MACIEJ YAN MINCH, *maciej.minch@pwr.wroc.pl*
ANDRZEJ KMITA, *andrze.kmita@pwr.wroc.pl*
ROMAN WRÓBLEWSKI, *roman.wroblewski@pwr.wroc.pl*
Instytut Budownictwa Politechniki Wrocławskiej

DIAGNOSTYKA ŻELBETOWEGO KOLEKTORA NA ŚCIEKI POD KĄTEM JEGO BEZPIECZNEJ EKSPLOATACJI

DIAGNOSTIC OF RC SEWAGE COLLECTOR FOR THE SAFE USE

Streszczenie Artykuł przedstawia problematykę związaną z diagnozowaniem żelbetowego kolektora na ścieki. Omówiono metodologię badań konstrukcji kolektora oraz określono kryteria oceny jego stanu technicznego. Wykonano laboratoryjne badania wytrzymałości betonu i stali, po uprzednim pobraniu próbek betonu za pomocą odwiertów rdzeniowych. Określono również stopień wodoszczelności betonu. Wykonano ponadto analizę numeryczną kolektora z uwzględnieniem istniejących imperfekcji materiałowych i fizycznych. Zebrane dane pozwoliły określić wielkość współczynnika bezpieczeństwa konstrukcji i możliwość dalszej bezpiecznej eksploatacji obiektu.

Abstract Some problems related to diagnosis of reinforced concrete sewage collector are presented in this paper. Examination methods and criteria for assessment of technical state are described. Laboratory tests of concrete strength and waterproofness were made on the drilled core samples. The reinforcing steel bars were also examined. Numerical analysis of the structure was also performed taking into account actual physical and material imperfections which with the test data were the base for determination of the safety factor value for the structure and assessment of the future safe operation of the facility.

1. Wprowadzenie

Przedmiotem badań przedstawionych w niniejszym artykule był żelbetowy kolektor na ścieki bytowe. W omawianym przypadku zachodziła potrzeba nie tylko analizy pracy konstrukcji z uwzględnieniem jej aktualnego stanu technicznego w aspekcie stanów granicznych nośności (ULS) i użytkowalności (SLS), ale również w aspekcie trwałości konstrukcji. Aspekt trwałości konstrukcji sprowadzał się do określenia prognozowanego czasu jej eksploatacji, co wiązało się z uwzględnieniem nie tylko mechanicznych parametrów materiałowych, ale również efektów degradacji betonu i stali w czasie, w wyniku agresywnego oddziaływania środowiska, a więc działań o charakterze chemicznym.

Przy tak skomplikowanym zadaniu i trudnych warunkach eksploatacyjnych kolektora, wymagana była wielopłaszczyznowa oraz wieloparametrowa analiza stanu konstrukcji, pozwalająca na ocenę jej aktualnego stanu technicznego oraz przewidywanie jej zachowania się w trakcie dalszej eksploatacji.

2. Konstrukcja kolektora

Badany kolektor wykonany został z prefabrykatów żelbetowych o przekroju parabolicznym (dzwonowym) i wymiarach 2000 mm (długość prefabrykatu), 2980 mm (wysokość w kluczu)

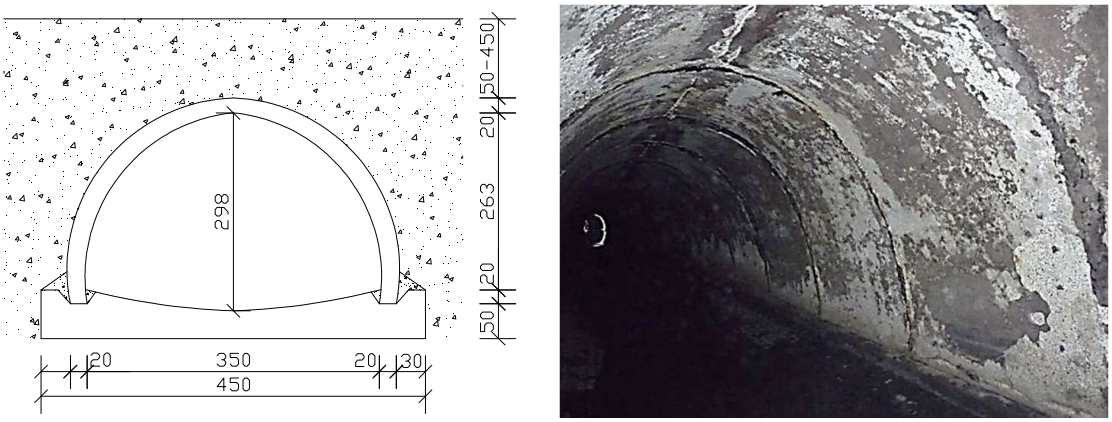
i 3500 mm (w świetle kinety). Grubości ścianki łupiny wynosi 200 mm. Schemat statyczny łupiny jest jednokrotnie statycznie niewyznaczalny, definiowany jako łuk dwuprzegubowy.

