

Ocena pracy żelbetowej konstrukcji podziemnego zbiornika na wodę

Assessment of the operation of the reinforced concrete structure of the underground water tank

prof. dr hab. inż. Łukasz Drobiec (ORCID: 0000-0001-9825-6343), Katedra Konstrukcji Budowlanych, Wydział Budownictwa, Politechnika Śląska w Gliwicach, dr inż. Faustyn Recha (ORCID: 0000-0002-8720-3382), Wydział Architektury, Budownictwa i Sztuk Stosowanych, Akademia Śląska w Katowicach

DOI 10.5604/01.3001.0016.3249

Streszczenie: W pracy opisano przebieg nieniszczących badań konstrukcji podziemnego zbiornika na wodę oraz przeprowadzoną analizę statyczno-wytrzymałościową. W zakres wykonanych prac wchodziła pełna inwentaryzacja obiektu, badania nieniszczące ścian i stropu zbiornika oraz analiza numeryczna pracy całego obiektu z wykorzystaniem programu opartego na MES. Określono możliwość dalszego użytkowania zbiornika.

Słowa kluczowe: zbiornik podziemny, badania konstrukcji żelbetowej, diagnostyka konstrukcji, analiza przestrzenna, MES.

Abstract: The paper describes the course of non-destructive testing of the structure of the underground water tank and the static and strength analysis performed. The scope of work included a full inventory of the facility, non-destructive testing of the walls and ceiling of the tank, and numerical analysis of the operation of the entire facility using a program based on MES. The possibility of further use of the tank was determined.

Keywords: underground tank, reinforced concrete structure tests, structure diagnostics, spatial analysis, MES.

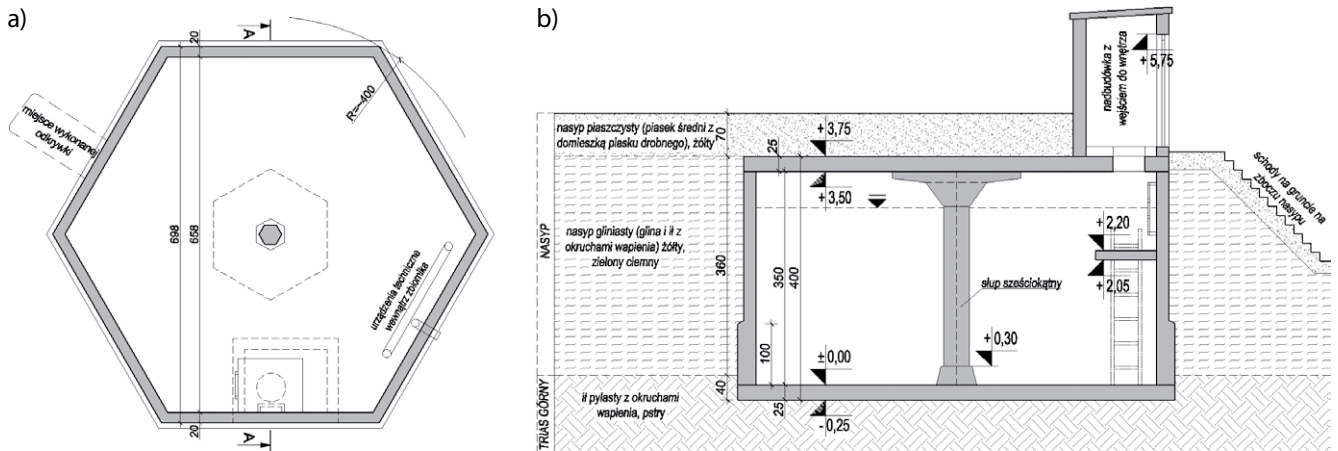
1. Wprowadzenie

Zbiorniki żelbetowe na ciecze mają szerokie zastosowanie w budownictwie szczególnie jako bufony wody na potrzeby ochrony przeciwpożarowej obiektów, zapewnienia ciągłej dostawy wody w sieciach wodociągowych oraz jako obiekty składowisk szkodliwych substancji lub nieczystości ciekłych w budownictwie przemysłowym, rolniczym i mieszkaniowym [1, 2]. Specyfika zbiorników na ciecze jest silnie uzależniona od pełnionej funkcji technologicznej oraz rodzaju usytuowania (zbiorniki nadziemne, częściowo zagłębione lub podziemne). Główną problematyką związaną z projektowaniem i eksploatacją zbiorników na ciecze jest ich szczelność [2], co nie jest tak istotne w przypadku zbiorników dla materiałów stałych (syklich) [3]. W przypadku zbiorników na wodę pełniących funkcję buforu zapotrzebowania wody wodociągowej w trakcie wahań jej zużycia w ciągu doby lub zapasu wody przeciwpożarowej kluczową kwestią jest również zapewnienie warunków ochrony termicznej wynikających z przemarzania ścian zbiornika w okresie ujemnych temperatur. Dla obiektów podziemnych pokrytych warstwą gruntu o grubości większej niż głębokość przemarzania na danym terenie nie ma konieczności stosowania specjalnych zabiegów wymaganych zagadnieniami fizyki budowli [2]. Na szczególną uwagę zasługują obiekty istniejące, eksploatowane przez szereg lat, dla których oddziaływanie środowiska zewnętrznego oraz cykliczne zmiany obciążenia wnętrza zbiornika

