

Prace Naukowe Instytutu Inżynierii Ochrony Środowiska  
Politechniki Wrocławskiej

---

**91**

Seria:  
Monografie

**56**

**Halina Hotłoś, Edward Mielcarzewicz**

**Warunki i ocena niezawodności  
działania sieci wodociągowych  
i kanalizacyjnych  
na terenach górniczych**

---



Oficina Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej · Wrocław 2011

## Recenzent

Marian KWIETNIEWSKI

## Opracowanie redakcyjne

Katarzyna SOSNOWSKA

## Korekta

Alina KACZAK

Wszelkie prawa zastrzeżone. Żadna część niniejszej książki, zarówno w całości, jak i we fragmentach, nie może być reprodukowana w sposób elektroniczny, fotograficzny i inny bez zgody wydawcy i właścicieli praw autorskich.

© Copyright by Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 2011

OFICyna WYDAWNICZA POLITECHNIKI WROCLAWSKIEJ

Wybrzeże Wyspiańskiego 27, 50-370 Wrocław

<http://www.oficyna.pwr.wroc.pl>

e-mail: [oficwyd@pwr.wroc.pl](mailto:oficwyd@pwr.wroc.pl)

[zamawianie.ksiazek@pwr.wroc.pl](mailto:zamawianie.ksiazek@pwr.wroc.pl)

ISSN 0084-2869

Drukarnia Oficyny Wydawniczej Politechniki Wrocławskiej. Zam nr 705/2011.

## Spis treści

|  |    |
|--|----|
| Wykaz ważniejszych oznaczeń .....  | 8  |
| 1. Wstęp .....   | 11 |
| 2. Oddziaływanie podziemnej eksploatacji górniczej na środowisko i systemy wodociągowe i kanalizacyjne .....                   | 12 |
| 3. Proces deformacji górotworu .....   | 15 |
| 4. Parasejsmiczne wstrząsy górotworu .....   | 21 |
| 5. Obiekty liniowe na obszarach deformacji górniczych .....  | 25 |
| 5.1. Poziome odkształcenia terenu wzdłuż osi obiektu liniowego .....   | 25 |
| 5.2. Poziome odkształcenia terenu – prostopadłe do podłużnej osi obiektu liniowego .....                                       | 27 |
| 5.3. Uszkodzalność sieci wodociągowych i kanalizacyjnych na terenach szkód górniczych .....                                    | 28 |
| 5.3.1. Czynniki wpływające na awaryjność sieci .....   | 28 |
| 5.3.2. Ilościowa charakterystyka niezawodności sieci wodociągowych i kanalizacyjnych .....                                     | 29 |
| 5.3.3. Metody określania udziału szkód górniczych w uszkodzalności sieci wodociągowych .....                                   | 31 |
| 5.3.4. Metoda określania udziału szkód górniczych w uszkodzalności sieci kanalizacyjnych .....                                 | 32 |
| 5.3.5. Przykłady oceny wpływu eksploatacji górniczej na uszkodzalność sieci wodociągowych i kanalizacyjnych .....              | 36 |
| 5.3.5.1. Teren Legnicko-Głogowskiego Okręgu Miedziowego .....  | 36 |
| 5.3.5.2. Teren Górnosląskiego Okręgu Przemysłowego .....   | 40 |
| 5.4. Straty wody w sieciach wodociągowych na terenach górniczych .....   | 41 |
| 6. Zasady projektowania niezawodnych systemów wodociągowych i kanalizacyjnych na terenach występowania niecek górniczych ..... | 43 |
| 6.1. Rozwiązania techniczne systemów wodociągowych .....   | 43 |
| 6.2. Rozwiązania techniczne grawitacyjnych systemów kanalizacyjnych .....  | 48 |
| 7. Zasady projektowania przewodów na terenach występowania deformacji górniczych .....   | 53 |
| 7.1. Podział obiektów liniowych ze względu na oddziaływanie wpływów górniczych .....   | 53 |
| 7.2. Naprężenia termiczne w rurociągach .....  | 54 |
| 7.3. Siły występujące w rurociągach spowodowane górniczą deformacją terenu .....   | 59 |
| 7.3.1. Wewnętrzne siły w rurociągach wywołane deformacją gruntu .....  | 59 |
| 7.3.2. Podłużne siły osiowe w rurociągach wywołane tarciem gruntu .....  | 61 |
| 7.3.3. Momenty zginające i siły poprzeczne w rurociągach powstające wskutek odkształcenia gruntu .....                         | 62 |
| 7.4. Wpływ eksploatacji górniczej na funkcjonowanie rurociągów sieci .....   | 63 |
| 7.5. Przewody tłoczne na terenach deformacji górniczych .....  | 64 |
| 7.6. Grawitacyjne przewody kanalizacyjne na terenach deformacji górniczych .....   | 65 |
| 7.7. Przykłady obliczeń .....  | 70 |

|  |    |
|--|----|
| 8. Materiały do budowy przewodów na terenach szkód górniczych .....      | 73 |
| 8.1. Przewody wodociągowe .....  | 73 |
| 8.2. Przewody kanalizacyjne .....  | 76 |
| 9. Podstawowe zasady budowy przewodów na terenach szkód górniczych ..... | 78 |
| Literatura .....   | 80 |
| Streszczenie w jęz. ang. ....  | 84 |

## Contents

|  |    |
|--|----|
| List of selected symbols .....   | 8  |
| 1. Introduction .....  | 11 |
| 2. Impact of underground mining operations on the environment, water-pipe networks and sewer system .....                                | 12 |
| 3. Rock mass deformation process .....   | 15 |
| 4. Paraseismic ground tremor .....   | 21 |
| 5. Linear objects in mining-affected areas .....   | 25 |
| 5.1. Horizontal soil deformations occurring along the axis of the linear object .....  | 25 |
| 5.2. Horizontal soil deformations perpendicular to the longitudinal axis of the linear object .....                                      | 27 |
| 5.3. Failure frequency in water-pipe networks and sewer systems within areas affected by the occurrence of mining damage .....           | 28 |
| 5.3.1. Factors affecting failure frequency in water-pipe networks .....  | 28 |
| 5.3.2. Quantitative characterization of the reliability of water-pipe networks and sewer systems .....                                   | 29 |
| 5.3.3. Method of determining the proportion of mining damage in the failure frequency of water-pipe networks .....                       | 31 |
| 5.3.4. Method of determining the proportion of mining damage in the failure frequency of sewer systems .....                             | 32 |
| 5.3.5. Assessment of the effect of mining operations on the failure frequency in water-pipe networks and sewer systems (examples) .....  | 36 |
| 5.3.5.1. Legnica–Głogów Copper District .....  | 36 |
| 5.3.5.2. Upper Silesian Coal Basin .....   | 40 |
| 5.4. Water loss in water-pipe networks within areas affected by mining operations .....  | 41 |
| 6. Principles of the design of reliable water-pipe networks and sewer systems in areas influenced by the occurrence of coal basins ..... | 43 |
| 6.1. Design of water-pipe networks .....   | 43 |
| 6.2. Design of gravitational sewer systems .....   | 48 |
| 7. Principles of the design of pipelines in areas affected by the occurrence of mining damage .....                                      | 53 |
| 7.1. Classification of linear objects according to the influence of mining operations .....  | 53 |
| 7.2. Thermal stresses in pipelines .....   | 54 |
| 7.3. Forces acting in pipelines as a result of mining-related soil deformation .....   | 58 |
| 7.3.1. Internal forces acting in pipelines due to soil deformation .....   | 58 |
| 7.3.2. Longitudinal axial forces acting in pipelines due to soil friction .....  | 61 |
| 7.3.3. Bending moments and shearing forces acting in pipelines due to soil deformations .....  | 62 |
| 7.4. Effect of mining operations on the functioning of pipes in the network .....  | 63 |
| 7.5. Pressure conduits in areas affected by mining-related deformations .....  | 64 |

|  |    |
|--|----|
| 7.6. Gravitational sewer systems in areas affected by mining-related deformations .....                            | 65 |
| 7.7. Examples of calculations .....  | 70 |
| 8. Materials for pipeline construction in areas affected by the occurrence of mining damage .....                  | 73 |
| 8.1. Water-pipe networks .....   | 75 |
| 8.2. Sewer systems .....   | 76 |
| 9. Fundamental principles of constructing pipelines within areas affected by the occurrence of mining damage ..... | 78 |
| Literature.....  | 80 |
| Summary in English .....   | 84 |

*sieć wodociągowa, sieć kanalizacyjna,  
uszkodzenie przewodu, szkody górnicze,  
niezawodność*

Halina HOTŁOŚ\*

Edward MIELCARZEWICZ\*

## **WARUNKI I OCENA NIEZAWODNOŚCI DZIAŁANIA SIECI WODOCIĄGOWYCH I KANALIZACYJNYCH NA TERENACH GÓRNICZYCH**

W publikacji przedstawiono zależność między podziemną eksploatacją górnictwem a procesami powstawania deformacji powierzchni terenu i wstrząsów parasejsmicznych górotworu. Omówiono również metody oceny ich wpływu na środowisko i budowlę inżynierskie, a także na przydatność terenów górniczych do zabudowy. Wiele miejsca poświęcono oddziaływaniu tych procesów na niezawodność (uszkodzalność) obiektów liniowych, zwłaszcza sieci wodociągowych i kanalizacyjnych, a także określono wartości parametrów charakteryzujących tę niezawodność.

Zaprezentowano oryginalne metody oceny ilościowego udziału eksploatacji górnictwem w uszkodzalności sieci wodociągowych i kanalizacyjnych. Zilustrowano je na przykładzie terenu Legnicko-Głogowskiego Okręgu Miedziowego (Polkowice) i Górnośląskiego Okręgu Przemysłowego. Określono wpływ eksploatacji górnictwem na straty wody na skutek przecieków z uszkodzeń sieci wodociągowych.

Podano zasady projektowania niezawodnych systemów wodociągowych i grawitacyjnych systemów kanalizacyjnych na terenach występowania niecek górniczych oraz zasady projektowania rurowych przewodów wodociągowych i kanalizacyjnych, poparte przykładami obliczeniowymi. Przedstawiono wymagania dotyczące doboru materiałów rurowych, a także budowy niezawodnych przewodów wodociągowych i kanalizacyjnych na terenach występowania szkód górniczych.

---

\* Instytut Inżynierii Ochrony Środowiska, Wydział Inżynierii Środowiska, Politechnika Wroclawska, pl. Grunwaldzki 9, 50-377 Wrocław.

## Wykaz ważniejszych oznaczeń

|                      |  |
|----------------------|--|
| $f_1$                | – współczynnik tarcia gruntu o rurę (dla rur stalowych izolowanych $f_1 = 0,4 \div 0,5$ )                            |
| $h$                  | – zagłębienie osi rury pod powierzchnią gruntu (do spodu nawierzchni)  |
| $k_o$                | – współczynnik do obliczania wartości $p_h$ na podstawie znanego $p_v$ (dla rur sztywnych $k_o = 0,35$ )             |
| $l$                  | – długość rurociągu (odcinka)  |
| $l_{sr}$             | – średnia długość rurociągów badanych w czasie $\Delta t$  |
| $l_c$                | – długość rurociągów o określonych cechach   |
| $l_G, l_{Gk}$        | – długość uszkodzonego rurociągu i kanału, wymienianych na koszt górnictwa   |
| $l_k$                | – długość kanału   |
| $l_z$                | – długość wydłużającego się odcinka rury odkształcalnej  |
| $\Delta l_o$         | – maksymalna różnica długości $l_o$ rurociągu na skutek zmian temperatury  |
| $\Delta l_{oo}$      | – ostateczne termiczne wydłużenie rurociągu o długości $l_o$ z uwzględnieniem tarcia gruntu                          |
| $\Delta l_{oT}$      | – zmniejszenie termicznego wydłużenia odcinka o długości $l_o$ na skutek przeciwstarcia gruntu                       |
| $m$                  | – liczba uszkodzeń elementów nieliniowych na badanej sieci lub odcinku przewodu                                      |
| $m(\Delta t)$        | – liczba uszkodzeń elementów nieliniowych w czasie $\Delta t$  |
| $n$                  | – liczba uszkodzeń punktowych na długości $l$ elementów liniowych  |
| $n(\Delta t)$        | – liczba uszkodzeń punktowych elementów liniowych w czasie $\Delta t$  |
| $n_l$                | – wskaźnik nieprawidłowych spadków dna kanału o długości $l_k$   |
| $n_m$                | – wskaźnik uszkodzeń elementów nieliniowych na sieci   |
| $n_r$                | – wskaźnik uszkodzeń punktowych (miejscowych) elementów liniowych na odcinku o długości 100 m                        |
| $p_h$                | – poziome obciążenie rury  |
| $p_n$                | – ciężar nawierzchni   |
| $p_v$                | – poziome obciążenie rury  |
| $p_z$                | – równomiernie rozłożone obciążenie użytkowe naziomu   |
| $r$                  | – zasięg wpływów głównych eksploatacji pokładu (teoretyczny zasięg stoku niecki mierzony od frontu eksploatacyjnego) |
| $r_r$                | – średni promień rury (mierzony od osi do połowy grubości ścianki)   |
| $s$                  | – grubość ścianki rury   |
| $s_f$                | – współczynnik sztywności rury   |
| $t_{\max}, t_{\min}$ | – maksymalna i minimalna temperatura rury  |
| $\Delta t$           | – czas obserwacji  |
| $u$                  | – przemieszczenie poziome powierzchni gruntu jako skutek pelzania terenu   |
| $D_w, D_z$           | – średnice wewnętrzna i zewnętrzna rury  |
| $E$                  | – energia sprężysta  |
| $E_g$                | – moduł reakcji gruntu   |
| $E_s$                | – moduł sprężystości materiału rury  |



|                      |   |   |
|----------------------|---|---|
| $F_r$                | – | powierzchnia przekroju ścianki rury   |
| $G$                  | – | procentowy udział uszkodzeń górniczych w ogólnej liczbie uszkodzeń przewodu wodociągowego o określonych cechach   |
| $\overline{G}$       | – | średni wskaźnik uszkodzeń górniczych sieci wodociągowej lub jej części  |
| $G_k$                | – | procentowy udział uszkodzeń górniczych w ogólnej liczbie uszkodzeń przewodu kanalizacyjnego o określonych cechach |
| $\overline{G}_k$     | – | średni wskaźnik uszkodzeń górniczych sieci kanalizacyjnej lub jej części  |
| $G_z$                | – | obciążenie rury zasypką i odporem gruntu  |
| $H$                  | – | głębokość zalegania stropu złoża  |
| $H_g$                | – | wysokość ciśnienia gospodarczego (wymaganego) w sieci wodociągowej  |
| $H_{\max}$           | – | maksymalna wysokość ciśnienia roboczego   |
| $H_{\min}$           | – | minimalna wysokość ciśnienia roboczego  |
| $H_{\text{poż}}$     | – | minimalna wysokość ciśnienia roboczego w godzinie maksymalnego rozbioru i jednoczesnego pożaru                    |
| $H_p$                | – | wysokość podnoszenia pomp   |
| $I$                  | – | spadek dna kanału   |
| $I_k$                | – | zmieniony spadek dna kanału wskutek odkształcenia powierzchni terenu  |
| $I_{\max}$           | – | maksymalny (dopuszczalny) spadek dna kanału   |
| $I_{\min}$           | – | minimalny spadek dna kanału   |
| $I_p$                | – | projektowany spadek dna kanału, w przypadku gdy spadek $I$ jest przeciwny w stosunku do przechyłki terenu         |
| $I_r$                | – | moment bezwładności rurociągu   |
| $K$                  | – | krzywizna zbocza (skarpy) niecki ( $K = 1/R$ )  |
| $K^*$                | – | przybliżona krzywizna rurociągu spowodowana krzywizną $K$ terenu (gruntu)   |
| $K_g$                | – | wskaźnik gotowości elementu   |
| $K_w$                | – | krzywizna wypadkowa oddziałująca przez grunt na rurociąg  |
| $L_{\max}, L_{\min}$ | – | maksymalna i minimalna długość kompensatora (wysuniętego i zsuniętego)  |
| $\Delta L$           | – | zdolność kompensacyjna kompensatora   |
| $M$                  | – | miąższość warstwy złoża kopaliny  |
| $M_A, M_B$           | – | momenty zginające w ściance rury w punktach A i B   |
| $M_z$                | – | moment zginający w rurociągu wywołany krzywizną $K$ gruntu  |
| $P_A, P_B$           | – | osiowe siły obwodowe w ściance rury w punktach A i B  |
| $P_r$                | – | podłużna siła osiowa w rurze wywołana tarciem gruntu o rurę   |
| $P_t$                | – | podłużna siła osiowa w rurze powstająca przy zmianie temperatury z $t_1$ do $t_2$                                 |
| $R$                  | – | promień krzywizny zbocza niecki   |
| $T$                  | – | pochylenie zbocza niecki do poziomu   |
| $T_{\max}$           | – | maksymalna wartość pochylenia terenu  |
| $T_o$                | – | średni czas odnowy elementu   |
| $T_p$                | – | średni czas pracy elementu między kolejnymi uszkodzeniami   |
| $T_r$                | – | siła tarcia gruntu o ściankę rury   |
| $W$                  | – | obniżenie poziomu niecki  |
| $Q$                  | – | siła poprzeczna w rurociągu spowodowana krzywizną $K$ gruntu  |
| $\alpha$             | – | współczynnik rozszerzalności liniowej   |
| $\alpha_o$           | – | współczynnik odkształcalności rurociągu, decydujący o stopniu dostosowania się rurociągu do krzywizny podłoża     |
| $\alpha_r$           | – | współczynnik sposobu ułożenia rury z materiałów odkształcalnych w wykopie   |
| $\beta$              | – | kąt nachylenia płaszczyzny zasięgu niecki   |
| $\gamma_{sr}$        | – | średni ciężar objętościowy zasypki  |

- 
- $\varepsilon$  – kąt nachylenia stoku niecki do poziomu, w punkcie przegięcia krzywizn
- $\varepsilon_g$  – jednostkowe poziome odkształcenie gruntu (pełzanie) prostopadle do osi rury
- $\eta$  – współczynnik osiadania górotworu
- $\lambda$  – intensywność uszkodzeń elementów liniowych
- $\lambda_m$  – intensywność uszkodzeń elementów nieliniowych
- $\lambda_l$  – intensywność powstania nieprawidłowego spadku dna kanału w czasie  $\Delta t$
- $\bar{\lambda}, \bar{\lambda}_k$  – średnia wieloletnia intensywność uszkodzeń przewodów wodociągowych i kanalizacyjnych w miastach ze szkodami górnictwami
- $\lambda_{gr}, \lambda_{grk}$  – średnia wieloletnia graniczna (maksymalna) intensywność uszkodzeń przewodów wodociągowych i kanalizacyjnych w miastach bez szkód górnictwami
- $\lambda_G, \lambda_{Gk}$  – intensywność uszkodzeń górnictwami przewodów wodociągowych i kanalizacyjnych
- $\lambda_{Gks}$  – intensywność uszkodzeń górnictwami spowodowanych zmianą spadków dna kanałów w czasie  $\Delta t$
- $\sigma_l$  – naprężenia liniowe w rurociągu
- $\sigma_o$  – ekstremalne naprężenia obwodowe w ścianie rurociągu
- $\sigma_p$  – ekstremalne naprężenia osiowe w rurociągu
- $\sigma_t$  – naprężenia termiczne w ścianie rury
- $\tau_r$  – ekstremalne naprężenia styczne rury i gruntu

# 1. Wstęp

Podziemna eksploatacja górnictwa oddziałuje w szczególnie niekorzystny sposób na środowisko. Powoduje bardzo uciążliwe i niebezpieczne deformacje powierzchni terenu, a także wstrząsy parasejsmiczne (tąpnięcia) górotworu. Obydwa te zjawiska zagrażają stanowi technicznemu i normalnemu działaniu obiektów inżynierskich, m.in. sieci wodociągowych i kanalizacyjnych. Są przyczyną uszkodzeń elementów tych sieci i nadmiernego wzrostu kosztów ich eksploatacji i remontów. Ważnym zagadnieniem jest zatem określanie udziału górnictwa w uszkodzalności sieci uzbrojenia podziemnego miast, a także w kosztach ich napraw i eksploatacji.

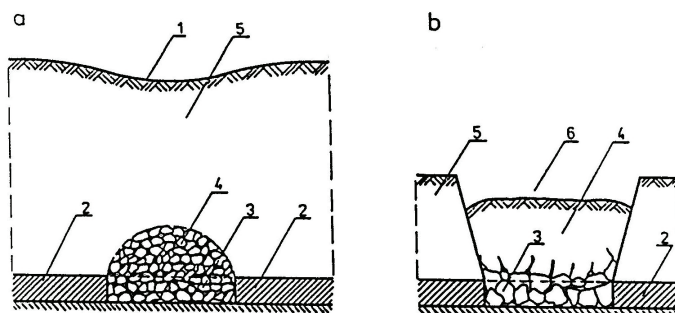
Należy przy tym stwierdzić, że oddziaływanie procesu deformacji górotworu na obiekty liniowe, m.in. sieci wodociągowe i kanalizacyjne, jest, w stosunku do stopnia oddziaływania tego procesu na obiekty kubaturowe, za słabo rozpoznane. Konieczne jest podjęcie kompleksowych badań tego problemu, gdyż te dotychczasowe przeprowadzane są fragmentarycznie i nastawione są najczęściej na rozwiązywanie doraźnych potrzeb. Brak odpowiednich metod projektowania i wielu danych wobec niezmiernie skomplikowanego charakteru problemu zmusza do daleko idących uproszczeń i prowadzi do nadmiernych szkód górniczych uzbrojenia podziemnego, a w rezultacie do nadmiernych kosztów jego eksploatacji, napraw bądź wymiany.

Projektowanie niezawodnych systemów i poszczególnych przewodów wodociągowych i kanalizacyjnych na obszarach, na których istnieje lub przewiduje się podziemną eksploatację złóż węgla czy minerałów, wymaga przystosowania rozwiązań technicznych do prognozowanych przez górnictwo zmian w ukształtowaniu powierzchni terenu i do zdarzających się wstrząsów górotworu. Z tego względu konieczne jest stosowanie do budowy sieci i obiektów sieciowych odpowiednio odpornych materiałów, złączy elementów itp.

W niniejszym opracowaniu przedstawiono, na podstawie aktualnej i dostępnej wiedzy, takie rozwiązania projektowe oraz metody budowy sieci wodociągowej i kanalizacyjnej na terenach występowania szkód górniczych, które umożliwiają osiągnięcie jej niezawodności i minimalizacji kosztów utrzymania.

## 2. Oddziaływanie podziemnej eksploatacji górniczej na środowisko i systemy wodociągowe i kanalizacyjne

Wskutek eksploatacji górniczej pokładów węgla i innych kopalin powstają w górotworze wyrobiska – pustki, których stropy z czasem zawalają się, powodując na powierzchni ziemi zagłębienia i deformacje. Proces ten przebiega bardzo powoli, w miarę rozszerzania się pustki poeksploatacyjnej. Deformacje dzielone są na ciągłe (rozległe), tj. niecki górnicze (rys. 1a) powstające na skutek ciągłego, powolnego i łagodnego uginania się warstw zalegających nad wyrobiskiem, i nieciągłe (lokalne), tj. zapadliska górnicze (rys. 1b), leje, rowy, pęknięcia, szczeliny, progi, garby i osuwiska. Deformacje nieciągłe tworzą się nagle, gdy wybierane pokłady kopalin zalegają na małej głębokości (od 50 m w przypadku górotworu łupkowego, do 100 m w wypadku piaskowców), i charakteryzują się nieregularnym kształtem.



Rys. 1. Deformacje górnicze terenu: a – niecka górnicza; b – zapadlisko górnicze:  
1 – niecka, 2 – pokład kopalin, 3 – wyrobisko, 4 – zawal, 5 – grunt nadkładu, 6 – zapadlisko

Deformacje terenu powstające w wyniku podziemnej eksploatacji górniczej są przyczyną uszkodzeń bądź zniszczeń obiektów posadowionych na jego powierzchni i dlatego nazywane są szkodami górniczymi. Obszary, na których możliwe jest po-

wstawanie deformacji ciągłych, mogą być wykorzystane pod zabudowę, natomiast obszary, na których mogą powstawać deformacje nieciągłe, zasadniczo nie nadają się pod zabudowę.

Zawalaniu się stropów wyrobisk towarzyszą wstrząsy – drgania (tąpnięcia), które w zależności od ich intensywności i częstotliwości mają, podobnie jak deformacje, duży wpływ na uszkodzenia obiektów posadowionych na powierzchni i pod powierzchnią terenu. Na skutek deformacji górotworu i wstrząsów parasejsmicznych może również nastąpić odwodnienie terenów i migracja wody z przemieszczaniem cząstek gruntu, a także zmiana warunków hydraulicznych i hydrologicznych cieków powierzchniowych.

Woda z popękanego i rozluźnionego górotworu może odpływać np. do wyrobisk górniczych, kanalizacji, sieci ciepłowniczej. Powoduje to zaniki wody w studniach ujęciowych, a także stopowienie obszarów rolniczych i leśnych oraz zmniejszanie przepływów w ciekach. Lokalne niecki mogą natomiast gromadzić wody opadowe i stać się bezodpływowymi stawami powodującymi degradację gruntów. Deformacje powodujące zmiany spadków koryt rzek mogą prowadzić do występowania wody z brzegów, zwłaszcza po ulewnych deszczach, i zatapianie terenów nadbrzeżnych, niekiedy o wysokim stopniu zainwestowania (np. Katowice – rzeka Rawa [65]).

Eksploatacja górnicza powodując uszkodzenia obiektów liniowych, tj. sieci wodociągowych, kanalizacyjnych, gazowych, ciepłowniczych może także przyczynić się do zmniejszenia niezawodności ich działania. W obrębie przewodów wodociągowych dochodzi głównie do pękania rur, kielichów i armatury, rozszczelniania złączy, a w wypadku rur stalowych uzbrojonych w nasuwki kompensacyjne (wydłużki) – niszczenia izolacji zewnętrznej i korozji bosych końców rur. Wśród uszkodzeń przewodów kanalizacyjnych zdarzają się zarówno pęknięcia rur i kielichów, rozszczelnienia złączy oraz uszkodzenia bądź zniszczenia studzienek rewizyjnych, jak i zmiany spadków podłużnych kanałów, przyjmujących bierne położenie w stosunku do otaczającego gruntu. Deformacjom powierzchni towarzyszy zazwyczaj wzrost lub obniżenie ciśnienia w sieci wodociągowej. Obniżenia powierzchni osiągają w wypadku wybierania pokładów węgla nawet kilkanaście lub więcej metrów, w wypadku złóż miedzi występujących w Polsce obniżenia te na ogół nie przekraczają kilku metrów.

W górnictwie stosowane są różne środki zmierzające do zmniejszenia niekorzystnych skutków eksploatacji górniczej, a zwłaszcza deformacji powierzchni terenu, np.:

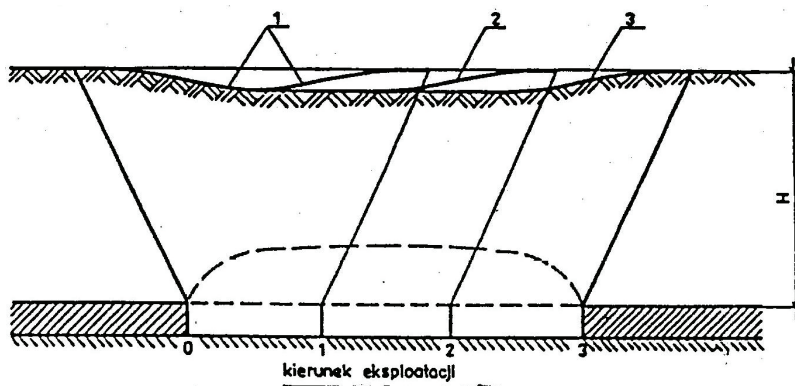
- pozostawienie pod miastami pełnej lub przeważającej części kopaliny w ziemi w postaci tzw. filarów ochronnych,
- eksploatacja pasami, z pozostawieniem części kopaliny w ziemi,
- wypełnienie wyrobisk piaskiem, tzn. metodą podsadki piaskowej,
- rozpoczynanie eksploatacji złoża bezpośrednio pod obiektem chronionym i możliwie szybkie prowadzenie jej w dwie (przeciwnie) strony,
- jednoczesna eksploatacja kilku warstw w taki sposób, aby wpływy na powierzchnię wzajemnie się znosiły,

- wbijanie w obręb niecki głębokich ścian pionowych, wytwarzających sztuczne uskoki zmniejszające przechyłki powierzchni i odkształcenia poziome,
- szybkie prowadzenie robót górniczych, powodujące znaczną redukcję przechyłków, krzywizn i odkształceń poziomych terenu.

Wznoszenie jakichkolwiek budowli, w tym uzbrojenia podziemnego, na terenach szkód górniczych musi być poprzedzone górniczą prognozą odkształceń powierzchni. Umożliwia to zaprojektowanie i wykonanie odpowiednich zabezpieczeń wznoszonych obiektów.

