

Analiza przyczyn katastrofy budowlanej na Zamku Książąt Pomorskich w Szczecinie w świetle dotychczasowych ustaleń

Marek Tarnawski¹, Tomasz Godlewski²



M. Tarnawski



T. Godlewski

Analysis of the causes of the construction disaster in Pomeranian Dukes' Castle in Szczecin – current state of investigation. Prz. Geol., 69: 884–898; doi: 10.7306/2021.50

Abstract. The Renaissance Pomeranian Dukes' Castle in Szczecin was built in the late 16th century in place of older buildings. At that time, the construction, and in particular the foundation of buildings on non-diagenized sediments, was more of an art than a science, since soil mechanics was being born only in the 18th and 19th centuries. However, the experience and intuition of old building masters also allowed for the construction of monumental structures that could survive hundreds or thousands of years. Their walls looked solid, so there was no fear of making further renovations and rebuilding in the following centuries. Meanwhile, in 2017, the complex of columns supporting the ceilings of the three-story rooms and the basement in the northern wing of the castle collapsed underground. It happened around 430 years after

the completion of construction. The article discusses the results of various types of geotechnical tests, the purpose of which was to determine the causes of the catastrophe. Thanks to the research, a complex of underground tunnels made mostly during World War II, but also previously suspected, was discovered and largely documented. The article summarizes the actual arrangements and describes geological and historical conditions regarding the course and causes of the Castle's construction disaster in Szczecin. The knowledge resulting from these studies and analyses makes us approach with great caution any interference in the existing static system of seemingly powerful and indestructible historic buildings.

Keywords: soil investigation, geological condition, geophysics research, underground constructions, historic objects

W nocy z 20 na 21 kwietnia 2017 r. strażnik pełniący dyżur w Zamku Książąt Pomorskich w Szczecinie (ryc. 1) usłyszał głośne trzaski dochodzące z północnego skrzydła zamku. W trakcie przeglądu obiektu 21 kwietnia (piątek) stwierdzono powstanie rys wokół głowic kolumn podtrzymujących sufity czterech pomieszczeń usytuowanych jedno nad drugim po wschodniej stronie klatki schodowej skrzydła północnego. W następnym tygodniu rozpoczęto monitoring geodezyjny tego stanu awaryjnego. Zamek Książąt Pomorskich (instytucja kultury administrująca zamkiem) zlecił także przeprowadzenie badań podłoża gruntowego przy kolumnie w piwnicy.

Badania w piwnicy w sąsiedztwie filara rozpoczęto 28 kwietnia 2017 r., wykonując w posadzce wiercenie małośrednicowe do głębokości 4,0 m. Następnie wykona-

no badania laboratoryjne podstawowych cech fizycznych pobranych próbek gruntu. Dnia 8 maja odbyła się wizja lokalna z udziałem przedstawicieli: Zleceniodawcy, Wykonawcy robót modernizacyjnych skrzydła północnego (zakończonych w grudniu 2015 r.) oraz osób monitorujących osiadania, w tym autora artykułu (M.T.), który nadzorował badania gruntu z ramienia firmy *Geoprojekt Szczecin*. Z uwagi na specyficzny cel tych badań uznano wówczas za niezbędne uzupełnienie rozpoznania w miejscu uprzednio wykonanego wiercenia i po przeciwnej stronie filara badaniami presjometrycznymi. Prace te zrealizowano następnego dnia, czyli 9 maja 2017 r. Wobec postępującego osiadania filara już na dzień 11 maja na godzinę 12 zaplanowano spotkanie ekspertów z dyrekcją zamku, którego głównym celem miało być podjęcie decyzji na



Ryc. 1. **A** – Rewers monety pięciozłotowej Rzeczypospolitej Polskiej z 2016 r. przedstawiający Zamek Książąt Pomorskich w Szczecinie (fragment wschodniego skrzydła). Fot. M. Tarnawski; **B** – Wschodnie i północne skrzydło zamku – widok z Trasy Zamkowej (maj 2019 r.). Fot. T. Godlewski

Fig. 1. **A** – The reverse of the five-zloty coin of the Republic of Poland from 2016, depicting the Castle of Pomeranian Princes (a part of the East Wing) in Szczecin. Photo by M. Tarnawski; **B** – Next to a view of the east and north wings of the Castle from the Castle Route (May 2019). Photo by T. Godlewski

¹ Przedsiębiorstwo Geologiczne *Geoprojekt Szczecin* Sp. z o.o., ul. Tartaczna 9, 70–893 Szczecin; m.tarnawski@geoprojekt.szczecin.pl

² Instytut Techniki Budowlanej, ul. Filtrowa 1, 00–611 Warszawa; t.godlewski@itb.pl

temat doraźnego zabezpieczenia konstrukcji. Dnia 11 maja, dwie lub trzy minuty po godzinie 12 doszło do katastrofy, analiza której jest celem niniejszego artykułu.

