

AWARIA I ZABEZPIECZENIE KONSTRUKCJI BUDYNKU SALI GIMNASTYCZNEJ Z WYKORZYSTANIEM TECHNOLOGII MIKROPALI

WITOLD BOGUSZ

TOMASZ GODLEWSKI, *e-mail: t.godlewski@itb.pl*

ŁUKASZ KACZYŃSKI

Instytut Techniki Budowlanej, Zakład Konstrukcji Budowlanych i Geotechniki

Streszczenie: Artykuł dotyczy konstrukcji budynku sali gimnastycznej posadowionej na gruntach organicznych. Przedstawiono w nim przyczyny powstania awarii ściany hali sportowej, polegających na powstaniu zarysowań i stopniowej ich propagacji wywołanych nierównomiernym osiadaniem na skutek uruchomionych procesów konsolidacyjnych. Ustalenie przyczyn pozwoliło na skuteczne wdrożenie zabezpieczenia powstałej awarii wykorzystując technologie wciskanych mikropali przemieszczeniowych.

Słowa kluczowe: grunty organiczne, konsolidacja, nierównomierne osiadania, wciskane mikropale przemieszczeniowe, podbijanie fundamentów

1. Wprowadzenie

Awaryjne istniejących obiektów wymuszają wykorzystywanie znanych i powszechnie stosowanych metod zabezpieczeń, zaadoptowanych do specyfiki konkretnej budowli. Przy często ograniczonym rozpoznaniu geotechnicznym warunków w podłożu (w ramach iluzorycznych oszczędności na etapie projektowym) mamy do czynienia z błędami w rozwiązaniu sposobu posadowienia skutkującymi często potrzebą wzmacniania podłoża pod istniejącymi już fundamentami. Potrzeba wykonania wzmocnienia podłoża w celu podbicia fundamentów występuje w przypadkach [12]:

- wzrostu obciążeń jednostkowych pod fundamentem na skutek np. podwyższenia obiektu (nadbudowa);
- zmiany sposobu użytkowania obiektu skutkującego przyrostem obciążeń;
- utratą nośności podłoża lub uruchomieniem procesów konsolidacyjnych spowodowanych zmiennością poziomu wody gruntowej lub rozmyciem;
- osłabieniem podłoża i osiadaniem fundamentów na skutek różnego typu oddziaływań tj. oddziaływania dynamiczne, szkody górnicze, awarie instalacji wod-kan. itp.;
- błędy w rozpoznaniu podłoża i na etapie projektowym przy szacowaniu nośności.

W takich sytuacjach bardzo często możliwe jest skuteczne wykorzystanie technologii mikropali wciskanych z iniekcją podstawy. Mikropale są stosowane w Polsce od lat 80-tych, przy dużym udziale w zakresie innowacyjności rozwiązań zespołu COBR Hydrobudowa. Mikropale dzielą się na wiercone (o średnicy do 300 mm) i przemieszczeniowe (o średnicy do 150 mm) [8]. Mikropale przemieszczeniowe są pogrążane poprzez wciskanie, wbijanie, wwibrowywanie lub wkręcanie. Zaletą pali przemieszczeniowych jest to, że po wprowadzeniu elementów składających się na mikropal następuje zagęszczenie gruntu wokół mikropala. Z uwagi na małe średnice i możliwość ich wykonywania przez przewiertny w istniejących fundamentach, przy wykorzystaniu lekkiego sprzętu, mikropale mają zastosowanie zazwyczaj

do wzmacniania istniejących budowli, głównie budynków zabytkowych (z uwagi na małą inwazyjność prac). Aktualnie znane są przykłady [2, 7, 12] wykorzystania tej metody wykonywanej w innych technologiach (np. mikropale wiercone) do posadowienia konstrukcji obciążonych dużym momentem (np. turbiny wiatrowe, słupy energetyczne, maszty), stabilizacji osuwisk i zbrojenia skarp, realizacji obudów wykopów i ich kotwienia, kotwienie elementów konstrukcyjnych (np. płyt fundamentowych) w sytuacji wyporu, czy też posadowienia obiektów (nawet obiektów mostowych) w trudnych warunkach terenowych (brak możliwości dojazdu ciężkiego sprzętu). Główne zalety mikropali to: przenoszenie obciążeń głównie za pomocą pobocznicy (z uwagi na małe średnicy nośność podstawy), duże sztywności osiowe i mobilizacja ich nośności przy małych osiadaniach (zwłaszcza przy zastosowaniu iniektowania), niewielki sprzęt potrzebny do realizacji (w zasadzie ręczny), o stosunkowo duże nośności w kontekście rozmiarów (najczęściej 200–300 kN, ekstremalnie nawet do 800 kN). Ograniczeniem jest mała nośność na zginanie i ścinanie (zwłaszcza przy mniejszych średnicach i zbrojeniu żerdzią). Niemniej, w wielu przypadkach mikropale okazują się rozwiązaniem najbardziej racjonalnym przy ograniczonej inwazyjności.

