

# Możliwość wykorzystania istniejących fundamentów żelbetowych pod nowe silosy stalowe

XVI  
KONFERENCJA NAUKOWO-TECHNICZNA

WARSZTAT PRACY  
RZECZOZNAWCY BUDOWLANEGO

2020

Dr inż. Stanisław Plechawski, BP-B Planex, Zamość

## 1. Wprowadzenie

W artykule przedstawiono ocenę możliwości wykorzystania istniejących fundamentów żelbetowych jako fundamentów pod nową baterię silosów stalowych do magazynowania rzepaku i soi w zakładach tłuszczowych. Wykonano badania wizualne płaszczu żelbetowego, niszczące i nieniszczące badania wytrzymałości betonu, badania lokalizacji zbrojenia, karbonatyzacji betonu i stopnia korozji stali. Na podstawie przeprowadzonych analiz sformułowano wnioski końcowe oraz zalecenia dotyczące warunków dalszej eksploatacji.

## 2. Stan istniejący fundamentów pod silosy

Żelbetowe fundamenty siedmiu silosów, wykonane w początkach lat 90. ub. wieku, znajdują się w północno-zachodniej części zakładów. Na przedmiotowych fundamentach pierwotnie projektowano budowę żelbetowych silosów na ziarno rzepakowe. Z powodu zmiany sytuacji społeczno-gospodarczej wykonano tylko konstrukcje przedmiotowych fundamentów (rys. 1).

Są to obiekty o kształcie walcowym posadowione na żelbetowych płytach fundamentowych o grubości 80 cm w kształcie ośmiokąta foremego. Średnica wewnętrzna okręgu utworzonego przez istniejące ściany fundamentowe wynosi 18,85 m, a ich grubość 40 cm. Wysokość ścian fundamentowych jest równa 4,00 m od wierzchu płyty fundamentowej. Rzędna posadowienia płyty fundamentowej wynosi 209,60 m n.p.m. Pierwotnie w każdej komorze zaprojektowano po 2 tunele żelbetowe o prześwicie 2,30x2,0 m i grubości ścian 40 cm.

W projekcie archiwalnym przewidziana była żelbetowa konstrukcja płyty, ścian fundamentowych i tuneli z betonu klasy B17,5 zbrojonego prętami gładkimi ze stali klasy A-I (St3SX). Podłoże – z chudego betonu klasy B10 o grubości projektowanej 20 cm.

## 3. Warunki gruntowo-wodne

Warunki gruntowo-wodne stwierdzone w podłożu są zróżnicowane: korzystne i średnio korzystne, a podłoże jest niejednorodne litologicznie i w przewodzie horyzontalnie uwarstwione geotechnicznie. Do głębokości 8,0 m p.p.t. nie stwierdzono wody gruntowej.

Pod nasypami o miąższości 1,42–2,2 m występują: piaski drobne o  $I_D < 0,35$ ; piaski pylaste, piaski drobne o  $I_D = 0,50$ ; piaski drobne z przewarstwieniami piasków gliniastych o  $I_D = 0,70$ ; pyły piaszczyste o  $I_L = 0,15$ ; pyły piaszczyste oraz gliny pylaste z okruchami margla o  $I_L = 0,25$ ; pyły z pogranicza glin pylastych o  $I_L = 0,35$ ; pyły o  $I_L = 0,50$ ; rumosze gliniaste (gliny pylaste z okruchami margla) oraz zwietrzliny – gliny pylaste z okruchami margla,  $I_L = 0,00$ .

W wykonanej odkrywce stwierdzono posadowienie fundamentu silosu na podsypce z piasku drobnego i tłuczni, ułożonej na gruncie rodzimym – średnio zagęszczonych piaskach drobnych z laminami piasku zaglinionego. Stan fundamentu – dobry (rys. 2).

## 4. Zakres badań

W trakcie opracowywania ekspertyzy wykonano badania wizualne płaszczu żelbetowego, niszczące i nieniszczące

**Rys. 1.** Widok ogólny fundamentów pod silosy od strony południowej





**Rys. 2.** Odkrywka płyty fundamentu nr 7



**Rys. 3.** Fragment fundamentu nr 6; po lewej wąski fragment fundamentu nr 7

badania wytrzymałości betonu, badania lokalizacji zbrojenia, karbonatyzacji betonu i stopnia korozji stali.