KRÓTKA CHARAKTERYSTYKA ZAMKU KSIĄŻĄT POMORSKICH

Zamek Książąt Pomorskich znajduje się w czołówce najciekawszych miejsc, które warto odwiedzić w Szczecinie, i jest być może najlepiej rozpoznawalnym zabytkiem tego miasta (ryc. 1). Jego początki sięgają roku 1346, kiedy to książę Barnim III rozpoczął budowę niewielkiego zamku i kaplicy św. Ottona (Igielska i in., 2020). W połowie XV w. zamek został powiększony. W latach 1573–1582 książę Jan Fryderyk dokonał generalnej przebudowy późnogotyckiej siedziby w renesansową rezydencję. Skrzydło północne zamku zostało wzniesione w latach 1575–1577 w miejscu dawnego dworu Barnima III, kolegiaty św. Ottona i średniowiecznego muru obronnego. Zamek był wielokrotnie remontowany i przebudowywany, a wskutek nalotów pod koniec II wojny światowej uległ poważnym uszkodzeniom. Rekonstruowany przez wiele lat po wojnie, został udostępniony zwiedzającym w latach 70. XX w. Ostatnią modernizację skrzydła północnego przeprowadzono w latach 2014–2015 (Kamiński i in., 2019).

Do katastrofy doszło w północnym skrzydle zamku, na wschód od klatki schodowej przy wejściach B i D. Szacunkowe wymiary pomieszczeń, które uległy zniszczeniu na wszystkich czterech kondygnacjach (łącznie z piwnicą), wynoszą ok. 13×13 m. W centralnej części każdego z tych pomieszczeń, czyli w piwnicy oraz w salach na parterze, pierwszym i drugim piętrze, znajdował się słup wspierający

strop danej kondygnacji. Cały ten zespół kolumn zawalił się 11 maja 2017 r. Głębokość posadowienia centralnego filara poniżej posadzki piwnicy nie była znana. Hipotetycznie, przez analogię z innym filarem budowli, który odsłonięto podczas remontu, założono wówczas, iż była ona niewielka, rzędu 0,5 m poniżej posadzki piwnicy.

BADANIA GRUNTU WYKONANE BEZPOŚREDNIO PRZED KATASTROFĄ

Badania geotechniczne przeprowadzono 28 kwietnia i 9 maja 2017 r. w dwóch otworach zlokalizowanych w bezpośrednim sąsiedztwie piwnicznego filara, wokół którego powstały spękania stropu, przewiercających posadzkę i sięgających do głębokości 3 i 4 m (ryc. 2). Stwierdzono, że pod posadzką i znajdującą się pod nią podsypką piaszczystą, sięgającą 0,4–0,6 m poniżej poziomu posadzki, zalega warstwa gliniastych nasypów niekontrolowanych z humusem i gruzem o miąższości ok. metra. Pod nią stwierdzono półmetrową warstwę podobnych gruntów (piaski gliniaste, piaski średnie), także z humusem, lecz już bez domieszek antropogenicznych (zwietrzelina?). Głębiej zalegały piaski gliniaste ze żwirem, czyli typowe plejstoceńskie utwory lodowcowe. Badaniami presjometrycznymi objęto wszystkie trzy opisane warstwy. W każdej wykonano po dwa pomiary presjometrem. Liczbowe wyniki tych badań (moduł presjometryczny E_M , nośność graniczna p_{LM} i naprężenie pełzania p_{PM} ; tab. 1) były w każdej warstwie na tyle zbliżone, że za wyjątkiem jednego z modułów współczynnik materiałowy wynosił zawsze więcej niż $\gamma_m = 0,9$ (Tarnawski, Mazurek, 2017).



→

Ryc. 2. Ślad po otworze nr 2 w posadzce przy filarze piwnicznym, wykonany 9 maja 2017 r. przez Geoprojekt Szczecin. Fot. A. Parszewski

Fig. 2. A trace of the borehole No. 2 in the floor next to the basement pillar, made on May 9, 2017 by Geoprojekt Szczecin. Photo by A. Parszewski

Tab 1. Średnie wartości parametrów presjometrycznych gruntów w podłożu filara
Table 1. Mean values of pressuremeter parameters of soils under the pillar base

Rodzaj gruntu i średnia głębokość jego zalegania poniżej hipotetycznego (0,5 m) spodu fundamentu [m] <i>Type of soil and average depth below the hypothetical (0.5 m) underside of the foundation [m]</i>	Moduł presjometryczny <i>Pressuremeter modulus</i> E_M [MPa]	Presjometryczna nośność graniczna <i>Pressuremeter limit pressure</i> p_{LM} [MPa]	Naprężenie pełzania <i>Creep pressure</i> p_{PM} [MPa]
Nasyp gliniasty z humusem i gruzem: 0,0–1,0 <i>Loamy fill with humus and debris: 0.0–1.0</i>	6,62	0,30	0,17
Zwietrzelina piaszczysto-gliniasta: 1,0–1,5 <i>Weathered sandy clay: 1.0–1.5</i>	21,60	0,84	0,45
Piasek gliniasty ze żwirem: 1,5–3,5 <i>Clayey sand with gravel: 1.5–3.5</i>	24,43	1,31	0,74

PRZEBIEG KATASTROFY

Powstanie rys na stropie wokół głowic kolumn (ryc. 3), zaobserwowanych w dniu 21 kwietnia 2017 r. (po nocnych trzaskach zameldowanych przez strażnika), świadczy o nagłym początku osiadania filara. Precyzyjną niwelację osiadań prowadzono od 28 kwietnia do 10 maja. Do 8 maja dobowe przemieszczenie nie przekraczało ułamka milimetra, po czym nieco przyspieszyło. Towarzystwo mu przesilenie na podłogi materiału ze spoin między cegłami.