Zastosowana technologia, jak wskazują doświadczenia ITB, jest szczególnie przydatna w przypadkach istniejących obiektów posadowionych na ściśliwych gruntach organicznych, gdzie na skutek procesów konsolidacyjnych dochodzi do osiadań wywołujących uszkodzenia w konstrukcji i stany awaryjne. W analizowanym przykładzie, procesy konsolidacyjne mają charakter wtórny, przez co rozumie się objętościowe zmiany w podłożu wywołane obniżaniem zwierciadła wód podziemnych. W Warszawie (ale i w wielu innych miastach), w ostatnich kilku latach obserwuje się generalnie obniżanie (niekiedy wręcz zanik) naturalnych poziomów wód gruntowych. Jest to zapewne efekt globalnych procesów klimatycznych, ale również zmian w naturalnych układach hydraulicznych obiegu wody, wywołanych presją antropogeniczną (skanalizowanie opadów, brak infiltracji przez powierzchnie utwardzone, budowa obiektów podziemnych – efekt przegrody, itp.). Efektem tego procesu jest osiadanie podłoża, tym większe im bardziej wrażliwe na te zmiany są grunty występują poniżej poziomu posadowienia (ekstremalne wartości dotyczą gruntów organicznych). W dalszej części artykułu przedstawiono przykład konstrukcji ściany hali sportowej, gdzie te właśnie procesy doprowadziły do powstania uszkodzeń, a właśnie wykorzystanie technologii mikropali pozwoliło na szybkie, praktycznie bezinwazyjne i skuteczne zabezpieczenia powstałej awarii.

2. Charakterystyka obiektu i geotechnicznych warunków podłoża

Przedmiotowy budynek znajduje się na terenie Zespołu Szkół w Warszawie. Jest to typowy obiekt halowy ze sportowym przeznaczeniem funkcjonalnym (fot. 1). Budynek hali został dobudowany w 2002 r. do nieco starszego, już istniejącego po wschodniej stronie budynku szkoły z początku lat 90 ubiegłego wieku. Oba budynki połączone są łącznikiem zlokalizowanym w północno-wschodnim narożniku hali sportowej.

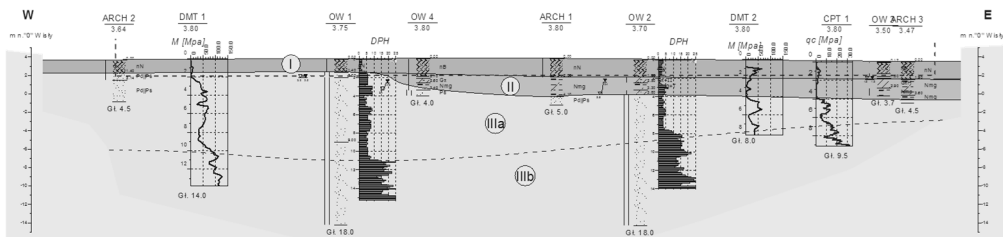
Obiekt został wykonany jako lekka konstrukcja ramowa, gdzie głównymi elementami konstrukcyjnymi są słupy żelbetowe oraz blachownicowe więzary dachowe. Słupy żelbetowe oraz więzary wykonano w modułarnym rozstawie, co 6 m. Długość budynku wynosi ok. 42 m, co stanowi 7 rzędów (po 6 m każdy), a szerokość ok. 23,5 m. Podłużne ściany zewnętrzne hali wykonano jako osłonowe, które nie stanowią głównej konstrukcji nośnej budynku. Ściany szczytowe (strona północna oraz południowa) wykonano z gazobetonu o grubości 49 cm (2 warstwy bloczków po 24 cm połączone zaprawą). Ściany szczytowe poza funkcją osłonową są konstrukcją usztywniającą poprzecznie budynek hali oraz w niewielkim zakresie przenoszącą obciążenia z dachu (oparcie płatwi dachowych z ostatniego rzędu ram). Pasma przekazywanych obciążeń z dachu wynosi ok. 0,5 m. Rozwiązanie posadowienia analizowanej

konstrukcji stanowią monolityczne, żelbetowe fundamenty w postaci kielichowych stóp fundamentowych o wymiarach $1,7 \times 2,0$ i $2,2 \times 3,0$ m połączonych ciągłymi ławami fundamentowymi o szerokości 0,45 i 0,60 m oraz ławami pod ściany szczytowe o szerokości 0,70 m. Fundamenty zaprojektowano posadowione na podsypce z zagęszczonego piasku gruboziarnistego kopalnianego o grubości 20 cm, szerokość podłoża piaskowego pod stopy i ławy fundamentowe zwiększono o 25 cm z każdej strony. Poziom posadowienia fundamentów zaprojektowano na ok. 1,0 p.p.t. Z uwagi na zmiany odnośnie położenia poziomu parteru budynku ostatecznie fundamenty posadowiono na głębokości 1,2 m p.p.t. (rzędna ok. 2,4 m np. „0” Wisły) na podbudowie z betonu (10 cm) i warstwie piasku (~5 cm).



Fot. 1. Widok ogólny analizowanego obiektu – ściana południowa sali gimnastycznej (po naprawie)

Budynek znajduje się na tarasie nadzalewowym Wisły w odległości ok. 650 m od koryta rzeki. W kierunku wschodnim w odległości ok. 180 m znajduje się zbiornik wodny Łacha Potocka stanowiący starorzecze Wisły. Generalnie, w podłożu analizowanego obiektu występuje seria piaszczysta gruntów aluwialnych zbudowana z piasków drobnych, średnich i grubych, również z domieszką żwirów. Lokalnie w zachodniej części badanego terenu, powyżej piasków rzecznych, występują osady zastoiskowe – rys. 1.



