatura robocza (żywica poliestrowa – standard):		
• stała	45	°C
• krótkotrwałe	60	°C
Lepkość kinematyczna dla temperatury:		
• 0 °C	$1,79 \cdot 10^{-6}$	m <sup>2</sup> /s
• 10 °C	$1,31 \cdot 10^{-6}$	m <sup>2</sup> /s

i upływie 15 minut na odprężenie sprężyste (porównaj rozdział 5.2.4). Schemat typowego stanowiska do wyznaczenia sztywności obwodowej przedstawiono na rys. 2.7.21 [224].

Standardowo produkowane są rury o sztywnościach SN2500, SN5000 oraz SN10000.

Badania wytrzymałości GRP na ścieranie prowadzone są według tzw. „metody darmstadzkiej”, opracowanej przez Instytut Hydrauliki i Hydrologii w Darmstadt i ujętej w normie DIN 19659. Badanie polega na osiowym przechylaniu w zakresie 20 stopni półowki rury o długości 470 mm, w wyniku czego mieszanina cierna (piasek z wodą) przemieszcza się naprzemiennie w obu kierunkach, powodując ścieranie wewnętrznej powierzchni przewodu. Wymaga się, aby warstwa zaporowa rury nie została starta po 100 000 cykli. Schemat badania ścieralności według metody darmstadzkiej przedstawiono na rys. 2.7.22, a ubytki grubości ścianek rur wytwarzanych z różnych tworzyw określone na podstawie tego testu są zamieszczane w katalogach producentów rur [99,



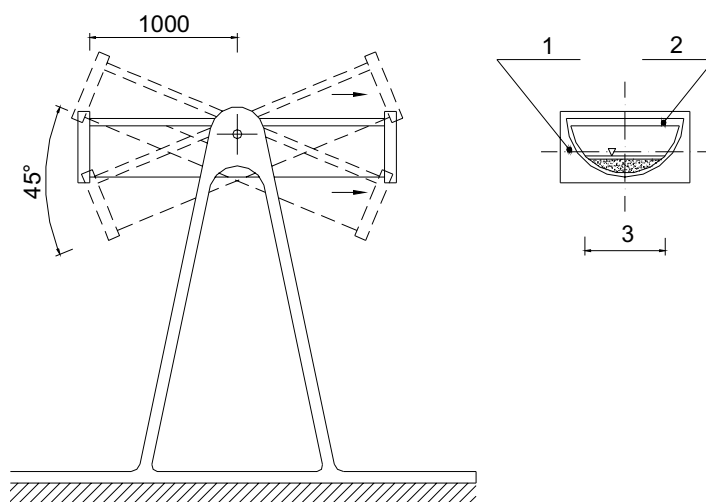
Rys. 2.7.21. Schemat stanowiska do testowania sztywności obwodowej:  
1 – pomiar ugięcia (wykonywany w połowie długości testowanej próbki), 2 – belki

224]. Z materiałów tych wynika jednoznacznie, że przewody z tworzyw sztucznych charakteryzują się dużą odpornością na ścieranie.

Odporność rur GRP na działanie czynników chemicznych bada się przy ich równoczesnym odkształceniu, co w przypadku rur podatnych ma zasadnicze znaczenie.

W testach takich nakładają się na siebie dwa rodzaje obciążeń:

- fizyczne (obciążenia mechaniczne),
- chemiczne (obciążenia medium).

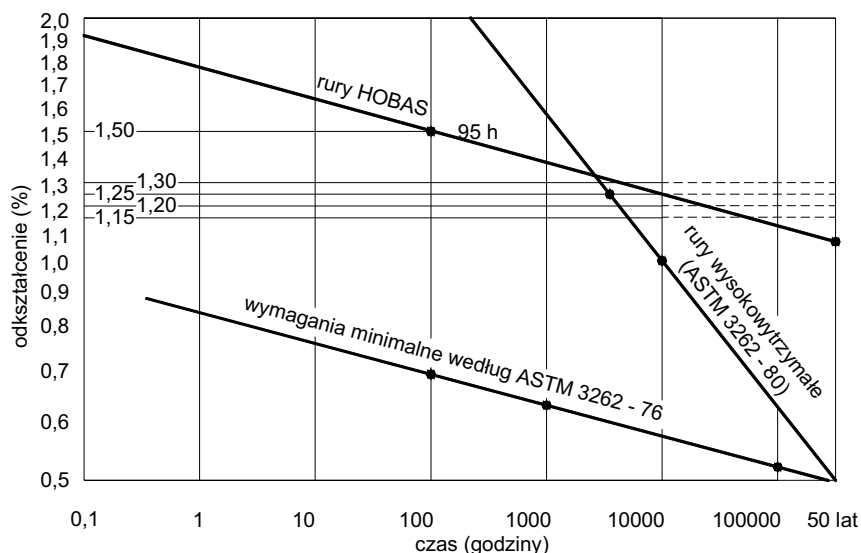


Rys. 2.7.22. Schemat urządzenia do badania ścieralności metodą darmstadzką:  
1 – płyta czołowa, 2 – pokrywa, 3 – szerokość strefy działania materiału ciernego

Badania standardowe przeprowadzane są zgodnie z wytycznymi ASTM 3681 na co najmniej 18 próbkach w skali 1:1, przy różnych wielkościach odkształceń, w czasie gdy wewnątrz próbek wypełnione jest 5% roztworem kwasu siarkowego. W prowadzonych w ten sposób testach rury GRP osiągają znaczne wydłużenia skrajnych włókien szklanych, co przy ich ochronie wewnętrzną warstwą żywicy o grubości ca. 1 mm pozbawioną włókien i zapewniającą duży opór dyfuzyjny powoduje, że rury te wykazują znaczącą odporność na działanie czynników chemicznych.

Przykład wyników takich badań na próbkach z rur firmy HOBAS przedstawiono na rys. 2.7.23 [224].

Prowadzone są także standardowe badania (bez udziału obciążeń mechanicznych) odporności rur GRP na działania kwasów, zasad i soli. W tym przypadku ich odporność ma bezpośredni związek z zastosowanymi typami żywic. Żywice standardowe za-



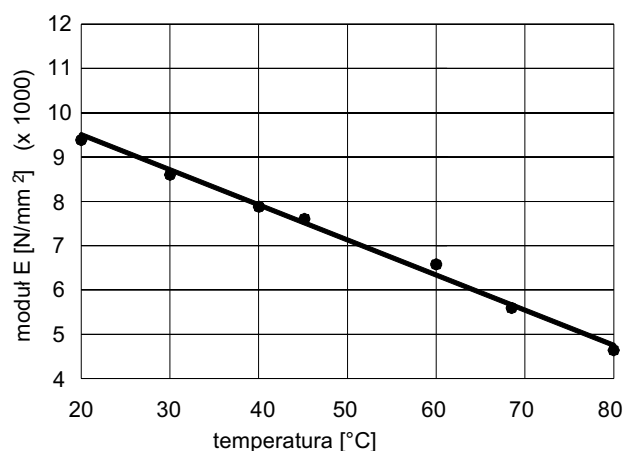
Rys. 2.7.23. Odporność rur GRP (firmy HOBAS) na korozję chemiczną przy odkształceniu

pewniają odporność na działanie ścieków komunalnych o zakresie pH od 1 do 12, przy ich temperaturze nie przekraczającej 35 °C. W przypadku niestandardowych wymagań, np. dla ścieków przemysłowych, można zastosować do produkcji rur żywice specjalne o podwyższonej odporności chemicznej. Przewody GRP nie są wrażliwe na korozję elektrochemiczną, w związku z czym są odporne na działanie prądów błądzących.

Parametry techniczne rur GRP ulegają zmianie pod wpływem wzrostu temperatur. Wynika to z obniżania się wartości modułu sprężystości  $E$ , co dla badań rur HOBAS w zakresie temperatur od 20 °C do 80 °C zilustrowano na rys. 2.7.24 [224].

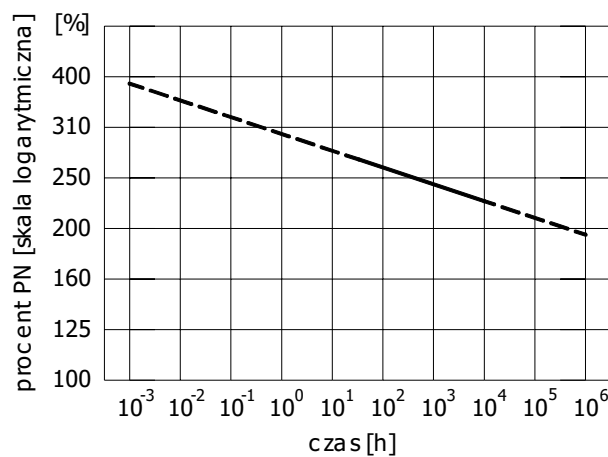
Rury GRP, ze względu na możliwość stosowania ich do budowy przewodów ciśnieniowych, poddawane są także ocenie z punktu widzenia ich odporności na długotrwały wpływ ciśnienia (tzw. test regresji ciśnieniowej). Badanie wykonuje się w celu określenia długotrwałych właściwości przewodu (w okresie nie krótszym niż 50 lat), takich



Rys. 2.7.24. Zmiana modułu  $E$  pod wpływem temperatury

jak wytrzymałość na zniszczenie w wyniku ugięcia lub rozciągania odniesiona do przekroju poprzecznego przewodu. Reprezentatywną próbkę poddaje się obciążeniom w czasie nie krótszym niż 10 000 godzin z ekstrapolacją wyników do ich wartości po upływie 50 lat. Wyniki takiego testu dla rur HOBAS przedstawiono na rys. 2.7.25 [224].

Rury GRP, podobnie jak wyroby z większości innych tworzyw sztucznych, praktycznie nie ulegają inkrustacji.



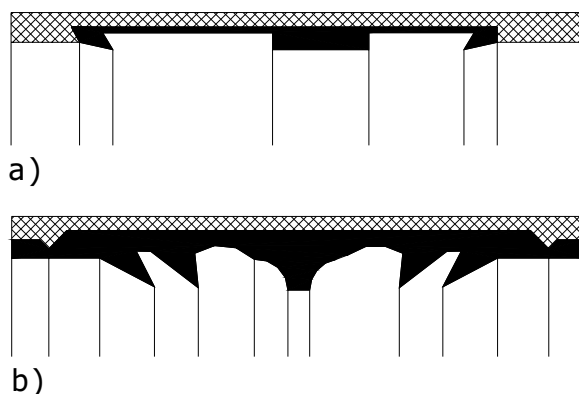
Rys. 2.7.25. Wyniki testu odporności na długotrwały wpływ ciśnienia

### 2.7.3.5. Połączenia rur i elementów z GRP

Do łączenia elementów z tworzywa kompozytowego GRP wykonuje używając łączników standardowych lub specjalnych. Pierwsze z nich wykonywane są z żywicy po-

liestrowej wzmocnionej włóknem szklanym i zaopatrzone w elastomerowe (EPDM – kauczuk etylenowo-propylenowy) uszczelki.

Przykładowo, do łączenia standardowych rur (produkowanych przez firmę HOBAS) ze sobą oraz kształtkami bosymi wykorzystuje się łączniki FWC. Są to elementy poliestrowe zbrojone włóknem szklanym, których integralną część stanowi elastomerowa membrana o pełnej szerokości. Łączniki te są łatwe w montażu i tworzą całkowicie nieprzepuszczalne połączenie o parametrach odpowiadających parametrom rury (mają tylko nieco większą sztywność od łączonych rur). Dzięki łatwości wykonania połączenia FWC rury mogą być cięte i łączone w dowolnym miejscu na całej długości. Przykłady rozwiązań łączników przedstawiono na rys. 2.7.26 [16, 224].



Rys. 2.7.26. Łączniki typu FWC: a) łącznik asymetryczny, b) łącznik symetryczny

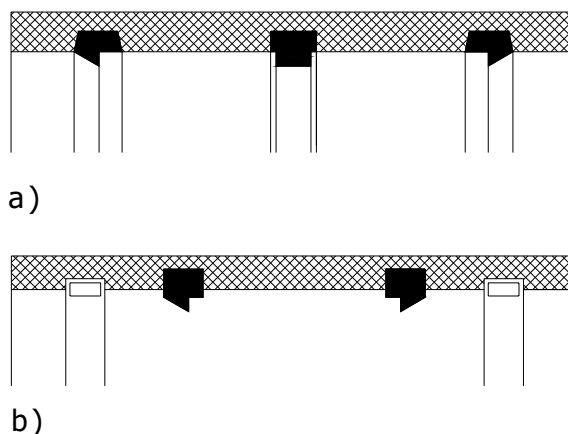
Do łączenia rur przy użyciu tych łączników stosuje się dźwigniki, wciągarki ręczne lub łyżkę koparki, zwłaszcza do łączenia rur w zakresie średnic nominalnych od 200 do 2400 mm, pracujących w typowych warunkach gruntowo-wodnych.

Do połączeń standardowych zalicza się także laminaty z mat szklanych i żywicy poliestrowej. Ten typ łączników stosowany jest w gruntach miękkich, o małej nośności lub w zwartej zabudowie uniemożliwiającej wprowadzenie oprzyrządowania.

Łączniki rur przeciskowych i do mikrotunelowania są tak skonstruowane, że ich zewnętrzna średnica odpowiada zewnętrznej średnicy łączonych rur. Mogą to być elementy wykonane z żywicy (GRP) lub metali nierdzewnych. Przykładem takich łączników w systemie firmy HOBAS są łączniki typu S (GRP), FS (metal) i M, L i XL (GRP).

Do zastosowań specjalnych dostępne są systemy połączeń DC oraz połączenia blokowane DCL. Wykorzystuje się je w rurociągach podwodnych lub w instalacjach pionowych (orurowania szybów lub odwiertów) oraz w strefie działań sejsmicznych i parasejsmicznych. Są to łączniki przystosowane do blokowania się na bosych końcach rur. Przykłady tych łączników przedstawiono na rys. 2.7.27 [16, 224].

Do łączenia rur GRP z armaturą lub z rurami wykonanymi z innych materiałów stosuje się połączenia kołnierzowe z kołnierzami wykonanymi z metalu lub GRP.



Rys. 2.7.27. Łączniki specjalne: a) typ DC, b) typ DCL (łącznik blokowany)

Typowe połączenia rur firmy OWENS-CORNING to sprzęgła typu „Reka”, które w wersji „Reka-Zok” są przystosowane do przenoszenia sił podłużnych, co umożliwia niestosowanie bloków oporowych. W razie konieczności łączenia rur GRP z rurami z innych materiałów lub łączenia nietypowych kształtek stosuje się sprzęgła mechaniczne, np. typu „Straub”.

#### 2.7.3.6. Asortyment wyrobów

Na krajowym rynku producentami i dostawcami elementów do budowy kanalizacji są firmy: HOBAS, FLOWTITE ROHRE DEUTSCHLAND (dawniej OWENS-CORNING) oraz NORDCAP PLASTIC. Przewody pierwszej z wymienionych firm powstają w procesie odlewania odśrodkowego, a drugiej i trzeciej – w procesie nawojowym.

Podstawowym produktem tych firm są rury gładkie w zakresie średnic nominalnych:

- 100–2400 mm – rury beciśnieniowe o klasach sztywności SN2500, SN5000 i SN10000, przy długości prefabrykatu równej 6,00 m,
- 150–2400 mm – rury ciśnieniowe o klasach sztywności SN500 i SN10000, dostosowane do ciśnień nominalnych PN6, PN10, PN16, PN20 i PN25, przy długości prefabrykatu równej 6,0 m.

Produkowane są ponadto rury specjalne:

- 200/300–1800/2000 mm – podwójne, składające się z części przewodowej (wewnętrznej) o innej sztywności od części osłonowej (zewnętrznej), przy długości prefabrykatu równej 6,0 m,
- 200–2400 mm – reliningowe,
- 200–2400 mm – do mikrotunelowania (o grubościach ścianek dostosowanych do przenoszenia dużych sił podłużnych i poprzecznych).

Produkcję rur uzupełnia produkcja elementów i kształtek niezbędnych do budowy systemów sieciowych:

- studzienek dla kanałów (z kinetą otwartą, zamkniętą, z zamknięciem syfonowym itp.),
- studzienek dla przewodów ciśnieniowych (z armaturą odpowietrzającą),
- pompowni,
- kanałów i urządzeń piętrzących,
- zbiorników przeciwpożarowych i wody pitnej,
- studzienek z obejściem (tzw. by-pass),
- rurociągów zasilających turbiny,
- i innych.

Oznakowania rur zawierają numer rury, datę produkcji, średnicę nominalną, klasę ciśnienia i klasę sztywności oraz normę, z którą produkt jest zgodny.

Oznakowanie łączników podaje średnicę nominalną oraz klasę ciśnienia.

#### **2.7.4. Badania polimerów**

Metody badań właściwości polimerów są zbliżone do metod badań analogicznych właściwości metali czy ceramiki. Jednak ze względu na lepkosprężyste cechy tych tworzyw, o czym była już mowa, należy bardzo dokładnie określić w ich przypadku parametry pomiarów. Najistotniejszymi cechami polimerów w przypadku ich zastosowań do produkcji przewodów kanalizacyjnych są ich właściwości mechaniczne, zmiany tych właściwości pod wpływem temperatury oraz odporność chemiczna. Sposoby badania tych parametrów określają stosowne normy międzynarodowe (ISO), polskie (PN), branżowe oraz procedury poszczególnych producentów tworzyw, a także specjalistyczne podręczniki [257]. Opisu tych metod i procedur, wobec ich dużej liczby, nie sposób zamieścić w niniejszej książce.

## 3. Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe przewodów

### 3.1. Przewody ułożone w wykopach

#### 3.1.1. Wprowadzenie

Podstawowym problemem napotykanym w projektowaniu konstrukcji przewodów uzbrojenia podziemnego jest wyznaczenie wielkości oraz rozkładu obciążeń działających na ich powierzchnię zewnętrzną. Trudności te wynikają z losowego i reologicznego charakteru czynników mających wpływ na pracę konstrukcji zagłębionej w ośrodku gruntowym [28, 230]. Powoduje to występowanie znacznych rozbieżności między wynikami otrzymanywanymi podczas analiz teoretycznych oraz badań eksperymentalnych. Trudna do osiągnięcia jest także powtarzalność badań doświadczalnych [226, 230]. Konsekwencją tego stanu jest m.in. brak polskiej normy, dotyczącej obliczania obciążeń działających na przewody uzbrojenia podziemnego. Stwarza to niekorzystną sytuację, gdyż stosowane obecnie, różniące się od siebie metody obliczeniowe, utrudniają weryfikację wyników i mogą prowadzić do nieuzasadnionego przewymiarowania konstrukcji przewodów. Powodem tego jest zazwyczaj nieuwzględnianie faktu, że ośrodek gruntowy stanowi nie tylko obciążenie budowli, ale także w pewnych warunkach może brać udział w przenoszeniu obciążeń. Współpraca układu konstrukcja–ośrodek gruntowy oraz jej wpływ na wyężenie konstrukcji zależne są od wielu czynników i zostaną omówione w dalszej części tego rozdziału. Efektem takiej współpracy jest poprawa rozkładu obciążeń przez zbliżenie go do optymalnego – równomiernie rozłożonego wokół przekroju i tym samym zmniejszenie ekstremalnych wartości momentów zginających, decydujących o wielkości ugięć oraz o nośności wymiarowanych przekrojów.

Często przyjmuje się niezależność rozkładu obciążeń działających na przewód zagłębiony w gruncie od czasu. Przeczą jednak temu wyniki badań doświadczalnych i obserwacje dawno zrealizowanych obiektów. W badaniach tych wykazano korzystny wpływ czasu na rozkład parcia gruntu na przewód w rozpatrywanym przekroju [28]. Wynika z tego, że po dłuższym okresie eksploatacji wzrasta współczynnik bezpieczeństwa konstrukcji i jest ona zdolna do przejęcia obciążeń większych niż projektowane, jeśli podczas eksploatacji nie doszło do jej uszkodzenia bądź osłabienia.

Analiza pracy konstrukcji przewodu zagłębionego w gruncie prowadzona jest zwykle przy założeniu płaskiego stanu odkształceń. Takie założenie zawiera pewne uproszczenie polegające na przyjęciu, że konstrukcja nie pracuje w kierunku podłużnym. Nie jest to wprawdzie w pełni zgodne ze stanem faktycznym, ale w wielu przypadkach

takie uproszczenie jest możliwe do przyjęcia. W rzeczywistości zawsze występują mniejsze bądź większe zakłócenia płaskiego stanu, co jest spowodowane pracą przewodu w kierunku podłużnym. Powodem takich zakłóceń, oprócz sił podłużnych w przewodach ciśnieniowych wywołanych przepływem cieczy, są najczęściej zróżnicowane na długości obciążenia oraz warunki posadowienia. Stosując tradycyjne technologie realizacji rurociągów w wykopach otwartych, nie można całkowicie wyeliminować wspomnianych zakłóceń ze względu na losowy i reologiczny charakter ośrodka gruntowego.

Klasyk teorii sprężystości Gorbunow [74] podaje, że wpływ pracy w kierunku podłużnym praktycznie nie odgrywa istotnej roli przy wymiarowaniu elementów o długości do 2,0 m. Tak więc w przypadku przewodów zbudowanych z rur nie przekraczających tej długości przyjęcie płaskiego stanu odkształceń jest uznawane za wystarczająco dokładne. W praktyce, również w analizach prowadzonych dla przewodów dłuższych – oprócz tych, które przenoszą znaczne siły podłużne wywołane czynnikami termicznymi, dynamicznymi bądź siłami skupionymi – wpływ pracy konstrukcji w kierunku podłużnym na jej wyężenie jest zazwyczaj pomijany.

W szczególnych przypadkach jednak analiza uwzględniająca podłużną pracę rur może okazać się konieczna.

### 3.1.2. Początki rozwoju teorii obliczeniowych

#### 3.1.2.1. Początki rozwoju teorii dotyczących rur sztywnych

Początkowo teorie obliczeniowe dotyczyły rur sztywnych, gdyż innych wówczas nie znano. Prekursorem tych badań był Marston, który wyznaczał wypadkowe parcie gruntu  $G$  na rurę sztywną ułożoną w wykopie [137]. Schemat obliczeniowy przedstawiono na rys. 3.1.1a.

Wypadkowe obciążenie gruntem  $G$  obliczano według równania:

$$G = c\gamma B^2 \quad (3.1.1)$$

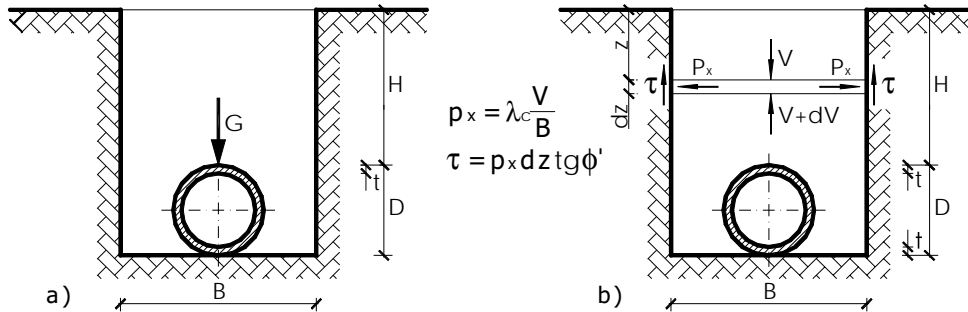
gdzie:  $B$  – szerokość wykopu,

$\gamma$  – ciężar objętościowy gruntu,

$c$  – współczynnik redukcyjny zależny od właściwości gruntu oraz od stosunku  $H/B$ .

Do równania (3.1.1) można dojść także drogą teoretyczną, rozpatrując siły działające na elementarną warstewkę gruntu o grubości  $dz$  znajdującą się na głębokości  $z$  (rys. 3.1.1b). Z warunków równowagi sił otrzymuje się równanie różniczkowe, którego rozwiązaniem jest właśnie wyrażenie (3.1.1), przy czym współczynnik  $c$  opisany jest wzorem [97, 235]

$$c = \frac{1 - \exp\left[-2\lambda_c \frac{H}{B} \operatorname{tg} \varphi\right]}{2\lambda_c \operatorname{tg} \varphi} \quad (3.1.2)$$



Rys. 3.1.1. Podstawowe schematy obliczeniowe dla rury sztywnej.  
Objaśnienia w tekście

gdzie:  $\lambda_c = \operatorname{tg}^2 \left[ \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right]$  – współczynnik Rankina,

$\phi$  – kąt tarcia wewnętrzznego,

$\phi$  – kąt tarcia między gruntem zasypki a ścianą wykopu.

Badania mające na celu uściślenie wartości współczynnika redukcji kontynuowali m.in. Jansen [95], Schreyer [225] oraz Klejn [103] zalecający obliczanie wypadkowego obciążenia gruntem  $G$  według równania:

$$G = cm\gamma HB_g \quad (3.1.3)$$

gdzie:  $B_g = 0,5(B + D)$  – obliczeniowa szerokość wykopu,

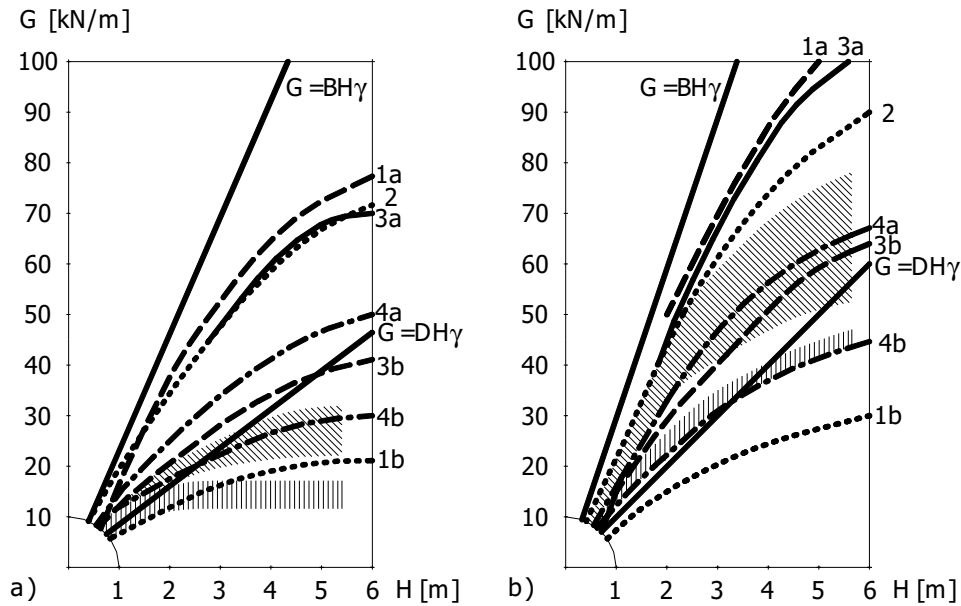
$m$  – współczynnik koncentracji obciążeń zależny od współczynnika sztywności układu  $n$  (według równania (2.7.1)) i wyrażony wzorem:

$$m = \frac{5 + 3n}{(1 + n)(3 + n)} \quad (3.1.4)$$

Kolejne etapy rozwoju teorii dotyczącej analizy przewodów sztywnych ułożonych w gruncie opartej na teorii silosów wiążą się m.in. z takimi nazwiskami jak Voellmy, Wetzorke, Schreyer, Guerrin, Leonhard. Przyczynili się oni także do badań zależności współczynnika redukcji  $c$  od różnych czynników. Ich wyniki przedstawione są m.in. w pracach [77, 127, 225, 237, 242]. Trudność tych badań wiąże się z dużą liczbą czynników mających wpływ na przebieg zjawisk, a także ich losowym i reologicznym charakterem.

Impulsem prowadzącym do zintensyfikowania badań i zwiększenia ich zakresu było pojawienie się przewodów z rur elastycznych, określanych także jako podatne (porównaj rozdział 2.7).

Na wykresie (rys. 3.1.2) przedstawiono wypadkowe obciążenie gruntem  $G$  działające na sztywną rurę w zależności od jej zagłębienia w gruncie, wyznaczone według różnych teorii obliczeniowych [118]. Pola zakreskowane to rezultaty badań doświadczalnych. Widoczne są duże rozbieżności otrzymanych wyników.



Rys. 3.1.2. Wielkości obciążeń działających na sztywną rurę w zależności od jej zagłębienia w gruncie, wyznaczonych według różnych teorii obliczeniowych:  
 a) zasypka z gruntu sypkiego, b) zasypka z gruntu spoiстого

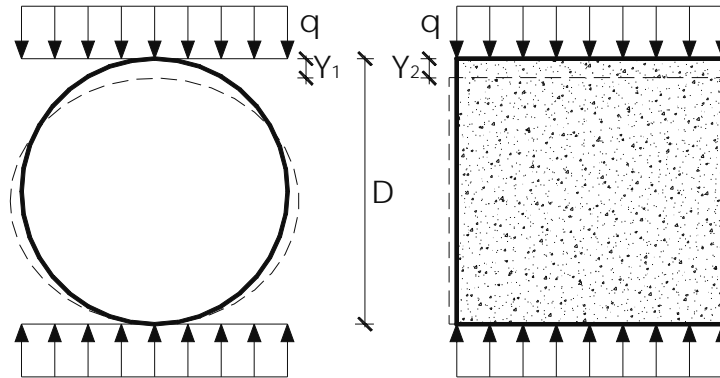
### 3.1.2.2. Początki rozwoju teorii dotyczącej badania rur podatnych

Wraz z pojawieniem się na rynku stalowych rur cienkościennych oraz rur z tworzyw sztucznych stwierdzono, że dotychczasowe metody obliczeniowe nie są przydatne. W przypadku rur podatnych należało bowiem uwzględnić udział gruntu stanowiącego obsypkę przewodu w przenoszeniu obciążeń. Początkowo taką współpracę próbowano opisać stosunkowo prostym współczynnikiem. Stwierdzono, że miarą współpracy przewodu z otaczającym go ośrodkiem gruntowym jest stosunek deformacji pionowej przekroju obciążonej rury do pionowego odkształcenia przylegającej warstwy zasypki, co przedstawiono na rys. 3.1.3. Gdy deformacja przekroju rury była większa niż odkształcenie warstwy gruntu  $Y_1 > Y_2$ , wtedy układ rura–grunt traktowano jako podatny (współpracujący). W przeciwnym przypadku, gdy  $Y_1 \leq Y_2$ , układ określano jako sztywny (nie współpracujący).

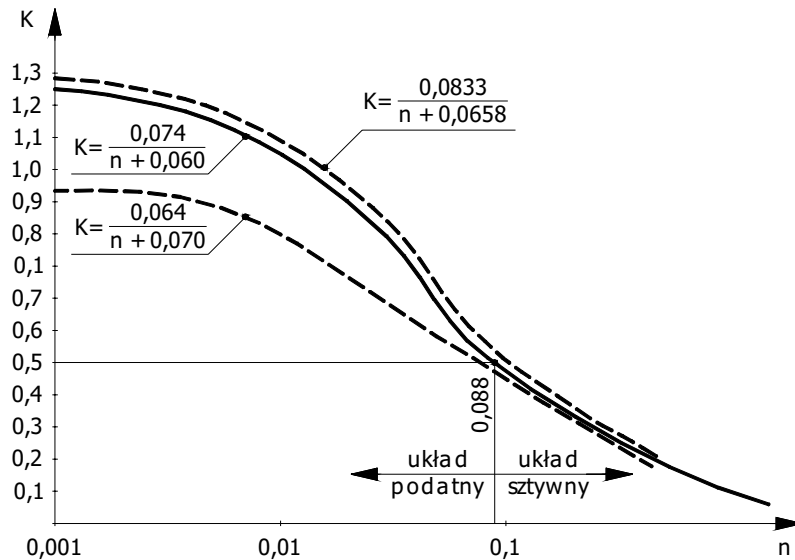
Zagadnieniami współpracy konstrukcji przewodów z otaczającym ich ośrodkiem gruntowym zaczęto się zajmować już w pierwszej połowie XX wieku. Zaproponowano wówczas charakteryzowanie współpracy układu rura–grunt współczynnikiem sztywności układu  $n$  obliczanym według równania (2.7.1). Układ traktowano jako podatny, gdy  $n > 1$ , a gdy  $n \leq 1$  – jako sztywny. W późniejszym okresie kryteria te ulegały zmianom.

Metody wyznaczania współczynnika sztywności układu  $n$  w dalszych latach poddawano kolejnym modyfikacjom, w których uwzględniano wpływ dodatkowych parametrów oraz wyniki badań teoretycznych i doświadczalnych. Na rysunku 3.1.4 pokazano





Rys. 3.1.3. Podstawowy schemat do analizy sztywności układu rura–ośrodek gruntowy:  
 $Y_1/D > Y_2/D$  – układ podatny,  $Y_1/D \leq Y_2/D$  – układ sztywny



Rys. 3.1.4. Zależność między współczynnikiem sztywności układu  $n$  a współczynnikiem parcia bocznego  $K$

zależność między współczynnikiem sztywności układu  $n$  a współczynnikiem parcia bocznego  $K$ , otrzymaną na podstawie opracowań kilku badaczy [82]. Przedstawione wyniki analiz stały się podstawą algorytmów obliczeniowych, a niektóre z nich zostały później uwzględnione w normach i wytycznych.

### 3.1.3. Badania doświadczalne

Pierwsze badania doświadczalne nad ustaleniem rzeczywistych rozkładów parcia gruntu działającego na zagłębiony rurociąg przeprowadził Marston [137]. Później te-

matyką tą zajmowano się w różnych ośrodkach naukowo-badawczych [125, 136, 226, 229, 238]. Początkowo barierą w uzyskaniu zadowalających wyników był brak odpowiednich czujników. Obecnie postęp technik pomiarowych sprawił, że możliwości takie powstały, jakkolwiek należy być świadomym, że zakłóceń w rozkładzie parcia gruntu związanych z odmiennymi charakterystykami czujników i rur nie da się całkowicie wyeliminować.

W kraju badania doświadczalne prowadzono m.in. w Instytucie Inżynierii Lądowej Politechniki Wrocławskiej oraz na Politechnice Świętokrzyskiej. Wykonywano zarówno badania modelowe [105, 110], jak i badania na obiektach rzeczywistych [112]. Badania prowadzone w Politechnice Wrocławskiej dotyczyły ogólnospławnego kolektora „Odra” o konstrukcji żelbetowej. Kolektor ma strategiczne znaczenie dla wrocławskiego systemu kanalizacyjnego, gdyż doprowadza większość ścieków z miasta do Wrocławskiej Oczyszczalni Ścieków. W tym przypadku, ze względu na potrzebę odnowy kolektora, pojawiła się konieczność określenia rzeczywistych obciążeń działających na jego konstrukcję. Celem badań prowadzonych na Politechnice Świętokrzyskiej było określenie wielkości ugięć rur z PCW ułożonych w gruncie. Analizowano rozbieżności między wartościami zmierzonymi, a otrzymanymi na podstawie obliczeń wykonanych różnymi metodami [117].

### 3.1.4. Współczesne metody obliczeniowe

#### 3.1.4.1. Wprowadzenie

Rozwój badań teoretycznych i doświadczalnych przyczynił się do opracowania wielu różnych metod obliczeniowych, pozwalających na wyznaczenie obciążeń działających na przewody ułożone w gruncie. Wybrane metody zestawiono i scharakteryzowano w pracy [117]. Do zawartych tam analiz statyczno-wytrzymałościowych przewodów wykonanych z rur PCW stosowano wytyczne niemieckie ATV-DVWK-A127 [10], metodę skandynawską [96], metodę opracowaną przez firmę Gamrat oraz procedurę obliczeniową KA-17 [120]. Porównywano poszczególne składowe obciążenia działające na kanał o przekroju kołowym, ułożone na różnych głębokościach. Ponadto dla poszczególnych przypadków porównywano ugięcia przewodów. Analiza wyników obliczeń wykazała, że różnią się one zasadniczo. W niektórych przypadkach stosunek między wartościami osiąganymi przez poszczególne wskaźniki wynosił przeszło cztery. Jako przyczyny takiego stanu rzeczy wskazano m.in.: przyjmowanie różnych obciążeń od pojazdów, zróżnicowanie schematów obciążeń, różne wartości współczynników dynamicznych oraz inne różnice w metodach obliczeniowych.

W kraju najczęściej stosowane są dwie metody obliczeniowe; metoda zawarta w niemieckich wytycznych [10], przydatna dla przewodów ze wszystkich materiałów konstrukcyjnych, oraz tzw. metoda skandynawska, przydatna jedynie do obliczeń statyczno-wytrzymałościowych przewodów z tworzyw termoplastycznych.

### 3.1.4.2. Założenia do metod obliczeniowych

#### 3.1.4.2.1. Rury sztywne i podatne

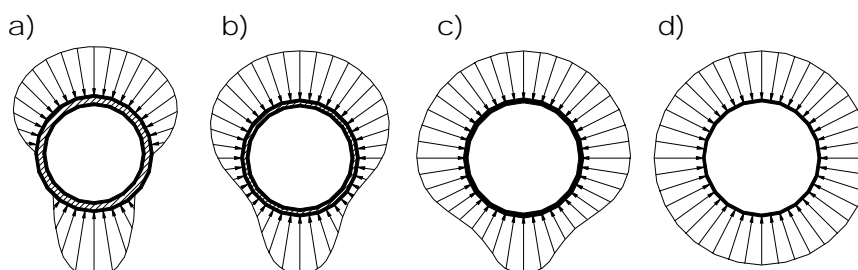
Rury sztywne wykonane z takich tradycyjnych materiałów jak: beton, żelbet, kamionka, zagłębione w gruncie, praktycznie nie odkształcają się pod wpływem działających na nie obciążeń. Brak deformacji przekroju sprawia, że rozkład obciążeń charakteryzuje się dużymi koncentracjami w górnej i dolnej strefie rury, szczególnie gdy grunt został słabo zagęszczony w strefach bocznych wykopu. Taki rozkład obciążeń jest bardzo niekorzystny, ponieważ momenty zginające w najbardziej wyciężonych przekrojach przyjmują wtedy duże wartości, przy czym stan maksymalnych koncentracji obciążeń występuje bezpośrednio po zasypaniu wykopu i usunięciu jego obudowy.

Inaczej zachowują się rury podatne ułożone w wykopach. Dzięki swojej elastyczności współdziałają one z otaczającym je ośrodkiem gruntowym przy przenoszeniu obciążeń. Dlatego właśnie podczas wymiarowania takich rurociągów nie rozpatruje się pracy samych rur, lecz analizuje pracę układu rurociąg–ośrodek gruntowy. Rozkłady obciążeń działających na takie rury charakteryzują się dużą równomiernością, a rozkłady sił wewnętrznych są bardzo korzystne dla analizowanej konstrukcji, ponieważ wartości ekstremalnych momentów zginających wyraźnie się zmniejszają w stosunku do analogicznych w przewodach sztywnych.

#### 3.1.4.2.2. Współpraca układu rurociąg–ośrodek gruntowy

Podstawą współpracy (interakcji) układu rurociąg–ośrodek gruntowy jest deformacja przekroju obciążonej budowli i odpowiadająca jej reakcja gruntu. Pod wpływem nacisków pionowych pierwotny przekrój kołowy przekształca się w elipsę, co wiąże się z powiększeniem średnicy poziomej przewodu. Oczywiście jest, że na ugięcie obciążonej rury wpływ ma jej sztywność, charakteryzowana tzw. sztywnością obwodową. Odkształcanie się rury nie jest jednak procesem swobodnym, gdyż ośrodek gruntowy otaczający rurociąg ogranicza wielkość deformacji przekroju (wydłużania się średnicy poziomej). Ograniczenie to jest tym większe, im sztywniejszy jest grunt w strefach bocznych rury, co zależy od rodzaju gruntu i od stopnia jego zagęszczenia. Odpowiedzią na nacisk stref bocznych rury na grunt jest parcie bierne, czyli odpór gruntu. Wartość odkształcenia zagłębionej rury z tworzyw sztucznych jest zatem zależna nie tylko od parametrów wytrzymałościowych materiału konstrukcyjnego, ale także od parametrów wytrzymałościowych otaczającego ją gruntu (tzw. obsypki).

Opisana współpraca konstrukcji rurociągu z otaczającym go ośrodkiem gruntowym ma decydujący wpływ na rozkład obciążeń działających wokół przekroju zagłębionej rury. Na rysunku 3.1.5 przedstawiono schematy rozkładów obciążeń, według Dreschera [54], dla rury sztywnej, sprężystej, podatnej i idealnie podatnej w jednakowych warunkach ich ułożenia i przy jednakowym zagłębieniu w gruncie. Na uwagę zasługuje tu wyróżnienie przez autora rury sprężystej jako pośredniej między sztywną i podatną (porównaj rys. 2.7.1).



Rys. 3.1.5. Rozkłady obciążeń dla rury: a) sztywnej, b) sprężystej, c) podatnej, d) idealnie podatnej w jednakowych warunkach ułożenia i obciążenia

### 3.1.4.2.3. Sztywność obwodowa rury

Sztywność przekroju rury charakteryzowana jest najczęściej parametrem określanym w specjalistycznej literaturze jako tzw. sztywność obwodowa (porównaj rozdział 2.7.1). Zależy ona od geometrii przekroju poprzecznego rury (średnicy i grubości ścianki) oraz od właściwości wytrzymałościowych materiału konstrukcyjnego (umownego modułu sprężystości  $E$ ). W przypadku rur wyprodukowanych z najczęściej stosowanych termoplastów, tzn. PEHD, PCW i PP, sztywność obwodową oznaczaną symbolem SN należy wyznaczać zgodnie z normą PN EN ISO 9969, a dla rur z duroplastów według normy DIN 53769. Sztywność obwodową na podstawie tych norm wyznacza się doświadczalnie według szczegółowo opisanych procedur (patrz rozdział 5.2.4). Teoretycznie parametr ten wylicza się z równania (2.7.7). W przedstawionej dalej metodzie skandynawskiej projektowania rur sztywność obwodową oznacza się symbolem  $S_R$  i jest ona równa opisanej sztywności SN.

Niemieckie wytyczne ATV-DVWK-A127 „Statische Berechnung von Entwässerungskanälen und -leitungen” sztywność rury opisują parametrem  $S_R$ , który można nazwać sztywnością pierścieniową definiowaną równaniem (2.7.8).

W kraju obowiązuje norma PN EN ISO 9969 [205], w związku z czym na niej należy się opierać, podając sztywności obwodowe dla rur z tworzyw termoplastycznych oraz wyznaczając je doświadczalnie. W innym przypadku trzeba bezwzględnie podać normę, według której wyznaczono sztywność obwodową rury. Niespełnienie tego warunku może doprowadzić do błędnych interpretacji charakterystyk wytrzymałościowych przewodu.

### 3.1.4.2.4. Reologiczne właściwości układu rurociąg–ośrodek gruntowy

Badania dawno ułożonych w gruncie rurociągów sztywnych wykazały, że możliwe było zwiększanie obciążenia naziomu nad konstrukcją powyżej zakładanych pierwotnie wartości, bez potrzeby jej wzmocnienia [28]. Przyczyną takiego zjawiska jest zmiana rozkładu obciążeń działających na rurę w czasie, polegająca na ich wyrównywaniu się wokół przekroju, co wpływa korzystnie na pracę konstrukcji.

Określenie rzeczywistych rezerw nośności rurociągów, które wynikają ze zmian parametrów gruntu w czasie wymaga analizy procesów zachodzących w ośrodku gruntowym po zasypaniu konstrukcji i nie jest zagadnieniem dotychczas dokładnie rozwiązany.

Grunty zalecane do zasypki wykopów, w których są ułożone rurociągi – to piaski grube i średnie. Charakteryzują się one znacznym tarcie wewnętrznym oraz brakiem spójności. Wraz z zagęszczaniem maleje ich zdolność do zmniejszania objętości pod wpływem obciążenia. Świeżo nasypywany do wykopu grunt mimo zagęszczania jest bardziej rozluźniony niż grunt rodzimy, ponadto porowatość zasypki w odniesieniu do całej jej objętości jest niejednorodna. Pod wpływem drgań przy zmniejszonym tarcie wewnętrznym wskutek wzrostu objętości przebiega odtwarzanie się naturalnego środowiska gruntowego. W praktyce drgania powodowane są dynamiką obciążeń wywoływanych przez pojazdy i urządzenia mechaniczne. Zmiany wilgotności wiążą się z infiltrującymi do gruntu wodami z opadów atmosferycznych i parowaniem. Jak podaje Kisiel [102], przy odpowiednio dużej wilgotności piasku i jednoczesnym występowaniu drgań ośrodka gruntowego może nastąpić całkowity zanik tarcia wewnętrznego i upodobnienie się gruntu do cieczy lepkiej. Grunty piaszczyste mają zazwyczaj niedużą wilgotność ze względu na znaczną przesiąkliwość, a więc w praktyce obciążenie przejmuje od razu ich szkielet gruntowy. Niemniej jednak występowanie zjawisk reologicznych zaobserwowano również w całkiem suchym piasku.

Analiza procesów prowadzących do korzystnych zmian rozkładów obciążeń działających na sztywną rurę zagłębioną w ośrodku gruntowym wraz z upływem czasu podjęta została już w latach sześćdziesiątych [28]. Praca rurociągu jest tam rozpatrywana w dwóch fazach. Faza I – bezpośrednio po zasypaniu rury w wykopie, gdy występują naprężenia styczne na skutek tarcia między gruntem zasypki a ścianami wykopu oraz między zasypką a powierzchnią zewnętrzną przewodu (rys. 3.1.6a). W fazie tej stan obciążeń jest najbardziej niekorzystny dla pracy analizowanej konstrukcji. Faza II – gdy znikają oba rodzaje naprężeń stycznych, a na rurę działają jedynie ciśnienia radialne (rys. 3.1.6b) [28].

W fazie II, wskutek odtwarzania się naturalnej struktury ośrodka gruntowego, zasypkę i grunt rodzimy można traktować jako materiał jednorodny. W fazie tej wokół przewodu powstaje strefa, w której parcia gruntu zmieniają swój kierunek na radialny (rys. 3.1.6c). Równanie (3.1.5) opisuje przebieg linii ograniczającej tę strefę.

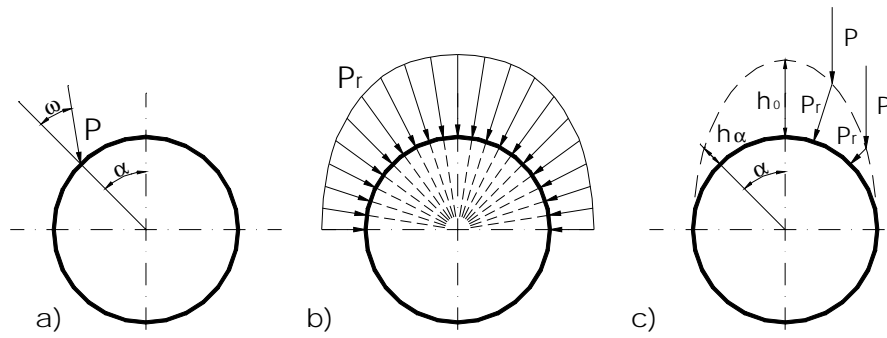
$$h_{\alpha} = R \left[ \left( \frac{1}{A} \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha \right)^{-0,5} - 1 \right] \quad (3.1.5)$$

gdzie:  $h_{\alpha}$  – rzędna linii ograniczającej strefę,

$R$  – promień rury,

$A = 1,0-4,0$  – współczynnik zależny od właściwości gruntu.

Wartość radialnego parcia  $p_r$ , z jakim grunt działa na powierzchnię zewnętrzną przewodu opisana jest równaniem:



Rys. 3.1.6. Obciążenia działające na rurociąg ułożony w gruncie w fazie I oraz w fazie II. Objaśnienia w tekście

$$p_r = \frac{\gamma H}{A(A^{-1} \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha)^{1,5}} \chi \quad (3.1.6)$$

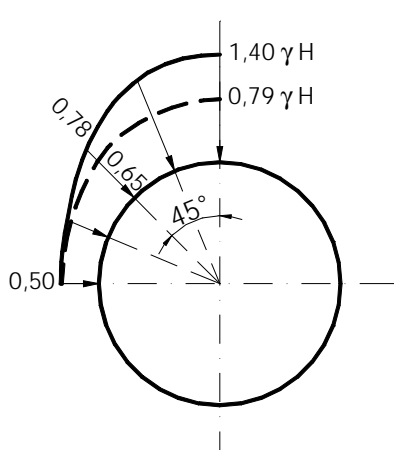
gdzie:  $\gamma$  – ciężar objętościowy gruntu,

$H$  – grubość warstwy gruntu nad rurą,

$\chi$  – współczynnik redukcyjny zależny od właściwości gruntu, uwzględniający rozkład obciążeń wokół przekroju;  $\chi = 0,38-1,0$ .

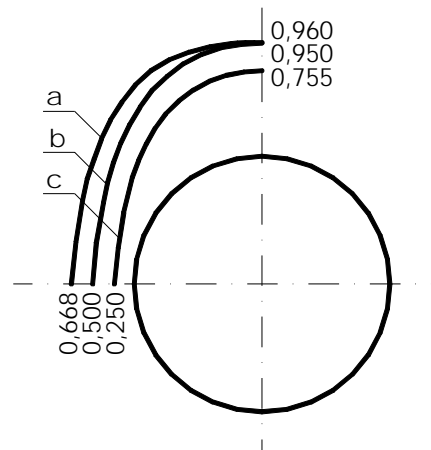
Na rysunku 3.1.7 przedstawiono za [28] rozkłady obciążeń działających na zagłębiony w gruncie przewód w fazie I oraz II dla zasyпки z gruntu piaszczystego ( $A = 2$ ).

Na rysunku 3.1.8 pokazano, jaki wpływ wywiera rodzaj gruntu zastosowanego do zasyпки wykopu na rozkład obciążeń działających na przewód. Widoczny jest nieko-



Rys. 3.1.7. Rozkłady obciążeń działających na zagłębiony w gruncie przewód w fazie I oraz II dla zasyпки z gruntu piaszczystego ( $A = 2$ ):

linia ciągła – parcie gruntu bez uwzględnienia redukcji obciążeń (faza I), linia przerywana – parcie gruntu z uwzględnieniem redukcji obciążeń (faza II)

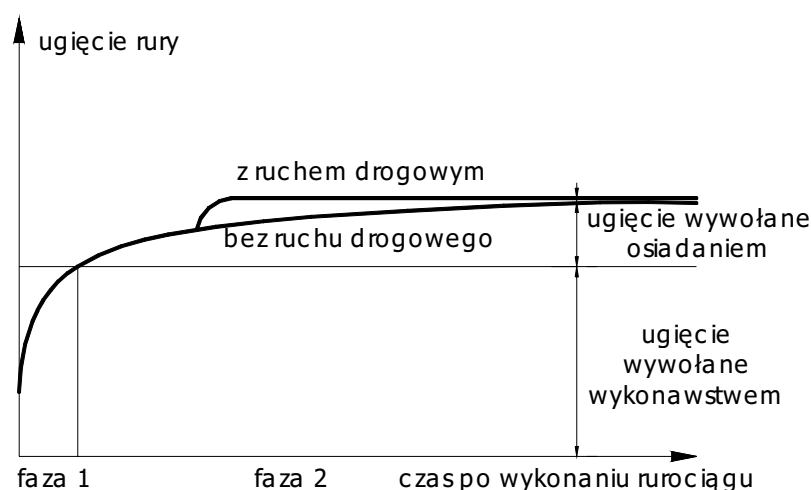


Rys. 3.1.8. Wpływ rodzaju gruntu zastosowanego do zasyпки wykopu na rozkład obciążeń działających na przewód:

a – grunt mało ściśliwy  $A = 1,5$ ;  
b – grunt średnio ściśliwy  $A = 2,0$ ;  
c – grunt bardzo ściśliwy  $A = 4,0$

rzystny wpływ stosowania zasypki z gruntu ściśliwego na rozkład obciążeń. Nie rozwiązaniem dotychczas problemem jest jednoznaczne ustalenie czasu, po upływie którego można traktować rurociąg jako dawno ułożony.

W przypadku rurociągów z tworzyw sztucznych zjawiska reologiczne dotyczą również zmian właściwości materiałów konstrukcyjnych w czasie. Dobrze rozpoznane są zjawiska reologiczne w zakresie tworzyw termoplastycznych. Tworzywa sztuczne z tej grupy są materiałami o właściwościach lepkosprężystych. W materiałach takich występują zjawiska zachodzące w długich przedziałach czasowych, do których można zaliczyć pełzanie i relaksację. Pełzanie to wzrost odkształceń przy stałym naprężeniu. Relaksacja natomiast polega na zmniejszaniu się naprężeń przy stałej wartości odkształceń. Właściwości te sprawiają, że po 2–3 latach, gdy zatrzymaniu ulega przyrost deformacji obciążonej rury, następuje stopniowa redukcja naprężeń w ścianie przewodu, co zapobiega powstawaniu uszkodzeń. Dzięki temu uzyskuje się stan trwałej stabilizacji rury w gruncie, który po tym okresie również ulegnie naturalnej stabilizacji. Jego zagęszczanie i konsolidacja są przyspieszone wskutek działania wielu różnych czynników, takich jak: drgania, obciążenia dynamiczne, konsolidacja i ciężar własny gruntu. Przebieg zmian ugięcia rury podatnej w czasie ilustruje rys. 3.1.9 [96].



Rys. 3.1.9. Zmiany ugięcia rury podatnej w czasie

#### 3.1.4.2.5. Kryteria wymiarowania

Podstawą doboru rur z uwzględnieniem warunków ich posadowienia i obciążenia jest wymiarowanie, po przeprowadzeniu którego możemy ocenić rzeczywiste bezpieczeństwo analizowanej budowli.

W przypadku zagłębionych w gruncie rurociągów sztywnych, wykonanych najczęściej z takich tradycyjnych materiałów jak: żeliwo, beton, żelbet i kamionka, podstawowym kryterium wymiarowania są naprężenia dopuszczalne lub siła niszcząca defi-

niowana przez producenta. Te wielkości graniczne porównujemy z wielkościami rzeczywistymi występującymi w analizowanym przypadku. Na tej podstawie oceniamy bezpieczeństwo rury w założonych warunkach ułożenia i obciążenia.

Inaczej wymiarujemy rury podatne z tworzyw sztucznych, których cechy wytrzymałościowe charakteryzowane są zwykle przez producenta sztywnością obwodową SN. Sztywność obwodową SN należy traktować jedynie jako parametr pomocniczy przy doborze rur przez projektantów. W tym przypadku podstawowym kryterium wymiarowania jest wartość względnej, pionowej deformacji rury oraz sprawdzenie stateczności przekroju na wyboczenie. Dopuszczalne wartości takiej deformacji dla rur z PEHD według różnych źródeł mogą wynosić od 6,0 do 15,0%, a rur GRP – od 4 do 6%. Górne granice przedziałów oznaczają wartości długotrwałe. Wielkość ograniczenia deformacji nie wynika z warunku zachowania przepustowości, gdyż ta zmienia się w ich wyniku w granicach 1%.

Najczęściej stosowanymi obecnie w krajach europejskich metodami wymiarowania rur z tworzyw sztucznych zagłębionych w gruncie są omówione dalej metoda skandynawska [96] oraz metoda zawarta w niemieckich wytycznych ATV-DVWK-A127 [10], która ma być w przyszłości podstawą eurokodów.

### 3.1.5. Metoda skandynawska wymiarowania

#### 3.1.5.1. Omówienie metody

Metoda skandynawska (MS) opisana w pracy [96] jest metodą analityczną, opracowaną dla przeprowadzania obliczeń statyczno-wytrzymałościowych rur z tworzyw sztucznych (termoplastów) zagłębionych w gruncie. Dane geometryczne potrzebne do obliczeń oraz model rozkładu obciążeń przyjmowany do wymiarowania rury podatnej ułożonej w wykopie przedstawiono na rys. 3.1.10.

#### Obliczanie ugięcia obciążonej rury

Podstawowym kryterium wymiarowania według tej metody jest krótkotrwałe (tzn. mierzone bezpośrednio po zasypaniu wykopu) maksymalne ugięcie względne obciążonej rury  $(\delta/D)_M$  wyrażone w procentach. Jego wartość oblicza się na podstawie równania (3.1.7). Metoda skandynawska przewiduje, że względne ugięcie krótkotrwałe  $(\delta/D)_M < 9\%$  dla PEHD ( $< 8\%$  dla PCW). Odpowiadające mu ugięcie długotrwałe nie przekroczy 15%.

$$(\delta/D)_M = (\delta/D)_q + l_f + B_f \quad (3.1.7)$$

gdzie:  $(\delta/D)_M$  – całkowite względne ugięcie krótkotrwałe, %,

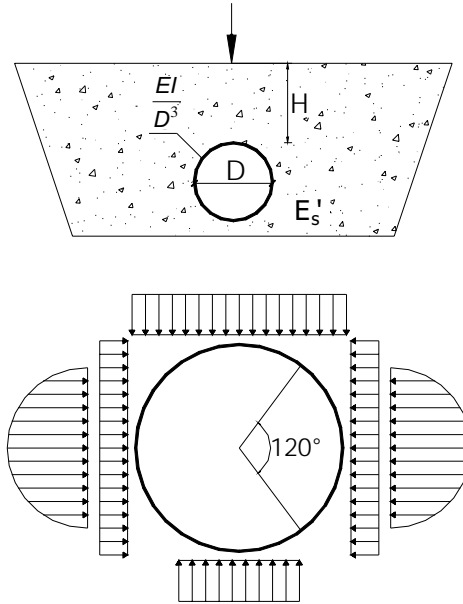
$(\delta/D)_q$  – składowa ugięcia rury wywołana przez ciężar własny gruntu oraz obciążenia komunikacyjne, %,

$l_f$  – składowa ugięcia rury wynikająca z metody montażu, %,

$B_f$  – składowa ugięcia rury wynikająca z warunków podłoża, %.

W praktyce średnie ugięcie jest obliczane często z pominięciem składowej  $B_f$ .





Rys. 3.1.10. Dane geometryczne i rozkład obciążeń działających na elastyczną rurę ułożoną w wykopie

Składową ugięcia rury wywołanego przez ciężar własny gruntu i obciążenie komunikacyjne można obliczać z następującego równania:

$$(\delta/D)_q = \frac{q(Cb_1 - 0,083K_o)}{8S_R + 0,061E'_s} \quad (3.1.8)$$

gdzie:  $C$  – współczynnik obciążenia,

$b_1$  – współczynnik rozkładu obciążenia,

$K_o$  – współczynnik parcia gruntu,

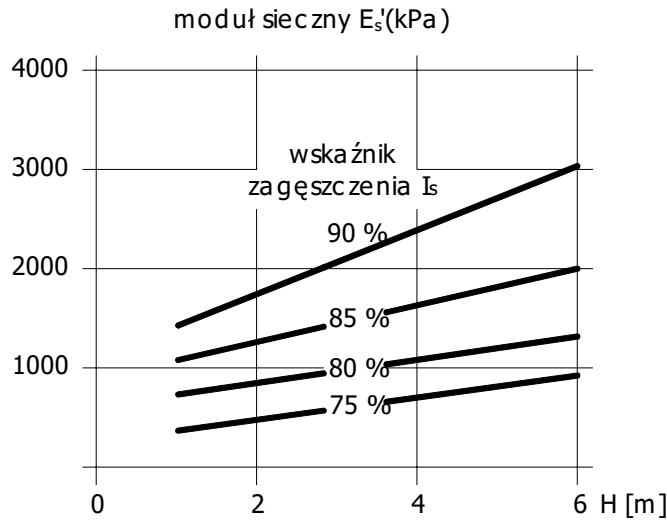
$S_R$  – sztywność obwodowa rury;  $S_R = EI/D^3$  ( $S_R$  przyjmować według tab. 3.1.1),

$E'_s$  – moduł sieczny gruntu; wartości modułu siecznego dla gruntów sypkich przedstawiono na rys 3.1.11 według [96].

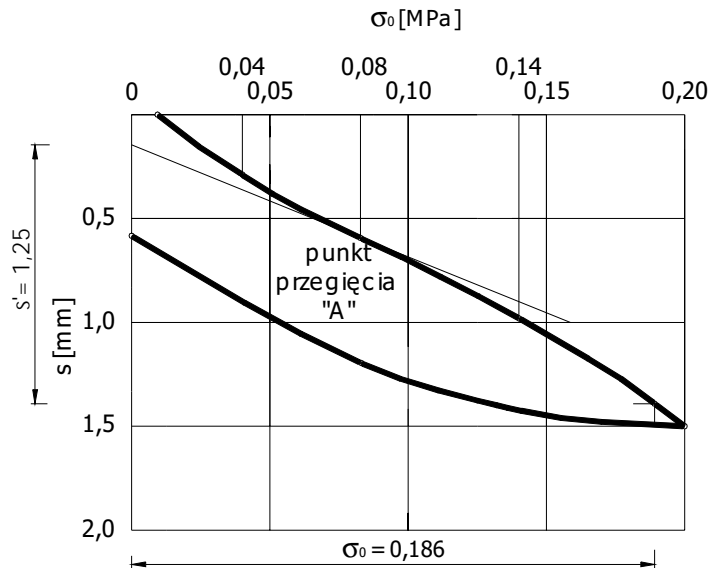
W analizowanym przypadku pojęcia modułu siecznego oraz modułu stycznego gruntu dotyczą badania z zastosowaniem płyty. Szczegółowy opis badań można znaleźć w normie DIN 18134 Plattendruckversuch [43]. Interpretacja modułu stycznego przedstawiona

Tabela 3.1.1. Sztywności obwodowe  $S_R$  rur do metody skandynawskiej w zależności od stosunku średnica/grubość ścianki ( $D/s$ )

Parametry rury	PCW			PEHD / PEMD	
$D/s$	41	34	26	26	21
Sztywność krótkotrwała [kPa]	4	8	16	4	16
Sztywność długotrwała [kPa]	1,5	3,5	6,5	1	4,5

Rys. 3.1.11. Wartości modułu siecznego  $E'_s$  dla gruntów sypkich według [9]

jest na wykresie naprężenie–odkształcenie (rys. 3.1.12) [43]. Moduł sieczny (moduł odkształcenia  $E'_v$ ), z uwagi na krzywoliniowy przebieg funkcji naprężenie–odkształcenie (krzywa ściśliwości), należy podawać dla zakresu obciążeń, dla którego był wyznaczony. Wartość  $E'_v$  można wyznaczać według równania [43]:



Rys. 3.1.12. Wykres zależności naprężenie–odkształcenie do wyznaczania modułów odkształcenia gruntu

$$E_v = 1,5r \frac{\Delta\sigma_o}{\Delta s} \quad (3.1.8a)$$

gdzie:  $r$  – promień płyty,  
 $\Delta\sigma_o$  – różnica naprężeń,  
 $\Delta s$  – różnica osiadań.

Sumaryczne obciążenie od ciężaru gruntu i obciążeń komunikacyjnych  $q$  dla metody skandynawskiej należy obliczać według równania:

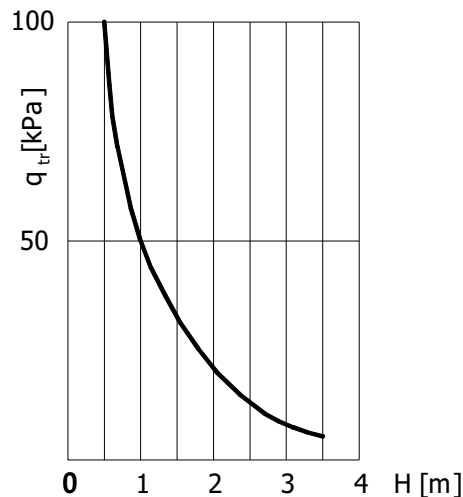
$$q = q_v + q_{tr} \quad (3.1.9)$$

gdzie:  $q_{tr}$  – obciążenie komunikacyjne,  $\text{kN/m}^2$ ; wartości można odczytać z wykresu przedstawionego na rys. 3.1.13,

$q_v$  – obciążenie wywołane przez ciężar własny gruntu,  $\text{kN/m}^2$ .

$$q_v = \gamma_o H \quad (3.1.10)$$

gdzie:  $H$  – grubość warstwy gruntu przykrywającej rurę, m,  
 $\gamma_o$  – ciężar objętościowy gruntu zasypki,  $\text{kN/m}^3$ .



Rys. 3.1.13. Obciążenia komunikacyjne w zależności od zagłębienia rury  $H$  według normy szwedzkiej. Wykres dla obciążenia ciężkiego (typ 2). Wartości na wykresie uwzględniają współczynnik dynamiczny 1,75

Jeśli brak jest dokładnych danych, to w obliczeniach można przyjmować  $\gamma_o = 18 \text{ kN/m}^3$  dla gruntu powyżej poziomu wody gruntowej lub  $11 \text{ kN/m}^3$  dla gruntu poniżej poziomu wody gruntowej. W tym drugim przypadku należy uwzględnić dodatkowo wpływ hydrostatycznego parcia wody.

Dla rur elastycznych z obsypką w postaci gruntu sypkiego zwykle przyjmuje się następujące wartości współczynników obliczeniowych:

$$C = 1,$$

$$b_1 = 0,083,$$

$$K_o = 0,5.$$

Wówczas równanie (3.1.8), z którego oblicza się składową ugięcia rury wywołanego przez grunt i obciążenie komunikacyjne, upraszcza się do następującej postaci:

$$(\delta/D)_q = \frac{0,083q}{16S_R + 0,122E'_s} < 9\% \quad (3.1.11)$$

Wartości składowych montażu  $l_f$  oraz podłoża  $B_f$  w równaniu (3.1.7) zostały wyznaczone empirycznie. Są one zależne od takich czynników, jak:

- rzeczywisty kształt wykopu,
- natężenie ruchu podczas budowy,
- metoda zagęszczania i typ sprzętu do zagęszczania gruntu,
- jakość podłoża (dno wykopu),
- jakość wykonawstwa,
- umiejętności ekipy budowlanej.

W tabelach 3.1.2 oraz 3.1.3 przedstawiono (według [96]) wartości składowych ugięcia rury w zależności od warunków montażu  $l_f$  oraz ułożenia  $B_f$ . Zostały one wyznaczone na podstawie wielu pomiarów ugięć rur kanalizacyjnych z tworzyw sztucznych. Wartości te są zalecane jako orientacyjne dla wykopów wypełnianych żwirem lub piaskiem.

Tabela 3.1.2. Wartości składowych ugięcia rury zależne od warunków montażu  $l_f$

Warunki ułożenia i obciążenia rurociągu	Składowa montażu $l_f$ [%]
Rura w wykopie tarasowym bez nadzoru	1–2
Rura w wykopie tarasowym z nadzorem	0
Duże obciążenie ruchem i zagłębienie rury $H < 1,5$ m	1–2
Zagęszczenie zasypki wykopu powyżej rury przy użyciu ciężkiego sprzętu o ciężarze $G > 0,6$ kN	0–1

Tabela 3.1.3. Wartości składowych ugięcia rury zależne od warunków ułożenia  $B_f$

Warunki ułożenia i jakość prowadzenia robót	Składowa podłoża $B_f$ [%]	
	Wykonawstwo	
	Ostrożne	Zwykłe
Bez nadzoru, dno wykopu bez kamieni	2	4
Bez nadzoru, dno wykopu z gruntu kamienistego	3	5
Z nadzorem, dno wykopu bez kamieni	1	2
Z nadzorem, dno wykopu z gruntu kamienistego	2	3

### Obliczanie odkształceń

Ugięciom rury towarzyszy występowanie odkształceń w ściance rury w kierunku obwodowym. Odkształcenia względne można obliczać według równania:

$$\varepsilon = D_f \frac{\delta}{D} \frac{s}{D} \quad (3.1.12)$$

gdzie:  $D_f$  – współczynnik związany z momentem zginającym spowodowanym ugięciem,  
 $s/D$  – stosunek grubości ścianki do średnicy rury,  
 $\delta/D$  – względne ugięcie rury.

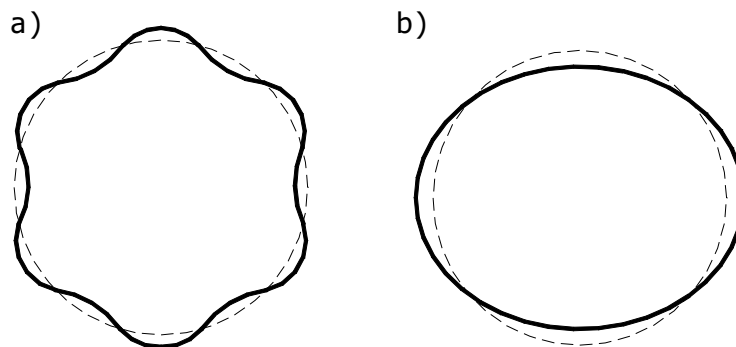
Dla rur o asymetrycznym przekroju ścianki (np. dla rur żebrowanych, takich jak SPIRO) grubość ścianki  $s$  w równaniu (3.1.12) powinna być zastąpiona przez wielkość  $2e$ , gdzie  $e$  jest odległością między osią obojętną a najbardziej zewnętrznym punktem przekroju ścianki.

Współczynnik  $D_f$  ma złożony charakter, a jego wartość może zmieniać się od 3 do ponad 10. Na podstawie doświadczeń skandynawskich do projektowania jest zalecane przyjmowanie wartości  $D_f = 6$ . Większe wartości współczynnika  $D_f$  można przyjmować w przypadku rur o bardzo małej sztywności. Dlatego nie zaleca się stosowania rur o sztywnościach mniejszych od  $S_R = 4 \text{ kN/m}^2$ , z wyjątkiem rur o dużych średnicach, jeśli nie występuje obciążenie komunikacyjne. Wówczas należy zapewnić staranny montaż i dobre warunki ułożenia rur.

### Sprawdzenie obciążonej rury na wyboczenie

Podatność rury ułożonej w gruncie na wyboczenie oraz jego charakter zależą od zagęszczenia otaczającego gruntu. W przypadku gruntu silnie zagęszczonego wyboczenie będzie miało postać drobnych fal (rys. 3.1.14a), a w gruncie słabo zagęszczonym wyboczenie będzie przyjmować formę spłaszczonej elipsy, co pokazano na rys. 3.1.14b [96] (deformacje na rysunku przedstawiono w skali skażonej).

Wartość obciążenia wywołującego wyboczenie rury ułożonej w dobrze zagęszczonym gruncie można obliczać według następującego równania:



Rys. 3.1.14. Geometria wyboczenia obciążonej rury:  
 a) dla gruntu silnie zagęszczonego, b) dla gruntu słabo zagęszczonego

$$q_{\text{wyb}} = \frac{5,63}{F} \sqrt{S_R E'_t} \quad (3.1.13)$$

gdzie:  $E'_t$  – moduł styczny gruntu;  $E'_t = 2E'_s$ ,  
 $E'_s$  – moduł sieczny gruntu ( $E'_s$  według wykresu na rys. 3.1.11),  
 $F$  – współczynnik bezpieczeństwa; należy przyjmować  $F = 2$ ,  
 $S_R$  – do obliczeń przyjmuje się wartość krótkotrwałą.

Wartość obciążenia  $q_{\text{wyb}}$  wywołującego wybočenje rury ułożonej w słabo zagęszczonym gruncie można obliczać według równania (3.1.14) pod warunkiem, że spełniona jest zależność  $S_R > 0,0275E'_t$ .

$$q_{\text{wyb}} = 24 \frac{S_R}{F} + \frac{2E'_t}{3F} \quad (3.1.14)$$

W przypadku głęboko ułożonych w gruncie rurociągów bardzo podatnych lub w przypadku ułożenia w słabych gruntach, takich jak miękki muł czy glina, do obliczeń należy przyjmować długotrwałe wartości  $S_R$  oraz  $E'_t$ . W obliczeniach płytko ułożonych rur poddanych wpływom obciążeń komunikacyjnych należy przyjmować natomiast krótkotrwałe wartości  $S_R$  oraz  $E'_t$ .

Dla rur ciśnieniowych w równaniu (3.1.14) należy założyć  $E'_t = 0$ , niezależnie od rodzaju otaczającego gruntu. Wynika to z możliwości wytworzenia się pierścieniowej szczeliny wokół przewodu wskutek zmian ciśnienia wewnętrznego i związanym z tym odkształceniom poprzecznym.

W przypadku rur o małej sztywności obwodowej układanych na niewielkich głębokościach, które są poddane wpływom obciążeń komunikacyjnych, należy sprawdzić, czy obciążenie rzeczywiste jest mniejsze od wyboçeniowego wyznaczonego z równania

$$q_{\text{wyb}} \leq \frac{64S_R}{\left(1 + 3,5 \frac{\delta}{D}\right)^3} \quad (3.1.15)$$

W równaniu (3.1.15) przyjmuje się krótkotrwałe wartości  $S_R$ .

W praktyce w przypadku rur termoplastycznych zagłębionych w gruncie wyboçenie rzadko jest decydującym kryterium wymiarowania przekroju.

### 3.1.5.2. Przykład obliczeniowy

Sprawdzić ugięcie względne rury o sztywności obwodowej  $S_R = 8 \text{ kN/m}^2$  przykrytej warstwą gruntu o grubości  $H = 4,0 \text{ m}$ . Rurę zasypano gruntem sypkim, który starannie zagęszczono z nadzorem za pomocą ciężkiego sprzętu;  $I_s = 90\%$ .

#### Dane

$S_R = 8 \text{ kN/m}^2$ ,  
 $E'_s = 2500 \text{ kN/m}^2$  (odczytano z wykresu – rys. 3.1.11),  
 $l_f = 1\%$  (odczytano z tabeli 3.1.2),

$B_f = 1\%$  (odczytano z tabeli 3.1.3).

#### Obliczanie obciążeń

$$q_v = \gamma_o H = 18 \text{ kN/m}^3 \cdot 4 \text{ m} = 72 \text{ kN/m}^2,$$

$$q_{tr} = 8 \text{ kN/m}^2 \text{ (odczytano z wykresu – rys. 3.1.13),}$$

$$q = q_v + q_{tr} = 80 \text{ kN/m}^2.$$

#### Obliczanie składowej ugięcia od obciążeń

$$(\delta/D) = \frac{0,083q}{16S_R + 0,122E'_s},$$

$$(\delta/D) = \frac{0,083 \cdot 80}{16 \cdot 8 + 0,122 \cdot 2500} = 1,5\% < 9\%.$$

#### Obliczanie ugięcia całkowitego

$$(\delta/D)_M = (\delta/D)_q + l_f + B_f,$$

$$(\delta/D)_M = 1,5\% + 1,0\% + 1,0\% = 3,5\% < 9\%.$$

Ugięcie całkowite jest mniejsze od dopuszczalnego.

#### Sprawdzenie stateczności przekroju na wyboczenie

$$q_{wyb} = \frac{5,63}{F} \sqrt{S_R E'_t},$$

$$q_{wyb} = \frac{5,63}{2} \sqrt{8 \cdot 2 \cdot 2500} = 563 \text{ kN/m}^2 > q = 80 \text{ kN/m}^2.$$

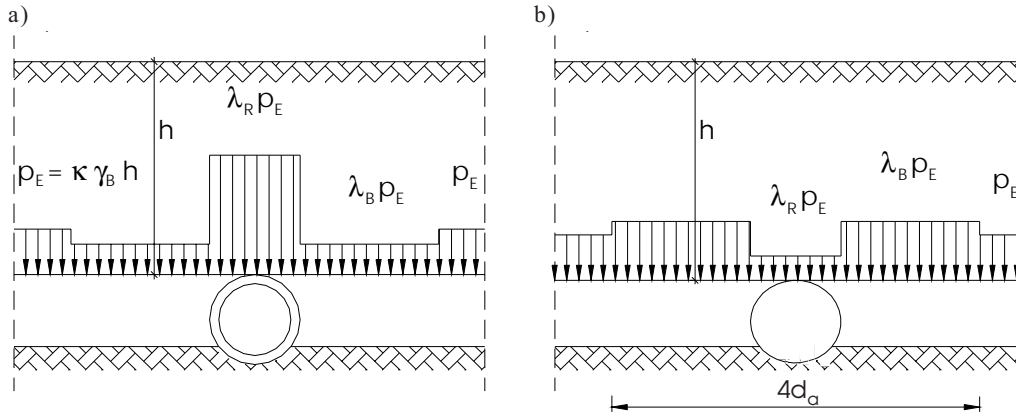
Przekrój rury nie ulegnie wyboczeniu.

### 3.1.6. Metoda wymiarowania według wytycznych ATV-DVWK-A127

#### 3.1.6.1. Omówienie metody

##### Obciążenia

Metoda obliczeniowa przedstawiona w wytycznych [10] uwzględnia wpływ sztywności rury na rozkład działających na nią obciążeń. Uwzględniana jest także rola gruntu w strefach bocznych rury w przenoszeniu obciążeń. Podstawowe schematy pokazujące rozkłady obciążeń pionowych  $p_E$  od ciężaru własnego warstwy gruntu o ciężarze objętościowym  $\gamma_b$  oraz grubości  $h$  na poziomie sklepienia przewodu przedstawiono na rys. 3.1.15. Widoczna jest koncentracja obciążeń nad rurą sztywną charakteryzowana współczynnikiem  $\lambda_R > 1$  oraz ich redukcja nad rurą podatną charakteryzowana współczynnikiem  $\lambda_R < 1$ . Współczynnik redukcyjny  $\kappa < 1$  uwzględnia tarcie pomiędzy zasypką wykopu a gruntem rodzimym.



Rys. 3.1.15. Rozkład obciążeń pionowych działających na poziome sklepienia przewodu:  
a) przewód sztywny, b) przewód podatny

W obliczeniach statyczno-wytrzymałościowych przewodów ułożonych w gruncie uwzględnia się obciążenia od ciężaru gruntu nad przewodem  $p_E$ , obciążenia komunikacyjne  $p_V$ , obciążenia naziomu  $p_o$ , ciężar własny  $g$ , wypełnienie cieczą  $w$ , parcie hydrostatyczne wody gruntowej  $p_a$  oraz ciśnienie wewnętrzne  $p_i$ . W wytycznych rozróżnia się trzy rodzaje obciążeń komunikacyjnych od taboru samochodowego: lekkie LKW 12 (120 kN), średnie SLW 30 (300 kN) oraz ciężkie SLW 60 (600 kN). Obciążenie obliczeniowe  $p_V$  otrzymuje się, mnożąc obciążenie charakterystyczne  $p$  przez współczynnik dynamiczny  $\phi$  zależny od rodzaju obciążenia. W wytycznych uwzględnia się również przypadki ułożenia przewodu pod torowiskiem kolejowym lub lotniskiem i określa odpowiadające obciążenia.

Schemat obciążeń w przypadku rur podatnych przedstawiono na rys. 3.1.16. Dla rur sztywnych nie występuje składowa parcia poziomego  $q_h^*$ .

Składowe obciążenia oblicza się według następujących równań :

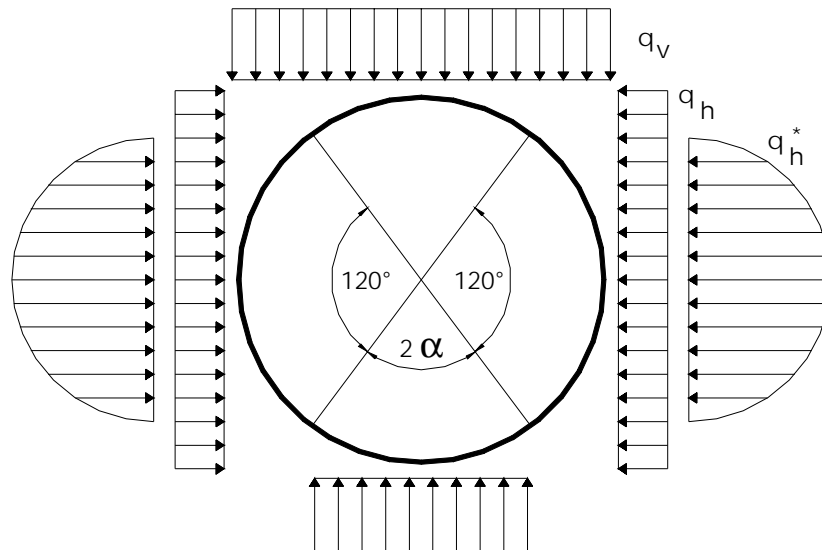
$$q_v = \lambda_{RG} (\kappa \gamma_B h + \kappa_o p_o) + p_V \quad (3.1.16)$$

$$q_h = K_2 \left( \lambda_B \kappa \gamma_B h + \gamma_B \frac{d_a}{2} \right) \quad (3.1.17)$$

$$q_h^* = \frac{c_{h,qv} q_v + c_{h,qh} q_h}{V_{RB} - c_{h,qh}^*} \quad (3.1.18)$$

gdzie:  $\lambda_{RG}$  – współczynnik koncentracji obciążeń powyżej rury,  
 $\lambda_B$  – współczynnik koncentracji obciążeń obok rury,  
 $\gamma_B$  – ciężar objętościowy gruntu w wykopie,  
 $h$  – zagłębienie rury,  
 $d_a$  – średnica zewnętrzna przewodu,





Rys. 3.1.16. Schemat obciążeń działających na rurę ułożoną w wykopie

- $\kappa, \kappa_o$  – współczynniki redukcyjne,
- $K_2$  – współczynnik parcia gruntu,
- $K^*$  – współczynnik odporu gruntu,
- $p_V$  – obciążenie komunikacyjne,
- $p_o$  – obciążenie naziomu,
- $V_{RB}$  – sztywność układu rura–grunt,
- $c$  – współczynnik odkształceń.

