

Możliwe przyczyny awarii kanalizacyjnych rurociągów syfonowych pod dnem Wisły w Warszawie w latach 2019 i 2020

Possible causes of failures of wastewater inverted siphons under the bottom of the Vistula River in Warsaw in the years 2019 and 2020

RYSZARD BŁĄŻEJEWSKI, RADOSŁAW MATZ

DOI 10.36119/15.2023.7-8.5

Przedstawiono listę możliwych przyczyn awarii układu przesyłowego ścieków pod Wisłą w Warszawie pod koniec sierpnia 2019 i 2020 r. Błędy mogące doprowadzić do awarii podzielono na projektowe, wykonawcze i eksploatacyjne. Głównymi przyczynami obu awarii były najprawdopodobniej błędy projektowe i niepoddane właściwej weryfikacji odstępstwa od projektu pierwotnego oraz błędy wykonawcze.

Słowa kluczowe: rurociąg syfonowy, rzeka Wisła, uderzenie hydrauliczne, awaria rurociągu, układ przesyłowy ścieków

A list of possible causes of failures of the sewage transport system under the Vistula River in Warsaw at the end of August 2019 and 2020 was presented. The errors leading to the failures were categorized into design, construction, and operational issues. The primary reasons for both failures were identified as design errors and deviations from the original design project, along with construction errors.

Keywords: inverted siphon pipeline, Vistula River, water hammer, pipeline failure, wastewater transmission system

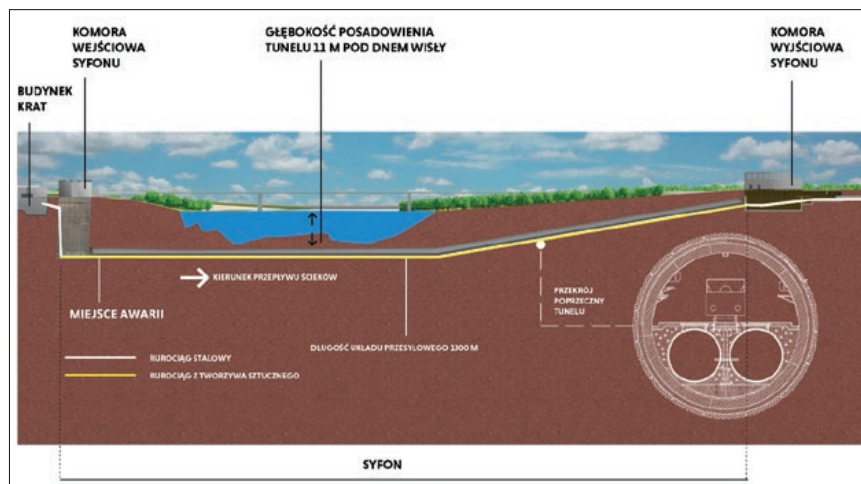
Wprowadzenie

Duże układy syfonowe do transportu wody przy przekraczaniu dolin i cieków stosowali już starożytni Rzymianie [1]. Kanalizacyjne kolektory syfonowe pod dnem rzeki budowano później, np. stalowy syfon o średnicy 1,4 m i długości 300 m z 1956 r. pod rz. Moskwą, który z uwagi na nieszczelność został poddany bezwykopowej rehabilitacji metodą rękawa [2], czy żelbetowy syfon o średnicy 3,2 m i długości 2227 m z 1986 r. pod dnem rz. Łaby w Hamburgu [3], zwykle jako budowle nieprzejezdne, ale też trudniej dostępne od wewnątrz.

Budowa oczyszczalni ścieków „Czajka” na prawym (wschodnim) brzegu Wisły w Warszawie, zakończona w 2013 r., wymusiła równoległą budowę układu przesyłowego części ścieków z lewobrzeżnej sieci ogólnospławnej do „Czajki”. Układ ten, oddany do użytkowania na przełomie 2012 i 2013 r., składa się z następujących obiektów technologicznych: komór połączeniowych, komory krat, służącej do usuwania

grubych zanieczyszczeń stałych, układu syfonowego, zakończonego zasuwami sterującymi oraz z przyłączy do kolektora grawitacyjnego po stronie prawobrzeżnej Warszawy (rys. 1). Układ syfonowy wykonano w formie dwóch przewodów ciśn-

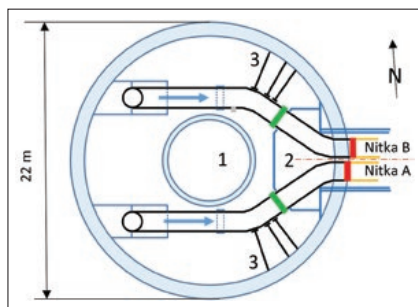
niowych o średnicy DN 1600 każdy. Stalowe rurociągi syfonowe (nitka A – południowa i B – północna) w komorze wejściowej poprowadzono najpierw krótkimi odcinkami poziomymi, dalej – 27 m pionowo w dół, a następnie poziomo do tunelu



Rys. 1. Schemat układu przesyłowego ścieków pod Wisłą ze wskazaniem miejsca awarii w 2019 r. [6] Przekrój poprzeczny wg projektu pierwotnego z 2009 r.

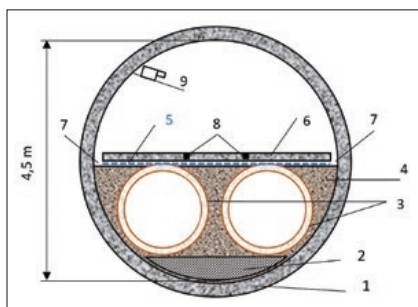
Fig. 1. Scheme of the sewage conveying system under the Vistula River [6]

Prof. dr hab. inż. Ryszard Błażejowski <https://orcid.org/0000-0001-7550-288X>, e-mail: ryszard.blazejewski@up.poznan.pl, dr inż. Radosław Matz <https://orcid.org/0000-0002-6602-2603>, e-mail: radoslaw.matz@puls.edu.pl – Uniwersytet Przyrodniczy w Poznaniu, Wydział Inżynierii Środowiska i Inżynierii Mechanicznej, Katedra Inżynierii Wodnej i Sanitarnej, Poznań