Dno kolektora zostało zaprojektowane i wykonane jako żelbetowa płyta monolityczna o grubości minimalnej w kinecie 400 mm, wylewana bezpośrednio w wykopie, ze spadkiem technologicznym.

Łupina kolektora zbrojona jest od wewnątrz naprzemiennie prętami gładkimi ze stali St3S o średnicy 14 i 16 mm, co 12 cm. Od strony zewnętrznej łupina zbrojona jest prętami gładkimi ze stali St3S o średnicy 14 mm, co 12 cm w części dolnej oraz prętami gładkimi ze stali St3S o średnicy 14 mm, co 24 cm w kluczu łupiny. Zbrojenie rozdzielcze stanowią pręty gładkie ze stali St3S formowane w kształcie strzemiona na długości prefabrykatu (2000 mm) o średnicy 10 mm układane, co 26,5 cm po obwodzie zewnętrznym łupiny. Dno kolektora zbrojone jest górą prętami ze stali 18G2 o średnicy 20 mm, co 10 cm, dołem prętami ze stali 18G2 o średnicy 16 mm, co 20 cm. Zbrojenie rozdzielcze stanowią pręty ze stali gładkiej St3S o średnicy 10 mm układane co 27 cm górą i dołem. Zgodnie z danymi projektowymi prefabrykaty i dno wykonano z betonu R_w = 200 kG/cm^2.

Naziom nad kolektorem, w zależności od lokalizacji waha się od 500÷4500 mm.

Rysunek 1 przedstawia schemat kolektora oraz widok ogólny od strony wewnętrznej.



Rys. 1. Schemat kolektora oraz widok ogólny kanału od wewnątrz

3. Metodologia badania betonowej konstrukcji kolektora

Dla właściwego wyboru metod i technik badawczych oraz obszaru badań niezbędne jest przeprowadzenie m.in. następujących działań [1]:

– przegląd dokumentacji projektowej obiektu,
– przegląd wszelkich norm, wytycznych, wymogów odbioru, badań obowiązujących w okresie projektowania i realizacji obiektu,
– ocena uwarunkowań historycznych związanych z czasookresem realizacji tego typu obiektów takich jak stosowanie określonych materiałów konstrukcyjnych, sposoby ich układania, zagęszczania, pielęgnacji, kontroli jakości, itp.,
– określenie charakterystycznych rozwiązań konstrukcyjnych i materiałowych dla tego typu obiektów w okresie ich realizacji,
– zebranie informacji o historii eksploatacji obiektu od realizacji do chwili obecnej; kontrola obciążeń eksploatacyjnych, przemieszczeń (osiadań), temperatury wewnątrz i na zewnątrz obiektu, zalewanie (podtopienia), powodzie, poziom wody, warunki geotechniczne, itp.,
– wizualna ocena obiektu (zarysowania, pęknięcia, ubytki, korozja, uszkodzenia),
– ustalenie obszarów wymagających bardziej wnikliwych badań doświadczalnych i teoretycznych,

– zapoznanie się z aktualnymi wymogami dotyczącymi eksploatacji omawianego obiektu,
– określenie wymagań dotyczących badań materiałowych zgodnie z aktualnie obowiązującymi przepisami,
– zebranie podstawowych danych o obiekcie zawierających:
– charakterystykę materiałową,
– ocenę struktury betonu,
– obraz morfologii rys,
– charakterystykę obciążeń statycznych i dynamicznych

3. Kryteria oceny stanu technicznego obiektu

Odnosząc się do przepisów normowych można powiedzieć, że ostatecznie cała procedura badawcza musi odpowiedzieć na pytanie czy stan graniczny nośności (ULS) obiektu nie został przekroczony, a dodatkowo czy spełnione są również wymagania stanu granicznego użytkowalności (SLS).