### Rodzaje gruntu

Według wytycznych ATV-DVWK-A127 rozróżnia się cztery kategorie gruntu:

- G1 – grunty niespoiste (piasek, żwir, pospółka),
- G2 – grunty słabo spoiste (np. piasek pylasty, żwir pylasty),
- G3 – grunty spoiste mieszane (np. piasek gliniasty, żwir gliniasty),
- G4 – grunty spoiste (np. gliny, ły, glina pylasta).

Podstawowe parametry gruntów przedstawiono w tabeli 3.1.4.

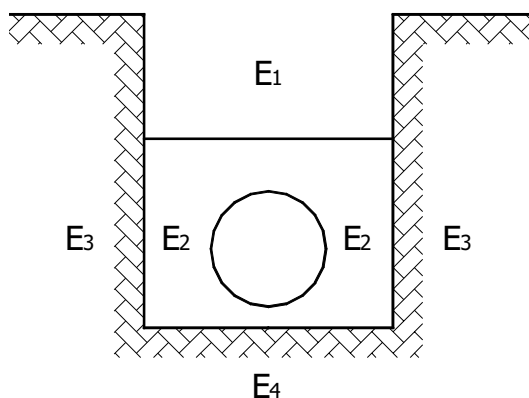
Tabela 3.1.4. Podstawowe parametry gruntów

Kategoria	Ciężar objętościowy $\gamma_B$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Kąt tarcia wewnętrznego $\varphi'$
G1	20	35°
G2	20	30°
G3	20	25°
G4	20	20°

### Warunki posadowienia przewodu

Przewód zgodnie z wytycznymi powinien być ułożony na podłożu z gruntu niespoistego (sypkiego). Część obwodu stykająca się z podłożem przed zasypaniem rury określona jest kątem  $2\alpha$  (rys.3.1.18). Kąt ten powinien spełniać warunek  $2\alpha \geq 60^\circ$ . Odpowiednie współczynniki obliczeniowe podano dla kątów:  $60^\circ$ ,  $90^\circ$ ,  $120^\circ$ ,  $180^\circ$ . Jeżeli grunt naturalny charakteryzuje się spójnością, należy dokonać wymiany gruntu co najmniej w bezpośrednim otoczeniu przewodu (tzw. strefa przewodu). Obsypkę w strefie przewodu wolno wykonać jedynie z gruntu łatwego do zagęszczenia (G1 lub G2), np. piasek, pospółka, żwir. Wysokość strefy przewodu sięga od dna wykopu do poziomu 0,30 m powyżej sklepienia rury. Szerokość strefy przewodu powinna być równa szerokości wykopu  $b$  lub  $4d_a$  w przypadku wykopów szerokoprzestrzennych ( $b > 4d_a$ ).

Do obliczeń należy podać rodzaje gruntu (G1, G2, G3, G4) w poszczególnych strefach wykopu oraz ich wskaźnik zagęszczenia  $I_s$  (%) według badania Proctora. Od tego zależą obliczeniowe wartości modułów odkształcenia gruntów  $E_1, E_2, E_3, E_4$ . Położenie poszczególnych stref wykopu przedstawiono na rys 3.1.17.



Rys. 3.1.17. Położenie poszczególnych stref wykopu.  
Objaśnienia w tekście

### Wykopy

Duży wpływ na obciążenia kanału ma rodzaj obudowy wykopu. W wytycznych uwzględniane są cztery rodzaje technologii wypełniania całego wykopu: A1, A2, A3, A4 oraz strefy obsypki przewodu B1, B2, B3, B4, gdzie:

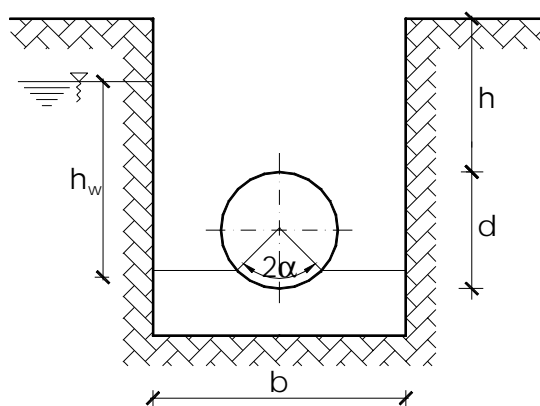
A1/B1 – stopniowe wyciąganie obudowy wykopu i warstwowe zagęszczanie gruntu bez kontroli wskaźnika zagęszczenia (np. obudowa typu box),

A2/B2 – obudowa wykopu z lekkich profili stalowych wyciągana po wypełnieniu wykopu gruntem,

A3/B3 – obudowa wykopu w postaci ścianki szczelnej wyciągana po wypełnieniu wykopu gruntem,

A4/B4 – stopniowe wyciąganie obudowy wykopu i warstwowe zagęszczanie gruntu z kontrolą wskaźnika zagęszczenia.

Minimalna odległość z każdej strony przewodu od obudowy wykopu powinna wynosić 0,3–0,5 m, w zależności od średnicy zewnętrznej rury, przy czym w przypadku przewidywania mechanicznego zagęszczania gruntu odległość od przewodu do ściany wykopu powinna wynosić co najmniej 0,4–0,5 m, niezależnie od jego średnicy. W razie stosowania obudowy wykopu w postaci ścianek szczelnych, wyciąganych po zasypaniu wykopu celowe jest zwiększenie tej odległości, szczególnie w gruntach spoistych, ponieważ podczas wyciągania może dojść do niekontrolowanego rozluźnienia gruntu pod rurą i wzrostu obciążeń. Dla wykopu ze ścianami w postaci skarp jego szerokość obliczeniową  $b$  przyjmuje się na wysokości sklepienia rury. Podstawowy schemat rury ułożonej w wykopie przedstawiono na rys. 3.1.18.



Rys. 3.1.18. Schemat rury ułożonej w wykopie

### Zmiany w najnowszej edycji wytycznych

W roku 2002 planowane jest wydanie edycji aktualnych wytycznych ATV-DVWK-A127 w polskiej wersji językowej. Ogólne zasady obliczeń statyczno-wytrzymałościowych przewodów ułożonych w gruncie przyjęte w tych wytycznych nie uległy zmianie w stosunku do stosowanego dotychczas w Polsce niemieckiego wydania z 1988 roku. Są tam jednak zawarte pewne istotne modyfikacje, do których m.in. można zaliczyć:

- uwzględnia się zaktualizowane parametry wytrzymałościowe materiałów konstrukcyjnych,
- przy sprawdzaniu ugięcia przekroju zrezygnowano z redukcji modułu odkształcenia gruntu do  $2/3E_2$ ,
- granicę pomiędzy układem sztywnym a podatnym ustalono dla  $V_{RB} = 1$ ,
- dopuszczono możliwość zwiększenia ugięcia maksymalnego przekroju do 9%, o ile przeprowadzono nieliniową analizę stateczności,
- przy sprawdzaniu stateczności należy uwzględnić deformacje przekroju,
- wprowadzono rozdział dotyczący analizy rur żebrowanych.

Chcąc ułatwić czytelnikowi korzystanie z nowych wytycznych, poniżej przedstawiono przykład obliczeniowy.

### 3.1.6.2. Przykład obliczeniowy dla rury podatnej

#### Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe kanału z rur GRP ułożonego w wykopie

##### Dane wyjściowe:

##### Parametry rury

Średnica nominalna DN 600  
 Średnica wewnętrzna  $d_i = 593,6$  mm  
 Średnica zewnętrzna  $d_a = 616$  mm  
 Grubość ścianki rury  $s = 11,2$  mm  
 Sztywność obwodowa SN = 5000 N/m<sup>2</sup> (SN oznaczane w wytycznych jako S<sub>0</sub>)  
 Ciężar właściwy materiału konstrukcyjnego rury  $\gamma_R = 17,5$  kN/m<sup>3</sup>  
 Pionowe odkształcenie przy pęknięciu (krótkotrwałe)  $\delta_{vBK} = 20\%$   
 Pionowe odkształcenie przy pęknięciu (długotrwałe)  $\delta_{vBL} = 12\%$   
 Klasa bezpieczeństwa A  
 Współczynnik bezpieczeństwa dla pęknięcia  $\gamma = 2,0$   
 Współczynnik bezpieczeństwa dla utraty stateczności  $\gamma = 2,0$   
 Deformacja wstępna 1%  
 Dopuszczalna względna deformacja pionowa przekroju rury dla warunków długotrwałych  $\delta_{v,dop} = 6\%$ .

##### Parametry gruntu

Grunt rodzimy

Grupa gruntu G3

Wskaźnik zagęszczenia  $D_{Pr} = 90\%$

Kąt tarcia wewnętrznego  $\varphi' = 25^\circ$

Maksymalny poziom wody gruntowej powyżej dna rury  $h_{w,max} = 2,5$  m

Grunt w strefie przewodu

Grupa gruntu G1

Ciężar objętościowy  $\gamma_B = 20$  kN/m<sup>3</sup>

Kąt tarcia wewnętrznego  $\varphi' = 35^\circ$

Zasypka wykopu

Grupa gruntu G3

Ciężar objętościowy  $\gamma_B = 20$  kN/m<sup>3</sup>

Ciężar objętościowy gruntu nawodnionego  $\gamma_B' = 10$  kN/m<sup>3</sup>

Kąt tarcia wewnętrznego  $\varphi' = 25^\circ$

##### Warunki realizacji

Wysokość przykrycia  $h = 3,20$  m

Szerokość wykopu  $b = 1,8$  m

Ściany wykopu pionowe

Warunki zasypywania wykopu A2 (według pkt. 3.1.6.1)  
 Warunki posadowienia przewodu B2 (według pkt. 3.1.6.1)  
 Przypadek podparcia przewodu I (ułożenie na podsypce gruntowej)  
 Kąt podparcia  $2\alpha = 120^\circ$   
 Względna wyniosłość przekroju  $a = 1,0$  (dla przekroju kołowego)  
 Wskaźnik zagęszczenia  $D_{Pr} = 90\%$   
 Moduły odkształcenia gruntu  $E_B$ :  
 nad rurą  $E_1 = 2,0$  MPa  
 obok rury (moduł wyjściowy)  $E_{20} = 6,0$  MPa  
 grunt rodzimy obok rury  $E_3 = 2,0$  MPa  
 grunt rodzimy poniżej rury  $E_4 = 10E_1 = 20$  MPa  
 współczynnik parcia gruntu  $K_1 = 0,5$

(3.1.19)

kąt tarcia o ścianę (dla A2)  $\delta = \frac{1}{3}\phi' = 8,3^\circ$

#### Obciążenia dodatkowe

Komunikacyjne typu ciężkiego SLW 60  
 Wypełnienie wodą  $\gamma_w = 10$  kN/m<sup>3</sup>

#### Obliczenia

##### Wyznaczenie składowej $p_E$ obciążenia gruntem

$$p_E = \kappa \gamma_B h \quad (3.1.20)$$

gdzie:  $\kappa$  – współczynnik redukcyjny

$$\kappa = \frac{1 - e^{-\frac{2h}{b} K_1 \tan \delta}}{2 \frac{h}{b} K_1 \tan \delta} = \frac{1 - e^{-\frac{2 \cdot 3,2 \text{ m}}{1,8 \text{ m}} \cdot 0,5 \tan 8,3^\circ}}{2 \frac{3,2 \text{ m}}{1,8 \text{ m}} \cdot 0,5 \tan 8,3^\circ} = 0,881 \quad (3.1.21)$$

$\kappa = 0,881$

$$p_E = 0,881 \cdot 20 \cdot 3,2 = 56,4 \text{ kN/m}^2.$$

##### Obciążenia komunikacyjne

$$p_V = \phi p \quad (3.1.22)$$

gdzie:  $p$  – obciążenie charakterystyczne,  
 $\phi$  – współczynnik dynamiczny,  
 $p = 16,10$  kN/m<sup>2</sup> z wykresu D2 d [10],  
 $\phi = 1,2$  dla SLW 60,  
 $p_V = 1,2 \cdot 16,10$  kN/m<sup>2</sup> = 19,32 kN/m<sup>2</sup>.

Obciążenie charakterystyczne  $p$  można obliczyć również według równania:

$$p = a_F p_F \quad (3.1.23)$$

gdzie:  $a_F$  – współczynnik korekcyjny obliczany według wzoru:

$$a_F = 1 - \frac{0,9}{0,9 + \frac{4h^2 + h^6}{1,1d_m^{2/3}}} \quad (3.1.24)$$

gdzie:  $d_m$  – średnica rury w osi obojętnej

$$d_m = \frac{d_a + d_i}{2} \quad (3.1.25)$$

$$d_m = \frac{593,6 + 616}{2} = 604,8 \text{ mm}$$

$$a_F = 1 - \frac{0,9}{0,9 + \frac{4 \cdot 3,2^2 + 3,2^6}{1,1 \cdot 0,6048^{2/3}}} = 0,999$$

$p_F$  – przybliżona wartość naprężenia od pojazdu według Boussinesqua opisana równaniem:

$$p_F = \frac{F_A}{r_A^2 \pi} \left\{ 1 - \left[ \frac{1}{1 + \left( \frac{r_A}{h} \right)^2} \right]^{\frac{3}{2}} \right\} + \frac{3F_E}{2\pi h^2} \left[ \frac{1}{1 + \left( \frac{r_E}{h} \right)^2} \right]^{\frac{5}{2}} \quad (3.1.26)$$

Obciążenia pomocnicze  $F_A$  i  $F_E$  oraz promienie pomocnicze  $r_A$  i  $r_E$  analizowanego przypadku (SLW 60) zestawiono w tabeli 5 [10].

$$p_F = \frac{100}{0,25^2 \pi} \left\{ 1 - \left[ \frac{1}{1 + \left( \frac{0,25}{3,2} \right)^2} \right]^{\frac{3}{2}} \right\} + \frac{3 \cdot 500}{2\pi \cdot 3,2^2} \left[ \frac{1}{1 + \left( \frac{1,82}{3,2} \right)^2} \right]^{\frac{5}{2}} = 4,62 + 11,57 = 16,19$$

$$p = 0,999 \cdot 16,19 = 16,19 \text{ kN/m}^2.$$

W równaniu (3.1.24) dla bezwymiarowego współczynnika  $a_F$ , wielkości  $h$  i  $d_m$  podaje się w metrach, a samo równanie (3.1.24) obowiązuje w granicach:  $h \geq 0,5$  m,  $d_m \leq 5,0$  m.

**Wyznaczanie modułu odkształcenia  $E_2$** 

$$E_2 = f_1 f_2 a_B E_{20} \quad (3.1.27)$$

gdzie:  $E_{20} = 6,0$  MPa z tabeli 8 [10],

$f_1$  – współczynnik zmniejszający uwzględniający pełzanie gruntu według tab. 1 [10]; dla gruntu z grupy G1 odczytano  $f_1 = 1$ ,

$f_2$  – współczynnik zmniejszający uwzględniający wpływ wody gruntowej według równania:

$$f_2 = \frac{D_{Pr} - 75}{20} = \frac{90 - 75}{20} = 0,75 \leq 1 \quad (3.1.28)$$

$a_B$  – współczynnik zmniejszający według wykresu D5 [10].

Dla  $b/d_a = 1,8/0,616 = 2,92$  oraz dla warunków posadowienia przewodu B2 (patrz rozdział 3.1.6.1) odczytano  $\alpha_B = 0,78$

$$E_2 = 1 \cdot 0,75 \cdot 0,78 \cdot 6,0 \text{ MPa} = 3,51 \text{ MPa}.$$

**Obliczanie sztywności obwodowej rury**

$S_{0K} = 0,005$  MPa – sztywność nominalna dla warunków krótkotrwałych

$S_{0L} = 0,0025$  MPa – sztywność nominalna dla warunków długotrwałych

Rzeczywista sztywność obwodowa rury wynosi:

$$S_0 = \frac{E_R I}{d_m^3} \quad (3.1.29)$$

gdzie:  $I = \frac{s^3}{12}$  – jednostkowy moment bezwładności ścianki rury,

$E_R$  – moduł sprężystości rury,

$E_R = 8436$  MPa dla warunków krótkotrwałych; według DIN 19565-1,

$E_R = 5416$  MPa dla warunków długotrwałych; według DIN 19565-1,

dla warunków krótkotrwałych

$$S_{0K} = \frac{8436 \cdot \frac{11,2^3}{12}}{604,8^3} = 0,00447 \text{ MPa}$$

dla warunków długotrwałych

$$S_{0L} = \frac{5416 \cdot \frac{11,2^3}{12}}{604,8^3} = 0,00287 \text{ MPa}$$

**Obliczanie poziomej sztywności posadowienia przewodu  $S_{Bh}$** 

$$S_{Bh} = 0,6 \zeta E_2 \quad (3.1.30)$$

gdzie  $\zeta$  – współczynnik korekcyjny:

$$\zeta = \frac{1,667}{\Delta f + (1,667 - \Delta f) \frac{E_2}{E_3}} \quad (3.1.31)$$

$\Delta f$  – wartość pomocnicza:

$$\Delta f = \frac{\frac{b}{d_a} - 1}{0,980 + 0,303 \left( \frac{b}{d_a} - 1 \right)} = \frac{\frac{1,8}{0,616} - 1}{0,980 + 0,303 \cdot \left( \frac{1,8}{0,616} - 1 \right)} = 1,23 \leq 1,667 \quad (3.1.32)$$

$$\zeta = \frac{1,667}{\Delta f + (1,667 - \Delta f) \frac{E_2}{E_3}} = \frac{1,667}{1,23 + (1,667 - 1,23) \cdot \frac{3,51}{2,0}} = 0,835$$

$$S_{Bh} = 0,6 \cdot 0,835 \cdot 3,51 = 1,76 \text{ MPa.}$$

**Sztywność układu  $V_{RB}$**

$$V_{RB} = \frac{8S_0}{S_{Bh}} \quad (3.1.33)$$

dla warunków krótkotrwałych

$$V_{RB} = \frac{8 \cdot 0,00447}{1,76} = 0,0203$$

dla warunków długotrwałych

$$V_{RB} = \frac{8 \cdot 0,00287}{1,76} = 0,0130$$

**Współczynnik parcia bocznego gruntu  $K_2$**

$K_2 = 0,4$  według tabeli 9 [10]

**Efektywna względna wyniosłość przekroju  $a'$**

$$a' = a \frac{E_1}{E_2} = 1,0 \cdot \frac{2,0}{3,51} = 0,569 \quad (3.1.34)$$



**Współczynnik koncentracji obciążeń  $\lambda$** 

$$\max \lambda = 1 + \frac{\frac{h}{d_a}}{\frac{3,5}{a'} + \frac{2,2}{\frac{E_4}{E_1}(a' - 0,25)} + \left[ \frac{0,62}{a'} + \frac{1,6}{\frac{E_4}{E_1}(a' - 0,25)} \right] \frac{h}{d_a}} \quad (3.1.35)$$

$$\max \lambda = 1 + \frac{\frac{3,2}{0,616}}{\frac{3,5}{0,569} + \frac{2,2}{\frac{20}{2,0} \cdot (0,569 - 0,25)} + \left[ \frac{0,62}{0,569} + \frac{1,6}{\frac{20}{2,0} \cdot (0,569 - 0,25)} \right] \cdot \frac{3,2}{0,616}} = 1,340$$

**Obliczanie pionowej sztywności posadowienia przewodu  $S_{Bv}$** 

$$S_{Bv} = \frac{E_2}{a} \quad (3.1.36)$$

$$S_{Bv} = \frac{3,51}{1} = 3,51 \text{ MPa}$$

**Sprawdzanie warunku pomijalności wpływu sił podłużnych na odkształcenia**

$$\frac{I}{Ar_m^2} < 0,001 \quad (3.1.37)$$

gdzie:  $A = 11,2 \text{ mm}^2/\text{mm}$  – jednostkowe pole przekroju ścianki rury

$$\frac{I}{Ar_m^2} = \frac{\frac{11,2^3}{12}}{11,2 \cdot 302,4^2} = 0,000115 < 0,001$$

$0,000115 < 0,001$ .

Warunek jest spełniony.

**Sprawdzanie warunku pomijalności wpływu sił poprzecznych na odkształcenia**

$$\frac{I}{Ar_m^2} \kappa_Q < 0,001 \quad (3.1.38)$$

gdzie  $\kappa_Q = 1,2$  współczynnik dla przewodów o stałej grubości

$$\frac{I}{Ar_m^2} \kappa_Q = \frac{11,2^3}{12} \cdot 1,2 = 0,0000137 < 0,001$$

$0,000137 < 0,001$ .

Warunek jest spełniony.

**Wartości współczynników odkształceń do wyznaczania momentów zginających według tabeli 10a [10]**

$$c_{h,qv} = 0,0891$$

$$c_{h,qh} = -0,0833$$

$$c_{h,qh^*} = -0,0658$$

$$c_{v,qv} = -0,0893$$

$$c_{v,qh} = 0,0833$$

$$c_{v,qh^*} = 0,0640$$

**Współczynnik odkształceń  $c_v^*$** 

$$c_v^* = c_{v,qv} + c_{v,qh^*} K^* \quad (3.1.39)$$

gdzie:  $c_{v,qv}$  – współczynnik odkształcenia dla  $\Delta d_v$  wywołanego przez  $q_v$

$c_{v,qh^*}$  – współczynnik odkształcenia dla  $\Delta d_v$  wywołanego przez  $q_h^*$

$K^*$  – współczynnik parcia od reakcji posadowienia obliczany z równania:

$$K^* = \frac{c_{h,qv}}{V_{RB} - c_{h,qh^*}} \quad (3.1.40)$$

gdzie:  $c_{h,qv}$  – współczynnik odkształcenia dla  $\Delta d_h$  wywołanego przez  $q_v$

$c_{h,qh^*}$  – współczynnik odkształcenia dla  $\Delta d_h$  wywołanego przez  $q_h^*$

dla warunków krótkotrwałych

$$K^* = \frac{c_{h,qv}}{V_{RB} - c_{h,qh^*}} = \frac{0,0891}{0,0203 + 0,0658} = 1,035$$

dla warunków długotrwałych

$$K^* = \frac{c_{h,qv}}{V_{RB} - c_{h,qh^*}} = \frac{0,0891}{0,0130 + 0,0658} = 1,131$$

dla warunków krótkotrwałych

$$c_v^* = c_{v,qv} + c_{v,qh} K^* = -0,0893 + 0,0640 \cdot 1,035 = -0,0231$$

dla warunków długotrwałych

$$c_v^* = c_{v,qv} + c_{v,qh} K^* = -0,0893 + 0,0640 \cdot 1,131 = -0,0169$$

#### Wskaźnik sztywności układu

$$V_S = \frac{8S_0}{|c_v^*| S_{Bv}} \quad (3.1.41)$$

dla warunków krótkotrwałych

$$V_S = \frac{8 \cdot 0,00447}{|-0,0231| \cdot 3,51} = 0,441$$

dla warunków długotrwałych

$$V_S = \frac{8 \cdot 0,00287}{|-0,0169| \cdot 3,51} = 0,387$$

#### Obliczanie współczynnika koncentracji obciążeń

$$\lambda_R = \frac{\max \lambda V_S + a' \frac{4K_2 K'}{3} \frac{\max \lambda - 1}{a' - 0,25}}{V_S + a' \frac{3 + K_2 K'}{3} \frac{\max \lambda - 1}{a' - 0,25}} \quad (3.1.42)$$

gdzie współczynnik  $K'$ :

$$K' = - \frac{c_{v,qh} + \frac{c_{h,qh}}{c_{h,qv}} c_{v,qh} K^*}{c_{v,qv} + c_{v,qh} K^*} \quad (3.1.43)$$

dla warunków krótkotrwałych

$$K' = - \frac{0,0833 + \frac{(-0,0833)}{0,0891} \cdot 0,0640 \cdot 1,035}{(-0,0893) + 0,0640 \cdot 1,035} = 0,927$$

dla warunków długotrwałych

$$K' = - \frac{0,0833 + \frac{(-0,0833)}{0,0891} \cdot (0,0640) \cdot 1,131}{(-0,0893) + 0,0640 \cdot 1,131} = 0,924$$

Dla powyższych danych:

$$\lambda_R = \frac{1,340 \cdot 0,441 + 0,569 \cdot \frac{4 \cdot 0,4 \cdot 0,927}{3} \cdot \frac{1,340 - 1}{0,569 - 0,25}}{0,441 + 0,569 \cdot \frac{3 + 0,4 \cdot 0,927}{3} \cdot \frac{1,340 - 1}{0,569 - 0,25}} = 0,834$$

$\lambda_R = 0,834$  dla warunków krótkotrwałych

$$\lambda_R = \frac{1,340 \cdot 0,387 + 0,569 \cdot \frac{4 \cdot 0,4 \cdot 0,924}{3} \cdot \frac{1,340 - 1}{0,569 - 0,25}}{0,387 + 0,569 \cdot \frac{3 + 0,4 \cdot 0,924}{3} \cdot \frac{1,340 - 1}{0,569 - 0,25}} = 0,765$$

$\lambda_R = 0,765$  dla warunków długotrwałych.

Jeżeli jest spełniona nierówność:  $1 \leq b/d_a \leq 4$ , to obliczeniowy współczynnik koncentracji obciążeń  $\lambda_{RG}$ :

$$\lambda_{RG} = \frac{\lambda_R - 1}{3} \frac{b}{d_a} + \frac{4 - \lambda_R}{3} \quad (3.1.44)$$

dla warunków krótkotrwałych

$$\lambda_{RG} = \frac{0,834 - 1}{3} \frac{1,8}{0,616} + \frac{4 - 0,834}{3} = 0,893$$

dla warunków długotrwałych

$$\lambda_{RG} = \frac{0,765 - 1}{3} \frac{1,8}{0,616} + \frac{4 - 0,765}{3} = 0,849$$

**Sprawdzanie górnej  $l_{fo}$  oraz dolnej granicy  $l_{fu}$  przedziału dopuszczalnych wartości współczynnika koncentracji obciążeń  $l_{RG}$**

$$\lambda_{fu} \leq \lambda_{RG} \leq \lambda_{fo} \quad (3.1.45)$$

Dla  $h \leq 10$  m górną granicę obliczamy według równania:

$$\lambda_{fo} = 4,0 - 0,15h \quad (3.1.46)$$

Dla  $h = 3,2$  m

$$\lambda_{fo} = 4,0 - 0,15 \cdot 3,2 = 3,52$$

Dolną granicę sprawdzamy według zmodyfikowanego równania (3.1.21), które w analizowanym przypadku przyjmuje następującą postać:

$$\lambda_{fu} = \frac{1 - e^{-2 \frac{h}{d_a} K_1 \operatorname{tg} \delta}}{2 \frac{h}{d_a} K_1 \operatorname{tg} \delta} \quad (3.1.47)$$

$$\lambda_{fu} = \frac{1 - e^{-2 \frac{3,2}{0,616} \cdot 0,5 \operatorname{tg} 8,3}}{2 \frac{3,2}{0,616} \cdot 0,5 \operatorname{tg} 8,3} = 0,702$$

Wyznaczony współczynnik koncentracji obciążeń  $\lambda_{RG}$  mieści się w przedziale dopuszczalnych wartości.

**Wyznaczanie obciążeń (patrz rys. 3.1.16)**

Obciążenie pionowe  $q_v$

$$q_v = \lambda_{RG} p_E + p_V \quad (3.1.48)$$

$q_v = 0,893 \cdot 56,4 + 19,32 = 69,67 \text{ kN/m}^2$  dla warunków krótkotrwałych

$q_v = 0,849 \cdot 56,4 + 19,32 = 67,18 \text{ kN/m}^2$  dla warunków długotrwałych

Obciążenie poziome  $q_h$

$$q_h = K_2 \left( \lambda_B p_E + \gamma_B \frac{d_a}{2} \right) \quad (3.1.49)$$

$$\lambda_B = \frac{4 - \lambda_R}{3} \quad (3.1.50)$$

dla warunków krótkotrwałych

$$\lambda_B = \frac{4 - 0,834}{3} = 1,056$$

dla warunków długotrwałych

$$\lambda_B = \frac{4 - 0,765}{3} = 1,078$$

dla warunków krótkotrwałych

$$q_h = 0,4 \cdot \left( 1,056 \cdot 56,4 + 20 \cdot \frac{0,616}{2} \right) = 26,28 \text{ kN/m}^2$$

dla warunków długotrwałych

$$q_h = 0,4 \cdot \left( 1,078 \cdot 56,4 + 20 \cdot \frac{0,616}{2} \right) = 26,78 \text{ kN/m}^2$$

Obciążenie poziome  $q_h^*$

$$q_h^* = \frac{c_{h,qv} q_v + c_{h,qh} q_h}{V_{RB} - c_{h,qh}^*} \quad (3.1.51)$$

dla warunków krótkotrwałych

$$q_h^* = \frac{0,0891 \cdot 69,67 + (-0,0833) \cdot 26,28}{0,0184 - (-0,0658)} = 47,73 \text{ kN/m}^2$$

dla warunków długotrwałych

$$q_h^* = \frac{0,0891 \cdot 67,18 + (-0,0833) \cdot 26,78}{0,0118 - (-0,0658)} = 48,39 \text{ kN/m}^2$$

Obciążenie poziome  $q_{hw}^*$  (odpór gruntu wynikający z wypełnienia przewodu wodą)

$$q_{hw}^* = \frac{c_{h,w} q_w}{V_{RB} - c_{h,qh}^*} \quad (3.1.52)$$

gdzie  $c_{h,w} = 0,0476$  z tabeli 10a [10] oraz

$$q_w = \frac{F_w}{d_m} \quad (3.1.53)$$

gdzie:  $F_w = 1,0 r_i^2 \pi \gamma_w = 1,0 \cdot 0,26982 \cdot 3,14 \cdot 10 = 2,29 \text{ kN/m}$

$$q_w = \frac{2,29}{0,6048} = 3,78 \text{ kN/m}^2$$

dla warunków krótkotrwałych

$$q_{hw}^* = \frac{0,0476 \cdot 3,78}{0,0184 - (-0,0658)} = 2,13 \text{ kN/m}^2$$

dla warunków długotrwałych

$$q_{hw}^* = \frac{0,0476 \cdot 3,78}{0,0118 - (-0,0658)} = 2,32 \text{ kN/m}^2$$

### Wyznaczanie sił wewnętrznych w sklepieniu

Momenty zginające

$$M_{qv} = m_{qv} q_v r_m^2 \quad (3.1.54)$$

$$M_{qh} = m_{qh} q_h r_m^2 \quad (3.1.55)$$

$$M_{qh}^* = m_{qh}^* q_h^* r_m^2 \quad (3.1.56)$$

$$M_g = m_g Y_{RS} r_m^2 \quad (3.1.57)$$

$$M_w = m_w Y_w r_m^3 \quad (3.1.58)$$

gdzie  $m$  – współczynniki momentów dla sklepienia od poszczególnych obciążeń; odpowiednie wartości przyjęto według tabeli T3 [10]

dla warunków krótkotrwałych:

$$\begin{aligned}M_{qv} &= 0,261 \cdot 69,67 \cdot 0,30242 = 1,663 \text{ kNm/m} \\M_{qh} &= -0,250 \cdot 26,28 \cdot 0,30242 = -0,601 \text{ kNm/m} \\M_{qh}^* &= -0,181 \cdot 47,73 \cdot 0,30242 = -0,790 \text{ kNm/m} \\M_g &= 0,381 \cdot 17,50 \cdot 0,0112 \cdot 0,30242 = 0,0069 \text{ kNm/m} \\M_w &= 0,190 \cdot 10,00 \cdot 0,30243 = 0,053 \text{ kNm/m} \\ \Sigma M &= 0,332 \text{ kNm/m}\end{aligned}$$

dla warunków długotrwałych:

$$\begin{aligned}M_{qv} &= 0,261 \cdot 67,18 \cdot 0,30242 = 1,604 \text{ kNm/m} \\M_{qh} &= -0,250 \cdot 26,78 \cdot 0,30242 = -0,613 \text{ kNm/m} \\M_{qh}^* &= -0,181 \cdot 48,39 \cdot 0,30242 = -0,801 \text{ kNm/m} \\M_g &= 0,381 \cdot 17,50 \cdot 0,0112 \cdot 0,30242 = 0,0069 \text{ kNm/m} \\M_w &= 0,190 \cdot 10,00 \cdot 0,30243 = 0,053 \text{ kNm/m} \\ \Sigma M &= 0,249 \text{ kNm/m}\end{aligned}$$

Siły osiowe

$$N_{qv} = n_{qv} q_v r_m \quad (3.1.59)$$

$$N_{qh} = n_{qh} q_h r_m \quad (3.1.60)$$

$$N_{qh}^* = n_{qh}^* q_h^* r_m \quad (3.1.61)$$

$$N_g = n_g \gamma_R s r_m \quad (3.1.62)$$

$$N_w = n_w \gamma_w r_m^2 \quad (3.1.63)$$

gdzie  $n$  – współczynniki sił osiowych dla sklepienia od poszczególnych obciążeń; odpowiednie wartości przyjęto według tabeli T3 [10]

dla warunków krótkotrwałych:

$$\begin{aligned}N_{qv} &= 0,027 \cdot 69,67 \cdot 0,3024 = 0,569 \text{ kN/m} \\N_{qh} &= -1,00 \cdot 26,28 \cdot 0,3024 = -7,947 \text{ kN/m} \\N_{qh}^* &= -0,577 \cdot 47,73 \cdot 0,3024 = -8,039 \text{ kN/m} \\N_g &= 0,250 \cdot 17,50 \cdot 0,0112 \cdot 0,3024 = 0,015 \text{ kN/m} \\N_w &= 0,625 \cdot 10,00 \cdot 0,30242 = 0,572 \text{ kN/m} \\ \Sigma N &= -14,83 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

dla warunków długotrwałych:

$$\begin{aligned}N_{qv} &= 0,027 \cdot 67,18 \cdot 0,3024 = 0,548 \text{ kN/m} \\N_{qh} &= -1,00 \cdot 26,78 \cdot 0,3024 = -8,098 \text{ kN/m} \\N_{qh}^* &= -0,577 \cdot 48,39 \cdot 0,3024 = -8,443 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

$$N_g = 0,250 \cdot 17,50 \cdot 0,0112 \cdot 0,3024 = 0,015 \text{ kN/m}$$

$$N_w = 0,625 \cdot 10,00 \cdot 0,30242 = 0,572 \text{ kN/m}$$

$$\Sigma N = -15,406 \text{ kN/m}$$

### Wyznaczanie sił wewnętrznych w pachwinach

Momenty zginające

$$M_{qv} = m_{qv} q_v r_m^2 \quad (3.1.64)$$

$$M_{qh} = m_{qh} q_h r_m^2 \quad (3.1.65)$$

$$M_{qh}^* = m_{qh}^* q_h^* r_m^2 \quad (3.1.66)$$

$$M_g = m_g Y_R s r_m^2 \quad (3.1.67)$$

$$M_w = m_w Y_w r_m^3 \quad (3.1.68)$$

gdzie  $m$  – współczynniki momentów dla pachwin od poszczególnych obciążeń; odpowiednie wartości przyjęto według tabeli T3 [10]

dla warunków krótkotrwałych:

$$M_{qv} = -0,265 \cdot 67,18 \cdot 0,30242 = -1,629 \text{ kNm/m}$$

$$M_{qh} = 0,250 \cdot 26,78 \cdot 0,30242 = 0,613 \text{ kNm/m}$$

$$M_{qh}^* = 0,208 \cdot 47,73 \cdot 0,30242 = 0,908 \text{ kNm/m}$$

$$M_g = -0,440 \cdot 17,50 \cdot 0,0112 \cdot 0,30242 = -0,0079 \text{ kNm/m}$$

$$M_w = -0,220 \cdot 10,00 \cdot 0,30243 = -0,061 \text{ kNm/m}$$

$$\Sigma M = -0,177 \text{ kNm/m}$$

dla warunków długotrwałych:

$$M_{qv} = -0,265 \cdot 67,18 \cdot 0,30242 = -1,628 \text{ kNm/m}$$

$$M_{qh} = 0,250 \cdot 26,78 \cdot 0,30242 = 0,613 \text{ kNm/m}$$

$$M_{qh}^* = 0,208 \cdot 48,39 \cdot 0,30242 = 0,920 \text{ kNm/m}$$

$$M_g = -0,440 \cdot 17,50 \cdot 0,0112 \cdot 0,30242 = -0,0079 \text{ kNm/m}$$

$$M_w = -0,220 \cdot 10,00 \cdot 0,30243 = -0,061 \text{ kNm/m}$$

$$\Sigma M = -0,164 \text{ kNm/m}$$

Siły osiowe

$$N_{qv} = n_{qv} q_v r_m \quad (3.1.69)$$

$$N_{qh} = n_{qh} q_h r_m \quad (3.1.70)$$

$$N_{qh}^* = n_{qh}^* q_h^* r_m \quad (3.1.71)$$

$$N_g = n_g Y_R s r_m \quad (3.1.72)$$



$$N_w = n_w Y_w r_m^2 \quad (3.1.73)$$

gdzie  $n$  – współczynniki sił osiowych dla pachwin od poszczególnych obciążeń; odpowiednie wartości przyjęto według tabeli T3 [10]

dla warunków krótkotrwałych:

$$\begin{aligned} N_{qv} &= -1,00 \cdot 69,67 \cdot 0,3024 = -21,06 \text{ kN/m} \\ N_{qh} &= 0 \text{ kN/m} \\ N_{qh}^* &= 0 \text{ kN/m} \\ N_g &= -1,571 \cdot 17,50 \cdot 0,0112 \cdot 0,3024 = -0,094 \text{ kN/m} \\ N_w &= 0,215 \cdot 10,00 \cdot 0,30242 = 0,197 \text{ kN/m} \\ \Sigma N &= -21,96 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

dla warunków długotrwałych:

$$\begin{aligned} N_{qv} &= -1,00 \cdot 67,18 \cdot 0,3024 = -20,32 \text{ kN/m} \\ N_{qh} &= 0 \text{ kN/m} \\ N_{qh}^* &= 0 \text{ kN/m} \\ N_g &= -1,571 \cdot 17,50 \cdot 0,0112 \cdot 0,3024 = -0,094 \text{ kN/m} \\ N_w &= 0,215 \cdot 10,00 \cdot 0,30242 = 0,197 \text{ kN/m} \\ \Sigma N &= -20,22 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

#### Wyznaczanie sił wewnętrznych w kiniecie

Momenty zginające

$$M_{qv} = m_{qv} q_v r_m^2 \quad (3.1.74)$$

$$M_{qh} = m_{qh} q_h r_m^2 \quad (3.1.75)$$

$$M_{qh}^* = m_{qh}^* q_h^* r_m^2 \quad (3.1.76)$$

$$M_g = m_g Y_R s r_m^2 \quad (3.1.77)$$

$$M_w = m_w Y_w r_m^3 \quad (3.1.78)$$

gdzie  $m$  – współczynniki momentów dla kinety od poszczególnych obciążeń; odpowiednie wartości przyjęto według tabeli T3 [10]

dla warunków krótkotrwałych:

$$\begin{aligned} M_{qv} &= 0,275 \cdot 69,67 \cdot 0,30242 = 1,752 \text{ kNm/m} \\ M_{qh} &= -0,250 \cdot 26,28 \cdot 0,30242 = -0,601 \text{ kNm/m} \\ M_{qh}^* &= -0,181 \cdot 47,73 \cdot 0,30242 = -0,790 \text{ kNm/m} \\ M_g &= 0,520 \cdot 17,50 \cdot 0,0112 \cdot 0,30242 = 0,0093 \text{ kNm/m} \\ M_w &= 0,260 \cdot 10,00 \cdot 0,30243 = 0,07 \text{ kNm/m} \\ \Sigma M &= 0,440 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

dla warunków długotrwałych:

$$\begin{aligned}M_{qv} &= 0,275 \cdot 67,18 \cdot 0,30242 = 1,689 \text{ kNm/m} \\M_{qh} &= -0,250 \cdot 26,78 \cdot 0,30242 = -0,637 \text{ kNm/m} \\M_{qh}^* &= -0,181 \cdot 48,3 \cdot 0,30242 = -0,612 \text{ kNm/m} \\M_g &= 0,520 \cdot 17,50 \cdot 0,0112 \cdot 0,30242 = 0,0093 \text{ kNm/m} \\M_w &= 0,260 \cdot 10,00 \cdot 0,30243 = 0,07 \text{ kNm/m} \\ \Sigma M &= 0,320 \text{ kNm/m}\end{aligned}$$

### Sily osiowe

$$N_{qv} = n_{qv} q_v r_m \quad (3.1.79)$$

$$N_{qh} = n_{qh} q_h r_m \quad (3.1.80)$$

$$N_{qh}^* = n_{qh}^* q_h^* r_m \quad (3.1.81)$$

$$N_g = n_g Y_R s r_m \quad (3.1.82)$$

$$N_w = n_w Y_w r_m^2 \quad (3.1.83)$$

gdzie  $n$  – współczynniki sił osiowych dla kinety od poszczególnych obciążeń; odpowiednie wartości przyjęto według tabeli T3 [10]

dla warunków krótkotrwałych:

$$\begin{aligned}N_{qv} &= -0,027 \cdot 69,67 \cdot 0,3024 = -0,569 \text{ kN/m} \\N_{qh} &= -1,00 \cdot 26,28 \cdot 0,3024 = -7,947 \text{ kN/m} \\N_{qh}^* &= -0,577 \cdot 47,73 \cdot 0,3024 = -8,328 \text{ kN/m} \\N_g &= -0,250 \cdot 17,50 \cdot 0,0112 \cdot 0,3024 = -0,015 \text{ kN/m} \\N_w &= 1,375 \cdot 10,00 \cdot 0,30242 = 1,258 \text{ kN/m} \\ \Sigma N &= -15,601 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

dla warunków długotrwałych:

$$\begin{aligned}N_{qv} &= -0,027 \cdot 67,18 \cdot 0,3024 = -0,548 \text{ kN/m} \\N_{qh} &= -1,00 \cdot 26,28 \cdot 0,3024 = -7,947 \text{ kN/m} \\N_{qh}^* &= -0,577 \cdot 48,39 \cdot 0,3024 = -8,443 \text{ kN/m} \\N_g &= -0,250 \cdot 17,50 \cdot 0,0112 \cdot 0,3024 = -0,015 \text{ kN/m} \\N_w &= 1,375 \cdot 10,00 \cdot 0,30242 = 1,258 \text{ kN/m} \\ \Sigma N &= -15,69 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

### Sprawdzanie warunku odkształceń

Jednostkowy wskaźnik bezwładności ścianki

$$W = \frac{s^2}{6} = \frac{11,2^2}{6} = 20,90 \text{ mm}^3/\text{mm} \quad (3.1.84)$$

Odształcenia włókien skrajnych  $\varepsilon_R$  oblicza się uwzględniając wyznaczone już siły wewnętrzne.

$$\varepsilon_R = \pm 4,28(s/d_m)(\Delta d_{\text{Bruch}}/d_m) \quad (3.1.85)$$

gdzie:  $\Delta d_{\text{Bruch}}/d_m$  według prEN 1636.

Dla analizowanego przypadku:

$\Delta d_{\text{Bruch}}/d_m = 20\%$  dla odształcenia krótkotrwałego,

$\Delta d_{\text{Bruch}}/d_m = 12\%$  dla odształcenia długotrwałego.

Dla powyższych danych:

$\varepsilon_{RK} = \pm 1,646\%$  dla warunków krótkotrwałych,

$\varepsilon_{RL} = \pm 0,988\%$  dla warunków długotrwałych.

Ważona wartość obliczeniowa odształceń włókien skrajnych:

$$\bar{\varepsilon}_R = \frac{p_E \varepsilon_{RL} + p_V \varepsilon_{RK}}{p_E + p_V} \quad (3.1.86)$$

$$\bar{\varepsilon}_R = \frac{56,4 \cdot 1,646 + 19,32 \cdot 0,988}{56,4 + 19,32} = 1,478\%$$

Odształcenia włókien skrajnych w poszczególnych przekrojach opisane są równaniem:

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} = \frac{s}{2r_m^3 8S_0} \left( \frac{sN}{6} \pm M\alpha_k \right) \quad (3.1.87)$$

gdzie współczynnik korekcyjny  $\alpha_k$  uwzględniający krzywiznę zewnętrznych ( $\alpha_{ka}$ ) lub wewnętrznych ( $\alpha_{ki}$ ) włókien skrajnych opisane są równaniami:

$$\alpha_{ki} = 1 + \frac{1}{3} \frac{s}{r_m} = \frac{3d_i + 5s}{3d_i + 3s} \quad (3.1.88)$$

$$\alpha_{ki} = 1 + \frac{1}{3} \frac{11,2}{302,4} = \frac{3 \cdot 593,6 + 5 \cdot 11,2}{3 \cdot 593,6 + 3 \cdot 11,2} = 1,013$$

$$\alpha_{ka} = 1 - \frac{1}{3} \frac{s}{r_m} = \frac{3d_i + s}{3d_i + 3s} \quad (3.1.89)$$

$$\alpha_{ka} = 1 - \frac{1}{3} \frac{11,2}{302,4} = \frac{3 \cdot 593,6 + 11,2}{3 \cdot 593,6 + 3 \cdot 11,2} = 0,988$$

Dla przyjętych danych:

- Skłębienie

dla warunków krótkotrwałych:

$$\varepsilon = \frac{0,0112}{2 \cdot 0,3024^3 \cdot 8 \cdot 4,47} \left( \frac{0,0112 \cdot 14,83}{6} + 0,332 \cdot 0,988 \right) = 0,201\%$$

dla warunków długotrwałych

$$\varepsilon = \frac{0,0112}{2 \cdot 0,3024^3 \cdot 8 \cdot 2,87} \cdot \left( \frac{0,0112 \cdot 15,406}{6} + 0,249 \cdot 0,988 \right) = 0,242\%$$

• Pachwiny

dla warunków krótkotrwałych:

$$\varepsilon = \frac{0,0112}{2 \cdot 0,3024^3 \cdot 8 \cdot 4,47} \cdot \left( \frac{0,0112 \cdot 21,96}{6} + 0,177 \cdot 0,988 \right) = 0,122\%$$

dla warunków długotrwałych:

$$\varepsilon = \frac{0,0112}{2 \cdot 0,3024^3 \cdot 8 \cdot 2,87} \cdot \left( \frac{0,0112 \cdot 20,22}{6} + 0,164 \cdot 0,988 \right) = 0,176\%$$

• Kineta

dla warunków krótkotrwałych:

$$\varepsilon = \frac{0,0112}{2 \cdot 0,3024^3 \cdot 8 \cdot 4,47} \cdot \left( \frac{0,0112 \cdot 15,60}{6} + 0,440 \cdot 0,988 \right) = 0,263\%$$

dla warunków długotrwałych:

$$\varepsilon = \frac{0,0112}{2 \cdot 0,3024^3 \cdot 8 \cdot 2,87} \cdot \left( \frac{0,0112 \cdot 15,69}{6} + 0,320 \cdot 0,988 \right) = 0,304\%$$

### Sprawdzanie warunku bezpieczeństwa dla odkształceń

Współczynnik bezpieczeństwa  $\gamma$  oblicza się według równania:

$$\gamma = \frac{\varepsilon_R}{\varepsilon} \quad (3.1.90)$$

Dla powyższych danych:

$$\gamma_{\text{sklepienie}} = \gamma = \frac{\varepsilon_R}{\varepsilon} = \frac{1,646}{0,201} = 8,19 \quad (\text{dla warunków krótkotrwałych})$$

$$\gamma_{\text{sklepienie}} = \gamma = \frac{\varepsilon_R}{\varepsilon} = \frac{0,988}{0,242} = 4,08 \quad (\text{dla warunków długotrwałych})$$

$$\gamma_{\text{pachwiny}} = \gamma = \frac{\varepsilon_R}{\varepsilon} = \frac{1,646}{0,122} = 13,49 \quad (\text{dla warunków krótkotrwałych})$$

$$\gamma_{\text{pachwiny}} = \gamma = \frac{\varepsilon_R}{\varepsilon} = \frac{0,988}{0,176} = 5,62 \quad (\text{dla warunków długotrwałych})$$

$$\gamma_{kineta} \quad \gamma = \frac{\varepsilon_R}{\varepsilon} = \frac{1,646}{0,263} = 6,26 \quad (\text{dla warunków krótkotrwałych})$$

$$\gamma_{kineta} \quad \gamma = \frac{\varepsilon_R}{\varepsilon} = \frac{0,988}{0,304} = 3,25 \quad (\text{dla warunków długotrwałych})$$

Wymagana wartość współczynnika bezpieczeństwa  $\gamma_{wym} = 2,0$  (tabela 12 [10]). Warunek jest spełniony.

#### Sprawdzanie warunku jednostkowej deformacji pionowej przekroju rury

W tym przypadku uwzględniamy jedynie obciążenia wywołane ciężarem własnym gruntu ( $p_v = 0$ ) wg równania:

$$q_{v,E} = \lambda_{RG} p_E + p_v \quad (3.1.91)$$

dla warunków krótkotrwałych:

$$q_{v,E} = 0,849 \cdot 56,4 = 47,88 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{h,E} = K_2 \left( \lambda_B p_E + \gamma_B \frac{d_a}{2} \right) \quad (3.1.92)$$

$$q_{h,E} = 0,4 \left( 1,056 \cdot 56,4 + 20 \cdot \frac{0,616}{2} \right) = 26,29 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{h,E}^* = \frac{c_{h,qv} q_v + c_{h,qh} q_h}{V_{RB} - c_{h,qh}^*} \quad (3.1.93)$$

$$q_{h,E}^* = \frac{0,0891 \cdot 47,88 + (-0,0833) \cdot 26,29}{0,0184 - (-0,0658)} = 24,65 \text{ kN/m}^2$$

Bezwzględna wartość deformacji pionowej (ugięcie rury) wyznacza się z równania:

$$\Delta d_v = \frac{2r_m}{8S_0} (c_{v,qv} q_v + c_{v,qh} q_h + c_{v,qh}^* q_h^*) \quad (3.1.94)$$

dla warunków krótkotrwałych:

$$\Delta d_v = \frac{2 \cdot 0,3024}{8 \cdot 4,47} (-0,0893 \cdot 47,88 + 0,0833 \cdot 26,29 + 0,0640 \cdot 24,65) = -8,59 \text{ mm}$$

dla warunków długotrwałych:

$$\Delta d_v = \frac{2 \cdot 0,3024}{8 \cdot 2,87} (-0,0893 \cdot 67,18 + 0,0833 \cdot 26,78 + 0,0640 \cdot 48,39) = -17,68 \text{ mm}$$

Względną wartość deformacji pionowej (względne ugięcie rury) wyznacza się z równania:

$$\delta_v = \frac{\Delta d_v}{2r_m} 100 \% \quad (3.1.95)$$

dla warunków krótkotrwałych:

$$\delta_v = \frac{8,59}{2 \cdot 302,4} \cdot 100 = 1,4\%$$

dla warunków długotrwałych

$$\bar{\delta}_v = \frac{17,88}{2 \cdot 302,4} \cdot 100 = 2,9\%$$

Dopuszczalna względna deformacja pionowa przekroju rury dla warunków długotrwałych wynosi  $\delta_{v,dop} = 6\%$ . Warunek jest spełniony.

#### **Sprawdzenie warunku stateczności od obciążenia gruntem**

Sprawdzenie to dotyczy jedynie warunków długotrwałych.

Obciążenia krytyczne  $q_{v,kryt}$  należy wyznaczać z równania:

$$q_{v,kryt} = 2\kappa_{v2} \sqrt{8S_0 S_{Bh}} \quad (3.1.96)$$

$\kappa_{v2} = 0,82$  – współczynnik zmniejszający dla uwzględnienia sprężysto-plastycznych właściwości gruntu i odkształceń wstępnych według wykresu D11 [10].

Dla przyjętych danych:

$$q_{v,kryt} = 2 \cdot 0,82 \cdot \sqrt{8 \cdot 0,00287 \cdot 1,76} = 0,329 \text{ MPa.}$$

Obciążenie pionowe działające na przewód z uwzględnieniem siły wyporu  $q_{v,A}$  należy wyznaczać z równania (3.1.86) dla  $p_v = 0$ .

Ciężar objętościowy gruntu z uwzględnieniem siły wyporu  $\gamma'_B = 10 \text{ kN/m}^3$  (tabela 1 [10])

$$q_{v,A} = \lambda_{RGP} p_E + p_V \quad (3.1.97)$$

$$q_{v,A} = 0,765 \cdot 56,4 = 0,0431 \text{ MPa}$$

Współczynnik bezpieczeństwa  $\gamma$  wynosi:

$$\gamma = \frac{q_{v,kryt}}{q_v} \quad (3.1.98)$$

$$\gamma = \frac{0,329}{0,0431} = 7,64$$

Wymagana wartość współczynnika bezpieczeństwa  $\gamma_{wym} = 2,0$  (tabela 13 [10]). Warunek stateczności jest spełniony.

### Sprawdzenie warunku stateczności od obciążenia parciem hydrostatycznym wody gruntowej

Sprawdzenie to dotyczy jedynie warunków długotrwałych.

Obciążenia krytyczne  $p_{a,kryt}$  należy wyznaczać z równania:

$$p_{a,kryt} = \kappa_{\alpha} \alpha_D \cdot 8S_0 \quad (3.1.99)$$

Wartość współczynnika zmniejszającego  $\kappa_{\alpha 2} = 0,73$  odczytano z wykresu (D12 załącznik 1 [10]).

$\alpha_D$  – współczynnik przeskoku zależny od  $V_{RB}$ ,  $r_m/s$ .

Wartość współczynnika  $\alpha_D = 12$  odczytano z wykresu (D10 [10]).

W tym przypadku sztywność układu  $V_{RB}$  należy wyznaczać ze sztywności nominalnej  $S_{0L}$  (patrz równanie (3.1.29))

$$V_{RB} = \frac{8 \cdot 0,0025}{1,76} = 0,0113.$$

Przyjęta wartość obliczeniowa względnej deformacji pionowej przekroju rury wynosi  $\delta_v + 1 = 3,9\%$  (zgodnie z rozdziałem 9.5.2 [10]).

Stosunek  $r_m/s$  wynosi:

$$r_m/s = 302,4/11,2 = 27.$$

Ostatecznie, dla przyjętych danych:

$$p_{a,kryt} = 0,73 \cdot 12 \cdot 8 \cdot 0,0025 = 0,175 \text{ MPa.}$$

Parcie hydrostatyczne wody gruntowej  $p_a$  na poziomie kinety przewodu należy obliczać z równania:

$$p_a = \gamma_w h_w \quad (3.1.100)$$

Dla przyjętych danych:

$$p_a = 10 \cdot 2,5 = 0,025 \text{ MPa}$$

Współczynnik bezpieczeństwa  $\gamma_a$  wynosi

$$\gamma = \frac{p_{a,kryt}}{p_a} = \frac{0,175}{0,025} = 7,0 \quad (3.1.101)$$

Wymagana wartość współczynnika bezpieczeństwa  $\gamma_{wym} = 2,0$  (tabela 13 [10]). Warunek stateczności jest więc spełniony.

### Sprawdzenie stateczności przy uwzględnieniu jednoczesnego obciążenia gruntem i wodą gruntową

Sprawdzenie to dotyczy jedynie warunków długotrwałych.

Globalny współczynnik bezpieczeństwa  $\gamma$  opisany jest równaniem:

$$\gamma = \frac{1}{\frac{q_{v,A}}{q_{v,kryt}} + \frac{p_a}{p_{a,kryt}}} \quad (3.1.102)$$

$$\gamma = \frac{1}{\frac{0,043}{0,329} + \frac{0,025}{0,175}} = 3,65$$

Wymagana wartość współczynnika bezpieczeństwa  $\gamma_{wym} = 2,0$  (tabela 13 [10]). Warunek globalnej stateczności jest spełniony.

### 3.1.6.3. Założenia obliczeniowe dla rury sztywnej

W przypadku kanału zbudowanego z rur sztywnych obliczanego według wytycznych [10] w schemacie obliczeniowym (rys. 3.1.16) nie występuje składowa obciążenie  $q_h^*$ . Obciążenia  $q_v$  oraz  $q_h$  oblicza się analogicznie jak dla rury podatnej.

Dla rur o określonej przez producenta jednostkowej sile niszczącej  $FN$  wyznacza się współczynnik bezpieczeństwa  $\gamma$ , porównując ją z wypadkowym obciążeniem pionowym  $F_{całk}$  przy uwzględnieniu warunków ułożenia. Wartość współczynnika bezpieczeństwa  $\gamma$  oblicza się według równania:

$$\gamma = \frac{FN}{F_{całk}} EZ \quad (3.1.103)$$

gdzie:  $EZ$  – współczynnik warunków ułożenia; w zależności od przyjętych warunków  $EZ = 1,59-3,69$  (według tab. 11 [10]).

Całkowite pionowe obciążenie działające na 1 mb rury tot  $F$  wynosi:

$$F_{całk} = q_v d_a \quad (3.1.104)$$

Współczynnik bezpieczeństwa dla rur betonowych, kamionkowych i azbestocementowych  $\gamma = 2,2$  (według tab. 12 [10]).

Dla rur sztywnych o niezdefiniowanych przez producenta wartościach siły niszczącej  $FN$  oblicza się wartości sił wewnętrznych, a następnie naprężenia w poszczególnych przekrojach. Naprężenia te porównuje się z naprężeniami dopuszczalnymi dla danego materiału. W przypadku żelbetu dla otrzymanych wartości sił wewnętrznych wymiaruje się poszczególne przekroje, dobierając zbrojenie i sprawdzając szerokości rozwarcia rys.

## 3.2. Przewody ułożone technikami bezwykopowymi

### 3.2.1. Założenia teoretyczne

Przejścia przewodu kanalizacyjnego pod takimi przeszkodami jak tory kolejowe i tramwajowe czy drogi o istotnym znaczeniu komunikacyjnym należy wykonywać w uzgodnieniu z właścicielem danego obiektu. Bardzo często wymaga się w takiej sytuacji montowania przewodu metodami bezwykopowymi w rurze osłonowej, najczęściej stalowej, układanej metodą przecisku. Rozkład obciążeń działających na rurę układaną metodą przecisku odbiega znacząco od schematu dla rur układanych metodami



wykopowymi. Zagadnienie rozkładu takich obciążeń autorzy pracy podejmowali w publikacjach opracowanych na podstawie własnych badań, przeprowadzonych in situ podczas przeciskania stalowej rury we Wrocławiu w latach 80. ubiegłego stulecia [132, 133].

W fazie realizacji, poza obciążeniami prostopadłymi do osi, na rurę działają znaczne siły osiowe. Rozkład obciążeń prostopadłych do osi rury jest, z uwagi na skonsolidowanie środowiska gruntowego, znacznie bardziej wyrównany, a więc korzystny dla rury. Wobec braku polskiej normy określającej sposób wyznaczania obciążeń i wykonywania obliczeń statyczno-wytrzymałościowych rur przeciskanych do obliczeń można wykorzystać wytyczne niemieckie ATV A 161 [11], w których wyróżnia się dwa etapy pracy rury przeciskanej:

- etap realizacji przewodu,
- etap eksploatacji przewodu.

Na etapie realizacji, zgodnie z tymi wytycznymi, należy uwzględnić następujące obciążenia działające poprzecznie do osi przewodu:

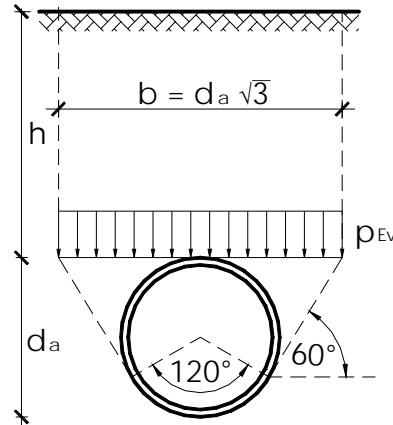
- obciążenie pionowe gruntem,
- parcie boczne gruntu,
- obciążenie równomiernie rozłożone naziomu,
- obciążenia komunikacyjne (poruszającymi się w poziomie terenu pojazdami),
- obciążenie naziomu na ograniczonej powierzchni,
- ciężar własny rury,
- zewnętrzne ciśnienie wody gruntowej do poziomu sklepienia przeciskanej rury,
- zewnętrzne ciśnienie wody gruntowej powyżej poziomu sklepienia przeciskanej rury,
- ciśnienie wywierane przez środek poślizgowy,
- ciśnienie powietrza,
- oddziaływania wywołane przeciskaniem,
- wypór.

Na etapie realizacji należy ponadto uwzględnić następujące obciążenia działające wzdłuż osi przewodu:

- siłę wciskającą rurę w grunt,
- dodatkowe oddziaływania, np. na skutek sterowania przeciskaniem.

Na etapie eksploatacji uwzględnia się następujące obciążenia działające poprzecznie do osi przewodu:

- obciążenie pionowe gruntem,
- parcie boczne gruntu,
- obciążenie równomiernie rozłożone naziomu,
- obciążenia komunikacyjne (poruszającymi się po naziomie pojazdami),
- obciążenie naziomu na ograniczonej powierzchni,
- ciężar własny rury,
- wypełnienie wodą do sklepienia rury,
- nadciśnienie wewnątrz rury,
- zewnętrzne ciśnienie wody gruntowej do poziomu sklepienia przeciskanej rury,



Rys. 3.2.1. Schemat obciążeń gruntem przeciskanej rury według teorii Terzagiego

- zewnętrzne ciśnienie wody gruntowej powyżej poziomu sklepienia przeciskanej rury,
- wypór.

Dla zestawienia obciążeń od gruntu wykorzystuje się klasyczną teorię Terzagiego. Schemat obciążeń pionowych przeciskanej rury według tej teorii ilustruje rys. 3.2.1.

Wielkość obciążeń pionowych od gruntu  $p_{Ev}$  wyznacza się z zależności

$$p_{Ev} = \chi \gamma_B h \quad (3.2.1)$$

gdzie:  $\chi$  – współczynnik zmniejszający uwzględniający współdziałanie górotworu będące następstwem ograniczonego rozluźnienia gruntu; wielkość współczynnika wyznaczamy z zależności (3.2.2),

$\gamma_B$  – ciężar objętościowy gruntu,  
 $h$  – zagłębienie rury.

$$\chi = \frac{1 - e^{-2K_1 \operatorname{tg} \frac{\varphi' h}{2b}}}{2K_1 \operatorname{tg} \frac{\varphi' h}{2b}} \quad (3.2.2)$$

gdzie:  $K_1$  – współczynnik parcia gruntu; wytyczne zalecają przyjmowanie  $K_1 = 0,5$ ,

$\varphi'$  – kąt tarcia wewnętrznego gruntu.

Boczne parcie gruntu  $p_{Eh}$  wyznaczamy z zależności

$$p_{Eh} = \chi \gamma_B h K_2 \quad (3.2.3)$$

gdzie  $K_2$  – współczynnik parcia gruntu.

W przypadku przeciskania rur stalowych, które charakteryzują się znaczną podatnością, należy uwzględnić reakcję otaczającego gruntu według zależności (3.2.4) dla obciążenia komunikacyjnego i (3.2.5) dla obciążenia gruntem.

$$q_{hV}^* = p_V K^* \quad (3.2.4)$$

$$q_{hE}^* = (p_{Ev} - p_{Eh})K^* \quad (3.2.5)$$

gdzie:  $K^*$  – współczynnik parcia wyznaczony z zależności (3.2.6),  
 $p_v$  – naprężenia w gruncie wywołane obciążeniem komunikacyjnym.

$$K^* = \frac{0,0833}{V_{RB} + 0,066} \quad (3.2.6)$$

gdzie  $V_{RB}$  – sztywność układu rura–grunt wyznaczona z zależności

$$V_{RB} = 0,14 \frac{E_R}{E_B} \left( \frac{s}{r_m} \right)^3 \quad (3.2.7)$$

gdzie:  $E_R$  – moduł sprężystości materiału rury,  
 $E_B$  – moduł odkształcenia gruntu otaczającego rurę,  
 $s$  – grubość ścianki rury,  
 $r_m$  – średni promień rury.

Wielkość obciążeń komunikacyjnych działających na rurę można wyznaczyć według wytycznych ATV A 127 omówionych w rozdziale 3.1. Obciążenie od sił wywołanych przeciskiem uwzględnia się poprzez zwiększenie wartości sił wewnętrznych w ściance rury według zależności (3.2.8)–(3.2.13).

$$M = 33 r_m^2 \text{ (sklepienie rury)} \quad (3.2.8)$$

$$M = -33 r_m^2 \text{ (wezgłowie)} \quad (3.2.9)$$

$$M = 33 r_m^2 \text{ (kineta)} \quad (3.2.10)$$

$$N = -100 r_m \text{ (sklepienie)} \quad (3.2.11)$$

$$N = -200 r_m \text{ (wezgłowie)} \quad (3.2.12)$$

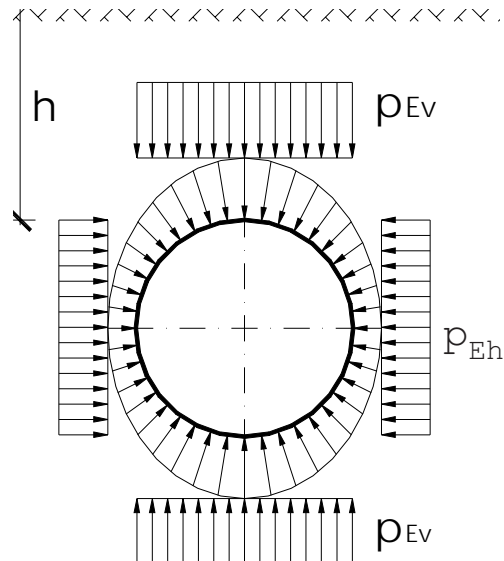
$$N = -100 r_m \text{ (kineta)} \quad (3.2.13)$$

Wytyczne przewidują możliwość zmniejszenia wielkości tych sił dla zamkniętych połączeń lub rur stalowych, dla których pomija się reakcję otaczającego gruntu.

Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe rury przeciskowej można wykonać jedną z poniższych metod:

- metodą elementów skończonych, wykorzystując przestrzenne elementy skończone typu Solid, a do modelowania rury przeciskowej elementy powłokowe typu Shell,
- według wytycznych ATV A 161.

W pierwszej z wymienionych metod układ rura przeciskowa–półprzestrzeń sprężysta rozpatruje się przestrzennie. W metodzie tej przyjmuje się złożony model z dużą liczbą stopni swobody, a dokładność obliczeń statyczno-wytrzymałościowych zależy od podziału na elementy skończone (od wymiarów tych elementów) oraz od przyjętych wymiarów modelu.



Rys. 3.2.2. Schemat obciążenia gruntem rury przeciskowej

W wytycznych ATV A 161 siły wewnętrzne od podstawowych obciążeń uwzględnia się według następujących schematów.

#### Siły wewnętrzne od obciążenia gruntem

Schemat obciążenia rury przeciskowej według wytycznych ATV A 161 ilustruje rys. 3.2.2.

Siły wewnętrzne wyznaczamy z zależności (3.2.14)–(3.2.19).

$$M_{EA} = m_E^A p_{Ev} r_m^2 \quad (3.2.14)$$

$$M_{EB} = m_E^B p_{Ev} r_m^2 \quad (3.2.15)$$

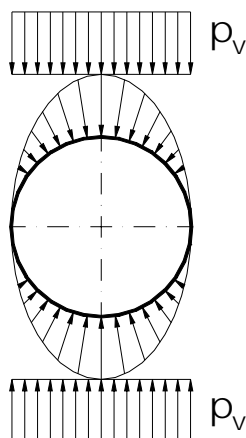
$$M_{EC} = m_E^C p_{Ev} r_m^2 \quad (3.2.16)$$

Tabela 3.2.1. Wartości współczynników  $n$  i  $m$ 

Współczynniki	$K_2 = 0,3$	$K_2 = 0,4$	$K_2 = 0,5$
$m_E^A$	0,1636	0,1375	0,1125
$m_E^B$	-0,1636	-0,1375	-0,1125
$m_E^C$	0,1636	0,1375	0,1125
$n_E^A$	-0,4978	-0,5750	-0,6500
$n_E^B$	-1,0000	-1,0000	-1,0000
$n_E^C$	-0,4978	-0,5750	-0,6500

$$N_{EA} = n_E^A p_{Ev} r_m \quad (3.2.17)$$

$$N_{EB} = n_E^B p_{Ev} r_m \quad (3.2.18)$$



Rys. 3.2.3. Rozkład obciążeń rury przeciskowej wywołanych obciążeniami komunikacyjnymi

$$N_{EC} = n_E^C p_{Ev} r_m \quad (3.2.19)$$

Wartości współczynników  $n$  i  $m$  zestawiono w tabeli 3.2.1.

#### **Siły wewnętrzne wywołane obciążeniem komunikacyjnym**

Rozkład obciążeń rury przeciskowej wywołanych obciążeniami komunikacyjnymi ilustruje rys. 3.2.3.

Siły wewnętrzne wywołane obciążeniami komunikacyjnymi wyznaczamy z zależności:

$$M_P^A = 0,25 p_v r_m^2 \quad (3.2.20)$$

$$M_P^B = -0,25 p_v r_m^2 \quad (3.2.21)$$

$$M_P^C = 0,25 p_v r_m^2 \quad (3.2.22)$$

$$N_P^A = -0,25 p_v r_m \quad (3.2.23)$$

$$N_P^B = -1,00 p_v r_m \quad (3.2.24)$$

$$N_P^C = -0,25 p_v r_m \quad (3.2.25)$$

Siły wewnętrzne wywołane obciążeniem gruntem oraz obciążeniem komunikacyjnym są decydujące dla wymiarowania, jednak zgodnie z wytycznymi A 161 należy uwzględnić także siły wewnętrzne wywołane pozostałymi obciążeniami wymienionymi powyżej, które występują w trakcie realizacji i eksploatacji rury wykonanej metodą przecisku.

Konstrukcyjne wymiarowanie przeciskanej rury zależy od rodzaju materiału, z którego jest ona wykonana.

Dla rur kamionkowych i żelbetowych w fazie realizacji przecisku należy sprawdzić:

- nośność od obciążeń prostopadłych do osi rury,
- nośność od obciążeń równoległych do osi rury.

Dla rur stalowych w fazie realizacji przecisku konieczne jest sprawdzenie:

- naprężeń w ściance rury od obciążeń prostopadłych do jej osi,
- naprężeń w ściance rury od obciążeń równoległych do jej osi,
- naprężeń zastępczych w ściance rury,
- ugięcia pionowego rury,
- możliwości wybożenia rury.

Dla rur kamionkowych i żelbetowych ułożonych metodą przecisku w fazie eksploatacji należy sprawdzić:

- nośność od obciążeń prostopadłych do osi rury,
- nośność od długotrwale działających obciążeń wielokrotnie zmiennych.

Dla rur stalowych ułożonych metodą przecisku w fazie eksploatacji należy sprawdzić:

- naprężenia w ściance rury od obciążeń prostopadłych do jej osi,
- ugięcie pionowe rury,
- możliwość wybożenia rury.

Wytyczne ATV A 161 zalecają wymiarowanie przeciskanej rury żelbetowej według normy DIN 4035. Odpowiednikiem tej normy w Polsce jest norma PN-B-03264:1999.

Naprężenia w ściance przeciskanej rury kamionkowej należy wyznaczać z zależności

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} \alpha_k \quad \alpha_k = \frac{3d_i + 5s}{3d_i + 3s} \quad (3.2.26)$$

gdzie:  $d_i$  – średnica wewnętrzna rury,

$s$  – grubość ścianki rury.

Współczynnik bezpieczeństwa dla rury kamionkowej wyznaczamy z zależności

$$\gamma = \frac{\beta_{RBZ}}{\sigma} \quad (3.2.27)$$

gdzie  $\beta_{RBZ}$  – wytrzymałość na rozciąganie przy zginaniu rury kamionkowej określona na próbce pierścieniowej.

Naprężenia w ściance przeciskanej rury stalowej wyznacza się z zależności

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W} \alpha_k \quad \text{dla } \alpha_k = 1 \quad (3.2.28)$$

W fazie realizacji można uwzględnić zmniejszenie wielkości sił wewnętrznych, spowodowane deformacjami wywołanymi ciśnieniem wewnętrznym w przeciskanej rurze.

Względne ugięcie pionowe rury stalowej wyznacza się według wytycznych ATV A 127, omówionych w rozdziale 3.1.

Możliwość wyboczenia rury stalowej należy sprawdzać z zależności (3.2.29) dla rur przeciskanych bez środka zmniejszającego tarcie oraz z zależności (3.2.30) dla rur przeciskanych z użyciem środka zmniejszającego tarcie.

$$\gamma = \frac{P_k}{q_v + p_w + p_u} \quad (3.2.29)$$

$$\gamma = \frac{P_k}{p_{st} + p_u} \quad (3.2.30)$$

$$p_k = 1000 \frac{E_R}{4(1-\nu^2)} \left( \frac{s}{r_m} \right)^3 \quad (3.2.31)$$

gdzie:  $q_v$  – całkowite obciążenie pionowe rury,

$$p_w - \text{parcie wody na rurę, } p_w = \gamma_w \left( h_w + \frac{d_a}{2} \right),$$

$h_w$  – wysokość słupa wody ponad wierzchołek rury,

$p_u$  – podciśnienie w rurze,

$p_{st}$  – ciśnienie środka zmniejszającego tarcie w miejscu wtłaczania,

$\nu$  – współczynnik Poissona (dla stali można przyjąć  $\nu = 0,3$ ).

Specyficznym zagadnieniem dla rur przeciskanych jest rozkład naprężeń w złączu. Rozkład ten nie jest równomierny, a jego nierównomierność może być spowodowana odchyleniem przeciskanych rur od osi lub koniecznością sterowania przeciskiem. W praktyce wyróżnia się dwa rodzaje złączy:

- złącza przenoszące tylko naprężenia ściskające charakterystyczne dla rur kamionkowych i żelbetowych,
- złącza przenoszące zarówno naprężenia ściskające, jak i rozciągające charakterystyczne dla rur stalowych spawanych.

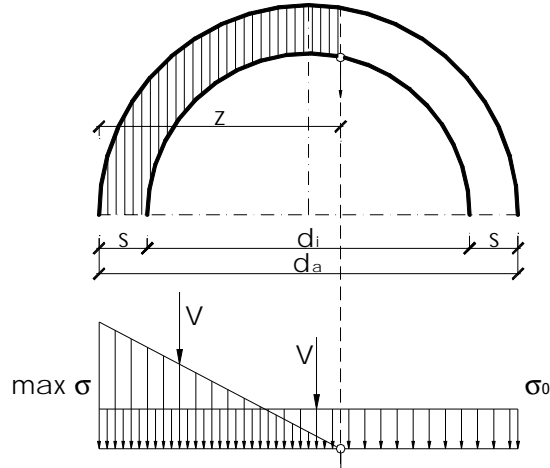
Wielkość maksymalnej siły  $V$  wciskającej rurę dla złącza nie przenoszącego naprężeń rozciągających można wyznaczyć z zależności

$$V = \frac{\beta_{LD}}{\frac{\gamma}{\max \sigma}} \frac{A}{\sigma_0} \quad (3.2.32)$$

gdzie:  $\beta_{LD}$  – wytrzymałość na ściskanie w kierunku podłużnym,

$\gamma$  – współczynnik bezpieczeństwa,

$A$  – najmniejsza powierzchnia przekazująca ściskanie:



Rys. 3.2.4. Rozkład naprężeń ściskających w złączu

$$A = (d_3^2 - d_i^2) \frac{\pi}{4} \quad (3.2.33)$$

$d_3$  – średnica rury mierzona w najślabszym miejscu.

Rozkład naprężeń w złączu należy przyjmować według rys. 3.2.4.

Maksymalne naprężenia w złączach stalowych rur spawanych wyznacza się z zależności

$$\sigma_{LD} = \frac{2V}{A} \quad (3.2.34)$$

gdzie:  $V$  – wielkość siły wciskającej rury,

$A$  – pole przekroju poprzecznego.

Położenie punktu przyłożenia siły wciskającej przy planowanym prostoliniowym przecisku przyjmuje się na krawędzi rdzenia przekroju.

Naprężenia zastępcze w ściance rury stalowej  $\sigma_{VGE}$  należy wyznaczyć z zależności

$$\sigma_{VGE} = \sqrt{\sigma_{RBZ}^2 + \sigma_{LD}^2} - \sigma_{RBZ} \sigma_{LD} \quad (3.2.35)$$

Współczynnik bezpieczeństwa w tym przypadku wynika z zależności

$$\gamma = \frac{\beta_s}{\sigma_{VGE}} \quad (3.2.36)$$

gdzie  $\beta_s$  jest granicą wydłużalności.

Wytyczne zalecają przyjmowanie następujących współczynników bezpieczeństwa  $\gamma$ :



rury żelbetowe:

- prostopadle do osi rury  $\gamma = 1,75$ ,
- równoległe do osi rury  $\gamma = 1,60$ ;

rury kamionkowe:

- prostopadle do osi rury  $\gamma = 2,20$ ,
- równoległe do osi rury  $\gamma = 2,00$ ;

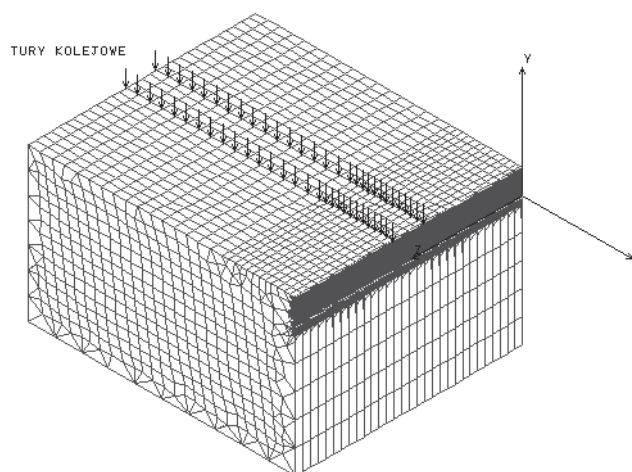
rury stalowe:

- prostopadle do osi rury (bez ciśnienia wewnętrznego)  $\gamma = 1,50$ ,
- prostopadle do osi rury (z ciśnieniem wewnętrznym)  $\gamma = 1,70$ ,
- równoległe do osi rury  $\gamma = 1,75$ ,
- dla naprężeń zastępczych  $\gamma = 1,33$ ,
- dla wybożenia  $\gamma = 1,50$ .