Rys. 1. Przekrój geotechniczny wzdłuż analizowanej ściany budynku [materiały ITB]

Są to gliny pylaste, namuły gliniaste z dużym udziałem części organicznych oraz torfy. Osady te występują na głębokości od 1,9 m p.p.t. do ok. 4,0 m p.p.t. Mięszszość ich zmniejsza się w kierunku zachodnim. Na powierzchni terenu występują antropogeniczne nasypy (piaski średnie i piaski gliniastych z okruskami cegieł). Na analizowanym terenie występuje generalnie

jeden poziom wód gruntowych znajdujący się w utworach piaszczystych. Zwierciadło ma charakter swobodny lub delikatnie napięty poniżej słabo przepuszczalnych osadów zastoiskowych, i kształtuje się na głębokości ok. 2,0 m p.p.t., co odpowiada rzędnej ok. 1,8 m n. p. „0” Wisły. Dodatkowo w trakcie badań stwierdzono również lokalnie występowanie wody w drobnych (~5–10 cm) przewarstwieniach piaszczystych w obrębie namulów i torfów.

Ponieważ parametry podane w dokumentacjach archiwalnych opierały się o badania profili wierceń i oceny stanu gruntu (praktycznie makroskopowo lub za pomocą penetrometru tłoczkowego i ścinarki obrotowej, co w przypadku gruntów „problemowych” często prowadzi do zafałszowania wyników) wykonano własne badania *in situ* do ilościowej oceny parametrów (zgodnie z zaleceniami Eurokodu 7 [9]). W przypadkach posadowień na gruntach plastycznych i organicznych, gdzie jakość wierceń i pobieranych prób nie jest wysoka, jedynie sondowania *in situ* pozwalają na uzyskanie wiarygodnych parametrów do obliczeń projektowych. Dlatego do oceny odkształcalności podłoża i sprawdzenia II stanu granicznego (SGU) wykorzystano badanie dylatometrem płaskim Marchettiego (DMT). Jak wskazują publikacje światowe i doświadczenia własne [4], w ocenie wartości prognozowanych osiadań dylatometr dla typowych obiektów jest narzędziem dobrze wykalibrowanym. Wyniki tych badań podsumowano w tablicy 1, a dalsze analizy w tym przeprowadzone obliczenia osiadań wykonano na parametrach (w tym modułach) uzyskanych z badań DMT i CPTU.

Tablica 1 – Wartości charakterystyczne ustalonych parametrów geotechnicznych

Warstwa	Rodzaj gruntu	Litologia	Gęstość obj. gruntu ρ [T/m ³]	Stan gruntu I_L/I_D [-]	Średni opór na stożku q_c [MPa]	Kąt tarcia wewnętrzzn. ϕ [°]	Spójność c [kPa]	Moduł odkształcenia z badań DMT M_{DMT} [MPa]
I	nasyp (piasek gliniasty + gruz ceglany)	nN	1,7–1,9	0,3–0,7 ~0,5	1,8	-	-	8
II	pyły, gliny pylaste, namuły, torfy	II/Gπ/Nm/T	2,1–1,8	~0,4	0,6	8	8	7,5
IIIa	piasek średni i gruby	Ps/Pr	1,8	~0,6	9,7	32	0	70
IIIb	piasek średni i gruby	Ps/Pr	1,8	~0,8	17,6	34	0	130

