

AWARIA ŚCIANY REAKTORÓW SŁUŻĄCYCH DO PRZETWARZANIA BIOLOGICZNEGO ODPADÓW

MACIEJ YAN MINCH, *e-mail: maciej.minch@pwr.edu.pl*

Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego, Politechnika Wrocławska

PIOTR BOŃKOWSKI

Wydział Budownictwa i Architektury, Politechnika Opolska

Streszczenie: W artykule przedstawiono opis uszkodzeń ścian budynku reaktorów biologicznego przetwarzania odpadów. W wyniku stwierdzonych błędów projektowych jak również wykonawczych ściana szczytowa reaktorów uległa zarysowaniu, a dodatkowo budynek nierównomiernie osiadł. W pracy wykonano analizę obliczeniową ustalającą stopień wykorzystania nośności konstrukcji oraz zaproponowano sposób jej wzmocnienia.

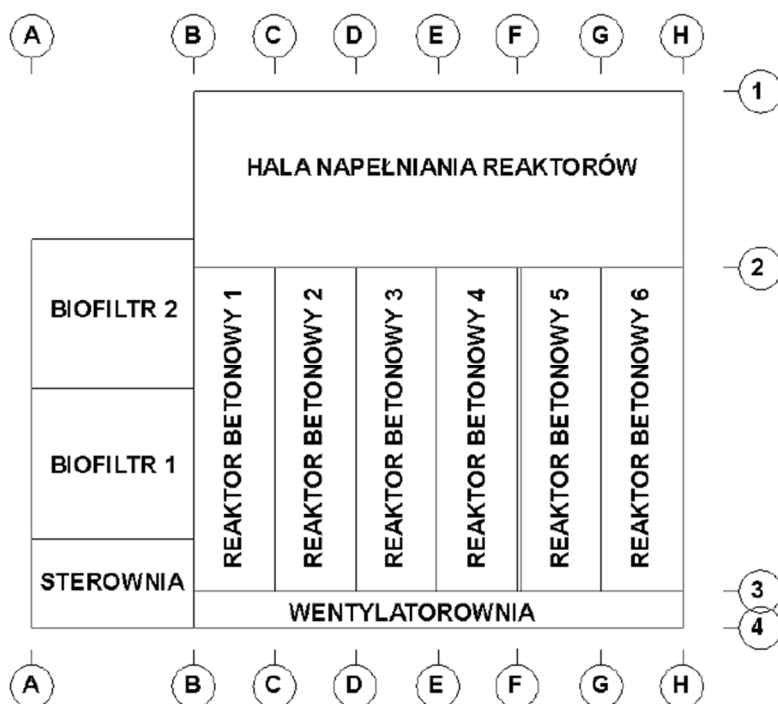
Słowa kluczowe: konstrukcja żelbetowa, rysy, osiadanie, skurcz betonu, błędy projektowe, błędy wykonawcze

1. Opis budynku przeznaczonego do biologicznego procesu przetwarzania odpadów

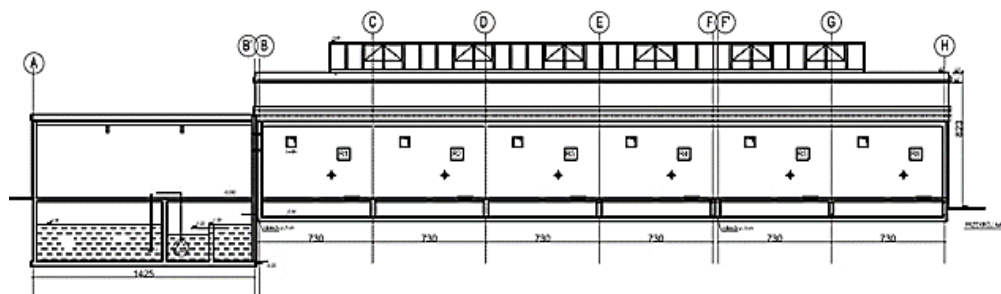
Budynek zawierający instalację umożliwiającą prowadzenie biologicznego procesu przetwarzania odpadów komunalnych wchodzi w skład majątku przedsiębiorstwa oczyszczania i obejmuje kompostowanie odpadów w zamkniętych reaktorach betonowych wraz z dojrzewaniem przekompostowanego materiału w otwartych lub zamkniętych przyzmacach na utwardzonym i skanalizowanym podłożu. Inwestycja polegała na budowie obiektu, w skład którego wchodzi: hala napełniania reaktorów, reaktory żelbetowe, wentylatorownia, biofiltry oczyszczania powietrza, pomieszczenia techniczne, sterownia i zbiorniki procesowe oraz elementy zagospodarowania terenu wraz z niezbędną infrastrukturą techniczną zapewniające prawidłowe funkcjonowanie instalacji.

Budynek wybudowano w konstrukcji żelbetowej jako jednokondygnacyjny. Nad reaktorami oraz wentylatorownią wykonano dach żelbetowy. Dach nad halą napełniania reaktorów jest konstrukcji stalowej na blachownicach stalowych z podłużnym świetlikiem. Krycie dachu blachą trapezową na płatwiach stalowych. Wysokość części nadziemnej budynku wynosi 9,16 m. Wymiary zewnętrzne obiektu wynoszą 48,20×59,10 m. Szkicowy rzut budynku pokazano na rys. 1, zaś przekrój poprzeczny i podłużny odpowiednio na rysunkach 1a i 1b.