Zgodnie z obowiązującymi normami warunek stanów granicznych nośności można przedstawić w następującej formie:

$$E_d\left(G_k \cdot \gamma_G ; Q_k \cdot \gamma_Q\right) \leq R_d\left(A_C ; \frac{f_C}{\gamma_C} ; A_S ; \frac{f_y}{\gamma_S}\right) \tag{1}$$

gdzie:

E_d – wartość obliczeniowych efektów oddziaływań stałych i zmiennych,
G_k – charakterystyczna wartość oddziaływania stałego,
Q_k – charakterystyczna wartość oddziaływania zmiennego,
γ_G, γ_Q – częściowe współczynniki bezpieczeństwa dla oddziaływań, odpowiednio, stałych i zmiennych,
R_d – wartość obliczeniowa nośności,
A_C – charakterystyka przekroju betonowego (pole przekroju betonowego),
A_S – charakterystyka przekroju stali zbrojeniowej (pole przekroju stali zbrojeniowej),
f_c – charakterystyka wytrzymałości przekroju betonowego (charakterystyczna wytrzymałość betonu na ściskanie),
f_y – charakterystyka wytrzymałości przekroju stali (charakterystyczna granica plastyczności stali zbrojeniowej)

Szacując na podstawie dokonanych badań i inwentaryzacji – uszkodzenia, najczęściej w formie ubytków betonu $\Delta A_C/A_C$ oraz stali $\Delta A_S/A_S$ do stanu początkowego (projektowanego), określa się wpływ tych uszkodzeń na zmianę (spadek) nośności elementów konstrukcji płaszcza powłoki kolektora. Jako kryterium można przyjąć stopień wykorzystania wytrzymałości materiału: betonu σ_C/f_C oraz stali zbrojeniowej σ_S/f_y (gdzie: σ_C oznacza naprężenia w betonie, a σ_S naprężenia w stali zbrojeniowej przy ustalonych obciążeniach).
Warunek stanów granicznych użytkowalności SLS można zapisać w następującej formie:

$$E_{d,ser}(F,k) \leq C_d \tag{2}$$

gdzie:

$E_{d,ser}(F,k)$ – wartość efektu oddziaływań (dla obciążeń charakterystycznych),
C_d – graniczna wartość obliczeniowa odpowiedniego parametru dotyczącego użytkowalności (ugięcie, deformacja, rozwartość rysy, dopuszczalne naprężenia, lokalne uszkodzenia mające wpływ na wygląd i trwałość konstrukcji).

Zgodnie z zaleceniami normowymi obliczenia dla obu tych stanów należy wykonać posługując się odpowiednimi modelami konstrukcji, które jeśli zachodzi potrzeba powinny być weryfikowane doświadczalnie.

Przedstawione wyżej kryteria spełnienia stanów ULS i SLS wymagają przede wszystkim ustalenia podstawowych parametrów wytrzymałościowych materiałów, geometrii obiektu, właściwego schematu statycznego ze szczególnym uwzględnieniem wartości i charakteru oddziaływań (statycznych i dynamicznych) historii eksploatacji obiektu oraz przyjęcia modelu konstrukcji (w odniesieniu do obliczeń numerycznych), który w sposób możliwie najdokładniej odzwierciedli rzeczywistą pracę konstrukcji. Wszystkie wyżej wymienione parametry i ich wielkości wymagają lub wręcz wymuszają określoną metodologię ich badań.

5. Badania konstrukcji kolektora.

Badania betonowej konstrukcji kolektora przeprowadzono zgodnie z [2, 3, 4] w następującym zakresie:

– badanie wytrzymałości betonu na ściskanie na odwiertach rdzeniowych ϕ100 mm,
– badanie wodoprzepuszczalności (szczelność) betonu na odwiertach rdzeniowych ϕ150 mm,
– ocena stopnia skorodowania stali zbrojeniowej jako ubytek przekroju stali do przekroju nominalnego,
– stopień karbonatyzacji betonu - zasięg strefy skarbonatyzowanej,
– pomiar otuliny i rozstawu zbrojenia,

Badania wytrzymałościowe betonu przeprowadzono w strefach ocenionych wizualnie jako najsłabsze, natomiast miejsca pobrania próbek wybrano w sposób losowy.

Stopień karbonatyzacji betonu jako zasięg strefy skarbonatyzowanej określono w miejscach pobrania próbek. Pomiar otuliny i rozstawu zbrojenia wykonano jako badania nieniszczące. Stan stali zbrojeniowej oceniono na podstawie fragmentów próbek pobranych wraz z próbkami betonu.

Badania wytrzymałości betonu zostały przeprowadzone dla trzech elementów konstrukcji kolektora: komór, prefabrykowanych łupin oraz płyty dennej kolektora.