Betonowanie przedmiotowych konstrukcji wykonano najprawdopodobniej w latach 1991–1992, stąd wiek betonu oszacowano na ok. 28–29 lat. Beton w tym okresie osiągnął już pełną wytrzymałość, ale też zaczął ulegać stopniowej korozji pod wpływem zmiennych warunków atmosferycznych.

Elementy konstrukcji zostały poddane szczegółowym badaniom wizualnym, których oznaczenia i lokalizację pokazano na rysunkach 3–5.

W trakcie badań aktualnego stanu technicznego silosów wykonano poniższe badania.

#### 4.1. Badania wizualne uszkodzeń i zarysowań płaszcza żelbetowego

Na podstawie oceny wizualnej stwierdzono niżej przedstawione uszkodzenia.

- Widoczne wykwitwy koloru białego na powierzchniach betonowych ścian cokołowych fundamentów (rys. 3 i 5). Zgodnie z normami i literaturą techniczną [1] wykwitwy, co do zasady,

nie mają szkodliwego wpływu na właściwości i użytkowanie wyrobów betonowych. Nie mają też wpływu na trwałość takich elementów. Z technicznego punktu widzenia nie są więc uważane za istotne. Powstawanie wykwitów na powierzchniach betonowych jest zjawiskiem normalnym. Powstają one na wszystkich materiałach porowatych, a beton też do takich należy.

Wykwitwy mogą być solne i wapienne. Wykwitwy solne powstają najczęściej w wyniku oddziaływania wody na sole w niej rozpuszczalne, które mogą być zawarte w betonie. Woda w przypadku soli jest nie tylko rozpuszczalnikiem, ale także środkiem transportu. Aby wykwitwy solne uwidoczniły się na powierzchni materiału, niezbędna do tego jest woda, która wnika w materiał budowlany i rozpuszcza zawarte w nim sole, krystalizując się na powierzchni. Wykwitwy solne przeważnie mają kolor biały, ale zdarzają się też innego koloru. Wykwitwy wapienne powstają wskutek zawartości wodorotlenku wapnia w cemencie. Pod wpływem rozpuszczania w wodzie i podciągania kapilarnego po opadach wydostaje się on na powierzchnię i po reakcji z dwutlenkiem węgla zawartym w powietrzu przeistacza się do postaci węglanu wapnia. Po odparowaniu wody zostaje na powierzchni biały nalot. Intensywność wykwitów zależy od ilości wody przedostającej się do materiału budowlanego. Stąd najskuteczniejszą formą ochrony przed wykwitami jest impregnacja powierzchni i zabezpieczenie jej przed nadmiarem wody.

- Zarysowania i spękania betonu – zwłaszcza nad otworami przewidzianymi do przejścia tuneli w ścianach cokołowych fundamentów (rys. 3). Po lewej – wąski fragment fundamentu nr 7 – u góry widoczne rozwarstwienie betonu wzdłuż skorodowanego pręta zbrojeniowego.

- Zdegradowana górna powierzchnia (korona) wszystkich ścian fundamentów (rys. 5).

- Ślady przerw w betonowaniu: brak zespolenia betonu ułożonego wcześniej (niżej) z betonem ułożonym później (rys. 3 i 5).

- Przebarwienia – ciemniejsze zabarwienie powierzchni betonu, zaobserwowane zwłaszcza w rejonie zacienienia fundamentów istniejącymi, sąsiednimi silosami (rys. 5).



**Rys. 4.** Rozwarstwione (uderzeniami o beton) próbki-odwieroty; po prawej: próbka ze żle wymieszanych składników betonu – wewnątrz widoczne kruszywo (piasek)



**Rys. 5.** Fragment fundamentu nr 7 – widoczne wysolenia w zarysowaniach betonu, nad otworem odkryte skorodowane pręty zbrojeniowe oraz ślady przerwy w betonowaniu: brak zespolenia betonu ułożonego wcześniej (niżej) z betonem ułożonym (a raczej wylanym) później; ciemniejsze zabarwienie powierzchni betonu; zdegradowana górna powierzchnia ściany fundamentu

- Odkryte pręty zbrojeniowe przeznaczone do dalszego betonowania konstrukcji, z widoczną korozją powierzchniową, pionowe i poziome (rys. 3 i 5).