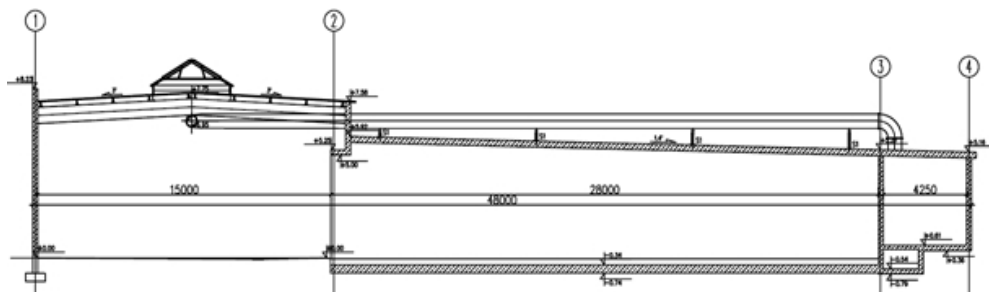
Obiekty zawarte pomiędzy osiami 1–4/B–H zaprojektowano w jednej bryle zdylatowanej w osi F, a obiekty sterowni i biofiltrów zawarte pomiędzy osiami A–B stanowią drugą bryłę zdylatowaną o szerokości 5 cm od pierwszej. Na styku dylatacji pomiędzy główną częścią budynku reaktorów, wentylatorowni i pomieszczenia składowania materiału oraz sterowni ze zbiornikami podziemnymi zaobserwowano największe przemieszczenia pionowe będące skutkiem nierównomiernych osiadań budynku hali napełniania reaktorów, reaktorów betonowych i wentylatorowni (oś B). Przemieszczenia te wynoszą obecnie ok. 5–6 cm.



Rys. 1. Szkicowy rzut budynku biologicznego procesu przetwarzania odpadów



Rys. 1a. Szkicowy przekrój poprzeczny budynku przez biofiltr z widokiem na ścianę w osi 3



Rys. 1b. Szkicowy przekrój podłużny budynku przez halę napełniania i reaktor nr 2

2. Stwierdzone uszkodzenia konstrukcji budynku

Podczas dokonanych wizji lokalnych w obiekcie oraz pomiarów geodezyjnych stwierdzono nadmierne osiadania budynku oraz znaczne różnice osiadań poszczególnych części budynku, co objawiało się uskokami poziomów w osiach, w których zlokalizowano dylatacje B i F. Największe różnice przemieszczeń występują w dylatacji w osi B pomiędzy sterownią i wentylatorownią (rys. 2). Szacowane obmiarowo różnice osiadań wynoszą około 4 cm. Różnice osiadań w osi F nie są już tak duże i występują w zakresie kilku milimetrów.



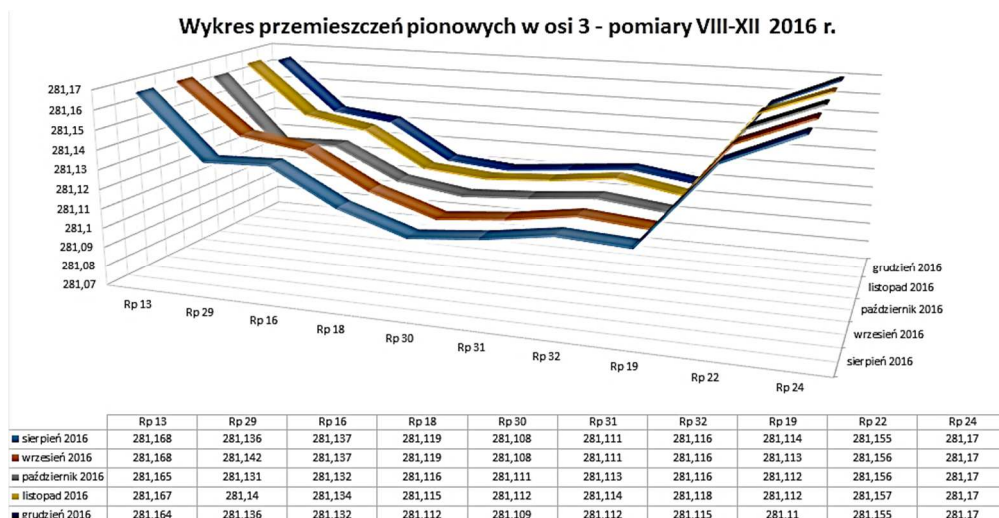
Rys. 2. Uskok nadproża dylatacji w osi B, w przejściu pomiędzy sterownią i wentylatorownią

Na podstawie załącznika H normy (appendix 2) [1] sprawdzono stany graniczne osiadań konstrukcji na podstawie miary przemieszczeń s_{max} i odkształceń Δ_{max} . Obie te wartości przekroczyły zakres dopuszczalny ($s_{max} = 81 \text{ mm} > 50 \text{ mm}_{dop}$; $\Delta_{max} = 21 \text{ mm} > 10 \text{ mm}_{dop}$).