### 3. Proces deformacji górotworu

Podstawę rachunkowego ujęcia czasowo-przestrzennego odkształcenia powierzchni pod wpływem robót górniczych stanowi modelowy, tj. uproszczony, przypadek zastosowania metody eksploatacji ścianowej węgla lub wybierania pokładu o szerokości frontu równej co najmniej  $0,8H$ , gdzie  $H$  jest zagłębieniem pokładu węgla pod powierzchnią. W tych warunkach, po odpowiednio długim czasie, powstaje regularna obniżeniowa niecka górnicza (rys. 2), do której opisu można stosować dość łatwe do wyznaczenia wskaźniki odkształceń, pomocne przy rozpatrywaniu innych, bardziej złożonych przypadków.

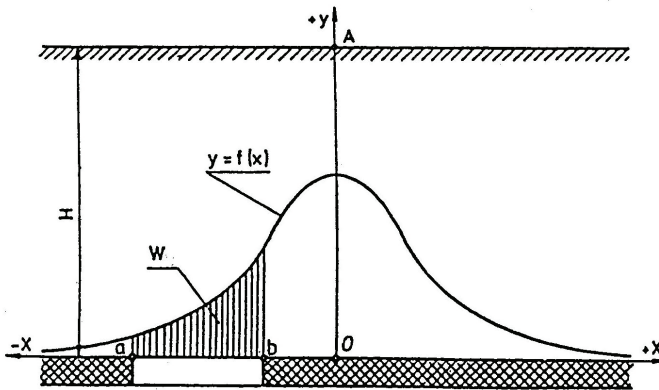


Rys. 2. Formowanie się niecki w miarę postępu eksploatacji górniczej złoża kopaliny:  
1 – profil niecki po wybraniu złoża na odcinku 0–1, 2 – na odcinku 0–2, 3 – na odcinku 0–3

Podstawą elementarnego opisu tworzenia się zbocza niecki, pod kątem budownictwa liniowego, jest teoria Budryka–Knothego dotycząca ustabilizowanej i przesuwaną się niecki [44]. Teoria ta zakłada, że wpływ wyrobiska na obniżenie terenu w punkcie A, położonym na jego powierzchni, obrazuje tzw. krzywa wpływów (linia wpływowa) przyjmująca kształt krzywej rozkładu normalnego Gaussa  $y = f(x)$  (rys. 3), przy czym maksymalne wzniesienie tej krzywej występuje w przekroju punktu A. Miarą obniżenia terenu  $W$  w punkcie A, pod wpływem wyrobiska a–b, jest powierzch-

nia zawarta między stropem wyrobiska a–b i linią wpływową (rys. 3), co wyraża zależność:

$$W = - \int_a^b f(x) dx. \quad (1)$$



Rys. 3. Wykres linii wpływów dla punktu A

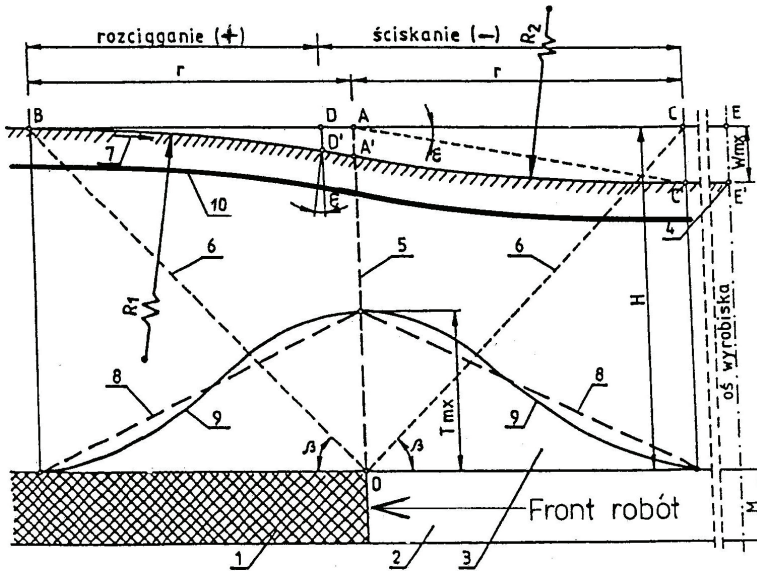
Z rysunku 3 wynika, że największy wpływ na obniżenie terenu w punkcie A ma wyrobisko znajdujące się pod nim. W miarę oddalenia się robót od tego punktu wpływ ten maleje. Teoretycznie, eksploatacja pokładu powoduje obniżenie powierzchni nawet w bardzo dużej odległości. Aby uprościć analizę zjawiska, zamieniono krzywą wpływów Gaussa na trójkąt wpływów o podstawie równej  $2r$  i wysokości  $T$  (rys. 4) oraz powierzchni takiej samej jaka zawarta jest między stropem wyrobiska a krzywą wpływów. Wielkość  $r$  określa zasięg wpływów głównych eksploatacji pokładu. Poza tym zasięgiem obniżenia terenu są pomijalnie małe, zatem praktycznie płaszczyzna 0–B (rys. 4), nachylona pod kątem  $\beta$  do poziomu, wyznacza zasięg niecki.

Podczas powstawania niecki pas terenu położony między punktami B i D (rys. 4) ulega wygięciu wypukłością ku górze. Wywołuje to powstanie w gruncie sił rozciągających (+), powodujących poziome przemieszczanie się cząstek gruntu (rozpełzanie) i jego rozluźnienie lub pęknięcie. Na obszarze między punktami D i C teren ugina się wypukłością ku dołowi. Skutkiem tego jest powstanie sił ściskających grunt (–), powodujących spleźnienie gruntu i jego zagęszczenie (komprymację).

Gdy powierzchniowe warstwy są zbudowane z gruntu sypkiego, kształt niecki jest regularny, a w wypadku gruntu zwięzłego mogą występować na brzegach niecki spleźnienia, szczeliny lub obsunięcia jako wtórna deformacja terenu. Czas tworzenia się niecki, aż do osiągnięcia całkowitej głębokości, wynosi od kilku miesięcy do kilkudziesięciu lat. Zazwyczaj ruchy terenu występują jeszcze przez sześć, a nawet dziesięć



lat po zakończeniu eksploatacji złoża. Ruchy o największej sile obserwuje się w ciągu drugiego i trzeciego roku.



Rys. 4. Trójkąt wpływów głównych:

- 1 – wybierany pokład, 2 – wyrobisko, 3 – nadkład, 4 – środek niecki, 5 – płaszczyzna zasięgu wyrobiska, 6 – płaszczyzna zasięgu niecki, 7 – kierunek pełzania gruntu, 8 – trójkąt wpływów, 9 – linia wpływów, 10 – rurociąg

Największa głębokość  $W_{\max}$  niecki jest zawsze mniejsza od miąższości  $M$  wyrobiska i zależy głównie od miąższości  $M$ , sposobu eksploatacji złoża i głębokości  $H$  zalegania złoża.

Rozmiary odkształceń terenu wywołanych eksploatacją górnictwem charakteryzują następujące parametry:

- $r$  – zasięg niecki, liczony od frontu eksploatacyjnego wyrobiska, m,
- $W$  – największe obniżenie terenu, m,
- $T$  – największe pochylenie stoku niecki do poziomu, mm/m,
- $\varepsilon$  – kąt nachylenia stoku niecki do poziomu w punkcie przegięcia krzywizn,
- $\varepsilon_g$  – największe jednostkowe odkształcenie poziome (pełzanie) terenu, mm/m,
- $R$  – najmniejszy promień krzywizny, km,
- $K$  – największa krzywizna profilu niecki,
- $u$  – największe przemieszczenie poziome powierzchni, m.

Na rysunku 4 przedstawiono formowanie się niecki regularnej. Wynika z niego, że:

$$r = \frac{H}{\operatorname{tg} \beta} . \quad (2)$$

Jednocześnie kształt zbocza ostatecznie uformowanej niecki, przedstawionej na rysunku 4, stanowi krzywą całkową linii wpływów. Styczna do krzywizn stoku niecki osiąga największe nachylenie w punkcie ich przegięcia. Nachylenie to odpowiada jednocześnie rzędnej  $T_{\max}$  linii wpływów w tym punkcie, zatem

$$T_{\max} = \operatorname{tg} \varepsilon, \quad (3)$$

a jednocześnie

$$T_{\max} = \frac{W_{\max}}{r}. \quad (3a)$$

Wartość liczbowa  $\operatorname{tg} \beta$  ocenia się na podstawie rozpoznania układu warstw górotworu. Na Górnym Śląsku  $\operatorname{tg} \beta$  wynosi  $1,5 \div 3,0$ , najczęściej  $2,5$ . W wypadku przewagi łupków wartości  $\operatorname{tg} \beta$  są większe, a piaszczaków mniejsze.

Najmniejszy promień krzywizny zbocza niecki  $R_{\min}$  występuje w miejscach występowania maksymalnych naprężeń ściskających i rozciągających, w przybliżeniu wynosi

$$R_{\min} = \pm \frac{0,66r^2}{W_{\max}}. \quad (4)$$

Największa krzywizna profilu niecki występująca w miejscach ekstremalnych naprężeń w gruncie (około  $0,4 r$  od A) wynosi:

$$K_{\max} = \frac{1}{R_{\min}} \approx \pm 1,52 \frac{W_{\max}}{r^2}. \quad (5)$$

Największe obniżenie terenu  $W_{\max}$  zależy od miąższości  $M$  wybieranego podkładu i od sposobu eksploatacji wyrobiska. Na podstawie doświadczeń przyjęto, że:

$$W_{\max} = \eta M, \quad (6)$$

gdzie  $\eta$  jest współczynnikiem osiadania, którego wartość zależy od sposobu eksploatacji wyrobiska [58] i wynosi w przypadku:

- zawału stropu  $\eta = 0,7 \div 0,8$ ,
- podsadzki suchej – pełnej z materiału dostarczanego  $\eta = 0,5 \div 0,6$ ,
- podsadzki suchej pneumatycznej  $\eta = 0,4 \div 0,5$ ,
- podsadzki płynnej – hydraulicznej z piasku  $\eta = 0,15 \div 0,25$ ,
- podsadzki hydraulicznej z kamienia kruszonego  $\eta = 0,3$ ,
- eksploatacji częściowej pasami w 50% na zawał  $\eta = 0,1$ ,
- eksploatacji częściowej pasami w 50% z podsadzką hydrauliczną  $\eta = 0,02 \div 0,03$ .

Największe naprężenia ściskające lub rozciągające w gruncie występują w odległości około  $0,4 r$  od frontu eksploatacyjnego, tj. od krawędzi wyrobiska. Jednostkowe maksymalne poziome odkształcenie terenu (pełzanie)  $\varepsilon_{g \max}$  związane jest z wartością największej przechyłki terenu i wynosi:

$$\varepsilon_{g \max} = \pm 0,6 T_{\max} = \pm 0,6 \frac{W_{\max}}{r}. \quad (7)$$

Największe poziome przemieszczenia terenu  $u_{\max}$  występują w punkcie przegięcia zbocza niecki, zaznaczonym na rysunku 4, pod punktem A i mogą osiągać wartość

$$u_{\max} = \pm 0,4 W_{\max}. \quad (8)$$

Niektóre z omówionych parametrów charakteryzujących zbocza niecek górniczych mają szczególne znaczenie dla oceny przydatności terenów szkód górniczych do zabudowy. Należą do nich  $T_{\max}$ ,  $R_{\min}$  i  $\varepsilon_{g \max}$ . Ich wartości stanowią podstawę do klasyfikacji terenów szkód górniczych pod względem przydatności do zabudowy.

Tabela 1. Kategorie przydatności terenu szkód górniczych pod zabudowę według ITB z 1975 r. [22]

| Kategoria | Stopień przydatności terenu do zabudowy  | Wartość spodziewanej deformacji |                                  |  |
|-----------|--|---------------------------------|----------------------------------|--|
|           |  | nachylenie $T$ ,<br>mm/m        | promień<br>krzywizny $R$ ,<br>km | odkształcenie<br>poziome $\varepsilon_g$ ,<br>mm/m |
| I         | tereny pewne, niewymagające zabezpieczenia obiektów (mogą powstawać bardzo małe uszkodzenia, np. nieszkodliwe zarysowania murów)                             | $0 < T \leq 2,5$                | $20 \leq  R $                    | $ \varepsilon_g  \leq 1,5$                         |
| II        | tereny, na których częściowe zabezpieczenie wszystkich obiektów jest nieopłacalne (uszkodzenia łatwe do usunięcia)   | $2,5 < T \leq 5$                | $12 \leq  R  < 20$               | $1,5 <  \varepsilon_g  \leq 3$                     |
| III       | tereny wymagające częściowego zabezpieczenia obiektów  | $5 < T \leq 10$                 | $6 \leq  R  < 12$                | $3 <  \varepsilon_g  \leq 6$                       |
| IV        | tereny wymagające pełnego zabezpieczenia obiektów  | $10 < T \leq 15$                | $4 \leq  R  < 6$                 | $6 <  \varepsilon_g  \leq 9$                       |
| V         | tereny nienadające się do zabudowy i tereny, na których istnieje duże prawdopodobieństwo występowania nieciągłych ruchów terenu (zapadliska, szczeliny itp.) | $10 < T$                        | $ R  < 4$                        | $9 <  \varepsilon_g $                              |

Tabela 2. Kategorie przydatności terenu szkód górniczych pod zabudowę według GIG z 2000 r. [6]

| Kategoria | Wartość spodziewanej deformacji |                                  |  |
|-----------|---------------------------------|----------------------------------|--|
|           | nachylenie $T$ ,<br>mm/m        | promień<br>krzywizny $R$ ,<br>km | odkształcenie<br>poziome $\varepsilon_g$ ,<br>mm/m |
| 0         | $T \leq 0,5$                    | $40 \leq  R $                    | $ \varepsilon_g  \leq 0,3$                         |
| I         | $0,5 < T \leq 2,5$              | $20 \leq  R  < 40$               | $0,3 <  \varepsilon_g  \leq 1,5$                   |
| II        | $2,5 < T \leq 5$                | $12 \leq  R  < 20$               | $1,5 <  \varepsilon_g  \leq 3$                     |
| III       | $5 < T \leq 10$                 | $6 \leq  R  < 12$                | $3 <  \varepsilon_g  \leq 6$                       |
| IV        | $10 < T \leq 15$                | $4 \leq  R  < 6$                 | $6 <  \varepsilon_g  \leq 9$                       |
| V         | $10 < T$                        | $ R  < 4$                        | $9 <  \varepsilon_g $                              |

W tabeli 1 przedstawiono stosowaną klasyfikację terenów górniczych według zaleceń Instytutu Techniki Budowlanej w Warszawie z 1975 r. [22]. Ze względu na zmieniające się warunki eksploatacji górniczej w Polsce i nowe doświadczenia, także górnictwa niemieckiego, wprowadzono pewne zmiany w kryteriach, w tym zerową kategorię zagrożenia. Według [57] za obowiązującą obecnie klasyfikację terenów górniczych uznaje się kategorie (tab. 2) zawarte w opracowaniu Głównego Instytutu Górnictwa z 2000 r. [6]. Wartości zestawione w tabelach 1 i 2 dotyczą budownictwa kubaturowego, można je jednak wykorzystywać również w odniesieniu do obiektów liniowych.

Wskaźniki deformacji w poszczególnych punktach na powierzchni odpowiadają zazwyczaj wskaźnikom określanym z pomiarów dla baz pomiarowych o długości 25 m [58].

## 4. Parasejsmiczne wstrząsy górotworu

Do szacowania wpływu drgań pochodzenia górniczego na budynki mieszkalne i obiekty inżynierskie można, z pewnym przybliżeniem, stosować międzynarodową skalę MSK-64. Jest to skala opisowa do oceny wstrząsów sejsmicznych, opracowana w 1964 r. na Międzynarodowej Konferencji UNESCO przez S. Miedwiediewa, W. Sponheuera i V. Karnika. Wprowadzili oni określenie grup budowli, klasyfikację uszkodzeń, charakterystyki ilościowe zachodzących zjawisk oraz skalę intensywności, pozwalającą ocenić kategorię uszkodzeń dla odpowiednich grup budowli.

Wyróżniono trzy grupy budowli:

- grupę A – budowle o małej odporności: budowle z kamienia łamanego, budowle miejskie, domy z cegły niewypalanej,
- grupę B – budowle o średniej odporności: domy z cegły, obiekty z elementów prefabrykowanych i z kamienia ciosanego,
- grupę C – budowle o dużej odporności: obiekty drewniane wzmocnione oraz betonowe i żelbetowe.

W celu klasyfikacji uszkodzeń opracowano 5-stopniową skalę, w której poszczególne stopnie obejmują:

- stopień I – uszkodzenia lekkie: cienkie rysy tynku, odpadanie niewielkich jego kawałków,
- stopień II – uszkodzenia umiarkowane: niewielkie pęknięcia murów, odłupywanie się dość znacznych kawałków tynku, spadanie dachówek, rysy w kominach,
- stopień III – uszkodzenia ciężkie: duże i głębokie pęknięcia murów, zawalenie się kominów,
- stopień IV – zniszczenia: mogą odpadać części budynków, np. ścian,
- stopień V – zniszczenia ogólne.

Za charakterystyki ilościowe zachodzących zjawisk sejsmicznych przyjęto alternatywnie przyspieszenie ewentualnie prędkość lub amplitudę drgań, które określają stopień intensywności wstrząsu  $I_0$  zgodnie z tabelą 3 zawierającą parametry każdego 10 stopni intensywności wstrząsu.

Tabela 3. Skala MSK-64 intensywności wstrząsów sejsmicznych

| Stopień intensywności wstrząsu<br>$I_o$ | Przyspieszenie $a$ ,<br>mm/s <sup>2</sup> | Prędkość $v$ ,<br>mm/s | Prędkość $v$ ,<br>mm/s    |
|---|---|------------------------|---------------------------|
|   | częstotliwość<br>2÷10 Hz                  |                        | częstotliwość<br>0,5÷2 Hz |
| 1                                       | 5÷12                                      | do 0,5                 | do 1,2                    |
| 2                                       | 12÷25                                     | 0,5÷1,2                | 1,2÷2,5                   |
| 3                                       | 25÷50                                     | 1,2÷2,5                | 2,5÷5,0                   |
| 4                                       | 50 ÷120                                   | 2,5÷5,0                | 5,0÷10,0                  |
| 5                                       | 120÷250                                   | 5,0÷10,0               | 10,0÷20,0                 |
| 6                                       | 250÷500                                   | 10,0÷20,0              | 20,0÷40,0                 |
| 7                                       | 500÷1000                                  | 20,0÷40,0              | 40,0÷80,0                 |
| 8                                       | 1000÷2000                                 | 40,0÷80,0              | 80,0÷160,0                |
| 9                                       | 2000÷4000                                 | 80,0÷160,0             | 160,0÷320,0               |
| 10                                      | 4000÷8000                                 | 160,0÷320,0            | 320,0÷640,0               |

W skali MSK-64 określono i oznaczono za pomocą liter:

- $p$  – pojedyncze uszkodzenia danego typu (do 5%),
- $l$  – liczne uszkodzenia (do 50%),
- $b$  – bardzo liczne uszkodzenia (do 70%).

Stopień intensywności wstrząsu decyduje o liczbie i rodzaju uszkodzeń budowli.

W tabeli 4 zestawiono zależności zachodzące między wymienionymi wielkościami.

Tabela 4. Uszkodzalność budowli wywołana wstrząsami (drganiami) sejsmicznymi

| Przyspieszenie $a$ ,<br>mm/s <sup>2</sup> | Stopień intensywności<br>$I_o$ | Charakterystyka<br>drgań | Stopień intensywności uszkodzeń<br>dla grupy budowli |                       |                       |
|---|--------------------------------|--------------------------|--|-----------------------|-----------------------|
|   |                                |                          | A  | B                     | C                     |
| 5÷12                                      | 1                              | niezauważalne            | brak uszkodzeń                                       |                       |                       |
| 12÷25                                     | 2                              | bardzo słabe             |  |                       |                       |
| 25÷50                                     | 3                              | słabe                    |  |                       |                       |
| 50÷120                                    | 4                              | średnie                  |  |                       |                       |
| 120÷250                                   | 5                              | dość silne               | $p - I$  | brak uszkodzeń        |                       |
| 250÷500                                   | 6                              | silne                    | $p - II$<br>$l - II$                                 | $p - I$               | brak                  |
| 500÷1000                                  | 7                              | bardzo silne             | $p - IV$<br>$l - III$                                | $l - II$              | $l - I$               |
| 1000÷2000                                 | 8                              | burzące                  | $p - V$<br>$l - IV$                                  | $p - IV$<br>$l - III$ | $p - III$<br>$l - II$ |

W skali MSK-64 przyjęto, że lekkie uszkodzenia zaczynają się pojawiać dopiero przy piątym stopniu intensywności sejsmicznej, tzn. począwszy od przyspieszenia drgań 120 mm/s<sup>2</sup>. W nawiązaniu do wielkości energii sprężystej, lokalne zniszczenia pojawiają się dopiero dla energii

$$E \geq 10^6 \text{ J.} \quad (9)$$

Pomocne przy ocenie wpływu drgań, lecz tylko na obiekty budowlane, są wytyczne zawarte w normie PN-85/B-02170 [47]. Podane są w niej dwie skale wpływów dynamicznych drgań na obiekty budowlane, tj. SWD-I i SWD-II, uwzględniające:

- odmiany konstrukcyjne budynku,
- rodzaje podłoża, na którym posadowiono budynki,
- rodzaje przebiegów drgań,
- kryteria uszkodzeń, które opierają się albo na granicznych wartościach naprężeń, albo na granicznych odkształceniach.

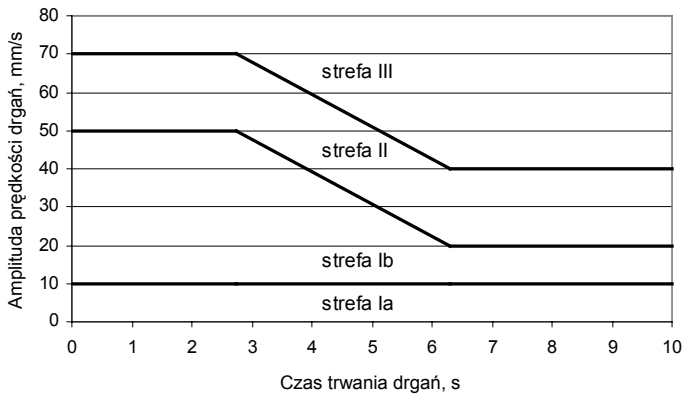
Skala SWD-II odnosi się do budynków nie wyższych niż 5 kondygnacji, których wysokość jest mniejsza od podwójnej najmniejszej szerokości budynku, oraz do budynków niskich (do 2 kondygnacji), lecz niespełniających warunków skali SWD-I.

W Legnicko-Głogowskim Okręgu Miedziowym (LGOM) od czerwca 2006 r. stosowana jest Górnicza Skala Intensywności GSI-2004 opracowana przez Główny Instytut Górnictwa w Katowicach w 2004 r. na podstawie korelacji zarejestrowanych parametrów drgań i obserwacji skutków drgań w LGOM [57, 66]. Skala GSI-2004 służy wyłącznie do oceny skutków drgań w zabudowie powierzchniowej na obszarze LGOM po wystąpieniu wstrząsu górniczego i nie może być wykorzystywana przy projektowaniu nowych obiektów budowlanych. Skalę GSI-2004 podzielono na trzy typy [57]:

- GSI-2004-S – jest wykorzystywana do oceny wstrząsów zaistniałych w miejscu ich zarejestrowania; podstawą skali jest parametr przyspieszeniowego spektrum odpowiedzi obiektu (SA),
- GSI-2004-V – służy do oceny wstrząsów zaistniałych poza miejscami ich rejestracji oraz do oceny wstrząsów prognozowanych; podstawą skali są parametr prędkości drgań gruntu i czas trwania drgań (rys. 5),
- GSI-2004-A – służy do oceny wstrząsów zaistniałych (historycznych), dla których znana jest wartość maksymalnego przyspieszenia drgań w paśmie częstotliwości do 10 Hz; podstawą skali są parametry przyspieszenia gruntu i czas trwania drgań.

Zgodnie ze skalą GSI-2004 wyróżnia się trzy strefy ze względu na skutki drgań [57]:

- strefę Ia – wstrząsy niepowodujące żadnych szkód w budynkach, słabo odczuwalne dla ludzi na powierzchni;
- strefę Ib – wstrząsy niepowodujące uszkodzeń w budynkach, ale bardzo silnie odczuwalne na powierzchni, mogące spowodować przesuwanie mebli lub pojawienie się rys w budynkach w złym stanie technicznym;
- strefę II – wstrząsy mogące spowodować powstanie uszkodzeń elementów wykończeniowych w budynkach, zarysowanie elewacji zewnętrznej, spękania i rysy ścian działowych i tynku; nie występują uszkodzenia elementów konstrukcyjnych;
- strefę III – wstrząsy nieoparte danymi empirycznymi; w wypadku ich zaistnienia należy dokonać indywidualnej oceny skutków.



Rys. 5. Skala GSI-2004-V dla LGOM według GIG [57]

Do oceny wpływu wstrząsów górniczych na obiekty liniowej infrastruktury technicznej wykorzystuje się skalę GSI-2004-V. Granicą bezpieczną dla tych obiektów jest granica pomiędzy strefami Ia i II, wstrząsy o parametrach przekraczających strefę II powinny być analizowane indywidualnie przez specjalistów [57].

Ocena uszkodzeń budynków wskutek wstrząsu górniczego w Polkowicach w maju 2006 r., o energii  $1,9 \cdot 10^9$  J i zarejestrowanych amplitudach przyspieszenia  $a = 1000$  mm/s<sup>2</sup> oraz prędkości  $v = 72$  mm/s wykazała, że skutki tego wstrząsu lepiej opisuje empiryczna skala GSI-2004 niż makrosejsmiczna skala MSK-64 [67]. Do celów projektowych obiektów budowlanych na terenach górniczych LGOM wydzielono cztery strefy intensywności sejsmicznej, scharakteryzowane w tabeli 5 [66].

W latach 2006–2008, podobnie jak dla obszaru LGOM, opracowano i wprowadzono do stosowania skalę GSI w Rybnickim Okręgu Węglowym, w kopalniach rudzkich, gliwickich, bytomskich i nadwiślańskich należących do Kompanii Węglowej [57].

Tabela 5. Strefy sejsmiczne na terenach górniczych LGOM

| Strefa sejsmiczna LGOM | Maksymalne wypadkowe przyspieszenie drgań poziomych $a$ w paśmie częstotliwości do 10 Hz, mm/s <sup>2</sup> | Maksymalna wypadkowa amplituda prędkości drgań poziomych $v$ , mm/s | Wartość przyspieszenia do projektowania $a_p$ , mm/s <sup>2</sup> |
|------------------------|---|---|---|
| I                      | 250   | 10  | –   |
| II                     | 500   | 10÷20   | 200   |
| III                    | 1000  | 20÷40   | 400   |
| IV                     | 1600  | 40÷60   | 600   |

Skale MSK-64, SWD-I i SWD-II oraz GSI odnoszą się do budownictwa kubaturowego, wykorzystanie ich do projektowania obiektów liniowych wymaga ostrożności i doświadczenia.



## **5. Obiekty liniowe na obszarach deformacji górniczych**

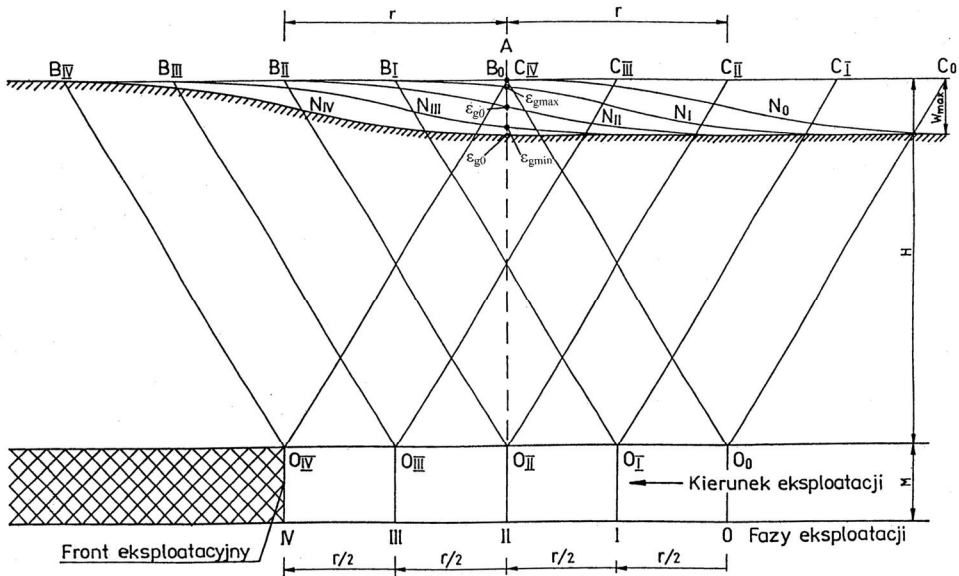
Obiekty liniowe (przewody wodociągowe, kanalizacyjne, gazowe, ciepłownicze itp.) ułożone na terenach szkód górniczych narażone są wielokrotnie w okresie użytkowania na omówione wcześniej niekorzystne wpływy eksploatacji górniczej. Najgroźniejsze są dla nich poziome odkształcenia terenu, których kierunek może być albo zgodny z podłużną osią obiektów, albo do niej prostopadły. W pierwszym przypadku występują zmiany długości obiektu, w drugim zmiany parcia gruntu na jego ściany.