Katastrofa miała nagły przebieg – trwała parę sekund. Jeden z autorów artykułu (M.T.) znajdował się wówczas na zewnątrz zamku – pod oknami sal, w których osunęły się słupy. Usłyszał on łoskot przechodzący w huk zbliżony do eksplozji. Przez otwarte okno wyleciała chmura białego pyłu i nastąpiła cisza. Moment ten uchwyciła też kamera monitoringu przemysłowego – na filmie widać nagłe zapadnięcie się konstrukcji słupa.

Wstępne oględziny, przeprowadzone około godziny po katastrofie, wykazały, że filary podtrzymujące strop piwni-



Ryc. 3. Spękania głowic kolumn parteru (A) i piwnicy (B) na kilka dni przed katastrofą. Fot. A. Parszewski

Fig. 3. Cracks on the heads of the columns of the ground floor (A) and the basement (B) a few days before the disaster. Photo by A. Parszewski



Ryc. 4. Stan filara godzinę po katastrofie: A – na drugim piętrze głowica kolumny wyrwała strop i oparła się na zachowanej posadzce; B – pierwsze piętro – pękł wąski fragment filara z piaskowca; C – na parterze zniszczenia są już poważniejsze, choć kolumny z pierwszego piętra i parteru zachowały się w całości. Poniżej widać zagruzowaną piwnicę. Stan kolumny piwnicznej nie był wówczas znany. Fot. P. Tuzimek (B) i M. Tarnawski (A, C)

Fig. 4. Pillar condition one hour after the crash: A – on the second floor the column head torn off the ceiling and rested on the preserved flooring; B – on the first floor a narrow section of sandstone broke; C – on the ground floor the damage is more serious, although the columns from the first floor and from the ground floor have been preserved in their entirety. Below one can see the rubble cellar. The condition of the basement column was not known at that time. Photo by P. Tuzimek (B) i M. Tarnawski (A, C)

cy i trzech kondygnacji nadziemnych spadły niemal o całą kondygnację niżej, nie przewracając się (ryc. 4), a kolumna piwniczna zapadła się pod ziemię. Najwięcej gruzu spadło do kondygnacji piwnicznej, która została częściowo zasypiana i przez pewien czas nie było do niej dostępu.

BADANIA GEOFIZYCZNE I GEOTECHNICZNE WYKONANE W ZWIĄZKU Z KATASTROFĄ (LATA 2017–2018)

Spowodowane katastrofą osłabienie konstrukcji części północnego skrzydła zamku stanowiło zagrożenie dla ludzi, zatem nic dziwnego, że prace zabezpieczające, a następnie odgruzowanie pomieszczenia piwnicznego trwały dość długo. Jednak zanim pomieszczenie to zostało udostępnione, realizowano różne prace badawcze w pobliżu rejonu katastrofy budowlanej.

Już tydzień po katastrofie *Grupa GeoFusion Sp. z o.o.* z Krakowa wykonała badania georadarowe w bezpośrednim otoczeniu skrzydła północnego i w piwnicach sąsiadujących z rejonem katastrofy. Ich zasięg nie przekroczył 8 m.

W czerwcu 2017 r. przeprowadzono badania geotechniczne na potrzeby posadowienia wież podporowych, zabezpieczających stropy osłabione katastrofą. Odwiercono 6 otworów do głębokości 20,0 m, a przy nich przeprowadzono sondowania statyczne CPTU. Wykonawcą była firma *GCO* ze Szczecina. Dwa węzły badawcze zlokalizowano na tarasie północnym, pozostałe na dziedzińcu zamku – dwa po północnej i dwa po południowej stronie podziemnego zbiornika przeciwpożarowego wody opadowej.

W lipcu 2017 r. firma *Geotest* z Gdańska trzema płytkami wierceniami (3,2–5,0 m poniżej posadzki) przebadala podłoże sali Barnima, oddzielonej od pionu, w którym doszło do katastrofy, klatką schodową. Kolejne wiercenia – dwa na tarasie północnym, a trzy pomiędzy ścianą skrzydła północnego i zbiornikiem przeciwpożarowym (do głębokości 23,5–25,0 m) – na potrzeby badań geofizycznych (tomografia międzyotworowa, profilowanie typu *down-hole*, zrealizowane w sierpniu 2017 r. przez firmę *GeoSpectrum* z Krakowa) wykonała firma *GCO*.

W styczniu 2018 r. przygotowania ekspertyzy technicznej w sprawie ustalenia przyczyn katastrofy budowlanej podjął się zespół ekspertów – inż. Stanisław Kamiński, dr inż. Stefan Nowaczyk i dr inż. Jerzy Rzeźniczak – który wykonał tę pracę na zlecenie powiatowego inspektora nadzoru budowlanego w Szczecinie (Kamiński in., 2019).