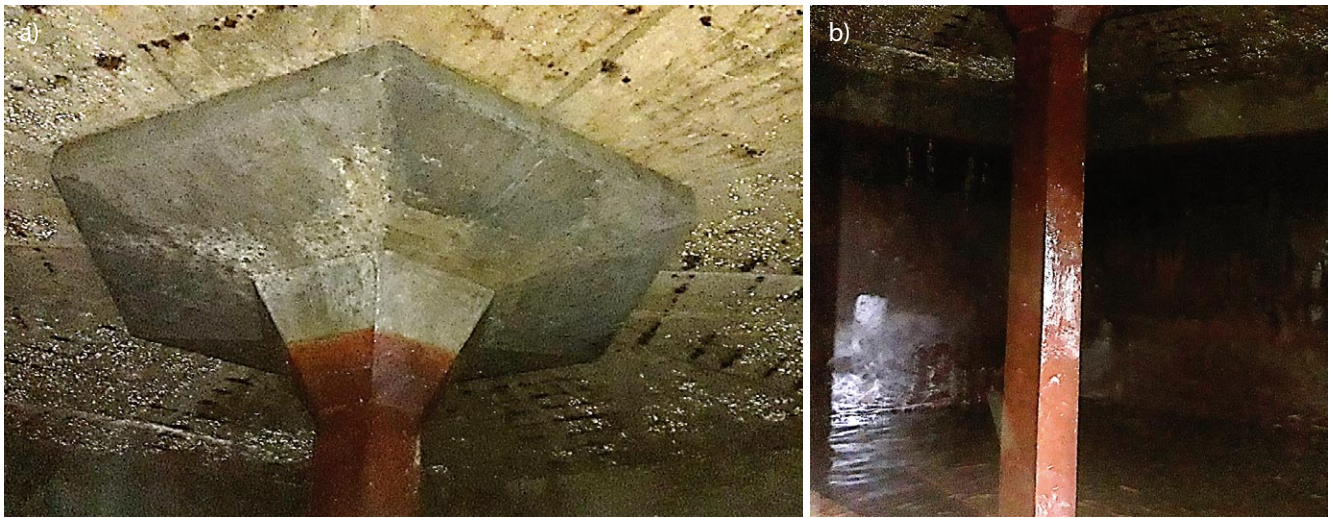
wywołane zmianami poziomu wody mogą mieć znaczący wpływ na możliwość dalszego użytkowania [4, 5]. W związku z tym konieczne jest przeprowadzanie cyklicznych przeglądów okresowych [6], a w razie konieczności podjęcie działań naprawczych w celu poprawy stanu technicznego. W niniejszej pracy przedstawiono analizę pracy żelbetowej konstrukcji istniejącego podziemnego zbiornika na wodę z zastosowaniem modelu przestrzennego MES, który był elementem składowym ekspertyzy stanu technicznego tegoż obiektu [7] wykonanej na potrzeby planowanej rozbudowy i modernizacji sieci wodociągowej.

2. Stan istniejący

Podziemny zbiornik podlegający ocenie został wykonany w latach 70. XX wieku o konstrukcji żelbetowej na planie sześciokąta foremnego wpisanego w okrąg o średnicy ~8,00 m (rys. 1a), wysokość całkowita zbiornika wynosiła 4,0 m. Płyta denna – o grubości 25 cm, ściany – grubości 30 i 20 cm, przy czym zmiana grubości ścian w postaci odsadzki po zewnętrznej stronie znajduje się na wysokości 1,0 m, licząc od dna zbiornika (rys. 1b). Ściany i płyta denna są wykonane w technologii monolitycznej, natomiast strop został wykonany z płyt prefabrykowanych o kształcie trapezu układanych promieniowo w liczbie 2 szt. na jeden bok zbiornika. Połączenie płyt wykonano na zamek w miejscu ich styków, natomiast całość została zespolona warstwą nadbetonu. Wewnątrz



Rys. 1. Geometria analizowanego zbiornika: a) rzut, b) przekrój A-A



Rys. 2. Wnętrze zbiornika: a) widok ogólny, b) głowica słupa wraz z widocznym konturem poziomu wody w stanie normalnej eksploatacji

w centrum zbiornika za-
budowano słup sześciokąt-
ny (zewnętrzna strona
wykonana z blachy ocyn-
kowanej jako szalunek tra-
cony) – rysunek 2a. Słup
ma poszerzenie w miejscu
oparcia na płycie dennej
oraz sześciokątną głowicę
o zmiennej liniowo wyso-
kości (rys. 2b).

Zbiornik jest częściowo za-
głębiony w gruncie oraz
ma wykonany nasyp do po-
ziomu $\sim 0,70$ m powyżej górnej krawędzi płyty stropu zbiornika. Nasyp o regularnym kształcie jest porośnięty zielenią niską z betonowymi schodami na gruncie, stanowiącymi dojście do nadbudówki wejścia do wnętrza zbiornika. Dobudówkę zlokalizowano bezpośrednio nad stalowym włazem wykonanym w stropie umieszczonym przy północnej ścianie zbiornika. Wewnątrz zbiornika znajduje się pomocniczy podest technologiczny, drabina stalowa oraz infrastruktura służąca

napelnianiu i opróżnianiu zbiornika (rury stalowe z zasuwami). Wnętrze zbiornika zostało zaimpregnowane żywicą w celu zachowania pełnej szczelności, na zewnątrz – warstwą smoły układowanej bezpośrednio na konstrukcji żelbetowej.



Rys. 3. Analizowany zbiornik: a) widok ogólny nasypu w wejściu do zbiornika, b) odkrywka ściany zbiornika

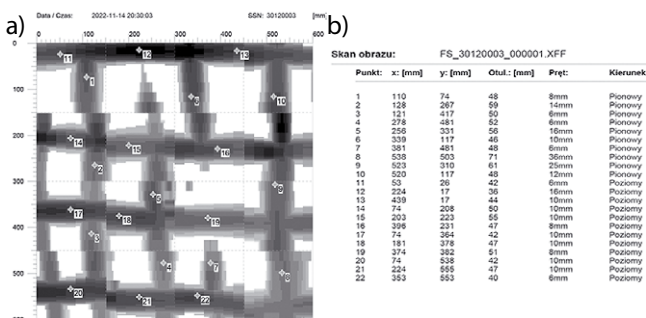
Maksymalny poziom napełniania zbiornika przy prawidłowej eksploatacji sięga wysokości 0,50 m poniżej dolnej krawędzi stropu (widoczny rdzawy kontur na ścianach zbiornika). Zbiornik ma drenaż opaskowy na głębokości około 0,30 m powyżej poziomu posadowienia. W ramach wizji lokalnej wykonano zewnętrzną odkrywkę fragmentu ściany zbiornika od strony południowo – wschodniej (wykop o szerokości ~1,0 m) do głębokości poziomu posadowienia.