Rys. 2. Schematyczny, poziomy przekrój poprzeczny przez komorę wejściową syfonu: 1 – sztyb pompowni wewnętrznej, 2 – ława, 3 – przypory. Kolorem czerwonym zaznaczono połączenia rur stalowych (czarne) z tworzywowymi (pomarańczowe), zaś kolorem zielonym – miejsce połączenia w pierwotnym, niezrealizowanym wariantcie projektu Fig. 2. Schematic, horizontal cross-section through the inlet chamber: 1 – internal pumping shaft, 2 – pedestal, 3 – buttresses. The connections between steel (black) and GRP (orange) pipes are marked in red, whereas in green – abandoned connections, provided in the primary design variant

tubingowego (rys. 2), gdzie – tuż za wlotem do tunelu – połączono je z rurociągami z tworzywa sztucznego (żywicy poliestrowej, wzmocnionej włóknem szklanym, GRP), o długości całkowitej 1300 m każdy. Rury te, odlewane metodą odśrodkową, w odcinkach po 6 m, ułożono łącznikami (mufami), na płaskim podłożu, utworzonym w tubingiu z prefabrykowanych żelbetonowych kołyszek w kształcie odcinka koła (rys. 3), bez dodatkowego podparcia między złączkami. Oba rurociągi zalano pianobetonem PB600 o gęstości ok. 600 kg/m³ i niewielkiej wytrzymałości na ściskanie (ok. 1 MPa), a następnie całość przykryto folią kubetkową, na którą wylano docierające płyty betonowe o grubości ok. 30 cm, lekko zbrojone (rys. 3). Górna połowa unikatuwej w skali kraju obudowy tubingowej, o średnicy wewnętrznej 4,5 m, wyposażona była w ciąg komunikacyjny, kamery mo-



Rys. 3. Schematyczny pionowy przekrój poprzeczny przez syfon: 1 – obudowa tubingowa, 2 – kołyska żelbetonowa, 3 – rury GRP, 4 – pianobeton, 5 – folia kubetkowa, 6 – płyta docierająca, 7 – korytka odwadniające, 8 – szyny toru jezdowego, 9 – kamera Fig. 3. Schematic vertical cross-section through the inverted siphon: 1 – tubing casing, 2 – reinforced concrete cradle, 3 – GRP pipes, 4 – foam concrete, 5 – dimpled foil, 6 – weight plate, 7 – drainage channels, 8 – track rails, 9 – camera

onitoringu, itd. [4]. Rurociągi syfonu pracowały pod ciśnieniem bez użycia pomp, dzięki różnicy poziomów ścieków po obu stronach rzeki wynoszące ok. 10 m. Przepływ ścieków przez każdą z nitek A i B uruchamiano w cyklu zmianowym od czterech do siedmiu razy na dobę, przy zachowaniu minimalnej prędkości przepływu 1,5 m/s – w celu ograniczenia sedymentacji i zestalania zawiesin [5]. Przepływ był regulowany zasuwami w prawobrzeżnym Zakładzie Świdzka, zdalnie z centrali w lewobrzeżnym Zakładzie Farysa, przy czym w godz. 4.00-7.00 był wstrzymywany przez zamknięcie zasowy odcinającej, w celu ograniczenia sedymentacji zawiesiny przy małych prędkościach przepływu, z możliwością otwarcia po osiągnięciu odpowiedniego poziomu ścieków w komorze krat.

27 sierpnia 2019 r. około godziny 5.00 miała miejsce pierwsza poważna awaria (dalej: awaria I): ścieki z pękniętej u wlotu do tunelu nitki A (rys. 4) zalały całkowicie (tj. do sklepienia) tunel tubingowy na długości ok. 60 m i częściowo na długości ok. 700 m. Betonowa posadzka podniosła się o kilkanaście centymetrów na początkowym, kilkunastometrowym odcinku w tunelu. Ścieki puszczono zatem drugą nitką (B), ale i ona okazała się uszkodzona, co stwierdzono dopiero następnego dnia rano. Na szczęście konstrukcja samego tunelu tubingowego nie uległa uszkodzeniu i nikogo nie było wówczas w tunelu.

Rys. 4. Widok na uszkodzone rury w tunelu po odpompowaniu ścieków i usunięciu posadzki betonowej (30 sierpnia 2019 r.) (źródło fot.: MPWiK SA Warszawa) Fig. 4. View of the damaged pipes in the tunnel after pumping out of wastewater and removing concrete deck. (August 30, 2019 r.) (source fot.: MPWiK SA Waterworks Warsaw)



W komunikacie MPWiK w Warszawie, dotyczącym wstępnych możliwych przyczyn powstania I awarii układu przesyłającego ścieki pod Wisłą czytamy [6]: „Po awarii pierwszej nitki syfonowej (południowej) przystąpiono do analizy danych z monitoringu, pomiarów oraz inspekcji możliwych w aktualnych wówczas warunkach. Działania te sukcesywnie rozwijano, w miarę postępu prac umożliwiających dostęp do uszkodzonych elementów systemu przesyłowego. Wykonane do tej pory prace wskazują, że bezpośrednią przyczyną zaistniałego we wczesnych godzinach porannych w dniu 27 bm. rozszczelnienia południowego przewodu przesyłowego (nitka A), skutkującego zalaniem

poddennego odcinka tunelu ściekami, było pęknięcie rurociągu ciśnieniowego z tworzywa sztucznego w sąsiedztwie jego połączenia z odcinkiem rurociągu stalowego. Znaczne ciśnienie ścieków wypływających z uszkodzonego rurociągu doprowadziło także do uszkodzenia sąsiedniego kolektora północnego (nitka B), przy czym jego rozszczelnienie miało zdecydowanie łagodniejszy charakter, przez co ujawniło się dopiero po odwodnieniu tunelu ze ścieków, tj. we wczesnych godzinach porannych 28 bm.”