Od stycznia do marca 2018 r. badania w rejonie katastrofy prowadził dr inż. Roman Bednarek. Ich celem było określenie stanu gruntów w sąsiedztwie tymczasowych podpór zainstalowanych na potrzeby zabezpieczenia konstrukcji uszkodzonego fragmentu zamku. W niektórych otworach zamontowano piezometry i inklinometry. Łącznie w ramach tych badań odwiercono 9 otworów. Ponadto przy północnej ścianie północnego skrzydła zamku wykonano odkrywkę fundamentu.

W maju 2018 r. Państwowy Instytut Geologiczny – Państwowy Instytut Badawczy przeprowadził badania geofizyczne metodą tomografii elektrooporowej ERT (na tarasie i skarpie po północnej stronie północnego skrzydła zamku) i sejsmicznej tomografii refrakcyjnej SRT (jeden profil na tarasie północnym i dwa na dziedzińcu zamkowym). Rozpoznanie sięgnęło do głębokości 20 m.

Miejsce katastrofy w piwnicy zamkowej można było bezpiecznie zbadać dopiero po jej odgruzowaniu i rozbiórce wyższych partii kolumny, która spadła z poziomu parteru. Zespół ekspertów powołany przez powiatowego inspektora nadzoru budowlanego w Szczecinie, podczas wstępnych oględzin zamku w dniu 31 stycznia 2019 r., zauważył reper założony w piwnicy w dniu 28 kwietnia 2017 r. Pomiar jego położenia wykazał przemieszczenie się słupa w dół o 3,16 m.

W celu ułatwienia dalszych badań eksperci zalecili rozebranie warstw posadzkowych wokół opartej na posadzce głowicy słupa piwnicznego. Pierwsze ustalenia powołanego zespołu dotyczyły analizy wyników dotychczasowych badań. Ich opisy i oceny przedstawiono w ekspertyzie (Kamiński i in., 2019).

OGŁĘDZINY I BADANIA MIEJSCA KATASTROFY

Oględzin słupa zapadniętego pod posadzkę piwnicy dokonano 2 i 4 lutego 2019 r. Ich wyniki opisano w ekspertyzie (Kamiński i in., 2019), ilustrując ją dokumentacją fotograficzną oraz skanami i przekrojami, wskazującymi m.in. lokalizację dna wolnej przestrzeni otaczającej zapadnięty słup, nazywanej w ekspertyzie komorą powietrzną lub zapadliskiem. Na czterech przekrojach (od I do IV) pokazano, że dno tej komory w punktach mających odpowiadać narożnikom słupa znajdowało się na rzędnych od 15,5 do 17,8 m n.p.m.

Jednym z pierwszych ciekawych ustaleń było to, że oparcie się głowicy słupa piwnicznego na posadzce nie zakończyło procesu zapadania się filara. Energia wyzwolona podczas uderzenia głowicy o posadzkę spowodowała oderwanie się słupa od głowicy i jego spadek o kilkanaście kolejnych centymetrów, gdyż taka była średnia wysokość szczeliny pomiędzy głowicą a słupem. We wschodniej ścianie zapadliska odkryto fragment muru ceglano-posadowionego na poziomie ok. 19,5 m n.p.m. Udokumentowano też gwałtowny spadek dna zapadliska ku zachodowi oraz niszę, zapewne antropogeniczną. Za północno-zachodnim narożnikiem słupa dno zapadliska opada jeszcze głębiej.

Widok zapadniętego pod posadzkę słupa piwnicznego i jego otoczenia (ścian i dna komory powietrznej) oraz kolejne fazy rozbiórki słupa zobrazowano w ekspertyzie (Kamiński in., 2019) na 25 fotografiach. Wydawałoby się, że nieznaną przed katastrofą geometria części tego słupa poniżej posadzki piwnicznej (fundamentu) powinna być stanowić jeden z głównych celów oględzin. Niestety, ekspertyza tego nie potwierdza. W spisie wykorzystanych dokumentacji wymieniono monitoring geodezyjny, jednak w tekście ekspertyzy (punkt 9.3) jest on opisany jako dokumentowanie (skanowanie laserowe) zapadliska po usunięciu filara. W opisie badań własnych wskazano jedynie przybliżone rzędne dwóch punktów przy dwóch narożnikach filara – NE i SE (użyto sformułowania *około*). Analiza danych z załączonej do ekspertyzy Kamińskiego in. (2019) opinii geotechnicznej Obera (z września 2019) wskazuje, że dane o rzędnych poziomu gruntu w pobliżu naroży zapadniętego słupa wzięto najprawdopodobniej z wyników pierwszych badań zrealizowanych w ramach tej opinii 11 lutego 2019 r. Były to cztery sondowania DPL wykonane przy narożnikach filara. Zaniwelowano ich poziom odniesienia, tj. posadzkę piwnicy. Jej średni poziom przed

katastrofą wynosił 20,97 m n.p.m. Rzędne poziomu gruntu ustalono, odejmując od rzędnych posadzki głębokość (określoną z dokładnością do 0,1 m), na której opuszczana sonda napotkała opór gruntu (tab. 2). W poszczególnych punktach posadzki jej rzędne różniły się o kilka centymetrów, co nie dziwi, gdyż uderzająca w posadzkę głowica słupa naruszyła ją. Jedyną istotną rozbieżność (ok. 0,8 m) dotyczy rejonu SW naroża sali.