3. Metodyka badawcza

W ramach badań istniejącej konstrukcji wykonano nieniszczące badania ścian i stropu zbiornika oraz badania rodzaju i stopnia zagęszczenia gruntu w bezpośrednim sąsiedztwie zbiornika.

3.1. Pomiary elektromagnetyczne

Pomiary zostały wykonane urządzeniem Ferroscaaner Hilti PS200S, które bazuje na analizie zmiany wieloczęstotliwościowego strumienia magnetycznego emitowanego w głąb konstrukcji [8]. Urządzenie umożliwia określenie średnic prętów zbrojeniowych według normy niemieckiej [9]. Celem skanów konstrukcji było określenie średnic i położenia stali zbrojeniowej w poszczególnych powłokach zbiornika. Wykonano łącznie 6 skanów dokładnych na powierzchni około 2,0 m² i 5 skanów liniowych o sumarycznej długości około 13,0 m (rys. 4). Skany elektromagnetyczne wykazały, że zbrojenie ścian zbiornika bez względu na stronę (zewnętrzna, wewnętrzna) są wykonane w postaci siatki. Zbroje-



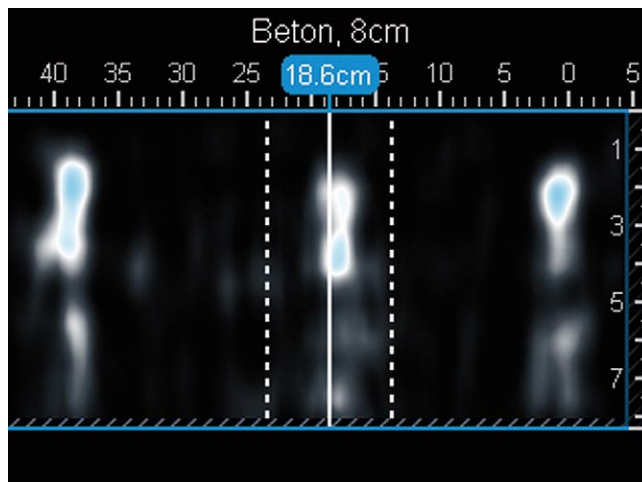
Rys. 4. Wyniki przykładowego skanu dla wewnętrznej strony ściany zbiornika: a) obraz skanu, b) wyniki pomiaru

nie pionowe do wysokości około 1,6 m powyżej poziomu dna zbiornika wykonano z prętów o średnicy 16–20 mm w rozstawie co 100 mm, powyżej poziomu 1,6 m w rozstawie co 200 mm. Grubość otuliny prętów pionowych zawiera się w przedziale $c_{nom} = 39–80$ mm, średnio $\bar{c}_{nom} = 55$ mm. Poziome zbrojenie ścian wykonano z prętów średnicy 8 mm w rozstawie co 200 mm. Grubość otuliny prętów poziomych wynosi $c_{nom} = 36–83$ mm, średnio $\bar{c}_{nom} = 40$ mm. Na podstawie badań określono również, że pręty poziome zostały umieszczone po zewnętrznej stronie ścian zbiornika, natomiast pręty pionowe po stronie wewnętrznej. Zbrojenie

stropu nad zbiornikiem wykonano siatką z prętów średnicy 10 mm w rozstawie co 200 mm w obu kierunkach. Słup został zbrojony 6 prętami, przy każdym z naroży.

3.2. Badania radarowe

Na potrzeby badań wykorzystano urządzenie Wallscanner D-TECT 200 C firmy BOSCH, które umożliwiło określenie ewentualnego odspojenia wyprawy ochronnej zbrojenia lub innych wad wewnętrznych. Idea pracy urządzenia polega na emisji impulsu elektromagnetycznego i odbiorze impulsu odbitego od prętów zbrojeniowych dla częstotliwości 1,8–5,8 GHz. W tym celu wykorzystuje się nadawczo-odbiorczą antenę radarową, która umożliwia wykonanie skanów liniowych na głębokość do 80 mm. Pionowe i poziome odchylenie pomiaru wynosi ± 5 mm w warunkach powietrzno-suchych, natomiast w mokrym betonie zakres tolerancji wzrasta do ± 10 mm. W ramach wykonanych badań łącznie przeprowadzono 9 skanów (7 skanów wewnątrz zbiornika i 2 skany od strony zewnętrznej – w miejscu odkrywki). Przykładowy obraz skanowania przedstawiono na rysunku 5. Badania radarowe potwierdziły wyniki uzyskane metodą elektromagnetyczną. Stwierdzono dużą otulinę prętów, która miejscami wykazywała grubość większą niż zakres pomiarowy urządzenia (80 mm).