- Rozwarstwienia betonu widoczne w konstrukcji (rys. 7) oraz bardzo łatwe rozwarstwianie się próbek-odwiertów betonowych pobranych z konstrukcji podczas uderzeń (uderzenia próbkami o beton – rysunek 4).

#### 4.2. Badania (niszczące) wytrzymałości na ściskanie betonu z konstrukcji oraz badania sklerometryczne (nieniszczące) wytrzymałości i jednorodności betonu

Badania nieniszczące wytrzymałości betonu wykonano sklerometrem Schmidta typu N, zgodnie z [2, 3], instrukcją ITB nr 210 [4] oraz normami PN-EN 12504-2:2013-03 [5] i PN-EN 13791:2008 [6]. Zgodnie z punktem 7.2 PN-EN 13791 należy wykonać jak największą, praktycznie możliwą, liczbę odwiertów. „Praktycznie możliwa” liczba odwiertów to była liczba, na którą zgodził się zamawiający, czyli 42 odwierty – po 6 odwiertów dla każdego badanego fundamentu. Zgodnie z zaleceniami PN-EN 12504-1 [7] pobrano odwierty walcowe (rys. 4) o średnicy i wysokości 100 mm – takie próbki są reprezentatywne, ponieważ zgodnie z tą normą wytrzymałość próbek o takiej proporcji wymiarów odpowiada wytrzymałości oznaczanej na próbkach sześciennych o boku 150 mm. Do oceny klasy betonu na podstawie liczb odbicia sklerometru wykorzystano zależności korelacyjne zawarte w [8, 9], w instrukcji [4] oraz uwzględniono wyniki z programu

**Tabela 1.** Wytrzymałości betonu na ściskanie na próbkach-odwiertach otrzymane z badań niszczących

Obiekt – fundament nr	Próbki nr	Średnie wytrzymałości na ściskanie próbek (odwiertów) z maszyny wytrzymałościowej $f_{m(n),is}$ [MPa]	Odchylenie standardowe $s$ od $f_{is,cyl}$ [MPa]	Współczynnik zmienności $v_{fis,cyl}$ [%]	Klasa wytrzymałości betonu wg PN-EN 13791 [6] [MPa]	Jednorodność wytrzymałości (jakość) betonu
1	2	3	4	5	6	7
1	1–6	51,4	8,0	15,6	C45/55	Dostateczna
2	7–12	53,7	7,0	13,0	C50/60	Średnia
3	13–18	40,6	5,5	13,5	C35/45	Dostateczna
4	19–24	48,7	9,7	19,9	C40/50	Niedostateczna
5	25–30	66,1	5,8	8,7	C60/75	Dobra
6	31–36	52,8	14,8	28,1	C35/45	Niedostateczna
7	37–42	43,7	13,6	31,2	C25/30	Niedostateczna

**Tabela 2.** Wytrzymałości betonu w badanych obiektach wyznaczone z korelacji badań niszczących i nieniszczących

Obiekt – fundament nr	Obszar badania – próbki nr	Wytrzymałość charakterystyczna na ściskanie po korelacji $f_{ck}$ [MPa]	Wytrzymałość obliczeniowa na ściskanie po korelacji $f_{cd}$ [MPa]	Współczynnik zmienności $v_{fis,cyl}$ [%]	Klasa betonu wg PN-EN 13791:2008 [6] po korelacji	Jednorodność wytrzymałości (jakość) betonu
1	2	3	4	6	7	8
1	1–6	23,2	15,5	18,5	C20/25	Dostateczna
2	7–12	32,3	21,5	13,8	C30/37	Dostateczna
3	13–18	23,8	15,8	11,3	C20/25	Dobra
4	19–24	29,2	19,5	11,2	C25/30	Średnia
5	25–30	53,4	35,6	6,8	C50/60	Bardzo dobra
6	31–36	16,1	10,7	19,3	C12/15	Niedostateczna
7	37–42	13,9	9,2	24,2	C12/15	Niedostateczna

komputerowego dołączonego do młotka Schmidta. Program ten nie uwzględnia jednak współczynnika korygującego przeliczenia wytrzymałości z dawnych próbek walcowych ( $D = L = 16$  cm) na aktualne próbki sześciennie #15 cm oraz nie oblicza korelacji (krzywej bazowej) według PN-EN 13791:2008 tylko według instrukcji ITB [4]. W związku z tym krzywą bazową obliczono według PN-EN 13791:2008 na podstawie opracowania własnego.