### **5.1. Poziome odkształcenia terenu wzdłuż osi obiektu liniowego**

Wpływ odkształceń terenu na podłużne naprężenia w rurociągu najlepiej zilustrować na przykładzie odcinka rurociągu ułożonego w strefie zasięgu wpływów głównych eksploatacji pokładu, prostopadłe do frontu eksploatacyjnego.

Załóżmy, że punkty skrajne B i C odcinka (rys. 4) są nieruchome, natomiast na skutek wybierania części pokładu jego środek, w wyniku pełzania gruntu, przemieści się w kierunku wyrobiska o wielkość  $u_{\max}$ . W rezultacie połowa odcinka znajdująca się nad niewybranym pokładem (przed frontem eksploatacyjnym) będzie rozciągana, a połowa położona nad wyrobiskiem (za frontem eksploatacyjnym) będzie ściskana.

Rozpatrując np. punkt A nad rurociągiem (rys. 6), można wyodrębnić pięć faz formowania się poziomych odkształceń terenu w miarę przesuwania się frontu eksploatacyjnego i kształtowania się odpowiadających im naprężeń podłużnych w rurociągu, wywołanych jedynie przez wpływy górnicze. Zakłada się jednocześnie ciągłość i idealną sprężystość materiału, a także identyczność odkształceń rurociągu i gruntu.



Rys. 6. Schemat wpływu przemieszczania się frontu eksploatacyjnego na kształtowanie się naprężeń podłużnych w górotworze

Na rysunku 6 przedstawiono schematycznie pięć faz eksploatacji górniczej (por. dalej) i odpowiadające im zasięgi wpływów głównych ( $C_0-B_0$ ,  $C_I-B_I$ ,  $C_{II}-B_{II}$  itd.) oraz ugięcia terenu ( $N_0$ ,  $N_I$ ,  $N_{II}$ ,  $N_{III}$ ,  $N_{IV}$ ). Celem uproszczenia przykładowych wykresów przyjęto, że ekstremalne naprężenia w gruncie występują w odległości  $0,5 r$  od frontu eksploatacyjnego FE.

- Faza 0: FE położony w punkcie  $O_0$  jest odległy od punktu A o wartość  $r$ , tj. promienia zasięgu wpływów głównych. W punkcie A nie występuje żadne odkształcenie terenu ( $\varepsilon_g = 0$ ), ani naprężenie liniowe w rurociągu ( $\sigma_l = 0$ ).
- Faza I: FE przesuwa się od punktu  $O_0$  do punktu  $O_I$  (rys. 6) położonego w odległości  $0,4 \div 0,5 r$  od punktu A. Jednocześnie w punkcie A następuje rozluźnienie struktury gruntu, a poziome odkształcenia terenu rosną od zera do  $\varepsilon_{g \max}$ . Zjawisku temu towarzyszy rozciąganie rurociągu i wzrost liniowych naprężeń rozciągających (+) od zera do  $\sigma_{l \max}$ .
- Faza II: FE przemieszcza się od punktu  $O_I$  do punktu  $O_{II}$  położonego pod punktem A. W tej fazie, w miarę jak FE zbliża się do punktu  $O_{II}$ , w punkcie A wzrasta zagęszczenie gruntu, a poziome odkształcenia terenu maleją i zwracają od  $\varepsilon_{g \max}$  do zera ( $\varepsilon_g \rightarrow 0$ ). Rurociąg jest wprawdzie jeszcze rozciągany, lecz liniowe naprężenia rozciągające zdążają do zera ( $\sigma_l \rightarrow 0$ ).
- Faza III: FE przesuwa się od punktu  $O_{II}$  do punktu  $O_{III}$  oddalonego od punktu A o  $0,4 \div 0,5 r$ . W tym czasie następuje dalsze zagęszczenie (spielzanie)

gruntu, a poziome odkształcenia terenu w punkcie A przyjmują wartości ujemne i zmierzają do  $\varepsilon_{g\min}$ . Jednocześnie liniowe naprężenia ściskające w rurociągu wzrastają do ujemnej wartości ekstremalnej  $\sigma_{7\min}$ .

Faza IV: W czasie, gdy FE oddala się do punktu  $0_{IV}$  położonego w odległości  $r$  od punktu A, poziome odkształcenia terenu w punkcie A mają wprawdzie jeszcze wartości ujemne, ale zdążają do zera, a wraz z nimi zdążają do zera liniowe naprężenia ściskające w rurociągu.

Jeśli na danym obszarze występuje więcej pokładów na różnych głębokościach, to eksploatacja każdego z nich powoduje powtarzanie się opisanego cyklu deformacji powierzchni i naprężeń w rurociągu.

## 5.2. Poziome odkształcenia terenu – prostopadłe do podłużnej osi obiektu liniowego

W warunkach, gdy front eksploatacyjny przebiega równoległe do osi podłużnej rurociągu, deformacje terenu nie wywołują wprawdzie podłużnych sił w rurociągu, ale zmieniają strukturę gruntu i naprężenia występujące w otoczeniu i w ścianie rurociągu.

Oddziaływanie robót górniczych na grunt otaczający rurociąg zaczyna się z chwili, gdy front eksploatacyjny zbliży się do rurociągu na odległość  $r$ , tj. promienia zasięgu wpływów głównych, a kończą, gdy front eksploatacyjny po przejściu pod rurociągiem oddali się od niego na odległość nieco większą niż  $r$ .

Podobnie jak w wypadku poziomych odkształceń terenu powstających wzdłuż osi obiektu liniowego (por. rozdz. 5.1), formowanie się poziomych odkształceń terenu prostopadłych do podłużnej osi obiektu liniowego i odpowiadających im naprężeń obwodowych w ściankach rurociągu dzielone jest na pięć faz. Przy założeniu, że rurociąg znajduje się pod punktem A (rys. 6), oddziaływanie eksploatacji górniczej przedstawia się następująco:

Faza 0: FE znajduje się w punkcie  $0_0$  odległym od punktu A o wielkość  $r$ . W otoczeniu rurociągu nie powstają wówczas odkształcenia terenu ( $\varepsilon_g = 0$ ) ani żadne naprężenia obwodowe w ściankach rurociągu spowodowane wpływem eksploatacji górniczej.

Faza I: FE zbliża się do punktu  $0_I$  odległego o  $0,4 \div 0,5 r$ , poziome odkształcenia terenu narastają od zera do  $\varepsilon_{g\max}$ . Prowadzi to do rozluźnienia gruntu w punkcie A, co powoduje zwiększenie obciążenia rurociągu i zmniejszenie bocznego oporu gruntu.

Faza II: FE przesuwa się od punktu  $0_I$  do punktu  $0_{II}$  położonego pod rurociągiem. Poziome odkształcenia terenu w punkcie A maleją od  $\varepsilon_{g\max}$  do zera, co powoduje komprymację ośrodka gruntowego, wzrastającą w miarę zbliżania się odkształceń do zera. Jednocześnie skutek spełzania gruntu wzrasta jego odpór boczny na rurociąg.

Faza III: FE oddala się od rurociągu na odległość  $0,4 \div 0,5 r$  do punktu  $0_{III}$ . Poziome odkształcenia terenu w punkcie A przyjmują wartości ujemne, dążąc do wartości  $\varepsilon_{g \min}$ . Grunt ulega dalszemu zagęszczeniu, zwiększającemu się w miarę zbliżania się odkształceń do  $\varepsilon_{g \min}$ . Jednocześnie wzrasta boczny odpór gruntu na rurociąg.

Faza IV: FE oddala się od rurociągu na odległość nieco większą niż  $r$  do punktu  $0_{IV}$ . Poziome, malejące, odkształcenia terenu są wprawdzie nadal ujemne, ale komprymacja gruntu zanika i dochodzi do jego rozluźnienia. Powoduje to zmniejszenie naprężeń do wysokości uzyskanej w fazie  $0_0$ .

## 5.3. Uszkodzalność sieci wodociągowych i kanalizacyjnych na terenach szkód górniczych

### 5.3.1. Czynniki wpływające na awaryjność sieci

Na terenach podziemnej eksploatacji górniczej mają miejsce uszkodzenia sieci i obiektów wodociągowych i kanalizacyjnych powodowane zarówno oddziaływaniem tej eksploatacji, jak i czynnikami niezależnymi od górnictwa. Czynniki te mogą być:

- pochodzenia geologicznego (podmywanie przewodów przez wody podziemne, osiadanie gruntu, ruchy tektoniczne itp.),
- pochodzenia konstrukcyjno-wykonawczego (wady materiałowe, konstrukcyjne, wykonania złączy, podsypek i zasypek wykopów, prowadzenie robót ziemnych w pobliżu istniejących przewodów itp.),
- powodowane eksploatacją sieci (nadmierne obciążenie dynamiczne naziomu, uderzenia hydrauliczne, nadmierne ciśnienie i duże jego wahania w sieci, nieodpowiednia konserwacja armatury i urządzeń, wieloletnia eksploatacja itp.),
- natury chemicznej (korozyjność wody podziemnej, wody lub ścieków płynących przewodami, prądy błędzące itp.).

Komplikuje to w znacznym stopniu ocenę udziału górnictwa w uszkodzalności sieci, zwłaszcza wodociągowych, a tym samym w kosztach naprawy lub wymiany przewodów o dużej uszkodzalności.

Uszkodzenia sieci wodociągowych i kanalizacyjnych powstałe na skutek oddziaływania deformacji powierzchni i wstrząsów parasejsmicznych, towarzyszących wybieraniu złóż, to głównie:

- rozszczelnienia wszelkiego rodzaju połączeń rur,
- miażdżenie złączy kielichowych i innych,

- pęknięcia poprzeczne i podłużne rur i kształtek,
- uszkodzenia armatury sieciowej (zasuwy, hydranty itp.),
- uszkodzenia obiektów sieciowych (zbiorniki, szyby kontrolne, studzienki rewizyjne, pompownie sieciowe itp.).

### 5.3.2. Płościowa charakterystyka niezawodności sieci wodociągowych i kanalizacyjnych

Podstawą oceny niezawodności działania sieci wodociągowych i kanalizacyjnych są systematyczne i kompleksowe badania prowadzone w czasie eksploatacji systemów, obejmujące przyczyny uszkodzeń, ich rodzaj i skutki, w tym ekonomiczne, dla przedsiębiorstw wodociągowo-kanalizacyjnych, odbiorców wody i środowiska naturalnego. Badania niezawodności wraz z bieżącym monitoringiem i analizą stanu technicznego i sprawności hydraulicznej systemów stanowią podstawowe źródło informacji niezbędnych w podejmowaniu optymalnych decyzji w zakresie eksploatacji oraz do opracowania i wyboru właściwej strategii odnowy istniejących systemów. Na terenach podziemnej eksploatacji górniczej mogą być także wykorzystane do oceny udziału szkód górniczych w zawodnym działaniu systemów.

Do podstawowych wskaźników opisujących niezawodność systemów należą: intensywność uszkodzeń  $\lambda$ , średni czas pracy  $T_p$  między uszkodzeniami, średni czas odnowy  $T_o$  i wskaźnik gotowości  $K_g$ .

**Intensywność uszkodzeń**, na podstawie danych z eksploatacji, oblicza się ze wzorów:

- dla elementów liniowych (rurociągi):

$$\lambda = \frac{n(\Delta t)}{(l_{\text{sr}} \Delta t)}, \text{ uszk}/(\text{km} \cdot \text{a}), \quad (10)$$

- dla elementów nieliniowych (zasuwy, hydranty, studzienki, wpusty itp.):

$$\lambda_m = \frac{m(\Delta t)}{(N_{\text{sr}} \Delta t)}, \text{ uszk}/\text{a}, \quad (11)$$

gdzie:

$n(\Delta t)$ ,  $m(\Delta t)$  – liczba uszkodzeń elementów liniowych i liczba uszkodzeń elementów nieliniowych w przedziale czasu obserwacji  $\Delta t$ , szt,

$l_{\text{sr}}$  – średnia długość badanych rurociągów w czasie  $\Delta t$ , km,

$N_{\text{sr}}$  – średnia liczba badanych elementów nieliniowych w czasie  $\Delta t$ , szt,

$\Delta t$  – czas obserwacji, a.

**Średni czas pracy** (sprawność) między kolejnymi uszkodzeniami wynosi:

$$T_p = \frac{\Delta t}{n(\Delta t)} \text{ oraz } T_p = \frac{\Delta t}{m(\Delta t)}, \text{ a.} \quad (12)$$

**Średni czas odnowy** jest sumą średniego czasu organizacji naprawy  $T_{on}$  i średniego czasu trwania właściwej naprawy uszkodzeń  $T_n$ :

$$T_o = T_{on} + T_n, \text{ a.} \quad (13)$$

**Wskaźnik gotowości** wyraża prawdopodobieństwo, że element będzie w stanie zdatności w dowolnej chwili. Stacjonarną wartość wskaźnika gotowości można obliczyć ze wzoru:

$$K_g = \frac{T_p}{T_p + T_o}. \quad (14)$$

Prowadzona przez użytkowników systemów rejestracja (dokumentacja) uszkodzeń jest na ogół niejednolita i niepełna. Dotyczy to zwłaszcza sieci kanalizacyjnych, a w mniejszym stopniu sieci wodociągowych, dla których sytuacje awaryjne są rejestrowane. W większości przypadków brak jest jednak informacji o czasie trwania awarii czy ich skutkach, co uniemożliwia dokonanie pełnej oceny niezawodności systemów, w praktyce sprowadzającej się do określenia wskaźnika intensywności uszkodzeń (wzory (10), (11)).

Coraz powszechniej ocena stanu technicznego przewodów sieci wodociągowych, a zwłaszcza kanalizacyjnych, dokonywana jest na podstawie wyników prowadzonej inspekcji telewizyjnej, także z możliwością pomiaru spadku dna kanałów. Jeśli badania przeprowadzone były jednokrotnie, to wartość wskaźnika uszkodzeń miejscowych (punktowych) rurociągów można obliczyć tylko w odniesieniu do długości  $l$  (np. 100 m) badanej sieci, czy odcinka przewodu ze wzoru:

$$n_r = \frac{n}{10 \cdot l}, \text{ uszk/100 m,} \quad (15)$$

gdzie  $n$  – liczba uszkodzeń rurociągów stwierdzonych na długości  $l$  wyrażonej w kilometrach.

W przypadku uszkodzeń elementów nieliniowych (studzienki, wpusty itp.) liczba uszkodzeń ( $m$ ) tych elementów odnoszona jest do całkowitej liczby ( $N$ ) elementów na badanej sieci lub odcinku przewodu:

$$n_m = \frac{100 \cdot m}{N}, \%, \quad (16)$$

Dopiero inspekcja telewizyjna przeprowadzona wielokrotnie (np.  $\Delta t = 3 \div 5$  lat w miastach nienarażonych na szkody górnicze, a znacznie częściej, np.  $\Delta t = 1$  rok, na terenach szkód górniczych) umożliwi poprawną ocenę wartości i tendencji przyrostu liczby uszkodzeń miejscowych rurociągów, czy armatury i obiektów w czasie (wzory (10) i (11)).

W przypadku stwierdzenia na podstawie danych z jednokrotnego pomiaru nieprawidłowych spadków dna kanałów na długości  $l_{ks}$ , wskaźnik  $n_l$  tego rodzaju

uszkodzeń (wyrażony w procentach całkowitej długości  $l_k$  kanałów) można obliczyć ze wzoru:

$$n_l = \frac{100 \cdot l_{ks}}{l_k}, \% \quad (17)$$

Znając przedział czasu  $\Delta t$ , w którym nastąpiła niekorzystna zmiana spadku kanału, intensywność uszkodzeń można obliczyć ze wzoru:

$$\lambda_l = \frac{l_{ks}(\Delta t)}{(l_k \cdot \Delta t)}, \text{ m}/(\text{m} \cdot \text{a}). \quad (18)$$

### 5.3.3. Metody określania udziału szkód górniczych w uszkodzalności sieci wodociągowych

Preferowaną w górnictwie metodą jest każdorazowe protokolarnie stwierdzenie, przy udziale przedstawicieli górnictwa, że określone uszkodzenie stanowi bezpośrednie następstwo robót górniczych. Ten sposób, bardzo wygodny dla górnictwa, nie jest zadowalający, gdyż w niektórych wypadkach uszkodzenie ujawnia się po dłuższym czasie od chwili zaistnienia jego przyczyny (np. wstrząsu). Trudno jest wówczas udowodnić związek przyczynowo-skutkowy eksploatacji górniczej z uszkodzeniem przewodu.

Zaproponowana przez H. Hotłó i E. Mielcarzewicza w pracy [18] *metoda porównawcza*, odnosząca się do sieci wodociągowych, polega na porównaniu wartości średnich intensywności uszkodzeń  $\bar{\lambda}$  sieci, obliczonych na podstawie wieloletnich obserwacji w mieście narażonym na oddziaływanie eksploatacji górniczej, ze średnimi granicznymi intensywnościami uszkodzeń  $\bar{\lambda}_{gr}$ , obliczanymi na podstawie wieloletnich obserwacji w miastach nienarażonych na szkody górnicze [16–18, 21, 41, 42]. Do określenia wartości  $\bar{\lambda}_{gr}$  można też wykorzystać dane z literatury [7–9, 11, 30, 33, 34, 62, 64].

Średnia graniczna intensywność uszkodzeń  $\bar{\lambda}_{gr}$  jest to największa wartość spośród średnich intensywności uszkodzeń, obliczonych na podstawie wieloletnich obserwacji prowadzonych w kilkunastu miastach nienarażonych na szkody górnicze. Wartość  $\bar{\lambda}_{gr}$  może być również określona jako równa średniej ważonej intensywności uszkodzeń, uwzględniającej długość sieci w każdym z miast, a także długość wyodrębnionych odcinków rurociągów o określonej średnicy, określonym rodzaju materiału, z którego wykonane są rury oraz czasie ich eksploatacji, a także o przeważającej w nich wysokości ciśnień [7–9, 11].

W metodzie porównawczej przyjęto, że wskaźnik intensywności uszkodzeń „górniczych”  $\lambda_G$  wynosi:

$$\lambda_G = \bar{\lambda} - \bar{\lambda}_{gr}. \quad (19)$$

Znając wartość  $\lambda_G$ , można obliczyć procentowy wskaźnik uszkodzeń górniczych  $G$  ze wzoru:

$$G = \frac{\lambda_G}{\lambda} \cdot 100. \quad (20)$$

Wskaźnik  $G$  określa procentowy udział uszkodzeń górniczych w ogólnej liczbie uszkodzeń. Wartość liczbowa wskaźnika  $G$  może być obliczona w odniesieniu do pojedynczego rurociągu z określonego materiału, o określonej średnicy i długości  $l$ , a także o określonym czasie eksploatacji lub w odniesieniu do wydzielonej części sieci wodociągowej o określonych cechach i łącznej długości rurociągów  $l_c$ . W pierwszym przypadku wskaźnik  $G$  może być wykorzystany do określania udziału górnictwa w kosztach wymiany rurociągu o długości  $l$ , przez określenie długości  $l_G$  ze wzoru:

$$l_G = \frac{lG}{100}. \quad (21)$$

W drugim przypadku może służyć do określenia udziału górnictwa w kosztach wymiany wydzielonej części sieci wodociągowej o łącznej długości  $l_c = \Sigma l_i$  przez określenie sumarycznej długości  $\Sigma l_{Gi}$  ze wzoru:

$$\Sigma l_{Gi} = \frac{\Sigma(l_i G_i)}{100}. \quad (22)$$

Jeśli znane są wartości  $l_{Gi}$  rurociągów składających się na wydzieloną część sieci, to średnią wartość wskaźnika uszkodzeń górniczych  $\bar{G}$ , odniesioną do tej części sieci, można obliczyć ze wzoru:

$$\bar{G} = \frac{100 \Sigma l_{Gi}}{L_c}. \quad (23)$$

#### 5.3.4. Metoda określania udziału szkód górniczych w uszkodzalności sieci kanalizacyjnych

Wykazanie wpływu robót górniczych na uszkodzenia sieci przewodów i obiektów kanalizacyjnych, a także na niesprawność sieci kanalizacyjnej jest znacznie trudniejsze niż w wypadku sieci wodociągowej [16, 17, 27, 28, 41, 42]. Dotyczy to zwłaszcza kanalizacji grawitacyjnej o przepływie ścieków ze swobodnym zwierciadłem. Podstawową przyczynę stanowi na ogół znaczne przesunięcie w czasie momentu zauważenia uszkodzenia i jego skutku w stosunku do czasu wystąpienia powodujących go



zjawisk, będących następstwem górniczej eksploatacji złoża. Dotyczy to zarówno deformacji powierzchni, wywołanych rozwojem niecek czy zapadlisk, jak i wstrząsów parasejsmicznych powodowanych zapadaniem się stropów wyrobisk czy wybuchem gazów.

Wszelkie uszkodzenia miejscowe charakteryzujące się nieszczelnościami sieci lub obiektów sieciowych są przyczyną, w zależności od okoliczności, eksfiltracji ścieków do gruntu lub infiltracji wody gruntowej do wnętrza kanałów [16, 17, 27]. Jeśli zwierciadło wód podziemnych zalega poniżej posadowienia kanalizacji, a grunt jest przepuszczalny, to ścieki eksfiltrują z kanalizacji do gruntu, zanieczyszczając wody podziemne, a niekiedy przesączają się do wyrobisk górniczych, co przez długi czas może być niezauważane. W wypadku, gdy dno kanału leży poniżej zwierciadła wód podziemnych, przez nieszczelności następuje infiltracja wody gruntowej do wnętrza kanału i powiązana z nią migracja drobnych cząstek gruntu. Powoduje to początkowo przeciążenie hydrauliczne oczyszczalni ścieków, a następnie powstawanie zatorów we wnętrzu kanałów z odłożonego w nim gruntu [16, 17, 27]. Zatory mogą nie tylko utrudniać, ale wręcz uniemożliwiać odpływ ścieków, prowadząc do ich piętrzenia i zalewania piwnic, a nawet ulic. Zjawisko to jest szczególnie niebezpieczne, gdy kanały ułożone są w gruntach drobnoziarnistych, a zwłaszcza kurzawkowych.

Innego rodzaju uszkodzeniem sieci kanalizacyjnej jest występująca jedynie na terenach szkód górniczych zmienna sprawność hydrauliczna kanałów powodowana zmianą spadku ich dna [16, 17, 27, 28, 41, 42, 64]. Spadek dna kanału ma decydujący wpływ na prędkość przepływu ścieków, a tym samym na proces samooczyszczania się kanału i jego trwałość. Zmianę spadku odcinka kanału powoduje deformacja powierzchni terenu towarzysząca procesowi powstawania i przemieszczania się w czasie i przestrzeni brzegu zboczy niecki (por. rozdz. 3). Spadek ten może maleć od wartości początkowej, określonej przez projektanta kanalizacji, aż do zera. Powoduje to oczywiście zwiększanie napełnienia kanału i jednocześnie zmniejszenie prędkości przepływu, a także sedymentację zawieszin unoszonych przez ścieki. Podnosi to wydatnie koszty eksploatacji kanału, który w tej sytuacji wymaga częstego czyszczenia mechanicznego lub płukania hydraulicznego. Zdarza się jednak, że spadek kanału zmienia się na odwrotny w stosunku do zaprojektowanego i w stosunku do kierunku przepływu ścieków. Wówczas dochodzi do piętrzenia ścieków w kanale, a także do zalewania piwnic przyłączonych budynków, a nawet ulic. Usunięcie tej szkody wymaga, po zakończeniu ruchów powierzchni ziemi, przebudowy kanału, a niekiedy nawet budowy pompowni strefowej ścieków. Bywa również tak, że spadek kanału nie maleje, ale wzrasta w stosunku do początkowego, i jeśli przekroczy maksymalny spadek dopuszczalny, prędkość w kanale może nadmiernie wzrosnąć, przyczyniając się do erozji dna przez unoszone wraz ze ściekami zanieczyszczenia, m.in. mineralne. Kanał taki po pewnym czasie może się zapaść. Zmiany spadku dna kanału następują bardzo po-

woli, ponieważ są ściśle powiązane z tempem przebiegu deformacji powierzchni, zależnym od tempa wybierania złoża.

Reasumując, roboty górnicze wpływają na powstawanie w sieci kanalizacyjnej dwóch rodzajów szkód:

- miejscowych uszkodzeń elementów sieci i obiektów sieciowych, których wykrycie wymaga systematycznego przeglądu kanałów, najlepiej za pomocą kamer telewizyjnych,
- zmiany spadków dna odcinków przewodów kanalizacyjnych, polegające na ich zmniejszeniu, a nawet odwracaniu, albo na ich zwiększeniu; wykrycie tego, zazwyczaj powolnego, procesu wymaga okresowej niwelacji dna kanałów w studzienkach rewizyjnych lub inspekcji telewizyjnej z zastosowania kamer wyposażonych w funkcję pomiaru spadku dna kanału; zmianie spadków odcinków kanałów towarzyszą zawsze miejscowe uszkodzenia ich elementów.

Obydwa rodzaje szkód w kanalizacji wymagają odmiennego opisu ilościowego.

Uszkodzenia miejscowe kanalizacji występują również w miastach, gdzie nie są prowadzone roboty górnicze z powodów identycznych jak w przypadku sieci wodociągowej, do określenia ilościowego udziału górnictwa w powstawaniu tych uszkodzeń można więc adaptować *metodę porównawczą* H. Hotłós i E. Mielcarzewicza opracowaną dla sieci wodociągowych (por. rozdz. 5.3.3). W tym wypadku wskaźnik intensywności uszkodzeń „górnicznych” sieci kanalizacyjnej  $\lambda_{Gk}$  wynosi:

$$\lambda_{Gk} = \bar{\lambda}_k - \bar{\lambda}_{grk} \quad (24)$$

gdzie:

- $\bar{\lambda}_k$  – średnia intensywność uszkodzeń sieci kanalizacyjnej, obliczona na podstawie wieloletnich obserwacji sieci narażonej na oddziaływanie eksploatacji górniczej,
- $\bar{\lambda}_{grk}$  – średnia graniczna intensywność uszkodzeń kanalizacji obliczona na podstawie wieloletnich obserwacji sieci nienarażonych na szkody górnicze.

Wskaźnik  $\lambda_{Gk}$  może być wykorzystany do obliczenia procentowego wskaźnika  $G_k$ , udziału uszkodzeń powstałych wyłącznie w wyniku eksploatacji górniczej ze wzoru:

$$G_k = \frac{\lambda_{Gk}}{\bar{\lambda}_k} 100. \quad (25)$$

Wartość liczbowa wskaźnika  $G_k$  może być obliczona, podobnie jak w wypadku sieci wodociągowej, w odniesieniu do konkretnego przewodu o określonym przekroju poprzecznym, wykonanego z określonego materiału, o długości  $l_k$  i czasie eksploatacji  $t$ . Może też odnosić się do wydzielonego wycinka sieci kanalizacyjnej o określonych cechach i łącznej długości przewodów  $l_{kc} = \sum l_{ki}$ .

W pierwszym wypadku wskaźnik  $G_k$  może służyć do obliczenia udziału górnictwa w kosztach wymiany przewodu kanalizacyjnego o długości  $l_k$  poprzez określenie długości  $l_{Gk}$  ze wzoru:

$$l_{Gk} = \frac{l_k G_k}{100}. \quad (26)$$

W drugim wypadku wartość  $G_k$  można wykorzystać do obliczenia udziału górnictwa w kosztach wymiany wydzielonego wycinka sieci kanalizacyjnej o łącznej długości przewodów  $l_{kc} = \Sigma l_{ki}$ , określając sumaryczną długość sieci wymienianej na koszt górnictwa  $\Sigma l_{Gki}$  ze wzoru:

$$\Sigma l_{Gk} = \frac{\Sigma(l_{ki} G_{ki})}{100}. \quad (27)$$

Jeśli znana jest długość  $l_{Gki}$  przewodów kanalizacyjnych stanowiących wydzieloną część sieci, to średnią wartość wskaźnika uszkodzeń górniczych  $\bar{G}_k$  odniesioną do tej części sieci można obliczyć ze wzoru:

$$\bar{G}_k = \frac{100 \Sigma l_{Gki}}{l_{kc}}. \quad (28)$$

Jeżeli szkody powstałe w sieci kanalizacyjnej na skutek eksploatacji górniczej polegają na zmianie spadków dna odcinków o łącznej długości  $\Sigma l_{Gksi}$  w czasie  $\Delta t$ , wartość wskaźnika intensywności tego rodzaju uszkodzeń  $\lambda_{Gks}$  oblicza się ze wzoru:

$$\lambda_{Gks} = \frac{\Sigma l_{Gksi} (\Delta t)}{\Sigma l_{ki} \Delta t}, \quad (29)$$

gdzie  $\Sigma l_{ki}$  – całkowita długość sieci kanalizacyjnej bądź jej badanego wycinka.