Przyczyny awarii układu przesyłowego jako pierwsi badali eksperci z Politechniki Warszawskiej. Oględziny prowadzono od 27 sierpnia do 11 września 2019 r., a ekspertyzę techniczną nt. przyczyn I awarii [7] przekazano MPWiK w czerwcu 2020 r., czyli kilka miesięcy przed II awarią. Według ich wstępnych ustaleń, rozwijające się uszkodzenie w strukturze rury z GRP miało charakter „wady ukrytej”, która ze względu na lokalizację miejsca awarii, a także sposób rozwijania się uszkodzenia, nie była praktycznie możliwa do rozpoznania w trakcie bieżącej eksploatacji.

Z uwagi na zamknięcie dopływu ścieków do obu nitek syfonu 28 sierpnia 2019 r., konieczne było awaryjne zrzucanie ścieków surowych o średnim natężeniu dopływu 3 m³/s bezpośrednio do Wisły. Stan ten trwał do 9-13 września, tj. do

Po dziewięciu miesiącach od wznowienia pracy syfonu, w dniu 29 sierpnia 2020 r. o godz. 10.23, zaledwie 30 minut po uruchomieniu nitki B, po zakończonej trzy dni wcześniej kontroli technicznej opróżnionego rurociągu, nastąpiła II awaria o podobnym charakterze, lecz rozleglejszym zasięgu niż awaria I. Na podstawie ekspertyzy wykonanej przez pracowników naukowych Politechniki Krakowskiej, w styczniu 2021 r. spółka akcyjna MPWiK w Warszawie poinformowała o przyczynach II awarii kolektorów z sierpnia 2020 r. [9]. Jako główną przyczynę awarii wskazała „błąd w pierwotnym projekcie budowlanym układu przesyłowego, polegający na braku zaprojektowania odpowiedniego drenażu, który pozwoliłby na odprowadzanie nadmiaru wody i ścieków z przestrzeni otaczającej rurociągi, co uniemożliwiłoby osiągnięcie niebezpiecznego dla instalacji ciśnienia zewnętrznego generowanego ciśnieniem z rurociągu syfonu”. W ocenie ekspertów z Politechniki Krakowskiej błędem projektowym było przyjęcie założenia o 100% szczelności rurociągów. Niestety, ta kilkusetstronicowa ekspertyza została utajniona i trudno jest jednoznacznie ocenić wartość przedstawionych argumentów. Podobnie utajniona została ekspertyza wykonana w 2021 r. przez zespół naukowy z Politechniki Świętokrzyskiej dla Towarzystwa Ubezpieczeń i Reasekuracji Warta, stąd też jej wyniki nie są uwzględnione w tym artykule.

Autorzy tego artykułu byli ekspertami NIK w części dotyczącej oceny hydrauliki układu przesyłowego w czasie I awarii. W części dotyczącej konstrukcji, ekspertami NIK byli pracownicy naukowcy Politechniki Gdańskiej. Szczegółowe wyniki ekspertyz zawierają sprawozdania z badań specjalistycznych, przekazane zleceniodawcy w sierpniu 2020 r., i raport pokontrolny NIK [10]. Celem tego artykułu jest analiza błędów mogących doprowadzić do obu awarii, a w szczególności – pierwszej z nich (I awaria). Wyrażamy przekonanie, że wyjaśnienie przyczyn obu awarii pozwoli uniknąć podobnych błędów w przyszłości i – być może – uniknąć kolejnej tego rodzaju awarii analizowanego obiektu. Poniżej przedstawiamy kolejno możliwe błędy projektowe, wykonawcze i eksploatacyjne, podsumowanie oraz wnioski.

Błędy projektowe

Niewłaściwy przebieg rurociągów stalowych w komorze wejściowej

Koncepcja grawitacyjnego przesyłu ścieków pod dnem Wisły do oczyszczalni „Czajka” nie budzi naszych większych za-

strzeżeń. Sporne są natomiast niektóre rozwiązania techniczne. Naszym zdaniem, rurociągi stalowe w komorze wejściowej powinny bieć równoległe do siebie przez środek komory wejściowej, dla zminimalizowania obciążeń momentem sił hydrostatycznych, sił hydrodynamicznych i zaburzeń przepływu związanych ze zmianą kierunku przepływu ścieków. Niefortunne usytuowanie cylindrycznego szybu i komory pompowni wewnętrznej w centrum komory wejściowej spowodowało konieczność podwójnego załamania obu rurociągów stalowych pod kątem zwrotu ok. 38° (rys. 2). Miało to niekorzystny wpływ na obciążenia rurociągów. Wielkość sił działających na rurociąg stalowy, przy statym przepływie cieczy, można wyznaczyć z równania zachowania pędu. Zakładając, że przepływ jest ustalony, a straty ciśnienia pomiędzy przekrojem wlotowym a wylotowym są pomijalnie małe, z równania zachowania pędu w objętości kontrolnej pomiędzy przekrojami 1-1 i 2-2 (rys. 5), wynika że:

$$F_{1x} = -\rho Q v_2 - p_2 A \quad (1)$$

Dla $\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$, $Q = 3,0 \text{ m}^3/\text{s}$ i $v_2 = 1,5 \text{ m/s}$ oraz $A = \pi D^2/4 = 3,1416 \cdot 1,6^2/4 = 2,0 \text{ m}^2$ i $p_2 = 300 \text{ kPa}$ (30 m H_2O) wartość siły F_{1x} wynosi $-4,5 \text{ kN} - 600 \text{ kN} = -604,5 \text{ kN}$. Widać tutaj wyraźną dominację siły parcia hydrostatycznego nad naporem hydrodynamicznym.