Wyniki badań ściskania próbek-odwiertów wykonane w akredytowanym Laboratorium WBIA Politechniki Lubelskiej zamieszczono w tabeli 1. Wyniki te zostały opracowane zgodnie z ww. normami PN-EN pod kątem korelacji z badaniami sklerometrycznymi. Przed wykonaniem odwiertów w tych miejscach wykonano po 3x9 pomiarów liczb odbicia młotkiem Schmidta typu N.

Ponadto dodatkowo wybrano w każdym fundamencie po 18 miejsc pomiarowych, w których wykonano po 9 odczytów liczb odbicia, łącznie ponad 1320 pomiarów liczb odbicia. Na podstawie wyników badań próbek betonu (tab. 1) i towarzyszących im wcześniejszych, wykonanych w miejscach pobrania próbek, badań sklerometrycznych młotkiem Schmidta, wyskalowano krzywą bazową, na podstawie której opracowano skorygowaną krzywą korelacji, a ta z kolei stanowiła

podstawę do określenia wytrzymałości betonu badanego młotkiem Schmidta w pozostałych częściach fundamentu, co pozwoliło określić rzeczywistą wytrzymałość (klasę) betonu (tab. 2) poszczególnych konstrukcji (fundamentów). Klasyfikację jednorodności betonu pod względem wytrzymałości na ściskanie podano wg normy PN-75/B-06250 – Beton zwykły [12] (Tablica 12) oraz według literatury [13]. Określenia wytrzymałości betonu na podstawie badań wytrzymałości na ściskanie odwiertów betonu oraz pomiarów liczb odbicia młotkiem Schmidta dokonano dla każdego fundamentu oddzielnie.

Jak wynika z porównania obu ww. tabel, klasa wytrzymałości betonu określona na próbkach-odwiertach jest dużo wyższa niż klasa betonu ustalona na podstawie korelacji wytrzymałości z badań niszczących i nieniszczących. Biorąc pod uwagę czas i warunki atmosferyczne, na jakie narażone były przedmiotowe konstrukcje, można stwierdzić, że realne wartości zawiera tabela 2.

#### 4.3. Badania przebiegu zbrojenia za pomocą systemu FERROSCAN

Badania grubości otuliny, rozstawów i średnic zbrojenia obrazuje tabela 3. Stwierdzono dwukierunkowe (krzyżowe)

**Tabela 3.** Wyniki pomiarów otuliny betonem, rozstawów i średnic prętów zbrojeniowych wyznaczone systemem FERROSCAN

Obiekt – fundament nr	Obszar badania wg rys. nr 3 skan nr	Rozstaw prętów poziomych Ø20 [mm]	Średnia otulina obszaru badania [mm]	Średnia otulina w fundamencie [mm]	Rozstaw prętów pionowych Ø12 [mm]	Średnia otulina obszaru badania [mm]	Średnia otulina w fundamencie [mm]
1	2	3	4	5	3	4	5
1	FS1_000868.XFF	80–150	63	49	220–270	47	36
	FS1_000869.XFF		45			32	
	FS1_000875.XFF		40			30	
2	FS2_000866.XFF	100–170	77	54	80–270	52	37
	FS2_000867.XFF		42			25	
	FS2_000876.XFF		42			35	
3	FS3_000865.XFF	80–150	32	40	100–270	17	22
	FS3_000877.XFF		37			19	
	FS3_000878.XFF		51			30	
4	FS4_000870.XFF	100–150	79	51	150–300	51	31
	FS4_000879.XFF		37			22	
	FS4_000880.XFF		38			20	
5	FS5_000881.XFF	100–180	33	42	150–270	22	38
	FS5_000882.XFF		66			64	
	FS5_000886.XFF		29			29	
6	FS6_000872.XFF	70–150	71	68	150–270	52	52
	FS6_000887.XFF		59			43	
	FS6_000888.XFF		74			62	
7	FS7_000873.XFF	100–150	73	52	170–300	59	39
	FS7_000874.XFF		45			29	
	FS7_000885.XFF		48			28	

zbrojenie prętami gładkimi: poziomo –  $\varnothing 20$  mm, pionowo –  $\varnothing 12$  mm.