W miastach, gdzie nie występują szkody górnicze, przewody kanalizacyjne tylko w wyjątkowych sytuacjach mogą zmieniać spadek dna. Z tego względu przyjmuje się, że w miastach, w których obrębie prowadzona jest podziemna eksploatacja górnicza zmiany spadków dna kanałów następują wyłącznie pod wpływem tej eksploatacji.

Ponieważ statystyka uszkodzeń sieci kanalizacyjnych w miastach nie jest na ogół systematycznie prowadzona, określenie wskaźników  $\bar{\lambda}_{grk}$  i  $\bar{\lambda}_k$  może narażać na duże trudności. W większości sytuacji jedyną racjonalną metodą oceny udziału szkód górniczych w uszkodzalności systemu kanalizacyjnego jest systematyczna kontrola stanu technicznego i działania sieci oraz obiektów przeprowadzana z wykorzystaniem nowoczesnych metod i urządzeń. Rezultaty takich kontroli powinny być bezzwłocznie przedstawione władzom górniczym wraz z miarodajną opinią ekspercką co do przyczyn powstania stwierdzonych uszkodzeń i deformacji czy też wadliwego działania poszczególnych przewodów lub obiektów kanalizacyjnych.

### 5.3.5. Przykłady oceny wpływu eksploatacji górniczej na uszkodzalność sieci wodociągowych i kanalizacyjnych

#### 5.3.5.1. Teren Legnicko-Głogowskiego Okręgu Miedziowego

W Polkowicach podziemną eksploatację górniczą złóż rudy miedzi w obrębie filara ochronnego miasta rozpoczęto w końcu lat 70. XX wieku. Eksploatacja prowadzona jest systemem filarowo-komorowym, do 1983 r. techniką na zawał stropu, a od 1991 r. z pełnym podsadzeniem wybranej przestrzeni podsadzką hydrauliczną [67]. Już na początku lat 80. cały obszar miasta został objęty wpływem górniczym odpowiadającym w większości deformacjom charakterystycznym dla I kategorii przydatności terenu do zabudowy, a w części centralnej dla II kategorii. Konieczność wzmocnienia konstrukcji budowli naziemnych spowodowała wstrzymanie w latach 1983–1990 eksploatacji rudy miedzi w filarze ochronnym. W połowie lat 90. maksymalne obniżenie terenu  $W_{\max}$  w centralnej części miasta wynosiło 1,65 m, a w 2005 r. około 2,50 m (średni roczny przyrost obniżenia niecki wyniósł 12 cm). Deformacje odpowiadające II kategorii górniczej obejmowały wówczas około 40% powierzchni miasta. Obszar Polkowic narażony jest ponadto na występowanie wstrząsów parasejsmicznych o energii  $10^6 \div 10^7$  J lub większej [41, 67].

**Przewody sieci wodociągowej** w Polkowicach, wykonane głównie z żeliwa szarego i stali, a ułożone przed rozpoczęciem eksploatacji złóż w filarze, nie były zabezpieczone przed górniczymi deformacjami terenu. Spowodowało to ich zwiększoną uszkodzalność [11, 16], szczególnie w centralnej części miasta na obszarze osiedla „S”, gdzie średnia intensywność uszkodzeń rurociągów żeliwnych wynosiła  $\lambda = 1,19$  uszk/(km·a) w okresie od 1986 do sierpnia 1994, w tym:

- $\lambda = 0,86$  uszk/(km·a) w czasie przerwy w eksploatacji złóż, w latach 1986–1990,
- $\lambda = 1,63$  uszk/(km·a) po wznowieniu eksploatacji, w okresie od 1991 do sierpnia 1994 r.

Prawie 70% awarii spowodowanych było pęknięciem rur i kielichów. Najmniejszą wartość wskaźnika  $\lambda = 0,24$  uszk/(km·a) stwierdzono w 1990 r., tj. w ostatnim roku przerwy w eksploatacji złóż w filarze ochronnym, a największą  $\lambda = 2,87$  uszk/(km·a) w 1993 r., tj. w trzecim roku po jej wznowieniu. Świadczy to o narastającej w czasie intensywności wpływów górniczych na wzrost awaryjności sieci wodociągowej. Potwierdzeniem był także prawie dwukrotny wzrost średniej intensywności uszkodzeń rurociągów żeliwnych w okresie po wznowieniu eksploatacji w porównaniu ze średnią wartością w czasie trwania przerwy w eksploatacji złóż rudy miedzi. Awaryjność rurociągów na terenach eksploatacji górniczej w dużym stopniu zależy od ich lokalizacji. Ułożone w poszczególnych ulicach narażone są na zmianę w czasie zarówno wielkości obniżenia, jak i kierunku przebiegu izolinii obniżenia

terenu względem trasy przewodów. Intensywność uszkodzeń rurociągów w niektórych ulicach była 2÷4-krotnie większa od wartości średniej dla sieci rurociągów żeliwnych na terenie osiedla „S”, a największą wartością  $\lambda = 2,52$  uszk/(km·a) charakteryzował się rurociąg o średnicy DN 250 mm ułożony w ulicy, która najwcześniej znalazła się w zasięgu deformacji odpowiadających II kategorii górniczej. Jednoznaczne określenie wpływu wstrząsów górniczych na uszkodzalność rurociągów było trudne ze względu na możliwe przesunięcie czasowe przyczyny i skutków uszkodzeń.

Bardzo duża awaryjność cechowała również osiedlowe przyłącza stalowe, zwłaszcza w okresie po wznowieniu wydobywania złóż rudy miedzi w filarze (w okresie od stycznia 1991 do sierpnia 1994). Średnia intensywność uszkodzeń wynosiła  $\lambda = 5,06$  uszk/(km·a) i była prawie trzykrotnie większa od średniej wartości  $\lambda = 1,85$  uszk/(km·a) w czasie trwania przerwy w eksploatacji. Większość uszkodzeń (90÷100% ogólnej liczby) stanowiły pęknięcia i perforacje wskutek korozji materiału rur [11, 16].

Duża awaryjność analizowanej sieci przewodów rozdzielczych i przyłączy domowych spowodowana była w znacznej mierze brakiem zabezpieczeń przed niekorzystnymi wpływami eksploatacji górniczej. Z dokonanej oceny udziału szkód górniczych w uszkodzalności sieci wodociągowej osiedla „S”, według autorskiej *metody porównawczej* (por. rozdz. 5.3.3) wynika, że w okresie od 1991 do sierpnia 1994 r. średnie wskaźniki uszkodzeń górniczych wynosiły [16, 17]:

- $G \approx 27\%$  – rurociągi z żeliwa szarego,
- $G \approx 58\%$  – przyłącza ze stali,
- $G \approx 33\%$  – sieć ogółem.

W dużym zakresie zmieniały się średnie wartości wskaźników  $\lambda$ ,  $\lambda_G$  oraz  $G$ , obliczone z uwzględnieniem średnic rurociągów oraz ich trasy (ulic):

- rurociągi żeliwne:  $\lambda = 0,0\div 6,9$  uszk/(km·a),  $\lambda_G = 0,0\div 6,1$  uszk/(km·a),  $G = 0\div 87\%$ ,
- przyłącza:  $\lambda = 0,0\div 10,7$  uszk/(km·a),  $\lambda_G = 0,0\div 10,0$  uszk/(km·a),  $G = 0\div 93\%$ .

W celu zwiększenia niezawodności działania sieci przewodów na terenie osiedla „S”, rurociągi z żeliwa i stali wymieniono w 1994 r. na rurociągi z tworzyw sztucznych (PE 10 i PVC), zastosowano także dodatkowe, profilaktyczne zabezpieczenia (obudowy studzienne zasuw począwszy od DN 150 mm, żelbetowe kręgi i zbrojone fundamenty do obudów studziennych zasuw, bloki oporowe w niektórych węzłach sieci) zgodnie z wymogami obowiązującymi na terenach II kategorii górniczej (por. tab. 1). Działania te spowodowały wielokrotne zmniejszenie intensywności uszkodzeń rurociągów rozdzielczych i przyłączy, tj. do poziomu odpowiadającego intensywności uszkodzeń rurociągów z tworzyw sztucznych na terenach nieobjętych działalnością górniczą [16, 17]. W okresie od września 1994 r. do grudnia 1999 r. średnia intensywność uszkodzeń rurociągów wynosiła:

- $\lambda = 0,20$  uszk/(km·a) – rurociągi z PE HD i PVC,
- $\lambda = 0,18$  uszk/(km·a) – przyłącza z PVC,
- $\lambda = 0,19$  uszk/(km·a) – sieć ogółem.

Można zatem stwierdzić, że ponad 5-letnia eksploatacja przewodów wodociągowych wykonanych z PVC i PE-HD potwierdziła przydatność ich stosowania na terenach objętych deformacjami odpowiadającymi II kategorii górniczej.

Wymiana przewodów sieci wodociągowej na terenie osiedla „S” spowodowała nie tylko wzrost niezawodności jej działania, ale jednocześnie znaczące zmniejszenie kosztów naprawy uszkodzeń w przeliczeniu średnio na jeden kilometr w roku z kwoty 8486 zł/(km·a) w okresie od 1991 do sierpnia 1994 r. do kwoty 768 zł/(km·a) w okresie od września 1994 do 1999 r. [11].

*Metodę porównawczą* zastosowano do oceny udziału górnictwa w uszkodzalności sieci wodociągowej także w innych rejonach Polkowic. Podyktowane to było koniecznością oszacowania udziału górnictwa w kosztach przebudowy (wymiany głównie rurociągów żeliwnych i częściowo stalowych na przewody z PE-HD) sieci o długości około 10 km. Na podstawie wyników badań średniej intensywności uszkodzeń rurociągów w latach 1991–1995 (z podziałem na materiał, średnicę i lokalizację (ulicę) rurociągów) ustalono, iż średni wskaźnik uszkodzeń górniczych wynosił prawie  $G \approx 25\%$  [42]. Wartość ta mogła być punktem wyjścia w rozmowach przedstawicieli przedsiębiorstwa wodociągowego i górnictwa odnośnie do wielkości partycypacji kopalni w kosztach wymiany tej sieci przewodów.

**W Polkowicach istnieje kanalizacja rozdzielcza** wybudowana przed rozpoczęciem eksploatacji rudy w filarze ochronnym i rozbudowywana w miarę rozwoju miasta. Kanalizacja ściekowa wykonana jest z kielichowych rur kamionkowych i po części z rur betonowych, natomiast deszczowa z rur betonowych i żelbetowych. Wykonana w 1981 r. inwentaryzacja ujawniła występowanie w obydwu sieciach kanalizacyjnych odcinków o niewłaściwych (za małych lub za dużych), a nawet odwrotnych spadkach dna. Przeprowadzone w 1992 r. badania stanu technicznego kanalizacji ściekowej, a w 1994 r. deszczowej (o łącznej długości  $l = 47,4$  km), ujawniły znaczny wzrost liczby i długości odcinków o niewłaściwym spadku dna. Było to następstwem eksploatacji złóż miedzi w filarze ochronnym i rozwoju niecek górniczych. Proces ten najlepiej ilustruje zestawienie wyników pomiarów z 1981 oraz 1992 i 1994 r. [41, 42]. Długość  $l_{ks}$  kanałów, które przybrały niewłaściwe spadki dna, wyrażono w procentach całkowitej długości  $l_k$  danej sieci kanalizacyjnej (17):

- niewłaściwy spadek
  - kanalizacji ściekowej: w 1981 r. – 15,3%, w 1992 r. – 29,3%,
  - kanalizacji deszczowej: w 1981 r. – 6,6%, w 1994 r. – 13,7%,
- w tym spadek odwrotny
  - kanalizacji ściekowej: w 1981 r. – 1,5%, w 1992 r. – 4,1%,
  - kanalizacji deszczowej: w 1981 r. – 1,1%, w 1994 r. – 3,6%.

Wskaźnik intensywności niekorzystnych zmian spadków (18) kanałów ściekowych w latach 1981–1992 wynosił  $\lambda_l = 0,0127$  m/(m·a), a kanałów deszczowych w latach 1981–1994  $\lambda_l = 0,0055$  m/(m·a). Oznacza to, że średni roczny przyrost długości kanałów o niekorzystnym spadku wynosił odpowiednio 1,27% (długości  $l = 20,3$  km)

i 0,55% (długości  $l = 27,1$  km). Struktura zmian spadków na długości  $l_k$  kształtowała się następująco:

- kanalizacja ściekowa: 66%  $\rightarrow 0 < I < I_{\min}$ , 19%  $\rightarrow I < 0$ , 15%  $\rightarrow I > I_{\max}$ ,
- kanalizacja deszczowa: 65%  $\rightarrow 0 < I < I_{\min}$ , 35%  $\rightarrow I < 0$ .

Odcinki kanałów, które mają niewłaściwe spadki, a zwłaszcza odwrotne, wymagają przebudowy. Długość kanału, któremu trzeba nadać właściwy spadek, jest niekiedy znacznie większa niż odcinka o odwrotnym spadku.

W miastach, w których nie ma szkód górniczych przewody kanalizacyjne bardzo wyjątkowo mogą zmieniać spadek dna (por. rozdz. 5.3.4). W związku z tym można założyć, że w Polkowicach zmiany te nastąpiły wyłącznie wskutek eksploatacji górniczej. Oznacza to, że intensywność uszkodzeń górniczych  $\lambda_{G_{ks}}$  (29) w Polkowicach była równa obliczonym wartościom  $\lambda_l$ , zaś wskaźnik uszkodzeń górniczych (28) wynosił  $G_{ks} = 14,0\%$  dla kanalizacji ściekowej oraz  $G_{ks} = 7,1\%$  dla kanalizacji deszczowej.

Na osiedlu „S” w Polkowicach [16, 17] intensywność niekorzystnych zmian spadków kanałów ściekowych w latach 1981–1992 wynosiła  $\lambda_l = \lambda_{G_{ks}} = 0,0081$  m/(m·a), w tym  $\lambda_l = 0,0047$  m/(m·a) dla kanałów o spadku dna  $0 < I < I_{\min}$  oraz  $\lambda_l = 0,0034$  m/(m·a) dla kanałów o spadku  $I < 0$ . Wskaźnik uszkodzeń górniczych wynosił  $G_{ks} = 9,0\%$ .

Na osiedlu „R” w Polkowicach [27] intensywność niekorzystnych zmian spadków kanałów ściekowych w latach 1981–1992 wynosiła  $\lambda_l = \lambda_{G_{ks}} = 0,0094$  m/(m·a), a kanałów deszczowych w latach 1981–1995  $\lambda_l = \lambda_{G_{ks}} = 0,0050$  m/(m·a). Wskaźnik uszkodzeń górniczych wynosił odpowiednio  $G_{ks} = 10,3\%$  i  $G_{ks} = 7,0\%$ .

Przeprowadzone w Polkowicach badania [41, 42] wykazały również liczne uszkodzenia studzienek i przewodów kanalizacyjnych wskazujące na szkody górnicze. W przypadku kanalizacji ściekowej uszkodzonych było około 6,3% studzienek, w przypadku kanalizacji deszczowej 3,5%, a intensywność ich uszkodzeń (11) wynosiła odpowiednio  $\lambda_m = 0,0057$  uszk/(jedn. a) i  $\lambda_m = 0,0027$  uszk/(jedn. a). Wartości te odnoszą się do okresu po 1981 r., gdyż w 1981 r. nie zarejestrowano ani uszkodzeń studzienek, ani przewodów kanalizacyjnych. Uszkodzone studzienki rewizyjne i połączeniowe miały popękane dna (kinety i spoczniki), rozszczelnione betonowe kręgi szybów włączonych, przesunięcia (głównie poziome) płyt stropowych i włączów kontrolnych. Uszkodzone studzienki znajdowały się zazwyczaj w sąsiedztwie uszkodzonych kanałów. Uszkodzenia przewodów kanalizacyjnych polegały na pęknięciach rur z przemieszczeniem pionowym lub poziomym, a także rozszczelnieniach połączeń rur kanalizacyjnych i wystąpiły na 32 odcinkach kanałów ściekowych o długości 4% całkowitej długości sieci (1992 r.) i na 50 odcinkach kanałów deszczowych o długości 8,5% całkowitej długości sieci deszczowej (1994 r.). Oceną stanu technicznego objęto jedynie 78% długości kanałów ściekowych i 81% długości kanałów deszczowych, pomijając kanały niedostępne, tj. zalane całkowicie ściekami, a także nowo budowane.

Dokonanie oceny wpływu eksploatacji górniczej w Polkowicach na uszkodzenia miejscowe analizowanych sieci kanałów grawitacyjnych *metodą porównawczą* (por.

rozd. 5.3.4) jest jednak niemożliwe ze względu na brak odpowiedniej bazy danych z eksploatacji sieci na terenach nieobjętych wpływami górnictwami [33].

### 5.3.5.2. Teren Górnośląskiego Okręgu Przemysłowego

Eksploatacja węgla kamiennego i innych kopalin na Górnym Śląsku trwająca nieprzerwanie od ponad 200 lat spowodowała nieodwracalne zmiany w środowisku naturalnym regionu, w tym rozległe deformacje terenu wskutek jego osiadania. Wielkość obniżen powstałych niecek górnictw jest zróżnicowana i wynosi przeważnie od kilku do kilkunastu metrów, a czasem przekracza 20 m, a lokalnie nawet 30 m. Średni przyrost obniżenia terenu niecki węglowej wynosi na ogół kilkanaście centymetrów, a niekiedy nawet 1 m rocznie. Obszary eksploatacji podziemnej na Górnym Śląsku stanowią w większości tereny o IV i V kategorii górnictw. Dynamiczny rozwój eksploatacji górnictw i innych gałęzi przemysłu, szczególnie ciężkiego, spowodował, że w latach 50. XX w. rozpoczęto eksploatację węgla pozostawionego w filarach ochronnych pod miastami Będzin i Bytom, a w 1970 r. także pod Katowicami [64]. Sieci infrastruktury podziemnej nie były zabezpieczone przed dodatkowymi zaburzeniami i wpływami eksploatacji w filarach, co spowodowało znaczący wzrost ich awaryjności.

**Przewody wodociągowe** na Górnym Śląsku wykonane są w większości z rur stalowych (około 80% długości) spawanych oraz łączonych za pomocą specjalnych nasuwek, z żeliwa szarego, żeliwa sferoidalnego, żelbetu i tworzyw sztucznych (PE-HD, PVC) [64]. Rury z żeliwa szarego produkowane przed II wojną światową, o wydłużonych kielichach uszczelnianych dodatkowo ołowiem, przenosiły naprężenia górotworu odpowiadające nawet II kategorii odkształceń. W okresie powojennym kielichy skrócono i zaprzestano stosowania ołowiu, co zmniejszyło znacznie odporność rurociągów na deformacje terenu. Z kolei zastosowanie w latach 90. XX w. do łączenia rur stalowych specjalnych nasuwek (co 32÷56 m w zależności od kategorii górnictw) do przejmowania sił osiowych, powstających w wyniku przemieszczeń gruntu, powodowało zdzieranie izolacji zewnętrznej przewodu, szybki proces korozji i awarie. Duża korozyjność wody gruntowej oraz wodociągowej sprawiała, że także w miastach Górnego Śląska leżących poza terenami szkód górnictw awaryjność i sieciowe straty wody były większe niż w innych tego typu rejonach w kraju.

Wyniki badań [31, 64] prowadzonych w miastach leżących na terenach górnictw Górnego Śląska wskazują na bardzo dużą intensywność uszkodzeń przewodów wodociągowych i spowodowanych w znacznym stopniu szkodami górnictwami, szczególnie w Rudzie Śląskiej i Katowicach. Wartości liczbowe wskaźników  $\lambda_G$  i  $G$  określano na podstawie ogólnej liczby uszkodzeń i liczby uszkodzeń zakwalifikowanych jako wynik eksploatacji górnictw. W latach 1977–1994 wartości wskaźników uszkodzeń sieci wynosiły [64] w:

- Rudzie Śląskiej:  $\lambda = 1,90 \div 7,70$  uszk/(km·a),  $\lambda_G = 1,10 \div 5,60$  uszk/(km·a),  $G = 45 \div 86\%$ ,



- Katowicach:  $\lambda = 1,80 \div 3,94$  uszk/(km·a),  $\lambda_G = 0,20 \div 2,00$  uszk/(km·a),  $G = 11 \div 56\%$ ,
- Gliwicach:  $\lambda = 1,10 \div 3,40$  uszk/(km·a),  $\lambda_G = 0,00 \div 0,50$  uszk/(km·a),  $G = 0 \div 21\%$ ,
- Katowicach w latach 1997–2002 [31]:  $\lambda = 2,71 \div 3,19$  uszk/(km·a),  $\lambda_G = 0,17 \div 0,39$  uszk/(km·a),  $G = 6 \div 12\%$ .

**Sieć przewodów kanalizacyjnych** na Śląsku wybudowana jest z rur kamionkowych, betonowych, żelbetowych, z PVC, a także żywic poliestrowych wzmocnionych włóknem szklanym (GRP – *Glass Reinforced Plastic*) [64]. Budowę kolektorów kanalizacyjnych z uwzględnieniem przewidywanych odkształceń terenu w przedziałach czasu rozpoczęto dopiero w latach 70. XX w. Wcześniej kanały nie były przystosowane do niestabilnych warunków gruntowych, dlatego obserwuje się na nich bardzo dużą liczbę awarii, zwłaszcza w odniesieniu do niekorzystnych zmian spadków dna kanałów. Przykładem może być kolektor w Katowicach odprowadzający ścieki z przeważającej części miasta, którym – po zmianie kierunku spadku dna na znacznej jego długości – przepływ ścieków do oczyszczalni stanowił zaledwie ułamek procenta przepływu planowanego, pozostała ilość ścieków dostawała się natomiast do gruntu i rzeki Rawy [64]. Stan techniczny i warunki hydrauliczne pracy kanałów na terenach eksploatacji górniczej na Śląsku są bardzo niezadowolające, a skutki bardzo niekorzystne dla użytkowników systemów i środowiska naturalnego oraz kosztowne dla eksploatorów systemów. Jako jeden z powodów wymienia się [64] m.in. zmieniające się programy eksploatacji górniczej, co utrudnia i wydłuża proces dokumentacji i realizacji inwestycji.

Na Śląsku nie jest prowadzona pełna rejestracja i dokumentacja uszkodzeń infrastruktury kanalizacyjnej. Z informacji zawartych w pracy [64] wynika, że w latach 1985–1994 szacunkowa liczba uszkodzeń przewodów kanalizacyjnych wynosiła 250÷800 w Rudzie Śląskiej, 370÷760 w Tychach i 300÷1250 w Gliwicach. W Katowicach w latach 1983–1994 wystąpiło około 350÷1200 uszkodzeń sieci kanalizacyjnej o długości 500÷536 km, dla której wskaźnik wymiany kanałów wyniósł średnio zaledwie 0,4% długości w roku.

## 5.4. Straty wody w sieciach wodociągowych na terenach szkód górniczych

Straty wody z sieci wodociągowej działającej na terenach szkód górniczych są bardzo duże, dlatego wymagają szczególnej uwagi ze strony użytkownika sieci. Powstają one na skutek:

- nieszczelności połączeń,
- uszkodzeń rurociągów, kształtek i armatury,
- kradzieży wody,
- niekontrolowanych wypływów wody przez przelewy akumulacyjnych zbiorników sieciowych.

Dominujące znaczenie mają dwa pierwsze czynniki. Straty wody identyfikowane są często przez użytkowników systemów wodociągowych z różnicą między ilością wyprodukowanej i sprzedanej wody. W tak określonej wartości strat  $S_w$  mieszczą się zarówno rzeczywiste straty  $S$  powstałe w sieci, jak i woda zużyta na potrzeby technologiczne systemu wodociągowego, a często i kanalizacyjnego (płukanie kanałów).

W 1996 r. straty wody w polskich miastach wynosiły 15÷40%, a niekiedy 70%, ogólnego zużycia wody przez odbiorców [19, 20]. Natomiast jednostkowy wskaźnik strat odniesiony do długości sieci zewnętrznej wynosił 5,5÷80,0 m<sup>3</sup>/(km·d) [4, 15, 19, 20]. W większości badanych miast mieścił się w granicach 8,0÷30,0 m<sup>3</sup>/(km·d) [15, 19], w tym rzeczywiste straty wody w sieci stanowiły około 85% i więcej.

Rzeczywiste straty wody w wybranych miastach kraju w 2008 r. kształtowały się na poziomie 6÷25(30)%, a w odniesieniu do jednego mieszkańca zaopatrywanego z wodociągu wynosiły nawet 40÷50 dm<sup>3</sup>/(Mk·d), co odpowiada połowie ilości wody zużywanej obecnie w gospodarstwach domowych [13, 14].

Na wartość wskaźnika rzeczywistych strat wody istotny wpływ ma intensywność uszkodzeń sieci [4, 8, 10–12], która na terenach szkód górniczych osiąga bardzo duże wartości [17, 30]. W przedstawionej w pracy [15] analizie wykazano, że w Polkowicach, położonych na terenach eksploatacji górniczej rud miedzi, wskaźnik rzeczywistych strat wody w latach 1990–1992 był o jedną trzecią większy niż w dziesięciu innych miastach nieobjętych działalnością górniczą.

Duży wpływ na wielkość strat wody, jak dowiodły prowadzone badania [5, 7–9, 11, 15], ma wysokość ciśnienia panującego w sieciach zewnętrznych i w instalacjach wewnętrznych. Problem ten nabiera szczególnego znaczenia w miastach, w których występują szkody górnicze, a tym samym zwiększona liczba uszkodzeń sieci.

Rzeczywiste straty wody powodują wzrost ceny wody sprzedawanej, co obciąża wszystkich jej odbiorców. Z tego względu straty powodowane przez szkody górnicze powinny obciążać głównie górnictwo. Można przyjąć z pewnym przybliżeniem, że udział górnictwa w stratach wody i ich kosztach jest równy wskaźnikowi  $G$  określonemu ze wzoru (23).

Znaczne zmniejszenie strat wody można osiągnąć wprowadzając strefowe systemy wodociągowe [1, 37, 39], tak aby maksymalna wysokość ciśnienia w sieci rozdzielczej nie przekraczała 30 m [37, 38, 40, 43].

## 6. Zasady projektowania niezawodnych systemów wodociągowych i kanalizacyjnych na terenach występowania niecek górniczych

Projektowanie systemów wodociągowych i kanalizacyjnych musi być poprzedzone ekspertyzą geologiczno-górnictwem obejmującą [58]:

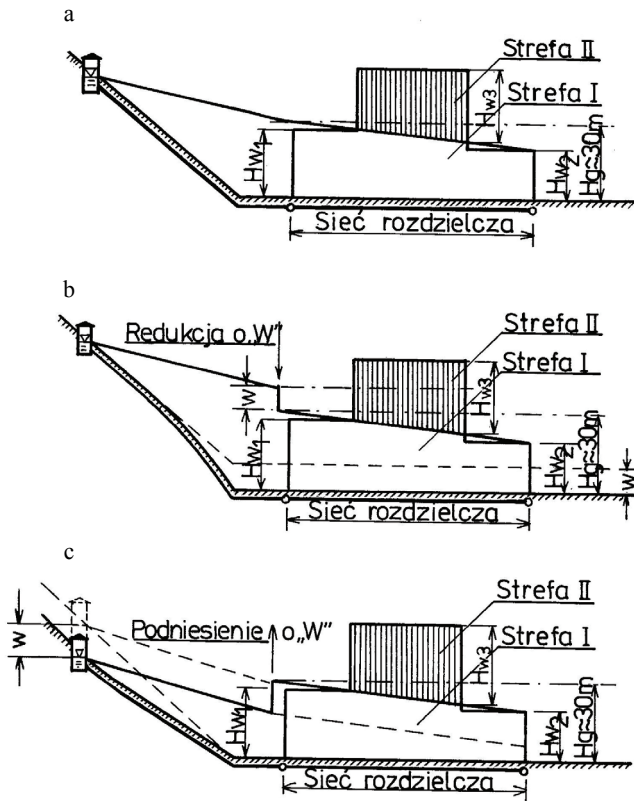
- dane o budowie geologicznej górotworu i zaleganiu złóż,
- informacje o dotychczasowej i planowanej eksploatacji górniczej,
- przewidywane wartości wskaźników deformacji ( $W$ ,  $T$ ,  $\varepsilon_g$ ,  $R$ ,  $u$ ), ich rozkład, kierunki występowania, ekstremalne wartości i przebieg deformacji w czasie,
- prognozę możliwości zmiany stosunków wodnych.