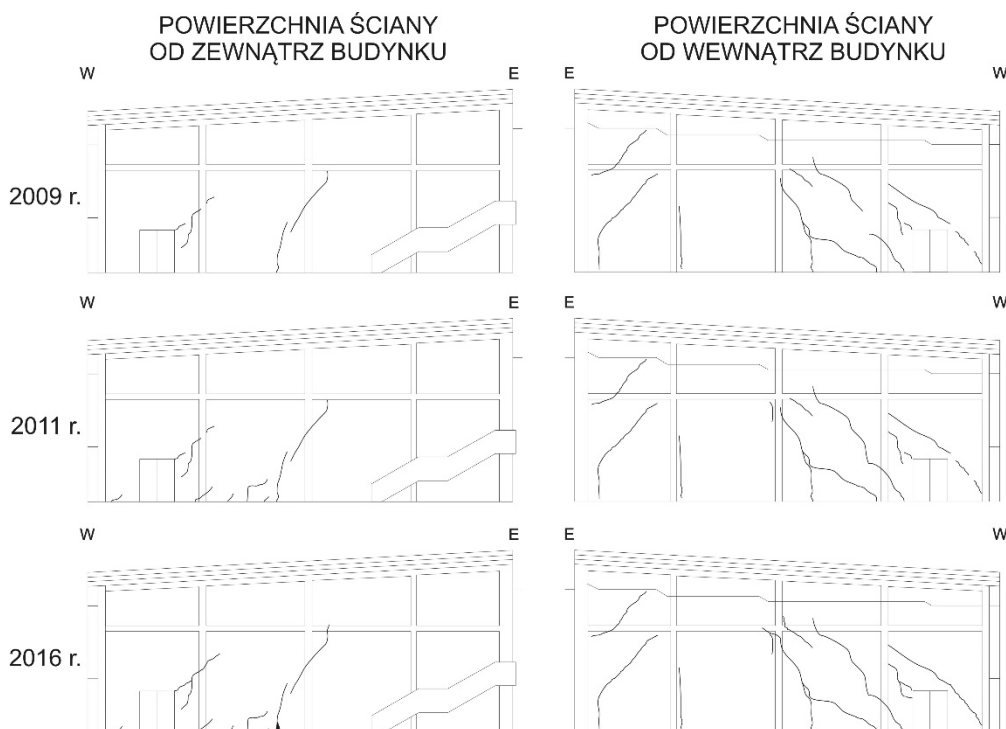
3. Opis i przyczyny awarii

W 2009 r. w ramach pierwszej ekspertyzy technicznej dokonano wizji lokalnej, w trakcie której poddano oględzinom ściany szczytowe budynku sali gimnastycznej od strony zewnętrznej i wewnętrznej oraz inne elementy budynku. Na powierzchni otynkowanej ściany elewacji południowej stwierdzono uszkodzenia zewnętrzne w postaci pionowej rysy (o rozwartości ok. 1 mm na dole) wychylające się ku górze w stronę wschodnią, zanikając na wysokości około 6 m powyżej poziomu terenu oraz drobne rysy ukośne przy górnym narożniku drzwi wejściowych i w odległości około 1,0 m od narożnika. Na południowej ścianie sali od strony wewnętrznej stwierdzono występowanie drobnych rys (rozwartość 0,1–1,0 mm), wg schematu na rys. 2. Jako główne uszkodzenia widoczne jest spękanie pionowe, w odległości około 0,3 m od krawędzi ściany, powyżej 1,5 m odchylające się w kierunku zachodnim, rysa pionowa, biegnąca w odległości około 5 m od wschodniej krawędzi, zanikająca w połowie wysokości ściany oraz rysa pionowa pokrywająca się ze szczeliną widoczną na elewacji południowej, połączona na wysokości około 1,5 m z ukośną rysą. Dodatkowo stwierdzono krótką, drobną rysę ukośną na wysokości około 6,0 m oraz niepołączone rysy włoskowate (< 0,1 mm) przy górnym narożniku

drzwi wejściowych, a także pionowe pęknięcia na styku ściany i słupa. Ze względu na stwierdzone uszkodzenia, ich charakter i zakres, stan szczytowej południowej ściany budynku sali gimnastycznej określono się, jako przedawaryjny.

Kolejna ekspertyza z 2011 r., zlecona z uwagi na postępujący proces niszczenia, wykazała intensyfikację uszkodzeń (zwiększanie rozwartości rys i spękań nawet do 6 mm oraz pojawienie się nowych) na analizowanej ścianie. Z tego powodu, zainstalowano plomby na rysach i poddano je 3 miesięcznej obserwacji. Podczas kolejnych kontroli stwierdzano postępujące uszkodzenia w postaci pęknięć i odspojeń plomb, a także odpadnięcia części z nich. Dodatkowo obserwowano dalszą propagację rys.

Stan obecny został zinventaryzowany w 2016 r. na etapie prac wstępnych (ekspertyza techniczna i aktualizacja dokumentacji badań podłoża) przez wykonaniem wzmocnienia fundamentów – stan uszkodzeń w kolejnych latach pokazano na rys. 2.

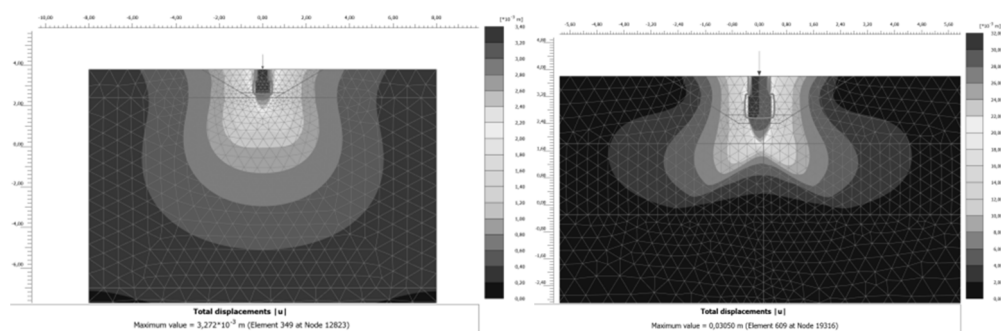


Rys. 2. Rozwój uszkodzeń na ścianie południowej analizowanego budynku

Schemat rozwoju rys i spękań wskazuje na stopniową degradację i postępujący proces niszczenia konstrukcji. Poza widoczną propagacją uszkodzeń stwierdzono poszerzanie rys – rysy włosowate przeszły w drobne, a te w spękania dochodzące w części środkowej budynku do 1 cm (na dole ściany, gdzie doszło też do odspojenia i oderwania części tynku).

Aktualne obserwacje i badania podłoża potwierdziły dotychczasowe ustalenia dotyczące przyczyn powstania uszkodzeń, obserwowanych na ścianach zewnętrznych budynku. Są one spowodowane nierównomiernym osiadaniem konstrukcji. Badania i odkrytki wykonane na potrzeby opracowania projektu wzmocnienia wykazały występowanie w podłożu fundamentowym gruntów słabonośnych (w tym organicznych), które nie nadawały się do posadowienia bezpośredniego na ławach fundamentowych