Wyniki pomiarów otuliny prętów zbrojeniowych betonem (tabela 3) wskazują, że w każdym przypadku grubości otulin są wystarczające i zgodne z normami obowiązującymi w czasie budowy.

#### 4.4. Badania stopnia karbonatyzacji

Karbonatyzacja jest jedną z głównych przyczyn niszczenia (korozji) zbrojonych elementów betonowych i stwardniałego betonu. Dwutlenek węgla ( $\text{CO}_2$ ) zawarty w powietrzu reaguje z produktami hydratacji cementu. Reakcji karbonatyzacji ulega przede wszystkim wodorotlenek wapnia  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ , w wyniku czego tworzy się węglan wapnia ( $\text{CaCO}_3$ ). Karbonatyzacja stanowi zagrożenie dla konstrukcji betonowych, w których zastosowano stalowe zbrojenie. Poprzez obniżenie poziomu  $\text{pH}$  w okolicach zbrojenia następuje zanik warstwy chroniącej przed korozją (pasywacyjnej) na stali zbrojeniowej.

Badania chemiczne stopnia utraty właściwości ochronnych betonu przed korozją stali zbrojeniowej – głębokości karbonatyzacji: spryskanie zwilżonej, bocznej powierzchni rdzenia



Rys. 6. Badania karbonatyzacji betonu



Rys. 7. Rozwarstwienie betonu wzdłuż skorodowanego pręta zbrojeniowego

odwiertu lub powierzchni odkucia betonu roztworem alkoholowym fenoloftaleiny (beton  $\text{pH} > \text{ok. } 8,3\text{--}9,3$ ) barwi na kolor czerwono-fioletowy. Warstwa betonu niezabarwionego jest skarbonatyzowana. Zbrojenie zlokalizowane w tej warstwie jest narażone na korozję. Skarbonatyzowana (niezabarwiona) warstwa betonu o grubości około 4–5 cm jest widoczna na rysunku 6. Na tym samym zdjęciu widoczne są też próbki nieskarbonatyzowane z „odciskami” po prętach zbrojeniowych – można z tego wnioskować, że karbonatyzacja betonu nie postępowała równomiernie i podobnie jak wytrzymałość jest bardzo zróżnicowana (niejednorodna). Część betonu konstrukcyjnego uległa karbonatyzacji, ale na wielu próbkach można stwierdzić praktycznie zerową karbonatyzację.

#### 4.5. Badania stopnia korozji stali zbrojeniowej i nośnego przekroju zbrojenia

Produkt reakcji (tlenek żelaza – rdza) zwiększając swoją objętość, generuje naprężenia powodujące pęknięcie betonu, a nawet rozwarstwienia betonu wzdłuż skorodowanych prętów zbrojeniowych. Sytuacja pokazana na rysunku 7 powtarza się praktycznie w każdym otworze w ścianach fundamentowych, zarówno na dolnej powierzchni, jak również na powierzchniach pionowych oraz górnych.

Oględziny próbek-odwiertów wyciętych z konstrukcji wraz z odcinkami prętów zbrojeniowych nie wykazały korozji tych prętów! Zaobserwowano skorodowane powierzchniowo pręty pionowe, wystające ze ścian fundamentowych, przeznaczone do połączenia pierwotnie projektowanego zbrojenia ścian silosów żelbetowych oraz pręty poziome widoczne na rysunku 5, a także pręty pionowe wystające z płyt dennych do połączenia projektowanego zbrojenia ścian tuneleli (rysunek 4 – widoczne na drugim planie). Pomimo dość znacznego upływu czasu korozja tych prętów nie jest daleko posunięta, nie ma na nich widocznych wżerów ani dostrzegalnych ubytków średnicy.