Rys. 5. Obraz skanu metodą radarową – strona wewnętrzna ściany zbiornika

3.3. Badania sklerometryczne

Badania wytrzymałościowe betonu wykonano przy użyciu młotka Schmidta typu N Ectha 1000 firmy DRC o numerze 20M0129N. W zastosowanej metodzie sklerometrycznej wykorzystano zależność między powierzchnią wytrzymałością a sprężystymi cechami betonu stwardniałego. W trakcie badań rejestruje się liczbę odbicia L , tj. wyskalowaną odległość, na jaką odbije się od sprężystej powierzchni ciężarek (młotek), uderzający w element zawsze z tą samą energią. Przed pomiarami i po ich zakończeniu sprawdzono przyrząd na kowadełku kontrolnym, otrzymując każdorazowo liczbę odbicia 81. Beton badano w 2 miejscach: na wewnętrznej

Tabela 1. Wyniki pomiarów sklerometrycznych młotkiem Schmidta

Nr pomiaru	S1	S1 ^x	S2	S2 ^x
Kąt, α[°]	0	0	0	0
Liczba odbicia, L _{ia}	42	42	40	40
	44	44	44	44
	46	46	43	43
	46	46	42	42
	43	43	42	42
	42	42	43	43
	45	45	41	41
	40	40	45	45
	41	41	44	44
	34	-	42	42
	42	42	44	44
	40	40	45	45
Średnia liczba odbicia, \bar{L}_{ia}	42,1	42,8	42,9	42,9
Średnia sprawdzona liczba odbicia, $\bar{L}_{i(\alpha=0)}$	42,8		42,9	
Wytrzymałość betonu, f _L [MPa]	30,2		30,4	

i zewnętrznej stronie ściany zbiornika (w miejscu wykonanej odkrywki). W każdym miejscu pomiarowym uderzano młotkiem 12 razy. Wyniki pomiarów liczby odbicia L_{ia}, średnią liczbę odbicia \bar{L}_{ia} oraz średnią sprowadzoną liczbę odbicia $\bar{L}_{i(\alpha=0)}$ z uwzględnieniem kąta przyłożenia młotka w trakcie badania równego α = 0 podano w tabeli 1. Wytrzymałość betonu wyznaczono odrębnie dla każdego miejsca pomiarowego na podstawie krzywej ITB opisanej równaniem:

$$f_L = 1,15(0,0356 \cdot L^2 - 0,795 \cdot L + 6,4) \quad (1)$$

gdzie:

L – średnia sprowadzona liczba odbicia uzyskana w trakcie badań.

Na potrzeby poprawnego wyznaczenia wielkości średniej wytrzymałości betonu na ściskanie f_L odrzucono wielkości liczby odbicia różniących się o więcej niż 5 jednostek pomiarowych, co zestawiono w tabeli 1 jako pomiary z indeksem górnym (S1^x, S2^x). Przeprowadzone badania sklerometryczne wykazały dobrą jednorodność betonu. Uzyskano średnią wytrzymałość betonu równą 30,3 MPa przy współczynniku zmienności równym 0,16%, odchylenie standardowe wyników badań wyniosło σ = 0,07.

3.4. Badania ultradźwiękowe

Ultradźwiękowe badania wytrzymałości betonu przeprowadzono z wykorzystaniem urządzenia UK1401 Surfer firmy

Acoustic Control Systems – Solutions GmbH. Działanie polega na czterokrotnym pomiarze czasu przejścia fali ultradźwiękowej przez beton w czterech położeniach urządzenia pomiarowego. Określenie wytrzymałości betonu opiera się na zaimplementowanej do systemu urządzenia funkcji określającej zależność między wytrzymałością betonu a czasem przejścia emitowanej fali. Pomiar odbywa się w czterech punktach pomiarowych w ściśle określonym układzie położenia urządzenia pomiarowego: pionowym, poziomym i dwóch ukośnych (-45° oraz +45°), co przedstawiono schematycznie na rysunku 6.



Rys. 6. Przykład pomiaru wytrzymałości przy 4 położeniach urządzenia

Badania przeprowadzono w 10 miejscach (9 na ścianie i jednym na stropie), przy czym jedno miejsce pomiarowe obejmowało 4 położenia urządzenia. Wyniki badań ultradźwiękowych przedstawiono w tabeli 2, w której oprócz uzyskanej wytrzymałości betonu na ściskanie, zamieszczano również średnią prędkość ultradźwięku uzyskaną z 4 badań w każdym z punktów badawczych. Pomiary z zakresu U1–U7 dotyczą pomiarów wykonywanych w różnych miejscach ścian zbiornika od strony jego wnętrza, pomiary U9 i U10 zostały wykonane od zewnętrznej strony ścian zbiornika w miejscu wykonanej odkrywki. Strop został przebadany w jednym miejscu oznaczonym jako U7 od spodu płyty (wnętrza zbiornika).

Wytrzymałość średnia z wszystkich miejsc pomiarowych ścian wyniosła 38,4 MPa i jest ona wyższa od wyniku badań sklerometrycznych ($\bar{f}_L = 30,3$ MPa). Odchylenie standardowe w badaniach ultradźwiękowych było również większe i wyniosło σ = 5,54, w związku z czym współczynnik zmienności wyniósł ν = 14,4%

Tabela 2. Wyniki badań ultradźwiękowych

Nr pomiaru	Badany element	Średnia prędkość ultradźwięku, v_U [m/s]	Wytrzymałość wg krzywej producenta, f_U [MPa]
U1	ściana	3875	34,7
U2	ściana	3920	35,4
U3	ściana	4013	36,9
U4	ściana	3838	34,1
U5	ściana	4070	37,8
U6	ściana	3963	36,1
U7	ściana	3953	35,9
U8	strop	4015	36,9
U9	ściana	4415	43,3
U10	ściana	4445	51,3
Wartość średnia (bez pomiaru stropu), \bar{f}_U [MPa]:			38,4

3.5. Wyznaczenie klasy betonu

Analizę wykonano dla wyników badań ścian wykonanych według metod ultradźwiękowej i sklerometrycznej. Sumaryczne wyniki z obu metod zamieszczono w tabeli 3. Beton ścian przyporządkowano do klasy zgodnie z zaleceniami normy [10]. W celu określenia możliwości zaklasyfikowania badanego betonu do klasy wytrzymałościowej przyjęto kryterium oceny zgodności wyników badań z wymaganą wytrzymałością charakterystyczną określoną według warunków (2):

$$\begin{aligned} f_{c,i,min} &\geq f_{ck} - 4 \text{ Mpa} \\ f_{c,mean} &\geq f_{ck} + 4 \text{ Mpa} \end{aligned} \quad (2)$$

w których: $f_{c,mean}$ oznacza średnią skorygowaną wytrzymałość betonu, $f_{c,i,min}$ wytrzymałość najslabszej próbki, natomiast f_{ck} jest poszukiwaną wielkością charakterystycznej wytrzymałości betonu na ściskanie.