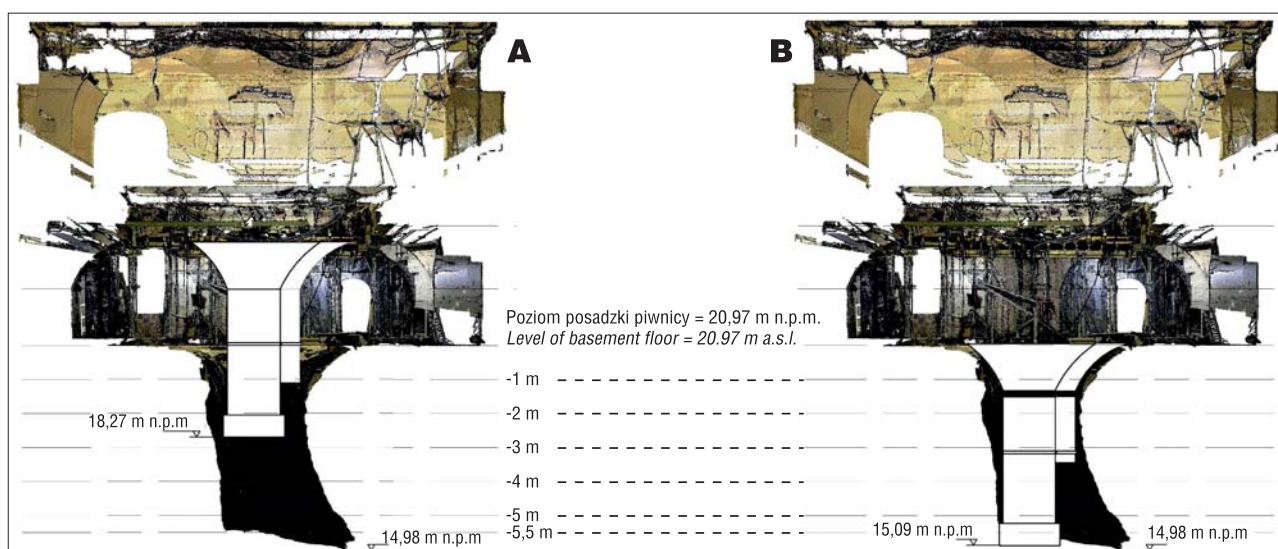
Zamieszczone w ekspertyzie Kamińskiego in. (2019) przekroje I–IV ukazują zarys zapadliska uzyskany na podstawie danych ze skanowania wykonanego po demontażu zapadniętej konstrukcji. W opisie nie ma informacji na temat pomiaru poziomu (rzędnej), na której zatrzymał się zapadający się słup, czyli spód jego fundamentu. Poziom ten, a także poziom sprzed katastrofy zostały natomiast wskazane w tej ekspertyzie na rycinie E8 pod tytułem *Symulacja usytuowania słupa*. Są to rzędne, odpowiednio, 15,09 i 18,27 m n.p.m. (ryc. 5). Symulacja jest definiowana jako: *sztuczne odtwarzanie właściwości danego obiektu lub zjawiska za pomocą jego modelu* (<https://sjp.pwn.pl/slowniki/symulacja.html>). Wskazane położenie słupa należy zatem traktować jako hipotetyczne, ponieważ nie wykonano pomiarów podczas oględzin tuż po katastrofie.

Badania geotechniczne rejonu bezpośrednio przylegającego do zapadniętego filaru rozpoczęto, jak już wspo-

mniano, od sondowań DPL. Następnie w miejscach trzech z czterech tych sondowań wykonano otwory próbnikiem przelotowym. Zastosowanie tak prostych metod wynikało z niemożności wprowadzenia do pomieszczenia piwnicznego ciężkiego sprzętu mechanicznego. Wyniki tych badań okazały się interesujące. Pod względem liczby uderzeń na 10 cm wępu sondy (N_{10}) wszystkie cztery sondowania ujawniły obecność dwóch wyraźnie różnych stref (Ober, 2019). W górnej strefie, ewidentnie słabszej, wydzielono dwie warstwy (Ober, 2019): pierwszą – gruntów nasypowych i drugą – składającą się wyłącznie z materiałów naturalnych, które zostały określone jako *utwory zwalowe przemieszczone grawitacyjnie*. Niżejleżą strefę, wyraźnie mocniejszą, stanowią utwory lodowcowe *in situ* (tab. 3). Teza Obera (2019) o obecności gruntów na pierwszy rzut oka naturalnych, pochodzenia lodowcowego, jednak przemieszczonych (określenie *grawitacyjnie* nie jest najwłaściwsze, gdyż sugeruje *a priori* proces naturalny), pomimo zastosowania tak prostych metod badawczych, została, jak się wydaje, wystarczająco dobrze udokumentowana. Te przemieszczone grunty nie wykazują bezpośrednich związków z litologią warstw występujących poza zapadliskiem. Są to owszem gliny i piaski o genezie lodowcowej, jednak znacznie bardziej zróżnicowane od analogicznych utworów występujących poza rejonem objętym katastrofą.