### 6.1. Rozwiązania techniczne systemów wodociągowych

Wpływ eksploatacji górniczej odnosi się przede wszystkim do układów przesyłowych i rozdzielczych sieci wodociągowych. Obiekty zwarte, np. zbiorniki, pompownie, zakłady uzdatniania wody są zabezpieczane zazwyczaj filarami ochronnymi i wymagają każdorazowo indywidualnej oceny odporności. W odniesieniu do sieci wodociągowych zasadnicze znaczenie mają zmiany wysokości linii ciśnień w stosunku do deformującego się terenu. Zakłada się, że system dystrybucji wody powinien w każdych warunkach gwarantować żadaną przez odbiorców ilość wody pod odpowiednim ciśnieniem. Oznacza to, że:

- minimalna wysokość ciśnienia roboczego  $H_{\min}$  w sieci rozdzielczej w godzinach maksymalnego zużycia  $Q_{h \max}$  nie powinna spadać poniżej tzw. wysokości gospodarczej  $H_g$ ,
- maksymalna wysokość ciśnienia roboczego  $H_{\max}$  w godzinach najmniejszego zużycia  $Q_{h \min}$  nie powinna przekraczać 60 m,
- minimalna wysokość ciśnienia roboczego w godzinie maksymalnego rozbioru i jednoczesnego pożaru  $H_{\text{poż}}$  nie powinna być w rejonie pożaru mniejsza niż 20 m.

Mając na uwadze bardzo istotny wpływ wysokości ciśnienia i jego zmian dobowych na uszkodzalność sieci wodociągowej, a tym samym na ilość strat i zużycia wody [7–9, 11, 12, 15, 40], zwłaszcza w odniesieniu do terenów występowania szkód górniczych, konieczne jest wydatne obniżenie wysokości ciśnienia w sieci rozdzielczej. Można to osiągnąć poprzez stosowanie systemów strefowych bądź lokalnego podnoszenia wody, tak aby wysokość ciśnienia w sieci rozdzielczej nie przekraczała  $25 \div 30$  m. Utrzymywanie takiej wysokości ciśnienia zamiast dopuszczalnej wynoszącej 60 m, przyczynia się do zmniejszenia zużycia i strat wody nawet o kilkadziesiąt procent w zależności od uszkodzalności sieci [11, 13–15, 37, 41]. Odbiorcom wymagającym wyższego ciśnienia konieczne jest dodatkowe podnoszenie wody. Strefowanie systemów wodociągowych daje ponadto znaczne korzyści ekonomiczne [37].



Rys. 7. Grawitacyjny system wodociągu na terenach eksploatacji górniczej:  
 a – stan wyjściowy, b – obniżenie terenu miasta o wielkość  $W$ , c – obniżenie zbiornika zasilającego o wielkość  $W$ ;  $H_g$  – założona dopuszczalna wysokość ciśnienia w sieci rozdzielczej,  
 $H_{w1}$ ,  $H_{w2} \leq H_g$  – wymagana przez odbiorców wody w strefie I wysokość ciśnienia w sieci,  
 $H_{w3}$  – wymagane dodatkowe podnoszenie wody w strefie II

Na rysunkach 7–9 przedstawiono schematy systemów wodociągowych (grawitacyjnego, pompowego ze zbiornikiem końcowym i pompowego ze zbiornikiem centralnym) z wyodrębnionymi strefami podwyższonego ciśnienia, niezbędnego odbiorcom położonym odpowiednio wysoko. Jednocześnie na pozostałym obszarze miasta utrzymywana jest odpowiednio mniejsza wysokość ciśnienia, np.  $H_g = 30,0$  m.

W warunkach spodziewanych (prognozowanych) zmian wysokościowego ukształtowania powierzchni terenu konieczne jest opracowanie w procesie projektowania wariantowych schematów wysokościowych profili podłużnych systemu wodociągowego dla kolejnych zmian konfiguracji terenu. Rozważa się przy tym, w zależności od potrzeb, możliwość stosowania albo lokalnych stacji redukcji lub podwyższania ciśnienia, albo regulację obrotów silników w pompowniach. Przykłady takich rozwiązań, opracowanych przy założeniu, że w sieci strefy I wysokość ciśnienia  $H_g \leq 30,0$  m, przedstawiono na rysunkach 7, 8 i 9.

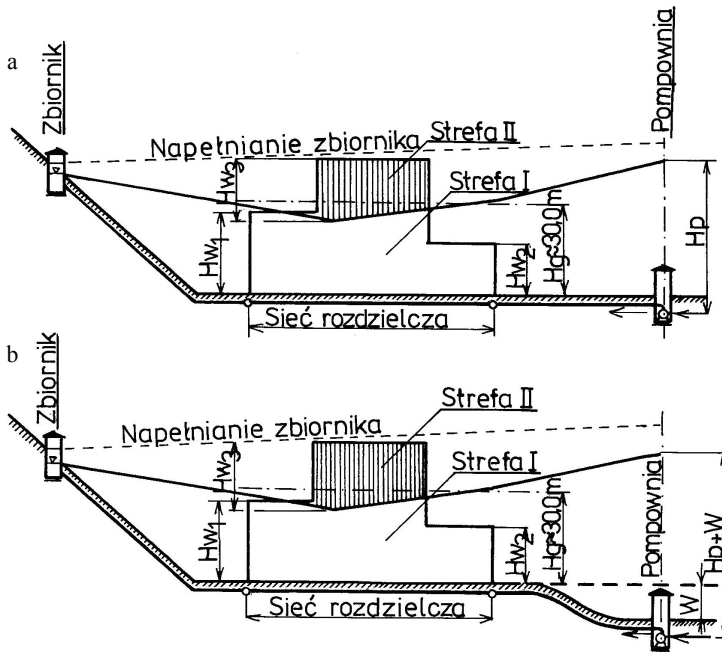
Na rysunku 7 przedstawiono grawitacyjny system wodociągu, przy czym na rysunku 7a pokazano stan wyjściowy, tj. poprzedzający wystąpienie deformacji górniczej terenu, a rysunki 7b i 7c ilustrują dwa skrajne i przeciwstawne przypadki deformacji.

Schemat na rysunku 7b odnosi się do przypadku, gdy obniżeniu o wielkość  $W$  ulega teren miasta, a wysokość położenia zbiornika zasilającego nie zmienia się. Wysokość ciśnienia w sieci wodociągowej strefy I wzrasta wówczas w przybliżeniu o wielkość  $W$ . Jeśli jest ona znacząca, to konieczne jest zredukowanie ciśnienia w rurociągu przesyłowym o wielkość  $W$ . Nadmierne ciśnienie powoduje, jak wiadomo, wzrost zarówno awaryjności sieci, jak i poboru oraz strat wody.

Schemat na rysunku 7c przedstawia sytuację, gdy obniżeniu o wielkość  $W$  ulega teren, na którym posadowiony jest zbiornik zasilający, a teren zabudowany pozostaje na niezmięnionej wysokości (filar ochronny). W tych warunkach wysokość ciśnienia w sieci wodociągowej ulega obniżeniu o wysokość bliską  $W$ . Może to spowodować brak wody na wyższych kondygnacjach budynków w strefie I, a także trudności z czerpaniem wody z sieci do gaszenia pożarów. W takim przypadku konieczne jest umieszczenie, na przewodzie przesyłowym, przepompowni podnoszącej ciśnienie w sieci do wymaganej wysokości.

Możliwe jest również obniżenie zarówno terenu miasta, jak i zbiornika, niekoniecznie identyczne. Należy wówczas dokonać takich zmian w systemie wodociągowym, aby wysokość ciśnienia w sieci, zwłaszcza rozdzielczej, mieściła się w odpowiednich granicach. Dotyczy to również pompowych systemów wodociągowych.

Na rysunku 8 przedstawiono pompowy system wodociągowy ze zbiornikiem końcowym. Schemat na rysunku 8a obrazuje stan wyjściowy, poprzedzający powstanie deformacji górniczej, przy założeniu, że wysokość ciśnienia w sieci rozdzielczej nie przekracza 30 m. Wysokość podnoszenia pomp  $H_p$  w pompowni i wysokość położenia zbiornika gwarantują pokrycie wszystkich potrzeb użytkowników ze strefy I, łącznie z gaszeniem pożaru. Woda u odbiorców wymagających jej wyższego ciśnienia, tj. w strefie II, będzie dodatkowo podnoszona w systemie szeregowym.



Rys. 8. Pompowy system wodociągu ze zbiornikiem końcowym:  
 a – stan wyjściowy, b – obniżenie terenu pompowni o wielkość  $W$ ;  
 $H_g$  – założona dopuszczalna wysokość ciśnienia w sieci rozdzielczej,  
 $H_{w1}, H_{w2} \leq H_g$  – wymagane wysokości ciśnienia w sieci przez odbiorców wody w strefie I,  
 $H_{w3}$  – wymagane dodatkowe podnoszenie wody w strefie II,  
 $H_p, H_p + W$  – wysokość podnoszenia wody w strefie I

Jeśli teren pompowni zasilającej układ dystrybucji ulegnie obniżeniu o wielkość  $W$ , to aby odbiorcom zapewnić niezmiennione warunki dostawy wody konieczna jest wymiana pomp, których wysokość podnoszenia będzie równa wysokości  $H_p + W$  (por. rys. 8b).

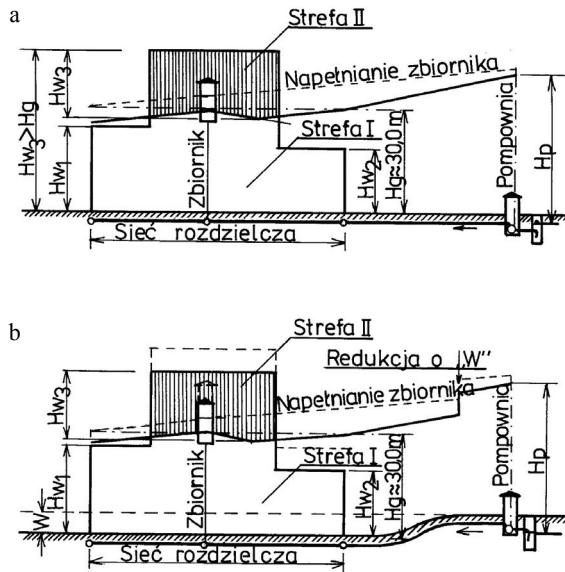
Jeśli obniżeniu ulegnie teren miasta, to aby nie dopuścić do nadmiernych ciśnień w sieci, konieczna jest redukcja ciśnienia w przewodach przesyłowych z pompowni lub odpowiednia wymiana pomp w pompowni, a jednocześnie obniżenie poziomów wody w zbiorniku lub budowa nowego zbiornika posadowionego odpowiednio niżej.

W przypadku pompowych systemów wodociągowych ze zbiornikiem końcowym istotną trudność w utrzymaniu przez całą dobę obniżonego ciśnienia  $H_g$  w sieci rozdzielczej stanowi napełnianie zbiornika. Wysokość ciśnienia w sieci musi wzrosnąć wówczas na tyle, aby woda płynąca z pompowni przez sieć mogła napełnić zbiornik.

W tych warunkach wskazane byłoby umieszczenie między pompownią i zbiornikiem przewodu przesyłowego, niepołączonego z siecią rozdzielczą. Najlepszym wyjściem byłoby jednak całkowite zaniechanie budowy takich systemów, zwłaszcza na terenach występowania podziemnej eksploatacji górniczej.

Na rysunku 9 przedstawiono pompowy system wodociągowy ze zbiornikiem centralnym. Schemat na rysunku 9a odnosi się do stanu wyjściowego, tj. poprzedzającego obniżenie terenu zasilanego w wodę. W tym przypadku centralny zbiornik wieżowy jest zlokalizowany na terenie zabudowy, w miarę możliwości w środku ciężkości zapotrzebowania na wodę.

W sytuacji (rys. 9b), gdy obniżeniu o wielkość  $W$  ulega tylko zabudowany teren zasilany w wodę, zbiornik wieżowy ulegnie identycznemu obniżeniu. Wówczas konieczne jest zastosowanie redukcji ciśnienia w rurociągu przesyłowym – przepompowni (rys. 9b), lub wymiana pomp na pompy o mniejszej wysokości podnoszenia. Jeśli natomiast jedynie teren pompowni uległby obniżeniu o wielkość  $W$ , to konieczna byłaby wymiana pomp w pompowni na pompy o wysokości podnoszenia podwyższonej o wielkość  $W$  (por. rys. 8b).



Rys. 9. Pompowy system wodociągu ze zbiornikiem centralnym: a – stan wyjściowy, b – obniżenie terenu miasta o wielkość  $W$ ;  $H_g$  – założona dopuszczalna wysokość ciśnienia w sieci rozdzielczej,  $H_{w1}, H_{w2} \leq H_g$  – wystarczająca wysokość ciśnienia dla odbiorców wody w strefie I,  $H_{w3}$  – wysokość wymaganego dodatkowego podnoszenia wody w strefie II,  $H_p$  – wysokość pompowania w strefie I

Rozwiązanie ze zbiornikiem centralnym umożliwi znaczne obniżenie wysokości ciśnienia w sieci podczas napełniania zbiornika, a tym samym zmniejszenie uszkaźdalności sieci i strat wody na przecieki. Jest to szczególnie korzystne na terenach występowania podziemnej eksploatacji górniczej.

Analogiczne zalety mają systemy bezzbiornikowe, zwłaszcza zasilane z kilku źródeł pierwotnych wody przez kilka pompowni.

Od lat obserwowana jest tendencja do zmniejszania zużycia i strat wody, zwłaszcza świeżej [3, 13, 14, 19, 20], ze względu na ograniczoność jej zasobów naturalnych. Zmusza to do rozważenia zmiany struktury systemów dystrybucji wody, a w szczególności do budowy sieci o przepływności rurociągów dostosowanej do maksymalnego dobowego, a nie maksymalnego godzinowego zużycia wody, i umieszczania u poszczególnych odbiorców lub grup odbiorców wody na wysokości od kilkunastu do 25 m nad terenem, zbiorników wyrównawczych o małej objętości (np.  $100\div 200 \text{ dm}^3/\text{Mk}$  w zależności od liczby mieszkańców). Odbiorcy wymagający wyższego ciśnienia zasilani byłiby przez lokalne stacje hydroforowe. Zaletą takiego rozwiązania byłoby znaczne obniżenie wysokości ciśnienia w sieci, a tym samym zmniejszenie jej uszkodzalności i strat wody, a także zużycia energii na pompowanie wody. Odbiorcy dysponowaliby zasobami wody stanowiącymi również rezerwę na wypadek awaryjnego braku dopływu z wodociągu centralnego i na wypadek pożaru. Należy zwrócić również uwagę na to, że wyniki prognozowania maksymalnego dobowego zapotrzebowania na wodę z kilkunastoletnim wyprzedzeniem są znacznie pewniejsze niż wyniki prognozowania maksymalnego godzinowego zapotrzebowania na wodę z takim wyprzedzeniem.

Wobec tego, że zasoby wody do gaszenia pożarów byłyby gromadzone u odbiorców wody, a więc w pobliżu potencjalnych miejsc powstania pożarów, i przy założeniu stosowania przez straż pożarną przenośnych motopomp, wysokość ciśnienia w sieci w miejscu przyłączenia pomp można by ograniczyć do 10 m. Miałoby to istotny wpływ na uszkodzalność sieci i wielkość strat wody.

## **6.2. Rozwiązania techniczne grawitacyjnych systemów kanalizacyjnych**

Na ogół przeważa opinia, że na terenach występowania szkód górniczych korzystniejsza jest kanalizacja rozdzielcza. Wyodrębnione ścieki bytowo-gospodarcze i przemysłowe łatwiej jest, w razie potrzeby, przepompowywać niż mieszaninę tych ścieków ze ściekami deszczowymi.

Ścieki deszczowe nie stanowią takiego zagrożenia sanitarnego jak bytowo-gospodarcze i przemysłowe, dlatego można dopuścić podtopienie nimi niezbyt głębokiego zapadliska czy niecki. Dopiero znaczne obniżenie powierzchni terenu i brak naturalnego odpływu mogą stworzyć poważne trudności. Jeśli jest to możliwe, w czasie występowania deformacji terenu należy dążyć do powierzchniowego odprowadzania ścieków deszczowych np. za pośrednictwem rowów. W dzielnicach peryferyjnych o luźnej zabudowie rozwiązanie to nie sprawia większych trudności. Bywa ono ekonomicznie bardziej uzasadnione aniżeli kosztowna przebudowa sieci podziemnej po jej uszkodzeniu na skutek szkód górniczych. Po zakończeniu ruchów górotworu można ułożyć podziemną sieć kanałów deszczowych i ostatecznie uporządkować teren.



Projektując budowę kanalizacji krytej na terenie występowania szkód górniczych lub zagrożonym takimi uszkodzeniami, należy w odpowiedni sposób zapewnić właściwe warunki hydrauliczne odpływu ścieków oraz zabezpieczyć konstrukcję przewodów kanalizacyjnych przed uszkodzeniem.

Odkształcenie powierzchni może spowodować przejściowe lub trwałe zmniejszenie lub zwiększenie spadków kanałów. Ich trwała zmiana występuje przy zatrzymaniu eksploatacji, np. na granicy obszaru występowania lub wybierania złóż. W projekcie kanalizacji opartym na szczegółowym rozpoznaniu warunków górniczych (ekspertyza górnicza) można zastosować zwiększone spadki kanałów, aby uniemożliwić powstawanie odwrotnych spadków kanałów wywołanych przesuwającym się zboczem niecki. Na podstawie ekspertyzy górniczej można oszacować najniekorzystniejszą wielkość przechyłki terenu  $T_{\max}$  występującą wzdłuż osi kanału.

Jeśli kierunek obliczeniowego spadku  $I$  kanału na odcinku  $l$  jest zgodny z kierunkiem przewidywanej przechyłki terenu  $T_{\max}$  ( $T_{\max} = \text{tg}\varepsilon$ ) (rys. 10a), to spadek dna kanału  $I_k$  na tym odcinku po odkształceniu terenu wyniesie:

$$I_k = I + T_{\max}. \quad (30)$$

Musi być przy tym spełniony warunek

$$I_k \leq I_{\max} \quad (31)$$

gdzie:  $I_{\max}$  – maksymalny spadek dna kanału, przy którym prędkość przepływu ścieków osiąga największą dopuszczalną wartość  $v_{\max}$ , zależną od rodzaju ścieków i niesionych przez nie zanieczyszczeń.

Spadek dna kanału  $I_{\max}$  jest funkcją założonej prędkości  $v_{\max}$ , wielkości przekroju kanału i zależy od materiału, z jakiego jest wykonany kanał. Jeśli  $I_k > I_{\max}$  to prędkość przepływu ścieków będzie większa od dopuszczalnej  $v_{\max}$ , a tym samym dojdzie do erozji dna i zniszczenia kanału. Jeśli deformacja ma charakter trwały, to po ustabilizowaniu się zbocza niecki konieczna będzie, na zniszczonym odcinku, budowa nowego kanału wyposażonego w kaskady wytracające energię płynących ścieków.

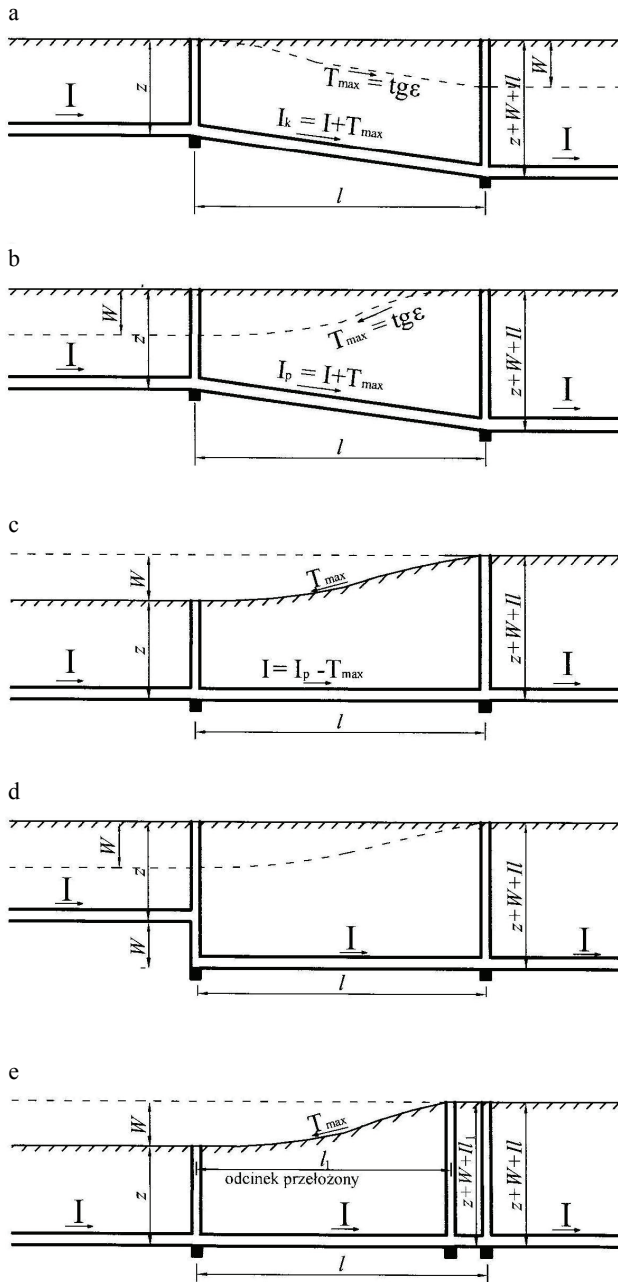
Jeśli kierunek obliczeniowego spadku  $I$  na odcinku  $l$  jest przeciwny przewidywanemu kierunkowi przechyłki terenu  $T_{\max}$  (rys. 10b), to na tym odcinku należy zaprojektować taki spadek  $I_p$ , że:

$$I_p = I + T_{\max}. \quad (32)$$

Po odkształceniu powierzchni terenu spadek  $I$  kanału na tym odcinku wyniesie wówczas (rys. 10c) zgodnie z relacją:

$$I = I_p - T_{\max}. \quad (33)$$

W projekcie należy zastosować spadek  $I$  o takiej wartości, aby gwarantował odpływ ścieków z odpowiednią prędkością. W wypadku przejściowego odkształcenia terenu, przejściowy spadek kanału na odcinku  $l$  może być dwukrotnie mniejszy od

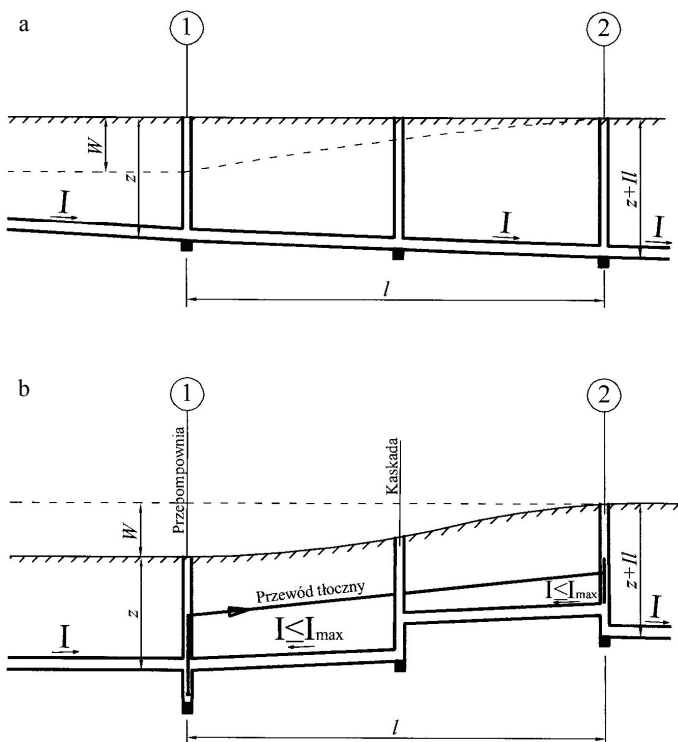


Rys. 10. Kształtowanie spadków kanału przy utrwalonym zboczu niecki o pochyleniu przeciwnym do spadku kanału i niewielkim  $W$  (do kilku metrów);  
 a, b, c – gdy ukształtowanie stoku jest ściśle określone,  
 d, e – gdy ukształtowanie stoku jest oszacowane w przybliżeniu

obliczeniowego spadku  $I$  kanału, musi jednak umożliwić odpływ ścieków bez nadmiernego ich piętrzenia i odkładania się w kanałach osadów. W tych warunkach powinien być większy niż  $I/2$ .

W wyjątkowo niekorzystnych warunkach dopuszcza się powstawanie w kanalizacji spadków zerowych, a nawet, na krótkich odcinkach, spadków odwrotnych. Takie rozwiązanie wymaga jednak konsultacji z ekspertem górniczym odnośnie do czasu trwania tego stanu. Sumaryczna wysokość przeciwspadku na całej długości kanału nie może jednak przekraczać połowy wysokości kanału.

Jeśli w warunkach trwałej deformacji przechyłka terenu ma spadek przeciwny do spadku kanału, a miejsce jej powstania można dokładnie określić, należy kanałowi nadać od razu właściwy spadek, aby wykluczyć jego późniejszą przebudowę (rys. 10b i c). Jeśli natomiast nie można ściśle określić położenia brzegu niecki lub spodziewanego uskoku, należy na kanał zaplanować kaskadę o wysokości równej przewidywanemu przesunięciu pionowemu terenu. Po powstaniu trwałego odkształcenia terenu można przełożyć odcinek kanału, wykorzystując spadek dna na kaskadzie (rys. 10d i e).



Rys. 11. Kształtowanie profilu podłużnego kanału, gdy w prognozie górniczej położenie i ukształtowanie zbocza niecki, o pochyleniu przeciwnym spadkowi kanału i bardzo dużej wielkości  $W$ , jest ściśle określone: a – położenie wyjściowe, tj. przed powstaniem deformacji powierzchni, b – po ustabilizowaniu zbocza niecki i przebudowie kanału

Przy spodziewanych bardzo dużych deformacjach powierzchni, gdy głębokość niecki  $W$  osiąga kilka, a nawet kilkanaście metrów, stosowanie rozwiązań przedstawionych na rys. 10 przestaje być racjonalne. Wówczas u podnóża ustabilizowanego zbocza niecki (punkt 1 na rys. 11a) konieczna jest budowa przepompowni ścieków i przebudowa odcinka 1–2 kanału (rys. 11b), nadająca mu spadek odwrotny (od punktu 2 do punktu 1), oraz budowa przewodu tłocznego z przepompowni do odpowiednio przebudowanej studzienki w punkcie 2.

## **7. Zasady projektowania przewodów na terenach występowania deformacji górniczych**

### **7.1. Podział obiektów liniowych ze względu na oddziaływanie wpływów górniczych**

Ze względu na wpływ deformacji górniczej terenu wprowadzono ogólny podział obiektów liniowych na konstrukcje:

- ciągłe,
- złożone z krótkich odcinków (o określonej długości fabrycznej),
- mieszane, składające się z dłuższych wydylatowanych odcinków.

Przykładem konstrukcji ciągłych są prostoliniowe przewody wykonane z rur stalowych lub z tworzyw sztucznych łączonych w sposób sztywny (spawanie, zgrzewanie) bez dodatkowych zabezpieczeń.

Konstrukcje złożone zbudowane są ze stosunkowo krótkich odcinków o długości 4÷8 m). Mają charakter łańcucha kinematycznego o określonej zdolności do wzajemnego przemieszczania się jego elementów. Kompensacja ruchu odbywa się w fabrycznym połączeniu segmentów – zwykle kielichowym (pod warunkiem bezwzględnego przestrzegania zasady montowania bosego końca w kielichu we właściwym położeniu wyjściowym). Przykładem takiej konstrukcji jest sieć zbudowana z krótkich rur wykonanych np. z PVC, żeliwa sferoidalnego lub betonu sprężonego, łączonych za pomocą kielichów z uszczelkami umożliwiającymi przesuwanie się bosego końca względem kielicha i odwrotnie. Rury z żeliwa szarego można stosować na terenach zaliczanych do I i II kategorii (por. tab. 1), a bardzo wyjątkowo na terenach należących do III kategorii, na których odpowiedniejsze byłyby rury z żeliwa sferoidalnego.

Konstrukcje mieszane łączą cechy konstrukcyjne obydwu omówionych typów, tzn. dłuższe segmenty spawanych czy zgrzewanych rur są dylatowane za pomocą odpowiednich kompensatorów, zapewniających możliwość dwuzwrotnego ruchu w połączeniach segmentów rurociągu.