Wyniki badań dla łupin oraz płyty dennej przedstawiają się następująco:

– prefabrykowane łupiny f_{cm} = 52,31 MPa, $f_{ck,cube}$ = 45,69 MPa
– płyta denna f_{cm} = 58,96 MPa, $f_{ck,cube}$ = 54,96 MPa

Należy tu przypomnieć, że zgodnie z projektem prefabrykowane łupiny kolektora oraz płytę denną zaprojektowano z betonu R_{w200}.

Rys. 2. Próbka nr 003 (z prefabrykatu łupiny), przełom próbki z zaznaczoną głębokością penetracji wody przy ciśnieniu 1,0 MPa

Badania wodoprzepuszczalności przeprowadzono stopniowo zwiększając ciśnienie wody aż do 1 MPa. Wszystkie próbki spełniły wymogi szczelności przy tym ciśnieniu, a po rozłupaniu średni zasięg penetracji wody wynosił ~70 mm. Zgodnie z danymi archiwalnymi w projekcie założono szczelność betonu na poziomie W4.

Powyższe badania przeprowadzono w akredytowanym laboratorium badawczym Instytutu Budownictwa Politechniki Wrocławskiej.

Stopień skorodowania stali określono jako zmiany średnicy zbrojenia do średnicy nominalnej. Największe ubytki stwierdzono w miejscach praktycznie pozbawionych otuliny (w bezpośrednim sąsiedztwie komór). Zawierały się one w przedziale od 0,5÷1 mm przy średnicy nominalnej 15 mm. Stanowi to ubytek pola powierzchni stali ΔA_s = 13%. Ubytki te dotyczą wewnętrznego zbrojenia łupin. Zbrojenie zewnętrzne płaszcza nie wykazywało uszkodzeń o charakterze korozyjnym.

Rys. 3. Przełom przypowierzchniowej warstwy betonu w próbce nr 014 ocena zasięgu karbonatyzacji

Karbonatyzacja betonu została oceniona w miejscach pobrania odwiertów rdzeniowych jak również na próbkach pobranych do badań wytrzymałościowych. Średnia grubość warstwy skarbonatyzowanej betonu po 20÷30 letniej eksploatacji kolektora wynosi ~5 mm. Znanymi metodami obliczeniowymi, dla dotychczasowego okresu eksploatacji kolektora wynoszącego 23 lata, określić można prognozowany czas karbonatyzacji otuliny na 55 lat.

Rys. 4. Fragment powierzchniowego wypłukania betonu oraz dobrze spasywowane zbrojenie zewnętrzne

Przy prowadzanych badaniach szczególną uwagę zwrócono na strukturę powierzchniowej warstwy betonu. Najgorzej sytuacja przedstawia się w strefach przykomorowych, gdzie powierzchnia betonu o grubości od 10÷15 mm została całkowicie wypłukana ze spoiwa. Na pozostałych fragmentach kolektora stan zewnętrznej warstwy betonu jest zdecydowanie lepszy, a głębokość wypłukania spoiwa wynosi od 2÷3 mm.

Otulina zbrojenia kolektora od strony zewnętrznej zawierała się w przedziale od 28÷43 mm (podane wartości są wartościami średnimi dla wybranych do oceny otuliny prefabrykowanych łupin).

Przeprowadzone badania stanowią wyjściową bazę danych dla obliczeń statyczno-wytrzymałościowych, których celem była ocena aktualnego poziomu wytężenia konstrukcji z uwzględnieniem jej stanu technicznego.

6. Obliczenia kolektora

Obliczenia statyczne kolektora przeprowadzono z wykorzystaniem modeli prętowych w zakresie małych odkształceń i przemieszczeń. Głównym ich celem było określenie wytężenia konstrukcji w oparciu o badania własne rozkładu zbrojenia oraz wytrzymałości betonu.