Tab. 2. Rzędne poziomu gruntu w dnie zapadliska
Table 2. Ground level elevations at the bottom of the cavity

Lokalizacja (narożnik i numer sondowania) <i>Location (corner) and probe number</i>	Głębokość do poziomu gruntu <i>Depth to ground level [m]</i>	Rzędna poziomu gruntu wg DPL (wg Obera, 2019) [m n.p.m.] <i>Ground level according to DPL (after Ober, 2019) [m a.s.l.]</i>	Rzędna poziomu gruntu (wg Kamińskiego i in., 2019) [m n.p.m.] <i>The ground elevation level (after Kamiński et al., 2019) [m a.s.l.]</i>
NW; 1	5,2	15,50	15,5
NE; 2	3,7	17,06	17,1
SE; 3	3	17,75	17,75 lub 17,8
SW; 4	4	16,78	16



Ryc. 5. Symulacja usytuowania słupa przed (A) i po (B) katastrofie (wg Kamińskiego i in., 2019) – na rysunku kolejne poziomy poniżej posadzki

Fig. 5. Simulation of the position of the column before (A) and after (B) the disaster (after Kamiński et al., 2019) – in the Figure, the next levels below the floor

Tab. 3. Zgeneralizowane profile gruntowe w otoczeniu zapadniętego słupa (wg Obera, 2019)
Table 3. Generalized ground profiles surrounded by a collapsed column (after Ober, 2019)

Grunt Soil	Przelot warstwy [m] poniżej poziomu posadzki piwnicznej w sondowaniu numer: Layer depth from – to [m] below the basement floor level in sounding number:				Typowe zakresy liczby uderów na 10 cm wępudy sondy DPL Typical blow ranges per 10 cm of dynamic probe (DPL) penetration
	1	2	3	4	
Nasyp Fill	5,2–6,6	3,7–5,7	3,0–5,0	4,0–6,0	2–14
Grunt przemieszczony Replacement soil	6,6–11,2	5,7–9,1	5,0–7,7	6,0–9,5	
Grunt naturalny Natural soil	11,2–11,5	9,1–9,5	7,7–9,0	9,5–13,0	26–50

Mocniejszym dowodem na naruszenie (przemieszczenie) gruntów rodzimych są wyniki sondowań. Sonda DPL nie mogłaby skutecznie penetrować kilku metrów twardoplastycznych do zwartych glin zwałowych czy przewarstwień piaszczystych w tych glinach (zwykle zagęszczonych), gdyż wówczas liczba uderzeń szybko rosłaby z głębokością, właściwie uniemożliwiając kontynuowanie lekkiego sondowania. Penetracja jest natomiast dużo łatwiejsza, gdy grunty te tworzą zdekonsolidowany nasyp niekontrolowany. Wyniki badań zasięgu tego nasypu nie były już tak jednoznaczne, gdyż zrezygnowano z wykonywania sondowań, a badania laboratoryjne ograniczono do określenia cech fizycznych gruntów droбноziarnistych. Dokonano jednak innego ważnego odkrycia. W trzech punktach badawczych zlokalizowanych w piwnicy, w której zapadł się filar, na głębokości ok. 11 m poniżej posadzki napotkano fragment konstrukcji z cegieł (muru). Oceniono, iż podziemna budowla, której fragment odnaleziono, musiała zostać wykonana metodą szalowanego, a następnie obmurowanego podkopu.

Ober (2019) opisał w opinii geotechnicznej także warunki hydrogeologiczne w rejonie katastrofy. Warstwę wodonośną w okolicy zamku stanowią piaski wodnolodowcowe zalegające pod glinami zwałowymi poniżej rzędnej ok. 4 m n.p.m. Swobodne zwierciadło wody utrzymuje się w nich na rzędnej ok. 2 m n.p.m. Spływ wód odbywa się ku pobliskiej dolinie Odry. W żaden sposób nie zagraża on zamkowi i nie ma związku z katastrofą. W glinach zwałowych występują nieregularne soczewki i przewarstwienia piaszczyste. Niektóre z nich, usytuowane na większych głębokościach, prowadzą wodę o zwierciadle napiętym. Wśród otworów wykonanych w piwnicy swobodne zwierciadło wody lub sączenia napotkano jedynie w obrysie zapadliska, w tzw. gruntach przemieszczonych, na rzędnych 10,2–12,3 m n.p.m. (Ober, 2019). Poza budynkiem, na dziedzińcu, woda występuje miejscami w spągu nasypów, nad glinami.