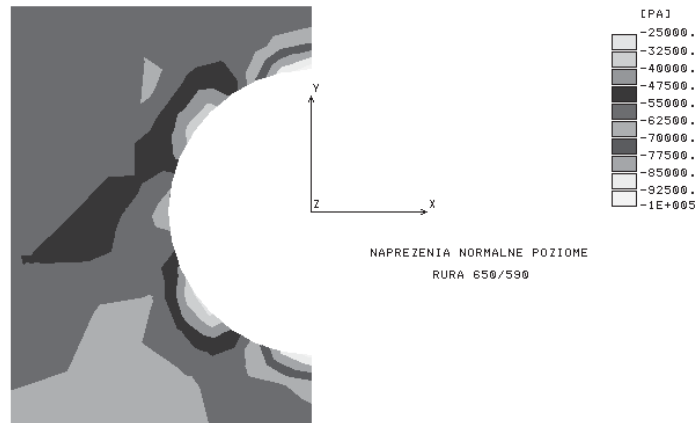
### 3.2.2. Przykład obliczeniowy

Sprawdzić naprężenia w stalowej, osłonowej rurze przeciskowej o średnicy  $D_z = 650$  mm ułożonej pod linią kolejową. Przyjęto następujące dane wyjściowe:

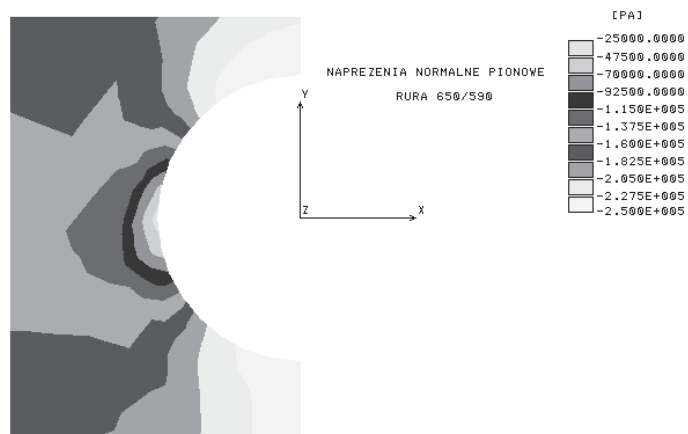
- grunt: glina piaszczysta o  $I_L = 0,20$ ,  $E_o = 28$  MPa,  $\rho^{(n)} = 2,15$  kN/m<sup>3</sup> i  $\nu = 0,29$ ,
- poziom wody gruntowej znajduje się poniżej przeciskanej rury,
- zagłębienie rury 3,0–3,1 m,
- obciążenie obliczeniowe pionowe na długości 6,4 m wyznaczone na podstawie normy mostowej dla taboru kolejowego i gruntu wynosi 383,14 kN/m, na pozostałej długości 145,20 kN/m,
- rura przeciskana jest w osłonie bentonitowej (współczynnik tarcia  $\mu = 0,1$ ),
- nie uwzględniano reakcji otaczającego gruntu,
- podłoże gruntowe pracuje jak półprzestrzeń sprężysta.



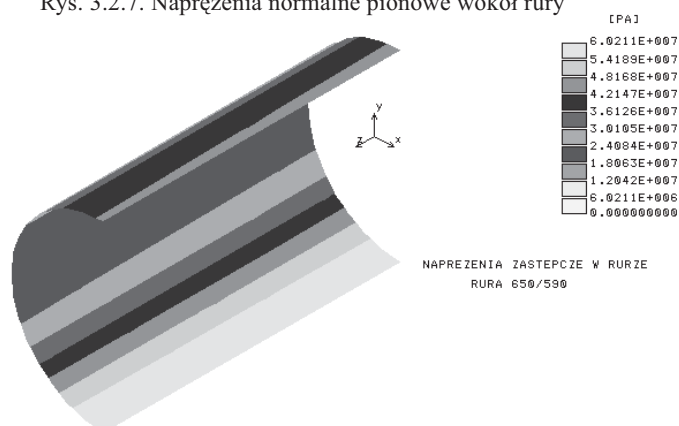
Rys. 3.2.5. Przyjęty model obliczeniowy



Rys. 3.2.6. Naprężenia normalne poziome wokół rury



Rys. 3.2.7. Naprężenia normalne pionowe wokół rury



Rys. 3.2.8. Naprężenia zastępcze w rurze

Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe rury przeciskowej wykonano metodą elementów skończonych. Przyjęty model obliczeniowy pokazano na rys. 3.2.5.

Do modelowania ośrodka gruntowego wykorzystano przestrzenne elementy skończone typu Solid, a do modelowania rury przeciskowej użyto elementów powłokowych typu Shell. Oś rury pokrywa się z osią z. Przyjęto następujące wymiary modelu obliczeniowego:

- wzdłuż osi rury: 30 m (długość rury przeciskowej),
- poziomo prostopadle do osi rury: 70 m,
- pionowo prostopadle do osi rury 17 m (14 m poniżej rury).

Wymiary modelu przyjęto tak, aby błąd obliczeniowy był mniejszy niż 5%. Obliczenia wykonano korzystając z programu Cosmos, a ich wyniki zestawiono na rys. 3.2.6–3.2.8.

Maksymalne naprężenia zastępcze z uwzględnieniem sił osiowych wywołanych wciskaniem rury siłownikami wynoszą 79 MPa, są więc mniejsze od naprężeń dopuszczalnych dla stali  $f_d = 205$  MPa. Zmiany wymiarów średnicy rury przeciskowej wynoszą:

- +0,4 mm w kierunku poziomym,
- 0,4 mm w kierunku pionowym.

## 3.3. Przewody ciśnieniowe

### 3.3.1. Wprowadzenie

Do specjalnych systemów kanalizacji zalicza się kanalizację podciśnieniową i ciśnieniową. Systemy te różnią się od konwencjonalnej (grawitacyjnej) kanalizacji zastosowaniem – zamiast przewodów ze studzienkami rewizyjnymi – szczelnych rurociągów, w których ścieki są przemieszczane w wyniku nadciśnienia lub podciśnienia.

Z zasady systemy te są stosowane w wyjątkowych sytuacjach:

- przy niedogodnych spadkach terenu lub wyjątkowo niekorzystnych warunkach gruntowo-wodnych (np. bardzo wysokim zwierciadle wody gruntowej),
- przy małej gęstości zaludnienia lub nieciągłych zrzutach ścieków (np. w okresowo czynnych ośrodkach wypoczynkowych),
- na terenach objętych szczególną ochroną, gdzie eksfiltracja ścieków do gruntu jest bezwzględnie zakazana (np. na terenach wodonośnych).

Systemy kanalizacji podciśnieniowej (nazywanej także próżniową) zastosowano po raz pierwszy pod koniec ubiegłego stulecia w Paryżu i Berlinie, a systemy ciśnieniowe w latach sześćdziesiątych ubiegłego stulecia w Hamburgu. Obecne systemy kanalizacji podciśnieniowej zostały opracowane w latach pięćdziesiątych dwudziestego wieku i znalazły zastosowanie głównie na statkach. Systemy te charakteryzują się małym obszarem obsługi oraz małymi średnicami przewodów. Rurociągi zbiorcze zwykle nie prze-

kraczącą w tych systemach średnic od DN65 do DN125 i tylko w szczególnych przypadkach stosuje się większe przekroje.

Zdecydowanie większe wymiary i zasięgi mogą mieć przewody kanalizacji ciśnieniowej, szczególnie łączniki tłoczące ścieki między systemami grawitacyjnymi. Wybrane elementy projektowania ich konstrukcji zostaną więc omówione w dalszej części pracy.

Do budowy przewodów ciśnieniowych stosuje się rury z następujących materiałów:

- twardego polichlorku winylu (PCW-U), polietylenu dużej gęstości (PEHD),
- kompozytów – żywic zbrojonych włóknem szklanym z wypełniaczem kwarcowym (GRP),
- stali, stali szlachetnej i żeliwa sferoidalnego.

Przewody z PCW-U łączone są na kielichy wciskane z uszczelkami elastomerowymi lub mufy klejone. Przewody z PEHD łączy się techniką zgrzewania, a przewody z żywic standardowymi złączami „mufowymi” (np. FWC w przypadku rur HOBAS). Rury stalowe łączy się przez spawanie, a z żeliwa – przy użyciu kołnierzy lub na mufy typu „tytan”. Do połączeń rur z armaturą używa się zazwyczaj złączy kołnierzowych.

Ciśnieniowy transport ścieków stosowany jest w sytuacjach, gdy przepływy grawitacyjne ze względu na warunki lokalne (np. topografia terenu) lub technologiczne (np. wzajemne położenie przepompowni) nie są możliwe. Przewody ciśnieniowe mogą być układane bezpośrednio w gruncie, w galeriach lub na podporach i zawiesiach (np. podwieszane pod obiektami mostowymi). W każdym z wymienionych przypadków obciążeniami dodatkowymi, w stosunku do obciążeń przewodów grawitacyjnych, są obciążenia pochodzące od ciśnienia roboczego składającego się z ciśnienia:

- technologicznego,
- na pokonanie strat wynikających z oporów przepływu,
- wynikającego z różnicy położenia poszczególnych punktów sieci,
- powstającego wskutek działania uderzenia hydraulicznego.

Statyczno-wytrzymałościowa analiza rurociągów ciśnieniowych obejmuje:

- dobór grubości ścianki rury ze względu na wielkość obciążeń zależnych od sposobu ułożenia przewodu,
- analizę nośności połączeń rur,
- analizę potrzeby stosowania bloków oporowych i innych zabezpieczeń.

Problem zilustrowano przykładami obliczeniowymi wykonanymi dla przewodów z tworzyw termoplastycznych, które wraz z duroplastami wypierają przewody wykonane z metalu. Wybór tworzywa do niżej przedstawionych przykładów obliczeniowych był podyktowany potrzebą pokazania analizy problemu redukcji ciśnienia ze względu na odporność na:

- powolny wzrost pęknięć (ang. *Slow Crack Growth*),
- szybką propagację pęknięć (ang. *Rapid Crac Propagation*),
- zmianę temperatury medium.

### 3.3.2. Dobór grubości ścianki rury

#### 3.3.2.1. Rurociągi ułożone poza ośrodkiem gruntowym

Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe rur obciążanych tylko ciśnieniem wewnętrznym są relatywnie proste. Problem może polegać tu wyłącznie na umiejętności oszacowania poziomu koniecznej redukcji ciśnienia uwzględniającej specyfikę zachowania się materiału rury w czasie i pod wpływem działania temperatury. W przypadku przewodów ciśnieniowych ułożonych w gruncie obliczenia statyczno-wytrzymałościowe należy prowadzić dla najniekorzystniejszego schematu obciążeń, tzn. bez uwzględnienia wewnętrznego ciśnienia w rurze.

Wytrzymałość tworzyw termoplastycznych maleje wraz z upływem czasu i ze wzrostem temperatury. Uwzględnienie tej cechy w projektowaniu, w przypadku często stosowanego do budowy przewodów ciśnieniowych polietylenu dużej gęstości (PEHD), polega na wprowadzeniu do analizy wartości MRS (ang. *Minimum Required Strength*), oznaczającej minimalną wymaganą wytrzymałość tworzywa (por. rozdz. 2.7.1). Wartość MRS określana w warunkach laboratoryjnych wskazuje, jaką wytrzymałość będzie miał materiał po upływie 50 lat przy założeniach, że temperatura materiału nie będzie w tym czasie wyższa niż 20 °C, a medium stanowi woda. W celu wyznaczenia maksymalnych naprężeń obwodowych przy wymiarowaniu konstrukcji przewodu, określoną laboratoryjnie wartość MRS dzieli się przez współczynnik bezpieczeństwa  $f$  uwzględniający zagrożenia wynikające z warunków eksploatacyjnych. Dla rur z polietylenu przyjmuje się, że współczynnik ten nie powinien być mniejszy niż 1,25 [96]. Wartości współczynników bezpieczeństwa  $f$  dla PCW i PP wahają się w granicach od 1,4 do 2,5.

Obecnie na rynku oferowane są rury trzech generacji wytworzone z PEHD:

- PE 63, dla których dopuszczalne naprężenia w ściance, przy współczynniku bezpieczeństwa równym 1,25, wynoszą  $\sigma_p = 5,0$  MPa,
- PE 80, dla których dopuszczalne naprężenia w ściance, przy współczynniku bezpieczeństwa równym 1,25, wynoszą  $\sigma_p = 6,3$  MPa,
- PE 100, dla których dopuszczalne naprężenia w ściance, przy współczynniku bezpieczeństwa równym 1,25, wynoszą  $\sigma_p = 8,0$  MPa.

Wzajemną relację ciśnienia, geometrii przekroju poprzecznego rury i dopuszczalnych naprężeń określa równanie Lamé'go [87]:

$$\sigma_p = \frac{PN(de - e)}{20e} \quad (3.3.1)$$

gdzie:  $\sigma_p$  – dopuszczalne naprężenie w ściance rury, MPa,

$PN$  – ciśnienie nominalne, bar,

$de$  – zewnętrzna średnica rury, mm,

$e$  – grubość ścianki rury, mm.



Ze względu na znormalizowanie wymiarów geometrycznych oferowanych rur oraz ciśnień nominalnych po przekształceniu zależności (3.3.1) może ona służyć do wyznaczania minimalnej grubości ścianki rury przy zadanym ciśnieniu nominalnym i średnicy

$$e = \frac{PN \cdot de}{20\sigma_p + PN} \quad (3.3.2)$$

#### Przykład obliczeniowy

Wyznaczyć grubość ścianki  $e$  rurociągu ciśnieniowego o średnicy  $de = 500$  mm przy wewnętrznym ciśnieniu nominalnym  $PN = 4,0$  bar. Rurociąg wykonano z PE80, dla którego  $\sigma_p = 6,3$  MPa.

$$e = \frac{4,0 \cdot 500,0}{20 \cdot 6,3 + 4,0} = 15,82 \text{ mm.}$$

W tabeli 3.3.1 przedstawiono przykładowe zestawienie produkowanych przez KWH-Pipe rur z PE80 dla znormalizowanych ciśnień  $PN$  [99].

W tabeli wprowadzono następujące oznaczenia:

$MRS$  – minimalna wymagana wytrzymałość, MPa,

$SDR$  – stosunek średnicy nominalnej do grubości ścianek,

$de$  – zewnętrzna średnica rury, mm,

$di$  – wewnętrzna średnica rury, mm,

$e$  – grubość ścianki, mm,

$m$  – masa jednego metra rury, kg/m,

$PN$  – ciśnienie nominalne, bar.

Standardowe długości produkowanych rur wynoszą 12,5 m, a rury o średnicach mniejszych od 90 mm mogą być dostarczane w zwojach. Na specjalne zamówienie istnieje możliwość wyprodukowania rur dostosowanych do większych ciśnień.

#### Redukcja ciśnienia ze względu na odporność na powolny wzrost pęknięć (SCG) i odporność na szybką propagację pęknięć (RCP)

Mechanizm powstawania pęknięć w tworzywach termoplastycznych jest podobny. Został on najlepiej zbadany w przypadku PE, gdyż analizowano mechanizm powstawania pęknięcia przede wszystkim pod kątem bezpieczeństwa sieci gazowych, w wykonawstwie których tworzywo to ma największe zastosowanie. W czasie montażu rur lub nieprawidłowego wykonywania ich połączeń powierzchnia może zostać uszkodzona (zarysowania, nacięcia itp). W zależności od skali uszkodzeń, ich kształtu oraz poziomu lokalnych naprężeń w ściance przewodu uszkodzenia mogą propagować w głąb materiału. Z upływem czasu, w efekcie tej propagacji, może dojść do przekroczenia dopuszczalnych naprężeń w osłabionym przekroju oraz tworzących pory przemieszczeń łańcuchów polimerów. Powoduje to postępującą zmianę jednorodnej struktury materiału i przekształcenie jej w układ prostopadłych do kierunku pęknięcia włókien, które z czasem pękają, implikując przemieszczanie się dna rysy w głąb tworzywa. Powstawanie obszaru pęknięcia (tworzenia się porów i nieuszkodzonych włókien) wraz z pę-

kaniem (tworzeniem obszaru pękniętych włókien) nazywane jest powolnym (podkrytycznym) wzrostem pęknięcia, które po osiągnięciu poziomu krytycznego prowadzi do „kruchej” pęknięcia ścianki przewodu. Zarówno prędkość propagacji, jak i jej czas zależą od właściwości materiału.

Zjawisko szybkiej propagacji pęknięć w przypadku przewodów kanalizacyjnych może wystąpić tylko incydentalnie, gdy silnemu oddziaływaniu (uderzenie) zostanie poddany przewód o grubości ścianki nie mniejszej niż 25 mm, w którym znajdują się napowietrzone ścieki pod dużym ciśnieniem (np. dla PE100 wynoszącym min 2,4 MPa), a temperatura rury jest niższa od 6 °C [121].

Ponadto oba z wymienionych zjawisk są eliminowane przez stosowanie nowych generacji tworzyw, których odporność na propagację uszkodzeń zwiększyła się tak, że w standardowych obliczeniach problem ten może być pomijany.

#### Redukcja ciśnienia ze względu na temperaturę medium

Rury z tworzyw termoplastycznych mogą być stosowane także do ciśnieniowego transportu mediów o temperaturze wyższej niż 20 °C. Szczególnie predysponowane do tego celu są rury z PP z wkładkami aluminiowymi. W przypadku rur z PE temperatura medium nie może przekraczać 40 °C (co odpowiada warunkom dla typowych ścieków).

Tabela 3.3.2. Współczynnik redukcyjny  $k$  uwzględniający wpływ temperatury na nośność rur z PE

Temperatura [°C]	Współczynnik $k$
20	1,00
25	0,93
30	0,86
35	0,79
40	0,72

W takich sytuacjach ciśnienia nominalne  $PN$  powinny być zredukowane do wartości określonej wzorem

$$p = kPN \quad (3.3.3)$$

gdzie:  $p$  – ciśnienie zredukowane, bar,

$k$  – współczynnik uwzględniający wpływ temperatury.

Wartości współczynnika  $k$  dla skokowo zmiennych temperatur przedstawiono w tabeli 3.3.2 [87].

#### 3.3.2.2. Rurociągi ciśnieniowe ułożone w gruncie

W przypadku rurociągów ciśnieniowych ułożonych w gruncie dominującym obciążeniem mogą być obciążenia zewnętrzne wywołane oddziaływaniem ośrodka gruntowego, wody gruntowej i obciążeniami naziomu. Taki schemat obciążeń ma miejsce w przypadku, gdy w przewodzie nie występuje ciśnienie wewnętrzne, np. podczas czyszczenia przewodu. Dlatego konstrukcje przewodów ciśnieniowych ułożonych w gruncie



muszą być wymiarowane na najniekorzystniejszy układ obciążeń, uwzględniający występowanie lub niewystępowanie ciśnienia technologicznego wewnątrz przewodu.

Ułożenie przewodu w ośrodku gruntowym wpływa korzystnie na redukcję negatywnych skutków uderzenia hydraulicznego oraz oddziaływania temperatury na przewody. Zagadnienia te zostały omówione w dalszej części rozdziału.

### 3.3.3. Uderzenie hydrauliczne

Przez pojęcie *uderzenie hydrauliczne* rozumie się gwałtowny przyrost ciśnienia w przewodzie spowodowany zmianami prędkości ruchu cieczy [157]. Zjawisko to występuje zarówno w przypadku zmniejszenia prędkości (częściowe lub całkowite zamknięcie zasuwy lub pompy), jak i jej zwiększenia (otwarcie zasuwy lub włączenie pompy). Jakościowy przebieg uderzenia hydraulicznego w obu przypadkach jest jednakowy i może ono doprowadzić do wzrostu siły uderzenia powodującej przyrost naprężeń w materiale przewodu przewyższający naprężenia dopuszczalne (co zdarza się incydentalnie) lub rozszczelnić przewód na połączeniach rur (co zdarza się znacznie częściej). Krytyczne zmiany prędkości cieczy w układach pompowych następują zazwyczaj w razie awarii zasilania, nagłej blokady przepływu lub szybkiego zamknięcia zaworów.

Rozważmy mechanizm powstania uderzenia hydraulicznego w układzie złożonym z pompy, przewodu tłoczego wyposażonego przy pompie (na początku) w klapę zwrotną i zasuwę oraz zbiornik zlokalizowany na końcu przewodu. Jeżeli w układzie tym wskutek przerwania dopływu energii elektrycznej nastąpi gwałtowne zatrzymanie pompy, to ciecz w dalszym ciągu będzie przepływać w wyniku działania siły bezwładności. Jednocześnie klapa zwrotna na skutek gwałtownego spadku ciśnienia w pompie zamknie się, wywołując duży spadek ciśnienia na początku przewodu (poza klapą). Powstała w ten sposób fala obniżonego ciśnienia będzie propagowała wzdłuż przewodu do jego końca, gdzie odbije się i jako fala podwyższonego ciśnienia przemieści się z powrotem do klapy zwrotnej, powodując gwałtowny przyrost ciśnienia (uderzenie hydrauliczne). Następnie fala wróci w kierunku zbiornika, rozpoczynając ruch falowy o zanikającej na skutek tarcia amplitudzie.

Prędkość rozchodzenia się fali ciśnienia zależy od modułów sprężystości cieczy i materiału przewodu, jego średnicy i grubości ścianki oraz prędkości cieczy w momencie powstania zakłócenia. Prędkość tę można wyrazić zależnością [157]:

$$a = \sqrt{\frac{g}{\gamma \left( \frac{1}{E_c} + \frac{1}{E} \frac{de}{e} \right)}} \quad [\text{m/s}] \quad (3.3.4)$$

gdzie:  $g$  – przyspieszenie grawitacyjne,  $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ ,

$\gamma$  – ciężar właściwy cieczy,  $\text{kN/m}^3$  (dla wody:  $\gamma = 10 \text{ kN/m}^3$ ),

$E_c$  – moduł sprężystości cieczy (dla wody  $E_c = 2,07 \cdot 10^3 \text{ MPa}$ ),

$E$  – moduł sprężystości materiału rury, MPa,  
 $de$  – średnica zewnętrzna przewodu, m,  
 $e$  – grubość ścianki przewodu, m.

Po wprowadzeniu

$$SDR = \frac{de}{e} \quad (3.3.5)$$

zależność (3.3.4) przyjmie postać:

$$a = \sqrt{\frac{g}{\gamma \left( \frac{1}{E_c} + \frac{1}{E} SDR \right)}} \quad [\text{m/s}] \quad (3.3.6)$$

Wzór ten jest bardzo wygodny do obliczeń inżynierskich, gdyż z wystarczającą dokładnością umożliwia obliczanie prędkości propagacji fali  $a$  dla różnych materiałów i różnych stosunków średnicy nominalnej do grubości ścianki przewodu  $SDR$ .

#### Przykład obliczeniowy

Obliczyć prędkość propagacji fali ciśnienia w przewodzie o średnicy  $de = 500$  mm wykonanym z PE 80 przy projektowanym ciśnieniu nominalnym  $PN = 6,3$  bar.

Dane liczbowe:

$$SDR = 21, g = 9,81 \text{ m/s}^2, \gamma = 10,0 \text{ kN/m}^3, E_c = 2,07 \cdot 10^3 \text{ MPa}, E = 900 \text{ MPa}.$$

$$a = \sqrt{\frac{9,81}{10 \left( \frac{1}{2,07 \cdot 10^6} + \frac{21}{0,9 \cdot 10^6} \right)}} = 203,02 \text{ m/s}$$

Przyrost ciśnienia wywołany uderzeniem hydraulicznym oblicza się ze wzoru:

$$\Delta h = \pm \frac{a \Delta v}{10g} \quad (3.3.7)$$

gdzie:  $\Delta h$  – zmiana ciśnienia, bar,

$\Delta v$  – zmiana prędkości przepływu cieczy, m/s.

W przypadku całkowitego zatrzymania ruchu cieczy, tzn. gdy prędkość końcowa spadnie do 0, zależność (3.3.7) przyjmie postać

$$\Delta h = \pm \frac{av}{10g} \quad (3.3.8)$$

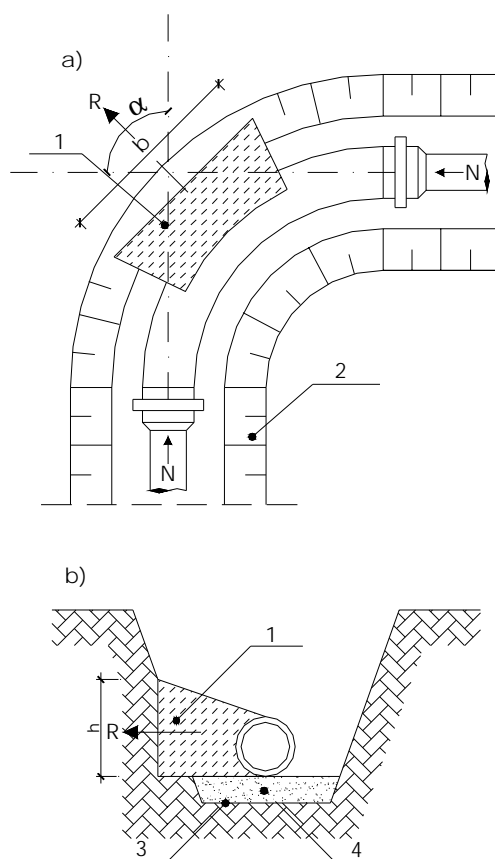
gdzie  $v$  jest prędkością początkową, m/s.

Dla wyznaczonej w przykładzie wielkości  $a = 203,02$  m/s przyrost ciśnienia dla założonej prędkości początkowej równej  $v = 1,2$  m/s (co odpowiada średnim prędkościom przepływu w przewodach wodociągowych) wyniesie:

$$\Delta h = \pm \frac{203,02 \cdot 1,2}{10 \cdot 9,81} = 2,48 \text{ [bar]}.$$

Stanowi to 39% projektowanego ciśnienia nominalnego. Negatywne skutki uderzeń hydraulicznych w rurach PE, podobnie jak w rurach z innych tworzyw, mogą wynikać przede wszystkim ze zmęczenia materiału spowodowanego powtarzającym się, dynamicznym oddziaływaniem fali uderzeniowej. Sposoby ochrony przewodów przed skutkami uderzeń hydraulicznych są szczegółowo omówione w ogólnie dostępnej literaturze przedmiotu. Do najczęściej stosowanych zalicza się:

- zwiększanie czasu zamykania zasuw,
- stosowanie pomp o dużym momencie bezwładności,
- zrzut wody przez zawory bezpieczeństwa,
- zrzut wody przez pompę itp.



Rys. 3.3.1. Przykład rozwiązania bloku oporowego na łuku: a) rzut poziomy, b) przekrój pionowy; 1 – blok oporowy, 2 – skarpa wykopu, 3 – dno wykopu, 4 – podsypka;  $N$  – siła osiowa od uderzenia hydraulicznego,  $R$  – wypadkowa siła od ciśnienia wewnętrznego działająca na blok oporowy

Wyposażeniami budowlanymi stosowanymi do zabezpieczania łuków, kształtek i zwęzek przed skutkami uderzeń hydraulicznych oraz nadmiernym ciśnieniem eksploatacyjnym są bloki oporowe.

### 3.3.4. Bloki oporowe

#### 3.3.4.1. Zabezpieczanie łuków

Stosowanie bloków na łuku (rys. 3.3.1 [87]) jest celowe, jeżeli w pobliżu znajdują się połączenia mogące ulec rozszczelnieniu w wyniku działania na ściankę przewodu wypadkowej sił podłużnych, pochodzących od ciśnienia wewnętrznego.

Wypadkowa ta wyraża się zależnością:

$$R = 2pF10^{-4} \sin \frac{\alpha}{2} \text{ [kN]} \quad (3.3.9)$$

gdzie:  $p$  – maksymalne ciśnienie w przewodzie (zazwyczaj ciśnienie próbne), bar,

$F = \pi d_i^2$  – powierzchnia przekroju przewodu, mm<sup>2</sup>,

$\alpha$  – kąt według oznaczenia na rysunku, °,

$d_i$  – średnica wewnętrzna przewodu, mm,

$10^{-4}$  – przelicznik dostosowania jednostek.

Przy wykonywaniu obliczeń statyczno-wytrzymałościowych bloku oporowego konieczne jest określenie wartości odporu granicznego gruntu, na który blok będzie oddziaływał. W przypadku obliczeń uproszczonych (bez uwzględnienia tarcia między podstawą bloku a podłożem gruntowym, co jest uproszczeniem na korzyść bezpieczeństwa budowli), szerokość bloku dla założonej jego wysokości  $h$  można wyrazić wzorem

$$b = \frac{R}{h q_f} \text{ [m]}, \quad (3.3.10)$$

gdzie:  $q_f$  – graniczny, obliczeniowy odpór podłoża gruntowego (według PN-81/B-03020[171]), kN/m<sup>2</sup>,

$h$  – wysokość bloku oporowego, m.

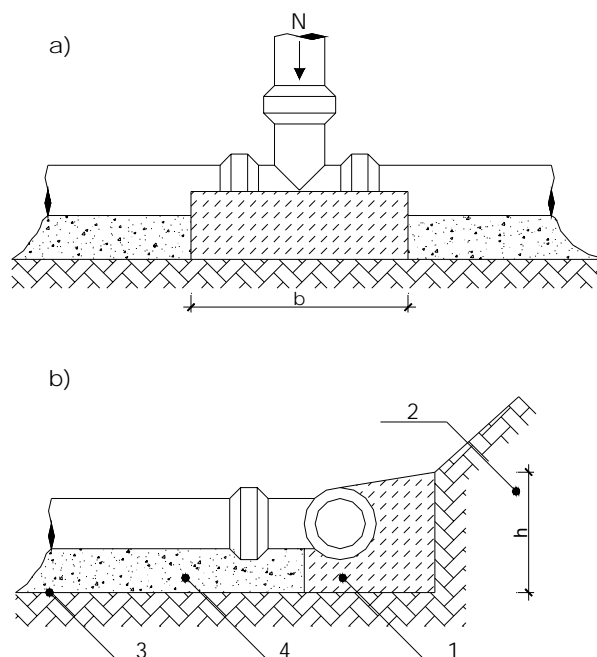
#### Przykład obliczeniowy

Wyznaczyć szerokość bloku oporowego na łuku pod kątem  $\alpha = 90^\circ$  dla przewodu o średnicy 500 mm, wykonanego z PE 80, przy ciśnieniu nominalnym  $PN = 6,3$  bar.

Dane liczbowe:  $q_f = 200 \text{ kN/m}^2$ ,  $h = 0,50 \text{ m}$ ,  $\sin \frac{\alpha}{2} = 0,707$ ,

$$R = 2 \cdot 6,3 \cdot 3,14 \cdot 250^2 \cdot 10^{-4} \cdot 0,707 = 175,0 \text{ kN},$$

$$b = \frac{175,0}{0,50 \cdot 200} = 1,75 \text{ m}.$$



Rys. 3.3.2. Blok oporowy zabezpieczający trójnik: a) rzut poziomy, b) przekrój pionowy;  
 1 – blok oporowy, 2 – skarpa wykopu, 3 – dno wykopu, 4 – podsypka,  
 $N$  – siła od ciśnienia wewnętrznego działająca na ściankę trójnika

### 3.3.4.2. Zabezpieczanie kształtek

Stosowanie bloków zabezpieczających kształtki, np. zwężki (rys. 3.3.2 [87]) jest celowe, podobnie jak w przypadku zabezpieczania łuków, jeżeli w pobliżu znajdują się połączenia mogące ulec rozszczelnieniu.

Wypadkowa siła normalna działająca na kształtkę wyraża się równaniem:

$$N = pF \cdot 10^{-4} \text{ [kN]} \quad (3.3.11)$$

Powyższe równanie może być wykorzystywane dla trójników, zaślepek, i zaworów, gdzie siła  $N$  działa prostopadle do powierzchni.

#### Przykład obliczeniowy

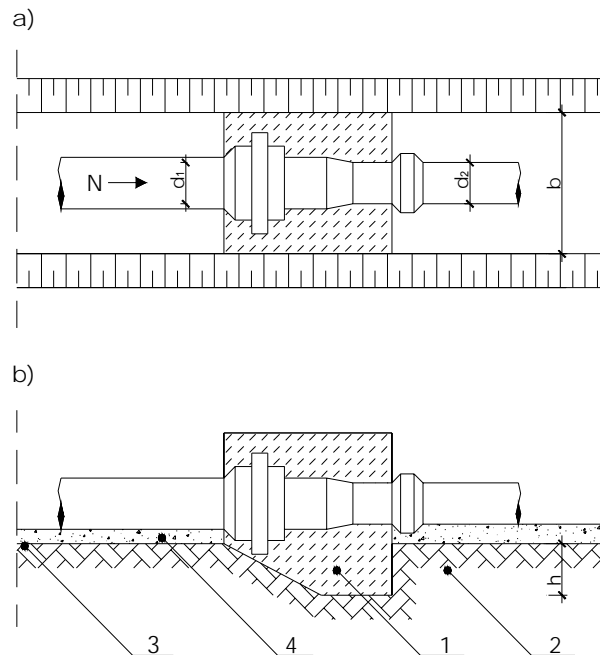
Wyznaczyć szerokość bloku oporowego dla trójnika umieszczonego na przewodzie o średnicy 500 mm, wykonanego z PE 80, przy ciśnieniu nominalnym  $PN$  6,3 bar.

Dane liczbowe:

$$q_f = 200 \text{ kN/m}^2, h = 0,50 \text{ m},$$

$$N = 2 \cdot 6,3 \cdot 3,14 \cdot 250^2 \cdot 10^{-4} = 123,5 \text{ kN},$$

$$b = \frac{124,0}{0,50 \cdot 200} = 1,24 \text{ m}.$$



Rys. 3.3.3. Blok oporowy zabezpieczający zwężkę: a) rzut poziomy, b) przekrój pionowy;  
 1 – blok oporowy, 2 – skarpa wykopu, 3 – dno wykopu, 4 – podsypka,  
 $N$  – siła od ciśnienia wewnętrznego działająca na przewężenie przewodu

### 3.3.4.3. Zabezpieczenie zwężek

Stosowanie bloków zabezpieczających zwężki (rys. 3.3.3 [87]) jest celowe, podobnie jak w przypadku poprzednich zabezpieczeń, jeżeli w pobliżu znajdują się połączenia mogące ulec rozszczelnieniu.

Wypadkowa siła normalna działająca na zwężkę wyraża się równaniem:

$$N = (F_1 - F_2) p \cdot 10^{-4}, \quad (3.3.12)$$

gdzie:  $F_1$  – pole przekroju poprzecznego przewodu o większej średnicy,  $\text{mm}^2$ ,  
 $F_2$  – pole przekroju poprzecznego przewodu o mniejszej średnicy,  $\text{mm}^2$ .

#### Przykład obliczeniowy

Wyznaczyć szerokość bloku oporowego dla zwężki umieszczonej na połączeniu przewodów o średnicach 500 mm i 200 mm wykonanych z PE 80, przy ciśnieniu nominalnym  $PN = 6,3$  bar.

Dane liczbowe:

$$q_f = 200 \text{ kN/m}^2, \quad h = 0,50 \text{ m},$$

$$N = 3,14 \cdot (250^2 - 100^2) \cdot 10^{-4} \cdot 6,3 = 104,0 \text{ kN},$$

$$b = \frac{104,0}{0,50 \cdot 200} = 1,04 \text{ m}.$$

Bloki oporowe konstruuje się zazwyczaj z betonu. We wszystkich przypadkach warunkiem skutecznego działania bloku oporowego jest wylanie betonu na odpowiednio przygotowane (zagęszczone) podłoże gruntowe i zachowanie nienaruszonej struktury gruntu (ścianki wykopu), na który blok ma oddziaływać. W celu zabezpieczenia elementów przewodu przed zniszczeniem masą betonową oraz zapewnienia możliwości przemieszczania się przewodu względem bloku należy stosować oddzielającą folię z tworzywa sztucznego.

W przypadku gruntów słabych (np. uplastyczniona glina) należy:

- słaby grunt wymienić na grunt zdolny do przeniesienia obciążeń przekazywanych z bloku,
- zastosować pale lub odciały stabilizujące położenie bloku.

Masa bloków zabezpieczających łuki pionowe powinna być tak dobrana, aby była w stanie zrównoważyć parcie działające ku górze.

Alternatywnym rozwiązaniem do bloków oporowych, ograniczającym ruch rur są konstrukcje nierozłącznych połączeń elementów, które powodują przeniesienie sił wywołanych ciśnieniem na grunt i równoważenie ich tarciem przewodu o grunt.

### 3.3.5. Zagadnienie rozszerzalności termicznej

W przypadku przewidywanych zmian temperatury medium transportowanego w przewodzie albo zmian temperatury otoczenia przewodu (np. przewodów podwieszonych pod takimi budowlami jak mosty czy estakady) należy przeprowadzić obliczenia wpływu zmian temperatury na zmianę naprężeń w przewodzie, jak to pokazano poniżej.

Polietylen charakteryzuje się relatywnie wysokim współczynnikiem liniowej rozszerzalności termicznej [87]:

- PE 63 i PE80  $\alpha = 1,8 \cdot 10^{-4} \text{ [K}^{-1}\text{]}$ ,
- PE 100  $\alpha = 1,3 \cdot 10^{-4} \text{ [K}^{-1}\text{]}$ .

Właściwość ta powinna być uwzględniona w projektowaniu rur łączonych na zgrzewy doczołowe, elektrołączki, spawanie przy użyciu wytłaczania, zgrzewanie kielichowe oraz złącza kołnierzowe. Wynika to z faktu, że wymienione typy połączeń nie pracują jako złącza kompensacyjne. Prosty odcinek przewodu z tak połączonych rur zachowuje się jak jedna rura, której wydłużenie (skrócenie) spowodowane zmianami temperatury można wyliczyć ze wzoru

$$\Delta L = \Delta t L \alpha \quad (3.3.13)$$

gdzie:  $\Delta L$  – wydłużenie/skrócenie, m,

$$\Delta t = T_1 - T_2, \text{ } ^\circ\text{C},$$

$T_1$  – stabilna temperatura otoczenia,  $^\circ\text{C}$ ,

$T_2$  – temperatura rury przy układaniu,  $^\circ\text{C}$ ,

$L$  – długość przewodu, m,

$\alpha$  – współczynnik termicznej rozszerzalności liniowej,  $1/^\circ\text{C}$ .

**Przykład obliczeniowy**

Wyznaczyć skrócenie rurociągu z PE 80 o długości 300 m podwieszono do konstrukcji mostowej w temperaturze 30 °C przy spadku temperatury do 0 °C.

$$\Delta L = 30 \cdot 300 \cdot 1,8 \cdot 10^{-4} = 1,6 \text{ m.}$$

Negatywny efekt skrócenia można wyeliminować:

- układając rurociąg odpowiednio dłuższy (o  $\Delta L$  wynikające z potencjalnie najwyższej z możliwych różnic temperatur),
- stosując odpowiednie kompensatory,
- stosując odpowiednią izolację termiczną,
- stosując złącza kompensacyjne,
- unieruchamiając końce przewodu na podporach.

W ostatnim przypadku w ścianie przewodu powstaną rozciągające naprężenia normalne, których wartość określa równanie

$$\sigma = \alpha E \Delta t, \quad (3.3.14)$$

gdzie  $E$  – moduł sprężystości, przyjęto dla PE 80 = 900 MPa.

Dla rurociągu opisanego w przykładzie naprężenia normalne wynoszą:

$$\sigma = 1,8 \cdot 10^{-4} \cdot 900 \cdot 30 = 4,86 \text{ MPa} \ll \sigma_d = 20 \text{ MPa}$$

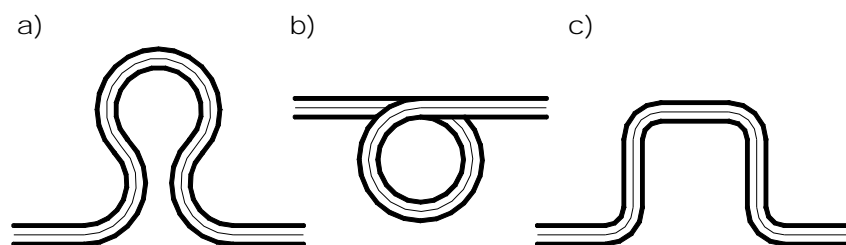
gdzie:  $\sigma_d$  – wytrzymałość na rozciąganie do punktu płynięcia dla PE 63 i PE 80 = 20 MPa.

Jak wynika z przedstawionych obliczeń, naprężenia rozciągające w praktyce nie zostaną przekroczone nawet przy bardzo dużych zmianach temperatury. Jednak w powiązaniu z naprężeniami od innych obciążeń mogą stanowić zagrożenie dla konstrukcji. W takich sytuacjach należy unikać unieruchamiania końców przewodu.

Nadmierne wydłużenia przewodu, które powstaną w wyniku wzrostu temperatury jego otoczenia w stosunku do temperatury, w jakiej był on montowany, uwidocznią się wyboczeniem przewodów ułożonych na podporach lub podwieszonych pod innymi konstrukcjami (np. mostową). Podobnie jak poprzednio (przy skróceniu długości przewodu) zaleca się tu stosowanie izolacji termicznych, złączy kompensacyjnych (np. typu Straub), kompensatorów geometrycznych, a w razie braku miejsca – urządzeń kompensacyjnych (np. kompensatorów mieszkowych). Przykład typowych rozwiązań kompensatorów geometrycznych przedstawiono na rys. 3.3.4.

W przypadku przewodów obsypanych gruntem zmianom długości rurociągów przeciwdziała tarcie gruntu o pobocznice, a wyboczeniu (w przypadku wydłużenia) – odpór obsypki. Temperatura w gruncie nie ulega ponadto tak dużym wahaniom. Łagodzi to na tyle efekt rozszerzalności termicznej tak układanych przewodów, że problem może być pominięty w obliczeniach. Pomimo to grunt wokół przewodu musi zostać odpowiednio zagęszczony. Wartość wymaganego wskaźnika zagęszczenia zależy od rodzaju gruntu, grubości warstwy przykrywającej rurociąg, poziomu wody gruntowej i klasy rurociągu ze względu na panujące w nim ciśnienie. Ogólnie można stwierdzić, że im klasa rurociągu jest wyższa, tym wskaźnik zagęszczenia gruntu może być niższy.





Rys. 3.3.4. Przykłady kształtów typowych kompensatorów geometrycznych:  
a) dla rurociągów o małych średnicach (max do 160 mm), b) w kształcie pętli dla rurociągów o małych średnicach (max do 160 mm), c) dla rurociągów o małych i dużych średnicach

Przy montażu rurociągów ciśnieniowych nie ma w zasadzie specjalnych ograniczeń i wymagań w zakresie grubości warstwy przykrywającej, poziomu wody gruntowej i głębokości. Prawidłowe funkcjonowanie układu rurociąg–grunt wymaga jednak przestrzegania warunków opisanych w punkcie 4.1.2.

Wpływ działania temperatury na przewód należy uwzględnić także podczas projektowania przejść rurociągów przez ściany. Konstrukcja przejścia szczelnego przez ścianę musi zapewnić wymagany docisk przewodu do uszczelki uwzględniający wahania średnicy rury spowodowane zmianami temperatury.

## **4. Wykonawstwo przewodów kanalizacyjnych**

### **4.1. Wykonawstwo przewodów metodą wykopową**

#### **4.1.1. Roboty ziemne**

Realizacja robót ziemnych może odbywać się wyłącznie na podstawie projektu budowlanego uwzględniającego obowiązujące normy i zalecenia. Projekt robót ziemnych powinien zawierać:

- określenie warunków gruntowo-wodnych (wyniki badań podłoża gruntowego, ewentualnie hydrogeologicznych z określeniem współczynnika wodoprzepuszczalności),
- określenie stopnia agresywności środowiska gruntowo-wodnego,
- zakwalifikowanie gruntu do odpowiedniej kategorii,
- plan sytuacyjno-wysokościowy,
- przekroje poprzeczne wykopów,
- określenie bezpiecznego nachylenia skarp wykopów lub sposobu zabezpieczenia ścian (projekt obudowy),
- określenie sposobu odwodnienia wykopów.

Roboty ziemne wykonuje się zgodnie z zatwierdzoną dokumentacją. Ewentualne zmiany, wynikające z dodatkowych badań gruntu lub innych przesłanek technicznych związanych z bezpieczeństwem obiektu lub pracowników, powinny być udokumentowane zapisem w dzienniku budowy. Ogólne wytyczne realizacji robót ziemnych określono w [240].

##### **4.1.1.1. Podział gruntów na kategorie**

Podział gruntów na rodzaje zawarty jest w normie [178]. Dla celów kosztorysowych i doboru sprzętu do robót ziemnych konieczne jest zakwalifikowanie gruntu do odpowiedniej kategorii w zależności od stopnia trudności w jego odspajaniu. Podział gruntów według tego kryterium przedstawiono w tabeli 4.1.1.

##### **4.1.1.2. Prace wstępne**

Prace ziemne związane z realizacją przewodu powinny być poprzedzone czynnościami wstępnymi, obejmującymi [240]:

- wyznaczenie w terenie, w nawiązaniu do stałej osnowy geodezyjnej, roboczej osnowy realizacyjnej dostosowanej do istotnych potrzeb wykonywanych robót ziemnych,
- wyznaczenie osi przewodu, krawędzi wykopu, załamania trasy itp.,

Tabela 4.1.1. Podział gruntów na kategorie według trudności ich odspajania

Kategoria gruntu	Rodzaj i charakterystyka gruntów
1 Gleba	Wierzchnia warstwa gruntu zawierająca grunty organiczne – gleby uprawne i torfy bez korzeni oraz grunty piaszczyste i piaszczysto-pylaste.
2 Grunty płynne	Grunty w stanie płynnym, trudno oddające wodę.
3 Grunty łatwo urabialne	Grunty niespoiste i mało spoiste: grunty frakcji żwirowej, piaskowej lub pospółki o zawartości frakcji pyłowej i ilowej do 15% oraz zawierające do 30% kamieni o objętości do 0,1 m <sup>3</sup> . Grunty organiczne o małej zawartości wody dobrze rozłożone, słabo skonsolidowane.
4 Grunty średnio urabialne	Mieszanki gruntów frakcji żwirowej, piaskowej, pyłowej i ilowej zawierające ponad 15 % cząstek frakcji pyłowej i ilowej. Grunty spoiste o wskaźniku plastyczności $I_p \leq 15\%$ w stanie od plastycznego do półzwartego, zawierające nie więcej niż 30% kamieni o objętości do 0,1 m <sup>3</sup> . Grunty organiczne skonsolidowane ze szczątkami drzew.
5 Grunty trudno urabialne	Grunty jak w kategorii 3 i 4, lecz zawierające więcej niż 30% kamieni i głazów o objętości do 0,1 m <sup>3</sup> . Grunty niespoiste i spoiste zawierające mniej niż 30 % głazów o objętości od 0,01 m <sup>3</sup> do 0,1 m <sup>3</sup> . Grunty bardzo spoiste ( $w_L \geq 70\%$ ), w stanie od plastycznego do półzwartego ( $0,50 \geq I_L \geq 0$ ).
6 Skały łatwo urabialne	Skały mające wewnętrzną cementację ziaren, lecz mocno spękane, łamliwe, kruche, łupkowate, miękkie lub zwietrzałe. Porównywalne do wyżej wymienionych skał grunty zwięzłe lub zestalone. Grunty niespoiste i spoiste zawierające więcej niż 30 % głazów o objętości od 0,01 m <sup>3</sup> do 0,1 m <sup>3</sup> .
7 Skały trudno urabialne	Skały mające wewnętrzną cementację ziaren i dużą wytrzymałość strukturalną, lecz spękane lub zwietrzałe. Zwięzłe, niezwiertzałe łupki ilaste, warstwy zlepieńców, hutnicze hałdy żużlowe. Głazy o objętości powyżej 0,1 m <sup>3</sup> .

- wyznaczenie w bezpośrednim sąsiedztwie trasy rurociągu odpowiedniej liczby reperów wysokościowych nawiązanych do osnowy geodezyjnej,
- wyznaczenie wymaganych nachyleń skarp, spadków itp.,
- oczyszczenie terenu z drzew i krzewów kolidujących z trasą budowanego rurociągu oraz zabezpieczenie rosnących w pobliżu drzew przed uszkodzeniem; usunięcie drzew i krzewów wymaga uzgodnienia z odpowiednim urzędem,
- przeniesienie, przełożenie lub odpowiednie zabezpieczenie urządzeń nadziemnych (linie energetyczne, telefoniczne itp.) lub podziemnych (wodociągi, sieci gazowe, sieci ciepłe itp.),
- usunięcie darniny i humusu z trasy projektowanego kolektora oraz z obszaru po około 1,0 m z każdej strony krawędzi wykopu,

- usunięcie z terenu robót ziemnych kamieni, gruzu oraz ewentualnych pozostałości istniejących w przeszłości budowli.

Wymagana dokładność pomiarów geodezyjnych powinna być dostosowana do potrzeb realizowanego przewodu i określona przed rozpoczęciem budowy oraz wpisana do dziennika budowy.

Zaleca się takie przechowywanie darniny, aby nie nastąpiło jej przesuszenie i uszkodzenie. Humus należy przechowywać w możliwie dużych przyzmacach oraz zabezpieczać przed zanieczyszczeniem innymi rodzajami gruntu lub materiałami budowlanymi.

#### 4.1.1.3. Dobór sposobu odwodnienia wykopów

Sposób obniżania poziomu wód gruntowych powinien być określony w projekcie budowlanym robót ziemnych. Obniżanie przeprowadza się w taki sposób, aby nie została naruszona struktura gruntu ani w podłożu realizowanego rurociągu, ani w podłożu sąsiednich budowli. Szczególną ostrożność należy zachować w przypadku gruntów kurzawkowych (pył, pył piaszczysty, piasek pylasty), w takich gruntach bowiem najczęściej zachodzi konieczność odwadniania wykopów za pomocą igłofiltrów lub studni wierconych. W przypadku pozostałych gruntów sypkich stosuje się najczęściej pompowanie wody wprost z wykopu. Skuteczne odwadnianie wymaga wówczas zastosowania drenażu, który układa się zwykle wzdłuż jednej ze ścian wykopu. Stosować można przewody z sączków ceramicznych lub z tworzyw sztucznych w obsypce piaskowo-żwirowej. Na trasie drenażu montuje się studzienki służące do odpompowywania wody. Poziom zwierciadła wody gruntowej powinien być obniżony o co najmniej 0,5 m poniżej dna wykopu. Wykop należy ponadto zabezpieczyć przed dopływem wód deszczowych; elementy zabezpieczające ściany wykopu muszą wystawać co najmniej 0,15 m ponad szczytnie przylegający teren, a powierzchnia terenu powinna być wyprofilowana ze spadkiem umożliwiającym łatwy odpływ wód poza wykop. Wymagania w zakresie odwadniania wykopów określono w normach [195, 189].

#### 4.1.1.4. Realizacja wykopów

Zgodnie z wymaganiami zawartymi w normie [195] rurociągi można układać:

1. W wykopach otwartych o ścianach pionowych bez obudowy. Można je wykonywać tylko w gruntach suchych, gdy teren nie jest obciążony nasypem lub sprzętem budowlanym przy krawędziach wykopu w pasie o szerokości równej co najmniej głębokości wykopu  $H$ . Dopuszczalne głębokości wykopu w takim przypadku wynoszą:

- w gruntach skalistych litych niespękanych – 4,0 m,
- w gruntach spoistych – 1,5 m,
- w pozostałych gruntach – 1,0 m.

2. W wykopach otwartych, nieobudowanych, o nachylonych skarpach. W wykopach o głębokości do 4,0 m, w których nie występują woda gruntowa i usuwiska, oraz obciążenia naziomu w strefie klina odłamu dopuszcza się następujące bezpieczne nachylenie skarp:

- w gruntach bardzo spoistych 2:1,

- w gruntach kamienistych 1:1,
- w pozostałych gruntach spoistych 1:1,25,
- w gruntach sypkich 1:1,5.

W pozostałych przypadkach nachylenie skarp wykopu powinno być określone w projekcie budowlanym.

3. W wykopach otwartych o ścianach pionowych podpartych. Zabezpieczenie ścian wykopu należy wykonać ściśle według projektu budowlanego. Szczególną ostrożność trzeba zachować w przypadku realizacji wykopu w pobliżu drogi publicznej lub budynku. Komunikacja po drodze publicznej może odbywać się w odległości nie mniejszej od określonej według poniższej zależności:

$$b \geq \frac{H}{\operatorname{tg} \Phi_u} + 0,5 \quad (4.1.1)$$

gdzie:  $b$  – odległość krawędzi jezdni od krawędzi wykopu, m,

$H$  – głębokość wykopu,

$\Phi_u$  – kąt tarcia wewnętrznego gruntu.

Odległość krawędzi dna wykopu od pionowej ściany fundamentu budowli posadowionej powyżej dna nie może być mniejsza od określonej według poniższej zależności:

$$a \geq \frac{H - h + 0,3}{\operatorname{tg} \Phi_u} + 0,5 \quad (4.1.2)$$

gdzie:  $a$  – odległość krawędzi dna wykopu od pionowej ściany fundamentu budowli posadowionej powyżej dna wykopu,

$H, \Phi_u$  – jak wyżej,

$h$  – głębokość fundamentu budowli sąsiadującej, liczona od rzędnej terenu do rzędnej posadowienia fundamentu budowli.

Gdy nie ma możliwości zachowania tych odległości, konieczna jest szczegółowa analiza stanu bezpieczeństwa zarówno obudowy wykopu, jak i pobliskiej jezdni lub budowli. Obudowę wykopu w takich przypadkach należy pozostawić, a grunt w wykopie starannie zagęścić do wskaźnika wymaganego w projekcie robót.

W przypadku równoczesnej realizacji obok siebie dwóch wykopów minimalna odległość pomiędzy przyległymi krawędziami nie może być mniejsza od określonej według poniższej zależności:

$$d \geq \frac{H - 1}{\operatorname{tg} \Phi_u} \quad (4.1.3)$$

gdzie:  $H$  – głębokość wykopu głębszego liczona od rzędnej terenu do rzędnej dna wykopu,

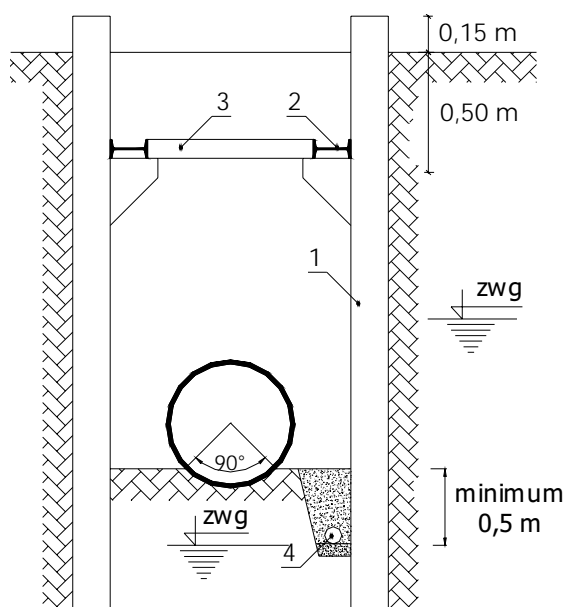
$\Phi_u$  – kąt tarcia wewnętrznego gruntu.

Zaleca się wcześniejsze wykonanie wykopu głębszego. W trakcie realizacji robót ziemnych należy przestrzegać następujących zasad:

- ostatnią warstwę gruntu na dnie wykopu o grubości 0,2 m usuwać bezpośrednio przed ułożeniem rurociągu, zwracając uwagę na rzędną posadowienia rurociągu (nie dopuszczalne jest „przegłębianie” wykopu),
- nad otwartymi wykopami ustawić ławy celownicze, umożliwiające odtworzenie projektowanej osi wykopu i przewodu oraz kontrolę rzędnych dna; ławy celownicze należy montować nad wykopem na wysokości około 1 m nad powierzchnią terenu w odstępach wynoszących około 30 m [241],
- z chwilą osiągnięcia przez wykop głębokości większej niż 1 m wykonać zejścia do wykopu (po drabinie) w odległościach nie przekraczających 20 m,
- zabezpieczenia skrzyżowań wykopu z sieciami uzbrojenia podziemnego należy wykonać zgodnie z dokumentacją uzgodnioną z właścicielem sieci.

#### 4.1.1.5. Sposoby zabezpieczania ścian wykopów

Zabezpieczanie ścian wykopów obudową drewnianą jest pracochłonne i stosunkowo kosztowne. Obecnie ten sposób zabezpieczania bywa stosowany tylko w przypadku robót na krótkich odcinkach i stosunkowo niewielkich głębokościach, np. w razie usuwania punktowych awarii. Najczęściej stosuje się ścianki stalowe zabijane, poziome wypraski stalowe wsparte na stalowych profilach zabijanych lub szalunki płytowe przestrzenne typu boks, rozpierane hydraulicznie lub mechanicznie. Zabezpieczenie wykopu tradycyjną ścianką zabijaną ilustruje rys. 4.1.1.



Rys. 4.1.1. Zabezpieczenie wykopu tradycyjną ścianką zabijaną:  
1 – ścianka szczelna, 2 – podłużnica, 3 – rozpory, 4 – drenaż

Wykonanie zabezpieczenia wykopu ścianką zabijaną jest pracochłonne i kosztowne, pracochłonny jest także demontaż takiego zabezpieczenia. Realizacja ścianki stwarza ponadto zagrożenie dla położonych w sąsiedztwie wykopu budowli. Zagrożenie to spowodowane jest drganiami gruntu powstającymi w trakcie zabijania, a zwłaszcza wrywania ścianki. Znacznym ułatwieniem wykonawstwa obudowy wykopu zabijanymi ściankami jest zastosowanie specjalnych podłużnic rozpieranych regulowanymi rozpórkami (rys. 4.1.2). Poszczególne fazy realizacji wykopu ilustruje rys. 4.1.3.

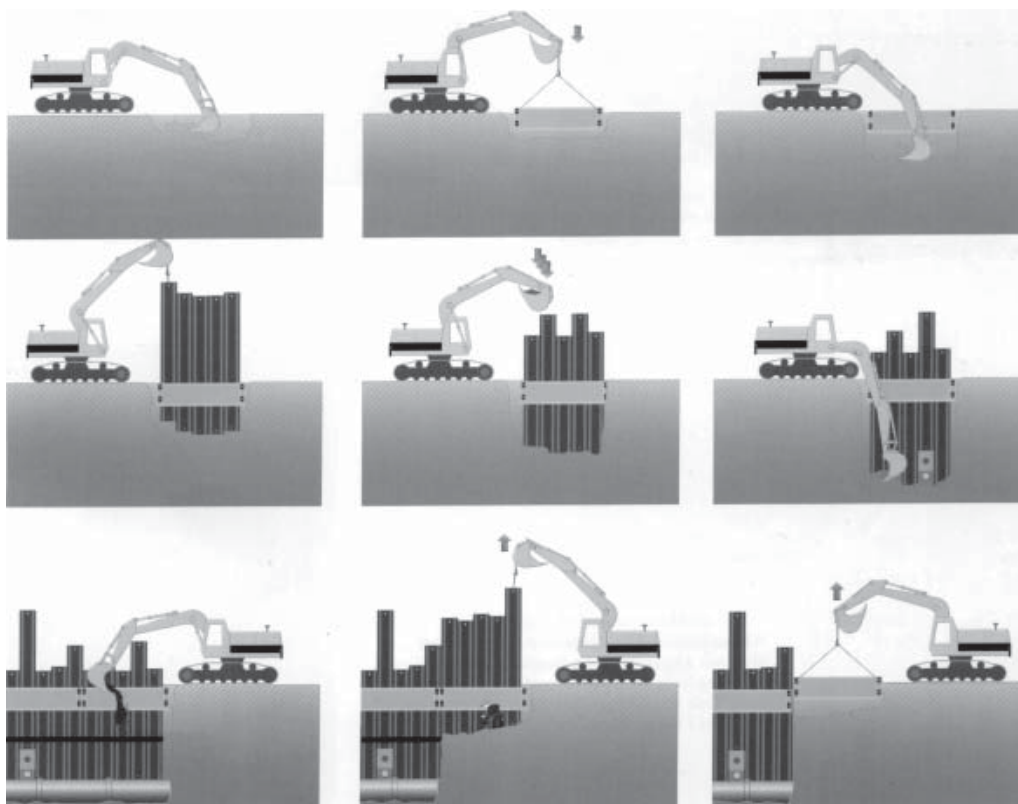


Rys. 4.1.2. Zabezpieczenie wykopu systemowymi podłużnicami i regulowanymi rozpórkami firmy SBH

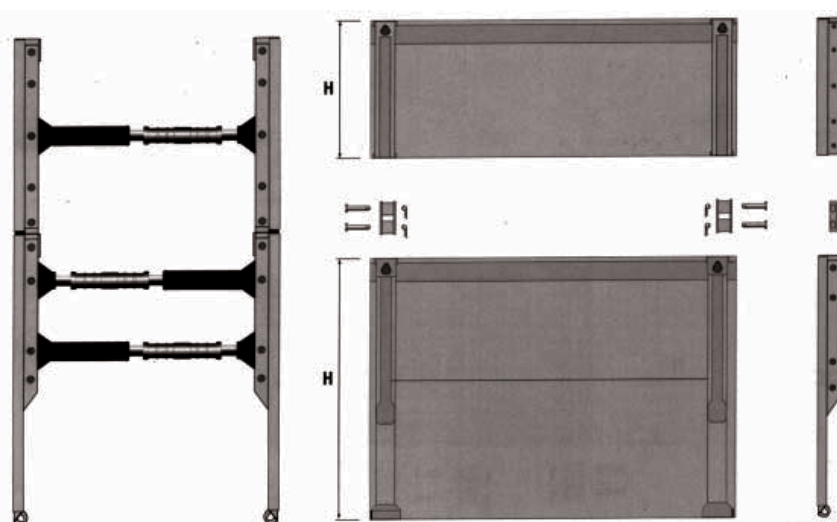
Korzystniejsze, z uwagi na wpływ na sąsiednie budowle, oraz zapewniające korzystniejsze warunki zagęszczenia gruntu w wykopie, jest zabezpieczenie ścian wykopu szalunkiem typu boks (rys. 4.1.4).

Produkuje się szalunki dla szerokiego zakresu głębokości wykopów od 1,0 m do 12,0 m i szerokości od 1,0 m do 5,0 m. Sposób realizacji wykopu zabezpieczonego szalunkiem typu boks ilustruje rys. 4.1.5.

Niedopuszczalne jest zagłębianie szalunku poprzez wywieranie nacisku łyżką koparki na rozpórki. Zagłębianie obudowy może być realizowane tylko poprzez naprzemienne wciskanie ścian obudowy, zsynchronizowane z wybieraniem gruntu z wykopu. Obudowa powinna być dokładnie dociśnięta do ściany wykopu, dolne rozpórki należy pozostawić dłuższe o około 30–50 mm w stosunku do górnych.

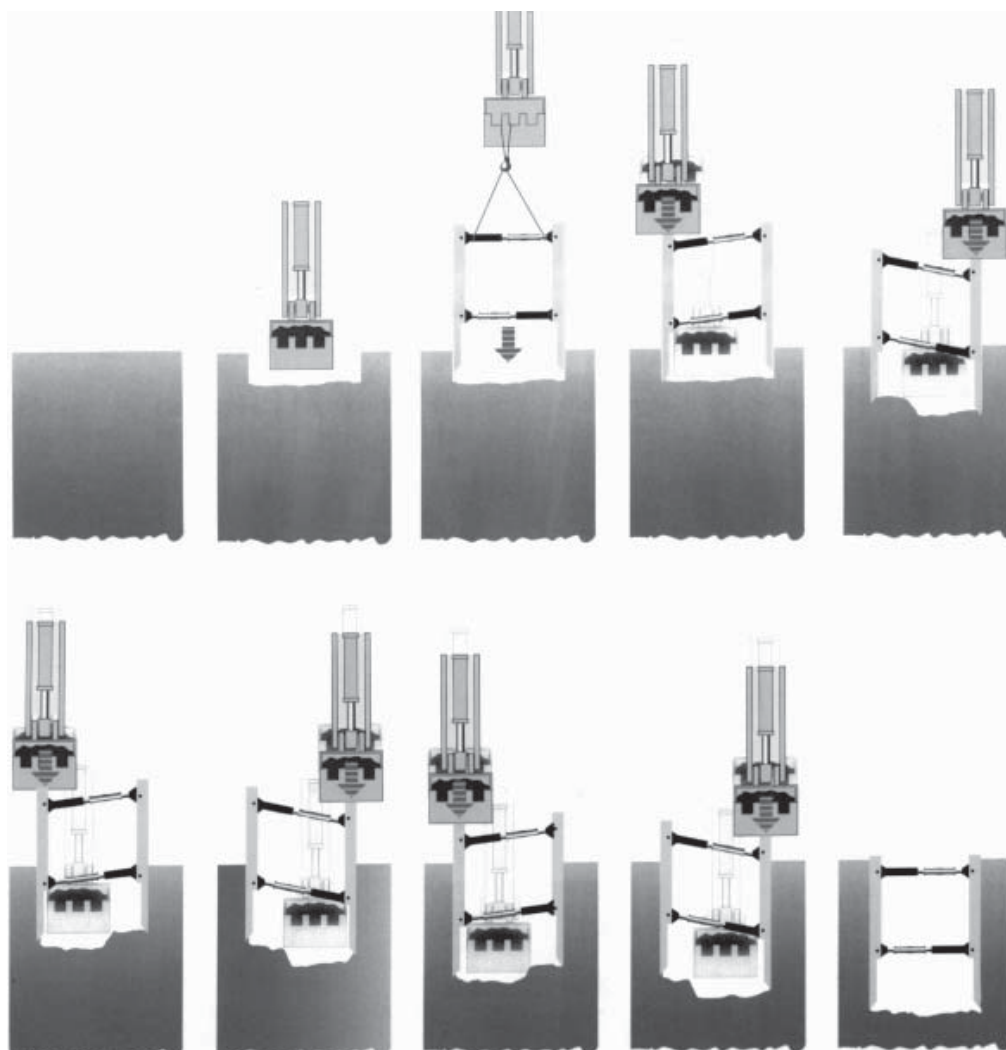


Rys. 4.1.3. Fazy realizacji wykopu z zabezpieczeniem ścianką zabijaną i systemowymi podłużnicami firmy SBH



Rys. 4.1.4. Budowa szalunku typu boks firmy SBH





Rys. 4.1.5. Realizacja wykopu zabezpieczonego szalunkiem typu boks produkcji firmy SBH

#### 4.1.1.6. Odkrycia wykopaliskowe

W przypadku natrafienia w trakcie wykonywania wykopów na przedmioty zabytkowe lub szczątki archeologiczne należy natychmiast przerwać roboty i zawiadomić władze konserwatorskie oraz inwestora. Prace można rozpocząć ponownie po zezwoleniu władz konserwatorskich.

#### 4.1.2. Układanie przewodów

Podczas układania przewodów kanalizacyjnych należy zachować niżej wymienione zasady:

- w każdym przypadku odchyłka osi układanego przewodu od osi projektowej nie może przekraczać  $\pm 10$  mm, a dla przewodów układanych na terenach objętych szkodami górnictwami  $\pm 3$  mm,
- spadek dna przewodu powinien być jednostajny, a odchyłka spadku nie może przekraczać  $\pm 3$  mm (przy pomiarze rzędnych w studzienkach) i  $\pm 2$  mm na terenach objętych szkodami górnictwami [240],
- przewody kanalizacyjne należy układać na głębokości nie mniejszej od głębokości przemarzania gruntu powiększonej o 0,2 m,
- przewody kanalizacyjne należy układać z zachowaniem minimalnych odległości od innych sieci, zgodnie z rys. 4.1.6 oraz danymi zawartymi w tabelach 4.1.2. i 4.1.3 [209].

Minimalne szerokości wykopu w zależności od średnicy przewodu określone w normie [58] zestawiono w tabeli 4.1.4.

Tabela 4.1.2. Minimalne odległości pomiędzy przewodami w zależności od średnicy

Odległość pionowa [m]	Minimalna odległość pozioma [m]	
$0 < a < 0,5$	DN < 200	$b \geq 1,5$
	DN $\geq 200$	$b \geq 3,0$
$a > 0,5$	według tab. 4.1.3	
$0 < h < 0,5$	$c \geq 1,5 + h$	
$h > 0,5$	według tab. 4.1.3	

Tabela 4.1.3. Minimalne odległości pomiędzy przewodami

Rodzaj przewodu	Minimalna dopuszczalna odległość [m]
Energetyczny	0,5
Teletechniczny	2,0
Gazowy niskiego ciśnienia	2,0
Gazowy średniego ciśnienia	2,0
Ciepłowniczy	według tab. 4.1.2
Wodociągowy	według tab. 4.1.2

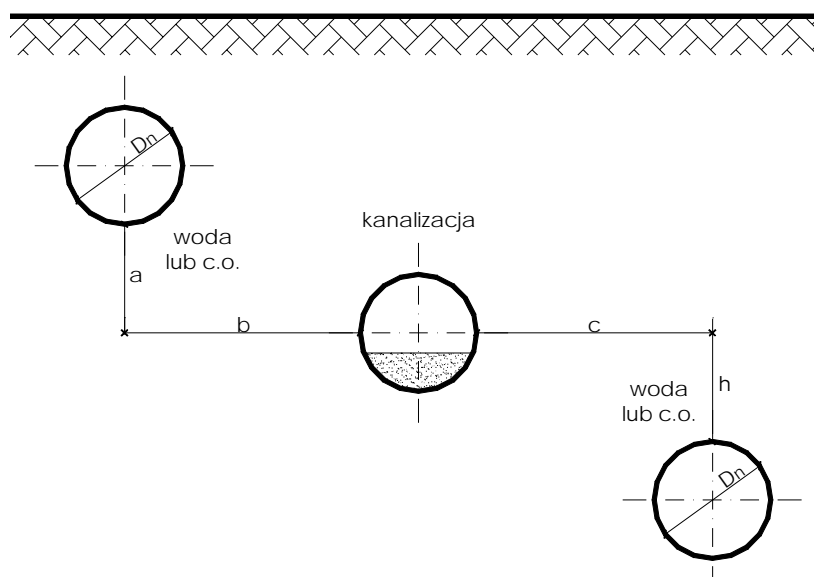
Tabela 4.1.4. Minimalne szerokości wykopów w zależności od średnic przewodów

Średnica nominalna rury DN [mm]	Minimalna szerokość wykopu [m]
< 225	$D_z + 0,40$
> 225 do 350	$D_z + 0,50$
> 350 do 700	$D_z + 0,60$
> 700 do 1200	$D_z + 0,85$
> 1200	$D_z + 1,00$

#### 4.1.2.1. Układanie przewodów posadowionych powyżej zwierciadła wody gruntowej

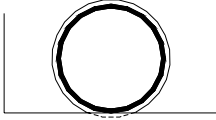

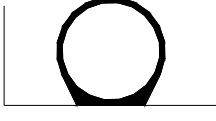

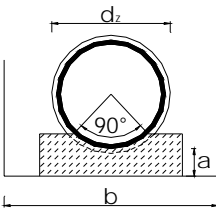
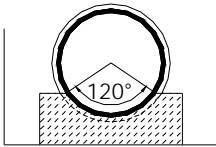
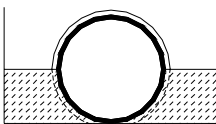
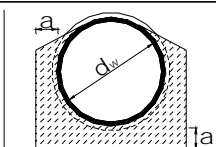
Podłożem dla układanego rurociągu zgodnie z normami [189, 195] może być: dowolny grunt sypki lub grunt spoisty odpowiadający wymaganiom określonym dla gruntów o symbolach *ms* (mało spoisty), *ss* (średnio spoisty), *zs* (zwięzły spoisty) według normy [178] o wytrzymałości nie mniejszej od przewidzianej w obliczeniach statyczno-wytrzymałościowych przewodu. Przewód należy układać symetrycznie do osi, a oparcie przewodu zapewnić na całej jego długości. W przypadku rur okrągłych oparcie musi obejmować co najmniej 1/4 ich obwodu. Jeżeli w poziomie posadowienia zalegają grunty spoiste, konieczne jest wykonanie podsypki o grubości minimum 0,15 m i nie mniejszej od 0,25 średnicy układanej rury. Odchyłka grubości podsypki nie może przekroczyć 10 mm. Podsypkę wykonuje się z gruntu sypkiego o uziarnieniu zgodnym z wymaganiami producenta rur, zwykle do 16 mm. Podsypkę należy zagęścić do wskaźnika zagęszczenia określonego w projekcie budowlanym; zwykle przyjmuje się  $I_s \geq 0,95$ . Dobrym sposobem przygotowania podłoża jest jego zagęszczenie płytą wibracyjną o kształcie spodu dostosowanym do średnicy układanej rury. Płyta taka pozostawia w podłożu półkoliste zagłębienie o odpowiedniej średnicy.

Parametry wytrzymałościowe podłoża nie mogą być niższe od przyjętych w dokumentacji projektowej (w obliczeniach statyczno-wytrzymałościowych rurociągu). Gdy zachodzi konieczność wyrównania podłoża (np. „przeźębienie” wykopu, duże kamienie w strefie posadowienia), zaleca się ułożenie warstwy podsypki o odpowiedniej grubości z gruntu sypkiego o wilgotności optymalnej i uziarnieniu j.w. Podsypkę należy



Rys. 4.1.6. Schemat usytuowania przewodu kanalizacyjnego względem przewodów wodociagowych i ciepłowniczych

Tabela 4.1.5. Współczynniki zwiększające nośność rur w zależności od sposobu ich posadowienia

L.p.	Sposób ułożenia rury	L
1	 <p>Rura ułożona wprost na gruncie, pogłębienia na złączach, wykonanie <b>niedopuszczalne</b></p>	1,1
2	 <p>Podłoże uformowane do kąta 90°, pogłębienia na złączach</p>	1,5
3	 <p>Rura ze stopką ułożoną wprost na wyrównanym podłożu</p>	1,5
4	 <p>Spód rury podbity dwustronnie piaskiem dobrze zagęszczonym, pogłębienia na złączach</p>	1,5
5	 <p>Rura ułożona na podłożu z betonu uformowanego do kąta 90°  <math>b &gt; d_z</math>, <math>a_{nom} = 10 \text{ cm}</math>,  <math>a = 5 \text{ cm} + 0,1D_{nom}</math></p>	1,8
6	 <p>Rura ułożona na podłożu z betonu uformowanego do kąta 120°, pozostałe jak w punkcie 5</p>	2,0
7	 <p>Rura podbita dwustronnie betonem aż do połowy średnicy</p>	2,0
8	 <p>Rura obetonowana od spodu i boków, <math>a_{min} = 10 \text{ cm}</math>,  przeważnie <math>a = 0,25 D_{nom}</math></p>	3-4

zagęścić do wskaźnika zagęszczenia  $I_s \geq 0,95$ . Na tak przygotowanej podsypce można ułożyć rurociąg i przystąpić do jego zasypywania. Istotną rolę odgrywa tu wyprofilowanie podłoża, które może znacząco zwiększyć nośność przewodu. Współczynniki wzrostu nośności przedstawiono w tabeli 4.1.5 [86]. Sposoby podparcia od pozycji 5 do pozycji 8 dotyczą przewodów sztywnych.

Posadawianie rurociągów na fundamentach (pozycje 5–8) stosuje się najczęściej w przypadku występowania w ich podłożu warstwy gruntów o małej nośności (por. rozdz. 4.1.2.3).

Obsypkę do wysokości co najmniej 0,3 m ponad górną krawędź rury dla rur z tworzyw sztucznych oraz co najmniej 0,5 m dla pozostałych rur powinno wykonywać się z materiału o parametrach takich jak dla podsypki. Obsypkę należy układać symetrycznie po obu stronach rury warstwami o grubości nie większej niż 0,15 m, **zwracając szczególną uwagę na jej staranne zagęszczenie w strefie podparcia rury**. W trakcie zagęszczania obsypki w tej strefie konieczne jest zachowanie należytej staranności, aby nie nastąpiło przemieszczenie lub podniesienie rury. Do zagęszczania obsypki zaleca się stosowanie lekkich wibratorów płaszczyznowych o masie do 100 kg. Używanie wibratora bezpośrednio nad rurą jest niedopuszczalne; wibratora można używać, gdy nad rurą ułożono warstwę gruntu o grubości co najmniej 0,3 m. Zасыpkę należy zagęścić do wskaźnika określonego w projekcie budowlanym – zwykle przyjmuje się zagęszczenie do wskaźnika  $I_s \geq 0,95$ . Do wypełnienia pozostałej części wykopu (zасыpka), w przypadku układania rurociągu pod terenami zielonymi można używać gruntu rodzimego (z wykopu). Nie stawia się natomiast specjalnych wymagań w zakresie minimalnego wskaźnika zagęszczenia. Natomiast w przypadku układania rurociągu pod ulicami, do zasyпки powinno się stosować grunt jak dla obsypki. Zасыpkę w tym przypadku należy zagęścić do wskaźnika  $I_s \geq 0,95$ , a ostatnią warstwę o grubości około 0,5 m do wskaźnika  $I_s \geq 1,0$ . Uzyskanie wymaganych wskaźników zagęszczenia dla podsypki, obsypki i zasyпки wymaga stosowania gruntów o wilgotności zbliżonej do optymalnej, dobrze zagęszczalnych. Do takich gruntów zaliczane są grunty sypkie, różnoziarniste o wskaźniku uziarnienia  $U > 5$ . Wskaźnik ten wyznacza się z zależności:

$$U = \frac{d_{60}}{d_{10}} \quad (4.1.5)$$

gdzie:  $d_{60}$  – średnica cząstek, których wraz z mniejszymi w gruncie jest 60% masy,  
 $d_{10}$  – średnica cząstek, których wraz z mniejszymi w gruncie jest 10% masy.

Do zagęszczania zasyпки można użyć wibratorów o masie do 200 kg. Możliwe jest użycie gruntu rodzimego, odpowiadającego wymaganiom określonym dla gruntów o symbolach *ms*, *ss*, według normy [178]. Grunty te są jednak trudno zagęszczalne i dla uzyskania wymaganych wskaźników zagęszczenia konieczne jest użycie specjalistycznego sprzętu, np. ubijaków wibracyjnych czy okołkowanych walców wibracyjnych. Do górnej warstwy zasyпки (o grubości dostosowanej do głębokości strefy przemarzania) dla rurociągów układanych pod ulicami nie mogą być stosowane grunty wysadzinowe.

Odchyłki wymaganego wskaźnika zagęszczenia dla podsypki, obsypki i zasypki nie mogą przekraczać 2%.

#### 4.1.2.2. Układanie przewodów posadowionych poniżej zwierciadła wody gruntowej

Podłożem dla układanego rurociągu może być dowolny (trwale odwodniony na czas budowy) grunt sypki nie zawierający ziaren większych od określonych przez producenta rur, zwykle nie większych niż 16 mm, lub grunt spoisty odpowiadający wymaganiom określonym dla gruntów o symbolach *ms*, *ss*, *zs* według normy [178]. Obniżenie poziomu zwierciadła wody gruntowej do minimum 0,5 m poniżej dna wykopu musi być prowadzone przez okres całej doby ze względu na szkodliwe działanie wahań zwierciadła wody gruntowej na strukturę gruntu na dnie wykopu. Sposób wykonania podsypki, obsypki i zasypki powinien być analogiczny jak w przypadku przewodów posadowionych powyżej zwierciadła wody (rozdz. 4.1.2.1). Pompowanie wody gruntowej można przerwać dopiero po całkowitym zasypaniu rurociągu.

#### 4.1.2.3. Układanie rurociągów na słabych gruntach

W przypadku zalegania w poziomie posadowienia gruntu o zbyt małej nośności postępowanie powinno być następujące:

- gdy na dnie wykopu zalega cienka warstwa słabego gruntu, grunt ten należy usunąć i zastąpić gruntem sypkim o uziarnieniu zgodnym z wymaganiami producenta rur, zwykle do 16 mm, warstwę wymienionego gruntu należy zagęścić do wskaźnika  $I_s \geq 0,95$ ,
- gdy na dnie wykopu zalega gruba warstwa słabego gruntu, należy usunąć warstwę o grubości nie mniejszej od 0,35 m (im słabszy grunt, tym warstwa usuniętego gruntu powinna być grubsza) i nie mniejszej od 0,25 średnicy zewnętrznej układanej rury.

Na dnie wykopu należy ułożyć warstwę kruszywa łamanego (lub żwiru) o grubości nie mniejszej od 0,2 m i uziarnieniu 2+63 mm i zagęścić ją do wskaźnika zagęszczenia  $I_s \geq 0,95$ . Na tej warstwie układa się podsypkę o grubości 0,15 m z gruntu sypkiego o uziarnieniu zgodnym z wymaganiami producenta rur, zwykle do 16 mm i zagęszcza ją do wskaźnika zagęszczenia  $I_s \geq 0,95$ . W przypadku zalegania na dnie wykopu słabych gruntów spoistych, aby uniknąć mieszania się gruntu rodzimego z warstwami wzmacniającymi oraz dodatkowego wzmocnienia podłoża, zaleca się ułożenie w strefie wymienianego gruntu tkaniny geotechnicznej. Tkaninę należy ułożyć na gruncie rodzimym. Obsypę i zasypkę należy wykonać w sposób opisany w rozdz. 4.1.2.1.