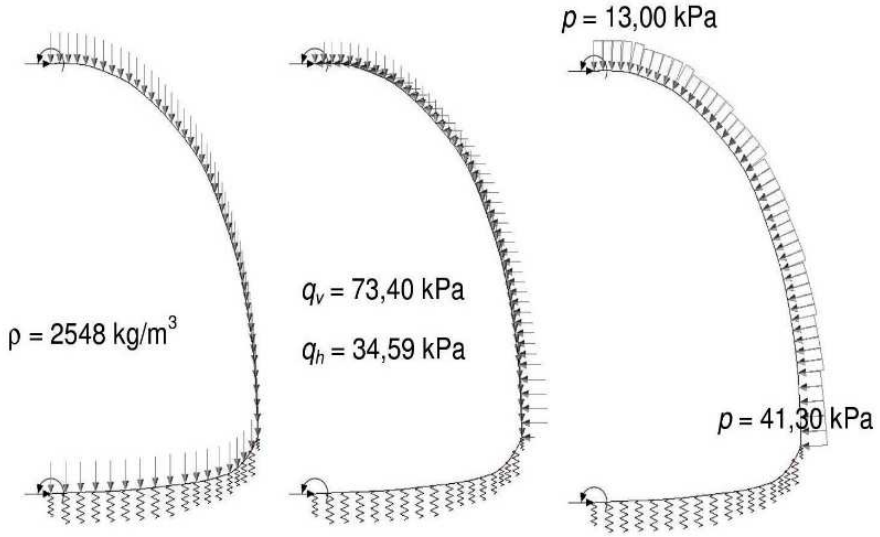
Obliczenia wykonano dla następujących wariantów konstrukcji:

Wariant 1 – wymiary konstrukcji wg projektu, beton i rozkład zbrojenia wg badań własnych.

Wariant 2 – grubość ściany łupiny do poziomu 1,20 m powyżej dna zmniejszona do 190 mm z uwagi na uszkodzenie otuliny, pozostałe wymiary konstrukcji wg projektu, beton i rozkład zbrojenia wg badań własnych.

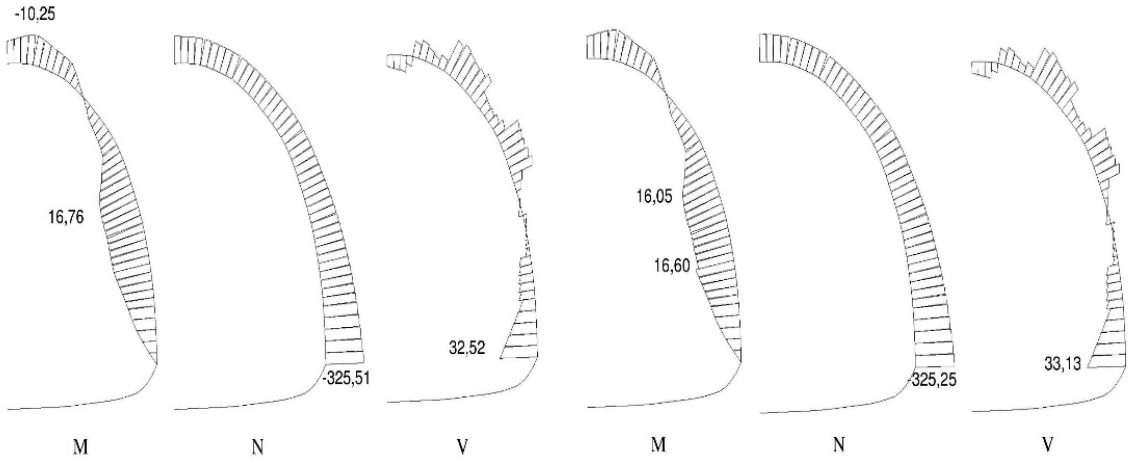
Wariant 3 – analiza stateczności konstrukcji poprzez wyznaczenie wartości własnych macierzy sztywności, beton wg badań własnych.

Założono, że paraboliczna łupina kolektora oparta jest przegubowo w dnie, a podparcie dna zrealizowano za pomocą poród sprężystych oddziaływujących w kierunku pionowym z uwagi na płaską powierzchnię styku z gruntem. Ponieważ konstrukcja jest już eksploatowana od wielu lat, nie uwzględniano w obliczeniach obciążeń niesymetrycznych, które występują w fazie budowy. Obciążenia ograniczono do występujących obecnie. W związku z tym model obliczeniowy przedstawiony na rys. 5 zredukowano do ½ z uwagi na symetrię obciążeń i symetrię samej konstrukcji. Obciążenia gruntem i pojazdami przyjęto zgodnie z [5].



Rys. 5. Schemat obliczeniowy kolektora i jego obciążenia (od lewej): ciężar własny, obciążenie gruntem i pojazdem (SLW60) oraz ciśnienie wody gruntowej

Obliczenia nośności dla łupiny przeprowadzono zgodnie z podziałem wprowadzonym w obliczeniach statycznych na dwa warianty. Wybór sprawdzanych przekrojów podyktowany był wartością mimośrodu działania siły. Wybrano przekroje o największej wartości siły ściskającej oraz o największej wartości mimośrodu działania siły.