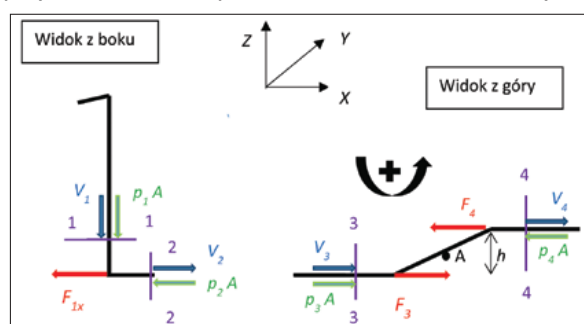
Podobnie, zapisując równanie zachowania pędu w objętości kontrolnej pomiędzy przekrojami 3-3 i 4-4, otrzymamy:

$$F_3 = \rho Q v_3 + p_3 A = 604,5 \text{ kN} \quad (2)$$

$$F_4 = -\rho Q v_4 - p_4 A = -604,5 \text{ kN} \quad (3)$$

Moment zginający T_A , równy momentowi utrzymującemu ze znakiem przeciwnym, względem punktu A położonego w połowie długości rury stalowej, ułożonej pod kątem 38° do osi rury GRP w tunelu, tj. kierunku działania siły F_4 , można wyznaczyć z zasady zachowania momentu pędu [11]. Prościej, jest on równy momentowi pary sił F_3 i F_4 , czyli iloczynowi jednej z sił (np. F_3) i ramienia pary sił h :

Rys. 5. Schemat (rzut aksonometryczny) do obliczeń sił działających na poziomy rurociąg stalowy (nitka A) położony przy dnie komory wejściowej do syfonu Fig. 5. Scheme (axonometric projection) for calculating the forces acting on the horizontal steel pipeline (A line) located at the bottom of the inlet chamber



$$T_A = F_3 h = 604,5 \cdot 4,1 = 2478,45 \text{ kNm} \approx 2,5 \text{ MNm} \quad (4)$$

Tak duży moment utrzymujący – T_A powinien kompensować działanie pary sił, aby podwójny łuk utrzymać w równowadze. Jeżeli siły reakcji w więzach są zbyt małe, może to powodować napieranie końca rury stalowej na opaskę na złączu, a po jej przerwaniu – nawet na sąsiedni rurociąg (nitkę B w miejscu połączenia rury stalowej z rurą GRP) i spowodować jego rozszczelnienie. Tego rzędu wielkości momenty zginające (obrotowe) powstają na wałach turbin wodnych, dużych pomp, wiatraków lub tarcz maszyn do drążenia tuneli (TBM). Oba poziome rurociągi stalowe na dole komory wejściowej były oparte z jednej strony na fundamentach pod odciwkami pionowymi, następnie pośrodku – na filarku, a z drugiej strony – na ławie przed wlotem do tunelu i obetonowane, co stanowiło rodzaj bloku oporowego. Dodatkowo były one zabezpieczone obustronnie trzema przyporami stalowymi, opartymi o ścianę komory wejściowej (rys. 2).

Zagadnienie oddziaływań hydrodynamicznych na stateczność rurociągów w kontekście awarii I przedstawiono bardziej szczegółowo w referacie [13].

Niewłaściwe połączenie rur stalowych z rurami z GRP

Połączenie rur stalowych z rurami z GRP miało miejsce tuż za drugą zmianą kierunku rury stalowej o kąt 38° i oba połączenia znajdowały się tuż obok siebie. Najprawdopodobniej tu doszło do pierwszego wycieku ścieków na skutek uszkodzenia połączenia rury stalowej z tworzywową (nitka A), a potem – tuż obok (nitka B). Jedną z przyczyn awarii mogło być odstępstwo od projektu pierwotnego, wprowadzonego na etapie wykonawstwa rurociągów przesyłowych. Szczególnie dotyczy to zmiany sposobu i miejsca połączenia rur stalowych z rurami GRP, z połączenia kołnierzowego, zainstalowanego w komorze wejściowej, na opaskę TEEKAY Axiflex, zamontowaną wewnątrz tunelu i zamaskowaną w betonie. Planowane pierwotnie miejsce połączenia rur, zaznaczone na rys. 2

kolorem zielonym, wydaje się korzystniejsze od wybranego, z trzech powodów: po pierwsze, łatwiejsza byłaby kontrola stanu technicznego takich złączy, po drugie – zminimalizowane byłoby niszczące oddziaływanie pary sił F_3 i F_4 opisanych wzorami (2) i (3), po trzecie zaś, w przypadku awarii złącza i wycieku, zalana byłaby tylko komora wejściowa, a nie większa część tunelu, pod warunkiem, że tunel byłby hermetycznie oddzielony od komory.

Fotografie z okresu budowy wskazują na trudności w połączeniu rury stalowej nitki A z rurą z GRP, ze względu na brak miejsca, co wymusiło nieznaczne poszerzenie (rozkucie) ścian tunelu na wlocie do komory wejściowej. Docinany łącznik z GRP po siedmiu latach pracy uległ zniszczeniu i doprowadził do I awarii. Użycie techniki 3D BIM przez projektanta pozwoliłoby prawdopodobnie zauważyć problem już na etapie projektowania i wyeliminować trudności powstałe na budowie.

Zabetonowanie pianobetonem rur z GRP

W projekcie pierwotnym zamiast pianobetonu PB600 przewidziany był beton lekki LC8/9 o gęstości prawie dwukrotnie większej i wytrzymałości na ściskanie ośmiokrotnie większej, nie spadającej pod wpływem zawilgocenia. Z przyczyn technicznych (trudności w dostarczeniu stosunkowo ciężkiej masy betonowej na odległość 650 m) oraz terminowych (betonowanie rozpoczęto ok. 6 miesięcy po terminie założonym w harmonogramie), zamieniono go na pianobeton. Zabetonowanie rur z GRP ustabilizowało je wprawdzie w dolnej połowie przekroju tunelu, ale pozabawiło je możliwości kompensacji wydłużeń termicznych na złączach rur i uniemożliwiło kontrolę wizualną od zewnątrz. Obok naprężeń osiowych, pojawiły się dodatkowe naprężenia obwodowe i promieniowe (wg teorii Lame'go) na skutek pogrubienia ścianek [14]. Jeżeli rury nie odspoiły się od pianobetonu, to po kilkudziesięciu tysiącach cykli zmian temperatury mogło to doprowadzić do zmęczenia materiału polimerowego i rozwarstwienia rur [15]. Poza tym, zawilgocony pianobeton miał zbyt małą wytrzymałość, by przenieść obciążenie ciężarem rury napełnionej ściekami na podłoże żelbetowe z kołysek, co zmniejszyłoby znacznie naprężenia ściskające i zwiększyłoby nośność rurociągu [16]. W rezultacie pęknięcia pianobetonu pod niektórymi rurami, cały ciężar rury i ścieków (około 128 kN dla odcinka o długości 6 m) przenosił się na ich złącza i uszczelki, które ulegały zgnieceniu, prowadząc do powstawania nieszczelności.