Alternatywnym rozwiązaniem dla układania rurociągu w przypadku zalegania na dnie wykopu grubej warstwy słabych gruntów może być układanie:

- na palach wykonanych według odrębnego projektu,
- na ławie żelbetowej (tabela 4.1.5).

#### 4.1.3. Wykonywanie prac w okresie obniżonych temperatur

W czasie wykonywania robót ziemnych w okresie niskich temperatur może nastąpić zamarznięcie gruntu na dnie wykopu. Układanie rurociągu na warstwie zamarznię-

tego gruntu jest niedopuszczalne. Grunt ten należy bezpośrednio przed ułożeniem rurociągu usunąć i zastąpić warstwą niezamarzniętego, sypkiego gruntu o uziarnieniu zgodnym z wymaganiami producenta rur, zwykle do 16 mm. Warstwę tę należy zagęścić do wskaźnika zagęszczenia  $I_s \geq 0,95$ . Niedopuszczalne jest zasypywanie wykopu gruntem zawierającym zamrożone bryły.

#### 4.1.4. Usuwanie obudowy wykopu

W przypadku zbyt małej odległości krawędzi wykopu (określonej w normie [195]) od drogi publicznej lub budynku może zaistnieć konieczność pozostawienia obudowy wykopu, w pozostałych przypadkach obudowę należy usunąć. Obudowę wykopu z elementów drewnianych, wyprasek stalowych lub rozpieranych elementów płytowych należy usuwać w miarę zasypywania wykopu. Obudowę ze stalowych elementów wbijanych zaleca się usuwać dopiero po całkowitym zasypyaniu wykopu. Wyrwanie zabijanych elementów obudowy wykopu może spowodować rozluźnienie obsypki i zasypki rurociągu. Skutkiem takiego rozluźnienia może być obniżenie nośności rury oraz uszkodzenie nawierzchni drogi w wyniku dodatkowych osiadań gruntu obsypki i zasypki. Dla ograniczenia niekorzystnych skutków wyrwania elementów obudowy wykopu, w przypadku wąskich wykopów, zwłaszcza dla rurociągów układanych pod ulicami, zaleca się podwyższenie wymagań w zakresie minimalnego wskaźnika zagęszczenia podsypki, obsypki i zasypki do  $I_s \geq 0,97$ . Negatywne skutki wyrwania ścianek można ponadto ograniczyć dzięki stosowaniu:

- odpowiedniej techniki wyrwania, np. nieznaczne wstępne wciśnięcie ścianki, po którym natychmiast przystępuje się do wyrwania.,
- odpowiedniego sprzętu (dźwig o odpowiedniej nośności, wibromłot o odpowiedniej amplitudzie i częstotliwości drgań),
- tkanin geotekstylnych chroniących podsypkę i obsypkę.

Obecnie trwają badania wpływu wyrwania ścianki na zmianę parametrów gruntu w wykopie. Dla zwiększenia bezpieczeństwa konstrukcji, do czasu ukończenia badań, w przypadku wąskich wykopów zabezpieczanych ściankami wbijanymi usuwanymi po zakończeniu budowy, na podstawie własnych doświadczeń autorzy zalecają przyjmowanie w obliczeniach statyczno-wytrzymałościowych wskaźnika zagęszczenia gruntu  $I_s \leq 0,90$ , mimo że odsypkę, obsypkę i zasypkę należy zagęszczać zgodnie z wymaganiami określonymi w rozdz. 4.1.2.1.

#### 4.1.5. Próba szczelności

Po zmontowaniu danego odcinka przewodu wykonuje się próbę szczelności, obejmującą rurociąg (bez przyłączy) i komory. Zgodnie z normą [189] sprawdza się szczelność rurociągu zarówno na eksfiltrację, jak i na infiltrację. W normie określono maksymalną infiltrację lub dopuszczalne ubytki wody z badanego odcinka w wyniku eksfiltracji. Dokumentacja projektowa może zastrzyć wymagania w zakresie szczelności określone w normie [189]. W przypadku stwierdzenia odstępstwa od wymagań normy

lub dokumentacji projektowej, miejsce przecieku należy oznaczyć, dokonać naprawy i ponownie wykonać próbę szczelności.

## 4.2. Bezwykopowe techniki układania przewodów kanalizacyjnych

### 4.2.1. Historia rozwoju i podział technik bezwykopowych

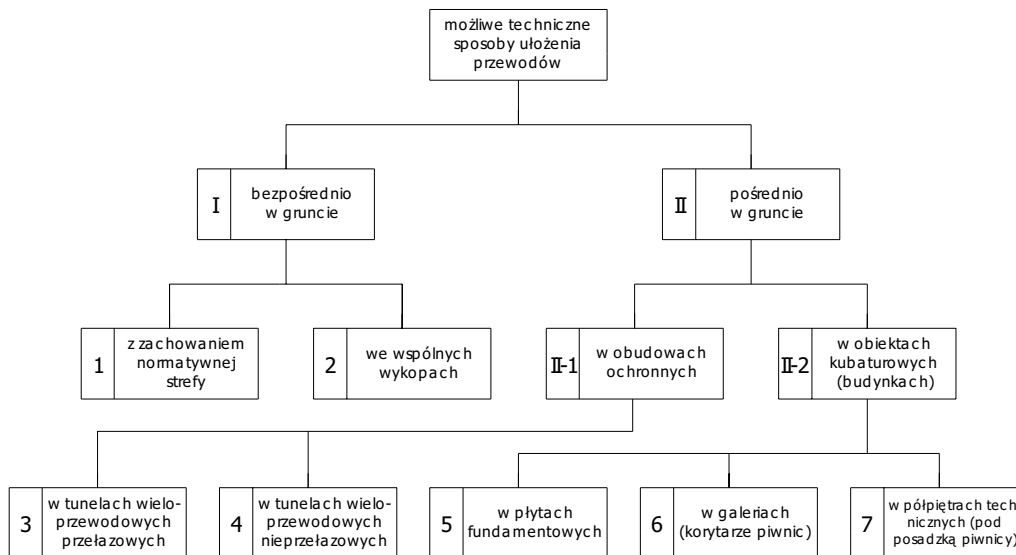
Przewody infrastruktury podziemnej mogą być układane na kilka sposobów, co przedstawiono na rysunkach 4.2.1 i 4.2.2 [122].

W zdecydowanej większości przypadków przewody są układane bezpośrednio w gruncie pod nawierzchniami ulic (rys. 4.2.2a), tworząc niejako „podziemny pas infrastruktury sieciowej”, co szczegółowo opisano w literaturze tematu [30, 122].

Duża liczba przewodów w przypadku stosowania metod wymagających realizacji wykopów jest przyczyną utrudnień podczas modernizacji istniejących sieci lub ich rozbudowy, a lokalizacja przewodów pod ulicami – zakłóceń funkcjonowania miasta, głównie handlu i komunikacji. Właśnie te zakłócenia, generujące tak zwane koszty społeczne, były i są przyczyną dynamicznego rozwoju technologii bezwykopowych.

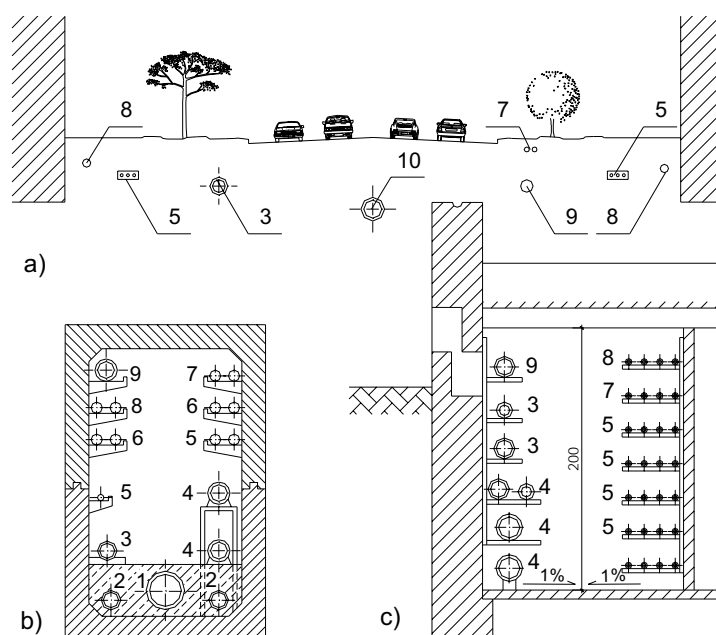
Przewody kanalizacyjne wykonywane są z różnych materiałów jako długie, uciąglone odcinki oraz jako odcinki montowane przez połączenie krótkich prefabrykatów. Decyduje to o poprzecznej (obwodowej) i podłużnej (belkowej) sztywności przewodów, co ma zasadnicze znaczenie dla możliwości ich bezwykopowego układania.

Pierwsze przewody i tunele dla potrzeb zaopatrzenia ludności w wodę i odprowadzenia ścieków powstały już w starożytności (por. rozdz. 1.1.2). Jednak najbardziej



Rys. 4.2.1. Schemat technicznie możliwych sposobów układania przewodów infrastruktury sieciowej





Rys. 4.2.2. Przykłady ułożenia przewodów infrastruktury sieciowej: a) ułożenie bezpośrednie w gruncie, b) ułożenie w tunelu wieloprzewodowym, c) ułożenie w korytarzu technicznym (tzw. galerii); 1 – kanalizacja deszczowa, 2 – kanalizacja sanitarna, 3 – wodociąg, 4 – przewody ciepłownicze, 5, 6 – kable elektroenergetyczne, 7 – kable elektroenergetyczne oświetlenia ulicy, 8 – kable telekomunikacyjne, 9 – gazociąg, 10 – kanalizacja ogólnospławna

znane i najlepiej zachowane są tunele budowane przez Rzymian. Jedną z ciekawszych i trudniejszych pod względem realizacji budowli rzymskich wykonanych technologiami bezwykopowymi był tunel wodociągowy w rejonie jeziora Fucido. Zbudowano go w czasie panowania cesarza Augusta i oddano do użytku w 52 n.e. Jak podaje Stamatello [230], powołując się na rzymskiego historyka Pliniusza Starszego (23–79 n.e.), budowla ta miała całkowitą długość około 6 km przy szerokości przekroju poprzecznego równej 1,8 m i wysokości 3,0 m. Tunel był wykonywany przez 11 lat, a przy jego realizacji uczestniczyło około 30 tys. ludzi. Podczas budowy wykonano 40 szybów, z których najgłębsze, na odcinku pod Monte Salvino, miały ponad 120 m głębokości.

Metody bezwykopowe stosowane w starożytności przypominały późniejsze metody górnicze, których rozwój w odniesieniu do przewodów infrastruktury sieciowej nastąpił dopiero w połowie XIX wieku, w okresie średniowiecza bowiem urządzenia wodociągowe i kanalizacyjne zostały zaniedbane.

Współczesne bezwykopowe realizacje podziemnych budowli dla potrzeb miejskiej infrastruktury sieciowej rozpoczynają budowy przewodów wodociągowych w kilku położonych nad jeziorami miastach amerykańskich (Detroit, Nowy Jork, Los Angeles, Milwaukee). Przykładem budowli, która do dzisiaj może być uważana za osiągnięcie

myśli inżynierskiej i śmiałe rozwiązanie techniczne jest kolektor wodny w Chicago. W celu pobrania wody z jeziora Michigan w latach od 1865 do 1867 wybudowano tam pod dnem jeziora przewód o długości 3,2 km. Na uwagę zasługuje fakt, że budowla ta została wykonana bez użycia tarczy i sprężonego powietrza w niebieskich iłach. Było to możliwe dzięki ich dużej wytrzymałości, pomimo znacznego stopnia uplastycznienia i wymagało od inżynierów wiele odwagi w podejmowaniu decyzji. Rozwiązaniem wyjątkowo ciekawym ze względu na długość budowli (około 40 km) i jej realizację w gruntach zawierających znaczne ilości metanu i siarkowodoru jest tunel wodociągowy dla San Francisco, zrealizowany w latach 1928–1934.

Wraz z rozwojem sieci wodociągowej zaczęto rozbudowywać sieci kanalizacyjne, których początki w miastach europejskich przypadają na połowę XIX wieku. Z budowlami tymi, podobnie jak z siecią wodociągową, od początku ich powstawania związane są technologie bezwykopowe, chociaż zdecydowana większość starych kanałów została zrealizowana w wykopach otwartych. Wynikało to przede wszystkim z ograniczeń technologicznych, szczególnie w odniesieniu do przewodów o mniejszych wymiarach. Dodatkowo, relatywnie małe natężenie ruchu umożliwiało wtedy prowadzenie prac w wykopach bez specjalnych ograniczeń.

Wiodącymi technologiami bezwykopowymi w tamtym okresie były tzw. metody górnicze, wywodzące się z doświadczeń przy budowie kopalń i eksploatacji złóż. Nazwy metod górniczych, z wyjątkiem nienazwanych metod stosowanych w starożytności, wywodzą się zazwyczaj z krajów, w których po raz pierwszy dana metoda była zastosowana. Dla przykładu można wymienić metody: belgijską, niemiecką, austriacką, angielską czy włoską. Zasadniczym elementem technologii górniczej jest budowa sztolni, tzn. poziomego chodnika lub tunelu o relatywnie małych wymiarach przekroju poprzecznego (mniejszym od 15 m<sup>2</sup> [230]). Jednorazowo wykonuje się cały przekrój poprzeczny sztolni, zabezpieczając jej ściany i strop obudową czasową – początkowo drewnianą, a w późniejszych okresach także z innych materiałów (głównie stali). Wymiary przekrojów poprzecznych tuneli infrastruktury sieciowej miast, szczególnie budowanych wcześniej, kwalifikują je zazwyczaj do budowli jednosztolniowych. Oznacza to, że tunele te mieszczą się w przekroju poprzecznym sztolni bez konieczności jej rozbudowy na boki i w dół. Odróżnia to te budowle od wielosztolniowych tuneli komunikacyjnych. Metody górnicze wykorzystywano do bezwykopowej budowy wszystkich tuneli infrastruktury podziemnej przed wynalezieniem technologii tarczowej umożliwiającej mechanizację robót. W Polsce metody górnicze szeroko stosowano do budowy systemu kanalizacji w Warszawie (por. rozdz. 1.2.2).

Obecnie, po udoskonaleniu technologii tarczowej otwierającej nowy rozdział w technologiach tunelowania, metody górnicze prawie nie są stosowane do budowy infrastruktury sieciowej i nie należy się tego spodziewać w przyszłości.

Technologię tarczową zastosowano po raz pierwszy w 1825 roku podczas realizacji tunelu komunikacyjnego pod Tamizą w Londynie. Za jej wynalazcę uważa się Lorda Marca Isambarda Brunela, który opatentował swój pomysł w 1818 roku. Pierwsza tarcza, w przeciwieństwie do rozwiązań późniejszych, miała kształt prostokątny i wymia-

ry: szerokość 11,0 m, wysokość około 6,7 m [230]. Podzielona była na sekcje i służyła do realizacji konstrukcji tunelu wykonywanej z cegły. Podczas wykonywania tej budowlu nastąpiła awaria tarczy (przekroczenie jej nośności), w wyniku której woda z Tamizy wlała się do wnętrza tunelu, grzebiąc dziesięciu robotników. Pomimo to budowa tunelu, trwająca 18 lat, została ukończona, a obiekt ten stanowi zabytek techniki i jest traktowany jako pierwszy wytwór współczesnych technologii tunelowania.

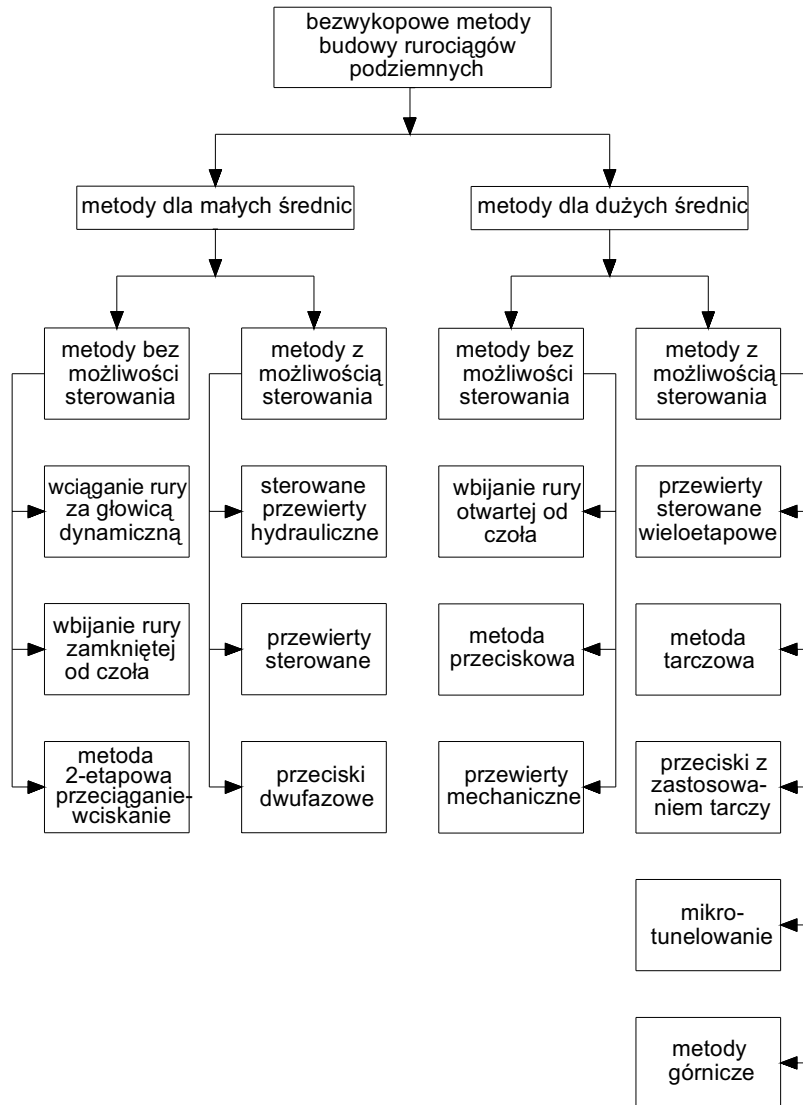
Dynamiczny rozwój bezwykopowych metod budowy podziemnych przewodów infrastruktury technicznej nastąpił w drugiej połowie minionego stulecia. Wynikało to głównie z rozwoju technik zdalnego sterowania maszynami drążącymi. Dzięki zdalnemu sterowaniu tymi urządzeniami i wprowadzeniu hydraulicznego transportu urobku możliwe stało się wykonywanie przewodów o małych średnicach, bez udziału ludzi na przodku. Mnogość metod lansowanych przez poszczególnych producentów sprzętu do tunelowania spowodowała próby klasyfikacji i podziałów tych metod. Jedną z ogólnie uznanych klasyfikacji jest klasyfikacja wprowadzona przez Międzynarodowe Stowarzyszenie Technologii Bezwykopowych (International Society for Trenchless Technology – ISTT), według której do metod bezwykopowych zalicza się [124]:

- przeciski pneumatyczne wykonywane tzw. kretem (Impact Molding) oraz pneumatyczne wbijanie rur stalowych (Impact Ramming),
  - przewiertki sterowane (Guided Boring) oraz wiercenia kierunkowe (Directional Drilling),
  - przeciski hydrauliczne (Pipe Jacking) oraz mikrotunelowanie (Microtunnelling).
- W przedstawionej klasyfikacji nie ujęto:
- metod tarczowych,
  - drążenia tuneli w gruntach stabilizowanych chemicznie lub zamrażanych,
  - nowej austriackiej metody tunelowania (NATM – New Austrian Tunnelling Method), będącej współczesną odmianą austriackiej metody górniczej,
  - techniki Pipe Roofing.

Ostatnie dwie z wymienionych metod nie były dotychczas stosowane w infrastrukturze sieciowej. Jednak z uwagi na wzrost zapotrzebowania na przewody wielkogabarytowe (o dużych powierzchniach przekroju poprzecznego) nie można wykluczyć, że i one znajdą w niedalekiej przyszłości zastosowanie do budowy tuneli zbiorczych dla przewodów podziemnych.

Ze względu na rodzaj i zakres prac oraz możliwość zdalnego sterowania urządzeniami technologie bezwykopowe stosowane do realizacji i odnowy infrastruktury sieciowej można podzielić na [79]:

- metody inspekcji rurociągów,
- metody renowacji rurociągów,
- metody budowy rurociągów, które dzielą się na:
  - sterowane metody budowy rurociągów (horyzontalne przewiertki sterowane, mikrotunelowanie),
  - niesterowane metody budowy rurociągów (przewiertki i przebitcia poziome, przeciski, tunelowanie).



Rys. 4.2.3. Podział bezwykopowych metod budowy rurociągów podziemnych

Inną propozycję podziału bezwykopowych metod budowy rurociągów podziemnych przedstawiono na rys 4.2.3 [107].

#### 4.2.2. Porównanie technik bezwykopowych

W klasycznych (górnicych i tarczowej) metodach tunelowania wbudowywanie poszczególnych elementów konstrukcji przewodu odbywa się na przodku wyrobiska. Nowe techniki bezwykopowe stosowane do budowy przewodów dały natomiast początek tech-

nologiom (przeciski hydrauliczne, mikrotunelowanie, przebijanie, przewiert), w których konstrukcja przewodu powstaje w bezpośrednim sąsiedztwie portalu (w komorze początkowej lub przy otworze początkowym) i jest sukcesywnie przepychana lub przeciągana w kierunku komory końcowej lub obiektu docelowego (np. piwnicy). Porównując dalej klasyczne metody drążenia tuneli z najnowszymi metodami układania przewodów, zakresy ich stosowalności oraz wady i zalety można przedstawić następująco:

**Zalety metod klasycznych (górnicych i tarczowej):**

- teoretycznie nieograniczona długość drążenia,
- możliwość wykonywania odcinków zakrzywionych (w łukach poziomych i pionowych),
- możliwość wykonywania dużych profili.

**Wady metod klasycznych:**

- w technologiach górniczych:
  - wymagana konstrukcja dwuwarstwowa (pierwsza jest obudową tymczasową, a druga obudową końcową), co implikuje zwiększony poziom zagrożenia,
  - duży stopień trudności wykonania obudowy ostatecznej,
  - potrzeba odwodnienia górotworu,
- w metodzie tarczowej:
  - konieczność wypełniania pustki pomiędzy obudową a wyrobiskiem,
- w obu metodach:
  - minimalna powierzchnia wyrobiska ca 3,5 m<sup>2</sup>.

**Zalety nowych metod:**

- pojedyncza obudowa (brak konieczności wykonywania obudowy wstępnej),
- ściśle dopasowanie obudowy do wyrobiska,
- możliwość wykonania obudowy w komorze początkowej,
- mniejszy zakres prac wykonywanych w wyrobisku (tylko urabianie gruntu w niektórych metodach),
- brak potrzeby odwadniania górotworu (w przeciskach zmechanizowanych, mikrotunelach i przewiertach),
- krótszy czas budowy,
- możliwe wykonanie małych profili (od DN300 mm w przypadku mikrotuneli i od DN1250 mm w przypadku przecisków hydraulicznych z załogą wewnątrz wyrobiska).

**Wady nowych metod:**

- mała zdolność sterowania (korekty kierunku),
- duże siły tarcia gruntu o przeciskane rury (konieczność stosowania lubrykatów),
- ograniczone długości wykonywanych odcinków z jednej komory (np. do 500 m w przypadku mikrotuneli).

Jak widać z powyższego zestawienia wad i zalet technik bezwykopowych, do budowy kanalizacji miejskich zdecydowanie bardziej przydatne są nowe techniki. Zanik technik górniczych wynika przede wszystkim z ich licznych wad, a technika tarczowa

jest stosowana wyłącznie w przypadkach realizacji kolektorów o bardzo dużych wymiarach przekroju poprzecznego. Stąd w dalszej części rozdziału zostaną omówione:

- przeciski hydrauliczne,
- mikrotunelowanie,
- przewiertki sterowane,
- wiercenia kierunkowe.

### 4.2.3. Przeciski hydrauliczne (Pipe Jacking)

#### 4.2.3.1. Historia technologii i zakres jej stosowania

Technologia przeciskania znalazła szerokie zastosowanie podczas realizacji podziemnej infrastruktury sieciowej w polskich miastach już w latach 70. XX wieku. Korzystano z niej najczęściej w przypadku bezwykopowego wykonywania przewodów pod przeszkodami zlokalizowanymi poprzecznie w stosunku do ich trasy, takimi jak: drogi, ulice czy nasypy. Pierwsze przeciski wykonywane były zazwyczaj z rur stalowych, po wepchnięciu których wprowadzano do ich wnętrza przewód technologiczny. W późniejszym okresie zaczęto przepychać prefabrykowane rurociągi żelbetowe, a także żelbetowe elementy o przekrojach prostokątnych lub poszczególne segmenty takich przekrojów. Elementy o przekrojach prostokątnych mają zazwyczaj zastosowanie w budownictwie komunikacyjnych, chociaż z powodzeniem mogą być także wykorzystane przy realizacji tuneli wieloprzewodowych [122].

Analogicznie do większości bezwykopowych technologii budowy przewodów, technologia ta polega na wykonaniu przewodu pomiędzy dwoma komorami – początkową i końcową. Wymiary wpychanych elementów muszą być takie, aby w ich wnętrzu mogli pracować ludzie urabiający i transportujący grunt. Urabianie gruntu odbywa się ręcznie lub mechanicznie przy użyciu głowic drążących o konstrukcji zbliżonej do głowic stosowanych w metodach tarczowych. Wykonywanie instalacji metodą przeciskania z niezmechanizowaną głowicą jest dość trudne ze względu na ograniczenia i wady tej metody. Podstawową wadą przecisków w takim przypadku są bardzo małe możliwości korekty kierunku – sterowania. Ograniczenie to jest szczególnie uciążliwe podczas realizacji kanałów grawitacyjnych o małych spadkach i umożliwia wyłącznie wykonywanie odcinków prostoliniowych. Istotną wadą tej metody jest także konieczność odwodnienia gruntu na całej trasie przecisku. Dlatego coraz częściej metoda przeciskania zastępowana jest mikrotunelowaniem z urządzeniami do korekty kierunku i równoważącymi parcie gruntu i wody gruntowej, co umożliwia realizację budowli bez obniżania jej zwierciadła. Zmechanizowanie przecisków nastąpiło później, w latach 80. ubiegłego stulecia. Gabaryty budowli przeciskanych mogą być większe od gabarytów wykonywanych technologią mikrotunelowania, chociaż w ostatnich latach wykorzystując mikrotunelowanie realizuje się przewody o coraz większych średnicach (por. rozdz. 4.2.4.6).

W przypadku przewodów kanalizacyjnych przeciskanie przewodu może polegać na:

- wykonaniu obudowy wstępnej (rury osłonowej), do wnętrza której wprowadzany jest przewód technologiczny,

- wciśnięciu w grunt prefabrykatu spełniającego zarówno rolę obudowy, jak i przewodu technologicznego.

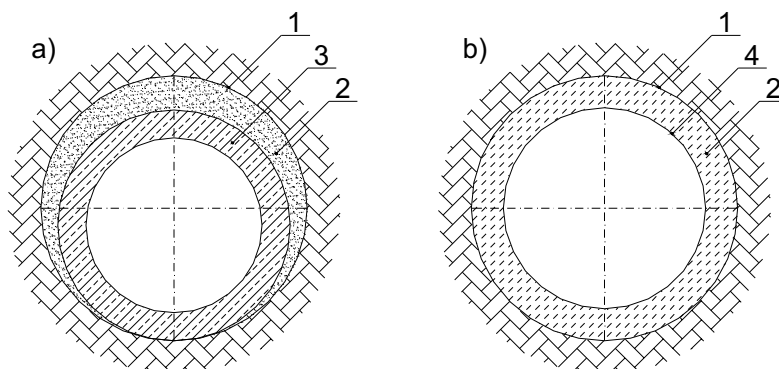
Pierwsze z wymienionych rozwiązań były charakterystyczne dla dawniej wykonywanych przecisków, chociaż obecnie technika ta jest również stosowana. Do zabezpieczenia wyrobiska wykorzystuje się zazwyczaj rury stalowe, do wnętrza których wprowadza się:

- przewody technologiczne z innych materiałów (żelbetu, żeliwa, kamionki itp.),
- rurę stalową o mniejszej, dostosowanej do potrzeb technologicznych średnicy.

Przestrzeń pomiędzy obiema rurami wypełnia się iniektem na bazie cementu, tworząc niejako trójwarstwowy układ ścianki przewodu. Zakłada się przy tym, że całość obciążeń po skorodowaniu rury zewnętrznej przejmie rura wewnętrzna. Zadaniem iniektu jest także zabezpieczenie wyrobiska przed „miniatapieniem” po skorodowaniu stalowej rury zewnętrznej. Bywają także rozwiązania, w których niezbrojony iniekt betonowy zastępowany jest formowaną na miejscu konstrukcją żelbetową. Schematy graficzne omówionych rozwiązań przedstawiono na rys. 4.2.4.

Obecnie częściej wykonywane są przeciski z rur lub innych elementów stanowiących zarówno obudowę, jak i przewód technologiczny.

Materiałami stosowanymi do wykonywania rur dla współczesnych przecisków są beton, polimerobeton i GRP (Glass Reinforced Plastic – por. rozdz. 2.7.1).



Rys. 4.2.4. Przewód kanalizacyjny ułożony w przeciskanej, osłonowej rurze stalowej:  
 a) z zastosowaniem osłonowej rury stalowej i prefabrykowanej rury betonowej (technologicznej), b) z zastosowaniem dwóch rur podatnych: 1 – stalowa rura osłonowa, 2 – iniekt, 3 – rura sztywna (betonowa), 4 – rura wewnętrzna (podatna)

#### 4.2.3.2. Opis technologii

Przeciskanie rozpoczyna się od wykonania szybu początkowego i końcowego. Wymiary szybu początkowego zależą od wymiarów przepychanych elementów, głębokości na jakiej elementy będą przepychane, wymiarów zespołu urządzeń do przepychania, które zostaną w szybie zainstalowane (siłowników, bloku oporowego, płyty dennej i torowiska) oraz sposobu zabezpieczenia ścian szybu i jego odwodnienia. Proces

wciskania przebiega na odcinku „komora startowa–komora docelowa”. Komora startowa może być wykonana jako okrągła, prostokątna, eliptyczna lub o innym kształcie pod warunkiem, że zapewnia możliwość zainstalowania w jej wnętrzu wszystkich niezbędnych urządzeń, wprowadzenia przeciskanych prefabrykatów oraz wydobywania urobku. Komora docelowa musi być dostosowana do wydobywania urządzeń drążących urobek. Ściany komór mogą być zabezpieczone ściankami stalowymi wykonanymi z profili do wykonywania ścianek szczelnych, ściankami stalowymi z blach lub konstrukcją żelbetową (studnie, pale lub ścianki szczelinowe). W zależności od lokalnych warunków gruntowo-wodnych komory są odwadniane przez pompowanie wody z ich dna albo przy użyciu studni lub igłofiltrów. W wyjątkowych przypadkach stosowane są instalacje zamrażające albo chemizacja gruntu.

Typowa komora startowa wyposażona jest w:

- blok oporowy, którego zadaniem jest przejście reakcji poziomych z siłowników i przekazanie ich na grunt,
- płytę denną, której zadaniem jest umożliwienie instalacji sprzętu, w tym prowadnic (torowiska) zapewniających prawidłowe nakierowanie wciskanej rury,
- zespół siłowników hydraulicznych, których zadaniem jest wciskanie w grunt obudowy wykonywanego przewodu,
- sztywny pierścień dystansowy, którego zadaniem jest równomierne przekazanie obciążeń z siłowników na czoło przeciskanych prefabrykatów,
- urządzenie kontroli kierunku przeciskania (zazwyczaj laserowe).

Pozostałymi wyposażeniami instalacji do przeciskania rur są:

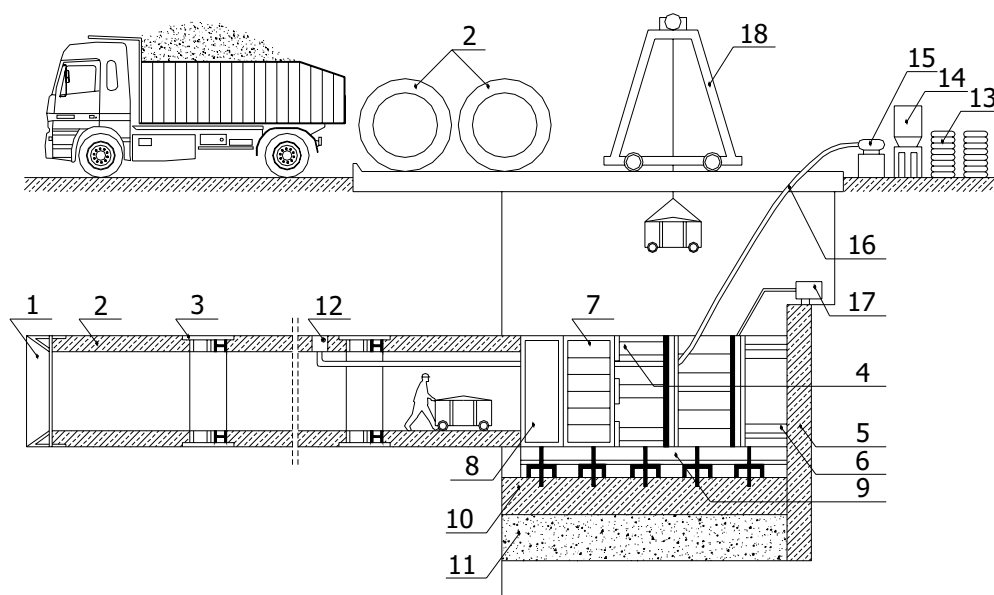
- nóż zainstalowany na pierwszym prefabrykacie,
- wózki lub inny system poziomego transportu urobku,
- dźwig do pionowego transportu urobku.

W niektórych przypadkach stosowana jest instalacja z lubrykatem (materiałem smarowym, np. bentonitowym) w celu zmniejszenia tarcia gruntu o pobocznice, a także zespół siłowników korygujących kierunek pchania. Schemat przecisku z wymienionym wyposażeniem przedstawiono na rys. 4.2.5 [122].

Proces przeciskania składa się z następujących etapów:

- wykonanie komór,
- zainstalowanie urządzeń instalacji przeciskowej,
- wycięcie w obudowie komory „okna”, tzn. otworu o wymiarach dostosowanych do przekroju poprzecznego wciskanej rury,
- wprowadzenie do komory noża i zainstalowaniu go na czole pierwszej rury,
- ułożenie rury na torowisku nadające jej żądany kierunek ruchu,
- zainstalowanie pomiędzy siłownikami a tylnym licem rury pierścienia dystansowego,
- ustawienie urządzenia korygującego kierunek ruchu,
- wepchnięcie rury w grunt,
- wycofanie wysięgników siłowników i pierścienia dystansowego,
- wydobywanie gruntu z wnętrza rury tak, aby przodek wyrobiska nie znalazł się poza obrębem noża,





Rys. 4.2.5. Typowy schemat przecisku: 1 – nóż (może być wyposażony w siłowniki hydrauliczne do korekty kierunku), 2 – przeciskany prefabrykat (rura), 3 – stacja pośrednia siłowników hydraulicznych, 4 – siłowniki podstawowe, 5 – blok oporowy, 6 – konstrukcja wsporcza siłowników, 7 – pierścień z adapterem (do równomiernego rozkładu nacisków), 8 – pierścień dystansowy (występuje w przypadku prefabrykatów o różnych długościach), 9 – torowisko, 10 – płyta żelbetowa, 11 – warstwa odsączająca, 12 – otwory do iniekcji lubrykatu, 13 – lubrykat, 14 – mieszarka, 15 – pompa do iniekcji, 16 – przewód do iniekcji, 17 – pompa siłowników, 18 – dźwig

- wydobycie gruntu z komory (transport pionowy),
- wprowadzenie urządzeń do poziomego transportu gruntu,
- wprowadzenie do komory następnej rury,
- połączenie rur,
- wprowadzenie do wnętrza przewodu instalacji energetycznej i wentylacyjnej,
- wepchnięcie kolejnej rury.

Opisane czynności powtarzane są do momentu, gdy czoło pierwszej rury znajdzie się w komorze docelowej. Nieznacznej korekty kierunku przepychania przewodu można dokonać w początkowym okresie, różnicując naciski poszczególnych siłowników zainstalowanych w komorze, a w późniejszym – różnicując naciski siłowników korygujących umieszczonych za nożem (jeśli takie zostały przewidziane).

Teoretycznie można więc przepychać bardzo długie odcinki rur lub tuneli. W praktyce jest to jednak ograniczone wzrastającą, ze wzrostem długości wpychanej konstrukcji, siłą tarcia. Tarcie występujące na zewnętrznej powierzchni rury zależy od szorstkości powierzchni przeciskanych elementów i obciążeń prostopadłych do powierzchni przewodu. Opory tarcia wzrastają zatem z długością przecisku również dlatego, że w wyniku kolejnych przesunięć rur zwiększa się szorstkość ich zewnętrznej powierzchni.

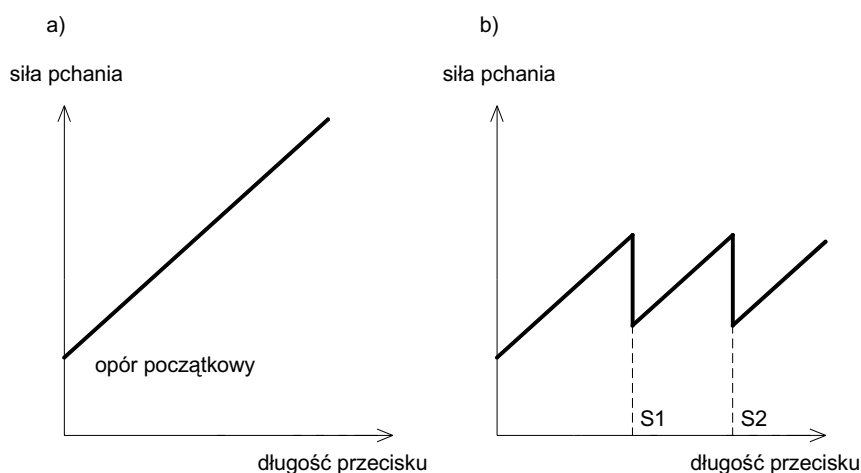
W przypadku rur żelbetowych szacuje się, że ich tarcie o grunt suchy wynosi 15–30 kN/m<sup>2</sup> [115]. Szczególnie znaczący wzrost tarcia występuje w przypadku działania parcia biernego na pobocznice rury. Parcie bierne wystąpi, gdy przepychany element (jego pobocznica) będzie napierał na grunt, co ma miejsce na łukach lub podczas utraty sterowności przecisków. Rozwiązaniami wynikającymi stąd problemów są:

- rozmieszczenie komór w odległościach wynikających z możliwości siłowników hydraulicznych,
- precyzyjna kontrola kierunku przepychania (niedopuszczenie do utraty sterowności przecisku),
- smarowanie zewnętrznej powierzchni obudowy iniektowanym poza nią lubrykatem,
- stosowanie stacji pośrednich – wykresy zmian siły przeciskającej przy zastosowaniu stacji pośrednich przedstawiono na rys. 4.2.6 [115], a ideowy schemat ich działania na rys. 4.2.7 [115],
- kombinacje wymienionych rozwiązań.

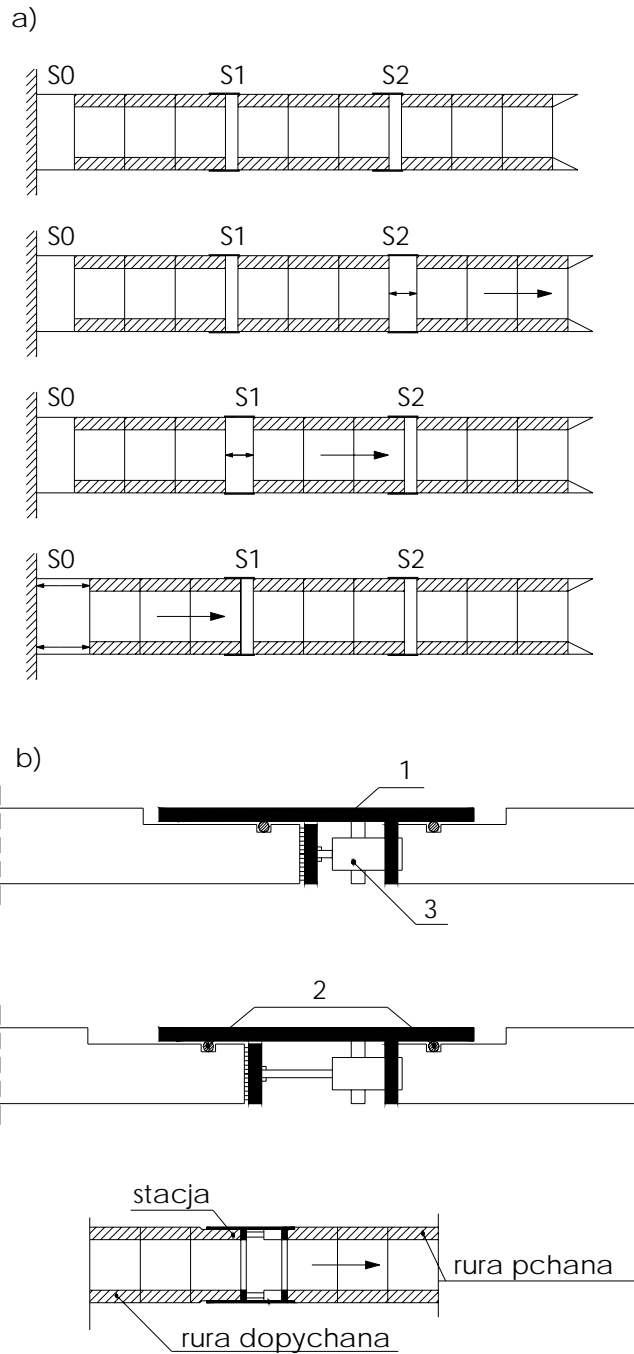
Zamiana tarcia suchego na tarcie mokre wymaga umiejętności doboru lubrykatu, który jest wprowadzany w szczelinę pomiędzy rurą i grunt. Szczelina ta powstaje w wyniku:

- różnicy między wymiarami przekroju poprzecznego noża i przepychanych prefabrykatów rurowych (wymiały noża powinny być większe od 10 do 20 mm),
- interakcji między rurą a ośrodkiem gruntowym, wymuszanej głównie drganiami od obciążeń dynamicznych naziomu (implikującej tworzenie się „sklepienia”), szczególnie w gruntach spoistych.

Iniektowany lubrykat wprowadzany jest w bezpośrednim sąsiedztwie noża, poza pierwszy element, lub poprzez otwory w rurze rozmieszczone na całej trasie przecisku. Lubrykat spełnia rolę warstwy poślizgowej oraz podpira górotwór, jeśli jest on pod



Rys. 4.2.6. Wykresy zmian siły przeciskającej: a) bez zastosowania stacji pośrednich, b) z zastosowaniem stacji pośrednich; S1, S2 – stacje pośrednie



Rys. 4.2.7. Ideowy schemat działania stacji pośrednich: a) etapy przemieszczania przewodu z zastosowaniem dwóch stacji pośrednich, b) budowa stacji pośredniej: S0 – siłowniki główne (w studni początkowej), S1, S2 – stacje pośrednie, 1 – kołnierz, 2 – pierścienie uszczelniające, 3 – siłownik hydrauliczny

wystarczającym ciśnieniem. Utrzymanie takiego ciśnienia jest możliwe, jeżeli iniekt nie jest wchłaniany przez grunt. Jeśli nastąpi absorpcja lubrykatu, to tarcie mokre powtórnie przekształci się w tarcie suche. Ponadto iniekt powinien być nieszkodliwy dla środowiska. Wymienione uwarunkowania sprawiają, że najczęściej lubrykaty wytwarzane są na bazie bentonitu. Mineral ten jest wskazany również ze względu na jego właściwości tiksotropowe, czyli zdolność zmiany struktury z żelu w zół pod wpływem ruchu. W czasie pchania dochodzi bowiem do zmiany struktury lubrykatu zawierającego bentonit z żelu w zół, co zapewnia doskonale warunki poślizgu.

Osobnym zagadnieniem są omówione w dalszej części problemy redukcji oporów występujących na nożu.

Długość przeciskanych odcinków jest także ograniczona warunkami ekonomicznymi, jakie wynikają z kosztów transportu urobku, wentylacji, oświetlenia i łączności, a także ewentualnego montażu stacji pośrednich czy iniektowania lubrykatu, oraz zdolnością przeciskanej konstrukcji do przenoszenia sił poziomych. Uznaje się, że koszty te są optymalne dla następujących długości odcinków przewodów, przepychanych z jednej komory [115]:

- przewody o średnicy 1250 mm – 50–150 m,
- przewody o średnicy 1500 mm – 80–200 m,
- przewody o średnicy 1800 mm – 100–250 m,
- przewody o średnicy 2000 mm – 100–300 m.

Widać zatem, że im większa jest średnica przewodu, tym odcinki przeciskane z jednej komory mogą być dłuższe.

Najczęściej przepychanymi elementami w przypadku przewodów kanalizacyjnych są rury żelbetowe, kompozytowe (GRP), z betonu polimerowego oraz rury stalowe jako osłonowe dla rur technologicznych. Przeciski o profilach prostokątnych mają zazwyczaj konstrukcję żelbetową. Elementy te są stosowane w przypadku budowy tuneli wieloprzewodowych, w których mogą być układane przewody kanalizacyjne [122].

Niezmiernie istotnym zagadnieniem w technologii przeciskania jest rozwiązanie połączeń przeciskanych elementów. Połączenia te muszą spełniać trzy podstawowe warunki:

- zapewniać przeniesienie siły podłużnej z elementu na element bez uszkodzania stykających się płaszczyzn,
- zapewniać szczelność połączenia,
- uniemożliwiać poprzeczne przemieszczenie elementów.

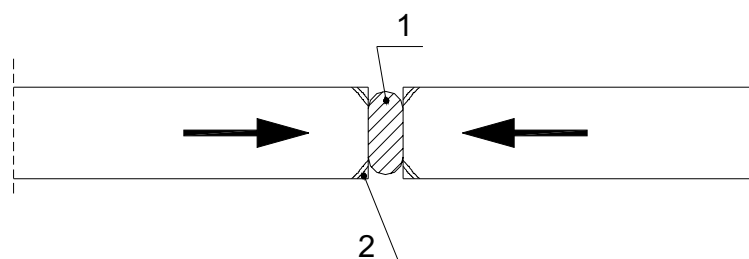
Problem ten nie dotyczy przecisków z użyciem rur stalowych, które są spawane w komorze startowej.

Wartość siły, jaka powstaje na styku przepychanych elementów może dochodzić do kilku tysięcy niutonów. Wobec relatywnie niedużej powierzchni przekroju poprzecznego ścianek przepychanych elementów (szczególnie rur wykonanych z GRP) implikuje to znaczące naprężenia normalne. Dla przeniesienia tych naprężeń konieczne jest stosowanie przekładek o odpowiednim kształcie i właściwościach materiałowych. Przekładka musi posiadać zdolność przeniesienia tak dużych naprężeń (nie może zostać

zmiażdżona) i równocześnie być wystarczająco podatna, aby wypełnić – i tym samym wyrównać – wszystkie nierówności powierzchni czół obydwu elementów. Materiał przekładek nie może być przy tym zbyt elastyczny z następujących powodów [115]:

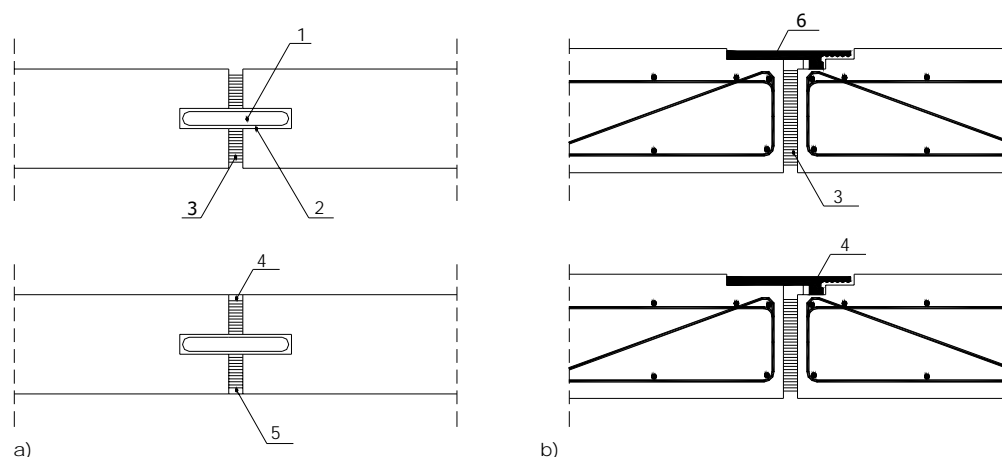
- w czasie gdy siłowniki są „zluzowane” (nie pchają) następuje tym większe odprężenie obudowy (jej wydłużenie), im większa jest sprężystość przekładek, co oznacza, że powtórne przepychanie wymaga użycia zwiększonej siły,
- podkładki z materiałów elastycznych (zbyt sprężyste) powodują rozprzestrzenianie się naprężeń w kierunku krawędzi styków elementów, co może prowadzić do ich wykruszania; problem ten zilustrowano na rys. 4.2.8 [115].

Stąd też w praktyce najczęściej stosuje się przekładki o niskiej sprężystości z drewna lub materiałów drewnopochodnych.



Rys. 4.2.8. Typowe uszkodzenie krawędzi rur w wyniku nieprawidłowego doboru materiału podkładki: 1 – zbyt sprężysta przekładka, 2 – uszkodzona krawędź rury

Uszczelnienie połączeń może składać się z uszczelnienia zewnętrznego wykonane w komorze początkowej i z uszczelnienia wewnętrznego, wykonanego z wnętrza rury po zakończeniu procesu przeciskania. Podwójny system uszczelnienia jest wymagany w przypadku łączenia elementów na bolce uniemożliwiające ich poprzeczne prze-



Rys. 4.2.9. Schematy połączeń przepychanych rur: a) na bolce, b) na kołnierzu zewnętrznym; 1 – sworzień, 2 – tuleja, 3 – podkładka przekazująca nacisk, 4 – uszczelnienie zewnętrzne, 5 – uszczelnienie wewnętrzne, 6 – kołnierz zewnętrzny

mieszczenie, gdyż uszczelnienie od strony gruntu nie jest wtedy chronione w trakcie przeciskania. W przypadku elementów łączonych na kołnierze podwójne uszczelnienie zazwyczaj nie jest konieczne. Wystarczy wtedy uszczelnienie zewnętrzne, przy czym konstrukcja końców rur musi umożliwiać zlicowanie kołnierza z poboczną przewodem. Przykład obu rozwiązań przedstawiono na rys. 4.2.9 [115].

Jako materiałów uszczelniających używa się elastycznych zapraw murarskich, kitów, pianek, pierścieni z materiałów elastomerowych itp.

#### 4.2.3.3. Urządzenia do przeciskania i ich dobór

Wyposażenie szybu początkowego stanowią: zespół siłowników hydraulicznych, torowisko, pierścień oporowy i blok oporowy do przekazania reakcji z siłowników. Szyb obsługiwany jest zazwyczaj przez dźwig, dostosowany do gabarytów i ciężaru przepychanych elementów. Szczególna uwaga powinna być poświęcona konstrukcji bloku oporowego, która musi być tak dobrana, aby w wyniku przekazania sił na grunt nie został on naruszony w stopniu mogącym wpłynąć na deformację przecisku. Szyby, podobnie jak w innych technikach bezwykopowych, najczęściej mają kształt prostokątny lub okrągły. Skarpy szybów są zabezpieczane ściankami szczelnymi z profili stalowych lub konstrukcjami żelbetowymi, np. w postaci zapuszczanych kręgów. Odwodnienie szybów zależy od ilości napływającej wody i stosuje się pompy odprowadzające wodę z wnętrza szybów, igłofiltry, studnie, a nawet instalacje zamrażające górotwór lub urządzenia do jego uszczelniania.

Stacje pośrednie, o ile zachodzi konieczność ich stosowania, instalowane są na przepychanej obudowie. Określenia ich liczby i rozmieszczenia (rozstawu) dokonuje się na podstawie analizy następującego z długością przecisku przyrostu siły przepychającej i wydolności siłowników hydraulicznych.

Najistotniejszym urządzeniem do przeciskania jest nóż, obecnie często zastępowany przez głowice urabiające grunt, analogiczne do stosowanych w metodzie tarczowej i mikrotunelowaniu. Klasyczny nóż jest wykonany ze stali, a jego przekrój poprzeczny ściśle odpowiada przekrojowi poprzecznemu przepychanych elementów. Czoło noża może być proste, nachylone pod kątem lub wyposażone w „kaptur” zabezpieczający przed powstawaniem obrywek i osuwaniem przodka. Przy mniejszych przekrojach nóż może być jednokomorowy, a przy większych – podzielony stężeniami ułatwiającymi urabianie gruntu i zapobiegającymi jego osuwaniu. Wprowadzenie stężeń powoduje jednak zwiększenie działających na nóż oporów nawet o 25%. W celu zmniejszania oporów na nożu można:

- czyścić jego ostrza w gruncie (wiąże się to z niebezpieczeństwem rozluźnienia gruntu na przodku i zwiększenia niebezpieczeństwa powstania zawału i osiadań),
- czyścić nóż przed przystąpieniem do realizacji kolejnych odcinków, co jest bezwzględnie zalecane.

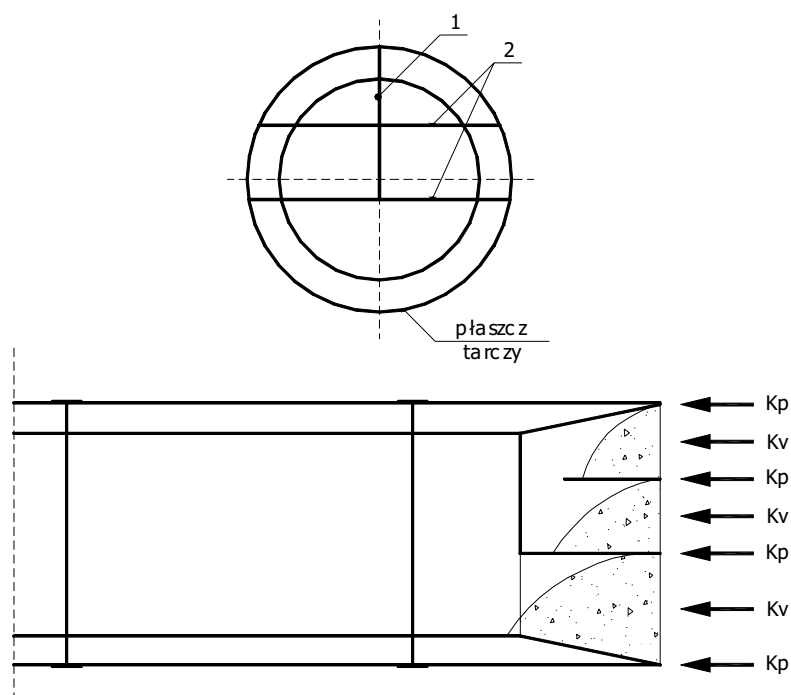
Przykładową konstrukcję noża ze stężeniami i rozkład obciążeń na jego czoło przedstawiono na rys. 4.2.10 [115], a rozkład parć w nożu bez stężeń na rys. 4.2.11 [115].

Zadania noża i tarczy są następujące:

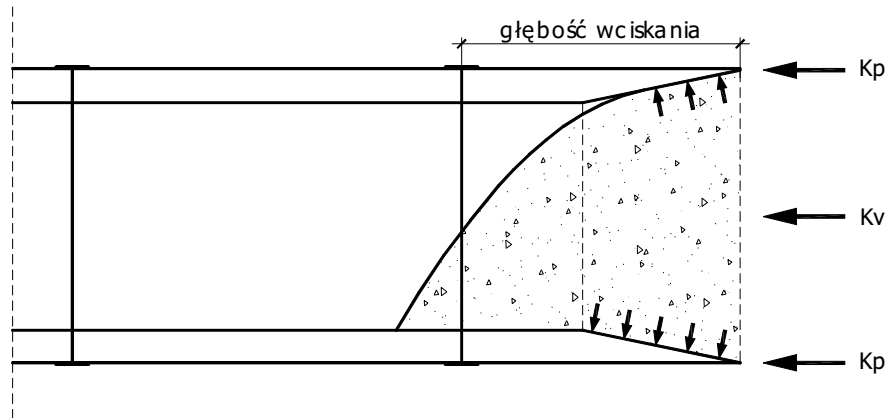
- urabianie gruntu bez jego naruszania wokół wyrobiska, co gwarantuje minimalne osiadania,
- korekta trasy przecisku (w nożach z zainstalowanymi siłownikami korekcyjnymi),
- tymczasowe podparcie wyrobiska w celu zapewnienia bezpiecznej pracy ludzi w jego wnętrzu.

Najczęściej spotykane problemy, jakie mogą wystąpić w trakcie przepychania na styku nóż–ośrodek gruntowy to [115]:

- zróżnicowanie parametrów warstw geologicznych (rys. 4.2.12a) mogące doprowadzić do utraty sterowności noża, jego zniszczenia lub obsypania się gruntu rozdrobnionego z górnej partii przekroju; rozwiązanie problemu może tu polegać na konsolidacji gruntów rozdrobnionych,
- wystąpienie głazów lub innych elementów stałych o znacznych wymiarach (rys. 4.2.12b), mogące uniemożliwić kontynuację przeciskania; usunięcie przeszkody jest nieraz możliwe przez zepchnięcie (wciśnięcie w grunt) jej z trasy lub wprowadzenie do wnętrza tarczy, co wiąże się z zagrożeniem bezpieczeństwa i dużymi utrudnieniami,

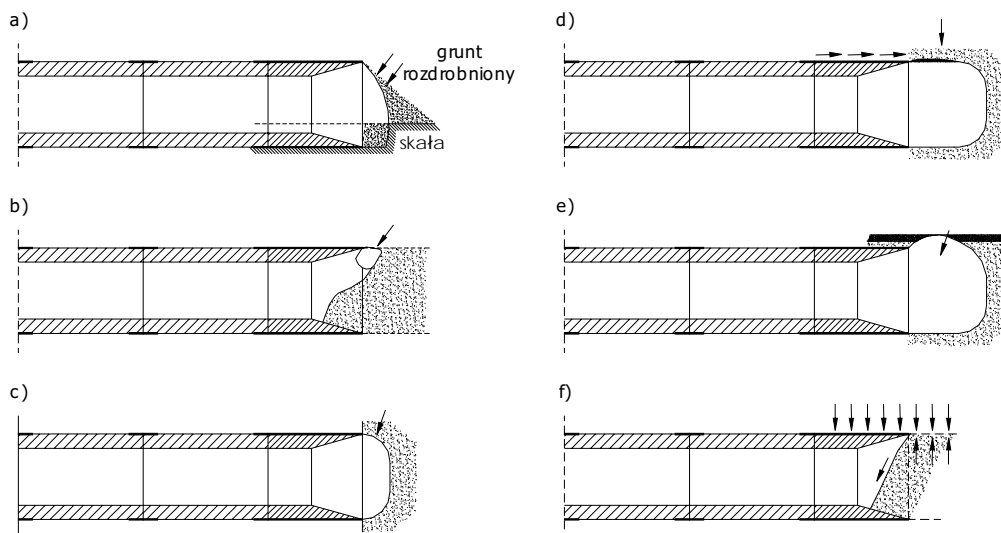


Rys. 4.2.10. Rozkład oporów na nożu ze stężeniami:  $K_p$  – parcie bierne gruntu na krawędź noża,  $K_v$  – wypadkowy opór penetrującego gruntu zależny od konsolidacji gruntu, długości przesuwu i współczynnika tarcia pomiędzy gruntem i wewnętrzną powierzchnią noża;  
1 – stężenie pionowe, 2 – stężenia poziome



Rys. 4.2.11. Rozkład oporów na nożu bez stężeń:  $K_p$  – parcie gruntu na krawędź noża,  $K_v$  – wypadkowy opór penetrującego gruntu zależny od konsolidacji gruntu, długości przesuwu i współczynnika tarcia pomiędzy gruntem i wewnętrzną powierzchnią tarczy

- oberwanie górnej części wyrobiska spowodowane jego „przekopaniem” (wyjściem wyrobiska poza obręb tarczy) – rys. 4.2.12c,
- wystąpienie niespodziewanej kawerny lub soczewki wodnej (często pod napięciem) na przodku (4.2.12d), mogące spowodować osunięcie się przodka, zapadnięcie się noża lub zalanie wnętrza tarczy,
- obsypanie się wyrobiska do poziomu powierzchni terenu (przy przeciskach płytkich realizowanych w gruntach niespoistych) – 4.2.12e,



Rys. 4.2.12. Problemy występujące na styku nóż – ośrodek gruntowy podczas przeciskania rur (objaśnienia w tekście)



- obsypanie się przodka spowodowane drganiami górotworu, powstałymi w wyniku obciążeń dynamicznych – rys. 4.2.12f.
- Z wystąpieniem przedstawionych problemów wiąże się możliwość:
- niezamierzonej zmiany kierunku przecisku (utruty sterowności),
  - uniemożliwienia kontynuacji przedsięwzięcia (konieczność odkopania głowicy),
  - obsypania się przodka (zagrożenie dla ludzi i sprzętu),
  - przekroczenia dopuszczalnych osiadań, powstawania niecek, a nawet zapadlisk.

Powstawanie osiadań w trakcie tunelowania (przeciskania, mikrotunelowania, przewiercania itp.) jest nieuniknione. Osiadanie rozprzestrzenia się na powierzchni poprzecznej do kierunku tunelowania, tworząc podłużną nieckę wzdłuż osi kanału. Podstawowe przyczyny osiadań to powstawanie strefy rozluźnionego robotami gruntu, straty gruntu na przodku, wibracje i zmienne naciski noża oraz powstawanie szczeliny pomiędzy rurą a górotworem. Strefa rozluźnionego gruntu powstaje przede wszystkim w obrębie przodka, a jej zasięg zależy od techniki urabiania gruntu. W tarczach o mniejszych wibracjach z podpartymi przodkami (patrz następny rozdział) zasięg tej strefy jest mniejszy. Ograniczenie strefy rozdrobnionej w przypadku zastosowania tradycyjnych narzędzi jest możliwe przez wykonywanie przecisku krótkimi, częstymi pchnięciami noża. Wzrostowi osiadań sprzyjają także przestoje w pracach przeciskowych. W czasie przestoju górotwór zaciska się wokół rury i tarczy, w wyniku czego należy użyć znacznych sił do przesunięcia przewodu, podczas którego następuje rozluźnienie gruntu wzdłuż całej jego poboczniczy.

Coraz częściej obecnie stosowane do przeciskania głowice z mechanicznym urobkiem gruntu, eliminujące lub minimalizujące większość z wymienionych zagrożeń, zostały omówione w następnych rozdziałach.

#### 4.2.3.4. Przykład

Jednym z przykładów zastosowania przecisków hydraulicznych z klasyczną głowicą była realizacja kolektora kanalizacyjnego DN1400, ułożonego w obudowie ochronnej z rur stalowych DN1620 mm na placu Dominikańskim we Wrocławiu przez firmę PROFIL z Katowic. Trasa przewodu przebiegała przez miejsca, w których znajdowały się pozostałości budowli średniowiecznego cmentarza, w związku z czym prace wykonywane były pod stałym nadzorem służb archeologicznych. Warunkiem wykonywania przewodu metodą przeciskania było skonstruowanie takiej głowicy, aby w każdej chwili służby archeologiczne mogły wydobyć i zabezpieczyć nieuszkodzone znalezisko. Uwarunkowanie to spowodowało konieczność zdemontowania z głowicy elementów służących do mechanicznego urabiania gruntu, co ułatwiło dostęp do „przodka”. Dodatkowo głowicę wyposażono w „kaptur” zabezpieczający przed obsypywaniem się gruntu. Tak przystosowaną głowicą wykonano dwa przewody o długościach 55 m każdy.

Przykład ten opisuje sytuację, w której ze względu na wartości nadrzędne konieczne było zrezygnowanie z nowoczesnej techniki drążenia urobku na rzecz drążenia z ręcznym urabianiem gruntu.

## 4.2.4. Mikrotunelowanie

### 4.2.4.1. Historia technologii i zakres jej stosowania

Technologia mikrotunelowania zalicza się do sterowanych metod budowy rurociągów i została opracowana najprawdopodobniej przez American Thrustboring Corporation w latach 70. ubiegłego stulecia [90]. Prekursorem w tej dziedzinie jest również japońska firma Iseki Poly-Tech, która w 1976 roku wprowadziła na rynek pierwszą maszynę do wykonywania mikrotuneli. Urządzenie to umożliwiała mechaniczne i hydrauliczne równoważenie parcia gruntu oraz podtrzymywanie przodka wyrobiska, a tym samym prowadzenie robót w miękkich, niestabilnych gruntach. W roku 1977 firma Iseki wprowadziła na rynek profesjonalną maszynę o nazwie Telemole, a w roku 1981 – pierwszą głowicę umożliwiającą kruszenie napotkanych na trasie kamieni o wymiarach dochodzących do 20% średnicy drążonego tunelu. Od tego czasu powstały także inne firmy produkujące urządzenia do mikrotunelowania, z których można wymienić niemieckie firmy Soltau i Herrenknecht czy japońską firmę Sanwa Kizai. Pierwszy w Polsce mikrotunel wykonała w 1997 roku dla sieci kanalizacyjnej miasta Torunia warszawska firma BETA S.A., wykorzystując do tego celu maszynę produkowaną przez firmę Soltau.

W przeszłości do mikrotuneli zaliczano instalacje o średnicach nie większych niż 900–1000 mm. Obecnie, w wyniku rozwoju urządzeń do urabiania gruntu, mikrotunelowanie obejmuje wykonawstwo przewodów od 300 do 3000 mm. Do niedawna technologia mogła być stosowana wyłącznie do realizacji odcinków prostoliniowych, co było jej ograniczeniem, np. w porównaniu do metody tarczowej. Obecnie znane są przypadki wykonania w tej technice kanałów w łuku, także w Polsce. Mikrotunelowanie wykorzystywane jest przede wszystkim do bezwykopowej realizacji infrastruktury sieciowej, tzn.:

- przewodów kanalizacyjnych i wodociągowych,
- rurociągów przesyłowych dla mediów energetycznych (gazu, ropy naftowej),
- rur osłonowych dla innych przewodów (gazociągów, kabli energetycznych, ciepłowniczych, telekomunikacyjnych i innych).

Maksymalne długości wykonywanych odcinków z jednej studni startowej, w zależności od warunków gruntowo-wodnych i średnicy rurociągu, mogą dochodzić przy hydraulicznym transporcie urobku do 500 m.

Dynamiczny rozwój metody wynika przede wszystkim z jej zalet, do których zalicza się:

- minimalne niszczenie powierzchni terenu i ograniczenie jego osiadań,
- możliwość prowadzenia prac bez obniżania zwierciadła wody gruntowej wzdłuż trasy tunelu,
- możliwość zmechanizowania robót, eliminującego konieczność pracy ludzi na przodku,
- możliwość stosowania w dowolnych warunkach gruntowych – od gruntów luźnych do formacji skalnych.

#### 4.2.4.2. Opis technologii

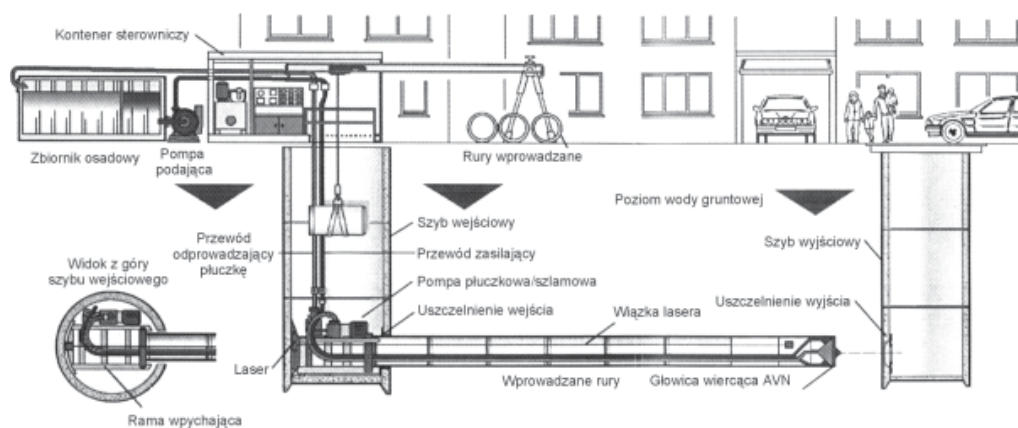
Technologia mikrotunelowania, podobnie jak technologia przecisków hydraulicznych, polega na drążeniu poziomego lub o wymaganym spadku otworu-tunelu, pomiędzy dwoma uprzednio wykonanymi komorami (startową i końcową). Przekroje poprzeczne komór, nazywanych często szybami, mogą mieć kształt prostokątny, okrągły lub owalny w zależności od sposobu zabezpieczenia ich ścian. Wymiary komór zależą od wymiarów urządzeń do mikrotunelowania i prefabrykatów stanowiących konstrukcję tunelu, a ich rozmieszczenie – od przewidywanej długości drążonych tuneli oraz przebiegu trasy. W razie konieczności odwodnienia studni można pompować wodę z jej dna (w przypadku małych dopływów), zastosować system studni wierconych lub igłofiltrów (w przeciętnych warunkach gruntowo-wodnych) lub chemizację albo zamrażanie gruntu, czyli metody nie powodujące nawet lokalnych zmian zwierciadła wody gruntowej. Najczęściej stosowanymi sposobami zabezpieczania ścian wykopów są ścianki szczelne zabijane (w warunkach krajowych zazwyczaj z grodziec G-62). W zwartej zabudowie, lub przy głębokich studniach, obudowa wykopu może być zrealizowana jako studnia zapuszczana, studnia z tubingów lub blach fałdowych (w gruntach nienawodnionych), albo ze ścian szczelinowych lub z pali wierconych.

Zespół urządzeń do mikrotunelowania, bardziej zaawansowany technologicznie od urządzeń stosowanych w klasycznych przeciskach hydraulicznych, składa się z sześciu podstawowych elementów [79]:

- głowicy wiertniczej,
- stacji siłowników z zespołem zasilającym,
- systemu smarowania,
- systemu usuwania urobku,
- systemu gospodarki płuczką,
- systemu sterującego.

Układ tych elementów przedstawiono na rys. 4.2.13 [138].

Po wybudowaniu komór i zainstalowaniu urządzeń rozpoczyna się proces polegający na wierceniu tunelu i instalacji obudowy tunelu, nazywanej także rurą technologiczną lub produktową. Tarcza głowicy wierzącej, napędzana silnikiem hydraulicznym poprzez przekładnię planetarną, obraca się i powoduje wstępne rozdrobnienie gruntu. Za tarczą znajduje się komora w kształcie ściętego stożka, w której urobiony grunt podlega rozdrobnieniu na cząstki, jakie zdolny jest przetransportować system płuczkowy. Następnie, przez pierścieniową szczelinę, rozdrobniony grunt przedostaje się do komory płuczkowej, gdzie miesza się z płuczką i jest tłoczony przez system instalacji rurowych do umieszczonego na zewnątrz zbiornika płuczkowego. Rozpoczynając od szybu startowego, głowica wierząca przemieszcza się dzięki naporowi zespołu siłowników umieszczonego w tym szybie, najpierw za pośrednictwem pierścienia dociskowego o dużej sztywności, a następnie za pośrednictwem rur produktowych (stanowiących finalną obudowę tunelu). Wszystkie przewody zasilające układ płuczkowy, napędu i kontroli są umieszczone wewnątrz tunelu i muszą być sukcesywnie przedłużane w miarę zwiększania się jego długości.



Rys. 4.2.13. Schemat typowej instalacji do mikrotunelowania

W celu obniżenia tarcia pomiędzy zewnętrzną powierzchnią przesuwanych rur a ośrodkiem gruntowym stosuje się układ smarowania wykorzystujący z reguły roztwór bentonitowy z polimerami smarnymi. Dysze do iniekcji smaru rozmieszcza się na obwodzie rur co  $90^\circ$ . Bentonit nie tylko redukuje siły tarcia, lecz stabilizuje ścianki wyrobiska, nie dopuszczając do ich zapadania.

W przypadku występowania dużych sił tarcia, pomimo zastosowania warstwy smarnej można zastosować pośrednie stacje siłowników. Wprowadzenie takich stacji dzieli tunel na sekcje, powodując zmniejszenie tarcia do sił występujących w poszczególnych sekcjach, a nie na całej jego długości. Zasady instalacji stacji pośrednich są analogiczne do omówionych w poprzednim rozdziale.

System transportu hydraulicznego polega na dostarczaniu czystej płuczki ze zbiornika umieszczonego na zewnątrz do komory mieszania w głowicy wiertniczej, gdzie miesza się ona z rozdrobnionym urobkiem i transportuje go do przewodu powrotnego. Zmieszana z gruntem płuczka jest dostarczana do osadnika, w którym oddziela się ją od stałych cząstek gruntu, tak aby mogła być powtórnie użyta do transportu urobku. Separacja płuczki od gruntu odbywa się na sitach wibracyjnych i hydrocyklonach. Parametry reologiczne płuczki są korygowane w zależności od aktualnej budowy geologicznej przewierczanych warstw.

Hydrauliczny sposób transportu urobku jest najczęściej stosowany ze względu na możliwość drążenia tuneli na długich odcinkach. Istnieją także maszyny z mechanicznym systemem usuwania odpajanego urobku za pomocą głowic drążących z napędem bezpośrednim (odcinki o długości do 120 m) lub śrubowym (odcinki o długości do 80 m). Wydobywanie urobku odbywa się wtedy przy użyciu transportera ślimakowego, przy czym w pierwszym przypadku napęd narzędzi tnących jest hydrauliczny, a w drugim transporter ślimakowy napędza również głowicę tnącą (por. rozdz. 4.2.6).

Proces robót wiertniczych jest zdalnie sterowany i kontrolowany ze stanowiska operatora. Przy użyciu siłowników operator ma możliwość, w ograniczonym zakresie, ko-

rygowania trasy mikrotunelu. Do precyzyjnej kontroli ustawienia osi tunelu służy urządzenie składające się z umieszczonego w szybie startowym lasera i elektronicznej tarczy zamocowanej na głowicy wiertniczej. Obraz z tarczy przekazywany jest w sposób ciągły do pulpitu sterowniczego za pomocą kamery telewizyjnej umieszczonej za głowicą. Umożliwia to obliczanie na bieżąco odchylenia wiązki światła kierowanego przez laser od środka tarczy, a tym samym odchylenia osi tunelu od projektowanego kierunku i podejmowanie natychmiastowych działań w zakresie jej korekty, poprzez korektę kąta nachylenia ruchomej części głowicy wiertniczej. Wszystkie czynności są rejestrowane i archiwizowane w pamięci komputera i na dyskietkach.

Proces tunelowania jest zakończony w momencie wyjścia głowicy w studni końcowej, która jest tam wepchnięta przez pierwszą z włożonych do studni startowej rurę produktową. Po zakończeniu prac wiertniczych i demontażu głowicy należy odłączyć wszystkie instalacje i urządzenia. Wykonywanie kolejnego odcinka instalacji można rozpocząć po przeniesieniu głowicy do następnej studni startowej. Może wystąpić sytuacja, że studnia końcowa dla poprzedniego odcinka staje się studnią startową dla następnego lub że z jednej studni startowej wykonuje się przewiert w dwóch kierunkach.

#### 4.2.4.3. Dobór głowicy

Rozpoznanie warunków terenowych i geologicznych jest pierwszym etapem przygotowania przedsięwzięcia w technologii mikrotunelu i od nich zależy dobór głowicy. Niezbędne jest uzyskanie informacji o zagospodarowaniu terenu i sposobie jego wykorzystania oraz wodzie gruntowej i rodzaju gruntu, w którym instalacja ma przebiegać. Z punktu widzenia doboru maszyn badane grunty należy zakwalifikować do następujących czterech grup:

- grunty niespoiste (żwir, piasek, rumowisko morenowe),
- grunty spoiste (gliny, iły, gliny zgrubne, margiel),
- warstwy organiczne (torf, sapropel – ciemny muł denny),
- formacje skalne.

Typy głowic do mikrotunelowania są coraz bardziej zbliżone do głowic stosowanych w metodzie tarczowej, szczególnie wobec poszerzania się zakresu wykorzystywania mikrotuneli, zarówno w odniesieniu do wymiarów przekrojów przewodów, jak i warunków gruntowo-wodnych. W ogólności maszyny do tunelowania można podzielić na [34]:

1. Maszyny borujące bez osłony (TMB – Tunnel Boring Machines) i z osłoną (TMBS – TMB with shields).

2. Tarcze (SM – Shield Machines):

- z wydobyciem pełnym przekrojem (SMV – with full-face excavation):
  - bez podparcia czoła,
  - z mechanicznym podparciem czoła,
  - z podparciem czoła sprężonym powietrzem,
  - z podparciem czoła cieczą,

- z podparciem czoła gruntem;
- z wydobyciem częścią przekroju (SMT – with partial face excavation):
  - bez podparcia czoła,
  - z mechanicznym podparciem czoła,
  - z podparciem czoła sprężonym powietrzem,
  - z podparciem czoła cieczą.

Przedstawiona klasyfikacja dotyczy przede wszystkim metody tarczowej, która w przypadku przewodów kanalizacyjnych jest stosowana rzadziej. Niemniej jednak wykorzystania tarczy do wykonania zbieraczy o dużych średnicach notuje się już od lat siedemdziesiątych ubiegłego stulecia. Przykładem takiego zastosowania metody tarczowej może być realizacja tunelu kanalizacyjnego w Kairze [29] czy zbiornika retencyjnego w Osace [84]:

- nowo budowany system sieci kanalizacyjnej w Kairze składający się z głównego kolektora o średnicy 5,0 m i długości 16 km oraz sieci zbieraczy, o średnicach 1,2 m i łącznej długości 30 km; cały zbieracz, posadowiony na głębokości 21 m, wykonano techniką tarczową,
- zbiornik retencyjny w Osace o średnicy 10 m i długości 1900 m wybudowano metodą tarczową. Budowla ta położona poniżej zabudowy, na głębokości 22 m, może jednorazowo zgromadzić 140 tys. m<sup>3</sup> wód opadowych, co jest zbliżone do dobowej ilości ścieków, jaka była odprowadzana z terenu Wrocławia w 1970 r. (138 tys. m<sup>3</sup>).

Równocześnie z unowocześnianiem głowic stosowanych w metodach tarczowych modernizowano głowice stosowane w mikrotunelowaniu. Wprowadzenie głowic wyposażonych w kruszarkę stożkową przeznaczoną do kruszenia kamieni i gładów o średnicach do 40% średnicy zewnętrznej maszyny umożliwiło tunelowanie w gruntach z otoczkami i innymi, losowo występującymi kamieniami. Zamontowanie do głowicy narzędzia o nazwie rockcutter przysposabia ją z kolei do wiercenia w formacjach częściowo lub w pełni skalistych przy sile nacisku do 250 MPa. Dzięki temu mikrotunelowanie może być stosowane nawet w skałach bardzo twardych, zawierających do 90% kwarcytu.

Tunelowanie w formacjach spoistych powoduje często zapychanie się wewnętrznego stożka głowicy, a tym samym drastyczny spadek jej wydolności. Problem ten rozwiązano, wprowadzając na rynek maszyny z wewnętrzną instalacją płuczkową. W głowicach takich woda podawana jest pod ciśnieniem 300–400 barów do układu natrijskich dysz czyszczących głowicę.

Trudnym zagadnieniem jest tunelowanie pod obiektami stanowiącymi stałe zainwestowanie terenu (linie kolejowe, szlaki wodne, autostrady, budynki), które uniemożliwia prawidłowe rozpoznanie warunków gruntowo-wodnych. Stosuje się wtedy głowice uniwersalne z dodatkowym wyposażeniem służącym do wykonania instalacji w warunkach słabo rozpoznanych.

Przykładowe typy głowic produkowanych przez firmę Iseki przedstawiono w tabeli 4.2.1 [89].