Ponieważ konieczne było określenie zakresu wielkości osiadań całkowitych oraz ustalenie czy proces osiadania został zatrzymany zlecono comiesięczny monitoring osiadań konstrukcji. W budynku założono 32 repery kontrolne pozwalające na całościowy ogląd zachowania się obiektu w czasie. Na rys. 3. pokazano przykładowe wykresy osiadań ściany w osi 3 mierzone w cyklu comiesięcznym od sierpnia 2016 do grudnia 2016 roku. Widoczna jest stabilizacja osiadań. Niewielkie różnice wykazuje jedynie reper nr 29 (oś G).

Najistotniejsze dla statyki obiektu obciążenia ścian reaktorów oprócz ciężaru własnego to obciążenia od parcia składowanego materiału w reaktorach na jego ściany, obciążenia temperaturą (podawane wg wytycznych użytkownika w wysokości do 80° C) oraz wpływ nierównomiernego osiadania konstrukcji. Wszystkie te obciążenia w kombinacji obciążeń mają istotny wpływ na siły wewnętrzne w ścianach obiektu.

Oprócz stwierdzonych nierównomiernych osiadań budynku zaobserwowano znaczne zarysowania ścian konstrukcyjnych. Największe zarysowania ścian występują w osi 3, czyli w ścianie czołowej reaktorów oddzielającej je od pomieszczenia wentylatorowni. Wielkości rozwarości rysy ściany w osi 3 były ponadnormatywne, ponieważ podczas eksploatacji reaktorów przez rysy wydostawała się woda technologiczna do pomieszczenia wentylatorowni. Przykładowe rysy w ścianie w osi 3 po wykonanej iniekcji uszczelniającej pokazano na rys. 4.



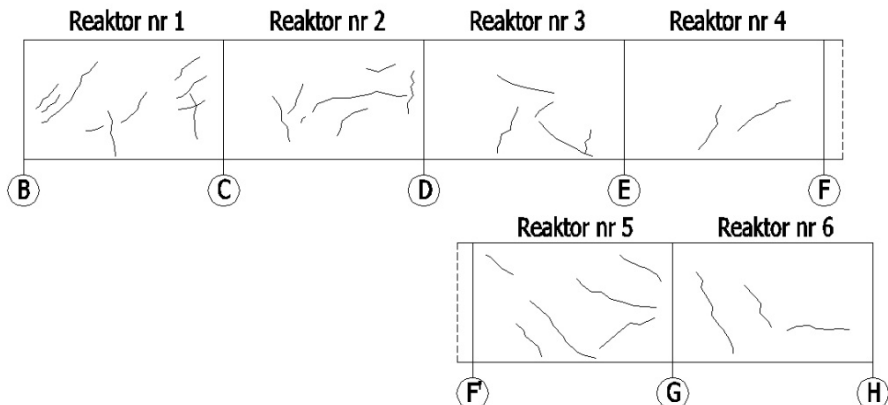
Rys. 3. Wykres osiadań budynku mierzony w osi 3 w cyklu comiesięcznym od sierpnia do grudnia 2016 r.

Wykonawca konstrukcji budynku uszczelniał sukcesywnie istniejące rysy, przez które obserwowano przecieki, za pomocą żywicznych iniekcji uszczelniających. Uszczelnienia te okazały się dość skuteczne. Jednak co jakiś czas w ścianie w osi 3 pokazują się kolejne przecieki, które systematycznie uszczelnia wykonawca.

Szkicowy układ zarysowania ściany w osi 3, który obrazuje dość nieregularną siatkę rys wynikającą ze sprzężenia wpływów nierównomiernego osiadania budynku, naprężeń skurczowych oraz obciążenia temperaturą pokazano na rys. 5.



Rys. 4. Zarysowanie ściany w osi 3 reaktora nr 1



Rys. 5. Szkicowy układ ponadnormatywnego zarysowania ściany w osi 3

Oprócz uszkodzeń ściany w osi 3 zaobserwowano ponadto charakterystyczne pionowe zarysowania skurczowe ścian konstrukcyjnych występujące w regularnych odstępach w osiach literowych (osie B–H) oddzielenia poszczególnych reaktorów pomiędzy sobą (rys. 6). Zarysowania ścian konstrukcyjnych obserwowane były od początku eksploatacji obiektu czyli od połowy 2015 r. Zjawisko występowania zarysowania ścian zbiornika na styku z płytą fundamentową opisane zostało obszernie w artykule [2]. Na podstawie dostępnych danych o zbrojeniu oraz cyklach betonowania ścian i płyty fundamentowej stwierdzono, że zjawiska opisane w artykule [2] mają w przypadku ścian reaktorów taką samą genezę. Sprawdzone ponadto ilość konstrukcyjnego zbrojenia poziomego ze względu na skurcz, opierając się na artykule [3]. W tym przypadku również okazało się, że zbrojenie ściany ze względu na skurcz betonu było ponad dwukrotnie za małe.

Należy dodatkowo nadmienić, że nierównomierne osiadania budynku spowodowały również uszkodzenia instalacji technologicznych w tym instalacji ciągów i kanałów wody procesowej, instalacji wod.-kan. oraz odwodnienia budynku w obrębie dylatacji dla rynien i rur spustowych. Uszkodzeniu uległy również obróbki metalowe maskownic wewnętrznych i zewnętrznych dylatacji.