Konstrukcje ciągłe, poddawane odkształceniu na skutek działania wpływów górniczych, wymagają statyczno-wytrzymałościowego dostosowania rurociągu. Oznacza to

możliwość bezpiecznego przeniesienia poprzez konstrukcję (rurociąg) wszystkich sił zewnętrznych, w tym pochodzących od wpływów górniczych.

Zasadnicze będzie tu uwzględnienie:

- wpływu krzywizny gruntu ( $R_{\min}$ ,  $K_{\max}$ ),
- wpływu odkształceń poziomych gruntu ( $\varepsilon_{g\max}$ ) – pełzania, tj. rozluźniania lub zagęszczania gruntu.

Analizowany jest przy tym prostopadły i równoległy przebieg deformacji górniczej w stosunku do osi przewodu. Pierwszy przypadek wymaga uwzględnienia dodatkowych sił zewnętrznych w rurze pochodzących od wpływu deformacji górniczej w kierunku zgodnym z osią rurociągu; wiąże się także z ustaleniem zdolności kompensacyjnej rurociągu. Drugi przypadek powoduje powstanie dodatkowego obciążenia, które sumuje się z innymi obciążeniami zewnętrznymi (parcie gruntu, obciążenie naziomu itp.).

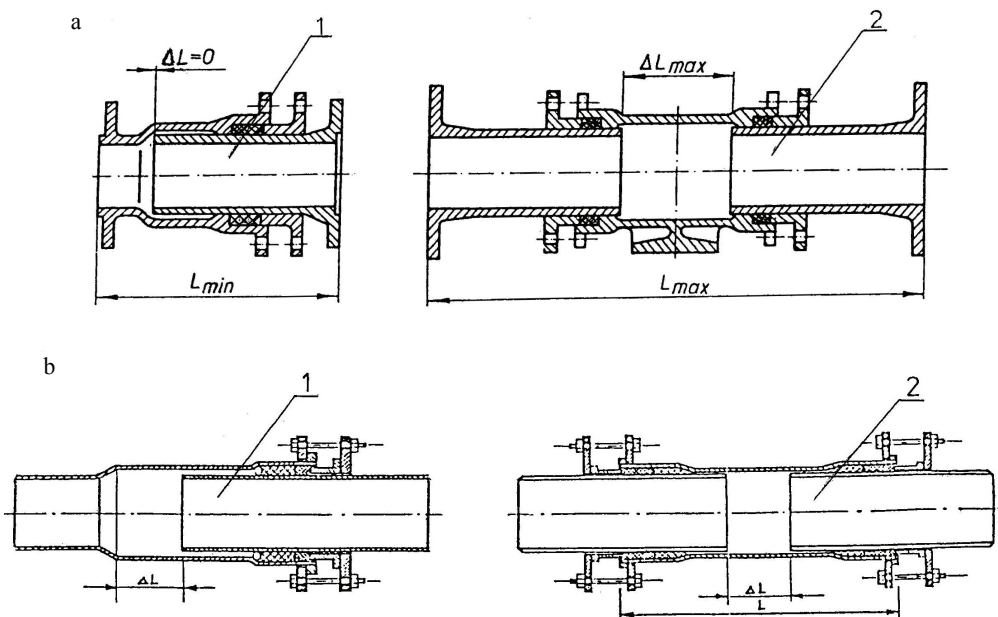
Wyróżnia się przy tym rurociągi sztywne (nieodkształcalne), np. stalowe, żeliwne, betonowe, oraz podatne (odkształcalne) – głównie z tworzyw sztucznych.

Wszystkie przewody, niezależnie od miejsca ich położenia i konstrukcji, narażone są na naprężenia wewnętrzne wynikające ze zmian temperatury medium płynącego rurociągami i otoczenia rurociągów. Rezultatem naprężeń są zmiany długości przewodów.

## 7.2. Naprężenia termiczne w rurociągach

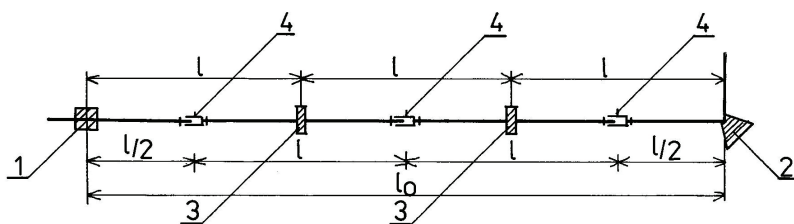
Naprężenia termiczne powstają na skutek zmian temperatury otoczenia i wody (lub ścieków) płynącej rurociągami, powodujących zmiany ich długości. Na największe zmiany długości narażone są przewody układane nad powierzchnią terenu. Należy jednak brać pod uwagę możliwość odsłaniania i opróżniania z wody odcinków rurociągów ułożonych w ziemi na czas naprawy bądź przebudowy, a także umieszczenie armatury rurociągów w studzienkach. Rurociągi przyjmują w takich sytuacjach temperaturę powietrza atmosferycznego, zróżnicowaną w zależności od doby i roku, wynoszącą  $303 \div 243$  K.

Aby nie dopuścić do zwiększenia, a spowodować zmniejszenie naprężeń w rurociągach wywołanych zmianą ich długości, instaluje się tzw. wydłużki (nasuwki kompensacyjne), przejmujące na siebie odkształcenia wzdłużne rurociągów. Na przewodach wodociągowych instalowane są najczęściej wydłużki dławicowe – osiowe, z jedną [54] lub dwiema dławicami, o konstrukcji żeliwnej lub stalowej (rys. 12). Każda wydłużka ma ściśle określony zakres zmiany swojej długości od  $L_{\min}$  do  $L_{\max}$ , stąd zdolność jej do przejmowania odkształceń wzdłużnych rurociągu wynosi  $\Delta L = L_{\max} - L_{\min}$ .



Rys. 12. Przykładowe schematy wydłużeń dławicowych – osiowych: a) wydłużki żeliwne, b) wydłużki konstrukcji stalowej; 1 – wydłużka jednodławicowa, 2 – wydłużka dwudławicowa

Na terenach występowania szkód górniczych najczęściej stosowane są wydłużki o dwóch dławicach umożliwiającymi wzajemne odchylenie kątowe przyległych rurociągów.



Rys. 13. Zasada rozmieszczania wydłużeń i punktów stałych na rurociągach: 1 – blok oporowy na rozgałęzieniu, 2 – blok oporowy na zmianie kierunku, 3 – punkt stały, 4 – wydłużka

Zastosowanie wydłużeń eliminuje termiczne naprężenia wzdłużne w rurociągach pod warunkiem, że między sąsiednimi wydłużkami rurociąg zostanie przytwierdzony do tzw. punktu stałego (rys. 13). Zapewnia to bowiem niezależne działanie każdej wydłużki. Punktami stałymi są bloki oporowe budowane na zmianie kierunku lub w miejscu odgałęzienia rurociągu bądź połączenia go z pompownią czy zbiornikiem. Jeśli odstępy wspomnianych punktów są zbyt duże, to buduje się specjalne punkty stałe w postaci bloków betonowych, do których przytwierdza się rurociąg (rys. 13).

Maksymalna różnica  $\Delta l_o$  długości  $l_o$  rurociągu (np. między blokami oporowymi na zmianach kierunku) na skutek zmian temperatury wynosi:

$$\Delta l_o = l_o \alpha (t_{\max} - t_{\min}), \quad (34)$$

natomiast naprężenie  $\sigma_t$  w ścianie rury wywołane tą zmianą temperatury:

$$\sigma_t = E_s \alpha (t_{\max} - t_{\min}). \quad (35)$$

Minimalna liczba  $n_s$  samodzielnych odcinków pod względem odkształcenia się termicznego, na które trzeba podzielić rurociąg punktami stałymi, wynosi odpowiednio:

$$n_s = \frac{\Delta l_o}{\Delta L}. \quad (36)$$

Stąd długość jednego odcinka segmentu zaopatrzonego w jedną wydłużkę wynosi co najwyżej:

$$l = \frac{l_o}{n_s}. \quad (37)$$

Jeśli  $n_s$  nie jest liczbą całkowitą, za  $n_s$  należy przyjąć najbliższą większą liczbę całkowitą. Zmienne użyte w wyrażeniach (34÷37) oznaczają:

- $\alpha$  – współczynnik rozszerzalności liniowej materiału rurociągu, w granicach temperatury 273÷293 K. W wypadku stali  $\alpha = 0,000011 \div 0,000012$ , żeliwa  $\alpha = 0,000010$ , PVC  $\alpha = 0,000080$ , PE-HD  $\alpha = 0,00020$ ,
- $t_{\max}, t_{\min}$  – skrajne temperatury rurociągu, K,
- $E_s$  – moduł sprężystości materiału rury, kPa; dla stali  $E_s = 205,94 \cdot 10^6$  kPa, żeliwa  $E_s = 78,45 \cdot 10^6$  kPa, żeliwa sferoidalnego  $E_s = 170 \cdot 10^6$  kPa.

Siłę  $P_t$  powstającą w rurociągu na skutek zmiany temperatury z  $t_1$  na  $t_2$  można obliczyć, wychodząc od wzoru:

$$P_t = \sigma_t \cdot F_r. \quad (38)$$

Podstawiając następnie do wzoru (38) wyrażenie (35), lecz dla temperatury  $t_1$  i  $t_2$ , otrzymujemy:

$$P_t = E_s \alpha (t_1 - t_2) F_r, \quad (39)$$

a stąd:

$$\alpha(t_1 - t_2) = \frac{P_t}{E_s F_r}, \quad (40)$$

gdzie:  $F_r$  – powierzchnia przekroju ścianki rury, m<sup>2</sup>; dla rury o średnicy zewnętrznej

$D_z$  i wewnętrznej  $D_w$ :  $F_r = \frac{\pi(D_z^2 - D_w^2)}{4}$ .



Po wprowadzeniu wyrażenia (40) do wzoru (34) otrzymamy:

$$\Delta l_o = \frac{P_t l_o}{E_s F_r} = \frac{4P_t l_o}{E_s \pi(D_z^2 - D_w^2)}. \quad (41)$$

Jeśli przewód ułożony jest w ziemi, to zmianie jego długości wywołanej zmianą temperatury przeciwdziała siła tarcia przewodu o otaczający grunt.

Obliczona z zależności (41) wartość  $\Delta l_o$  odnosi się do rurociągu ułożonego na powierzchni terenu, a nie w gruncie. Siła tarcia rury o nieskończenie małej długości  $dl_o$  o grunt, wynosząca  $T_r \cdot dl_o$ , spowoduje zmniejszenie wydłużenia  $\Delta l_o$ , obliczonego na podstawie wzoru (41), o wielkość:

$$d(\Delta l_{oT}) = T_r dl_o \frac{l_o}{E_s F_r}. \quad (42)$$

Po scałkowaniu wyrażenia (42) w granicach od 0 do  $l_o$ , otrzymamy wzór do obliczenia wartości zmniejszenia wydłużenia rurociągu o długości  $l_o$ :

$$\Delta l_{oT} = \int_0^{l_o} \frac{T_r l_o dl_o}{E_s F_r} = \frac{T_r l_o^2}{2E_s F_r}. \quad (43)$$

Natomiast przy założeniu, że  $l_o$  jest długością, na której siła  $P_t$  jest zrównoważona siłą tarcia  $T_r l_o$ , tj.  $P_t = T_r l_o$ , otrzymujemy:

$$\Delta l_{oT} = \frac{P_t l_o}{2E_s F_r}. \quad (44)$$

Ostatecznie wydłużenie rurociągu spowodowane przyrostem temperatury można obliczyć, korzystając ze wzoru:

$$\Delta l_{oo} = \Delta l_o - \Delta l_{oT} = \frac{P_t l_o}{E_s F_r} - \frac{P_t l_o}{2E_s F_r}, \quad (45)$$

$$\Delta l_{oo} = \frac{P_t l_o}{2E_s F_r}. \quad (46)$$

Z porównania wyrażen (41) i (46) wynika, że wydłużenie przewodu ułożonego w ziemi, spowodowane różnicą temperatury, wynosi połowę wydłużenia przewodu swobodnie leżącego na powierzchni, przy tych samych zmianach temperatury, zatem liczba koniecznych wydłużeń zmniejszy się w przybliżeniu o połowę i wyniesie:

$$n_s = \frac{\Delta l_{oo}}{\Delta l}. \quad (47)$$

Siła tarcia zależy od zagłębienia przewodu, szerokości wykopu, właściwości gruntu, tj. kąta tarcia wewnętrznego, ciężaru właściwego, wilgotności. Wartość siły tarcia liczoną na jeden metr długości rurociągu można obliczyć ze wzoru:

$$T_r = f_1 G_z, \quad (48)$$

gdzie:

$f_1$  – współczynnik tarcia rury o ziemię (dla rur stalowych izolowanych  $f_1 = 0,4 \div 0,5$  [46]),

$G_z$  – stałe obciążenie rury zasypką, działające z góry i z boku, oraz odporem gruntu, kN/m.

### 7.3. Siły występujące w rurociągach spowodowane górnictwem deformacją terenu

Na terenach eksploatacji górniczej ośrodek gruntowy czynnie oddziałuje na ułożony w nim rurociąg. Skutkuje to, w zależności od kierunku poziomych odkształceń terenu w stosunku do osi podłużnej rurociągu, wystąpieniem w nim naprężeń wynikających z działania sił:

- obwodowych w ścianie rurociągu powodowanych zmianami wielkości boczno-odporu gruntu,
- podłużnych wywołanych tarcie przemieszczającego się gruntu o ścianę rurociągu,
- powodowanych zakrzywieniem terenu.

Analizowany jest zazwyczaj wpływ odkształcenia gruntu w kierunku prostokątnym i równoległym do osi rurociągu. W przypadku rurociągów o średnicach równych lub mniejszych od DN 250 mm pomija się wpływ odkształceń gruntu na naprężenia w rurociągu.

#### 7.3.1. Wewnętrzne siły w rurociągach wywołane deformacją gruntu

Przewody rurowe stosowane w systemach wodociągowych i kanalizacyjnych dzielone są na sztywne (mało odkształcalne) i odkształcalne. Do pierwszej kategorii zalicza się rury, których współczynnik sztywności  $s_f$  (49) jest mniejszy od 1:

$$s_f = \frac{E_s}{E_g} \left( \frac{s}{r_r} \right)^3, \quad (49)$$

gdzie:

$E_s$  – moduł sprężystości materiału rury,

$E_g$  – moduł reakcji gruntu (obsypki),

$s$  – grubość ścianki rury,

$r_r$  – średni promień rury.

Moduł reakcji gruntu zależy od rodzaju, wilgotności i zagęszczenia obsypki. Jego orientacyjne wartości dla gruntów niespoistych wynoszą [58]:

$E_g = 1\div 2$  MPa dla wskaźnika zagęszczenia 0,85,

$E_g = 3\div 5$  MPa dla wskaźnika zagęszczenia 0,90,

$E_g = 6\div 15$  MPa dla wskaźnika zagęszczenia 0,95.

Mniejsze wartości  $E_g$  odnoszą się do gruntów nawodnionych.

Na pionowe obciążenie rurociągu  $p_v$  składają się: ciężar gruntu i nawierzchni, gdy rurociąg jest pod drogą, oraz stałe bądź zmienne obciążenia użytkowe na ziomu:

$$p_v = h\gamma_{sr} + p_n + p_z, \quad (50)$$

gdzie:

$h$  – zagłębienie osi rury pod powierzchnią gruntu (do spodu nawierzchni),

$\gamma_{sr}$  – średni ciężar objętościowy zasypki,

$p_n$  – ciężar nawierzchni (np. asfaltu i fundamentu drogi),

$p_z$  – równomiernie rozłożone obciążenie użytkowe na ziomu.

Poziome obciążenie rury zależy od jej odkształcalności. W przypadku rur sztywnych obciążenie to jest równe parciu spoczynkowemu gruntu i rozkłada się równomiernie, oblicza się je, korzystając ze wzoru [58]:

$$p_h = k_o p_v. \quad (51)$$

Współczynnik rozporu bocznego  $k_o$  określa się według norm [50, 51], a w wypadku braku danych o rodzaju i zagęszczeniu zasypki można przyjąć  $k_o = 0,35$ .

Rury z materiałów odkształcalnych ulegają pod działaniem obciążenia poziomego powolnej owalizacji, co wywołuje zwiększenie odporu bocznego gruntu i nieliniowy (paraboliczny) rozkład obciążenia poziomego. Jego maksymalna wartość występuje na poziomie osi rury i wynosi:

$$p_h = \alpha_r p_v. \quad (52)$$

Wartość współczynnika  $\alpha_r$  zależy od sposobu ułożenia rury w wykopie. Przy ułożeniu rury na wyprofilowanym podłożu, obejmującym 1/6 obwodu rury, [58]:

$$\alpha_r = \frac{0,074}{0,083s_f + 0,06}. \quad (53)$$

Jeśli rurociąg jest ułożony równolegle do linii przemieszczającego się frontu eksploatacyjnego, to w I fazie eksploatacji górniczej (rys. 6) następuje rozpełzanie (roz-

luźnianie) gruntu otaczającego rurociąg, a działające na niego obciążenia poziome ulegają redukcji o wielkość  $-\Delta p_h$ . W II fazie eksploatacji następuje natomiast zagęszczenie gruntu, w związku z czym obciążenia poziome ulegają zwiększeniu o wielkość  $+\Delta p_h$ . Obciążenia pionowe rurociągu  $p_v$  w obydwu przypadkach nie ulegają zmianie.

Wartości  $\Delta p_h$  można określić w zakresie odkształceń gruntu ściskających i rozluźniających  $0 < \varepsilon_g < 9 \text{ mm/m}$ , w zależności od odkształcalności rur ze wzorów [58]:

- dla rur sztywnych (mało odkształcalnych):

$$+\Delta p_h = 160 \varepsilon_g p_v, \quad (54)$$

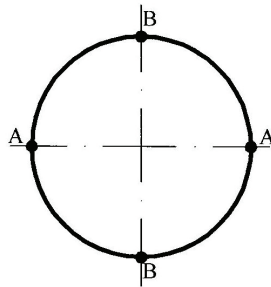
$$-\Delta p_h = 0,2 p_v, \quad (55)$$

- dla rur odkształcalnych:

$$+\Delta p_h = 120 \varepsilon_g p_v, \quad (56)$$

$$-\Delta p_h = 20 \varepsilon_g p_v. \quad (57)$$

Prostopadłe do osi rury odkształcenie gruntu, i tym samym jego obciążenie poziome, powoduje powstanie w ścianie rury obwodowych sił osiowych  $P$  i momentów zginających  $M$ ; siły poprzeczne są pomijane. Wielkość  $P$  i  $M$  zależy od podatności na odkształcanie materiału rury i od rodzaju odkształcenia gruntu. Ekstremalne wartości  $P$  i  $M$  występują w punktach A i B przekroju rury (rys. 14).



Rys. 14. Punkty występowania ekstremalnych wartości sił obwodowych i momentów zginających

#### Rurociągi sztywne (mało odkształcalne):

- rozpełzanie (rozluźnienie) gruntu wywołuje w ścianie rury:

$$\text{– obwodowe siły osiowe: } P_A = 0, \quad P_B = p_h r_r, \quad (58)$$

$$\text{– momenty zginające: } M_A = 0,25 p_h r_r^2, \quad M_B = -0,25 p_h r_r^2.$$

- komprymacja (zagęszczenie) gruntu powoduje natomiast w ścianie rury:

$$\text{– obwodowe siły osiowe: } P_A = 0, \quad P_B = -p_h r_r, \quad (59)$$

$$\text{– momenty zginające: } M_A = -0,25 p_h r_r^2, \quad M_B = 0,25 p_h r_r^2.$$

**Rurociągi odkształcalne:**

- rozpełzanie gruntu wywołuje w ścianie rury:

$$\begin{aligned} & - \text{obwodowe siły osiowe: } P_A = 0, & P_B = 0,67p_h r_r, & (60) \\ & - \text{momenty zginające: } M_A = 0,22\alpha_r(-\Delta p_h)r_r^2, & M_B = -0,20\alpha_r(-\Delta p_h)r_r^2, \end{aligned}$$

- komprymacja gruntu powoduje w ścianie rury:

$$\begin{aligned} & - \text{obwodowe siły osiowe: } P_A = -0,67\alpha_r p_h r_r, & P_B = -p_h r_r, & (61) \\ & - \text{momenty zginające: } M_A = -(0,25 - 0,2\alpha_r)p_h r_r^2, & M_B = (0,25 - 0,22\alpha_r)p_h r_r^2, \end{aligned}$$

gdzie:  $\alpha_r$  – współczynnik obliczany ze wzoru (53).

Komprymacja gruntu zmniejsza, a rozpełzanie gruntu zwiększa owalizację przekroju rury wynikającą z normalnych (niegórnicych) obciążeń rurociągu.

### 7.3.2. Podłużne siły osiowe w rurociągach wywołane tarciem gruntu

Jeśli rurociąg ułożony jest prostopadle do linii frontu eksploatacyjnego i powstającego stoku (zbocza) niecki obniżeniowej, to na długości  $2r$  (rys. 4) dochodzi do pełzania gruntu i powstania tarcia między przemieszczającymi się cząstkami gruntu a zewnętrzną powierzchnią rurociągu. Wówczas na styku rury i gruntu powstają naprężenia styczne  $\tau_r$ , w przybliżeniu równomiernie rozłożone na jej obwodzie. Styczne siły tarcia  $T_r$ , liczone na jednostkę długości rurociągu, wynoszą wówczas [32]:

$$T_r = \pi D_z \tau_r. \quad (62)$$

Powstająca w rurociągu siła osiowa  $P_r$ , będąca funkcją współrzędnej  $x$ , wynosi

$$P_r = T_r x, \quad (63)$$

i stanowi dodatkowe podłużne obciążenie osiowe rury, sumujące się z innymi siłami osiowymi (np. od ciśnienia, temperatury). Nad krawędzią frontu eksploatacyjnego, tj. dla  $x = 0$ , przyjmuje wartość  $P_r = 0$ . Jej ekstremalna wartość występuje w odległości  $r$  od linii frontu eksploatacyjnego i w przybliżeniu wynosi [32]:

$$P_{r\text{ekstr}} = \pm T_r r. \quad (64)$$

Przewody konstrukcji złożonej dzielone są na segmenty o długości  $l$ , dylatowane w kompensatorach tak, aby między segmentami pozostawione były dostatecznie duże szczeliny. W przypadku rurociągów sztywnych lub mało odkształcalnych (np. ze stali, żeliwa, betonu), ekstremalne siły osiowe  $P_{r\text{ekstr}}$  w danym segmencie o długości  $l$  są sumą granicznych sił stycznych na połowie jego długości [32]:

$$P_{r\text{ekstr}} = T_r (l/2). \quad (65)$$

Gdy rurociąg wykonany jest z materiału odkształcalnego (np. z PE), wydłuża się jedynie na długości  $l_z$  równej poziomemu odkształceniu gruntu:

$$l_z = \frac{E_s F_r}{T_r} \varepsilon_g. \quad (66)$$

Ekstremalna siła osiowa w danym segmencie wynosi:

$$P_{r\text{ekstr}} = l_z \cdot T_r. \quad (67)$$

Długość  $l_z$  wzrasta wraz ze wzrostem sztywności rurociągu, a granicę przynależności segmentu do rurociągów nieodkształcalnych i odkształcalnych wyznacza wartość  $l_z = l/2$  [32].

### 7.3.3. Momenty zginające i siły poprzeczne w rurociągach powstające wskutek odkształcenia gruntu

Rozkład oddziaływań pionowych między rurociągiem o długości  $l$ , stałym przekrojem poprzecznym  $F_r$ , modułem sprężystości  $E_s$  i momentem bezwładności  $I_r$ , a gruntem, w którym jest ułożony, na skutek krzywizny  $K$  powierzchni gruntu ulega zmianie. Prowadzi to do powstania w rurociągu momentów zginających  $M_z$  i sił poprzecznych  $Q$ . Obciążenia rurociągu powstałe na skutek krzywizny otaczającej go przypowierzchniowej warstwy gruntu zależą w dużej mierze od sztywności rurociągu wyrażonej za pomocą współczynnika  $\alpha_o$ , określonego zależnością [32]:

$$\alpha_o = \frac{K^*}{K_w}, \quad (68)$$

a jednocześnie:

$$K_w = K - K^*, \quad (69)$$

gdzie:

$K^*$  – krzywizna (odkształcenie) rurociągu spowodowane krzywizną  $K$  gruntu,

$K_w$  – krzywizna wypadkowa oddziałująca na rurociąg.

Po uwzględnieniu zależności (68) i (69):

- krzywizna wypadkowa gruntu oddziałująca na rurociąg wyniesie:

$$K_w = \frac{K}{1 + \alpha_o}, \quad (70)$$

- krzywizna rurociągu spowodowana krzywizną terenu wyniesie:

$$K^* = \frac{\alpha_o K}{1 + \alpha_o}. \quad (71)$$

Jeśli  $\alpha_o < 0,1$ , to krzywizna rurociągu jest mniejsza niż 10% krzywizny warstwy gruntu i można wówczas przyjąć, że rurociąg jest nieodkształcalny. Założenie, że rurociąg jest odkształcalny i dostosowuje się do powierzchniowej warstwy gruntu, staje się natomiast zasadne wówczas, gdy  $\alpha_o > 0,9$ , a krzywizna rurociągu wynosi więcej niż 90% krzywizny gruntu. W warunkach, gdy  $0,1 \leq \alpha_o \leq 0,9$  można przyjąć, że choć rurociąg jest trudno odkształcalny, uwzględnienie tej odkształcalności w określeniu jego obciążeń jest konieczne.

Momenty zginające  $M_z$  na długości  $x$  rurociągu nieodkształcalnego wynoszą:

$$M_z(x) = [(1 - 8(x/l)^2 + 16(x/l)^4)] M_{z\text{ekstr}}, \quad (72)$$

gdzie:  $M_{z\text{ekstr}} = -0,002604(D_z k K l^4)$  dla  $x = 0$ .

Siły poprzeczne w takim rurociągu, w przekroju o odciętej  $x$ , wynoszą:

$$Q(x) = 5,2[x/l - 4(x/l)^3] Q_{\text{ekstr}}, \quad (73)$$

gdzie:  $Q_{\text{ekstr}} = -0,008(D_z k K l^3)$  dla  $x = 0,29l$ .

Wartość liczbową znamienia  $k$  podłoża gruntowego przyjmuje się w zależności od rodzaju gruntu i tak według [32]:

- piasek gruby i średni  $k = 38,5 \text{ N/cm}^3$ ,
- piasek drobny  $k = 29,0 \text{ N/cm}^3$ ,
- piasek gliniasty  $k = 19,0 \text{ N/cm}^3$ ,
- gliny twardoplastyczne  $k = 17,0 \text{ N/cm}^3$ ,
- gliny zwarte  $k = 53,0 \text{ N/cm}^3$ .

Podane wartości odnoszą się do szerokości  $D_z = 1,0 \text{ m}$ ; przy innych średnicach wartości  $k$  należy podzielić przez odpowiednią średnicę  $D_z$  wyrażoną w metrach. Na przykład dla rurociągu o  $D_z = 518 \text{ mm}$  ułożonego w piasku gliniastym wartość  $k = 19,0/0,518 = 36,7 \text{ N/cm}^3$ .

W odniesieniu do rur z materiałów trudno odkształcalnych, wartości  $M_z(x)$  i  $Q(x)$  można obliczać z wyrażeń (72) i (73), przy czym w miejsce krzywizny  $K$  gruntu należy wprowadzić krzywiznę wypadkową  $K_w$  według (70).

Rurociągi z materiałów odkształcalnych łatwo ulegają odkształceniom pod wpływem uginającego się gruntu, a powstający w nich moment zginający przyjmuje wartość stałą na znacznej środkowej części długości rury według relacji:

$$M_z = KE_s I_r. \quad (74)$$

## 7.4. Wpływ eksploatacji górniczej na funkcjonowanie rurociągów sieci

Rozwiązania projektowe sieci działającej w warunkach eksploatacji górniczej powinny zapewnić jej prawidłowe działanie i wystarczającą odporność na ujemne skutki

eksploatacji. Miernikiem tej poprawności jest porównanie maksymalnych naprężeń zredukowanych  $\sigma_{zr}$  w rurociągach sieci z tzw. naprężeniami obliczeniowymi, zależnymi od materiału rur. Wartość  $\sigma_{zr}$  obliczana jest wzorem [58]:

$$\sigma_{zr} = \sqrt{\sigma_p^2 + \sigma_o^2 - \sigma_p \sigma_o + 3\tau_r^2}, \quad (75)$$

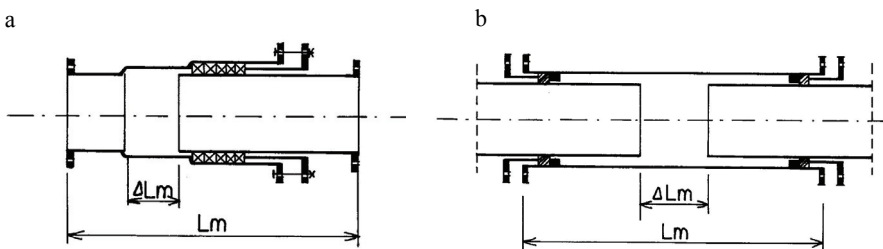
gdzie:

- $\sigma_p$  – naprężenia osiowe (ekstremalne),
- $\sigma_o$  – naprężenia obwodowe (ekstremalne),
- $\tau_r$  – naprężenia styczne (ekstremalne).