Maszyny z mechanicznym systemem usuwania urobku za pomocą głowic drążących z napędem bezpośrednim lub śrubowym (przez transporter ślimakowy) nie mogą być stosowane poniżej zwierciadła wody gruntowej. Pierwsze z nich wymagają dodawania wody podczas drążenia w gruntach spoistych i zwilżania powierzchni ślimakowej transportera bentonitem (w celu zmniejszenia tarcia) w gruntach o dużej zawartości kamieni, a drugie nie mogą być stosowane w gruntach o średnicach ziaren większych od 50 mm.

Tabela.4.2.1. Dobór głowicy w zależności do warunków gruntowo-wodnych

Nazwa głowicy	Zakres stosowania
Unclemole	Typ uniwersalny dla większości warunków gruntowych, w tym otoczków i miękkich skał
Discmole	Do twardych skał i głazów narzutowych
Crunchingmole	Do gruntów gruboziarnistych, piaskowców, żwirów i otoczków
MEPCB	Do gruntów mokrych i niestabilnych
EPB Unclemole	Typ w pełni uniwersalny do pracy poniżej poziomu wody gruntowej ze ślimakowym lub płuczkowym transportem urobku

#### 4.2.4.4. Materiałowe rozwiązania rur stosowanych w mikrotunelowaniu

Dobór materiału, z którego ma zostać wykonana instalacja jest zależny od przeznaczenia mikrotunelu, środowiska gruntowo-wodnego, w tym jego chemicznej agresywności, oraz wymaganej nośności konstrukcji. W przeważającej liczbie przypadków używane są rury ze stali, betonów, betonów polimerowych lub kompozytowe [73], a od niedawna także kamionki. W tabeli 4.2.2 przedstawiono podstawowe wady i zalety rur z wymienionych materiałów.

Dobór typu materiału i średnicy rur odbywa się na podstawie analiz warunków brzegowych określonych dla przedsięwzięcia. Wytrzymałościowe parametry rur, a przede wszystkim grubości ich ścianek, określa się na podstawie obliczeń statyczno-wytrzymałościowych uwzględniających (por. rozdz. 3.2):

- obciążenia na etapie realizacji,
- obciążenia na etapie eksploatacji.

Sposoby łączenia rur są analogiczne do sposobów łączenia rur przeciskanych hydraulicznie.

#### 4.2.4.5. Wymagania dotyczące placu budowy

Podobnie jak inne technologie bezwykopowe, mikrotunelowanie wymaga niewielkiej przestrzeni roboczej. Elementami determinującymi rozmiary tej przestrzeni są przede wszystkim długość odcinków pomiędzy komorami, średnice przewodów oraz warunki geologiczne. Z wymienionych warunków wynikają wymagania sprzętowe do realizacji przedsięwzięcia oraz organizacja dwóch podstawowych stanowisk roboczych

Tabela.4.2.2. Użytkowe charakterystyki rur w mikrotunelowaniu

Materiał rury	Zalety rury	Wady rury
Stal	<ul style="list-style-type: none"> <li>• duża wytrzymałość</li> <li>• duża odporność zmęczeniowa</li> <li>• duża odkształcalność</li> <li>• łatwość uzyskania szczelnych połączeń</li> <li>• szeroki asortyment</li> <li>• porównywalna wytrzymałość na ściskanie i rozciąganie</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• czasochłonność wykonywania połączeń</li> <li>• mała odporność na agresję chemiczną i elektrochemiczną</li> <li>• duży współczynnik przewodności cieplnej</li> <li>• łatwość utraty stateczności</li> </ul>
Beton	<ul style="list-style-type: none"> <li>• duża wytrzymałość</li> <li>• łatwy montaż</li> <li>• duża odporność zmęczeniowa</li> <li>• szeroki asortyment</li> <li>• mały koszt</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• duży ciężar</li> <li>• konieczność stosowania uszczelnień złączy</li> <li>• mała odkształcalność</li> <li>• mała odporność na uderzenia</li> </ul>
Beton polimerowy	<ul style="list-style-type: none"> <li>• duża wytrzymałość</li> <li>• duża odporność na agresję chemiczną</li> <li>• łatwy montaż</li> <li>• duża odporność zmęczeniowa</li> <li>• szeroki asortyment</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• duży ciężar</li> <li>• konieczność stosowania uszczelnień złączy</li> <li>• mała odkształcalność</li> <li>• mała odporność na uderzenia</li> <li>• duży koszt</li> </ul>
Wielowarstwowe, kompozytowe (GRP)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• duża odkształcalność</li> <li>• łatwy montaż</li> <li>• duża odporność na agresję chemiczną</li> <li>• mały ciężar</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• konieczność zamawiania rur o podwyższonych parametrach wytrzymałościowych</li> <li>• mała odporność na uderzenia</li> <li>• duży koszt</li> </ul>

– szybu startowego i szybu końcowego. Przygotowanie szybu startowego, jego wymiary oraz wymiary przyległego terenu zależą od konfiguracji zestawu wiertniczego, w tym potrzeby lub braku potrzeby stosowania płuczki wiertniczej.

Całkowity wymiar stanowiska po stronie szybu startowego zamyka się zazwyczaj w wymiarach 30 m × 20 m, a w przypadku potrzeby użycia płuczki (dla formacji gruboziarnistych) 30 m × 50 m. Plac budowy nie musi mieć kształtów regularnych (prostokątnych), co pozwala swobodniej wykorzystać dostępną powierzchnię terenu i wyeliminować konieczność ewentualnych prac rozbiórkowych, wycinania drzew itp. Podstawowym elementem placu budowy jest komora startowa. Typowe wymiary takiej komory dla rur o długości 6 m wynoszą 4–5 m × 12 m, a dla rur o długości 3 m 4–5 m × 8 m. Wzdłuż komory zlokalizowany jest plac do składowania rur wraz z placem manewrowym dla dźwigu. Pozostałe elementy wyposażenia, jak: kontener-sterówka, zespół przygotowania i recykulacji płuczki, zbiorniki na wodę i płuczkę, kontenery warsztatowe, socjalne i biurowe oraz agregaty prądotwórcze mogą być w przypadku braku miejsca w bezpośrednim sąsiedztwie szybu startowego rozlokowane w jego pobliżu. W celu zapewnienia dojazdu na plac budowy, jeżeli nie znajduje się on na nawierzchni utwardzonej, należy wykonać tymczasową drogę (np. z płyt MON), przystosowaną do obciążeń od ciężkiego sprzętu budowlanego (ca 30 t).



Po stronie komory końcowej powierzchnia placu budowy ogranicza się do wymiarów  $15\text{ m} \times 20\text{ m}$ , a szybu  $3\text{--}4\text{ m} \times 5\text{--}6\text{ m}$ . Do obszaru tego musi zostać zapewniony dojazd drogą technologiczną w celu umożliwienia wydobycia i transportu głowicy po zakończeniu tunelowania. Konstrukcja szybu końcowego może być taka sama, jak konstrukcja komory początkowej.

W przypadku tunelowania na długich odcinkach, lub zmianach kierunków, występuje konieczność zastosowania jednej lub większej liczby komór pośrednich dzielących trasę mikrotunelu na sekcje. W takich sytuacjach zazwyczaj szyb końcowy sekcji pierwszej jest szybem startowym sekcji następnej. Bywa również, że z jednej komory wykonuje się mikrotunel w dwóch lub kilku (przy mniejszych średnicach) kierunkach. Wtedy też kształt rzutu poziomego studni musi być dostosowany do dyslokacji zestawu przepychającego.

#### 4.2.4.6. Przykłady zastosowań mikrotunelowania do budowy sieci kanalizacyjnej

Pod względem wymiarów przewodu najbardziej spektakularnym przedsięwzięciem w zakresie mikrotunelowania w Polsce, rozpoczętym pod koniec 2000 roku, jest realizacja kolektora ogólnospławnego  $Dz2400$  w al. Prymasa Tysiąclecia w Warszawie [83]. W pierwszym etapie prac kolektor wykonywany był na odcinku od ul. Obozowej do ul. Wolskiej o łącznej długości 1820 m. Głębokość posadowienia przewodu waha się od 9 do 11 m poniżej poziomu terenu, w zróżnicowanych, nawodnionych gruntach – od piasków do glin drobnoziarnistych trudno poddających się separacji od płuczki wiert-

Tabela 4.2.3. Przykłady zastosowań mikrotunelowania do budowy przewodów kanalizacji grawitacyjnej w Polsce

Obiekt	Podstawowe charakterystyki techniczne	Rok budowy	Firma wykonawcza
Kanalizacja – kolektor A+B w Toruniu	$Dz1600$ , $L = 973$ , rury GRP (HOBAS)	1997/ 1998	BETA S.A. Warszawa
Kanalizacja – kolektor Śleza we Wrocławiu – etap I	$Dz1600$ , $L = 221\text{ m}$ , rury GRP (HOBAS)	1999	BETA S.A. Warszawa
Kanalizacja – kolektor deszczowy w Toruniu, przekroczenie torów kolejowych	$Dz1400$ , $L = 120\text{ m}$ , rury polimerobetonowe (Meyer)	1999	BETA S.A. Warszawa
Kanalizacja – kolektor ogólnospławny w Warszawie pod al. Prymasa Tysiąclecia	$Dz2400$ , $L = 1820\text{ m}$ , rury GRP (HOBAS)	2000	Hydrobudowa 9 Poznań
Kanalizacja – kolektor Śleza we Wrocławiu – etap II	$Dz1600$ , $L = 670\text{ m}$ , rury GRP (HOBAS)	1999/ 2001	Hydrobudowa 9 Poznań
Kanalizacja – kolektor ogólnospławny w Zielonej Górze	$Dz1100$ , $L = 1139\text{ m}$ , rury GRP (HOBAS)	2000	Hydrobudowa 9 Poznań
Kanalizacja – dwuprzewodowa (kolektor Górczewski) w Poznaniu	$Dz1100$ , $Dz = 1840$ , $L = 2 \times 290\text{ m}$ , rury GRP (HOBAS)	2001	Hydrobudowa 9 Poznań

niczej. Przewód został podzielony na pięć odcinków, z których najdłuższy, wykonany przy użyciu trzech stacji pośrednich miał 470,5 m długości. Na wszystkich odcinkach w celu zmniejszenia tarcia przewodu o grunt iniektowano lubrykat bentonitowy przez pakery zainstalowane w co piątej rurze. Spowodowało to, że maksymalne siły przeciskające nie przekroczyły 65 kN. Odcinki zostały przepchnięte z odchyłkami od projektowanej osi nie przekraczającymi 1 cm. Tempo układania przewodu na poszczególnych odcinkach było zróżnicowane i dochodziło do wykonania 27 mb przewodu dziennie.

Przewód został wykonany z rur GRP o następujących parametrach:

- średnica zewnętrzna  $Dz = 2400$  mm,
- sztywność obwodowa  $SN = 32000$  N/m<sup>2</sup>,
- długość rury  $l = 3,0$  m,
- grubość ścianki  $s = 76$  mm,
- rury do instalacji bentonitowej (lubrykatu) wyposażono w cztery dysze (pakery) z zaworami zwrotnymi.

Przewód wykonano przy użyciu głowicy AVN 1600 C produkcji niemieckiej firmy Herrenknecht SG. Studnie rewizyjne z duroplastów wyprodukowane zostały także przez firmę HOBAS i rozmieszczono je co około 100 m, w miejscach gdzie zainstalowane były stacje pośrednie, co umożliwiło ich odzyskanie. Wszystkie prace wykonała Hydrobudowa 9 z Poznania.

Ciekawym przedsięwzięciem, ze względu na kształt trasy, jest mikrotunel zrealizowany także przez Hydrobudowę 9 w Zielonej Górze [83]. Jest to kanał ogólnospławny o długości 1139 m, przebiegający w centrum miasta od al. Wojska Polskiego do ul. Sikorskiego. Jest to pierwszy w Polsce mikrotunel z odcinkiem poprowadzonym w łuku. Długość tego odcinka wynosi 111,5 m, a promień łuku 350 m. Do wykonania budowli zastosowano również przewody GRP o następujących parametrach:

- średnica zewnętrzna  $Dz = 1099$  mm,
- grubość ścianki  $s = 59$  mm,
- długość rur  $l = 3,0$  m,
- sztywność obwodowa  $SN = 160000$  N/m<sup>2</sup>,

oraz:

- średnica zewnętrzna  $Dz = 1229$  mm,
- grubość ścianki  $s = 61$  mm,
- długość rur  $l = 3,0$  i  $1,0$  m,
- sztywność obwodowa  $SN = 128000$  N/m<sup>2</sup>.

Przedstawiony w tabeli 4.2.3 kolektor Górczewski w Poznaniu jest pierwszą w Polsce realizacją metodą mikrotunelowania na tak długim odcinku dwóch przewodów równoległych [98].

Techniką mikrotunelowania mogą także być wykonywane rurociągi kanalizacji ciśnieniowej. W tabeli 4.2.4 przedstawiono podstawowe charakterystyki takich przewodów wykonanych z rur produkowanych przez firmę HOBAS.

Pierwsza w kraju koncepcja wykonania rurociągu kanalizacji ciśnieniowej metodą mikrotunelowania była rozważana w 2001 roku dla odprowadzenia ścieków oczyszczono-

Tabela 4.2.4. Przykłady zastosowań mikrotunelowania do budowy przewodów kanalizacji ciśnieniowej

Miejsce budowy	Rok budowy	Długość [m]	Średnica zewnętrzna [mm]	Ciśnienie robocze PN [bar]
Orlando, USA	1988	1400	975	7
Sete, Francja	1999	230	1099	4
Tayside, Anglia	1999	200	1447	3
Nowy Jork, USA	1999	1000	1292	9
Honolulu, USA	2000	700	1453	4
Magdeburg, Niemcy	2001	300	1099	4

nych z Oczyszczalni Ścieków Południe w Warszawie. Przewód o średnicy DN1400 i długości 3748 m przewidziano na odcinku od ul. Witosza, wzdłuż ul. Czerniakowskiej, do zrzutu do rzeki Wisły.

#### 4.2.5. Przewierty sterowane (Horizontal Directional Drilling – HDD)

##### 4.2.5.1. Założenia techniki i zakres jej stosowania

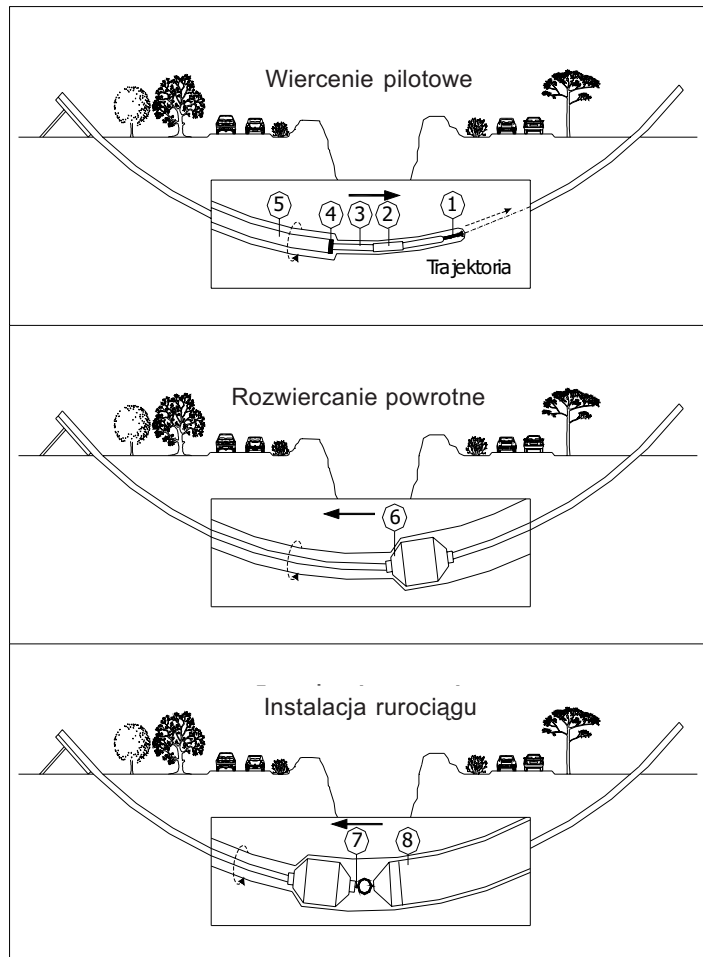
Technika przewiertów sterowanych jest połączeniem konwencjonalnych technik bezwykopowego pokonywania przeszkód naturalnych i inżynierskich oraz wierceń kierunkowych stosowanych w górnictwie naftowym. Technika ta stosowana jest w przypadku kabli, przewodów ciśnieniowych oraz (rzadziej) grawitacyjnych. W ogólności, jej istota polega na wykonaniu otworu pilotowego, jego rozwierceniu do wymaganej średnicy i wciągnięciu w tak przygotowany otwór końcowy projektowanej rury lub kabla. Schemat tych działań pokazano na rys. 4.2.14 [33].

Podstawowymi parametrami decydującymi o możliwości zastosowania tej techniki są długość i średnica przewodu oraz lokalne warunki geologiczne. Najdłuższe odcinki przewodów wykonywanych tą techniką nie przekraczają 2000 m, a średnice 1200 mm. Za wyjątkowe osiągnięcie uznaje się realizację przekroczenia pod rzeką Sacramento (USA), gdzie technikę zastosowano dla rurociągu stalowego o średnicy 1076 mm i długości 1265 m [70], a w Polsce – omówione dalej przekroczenie pod Martwą Wisłą.

Przygotowanie przedsięwzięcia polega na wykonaniu badań geologicznych, zaprojektowaniu profilu (jego trajektorii), średnicy i materiału przewodu, doborze płynu wiertniczego oraz urządzeń wierzących i zorganizowaniu placu budowy.

##### 4.2.5.2. Badania geologiczne i rozpoznanie terenu

Liczba otworów badawczych w dokumentacji geologicznej zależy od budowy górotworu oraz długości przewodu. Istotne jest sprawdzenie litologii po obu stronach pokonywanej przeszkody. Głębokość odwiertów powinna być większa niż 5–10 m od założonej głębokości przewiertu, aby możliwa była zmiana niwelety przewodu w razie niepowodzenia w wierceniu na planowanej głębokości. Konieczność szczegółowego



Rys. 4.2.14. Schemat czynności w technice przewiertu sterowanego: 1 – głowica wiercąca, 2 – sonda pomiarowa, 3 – przewód pilotowy, 4 – koronka poszerzająca, 5 – przewód wiertniczy, 6 – poszerzacz, 7 – kretlik, 8 – rura technologiczna (np. kanalizacyjna)

rozpoznania geologicznego jest niezbędna dla prawidłowego doboru płuczki i urządzeń wierzących. Dokumentacja z badań powinna zatem zawierać profile geologiczne, makroskopową analizę próbek skalnych, procentową analizę sitową określającą granulację, standardowy test penetracji gruntu oraz opis testów niszczących pobranych próbek [33]. Przy przekraczaniu przeszkód wodnych bardzo ważne są informacje o profilu ich dna oraz tendencjach do zmiany biegu i podmywania brzegów. Pozwala to na wyeliminowanie ewentualnego niebezpieczeństwa zniszczenia zainstalowanego przewodu w okresie eksploatacji.

W obszarach zurbanizowanych niezmiernie istotne jest rozpoznanie i zinventaryzowanie wszelkich urządzeń podziemnej infrastruktury technicznej, ewentualnych skał narzutowych (na przykład na terenach polodowcowych) oraz pozostałości starej zabudowy. Niedokładna identyfikacja tych elementów może doprowadzić do ich zniszczenia lub zniszczenia urządzeń wiercących.

#### 4.2.5.3. Projektowanie przewiertu i placu budowy

Projektowanie przewiertu polega na doborze niwelety, średnicy, długości i materiału przewodu, wskazaniu lokalizacji punktów wejścia i wyjścia, określeniu dopuszczalnych promieni krzywizny, doborze płuczki i urządzeń wiertniczych oraz kontrolujących przebieg prac.

Podczas projektowania należy wyznaczyć naprężenia, jakie powstaną w trakcie prac, związanych z przewiertem i eksploatacją przewodu i porównać je z parametrami wytrzymałościowymi materiału. Naprężenia, na jakie rura powinna być wymiarowana, to:

- naprężenia zginające w czasie swobodnego ułożenia rury na rolkach, przed jej wprowadzeniem do gruntu,
- naprężenia rozciągające od ciśnienia testującego szczelność rury,
- naprężenia zginające i normalne do przekroju poprzecznego w trakcie przeciągania rury po krzywoliniowej trajektorii,
- naprężenia od zewnętrznych obciążeń górotworu,
- naprężenia rozciągające od ciśnienia wewnętrznego (w przypadku przewodów ciśnieniowych).

Rekomendowane przez normy amerykańskie relacje wymiarów rur stalowych przedstawiono w tabeli 4.2.5 [33].

W przypadku rur z PE i PEHD wskaźnik  $D/t$  waha się w granicach 10–12 i każdorazowo powinien być konsultowany z projektantem i producentem rur.

Po wyznaczeniu naprężeń i doborze geometrycznych parametrów rury konieczne jest określenie siły przeciągającej, której wartość zależy od ciężaru rury, żerdzi, kształtu trajektorii i powierzchni przekroju otworu, gęstości płynu wiertniczego oraz współczynnika tarcia rura–płuczka–grunt.

Końcowym etapem projektowania, poza organizacją placu budowy, jest zaprojektowanie zewnętrznej izolacji rury, która ma na celu jej zabezpieczenie antykorozyjne (w przypadku rur stalowych) lub zmniejszenie ryzyka uszkodzenia rur podczas ich przeciągania przez skupiska skał twardych (w przypadku rur z PE i PEHD). Do wykonania

Tabela 4.2.5. Relacje wymiarów rur stalowych

Średnica, $D$ (") mm	Grubość ścianki, $t$ (") mm
do (6") 152,4	(0,25) 6,35
(6–12") 152,4–304,8	(0,375") 9,53
(12–30") 304,8–762	(0,5") 12,7
ponad (30") 762	$D/t = 50$

izolacji stosuje się powłoki cementowe (tylko dla rur stalowych) lub z elastycznych tworzyw sztucznych.

Wielkość kąta, pod którym głowica wiercąca wprowadzana jest do gruntu, waha się w granicach 21–36% (12–20°) w zależności od rozmiarów wiertnicy [70]. Miejsce ustawienia wiertnicy zależy od lokalizacji punktu wejścia oraz głębokości posadowienia przewodu. Promień krzywizny niwelety przewodu zależy od dopuszczalnego promienia gięcia żerdzi (8–10%) dla kabli i rur wykonanych z PE i PEHD oraz dopuszczalnego promienia gięcia rury, dla rur wykonanych ze stali (2–4%). Podane w nawiasach zakresy zależą od średnic żerdzi i przewodów. Długości żerdzi dobierane są w zależności od klasy wiertnic, których typy i charakterystyki przedstawiono w tabeli 4.2.6 [33, 70].

Znając głębokość ułożenia przewodu, kąt wejścia oraz dopuszczalne odchylenie żerdzi lub rury, można zaprojektować ustawienie wiertnicy według zasad określonych na rys. 4.2.15 [70].

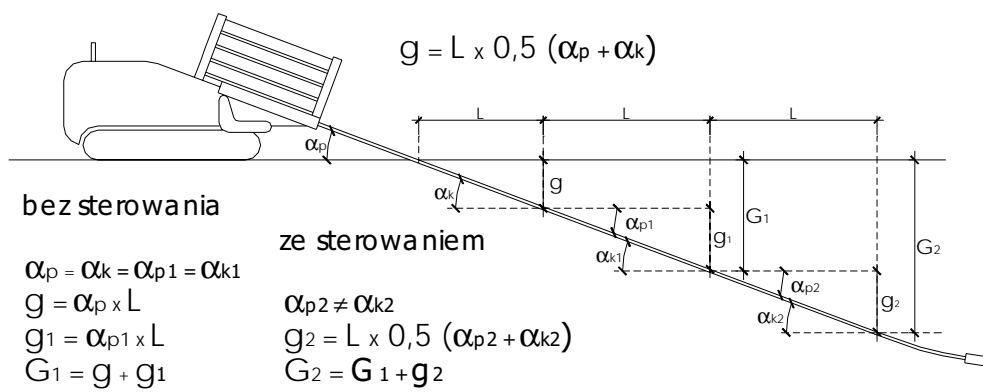
W zależności od wymiarów wiertnicy stosuje się żerdzie o długości:

- 1,80–2,00 m – dla małych wiertnic,
- 3,00–3,50 m – dla średnich wiertnic,
- 4,50–5,50 m – dla dużych wiertnic,
- 10 m i więcej – dla wiertnic większych od 40-tonowych.

Zestaw wierzący zajmuje od 500 do 3000 m<sup>2</sup> powierzchni terenu niezbędnej do ustawienia wiertnicy, składu żerdzi i rur, zbiorników do przygotowania i czyszczenia płuczki, generatorów prądotwórczych i obiektów zaplecza technicznego. Powierzchnie większe są wymagane w przypadku dużych przewiertów i są rzadko możliwe do zajęcia w terenach zurbanizowanych. Stąd też, do zastosowania w tego typu terenach stosuje się wiertnice umożliwiające wykonywanie prawie wszystkich czynności ze stanowiska operatora wraz z dokładaniem oraz skręcaniem przewodu wiertniczego. Projektując zaplecze, należy pamiętać, że przed wprowadzeniem przewodu w grunt jego poszczególne elementy trzeba zespawać lub zgrzać, gdyż robienie przerw podczas przeciągania przewodu jest niedopuszczalne. Implikuje to konieczność przewidzenia, od strony wejścia w grunt, miejsca dla ułożenia i testowania tak przygotowanego przewodu. W fazie projektowania należy również zaprojektować drogi dojazdowe dla samochodów obsługujących plac budowy (wiertnice zazwyczaj poruszają się na podwoziach gąsienicowych

Tabela 4.2.6. Parametry wiertnic

Rodzaj wiertnicy	Długość przewodu [m]	Średnica przewodu [mm]	Długość żerdzi [m]	Moment obrotowy [Nm]	Siła uciągu/pchania [kN]	Wydatek pompy płuczkowej [dm <sup>3</sup> /min]
Wiertnice małe	do 120	do 200	1,80–2,00	do 10000	do 200	do 500
Wiertnice średnie	120–300	200–500	3,00–3,50	10000–30000	200–600	500–1000
Wiertnice duże	300–2000	500–1200	4,5–10,0	30000–100000	600–3000	1000–2500

Rys. 4.2.15. Zasady ustawiania wiertnicy w technice przewiertu sterowanego;  $L$  – długość żerdzi

i nie wymagają dróg) oraz określić sposób dostawy wystarczającej ilości wody, głównie do przygotowania płuczki.

#### 4.2.5.4. Wykonywanie otworu pilotowego

Otwór pilotowy wykonywany jest przy użyciu narzędzia wierzącego techniką wyplukiwania gruntu, urabiania strumieniem płuczki lub za pomocą silnika wgłębego ze świdrem rolkowym. Bardzo często narzędzie ma postać głowicy wierzącej zakończonej płytką sterującą, odchylonej od osi podłużnej o 15–20%. Dzięki takiemu kształtowi głowicy możliwe jest omijanie podziemnych przeszkód leżących na trasie kabla lub rurociągu oraz wykonywanie jego krzywoliniowych odcinków. Podczas równoczesnego obrotu głowicy i jej pchania porusza się ona po linii prostej. Jeśli głowica jest tylko pchana, następuje skręt trasy przewiertu w kierunku zależnym od położenia płytki. Należy przy tym pamiętać, że skręt ten nie może być większy od dopuszczalnego odchylenia żerdzi (8–10%). Średnice otworów pilotowych zależą od typu użytej płytki i wynoszą od 70 do 140 mm (większe średnice dotyczą gruntów miękkich).

W głowicy umieszczona jest sonda umożliwiająca określenie kąta nachylenia głowicy względem poziomu, głębokości jej położenia oraz kąta obrotu opisującego położenie płytki względem osi otworu. Informacje te są odczytywane za pomocą detektorów z powierzchni terenu lub drogą kablową. Ostatnia z technik uważana jest za dokładniejszą. Sondy mogą być także umieszczane w niemagnetycznych rurach płuczkowych.

Niektóre z urządzeń wierzących mają koronki przymocowane do rur płuczkowych umożliwiające poszerzenie wstępne otworu pilotowego. Przewód z rozwierającą koronką stabilizuje otwór i umożliwia zmianę narzędzia wierzącego. Wykonanie krzywoliniowego profilu oraz omijanie podziemnych przeszkód jest w tym przypadku możliwe dzięki łącznikowi umieszczonemu za narzędziem urabiającym grunt.

Pomimo że przewiertu sterowane umożliwiają wykonywanie odcinków krzywoliniowych, to ze względu na trudności z późniejszym wprowadzeniem kabla lub rury tech-

nologicznej, należy dążyć do wykonywania przewiertów po trajektorii zbliżonej do prostoliniowej.

#### 4.2.5.5. Poszerzanie otworu pilotowego i montaż rury technologicznej

Otwór pilotowy poszerza się przy użyciu sferoidalnego rozwiertaka zamontowanego w miejsce zdemonstrowanej głowicy wiercącej. W zależności od wymaganego wymiaru otworu rozwieranie może być wykonane jednym lub kilkoma przejściami rozwiertaka. Instalacje rur o małych przekrojach można wykonać, mocując je bezpośrednio za rozwiertakiem, których większość ma tzw. krętlik zapobiegający obrotowi rury wokół osi podłużnej. W przypadku rur o dużych średnicach, od strony wyjścia do rozwiertaka montuje się kolejne żerdzie wiertnicze. Po dotarciu rozwiertaka do punktu wejścia, zostaje on zdemonstrowany, a w punkcie wyjścia montowany jest kolejny rozwiertak o większych wymiarach. Czynności powtarzane są do momentu otrzymania otworu o wymaganych wymiarach. Średnice otworów w zależności od materiału rur i długości przewiertów przedstawiono w tabeli 4.2.7.

Tabela 4.2.7. Wymagane średnice otworów

Długość przewiertu [m]	Materiał rury	Zwiększenie średnicy otworu w stosunku do średnicy rury [%]
do 100	PE, PEHD	25
100–300	PE, PEHD	35
ponad 300	PE, PEHD	50
Wszystkie długości	Stal	50

Podczas wykonywania otworu pilotowego i jego rozwierania podawana jest płuczka, która powinna charakteryzować się małą zawartością fazy stałej, dobrą smarnością, nietoksycznością wobec środowiska i łatwością oczyszczania mechanicznego. Ponadto powinny być kontrolowane wysokie parametry reologiczne płuczki. Zadaniem płuczki jest:

1. transport urobku i stabilizacja otworu,
2. chłodzenie i smarowanie głowicy, rozwiertaków oraz sondy,
3. przekazywanie mocy hydraulicznej do narzędzia urabiającego,
4. ochrona rury i redukcja tarcia pomiędzy rurą a gruntem.

Gwarancją prawidłowego przebiegu prac jest zachowanie właściwych proporcji pomiędzy parametrami reologicznymi płuczki, wydatkiem jej tłoczenia, wymiarami otworu i geomechanicznymi właściwościami przewiercanych formacji. Dobrze wykonywany przewiert pozwala na odzysk płuczki, której ilości przy instalacji przewodów o większych średnicach są duże i wymagają jej odzysku w celu powtórnego użycia.

Zazwyczaj stosuje się płuczki oparte na bazie bentonitów aktywowanych syntetycznymi polimerami klasy PHPA, co zwiększa zdolność dyspersji i uzyskiwania właściwości konsolidujących niestabilne formacje czwartorzędowe, umożliwia selektywną



fluktuację zwiercin oraz ogranicza tarcie, zmniejszając tym samym moment obrotowy. Podstawowymi cechami płuczek bentonitowych są [33]:

- czas przygotowania płynu nie dłuższy niż 15 min,
- niskie koncentracje materiału strukturotwórczego (od 20 do 40 kg/m<sup>3</sup>),
- duży stosunek granicy płynięcia do lepkości plastycznej,
- wysokie – łamliwe żele,
- umiarkowana filtracja,
- znaczny postęp wiercenia wynikający z niewielkiej koncentracji fazy stałej,
- mały współczynnik tarcia.

W przypadkach przewiertów dla przewodów odwodnieniowych i drenażowych zalecane jest stosowanie płuczek biorozkładalnych.

#### 4.2.5.6. Wybrane przykłady zastosowań sterowanych metod budowy rurociągów do budowy kanalizacji w Polsce

Jak wynika z przedstawionej tabeli, realizacje przewodów infrastruktury sieciowej w Polsce trwają już blisko dziesięć lat i dotyczą coraz śmielszych przedsięwzięć. Bez wątplenia do sukcesu, nie tylko w skali krajowej, należy zaliczyć wykonanie przewodu kanalizacji sanitarnej metodą przewiertu sterowanego pod Martwą Wisłą koło Gdańska [135, 234]. Przedsięwzięcie to było częścią systemu odprowadzającego oczyszczone ścieki do Zatoki Gdańskiej. Modernizacja tego systemu polegała na wykonaniu:

- odcinka morskiego, którego zadaniem jest odprowadzenie medium na odległość 2,5 km w głąb zatoki,
- odcinka lądowego odprowadzającego oczyszczone ścieki z Oczyszczalni Wschód do odcinka morskiego (elementem tego odcinka jest syfon pod Martwą Wisłą).

Wykonany tą metodą rurociąg jest syfonem pod Martwą Wisłą ułożonym od przepompowni „Bogatka” do komory zasuw i stanowiącym odcinek przewodu tłoczego odprowadzającego oczyszczone ścieki z oczyszczalni ścieków „Wschód” w Gdańsku. Inwestorem przedsięwzięcia był Urząd Miasta Gdańska, projektantem BSI Polska S.A.

Tabela 4.2.8. Zestawienie wybranych przewiertów zrealizowanych na terenie Polski od 1993 roku

Obiekt	Podstawowe charakterystyki techniczne	Rok budowy	Firma wykonawcza
Kanalizacja (pod kanałem melioracyjnym w Policach)	φ160, PEHD PN10, L = 88 m i φ400, PEHD PN10, L = 77 m	1998	EUROPOL Sp. z o.o.
Kanalizacja Police	φ450, PEHD, (KWH Pipe), L = 3×80 m	1998	EUROPOL Sp. z o.o.
Kanalizacja 1 i 2 Opole	φ <sub>1</sub> 160, φ <sub>2</sub> 200, PEHD, (KWH Pipe), L <sub>1</sub> = L <sub>2</sub> = 270 m	2000	Energopol Trade
Kanalizacja pod Martwą Wisłą (Gdańsk)	φ1200, PEHD,SDR/SN21 (KWH Pipe), L = 504 m	2000	BETA S.A.

z siedzibą w Krakowie, generalnym wykonawcą odprowadzenia ścieków oczyszczonych (odcinek lądowy) Hydrobudowa S.A. z Gdańska, dostawcą rur KWH Pipe Polska, a wykonawcą przewiertu Przedsiębiorstwo BETA S.A. z Warszawy. Roboty wiertnicze wykonywało Przedsiębiorstwo BETA S.A. wspólnie z firmą LMR Drilling.

Projekt obejmował ułożenie syfonu o długości 513,5 m, średnicy 1200 mm z rur PEHD o grubości ścianki 57,2 mm (SDR21) przy promieniu wiercenia  $R_{rob} = 800,0$  m, kącie wejścia (strona maszynowa – na prawym brzegu)  $14^\circ$  i wyjścia (strona montażowa – na lewym brzegu)  $12^\circ$ . Punkt wejścia zlokalizowano na rzędnej 0,19 m n.p.m., a wyjścia na rzędnej 1,50 m n.p.m. Głębokość przekrycia przewodu w najgłębszym punkcie syfonu wynosi ca 8,68 m, co odpowiada rzędnej 15,40 m p.p.m. Profil podłużny przewiertu, licząc od punktu wejścia (komora I), podzielono na odcinek prosty o długości 67,5 m, odcinek w łuku ( $R = 800$  m) o długości 72,60 m, odcinek prosty o długości 238,70 m, odcinek w łuku ( $R = 800$  m) o długości 72,60 m i odcinek prosty o długości 62,10 m dochodzący do komory II. W poziomie posadowienia przewodu występują zróżnicowane grunty od zaliczanych do klasy II (namuły organiczne z częstymi cienkimi przewarstwieniami piasków lub torfów w stanie miękkoplastycznym –  $I_L = 0,60$ ) do zaliczanych do klasy IVc (piaski w stanie zagęszczonym  $I_D = 0,70$ ). Średnice otworu pilotowego przyjęto do 300 mm, a otworu roboczego od 1400 do 1600 mm. Jako płuczki użyto wodnego roztworu bentonitu aktywowanego polimerami.

Roboty przygotowawcze wykonane przez Hydrobudowę Gdańsk S.A. polegały na przygotowaniu placu dla dużych urządzeń wiertniczych i wybudowaniu tymczasowych dróg dojazdowych. W tym samym czasie przystąpiono do przygotowania przewodu technologicznego DN1200 mm. Został on zmontowany na powierzchni terenu z prefabrykatów rurowych ułożonych na elastycznych rolkach i zgrzewanych doczołowo według wytycznych producenta rur – Firmy KWH Polska. Wypłytki polietylenu powstające podczas zgrzewania były usuwane zarówno z zewnętrznej, jak i wewnętrznej powierzchni przewodu. Po zakończeniu procesu zgrzewania do wnętrza przewodu technologicznego wprowadzono awaryjny przewód balastowy o średnicy 110 mm. Do standardowego obciążenia wciąganego przewodu przewidziano zastosowanie zmieszanej z urobkiem płuczki wiertniczej zawiesziny, która miała napełniać rurę od czoła poprzez głowicę ciągnącą typu otwartego. W sytuacjach awaryjnych przewód miał być dociążany płuczka wprowadzaną przez przewód awaryjny. Do namierzania położenia głowicy wierzącej – ze względu na zakłócenia pola magnetycznego powodowane przez przebiegające obok trasy syfonu dwa stalowe rurociągi o średnicy 1000 mm (dotychczasowe odprowadzenie oczyszczonych ścieków) – użyto, poza systemem Tensor, systemu wspomagającego Tru-Tracker. Miernik tego systemu, w postaci prostokątnej pętli pływającej po powierzchni Wisły, określał położenie sondy sterującej niezależnie od zakłóceń pola magnetycznego. Wiercenie pilotowe wykonano przy użyciu niemagnetycznego zestawu dysz 27/8", zawierającego sondę kablową typu Tensor oraz przewodu wiertniczego o identycznej średnicy. Poszerzanie otworu do średnicy ca 1500 mm odbywało się pięcioma etapami z zastosowaniem żerdzi 5" i różnego rodzaju poszerzaczy:

etap I – fly cutter (poszerzacz otwarty) 36",

- etap II – fly cutter 48",
- etap III – czyszczenie otworu poszerzaczem baryłkowym 48",
- etap IV – poszerzacz baryłkowy 58",
- etap V – czyszczenie otworu poszerzaczem baryłkowym 58".

Do wciągnięcia rurociągu użyto otwartej głowicy z poszerzaczem baryłkowym 54". Średnia prędkość wprowadzania przewodu wahała się na poziomie 0,6 m/min przy największej sile uciągu wynoszącej 65 T. Zarówno do poszerzania otworu, jak i wciągnięcia przewodu technologicznego użyto wiertnicy o sile uciągu 130 T, niemieckiej firmy LMR Drilling.

Po wprowadzeniu przewodu technologicznego przystąpiono do usuwania z jego wnętrza balastu w postaci płuczki wiertniczej. Zadanie to wykonano przy użyciu tłoków gąbkowych przesuwanym wzdłuż osi rurociągu wodą pod ciśnieniem. Operacja ta służyła jednocześnie do pomiarów ewentualnych deformacji przewodu. Po opróżnieniu rurociągu został poddany próbie szczelności o ciśnieniu 8 bar. W trakcie realizacji przedsięwzięcia zużyto około 120 ton bentonitu.

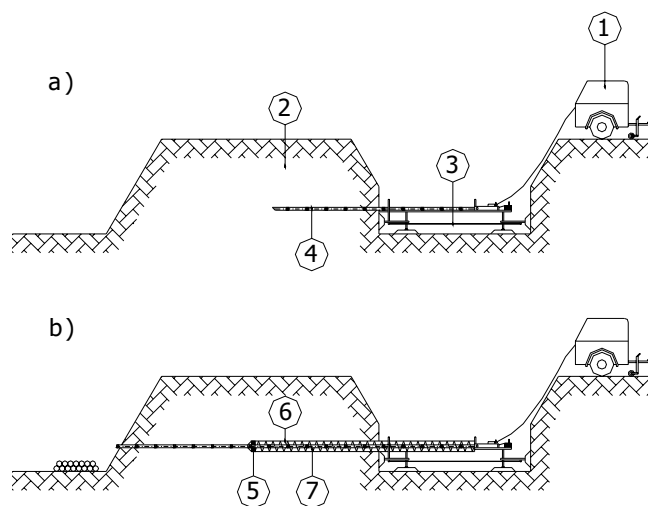
Wykonawcą wylotu do zatoki morskiej jest firma PRCiP z Gdańska. Do realizacji wylotu użyto rur DN1600 z PEHD, wyprodukowanych w Polsce przez KWH Pipe. Rury dostarczane w 15-metrowych odcinkach łączone były metodą zgrzewania doczołowego w trzy ciągi o długościach: 818 m, 837 m i 830 m. W trakcie łączenia rurociąg będzie wodowany i balastowany 610 żelbetowymi obciążnikami o masie 4 ton każdy. W czasie zatapiania rurociągu konieczne będzie zastosowanie dodatkowych obciążeń w liczbie 610 bloków betonowych o masie 3,4 tony (każdy). Połączenia kołnierzowe trzech odcinków w jeden przewód przystosowany do odholowania w głąb zatoki zostaną wykonane na rzece (Wiśle Śmiałej). Przewód po połączeniu zostanie odholowany do Zatoki Gdańskiej, gdzie będzie zatopiony i umieszczony w uprzednio wykonanym wykopie na jej dnie. Średnia głębokość wykopu wynosi 3,6 m, a 15 pali kierujących zostanie wbitych w odległościach ca 200 m. Zatopiony rurociąg zostanie połączony pod wodą z uprzednio zatopioną komorą rozdziału, z której będą wyprowadzone dwa przewody dyfuzyjne o długościach 218 m. Opisane przedsięwzięcie jest niewątpliwie jednym z ciekawszym rozwiązań tego typu przewodów w skali światowej.

## 4.2.6. Wiercenia kierunkowe (Directional Drilling)

### 4.2.6.1. Opis technologii

Przewierty poziome polegają na wykonywaniu w gruncie poziomego otworu przy zastosowaniu wiertnicy ślimakowej. Rozróżnia się przewierty z rurą osłonową i bez rury osłonowej.

Przewierty bez rury osłonowej są stosowane sporadycznie ze względu na ograniczenia przydatności tej metody wyłącznie do małych średnic i krótkich odcinków rurociągów wykonywanych w prostych warunkach geologicznych. Ponadto, ze względu na możliwość wystąpienia zwiększonych osiadań, są one zastępowane przewiertami z rurą osłonową, które wykonywane są w dwóch etapach – rys. 4.2.16 [108].



Rys. 4.2.16. Schemat przewiertu kierunkowego: a) etap I – przeciskanie z obroten żerdzi pilotowej, b) etap II – poszerzanie otworu (wiercenie) i wciskanie rury osłonowej, 1 – agregat hydrauliczny, 2 – przeszkoda, 3 – sterowana wiertnica pozioma, 4 – lanca pilotująca, 5 – głowica poszerzająca, 6 – wiertnica ślimakowa, 7 – stalowa rura osłonowa

Przewiertki mogą być wykonywane zarówno z wykopów, jak i ze studni kanalizacyjnych o średnicy nie mniejszej niż 2000 mm. Po wykonaniu przewiertu studnia przekształcana jest zazwyczaj w studnię rewizyjną o mniejszej średnicy (np. 1200 mm).

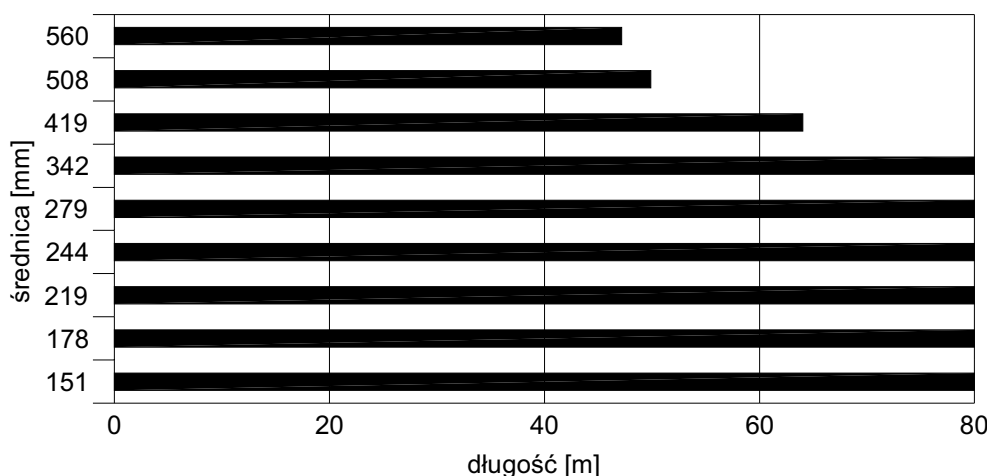
Metoda polega na:

- wykonaniu przecisku (otworu pilotowego) za pomocą żerdzi, demontowanych w komorze odbiorczej; kierunek żerdzi i ich spadek kontrolowany jest przy użyciu urządzeń geodezyjnych (teodolitu),
- poszerzaniu otworu pilotowego przy użyciu wiertnicy ślimakowej ulokowanej w rurze stalowej (osłonowej),
- instalowaniu rur technologicznych wprowadzanych za wiertnicą i rurami osłonowymi, które są demontowane w miarę postępu prac.

Łatwość wykonywania przewiertów, jak również niewielka powierzchnia terenu potrzebnego do wykonania instalacji powodują, że metoda ta znajduje coraz większe zastosowanie. Przy realizacji przykanalików można, prowadząc przewody promieniście z jednej studni, podłączyć kilka budynków. Ograniczeniem tej metody jest to, że można ją stosować jedynie w przypadku niedługich odcinków (kilkadziesiąt metrów) bez utraty kierunku i spadku rurociągów. Zakresy dopuszczalnych długości przewiertów z zastosowaniem rur kamionkowych pokazano na rys. 4.2.17 [32].

Do wykonywania kanalizacji przewiertami poziomymi wykorzystuje się także rury z betonu, polimerobetonu i GRP.

Odmianą metody stosowaną dla większych średnic są przewiertki teleskopowe, zaliczane często do przecisków hydraulicznych. W metodzie tej najpierw na zaprojektowane



Rys. 4.2.17. Dopuszczalne zakresy przewiertów sterowanych z wykorzystaniem rur kamionkowych

waną odległość (np. około 50% trasy w przypadku teleskopu podwójnego) wykonuje się przewiert w rurze o większej średnicy, przez którą wykonuje się przewiert w rurze o mniejszej średnicy, tworząc niejako „teleskop” składający się na pewnym odcinku z dwóch rur.

#### 4.2.6.2. Przykłady zastosowań metody do budowy przewodów kanalizacyjnych w Polsce

Metodę przewiertu teleskopowego zastosowano do budowy przewodu kanalizacji deszczowej DN 1400 mm pod torowiskiem PKP w Poznaniu. Prace wykonał Zakład Robót Inżynierskich S.C. z Bojszów Nowych. Przewód posadowiony był na głębokości około 5,5 m poniżej poziomu terenu, a łączna długość przewiertu wynosiła 165 m. Realizacja inwestycji obejmowała:

- wykonanie komór nadawczej (o rzucie 5,0×13,0 m) i odbiorczej (o rzucie 4,5×10,0 m) ze skarpami pionowymi zabezpieczonymi ściankami szczelnymi z grodziec stalowych G62,
- wykonanie przewiertu ze stalową obudową o wymiarach 2200×24 mm i długości 86,0 m (pierwszy człon „teleskopu”),
- wykonanie przewiertu ze stalową obudową o wymiarach 2100×22 mm i długości 163 m (drugi człon „teleskopu”),
- wykonanie zbrojenia przestrzeni pomiędzy rurą stalową i technologiczną,
- wprowadzenie rury technologicznej (w tym przypadku HOBAS DN1600 mm),
- wypełnienie przestrzeni „międzyrurowej” (tu betonem B20),
- wykonanie studni rewizyjnych w miejscu komór roboczych.

Innym przykładem zastosowania techniki przewiertu teleskopowego jest realizacja przewodu kanalizacji deszczowej pod torowiskiem i rozjazdami PKP w Częstochowie [219].

## 4.2.7. Ekonomiczne aspekty stosowania metod bezwykopowych

### 4.2.7.1. Wprowadzenie

Bezwykopowe techniki wykonywania przewodów kanalizacyjnych mogą być stosowane w dwóch przypadkach:

- jako jedyna możliwość, gdy bieżące wykorzystanie terenu wyklucza budowę sieci w wykopie,
- jako alternatywa dla ułożenia sieci w wykopie otwartym.

W pierwszym przypadku analiza kosztów sprowadza się do wyboru najefektywniejszej techniki bezwykopowej spośród technik dopuszczalnych do zastosowania w danych warunkach.

W drugim przypadku analiza kosztów jest dwuetapowa. W pierwszym etapie analizy dokonuje się wyboru najefektywniejszej techniki bezwykopowej, a następnie porównuje się jej koszty z kosztami wykonania sieci w wykopie. Procedura taka jest konieczna, gdyż bezwykopowe techniki wykonywania sieci podziemnych, ze względu na znacznie bardziej zaawansowane technologie, są z reguły droższe od wykonywania sieci w wykopach. Opłacalność metod bezwykopowych ujawnia się dopiero wtedy, gdy analiza kosztów obejmie także koszty wynikające z utrudnień powodowanych wykonywaniem wykopów w zabudowie miejskiej, nazywanych często kosztami społecznymi.

W celu kreowania rozwiązań najbardziej efektywnych, z uwzględnieniem kosztów trudno mierzalnych, do których zalicza się niektóre składniki kosztów społecznych, coraz częściej tworzone są lub adaptowane algorytmy umożliwiające wieloaspektową ocenę przedsięwzięć. Zdaniem analityków tego problemu, kompleksowa ocena powinna zawierać ocenę założeń przedsięwzięcia, technik jakimi ma być ono realizowane, skutków środowiskowych i społecznych oraz perspektyw zwrotu poniesionych nakładów. Wobec tak szerokiego zakresu oceny optymalne rozwiązanie może zostać wyłonione wyłącznie na podstawie wyników analiz przy użyciu algorytmów, w których udział intuicji decydentów zostanie ograniczony do minimum. Dlatego od dawna podejmowane są próby algorytmizacji procesu oceny nowych zamierzeń inwestycyjnych pod względem ich:

- cech technicznych,
- efektywności finansowej,
- kosztów społecznych.

Zazwyczaj algorytmy polegają na porównywaniu cech wariantowych rozwiązań, co z matematycznego punktu widzenia odpowiada metodzie systematycznego przeszukiwania. Jest to metoda pracochłonna i prymitywna. Jednakże do klasyfikacji zbiorów zmiennych losowych, o dyskretnej zmienności, jak również zbiorów zmiennych niemierzalnych ilościowo (klasyfikowanych jakościowo) jest metodą skuteczną, a często także jedyną z możliwych do zastosowania. W celu obiektywizacji wyników prowadzonych analiz i udoskonalenia tej metody poszukuje się zazwyczaj procedur wspomagających, wykorzystujących metody zawierające elementy rachunku ekonomicznego i prawdopodobieństwa, teorii grafów oraz zbiorów rozmytych [71, 128, 236]. Poni-

żej przedstawiono podstawowe założenia przykładowych metod prowadzenia ocen odpowiadających powyższym kryteriom.

#### 4.2.7.2. Różnicowe kryterium kosztów

Zadanie sprowadza się do porównywania kosztów  $K_{rz}$  alternatywnych rozwiązań. W praktyce mamy do czynienia z dyskretnym modelem kosztów, co umożliwia sformułowanie kryterium różnicowego dla porównywanych wariantów [227]:

I – o mniejszych nakładach inwestycyjnych i większych kosztach społecznych (zazwyczaj ułożenie przewodów w wykopie),

II – o większych nakładach inwestycyjnych i mniejszych kosztach społecznych (ułożenie przewodów uprzednio wybraną techniką bezwykopową).

Droższe inwestycyjnie rozwiązanie będzie opłacalne wtedy, gdy zostanie spełniony warunek:

$$K_{z1} - K_{z2} \geq K_{r2} - K_{r1} \quad (4.2.1)$$

Nierówność ta odpowiada założeniu, że wariant droższy (II) jest korzystny, jeżeli zmniejszenie kosztów społecznych umożliwia pokrycie zwiększonych kosztów spowodowanych wzrostem kosztów inwestycyjnych poniesionych na budowę. Traktując różnicę  $K_{z1} - K_{z2}$  jako zysk wynikający ze zmniejszenia kosztów społecznych implikowany dodatkowymi kosztami inwestycyjnymi  $K_{r2} - K_{r1}$ , można określić wskaźnik efektywności  $\varepsilon$ , ilustrujący efektywność ekonomiczną środków przeznaczonych na zmniejszenie kosztów społecznych wynikające z zastosowania metody bezwykopowej.

$$\varepsilon = \frac{(K_{z1} - K_{z2}) - (K_{r2} - K_{r1})}{K_{z1} - K_{z2}} \geq 0 \quad (4.2.2)$$

Problemem w przedstawionym modelu rachunku kosztów jest porównywanie wielkości zdeterminowanych (koszty inwestycyjne) z wielkościami losowymi (koszty społeczne). Zgodnie z teorią podejmowania decyzji postępowanie takie jest słuszne pod warunkiem, że koszty społeczne zostaną wyznaczone na podstawie znanych rozkładów zmiennych losowych lub reprezentatywnego materiału statystycznego, opracowanego dla podobnych zastosowań techniki bezwykopowej w przeszłości. Niestety, w kraju (i nie tylko) brak jest wyników badań pozwalających na spełnienie któregośkolwiek z wymienionych warunków. Powoduje to, że w chwili obecnej wprowadza się do rachunku przybliżone wartości kosztów społecznych i decyzje są podejmowane na podstawie modelu strategicznego. W modelu tym kosztom społecznym należy przypisać np. wagę  $1 - \alpha < 1$ , gdzie  $\alpha$  jest miarą nieufności do wprowadzanych wartości  $K_z$ . Dla tak sformułowanej wagi kryterium różnicowe przyjmuje postać

$$(1 - \alpha)(K_{z1} - K_{z2}) \geq K_{r2} - K_{r1} \quad (4.2.3)$$

Przedstawiona metoda, oparta na wyznaczaniu wskaźnika efektywności inwestycji, umożliwia określanie kosztów porównywanych rozwiązań z dokładnością determinowaną znajomością kosztów społecznych. Ze względu na złożoność wyznaczania tych

kosztów w praktyce inżynierskiej kalkulacje sprowadza się do wprowadzenia do rachunku kosztów zajęcia ulic i chodników, rzadziej odszkodowań dla handlu, jakie musi ponieść inwestor w przypadku wykonywania przewodu w wykopie, co prowadzi do przybliżonych wyników analiz.

#### 4.2.7.3. Oceny wielostopniowe (procedury eksperckie)

##### 4.2.7.3.1. Metody oceniania technicznych cech przedsięwzięcia

###### Metoda sumowania ocen

Ocena efektywności zadań, o których powodzeniu decyduje wiele różnorodnych czynników, spośród których część może być oceniana ilościowo, a część jakościowo, może wynikać z różnych procedur decyzyjnych, jakie są stosowane podczas analiz wieloaspektowych celów. Jedną z takich procedur jest metoda sumowania ocen, w której kolejność działań jest następująca:

- wyodrębnienie zbioru elementów (zmiennych decyzyjnych), które nie są kosztami i mają znaczący wpływ na decyzję,
- definiowanie skal ocen zmiennych decyzyjnych oraz oceny standardowej, której poziom powinien być ustalony przez ekspertów,
- sumowanie przyjętych ocen dla poszczególnych czynników w celu wyłonienia rozwiązania optymalnego,
- uzupełnienie wyników badań poprzez sumowanie ocen ze zmiennymi będącymi kosztami.

Algorytm przedstawionej metody można prześledzić na podstawie oceny technik realizacji przewodu kanalizacyjnego. Załóżmy, że rozważania dotyczą trzech technik, w których do zbioru zmiennych decyzyjnych nie będących kosztami zaliczono {warunki hydrogeologiczne, uwarunkowania ekologiczne, możliwość wystąpienia zagrożenia sąsiadujących budowli, np. zwiększonego ich osiadania}. Dla każdego z elementów tego zbioru, na podstawie ustaleń eksperckich, określono ocenę standardową i oceny odniesione do oceny standardowej. Hipotetyczne poziomy ocen przedstawiono w tabeli 4.2.9.

Występujące w tabeli wartości liczbowe są wypadkowymi ocen elementów decydujących o wartości poszczególnych czynników. Szacowanie wartości tych elementów jest najtrudniejszym etapem zadania, gdyż wymaga często przyporządkowania ocen ilościowych elementom niemierzalnym. Zadanie jest zazwyczaj rozwiązywane na podsta-

Tabela 4.2.9. Określone przez ekspertów poziomy ocen

Techniki →		I	II	III
Ocena →	Standardowa	Odniesiona	Odniesiona	Odniesiona
Warunki hydrogeologiczne	30	40	26	32
Uwarunkowania ekologiczne	20	28	28	30
Zagrożenia innych budowli	10	8	14	12
Razem	60	76	58	74



wie wyników ekspertyz odniesionych do założonych, porównywalnych skal gradacji. Na tym etapie analizy istnieje możliwość popełnienia największych błędów, gdyż wyniki ocen zależą tu od doświadczenia i intuicji ekspertów. Celowe jest zatem, aby oceny tego samego elementu dokonywało kilku niezależnie działających ekspertów, a wynik stanowił wypadkową takich ocen.

Jak widać z analizy przedstawionych w tabeli wartości liczbowych, rozwiązaniem poniżej wymaganego standardu jest technika II (ocena = 58 < 60), a techniką, która uzyskała najwyższą ocenę globalną jest technika I (ocena = 76). Technika ta nie spełnia jednak założonego standardu w odniesieniu do kryterium „zagrożenia innych budowli” (ocena = 8 < 10), w związku z czym musi zostać odrzucona. Wobec powyższego, za rozwiązanie optymalne należy uznać technikę III, która uzyskała ocenę = 74 punkty, przy zachowaniu wszystkich standardów.

#### Metoda określania wartości oczekiwanych

Realizacja dowolnego przedsięwzięcia wiąże się z elementem ryzyka, wynikającym z możliwości wystąpienia nieprzewidzianych uwarunkowań, które mogą przesądzić o niepowodzeniu. Działając w przestrzeni o wielu zróżnicowanych uwarunkowaniach, prawdopodobieństwa zdarzenia się któregoś z nich mogą być określane na podstawie analiz wartości oczekiwanych. W metodzie tej przestrzeń ryzyka dla poszczególnych przedsięwzięć opisuje równanie [71]:

$$R = \{r_1, \dots, r_i, \dots, r_m\} \quad (4.2.4)$$

a przestrzeń naturalnych uwarunkowań zależność

$$U = \{u_1, \dots, u_j, \dots, u_n\} \quad (4.2.5)$$

Zbiór prawdopodobieństw wystąpienia naturalnych uwarunkowań wyraża formuła

$$P = \{p_1, \dots, p_j, \dots, p_n\} \quad (4.2.6)$$

Wartości zysków wynikających z przedsięwzięcia można określić jako

$$Z = \{z_{ij}\}, \text{ gdzie } (i = 1, 2, \dots, m, \text{ a } j = 1, 2, \dots, n) \quad (4.2.7)$$

a wartość oczekiwaną zysków zdefiniować równaniem

$$E_i = [Z(r_i u_j)] = \sum_{j=1}^n p_j(u_j) Z(r_i u_j) \quad (4.2.8)$$

Dla tak przyjętych założeń maksymalną wartość oczekiwaną zysków, identyfikującą optymalne przedsięwzięcie, określa formuła

$$\max[E_i] = \max\{E_i[Z(r_i u_j)]\} \quad (4.2.9)$$

W celu przybliżenia problemu można go przeanalizować na przykładzie trzech technik wykonania przewodu podziemnego.

Zgodnie z równaniem (4.2.4) przestrzeń ryzyka opisuje wtedy zależność  $R = \{r_1, r_2, r_3\}$ . Przestrzeń naturalnych uwarunkowań zdefiniowano przez oceny sytuacji, stanowiących zbiór trzejelementowy  $U = \{\text{doskonała, średnia, przeciętna}\}$ , a prawdopodobieństwa wystąpienia zysków wynikających z sytuacji określono odpowiednio na poziomie  $P = [0,5; 0,6; 0,7]$ . Wartości zysków wyliczonych przez ekspertów dla poszczególnych przedsięwzięć w poszczególnych sytuacjach przedstawiono w tabeli 4.2.10.

Wykorzystując formułę (4.2.8), można określić wartości oczekiwane zysków dla poszczególnych technik:

$$E_1 = 0,5 \cdot 3,0 + 0,6 \cdot 1,9 + 0,7 \cdot 1,8 = 3,90,$$

$$E_2 = 0,5 \cdot 2,3 + 0,6 \cdot 2,2 + 0,7 \cdot 1,5 = 3,52,$$

$$E_3 = 0,5 \cdot 2,9 + 0,6 \cdot 3,1 + 0,7 \cdot 2,4 = 4,99,$$

Powyższe wyliczenia pokazują, że  $\max[E_i] = E_3 = 4,99$ , co oznacza, że technika III jest techniką optymalną.

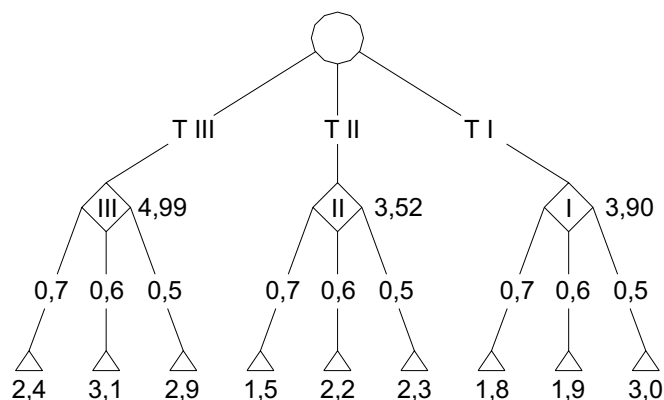
Tabela 4.2.10. Poziomy zysków

Ocena sytuacji →	Doskonała	Średnia	Przeciętna
Prawdopodobieństwa wystąpienia zysków →	0,5	0,6	0,7
Technika I – $r_1$	3	1,9	1,8
Technika II – $r_2$	2,3	2,2	1,5
Technika III – $r_3$	2,9	3,1	2,4

### Metoda grafów

Rozwiązanie omówionego powyżej problemu możliwe jest również dzięki zastosowaniu teorii grafów, której wykorzystanie w procesach decyzyjnych umożliwia tworzenie przejrzystych i wygodnych w użyciu schematów decyzyjnych [71]. Schemat takiego grafu przedstawiono na rys. 4.2.18.

Z wierzchołka grafu wychodzą gałęzie reprezentujące kolejne techniki (decyzje). Gałęzie te zakończone są wierzchołkami określającymi wartości oczekiwane mogących wystąpić zdarzeń (zysków). Gałęzie wychodzące z tych wierzchołków przedstawiają możliwości przyjmowania konkretnych taktyk lub wystąpienia określonych sytuacji wynikających z naturalnych uwarunkowań i zakończone są wierzchołkami, którym przypisano określone przez ekspertów wartości zysków dla kolejnych technik w poszczególnych sytuacjach. Podobnie jak w przypadku rozważanym poprzednio, wyliczenia pokazują, że  $\max[E_i] = E_3 = 4,99$ , co oznacza, że technika III jest techniką optymalną.



Rys. 4.2.18. Schemat grafu w procesie decyzyjnym

#### 4.2.7.3.2. Metody oceniania finansowych i społecznych kosztów przedsięwzięcia

##### Ocena efektów ekonomicznych

W celu szacowania korzyści ekonomicznych wynikających z poszczególnych przedsięwzięć można posłużyć się indeksem określającym zwrot nakładów inwestycyjnych (*ZNI*) oraz indeksem określającym czas zwrotu poniesionych środków (*CZN*). Pierwszy z indeksów wyraża się formułą

$$ZNI = \frac{\text{roczny dochód netto}}{\text{całkowite nakłady inwestycyjne}} 100\% \quad (4.2.10)$$

i wymaga on uwzględnienia obowiązujących w danym obszarze przepisów finansowych. Jeżeli do rachunku wprowadzone zostaną koszty (opodatkowania), wynikające z lokalnych przepisów finansowych, to formuła przyjmie postać

$$ZNI = \frac{Z + K}{I} 100\% \quad (4.2.11)$$

gdzie: *Z* – zyski i deprecjacja przedsięwzięcia,

*K* – wysokość opodatkowania,

*I* – całkowite nakłady inwestycyjne.

Jeżeli wysokość opodatkowania nie musi być uwzględniana, to *ZNI* wyraża się równaniem

$$ZNI = \frac{Z}{I} 100\% \quad (4.2.12)$$

Czas zwrotu poniesionych nakładów *CZN* jest indeksem określającym czas zwrotu wszystkich środków inwestycyjnych, jakie zostały poniesione w trakcie realizacji przedsięwzięcia. Wysokość tego indeksu ma szczególne znaczenie w przypadku kredytowa-

nych przedsięwzięć, gdyż pokazuje on zdolność spłaty kredytu. Czas zwrotu poniesionych środków może być kalkulowany statycznie lub dynamicznie. W rachunku statycznym przedstawiany jest zależnością

$$CZN = \frac{I}{Z} \quad (4.2.13)$$

a w rachunku dynamicznym równaniem

$$CZN_d = \frac{\log\left(\frac{Z}{Z - iR}\right)}{\log(1 + i)} \quad (4.2.14)$$

gdzie:  $R$  – wysokość kredytu,  
 $i$  – wysokość odsetek.

### Ocena kosztów społecznych

Oszacowanie tzw. kosztów społecznych jest jednym z najważniejszych i najtrudniejszych elementów oceny opłacalności przedsięwzięcia w prowadzonej analizie. Niektóre składniki kosztów społecznych mogą być oszacowane ilościowo, jednak większość z nich można ocenić wyłącznie jakościowo. Zdarza się, że występują składniki, których oszacowanie jest wynikiem kombinowanej, jakościowo-ilościowej oceny. Elementy zbioru kosztów społecznych w przypadku większych przedsięwzięć, takich jak np. analiza opłacalności stosowania poszczególnych technik na znacznym obszarze miejskim (obejmującym kilka ulic), można podzielić na elementy o znaczeniu strategicznym („makro”) i elementy o znaczeniu lokalnym („mikro”), odniesione do wewnętrznej struktury przedsięwzięcia.

Do podzbioru niemierzalnych elementów „makro” zalicza się: założenia planu ogólnego rozwoju sieci, wymogi cywilizacyjne, warunki zachowania równowagi ekologicznej, ochronę i wydolność źródeł energetycznych, perspektywy powtórnego zastosowania technik w przyszłości – powtórne wykorzystanie sprzętu i przeszkolonych ludzi, poziom usługi świadczonej przez przedsięwzięcie itp.

Podzbiór niemierzalnych elementów „mikro” będzie zawierał wszystkie elementy prowadzące do oceny cech rozwiązań projektowych oraz zaproponowanych technik realizacyjnych. Przykładami takich cech są: walory funkcjonalne, bezpieczeństwo, uciążliwości wynikające z procesu realizacyjnego i ich implikacje (zakłócenie komunikacji miejskiej, zanieczyszczenie środowiska, hałas itp.).

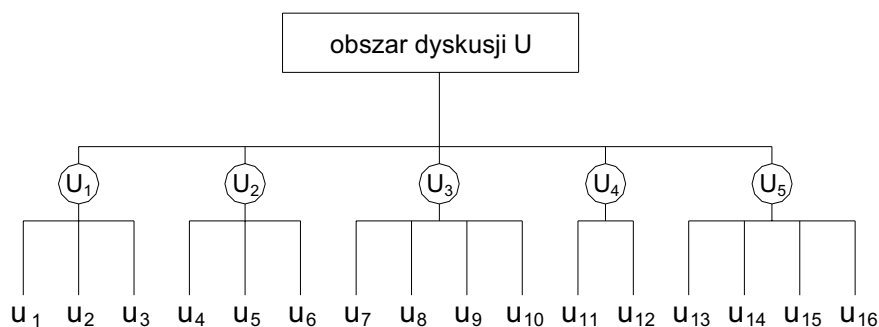
Z charakteru wymienionych elementów analizy jasno wynika, że globalne oszacowanie wartości przedsięwzięcia nie jest możliwe wyłącznie przy użyciu klasycznych metod matematycznych. W związku z tym od lat trwają prace nad doбором adekwatnego aparatu matematyki fizycznej do sformułowanych werbalnie faktów, przede wszystkim z powodu występowania nieostrych pojęć. Przekształcenie tego typu sformułowań polega na dążeniu do zastąpienia wyrażen słownych zapisami liczbowymi, rozumienia werbalnego zaś wnioskowaniem dedukcyjnym. Ponieważ większości sformułowań

nieostrych nie da się wyeliminować, konieczne jest użycie sposobu umożliwiającego zachowanie nieostrości sformułowań z jednoczesnym zapewnieniem jednoznacznego zrozumienia ich znaczenia. Zdaniem wielu autorów, najwłaściwszym sposobem modelowania matematycznego w przedstawionym przypadku jest wykorzystanie pojęcia zbioru rozmytego [71, 130]. W metodach matematyki rozmytej funkcja celu odniesiona do konkretnego problemu technicznego jest często wyrażana zależnością

$$U = \{U_1, U_2, \dots, U_m\} \quad (4.2.15)$$

gdzie  $U$  jest nazywane obszarem dyskusji (analizy), a  $U_i$  ( $i = 1, 2, \dots, m$ ) – elementem obszaru dyskusji.

Każdy element obszaru dyskusji  $U_i$  może być podzbiorem elementów, co decyduje o nieograniczonych możliwościach rozszerzania i uszczegółowienia dyskusji. Schemat takiej gradacji przedstawiono na rys. 4.2.19.



Rys. 4.2.19. Schemat obszaru dyskusji z uwzględnieniem gradacji jej elementów

W przedstawionym na rysunku przykładzie obszar dyskusji (analizy)  $U$  składa się z pięciu podobszarów  $U_1$ – $U_5$ , zawierających po kilka posiadających własne treści elementów  $u_j$ .

Skala wartości przy ocenie kosztów społecznych jest zazwyczaj skalą jakościową i przykładowo może zawierać następujące elementy:

$$V = \{\text{najlepszy, dobry, średni, zły, najgorszy}\} = \{v_1, v_2, v_3, v_4, v_5\}.$$

Procedura oceniania jest trzystopniowa i zawiera: ocenę pojedynczych elementów oraz dwa stopnie oceny szczegółowej.

Ocena pojedynczych elementów polega na przypisaniu przez ekspertów elementowi określonej wartości ze skali  $V$ , co pozwala na utworzenie wektorów oceny jakościowej

$$r_i = [r_{i1}, r_{i2}, r_{i3}, r_{i4}, r_{i5}].$$

Pierwszy stopień oceny szczegółowej polega na utworzeniu dla wszystkich elementów każdego z podzbiórów  $U_k$  ( $k = 1, 2, \dots, 5$ ), rozmytego wektora przyporządkowanego  $k$ -temu podzbiorowi obszaru dyskusji oceniającej przedsięwzięcie, opisanego równaniem:

$$B_k = [b_{k1}, b_{k2}, b_{k3}, b_{k4}, b_{k5}] = A_k R_k \quad (4.2.16)$$

gdzie:  $A_k$  – wektor wag pojedynczych elementów,

$R_k$  – macierz ocen uformowana w rezultacie ocen pojedynczych elementów.

Następny stopień oceny polega na analizie każdego z  $k$  podzbiorów obszaru dyskusji jako pojedynczego elementu. W tym celu tworzony jest wektor:

$$B = \mathbf{AR} = [b_1, b_2, b_3, b_4, b_5] \quad (4.2.17)$$

gdzie:  $A = [a_1, a_2, a_3, a_4, a_5]$  – wektor wag  $k$ -tych podzbiorów,

$\mathbf{R}$  – macierz ocen,

$$\mathbf{R} = \begin{bmatrix} B_1 \\ B_2 \\ B_3 \\ B_4 \\ B_5 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} b_{11} & b_{12} & b_{13} & b_{14} & b_{15} \\ b_{21} & b_{22} & b_{23} & b_{24} & b_{25} \\ b_{31} & b_{32} & b_{33} & b_{34} & b_{35} \\ b_{41} & b_{42} & b_{43} & b_{44} & b_{45} \\ b_{51} & b_{52} & b_{53} & b_{54} & b_{55} \end{bmatrix} \quad (4.2.18)$$

Wyznaczenie  $B$  jest celem analizy – rozmytym wektorem przedsięwzięcia. Wektory wag są tworzone przez ekspertów. W celu definiowania wielkości na poszczególnych (podrzędnych) poziomach analizy mogą być wykorzystywane relacje liniowe, a w bardziej zaawansowanych rozważaniach – funkcje sinusoidalne lub standaryzowane rozkłady Gaussa.

### Podsumowanie

Dotychczasowy stan badań dotyczących przedstawionego problemu kosztów jest często niezadowolający, mimo niewątpliwej ważności tematu. Ocena przedsięwzięć, w których znaczącą, jeżeli nie dominującą rolę odgrywają koszty społeczne, nie może być prowadzona li tylko na podstawie intuicji i nie zawsze wystarczającego doświadczenia projektanta lub osób przygotowujących materiały przetargowe. Udział intuicji w procedurach oceniających rozwiązania techniczne powinien być ograniczony do minimum. Przedstawione procedury zmierzają właśnie w tym kierunku, chociaż w żadnej z nich nie udało się do końca wyeliminować etapu zawierającego element intuicji. Niewątpliwie jednak procedury przedstawione w punktach 4.2.7.3.1 i 4.2.7.3.2 są postępowe i stanowią krok na właściwej drodze poszukiwań w stosunku do analiz ograniczonych wyłącznie do porównań kosztów inwestycyjnych zsumowanych z kosztami zajęcia ulic, jak to się powszechnie odbywa.

### 4.2.8. Kolizje z innymi obiektami

Budowa nowego obiektu podziemnego często koliduje z istniejącym zainwestowaniem naziemnym i podziemnym. Konflikt ten uwidacznia się szczególnie w przypadku budowy w istniejącej zabudowie, nawet jeśli nowe instalacje wykonywane są techni-

kami bezwykopowymi. Większość istniejących przewodów infrastruktury podziemnej w takim przypadku albo bezpośrednio koliduje z nową instalacją i wykopami (komo-rami), albo znajduje się w kolizji pośredniej, czyli w strefie zagrożenia pracami. Konflikt bezpośredni, najczęściej z przewodami podziemnymi, może być rozwiązany przez:

- dyslokację przewodów (stałą lub tymczasową),
- podparcie przewodów na czas prowadzenia robót wykopowych,
- inne zabezpieczenie przewodów.

Pośredni konflikt dotyczy często także innych budowli i jest spowodowany zwykle osiadaniem gruntów lub ich drganiem, wynikającym z tunelowania, wykopów, wbijania pali, konstrukcji tymczasowych obudów itp. Dlatego przed przystąpieniem do prac powinny zostać podjęte działania w celu:

- oceny i udokumentowania stanu istniejących sieci i innych budowli (określenie tzw. tła – powinno to zostać wykonane przez niezależnych ekspertów),
- oceny potencjalnego wpływu budowy na te sieci i budowle,
- określenia zabezpieczeń i procedur minimalizujących ryzyko awarii sieci i budowli w trakcie budowy nowej instalacji i czasu usuwania takich awarii (możliwości podparcia przewodów i innych budowli, ewentualnego przełożenia przewodów lub zorganizowania obejść, sposobu bieżącej kontroli osiadań gruntów i deformacji obiektów w pobliżu budowy, sposobów usuwania ewentualnych awarii).

Ponieważ uszkodzenia istniejących przewodów i innych budowli w trakcie rozbudowy infrastruktury podziemnej miast są trudne lub wręcz niemożliwe do uniknięcia, w wielu krajach przed rozpoczęciem realizacji nowych obiektów podpisane są porozumienia między właścicielami sieci i innych obiektów a inwestorami nowych przedsięwzięć w celu zapewnienia wymienionych działań. Określone przed rozpoczęciem prac tło stanowi dokument wiążący dla wszystkich stron w razie rozstrzygnięć, które z ewentualnych uszkodzeń istniejących sieci i innych obiektów są wynikiem prowadzonych robót, a które występowały przed rozpoczęciem prac.

## 5. Badania przewodów kanalizacyjnych

### 5.1. Wprowadzenie

Badania przewodów kanalizacyjnych prowadzone są w celu:

- kontroli jakości produkcji i rozwoju danej technologii,
- uzyskania aprobat technicznych i innych dokumentów dopuszczających produkt do stosowania,
- kontroli bieżących parametrów eksploatacyjnych i ewentualnego wytypowania przewodów do wymiany lub technicznej rehabilitacji (odnowy).

Badania pierwszego rodzaju zostały częściowo przedstawione w rozdziale 2, dotyczącym rozwiązań materiałowych przewodów. W niniejszym rozdziale omówiono wybrane elementy badań w procedurach aprobowanych i badań eksploatacyjnych. Ostatnie zilustrowano dodatkowo przykładami wybranymi z licznych badań eksploatacyjnych, jakie były prowadzone w Instytucie Inżynierii Lądowej Politechniki Wrocławskiej.

Bywają przypadki, że badania zlecane są przez firmy produkujące wyroby kanalizacyjne niezależnym jednostkom badawczym w celu uzyskania obiektywnej informacji o jakości swoich wyrobów. Przykładami tak zleconych prac są badania przeprowadzone w Instytucie Inżynierii Lądowej Politechniki Wrocławskiej na zlecenie firmy STEINRIESSE, a także badania wykonane wspólnie z IBDiM na zlecenie firmy P.V. Prefabet Kluczbork.

### 5.2. Badania dla celów aprobowanych

#### 5.2.1. Założenia ogólne

W ostatniej dekadzie ubiegłego stulecia nastąpił zdecydowany wzrost importu do Polski materiałów i wyrobów stosowanych w infrastrukturze sieci kanalizacyjnych. Brak jasno sprecyzowanych kryteriów oceny oraz systemu normalizacyjnego dotyczących nowych materiałów i wyrobów stwarza możliwość napływu do kraju produktów o nie zawsze wystarczającej jakości. W związku z tym, do czasu opracowania stosownych uregulowań prawnych konieczne są oceny warunków technicznych stosowania i jakości tych wyrobów i materiałów, które zapewniłyby bezpieczną eksploatację urządzeń kanalizacyjnych. Postępowanie takie sankcjonuje rozporządzenie Ministra Spraw Wewnętrznych i Administracji w sprawie aprobat i kryteriów technicznych oraz jednost-



kowego stosowania wyrobów budowlanych, zamieszczone w Prawie Budowlanym. Postępowanie to, nazywane aprobowaniem, wymaga zazwyczaj przeprowadzenia odpowiednich badań, których wyniki stanowią podstawę do wydania aprobaty technicznej dla danego materiału lub wyrobu. Instytut Inżynierii Lądowej prowadził takie badania indywidualnie do aprobat wydawanych przez COBRTI „Instal” oraz z Instytutem Badawczym Dróg i Mostów – Filia Wrocław, opierając się w dużej mierze na wymogach norm europejskich oraz opisanych poniżej wytycznych i zaleceniach opracowanych przez IBDiM.

Zgodnie z Prawem Budowlanym postępowanie aprobowane rozpoczyna się na wniosek producenta wyrobu i prowadzone jest z zachowaniem ściśle określonych procedur, do których należą:

- kontrola systemu oceny jakości prowadzonej przez zakład produkcyjny,
- kontrola obiektów budowlanych, w których zainstalowane są wyroby podległe procesowi aprobowanemu,
- analiza wyników badań wykonanych w laboratoriach zagranicznych,
- analiza informacji technicznych zawartych w kartach technicznych i katalogach,
- analiza zaleceń przedstawionych przez inne jednostki badawcze odnośnie do stosowania wyrobów (opinia PZH, GIG, itp.),
- wnioski z badań sprawdzających, wykonanych na podstawie odpowiednich programów badań oraz według dostępnych norm i procedur własnych.