Rys 6. Przeciekające regularne rysy skurczowe w ścianie pomiędzy reaktorami nr 1 i 2

3. Przyczyny stwierdzonych uszkodzeń budynku

Na podstawie analizy dostępnego projektu konstrukcji budynku, dokumentacji geotechnicznej, zapisów dziennika budowy oraz protokołów powykonawczych możliwe było wydzielenie w procesie inwestycyjnym błędów projektowych i błędów wykonawczych.

Warunki gruntowe badanego obszaru uznano za złożone, a projektowane budynki zaliczono do II kategorii geotechnicznej. W rejonie obiektu w podłożu badanego obszaru, do głębokości rozpoznania wynoszącej maksymalnie 10,0 m p.p.t. występują grunty antropogeniczne: nasypy budowlane i niekontrolowane, poniżej których zalegają grunty rodzime: spoiste i zwietrzeliny gliniaste oraz kamieniste. Na rys. 7 pokazano przykładową kartę otworu geotechnicznego obrazującą głębokość nasypów niekontrolowanych pod budynkiem.

Projektant założył bezpośrednie posadowienie budynku na ławach fundamentowych i płycie pod reaktorami. Poniżej opisano złożoność warunków, które obrazują dużą zmienność gruntów w obrębie posadowienia budynku oraz zalecenia projektanta dotyczące przystosowania podłoża budowlanego do prawidłowych warunków posadowienia bezpośredniego.

Posadowienie obiektu w osi 1 przypada w warstwie nasypów niekontrolowanych. Miąższość nasypów niekontrolowanych poniżej poziomu posadowienia waha się od 0,00 do 60,00 cm. Grunty tej warstwy nie nadają się do posadowienia fundamentów, wg projektu grunty te należy wymienić. Pod warstwą nasypów niekontrolowanych zalegają nośne, ale słabe warstwy o zróżnicowanej miąższości wynoszącej od ok. 1,00 do 6,00 m. Przed wykonaniem nasypu budowlanego, warstwy te wg projektanta należało wzmocnić poprzez zagęszczanie mechanicznie do uzyskania wskaźnika zagęszczenia $I_s = 0,97$ lub dynamicznego modułu odkształcenia $E_{vd} > 40,0$ MPa.

Posadowienie obiektu w osi B/1–2 i H/1–2 przypada w warstwie gruntów słabonośnych o zróżnicowanej miąższości od około 2,00 do 6,00 m. Projektant stwierdza, że grunty tej warstwy nadają się do posadowienia fundamentów. Przed wykonaniem fundamentów warstwę tą należy jednak wzmocnić poprzez zagęszczanie mechanicznie do uzyskania wskaźnika zagęszczenia $I_s = 0,97$ lub dynamicznego modułu odkształcenia $E_{vd} > 40,0$ MPa.

Posadowienie płyty fundamentowej komór kompostowania przypada w warstwach nasypów niekontrolowanych, nasypów budowlanych i zwietrzelin gliniastych w stanie zwięzłym. Nasypy niekontrolowane występują wzdłuż osi 4 i H, ich miąższość poniżej poziomu posadowienia waha się od 0,00–2,00 m. Grunty zwietrzelin gliniastych występują tylko w narożu płyty przy skrzyżowaniu osi B i 4, ich miąższość wynosi ok. 3,00 m. Pod pozostałą częścią płyty występują grunty nasypów budowlanych o słabych parametrach o miąższości wynoszącej ok. 2,50 m. Poniżej zalegają warstwy zwietrzelin gliniastych. Grunty nasypów niekontrolowanych nie nadają się do posadowienia fundamentów, należy je wymienić. Grunty słabonośne nadają się do posadowienia bezpośredniego jednak należało je wzmocnić poprzez zagęszczanie mechanicznie do uzyskania wskaźnika zagęszczenia $I_s = 0,97$ lub dynamicznego modułu odkształcenia $E_{vd} > 40,0$ MPa.

Z powyższego opisu wyłania się obraz bardzo zróżnicowanych warunków gruntowych występujących w obrębie przewidywanego posadowienia obiektu. Stawiało to przed wykonawcą odpowiedzialne zadanie prawidłowego dostosowania istniejących gruntów do wymagań projektowych. Zaobserwowane zjawiska nadmiernego i nierównomiernego osiadania budynku (rys. 3) pozwoliły postawić tezę, że nie wykonano prawidłowo wymiany gruntów oraz wzmocnienia gruntów przewidzianych w projekcie. Wykonawca na zarzut o niewłaściwym przygotowaniu podłoża przewidzianego do posadowienia bezpośredniego budynku przedstawił wyniki badań odbiorowych podłoża wykonanych sondą dynamiczną. Należy zwrócić uwagę, że badania płytą dynamiczną nie są znormalizowane w Polsce. Badania płytą dynamiczną nadają się jedynie do badania zagęszczenia nasypów drogowych o niewielkiej miąższości i w przedmiotowym przypadku nie dają odpowiedzi o poprawnie zagęszczonym gruncie na większych

głębokościach. Miarodajne w tym przypadku jest badanie stopnia zagęszczenia i poprawności wykonania podbudowy np. płytą statyczną VSS, którego nie wykonano. Uzyskiwane z badań płytą VSS odpory gruntu dają miarodajny obraz jego deformacji przy zbliżonych do rzeczywistości obciążeniach gruntu ciężarem stałym budynku i ciężarem obciążeń użytkowych.