Jeśli naprężenia  $\sigma_{zr}$  nie przekroczą wartości obliczeniowych dla danego materiału rur, a także maksymalne odkształcenia i przemieszczenia rur nie przekroczą wartości dopuszczalnych, to sieć zbudowaną z takich rurociągów uznaje się za właściwą do przejścia wpływów eksploatacji górniczej.

## 7.5. Przewody tłoczne na terenach deformacji górniczych

Wobec występowania na terenach robót górniczych zarówno poziomych, jak i pionowych deformacji gruntu konieczny jest podział rurociągów na segmenty odpowiedniej długości, oddzielone wydłużkami (kompensatorami) umożliwiającymi zarówno zmiany długości rurociągu, jak i odchylenia kątowe poszczególnych segmentów względem siebie. Dotyczy to zwłaszcza terenów zaliczanych do III lub wyższej kategorii (por. tab. 1). Na takich terenach należy stosować wyłącznie rury stalowe lub z tworzyw sztucznych, tj. z PE, GRP, PVC. Przy stosowaniu sztywnych połączeń rur (spawanie, zgrzewanie, klejenie) konieczne jest określenie odstępów  $l$  wydłużek (rys. 13) oraz wielkości szczeliny dylatacyjnej  $\Delta L_m$  i długości montażowej wydłużek  $L_m$  (rys. 15). Te ostatnie muszą uwzględniać zarówno deformacje poziome terenu, jak i zmiany termiczne rurociągu.



Rys. 15. Ustawienie montażowe wydłużki:

a – wydłużka żeliwna jednodławicowa, b – wydłużka stalowa dwudławicowa



Obliczenie odstępów  $l$  wydłużeń, np. na rurociągach stalowych, opiera się na założeniu, że suma naprężeń występujących w rurze od siły podłużnej  $\sigma_1$  i od krzywizny terenu  $\sigma_2$  nie może przekraczać granicy plastyczności  $Re$  stali, z uwzględnieniem m.in. odpowiednich współczynników bezpieczeństwa. Zatem:

$$Re \frac{f}{n'} \geq \frac{\sigma_1}{m'} + \sigma_2, \quad (76)$$

gdzie:

$Re$  – granica plastyczności stali, MPa; zależnie od jakości stali i rodzaju wyrobu wynosi 185÷335 MPa,

$f$  – współczynnik jakości spawu (0,7, wyjątkowo 0,9),

$n'$  – współczynnik bezpieczeństwa (1,4),

$m'$  – współczynnik jednorodności materiału z uwzględnieniem korozji stali (0,8),

$\sigma_1$  – naprężenie w rurze od siły podłużnej, MPa,

$\sigma_2$  – naprężenie w rurze od krzywizny terenu, MPa.

Wydłużki – kompensatory muszą mieć taką konstrukcję, która umożliwi zarówno zmiany długości przewodów, jak i ich odchylenie kątowe od osi. Obliczony odstęp wydłużeń (długość segmentu)  $l$  umożliwia określenie teoretycznej wielkości szczeliny dylatacyjnej jako różnicy przemieszczeń środków sąsiednich segmentów rurociągu, lub jako iloczynu odkształcenia poziomego gruntu  $\varepsilon_{g \max}$  i sumy połowy długości sąsiednich segmentów  $\left( \varepsilon_{g \max} \frac{l_1}{2} + \frac{l_2}{2} \right)$ . Uzyskana wielkość umożliwia dobór odpowied-

niej nasuwki, jedno- lub dwudławicowej, albo innego sposobu kompensowania ruchu w złączach przy zachowaniu pewnych zasobów bezpieczeństwa. Dwuzwrotność ruchu segmentu rury wymaga takiego wyjściowego położenia bosych końców sąsiednich segmentów w nasuwce, aby ten ruch był w każdych warunkach zapewniony.

Każda wydłużka powoduje w rurociągu miejscową stratę energii płynącej wody, której wielkość zależy od konstrukcji wydłużki i prędkości przepływu cieczy. Przybliżone wartości liczbowe współczynnika miejscowych strat energii  $\zeta$  w dwudławicowych wydłużkach zestawiono w pracy [40] na podstawie pracy [45].

## 7.6. Grawitacyjne przewody kanalizacyjne na terenach deformacji górniczych

Przewód kanalizacyjny składa się z łańcuchowego układu rur, z których każda wykazuje tendencję do przyjęcia biernego położenia w stosunku do otaczającej masy gruntu.

W wypadku występującego na skraju niecki osiowego, w stosunku do przewodu, rozciągania gruntu opory tarcia na złączach rur mogą być łatwo pokonane. Naprężenia wewnętrzne w ściankach rur są w związku z tym bardzo małe, tym bardziej że rury

kanalizacyjne są krótkie. W rezultacie dochodzi przede wszystkim do rozwarcia złączy. Zarówno rozciąganie, jak i ściskanie gruntu występują w miejscach zakrzywienia (wypukłego lub wklęsłego) powierzchni, co powoduje większe rozwarcie złączy u góry przewodu niż u dołu. Zatem osiowe rozciąganie gruntu choć nie zagraża konstrukcji rur, może jednak spowodować nieszczelność kanału prowadzącą do zamulenia go gruntem i złego funkcjonowania. W warunkach występowania wody podziemnej i gruntu drobnoziarnistego może dojść do całkowitego zniszczenia kanału.

Najskuteczniejszym zabezpieczeniem są w tych warunkach odpowiednio głębokie kielichy i elastyczne uszczelnienia złączy, pokrywające z nadmiarem ich rozwarcia bez utraty szczelności połączenia (opaski betonowe nie są odpowiednie). Wskazane jest natomiast owijanie złączy kanałów dwiema warstwami włókniny, która wprawdzie nie zapobiega infiltracji wody gruntowej do wnętrza rury przez rozszczelnione złącza, ale zabezpiecza kanały przed przenoszeniem przez wodę cząstek gruntu do ich wnętrza i powstawaniem zatorów.

Komprymacja gruntu występuje przy zakrzywieniach gruntu zwróconych wypukłością ku dołowi. W tych warunkach największe osiowe naprężenia ściskające występują w sklepieniach rur, co wymaga ich wzmocnienia przeciwko zmiążdżeniu. Ze względu na otoczenie przewodu gruntem nie dochodzi do jego wybożenia, jakkolwiek siły ściskające, tj. działające mimośrodowo, mogą być znaczne. Skuteczne zabezpieczenie stanowią odpowiednie dylatacje (luzy) na złączach każdej rury i na wszelkich połączeniach rur z obiektami sieciowymi. Jeżeli, na skutek osiowych sił ściskających, dylatacje zostaną zlikwidowane, w materiale rur powstają naprężenia ściskające, osiągające niekiedy znaczne wartości.

Wielkość szczeliny dylatacyjnej  $t$  w kielichach rur żelbetowych w fazie ściskania osiowego gruntu można wyznaczyć na podstawie formuły:

$$t = \left( \frac{D_z}{2R} + 0,5\varepsilon_{g \max} \right) l_r, \quad (77)$$

natomiast konieczną głębokość kielicha z formuły:

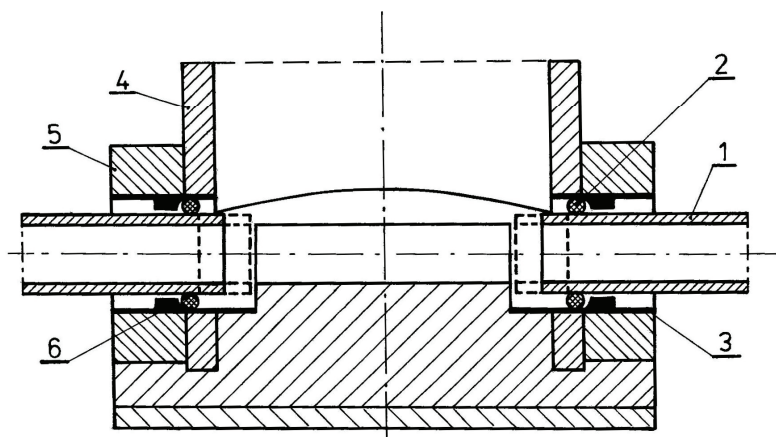
$$K_i = \left( \frac{D_z}{R} + 1,5\varepsilon_{g \max} \right) l_r + b, \quad (78)$$

gdzie:

- $t$  – szerokość szczeliny dylatacyjnej (luzu), m,
- $D_z$  – średnica zewnętrzna rury, m,
- $R$  – promień krzywizny powierzchni terenu, m,
- $\varepsilon_{g \max}$  – największe jednostkowe przemieszczanie (pełzanie) terenu, m/m,
- $l_r$  – długość jednej rury, m,
- $K_i$  – głębokość kielicha, m,
- $b$  – minimalna głębokość uszczelnienia, jaka powinna pozostawać po wysunięciu bosego końca z kielicha, m ( $b_{\min} \geq 0,04$  m).

Przy eksploatacji większej liczby pokładów odkształcenia poziome mogą się w całości lub częściowo sumować. Należy to uwzględnić w projekcie i przewidzieć odpowiednie zwiększenie wartości  $b$ .

W celu zabezpieczenia trwałości kanałów wskazane jest stosowanie odpowiednio zdylatowanych połączeń kanałów ze studzienkami, działających jak kompensatory (rys. 16).



Rys. 16. Przykład dylatacji i elastycznego połączenia rury kanalizacyjnej ze studzienką kontrolną:  
1 – rura, 2 – uszczelka, 3 – osłona z rury stalowej lub innej, 4 – ścianka studzienki,  
5 – wzmocnienie połączenia, 6 – pierścień oporowy

Spśród dostępnych na rynku wielu typów prefabrykowanych studzienek z gotowymi złączami rur, na terenach szkód górniczych z powodzeniem mogą być stosowane te, które zapewniają elastyczność połączenia. Na całym odcinku między studzienkami kanał musi jednak przyjąć siły ściskające działające osiowo, o wielkości zależnej od jego długości. Odcinek ten zachowuje się przy tym jak przewód jednolity. W razie poważniejszych deformacji powierzchni terenu może nastąpić zerwanie przyczepności gruntu do zewnętrznej powierzchni rury, z wyjątkiem krótkiego odcinka środkowego. Dochodzi wówczas do tarcia gruntu o powierzchnię rury, które jest szacowane na około 24,5 kPa. Zjawisko przyczepności gruntu do rury jest w rzeczywistości znacznie bardziej złożone, a przyczepność zależy również m.in. od czasu trwania deformacji terenu, głębokości ułożenia przewodu pod powierzchnią gruntu oraz od rodzaju zasypki.

Znaczne zakrzywienie powierzchni powoduje, że siły podłużne w kanale są przenoszone prawie punktowo przez górne części kielichów. Może dojść wówczas do zaklinowania, a przy kruchych materiałach do miażdżenia kielichów. Zjawisko takie było obserwowane na żeliwnych rurach wodociągowych. Ponieważ długość

tych rur nie przekraczała 3÷5 m, a materiał, z którego były wykonane, był kruchy, stanowiły dobry materiał obserwacyjny nawet w odniesieniu do rur kanalizacyjnych.

Z obserwacji prowadzonych przez Rejonowe Przedsiębiorstwo Wodociągów i Kanalizacji (RPWiK) w Katowicach wynika jednak, że najczęściej dochodzi do wysunięcia bosych końców z kielichów [64]. W wypadku kanalizacji nie jest to tak groźne uszkodzenie, jak w wypadku przewodów wodociągowych, niemniej w niekorzystnych warunkach gruntowo-wodnych może również doprowadzić do poważnych uszkodzeń i niesprawności przewodów kanalizacyjnych.

Następnym typem obserwowanych uszkodzeń było miażdżenie kielichów w warunkach ściskania osiowego gruntu. Bardzo szkodliwe okazało się jednoczesne występowanie osiowych sił ściskających i zginających. Silniejsze i nie tak ciasne kielichy, jak stosowane w standardowych rurach, przyczyniłyby się do zwiększenia ogólnej wytrzymałości całego przewodu. Wynika stąd, że ukształtowanie kielichów, również rur kanalizacyjnych, ma duży wpływ na wytrzymałość przewodów.

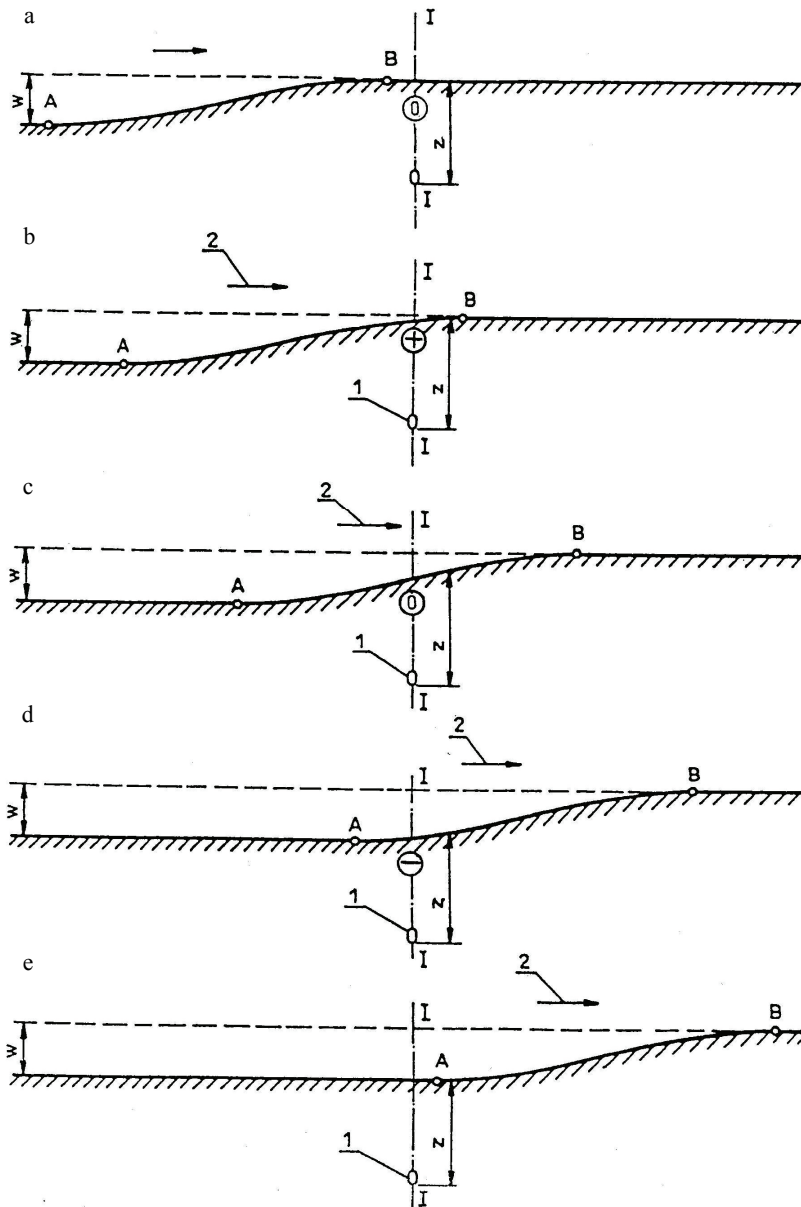
Poprzeczne rozciąganie gruntu powoduje istotne zwiększenie pionowego obciążenia rur kanalizacyjnych (i wodociągowych). Rozluźnienie struktury gruntu prowadzi do całkowitej zmiany układu statycznego w stosunku do tego, który przyjmowany jest w obliczeniach statycznych konstrukcji kanału. Występuje brak parcia bocznego na ściany kanału, wpływającego korzystnie na wytrzymałość konstrukcji. Kanał zaczyna pracować jak ułożony na powierzchni gruntu rodzimego i obciążony nasypem. Wzrasta również wpływ obciążeń dynamicznych powierzchni (por. rozdz. 7.3).

Analiza zjawiska rozluźnienia struktury gruntu powinna uwzględniać jego bardzo powolny przebieg, trwający niejednokrotnie kilka miesięcy lub dłużej, w zależności od tempa eksploatacji złoża. W okresie tym grunt ulega ponownej komprymacji (zagęszczeniu) i przybiera częściowo cechy gruntu rodzimego. Powoduje to pewne złagodzenie przebiegu zmian struktury gruntu i ich skutków, ale do pierwotnego stanu grunt nie powraca jeszcze przez długi czas.

Przy przechodzeniu regularnej niecki w kierunku prostopadłym do osi przewodu ułożonego w ziemi, po fazie rozciągania gruntu następuje faza ściskania go (rys. 17).

Na skutek częściowej komprymacji gruntu, występującej już w fazie rozciągania, ściskanie zachodzi nawet w tym okresie, kiedy należałoby oczekiwać przejściowego rozluźnienia gruntu.

Faza III komprymacji gruntu jest dla kanału niebezpieczna, gdy parcie boczne na kanał znacznie przekracza przyjmowane w obliczeniach statycznych. Im większe jest odkształcenie poziome terenu i im większa głębokość ułożenia kanału, tym większe są siły boczne miażdżące kanał (por. rozdz. 5.2).



Rys. 17. Przemieszczanie się krawędzi (stoku) niecki nad kanałem w kierunku prostopadłym do osi podłużnej:

- a – kanał poza zasięgiem niecki, b – kanał w strefie rozciągania (rozpelzania) gruntu,  
 c – kanał w strefie największego pochylenia niecki, d – kanał w strefie ściskania (kompresji) gruntu,  
 e – kanał na terenie niecki po przejściu nad nim jej stoku;  
 1 – kanał, 2 – kierunek przemieszczania się krawędzi niecki

## 7.7. Przykłady obliczeń

### Przykład 1

Obliczyć parametry charakteryzujące nieckę górniczą, mając dane: miąższość złoża  $M = 2,4$  m, głębokość położenia złoża  $H = 600$  m, kąt nachylenia płaszczyzny wpływów głównych  $\text{tg}\beta = 2,5$ . Eksploatacja jest prowadzona z podsadzką suchą  $\eta = 0,5$ .

*Obliczenia:*

- zasięg niecki  $r$  wg (2)

$$r = 600/2,5 = 240 \text{ m,}$$

- obniżenie powierzchni  $W_{\max}$  wg (6)

$$W_{\max} = 0,5 \cdot 2,4 = 1,20 \text{ m,}$$

- największe nachylenie stoku niecki  $\text{tg}\varepsilon$  wg (3a)

$$\text{tg}\varepsilon = T_{\max} = 1,20/240 = 0,005 \text{ (5‰),}$$

- najmniejszy promień krzywizny stoku niecki  $R_{\min}$  wg (4)

$$R_{\min} = 0,66 (240^2/1,20) = 31\,680 \text{ m,}$$

- największe jednostkowe odkształcenie terenu  $\varepsilon_{g\max}$  wg (7)

$$\varepsilon_{g\max} = \pm 0,6 \cdot 0,005 = \pm 0,003 \text{ m/m} = \pm 3,0 \text{ mm/m.}$$

Wyniki obliczeń wskazują, że teren deformacji górniczych wynikających z eksploatacji złoża, zalicza się do II kategorii przydatności do zabudowy.

### Przykład 2

Obliczyć parametry złącza kielichowego rur żelbetowych, mając dane: średnicę zewnętrzną rur  $D_z = 1,20$  m, długość rur  $l_r = 5,0$  m, promień krzywizny powierzchni terenu  $R_{\min} = 10\,000$  m, największe jednostkowe pełzanie terenu  $\varepsilon_{g\max} = 0,006$  m/m, minimalną głębokość uszczelnienia  $b = 0,05$  m.

*Obliczenia:*

- wielkość dylatacji  $t$  dla fazy ściskania wg (77)

$$t = [1,2/(2 \cdot 10\,000) + 0,5 \cdot 0,006] \cdot 5 = 0,015 \text{ m,}$$

- konieczna głębokość kielicha  $K_i$  wg (78)

$$K_i = (1,2/10\,000 + 1,5 \cdot 0,006) \cdot 5,0 + 0,05 = 0,096 \text{ m,}$$

- rozwarcie złącza dla fazy rozciągania:
  - rozsuniecie w osi rur  $5,0 \cdot 0,006 = 0,03$  m,
  - kąt obrotu w mierze łukowej  $5,0/10\ 000 = 0,0005$ ,
  - rozwarcie złącza od obrotu  $0,0005 (1,2/2) = 0,0003$  m,
  - rozwarcie złącza u góry  $0,03 + 0,0003 = 0,0303$  m,
  - rozwarcie złącza u dołu  $0,03 - 0,0003 = 0,0297$  m.

### Przykład 3

Obliczyć parametry charakteryzujące nieckę górniczą i odległości wydłużeń na rurociągu stalowym ułożonym na zboczu niecki prostopadle do frontu robót, uwzględniając zmiany temperatury rurociągu i deformację terenu. Dane: miąższość złoża  $M = 4,0$  m, głębokość położenia złoża  $H = 600$  m, kąt nachylenia płaszczyzny wpływów głównych  $\text{tg}\beta = 2,5$ , eksploatacja złoża na zawał stropu  $\eta = 0,7$ , długość rurociągu  $l_o = 680$  m, średnica  $D_z = 0,624$  m,  $D_w = 0,610$  m, współczynnik  $\alpha = 0,000012$ , współczynnik sprężystości stali  $E_s = 205,94 \cdot 10^6$  kPa, temperatura  $t_{\max} = 293$  K,  $t_{\min} = 253$  K,  $\Delta t = 40$  K, zdolność kompensacyjna jednej wydłużki  $\Delta L = 0,20$  m.

*Obliczenia:*

Parametry charakteryzujące nieckę:

- $r = 600/2,5 = 240$  m, wg (2)
- $W_{\max} = 0,7 \cdot 4,0 = 2,8$  m, wg (6)
- $\text{tg}\varepsilon = T_{\max} = 2,80/240 = 0,011667$  m/m (11,667 mm/m), wg (3a)
- $R_{\min} = 0,66 \cdot (240^2/2,80) = 13\ 577$  m, wg (4)
- $\varepsilon_{g\max} = \pm 0,6 \cdot 0,011667 = \pm 0,007$  m/m (7 mm/m). wg (7)

Wyniki wskazują, że teren deformacji górniczych zalicza się do IV kategorii przydatności do zabudowy (tabela 1).

Wydłużenie rurociągu o długości  $l_o = 680$  m

$$\Delta l_o = 680 \cdot 0,000012 (293 - 253) = 0,3264 \text{ m}, \quad \text{wg (34)}$$

$$n_s = 0,3265/0,20 = 1,63, \quad \text{wg (36)}$$

przyjmując  $n_s = 2$ , otrzymujemy:

$$l = 680/2 = 340 \text{ m}. \quad \text{wg (37)}$$

Napężenia wywołane zmianą temperatury

$$\sigma_t = 205,94 \cdot 10^6 \cdot 0,000012 \cdot 40 = 98851,2 \text{ kPa}, \quad \text{wg (35)}$$

$$P_t = 988851,2 \frac{3,14}{4} (0,624^2 - 0,600^2) = 2280 \text{ kN}. \quad \text{wg (38)}$$

Ostateczne wydłużenie segmentu rurociągu o długości  $l_o = 680$  m ze względów termicznych, po uwzględnieniu tarcia rurociągu o grunt, wynosi:

$$\Delta l_{oo} = (2280 \cdot 680) / (2 \cdot 205,94 \cdot 10^6 \cdot 0,02306) = 0,163 \text{ m.} \quad \text{wg (44)}$$

Przyjmujemy, że wydłużenie  $\Delta l_{oo}$  jest równe sumarycznej długości szczelin dylatacyjnych, koniecznych ze względów termicznych. Natomiast sumaryczna długość szczelin  $\Sigma t$  na tym segmencie ze względu na deformacje terenu wynosi:

$$\Sigma t = [0,624 / (2 \cdot 13577) + 0,5 \cdot 0,0007] \cdot 680 = 2,396 \text{ m.} \quad \text{wg (77)}$$

Zatem łączna długość koniecznych szczelin wyniesie:

$$\Delta l_{oo} + \Sigma t = 0,163 + 2,396 = 2,56 \text{ m.}$$

Stąd liczba kompensatorów o zdolności kompensacyjnej  $\Delta L = 0,20$  m, rozmieszczonych na rozważanym segmencie rurociągu, wyniesie:

$$n_s = 2,56 / 0,20 = 12,8. \quad \text{wg (47)}$$

Ostatecznie przyjęto  $n_s = 13$  kompensatorów, z których każdy będzie umieszczony w środku odcinka o długości:  $680 / 13 = 52,31$  m.



## 8. Materiały do budowy przewodów na terenach szkód górniczych

### 8.1. Przewody wodociągowe

Na terenach szkód górniczych stosowano dotychczas głównie rury żeliwne, tj. z żeliwa szarego, a także stalowe i żelbetowe, a w przeszłości nawet azbestocementowe. Obecnie rury te wypierane są przez rury z żeliwa sferoidalnego, PVC, PE, z żywicy poliestrowych zbrojonych włóknem szklanym (GRP) [59].

RPWiK w Katowicach uznało rury z PE za najodpowiedniejsze do budowy sieci wodociągowych na terenach szkód górniczych [64]. Zostało to potwierdzone badaniami uszkodzalności sieci wodociągowej w Polkowicach [17, 21], narażonej na szkody górnicze powodowane eksploatacją rud miedzi. Uszkodzalność przewodów z PE i PVC była kilkakrotnie mniejsza niż rur z żeliwa szarego.

Wymagania i badania przy odbiorze przewodów wodociągowych z rur stalowych i żeliwnych na terenach górniczych obejmuje polska norma PN-B-10726:1999 [48].

Obecnie na terenach szkód górniczych stosowane są rury z żeliwa sferoidalnego i rury z tzw. tworzyw sztucznych.

Tabela 6. Charakterystyka rur i kształtek z żeliwa sferoidalnego [63.1]

| Nazwa cieczy                | Jednostka | Rury     | Kształtki |
|-----------------------------|-----------|----------|-----------|
| Wytrzymałość na rozciąganie | MPa       | ≥420     | ≥400      |
| Granica plastyczności       | MPa       | ≥300     |           |
| Ciśnienie szczytowe         | MPa       | ≥550     | ≥500      |
| Wytrzymałość na zginanie    | MPa       | ≥420     | ≥400      |
| Współczynnik sprężystości   | MPa       | ≥170 000 |           |
| Twardość                    | HB5/750   | ≥230     | ≥250      |

Rury z żeliwa sferoidalnego (tab. 6) odlewane są odśrodkowo z tworzywa żelazowo-węglowego, którego część węglową stanowią kuleczki grafitowe. Rury wyróżniają się dużą wytrzymałością na rozciąganie i elastycznością, która ma szczególne znaczenie w warunkach nieprzewidzianych przeciążeń powstających m.in. w wyniku ruchów górotworu, nie powodujących pęknięć rury, a jedynie jej miejscowe deformacje. Ze-

wewnętrzna powierzchnia rur zabezpieczana jest poprzez cynkowanie natryskowe oraz warstwę masy bitumicznej. Cynkowanie wykonywane jest bezpośrednio na naskórek odlewu bez jego piaskowania. W bardzo agresywnych gruntach rury z żeliwa sferoidalnego mogą być zabezpieczane od zewnątrz folią polietylenową lub 5-milimetrową warstwą zaprawy cementowej. Od wewnątrz funkcję ochronną rur może pełnić wykładzina z zaprawy cementowej kładziona metodą wirowania, przy czym do rur wodociągowych stosuje się cement hutniczy (pH 6,5÷12), natomiast w wypadku ścieków lub zwiększonej agresywności wody cement glinowy (pH 4,5÷10) [63.1].

Produkowane rury mają średnicę nominalną DN do 2000 mm, a ich długość wynosi 6,0 m (DN do 1000 mm) lub około 8,0 m (DN ponad 1000 mm). Połączenia rur mogą być kielichowe (wsuwane) i kołnierzowe. Istnieje również możliwość spawania rur, spawania odgałęzień i łączników z użyciem elektrod niklowo-żelazowych. W wielu przypadkach (grunty spoiste) rezygnuje się z podsypki piaskowej oraz użycia do zasypki gruntu z wykopu. Rury ciśnieniowe można stosować w wykopach o głębokości do 10 m i obciążeniu komunikacyjnym bez obliczeń statycznych. Przy głębokości wykopu do 4,0 m. i średnicach do DN 1200 mm nie wymagane jest również zagęszczanie gruntu.