Tabela 3. Sumaryczne wyniki badań wytrzymałości uzyskane z metody ultradźwiękowej i sklerometrycznej

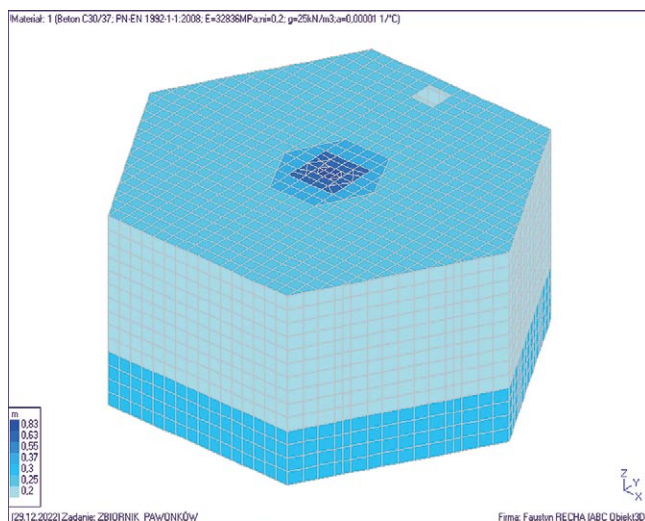
Nr próbki*	Wytrzymałość, f_c [MPa]
S1	30,2
S2	30,4
U1	34,7
U2	35,4
U3	36,9
U4	34,1
U5	37,8
U6	36,1
U7	35,9
U9	43,3
U10	51,3
Wielkość średnia, $f_{c,mean}$ [MPa]	36,9
Wielkość minimalna, $f_{c,i,min}$ [MPa]	30,2
* S – metoda sklerometryczna, U – metoda ultradźwiękowa	

Na podstawie nierówności (2) badany beton ścian zbiornika zakwalifikowano do klasy wytrzymałościowej C30/37. Badanie wytrzymałości betonu stropu, z uwagi na brak dostępu, wykonano tylko w jednym miejscu i dlatego dla stropu nie przeprowadzono podobnej klasyfikacji. Do dalszych analiz przyjęto jednak, że beton stropu ma taką samą klasę betonu.

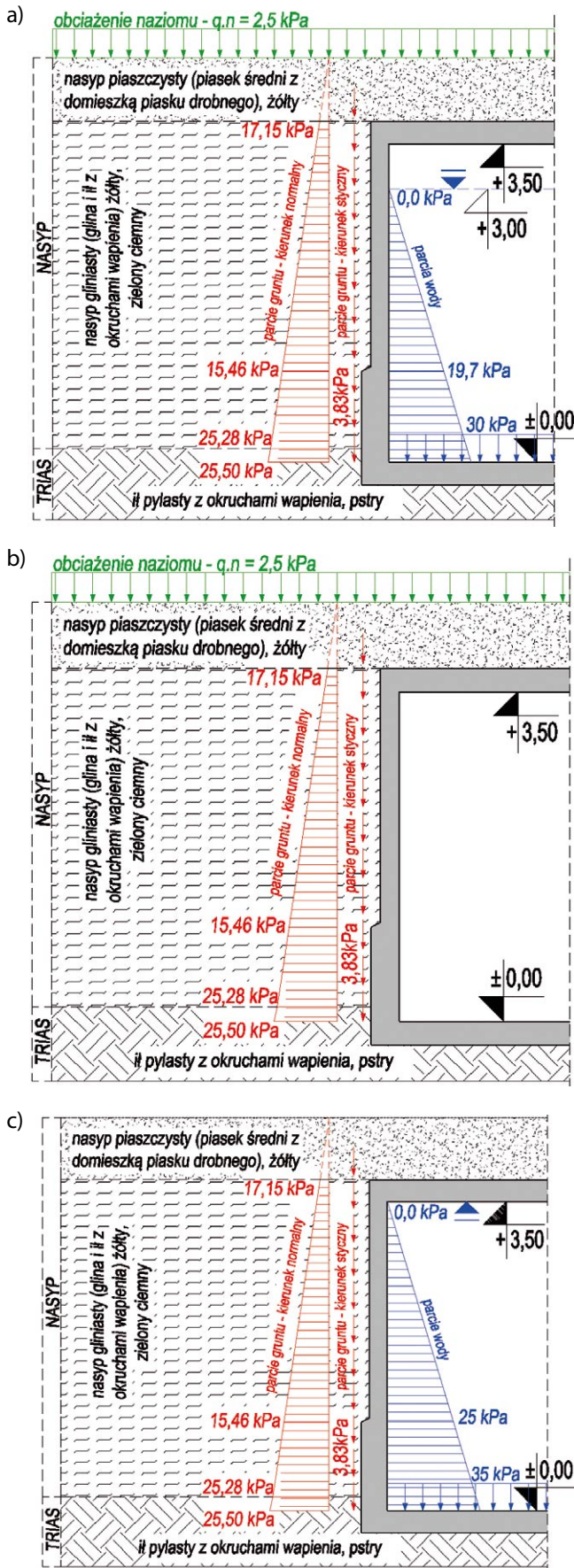
4. Analiza MES

4.1. Założenia modelu

W ramach analizy numerycznej MES wykonano model przestrzenny zbiornika z zastosowaniem systemu obliczeniowego ABC Obiekt (rys. 7). Założono gabaryty, grubości poszczególnych powłok, układ zbrojenia wraz z grubościami otulin zgodnie z wynikami inwentaryzacji oraz badań nieniszczących. Na potrzeby uproszczenia modelu założono, że słup ma okrągły przekrój o średnicy wpisanej w gabaryt rzeczywistego przekroju sześciokątnego, co jest podejściem bezpiecznym. Do obliczeń przyjęto beton klasy C30/37 zgodnie z wynikami badań istniejącej konstrukcji natomiast stal zbrojeniową przyjęto gatunku 35G2y o charakterystycznej granicy plastyczności $f_{yk} = 400$ MPa, która odpowiadała stalom stosowanym w czasach budowy obiektu.