W publikacjach technicznych np. ([10], str. 52) można znaleźć zależności wiążące szybkość korozji stali, uzyskaną w trakcie pomiarów polaryzacyjnych, z oceną stopnia intensywności korozyjnego zagrożenia zbrojenia w konstrukcji. Najczęściej stosowane kryteria do oceny stopnia zagrożenia korozyjnego przedstawia tabela 4.

W normie PN-EN 206+A1:2016-12 [11] podano „Klasy ekspozycji betonu związane z oddziaływaniem środowiska”.

Tabela 4. Stopień zagrożenia korozyjnego zbrojenia konstrukcji w zależności od szybkości korozji według [10]

Szybkość korozji stali [mm/rok]	Stopień zagrożenia korozyjnego
< 0,01	Bez znaczenia (pasywność)
< 0,1	Niski
1–10	Umiarkowany
10–30	Wysoki
> 30	Bardzo wysoki

Zgodnie z tą klasyfikacją przedmiotowe konstrukcje w zasadzie powinny się zaliczyć do klas:

- XD1 – Umiarkowanie wilgotne. Powierzchnie betonu narażone na działanie chlorków z powietrza lub
- XC2 – Mokre, sporadycznie suche. Powierzchnie betonu narażone na długotrwały kontakt z wodą. Najczęściej fundamenty.

Przytoczona w [10] tablica: „Średnia szybkość korozji  $V_{corr,REP}$  w zależności od klas ekspozycji wg EN 206-1” dla obu tych klas (XD1 i XC2) przewiduje szybkość korozji:  $V_{corr,REP} = 4$  mm/rok, czyli umiarkowany stopień zagrożenia korozyjnego.

Po 29 latach ekspozycji przedmiotowych fundamentów w ww. warunkach ubytek spowodowany korozją hipotetycznie mógł wynieść:  $29 \text{ [lat]} \times 4 \text{ [}\mu\text{m/rok]} = 116 \mu\text{m}$ , co oznacza, że jest to wielkość rzędu 0,1 mm, a więc praktycznie bez znaczenia.

Rzeczywista średnica prętów zbrojenia dla  $\varnothing 12$  mm z uwzględnieniem tego ubytku wynosi:  $12 - 2 \times 0,1 = 11,8$  mm, a dla  $\varnothing 20$  mm:  $20 - 2 \times 0,1 = 19,8$  mm i takie średnice można przyjąć do analiz statycznych istniejących fundamentów od obciążeń nowymi silosami stalowymi z ich zawartością.

## 5. Wnioski

### 5.1. Wytrzymałość konstrukcji

Stwierdzono, iż fundamenty silosów nr 6 i 7 prócz tego, że mają niską wytrzymałość, to również jednorodność wytrzymałości betonu, badanej zarówno na ściskanych próbkach odwiertach, jak i w korelacji tych wyników z metodą sklerometryczną, jest niedostateczna (tabela 2).

Niedostateczna jednorodność betonu i duży rozrzut wytrzymałości na ściskanie mógł być spowodowany niewłaściwym zagęszczaniem betonu lub nawet brakiem zagęszczania, co wydaje się potwierdzać brak zespolenia betonu ułożonego wcześniej z betonem ułożonym później (rys. 3, 5).

Analizy statyczne wykazały, że wykorzystanie nośności istniejącego poziomego zbrojenia rozciąganego wynosi dla obciążenia rzepakiem – 86,2%, a dla obciążenia soją – 87,7% [14, 16].

Fundamenty silosów o jednorodności betonu dostatecznej i wyższej (tabela 2) mogą być wykorzystane do posadowienia nowo projektowanych silosów stalowych.

W przypadku planowania technologii generującej znaczne obciążenia dynamiczne przy opróżnianiu nowo projektowanych silosów stalowych, zaproponowano wykorzystanie istniejących ścian fundamentowych jako szalunek tracony i wykonanie nowych ścian pod silosy stalowe.