Zbyt mała objętość przestrzeni dekompresyjnych pod posadzką tunelu

Płyty betonowe, przykrywające rurociągi syfonu w tunelu, były wylewane na folii kubelkowej, ułożonej sklepieniami kubelków ku dołowi. Przestrzenie dekompresyjne (rozładowujące ciśnienie), powstałe między kubelkami folii, w przypadku rozszczelnienia połączeń rur i wnikięcia ścieków pod płyty, posiadały odpływ jedynie na obu krawędziach podłużnych płyt, wzdłuż korytek odwadniających. Ich przepustowość była jednak zbyt mała (wg firmy Dorken (2020) do $3,5 \text{ dm}^3/(\text{s}\cdot\text{m})$ przy gradientie hydraulicznym równym jedności), aby odebrać więcej niż $0,1 \text{ m}^3/(\text{s}\cdot\text{m})$. Wskutek rozszczelnienia połączenia rury stalowej z GRP, ścieki pod ciśnieniem hydrostatycznym $p_4 \approx 300 \text{ kPa}$ mogły wpływać przez przestrzenie między kubelkami folii pod płyty dociągające. Siła wyporu na 1 m długości płyt o szerokości 4,0 m, to:

$$W = \frac{1}{2} p_4 A_{p4} = \frac{1}{2} 300 \cdot 1 \cdot 4 = 600 \text{ kN} \quad (5)$$

Ciężar płyty o grubości $h_p = 30 \text{ cm}$ na jednostkę długości (1,0 m) wynosił:

$$G = \gamma A_{p4} h_p = 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 4,0 \text{ m}^2 \cdot 0,3 \text{ m} = 24 \text{ kN} \ll W \quad (6)$$

Obliczenia wykazały, że siła wyporu hydrostatycznego wielokrotnie przekraczała ciężar płyty betonowej wraz z siłą wyrwywającą kotwy.

Paradoksalnie, przewidziana w projekcie pierwotnym zwykła folia PEHD bez szczelin dekompresyjnych praktycznie uniemożliwiłaby penetrację ścieków pod płyty, pod warunkiem, że beton lekki nie byłby popękany, co zmniejszyłoby zasięg uszkodzeń.

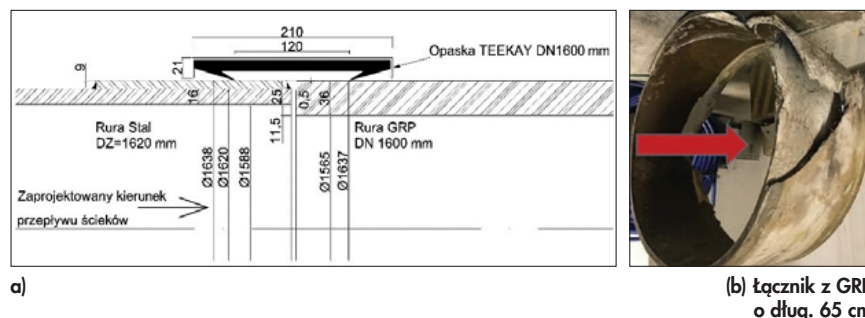
Podczas prób szczelności rurociągu B w kwietniu 2012 r. zaobserwowano trudności w grawitacyjnym odsączaniu wody z pianobetonu, a w warunkach utrzymują-

cego się nawodnienia pianobetonu i szczelin między pianobetonem a powierzchnią rurociągów, pusty rurociąg A został częściowo wyparty przy tubingu nr 730, licząc od Zakładu Świderska, tj. ok. 420 m od komory wejściowej [10]. W celu zrównoważenia wyporu rurociągi dociążono płytami betonowymi, zakotwionymi dodatkowo w pianobetonie, a w celu monitorowania stopnia nawodnienia pianobetonu zaprojektowano dla początkowego odcinka tunelu drenaż wód odciekowych i sześć studzienek do pomiaru poziomu wody odciekowej i/lub ścieków wysączających się z nieszczelności. Odcieki, zbierane korytkami bocznymi i rurą łączącą studzienki z wylotem do rzępią w komorze wejściowej, były okresowo odpompowywane. W świetle opinii ekspertów z Politechniki Krakowskiej, taki system odwodnienia (drenażu) był niewystarczający i był główną przyczyną II awarii.

Błędy wykonawcze

Niepoprawne ucięcie połączeniowej rury (łącznika) z GRP

Przy analizie przyczyn I awarii, jako jeden z błędów wykonawczych, wymieniono zamontowanie na początku nitki A fragmentu uciętej (o długości ok. 64-65 cm) rury z GRP (tzw. łącznika – rys. 6b), zamiast wbudowania odpowiedniego odcinka przygotowanego (tj. sfazowanego i zalaminowanego) fabrycznie. Brak pokrycia laminatem przekroju krótkiego łącznika mógł skutkować penetracją ścieków do wewnętrznych warstw rury i jej rozwarstwieniem. Krótki łącznik był połączony z rurą stalową DN1600 za pomocą opaski TEEKAY Axiflex, a z następną rurą GRP za pomocą typowego łącznika systemowego (mufty). W ten sposób krótki łącznik był na obu końcach ścisany obwodowo, co mogło wprowadzić dodatkowe naprężenia w ścianie (działające na wyoboczenie ścian do wewnątrz). Dodatkowym czynnikiem przyspieszającym destrukcję



Rys. 6. Przekrój podłużny przez połączenie rury stalowej z GRP (a) i widok łącznika po I awarii (b). Strzałka pokazuje kierunek przepływu ścieków
Fig. 6. Longitudinal section through the connection of a steel pipe with GRP (a) and view of the connector after the 1st failure (b). The arrow shows the direction of the wastewater flow

mogły być pulsacje ciśnienia na złączach nitek A i B, gdyż średnice wewnętrzne rur stalowych (1588 mm) i kompozytowych (1565 mm) nie były identyczne (rys. 6a). Rura GRP utworzyła na drodze przepływu ścieków próżek o wysokości 11,5 mm na całym swoim obwodzie, który – jak wykazały przeprowadzone przez autorów symulacje numeryczne, wykonane z użyciem programu komputerowego ANSYS Fluent – generował różnicę ciśnień 15 kPa przy przepływie o prędkości średniej 0,75 m/s i 54 kPa przy prędkości 2,75 m/s [10]. Na to miejsce oddziaływały również zawirowania inicjowane w poprzedzających łącznikach. Lokalne pulsacje ciśnienia, związane z wirami, mogą doprowadzić do zmniejszenia materiału GRP i jego destrukcji [17].