Wiercenie	Głębokość zwierciadła wody	Stratygrafia	Profil litologiczny		Przelot	Opis litologiczny	Symbol gruntu	Wilgotność	Stan gruntu	Ilość walczkowań	Warstwa geotechniczna		
			[m]									[m]	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12		
		Nasypy				posadzka betonowa	-	w	In-zg				
					0.50	nasyp (frakcja żwirowo-piaskowa-piasek, żużel, kamienie), beżowo-szary	n					la	
					1.40	chudy beton	-						
					1.60	nasyp niekontrolowany (materiał powęglowy- mul węglowy, pył, kamienie, okruchy węgla, żużel), czarny	nN					lb	
					7.60	zmięta glina (głina + okruchy, silna reakcja z kwasem solnym), ciemnożółta	KWg					tpl	IIa
					8.60	skała węglanowa, beżowo-szara	m					SM	IIb
					9.00								
					8.00								
					8.80								
					9.00								

Rys. 7. Przykładowa karta otworu geotechnicznego z układem warstw gruntu pod budynkiem

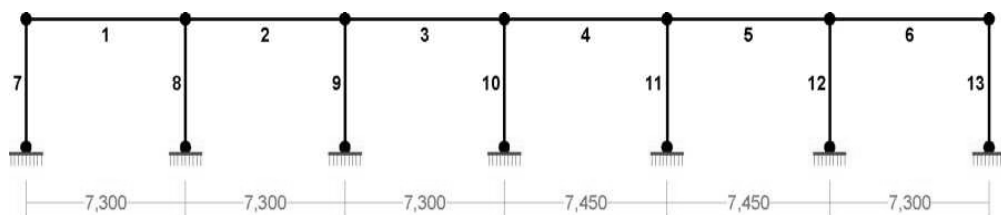
Niewłaściwe zagęszczenie gruntów słabych przewidzianych do wzmocnienia lub wymiany potwierdzone zostało wynikami badań geologicznych wykonanych przez specjalistyczną firmę w czerwcu 2016 r. Badania te wykazały, iż wykonawca nie wykonał wymiany nasypów niekontrolowanych o miąższości około 1 m oraz nie osiągnął wymaganych projektem parametrów nośności gruntu warstw słabonośnych poniżej. Wymagane zagęszczenie gruntu powinno osiągnąć wartość wskaźnika zagęszczenia I_s powyżej 0,97, zaś wynik badania dla 80% nasypu warstw słabonośnych wykazał stan luźny lub średniozagęszczony do wskaźnika I_s około 0,87.

W celu określenia spójności obliczeń statyczno-wytrzymałościowych z konstrukcyjnymi rysunkami wykonawczymi przeanalizowano dokumentację projektową w zakresie obliczeń statycznych, wymiarowania konstrukcji, zgodności obliczeń z konstrukcyjnymi rysunkami wykonawczymi konstrukcji oraz z dokumentacją powykonawczą.

Autor obliczeń założył poprawne uproszczenie, że dla ścian podłużnych reaktorów w osiach literowych konstrukcje ścienne można wyliczyć jak dla ramy wieloprzęsłowej o szerokości 1,0 m, ponieważ schemat pracy takich ścian i stropów określany jest jako tzw. zginanie jednokierunkowe (walcowe). Schemat ten nie uwzględnia jednak zaburzeń sił wewnętrznych

w obszarach krawędziowych przy osiach 2 i 3. Obliczeń uzupełniających w tym zakresie nie ma w projekcie, co uznać należy za znaczący błąd.

Istotnym błędem w przyjęciu schematu statycznego jest założenie ramy 6-cio przęsłowej (rys. 8), gdy w istocie mamy do czynienia z ramą cztero- i dwuprzęsłową (dylatacja w osi F – pręt nr 11). To złe przyjęcie schematu statycznego skutkuje innymi wartościami sił wewnętrznych dla ścian i stropów komory nr 4 i 5. Niewłaściwie określono i zawyżono przy tym rozpiętości przęseł ramy (rygiel 4 i 5). Właściwy wymiar powinien wynosić 7,3 m ze względu na dylatację w osi F. Ponadto błędnie przyjęto wysokość ramy o wartości 5,0 m, zaś rzeczywista wysokość komór jest zmienna i wynosi od 5,31 do 5,96 m.