WNIOSKI Z OGLĘDZIN I BADAŃ ZAWARTE W EKSPERTYZIE

Kamiński i in. (2019) zwrócili w swojej ekspertyzie uwagę na odmienną warunków gruntowych w podłożu zapadniętego słupa w stosunku do panujących w dalszym otoczeniu miejsca katastrofy, zwracając też uwagę na wyniki nowszych pomiarów georadarowych R. Mieszkowskiego (firma *RM Terra*), wykonanych 30 kwietnia 2019 r. W raporcie z tych pomiarów określono anomalie związane ze strefą rozluźnienia gruntów w dolnej części zapadliska

oraz ze ścieniami gruntów, zaznaczające się koncentrycznie do ścian zapadliska. W ekspertyzie Kamiński i in. (2019) napisali: *Porównując sąsiadujące ze sobą profile w gruntach in situ i w gruntach przemieszczonych [...] łatwo stwierdzić nieciągłość i niezgodność litologiczną warstw gruntów spoistych, będącą efektem zapadania się gruntów przemieszczonych. W trakcie zapadania następowało mieszanie [...] przemieszczanych warstw [...]. Grunty spoiste o konsystencji przeważnie twardoplastycznej i półzwarłej pękały, dzieląc się na wiele wielobocznych brył.*

Ober (2019) w opinii geotechnicznej i Kamiński i in. (2019) podkreślali, że wobec niewielkiej skali zasilania oraz podrzędności i nieciągłości warstw piasków występujących w glinach zwałowych nie zachodzi w nich istotny przepływ wody gruntowej. Ponadto z wyników badań wynikało, że woda, która pojawiła się w zapadlisku, nie pochodziła z gruntu, lecz ze zniszczonej w katastrofie instalacji ogrzewania podłogowego i przyłącza wodno-kanalizacyjnego do toalety sąsiadującej z miejscem katastrofy. Niemniej, podsumowując, uznano, że: *trwająca stulecia filtracja niewielkich ilości wody ku mурowanej budowli podziemnej mogła także przyczynić się do jej destrukcji...* (Ober, 2019; Kamiński i in., 2019).

Szczeliny pomiędzy bryłami glin zwałowych, które opadły na dno zapadliska, były wypełnione piaskiem naniesionym przez migrującą nimi wodę (Kamiński i in., 2019). Autorzy ekspertyzy postawili więc hipotezę, że źródłem piasku były rozmywane piaski gliniaste. Woda ta, jak wspomniano, pochodziła ze zniszczonych instalacji, wobec czego opisywane zjawisko musiało mieć gwałtowny przebieg. W tych skutkach katastrofy autorzy ekspertyzy (Kamiński i in., 2019) dostrzegli także przyczyny zapadania się: *każdej kolejnej partii gruntu, bowiem oprócz spękań i szczelin pomiędzy bryłami i łuskami gruntów spoistych, także naturalne przewarstwienia i laminy piasku a nawet strefy „schudzenia” glin i piasków gliniastych [...], występujące niekiedy w osadach morenowych, stwarzały drogę filtracji wody i przyczyniały się do postępu destrukcji sklepienia tego obrywu, dzięki czemu po pewnym czasie następowało zapadanie się kolejnych brył gruntu.*

Autorzy ekspertyzy (Kamiński i in., 2019) rozpatrzyli i wykluczyli (lub uznali za mało istotne) inne czynniki mogące wywołać katastrofę, tj. nieszczelność podziemnego zbiornika p.poż. na dziedzińcu albo kanalizacji oraz istnienie (w tym rejonie) podziemnych przejść (schronów) z okresu II wojny światowej. Jako przyczynę katastrofy wymieniono powstanie poniżej filara zapadliska, utworzonego po zarwaniu się sklepienia starej, ceglanej budowli podziemnej. Według Kamińskiego i innych (2019) potem:

następowało sukcesywne zapadanie (obrywanie) kolejnych partii gruntu. Rozwój zapadliska na łącznej wysokości ok. 10 m poniżej poziomu posadowienia filara trwał co najmniej kilkadziesiąt lat, aż przekroczona została nośność gruntów o niewielkiej już miąższości, pozostających poniżej fundamentu filara.

WPROWADZENIE NIEWYKORZYSTANYCH DANYCH

W ekspertyzie Kamińskiego i in. (2019) geometrię podziemnej części słupa w piwnicy zamku, w szczególności poziomu jego posadowienia, określono (czy symulowano) w pewnym przybliżeniu. Natomiast w opinii geotechnicznej Obera (2019), choć uwzględniono nie tylko wyniki badań własnych, ale także dane archiwalne,

pochodzące z wielu innych źródeł, nie wykorzystano jednak wyników badań, które zakończono w piwnicy zamku dwa dni przed katastrofą (Tarnawski, Mazurek, 2017). Dane te (profile otworów nr 1 i 2) oraz profile otworów nr 13 i 16 (Ober, 2019), najbliższe słupowi i – odpowiednio – otworom nr 1 i 2 (Tarnawski, Mazurek, 2017), a także schemat podziemnej części słupa przed katastrofą wprowadzono na diagram (ryc. 6). Odległości pomiędzy otworami były niewielkie, rzędu 2–3 m. Celowo zamiast klasycznego przekroju geologicznego zastosowano schematyczny diagram, aby uwypuklić jednorodność warunków w rejonie zagrożonego słupa przed katastrofą. Rzędne otworów wykonanych na powierzchni posadzki są zbliżone (20,78–20,98 m n.p.m.). Tylko otwór nr 13 wykonano już po rozebraniu posadzki, z nieco niższego poziomu, dlatego w jego profilu jest mniejsza grubość warstwy nasypowej.