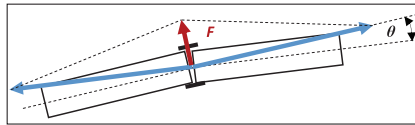
Wymienione wyżej czynniki doprowadziły do rozwarstwienia laminatu krótkiego łącznika i w następstwie rozszczelnienia pierwszego elementu rury GRP, co zapoczątkowało I awarię. Tej i innym awariom rur z GRP poświęcony jest artykuł prof. A. Kuliczkowskiego [18].

Możliwy brak prostoliniowości ułożenia rur z GRP

Instrukcja układania rur z GRP [12] dopuszcza odchylenia kątowe osi kolejnych rur względem siebie do 0,5 stopnia, co przy długości rury 6 m daje odchylenie na jej końcu 52 mm. Większe odchylenia skutkują niewłaściwą pracą złączy i zwiększonymi obciążeniami pochodzącymi od nadciśnienia wewnątrz rurociągu. W projekcie przewidziano trzy spadki dna rurociągów: 0,12% na odcinku początkowym o długości 633 m, 1,6% na długości 120 m i 2,6% na długości 530 m. Różnice kątów zwrotu kierunku trasy (w płaszczyźnie pionowej) wyniosłyby: na 633 metrze – 0,8°, a 120 m dalej, tj. na 753 metrze – 0,6°; jednak dzięki rozłożeniu tych różnic na kilku kolejnych złączach, nie przekraczały one dopuszczalnej wartości 0,5°.

Jednakże, pomiary powykonawcze, wykonane przez uprawnionego geodetę, wykazały, że maksymalne odchylenia rzędnych rzeczywistych od projektowych wierzchołów rur na profilu nitki A wynosiły ok. +18 cm, a nitki B ok. – 50 cm. Gdyby to drugie odchylenie miało miejsce na długości jednej rury (600 cm), to kąt odchylenia od projektowanej osi wyniósłby $\theta = \arctan(50/600) \approx 5^\circ$. Taki układ rur, przy ciśnieniu manometrycznym $p = 300$ kPa, generowałby siłę poprzeczną (rys. 7):

$$F = 2pA \sin \frac{\theta}{2} = 2 \cdot 300 \cdot \frac{\pi \cdot 6^2}{4} \sin \frac{5^\circ}{2} = 52,6 \text{ kN} \quad (7)$$



Rys. 7. Schemat sił hydrostatycznych i ich wypadkowej F , działających na złącze między rurami o osiach odchylnych od siebie o kąt θ

Fig. 7. Diagram of hydrostatic forces and their resultant F acting on the joint between pipes with axes deviated from each other by the angle θ

Tak duża siła, powiększona o wkład naporu hydrodynamicznego (1,3 kN przy prędkości 2,75 m/s), mogłaby z łatwością naruszyć szczelność złącza rur. Przy dopuszczalnym kącie zwrotu równym 0,5°, siła ta byłaby blisko dziesięciokrotnie mniejsza, natomiast w przypadku wystąpienia uderzenia hydraulicznego, siła poprzeczna byłaby chwilowo jeszcze większa niż 52,6 kN (ok. 70 kN).

Uchybienia eksploatacyjne

Niedokończona ocena stanu technicznego w 2017 r.

Zgodnie z instrukcją eksploatacji syfonu, rurociągi DN1600 syfonu podlegały inspekcji. Inspekcję metodą bezpośrednią przeprowadzono m.in. 27 września 2017 r., gdy nitką A kolektora przeszli pracownicy. Jednak ze względu na wystąpienie w rurociągu niebezpiecznego stężenia gazów, inspekcję przerwano po 1010 m, mierząc od Zakładu Świderska w kierunku Zakładu Farysa, tj. po ok. 75% długości rurociągów z GRP. Dalej prace prowadzono z użyciem zdalnie sterowanej kamery, ale również tej inspekcji nie dokończono. Niestety, inspekcją nie objęto połączenia rury stalowej DN1600 z rurą GRP, tj. miejsca, w którym 27 sierpnia 2019 r. wystąpiła I awaria. Nie można jednak wykluczyć, że dwa lata przed awarią feralne uszkodzenie mogło się jeszcze nie ujawnić. Warto nadmienić, że inspekcje wymagały stosunkowo długiego okresu przygotowawczego, związanego z opróżnieniem rurociągu ze ścieków i jego wentylacji. Prace przygotowawcze do inspekcji mogły być prowadzone jedynie w okresie bezopadowym, gdyż układ przesyłowy nie pozwalał na transport ścieków z przewagą wód opadowych tylko jedną nitką. Przepływy przekraczające 6 m³/s wymagały pracy obu nitek, co stwarzało trudności w planowaniu i prowadzeniu inspekcji od wewnątrz.

Ignorowanie wskazań piezometrów w studzienkach i komunikatu alarmowego

W celu kontrolowania poziomu wody lub ścieków w pianobetonie, zainstalowano sześć studzienek wyposażonych

w sondy hydrostatyczne (czujniki piezometryczne), umieszczone tuż nad połyskami, w pionowych, częściowo perforowanych rurach, zamontowanych pomiędzy nitką A i nitką B. Sondy poziomu wprowadzono do projektu po awarii na etapie zalewania pianobetonem, gdy okazało się, że pianobeton może popękać i gromadzić ciecz w szczelinach pęknięć. Dodatkowo zainstalowano dwa przepływomierze odcieków na króćcach tłocznych pomp w rzępiu znajdującym się w komorze wejściowej – całość z automatycznym zapisem w systemie SCADA.