Rys. 7. Model MES zbiornika

Konstrukcję ścian zbiornika obciążono oddziaływaniem poziomym od parcia wody oraz poziomym i pionowym (stycznym) – od gruntu. Konstrukcję stropu obciążono ciężarem własnym zalegającego na zbiorniku gruntu oraz obciążeniem naziomu wynikającym z prawidłowego użytkowania i utrzymania zbiornika. Ponadto w obliczeniach naziomu uwzględniono obciążenia od pokrywy śnieżnej zgodnie z normą [11].



Rys. 8. Kombinacje obciążenia zbiornika: a) prawidłowa eksploatacja, b) stan serwisowy, c) stan awaryjny

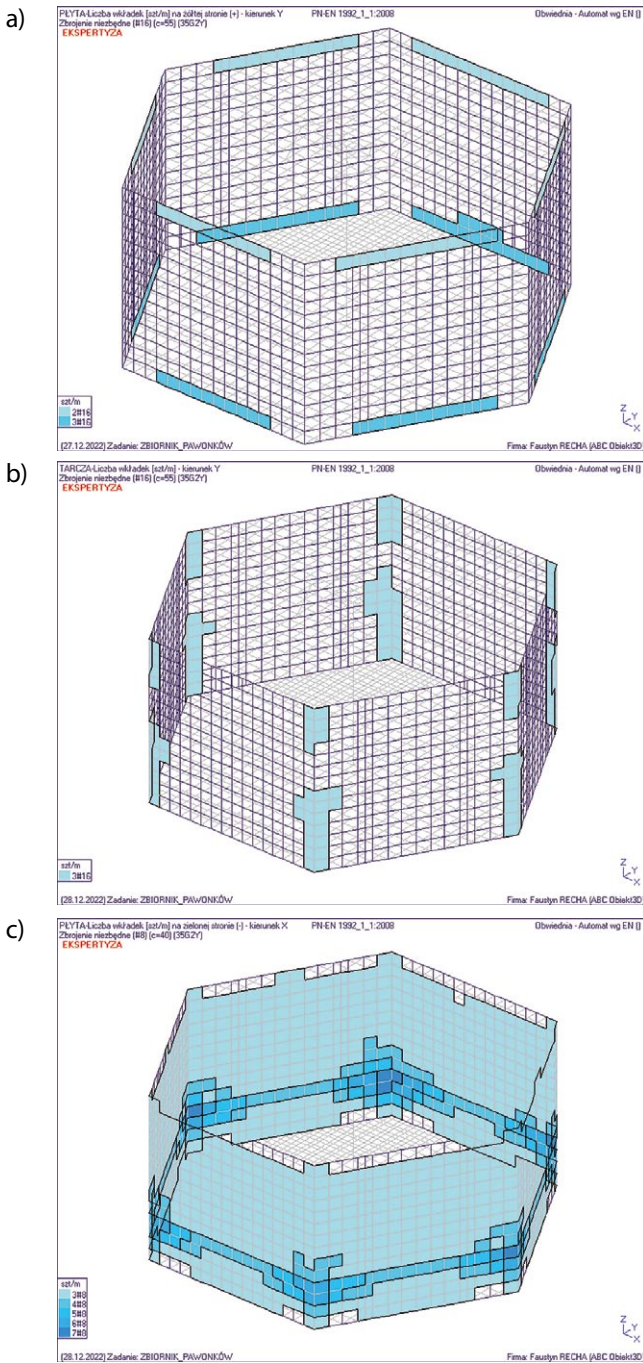
Obciążenie parciem wody i obciążenie naziomu traktowano jako obciążenia zmienne, natomiast oddziaływanie gruntu ujęto jako obciążenie stałe. W ramach analiz obliczenia przeprowadzono dla trzech kombinacji obciążeń zbiornika. Pierwsza obejmowała przypadek prawidłowej eksploatacji, w której uwzględniono jednocześnie obciążenie parciem wody do poziomu 0,50 m poniżej dolnej krawędzi stropu, oddziaływanie gruntu oraz obciążenie naziomu. W drugiej kombinacji przyjęto wariant pracy zbiornika w trakcie konserwacji jego wnętrza, co odpowiadało oddziaływaniu wyłącznie gruntu wraz z obciążeniem naziomu przy całkowitym opróżnieniu zbiornika. Odzwierciedla to stan, w którym występują największe siły wewnętrzne ścian zbiornika od parcia gruntu (strona zewnętrzna). Trzeci przyjęty wariant do obliczeń obejmował sytuację awaryjną, tzn. przepełnienie zbiornika (poziom wody sięga dolnej krawędzi stropu i jednocześnie nie występuje obciążenie naziomu), dzięki czemu uzyskuje się największe wielkości sił wewnętrznych od parcia wody na ściany zbiornika (strona wewnętrzna). Bez względu na przyjęty wariant kombinacji obciążeń płytę stropu obciążono reakcjami od nadbudówki w obrębie wejścia do zbiornika. Do obliczeń wielkości parcia gruntu przyjęto układ warstw zgodny z wynikami badań podłoża gruntowego określonymi w opinii geotechnicznej [12]. Podstawowe parametry warstw gruntu przyjęte do obliczeń przedstawiono w tabeli 4. Zgodnie z wynikami badań podłoża gruntowego nie uwzględniono występowania wody gruntowej, której występowania nie stwierdzono w trakcie przeprowadzonych badań geologicznych (również po ustabilizowaniu).