Rys. 8. Błędnie przyjęty schemat statyczny ramy reaktorów w osiach B–H

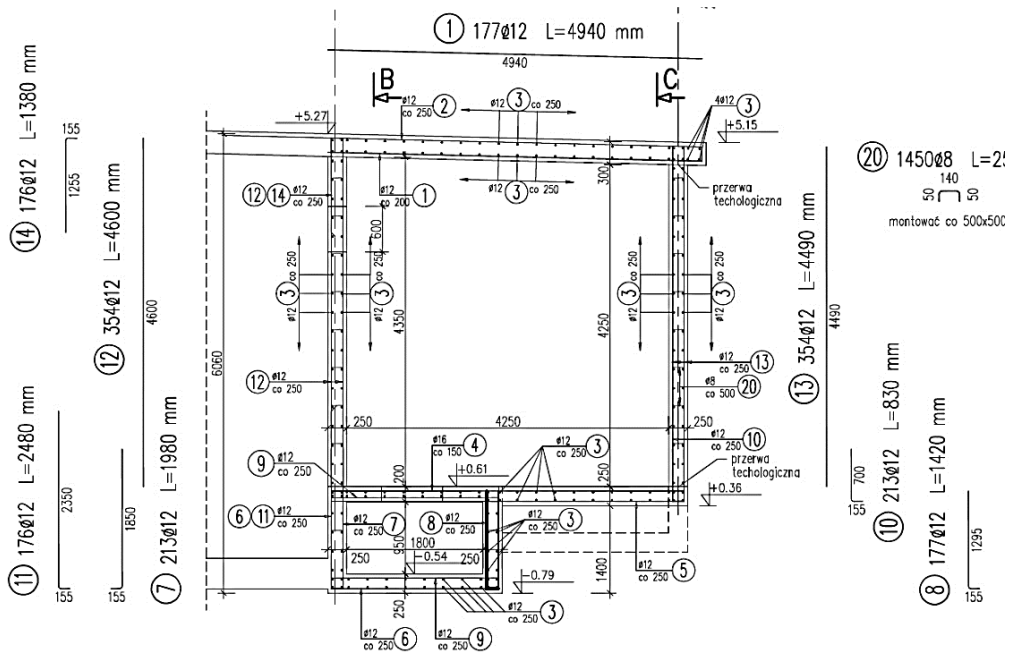
Kombinacje obciążeń dla ramy są niekompletne. Zestawienie obciążeń nie uwzględnia ciężaru materiału po nawodnieniu, nie uwzględniono obciążeń wyjątkowych związanych z uderzeniem łyżki ładowarki w ścianę w osi 3, brak również zadanych wartości obciążenia temperaturą. Na tym statyka ustroju komór reaktorów została zakończona. Nie uwzględniono wartości zaburzeń brzegowych przy osiach 2 i 3, a ściana w osi 3 została bez obliczeń zazbrojona konstrukcyjnie.

Poniżej na rys. 9. pokazano zbrojenie ściany w osi 3, które znacznie odbiega od zbrojenia obliczonego z uwzględnieniem wszystkich kombinacji obciążeń. Projektant zazbroił krzyżowo płyty czołowe reaktorów w osi 3 prętami $\phi 12$ co 25 cm, co daje $4,52 \text{ cm}^2/\text{mb}$ płyty. Jest to znacznie mniej niż wymagania statyki i skurczu betonu, co pokazano w dalszej części artykułu.

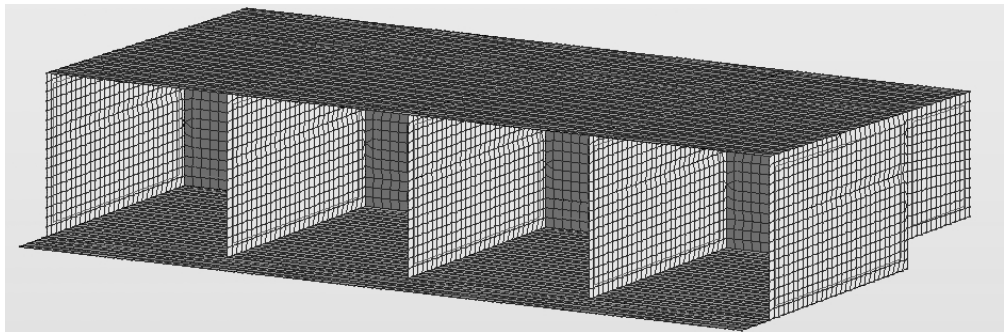
W celu weryfikacji założeń projektowych sporządzono przestrzenny model obliczeniowy konstrukcji zawarty pomiędzy osiami, w których zlokalizowano dylatacje B–F/2–4. Wykonano obliczenia statyczne i wymiarowanie dla wszystkich możliwych kombinacji obciążeń w zakresie sprężystym, przyjmując dodatkowo wymuszenie osiadań zgodne z pomiarami geodezyjnymi oraz obciążenia wyjątkowe. W obliczeniach założono rozwartość rys na poziomie 0,3 mm. Analizy obliczeniowe wykazały, że decydującymi kombinacjami obciążeń rzutującymi na wielkości sił wewnętrznych w konstrukcji były obciążenia temperaturą i wymuszenie deformacyjne osiadań budynku.

Dodatkowo na podstawie badań nieniszczących sprawdzono klasę betonu konstrukcji, która odpowiadała założonej w projekcie klasie betonu C35/45.