Rys. 6. Rozkłady sił wewnętrznych dla wariantu 1 (po lewej) i wariantu 2

W wyniku przeprowadzonych obliczeń nie stwierdzono występowania istotnych różnić w wartościach i rozkładzie sił wewnętrznych pomiędzy wariantami 1 i 2, co ilustruje rys. 6. Różnice te są istotniejsze dla obliczeń wytrzymałościowych. Natomiast w zakresie stateczności najmniejszy współczynnik obciążenia, które mogłoby prowadzić do jej utraty wynosi prawie 300, w związku z czym problem ten jest nieistotny w analizowanych przypadkach.

We wszystkich sprawdzanych przekrojach obliczono nośność oraz sprawdzono możliwość zarysowania lub obliczono szerokość rozwarcia rys. Przyjęto wartości charakterystyczne wytrzymałości materiałów oraz obciążeń tak by było możliwe określenie współczynnika bezpieczeństwa dla poszczególnych przekrojów, co ilustruje tablica 1.

Tablica 1. Wyznaczone wartości współczynnika bezpieczeństwa

Przypadek (lokalizacja)	**Współczynnik bezpieczeństwa z uwagi na nośność**	**Współczynnik bezpieczeństwa z uwagi na zarysowanie**
Wariant 1. Połączenie łupiny z dnem (max. siła ściskająca),	22,4	Nie zarysowany
Wariant 1. Dolna część łupiny – rozciąganie wewnątrz (max. e),	2,52	Nie zarysowany
Wariant 1. Górna część łupiny - rozciąganie na zewnątrz (max. e),	19,8	Nie zarysowany
Wariant 1. Dno - rozciąganie wewnątrz (max. e),	3,63	1,25
Wariant 2. Dolna część łupiny na granicy uszkodzeń (1,20 m nad dnem) – rozciąganie wewnątrz (max. e),	3,07	Nie zarysowany
Wariant 2. Połączenie łupiny z dnem (max. siła ściskająca).	23,5	Nie zarysowany

Biorąc pod uwagę okres eksploatacji konstrukcji należy uznać, że poziom jej bezpieczeństwa z uwagi na nośność jest obecnie na wystarczającym poziomie (minimalna wartość współczynnika wynosi 2,52). Należy jednak kontrolować jej stan z uwagi na ewentualną korozję zbrojenia i uszkodzenia betonu oraz możliwe zmiany obciążeń, np. poprzez stały

nowoczesny monitoring czujnikami określającymi wytężenie zbrojenia i betonu w newralgicznych miejscach określonych w badaniach jako istotne dla bezpieczeństwa łupin.

7. Wnioski końcowe

Właściciel kolektora wykonywał wcześniej jedynie wizualne oględziny konstrukcji. Potwierdzały one zły stan techniczny łupin i konieczność remontu kapitalnego, za pomocą tzw. relingu (rura w rurze). Oznaczało to dla użytkownika olbrzymie koszty remontu.

Przeprowadzone przez autorów badania wytrzymałościowe i numeryczne związane z oceną stanu technicznego kolektora pokazały jak istotne są kompleksowe badania eksperckie, wymagane do określenia właściwych współczynników bezpieczeństwa konstrukcji.

Kompleksowa diagnostyka opisana w niniejszym artykule pozwoliła na stwierdzenie, że stan techniczny konstrukcji kolektora jest dostateczny, wymaga tylko nakładów na niewielkie remonty bieżące i pozwala na dopuszczenie kolektora do dalszej kilkuletniej eksploatacji

Literatura

1. Madryas C., i in., Badania i ocena stanu technicznego przewodów kanalizacyjnych. DWE, Wrocław 2010.
2. PN-EN 12504-1:2001. Badania betonu w konstrukcjach. Część 1: Odwierty rdzeniowe. Wycinanie, ocena i badanie wytrzymałości na ściskanie.
3. PN-EN 13791:2008. Ocena wytrzymałości betonu na ściskanie w konstrukcjach i prefabrykowanych wyrobach budowlanych.
4. Beton według normy PN-EN 206-1 – komentarz, praca zbiorowa pod redakcją profesora Lecha Czarneckiego, wydawnictwo wspólne: Polski Cement i Polski Komitet Normalizacyjny, Kraków 2004.
5. ATV-DVWK – A 127P Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe kanałów i przewodów kanalizacyjnych. Wydawnictwo Seidel-Przywecki Sp. z o.o., Warszawa 2000.