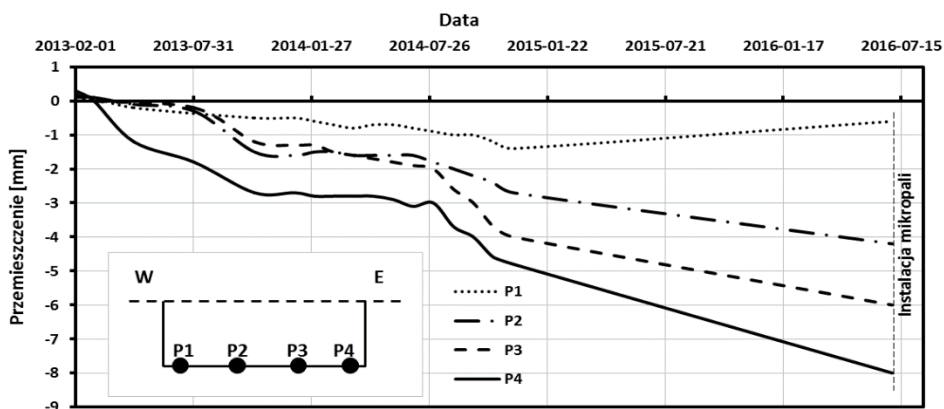
W analizowanym przypadku nie ma danych z pomiarów przemieszczeń od początku istnienia obiektu. Na podstawie doświadczeń własnych można oszacować jak znaczne były przyrosty osiadań jakie wystąpiły po zakończeniu budowy. Również norma PN-81/B-03020 [10] w oparciu o doświadczenia krajowe przy analizie przemieszczeń wskazuje, że do chwili zakończenia procesu wznoszenia budowli zachodzi do 50% osiadań dla gruntów spoistych (przy $I_L > 0,00$) i do 25% osiadań dla gruntów organicznych. W tym przypadku (układ mieszany gruntów) można ten udział szacować na ok. 40%. W celu wyznaczenia wartości maksymalnych osiadań przeprowadzono analizę z wykorzystaniem metody elementów skończonych dla posadowienia fundamentów w dwóch wariantach warunków geotechnicznych. Pierwszy odnosił się do bezpośredniego posadowienia na nośnych utworach piaszczystych warstwy IIIa, natomiast drugi dotyczy posadowienia, z niewielką wymianą gruntu, na nasypach niebudowlanych (I) oraz utworach organicznych (II). Maksymalne osiadania w przypadku posadowienia na gruntach nośnych wynoszą do 4 mm, natomiast w przypadku obszaru występowania gruntów słabonośnych 31 mm (rys. 3).



Rys. 3. Maksymalne przemieszczenia obliczone dla posadowienia analizowanego fundamentu ściany na piaskach warstwy IIIa (z lewej) i na gruntach nasypowych i organicznych warstw I i II (z prawej)

Przyczyn wystąpienia znacznych osiadań podłoża należy szukać przede wszystkim w odkształcalności mad i gruntów organicznych występujących w podłożu, na skutek dodatkowo uruchomionych procesów konsolidacyjnych na skutek obniżenia zwierciadła wód podziemnych. Wskazuje na to długi czas od zakończenia budowy (20 lat), gdzie należałoby się spodziewać stopniowej stabilizacji osiadań (tempo ok. 1–2 mm/rok). Oczywiście, jak wskazują wieloletnie obserwacje prowadzone w ITB [11], w przypadku posadowienia budynków na gruntach organicznych, niejednokrotnie proces osiadań był bardzo długi, po wielu latach bliski zakończenia, ale nadal rejestrowano niewielkie, ale regularne (ze stałą tendencją) wartości przemieszczeń. W analizowanym przypadku, podany opis oraz tempo narastania uszkodzeń wskazuje na zjawisko o odmiennym, bardziej dynamicznym charakterze niż spodziewany efekt 20-letniej konsolidacji podłoża. Przyczyną wcześniejszych ekspertyz były obserwowane uszkodzenia. Być może rysy istniały już wcześniej z uwagi na warunki w podłożu, ale były na tyle mało widoczne (rysy włoskowate), że nie budziły zaniepokojenia o stan konstrukcji (tego rodzaju rysy na elewacjach są dość częste i mogą wynikać ze słabej jakości zaprawy, nieodpowiednio dobranych proporcji piasku i wody do tynku, jak również powstawać przy dużych różnicach skokowych temperatur – ściana o ekspozycji południowej). Od 2009 roku (powstanie pierwszej ekspertyzy) proces przemieszczeń pionowych został prawdopodobnie ponownie aktywowany. Kolejna ekspertyza z 2011 roku wskazuje na dalszą propagację uszkodzeń. Od 2013 r. zaczęto wykonywać regularne (co miesiąc potem co kwartał) pomiary osiadań na założonej siatce reperów. Wyniki tych pomiarów (ograniczone do reperów na ścianie

południowej sali gimnastycznej) pokazano na rys. 4. Widać tu przesłanki potwierdzające opisywane zjawisko. Pomiędzy 2013 r. a połową 2014 r. widać wyraźny okres stabilizacji osiadań, a następnie „nagły” przyrost o blisko 50% wartości wyjściowych w stosunkowo krótkim okresie czasu. Przy braku zmian w konstrukcji, czy też dodatkowych obciążeń użytkowych, jedynym możliwym czynnikiem aktywującym rejestrowane osiadania jest obniżenie poziomu zwierciadła wód gruntowych i uruchomienie wtórnej konsolidacji gruntów organicznych [5]. Efekty te mogą być rejestrowane z różną intensywnością dla poszczególnych punktów badawczych, ale utrzymują one ogólną tendencję i są wyraźnie widoczne jako impulsy aktywujące dalszy proces konsolidacji. Ma to też potwierdzenie na innych obiektach w Warszawie z gruntami organicznymi w podłożu, gdzie zebrane pełne dane z monitoringu obiektu w połączeniu z analizą osiadań wielkoobszarowych (metoda interferometrii satelitarnej) i pomiarem wody w piezometrach uwiarygadnia tak postawioną hipotezę (materiał w trakcie opracowywania).