### 5.2. Niezbędne prace naprawcze z podaniem technologii ich wykonania

Zakres niezbędnych prac naprawczych podano w ekspertyzie. Ogólnie rzecz ujmując obejmował on: odkopanie ścian fundamentów silosów; oczyszczenie całej powierzchni ścian i płyt fundamentowych po odkopaniu fundamentów; hydropiaskowanie podłoża betonowego; skucie korony ścian fundamentowych na grubości warstwy skorodowanego betonu i stali zbrojeniowej; skucie warstwy skorodowanego betonu w miejscach koniecznych napraw wzdłuż skorodowanych i odsłoniętych prętów zbrojeniowych oraz pod nimi, oczyszczenie strumieniowo-ściernie z korozji odsłoniętych zewnętrznych oraz wykutych prętów zbrojeniowych; zabezpieczenie antykorozyjne oczyszczonej stali zbrojeniowej; odtworzenie korony ściany fundamentowej (dobetonowanie); reprofilację podłoża: uzupełnienie ubytków w betonie za pomocą naprawczą i wyrównanie powierzchni; szpachlowanie warstw naprawczych betonu; wykonanie izolacji przeciwwilgociowej w części ścian podlegających ponownemu zasypaniu gruntem.

Na przedmiotowych fundamentach (listopad 2020) montowany jest ostatni siódmy silos stalowy – najniższy na rysunku 8.

### 5.3. Warunki dalszej eksploatacji

Odnosnie dalszej eksploatacji przedmiotowych konstrukcji jako fundamentów pod nowo projektowane silosy stalowe [15] należy podtrzymać zapis z dokumentacji pierwotnej silosów żelbetowych: „Dla utrzymania parametrów, zwłaszcza przechyłów, wymagany jest sterowany zasyp kómór w pierwszym roku eksploatacji. Zasyp ten powinien



**Rys. 8.** Widok ogólny silosów od strony północno-wschodniej

**Tabela 5.** Zależność pomiędzy liczbą odbicia a klasą wytrzymałości na ściskanie betonu [17]

Obiekt – Fundament nr	Próbki nr:	Najniższe liczby odbicia ze wszystkich punktów pomiarowych	Mediana wszystkich liczb odbicia dla obszaru testowego	Klasa wytrzymałości na ściskanie wg EN 206
		R	R	[MPa]
1	2	3	4	5
1	1–6	40,0	50,0	C30/37
2	7–12	42,0	46,0	C30/37
3	13–18	36,0	42,0	C20/25
4	19 – 24	40,0	46,0	C30/37
5	25–30	44,0	52,0	C35/45
6	31–36	40,0	50,0	C30/37
7	37–42	44,0	54,0	C35/45

być podzielony na 4 etapy po ¼ pojemności komory i dokonywany w sposób równomierny we wszystkich 7 komorach – wg odrębnej instrukcji pierwszego roku eksploatacji silosów”.

W projekcie technologicznym należy zamieścić instrukcję dotyczącą I roku eksploatacji silosów.

## 6. Porównanie wytrzymałości betonu według PN-EN 13791:2019-12

W trakcie przygotowywania niniejszego artykułu ukazała się norma [17] – PN-EN 13791:2019-12 – Ocena wytrzymałości betonu na ściskanie w konstrukcjach i prefabrykowanych wyrobach betonowych. W związku z tym dokonano próby porównania wyników wytrzymałości betonu uzyskanych na podstawie normy [6] oraz nowej normy [17], a konkretnie załącznika B (informacyjnego) do tej normy: „Przykład ogólnej zależności między liczbą odbicia a klasą wytrzymałości na ściskanie”. W załączniku tym zamieszczono przykład (a w zasadzie tabelę), który pochodzi z procedury podanej w niemieckim załączniku krajowym do normy EN 13791: 2006.