Celem badań jest uzyskanie wyników, które będą podstawą pozytywnej oceny przydatności wyrobów lub materiałów do stosowania w budownictwie, w tym przypadku do budowy obiektów kanalizacyjnych. Zakres prac nad materiałami i wyrobami obejmuje:

- analizę informacji technicznych oraz wyników badań laboratoryjnych przeprowadzonych w zagranicznych placówkach badawczych, dostarczonych przez zlecającą i porównanie ich z wymaganiami obowiązującymi w Polsce,
- opracowanie programu badań zgodnie z istniejącymi normami i procedurami własnymi,
- badania laboratoryjne w zakresie niezbędnym według norm polskich, europejskich i procedur własnych,
- sporządzenie sprawozdania, w którym zamieszcza się dokładną dokumentację z przeprowadzonych badań, analizę wyników badań oraz wnioski z badań.

Wyroby stosowane w budownictwie kanalizacyjnym poddawane są przede wszystkim badaniom chemicznym i wytrzymałościowym. Sprawdza się także ich wymiary i wygląd.

### 5.2.2. Badania chemiczne

Badania chemiczne przewodów mają na celu określenie odporności materiału, z jakiego wykonane są wyroby, na czynniki chemiczne, mogące występować w ośrodku gruntowo-wodnym i ściekach. Dla wyrobów z tworzyw sztucznych są one prowadzone

zgodnie z normą PN-78/C-89067 *Odporność chemiczna. Przyrost masy*, a w przypadku badań wykonywanych z udziałem Instytutu Budowy Dróg i Mostów także zgodnie z Procedurą Badawczą IBDiM [213]. Testy chemiczne przeprowadzane są na specjalnie przygotowanych próbkach i obejmują badania:

- odporności materiału na środowisko kwaśne i alkaliczne,
- odporności materiału na solanki (np. NaCl),
- odporności materiału na oleje, ropę, benzynę,
- wpływu siarczanów, azotanów i chlorków na tworzywo.

Próbki materiałów są umieszczane w następujących roztworach:

- 10% roztwór  $H_2SO_4$  – na okres 30 dni,
- 20% roztwór  $H_2SO_4$  – na okres 20 dni,
- 10% roztwór HCl – na okres 30 dni,
- 20% roztwór  $HNO_3$  – na okres 20 dni,
- 10% roztwór  $HNO_3$  – na okres 30 dni,
- 20% roztwór HCl – na okres 20 dni,
- 10% roztwór NaOH – na okres 30 dni,
- 20% roztwór NaOH – na okres 20 dni,
- 10% roztwór NaCl – na okres 30 dni,
- roztwór nasycony NaCl – na okres 20 dni,
- w benzynie i olejach – na okres 30 dni.

Po 20 i 30 dniach przetrzymywania próbek w powyższych roztworach kontrolowany jest stan powierzchni i barwa materiałów stosowanych do wyrobu elementów systemów kanalizacyjnych.

Zagadnienia dotyczące odporności na czynniki chemiczne przewodów z innych tworzyw omówiono w rozdziale 7.

### 5.2.3. Badania makroskopowe

Bardzo ważną rolę w systemie oceny wyrobów pełni ich kontrola makroskopowa. Wygląd wyrobu, stan jego powierzchni i barwa stanowią ważne kryteria oceny początkowej wyrobu. Źle obcięte bosc końce rur, występowanie na powierzchni zewnętrznej i wewnętrznej elementów pęknięć, zarysowań, uszkodzeń mechanicznych, ubytków oraz rozwarstwień, wszystko to powinno eliminować te wyroby już we wstępnej kontroli jakości, gdyż w przeciwnym razie wpływają one na obniżenie parametrów wytrzymałościowych całego systemu. Kontrola stanu powierzchni zewnętrznej i wewnętrznej wyrobów kanalizacyjnych z tworzyw sztucznych, prowadzona według Procedury Badawczej IBDiM [212] na próbkach wszystkich elementów systemu dostarczonych przez producenta, ma na celu sprawdzenie okiem nieuzbrojonym oraz lupą o pięciokrotnym powiększeniu stanu powierzchni zewnętrznej, wewnętrznej, barwy oraz oznaczenia wyrobu. Brak oznak w postaci:

- pęknięć, zarysowań, uszkodzeń mechanicznych, ubytków oraz rozwarstwień na powierzchni zewnętrznej i wewnętrznej badanego wyrobu,

- niejednorodnej barwy wyrobu na całej powierzchni,
- nieczytelnego lub niezgodnego z deklaracją producenta oznaczenia wyrobów stanowi podstawę do ich pozytywnej oceny.

Badanie wymiarów przewodów ma na celu sprawdzenie ich zgodności z wartościami deklarowanymi przez producenta w kartach technicznych i katalogach. Dla przewodów z tworzyw sztucznych badanie przeprowadza się według PN-93/C-89218, dokonując pomiarów tych parametrów, które mają wpływ na prawidłowe działanie całego systemu kanalizacyjnego, czyli:

- średnicy wewnętrznej,
- średnicy zewnętrznej,
- grubości ścianki.

Wartości zmierzone zgodne z wartościami podanymi przez producenta stanowią podstawę pozytywnej oceny danego wyrobu.

#### 5.2.4. Badania sztywności obwodowej

Sztywność obwodowa jest jedną z najważniejszych właściwości mechanicznych przewodów, gdyż na tej podstawie dzieli się je na podatne sztywne i półsztywne, co implikuje sposób wymiarowania ich konstrukcji (por. rozdz. 3). Związane jest to z miarą ugięcia, jakiego dozna rura pod działaniem obciążeń, które zależą od rodzaju gruntu i stopnia jego zagęszczenia, poziomu wody gruntowej, głębokości ułożenia przewodu i obciążeń naziomu.

Sztywność obwodowa oznaczana jest poprzez pomiar siły i określonego procentowo odkształcenia podczas obciążania rury ze stałą prędkością. Oblicza się ją jako siłę potrzebną do wywołania 3% deformacji (skrócenia) średnicy przekroju rury. Badaniu podlegają odpowiednio przygotowane i zinwentaryzowane próbki rur zgodnie z normą:

- PN-EN ISO 9969 [205] – dla rur z termoplastów,
- DIN 53769 [49] – dla rur z duroplastów (typu GRP).

Badania sztywności obwodowej można wykonywać na stanowisku do badań statycznych, dynamicznych i eksploatacyjnych w skali naturalnej. W IBDiM w Żmigrodzie są one prowadzone na stanowisku „STEND” wyposażonym w system siłowników hydraulicznych firmy SCHENCK wraz z nowoczesnym systemem sterowania i zasilania pozwalającym uzyskać pełną kontrolę nad wymuszonymi obciążeniami. W skład tego systemu wchodzi:

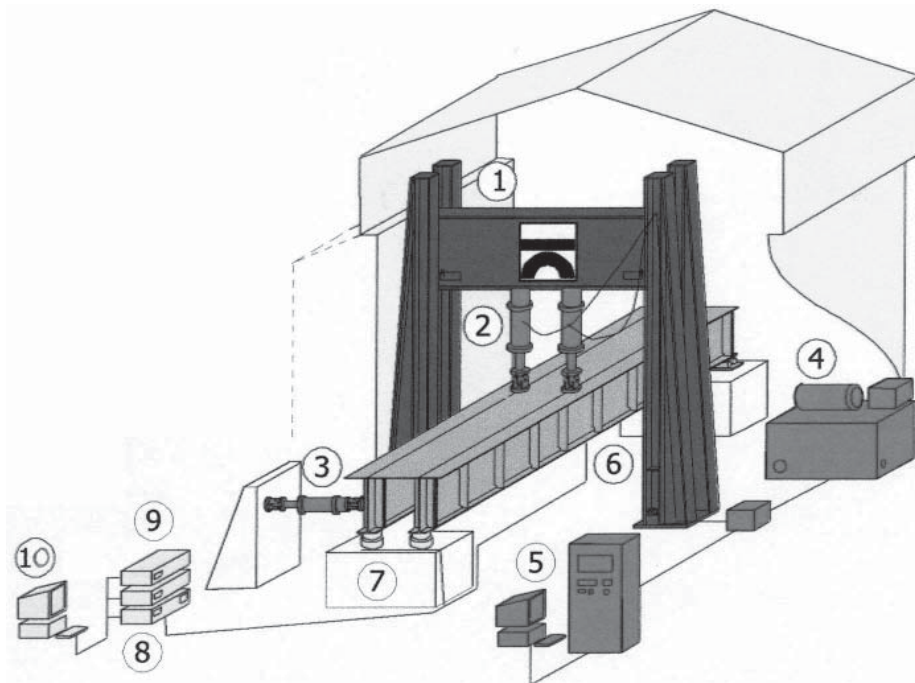
- dwa siłowniki o maksymalnej sile wymuszającej 1000 kN i maksymalnym przesuwie 400 mm, umożliwiającym wymuszenie obciążeń w zakresie  $\pm 800$  kN, wyposażone w czujniki pomiaru przemieszczeń i siły z dokładnością 0,1% pełnego zakresu,
- siłownik o maksymalnej sile wymuszającej 250 kN i przesuwie 500 mm, umożliwiającym wymuszenie obciążeń w zakresie  $\pm 200$  kN, wyposażony w czujniki pomiaru przemieszczeń i siły z dokładnością 0,1% pełnego zakresu, przeznaczony do badań o wyższych częstotliwościach (1–100 Hz),
- hydrauliczny agregat zasilający o wydajności 130 l/min wraz z automatycznym systemem chłodzenia powietrznego,

- elektroniczny system Hydropuls S-59, pozwalający na niezależne sterowanie pracą dwóch siłowników z uwzględnieniem rzeczywistych sił nacisku tłoka i jego wysuwu.

Obciążenie badawcze realizowane jest poprzez płyty stalowe o wymiarach przekraczających wymiary badanych próbek.

Badania sztywności obwodowej rur według procedury IBDiM prowadzone są zgodnie z normą DIN 53769 (por. rozdz. 2.7.3.4). Sztywność początkową oblicza się na podstawie wartości średnich uzyskanych w tak przeprowadzonym teście według wzoru:

$$S_R = \frac{0,1548F_S}{0,03l(d_3 - s_5)} \quad (5.1)$$



Rys. 5.1. Wyposażenie uniwersalnego stanowiska do badań dynamicznych, zmęczeniowych i sztywności obwodowej stosowane w IBDiM: 1 – stalowa rama umożliwiająca wymuszanie obciążeń do 16000 kN, 2 – zestaw dwóch siłowników o sile wymuszającej 1000 kN i maksymalnym przesuwie 400 mm, 3 – siłownik o maksymalnej sile wymuszającej 250 kN i przesuwie 500 mm do badań dynamicznych przy częstotliwości 1–100 Hz, 4 – agregat hydrauliczny o wydajności 130 l/min, 5 – elektroniczny system Hydropuls S-59 podłączony do systemu komputerowego z oprogramowaniem umożliwiającym niezależne sterowanie dwoma siłami, 6 – czujniki pomiarowe: tensometry, indukcyjne czujniki pomiaru przemieszczeń (100, 50, 20 mm), czujniki temperatury, 7 – czujniki siły (wagi) umożliwiające pomiar sił 2×2000 kN oraz 2×200kN, 8 – urządzenie pomiarowe UPM100 umożliwiające jednoczesny pomiar 100 wielkości, 9 – dwa wzmacniacze cyfrowe DMC9012A umożliwiające pomiary dynamiczne 24 wielkości, 10 – komputer Macintosh z oprogramowaniem sterującym pracą urządzeń UPM 100 i DMC9012A

gdzie:  $S_R$  – sztywność rur przy 3% deformacji średnicy rur, N/mm<sup>2</sup>,  
 $F_S$  – najwyższa wartość siły odpowiadająca 3% odkształceniu średnicy rury, N,  
 $l$  – długość próbki rury, mm,  
 $d_3$  – zewnętrzna średnica rury, mm,  
 $s_5$  – całkowita grubość ścianki, mm.

Norma DIN 16869, cz. 2 *Rury z żywicy poliestrowej zbrojone włóknem szklanym produkowane metodą odlewania odśrodkowego* wymaga, aby sztywność określona w taki sposób nie była mniejsza niż przypisywana rurze wartość nominalna SN.

Badanie sztywności obwodowej rur według PN-EN ISO 9969 polega na ścisaniu próbki ułożonej między dwoma równoległymi płytami. Badanie wykonuje się na trzech próbkach o tej samej średnicy. Po jego zakończeniu sztywność obwodową oblicza się dla każdego z trzech próbek, stosując następujące wzory:

$$S_a = \frac{0,0186 + 0,025Y_a}{d_i} \frac{F_a}{L_a Y_a} \quad (5.2)$$

$$S_b = \frac{0,0186 + 0,025Y_b}{d_i} \frac{F_b}{L_b Y_b} \quad (5.3)$$

$$S_c = \frac{0,0186 + 0,025Y_c}{d_i} \frac{F_c}{L_c Y_c} \quad (5.4)$$

gdzie:  $F$  – siła w kN, odpowiadająca 3% deformacji średnicy rury,  
 $L$  – długość próbki rury w metrach,  
 $d_i$  – wewnętrzna średnica rury w metrach,  
 $Y$  – odkształcenie w metrach, odpowiadające 3% ugięciu.

Sztywność obwodową rury w kiloniutonach na metr kwadratowy oblicza się jako średnią z trzech wartości, stosując następujący wzór:

$$S = \frac{S_a + S_b + S_c}{3} \quad (5.5)$$

Protokół z badań powinien zawierać następujące informacje:

- oznaczenie normy, według której prowadzono badanie,
- parametry identyfikacyjne badanej rury (nazwę producenta, typ rury, wymiary, datę produkcji, czas sezonowania próbek, długość próbek itp.),
- temperaturę badania,
- obliczone wartości sztywności obwodowej,
- wykres zależności siły od odkształcenia dla każdej próbki,
- datę badania.

### 5.2.5. Określanie siły niszczącej

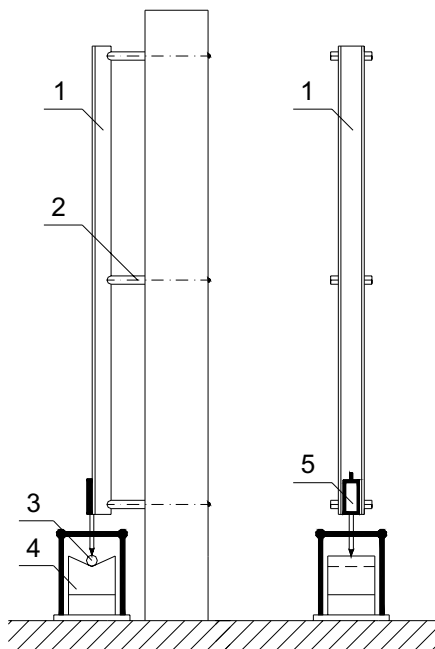
Określenie siły niszczącej jest konieczne do oceny bezpieczeństwa rurociągów kanalizacyjnych. Polega ono na wyznaczeniu granicznej nośności rury i porównaniu jej z rzeczywistym obciążeniem. Sposób ten stosowany jest zazwyczaj w przypadku rur:

- kamionkowych, według norm EN-295 [61] (w Europie) i do niedawna PN-80/B-06751 [170], a obecnie PN-EN-295-3 [202] (w kraju),
- betonowych, według BN-83/8971-06.00 *Prefabrykaty budowlane z betonu. Rury i kształtki bezciśnieniowe. Ogólne wymagania i badania.*

W Instytucie Inżynierii Lądowej Politechniki Wrocławskiej prowadzone były badania rur kamionkowych i betonowych według wymienionych norm. Procedurę badań według EN 295 opisano w rozdz. 2.1.6.2. Badanie rur kamionkowych według normy PN-80/B-06751 polega na umieszczeniu obciążanej rury w skrzyni wypełnionej piaskiem. Jak wykazały porównania wyników badań prowadzonych przez autorów niniejszej monografii, bardziej rygorystyczną normą jest EN 295.

### 5.2.6. Wyznaczenie stopnia udarności

Narażone na bezpośrednie działanie czynników destrukcyjnych podczas montażu i układania w gruncie przewody systemu kanalizacyjnego powinny charakteryzować się odpornością na przerwanie. Dotyczy to przede wszystkim cienkościennych elementów wykonanych z tworzyw sztucznych, ceramiki budowlanej oraz tych elementów,



Rys. 5.2. Schemat stanowiska badawczego do wyznaczenia stopnia udarności:  
1 – szyna prowadząca, 2 – wspornik, 3 – badany element, 4 – podkładka, 5 – ciężarek

w których zwiększono inne parametry wytrzymałościowe kosztem wytrzymałości na przerwanie. Badanie rur z tworzyw termoplastycznych o przekroju kołowym przeprowadza się według PrPN-EN 744 [218], a w przypadku wyrobów z innych tworzyw – według własnych procedur instytutów badawczych, np. procedury IBDiM w Żmigrodzie.

Odpowiedniej długości próbkę wyciętą z rury, po uprzednim jej kondycjonowaniu, poddaje się uderzeniom ciężarka o odpowiedniej masie i typie końcówki uderzającej, spadającego z określonej wysokości w określone miejsca na powierzchni rur. Zakres uszkodzeń oceniany jest jako rzeczywisty stopień udarności (T.I.R.) dla danej partii wyrobów i maksymalnie może wynosić 10%.

Po wykonaniu badań oceniany jest rzeczywisty stopień udarności na podstawie całkowitej liczby uderzeń w stosunku do liczby uszkodzeń. Wyniki badań zawierają:

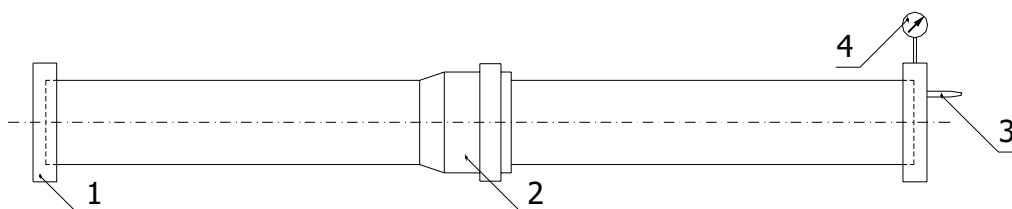
- dane o badanej próbce,
- parametry aparatury badawczej (masa ciężarka, typ końcówki, wysokość spadku),
- liczbę uderzeń,
- liczbę uszkodzonych próbek.

### 5.2.7. Szczelność połączenia

Badania szczelności połączenia przewodów kanalizacyjnych z elastomerowymi pierścieniami uszczelniającymi przeprowadza się zgodnie z PrPN-EN 1277 [217] lub DIN 4060 [47], przyjmując:

- niskie wewnętrzne ciśnienie hydrostatyczne do oceny szczelności,
- wysokie wewnętrzne ciśnienie hydrostatyczne do oceny funkcjonalności złącza,
- odchylenia kątowe przy badaniu niskim i wysokim wewnętrznym ciśnieniem hydrostatycznym.

Badaną próbkę składającą się z rur lub kształtek łączy się ze sobą za pomocą elastomerowego pierścienia uszczelniającego. Końce rur zatyka się elementami gwarantującymi szczelność układu i nie wywierającymi sił podłużnych działających na połączenie. Tak przygotowaną próbkę napełnia się wodą, aż do usunięcia powietrza, i poddaje działaniu wewnętrznego ciśnienia hydrostatycznego przez określony czas, podczas którego kontroluje się szczelność połączenia. Po wykonaniu badania na daną próbkę w miejscu połączenia działa się siłą powodującą określone odchylenie kątowe złącza rur.



Rys. 5.3. Schemat badania szczelności połączeń przewodów kanalizacyjnych: 1 – korki uszczelniające, 2 – badane połączenie, 3 – korek wlewu cieczy, 4 – urządzenie pomiarowe (manometr)

Brak przecieków powodujących spadek ciśnienia podczas badania i po wykonaniu badania stanowi pozytywne kryterium oceny szczelności połączenia. Wyniki badań zawierają:

- opis metody i warunków badania (czas badania, wartość ciśnienia, wartość odchylenia kąтового),
- dane identyfikujące elementy badawcze (rodzaj rury/kształtki, rodzaj uszczelki),
- charakterystykę warunków otoczenia (temperatura itp.).

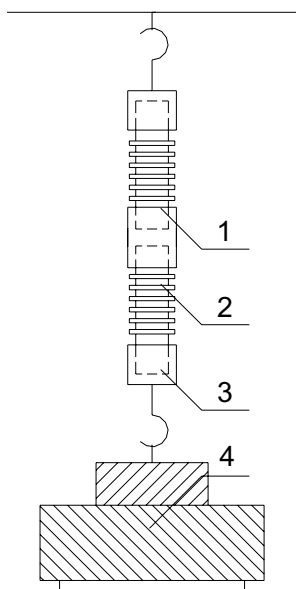
### 5.2.8. Wytrzymałość połączeń na rozerwanie

Badanie wytrzymałości połączeń na rozerwanie ma zapobiec przerwaniu połączenia pomiędzy rurą a złączką. Badanie można wykonać zgodnie z procedurą badawczą IBDiM [214] przedstawioną na rys. 5.4.

Próbki, składające się z dwóch odcinków rur o odpowiedniej długości, połączonych złączką, poddaje się działaniu siły rozciągającej przez określony czas. Masa ciężarka wywołująca siłę rozciągającą uzależniona jest od średnicy wewnętrznej rury.

Brak przerwania połączenia stanowi pozytywne kryterium oceny wytrzymałości połączeń na rozerwanie. Wyniki badań zawierają:

- opis badań (czas badania, wartość obciążenia),
- dane identyfikujące badane elementy (długość próbki, średnica rury, średnica złączki, rodzaj materiału rury i złączki),
- charakterystykę warunków otoczenia (temperatura).



Rys. 5.4. Schemat badania wytrzymałości połączeń na rozerwanie:

1 – badana złączka, 2 – przewód, 3 – tuleja, 4 – ciężarek



### 5.2.9. Badania elementów komory roboczej i trzonu studzienki (kręgów)

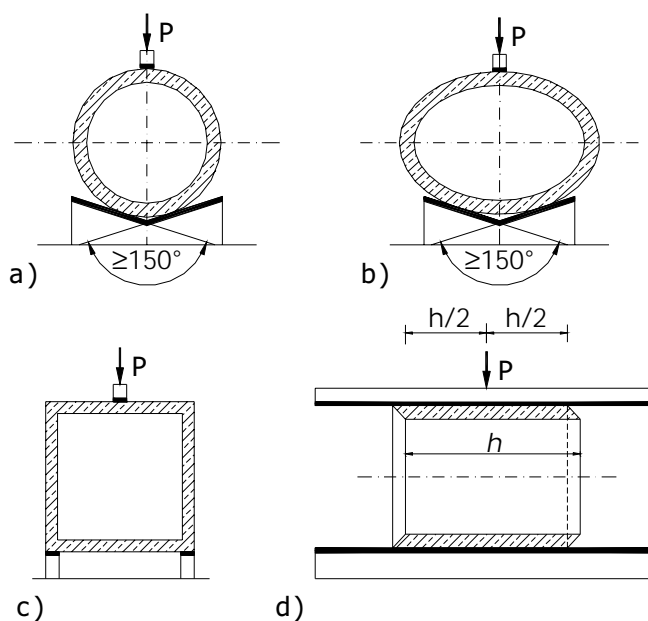
Ważnym badaniem jest wyznaczenie wytrzymałości na zgniatanie betonowych elementów komór roboczych i trzonów studzienki. Wyznaczenie tego parametru w przypadku najczęściej stosowanych studzienek betonowych niezbrojonych, betonowych z włóknem stalowym lub betonowych zbrojonych wykonywane jest zgodnie z PrEN 1917 [211].

W badaniach na stanowisku badawczym do badań statycznych znajdującym się w IBDiM w Żmigrodzie obciążenia są realizowane za pomocą ramy do badań statycznych o nośności do 250 kN oraz siłownika hydraulicznego firmy Lukas z manometrem kontrolnym. Przyrost obciążenia mierzy się i przetwarza urządzeniem pomiarowym UPM 100, podłączonym do komputera typu Macintosh z zainstalowanym oprogramowaniem BEAM.

Elementy studni są ułożone w maszynie wytrzymałościowej w pozycji poziomej pomiędzy dwoma elementami nośnymi. Sposób zamocowania badanego elementu między elementami nośnymi uzależniony jest od jego kształtu (rys. 5.5). Wartość obciążenia badawczego powinna wzrastać od 20 kN/m do 25 kN/m na minutę.

Wynik badania wyrażony jest jako stosunek całkowitego obciążenia przy odpowiednim ustawieniu do wewnętrznej wysokości elementu badanego:

$$F_a = \frac{P + P'}{h} \quad (5.6)$$



Rys. 5.5. Schemat stanowiska do badania wytrzymałości na zgniatanie elementów komory roboczej i trzonu studzienki: a) przekrój kołowy, b) przekrój eliptyczny, c) przekrój prostokątny, d) przekrój podłużny

gdzie:  $F_a$  – efektywny wynik badania, kN/m,  
 $P$  – zmierzone obciążenie badawcze, kN,  
 $P'$  – efektywne obciążenie od nośnika, kN,  
 $h$  – wewnętrzna wysokość elementu badanego, m.

### 5.3. Badania eksploatacyjne

#### 5.3.1. Założenia ogólne

Podstawowym zadaniem kontroli stanu przewodów kanalizacyjnych jest wykrycie ich uszkodzeń, a diagnostyki – określenie przyczyn ich powstania. Diagnostyka musi obejmować cały fragment sieci uznany za potencjalnie uszkodzony i nie może być zakończona po identyfikacji pierwszego uszkodzenia. Prowadzenie badań diagnostycznych jest warunkiem uzyskania aktualnej oceny stanu technicznego przewodów i zaplanowania ewentualnej ich odnowy. Ze względu na współpracę przewodów z ośrodkiem gruntowym prowadzone badania nie powinny ograniczać się tylko do analizy konstrukcji przewodu, lecz – w uzasadnionych przypadkach – uwzględniać również środowisko gruntowo-wodne w jego otoczeniu. Problemy związane z diagnostyką przewodów podziemnych wynikają z ich niedostępności. Dotarcie do konstrukcji przewodu od zewnątrz w warunkach miejskich jest uzasadnione tylko w wyjątkowych sytuacjach, tzn. tam, gdzie pozwala na to sposób użytkowania terenu nad kanałem. W przypadku przewodów kanalizacyjnych, które przebiegają zazwyczaj pod nawierzchniami ulic możliwości takie są bardzo ograniczone. Zagadnienia te były przedmiotem prowadzonych w Zakładzie Inżynierii Miejskiej analiz [130, 220, 221], których wyniki w znacznej mierze stanowiły podstawę do opracowania niniejszego rozdziału.

Niewielkie wymiary przekrojów poprzecznych większości przewodów powodują, że są one nieprzełazowe. Warunek ten oraz ciągły przepływ ścieków wymuszają wprowadzanie specjalnych technik badania stanu technicznego przewodów. Tylko w przewodach o średnicy większej niż 800 mm (w przypadku zastosowania specjalnych wózków od 600 mm) możliwe jest prowadzenie kontroli bezpośrednich. W zależności od potrzeb można wyróżnić następujące badania dokonywane w ramach kontroli i diagnostyki przewodów kanalizacyjnych:

1. Obserwacje wnętrza przewodu (inspekcje wzrokowe bezpośrednie i pośrednie, np. przy użyciu CCTV).
2. Badania wytrzymałościowe materiałów konstrukcyjnych:
  - metodami nieniszczącymi, np. sklerometryczne – z użyciem betonoskopu, młotka Schmidta,
  - metodami niszczącymi, np. z użyciem aparatu Dyna, metody typu *pull out* i *pull of*, badania próbek pobranych z konstrukcji przewodów.
3. Badania geotechniczne gruntu wokół kanału, np. sondowania, badania laboratoryjne lub wykorzystanie metod geofizycznych (dla sprawdzenia rodzaju gruntu zasys-

powego oraz stopnia jego zagęszczenia, występowania pustek) – niezbędne do ustalenia obciążeń działających na kanał oraz warunków jego posadowienia).

4. Badania składu chemicznego prowadzonego medium i środowiska gruntowo-wodnego w otoczeniu przewodu, np. badania laboratoryjne na pobranych próbkach, badania *in situ*, z użyciem odpowiedniego sprzętu (dla ustalenia agresywności środowiska, w którym pracuje przewód).

5. Badania składu chemicznego poszczególnych części konstrukcji przewodu, np.: analiza składu chemicznego pobranych próbek – laboratoryjnie lub *in situ*; próba fenoloftaleinowa, „Rainbow-Test” itp. (dla ustalenia skali uszkodzeń i zagrożeń spowodowanych procesami korozyjnymi).

6. Badania szczelności przewodu, w tym określenie wielkości eksfiltracji i infiltracji, np. tzw. „elektroniczne systemy lokalizacji”, tradycyjne określanie objętości eksfiltracji lub infiltrującej wody, metody ciśnieniowe.

7. Pomiaru odkształceń i przemieszczeń przewodu lub jego elementów, np. żyroskopowa kontrola linii ułożenia, kontrola geometrii rurociągu.

8. Badania struktury i grubości ściany przewodu metodami nieniszczącymi, np. *impact echo*.

9. Badania rozprzestrzeniania się zanieczyszczeń w otoczeniu przewodu (przy eksfiltracji ścieków).

Należy podkreślić, że mała dostępność przewodów powoduje znaczne zwiększenie kosztów przeprowadzenia niektórych rodzajów badań lub może całkowicie je wyeliminować. Problem ten dotyczy szczególnie przewodów nieprzełączalnych (ograniczone możliwości przeprowadzenia badań wytrzymałościowych, pobierania próbek itp.).

### 5.3.2. Charakterystyka wybranych metod kontroli

#### 5.3.2.1. Kontrola wnętrza przewodu

Badania polegają na obserwacji wnętrza przewodu i inwentaryzacji zmian stanu jego konstrukcji, wyposażenia oraz warunków przepływu ścieków w stosunku do stanu uważanego za projektowany. W efekcie otrzymuje się całościowy obraz zmian w przewodzie, jednak wyniki przeglądu mają zazwyczaj charakter jakościowy z ograniczonym zakresem ilościowym. Obserwacje wnętrza przewodu można najogólniej podzielić na bezpośrednie i pośrednie. Inspekcje bezpośrednie wykonywane są przez pracowników przebywających we wnętrzu przewodu i dokonujących inwentaryzacji napotkanych uszkodzeń. Podstawową wadą tych inspekcji jest ograniczenie ich stosowania do kanałów przełączalnych i konieczność angażowania kilku osób oraz stosowania specjalistycznego sprzętu dla zapewnienia bezpieczeństwa pracowników (wykrywacze gazu, liny, aparaty uciezkowe, urządzenia łączności lokalnej, kraty wentylacyjne itp.). Zaletami inspekcji bezpośrednich są jednak większe możliwości:

- dokładnego określenia stanu przewodu,
- pomiarów ilościowych niektórych uszkodzeń, np. rozwartości rys i ich długości.

Dlatego mimo uciążliwości prowadzenia inspekcji bezpośrednich są one standardowo stosowane w badaniach kolektorów przełączalnych.

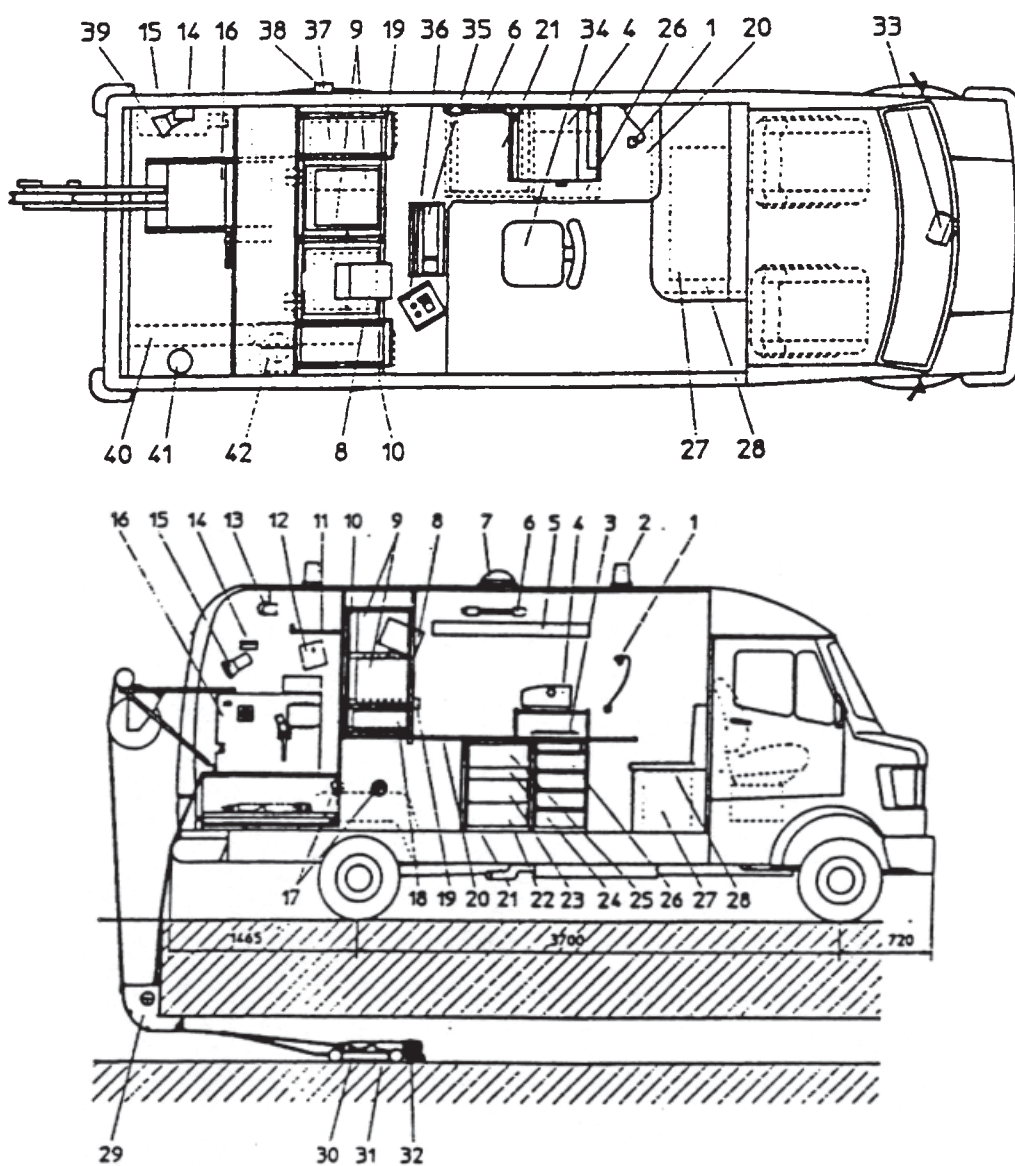
W przewodach nieprzełazowych stosuje się inspekcje pośrednie, wykorzystujące technikę wideo (CCTV – Closed Circuit Television). Popularność tych inspekcji wynika również z możliwości płynnego przekazania informacji do komputerowych baz danych w celu dalszej ich analizy. Ważna jest duża szybkość przeprowadzania przeglądów oraz zaangażowanie liczby pracowników mniejszej niż podczas bezpośredniej metody kontroli – praktycznie wystarczy dwóch wyszkolonych techników. Istotne jest również, że inspekcja nie powoduje istotnych przerw w eksploatacji przewodu, aczkolwiek zdecydowanie dokładniejsze wyniki otrzymuje się w przypadku zatrzymania przepływu ścieków na czas kontroli. Wadą tych inspekcji jest to, że transmitowany obraz, którego dokładność zależy od typu uszkodzeń i materiałów konstrukcyjnych, daje wyłącznie przybliżony pogląd o stanie przewodów. Najlepsze efekty inspekcji z użyciem CCTV uzyskuje się w badaniach rur z materiałów kruchych (kamionka, żeliwo), gdy występują ewidentne uszkodzenia przewodów (wyraźne pęknięcia, załamania konstrukcji – tworzenie się skorup itp.). W razie mniej widocznych uszkodzeń (strukturalnych) inspekcje pośrednie nie są w stanie dostarczyć wystarczających informacji. W niektórych przypadkach w celu dokładnego zbadania kanału konieczne jest zatem odkopanie go mimo uciążliwości, jakie może to implikować dla otoczenia.

W inspekcjach CCTV wykorzystuje się kamery zaopatrzone we własny napęd lub przeciągane między studzienkami. Najprostsze zestawy do przeglądów składają się z kamery z oświetleniem lub układu kamerowego samojezdnego, powiązanych wielożyłowym kablem z urządzeniem sterowniczym, zawierającym monitor, zasilanie i elektronikę sterującą. Obraz z kamery obserwowany jest na monitorze i rejestrowany np. przez magnetowid. Bezpośrednim efektem przeglądu jest protokół zawierający opis i lokalizację uszkodzeń, zdjęcia oraz komentarz, zapisane na nośniku danych. Przykładowy zestaw urządzeń do inspekcji telewizyjnych, mieszczący się w samochodzie, przedstawiono na rys. 5.6 [221].

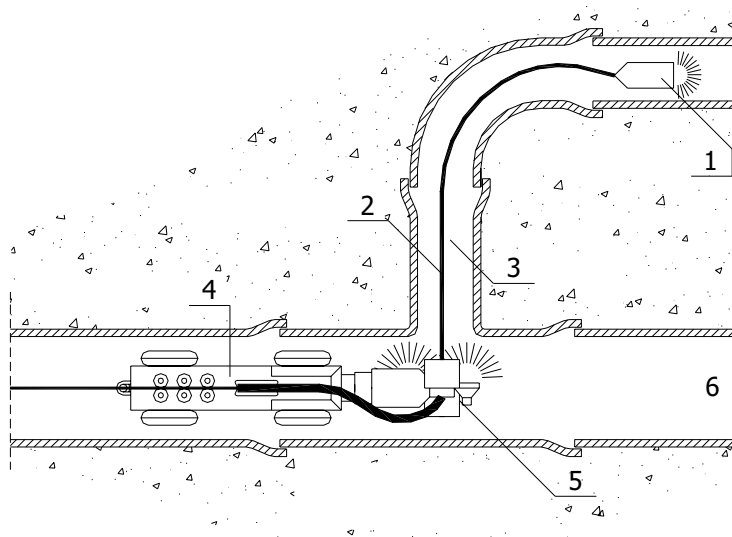
Możliwości zestawów kamerowych powodują, że stosowane są one również w przewodach przełazowych, gdy warunki lokalne wykluczają wprowadzenie ludzi do wnętrza przewodu. Bywają przypadki, kiedy inspektora znajdującego się w przewodzie zaopatrzuje się w sprzęt do kamerowania, połączony z urządzeniami pracującymi na powierzchni terenu, np. w samochodzie do inspekcji. Prowadzona w ten sposób kontrola łączy w sobie zasady kontroli bezpośredniej i pośredniej.

Do przeglądów trudno dostępnych odgałęzień kanałów lub przyłączy domowych wykorzystuje się tzw. kamery satelickie. Do przyłącza kamera satelicka dowożona jest na układzie kamerowym z własnym napędem i ruchomą głowicą pozwalającą na dokładne ustalenie jej położenia w stosunku do przykanalika, do którego jest następnie wprowadzana dzięki sztywnemu kablowi lub ciśnieniu strumienia wody (rys. 5.7) [221].

W celu obniżenia kosztów kontroli i zwiększenia jej prędkości stosuje się systemy wstępnej diagnostyki przewodów. Przeglądu dokonuje się tu za pomocą kamery zaopatrzonej w teleobiektyw, opuszczanej do studzienki, z której dokonuje się obserwacji. Jak podają materiały informacyjne [134], system taki pozwala na obserwację do 25 m przewodu od studzienki dla DN 200–300 i do 45 m dla DN > 300.



Rys. 5.6. Przykładowy zestaw do inspekcji CCTV: 1, 6, 19, 43 – oświetlenie kabiny, 2 – światło sygnalizacyjne, 3 – papier, 4 – drukarka, 5 – plansza magnetyczna, 7 – wywietrznik, 8 – monitor kontrolny, 9 – monitory dodatkowe, 10 – stojak pod oprzyrządowanie, 11 – półka, 12 – monitor, 13 – kamera kontrolna „pomieszczenia technicznego”, 14, 15 – skrzynka przyłączowa i aparat telefonu wewnętrzny, 16 – winda kablowa, 17 – dysze, 18 – wideo-recorder, 19, 20 – blat stołu, 21, 26 – wbudowane szafki, 22, 23, 25 – urządzenia zasilająco-sterownicze, 24 – komputer, 27 – akumulator, 28 – miejsce do siedzenia, 29 – krążek prowadzący okablowanie, 30, 31, 32 – układ kamerowy (napęd, oświetlenie, kamera), 33 – monitor, 34 – krzesło obrotowe, 35 – klawiatura komputera, 36 – stolik sterowniczy napędu kamery, 37 – video-printer, 38 – zewnętrzne gniazdo zasilania, 39 – ogrzewanie, 40 – pojemnik na drąg do opuszczania kamer, 41 – butla z gazem obojętnym, 42 – pojemnik na wodę



Rys. 5.7. Zasada działania kamery satelickiej: 1 – kamera satelicka, 2 – kabel sterujący, 3 – przykanalik, 4 – wózek kamery, 5 – kamera podstawowa z głowicą obrotową, 6 – kanał główny

Na dokładność wyników przeglądów z użyciem kamer wpływają:

- prędkość prowadzenia inspekcji (zalecana – nie więcej niż 15 cm/s),
- staranność opisu uszkodzeń wynikająca z kwalifikacji i predyspozycji inspektora,
- dokładność czyszczenia przewodu przed inspekcją (także w przypadku inspekcji bezpośrednich),
- ilość prowadzonych ścieków w czasie inspekcji (jeśli inspekcja prowadzona jest w trakcie pracy przewodu) lub ilość wody zalegającej w przewodzie po czyszczeniu.

Dodatkowe informacje na temat inspekcji telewizyjnych można znaleźć w pracach [119, 123, 130, 134].

### 5.3.2.2. Badanie szczelności

Badania szczelności przewodów kanalizacyjnych dzieli się na dwa typy: prowadzone ze względu na odbiór sieci lub wykonywane w okresie eksploatacji przewodów. W ramach badań prowadzonych w trakcie odbioru dokonuje się zazwyczaj oględzin przewodów, ze zwróceniem szczególnej uwagi na jakość wykonania połączeń poszczególnych elementów, oraz przeprowadza próbę ciśnieniową – wodną lub powietrzną. Wymogi i procedury zawarte w obowiązujących normach [45, 52, 188, 189] nie odnoszą się zazwyczaj do badań szczelności przewodów eksploatowanych. Normy [45, 188, 189] zawierają kryteria kontroli szczelności przewodów nowo wybudowanych, a norma [52] nowo wybudowanych i po technicznej rehabilitacji konstrukcji przewodów. Procedury dotyczące szczelności przewodów eksploatowanych można znaleźć w wytycznych ATV-M 143 [12] lub ASTM C 1091-90 [9]. Dokumenty te nie są przepisami normatywnymi.

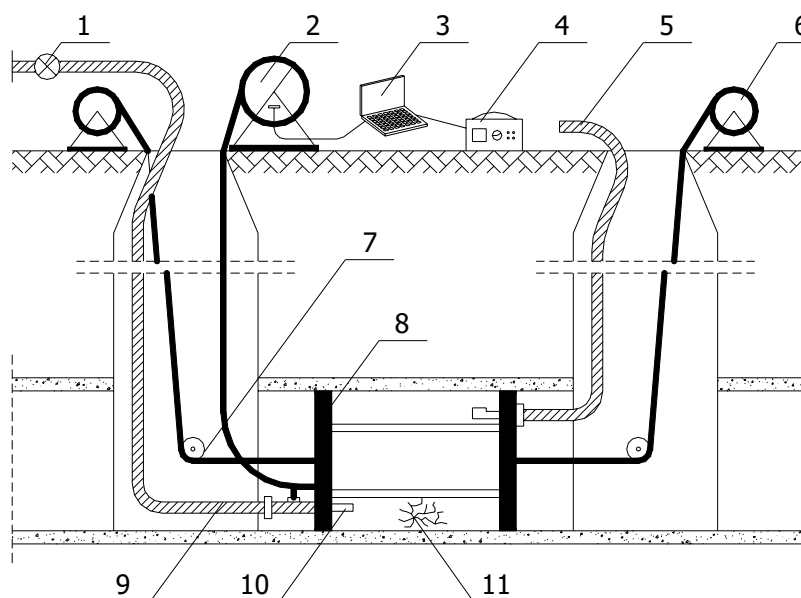
Nieszczelności przewodów kanalizacyjnych mogą być, w zależności od poziomu wody gruntowej, źródłem eksfiltracji ścieków lub infiltracji wód gruntowych. Zachodzi zatem konieczność okresowego badania szczelności, także w okresie ich eksploatacji. Informacje o szczelności przewodów mogą pochodzić z:

- inspekcji wzrokowych,
- prób ciśnieniowych,
- badań z wykorzystaniem elektronicznych systemów lokalizacji.

Inspekcje wzrokowe pozwalają stwierdzić występowanie infiltracji. Wykrycie eksfiltracji jest bardziej utrudnione i można o niej wnioskować na podstawie analizy uszkodzeń konstrukcji przewodu i badań otaczającego kanał gruntu oraz pomiarów strat objętości wody lub ciśnienia powietrza w przewodach podczas specjalistycznych testów.

W wyniku infiltracji drobne frakcje gruntu wraz z wodą przedostają się do kanału, tworząc powyżej nieszczelności kawerny implikujące osiadania. W wyniku eksfiltracji kawerny powstają poniżej przecieków (poniżej dna kanału), zmieniając warunki jego posadowienia, co może skutkować zmianami niwelety lub uszkodzeniami konstrukcji.

Próby ciśnieniowe przewodów (np. na odcinkach między studzienkami) prowadzone są, podobnie jak w przypadku badań, w czasie odbioru. W tym celu wydziela się szczelnymi przegradami (zazwyczaj pneumatycznymi korkami) wybrany do badań odcinek i wprowadza do niego powietrze lub wodę o odpowiednim ciśnieniu. Schemat takiego działania przedstawiono na rys. 5.8 [35].



Rys. 5.8. Ciśnieniowa próba szczelności przewodu – wodna: 1 – wodomierz, 2 – bęben na wąż i kabel, 3 – rejestracja wyników pomiarów, 4 – źródło zasilania, 5 – wąż odpowietrzający, 6 – wciągarca linii, 7 – krążek prowadzący, 8 – korki pneumatyczne, 9 – wąż doprowadzający wodę, 10 – sonda mierząca ciśnienie, 11 – nieszczelność

Kontrola polega na obserwacji spadku ciśnienia wody lub powietrza (nadciśnienie) lub wzrostu ciśnienia powietrza w próbach podciśnieniowych. Wartość ciśnienia przyjmowanego do badań zależy od [231]:

- wysokości poziomu spiętrzenia ścieków,
- poziomu wody gruntowej,
- zagłębienia przewodu,
- stanu konstrukcji przewodu,
- dopuszczalnego ciśnienia w elementach zamykających (korkach) przy uwzględnieniu nośności i właściwości (chropowatość, stopień czystości) powierzchni docisku.

Ze względu na różnicę między ściślnością wody i powietrzem (woda jest nieściśliva) nie ma możliwości wyznaczenia bezpośredniej korelacji między wynikami uzyskanymi z próby wodnej i powietrznej. Wartości ciśnień przyjmowanych do badań, wzory pozwalające określić czas badań i tabele do interpretacji wyników zawarte są w stosownych normach [12, 52]. Należy podkreślić, że badania szczelności z wykorzystaniem wody (z wyjątkiem badania szczelności połączeń) dają wyniki pewniejsze niż próby powietrzne, dlatego w razie wątpliwych wyników próby powietrznej należy przeprowadzić próbę wodną.

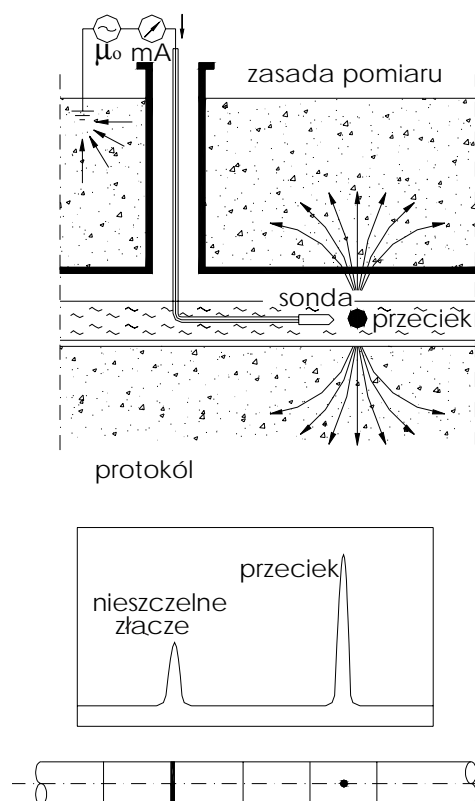
Ciśnieniowe próby połączeń polegają najczęściej na użyciu sprężonego powietrza. Wykorzystuje się w nich tzw. packery, odcinające od sieci przeznaczone do badań złącze. W przewodach nieprzelazowych packer powiązany jest przeważnie z kamerą i przewożony na zdalnie sterowanym wózku ze wskaźnikiem przesuwu, pozwalającym na dokładną lokalizację złącza. W przewodach przelazowych packer wydzielający przestrzeń wokół złącza montowany jest ręcznie.

Elektroniczne systemy lokalizacji nieszczelności zalicza się do grupy metod geoelektrycznych. System pomiarowy składa się wówczas z sondy przeciąganej przez kanał za pomocą zwijaka z kablem prowadzącym, elektronicznego odbiornika i komputera. Metoda opiera się na pomiarze natężenia prądu przepływającego w ośrodku gruntowym, emitowanego przez sondę przemieszczającą się wewnątrz przewodu, w kierunku prostopadłym do jej ruchu. Gdy sonda znajduje się obok nieszczelności, wówczas natężenie prądu zwiększa się, co jest obserwowane na ekranie komputera. Metoda umożliwia jakościowe określenie wielkości eksfiltracji lub infiltracji. Zasada działania systemu opisywanego pod nazwą AMS-4 została przedstawiona na rys. 5.9 [78, 116].

System umożliwia także pomiar temperatury ścieków, na podstawie której można wnioskować, ile wody gruntowej przedostaje się do kanału. Pomiar temperatury jest szczególnie ważny w badaniach przewodów prowadzących ścieki przemysłowe, ponieważ ich temperatura może zbliżyć się do temperatury krytycznej dla niektórych związków materiałowych przewodów (termoplastów).

Szczelność przewodów można również sprawdzać innymi metodami geofizycznymi. Próby wykorzystania metod radiometrycznych opisano w pracy [223]. Do rozpoznania eksfiltracji ścieków z przewodu kanalizacyjnego wykorzystano tu sondy neutronowe w rurach osłonowych (z aluminium, stali lub metali szlachetnych), umieszczone poniżej przewodu. Badania wykonano w warunkach laboratoryjnych i polowych, lecz





Rys. 5.9. Zasada działania systemu pomiarowego AMS-4

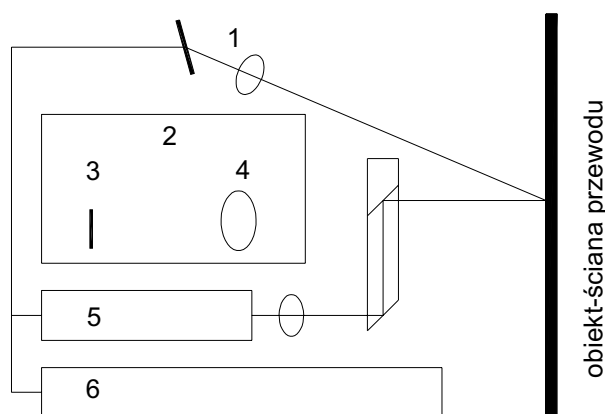
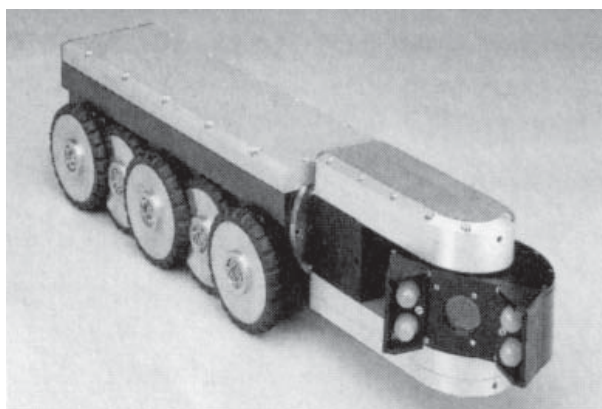
nie uzyskano skorelowanych wyników. Stwierdzono jednak potencjalną możliwość wykorzystania tej metody, pod warunkiem przeprowadzenia dodatkowych badań. Aktualnie sondy neutronowe znajdują zastosowanie w hydrologii, gleboznawstwie oraz budownictwie ziemnym do rozpoznawania wilgotności gruntów.

### 5.3.2.3. Metody pomiaru rys, przemieszczeń oraz geometrii przekroju i niwelety

Do pomiaru szerokości rys w przewodzie oraz przemieszczeń powstających w miejscu połączeń rur i zarysowań wykorzystuje się systemy współpracujące z konkretnymi urządzeniami służącymi do inspekcji CCTV. Można wyróżnić tu następujące metody pomiaru [14]:

- optyczne,
- laserowe,
- optyczno-laserowe.

Przykładem urządzenia służącego do takich badań jest dalmierz laserowy, składający się z kamery i zintegrowanego z nią układu pomiarowego, umożliwiającego pomiar szerokości rys, odkształceń oraz kształtu przekroju poprzecznego. Urządzenie jest ka-



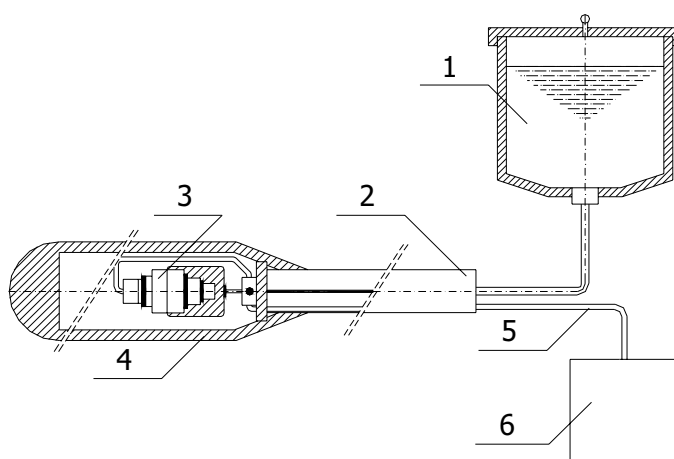
Rys. 5.10. Wykorzystanie dalmierza laserowego do badań przewodów nieprzełazowych:  
 1 – dekodery pozycyjny, 2 – kamera, 3 – mikroprocesor, 4 – obiektyw, 5 – laser,  
 6 – elektronika sterująca

librowane po wprowadzeniu go do wnętrza przewodu. Na rysunku 5.10 przedstawiono elementy tego zestawu i schemat ich powiązań [139, 220].

Do kontroli geometrii przekroju poprzecznego rurociągów stosuje się również tzw. mechaniczno-elektroniczne systemy pomiaru deformacji. Pomiar takie mają szczególnie duże znaczenie w badaniach przewodów podatnych. System składa się z czujników umieszczonych na uchylnych ramionach przylegających do ścianek przewodu. Ramiona zamontowane są do tłoka przeciąganego przez przewód lub przemieszczanego przez transportowane przewodem medium (ścieki). W tym przypadku tłok porusza się z prędkością około 1 m/s. Mierzone są zmiany horyzontalne i wertykalne przekroju przewodu i rejestrowane w pamięci komputera przez skalibrowane urządzenie pomiarowe. Można też zastosować większą liczbę czujników. Metoda uznawana jest za niezawodną, gdyż błąd wskazania jednego lub kilku czujników można łatwo wychwycić i skorygować.

Żyroskopowa metoda kontroli niwelety służy do wyznaczenia rzeczywistych spadków przewodów i ma zasadnicze znaczenie w przypadku systemów grawitacyjnych. Stosuje się urządzenia zawierające dwa żyroskopy umieszczone w płaszczyznach prostopadłych lub jeden żyroskop o trzech stopniach swobody. Składowa wertykalna prędkości kątowej kuli ziemskiej powoduje odchylenie się osi żyroskopu od zadanego kierunku w płaszczyźnie horyzontalnej, natomiast składowa pozioma (horyzontalna) prędkości kątowej Ziemi powoduje odchylenie się osi żyroskopu w płaszczyźnie pionowej (wertykalnej) od zadanego kierunku. Wykorzystuje się to, rejestrując wartości kątów stycznych do toru urządzenia pomiarowego, w płaszczyznach wzajemnie prostopadłych. Można stąd wyznaczyć promień i środek krzywizny w określonych punktach rurociągu. Uzyskuje się kształt niwelety rurociągu w płaszczyźnie stycznej do powierzchni terenu (służy to odzwierciedleniu przewodu na mapie) i w płaszczyźnie prostopadłej (można określić głębokość każdego punktu przewodu), co pozwala poznać jej odchyłki od linii projektowej, spowodowane np. podmyciem przewodu w wyniku eksfiltracji ścieków czy nierównomiernym osiadaniem.

Innym urządzeniem służącym do pomiaru rzeczywistego spadku przewodu jest stratymetr hydrostatyczny. Przykładowe urządzenie tego typu przedstawiono na rys. 5.11. Pomiar polega na przeciągnięciu przez przewód elastycznego węża wypełnionego cieczą, zakończonego sondą pomiarową. Wbudowany przekaźnik podaje głębokość, na której znajduje się sonda w porównaniu do znanego punktu zerowego w instrumencie pomiarowym zlokalizowanym na powierzchni terenu. Odczytując głębokość przy przeciąganiu sondy, można zarejestrować rzeczywisty spadek przewodu z dokładnością do 5 mm, a w pomiarze stacjonarnym do 1 mm [220].

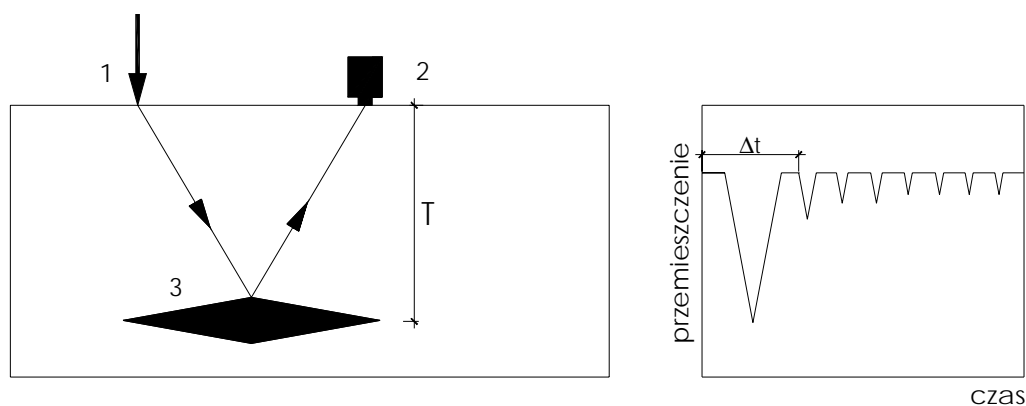


Rys. 5.11. Stratymetr hydrostatyczny: 1 – naczynie poziomujące, 2 – wąż ochronny, 3 – czujnik ciśnienia, 4 – głowica pomiarowa, 5 – kabel pomiarowy, 6 – rejestrator sygnału

#### 5.3.2.4. Badania struktury i grubości ścian przewodów metodami nieniszczącymi

W badaniach nieniszczących struktury i grubości ścian przewodów wykorzystuje się zjawiska towarzyszące rozchodzeniu się fal sprężystych w ciele stałym. Metody oparte na analizie tych zjawisk określa się mianem metod akustycznych. Z metod należących do tej grupy w badaniach przewodów znajdują zastosowanie takie, jak np.: metoda *impact-echo*, analizy odbitego dźwięku czy ultradźwiękowa. Do diagnostyki przewodów stalowych służy ponadto defektoskopia magnetyczna, oparta na analizie zmian indukowanego pola magnetycznego.

Metoda *impact-echo* została opracowana do badań obiektów betonowych i żelbetonowych. Jest przydatna w ocenie grubości ściany przewodu lub wykryciu wewnętrznych wad materiału. Istota metody polega na wykorzystaniu zjawiska odbicia się impulsowo wzbudzonej fali sprężystej od wewnętrznych wad materiałowych oraz powierzchni rozdziału poszczególnych warstw ośrodka. O jej przydatności decyduje w dużej mierze „czułość” na występowanie w badanym elemencie ośrodków o różnej impedancji akustycznej, rozumianej jako iloczyn gęstości danego ośrodka i prędkości rozchodzenia się w nim fal sprężystych. W takim bowiem przypadku na granicy ośrodków o wyraźnie różnej impedancji akustycznej następuje częściowe odbicie propagujących fal sprężystych. Badania *in situ* przeprowadza się za pomocą urządzenia pomiarowego DOCTer, umożliwiającego pracę w przewodach przełączonych. Ilustrację zasady działania tej metody przedstawia rys. 5.12 [152].

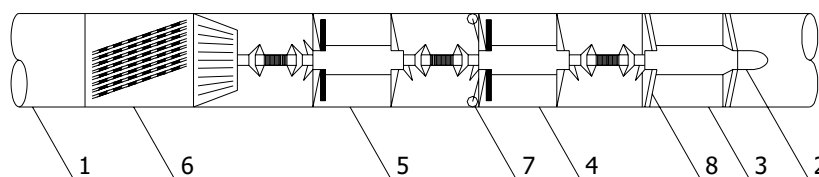


Rys. 5.12. Metoda *impact-echo* – schematyczna ilustracja działania:

1 – wzbudzenie, 2 – przetwornik, 3 – wada

Defektoskopia ultradźwiękowa znalazła zastosowanie przede wszystkim w diagnostyce stalowych rurociągów ciśnieniowych do przesyłu gazu, ropy naftowej i wody. W przewodach tych stosuje się tzw. głowice inteligentne, np. głowicę UltraScan – rys. 5.13 [109].

Przez analogię mogą być podejmowane próby wykorzystania takich głowic do badań stalowych rurociągów kanalizacyjnych (głównie ciśnieniowych). Tego typu kontrola rurociągu musi być poprzedzona:



Rys. 5.13. Schemat budowy pomiarowej głowicy ultradźwiękowej: 1 – rurociąg, 2 – sygnalizator położenia głowicy, 3 – zasilanie, 4 – segment gromadzenia i przetwarzania danych, 5 – moduł analizy sygnałów ultradźwiękowych, 6 – czujniki ultradźwiękowe, 7 – system pomiaru odległości, 8 – pierścienie uszczelniające

- przejściem głowicy kalibrującej,
- czyszczeniem ogólnym i specjalnym.

Przejęcie głowicy kalibrującej pozwala wykryć i usunąć odkształcenia mogące spowodować zablokowanie głowicy lub zniekształcenie wyników inspekcji. Dokładność czyszczenia przewodu jest czynnikiem decydującym o jakości uzyskanych wyników. Pozostawienie w przewodzie np. inkrustacji soli wapnia powoduje rozproszenie wysłanego sygnału ultradźwiękowego, a więc uniemożliwia przeprowadzenie badań. Badanie głowicą dostarcza użytkownikowi przewodu informacji na temat:

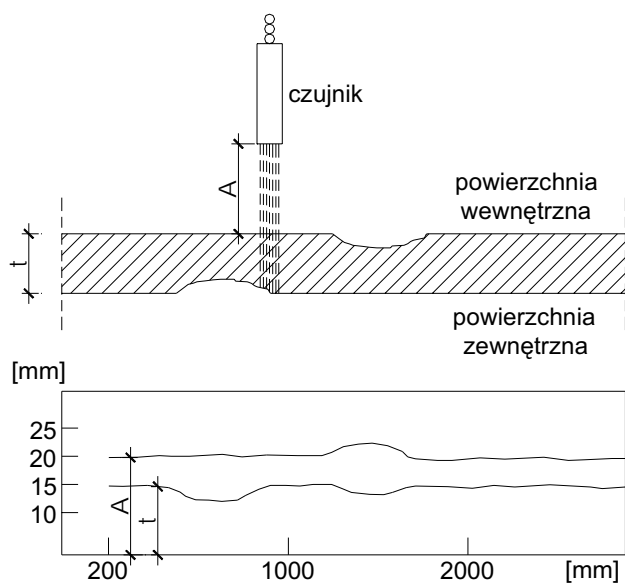
- korozji powierzchniowej i punktowej,
- lokalizacji uszkodzeń od strony zewnętrznej i wewnętrznej rury,
- rozwarstwień,
- istniejącej armatury wewnętrznej,
- istniejących spawów, w tym spawów podłużnych na obwodzie,
- zmian grubości ścianki rurociągu.

Zasadę działania ultradźwiękowego systemu pomiaru grubości ścianek przewodów przedstawiono na rys. 5.14 [109].

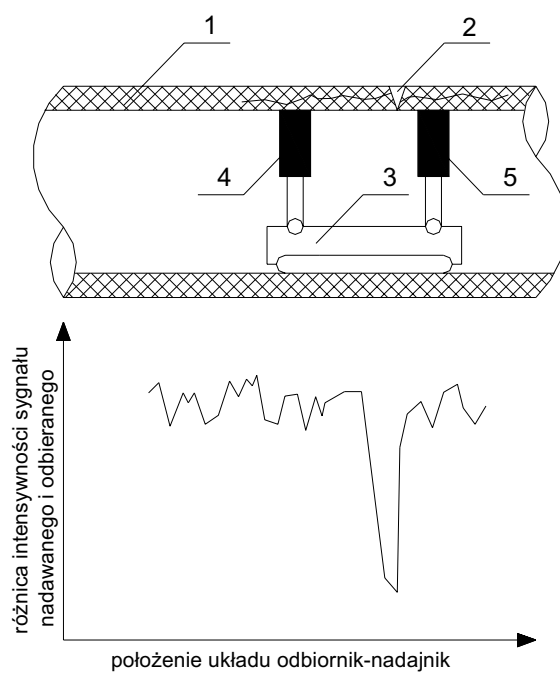
Badania ultradźwiękowe przewodów z innych materiałów są bardzo utrudnione ze względu na ich niehomogeniczność oraz trudności w zapewnieniu odpowiedniego sprzężenia akustycznego między czujnikiem, a ścianką przewodu.

W pracy [104] przedstawiono wyniki prób zastosowania metody ultradźwiękowej oraz metody opartej na analizie odbitego dźwięku do badań betonowych i kamionkowych przewodów kanalizacyjnych. Stwierdzono możliwość wykrywania rys o różnej szerokości ich rozwarcia, ubytków w ściankach rur – w tym powstałych w wyniku tarcia, źle osadzonych króćców oraz występowania pustek lub niezagęszczonego gruntu w bezpośrednim sąsiedztwie ściany. Graficzna charakterystyka przebiegającego pomiędzy czujnikami impulsu jest rejestrowana, a jej zakłócenie świadczy o występowaniu uszkodzenia. Na rysunkach 5.15 i 5.16 [104, 220] przedstawiono zasadę postępowania przy detekcji rys z wykorzystaniem obu metod.

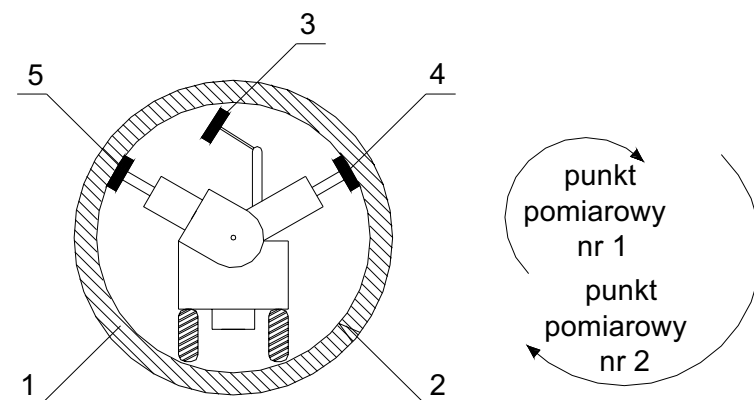
Do nowszych rozwiązań wykorzystujących metodę ultradźwiękową należy urządzenie diagnostyczne o nazwie Sonomoloch I opracowane przez Fraunhofer-Institut für



Rys. 5.14. Zasada działania ultradźwiękowego systemu pomiaru grubości:  
 $A$  – odległość czujnika od powierzchni wewnętrznej rury,  $t$  – grubość ścianki rury



Rys. 5.15. Detekcja rys z wykorzystaniem metody ultradźwiękowej: 1 – przewód, 2 – pęknięcie ścianki przewodu, 3 – urządzenie pomiarowe, 4 – nadajnik sygnału, 5 – odbiornik sygnału

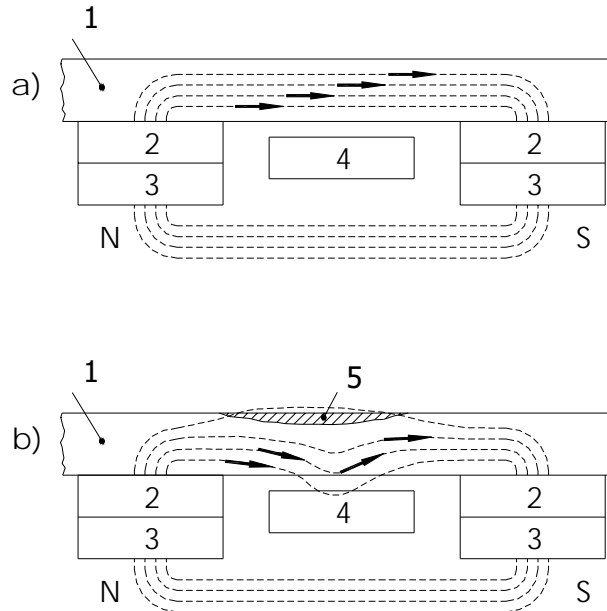


Rys. 5.16. Detekcja rys metodą odbitego dźwięku: 1 – ścianka przewodu, 2 – uszkodzenie, 3 – generator dźwięku („młoteczek”), 4 – punkt pomiarowy nr 1, 5 – punkt pomiarowy nr 2

Biomedizinische Technik. Urządzenie przeznaczone jest do badań rurociągów o średnicach w zakresie DN 600–700 mm, również częściowo wypełnionych np. ściekami. Umożliwia ono wykrycie i pomiar rys w przewodach betonowych, żelbetowych i kamionkowych. Możliwe jest także rozpoznanie korozji – w tym również od zewnątrz przewodu, oraz graficzne przedstawienie wielkości uszkodzeń. Urządzenie stwarza możliwość wykrycia różnic w posadowieniu przewodów oraz sprawdzenia materiału wypełniającego połączenia między rurami [248].

Innym urządzeniem diagnostycznym zawierającym czujniki ultradźwiękowe umożliwiające kontrolę całego obwodu rurociągu jest system Pipe Train. Składa się on z szeregowo połączonych modułów umożliwiających inspekcję wzrokową i czyszczenie wysokociśnieniowe. Zasadniczo system, podobnie jak dalej opisana defektoskopia magnetyczna, przeznaczony jest do badania rurociągów stalowych. Można go stosować w warunkach wysokiego ciśnienia, zasięg jego działania wynosi do 6 km, może być rozbudowywany poprzez dołączanie modułów o specjalnym zastosowaniu, np. do badania deformacji. Urządzenie połączone jest z pulpitem sterowniczym za pomocą kabla.

Defektoskopia magnetyczna stosowana jest w inspekcji rurociągów ciśnieniowych stalowych. Znanymi urządzeniami bazującymi na analizie rozproszonego pola magnetycznego są głowice MagneScan i MagneScan HR [109]. Głowica może rozpoznawać takie uszkodzenia przewodu, jak: korozja wewnętrzna i zewnętrzna, wadliwe spawy, wadliwa armatura czy uszkodzenia rozgałęzień. W zależności od średnicy rurociągu urządzenie składa się z jednej części lub kilku połączonych ze sobą segmentów. Istotny jest system lokalizacji położenia głowicy, umożliwiający późniejsze dokładne umiejscowienie uszkodzeń. Głowica wyposażona jest w dwa rzędy magnesów stałych i szczotek stalowych, rozmieszczonych równomiernie na obwodzie, do wytworzenia pola magnetycznego w ściance rurociągu. Pomiedzy nimi, również na całym obwodzie, znajdują się czujniki wykrywające odchylenia pola magnetycznego. Na rysunku 5.17 przedstawiono zasadę działania magnetycznej głowicy pomiarowej [109].



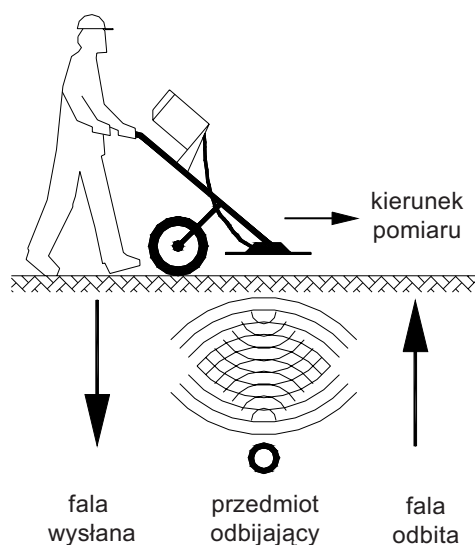
Rys. 5.17. Zasada działania magnetycznej głowicy pomiarowej: a) linie sił pola magnetycznego w przypadku nieuszkodzonej ścianki rurociągu, b) linie sił pola magnetycznego w przypadku uszkodzonej ścianki rurociągu

### 5.3.2.5. Badania warunków gruntowych w otoczeniu kanału

Badania gruntu wokół kanału mogą być prowadzone przy użyciu georadaru. Urządzenie to jest efektem prac nad zastosowaniem metod geoelektrycznych do diagnostyki przewodów układanych w gruncie. Wykorzystano tu zasadę rozchodzenia się fal elektromagnetycznych w zakresie MHz. Kierunek i prędkość rozchodzenia się fal warunkowana jest przez opór elektryczny medium, w którym fale się rozprzestrzeniają, a na powierzchniach granicznych następuje ich częściowe odbicie. W przypadku mediów niemetalicznych dochodzi do odbicia fali z powodu zmiany stałej dielektrycznej, natomiast przy obiektach z metalu przyczyną odbicia jest skok przewodności elektrycznej. Możliwa jest zatem detekcja obiektów metalicznych i niemetalicznych. Zasadę działania georadaru przedstawiono na rysunku 5.18 [69, 101].

Pierwotnie system radarowy służył do wykrywania z powierzchni terenu przewodów podziemnych – zarówno z metalu, jak i z innych materiałów. Rozwój tej techniki spowodował, że obecnie możliwa jest także lokalizacja gruntów o naruszonej strukturze, niezagęszczonych i kawern. Georadar może pracować również wewnątrz przewodu, gdzie przemieszczany jest na specjalnym wózku [255], można go też dostosować do przewodów małych średnic (np. Kanalmolch) [78]. Badania georadarem z wnętrza przewodu prowadzi się w celu rozpoznania zmian w gruncie w jego otoczeniu lub roz-





Rys. 5.18. Zasada działania i schemat ideowy georadaru

poznania zmian w strukturze ściany przewodu. W pracy [78] podkreślono, że dla rozpoznania uszkodzeń w ścianie przewodu badania georadarem powinny być powiązane z inspekcją video. Równocześnie w zależności od rodzaju gruntu, w którym prowadzone są badania, ze względu na inne przewody w otoczeniu badanego przewodu, jak również ze względu na występowanie we wnętrzu przewodu osadów i inkrustacji, praca urządzenia może być zakłócana do stopnia uniemożliwiającego prowadzenie badań.

#### 5.3.2.6. Podsumowanie

Przedstawione metody nie wyczerpują wszystkich możliwości diagnostyki stanu przewodów. Istotnym zagadnieniem jest prawidłowa interpretacja, a następnie wykorzystanie wyników kontroli. Aby uzyskać możliwie wyczerpującą informację o stanie przewodu, nie można zazwyczaj poprzestać na zastosowaniu jednej techniki badawczej, tym bardziej że większość obecnych urządzeń ciągle jest niedostatecznie dokładna. Wynika to z ich nadmiernej wrażliwości na różnego typu zakłócenia zewnętrzne, jak: niejednorodność ośrodka gruntowego, warunki atmosferyczne, spadki napięć w sieci zasilającej, temperatura, wilgotność. Niemniej jednak tendencja do budowy wielozadaniowych systemów pomiarowych o bardzo rozwiniętej elektronice i technikach obliczeniowych uwidacznia się także w projektach najnowszych urządzeń do diagnostyki przewodów. Projektowane rozwiązania zmierzają do łączenia w jednym urządzeniu kilku technik diagnostycznych. Przykładem są prace nad inspekcyjnym robotem kanałowych, który docelowo ma być zaopatrzony w czujnik mikrofalowy, ultradźwiękowy, sensory optyczne umożliwiające dokładne rozpoznanie kształtu i wymiarów odkształceń przewodu oraz czujniki hydrochemiczne. Powiązanie wyników uzyskiwanych z poszczególnych sensorów umożliwia rozmyto-neuronowy system obróbki danych [76].

## 5.4. Przykłady badań kolektorów kanalizacyjnych

### 5.4.1. Kolektory żelbetowe

#### 5.4.1.1. Wprowadzenie

Zdecydowany, w ostatniej dekadzie ubiegłego stulecia, wzrost zainteresowania władz polskich miast problemami ochrony środowiska skutkuje działaniami zmierzającymi do uporządkowania gospodarki wodno-ściekowej. Nastąpiła widoczna intensyfikacja przedsięwzięć związanych z odnową i rozbudową infrastruktury sieciowej, w tym także przewodów kanalizacyjnych. Kompleksowe rozwiązanie problemu wymaga również poprawy stanu przewodów i kolektorów już istniejących, co jest bardzo pracochłonne i kosztowne. Pomimo to działania takie są prowadzone i dotyczą między innymi kolektorów „Ślęza” i „Odra” we Wrocławiu. Znaczną część badań tych obiektów wykonano w Zakładzie Inżynierii Miejskiej Instytutu Inżynierii Lądowej Politechniki Wrocławskiej w latach 1994–1997. Badania te objęły łącznie ponad 8 km kolektorów na odcinkach nieeksploatowanych i eksploatowanych [131, 207, 208].

#### 5.4.1.2. Opis obiektów

##### **Kolektor „Odra”**

Projekt konstrukcji kolektora „Odra” powstał w latach 70. dwudziestego stulecia, a jego budowa została zakończona w latach 90. Schemat statyczny budowli przyjęto jako łuk dwuprzegubowy o wysokości w świetle równej 2,92 m, oparty na płycie dennej, w przegubach o rozstawie 3,50 m. Jest to budowla unikatowa i zalicza się ją do grupy największych kolektorów żelbetowych o takiej konstrukcji w Europie. Widok wnętrza kolektora przedstawiono na rys. 5.19.



Rys. 5.19. Widok wnętrza kolektora „Odra” przed odnową

Badany odcinek kolektora zrealizowano w latach 70. z prefabrykatów o długości równej 2,0 m. Odcinek ten jest eksploatowany od początku lat 80. Zgodnie z założeniami projektowymi łupiny o grubości 0,20 m powinny być wykonane z betonu wibrowanego  $R_w = 200 \text{ kG/cm}^2$  ( $\approx B17,5$ ) z dodatkiem hydrobetu.