Rys. 4. Wykres przemieszczeń pionowych ścian

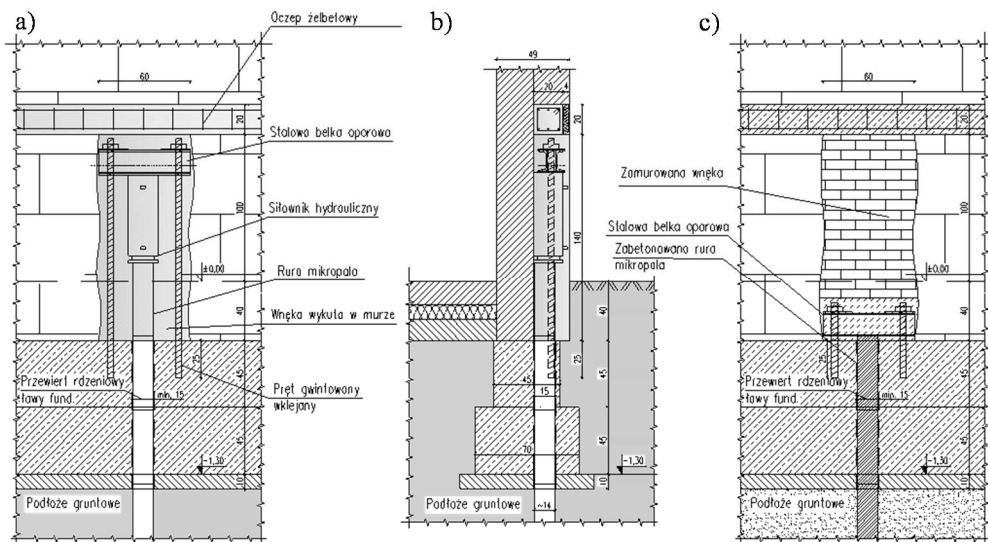
Oczywiście wpływ na obserwowany stan obiektu poza przyczynami geotechnicznymi mogły mieć również uchybienia po stronie konstrukcyjnej. Dotyczy to nieprawidłowo powiązanych ścian zewnętrznych sali gimnastycznej, wykonanych z materiałów o różnych wymiarach (gazobeton, cegła) i właściwościach, wycięcia ścian zewnętrznych na styku ze słupami żelbetowymi (ściana podłużna) i trzpieniami (ściany szczytowe), czy też, jakość wykonania samego muru (stwierdzone braki w zaprawie). Niemniej są to czynniki, które decydowały raczej o skutkach (miejscach i charakterze), a nie o przyczynach powstałych uszkodzeń.

4. Rozwiązania techniczne naprawy

Na podstawie dostępnej dokumentacji, badań własnych i oceny stanu technicznego, stwierdzono konieczność wykonania wzmocnienia posadowienia fundamentów oraz muru południowej ściany szczytowej hali sportowej. W ramach projektu remontu południowej ściany zewnętrznej przewidziano wykonanie wzmocnienia posadowienia fundamentów ściany przy pomocy mikropali oraz wykonanie wzmocnienia i napraw spękanego muru. Rozwiązania wzmocnienia posadowienia zostały opracowane na podstawie analizy dokumentacji wykonanej na potrzeby oceny stanu technicznego obiektu oraz na podstawie wyników własnych badań i doświadczeń w realizacji specjalistycznych robót geotechnicznych. Zaprojektowanie i zrealizowane wzmocnienie fundamentów miało za zadanie przeniesienie obciążeń pochodzących od ściany zewnętrznej, za pośrednictwem istniejących fundamentów oraz nowo wykonanych mikropali wciskanych, do nośnych warstw gruntowych IIIa lub IIIb. Przyjęta technologia realizacji jest

najczęściej stosowana, jako wzmocnienie podłoża istniejących fundamentów, z uwagi na możliwość wykonania w warunkach ograniczonej przestrzeni oraz niewielki wpływ niekorzystnych prac wykonawczych na konstrukcję istniejących budynków.