Warunki, które powinny być spełnione, aby można było przyjąć klasę wytrzymałości betonu na ściskanie powiązaną z liczbami odbicia [17]:

- beton jest betonem zwykłym;
- nie zastosowano kontrolowanej przepuszczalności szalunku lub utwardzaczy powierzchniowych;
- do pomiaru liczby odbicia w oparciu o odległość odbicia (R) lub pomiary energii lub prędkości (Q) zastosowano młotek typu N o energii uderzenia 2,207 Nm;
- głębokość karbonatyzacji nie przekracza 5 mm;
- liczby odbicia spełniają zarówno kryteria z kolumny 1, jak i kolumny 2 tabeli B.1 (liczba odbicia) lub oba kryteria z kolumny 1 i kolumny 2 tabeli B.2 (różnica energii lub prędkości). Porównując dane z tabeli 5 z klasami wytrzymałości betonu wynikającymi ze ściskania próbek-odwiertów (tabela 1) można stwierdzić, że są one zawyżone, zwłaszcza w przypadku fundamentów nr 6 i 7. Powodem jest brak uwzględnienia w obu przypadkach jednorodności (jakości) betonu. Najbardziej wiarygodne dane zawiera tabela 2, w której wytrzymałości betonu w konstrukcji badanych obiektów

wyznaczono na podstawie korelacji badań niszczących i nieniszczących, uwzględniających zarówno odchylenie standardowe, współczynnik zmienności oraz niejednorodność betonu. Wyraźnie niższą wytrzymałość, widoczną w fundamentach nr 6 i 7, potwierdzały też badania wizualne oraz próby udarowe opisane w punkcie 4.1.).

## Artykuł był prezentowany na XVI Konferencji Naukowo-Technicznej Warsztat Pracy Rzeczoznawcy Budowlanego.

### BIBLIOGRAFIA

- [1] PN-EN 1339:2005+AC:2007: Betonowe płyty brukowe. Wymagania i metody badań
- [2] Runkiewicz L., Brunarski L., Instrukcja stosowania młotków Schmidta do nieniszczącej kontroli jakości betonu w konstrukcji nr 148, ITB, Warszawa, 1973
- [3] PN-74/B-06262: 1974: Metoda sklerometryczna badania wytrzymałości betonu na ściskanie za pomocą młotka Schmidta typu N
- [4] Instrukcja ITB nr 210/77 stosowania młotków Schmidta do nieniszczącej kontroli jakości betonu w konstrukcji, ITB, Warszawa
- [5] PN-EN 12504-2:2013-03: Badania betonu w konstrukcjach Część 2: Badanie nieniszczące – Oznaczenie liczby odbicia
- [6] PN-EN 13791: 2008: Ocena wytrzymałości betonu na ściskanie w konstrukcjach i prefabrykowanych wyrobach betonowych
- [7] PN-EN 12504-1: 2011: Badania betonu w konstrukcjach. Część 1: Próbk rdzeniowe. Pobieranie, ocena i badanie wytrzymałości na ściskanie
- [8] Runkiewicz L., Ocena wytrzymałości betonu w konstrukcji za pomocą sklerometrów Schmidta, Prace Naukowe ITB, rok XXXVIII, Warszawa, 1983
- [9] Runkiewicz L., Wpływ wybranych czynników na wyniki badań sklerometrycznych betonu, Prace Naukowe ITB, rok XLVI, Warszawa, 1991
- [10] Domagała K., Badania postępu korozji zbrojenia chronionego betonem z dodatkiem popiołów z kotłów fluidalnych, Praca doktorska, P. Ś. Gliwice, 2011. str. 52
- [11] PN-EN 206+A1:2016-12: Beton. Wymagania, właściwości, produkcja i zgodność
- [12] PN-75/B-06250: Beton zwykły
- [13] Jamroży Z., Beton i jego technologie, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa, 2005
- [14] Runkiewicz L., Lewiński P., Diagnostyka, wzmacnianie i monitorowanie żelbetonowych i sprężonych zbiorników na materiały sypkie i ciecze, Przegląd Budowlany 10/2014
- [15] PN-81/B-03020: Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie
- [16] Runkiewicz L., Szaferin J., Badania i ocena wytrzymałości betonu w żelbetonowej konstrukcji monolitycznej, 41. Krajowa Konferencja Badań Nieniszczących, Toruń, 2012
- [17] PN-EN 13791:2019-12: Ocena wytrzymałości betonu na ściskanie w konstrukcjach i prefabrykowanych wyrobach betonowych (EN 13791:2019: Assessment of in-situ compressive strength in structures and precast concrete components)