Parametry rur z tworzyw sztucznych są całkowicie odmienne od parametrów charakteryzujących rury metalowe. Materiały sprężyste (np. stal) charakteryzuje liniowa proporcjonalność odkształcenia względnego  $\psi$  od naprężenia  $\sigma$  wyrażona prawem Hooke'a, obowiązującym poniżej granicy plastyczności:

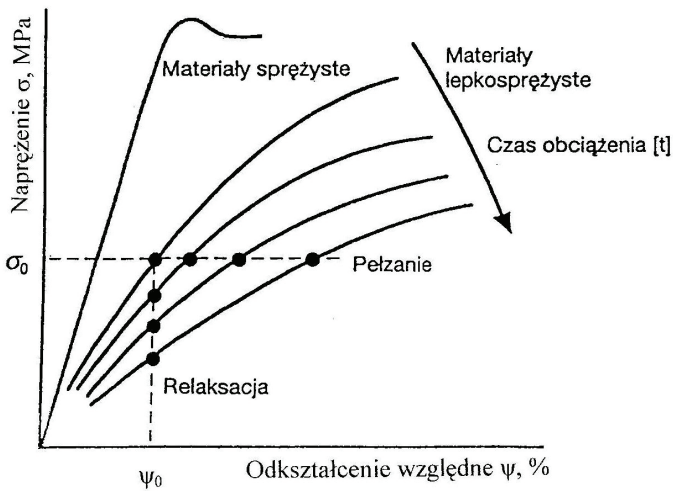
$$\frac{\sigma}{\psi} = E_s. \quad (79)$$

gdzie:

- $\sigma$  – naprężenie,
- $\psi$  – odkształcenie względne,
- $E_s$  – moduł sprężystości.

Tworzywa sztuczne zaliczane są do materiałów lepkosprężystych, w odniesieniu do których zależność między naprężeniem  $\sigma$  a odkształceniem względnym  $\psi$  nie ma przebiegu liniowego i jest związana z czasem trwania obciążenia – im jest on dłuższy, tym większe jest odkształcenie względne przy tym samym naprężeniu (rys. 18). Zależność ta opisuje zjawisko pełzania materiału, w którego efekcie rura poddawana stałemu ciśnieniu wewnętrznemu zwiększa swoją średnicę. W projektowaniu przyjmuje się, że wzrost nominalnej średnicy rury z PVC następuje w granicach od 0,3% początkowo do 1% po 50 latach stałego obciążenia.

Prawo Hooke'a może być stosowane do opisu zachowania się materiałów lepkosprężystych po wprowadzeniu w miejsce stałej wartości modułu sprężystości  $E_s$  wartości  $E_t$  zmieniającej się w czasie. Moduł  $E_t$  nazywany jest również modułem pełzania, gdy opisuje pełzanie (wzrost  $\psi$ ) materiału poddanego stałemu naprężeniu, lub też modułem relaksacji, gdy opisuje relaksację naprężenia (spadek  $\sigma$ ) w materiale poddanym stałemu odkształceniu.



Rys. 18. Zależność naprężenia i odkształcenia względnego materiałów sprężystych i lepkosprężystych [24, 25]

Tabela 7. Krótkotrwałe (3-minutowe) i długotrwałe (50-letnie) wartości modułu  $E_t$  rur z PVC i PE-HD w temperaturze 293K (+20 °C) [25]

| Moduł pełzania (relaksacji) $E_t$ , MPa | PVC  | PE-HD |
|---|------|-------|
| 3-minutowy                              | 3200 | 800   |
| 50-letni                                | 1400 | 200   |

Zależne od czasu wartości modułu  $E_t$  dla rur z PVC i PE-HD w temperaturze +20 °C zestawiono w tabeli 7.

Praktyczną konsekwencją pełzania jest pojawienie się uszkodzeń dopiero po pewnym czasie od powstania obciążenia. Czas ten jest odwrotnie proporcjonalny do rzeczywistego naprężenia. Można zatem określić tak małe naprężenie, aby teoretyczny czas wystąpienia uszkodzenia znacznie przekraczał wymagania dotyczące żywotności rurociągu. Należy jednak pamiętać, że wysokie temperatury skracają czas wytrzymałości materiału lepkosprężystego.

Na podstawie przeprowadzonych badań [25] określono naprężenia dla tworzyw termoplastycznych w temperaturze 293 K (+20 °C) dla czasu eksploatacji co najmniej 50 lat (tab. 8).

Naprężenia zależą od jakości materiału i założonego współczynnika bezpieczeństwa (1,3÷2,5). Należy pamiętać, że po 50 latach rura nie będzie pękać, jeśli przyjmie się wysokość ciśnienia odpowiednio mniejszą od wywołującego pęknięcie. Czas jej pełnej sprawności może się wówczas teoretycznie wydłużyć nawet do kilkuset lat.

Tabela 8. Naprężenia w rurach z tworzyw termoutwardzalnych w temperaturze 293 K (+20 °C) [25]

| Material | Naprężenia projektowe, MPa | Długotrwałe naprężenia niszczące, MPa |
|----------|----------------------------|---------------------------------------|
| PVC      | 10÷14                      | 25÷30                                 |
| PE-HD    | 5,0÷6,0                    | 7÷9                                   |
| PE-MD    | 5,0÷6,0                    | 8÷9                                   |
| PE-LD    | 2,5÷3,2                    | 4÷5                                   |
| PP       | 5,0                        | 8÷9                                   |

## 8.2. Przewody kanalizacyjne

Przewody sieci kanalizacyjnych na terenach szkód górniczych budowane są z rur z materiałów analogicznych do wykorzystywanych do produkcji przewodów wodociągowych, a także rur betonowych i kamionkowych.

W ostatnich latach coraz chętniej stosowane są rury z żeliwa sferoidalnego i tworzyw sztucznych (PVC, PE, PE-HD i PE-MD), oraz z tworzyw chemoutwardzalnych, jak poliester wzmocniony włóknem szklanym (GRP) lub żywica epoksydowa (GRE) [63.2–63.8].

Opisane uprzednio cechy i zachowania się ciśnieniowych rur z PVC i PE należy uzupełnić ich zachowaniem się w warunkach grawitacyjnego przepływu ścieków przy częściowym wypełnieniu przekroju.

Istotnym zagadnieniem w tych warunkach jest stabilizacja rury otoczonej gruntem. Rury sztywne (żelbet, żeliwo itp.) przyjmują wprost na siebie oddziaływanie sił pionowych, pochodzących od obciążenia pionowego rury. Rury elastyczne wykorzystują poziomy odpór gruntu, czego wyrazem jest odkształcenie się rury, przy czym istnieje istotna współzależność między sztywnością rury i sztywnością gruntu. Zjawisko to ujmuje wzór Spanglera [24, 25]:

$$\delta/D = \frac{f(p_v)}{S_R \cdot S_S}, \quad (80)$$

gdzie:

$\delta$  – skrócenie pionowej średnicy rury, m,

$D$  – średnica początkowa, tj. nieodkształconej rury, m,

$p_v$  – pionowe obciążenie rury, kPa,

$S_R$  – sztywność obwodowa rury, kPa ( $S_R = 2 \div 32$  kPa); dla standardowych rur grawitacyjnych  $S_R = 4$  kPa lub 8 kPa, w wypadku bardzo słabych gruntów  $S_R = 16$  kPa,

$S_S$  – sztywność gruntu, kPa; dla zwykłych gruntów  $S_S = 5 \div 20$  kPa w zależności od zagęszczenia gruntu, im lepiej zagęszczony, tym  $S_S$  większe.

O współzależności sztywności rury i gruntu świadczy np. to, że gdy grunt jest źle zagęszczony lub luźny, to  $S_S = 6$  kPa i konieczne jest użycie rur o sztywności obwodowej  $S_R = 16$  kPa. Zgodnie z (45) identyczne odkształcenie względne rury można osiągnąć przy sztywności  $S_R = 2$  kPa, o ile grunt byłby zagęszczony do wartości  $S_S = 20$  kPa. W warunkach terenów szkód górniczych, rozwojowi niecki górniczej i związanym z tym deformacjom powierzchni towarzyszą fazy rozluźniania (rozpełzania) i zagęszczania (spełzania) gruntu, co ma istotny wpływ na obciążenie zewnętrzne przewodów, zwłaszcza o przepływie grawitacyjnym ze swobodnym zwierciadłem cieczy.

Zewnętrzne parcie gruntu lub wody podziemnej, albo wewnętrzne podciśnienie wywołuje w ściance rury obwodowe siły ściskające. Może to doprowadzić do wybożenia, a w jego wyniku do uszkodzenia ścianki rury, zwłaszcza przy małej sztywności rury.

Wymagania i badania przy odbiorze przewodów kanalizacyjnych na terenach górniczych obejmuje polska norma PN-B-10727:1992 [49].

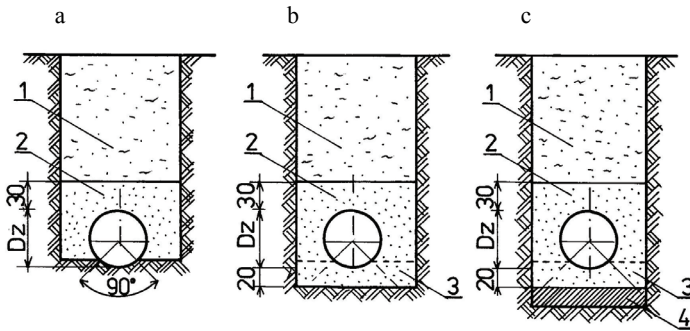
## 9. Podstawowe zasady budowy przewodów na terenach szkód górniczych

Budowa sieci przewodów wodociągowych i kanalizacyjnych na terenach szkód górniczych wymaga dużej staranności i przestrzegania zasad minimalizujących niekorzystne skutki deformacji terenu. Sposób posadowienia przewodu uzależniony jest od rodzaju gruntu macierzystego:

- Grunty piaszczyste i żwirowe wymagają wyprofilowania w gruncie rodzimym podłoża dla rury na długości  $\sim 0,7885 D_z$  (odpowiednik kąta  $90^\circ$ ) (rys. 19a).
- Grunty skaliste, spoiste i piaski pylaste wymagają wykonania pod rurą podsypki z zagęszczonego warstwami (ubitego) piasku lub drobnoziarnistego żwiru i wyprofilowania w niej podłoża dla rury na długości  $\sim 0,785 D_z$  (rys. 19b).
- Grunty organiczne o niskiej nośności i grunty nasypowe wymagają wykonania pod rurą płyty betonowej (ewentualnie zbrojonej), a na niej podsypki zagęszczonego warstwami piasku lub drobnoziarnistego żwiru i wyprofilowania w niej podłoża dla rury na długości  $\sim 0,785 D_z$  (rys. 19c). Minimalna grubość zagęszczanej warstwami podsypki w obydwu przypadkach wynosi 20 cm. Zasyпка wokół rury i nad rurą powinna być wykonywana wyłącznie z warstw zagęszczonego piasku, przy czym warstwa przykrywająca rurę powinna wynosić co najmniej 30 cm. Całkowite przykrycie przewodu, licząc od powierzchni terenu, powinno być nie mniejsze niż głębokość przemarzania gruntu, a co najmniej 1,0 m.

Armaturę wodociągową, np. zasuwy, hydranty, kłapy zwrotne, odwadniacze, odpowietrzniki, wodomierze, wydłużki, należy umieszczać w studzienkach z włazami i ewentualnie stropami termoizolowanymi. Przejście rurociągu przez ścianę takiej studzienki musi zapewnić dwuzwrotne przesuwanie się rurociągu i odchylenie kątowe od osi przewodu. Na zmianach trasy i rozgałęzieniach konieczne są bloki oporowe.

Obiekty kanalizacyjne, np. studzienki kontrolne, komory połączeniowe, kaskadowe, przelewowe, zbiorniki sieciowe, muszą być tak zdylatowane w stosunku do przewodów kanalizacyjnych, aby był możliwy ich ruch dwuzwrotny, a także odchylenie kątowe w stosunku do osi przewodu.



Rys. 19. Sposoby posadwienia przewodów na terenach szkód górniczych:  
 a – grunty piaszczyste i żwirowe, b – grunty skaliste i spoiste, piaski pylaste,  
 c – grunty organiczne i nasypowe; 1 – grunt rodzimy z wykopu, bez kamieni i głazów,  
 2 – zasypka z piasku zagęszczana warstwami, 3 – podsypka z piasku zagęszczana warstwami,  
 4 – fundamentowa płyta betonowa (ewentualnie zbrojona)

Niezmiernie ważne jest, aby czas planowanej budowy obiektów i przewodów wodociągowych czy kanalizacyjnych był jak najkrótszy i przypadał w okresie niewystępowania ruchów deformujących grunt i ekstremalnych temperatur powietrza atmosferycznego.

## Literatura

- [1] ABRAMOV N.N., *Obosnovanija i metody zonirowanija wodoprowodnych sistem*, Moskwa–Lenin-grad, Izd. Min. Kom. Choz. R.S.F.R.S., 1949.
- [2] Centralny Ośrodek Badawczo-Rozwojowy Techniki Instalacyjnej Instal, *Katalog wyrobów branży instalacyjno-przemysłowych i sanitarno-technicznych*, Wydawnictwo Akcydensowe, Warszawa 1987.
- [3] DOHNALIK P., *Straty wody w miejskich sieciach wodociągowych*, Polska Fundacja Ochrony Zasobów Wodnych, Bydgoszcz 2000.
- [4] DOHNALIK P., ZAPIÓR T., *Rzeczywiste straty wody w systemach wodociągowych regionu południowego Polski*, Materiały konferencyjne „Zaopatrzenie w wodę miast i wsi”, PZITS, Poznań 1996, tom 1, s. 509–534.
- [5] GLEZER A.L., *Izmenenie vodorotreblenija żylych rajonov*, Vodosnabżenie i Sanitarnaja Technika, 1969, nr 7.
- [6] Główny Instytut Górnictwa, *Zasady oceny możliwości prowadzenia podziemnej eksploatacji górniczej z uwagi na ochronę obiektów budowlanych*, Instrukcja GIG nr 12, Katowice 2000.
- [7] HOTŁOŚ H., *Ograniczenie ciśnienia w sieci wodociągowej jako czynnik zmniejszający uszkodzalność i koszty napraw uszkodzeń przewodów*, GWiTS, 1999, nr 5, s. 180–184.
- [8] HOTŁOŚ H., *Wpływ modernizacji pompowni na parametry eksploatacyjne sieci wodociągowej*, Ochrona Środowiska, 2002, nr 4, s. 27–31.
- [9] HOTŁOŚ H., *Badania eksploatacyjne wpływu wysokości ciśnienia i materiału rur na uszkodzalność sieci wodociągowej*, GWiTS, 2002, nr 11, s. 402–407.
- [10] HOTŁOŚ H., *Analiza strat wody w systemach wodociągowych*, Ochrona Środowiska, 2003, vol. 25, nr 1, s. 17–24.
- [11] HOTŁOŚ H., *Ilościowa ocena wpływu wybranych czynników na parametry i koszty eksploatacyjne sieci wodociągowych*, Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 2007.
- [12] HOTŁOŚ H., *Quantitative assessment of the influence of water pressure on the reliability of water-pipe networks in service*, Environment Protection Engineering, 2010, Vol. 36, No. 3, s. 103–112.
- [13] HOTŁOŚ H., *Badania zmian poboru wody w wybranych miastach Polski w latach 1990–2008*, Ochrona Środowiska, 2010, vol. 32, nr 3, s. 39–43.
- [14] HOTŁOŚ H., *Badania zmienności strat wody w wybranych miastach Polski w latach 1990–2008*, Ochrona Środowiska, 2010, vol. 32, nr 4, s. 21–25.
- [15] HOTŁOŚ H., KOTOWSKI A., MIELCARZEWICZ E.W., *Analiza porównawcza strat wody w sieciach wodociągowych Polkowic i innych miast*, Raport Instytutu Inżynierii Ochrony Środowiska Politechniki Wrocławskiej serii SPR, nr 24, Wrocław 1993.
- [16] HOTŁOŚ H., MIELCARZEWICZ E.W., *Analiza udziału szkód górniczych w przebudowie sieci wodociągowej i kanalizacyjnej w rejonie osiedla Sienkiewicza w Polkowicach*, Raporty Instytutu Inżynierii Ochrony Środowiska Politechniki Wrocławskiej serii SPR, nr 40, Wrocław 1994.



- [17] HOTŁOŚ H., MIELCARZEWICZ E.W., *Uszkodzalność sieci wodociągowej i kanalizacyjnej w warunkach eksploatacji górniczej na przykładzie rejonu osiedla Sienkiewicza w Polkowicach*, GWiTS, 1995, nr 12, s. 429–433.
- [18] HOTŁOŚ H., MIELCARZEWICZ E.W., *Metody oceny udziału szkód górniczych w uszkodzalności sieci wodociągowych*, Materiały konferencyjne „Rola GPW w systemie zaopatrzenia w wodę dziś i jutro”, GPW Katowice, PZITS, Ustroń–Katowice 1997, s. 73–81.
- [19] HOTŁOŚ H., MIELCARZEWICZ E.W., *Dynamika zmian wskaźników zużycia i strat wody w sieciach wodociągowych wybranych miast Polski*, Materiały konferencyjne „Zaopatrzenie w wodę miast i wsi”, PZITS, Poznań 1998, tom 1, s. 61–72. Przegląd Komunalny, dodatek „Zaopatrzenie w wodę miast i wsi”, 1998, nr 10, s. 24–30.
- [20] HOTŁOŚ H., MIELCARZEWICZ E.W., *Kształtowanie się zużycia wody w Polsce w okresie gospodarki rynkowej*, Gaz, Woda i Technika Sanitarna, 2000, nr 4, s. 135–137.
- [21] HOTŁOŚ H., MIELCARZEWICZ E.W., KLUSKA W., *Sieci wodociągowe na terenach oddziaływania podziemnej eksploatacji górniczej na przykładzie Polkowic*, GWiTS, 2000, nr 11, s. 450–453.
- [22] Instytut Techniki Budowlanej, *Wymagania techniczne dla obiektów budowlanych wznoszonych na terenach górniczych*, Warszawa 1975.
- [23] Instytut Techniki Budowlanej, *Wymagania techniczne dla obiektów budowlanych wznoszonych na terenach górniczych*, Instrukcja ITB, nr 364, Warszawa 2007.
- [24] JANSON L.E., *Rury z tworzyw sztucznych do zaopatrzenia w wodę i odprowadzania ścieków*, (Plastics Pipes for Water Supply and Sewage Disposal), Polskie Stowarzyszenie Producentów Rur i Kształtek z Tworzyw Sztucznych, Toruń 2010.
- [25] JANSON L.E., MOLIN J., *Projektowanie i wykonawstwo sieci zewnętrznych z tworzyw sztucznych*, (Design and Installation of Buried Plastics Pipes), Stockholm 1991.
- [26] KLISZCZEWICZ B., *Sieci uzbrojenia podziemnego na terenach górniczych*, Nowoczesne Budownictwo Inżynieryjne, 2009, nr 9–10, s. 94–97.
- [27] KOTOWSKI A., KLUSKA W., *Badania sprawności sieci kanalizacyjnej na terenach szkód górniczych*, GWiTS, 2000, nr 11, s. 445–449.
- [28] KOTOWSKI A., WARTALSKI J., KLUSKA W., *Analiza wpływu szkód górniczych na stan techniczny sieci kanalizacyjnej Polkowic*, GWiTS, 1995, nr 11, s. 387–390.
- [29] KUŚ K., *Podstawy projektowania układów i obiektów wodociągowych. Wybrane zagadnienia (praca zbiorowa)*, Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice 1998.
- [30] KUŚ K., SOWA A., PIECHURSKI F., *Wpływ działalności górniczej na obiekty wodociągowe Śląska*, GWiTS, 1984, nr 7, s. 189–191.
- [31] KUŚ K., ZAKRZEWSKA A., *Eksploatacja sieci wodociągowych na terenach górniczych Górnego Śląska*, Zeszyty Naukowe Politechniki Świętokrzyskiej, Budownictwo, 44, Kielce 2005.
- [32] KWIATEK J., *Obiekty budowlane na terenach górniczych*, Główny Instytut Górnictwa, Katowice 2002.
- [33] KWIETNIEWSKI M., RAK J., *Niezawodność infrastruktury wodociągowej i kanalizacyjnej w Polsce*, Komitet Inżynierii Łądowej i Wodnej PAN, Warszawa 2009.
- [34] KWIETNIEWSKI M., ROMAN M., KŁOSS-TREBACZKIEWICZ H., *Niezawodność wodociągów i kanalizacji*, Arkady, Warszawa 1993.
- [35] MADRYAS C., KOŁONKO A., WYSOCKI L., *Konstrukcje przewodów kanalizacyjnych*, Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 2002.
- [36] MOKROSZ R., *Wymagania techniczne dotyczące sieci uzbrojenia na terenach górniczych*, Inżynieria i Budownictwo, 2002, nr 2, s. 80–84.
- [37] MIELCARZEWICZ E.W., *Strefowanie układów dystrybucji wody jako problem techniczny i ekonomiczny*, Materiały XVI Seminarium Projektantów Wodociągów, PziTS, Kraków–Łańcut 1985.

- [38] MIELCARZEWICZ E.W., *Gospodarka wodno-ściekowa w zakładach przemysłowych*, PWN, Warszawa 1986.
- [39] MIELCARZEWICZ E.W., *Przewody wodociągowe i kanalizacyjne na terenach szkód górniczych*, Raporty Instytutu Inżynierii Ochrony Środowiska Politechniki Wrocławskiej serii SPR, nr 32, Wrocław 1999.
- [40] MIELCARZEWICZ E.W., *Obliczanie systemów zaopatrzenia w wodę*, Arkady, Warszawa 2000.
- [41] MIELCARZEWICZ E.W., HOTŁOŚ H., *Przewody wodociągowe i kanalizacyjne na terenach oddziaływania eksploatacji górniczej*, Konferencja Naukowa „Problemy naukowo-badawcze budownictwa”, Wrocław–Krynica, Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, 2000, tom 4, s. 101–108.
- [42] MIELCARZEWICZ E.W., HOTŁOŚ H., KOTOWSKI A. i in., *Analiza uszkodzeń sieci wodociągowej, kanalizacji bytowo-gospodarczej i deszczowej w mieście Polkowice w warunkach podziemnej eksploatacji złóż miedzi w obrębie miasta*, Raporty Instytutu Inżynierii Ochrony Środowiska Politechniki Wrocławskiej serii SPR, nr 22, Wrocław 1996.
- [43] MIELCARZEWICZ E.W., WARTALSKI J., *Systemy zaopatrzenia w wodę i usuwania ścieków. Wybrane zagadnienia*, Wydawnictwo Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 1990.
- [44] NOWOSIELSKI S., TCHÓRZEWSKI J., *Budowa liniowych obiektów inżynierskich – na terenach szkód górniczych*, GWiTS 1983, nr 7, s. 201–207.
- [45] OLESIŃSKA U., *Eksperymentalne wyznaczanie współczynnika strat miejscowych „Z” stalowych, dwudławicowych nasuwek kompensacyjnych*, Dysertacja doktorska. Instytut Inżynierii i Technologii Wody, Ścieków i Odpadów Politechniki Śląskiej, Gliwice 1991.
- [46] PETROZOLIN W., *Projektowanie sieci wodociągowych*, Arkady, Warszawa 1974.
- [47] PN-B-02170:1985: *Ocena szkodliwości drgań przekazywanych przez podłoże na budynki*.
- [48] PN-B-10726:1999: *Wodociągi. Przewody zewnętrzne z rur stalowych i żeliwnych na terenach górniczych. Wymagania i badania przy odbiorze*.
- [49] PN-B-10727:1992: *Kanalizacja. Przewody kanalizacyjne na terenach górniczych. Wymagania i badania przy odbiorze*.
- [50] PN-EN 1997-1:2008: *Eurokod 7. Projektowanie geotechniczne. Część 1: Zasady ogólne*.
- [51] PN-EN 1990:2004: *Eurokod. Podstawy projektowania konstrukcji*.
- [52] PN-EN 1401-1:2009: *Systemy przewodów rurowych z tworzyw sztucznych do podziemnego beczciśnieniowego odwadniania i kanalizacji. Nieplastyfikowany poli(chlorek winylu) (PVC-U). Część 1: Specyfikacje rur, kształtek i systemu*.
- [53] PN-EN 1401-1:2009 (U): *Systemy przewodów rurowych z tworzyw sztucznych do beczciśnieniowej podziemnej kanalizacji deszczowej i sanitarnej. Nieplastyfikowany poli(chlorek winylu) (PVC-U). Część 1: Specyfikacje rur, kształtek i systemu*.
- [54] PN-M-74301:1989: *Armatura przemysłowa. Kompensatory jednodławicowe kolnierzowe żeliwne na ciśnienie 1 i 1,6 MPa*.
- [55] PN-N-04031:1979: *Niezawodność w technice. Estymacja wskaźników niezawodności*.
- [56] PN-N-04041-06:1990: *Niezawodność w technice. Zapewnienie niezawodności obiektów technicznych. Weryfikowanie hipotez o rozkładach zmiennych losowych w badaniach niezawodności*.
- [57] POPIOŁEK E., *Ochrona terenów górniczych*, Wydawnictwa AGH, Kraków 2009.
- [58] *Ochrona obiektów budowlanych na terenach górniczych*, praca zbiorowa pod redakcją J. Kwiatka, Wydawnictwo Głównego Instytutu Górniczego, Katowice 1998.
- [59] *Zasady doboru rozwiązań materiałowo-konstrukcyjnych do budowy przewodów wodociągowych*, praca zbiorowa pod redakcją M. Kwietniewskiego, M. Tłoczka, L. Wysockiego, Izba Gospodarcza Wodociągi Polskie, Bydgoszcz 2011.
- [60] SZUMIERZ W., *Statyka budowli liniowych poddanych działaniu sił poziomych od pełzania podłoża górniczego*, Główny Instytut Górniczego, Katowice 1980.
- [61] WASILKOWSKI F., *Ruchy budowli na terenach górniczych*, Inżynieria i Budownictwo, 1954, nr 4.

- [62] WIECZYSTY A., *Niezawodność systemów wodociągowych i kanalizacyjnych*, Cz. I i II, Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, Kraków 1990.
- [63] Wybrane katalogi firm produkujących rury i inne elementy sieci wodociągowo-kanalizacyjnych
- 63.1. HALBERG: *Rury z żeliwa sferoidalnego dla wody, ścieków i gazu*, [www.pamline.pl](http://www.pamline.pl)
- 63.2. HOBAS: *Dla ochrony środowiska rury HOBAS, szczelne – trwale – uniwersalne*, [www.hobas.com](http://www.hobas.com)
- 63.3. MABO-TURLEN: *Katalog techniczny. Systemy kanalizacji zewnętrznej PVC*.
- 63.4. WAVIN: *Kanalizacja zewnętrzna*, [www.wavin.pl](http://www.wavin.pl) [dostęp: styczeń 2011].
- 63.5. WAVIN: *Kanalizacja zewnętrzna, studzienki*.
- 63.6. WAVIN: *Rury ciśnieniowe, katalog techniczny*.
- 63.7. WAVIN: *Systemy ciśnieniowe z rur do przesyłu wody i gazu*.
- 63.8. PIPELIFE: [www.pipelife.pl](http://www.pipelife.pl) [dostęp: styczeń 2011].
- [64] ZUBER T., *Wpływ eksploatacji górniczej na uszkodzalność sieci wodociągowych i kanalizacyjnych na obszarze wybranych miast Śląska*, GWiTS, 1999, nr 6, s. 207–213.
- [65] ZUBER T., *Wpływ eksploatacji górniczej na ukształtowanie koryta rzeki Rawy*, Cz. II. GWiTS, 1999, nr 10, s. 372–375.
- [66] <http://www.polkowice.pl/pliki/informacja.pdf> [dostęp: styczeń 2011].
- [67] <http://www.awarie.ps.pl/artykuly/0095.pdf> [dostęp: styczeń 2011].

# **Reliability conditions and assessment of a proper functioning of water-pipe networks and sewer systems in areas affected by mining operations**

Underground mining operations are a major factor contributing to the occurrence of deformations on the soil surface and to the generation of paraseismic ground tremor. The impact of those operations on the natural environment, on engineering structures, as well as on the usability of mining-affected areas for land development, is described in this book and methods of assessing these influences are presented. Particular consideration is focused on the impact of mining operations on the reliability (failure frequency) of linear objects, specifically water-pipe networks and sewer systems. The values of the parameters that describe this reliability are also presented.

Original methods are proposed for assessing, in quantitative terms, the contribution of mining operations to the frequency of water-pipe network and sewer system failure. They are illustrated by examples of the Legnica–Głogów Copper District (Polkowice) and the Upper Silesian Coal Basin. The impact of mining operations on water loss caused by leakage from damaged pipes has been quantified.

The book also reports on the principles of designing reliable water-pipe networks and gravitational sewer systems in areas influenced by coal basins, and provides explanations of the principles behind the design of pipelines for water supply and sewage removal – illustrated with examples of calculations. Consideration is also given to the choice of appropriate materials for pipe construction and to the fundamental principles of constructing reliable water-pipe networks and sewer systems in areas affected by the occurrence of mining damage.