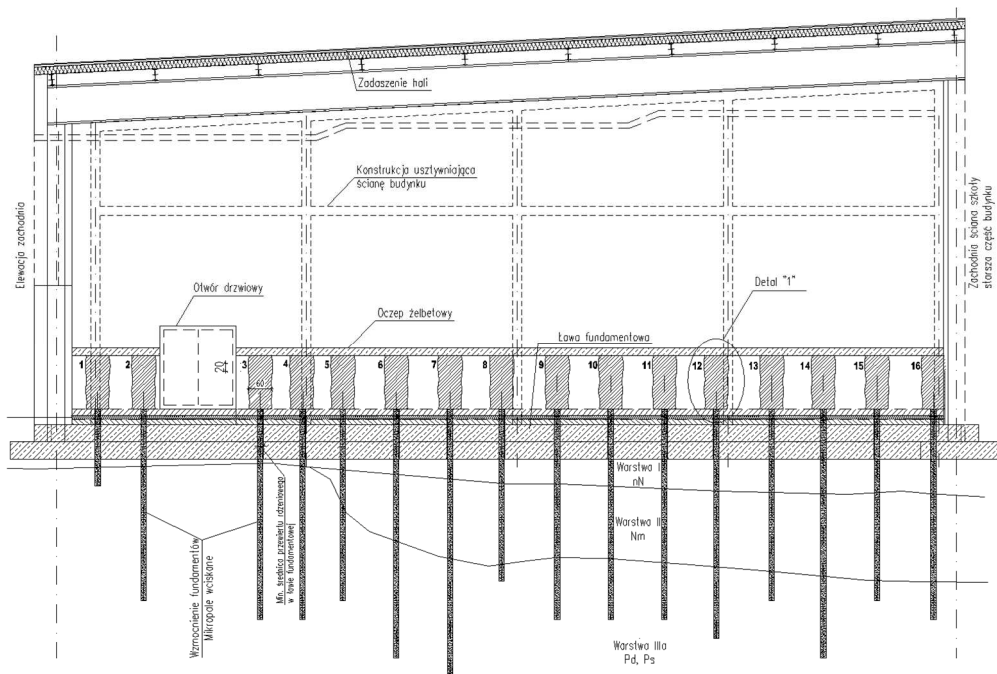
Instalacja elementów mikropali wciskanych odbywa się przy użyciu siłownika hydraulicznego wciskającego segmenty rur stalowych na wymaganą głębokość. Konstrukcję gotowego mikropala stanowi rurowy trzon stalowy z zamkniętym dnem wraz z gruntem wymieszanym ze spoiwem iniekcyjnym. W przypadku wykonywania mikropali wciskanych, siła wciskająca pochodząca od siłownika będzie większa od projektowanej nośności mikropala. Całkowita nośność jest dodatkowo zwiększona poprzez wykonanie iniekcji mikropala. Dzięki kontroli siły wciskającej niezbędnej do przemieszczenia mikropali przy ich wprowadzaniu w grunt nie było konieczne wykonywanie próbnych obciążeń dla wykonanego wzmocnienia. System mikropali wciskanych wymagał stabilnego zaparcia siłownika o dodatkową belkę z przymocowanymi prętami kotwiącymi (rys. 5a). Siłownik był umieszczony w wykutej w murze bruździe, a segmenty rur stalowych wciskane były przez odwiercone w fundamencie otwory. W celu uniknięcia niekorzystnych zjawisk związanych z pękaniem muru w trakcie wykonywanych robót, wykonano żelbetowy oczep. Jego zadaniem było zminimalizowanie wpływu miejscowego osłabienia ściany – wykonane bruźdy montażowe (rys. 5b). Po wciśnięciu siłownikiem jednego elementu dokładano następny i kontynuowano wciskanie. Po wykonaniu mikropala, wycięcia w murze (nisze) były betonowane i zamurowywane (rys. 5c). Ostatni etap to iniektowanie pod podstawą mikropala za pomocą instalowanych w kolejnych dokładanych odcinkach rurek iniekcyjnych. Zabieg ten poprawia warunki współpracy mikropala z podłożem (zwiększa nośność i ogranicza przemieszczenia).



Rys. 5. Szczegóły wykonawcze przyjętego rozwiązania: a) widok na lico ściany; b) przekrój przez ścianę; c) widok na lico ściany po realizacji [materiały ITB]

Obciążenie obliczeniowe rozłożone na 1 mb ławy fundamentowej wynosiło 81,2 kN tj. ok. 1900 kN na całą długość ściany wynoszącą ok. 23,5 m. Przyjęty rozstaw mikropali wyniósł ok. 1,5 m, dając łącznie 16 szt. mikropali na całej długości (rys. 6). Rozstaw dobrano z uwagi na warunki miejscowe oraz uwarunkowania techniczne, co dodatkowo zostało zweryfikowane na etapie wykonawczym. Przy założeniu, że całość obciążenia ze ściany zostałaby przeniesiona na

mikropale, maksymalne obciążenie obliczeniowe jednego mikropala od konstrukcji wynosi 120 kN. Uwzględniając możliwe dodatkowe obciążenie od tarcia negatywnego, od osiadających warstw słabonośnych (nasypy niebudowlane i grunty organiczne), całkowite obciążenie obliczeniowe dla sprawdzenia stanu granicznego nośności mikropali wyniosło 137 kN. Przewidywane zagłębienie w warstwie nośnej IIIa przyjęto w oparciu o obliczenia nośności granicznej mikropali, przeprowadzonymi w oparciu o wyniki sondowań CPTU. Szczegółowe informacje na tematy wykorzystania tych sondowań w projektowaniu fundamentów palowych można znaleźć między innymi w publikacjach [1, 3, 6]. W obliczeniach konserwatywnie pominięto dodatkowy wpływ iniekcji mikropala. Wartości jednostkowych oporów przyjęto na podstawie wyników sondowania CPTU z korelacji podanych w wytycznych niemieckich [3], zakładając niższe wartości po stronie bezpiecznej. Na podstawie przeprowadzonych obliczeń przyjęto, przy konserwatywnych założeniach odnośnie nośności podłoża, maksymalne przewidywane zagłębienie mikropala w warstwie piasków średnich i grubych IIIa, jako warstwie nośnej, wynoszące 6 m. Dopuszczono jednak zmniejszenie długości zagłębienia mikropala, jeśli siła wciskająca podczas jego wprowadzania w grunt wynosiła minimum 150 kN, a tym samym była wyższa niż wymagana nośność obliczeniowa zwiększona o współczynnik częściowy dla nośności mikropali. W przypadku nieuzyskania zakładanej siły, przewidziano zwiększenie długość mikropala, aż do osiągnięcia wystarczającej ich nośności.



Rys. 6. Sposób wykonania zabezpieczenia w technologii mikropali wciskanych na podstawie dokumentacji powykonawczej [materiały ITB] – widoczny rozstaw i rzeczywista długość wykonanych elementów wzmocnienia w odniesieniu do układu warstw w podłożu [materiały ITB]

Na zdjęciach (fot. 2) pokazano kolejne fazy realizacji zastosowanej technologii wzmocnienia.