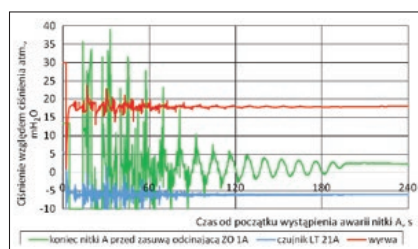
Przewidziano załączenie się alarmów przy przekroczeniu dopuszczalnych poziomów (w studzienkach zainstalowanych w pianobetonie) i natężeń odcieków. Jednak podczas I awarii tylko jedna sonda rejestrowała zmiany poziomu ścieków – pozostałe mogły być niesprawne bądź zhermetyzowane, m.in. z uwagi na brak pęknięć pianobetonu w otoczeniu perforacji piezometru. Nic nie wskazuje, że przed awariami weryfikowano drożność dopływu do studzienek kontrolnych, a błędne wskazania systemu monitoringu wzięto za dobrą monetę. Z relacji z przesłuchania brygadzysty dyżurnego przez kontrolera NIK [10] wynika, że w dniu I awarii system SCADA sygnalizował alarm „podtopienie tunelu”, ale brygadzysta ten alarm skasował, „bo często się wyświetlał”. Częste fałszywe sygnały alarmowe świadczyły o niedoskonałości systemu ostrzegania.

Symulacja hydrauliczna I awarii

Symulację hydrauliczną I awarii wykonano za pomocą programu komputerowego Allievi [19]. Program ten umożliwia m. in. symulację przebiegu uderzenia hydraulicznego, spowodowanego dużym wyciekami wody lub ścieków z rurociągu (np. na skutek jego rozerwania) i uwzględnia zjawisko kawitacji. Przeanalizowano kilka scenariuszy, z których najbardziej prawdopodobny opisano poniżej. Przyjęto, że rozerwanie łącznika na wejściu do tunelu wywołało gwałtowny wypływ dużych ilości ścieków przez wyrwę i tzw. ujemne uderzenie hydrauliczne. Fala obniżonego ciśnienia propagowała w obie strony, ale groźniejsze skutki wywołała na końcu zamkniętej nitki A. Średni wydatek ścieków przez wyrwę Q_w można oszacować na podstawie szybkości podnoszenia się poziomu ścieków w tunelu. Jeżeli, jak pokazała kamera monitoringu, zalanie tunelu sięgnęło 760 m, a objętość ścieków w komorze wejściowej i górnej połowie tunelu osiągnęła blisko 6,5 tys. m³ w ciągu 41 minut, to $Q_w \approx 2,6$ m³/s. Chwilowe natężenie

przepływu w pierwszych minutach po godz. 5.00 było prawdopodobnie kilka-krotnie wyższe, z uwagi na zasilanie ściekami wyrwy pod ciśnieniem około 30 m słupa wody (3 bary). Z braku dokładniejszych danych, do obliczeń przyjęto następujące wartości niezbędnych parametrów: grubość ścianki kompozytu GRP z otuliną betonową: 500 mm, wewnętrzna średnica rury ID = 1600 mm, grubość ścianki rurociągu stalowego: 16 mm, prędkość dźwięku w stali: 1240 m/s, w kompozycie GRP + beton: 450 m/s [12], współczynnik przepływu otworu w miejscu wycieku $K_v = 2000 \text{ m}^3/(\text{h bar})$, czas narastania wycieku do maksymalnej wartości 11 m^3/s : 0,15 s.

Wykresy na rys. 8 pokazują, że w miejscu wyrwy pojawił się gwałtowny spadek ciśnienia i ujemne uderzenie hy-



Rys. 8. Symulowany przebieg ciśnienia w rurze nitki A w pobliżu miejsca rozerwania (wyrwa), na początku pionowej rury stalowej w komorze wejściowej (przy czujniku ciśnienia LT 21A) i na końcu nitki A, tuż przed zasuwą odcinającą ZO 1A w ciągu pierwszych czterech minut I awarii
Fig. 8. Simulated course of pressure in the A line near the burst spot (wyrwa), at the foot of the vertical steel pipe in the inlet chamber (at the transducer LT 21A) and at the end of line A, just upstream of the gate valve ZO 1A during the first four minutes of the 1st failure

drauliczne, które na końcu zamkniętej nitki A wygenerowało podciśnienie sięgające wartości prędkości pary wodnej w temperaturze 10°C (ciśnienie absolutne 12 hPa), a to wywołało kawitację, czyli gwałtowne wrzenie wody z wytworzeniem pary wodnej. Zasklepiające się pęcherze kawitacyjne generowały dodatnie uderzenia hydrauliczne; maksymalne nadciśnienie mogło osiągnąć wartość bliską 4 barów. Po kilku minutach fale uderzenia hydraulicznego zostały wytlumione.

Podsumowanie

Układ przesyłowy ścieków pod Wisłą do oczyszczalni „Czajka” w Warszawie jest dość złożony technicznie i zawiera wiele nowatorskich rozwiązań, które w tej skali nie były do tej pory budowane w kraju, stąd też ryzyko popełnienia błędu było większe niż przy projektowaniu i wykonawstwie obiektów powtarzalnych. W podobnym koncepcyjnie, chociaż znacznie mniejszym, tunelu pod Wisłą, wyposażonym w rurociąg prowadzący wodę z ujęcia „Gruba Kaśka” do stacji

uzdatniania na prawym brzegu Wisły, rury leżą na stalowych ławach-podporach i podciągach zakotwionych w ścianie przy zmianie kierunku. Rury te są łatwo dostępne na całej długości, między nimi biegnie chodnik, dzięki czemu możliwa jest inspekcja i naprawa rur albo odpompowanie wody z tunelu w razie rozszczelnienia rurociągu. Przykłady podobnych rozwiązań, dotyczących nieobetonowanych rur GRP umieszczonych w tunelach w Rzymie, Sztokholmie i Jeleniej Górze, opisane są w [20].

Zmiany w pierwotnym projekcie (z 2009 r., zleconym w 2006 r.) wprowadzone przez nadzór autorski w 2012 r. pod presją czasu i trudności technicznych na budowie, okazały się fatalne. Podobnie, szybki remont syfonu po I awarii okazał się niewystarczający, gdyż nie uchronił od II awarii rok później.