Tabela 4. Parametry gruntu przyjęte do obliczeń

Lp.	Nazwa gruntu	$\rho^{(n)}$	$C_u^{(n)}$	$\phi_u^{(n)}$	E_0	Grubość
		[t/m ³]	[kPa]	[°]		
1.	Nasyt piaszczysty ID = 0,28	18,0	-	31	56650	0,70
2.	Nasyt niebudowlany IL = 0,15	21,0	19,3	15	23100	3,60
3.	ł pylasty z okruciami wapienia IL = 0,05	19,0	57,1	12	19550	0,70

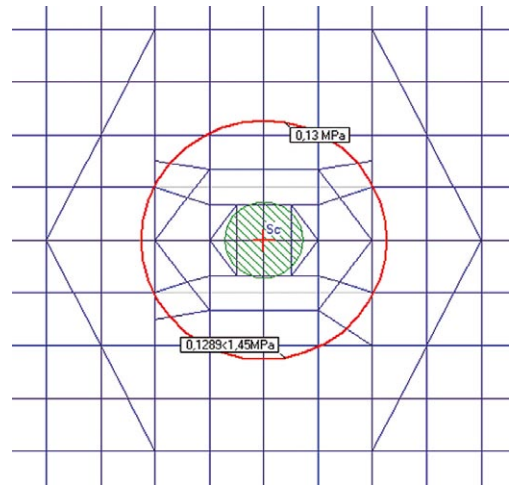
4.2. Wyniki analizy

W wyniku przeprowadzenia obliczeń uzyskano pola powierzchni wymaganej ilości zbrojenia w poszczególnych kierunkach powłok ścian, płyty dennej i stropu zbiornika, z uwagi na spełnienie warunków SGN i SGU. Wymiarowanie konstrukcji przeprowadzono zgodnie z obecnie obowiązującą normą [13]. Wszystkie powłoki wymiarowano w stanie zgięciowym (oddziaływania normalne do powierzchni) i tarzowym (oddziaływania styczne do powierzchni) (rys. 8). Wyznaczone wymagane ilości zbrojenia wynikające ze spełnienia warunków SGN porównano z rzeczywiście występującym

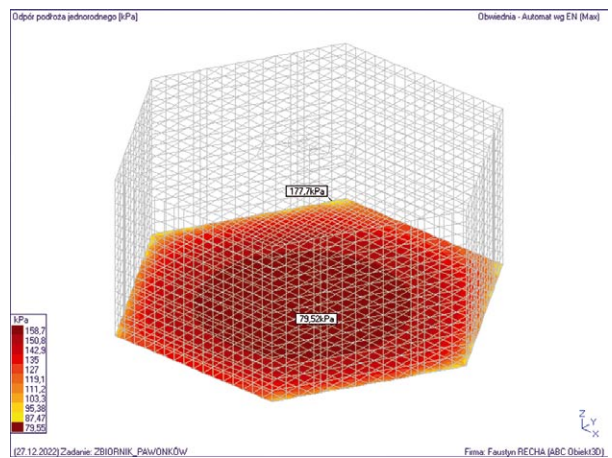


Rys. 9. Przykładowe wyniki wymaganych ilości zbrojenia: a) pionowego zewnętrznego – stan zgięciowy, b) pionowego – stan tarczowy, c) powierzchniowego – stan tarczowy

zbrojeniem w poszczególnych elementach zbiornika. Wykazano, że ilości zbrojenia rzeczywistego nie są mniejsze niż ilości wynikające z warunków nośności powłok zbiornika. Ponadto sprawdzono warunek przebicia stropu słupem wewnętrznym (rys. 10), z uwzględnieniem gabarytu głowicy. Przeprowadzona analiza numeryczna wykazała, że w obwodzie kontrolnym wielkości naprężeń stycznych wynoszą 0,13 MPa, natomiast naprężenia graniczne w tym przekroju wynoszą 1,45 MPa, w związku z czym konstrukcja zachowuje zapas nośności na poziomie 91%.



Rys. 10. Wynik sprawdzenia warunku przebicia stropu w obwodzie kontrolnym



Rys. 11. Naprężenia w poziomie posadowienia zbiornika

W ramach analizy warunków SGU sprawdzono szerokość rozwarcia rys oraz ugięcia powłok zbiornika. Wykazano, że charakterystyczne momenty zginające M_{EK} nie są większe niż momenty krytyczne M_{cr} , co zapewnia, że beton powłok nie zostanie zarysowany.

Ostatnim elementem weryfikacji obliczeniowej było wyznaczenie ekstremalnych wielkości naprężeń pod istniejącym zbiornikiem w poziomie posadowienia dla najbardziej niekorzystnej kombinacji obciążeń (rys. 11). Wyznaczono, że maksymalne naprężenie wynosi $\sigma_{max} = 177,07$ kPa, natomiast minimalna wartość jest równa $\sigma_{min} = 79,52$ kPa, odrywanie konstrukcji od podłoża zatem nie występuje.

Dla przyjętych parametrów gruntu naprężenie graniczne w poziomie posadowienia wyznaczone według normy [14] na głębokości posadowienia wynosi $\sigma_{Rd} = 573$ kPa. W związku z tym nośność podłoża gruntowego nie została przekroczona i jednocześnie wykazuje zapas na poziomie 68%.

5. Podsumowanie

Wizja lokalna ścian, stropu i płyty dennej wraz z badaniami radarowymi nie wykazały uszkodzeń struktury materiału.