Fot. 2. Widoki z kolejnych etapów realizacji wzmocnienia: (z lewej) przewiert przez łąwę fundamentową w przygotowanej niszy, obok (z prawej) widoczny zestaw do wciskania mikropali

Do likwidacji rys i spękań zastosowano metodę przeprowadzenia rys w fugę dylatacyjną – dzięki czemu nadal pracująca rysa nie będzie przechodziła na lico ściany. W tym celu wybrano materiały wypełniające szczelinę, o właściwościach trwale elastycznych (fot. 3). Przy rysach konstrukcyjnych wymagających klamrowania, zastosowano technologię scalania konstrukcji murowych prętami stalowymi (fot. 4). Efekt końcowy prac po odtworzeniu elewacji (naprawa tynków i malowanie) widać na fot. 1.



Fot. 3. Widok naprawianej ściany szczytowej sali od strony elewacji wewnętrznej z widocznymi rysami w trakcie prac naprawczych



Fot. 4. Widok ogólny ściany po naprawie rys w technologii kłamrowania, zamurowaniu nisz pod mikropale i uzupełnieniu ocieplenia oczezu żelbetowego

5. Podsumowanie

Jak wykazano, przyczyną powstałej awarii był efekt nierównomiernego osiadania z uwagi na ściśliwe grunty występujące pod częścią konstrukcji ściany. Natomiast głównym czynnikiem intensyfikacji zaistniałych obecnie uszkodzeń ściany hali sportowej jest ogólne wielkoobszarowe obniżenie poziomu wód gruntowych prowadzące do wtórnej konsolidacji osadów organicznych, mających istotny udział w miąższości utworów podłoża pod analizowanym obiektem. Analizując wiercenia archiwalne z ostatnich lat w Warszawie zauważono generalną tendencję do obniżania lub wręcz zanikania poziomów wód gruntowych. Dotyczy to głównie warstw najpłytszych, często występujących powyżej osadów organicznych. Zjawisko to powoduje dodatkowe osiadania istniejących obiektów, co może wywołać dodatkowe wyężenia elementów konstrukcyjnych, a w konsekwencji doprowadzić do ich niszczenia. W takich sytuacjach konieczne może być wykonanie prac w zakresie wzmocnienia podłoża pod istniejącymi fundamentami. W wielu przypadkach, gdzie decydują ograniczenia techniczne (mało miejsca, ograniczona inwazyjność prac lub zachowanie zabytkowego charakteru obiektu) skutecznym (brak osiadań po wykonaniu mikropali dla opisanego przykładu po 6. miesiącach – wyniki mieszczą się w błędzie pomiaru $\pm 0,5$ mm) i ekonomicznie uzasadnionym (co najmniej 3 razy tańsza niż inne alternatywne technologie wzmacniania podłoża) zabezpieczeniem może być wykorzystanie technologii mikropali wciskanych.

Literatura

1. Bogusz W.: Deriving a reliable CPT cone resistance value for end-bearing capacity calculation of piles, *Acta Sci. Pol. Architectura* 15 (2), 23–32, 2016.
2. Derlacz M., Czaplicki J.: Mikropale do posadawiania i wzmacniania fundamentów, *Seminarium IBDIM i PZWFS: Fundamenty palowe 2009*, mat. seminaryjne, s. 179–202, Warszawa 2009.
3. DGGT, *Recommendations on Piling (EA-Pfahle)*, Ernst&Sohn, Berlin, 2014.
4. Godlewski T.: Badania dylatometrem jako metoda prognozy osiadań na przykładzie awarii geotechnicznych budynku szkoły, XXV konferencja nauk-tech. „Awarie Budowlane”, mat. konf., s. 663–670, Szczecin-Międzyzdroje, 2011.
5. Godlewski T., Wszędyrówny-Nast. M.: Wybór metody posadowienia na przykładzie dużego budynku na słabym podłożu, X Konferencja Naukowo-Techniczna: Problemy Rzeczoznawstwa Budowlanego, materiały konferencyjne: s. 171–183, Warszawa-Miedzeszyn, 2008.
6. Gwizdała K.: *Fundamenty palowe. Technologie i obliczenia*, PWN, Warszawa, 2011.

7. Kłosiński B.: Mikropale – stan techniki i perspektywy, Nowoczesne Budownictwo Inżynieryjne, s. 72–76, maj–czerwiec 2011.
8. PN EN 14199:2008 Wykonawstwo specjalnych robót geotechnicznych – mikropale.
9. PN-EN 1997-1:2008 Eurokod 7 – Projektowanie geotechniczne – Część 1: Zasady ogólne. Część 2: Badania podłoża gruntowego.
10. PN-B-03020:1981: Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie.
11. Pogorzelska J.: Album osiadań budynków mieszkalnych obserwowanych w ITB, Warszawa, ITB, 1990.
12. Świeca M.: Niekonwencjonalne metody podbijania fundamentów i wzmacniania podłoża, XVI Konferencja WPPK, Mat. konf. t. 1, s. 301–316, Ustroń, 2001.

FAILURE AND REPAIR OF A GYM BUILDING WITH THE USE OF MICROPILES

Abstract: The paper presents the case study of a gym building founded on organic soils. The causes of a failure, which consists of occurrence of cracks and their graduate propagation due to differential consolidation settlements, were presented. The identification of the causes allowed to successfully introduce remediation measures, namely, underpinning of the wall with the use of driven micropiles.

Keywords: organic soils, consolidation, differential settlement, driven micropiles, foundation underpinning