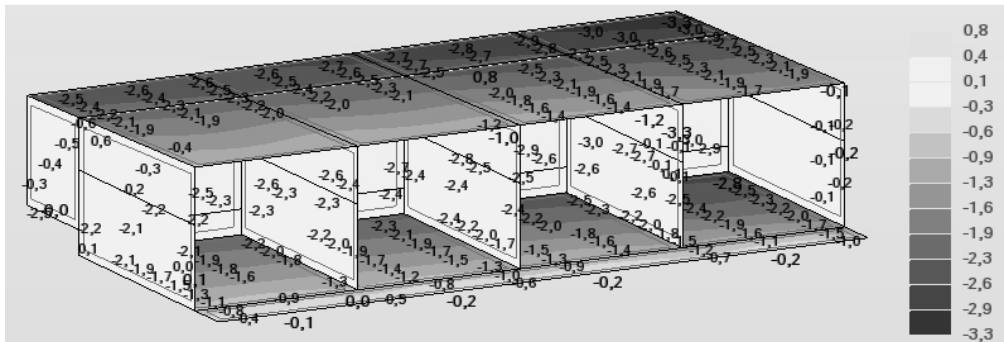
Na rysunku 10. pokazano przestrzenny model obliczeniowy konstrukcji, natomiast rys. 11 przedstawia wymuszenie odkształceniowe podłoża w osi 3.



Rys. 9. Przekrój przez wentylatorownię (oś 3 ściana po lewej oś 4 ściana po prawej)

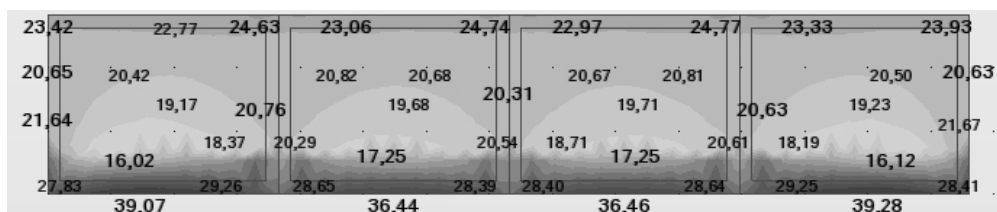


Rys. 10. Model przestrzenny konstrukcji reaktorów nr 1-4 (osie B-F)

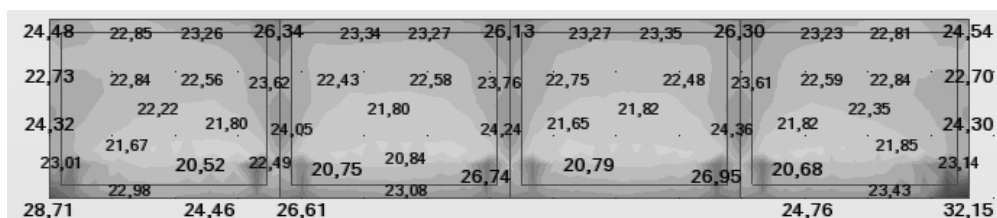


Rys. 11. Zgodne z pomiarami geodezyjnymi wymuszenie deformacji podłoża w cm w osi 3

Na rysunku 12 i 13 przedstawiono wymagane zbrojenie ściany w osi 3 obliczone w zakresie liniowym. Wymagane wartości zbrojenia są znacznie większe niż zamieszczone w projekcie konstrukcji.



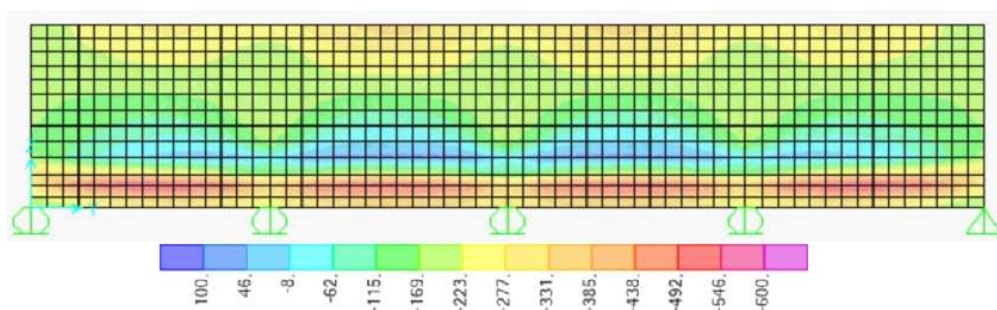
Rys. 12. Wymagane zbrojenie poziome w cm^2/mb od strony wentylatorowni dla ściany w osi 3



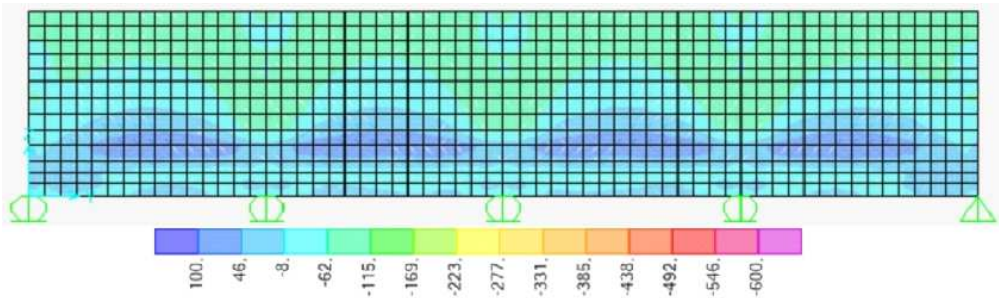
Rys. 13. Wymagane zbrojenie pionowe w cm^2/mb od strony wentylatorowni dla ściany w osi 3