Zbrojenie ze stali A-I St3S oraz A-II 18G2 dostosowano do obciążeń budowli na poszczególnych odcinkach. Przyjęto trzy typy łupin: typ I – dla zagłębienia  $h < 3,0$  m; typ II – dla zagłębienia  $h = 3,0\text{--}4,0$  m i typ III – dla zagłębienia  $h = 4,0\text{--}5,0$  m. Grubość otuliny zbrojenia przewidziano  $c = 0,023$  m, co nie odpowiadało zarówno wymogom obowiązującej w czasie badań normy [174], jak i obecnej PN-B-03264-1999. Ponieważ obliczeniowe szerokości rozwarcia rys przyjęto większe od dopuszczalnych dla tego typu budowli ( $a = 0,1$  mm), zaprojektowano zabezpieczenie antykorozyjne w postaci wewnętrznej osłony z emulsji kationowej wykonanej metodą natryskową. Izolację zewnętrzną zaprojektowano jako powłokę z emulsji kationowej lateksowo-asfaltowej, zbrojonej welonem z włókna szklanego, o łącznej grubości 6 mm. Płytę denną o grubości 0,40 m, stanowiącą kinetę kolektora, wykonywano początkowo jako profilowaną, żelbetową płytę prefabrykowaną z betonu  $R_w = 250 \text{ kG/cm}^2$  ( $\approx B20$ ), zbrojoną stalą klasy A-I St3S i A-II 18G2. W późniejszym etapie realizacji budowli płytę denną wykonywano jako konstrukcję monolityczną. Konstrukcję płyty układano w wykopie otwartym na podłożu z chudego betonu, z izolacją z trzech warstw papy na lepiku. Początkowo kinetę wykładano płytkami klinkierowymi, a na później realizowanych odcinkach stosowano trudno ścieralną warstwę z betonu na kruszywie bazaltowym. Styki prefabrykatów zgodnie z projektem miały być wypełnione mieszanką betonową za pomocą torkretnicy. W składzie mieszanki przewidziano cement ekspansywny. Zarówno od strony zewnętrznej, jak i wewnętrznej zalecono wykonywanie opaski ze zbrojonego siatką metalową betonu natryskowego oraz zatarcie styków na gładko zaprawą cementową. Rozwiązanie to skutkowało niekorzystnymi ze względów hydraulicznych karbami na wewnętrznej powierzchni kolektora.

Prostopadłościenne komory zaprojektowano co kilkadziesiąt metrów (średnio co 100 m) i wykonano jako monolityczne o konstrukcji żelbetowej. Wejścia do komór zaprojektowano z kręgów żelbetowych z typowymi włazami żeliwnymi przesuniętymi w stosunku do osi kolektora, tak że najpierw schodzi się na platformę wyposażoną w stalową barierkę ochronną. W kręgach studzienek oraz ścianach komór osadzono typowe klamry włazowe. Izolację komór wykonano tak samo jak izolację kolektora.

Z uwagi na potrzebę zmniejszenia agresywności atmosfery wewnątrz kanału przewidziano zastosowanie wentylacji grawitacyjnej w postaci pojedynczych otworów, umieszczonych w kluczu łupiny pomiędzy kolejnymi komorami. Otwory połączone zostały kominkami wentylacyjnymi o średnicy  $d = 0,20$  m z wylotami zabezpieczonymi kratkami żeliwnymi, wyprowadzonymi na wysokość około 1,0 m ponad poziom terenu. Kolektor został ułożony na warstwie piasków i żwirów z wyjątkiem niewielkich odcinków, gdzie występują grunty gliniaste. Zagłębienie budowli na badanym odcinku wynosi około 5,0 m, co powoduje, że cała konstrukcja kolektora znajduje się poniżej zwierciadła wody gruntowej.

### Kolektor „Śleza”

Kolektor został wykonany z prefabrykowanych rur żelbetowych typu „Wipro” o przekroju kołowym, średnicy 1800 mm i długości prefabrykatów równej 1,5 m. Ściany rur o grubości 0,18 m zbrojone są obwodowo spiralą z prętów  $\phi 12$  o skoku 0,075 m oraz podłużnie, prętami  $\phi 6$  rozmieszczonymi co 0,15 m. Zgodnie z projektem przewidziano zastosowanie betonu  $R_w = 250 \text{ kG/cm}^2$ , co odpowiada klasie betonu około B20. Rozwiązanie konstrukcyjne tego kolektora jest typowe dla kanałów ściekowych budowanych w tamtym okresie w kraju. Widok wnętrza kolektora zilustrowano na rys. 5.20.

Połączenia rur wypełniono bitumicznym materiałem uszczelniającym. Na niektórych odcinkach styki zostały dodatkowo pokryte (doszczelnione) zaprawą lub masą bitumiczną, a dno przewodu (kineta) wyłożone jest do wysokości ca 0,50 m płytkami ceramicznymi.



Rys. 5.20. Widok wnętrza kolektora „Śleza” przed odnową

Żelbetowe, monolityczne komory o różnych kształtach i wymiarach rozmieszczono przeciętnie w odległościach co 50,0 m. Wejścia do komór zostały wykonane w postaci studzienek z kręgów żelbetowych z typowymi włazami żeliwnymi. W kręgach oraz ścianach komór osadzono stopnie i drabinki.

Na całej długości badanego odcinka kolektor znajduje się poniżej poziomu zwierciadła wody gruntowej i posadowiony jest na głębokości ca 5,0–6,0 m poniżej poziomu terenu.

#### 5.4.1.3. Opis badań

W celu określenia aktualnego stanu technicznego budowli oraz zakresu i typu prac remontowych wykonano analogiczne badania dla obu obiektów, które obejmowały:

- jakościową, a gdzie było to możliwe – także ilościową inwentaryzację uszkodzeń,

- badania wytrzymałości podłoża betonowego na odrywanie za pomocą aparatu Erihsena lub Dyna,
- pobranie próbek z konstrukcji do laboratoryjnych badań cech fizycznych i chemicznych betonu,
- pobranie próbek do laboratoryjnych badań cech chemicznych wody gruntowej.

Zgodnie z życzeniem zleceniodawcy wszystkie badania obiektów prowadzone były w ich wnętrzu bez wykonywania wykopów.

Inwentaryzacja uszkodzeń kolektorów pozwoliła wyodrębnić uszkodzenia typowe, powtarzające się we wszystkich badanych przypadkach. Zaliczono do nich:

- uszkodzenia styków elementów konstrukcji: ubytki szczeliwa, przemieszczenia rur i łupin, nieszczelności,
- uszkodzenia materiału elementów konstrukcji: zrakowacenia, korozję powierzchni betonu, zbyt małą otulinę zbrojenia lub jej brak, korozję zbrojenia,
- nieszczelności powierzchni elementów konstrukcji,
- uszkodzenia izolacji.

Badania aparatem Erihsena lub Dyna wykonano w celu określenia aktualnej wytrzymałości powierzchniowych warstw betonu na odrywanie. Informacja taka jest niezbędna dla prawidłowego doboru materiałów do rehabilitacji powierzchniowej warstwy betonu. Badania prowadzone za pomocą tego urządzenia pozwalają także ocenić jakość przygotowanego podłoża przed rozpoczęciem prac remontowych, polegających na ułożeniu na to podłożu warstw zabezpieczających konstrukcję. Podobnie jak w przypadku badań pozostałych parametrów betonu, badania prowadzono w tak wybranych przekrojach kolektora, aby uzyskane wyniki charakteryzowały konstrukcję na odcinkach budowanych w różnych okresach.

Próbki do badań laboratoryjnych betonu pobierano za pomocą wiertnicy przy użyciu koronki. Pobierano po trzy próbki w każdym z wybranych przekrojów przewodu. Pobrane próbki betonu oraz wody gruntowej posłużyły do określenia:

- głębokości karbonatyzacji betonu,
- nasiąkliwości betonu,
- ścieralności betonu,
- wytrzymałości betonu na ściskanie,
- zawartości w betonie: siarczanów, chlorków, azotanów i amonów.

Badania głębokości karbonatyzacji wykonano poprzez napylenie na boczną powierzchnię próbki alkoholowego roztworu fenolofaleiny i obserwację zmiany zabarwienia. Następnie na próbkach pobranych z konstrukcji wykonano badania nasiąkliwości, po czym przystąpiono do przygotowania próbek do badania wytrzymałości na ściskanie. Próbki przygotowywano poprzez szlifowanie ich powierzchni, co umożliwiło także określenie ścieralności. Badania ścieralności wykonywano na tarczy Boehmego.

Z pozostałych po badaniu wytrzymałościowym fragmentów próbek pobrano próbki do badań chemicznych. Ich celem było wykrycie ewentualnych zanieczyszczeń betonu związkami wywołującymi lub przyspieszającymi korozję betonu albo zbrojenia. Bada-

nia takie, w przypadku wykrycia szkodliwych związków, umożliwiają dobór odpowiednich środków i działań zmierzających do wyeliminowania tych związków lub zabezpieczenia budowli przed ich korozyjnym działaniem. W badaniach wykorzystano typowy zestaw laboratoryjny do badań chemicznych betonu. Stężenie chlorków określono na podstawie analizy jakościowej, korzystając z dostępnych w zestawie preparatów i odczynników. Zawartość azotanów, azotynów i amonu zbadano metodą analizy półilościowej, w której pomocne są pałeczki oznaczeniowe do testu azotanowego i amonowego. W celu określenia poziomu siarczanów zastosowano analizę jakościową, ponieważ analiza półilościowa, w której stosuje się pałeczki oznaczeniowe testu siarczanowego, pozwala określić dokładnie wartość stężenia siarczanów tylko dla roztworów o pH z zakresu od 4 do 8. W omawianym przypadku zastosowanie pałeczek testowych okazało się niemożliwe, gdyż  $\text{pH} > 8$ . Sprawdzone więc, czy w roztworach badanych próbek wytrąca się osad siarczanu baru, którego obecność wskazuje na zanieczyszczenie betonu siarczanami.

Analogicznym badaniom poddano próbki wody gruntowej, dla których wykonano badania określające zawartość siarczanów, chlorków, azotanów i amonów.

#### 5.4.1.4. Wyniki badań

##### Wyniki przeglądu stanu technicznego

Poniżej przedstawiono przykładowe wyniki badań kolektora „Śleza” przeprowadzonych w 1994 roku na odcinkach, które były przeznaczone do odbioru. Badane odcinki budowli zostały wybudowane w latach 80. i do 1994 roku nie zostały oddane do eksploatacji.

Nieszczelności połączeń rur występowały zarówno w miejscach, gdzie połączenia te były wypełnione wyłącznie kitem akabit, jak i w miejscach, gdzie połączenia rur były już poprawiane. Infiltracja miała charakter sączenia wody, z wyjątkiem przypadków, gdzie woda wypływała pod ciśnieniem. Wypływy akabitu zaobserwowano przede wszystkim na odcinkach, gdzie połączenia rur nie były naprawiane. Zwrócono uwagę na fakt, że w wielu miejscach, pomimo wypływów akabitu, znaczna liczba połączeń zachowała szczelność. Szerokości szczelin wypełnionych kitem wahały się od kilku milimetrów do kilku centymetrów.

Uskoki na połączeniach rur przyjmowały formę „schodka” i były szczególnie widoczne w miejscach, gdzie złącza nie były przedtem reperowane.

Stwierdzono występowanie obwodowych zarysowań rur o rozwartości rys nie większej niż 0,001 m. Niektóre z zarysowań były szczelne, a przez niektóre infiltrowała woda gruntowa.

Zaobserwowano zarysowania podłużne rur o rozwartości rys nie przekraczającej 0,0015 m; występowały one w poziomie pacy i w kluczu przewodu. Sporadycznie występowały także zarysowania skośne rur. W niektórych miejscach rysy podłużne łączyły się z rysami obwodowymi.

Sączenia wody przez powierzchnię rur miały charakter wycieków liniowych w miejscach zarysowań przewodu lub wycieków punktowych w miejscach występowania innych uszkodzeń konstrukcji.

Zrakowacenia i ubytki powierzchni rur występowały bardzo rzadko. Częściej natomiast stwierdzano deformacje wewnętrznej powierzchni kolektora, którym towarzyszyły lokalne zarysowania rury i sączenia wody.

Jako karby obwodowe określano poprzeczne deformacje wewnętrznej powierzchni rur w formie pofałdowań powierzchni, przypominających „tarkę”.

W nielicznych przypadkach stwierdzono także zbyt małe otuliny zbrojenia, co skutkowało korozją prętów. Uszkodzeń tych nie ujmowano w zestawieniach zbiorczych, gdyż występowały one incydentalnie.

#### Wyniki badań laboratoryjnych i wytrzymałościowych

Badania karbonatyzacji wykazały, że grubość warstwy skarbonatyzowanego betonu nie przekracza 1–2 mm, a badania aparatem Erihsena – znaczne zróżnicowanie wytrzymałości betonu na odrywanie. Wytrzymałość ta wahała się od 0,7 do 3,6 MPa.

Badania nasiąkliwości betonu wykonano metodą suszarkową. Wytrzymałość betonu na ściskanie określano metodami nieniszczącymi, wykorzystując do tego celu młotek Schmidta oraz na próbkach walcowych pobranych z konstrukcji. Również na próbkach pobranych z konstrukcji wykonano badania chemiczne betonu. Przykładowe wyniki badań nasiąkliwości i wytrzymałości betonu na ściskanie w wybranych przekrojach zestawiono w tabeli 5.1, a wyniki badań chemicznych w tabeli 5.2.

W zbadanych próbkach wody gruntowej stwierdzono tylko niewielką ilość siarczanów, nie przekraczającą 0,02%, chlorków nie więcej niż 0,09% i azotanów nie więcej niż 0,01%.

Tabela 5.1. Wyniki badań nasiąkliwości i wytrzymałości betonu na ściskanie

Numer przekroju	Średnia wytrzymałość na ściskanie [MPa]	Nasiąkliwość [%]
1	35,2	3,54
2	27,7	3,87
3	41,4	4,19
4	42,3	4,51

Tabela 5.2. Wyniki chemicznych badań betonu

Numer próbki	pH	Siarczany [%]	Azotany [%]	Chlorki [%]	Amony [mg/l]
I/G	> 10	–	–	0,02	10
I/D	> 10	–	–	0,01	10
II/G	> 10	–	–	0,01	10

#### Kontrolne obliczenia statyczno-wytrzymałościowe

Wobec braku odpowiedniej normy polskiej obliczenia kontrolne konstrukcji kanału wykonano zgodnie z wymogami niemieckich wytycznych ATV A 127. Obliczenia wykazały, że nośność rur na odcinku nieeksploatowanym jest wystarczająca (występowa-

nie odcinków kolektorów o zbyt małej nośności stwierdzono w przypadku obu budowli na odcinkach eksploatowanych, które zbadano w 1997 roku).

#### **Analiza przyczyn i skutków uszkodzeń oraz możliwości ich naprawy**

Sączenia wody na połączeniach rur były skutkiem niestarannego ich wykonania. Można było tego uniknąć, stosując inne rozwiązania systemowe – zintegrowane, gumowe uszczelki złączy. Wobec braku uszczelki złącza rur wypełniano kitem plastycznym akabit, którego stopień uplastycznienia był na tyle duży, że kit spływał pod ciężarem własnym do wnętrza kolektora przez niezabezpieczone sztywną opaską połączenia. Wypływowi kitu sprzyjało działające na złącza hydrostatyczne ciśnienie wody gruntowej, której swobodne zwierciadło układało się na badanym obszarze w granicach od 2,0 do 4,0 metrów powyżej poziomu posadowienia kolektora. Podejmowane przed badaniami próby „doszczelniania” połączeń okazały się nie w pełni skuteczne. W efekcie opisaney sytuacji następowała infiltracja wody gruntowej do przewodu. Pozostawienie takiego stanu budowli było zatem niedopuszczalne zarówno ze względów ekologicznych, jak i eksploatacyjnych.

Uskoki na połączeniach rur wynikały z nadmiernych różnicowań wymiarów poszczególnych prefabrykatów rurowych. Był to najprawdopodobniej efekt „rozkalibrowania” form w wytwórni elementów. Uskoki te w miejscach, gdzie styki nie były poprawiane miały ostre krawędzie i przypominały progi o wysokości nie przekraczającej 0,04 m. Uskoki, szczególnie z ostrymi krawędziami, są niedopuszczalne ze względów hydraulicznych i eksploatacyjnych. Na połączeniach z uskokami (szczególnie o krawędziach niezgodnych z kierunkiem przepływu) zwiększają się opory przepływu, a przy ruchu burzliwym ścieki rozpryskują się, tworząc z zawartym w atmosferze kanału siarkowodorem płynno-gazową mieszaninę o bardzo agresywnym działaniu w stosunku do betonu, co wpływa na obniżenie trwałości budowli. Stąd też zalecono usunięcie uskoków podczas naprawy połączeń, kiedy to zaistniały najdogodniejsze warunki do eliminacji ostrych krawędzi.

Obwodowe zarysowania rur były wynikiem nadmiernego skurczu betonu, a zatem powstały w efekcie nieprawidłowości produkcyjnych. W wyniku sączenia się wód gruntowych przez te rysy następuje korozja wkładek zbrojeniowych i betonu, co powoduje zmniejszenie nośności rur. Całkowite wyeliminowanie tego zagrożenia byłoby bardzo kosztowne, gdyż wymagałoby naprawy zewnętrznej izolacji przewodu. W wyniku przeprowadzonej analizy statyczno-wytrzymałościowej uznano, że ze względów konstrukcyjnych lokalne obniżenie nośności niektórych rur nie zagraża bezpieczeństwu użytkowania całej budowli, w związku z czym zaniechano prób izolowania zewnętrznej powierzchni kolektora. W celu ograniczenia szkodliwej infiltracji wód gruntowych przez te rysy za konieczne uznano natomiast uszczelnienie ich od wewnątrz, co mogło być wykonane przy użyciu materiałów powłokowych i metodami iniekcyjnymi. Wskazano także, że iniekcje są w takich przypadkach konieczne, gdyż w znacznym stopniu zabezpieczają zbrojenie i beton w impregnowanym obszarze.

Zarysowania podłużne powstały prawdopodobnie w wyniku nieprawidłowego składowania i transportu rur oraz skurczu betonu. Hipoteza taka wynika z zaobserwowanej



lokalizacji tych rys. Rysy w kluczu, w połowie wysokości rur oraz spągu świadczyłyby ewidentnie o przekroczeniu granicznych stanów nośności konstrukcji. Występowanie rys ukośnych lub zlokalizowanych w niezwiązanych z wymienionymi miejscami przekroju wskazuje natomiast, że powstały one raczej w wyniku działania przypadkowych obciążeń (np. uderzeń) w trakcie składowania, transportu lub montażu. Nie zmienia to faktu, że nośność wmontowanych prefabrykatów z takimi zarysowaniami jest obniżona. Zarysowaniom towarzyszyły ponadto w większości przypadków sączenia wody. Ponieważ liczba tych uszkodzeń była znaczna tylko na dwóch odcinkach, postanowiono, że w trakcie prac renowacyjnych – w celu częściowego przywrócenia nośności rur – rysy te zostaną uszczelnione wgłębnie przy użyciu iniektu klejącego beton.

Sączenia wody na powierzchni rur były spowodowane zarysowaniami rur oraz punktowymi nieszczelnościami, które musiały powstać w trakcie procesu produkcyjnego. Pozostawienie ich uznano za niedopuszczalne z omówionych już względów. Założono, że większa część sączeń zostanie wyeliminowana w trakcie naprawy zarysowań, a sączenia lokalne będą uszczelnione materiałami powłokowymi, chociaż w przypadku kilku intensywniejszych wycieków zaistniała potrzeba zainiektowania otworów.

Do nierówności powierzchni rur zakwalifikowano zrakowacenia i ubytki betonu oraz wyrzuszenia. Dwa pierwsze rodzaje uszkodzeń występowały bardzo rzadko, a ich usunięcie przewidziano w trakcie zabezpieczania wewnętrznej powierzchni kolektora. Wyrzuszenia występowały tylko na dwóch odcinkach. Uszkodzenia te powstały w efekcie rozwarstwienia wbudowanych tam rur, spowodowanego błędami w produkcji prefabrykatów. Prawdopodobnie podczas produkcji tej partii rur nastąpiła przerwa w narzucaniu mieszanki betonowej. Efektowi rozwarstwienia mogło sprzyjać także pozostawienie rur na tych odcinkach na okres kilku lat w niezasypanych, zalanych wodą wykopach, co spowodowało, że rury wielokrotnie zamarzały i odmarzały. Zakładając, że podczas produkcji rur wystąpiła przerwa w betonowaniu, można sądzić, że na styku warstw betonu narzucanego w odstępach czasu powstała powłoka z mlecza cementowego. Sprzyjało to rozwarstwieniu w tym miejscu poddanej rozsadzającemu działaniu zamarzającej wody w wykopie konstrukcji. Opisany mechanizm rozwarstwienia niektórych prefabrykatów potwierdził się podczas pobierania próbek do badań fizycznych cech betonu. Okazało się, że rozwarstwienia przebiegają w płaszczyźnie zbrojenia rur, a szerokości szczelin były na tyle duże, że umożliwiały przepływ wody pomiędzy otworami, podawanej dla schładzania koronki pobierającej próbki do badań (rdzenie). Rozwarstwienia zmniejszały nośność rur, w związku z czym zdecydowano, że zostaną naprawione poprzez „sklejenie” obu warstw zainiektowaną do szczelin substancją.

Karby były spowodowane błędami produkcyjnymi, a ich negatywny wpływ polegał na obniżeniu hydraulicznej sprawności elementów i powodowaniu kawitacji. Założono, że uszkodzenia te zostaną w znacznym stopniu wyeliminowane podczas zabezpieczania wewnętrznej powierzchni kolektora, gdyż naniesiona warstwa zabezpieczająca zmniejszy współczynnik chropowatości rur, co w znacznym stopniu zrekompensuje ich obniżoną sprawność hydrauliczną spowodowaną karbami.

Wpływy kitu wystąpiły w wyniku niewłaściwego rozwiązania uszczelnienia kieli-chowych połączeń rur, polegającego na niewykonaniu sztywnych opasek od wewnętrznej strony przewodu. Przewidziano wyeliminowanie tej usterki dzięki wykonaniu uszczelnień styków metodami iniekcyjnymi z zastosowaniem taśm do uszczelniania dylatacji.

Na odcinkach eksploatowanych, badanych w późniejszym okresie, skala destrukcji kolektora była na tyle duża, że jego techniczna rehabilitacja wymagała zastosowania metody „relining”. Odnowa kolektora tą metodą została wykonana przez firmę BETA S.A. z Warszawy, według projektu opracowanego wspólnie z Instytutem Inżynierii Lądowej Politechniki Wrocławskiej i pod nadzorem naukowym Instytutu.

Wyników badań kolektora „Odra” nie przedstawiono ze względu na unikatowy charakter tej budowli, aczkolwiek relatywnie – wyniki te były zbliżone do omawianych wyżej. Typowe rozwiązanie konstrukcji kolektora „Śleza” pozwala natomiast przypuszczać, że stan techniczny podobnych przewodów wybudowanych w kraju w tamtym okresie jest zbliżony. Przypuszczenie to potwierdzają również badania autorów, prowadzone na innych obiektach.

## 5.4.2. Kolektory ceglane

### 5.4.2.1. Wprowadzenie

Badania starych przewodów kanalizacyjnych miasta Wrocławia prowadzone były od lat przez Zakład Inżynierii Miejskiej Instytutu Inżynierii Lądowej Politechniki Wrocławskiej. Można wyróżnić dwa okresy intensyfikacji tych badań. Pierwszy z nich przypada na lata 70., kiedy to zaczęto interesować się stanem starych kanałów kanalizacyjnych, a drugi na lata 90. Badania w latach 90. zaczęto intensyfikować po lipcowej powodzi w 1997 roku, gdy ich wyniki były potrzebne do prawidłowego odbudowania zniszczonej wodami powodziowymi infrastruktury sieciowej i komunikacyjnej (przede wszystkim nawierzchni ulic). Drugim powodem intensyfikacji tych badań są coraz częstsze przypadki realizacji w bezpośrednim sąsiedztwie zabytkowych kanałów innych budowli podziemnych.

### 5.4.2.2. Przykłady badanych kolektorów ceglanych

#### 5.4.2.2.1. Kolektor w ul. Nowy Świat i Ruskiej we Wrocławiu

##### Opis budowli i program badań

Jednym z badanych kolektorów był przewód kanalizacji ogólnospławnej pod ulicami Nowy Świat i Ruską we Wrocławiu. Konstrukcję przewodu o przekroju jajowym i wymiarach 1150 × 1300 mm wykonano na przełomie XIX i XX wieku jako murowaną z cegły. Do murowania kolektora użyto tzw. cegły kanalizacyjnej i zaprawy cementowej (do zaprawy użyto prawdopodobnie cementu siarczanoodpornego). Budowla ta była badana w 1999 roku na zlecenie Miejskiego Przedsiębiorstwa Wodociągów i Kanalizacji Sp. z o.o. we Wrocławiu. Widok wnętrza kolektora przedstawiono na rys. 5.21.



Rys. 5.21. Widok wnętrza ceglanego kolektora pod ul. Nowy Świat we Wrocławiu

Zakres badań i opracowania obejmował:

- szczegółowe oględziny stanu technicznego kolektora,
- badania laboratoryjne materiałów konstrukcyjnych pobranych z budowli,
- wykonanie sprawdzających obliczeń statyczno-wytrzymałościowych,
- ocenę stanu technicznego konstrukcji kolektora,
- wskazanie niezbędnego zakresu prac remontowych,
- opracowanie sposobu wykonania prac remontowych.

W trakcie przeglądu pobrano próbki zaprawy ze spoin oraz cegły do badań laboratoryjnych.

#### **Wyniki przeglądu *in situ***

W wyniku dokonanego przeglądu kanału (inspekcji bezpośredniej) stwierdzono następujące uszkodzenia jego konstrukcji:

- znaczne osłabienie i wypłukanie zaprawy ze spoin na głębokość do około 30 mm,
- osłabienie struktury cegły na głębokość do około 15 mm,
- zanieczyszczenia i osady w kinecie,

- uszkodzenia pojedynczych cegieł,
- niewłaściwie wykonany wpust,
- lokalnie, nawet na znacznych obszarach, twarde nacieki na powierzchni cegieł.

#### Badania chemiczne

Materiały konstrukcyjne kolektorów są narażone na liczne destrukcyjne oddziaływania, zarówno od strony zewnętrznej (wody gruntowe), jak i od strony wewnętrznej (ścieki), co opisano w rozdziale 7.1.

W celu określenia stopnia uszkodzeń materiałów konstrukcyjnych wykonano badania laboratoryjne na pobranych z kanału próbkach zaprawy i cegły. O stopniu uszkodzenia tych materiałów mogą świadczyć:

- wartości wskaźnika pH,
- zawartości soli, które powodują korozję.

W przedmiotowym przypadku wykonano badania zawartości siarczanów, chlorków, azotanów i amonu oraz wielkości wskaźnika pH. W badaniach wykorzystano zestaw laboratoryjny do badań chemicznych zaprawy i betonu, produkowany przez firmę MERCK. Odczynniki i pałeczki oznaczeniowe, wchodzące w skład zestawu pozwalają na określenie stężenia szkodliwych soli. Z każdej próbki, po sproszkowaniu, przygotowano około 50 ml roztworu wodnego, stanowiącego podstawę dalszych badań. Przykładowe wyniki badań przedstawiono w tabeli 5.3.

Tabela 5.3. Wyniki chemicznych badań materiałów konstrukcyjnych kolektora

Rodzaj próbki	pH	Siarczany [%]	Azotany [%]	Chlorki [%]	Amon [mg/l]
1. Zaprawa ze spoin	7,5	1,2	0,05	0,03	15
2. Cegła	7,5	0,6	0,04	0,02	10

Wartości dopuszczalne stężenia soli w murach ceglanych:

- azotany – 0,08%,
- siarczany – 0,03%,
- chlorki – 0,08%,
- amon – 15 mg/l.

Wykonane badania laboratoryjne wykazały, że stopień zanieczyszczenia materiałów konstrukcyjnych szkodliwymi solami (z wyjątkiem siarczanów) był nieznaczny. Natomiast zanieczyszczenie cegieł, a zwłaszcza zaprawy, siarczanami było bardzo duże. Na podstawie tego wnioskowano, że stwierdzone uszkodzenia zaprawy i osłabienie wierzchnich warstw cegieł spowodowane zostało korozją siarczanową, potęgowaną niewątpliwie długoletnim (ponad 100 lat) oddziaływaniem pozostałych zanieczyszczeń chemicznych.

Wartość wskaźnika pH zaprawy świadczyła o niemal całkowitym jej zneutralizowaniu. Niemniej jednak uszkodzenia zaprawy występowały na niewielkiej głębokości, co należy tłumaczyć dodatkiem trasy. Potwierdzeniem tego są wyniki przeprowadzo-

nych w Instytucie Inżynierii Lądowej Politechniki Wrocławskiej badań innych kolektorów ceglanych, wybudowanych w podobnym okresie.

#### **Badania wytrzymałości i nasiąkliwości cegły**

Badania wytrzymałości cegły na ściskanie wykonano zgodnie z polską normą, według której badaniom poddaje się próbki przygotowane przez przecięcie całej cegły i zespolenie tak otrzymanych połówek zaprawą cementową. Wykonano także badania nasiąkliwości cegły. Przykładowe wyniki badań zestawiono w tabeli 5.4.

Tabela 5.4. Wyniki badań parametrów cegły

Numer próbki	Wytrzymałość na ściskanie [MPa]	Nasiąkliwość [%]
1	25,8	9,0
2	24,8	8,7
3	24,2	7,2

Uwzględniając wiek konstrukcji, na podstawie wykonanych badań zakwalifikowano cegłę do klasy 200 i dla takich parametrów wykonano kontrolne obliczenia statyczno-wytrzymałościowe budowli. Nasiąkliwość cegły była stosunkowo duża, większa niż stwierdzana zwykle podczas badań podobnych kanałów.

#### **Kontrolne obliczenia statyczno-wytrzymałościowe**

Wobec braku odpowiedniej normy polskiej obliczenia kontrolne konstrukcji kanału przeprowadzono zgodnie z wymogami niemieckich wytycznych ATV A 127, wykorzystując do zamodelowania układu metodę elementów skończonych. Wyniki analiz statyczno-wytrzymałościowych wykazały, że pomimo tak długiej eksploatacji nośność kanału jest wystarczająca.

#### **Wnioski**

Na podstawie wykonanych badań *in situ*, badań laboratoryjnych oraz obliczeń statyczno-wytrzymałościowych, stan techniczny kolektora uznano za średni. Stan ten charakteryzuje się uszkodzeniami (osłabieniem) warstw materiałów konstrukcyjnych w kluczu, wynikającymi z naturalnych procesów destrukcyjnych, jakim ulegają materiały budowlane poddane oddziaływaniu czynników szkodliwych, zwłaszcza działaniu siarczanów oraz naturalnych procesów starzeniowych. Twarde nacieki lokalnie występujące na znacznym obszarze spowodowane są infiltracją wody (zjawisko korozji ługującej). Uznano, że aktualny stan techniczny kolektora nie stwarzał zagrożenia katastrofą budowlaną, jednak będzie on ulegał pogorszeniu z powodu zanieczyszczenia materiałów konstrukcyjnych siarczanami oraz dużą intensywnością obciążeń komunikacyjnych, w związku z czym zalecono przeprowadzenie odnowy kanału.

#### **5.4.2.2. Inne kolektory**

Analogiczne do opisanych w poprzednim rozdziale badania wykonano dla innych kolektorów ceglanych. Charakterystyki niektórych z nich i podstawowe wyniki badań zestawiono w tabeli 5.5.

Tabela 5.5. Przykładowe wyniki badań kolektorów ceglanych

Kanał ogólnospławny w ul. Piłsudskiego	
Przekrój poprzeczny	Prostokątny: 1,40 × 1,45 m, zagłębienie kinety ca 2,70 m
Materiał	Ściany i dno – cegła kanalizacyjna* (grubość 0,25 m) strop: płyty granitowe 1,50 × 0,70 × 0,20 m
Rok budowy	Przełom XIX i XX wieku, naprawa (podparcie niektórych płyt beleczkami z obetonowanych dwuteowników)
Rok badań	1994
Wynik obliczeń nośności konstrukcji	Zadawalający
Uszkodzenia	Ubytki zaprawy w spoinach, wykruszenia krawędzi cegieł, pęknięcia płyt stropowych (podpartych beleczkami), uszkodzenia izolacji beleczek
Zalecany zakres naprawy	Reprofilacja ubytków cegły, wymiana górnej warstwy cegieł odtworzenie spoin i izolacji beleczek, przełożenie płyt granitowych
Kanał ogólnospławny w ul. Traugutta	
Przekrój poprzeczny	Jajowy 0,80 × 1,20 m, zagłębienie kinety ca 2,50 m
Materiał	Cegła kanalizacyjna; zmienna grubość konstrukcji od 0,12 do 0,25 m
Rok budowy	Prawdopodobnie 1930
Rok badań	1999
Wynik obliczeń nośności konstrukcji	Zadawalający
Uszkodzenia	Dziury i kilka wypchniętych cegieł w kluczu
Zalecany zakres naprawy	Przemurowanie uszkodzonych fragmentów konstrukcji kanału
Kanał ogólnospławny pod pl. Grunwaldzkim	
Przekrój poprzeczny	Jajowy 0,85 × 1,30 m, zagłębienie kinety ca 2,10 m
Materiał	Cegła kanalizacyjna; zmienna grubość konstrukcji od 0,12 do 0,25 m
Rok budowy	Początek bieżącego stulecia
Rok badań	1999
Wyniki obliczeń nośności konstrukcji	Niezadawalające
Uszkodzenia	Podłużne zarysowania w kluczu, poprzeczne pęknięcia, ubytki
zaprawy w spoinach	
Zalecany zakres naprawy	Relining krótkimi wkładkami z żywic epoksydowych wzmocnionych rozproszonym włóknem szklanych (np. system Channeline)

\*Cegła kanalizacyjna wypalana z gliny jest materiałem równorzędnym z kamionką.

Przedstawione w załączonej tabeli wyniki badań trzech zabytkowych kolektorów wskazują na zróżnicowany stopień ich destrukcji. Uszkodzenia kanału w ul. Piłsudskiego, poza procesami starzeniowymi, zostały spowodowane działaniami wojennymi (lokalne uszkodzenia płyt granitowych) oraz nadmiernymi obciążeniami komunikacyjnymi.

mi. Przyczyną uszkodzeń najmłodszego kolektora w ul. Traugutta były niefrasobliwie prowadzone roboty budowlane podczas wymiany nawierzchni tej ulicy. Poza tym kolektor był całkowicie sprawny pod względem technicznym. Skutki procesów starzeniowych najbardziej uwidoczniły się w przypadku kolektora pod placem Grunwaldzkim (korozja biologiczna spowodowana rozkładem zalegających osadów). Ale i ta budowla mogłaby być dalej eksploatowana, gdyby nie działanie nadmiernych obciążeń komunikacyjnych, pochodzących od tranzytowego ruchu samochodów ciężarowych, tzw. TIR-ów.

### 5.4.3. Podsumowanie

Konstrukcje żelbetowe ze względu na relatywnie niskie koszty i brak innych rozwiązań materiałowych były chętnie stosowane do budowy przewodów kanalizacyjnych. Jak wykazują dotychczasowe doświadczenia z ich eksploatacji, wiele z budowli zrealizowanych w latach 70. i 80. ubiegłego stulecia nie ma wymaganej szczelności (szczególnie w przypadku konstrukcji prefabrykowanych) i trwałości ze względu na niską jakość betonu. Potwierdziły to również wyniki omawianych w pracy badań. Dodatkowo braki środków finansowych często powodowały, że budowa kolektorów trwała nieraz (jak w przypadku kolektorów „Odra” i „Śleza”) kilkanaście lat z wielokrotnym przerywaniem procesu realizacyjnego. Przerwania budowy obiektów na dłuższy czas sprzyjały niszczeniu niewykończonych konstrukcji, a także skutkowały zamrożeniem środków, co w konsekwencji podniosło koszty przedsięwzięcia. W efekcie powstały budowle, które muszą być po krótkim okresie eksploatacji lub przed oddaniem ich do eksploatacji naprawiane. Należy przy tym być świadomym, że odnowa kolektorów prowadzona z wnętrza budowli tylko do pewnego stopnia zwiększa ich trwałość i nie wyeliminuje wszystkich skutków nieprawidłowego wykonawstwa nowych obiektów. Infiltrująca bowiem przez obudowę wskutek nieszczelnej izolacji zewnętrznej woda gruntowa, po uszczelnieniu wewnętrznej powierzchni kolektora nie dostanie się co prawda do jego wnętrza, ale w dalszym ciągu będzie powodowała destrukcję betonu i zbrojenia, co w konsekwencji skróci okres eksploatacji kolektorów ze względu na stopniową utratę wymaganych parametrów statyczno-wytrzymałościowych ich konstrukcji.

Następujący w ostatnich latach wzrost technologiczności przedsiębiorstw, zmiana zasad finansowania przedsięwzięć oraz konkurencyjność rynku spowodowały, że jakość i tempo obecnego wykonawstwa zarówno w zakresie wyrobów, jak i ich wbudowywania są nieporównywalnie lepsze. Największe zmiany dotyczą jednak betonu jako tworzywa konstrukcyjnego. Betony nowych generacji charakteryzują się wszystkimi parametrami, jakie są wymagane do budowy elementów sieci kanalizacyjnej [2]. Potwierdzeniem tego są wyniki wspomnianych badań produktów firm STEINRISSE czy P.V. Prefabet Kluczbork. Sytuacja ta dobrze rokuje na przyszłość i stwarza szansę, że obecnie powstające budowle betonowe nie będą wymagały odnowy przed upływem kilkudziesięciu lat.

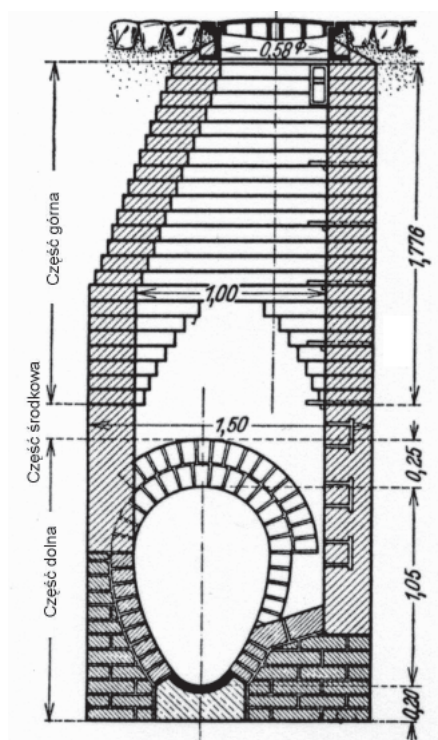
Destrukcje starych, ceglanych przewodów i obiektów sieciowych w wyniku procesów starzeniowych są naturalnym zjawiskiem. Niepokojąca jest natomiast duża liczba ich uszkodzeń, powodowanych niefrasobliwie prowadzonymi pracami budowlanymi podczas realizacji lub modernizacji innych obiektów oraz, co jest znacznie większym problemem, w wyniku nadmiernych obciążeń wywieranych przez współczesny tabor komunikacyjny.



## 6. Studzienki kanalizacyjne

### 6.1. Wprowadzenie

Studzienki wraz z przewodami, kształtkami i innymi obiektami na sieci tworzą kompletny system kanalizacyjny. Pierwsze studzienki przy budowie systemów kanalizacyjnych stosowano już w starożytności. Początkowo były to studnie chłonne z kamionki, którymi ścieki odprowadzano bezpośrednio do gruntu, co dziś jest niedopuszczalne. Studnia taka pokazana jest na rys. 1.1.5 w rozdziale 1. Obecnie najstarsze studzienki kanalizacyjne znajdujące się w eksploatacji zbudowane są z cegły kanalizacyjnej. Niektóre z nich liczą sobie ponad sto lat. Przykładowe rozwiązanie takiej studzienki przedstawiono na rys. 6.1.1.

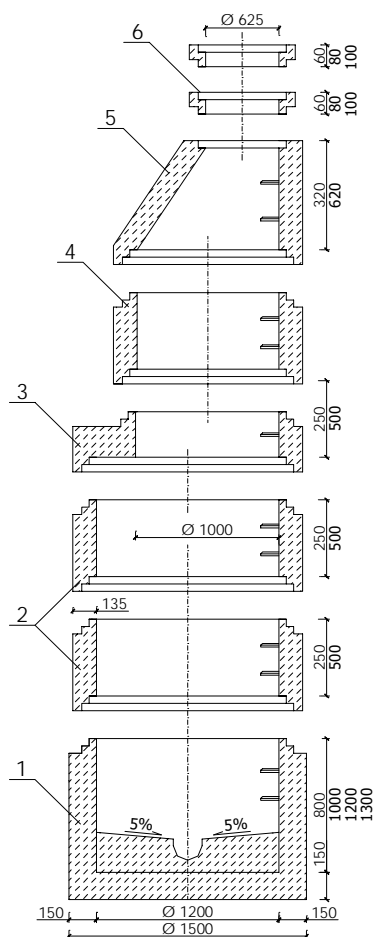


Rys. 6.1.1. Przykładowe rozwiązanie studzienki murowanej

Obecnie w praktyce najczęściej stosowane są studzienki betonowe i żelbetowe. Na przykładzie takiej właśnie studzienki, przedstawionej na rys. 6.1.2, pokazano jej podstawowe elementy składowe.

Ze względu na funkcję można wyróżnić następujące rodzaje studzienek kanalizacyjnych:

- połączeniowe, służące do włączenia jednego lub więcej przewodów pod różnymi kątami,
- rewizyjne, służące do bieżącej kontroli i prac eksploatacyjnych (inspekcja, czyszczenie i remonty przewodu),
- kaskadowe, służące do zmniejszenia prędkości przepływu w przypadku budowy kanału w terenie o dużym pochyleniu.



Rys. 6.1.2. Podstawowe elementy składowe żelbetowej studzienki kanalizacyjnej: 1 – dno studzienki, 2 – kręgi pośrednie, 3 – płyta pośrednia, 4 – kręgi kominowe, 5 – zwężka, 6 – pierścienie dystansowe

## 6.2. Wymagania

Wymagania w zakresie projektowania, budowy i eksploatacji studzienek kanalizacyjnych określone są w normie [194]. Zgodnie z tą normą studzienki można podzielić na:

- włączowe – o średnicy co najmniej 1,0 m, przystosowane do wchodzenia i wychodzenia,
- niewłączowe – o średnicy mniejszej niż 1,0 m, przystosowane do wykonywania czynności eksploatacyjnych,
- bezwłączowe – bez otworu włączowego, przykryte stropem pod powierzchnią terenu, pełniące funkcję studzienki połączeniowej lub rozgałęźnej.

W zależności od przeznaczenia i wielkości studzienki mają różne kształty przekroju poprzecznego – najczęściej kołowe, rzadziej prostokątne lub wielokątne. Stosowane są różne rozwiązania konstrukcyjne studzienek:

- studzienki monolityczne, w których co najmniej komora robocza wykonana jest w konstrukcji monolitycznej,
- studzienki prefabrykowane, w których co najmniej zasadnicza część komory roboczej i komin włączowy są wykonane z prefabrykatów,
- studzienki murowane, w których co najmniej zasadnicza część komory roboczej jest wykonana z cegły.

Zgodnie z normą [194] do budowy studzienek kanalizacyjnych można stosować następujące materiały:

- beton hydrotechniczny wraz z domieszkami uszczelniającymi,
- kręgi betonowe i żelbetowe łączone na zaprawę cementową lub na uszczelki,
- cegłę kanalizacyjną według normy [167],
- tworzywa sztuczne, takie jak PCW, PP, PE, GRP i inne.

Dla najczęściej stosowanych obecnie studzienek betonowych i żelbetowych wymagania określone w normie [194] są niewystarczające. Nie każdy beton hydrotechniczny może być stosowany bez ograniczeń do budowy studzienek. Domieszki uszczelniające nie są niezbędnym składnikiem betonu hydrotechnicznego oraz betonu do budowy studzienek. Studzienka jest integralną częścią przewodu kanalizacyjnego i ta sama norma określa warunki odbioru technicznego obu elementów całego systemu [194]. Dlatego też studzienki powinny być wykonane z betonu spełniającego wymagania dla przewodów kanalizacyjnych betonowych, określone w rozdziałach 2.4.1.1 i 2.4.2.1. Zapewnienie całkowitej szczelności studzienki murowanej jest trudne i rozwiązania takie powinny być stosowane tylko w uzasadnionych przypadkach, np. złożony kształt bądź konieczność wymiany uszkodzonej studzienki na nową na kanale murowanym z cegły. Do murowania studzienek można stosować nie tylko cegłę kanalizacyjną, ale także klinierową. W każdym przypadku należy używać zaprawę spełniającą wymagania określone w rozdziale 2.2.1

Minimalne wymiary w planie studzienek o kołowym przekroju według normy [194] zestawiono w tabeli 6.2.1

Tabela 6.2.1. Minimalne średnice studzienek rewizyjnych

Średnica wewnętrzna przewodu odprowadzającego [m]	Minimalna średnica wewnętrzna studzienki [m]		
	Przelotowej	Połączeniowej lub rozgałęźnej	Kaskadowej (spadowej)
≤ 0,30	1,20	1,20	1,20
0,40	1,20	1,40	1,20
0,50	1,40	1,40	1,40
0,60	1,40	1,40	1,40
0,80	1,60	1,60	1,60

Za zgodą użytkownika dopuszcza się zmniejszenie średnicy studzienki do 1,0 m. Minimalne wymiary studzienek prostokątnych lub wielokątnych powinny być takie, aby wymiary jednego ze spoczników w komorze roboczej wynosiły co najmniej  $0,5 \times 0,25$  m. Spoczniki powinny być nachylone w kierunku kinety ze spadkiem nie mniejszym niż 5%. Poszczególne elementy studzienek zgodnie z normą [194] powinny spełniać następujące podstawowe wymagania:

- średnica kominów włączonych studzienek o głębokości powyżej 3,0 m nie może być mniejsza od 0,8 m,
- wysokość komory roboczej powinna być nie mniejsza niż 2,0 m, w uzasadnionych przypadkach dopuszcza się zmniejszenie tej wysokości,
- włązy kanałowe powinny mieć średnicę nie mniejszą niż 600 mm,
- stopnie złączowe powinny być zamocowane mijankowo w dwóch rzędach, w odległości pionowych 0,25 lub 0,30 m i w odległości poziomej osi stopni 0,30 m. Zamiast stopni można zastosować trwale zamocowane drabiny o szerokości 0,30 lub 0,40 m i odległościach pionowych szczebli 0,30 m.

Trwałość stopni złączowych żeliwnych w przypadku kolektorów sanitarnych i ogólnospławnych jest ograniczona. Dla takich kolektorów powinno się stosować stopnie ze stali nierdzewnej lub pokryte tworzywem sztucznym. Do osadzania stopni należy używać zaprawy PCC o podwyższonej odporności na korozję siarczanową. Zaprawa PCC charakteryzuje się bardzo szybkimi przyrostami wytrzymałości, jest praktycznie bezskurczowa oraz ma znacznie większą szczelność niż zwykła zaprawa cementowa. W zakresie zabezpieczeń antykorozyjnych studzienek normy [189, 194] zalecają: dla ścian zewnętrznych – izolację bitumiczną do wysokości 0,5 m ponad poziom wody gruntowej, dla ścian wewnętrznych natomiast nie precyzują rodzaju materiału izolacyjnego, zalecając stosowanie izolacji do wysokości 0,5 m ponad przewidywany poziom podpiętrzenia ścieków. Na podstawie własnych doświadczeń autorzy uważają, że takie rozwiązanie jest niewłaściwe. Dla studzienek w przewodach kanalizacji deszczowej wykonanych z betonu spełniającego wymagania omówione w rozdz.2.4.2.1 stosowanie izolacji antykorozyjnych jest zbędne. Tylko w przypadku szczególnie agresywnych wód gruntowych konieczne są izolacje ścian zewnętrznych na całej wysokości studzien-

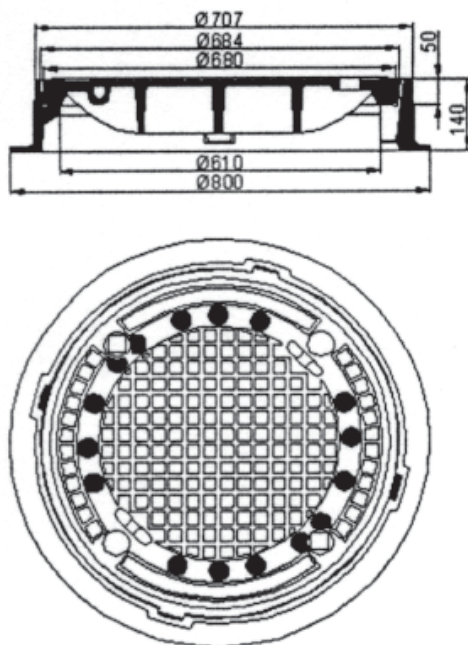
ki, a nie – jak zaleca norma – tylko do pewnej wysokości. Izolacje antykorozyjne mogą być wykonane nie tylko z materiałów bitumicznych, ale także z materiałów bitumicznych modyfikowanych tworzywami sztucznymi lub materiałów na bazie tworzyw sztucznych.

W przypadku studzienek zlokalizowanych na przewodach kanalizacji sanitarnej i ogólnospławnej w przeciętnych warunkach eksploatacji dla przewodów o spadku umożliwiającym dobre samooczyszczanie się wystarczy wykonanie studzienek z betonu spełniającego wymagania ochrony materiałowo-strukturalnej dla korozji siarczanowej (porównaj rozdz. 2.4.1.1 i 2.4.2.1). Jeśli stosuje się beton zwykły nawet najwyższej jakości w przypadku podwyższonej agresywności ścieków lub agresywnych gazów (siarkowodór) powstających w przewodach o małym spadku, dla których okresowo może dochodzić do zagniwania osadów, to konieczne jest wykonanie izolacji antykorozyjnej na całej wewnętrznej powierzchni studzienki. Izolację można wykonać z materiału bitumicznego modyfikowanego tworzywem sztucznym lub materiału na bazie tworzyw sztucznych. Najczęściej stosuje się materiały bitumiczno-epoksydowe oraz epoksydowe, które charakteryzują się bardzo dobrą przyczepnością do betonu i dużą odpornością chemiczną. Przyczepność do betonu powłok z tych materiałów jest wyższa od 1,5 MPa – takie wymagania przyjmuje się w wytycznych obowiązujących w wielu krajach. Powłoki ze zwykłych materiałów bitumicznych w postaci lepików asfaltowych mają znacznie mniejszą przyczepność do betonu, co istotnie obniża ich trwałość. Izolację należy wykonać ściśle przestrzegając zaleceń producenta materiału w zakresie minimalnego jego zużycia. W każdym przypadku należy stosować minimum dwie warstwy izolacyjne, a w kolektorach, w których może dochodzić do zagniwania ścieków – minimum trzy warstwy. Izolacja antykorozyjna w kinecie powinna ponadto charakteryzować się wysoką odpornością na ścieranie, zwłaszcza w przewodach o dużym spadku. Wymagania takie spełnia okładzina klinkierowa lub okładzina z tworzyw sztucznych. Izolacja powłokowa kinety powinna być wykonana z trzech warstw:

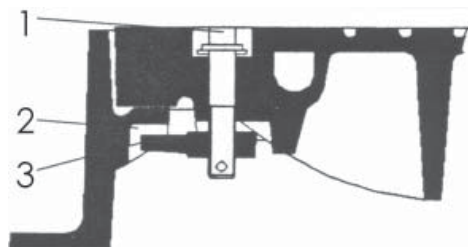
- materiału izolacyjnego naniesionego pędzlem lub metodą natrysku,
- posypki z wysuszonego piasku kwarcowego o uziarnieniu do 0,5 mm, naniesiona na lepką warstwę izolacyjną,
- materiału izolacyjnego naniesionego na oczyszczone z niezwiązanego piasku podłoże.

Od góry studzienka powinna mieć właz kanałowy o średnicy nie mniejszej od 600 mm, zamknięty pokrywą. W zależności od miejsca wbudowania studzienki dobiera się pokrywy dla danej klasy obciążenia komunikacyjnego. Stosuje się różne rozwiązania materiałowe pokryw, najczęściej z żeliwa, rzadziej z żeliwa z wypełnieniem betonem lub z żelbetu. W zależności od potrzeb studzienka od góry może być zamknięta jednym z poniższych typów pokryw:

- pokrywa z rygłem zabezpieczającym przed kradzieżą,
- pokrywa z wkładką uszczelniającą przed wtargnięciem wody,
- pokrywa z wentylacją lub bez wentylacji,
- pokrywa z kieszeniami na osady,
- pokrywa wodoszczelna z zabezpieczeniem przed cofką.



Rys. 6.2.1. Właz z rygłem zabezpieczającym przed kradzieżą, produkcji firmy Stąporków Meier: 1 – rygiel, 2 – wycięcie w ramie, 3 – śruba dociągająca



Rys. 6.2.2. Właz klasy D produkcji firmy Stąporków Meier: 1 – wentylacja, 2 – wkładka gumowa Stąpopren, 3 – kieszenie na osadnik

Przykłady rozwiązań konstrukcyjnych włazów ilustrują rysunki 6.2.1 oraz 6.2.2.

Studzienki powinny być projektowane zawsze na załamaniach trasy w planie i w miejscu łączenia przewodów oraz na ich prostych odcinkach. Rozstaw studzienek nie jest jednoznacznie określony normą. W normie [189] zaleca się przyjmowanie maksymalnego rozstawu studzienek na trasie kanału przełazowego nie większego niż 100–120 m. Na wielu istniejących sieciach stosowano maksymalne rozstawy studzienek uzależnione od średnicy przewodu według tabeli 6.2.2 [246].

Niektóre przedsiębiorstwa krajowe wprowadziły własne ograniczenia w zakresie maksymalnej odległości studzienek rewizyjnych, zmniejszając tę odległość nawet do 50 m [216].

Tabela 6.2.2. Maksymalne rozstawy studzienek rewizyjnych

Średnica przewodu [mm]	Maksymalna odległość studzienek [m]
200–250	50–60
300–350	55–70
400–450	60–70
500–600	65–80
600–1500	70–90
>1500	100–150

### 6.3. Rozwiązania materiałowe studzienek kanalizacyjnych

Obecnie na rynku dostępne są studzienki oferowane przez bardzo wielu producentów z następujących materiałów konstrukcyjnych:

- beton,
- żelbet,
- polimerobeton,
- kompozyty (żywice poliestrowe wzmocnione włóknem szklanym – GRP),
- tworzywa sztuczne (PEHD, PP, PCW),
- kamionka.

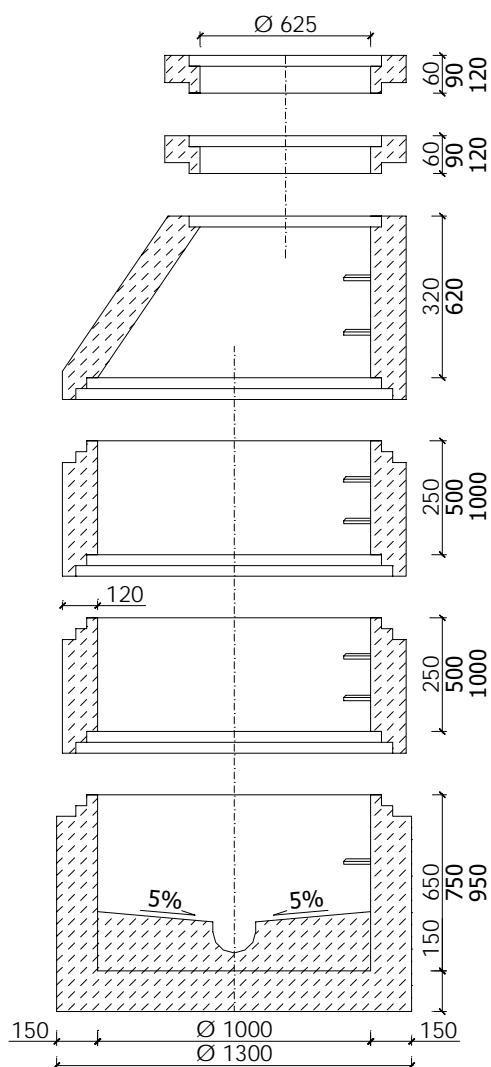
Stosowane są także rozwiązania łączone. Dotyczy to zwłaszcza kinety. Chcąc zwiększyć trwałość tego elementu, w przypadku studzienek betonowych i żelbetowych, niektórzy producenci wykonują wykładzinę z płytek klinkierowych bądź z kompozytów (GRP).

Poniżej przedstawiono przykłady rozwiązań konstrukcyjnych studzienek z różnych materiałów. Przykład typowej betonowej studzienki połączeniowej produkowanej z betonu spełniającego wymagania FBS (patrz. rozdz.2.4.2.1) ilustruje rys. 6.3.1.

W przypadku złożonej sytuacji w planie projektuje się indywidualne komory połączeniowe, realizowane jako monolityczne lub wykonywane w wytwórni. Realizacja komory w wytwórni umożliwia uzyskanie wyższej jakości betonu oraz osadzenie uszczelek zapewniających pełną szczelność. Przykład złożonej komory zaprojektowanej indywidualnie i zrealizowanej w wytwórni ilustruje rys. 6.3.2. Komora ta została wykonana z betonu spełniającego wymagania FBS omówione w rozdz. 2.4.2.1, co zapewnia szczelność i wysoką trwałość betonu. Jest ona wyposażona w zintegrowane elastomerowe uszczelki, gwarantujące szczelność połączenia z przewodem.

Realizacja grawitacyjnych przewodów kanalizacyjnych w terenie o znacznym spadku wymaga stosowania studzienek kaskadowych (spadowych) – rys. 6.3.3.

Przykładowe rozwiązanie konstrukcyjne studzienki z polimerobetonu przedstawiono na rys. 6.3.4. Polimerobeton jest tworzywem o bardzo dobrych parametrach wytrzyma-



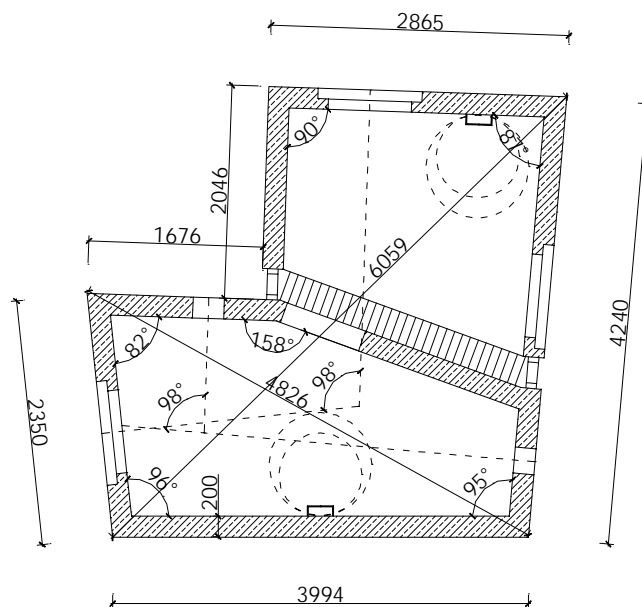
Rys. 6.3.1. Betonowa studzienka kanalizacyjna produkowana przez firmę BS ze Stargardu Szczecińskiego

małościowych i wysokiej odporności chemicznej. Studzienka z tego materiału nie wymaga żadnych izolacji chemoodpornych ani wykładzin w kincie.

Rozwiązania konstrukcyjne studzienki teleskopowej z tworzywa sztucznego przedstawiono na rys. 6.3.5, a z kamionki na rys. 6.3.6.

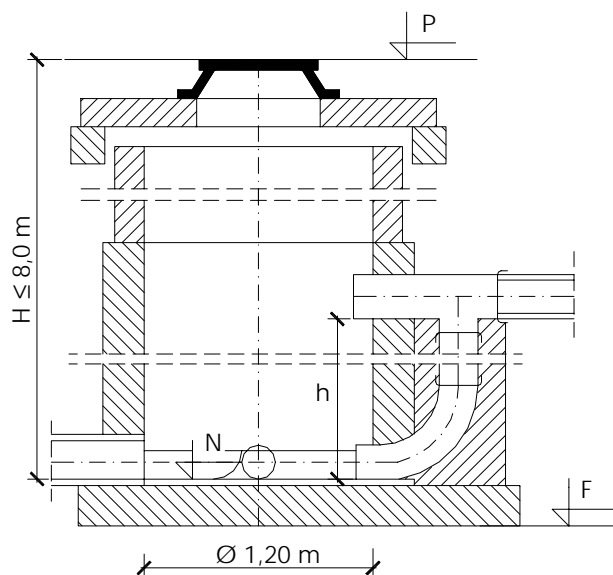
Konstrukcje studzienki z żywic poliestrowych wzmocnionych włóknem szklanym (GRP) ilustruje rys. 6.3.7.



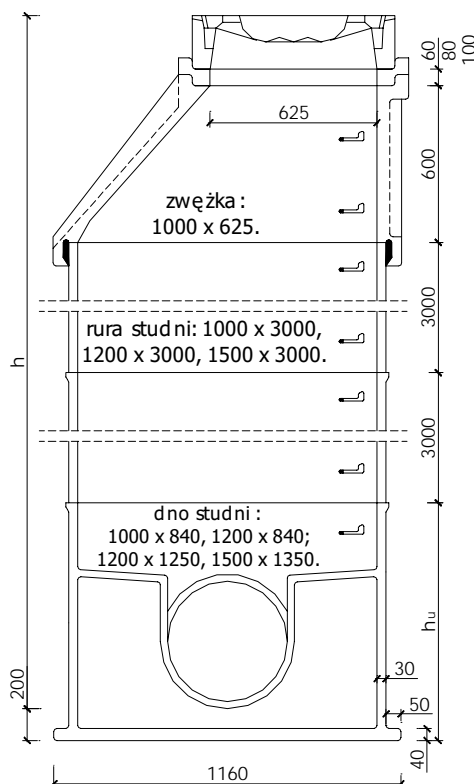


Rys. 6.3.2. Żelbetowa komora połączeniowa wykonana przez firmę Steinrisse

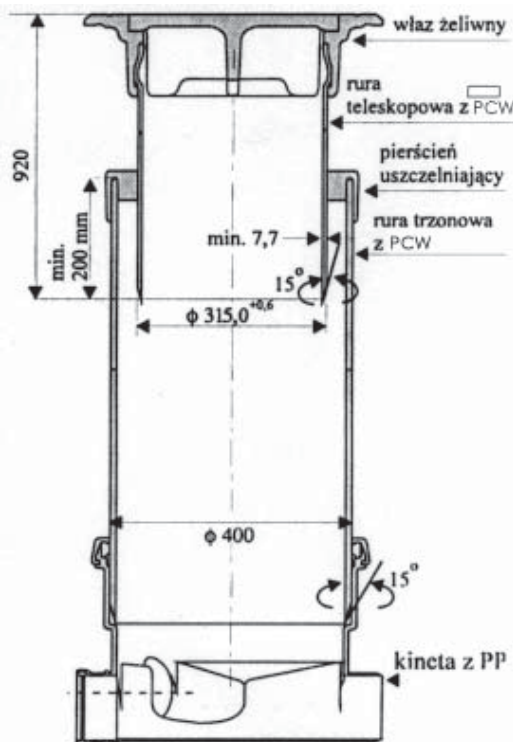
Grubości ścian studzienek oraz ich parametry wytrzymałościowe, szczególnie w przypadku nietypowych warunków lokalnych, dobiera się na podstawie obliczeń statyczno-wytrzymałościowych.



Rys. 6.3.3. Typowa studzienka kaskadowa



Rys. 6.3.4. Przykładowe rozwiązanie konstrukcyjne studzienki z polimerobetonu, produkowanej przez firmę Espebepe Betonstal



Rys. 6.3.5. Przykładowe rozwiązanie konstrukcyjne teleskopowej studzienki z tworzywa sztucznego, produkcji firmy Mabo Turlen

## 6.4. Połączenia

### 6.4.1. Połączenia elementów studzienek kanalizacyjnych

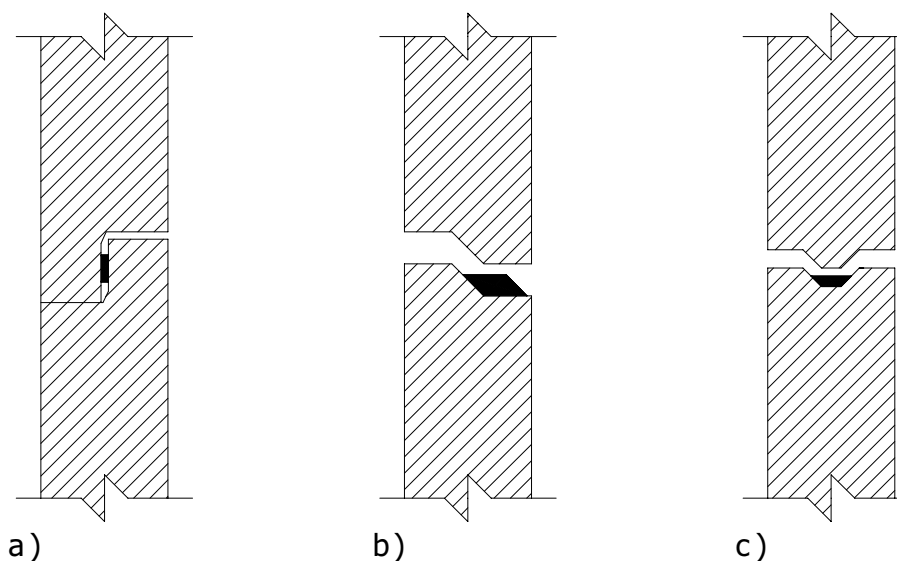
Norma [194] dopuszcza łączenie kregów na zaprawę cementową. Zdaniem autorów rozwiązanie takie nie zapewnia szczelności połączenia i powinno być stosowane w wyjątkowych sytuacjach, np. w kanalizacji deszczowej, tam gdzie kanał ułożony jest powyżej poziomu zwierciadła wody gruntowej i ewentualna eksfiltracja jest ograniczona do minimum. Niektóre przedsiębiorstwa wodociągów i kanalizacji w kraju słusznie wprowadziły dla nowo projektowanych sieci obowiązek stosowania wyłącznie studzienek z elementami łączonymi na uszczelki [250]. Szczelność połączeń mogą zapewnić w takim przypadku uszczelki elastyczne. Stosowanie ich wymaga jednak wysokiego poziomu wykonawstwa prefabrykatów (dokładność wymiarów). Z zasady uszczelki elastomerowe wyposażone są złącza studzienek z polimerobetonu, kamionki



Rys. 6.3.6. Przykładowe rozwiązanie konstrukcyjne rewizyjnej studzienki z kamionki, produkcji firmy Keramo Steinzeug



Rys. 6.3.7. Rozwiązanie konstrukcyjne studzienki z żywic poliestrowych wzmocnianych włóknem szklanym, produkcji firmy HOBAS



Rys. 6.4.1. Schemat typowych połączeń elementów studzienki betonowej z zastosowaniem uszczelki elastomerowej: a) uszczelka elastomerowa, b) elastomerowy lub inny materiał uszczelniający, c) elastomerowy lub inny materiał uszczelniający

oraz tworzyw sztucznych. Także uznani producenci studzienek żelbetowych stosują takie uszczelki w swoich wyrobach, gdyż precyzja wykonania styków jest w tych przypadkach wystarczająca. Schemat typowych połączeń elementów studzienki betonowej z zastosowaniem uszczelki elastomerowej przedstawiono na rys. 6.4.1.

Studzienki z żywicy poliestrowych wzmocnionych włóknem szklanym (GRP) produkowane są jako monolit, a występujące w nich połączenia są laminowane, co zapewnia całkowitą szczelność.

#### 6.4.2. Połączenia studzienek z przewodami kanalizacyjnymi

W przypadku studzienek betonowych i żelbetowych uznani producenci stosują dwa systemy połączeń. Pierwszy polega na wykonaniu pełnej studzienki, a następnie na nawierceniu w niej otworów o średnicach dostosowanych do średnicy przewodu, rozmieszczonych zgodnie z życzeniem zamawiającego. W otworach tych osadzone są króćce połączeniowe dla przyłączy kanalizacyjnych, wykonanych we wszystkich dostępnych rozwiązaniach materiałowych. Osadzanie króćców polega na ich wklejaniu przy użyciu żywicy epoksydowej. Producent zapewnia dokładność wymiarową wykonywanych otworów do 1,0 mm, a dokładność ich rozmieszczenia na obwodzie studzienki do 0,5°. Drugi system łączenia studzienek z przewodami kanalizacyjnymi polega na wykonywaniu otworów, już na etapie produkcji prefabrykatu. W tym przypadku w ścianie studzienki osadzone są pierścienie uszczelniające dostosowane do średnicy zewnętrznej oraz materiału konstrukcyjnego przewodu kanalizacyjnego. Inne połączenia, np. pole-

gające na wykuciu w ścianie studzienki otworu w trakcie montażu przewodu nie zapewniają szczelności i nie powinny być stosowane.

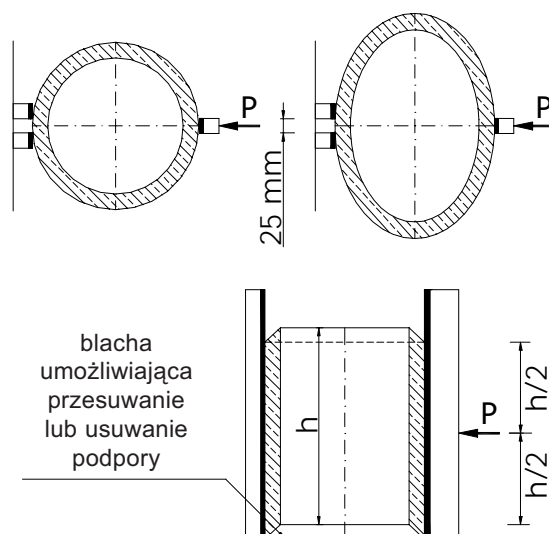
Ważnym elementem połączenia studzienek z przewodami są króćce. Są to krótkie rury o długości nie przekraczającej 1,0 m. Takie właśnie króćce, a nie rury o standardowej długości, powinny łączyć się ze studzienkami. Zastosowanie króćców niezależnie od przyjętego rozwiązania materiałowego znacznie zwiększa odporność połączenia na ewentualną nierównomierność osiadań samej studzienki oraz przewodu kanalizacyjnego. Nierównomierność osiadań jest trudna do uniknięcia i wynika zwykle z różnicy obciążeń działających na te dwa elementy konstrukcyjne.

## 6.5. Badania

Norma polska [194] przewiduje odbiory techniczne częściowe i końcowe. Odbiór częściowy ma na celu sprawdzenie jakości i efektów robót związanych z wykonaniem studzienek kanalizacyjnych, które po zakończeniu będą niewidoczne. Celem odbioru końcowego jest przekazanie do eksploatacji przewodu kanalizacyjnego, łącznie ze studzienkami, po zakończeniu budowy. Podstawowym kryterium tych badań, opisanych w rozdziale 6 normy [194], jest szczelność. Projekt polskiej normy [211] przewiduje szeroki zakres badań laboratoryjnych studzienek betonowych, żelbetowych i zbrojonych włóknami stalowymi przed ich wbudowaniem do systemu kanalizacyjnego. Program tych badań jest następujący:

- badania wymiarów złączy,
- badania rodzaju zbrojenia i grubości otuliny na wyciętej próbce,
- badania rozmieszczenia zbrojenia na długości przynajmniej 1,0 m,
- badanie grubości otuliny po odsłonięciu zbrojenia,
- badanie wytrzymałości na zgniatanie elementów komory roboczej i kręgów studzienki,
- badanie wytrzymałości na pionowe obciążenie elementów redukujących i elementów pokrywających,
- badanie wodoszczelności,
- badanie absorpcji wody,
- badanie wytrzymałości betonu na ściskanie,
- badanie wytrzymałości stopni włączonych na obciążenia pionowe i poziomą siłą wyrywającą.

W badaniach wytrzymałościowych studzienek przewidzianych przez projekt normy [211] rozróżnia się dwa przypadki obciążania elementu studzienki: siłą niszczącą przy ustawieniu poziomym elementu oraz przy ustawieniu pionowym. Schemat badania siły niszczącej przy ustawieniu poziomym elementu studzienki omówiono w rozdziale 5.2.9. Na podstawie tych badań można ocenić zdolność studzienki do przenoszenia obciążeń wywołanych parciem bocznym gruntu. Zdolność studzienki do przenoszenia obciążeń wywołanych obciążeniami komunikacyjnymi – nacisk koła pojazdu na pokrywę wężu studzienki – ocenia się natomiast na podstawie badania siły niszczącej przy ustawieniu pionowym. Schemat takiego badania przedstawiono na rys. 6.5.1.



Rys. 6.5.1. Schemat badania siły niszczącej przy ustawieniu pionowym elementu studzienki

## 6.6. Inne obiekty na sieci

Sieci kanalizacyjne mogą być wyposażone w wiele innych obiektów i urządzeń, do których zalicza się:

- zbiorniki retencyjne,
- wpusty uliczne,
- zsypy śniegowe,
- wyloty i zamknięcia,
- zastawki i zasuw,
- płuczki,
- urządzenia do przewietrzania.

Zbiorniki retencyjne projektuje się na sieciach ogólnospławnych i kanałach deszczowych. Zbiorniki te pozwalają bardzo skutecznie zmniejszyć niezbędny przekrój przewodu, co może znacząco obniżyć koszty realizacji inwestycji. Ponadto ścieki z tych zbiorników (tylko nieznacznie zanieczyszczone) mogą być wykorzystane do zmywania ulic i nawadniania terenów zielonych. Ważnym elementem sieci są urządzenia do przewietrzania. Wietrzenie kanałów ma na celu zmniejszenie zagrożenia korozyjnego, umożliwienie bezpiecznej obsługi i zapobieżenie ewentualnemu wybuchowi kumulujących się w kanale gazów. Wietrzenie kanałów następuje poprzez otwory w pokrywach włazowych, specjalne wywietrzniki, wpusty uliczne oraz przyłącza domowe. Bardzo skutecznie działają także rury spustowe kanalizacji domowej, wyprowadzone ponad dach budynku.

## 7. Zagrożenia korozyjne w kanałach ściekowych

### 7.1. Przewody betonowe i murowane

#### 7.1.1. Rodzaje zagrożeń

Materiały konstrukcyjne kolektora są narażone na liczne destrukcyjne oddziaływania, zarówno od strony zewnętrznej (wody gruntowe), jak i wewnętrznej (ścieki). Wody gruntowe mogą wykazywać w stosunku do betonu i zaprawy agresywność ługującą i węglanową. Agresywność ługująca polega na rozpuszczaniu i wymywaniu z betonu lub zaprawy wodorotlenku wapniowego, a w mniejszym stopniu także innych składników stwardniałego zaczynu cementowego. Nieco bardziej złożony charakter ma agresywność węglanowa. W pierwszej fazie pod wpływem zawartego w wodzie CO<sub>2</sub> wodorotlenek wapnia przechodzi w węglan wapnia, a w dalszej fazie – w bardzo łatwo rozpuszczalny kwaśny węglan wapnia. W wyniku ługowania wodorotlenku wapnia lub rozpuszczania kwaśnego węglanu wapnia następuje osłabienie struktury betonu lub zaprawy oraz wzrost jej porowatości. Proces ługowania zachodzi intensywnie w przypadku wód miękkich (np. wody deszczowe), a agresja węglanowa jest przyspieszona, gdy wody zawierają wolny dwutlenek węgla lub sole kwasu węglowego. Ługowanie jest procesem dyfuzyjnym, szczególnie istotny jest więc sposób oddziaływania środowiska, wpływający na szybkość rozpuszczania i wymywania składników. Proces ługowania jest znacznie przyspieszony w przypadku jednostronnego parcia wody, na przykład gdy przewody są zagłębione poniżej poziomu wody gruntowej. Ponadto wody gruntowe mogą wywoływać agresywność kwasową (w wodzie gruntowej mogą być rozpuszczone kwasy humusowe, kwasy nieorganiczne oraz sole silnych kwasów, np. siarkowego, który dostaje się tam w postaci kwaśnych deszczy). Ścieki bytowe są wodami silnie zanieczyszczonymi o wskaźniku pH zbliżonym do obojętnego lub lekko zasadowego. W wodach tych znajdują się zawsze pewne ilości chlorków, węglanu sodowego, detergentów oraz duża ilość substancji organicznych. Agresywność ścieków bytowych w stosunku do betonu nie jest zbyt duża. W kolektorach mogą jednak odkładać się osady z dużą zawartością części organicznych, mogą także zachodzić procesy gnilne, w wyniku których powstaje siarkowodór i dwutlenek węgla. Bakterie z rodzaju *Thiobacillus thiooxidans* wykorzystują jako źródło siarki pośrednio siarkowodór. Siarkowodór ulega w środowisku kolektora utlenieniu do siarki, która odkłada się na powierzchni przewodu. Bakterie z rodzaju *Thiobacillus* utleniają siarkę do kwasu siarkowego. Kwas siarkowy atakuje wodorotlenek wapnia, a w wyniku tej reakcji po-

wstaje siarczan wapnia (gips). Powstający gips krystalizuje z dwoma cząsteczkami wody, zwiększając przy tym swoją objętość o 130%. Gips może łączyć się z glinianem trójwapniowym tworząc sól Candlota, która krystalizuje ze zwiększeniem objętości o 227%. Krystalizujący gips i sól Candlota wywołują wewnętrzne naprężenia, powodujące w pierwszej fazie rysy i pęknięcia, a następnie całkowite zniszczenie struktury betonu. Ciśnienie krystalizacyjne przy przejściu  $\text{CaSO}_4$  w  $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$  wynosi około 110 MPa (wytrzymałość betonu na rozciąganie jest mniejsza od 2,5 MPa) [75, 158]. Korozja siarczanowa może przebiegać bardzo szybko. Ścieki zawsze zawierają pewne ilości chlorków. Transport chlorków ze ścieków do betonowej otuliny zbrojenia może prowadzić do depastywacji powierzchni zbrojenia. Korozja rozpoczyna się w momencie, gdy stężenie jonów  $\text{Cl}^-$  przy powierzchni zbrojenia osiągnie wartość krytyczną. Nie ustalono jednoznacznie tej wartości; najczęściej przyjmuje się 0,4%. Krytyczna zawartość chlorków zależy jednak w dużym stopniu od wskaźnika pH betonu. Zmiana pH z wartości 12 (nieskorodowany, świeży beton) do wartości pH = 11 powoduje dziesięciokrotne zmniejszenie krytycznej zawartości chlorków [67, 233]. Dwutlenek węgla powoduje karbonizację zaczynu cementowego (silnie zasadowy wodorotlenek wapnia zawarty w zaczynie przechodzi w obojętny węglan wapnia), co obniża pH. Karbonizacja wpływa korzystnie na szczelność i wytrzymałość betonu, jednak jest niebezpieczna dla konstrukcji żelbetowych. Otulina chroni skutecznie stal zbrojeniową, gdy wskaźnik pH betonu jest większy od 9,5. Dodać należy, że tempo karbonizacji betonu zawilgoconego, z jakim mamy do czynienia w przewodach kanalizacyjnych jest znacznie niższe niż dla betonu suchego. Tempo korozji betonu zależy przede wszystkim od jego jakości (porowatość, szczelność), rodzaju użytego cementu, stanu zarysowań i stężenia siarczanów. Rysy ułatwiają koncentrację substancji agresywnych i ich wnikanie w głąb konstrukcji. Wnikanie substancji agresywnych ułatwiają także zawarte w ściekach detergenty, które istotnie poprawiają zwilżalność powierzchni. Ścieki zawierają zwykle pewne ilości piasku, który wleczony może powodować mechaniczne uszkodzenia kinety przewodu.

### 7.1.2. Podstawowe wymagania w zakresie ochrony przed korozją

Podstawowym czynnikiem destrukcyjnym dla przewodów kanalizacyjnych są woda i ścieki. Stopnie agresywności wody zgodnie z [169] zestawiono w tabeli 7.1.1.

Stopnie agresywności środowiska określono w odniesieniu do betonu zwykłego B15 (przyjętego jako beton modelowy), wykonanego z cementu portlandzkiego nieodpornego na działanie siarczanów.

W tabeli 7.1.2 zestawiono średnie stężenia charakterystycznych związków chemicznych zawartych w ściekach komunalnych, mających wpływ na przebieg korozji oraz wartości dopuszczalne dla rur betonowych i żelbetowych, spełniających wymagania FBS.