16 grudnia 2021 r. zakończył się demontaż uszkodzonych rurociągów w syfonie pod dnem Wisły, w którym doszło do II awarii. Wykonawca usunął stare rury i beton – poinformowało MPWiK w Warszawie. Zgodnie z wydaną we wrześniu 2020 r. decyzją nakazową Powiatowego Inspektora Nadzoru Budowlanego, układ przesyłowy w tunelu pod Wisłą powinien zostać zaprojektowany i odtworzony do końca 2024 r. Transport ścieków z części lewobrzeżnej Warszawy do oczyszczalni „Czajka” odbywa się obecnie w sposób niezakłócony, pełnymi przekrojami dwóch niezależnych od siebie rur stalowych o średnicy 1,2 m, wybudowanymi metodą przewiertu pod dnem Wisły w latach 2020-21.

Wnioski

Jak w przypadku większości dużych awarii i katastrof, przyczyna obu awarii nie jest jedna, a raczej były to spłaty kilku niekorzystnych czynników i okoliczności. Wydaje się, że decydujące były tu jednak błędy projektowe i wykonawcze.

Być może dałoby się uniknąć II awarii (2020 r.), gdyby dobrze zdiagnozowano przyczyny I awarii i dostatecznie szybko wyciągnięto wnioski odnośnie do zakresu remontu i dalszej eksploatacji syfonu. Ze społecznego i środowiskowego punktu widzenia, ważniejsze jest rozwiązanie problemu niż prokuratorskie poszukiwanie winnych, które utrudnia znalezienie szybkiego i skutecznego remedium.

Brak dostępu niezależnych fachowców do zabezpieczonych dowodów rzeczowych po I awarii, ekspertyz po II awarii oraz do projektu prac remontowych zwiększa prawdopodobieństwo wystąpienia kolejnej awarii, której obecnie nie da się całkowicie wykluczyć.

LITERATURA

- [1] Temporelli G., De Novellis F. Hydraulic engineering of inverted siphons in Roman age: a review. *Water Supply* 10 (3): 445–452, 2010. DOI 10.2166/ws.2010.110
- [2] Fomin K. Project Profile – Moscow inverted siphon. Inżynieria Bezwykopowa, special edition NO-DIG 2008.
- [3] Kolonko A. Nie tylko Czajka – przerzut ścieków żelbetonowym syfonem tunelowym pod Elbą w Hamburgu. *Instal* 11: 47–49, 2020. DOI 10.36119/15.2020.11.7
- [4] Madryas C., Wysokowski A., Gaertig M., Skomorowski L. Nowatorskie rozwiązania tunelowe i mikrotunelowe przy realizacji układu przesyłowego do oczyszczalni ścieków „Czajka”. *Inżynier Budownictwa*. 11 (87): 70-73, 2011.
- [5] May R.W.P. 2000. Self-cleansing flow conditions for inverted siphons. Report SR 559, HR Wallingford.
- [6] MPWiK Warszawa. Komunikat spółki dotyczący wstępnych możliwych przyczyn powstania awarii układu przesyłającego ścieki pod Wisłą. (03.09.2019; dostęp 9 kwietnia 2023). <https://mpwik.com.pl/view/informacja-dot-przyczyn-awarii-ukladu-przesylowego>
- [7] Kledyński Z., Kodura A. Ekspertyza techniczna dotycząca przyczyn awarii rurociągów syfonu w tunelu pod Wisłą (PW 501 210 102 051). Wydział Instalacji Budowlanych, Hydrotechniki i Inżynierii Środowiska. Politechnika Warsz., Warszawa, 19 czerwca 2020 r.
- [8] Redakcja NBI. Odtworzenie układu przesyłowego ścieków do „Czajki”. *Gaonoczesne Budownictwo Inżynieryjne*. 11/12, 12-14. 2019.
- [9] MPWiK Warszawa. <https://www.mpwik.com.pl/view/przyczyn-awarii-kolektorow-pod-wisla-z-sierpnia-2020-r-bledy-w-projekcie-zleconym-w-2006-r> – (dostęp 9 kwietnia 2023).
- [10] NIK. Informacja o wynikach kontroli: Projektowanie, budowa i eksploatacja kolektora podziemnego, transportującego ścieki z lewobrzeżnej Warszawy do oczyszczalni ścieków komunalnych „Czajka”. KSI.430.006.2021, Warszawa, 2022.
- [11] White F. M. *Fluid Mechanics*. VII ed. New York, 2011.
- [12] Amiblu. Hobas. Techniczne dane produktu – systemy grawitacyjne. PN 1. 2018.
- [13] Kledyński, Z., Kodura, A. Rola oddziaływań hydrodynamicznych w awarii rurociągów syfonowych w Warszawie w roku 2019. XXX Int. Conf. on Structural Failures, Międzyzdroje, 53-70, 2022.
- [14] Krysiak P., Błachut A. Badanie rozkładu naprężeń w wielowarstwowej rurze kompozytowej. *Modelowanie Inżynierskie*. 63, 90-96, 2017. http://www.kms.polsl.pl/mi/pelne_32/11_32_63.pdf
- [15] Fahmy A.A., Cunningham T.G. Investigation of thermal fatigue in fiber composite materials. NCSU. 1976.
- [16] Kuliczkowski A., Kuliczowska E. Wpływ posadowienia rur na ich bezpieczeństwo konstrukcyjne. *Instal*, 02, 46-49, 2023. DOI: DOI 10.36119/15.2023.2.7
- [17] Samanci A., Avcı A., Tarakcioglu N., Sahin O.S. Fatigue crack growth of filament wound GRP pipes with a surface crack under cyclic internal pressure. *J. Mater. Sci.* 43: 5569–5573, 2008. DOI 10.1007/s10853-008-2820-x.
- [18] Kuliczkowski A. Uszkodzenia i awarie rur GRP. *Instal*, 11, 64-67, 2022. DOI 10.36119/15.2022.11.5
- [19] ITA–UPV. Instituto Tecnológico del Agua, Universitat Politècnica de València, 2019. <https://www.allievi.net/allievi-es.php> (dostęp 20 maja 2020).
- [20] Kuliczkowski A., Madryas C. *Tunele wieloprzewodowe dawniej i dziś*, Kielce 2014, Politechnika Świętokrzyska.