Strop od spodu nosi ślady licznych wykwitów korozyjnych z gromadzącymi się regularnie produktami korozji (rys. 2b). W trakcie wizji lokalnej i po wykonanych badaniach stwierdzono jednak, że wykwity te są efektem korodowania stalowych podkładek zbrojenia, dzięki którym zachowuje się wymaganą grubość otuliny na etapie wykonania elementu żelbetowego. Odkrywka ściany z zewnątrz wykazała, że zbiornik pierwotnie został bardzo szczelnie zabezpieczony powłoką ze smoły. Nie stwierdzono zarzysowań ani nieszczelności, co potwierdzone zostało wywiadem z zarządcą obiektu. Uzyskane wyniki analizy numerycznej są podstawą do stwierdzenia, że istniejące zbrojenie jest wystarczające do przeniesienia sił wewnętrznych w bezpiecznym zakresie. Naprężenia styczne w obwodzie kontrolnym w miejscu możliwego wystąpienia przebicia stropu nie zostały przekroczone. Naprężenia w gruncie w poziomie posadowienia obiektu również zachowują wymagane zapasy. Biorąc pod uwagę powyższe wnioski w ramach oceny istniejącej konstrukcji podziemnego zbiornika na wodę, uznano, że obiekt jest w ogólnej dobrej kondycji technicznej. Nie wymaga się zatem przeprowadzania zabiegów remontowych lub wzmacniających konstrukcję. Zalecono jedynie przeprowadzenie konserwacji dolnej powierzchni płyty stropu środkami chemicznymi z uwagi na widoczne wykwity korozyjne oraz oczyszczenie i zaimpregnowanie powłokami antykorozyjnymi wewnętrzną infrastrukturę służącą do napełniania i opróżniania zbiornika (stalowe rury i zasowy). Ostatnią wytyczną związaną z eksploatacją zbiornika było zalecenie wykonania nowego dojścia do zbiornika (schodów na gruncie) oraz ogólna pielęgnacja zieleni nasypu zbiornika.

Na podstawie przedstawionego przykładu należy zauważyć, że poprawna ocena istniejącej konstrukcji wymaga rzetelnego podejścia na każdym z etapów pracy: od momentu

inwentaryzacji obiektu, poprzez jego oględziny makroskopowe, badania nieniszczące, ewentualne możliwe do wykonania odkrywki poprzez zaawansowane modele i analizy obliczeniowe – do momentu wydania ostatecznej oceny i określenia możliwości dalszego użytkowania w bezpiecznym zakresie.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Żakowicz A., Wariantowanie rozwiązań zbiorników podziemnych stosowanych w gospodarstwach rolno-hodowlanych, *Civil and environmental engineering* 1/2010, str. 327–334
- [2] Halicka A., Franczak D., Projektowanie zbiorników żelbetowych. Zbiorniki na ciecze, tom II, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa, 2013
- [3] Halicka A., Franczak D., Projektowanie zbiorników żelbetowych. Zbiorniki na materiały sypkie, tom I, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa, 2011
- [4] Czarnecki L., Emmons P. H., Naprawa i ochrona konstrukcji betonowych, Kraków, Polski Cement 2002
- [5] Zybura A., Jaśniok M., Jaśniok T., Diagnostyka konstrukcji żelbetowych. Badania korozji zbrojenia i właściwości ochronnych betonu, tom 2, Warszawa, Wydawnictwo Naukowe PWN, 2011
- [6] Recha F., Nagel P., Zasady przeprowadzania okresowych badań technicznych obiektów budowlanych w zakresie bezpieczeństwa i użytkowania, *Builder* 2/2022, str. 12–14, doi: 10.5604/01.3001.0015.6949
- [7] Drobiec Ł., Recha F., Ekspertyza stanu technicznego podziemnego zbiornika na wodę. 2022
- [8] Drobiec Ł., Jasiński R., Piekarczyk A., Diagnostyka konstrukcji żelbetowych. Metodologia, badania polowe, badania laboratoryjne betonu i stali, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa, 2010
- [9] Deutsches Institut für Normung, Norm DIN 488-1: 2009-8 Betonstahl – Teil 1: Stahlsorten, Eigenschaften, Kennzeichnung, Berlin, 2009
- [10] PN-EN 206+A2:2021-08 Beton. Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność, 2003
- [11] PN-EN 1991-1-3: Oddziaływania na konstrukcje. Część 1–3: Oddziaływania ogólne – Obciążenie śniegiem, 2005
- [12] Rajman M., Matyja Ł., Opinia geotechniczna dla rozpoznania warunków gruntowo-wodnych w rejonie zbiornika na wodę na terenie ujęcia wód podziemnych w Pawonkowie, Lubliniec, 2022
- [13] PN-EN 1992-1-1: Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1–1: Reguły ogólne i reguły dla budynków, 2008
- [14] PN-EN 1997-1: Projektowanie geotechniczne. Część 1: Zasady ogólne, 2008

68. Krynicka Konferencja Naukowa Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN oraz Komitetu Nauki PZITB Gliwice, 24–28 września 2023 r.



Konferencja Krynicka 2023



Wydział Budownictwa
Politechniki Śląskiej

Tradycyjnie konferencja składać się będzie z dwóch części: problemowej i ogólnej. Myślą przewodnią części problemowej 68. edycji konferencji będą **Wyzwania budownictwa na terenach górniczych, pogórnictwa i zdegradowanych**. To szeroki temat, obejmujący nie tylko zagadnienia projektowania i wykonawstwa budynków i budowli w takich warunkach, ale także zagrożenia wynikające ze specyfiki terenów przemysłowych lub zdegradowanych w wyniku sposobu ich użytkowania oraz sposoby i możliwości efektywnego i bezpiecznego sposobu ich wykorzystania.

Przedmiotem części ogólnej konferencji będą następujące problemy naukowe:

Budownictwo hydrotechniczne • Budownictwo ogólne • Fizyka budowli • Geotechnika • Inżynieria materiałów budowlanych
• Inżynieria przedsięwzięć budowlanych • Inżynieria komunikacyjna: drogi, koleje, mosty • Inżynieria środowiska
• Konstrukcje betonowe • Konstrukcje metalowe • Mechanika konstrukcji i materiałów • Niezawodność konstrukcji

Biurowo Konferencji: mgr inż. Marzena Gaura, mgr Małgorzata Lach – Politechnika Śląska, Wydział Budownictwa

<https://www.polsl.pl/rb/krynica-gliwice-2023>, e-mail: konferencjakrynica2023@polsl.pl