Badania własne autorów wskazują, że wskaźnik pH dla przefermentowanych osadów pobranych z przewodów kanalizacyjnych we Wrocławiu może nawet osiągać wartość około 2,5. Zawartość siarczanów może przekraczać 1,6%, a zawartość chlorków



Tabela 7.1.1. Stopnie agresywności wody gruntowej

Rodzaj agresywności	Wskaźnik agresywności	Jednostka miary	Stopień agresywności wody			
			$I_a$ (lekki)		$m_a$ (średni)	$h_a$ (silny)
			$I_{a1}$	$I_{a2}$		
Ługująca	$T_w$	°niem.	$6 > T_w \geq 3$	$T_w < 3$	–	–
Kwasowa	$H^{1+}$	pH	$7 > \text{pH} \geq 6,5$	$6,5 > \text{pH} \geq 5$	$5 > \text{pH} \geq 4,5$	$\text{pH} < 4,5$
Węglanowa	$a\text{CO}_2$		$5 > a\text{CO}_2 \leq 10$	$10 < a\text{CO}_2 \leq 40$	$a\text{CO}_2 > 40$	–
Magnezowa	$\text{Mg}^{2+}$	mg/l	$150 < \text{Mg}^{2+} \leq 1000$	$1000 < \text{Mg}^{2+} \leq 2000$	$\text{Mg}^{2+} > 2000$	–
Amonowa	$\text{NH}_4^{1+}$		$10 < \text{NH} \leq 100$	$100 < \text{NH} \leq 500$	$\text{NH} > 500$	–
Siarczanowa	$\text{SO}_4^{2-}$		$250 < \text{SO}_4^{2-} \leq 350$	$350 < \text{SO}_4^{2-} \leq 500$	$500 < \text{SO}_4^{2-} \leq 1000$	$\text{SO}_4^{2-} > 1000$

Tabela 7.1.2. Średnie stężenia związków chemicznych w ściekach

Analizowany czynnik	Średnie stężenia w ściekach komunalnych	Wartości dopuszczalne dla rur spełniających wymagania FBS
pH	6,5–10	$\geq 4,5$
Węglany	$< 15 \text{ mg/l}$	$\leq 40 \text{ mg/l}$
Azotany	$< 100 \text{ mg/l}$	$\leq 200 \text{ mg/l}$
Magnez	$< 100 \text{ mg/l}$	$\leq 1000 \text{ mg/l}$
Chlorki	$< 250 \text{ mg/l}$	$\leq 3000 \text{ mg/l}$
Siarczany	$< 250 \text{ mg/l}$	$\leq 600 \text{ mg/l}^*$ $\leq 3000 \text{ mg/l}^{**}$

\* Z zastosowaniem cementu zwykłego.

\*\* Z zastosowaniem cementu HS o podwyższonej odporności na siarczany (polski odpowiednik CEM I HSR).

1,0%. W przedmiotowym przypadku osady pobrano z kolektora o przekroju dzwonowym i wymiarach ca  $3,0 \times 3,5 \text{ m}$  oraz projektowanym spadku równym 0,5%. Badania potwierdzają, że wskaźnik pH i zawartość siarczanów, a więc agresywność środowiska wewnątrz przewodów kanalizacyjnych w bardzo dużym stopniu zależy od możliwości samooczyszczania się kanałów i ich wentylacji. Wszędzie tam, gdzie z powodu małego spadku może nastąpić okresowe zaleganie osadów i ich zagniwanie, dochodzi do znacznego obniżenia wielkości wskaźnika pH oraz powstania dużych ilości siarczanów. Dodatkowym czynnikiem sprzyjającym tym procesom jest nieskuteczna wentylacja kanałów powodująca zaleganie dużych ilości siarkowodoru, przyspieszającego tempo korozji biologicznej. Fakt ten należy uwzględnić, dobierając zarówno minimalne spadki kanalizacji, jak też rozwiązania materiałowe, zwłaszcza dla przewodów układanych z bardzo małymi spadkami.

Zgodnie z normą [175] wybór sposobu ochrony przed korozją uzależniony jest od stopnia agresywności środowiska oddziałującego na konstrukcję. Rodzaje ochrony przed korozją zestawiono w tabeli 7.1.3.

Tabela 7.1.3. Rodzaje ochrony przed korozją

Stopień agresywności środowiska	Rodzaj ochrony przed korozją
$l_a$	Ochrona materiałowo-strukturalna
$m_a$	Ochrona materiałowo-strukturalna i powierzchniowa, ograniczająca oddziaływanie środowiska na konstrukcję
$h_a$	Ochrona materiałowo-strukturalna i powierzchniowa, całkowicie odcinająca dostęp środowiska do konstrukcji, wykonana według specjalnego projektu

Podstawowym zagrożeniem korozyjnym w przewodach kanalizacyjnych są siarczany. Zasady doboru cech betonu i rodzaju cementu w zależności od stopnia agresywności siarczanowej środowiska według normy [177] zestawiono w tabeli 7.1.4.

Jak wynika z tej tabeli, nie przewiduje się wykorzystania cementów hutniczych. Obecnie produkowany cement hutniczy CEM III/B charakteryzuje się podwyższoną odpornością na korozję siarczanową i może być stosowany w tych samych przypadkach, w których używa się cementy pucolanowe CEM IV/A i CEM IV/B. Dodać należy, że obecnie obowiązująca norma [197] za cement o wysokiej odporności na siarczany uznaje cement CEM I o zawartości  $C_3A$  nie większej od 3%.

Tabela 7.1.4. Zasady doboru rodzaju cementu

Stopień agresywności	Dobór cementu w zależności od wodoszczelności betonu		
	Beton o wodoszczelności W4	Beton o wodoszczelności W6	Beton o wodoszczelności W8
$l_a$	CEM I o zawartości $C_3A \leq 8\%$ CEM IV/B CEM II B-V	CEM I	–
$m_a$	CEM I o zawartości $C_3A \leq 5\%$ CEM IV/A	CEM I o zawartości $C_3A \leq 8\%$ CEM IV/B CEM II B-V	–
$h_a$	–	CEM I o zawartości $C_3A \leq 5\%$ CEM IV/A	CEM I o zawartości $C_3A \leq 8\%$ CEM IV/B

### 7.1.3. Sposoby ochrony przed korozją

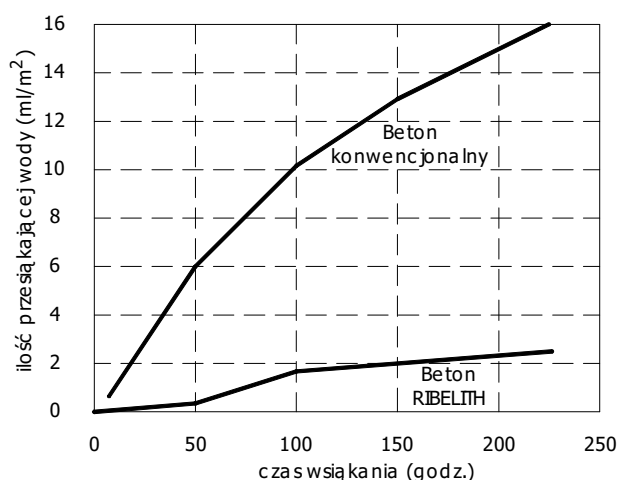
Zgodnie z normą [172], dla konstrukcji narażonych na lekki stopień agresywności środowiska wystarczająca jest ochrona materiałowo-strukturalna, obejmująca:

- dobór materiałów o zwiększonej odporności korozyjnej (patrz rozdz. 2.4.1.1 i tab. 7.1.4),

- dobór dodatków zwiększających odporność korozyjną betonu i elementów żelbetonowych,
- kształtowanie struktury betonu, przede wszystkim wodoszczelności (patrz tab. 7.1.4).

Dodatki zwiększające odporność korozyjną betonu mają zwykle skład chroniony patentem. Ich działanie polega przede wszystkim na zwiększaniu szczelności betonu. Rysunek 7.1.1 ilustruje wpływ dodatku o nazwie Ribelith na szczelność betonu.

Ochrona materiałowo-strukturalna jest zwykle wystarczająca dla konstrukcji przewodów betonowych pracujących w typowych warunkach, gdy prędkość przepływu ście-



Rys. 7.1.1. Wpływ dodatku Ribelith stosowanego przez firmę Stein Risse na przesiąkliwość betonu

ków zapewnia samooczyszczanie, a przewód jest skutecznie wentylowany. Do ochrony powierzchniowej przy średniej agresywności środowiska zgodnie z [172] należy stosować, poza ochroną materiałowo-strukturalną, powłoki cienkowarstwowe (nakładane metodami malarskimi), a dla wysokiej agresywności, poza ochroną materiałowo-strukturalną, powłoki grubowarstwowe, powłoki zbrojone (laminaty) oraz wykładziny i wymurówki. Powłoki cienkowarstwowe wykonuje się najczęściej z następujących materiałów:

- lepik na gorąco lub zimno,
- żywica epoksydowa,
- masy bitumiczne modyfikowane tworzywami sztucznymi.

Podłoże betonowe dla izolacji z lepiku powinno być czyste i suche, jego wilgotność w zasadzie nie powinna przekraczać 4%. Dla izolacji z lepiku takie podłoże należy najpierw zagruntować emulsją lub roztworem asfaltowym. Aby uzyskać odpowiednią trwałość izolacji wewnętrznej, należy nałożyć trzy warstwy materiału izolacyjnego. Dla izolacji zewnętrznej nakłada się zwykle dwie warstwy; tylko w przypadku wód gruntowych o podwyższonej agresywności w stosunku do betonu konieczne okazać się może nałożenie trzech warstw lepiku. Prawidłowo wykonane powłoki z lepiku mają

dużą odporność na agresję chemiczną, lecz stosunkowo małą wytrzymałość mechaniczną, dlatego też obecnie ich stosowanie jest ograniczone do izolacji zewnętrznych. W przypadku stosowania betonu spełniającego wymagania ochrony materiałowo-strukturalnej izolacje zewnętrzne cienkowarstwowe potrzebne są tylko wtedy, gdy środowisko gruntowo-wodne wykazuje podwyższony stopień agresywności. W tym przypadku cienkowarstwowa powłoka z lepiku powinna być zabezpieczona przed uszkodzeniem w trakcie zasypywania papą lub folią.

Powłoki z żywic epoksydowych mają wysoką odporność chemiczną i mechaniczną. Pewną ich wadą jest ich stosunkowo mała odporność na zarysowanie. Podłoże betonowe przed nałożeniem żywicy epoksydowej powinno być starannie oczyszczone i wysuszone, wilgotność podłoża nie może przekraczać 4%. Wytrzymałość podłoża betonowego na odrywanie dla izolacji z żywicy epoksydowej nie może być mniejsza od 1,5 MPa. Powłoki te można nakładać tylko wtedy, gdy temperatura otoczenia i temperatura podłoża betonowego jest wyższa od 10 °C. Ponadto temperatura podłoża powinna być wyższa o około 3 °C od temperatury punktu rosy.

Do modyfikacji mas bitumicznych stosuje się najczęściej lateks oraz żywicę epoksydową. Materiały bitumiczno-epoksydowe charakteryzują się dużą odpornością na korozję, bardzo dobrą przyczepnością do podłoża oraz dobrą odpornością na zarysowanie. Materiały te przenoszą zarysowanie konstrukcji do około 0,3 mm i należy je nakładać na dobrze oczyszczone podłoże o wytrzymałości na odrywanie nie mniejszej niż 1,5 MPa. Większość materiałów z tej grupy może być nakładana na lekko wilgotne podłoże (do około 7%). Powłoki te można nakładać tylko wtedy, gdy temperatura otoczenia i temperatura podłoża betonowego jest wyższa od 10 °C. Ponadto temperatura podłoża powinna być wyższa o około 3 °C od temperatury punktu rosy.

W strefie kinety, dla podwyższenia odporności na ścieranie, izolację wykonuje się z trzech warstw w następującej kolejności:

- pierwsza warstwa materiału izolacyjnego (ewentualnie z materiału rozcieńczonego),
- posypanie tej warstwy (jeszcze lepkiej) drobnym (do 0,5 mm), suchym piaskiem kwarcowym; można także nałożyć materiał izolacyjny wymieszany z takim piaskiem,
- nałożenie trzeciej warstwy materiału izolacyjnego po stwardnieniu poprzedniej i starannym usunięciu niezwiązanego piasku.

Na podstawie doświadczeń z wielu obiektów na terenie Polski można uznać, że materiały z tej grupy stanowią najlepsze rozwiązanie materiałowe dla izolacji antykorozyjnych kolektorów sanitarnych.

Określenie grubości powłoki izolacyjnej na betonie jest trudne, dlatego zwykle przyjmuje się minimalne zużycie materiału izolacyjnego na jednostkę powierzchni betonu. W każdym jednak przypadku należy nakładać co najmniej dwie warstwy materiału izolacyjnego.

Dla środowiska o silnym stopniu agresywności wykonuje się najczęściej powłoki w postaci laminatów epoksydowo-szklanych (dla konstrukcji narażonych na nieznaczne zarysowanie – zazwyczaj do 0,1 mm) lub bitumiczno-epoksydowo-szklanych (dla konstrukcji narażonych na większe zarysowanie – zwykle do 0,3 mm). Bardzo dobre

wyniki w przypadku konieczności wykonania izolacji dla środowiska o silnej agresywności daje wykonanie kotwionych w konstrukcji przewodu okładzin z płyt polietylenowych łączonych przez spawanie. Można także wykonać okładziny z cegły i kształtek klinkierowych osadzanych na zaprawie chemoodpornej.

## 7.2. Przewody stalowe i żeliwne

### 7.2.1. Rodzaje zagrożeń korozyjnych

Pierwsze wzmianki o korozji pochodzą już od Platona (V/IV w. p.n.e.), który definiował ją jako ziemistość wydzielającą się z metalu [13]. Przed jej skutkami ludzie próbowali się chronić od dawna i już w starożytności znano środki zabezpieczające metale przed korozją, takie jak bitumy, pak, biel ołowianą i gips.

Korozję można zdefiniować jako proces niszczenia (degradacji) materiałów w wyniku reakcji chemicznych lub elektrochemicznych przebiegających na granicy kontaktu z otaczającym je środowiskiem [156]. W przypadku metali korozja chemiczna zachodzi na granicy faz metal–środowisko i polega na reakcji bądź z suchymi gazami (np. żelazo lub aluminium w obecności fluorowców), bądź z cieczami nie będącymi elektrolitami (np. aluminium w obecności tetrachloroku węgla). Jedną z cech charakterystycznych metali jest ich bardzo dobre przewodnictwo elektryczne i dlatego ich korozja ma najczęściej charakter elektrochemiczny. Szacuje się, że koszty wynikające ze strat związanych z korozją metali wraz z kosztami ochrony antykorozyjnej wynoszą w krajach uprzemysłowionych ok. 50–100 dolarów na jednego mieszkańca [247].

W przypadku sieci wodociągowo-kanalizacyjnych z uwagi na środowisko, w którym się znajdują korozja ma wyłącznie charakter elektrochemiczny. Korozja elektrochemiczna jest procesem, któremu towarzyszy przepływ ładunków elektrycznych przez granicę faz metal–elektrolit (np. korozja metali w roztworach kwasów lub soli). Przepływ ładunków elektrycznych jest wynikiem działania mikro- lub makroogniw galwanicznych na granicy faz metal–elektrolit. Ogniwa takie tworzą się na skutek niejednorodności powierzchni metalu (np. niejednorodność składu chemicznego, defekty strukturalne) bądź niejednorodności występujących w elektrolicie (np. różnice w składzie elektrolitu, różne stężenia tlenu). Powstawanie ogniw korozyjnych może być też wywołane czynnikami natury fizycznej, np. na skutek różnic naprężeń w sieci krystalicznej metalu obrabianego na zimno. Jeżeli można rozróżnić oddzielne ogniwa korozyjne bądź przez wahania potencjału elektrodowego na powierzchni metalu, bądź przez wystąpienie prądów korozyjnych lub różnych produktów reakcji korozji anodowej lub katodowej, to mówimy o wystąpieniu lokalnej korozji elektrochemicznej, w przeciwnym razie o ogólnej korozji elektrochemicznej, kiedy to powierzchnie pojedynczych elektrod mają tak małe rozmiary, że nie dają się zaobserwować nawet pod mikroskopem (submikroogniwa). Korozja ogólna charakteryzuje się równomiernością objawów na całej powierzchni metalu, korozja lokalna natomiast może być bardzo zróżnicowana. Jeżeli jej zainicjo-

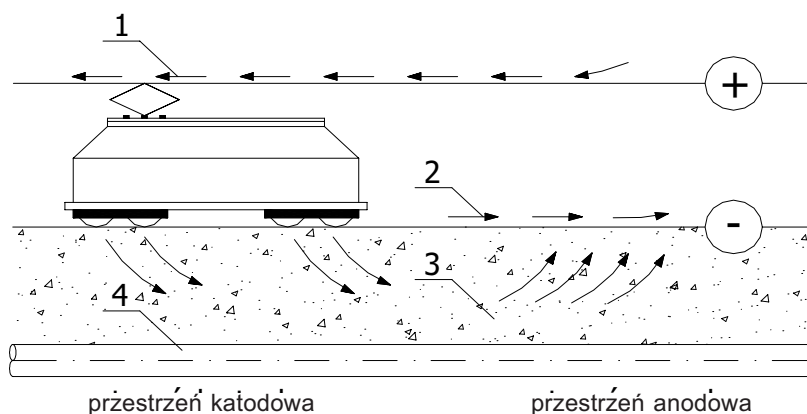
wanie miało miejsce w metalu, możemy według [247] wyróżnić jej następujące rodzaje bądź objawy:

- korozja wżerowa,
- korozja międzykrystaliczna,
- korozja warstwowa,
- korozja selektywna,
- korozja grafityczna,
- korozyjne pęknięcie naprężeniowe.

Gdy zainicjowanie procesów korozyjnych następuje w środowisku, można według [247] wyróżnić wówczas:

- korozję szczelinową (w wodzie),
- korozję osadową (w wodzie),
- korozję na linii wodnej,
- korozję nitkową,
- korozję erozyjną,
- korozję kawitacyjną.

Naturalnymi czynnikami prowadzącymi do korozji są zawarte w gruncie kwasy humusowe, woda oraz tlen. Wzrost zagrożenia korozją wiąże się ze wzrastającym zanieczyszczeniem środowiska. W przypadku rurociągów ułożonych pod powierzchnią terenu chodzi głównie o zanieczyszczenie wód gruntowych m.in. przez kwaśne deszcze. Rurociągi stalowe i żeliwne są zagrożone korozyjnie także wskutek oddziaływania prądów błędzących. Jest tak w przypadku ułożenia takich rurociągów w strefie oddziaływania urządzeń elektrycznych np. w pobliżu linii tramwajowych lub kolejowych o trakcji elektrycznej zasilanej prądem stałym. Schemat takich oddziaływań na rurociąg przedstawiono na rys. 7.2.1 [247].



Rys. 7.2.1. Schemat oddziaływań prądów błędzących na rurociąg ułożony w gruncie:  
1 – przewód elektryczny, 2 – tor, 3 – podłoże gruntowe, 4 – rurociąg

### 7.2.2 Podstawowe wymagania w zakresie ochrony przed korozją

Dobór środków ochrony przeciwkorozyjnej zależy od stopnia zagrożenia korozyjnego oraz od rodzaju chronionej konstrukcji. W razie zagrożenia prądami błędzającymi powodującymi korozję wżerową w każdym przypadku należy stosować powłoki ochronne, zróżnicowane pod względem rodzaju i jakości, od których zależy rodzaj i wielkość ochrony katodowej. Rurociąg oraz wbudowaną armaturę należy pokrywać powłoką o dostatecznie dużym oporze elektrycznym. Nowoczesne rozwiązania powłok izolacyjnych stosowane obecnie w produkcji rur stalowych i żeliwnych wymóg ten doskonale spełniają.

W przypadku rurociągów o zniszczonym lub niewystarczającym pokryciu należy używać wyższych wartości prądu i większej ilości instalacji ochrony katodowej. Trzeba przy tym pamiętać, że wyższe wartości prądu zwiększają ryzyko niebezpieczeństwa oddziaływania na inne konstrukcje przebiegające w sąsiedztwie. Dla odcinków rurociągu, na którym stwierdzono bardzo wysoki lub wysoki stopień zagrożenia korozyjnego, należy zaprojektować ochronę katodową z zapewnieniem jej realizacji najpóźniej do jednego roku od chwili oceny stopnia zagrożenia [186]. Założenia techniczno-ekonomiczne ochrony katodowej są opisane w normie [183]. Zgodnie z nimi każdy projekt nowej konstrukcji przewidzianej do eksploatacji w gruncie lub w wodzie powinien mieć część dotyczącą ochrony przed korozją. Decyzja o stosowaniu ochrony katodowej powinna być poprzedzona analizą obejmującą ocenę techniczno-ekonomiczną zasadności takiej ochrony i wskazaniem sposobu jej rozwiązania. Stosowanie ochrony katodowej uznaje się za uzasadnione, jeżeli:

- w sposób ekonomicznie opłacalny zapobiega powstawaniu strat wynikających z korozji konstrukcji,
- zapobiega wymiernym bądź niewymiernym stratom wynikającym z awarii powodowanych korozyjnym uszkodzeniem, a w szczególności zapobiega awariom zagrażającym bezpieczeństwu ludzi lub środowisku naturalnemu,
- jest tańsza lub łatwiejsza w wykonaniu w porównaniu z innymi metodami ochrony przed korozją i zawiera pożądaną jakość i trwałość zabezpieczenia konstrukcji.

Wybór sposobu ochrony katodowej powinien wynikać z oceny:

- rodzaju zagrożenia korozyjnego,
- przewidywanych wartości gęstości i natężenia prądu ochrony oraz ich zmian w czasie,
- rezystywności środowiska elektrolitycznego i zakresu jej zmian,
- możliwości nadzorowania procesu ochrony katodowej, jej regulacji, okresowych przeglądów i remontów,
- oceny wpływu tej ochrony na inne instalacje i urządzenia znajdujące się w pobliżu,
- analizy kosztów.

Projekt ochrony katodowej zgodnie z normą [184] powinien spełniać postanowienia zawarte w [183] i zawierać plan usytuowania konstrukcji z uwzględnieniem:

- zbliżeń i skrzyżowań z sąsiednimi konstrukcjami podziemnymi i nadziemnymi liniami elektroenergetycznymi o napięciu  $\geq 110$  kV,
- torów i punktów powrotnych trójfazowej prądu stałego,
- istniejącego na sąsiednich konstrukcjach urządzeń drenażu elektrycznego,
- istniejących na sąsiednich konstrukcjach stacji katodowych i uziomów anodowych,
- rozmieszczenia łączy izolujących na konstrukcjach istniejących.

### 7.2.3. Charakterystyka środowisk, czynników i procesów korozyjnych

Zgodnie z normą [162] wyróżnia się następujące stopnie agresywności korozyjnej środowisk oraz ich oznaczenia symbolami literowymi:

B – środowisko o bardzo łagodnym działaniu korozyjnym, odpowiadające najbliższemu warunkom użytkowania,

L – środowisko o lekkim działaniu korozyjnym, odpowiadające lekkim warunkom użytkowania,

U – środowisko o umiarkowanym działaniu korozyjnym, odpowiadające umiarkowanym warunkom użytkowania,

C – środowisko o silnym działaniu korozyjnym, odpowiadające ciężkim warunkom użytkowania,

W – środowisko o bardzo silnym działaniu korozyjnym, odpowiadające wyjątkowo ciężkim warunkom użytkowania.

W stosunku do przewodów z rur żeliwnych i stalowych ułożonych w gruncie szczegółowa klasyfikacja zagrożeń korozyjnych podana jest w normie [186]. Uwzględniono takie czynniki jak:

- aktywność korozyjna gruntu,
- pomiary potencjałów i obecności prądów błędzących,
- oporność właściwa gruntu.

Szczegółowe parametry klasyfikacyjne zestawiono w tabelach 7.2.1–7.2.3 według [186].

Aby określić występowanie strefy anodowej lub zmienny znak na rurociągu, należy przeprowadzić długotrwały pomiar napięcia między szyną trójfazowej prądu stałego a grun-

Tabela 7.2.1. Klasyfikacja zagrożenia na podstawie aktywności korozyjnej gruntu

Stopień zagrożenia korozyjnego rurociągu	Aktywność korozyjna gruntu		Odczyn gruntu [pH]
	$\Delta m$ [g]	$I_{st}$ [mA]	
Niski	poniżej 0,4	poniżej 12,0	7,0–7,9
Średni	od 0,4 do 2,0	od 12,0 do 59,0	6,0–6,9
Wysoki	od 2,0 do 4,0	od 59,0 do 118,0	5,0–5,9
Bardzo wysoki	powyżej 4,0	powyżej 118,0	$\leq 5,0$ $\geq 8,0$



Tabela 7.2.2. Klasyfikacja zagrożenia na podstawie pomiarów potencjałów i obecności prądów błędzących

Stopień zagrożenia korozyjnego	Potencjał grunt–rurociąg [V]	Obecność prądów błędzących	Strefa oddziaływania prądów błędzących
Niski	$\leq -0,7$	brak	–
Średni	$-0,69$ do $-0,55$	stwierdzono	katodowa
Wysoki	$-0,54$ do $0,40$	stwierdzono	zmiennego znaku
Bardzo wysoki	$\geq -0,40$	stwierdzono	anodowa

Tabela 7.2.3. Klasyfikacja zagrożenia na podstawie oporności właściwej gruntu

Stopień zagrożenia korozyjnego	Oporność właściwa gruntu [ $\Omega$ m]
Niski	$> 100$
Średni	100 do 20
Wysoki	20 do 10
Bardzo wysoki	$< 10$

tem, a jeśli to możliwe, między rurociągiem a szyną według [184] i porównać z tabelą 7.2.2.

W przypadku stwierdzenia obecności prądów błędzących na odcinku rurociągu, na którym występuje strefa anodowa lub zmiennego znaku, przy jednoczesnym oporze właściwym gruntu poniżej 20  $\Omega$ m, stopień zagrożenia korozyjnego należy ocenić jako bardzo wysoki.

Dla odcinków rurociągów, gdzie (na podstawie tabel 7.2.1–7.2.3) występują dwa lub więcej różne stopnie zagrożenia korozyjnego, jako ostateczną klasyfikację należy przyjąć najwyższy z tych stopni.

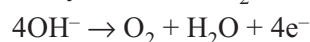
W przypadku przewodów stalowych przeznaczonych do przesyłu gazu ocenę stopnia zagrożenia korozyjnego należy przeprowadzić według [26].

W procesach korozji elektrochemicznej zachodzą reakcje anodowe lub katodowe. Reakcje anodowe mogą zachodzić jedynie przy potencjale bardziej dodatnim od potencjału równowagowego, a reakcje katodowe tylko przy potencjale bardziej ujemnym od potencjału równowagowego. Poniżej opisano podstawowe typy reakcji elektrochemicznych występujących w procesach korozyjnych rurociągów ze stali lub żeliwa [186].

Reakcje anodowe związane z rozpuszczeniem Fe



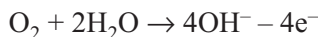
Reakcje anodowe związane z wydzielaniem  $\text{O}_2$



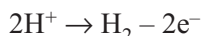
Reakcje katodowe związane z osadzaniem Fe



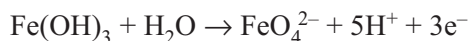
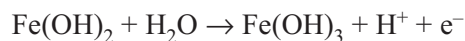
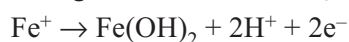
Reakcje katodowe związane z redukcją  $\text{O}_2$



Reakcje katodowe związane z wydzielaniem  $\text{H}_2$

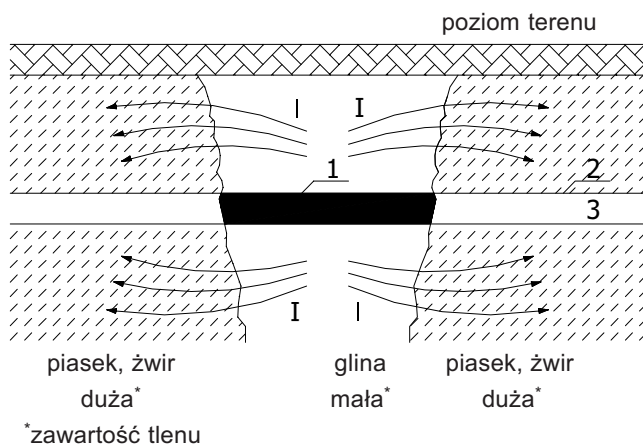


Podstawowe reakcje elektrochemiczne prowadzące bezpośrednio do powstawania produktów korozji żelaza zawartego w stali i żeliwie są następujące [247]:



Jednym z podstawowych rodzajów korozji jest korozja ziemna, szczegółowo opisana w pracy [247]. Dotyczy ona przede wszystkim rurociągów stalowych i żeliwnych ułożonych w gruncie. Korozyjne procesy elektrochemiczne są w tym przypadku związane z przejściem prądu przez warstwy gruntu o zmiennej zawartości wody i tlenu. Szczególnie często korozja ziemna jest widoczna w strefach granicznych, gdzie gliny przechodzą w grunty zbudowane z większych ziaren. W takim przypadku anodą jest odcinek przewodu ułożony w glinie, a katodą – odcinek ułożony w piasku lub żwirze, gdzie jest większa zawartość tlenu. Mechanizm korozji ziemnej przedstawiono na rys. 7.2.2 [247].

Inna odmiana korozji ziemnej związana jest z tworzeniem się ogniw różnego napowietrzania. Ma to miejsce w przypadku, gdy jedna część rurociągu ułożona jest poniżej poziomu wody gruntowej, a druga powyżej. Według [247] na głębokościach powy-



Rys. 7.2.2. Mechanizm korozji ziemnej:

1 – anoda, 2 – katoda, 3 – rurociąg

żej 10 m szybkość korozji nie zależy od oporu elektrycznego gruntu, lecz najczęściej jest uwarunkowana szybkością dyfuzji tlenu rozpuszczonego w wodzie gruntowej i czasem działaniem bakterii redukujących siarczany. Z tego powodu nawet w gruntach o małym oporze elektrycznym na dużej głębokości jest ona z reguły mała wobec małego dopływu tlenu. Natomiast w obecności bakterii redukujących siarczany korozyjność w takich warunkach może być duża.

Szybkość korozji górnych warstw gruntu dla  $\text{pH} > 6$  według [247] przedstawiono w tabeli 7.2.4.

W przypadku sieci wodociągowych i kanalizacyjnych z rur żeliwnych lub stalowych niezabezpieczonych ochronnymi wykładzinami wewnętrznymi (por. rozdz. 2.3 oraz 2.5) procesy korozyjne mogą też przebiegać od strony wewnętrznej. Ich mechanizm jest również natury elektrochemicznej, lecz z uwagi na różnorodność związków chemicznych mogących znajdować się w ściekach mogą być one znacznie bardziej złożone.

Tabela 7.2.4. Szybkość korozji górnych warstw gruntu dla  $\text{pH} > 6$

Oporność gruntu $R$ w wyciągu wodnym 1:1 [ $\Omega \cdot \text{cm}$ ]	Zawartość soli w wyciągu wodnym 1:1 [mg/l]	Korozyjność	Przeciętna szybkość korozji dla stali [ $\mu\text{m}/\text{rok}$ ]
<100	>7500	b. wysoka	>100
100–1000	7500–750	wysoka	100–30
1000–10000	750–75	niska	30–4
>10000	<75	b. niska	<4

#### 7.2.4. Sposoby ochrony rurociągów przed korozją

Czynne i bierne sposoby zabezpieczania przed korozją, na których opiera się również obecnie stosowana ochrona, znano już w XIX w. Skuteczne metody ochrony przed korozją rurociągów ułożonych w gruncie opracowano jednak dopiero na początku XX w. Bierna ochrona w postaci izolacji bitumicznych sięga czasów starożytnych [13]. Najstarsze starożytne rurociągi z miedzi, brązu lub ołowiu nie były jednak zabezpieczane przed korozją. Okładano je często zaprawą wapienną lub gipsową, spełniającą rolę zabezpieczającą przed uszkodzeniami mechanicznymi i uszczelniającą. W czasach nowożytnych izolacje przewodów żeliwnych zaczęto stosować w pierwszej połowie XIX w. W roku 1884 w Anglii po raz pierwszy zastosowano wypełniacze mineralne do bitumicznych mas izolacyjnych. Od roku 1912 wodociągi zaczęto wyklekać asfaltem od wewnątrz. Po opracowaniu technologii nakładania wykładziny z zaprawy cementowej w roku 1837 przez Vicata ten system izolacji wewnętrznej szybko rozprzecznił się w Europie i USA [13].

Dla ochrony przed korozją w szczególnie agresywnych gruntach rurociągi układano w drewnianych korytach wypełnionych piaskiem lub pakim [13]. W roku 1864 do zabezpieczenia rur z żelaza kutego polecano ocynkowanie. W roku 1892 po raz pierwszy pojawiła się wzmianka o zniszczeniu rur gazowych w wyniku działania agresyw-

nych gruntów oraz prądów błędzących. Dalsze etapy rozwoju technik izolacyjnych to warstwa juty impregnowanej stopionym pakiem smołowym, zastąpienie juty podatnej na gnicie impregnowaną tekturą filcową i wreszcie zastąpienie tej ostatniej przez asfalty wzmacniane włóknem szklanym.

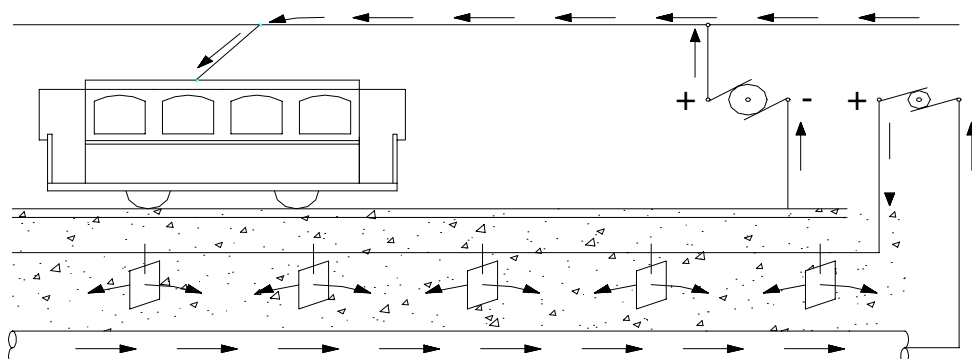
W 1950 roku w USA i we Włoszech zaczęto zabezpieczać rury taśmą izolacyjną z PCW, nakładaną za pomocą nawijarek. Od roku 1960 rozpowszechniło się izolowanie rur stalowych i żeliwnych powłokami z polietylenu nakładanymi metodą wytłaczania (por. rozdz. 2.3 oraz 2.5).

Technologie ochrony katodowej przed korozją zapoczątkowano w roku 1824 do zabezpieczania miedzianego poszycia w statkach drewnianych, stosując anody z żeliwa. W 1834 roku Faraday wykrył ilościową zależność między ubytkiem masy wywołanym korozją a przepływającym prądem elektrycznym. Należy więc uznać go za twórcę podstaw elektrolizy i ochrony katodowej. Pierwsze znaczne szkody wywołane korozją elektrochemiczną w pobliżu linii tramwajowych wystąpiły w roku 1887 w USA w Brooklynie, gdzie doszło do zniszczenia przewodu z kutego żelaza, ułożonego w strefie oddziaływania prądu elektrycznego z szyn tramwajowych. Problem rozwiązano dopiero w roku 1895, stosując drenaż bezpośredni prądów błędzących do szyn tramwajowych [13].

C. Cohen w roku 1902 zastosował ochronę katodową za pomocą prądu ze źródła zewnętrznego. Pierwsza stacja katodowa ochrony rurowciągów została zainstalowana w roku 1906 w Karlsruhe. Zabezpieczono 300-metrowe odcinki wodociągu i gazociągu położone w strefie oddziaływań prądu stałego zasilającego linię tramwajową. Technologia ta została opatentowana w roku 1908. Schemat ochrony katodowej według tej metody przedstawiono na rys. 7.2.3 według [13].

Na szeroką skalę ochronę katodową zaczęto wdrażać od 1928 roku w USA pod kierunkiem R.J. Kuhna. Zainstalował on pierwszy prostownik do ochrony katodowej tranzytowego rurowciągu gazowego w Nowym Orleanie. Opierając się na doświadczeniach ustalił, że potencjał ochronny  $-0,85$  V względem nasyconej elektrody miedź/siarczan miedzi jest wystarczający dla ochrony przed każdego rodzaju korozją [13]. W 1935 roku wyjaśnił on, że galwaniczny prąd ochronny pochodzący od anod cynkowych nie jest wystarczający do zabezpieczenia długich rurowciągów tranzytowych. W USA przez długi czas układano rurowciągi bez izolacji zewnętrznej. Zapotrzebowanie na ochronę katodową było więc bardzo duże. Na początku lat trzydziestych około 300 km rurowciągów było chronionych za pomocą galwanicznych anod cynkowych, a 120 km prądem ze źródła zewnętrznego.

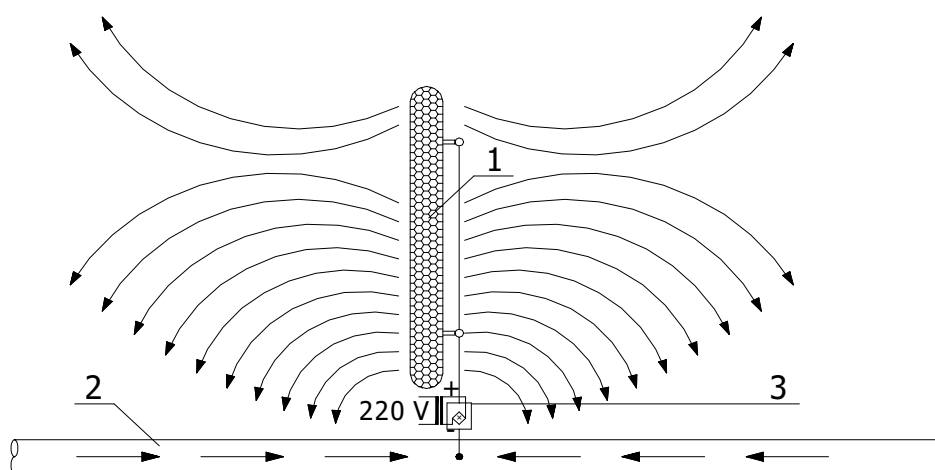
Obecnie rurowciągi tranzytowe z reguły chroni się katodowo bezpośrednio po ich ułożeniu. W ekonomicznie uzasadnionych przypadkach można wprowadzić ochronę katodową starych przewodów, liczących sobie nawet kilkadziesiąt lat. Warunkiem skuteczności takiej ochrony jest wspomniana już ciągłość elektryczna rurowciągu, jego pokrycie izolacją o dostatecznie dużym oporze oraz odizolowanie od innych urządzeń. Na rysunku 7.2.4 przedstawiono schemat współczesnego rozwiązania ochrony katodowej prądem ze źródła zewnętrznego. Prąd doprowadzany jest do gruntu poprzez zewnętrz-



Rys. 7.2.3. Schemat ochrony katodowej rurociągu według patentu z roku 1908

nie zasilane anody. Prąd ochronny dopływa do rurociągu w miejscach, gdzie izolacja zewnętrzna jest uszkodzona i powoduje tam powstanie ochronnej polaryzacji katodowej.

W pracy [114] przedstawiono i omówiono niektóre błędy projektowe i wykonawcze związane z zabezpieczaniem podziemnych rurociągów stalowych i żeliwnych przed korozją. Typowym przykładem jest przejście niezabezpieczonego izolacją przewodu przez betonową ścianę. Ponieważ beton stwarza środowisko alkaliczne dobrze zabezpieczające przed korozją stali i żeliwa, wydawać by się mogło, że takie rozwiązanie jest prawidłowe. Często w takich przypadkach zdarza się, że przewód styka się ze zbrojeniem żelbetu. Wówczas dochodzi do procesów elektrochemicznych, w których stal

Rys. 7.2.4. Schemat ochrony katodowej prądem ze źródła zewnętrznego:  
1 – anody pomocnicze, 2 – rurociąg, 3 – prostownik

zbrojeniowa pełni rolę dużej katody, a miejsce styku rurociągu rolę małej anody. Elektrolitem jest wówczas wilgoć zawarta w betonie lub gruncie. Na anodzie, ze względu na jej małe rozmiary, przepływający prąd może mieć tysiące razy większą gęstość niż na dużej katodzie. Prowadzić to może w krótkim czasie do perforacji ścianki rurociągu wskutek procesów korozyjnych.

## Literatura

- [1] Adamiec P., Dziubiński J., Tasak E., *Materiały i technologie wytwarzania rur*, Wydawnictwo Fundacji Odysseum, Warszawa 1998.
- [2] Ajdukiewicz A., *Konstrukcyjne betony cementowe nowej generacji*. Inżynieria i Budownictwo, 9/1998.
- [3] APISpec5L *Specyfikacja na rury przewodowe (USA) stosowane w przemyśle ropy naftowej i gazu. Gatunek B-X70 (granica plastyczności 235–485 MPa)*.
- [4] Aprobata Techniczna COBRTI „Instal” Nr AT/2000-02-0910 *Rury kanalizacyjne z polimerobetonu*.
- [5] Aprobata Techniczna COBRTI „Instal” Nr AT/98-01-0385 *Rury i kształtki kamionkowe do sieci kanalizacyjnej*.
- [6] Archiwum Miejskiego Przedsiębiorstwa Wodociągów i Kanalizacji w Krakowie.
- [7] Archiwum Miejskiego Przedsiębiorstwa Wodociągów i Kanalizacji w Warszawie.
- [8] Archiwum Miejskiego Przedsiębiorstwa Wodociągów i Kanalizacji we Wrocławiu.
- [9] ASTM C 1091-90: *Standard Test Method for Hydrostatic Infiltration and Exfiltration Testing of Vitrified Clay Pipelines*, USA 1990.
- [10] ATV-DVWK-A127. *Statische Berechnung von Entwässerungskanälen und -leitungen*, 3. Auflage.
- [11] ATV A 161 *Statische Berechnung von Vortriebsrohren*, 1990.
- [12] ATV-M 143: *Inspektion, Instandsetzung, Sanierung und Erneuerung von Entwässerungskanälen und -leitungen*, 1998.
- [13] Baeckmann W., Schwenk W., *Katodowa ochrona metali*, WNT, Warszawa 1976.
- [14] Bölke K.P., *Kanalinspektion. Schäden erkennen und dokumentieren*, Berlin, Springer-Verlag, 1996.
- [15] BAUKU Polska Sp. z o.o., *Instrukcja stosowania rur profilowanych PEHD/PP, Katalog produktów, Studzienki, Aprobaty techniczne*.
- [16] Bernacki R., *Projekt konstrukcyjny kanału ściekowego dla systemu kanalizacji miasta Lubań*, praca dyplomowa, Instytut Inżynierii Lądowej Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 2001.
- [17] Biernatowski K., *Układ rurociąg-podłoże gruntowe w ujęciu probabilistycznym*, Kolloquium – Erdeingebettete Rohre und Behälter, Lipsk 1975.
- [18] Biuletyn informacyjny HD STADT- UND INDUSTRIE-REINIGUNGS GmbH.
- [19] Błaszczyk W., Roman M., Stamatello H., *Kanalizacja*. T.1, Arkady, Warszawa, 1974.
- [20] Błaszczyk W., Stamatello H., *Kanalizacja. Sieci i pompownie*, T. 1, Arkady, Warszawa, 1983.
- [21] Błaszczyk W., Stamatello H., *Budowa miejskich sieci kanalizacyjnych*, Arkady, Warszawa 1967.

- [22] Błaszczyk W., Stamatello H., *Budowa miejskich sieci kanalizacyjnych*, Arkady, Warszawa 1975.
- [23] BN-83/8971-06.00 *Prefabrykaty budowlane z betonu. Rury i kształtki bezciśnieniowe. Ogólne wymagania i badania.*
- [24] BN-83/8971-06.01 *Prefabrykaty budowlane z betonu. Rury bezciśnieniowe. Kielichowe rury betonowe i żelbetowe WIPRO.*
- [25] BN-83/8971-06.02 *Prefabrykaty budowlane z betonu. Rury bezciśnieniowe. Rury betonowe i żelbetowe typów O, Os, C i Cs.*
- [26] BN-85/2320-1 *Rurociągi stalowe układane w ziemi. Określenie zagrożenia korozyjnego.*
- [27] BN-86/8971-07 *Prefabrykaty budowlane z betonu. Rury ciśnieniowe o przekroju kołowym BETRAS.*
- [28] Budzianowski Z., Lessaer S., *O możliwości obciążenia terenu nad dawno ułożonym rurociągiem podziemnym*. Inżynieria i Budownictwo, Nr 4/1970.
- [29] *Cairo Wastewater Project*, World Tunnelling, June 1988.
- [30] Chmielewski, J.M., *Współzależność uzbrojenia podziemnego i zagospodarowania naziemnego*, PWN, Warszawa–Łódź 1987.
- [31] Cieślik A., *Podstawy projektowania horyzontalnych przewiertów sterowanych (HDD)*, NTTB, 4/99, 52–54.
- [32] Cieślik A., *Przegląd technik mikrotunelowania. Podstawy projektowania*. NTTB, 3/2000, 26–32.
- [33] Czudec K., Osikowicz R., *Wybrane zagadnienia wykonywania horyzontalnych przewiertów kierunkowych*, Nowoczesne Techniki i Technologie Bezwykopowe, 1/98.
- [34] DAUB, *Recommendation for selecting and evaluating tunnel boring machines*, Tunnel, 5/97, 20–35.
- [35] Decker J., Dohmann M., *Untersuchungen zur quantitativen Belastung von Untergrund, Grund- und Oberflächenwasser durch undichte Kanäle*, 4. Internationaler Kongress Leitungsbau, Hamburg, 1994, 377–405.
- [36] Denczew S., *Próba oceny efektywności wybranych bezodkrywkowych metod odnowy technicznej systemów wodociągowych i kanalizacyjnych*, Prace naukowe Instytutu Inżynierii Lądowej Politechniki Wrocławskiej, nr 48, Seria: Konferencje nr 18, Infrastruktura podziemna miast, Wrocław 1999, 67–81.
- [37] *Dichtheitsprüfung – Dichtheitsprüfungen an bestehenden Abwasserkanälen nach dem ATV Merkblatt M 143, Teil 6 (Entwurf)*, materiał niepublikowany, źródło – [www.leitungsbau.de/berichte/](http://www.leitungsbau.de/berichte/).
- [38] DIN 1048 Teil 5 *Druckfestigkeit und Rohrdichte von Betonwürfeln.*
- [39] DIN 1615 *Rury do różnych zastosowań bez obciążeń ciśnieniem wewnętrznym (cele konstrukcyjne).*
- [40] DIN 1626 *Rury przeznaczone do budowy aparatury, pojemników (zbiorników) przewodów a także w budownictwie maszyn i przyrządów pracujących przy ciśnieniu do 160 barów i temp. do 300 °C. Gatunki stali o granicy plastyczności 235–360 MPa.*
- [41] DIN 1628 *Rury przeznaczone do budowy aparatury, pojemników (zbiorników) przewodów a także w budownictwie maszyn i przyrządów dla nieograniczonego zakresu nadciśnienia i temperatury pracy.*
- [42] DIN 17120 *Rury do zastosowania w budownictwie nadziemnym i podziemnym jako elementy konstrukcyjne w mostach i dźwigach. Gatunki stali o granicy plastyczności 235–360 MPa.*



- [43] DIN 18134 *Plattendruckversuch*.
- [44] DIN 19565 *Rohre und Formstücke aus glasverstärktem Polyesterharz für erdverlegte Abwasserkanäle*.
- [45] DIN 1986: *Entwässerungsanlagen für Gebäude und Grundstücke*, Teil 3.
- [46] DIN 2460 *Rury stalowe przeznaczone do zastosowania w wodociągach*.
- [47] DIN 4060 *Dichtmittel aus Elastomeren für Rohrverbindungen von Abwasserkanälen und -leitungen*, Dezember 1988.
- [48] DIN 4226 *Zuschlag für Beton*; Teil 1.
- [49] DIN 53769, *Prüfung von Rohrleitungen aus glasfaserverstärkten Kunststoffen*.
- [50] DIN 54815-1/2 *Rury z nienasyconych żywic poliestrowych*. 1 – *Wymiary*; 2 – *Wymagania; Testowanie*.
- [51] DIN EN 1610 *Verlegung und Prüfung von Abwasserleitungen und -kanälen*.
- [52] DIN 2614 *Zementmörtelauskleidungen für Gussrohre, Stahlrohre und Formstücke – Verfahren, Anforderungen, Prüfungen*.
- [53] DIN EN 295 *Steinzeugrohre und Formstücke sowie Rohrverbindungen für Abwasserleitungen und -kanäle*.
- [54] Drescher G.: *Das im Erdreich eingebettete Rohr*. Österreichischer Ingenieur-Zeitschrift, Jahrgang 8/3
- [55] *Duktile Gussrohre für Wasser*. Podręcznik firmy HALBERG.
- [56] DVGW-Arbeitsblatt W 342 *Werkseitig hergestellte Zementmörtelauskleidung für erdverlegte Guss- und Stahlrohrleitungen*.
- [57] EN 10208-1 *Rury stalowe na rurociągi dla mediów palnych oraz na rurociągi wodne stosowane w przemyśle ropy naftowej i gazowniczym. Rury o podstawowych wymiarach*.
- [58] EN 1610 *Verlegung und Prüfung von Abwasserleitungen und -kanälen*.
- [59] EN 10208-2 *Rury stalowe na rurociągi dla mediów palnych, a także na rurociągi wodne stosowane w przemyśle ropy naftowej i gazowniczym. Rury o wysokich wymaganiach w zakresie jakości badań. Gatunki stali o granicy plastyczności od 235 do 485 MPa*.
- [60] EN 10219 *Rury zimmogięte spawane lub zgrzewane przeznaczone dla konstrukcji z nie-stopowych stali konstrukcyjnych oraz drobnoziarnistych stali konstrukcyjnych. Część 1 – Techniczne warunki dostawy. Część 2 – Wymiary graniczne, ciężary i wartości statyczne*.
- [61] EN 295 *Steinzeugrohre und Formstecke sowie Rohrverbindungen für Abwasserleitungen und -kanäle*.
- [62] EN 545 *Rury, kształtki i wyposażenie dodatkowe z żeliwa sferoidalnego oraz ich połączenia dla przewodów wodociągowymi. Wymagania i metody badań*.
- [63] EN 598 *Rury, kształtki i wyposażenia dodatkowe z żeliwa sferoidalnego oraz ich połączenia dla przewodów kanalizacyjnych. Wymagania i metody badań*.
- [64] EN 63 *Tworzywa sztuczne wzmocnione włóknem szklanym. Badanie na zginanie*.
- [65] EN 969 *Rury, kształtki i wyposażenia dodatkowe z żeliwa sferoidalnego oraz ich połączenia dla przewodów gazowych. Wymagania i metody badań*.
- [66] *Encyklopedia Powszechna*, PWN, Warszawa 1987.
- [67] Fagerlund G., *Trwałość konstrukcji betonowych*, Arkady, Warszawa 1997.
- [68] Freitag M., Kolonko A., *Rury betonowe i żelbetowe produkowane w oparciu o wytyczne FBS*, Gaz Woda i Technika Sanitarna Nr 5/ 1999.
- [69] Fritzsche M., *Einsatz von Georadar zur Ortung vergrabener Leitungen in Untergrund*, 4. Internationaler Kongress Leitungsbau, Hamburg, 1994, 541–545.

- [70] Ganew D., P., *Horyzontalne przewierty sterowane – technologia*, Technologie Bezwykopowe, Nr 2/1998.
- [71] Gao B., Beng Y., *Assessment of Innovative Use of Underground Space*, 5<sup>th</sup> International Conference on Underground Space and Earth Sheltered Structures, ICUSESS'92, Delft University of Technology, Delft 1992.
- [72] Geiler W., *Kanalisation und Abwasserreinigung*, Berlin Verlag von Julius Springer, Berlin 1933.
- [73] Gładki P., *Zalecana procedura planowania i wykonania budowy rurociągów metodą mikrotunelu*, Przedsiębiorstwo BETA SA., maszynopis niepublikowany.
- [74] Gorbunow-Posadow M.I., *Obliczanie konstrukcji na podłożu sprężystym*, Arkady, Warszawa 1956
- [75] Gruener M., *Korozja i ochrona betonu*, Arkady, Warszawa 1983.
- [76] *GSTT – Schwerpunkt, Multisensorischer Kanalroboter zur Schadensdiagnose in Abwasserkanälen und Leitungen*, TIS, 2/1998, 46–47.
- [77] Guerrin A., *Traite de beton arme*. Paris 1970.
- [78] Hagendorf U., *Forschungsergebnisse zur Bewertung der Dichtheit von Kanälen*, awt – abwassertechnik, 6/1996, 11–16.
- [79] Hakenberg J., *Mikrotunneling*, Technologie Bezwykopowe, nr 3, 1999, 56–59.
- [80] *Handbuch Gussrohr Technik*; Fachgemeinschaft Gusseiserne Rohre; Köln 1983.
- [81] *Handbuch Gussrohr Technik*; Fachgemeinschaft Gusseiserne Rohre; Köln 1996.
- [82] Heireli J., Yang F., *Die statische Berechnung erdverlegter Kanalisationsrohre unter besondere Berücksichtigung der flexiblen Rohre*, Schweizerische Bauzeitung Nr 15/1977
- [83] Helak J. i inni, *Hobas Polska – Przewodniki 2000*, Technologie Bezwykopowe, 4/200, 24–29.
- [84] Hoshimoto K., *Underground Stormwater reservoir saves Osaka from flooding*, Tunnels and Tunnelling, October, 1989.
- [85] Illi M., *Von der Schüssgruob zur modernen Stadtentwässerung*, Verlag Neue Züricher Zeitung, Zürich 1987.
- [86] Imhoff K., Imhoff K.R., *Kanalizacja miast i oczyszczalnie ścieków*, Poradnik, Arkady, Warszawa 1982.
- [87] *Informacje techniczne. Systemy ciśnieniowe*, Wavin.
- [88] *Instrukcja projektowania dla projektantów i wykonawców sieci kanalizacyjnych i drenażowych*, Materiały informacyjne firmy Polypipe.
- [89] *ISEKI – pionier Mikrotunnelingu*, Technologie Bezwykopowe, nr 3, 1999, 78–79.
- [90] ISEKI Poly-Tech., INC., *Underground and Tunnel Services*, Materiał reklamowo-informacyjny, Cat. NO.AT C86G20 KR, Tokyo, Japan.
- [91] ISO 2531 *Rury, złączki i armatura z żeliwa sferoidalnego przeznaczone do rurociągów ciśnieniowych*.
- [92] ISO 3183-1 *Przeznaczenie i wymagania zbliżone do APISpec5L*.
- [93] ISO 3183-2 *Przeznaczenie i wymagania zbliżone do normy EN10208-2*.
- [94] Jamroży Z., *Beton i jego technologie*. Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa–Kraków, 2000.
- [95] Jansen H. A., *Versuche ueber Getreidedruck in Silozellen*. Zeitschrift VDI 39/1985.
- [96] Janson J. E., Molin J., *Projektowanie i wykonawstwo sieci zewnętrznych z tworzyw sztucznych*, VBB consulting Ltd.
- [97] Jeske T., Prздеcki T., Rosiński B., *Mechanika gruntów*, Arkady, Warszawa 1966.
- [98] Kaszewski R., *Dwie rury w Poznaniu*, NTTB, 2–3/2001, 19.

- [99] Katalog produktów i materiały informacyjne Firmy KWH Pipe.
- [100] Katalog produktów i materiały informacyjne firmy Nordcap Plastic. Rury – zbiorniki z laminatów.
- [101] Kathage A. F., *Erkundung der unterirdischen Boden- und Leitungsstruktur mit dem Georadar für den Grabenlosen Leitungsbau*, 3. Internationaler Kongress Leitungsbau, Hamburg, 1991, 335–341.
- [102] Kisiel I., Lysik B., *Zarys reologii gruntów. Działanie obciążenia statycznego na grunt*, Arkady, Warszawa 1969.
- [103] Klejn G.K., *Raszot podziemnych truboprowodow*, Moskwa 1969.
- [104] Klingmüller O., Schmitt R., *Entwicklung akustischer Meßverfahren zur Detektion des Kanalzustandes*, 4. Internationaler Kongress Leitungsbau, Hamburg, 1994, 559–576.
- [105] Kolonko A., *Die Optimierung Erddruckverteilung bei eingebetteten starren Rohren*, Straßen und Tiefbau, Nr 12/1983.
- [106] Kolonko A., *Doświadczenia z renowacji rurociągów stalowych i żeliwnych metodą cementacji*, Gaz Woda i Technika Sanitarna, Nr 7/2001.
- [107] Kolonko A., *Klasyfikacja i przegląd bezwykopowych metod budowy rurociągów podziemnych*, cz. I. Nowoczesne Techniki i Technologie Bezwykopowe, (6) 1/2000, 73–78
- [108] Kolonko A., *Klasyfikacja i przegląd bezwykopowych metod budowy rurociągów podziemnych*, cz. II. Nowoczesne Techniki i Technologie Bezwykopowe, 3/2000, 16–24.
- [109] Kolonko A., *Nieniszczące metody oceny stanu technicznego ciśnieniowych rurociągów*, Gaz, Woda i Technika Sanitarna, 7/1995, 243–247.
- [110] Kolonko A., *Współpraca konstrukcji rurociągu z ośrodkiem gruntowym w warunkach eksploatacyjnych*, praca doktorska, Politechnika Wroclawska. Raport PRE 7/80.
- [111] Kolonko A., Madryas C. , *Wykorzystanie rur z żywicy poliestrowych do budowy kolektorów kanalizacyjnych na terenach objętych wpływami eksploatacji górniczej*, Gaz, Woda i Technika Sanitarna 10/97.
- [112] Kolonko A., Wysocki L., *Badania żelbetowego kolektora kanalizacyjnego ODRA we Wrocławiu*, Inżynieria i Budownictwo Nr 9/1999.
- [113] König F., *Anlage und Ausführung von Wasserleitungen und Wasserwerken*, Verlag von Wigand, Leipzig 1911.
- [114] Kottmann A., *Planung und Bau von Wasserleitungen und Wasserrohrnetzen*, Vulkan Verlag Essen 2001.
- [115] Krebs W., *Thrust-Jacking Technology*, Tunnel, 1/85, 3–15.
- [116] Kreutzer M., *Entwicklung eines Verfahrens zur Feststellung von Ort und Ausmaß von ex- und infiltrierenden Leckstellen in Abwasserkanälen unter Verwendung von direkt an das Erdreich oder Abwasser angekoppelten elektrischen Strömen*, 4. Internationaler Kongress Leitungsbau, Hamburg, 1994, 529–540.
- [117] Kubicka U., *Analiza ugięć rur z PVC ułożonych w gruncie*, praca doktorska, Politechnika Świętokrzyska, Kielce 2000.
- [118] Kuczyński J., *Budowle sanitarne*, PWN, Wrocław–Warszawa 1975.
- [119] Kuliczkowski A., *Problemy bezodkrywkowej odnowy przewodów kanalizacyjnych*, seria: Monografia, Studia, Rozprawy nr 13, Wydawnictwo Politechniki Świętokrzyskiej, Kielce, 1998.
- [120] Kuliczkowski A., *Projektowanie konstrukcji przewodów kanalizacyjnych*, Skrypt Nr 222, Politechnika Świętokrzyska. Kielce 1993.

- [121] Kuliczkowski A., *Rury kanalizacyjne. Cz. I, Właściwości materiałowe*, Politechnika Świętokrzyska, Kielce. 2001 (maszynopis niepublikowany).
- [122] Kuliczkowski A., Madryas C., *Tunele wieloprzewodowe*, Skrypty Nr 293, Politechnika Świętokrzyska, Kielce, 1996.
- [123] Kuliczkowski A., Pluta R., *Stan techniczny przewodów kanalizacyjnych i jego ocena techniką video*, Zeszyty Naukowe Politechniki Świętokrzyskiej, Budownictwo nr 33, Kielce, 1995.
- [124] Kuliczkowski A., Zwierzchowska A., *Wybrane problemy optymalnego doboru metod bezwykopowej budowy rurociągów podziemnych*, Prace Naukowe Instytutu Inżynierii Lądowej Politechniki Wrocławskiej, Nr 48, Seria: Konferencje, Nr 18, Infrastruktura podziemna miast, 182–196.
- [125] Kuster F.X., *Sockelgelagerte Rohrleitungen – Eternit*, Schweizerische Bauzeitung 19/1977.
- [126] Lebedowski M., *Rury profilowe PEHD/PP – zalety w świetle badań wytrzymałościowych*, Gaz, Woda i Technika Sanitarna, 9/2000, 350–352.
- [127] Leonhard G., *Die Belastungen von starren Rohrleitungen unter Dämmen*, Diss. T.U. Hannover 1973.
- [128] Lidao C., Dongshan Z., Yu, *The Evaluation of Demend for Underground Space in Urban Area and Optimal Distribution*, The Third International Conference on Underground and Earth Sheltered Buildings, PRC 1988, Tongji University Press, Shanghai 1988.
- [129] Maciaszczyk K., *Studium materiałowo-konstrukcyjne rurociągów podatnych i projekt kolektora DN2000 z rur GFK*, praca dyplomowa, maszynopis niepublikowany, Instytut Inżynierii Lądowej Politechniki Wrocławskiej, Wrocław, 2000, 126.
- [130] Madryas C., *Odnowa przewodów kanalizacyjnych*, Prace Naukowe Instytutu Inżynierii Lądowej Politechniki Wrocławskiej, Nr 42, Seria: Monografie Nr 16, Wrocław 1993.
- [131] Madryas C., Malisziewicz P., Wysocki L., *Badania stanu technicznego kolektora „Ślęza” wraz z ekspertyzą na temat zabezpieczenia powierzchni wewnętrznej i złączy rur betonowych*, Raport I-14 SPR 10/95, Wrocław 1995.
- [132] Madryas C., Wysocki L., *Experimentelle analyse der langspannungsgrosse und-vertei-lung beim unterirdischen vortrieb einer stahlrohrleitung. W: Berechnung von Rohrlei-tungen und Tiefbauwerken. VII Tiefbaukolloquium. TH Leipzig. Leipzig, 16–17 November 1988, Wissenschaftliche Berichte der TH Leipzig, H.9, 76–80.*
- [133] Madryas C., Wysocki L., *Problems concerning stress and strength in pipe jacking inve-stigated on real object. W: Vedecka Konferece, Sbornik referatu, VUT v Brne. Fak. Stav. Brno, 25–28 zari 1989. Sekc.15, Zdravotni inzentrstvi. Brno:1989, 68–73*
- [134] Maj T., *Wstępna inspekcja sieci kanalizacyjnych*, Gaz, Woda i Technika Sanitarna, 12/1999, 461–462.
- [135] Makuch M., Hakenberg J., *Rekord na koniec wieku*, Technologie Bezwykopowe, 4/200, 9–13.
- [136] Marquardt E., *Beton und Eisenbetonleitungen, ihre Belastung und Prüfung*, Berlin 1934.
- [137] Marston A., Anderson A., *The theory of loads on pipes in trenches and testes of cement and clay drain tile and sewer pipe*, Iowa Engang Exp. Station Bull. 31 (1913).
- [138] Materiały informacyjne firmy Herrenknecht, Technologie Bezwykopowe, 1/98, 18–19.
- [139] Materiały informacyjne firmy Gullyver, Gesellschaft für mobile Inspektionsysteme m.b.H., Hünefeldstraæ 1–5, D-28199 Bremen.
- [140] Materiały informacyjne firmy BUDERUS GUSS.

- [141] Materiały informacyjne firmy ESPEBEPE BETONSTAL.
- [142] Materiały informacyjne firmy HALBERG.
- [143] Materiały informacyjne firmy KERAMO –STEINZEUG N.V.
- [144] Materiały informacyjne firmy MEYER.
- [145] Materiały informacyjne firmy Röhren Gebr. Fuchs GmbH.
- [146] Materiały informacyjne firmy Rohrweke Muldenstein GMBH.
- [147] Materiały informacyjne firmy STALEXPORT ODLEWNIA RUR SA.
- [148] Materiały informacyjne firmy THYSSEN GUSS AG.
- [149] Materiały informacyjne firmy VARPLEX SA.
- [150] Materiały informacyjne Huty Ferrum SA. Katowice.
- [151] Materiały reklamowe firmy PER AARSLEFF Polska Sp. z o.o.
- [152] Moczko A., Wysokowski A., *Współczesne metody oceny jakości betonu w budownictwie komunikacyjnym*, Inżynieria i Budownictwo, 9/1996, 527–529.
- [153] Mróz-Butyńska I., *Projekt kolektora kanalizacyjnego z zastosowaniem rur z tworzyw sztucznych*. Praca dyplomowa. Instytut Inżynierii Lądowej Politechniki Wrocławskiej. Wrocław, 1999.
- [154] Neville A.M., *Właściwości betonu*, Arkady, Warszawa 1977.
- [155] Neville A.M., *Właściwości betonu*, Polski Cement Sp. z o.o., Kraków 2000.
- [156] *Nowa encyklopedia powszechna PWN*, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 1995.
- [157] Petrozolin W., *Projektowanie sieci wodociągowych*, Arkady, Warszawa 1974.
- [158] Piasta J., Piasta W.G., *Beton zwykły*, Arkady, Warszawa 1997.
- [159] Piasta W., *Korozja siarczanowa betonu pod obciążeniem długotrwałym*. Wydawnictwo Politechniki Świętokrzyskiej w Kielcach, Seria: Monografie, studia, rozprawy nr 21, Kielce 2000.
- [160] PN-68/B-12751 *Kamionkowe rury i kształtki kanalizacyjne. Kształty i wymiary*.
- [161] PN-71/B-12008 *Cegła wypalana z gliny klinkierowa budowlana*.
- [162] PN-71/H-04651 *Ochrona przed korozją. Klasyfikacja i określenie agresywności korozyjnej środowisk*.
- [163] PN-71/B-02710 *Kanalizacja zewnętrzna. Przekroje poprzeczne zamkniętych kanałów ściekowych*.
- [164] PN-71/M-80014 *Druty stalowe gładkie do konstrukcji sprężonych*.
- [165] PN-74/B-06261 *Nieniszczące badania konstrukcji z betonu. Ultradźwiękowe badania wytrzymałości betonu na ściskanie*.
- [166] PN-74/B-06262 *Nieniszczące badania konstrukcji z betonu. Metoda sklerometryczna*.
- [167] PN-76/B-12037 *Cegła pełna wypalana z gliny – kanalizacyjna*.
- [168] PN-79/H74244 *Rury przeznaczone do różnych zastosowań w konstrukcjach stalowych*.
- [169] PN-80/B-01800 *Antykorozyjne zabezpieczenia w budownictwie. Konstrukcje betonowe i żelbetowe. Klasyfikacja i określenie środowisk*.
- [170] PN-80/B-06751 *Wyroby kanalizacyjne kamionkowe. Rury i kształtki. Wymagania i badania*.
- [171] PN-81/B-03020 *Grunty budowlane. Posadowienia bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie*.
- [172] PN-82/B-01801 *Antykorozyjne zabezpieczenie w budownictwie. Konstrukcje betonowe i żelbetowe. Podstawowe zasady projektowania*.
- [173] PN-82/H-93215 *Walcówka i pręty stalowe do zbrojenia betonu*.

- [174] PN-B-03264 *Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie.*
- [175] PN-85/B-01805 *Antykorozyjne zabezpieczenie w budownictwie. Ogólne zasady ochrony.*
- [176] PN-85/B-04500 *Zaprawy budowlane. Badania cech fizycznych i wytrzymałościowych.*
- [177] PN-86/B-01811 *Antykorozyjne zabezpieczenia w budownictwie. Konstrukcje betonowe i żelbetowe. Ochrona materiałowo-strukturalna. Wymagania.*
- [178] PN-86/B-02480 *Grunty budowlane. Określenia, symbole, podział i opis gruntów.*
- [179] PN-86/B-06711 *Kruszywa mineralne. Piaski do zapraw budowlanych.*
- [180] PN-86/B-06712 *Kruszywa mineralne do betonu zwykłego.*
- [181] PN-88/B-06250 *Beton zwykły.*
- [182] PN-90/B-14501 *Zaprawy budowlane zwykłe.*
- [183] PN-90/E-05030/00 *Ochrona przed korozją. Elektrochemiczna ochrona katodowa. Wymagania i badania.*
- [184] PN-90/E-05030/01 *Ochrona przed korozją. Elektrochemiczna ochrona katodowa. Metalowe konstrukcje podziemne. Wymagania i badania.*
- [185] PN-90/H-74105 *Rury ciśnieniowe z żeliwa sferoidalnego. Podział i wymiary.*
- [186] PN-91/B-10703 *Przewody z rur żeliwnych i stalowych układanych w ziemi. Ochrona katodowa. Wymagania i badania.*
- [187] PN-90/H-74107 *Rury ciśnieniowe z żeliwa sferoidalnego. Wymagania.*
- [188] PN-92/B-10727 *Kanalizacja. Przewody kanalizacyjne na terenach górniczych. Wymagania i badania przy odbiorze.*
- [189] PN-92/B-10735 *Kanalizacja. Przewody kanalizacyjne. Wymagania i badania przy odbiorze.*
- [190] PN-92/H-74108 *Rury z żeliwa sferoidalnego dla rurociągów ciśnieniowych i bezciśnieniowych. Wykładzina z zaprawy cementowej nakładanej odśrodkowo. Wymagania i badania.*
- [191] PN-94/H-74221 *Rury przewodowe ze stali niestopowych.*
- [192] PN-B-01707 *Instalacje kanalizacyjne. Wymagania projektowe.*
- [193] PN-B-06050 *Geotechnika. Roboty ziemne. Wymagania ogólne.*
- [194] PN-B-10729 *Kanalizacja. Studzienki kanalizacyjne.*
- [195] PN-B-10736 *Wykopy otwarte dla przewodów wodociągowych i kanalizacyjnych. Roboty ziemne. Warunki techniczne wykonania.*
- [196] PN-B-19701 *Cementy powszechnego użytku.*
- [197] PN-B-19705 *Cement specjalny. Cement portlandzki siarczanooodporny.*
- [198] PN-C-89067:1978 *Tworzywa sztuczne – Oznaczanie odporności na działanie substancji chemicznej.*
- [199] PN-C-89218:1993 *Rury i kształtki z tworzyw sztucznych – Sprawdzenie wymiarów.*
- [200] PN-EN 295-1 *Rury i kształtki kamionkowe i ich połączenia w sieci drenażowej i kanalizacyjnej. Wymagania.*
- [201] PN-EN 295-2 *Rury i kształtki kamionkowe i ich połączenia w sieci drenażowej i kanalizacyjnej. Sterowanie jakością i pobieranie próbek.*
- [202] PN-EN 295-3 *Rury i kształtki kamionkowe i ich połączenia w sieci drenażowej i kanalizacyjnej. Metody badań.*
- [203] PN-EN 1561 *Żeliwo szare. Odlewnictwo.*
- [204] PN-EN 1563 *Żeliwo sferoidalne. Odlewnictwo.*

- [205] PN-EN ISO 9969 *Rury z tworzyw termoplastycznych. Oznaczanie sztywności obwodowej.*
- [206] *Polietylen – rury z polietylenu do przesyłania paliw gazowych*, Materiały informacyjne Zakładu Tworzyw Sztucznych „Gamrat, Jasło.
- [207] Praca zbiorowa pod kierunkiem C. Madryasa, *Badania kolektora „Odra”*, Centrum Usług Techniczno- Organizacyjnych Budownictwa CUTOB-PZITB, Wrocław 1996.
- [208] Praca zbiorowa pod kierunkiem C. Madryasa, *Badania kolektora „Ślęza”*, Centrum Usług Techniczno- Organizacyjnych Budownictwa CUTOB-PZITB, Wrocław 1996.
- [209] Praca zbiorowa, *Warunki techniczne wykonania i odbioru rurociągów z tworzyw sztucznych*. Polska Korporacja Techniki Sanitarnej, Grzewczej, Gazowej i Klimatyzacyjnej. Warszawa 1996.
- [210] Praca zbiorowa, *Kronika techniki*, Wydawnictwo Kronika, 1992.
- [211] PrEN 1917 *Betonowe studzienki włączowe i kontrolne nie zbrojone i zbrojone włóknom stalowym.*
- [212] Procedura Badawcza IBDiM Nr PB-TW-15/97 *Kontrola stanu powierzchni zewnętrznej i wewnętrznej wyrobów z tworzyw sztucznych.*
- [213] Procedura Badawcza IBDiM Nr PB-TW-16/97 *Klasyfikacja odporności chemicznej rur z tworzyw sztucznych.*
- [214] Procedura Badawcza IBDiM Nr PB-TW-17/98 *Wytrzymałość połączeń na rozierwanie.*
- [215] Procedura Badawcza IBDiM Nr PB-TW-18/98 *Badanie wytrzymałości elementu na rozciąganie przy zginaniu.*
- [216] *Projektowanie, wykonawstwo sieci wodociagowych i kanalizacyjnych oraz przyłączy*, Poznańskie Wodociągi i Kanalizacja Sp. z o.o., Poznań 1999.
- [217] PrPN-EN 1277 *Systemy rur i przewodów z tworzyw sztucznych – Systemy rur z tworzyw termoplastycznych do podziemnych zastosowań bezciśnieniowych. Metoda badania szczelności połączeń z elastomerowym pierścieniem uszczelniającym.*
- [218] PrPN-EN 744 *Systemy rur i przewodów z tworzyw sztucznych – Rury z tworzyw termoplastycznych - Badanie odporności na uderzenia zewnętrzne metodą spadającego ciężarka.*
- [219] *Przewiert teleskopowy rurami stalowymi o średnicy 2220 mm*, Nowoczesne Techniki i Technologie Bezwykopowe, 4/200, 28–29.
- [220] Przybyła B., *Metody badań zmian przekroju poprzecznego i linii ułożenia przewodów kanalizacyjnych*, NTTB, 1/2002, 24–29.
- [221] Przybyła B., *Ocena i kształtowanie konstrukcji przewodów kanalizacyjnych w ujęciu teorii niezawodności*, praca doktorska, raport serii PRE nr 38/99, Instytut Inżynierii Łądowej Politechniki Wrocławskiej, Wrocław, 1999.
- [222] Rother J.H., *Zaawansowana technologia rur GFK z żywic poliestrowych firmy Owens Corning*, Prace Naukowe Instytutu Inżynierii Łądowej Politechniki Wrocławskiej, nr 48, Seria: Konferencje nr 18, Wrocław, 1999.
- [223] Rott U., Zacher B., *Entwicklung von Verfahren zur Quantifizierung des Wasseraustritts und der Wasser- und Stoffausbreitung in Umgebung undichter Kanäle*, 4. Internationaler Kongress Leitungsbau, Hamburg 1994, 459–476.
- [224] *Rury HOBAS, produkcja, własności materiału i dane techniczne*, Materiały informacyjne firmy HOBAS.
- [225] Schreyer H., *Sonderfaelle der Belastung im Erdreich eingebetter starrer Rohre*. Stadt- und Gebäudetechnik 4/1969.

- [226] Selle O., *Statische Berechnung erdverlegter druckloser Betonrohrleitungen in nichtbindigem Erdstoff*, Diss. T.H. Leipzig 1978.
- [227] Sozański J., *Niezawodność zasilania urządzeń i układów elektroenergetycznych*, PWN, Warszawa 1982.
- [228] Spangler M.G., *Stresses in pressure pipelines and protective casing pipes*, Journ. Structural Div. 1956/82.
- [229] Spangler M.G., *The Supporting Strength of Rigid Pipe Culverts*, Iowa Engang Exp. Station Bull. 153 (1941).
- [230] Stamatello H., *Tunele i miejskie budowle podziemne*, Warszawa 1970.
- [231] Stein D., Kaufmann O., *Entwicklung und Erprobung von Verfahren zur Dichtheitsprüfung – Dichtheitsprüfungen an bestehenden Abwasserkanälen nach dem ATV Merkblatt M 143, Teil 6 (Entwurf)*, materiał niepublikowany, źródło – [www.leitungsbau.de/berichte/](http://www.leitungsbau.de/berichte/).
- [232] *Steinzeug Handbuch*, SEINZEUG GmbH, Köln, 1998
- [233] Ścisławski Z., *Ochrona konstrukcji betonowych*, Arkady, Warszawa 1999.
- [234] *Technologia przejścia przez Martwą Wisłę. Projekt wykonawczy*. BSI Polska A., Kraków, 2000.
- [235] Tschebotarioff G.P., *Mechanika gruntow, osnowanija i ziemlanyje sooruzenija*, Moskwa 1968.
- [236] Vickridge I.G., Read G.F., Green C., Wood J., *Current Research into the Social Cost of Sewerage Systems*, The Second International Conference on Trenchless Construction for Utilities, London 1987.
- [237] Voellmy A., *Die Bruchsicherheit eingebetter Rohre*, Zürich 1937.
- [238] Wachs W., *Obliczanie obciążeń zewnętrznych rurociągów metodą elementów skończonych*, Konferencja Miejskie Sieci Zaopatrzeniowe, Bierutowice, 1974.
- [239] *Warunki techniczne wykonania i odbioru robót budowlano-montażowych*, t. II, *Instalacje sanitarne i przemysłowe*. Arkady, Warszawa 1988.
- [240] *Warunki techniczne wykonania i odbioru robót budowlano-montażowych*, t. I, *Budownictwo ogólne*, cz. I. Arkady, Warszawa 1989.
- [241] *Warunki techniczne wykonania i odbioru robót budowlano-montażowych*, t. II, *Instalacje sanitarne i przemysłowe*. COBRTI „Instal” 1987.
- [242] Wetzorke M., *Über die Bruchsicherheit von Rohrleitungen in parallelwändigen Gräben*, Hannover 1960.
- [243] Wierzbicki R., *Rozwój systemów zaopatrzenia w wodę i usuwania ścieków starego miasta w Krakowie*, V Konferencja naukowo-techniczna REW.-Inż.'2000, Tom I, 231–244, PAN Oddział w Krakowie, Komisja Budownictwa, PZITB Oddział w Krakowie, Politechnika Krakowska, Kraków, 2000.
- [244] *Wodociągi i kanalizacja m.st. Warszawy*, praca pod redakcją W. Rabczewskiego, Wydawnictwo Wodociągów i Kanalizacji m. St. Warszawy, Warszawa 1937.
- [245] *Wodociągi Wrocławskie – dzieje i współczesność*, MPWiK Wrocław 1998.
- [246] Wóycicki K., *Wodociągi i kanalizacje*, t. II, *Kanalizacje*. Trzaska, Evert i Michalski, Warszawa, 1948.
- [247] Wranglen G., *Podstawy korozji i ochrony metali*, WNT, Warszawa 1975.
- [248] [www.ibmt.fhg.de/public/Produktblaetter/pages/sonomolc.htm](http://www.ibmt.fhg.de/public/Produktblaetter/pages/sonomolc.htm).
- [249] *Wytyczne projektowania ulic*. Generalna Dyrekcja Dróg Publicznych, Warszawa 1992.
- [250] *Wytyczne projektowania i wykonawstwa*. Miejskie Przedsiębiorstwo Wodociągów i Kanalizacji Sp. z o.o., Wrocław 1999.



- [251] Wytyczne ZTV-SIB 90 *Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen.*
- [252] *Zementmörtelauskleidungen für Gussrohre, Stahlrohre und Formstücke – Verfahren, Anforderungen, Prüfungen.* DIN 2614.
- [253] *Zewnętrzne przewody wodociągowe z PVC, sieci magistralne.* Materiały informacyjne Zakładu Tworzyw Sztucznych „Gamrat”, Jasło 1999.
- [254] *Zewnętrzne sieci kanalizacyjne z rur PVC o podwójnej ściance.* Materiały informacyjne Zakładu Tworzyw Sztucznych „Gamrat”, Jasło 1997.
- [255] Zinnecker J., *Geophysikalische Untersuchung eines Abwasserkanals*, awt – abwassertechnik, 5/1994, 10–14.
- [256] ZN-G-3101 *Rury przewodowe klasy B ze stali niestopowych i niskostopowych.*
- [257] Żuchowska D., *Polimery konstrukcyjne*, Wydawnictwo Naukowo-Techniczne, Warszawa 2000.