W celu dokładniejszego określenia zdolności nośnych ściany w osi 3 wykonano dodatkowe analizy obliczeniowe w zakresie nieliniowym, przyjmując w modelu nieliniowości fizyczne i geometryczne. Nieliniowy model betonu przyjęto wg [4], zaś zależność naprężenie-odkształcenie dla prętów zbrojeniowych wg [5]. Ze względu na objętość artykułu nie zamieszczono tutaj wyników obliczeń, jednak analiza nieliniowa pokazała, że następuje w konstrukcji redystrybucja sił wewnętrznych w stopniu istotnym dla zwiększenia współczynnika bezpieczeństwa ściany. Wartości momentów zginających w obu kierunkach ściany w osi 3 zostały zmniejszone o około 30–40% w stosunku do wartości z analizy sprężystej.

Na rysunku 14. podano przykładowe momenty M_{yy} w ścianie w osi 3 dla kombinacji obciążeń stałych, zmiennych i osiadań z odpowiadającymi im współczynnikami obciążeń w zakresie analizy liniowej, a rys. 15 przedstawia odpowiedź konstrukcji jako mapę momentów M_{yy} dla kombinacji obciążeń jak wyżej w zakresie nieliniowym.



Rys. 14. Momenty M_{yy} w ścianie w osi 3 od kombinacji obciążeń stałych, zmiennych i osiadań (analiza liniowa)



Rys. 15. Momenty M_{yy} w ścianie w osi 3 od kombinacji obciążeń stałych, zmiennych i osiadań (analiza nieliniowa)

4. Podsumowanie

Przedstawione na rys. 3. wykresy osiadania w cyklu pięciomiesięcznym pokazują, że w okresie pomiarowym osiadania obiektu zostały zatrzymane, a budynek pracuje stabilnie. Pozwala to postawić wstępną tezę, iż pod wpływem ciężaru budynku oraz jego obciążeń użytkowych (tzw. konsolidacja obciążeniem przeciążającym) nastąpiła konsolidacja gruntu warstw słabonośnych, a proces osiadania obiektu został w większości zatrzymany. Charakterystyczne dla procesu konsolidacji przeciążeniowej jest dość długi czas konsolidacji. Potwierdzają to wcześniejsze badania osiadań, kiedy budynek „dostosowywał się” do odporu gruntu i po dłuższym okresie eksploatacji oraz konsolidacji gruntu ustabilizował się, nie wykazując istotnych różnic w osiadaniach (minimalne różnice pomiarowe wynikają z dopuszczalnych błędów odczytu urządzeń pomiarowych).

Opisane w artykule błędy wykonawcze związane z niewłaściwym przygotowaniem podłoża gruntowego pod posadowienie budynku oraz rażące błędy projektowe spowodowały zagrożenie awaryjne budynku przetwarzania biologicznego odpadów.

Wykonane złożone analizy obliczeniowe w zakresie sprężystym i nieliniowym pozwoliły na warunkowe dopuszczenie budynku do kilkumiesięcznej eksploatacji. W tym czasie zlecono wykonanie kompleksowego projektu naprawy i wzmocnienia ścian reaktorów.

Można było zaproponować kilka sposobów wzmocnienia i napraw konstrukcji [6] zapewniających skuteczność i trwałość. Po analizie wariantów zabezpieczenia ustalono, że ściany w osi 3 oraz B i H zostaną ocieplone od strony wnętrza reaktorów i zabezpieczone dodatkową ścianą żelbetową, chroniącą ocieplenie i spełniającą warunki SGN i SGU wynikające ze statyki obiektu i specyfiki jego obciążeń. Rozwiązanie takie podyktowane zostało rachunkiem ekonomicznym i prostotą wykonania.

Literatura

1. PN-EN 1997-1: 2008 Eurokod 7: Projektowanie geotechniczne – Część 1: Zasady ogólne, Część 2: Rozpoznawanie i badanie podłoża gruntowego z późniejszymi załącznikami
2. Godycki-Ćwirko T., Korzeniowski P., Piotrowski P.: Przyczyny zarysowania zbiornika oczyszczalni ścieków, Inżynieria i Budownictwo, nr 10/2009.
3. Flaga K.: Naprężenia skurczowe i zbrojenie przypowierzchniowe w konstrukcjach betonowych, Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, Kraków 2004.
4. Mander J.B., Priestley M.J.N., Park R.: Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. Journal of Structural Engineering. ASCE. 114(3)/1984.
5. PN-EN 1992-2008, Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu.
6. Czarnecki L.: Naprawa i ochrona konstrukcji betonowych. Polski Cement Sp. z o.o., Kraków 2002.

DAMAGE OF THE WALL REACTORS USED FOR BIOLOGICAL PROCESSING OF WASTE

Abstract: This paper presents a description of damage of existing wall in a reactor used for biological processing of waste. As a result of the analytical errors made during the design and construction processes, the structure settled unevenly and the wall cracked. The results of comprehensive analysis of the structure and ways to repair it are described in the paper.

Keywords: reinforcement structure, cracks, settlement, shrinkage of concrete, design errors, executing errors