nr otworu borehole №	16	2	FILAR PIWNICY THE BASEMENT PILLAR	1	13
głębokość [m] depth [m]	podsyпка sandy fill		20,4 m n.p.m.		~ 0,5 m
1,0	nasypy fill soils				
2,0	2,0	1,9	18,27 m n.p.m.	2,0	1,7
3,0	piaski gliniaste clayey sands	strefa nierozpoznana unknown zone		4,0	
4,0					
5,0					
6,0					
6,5					
7,0	gliny piaszczyste sandy clays				7,0
8,0					
9,0					
10,0					
11,0					
12,0	12,0				
		Uwaga: w żadnym z tych otworów nie stwierdzono objawów obecności wody gruntowej.		Note: no signs of groundwater were found in any of these boreholes.	

Ryc. 6. Warunki gruntowe w pobliżu słupa objętego katastrofą. Profile sprzed katastrofy (1 i 2) i podobnie jednorodne profile otworów nr 13 i 16 – wykonanych po katastrofie. W środku część podziemna filara piwnicznego i dwa zakładane poziomy posadowienia: 20,4 m n.p.m. (Tarnawski, Mazurek, 2017) i 18,27 m n.p.m. (Kamiński i in., 2019)

Fig.6. Ground conditions near the affected column. Pre-disaster profiles (1 and 2) and similarly homogeneous profiles of the boreholes No 13 and 16 made after the disaster. In the middle, the underground part of the basement pillar and two different assumed foundation levels: 20.4 m a.s.l. (Tarnawski, Mazurek, 2017) and 18.27 m a.s.l. (Kamiński et al., 2019)

Na diagramie przyjęto uogólniony poziom odniesienia 20,9 m n.p.m., co nie wpływa istotnie na dokładność obrazu. Skalę głębokości (w metrach) wpisano w lewej kolumnie diagramu. Symboliczne osie otworów (o głębokościach – od lewej do prawej – 12, 3, 4 i 13 m) pogrubiono, podobnie jak ich numery. Rodzaje przewierczanych gruntów opisano tylko pomiędzy profilami otworów nr 16 i 2, bowiem w otworach nr 2, 1 i 13 także udokumentowano wyłącznie nasypy (o nieco zróżnicowanym składzie, ale podobnej miąższości) i piaski gliniaste. Warto odnotować, że Ober (2019) grunty rodzime w profilu otworu nr 13 uznał za przemieszczone. Bez uzasadnienia, gdyż od strony wschodniej zapadlisko było wyraźnie najpłytsze. Ponadto dokumentacja fotograficzna zawarta w ekspertyzie Kamińskiego i in. (2019) ukazuje nienaruszone ściany zapadliska. Szeroka, środkowa kolumna u góry diagramu symbolizuje nad- i podziemną część słupa. Poziomymi liniami zaznaczono tam (i opisano w m n.p.m.) oba hipotetyczne poziomy jego posadowienia: górny (Tarnawski, Mazurek, 2017) w nasypach i dolny (Kamiński in., 2019) w rodzimych piaskach gliniastych. Szary kolor pośrodku to strefa pod słupem – nierozpoznana przed katastrofą. Diagram biegnie od SW ku NE do otworu nr 1, a dalej ku E do otworu nr 13.

NOWE USTALENIA – WYNIKI BADAŃ ITB

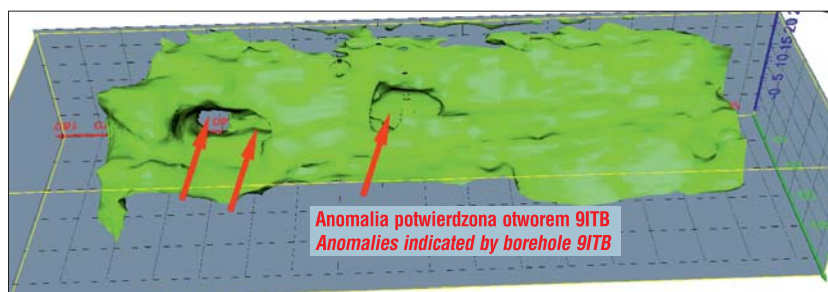
Opisany przebieg katastrofy (zapadnięcie się zespołu kolumn na znaczną głębokość) oraz ustalenia ekspertów wskazywały (pomimo licznie już wykonanych badań na Wzgórzu Zamkowym) na istnienie obiektów lub otwartych przestrzeni w podłożu zamku. W celu minimalizacji ryzyka prowadzenia dalszych prac związanych z modernizacją zamku administratorzy obiektu uznali za niezbędne podjęcie dodatkowych badań geotechnicznych i geofizycznych. Pierwsze badania (wiercenia) wykonano w maju 2020 r., realizując zalecenia ekspertyzy Kamińskiego i in. (2019) odnośnie weryfikacji podłoża na linii pomiędzy miejscem katastrofy, a zapadliskiem na północnym tarasie z lat 70. XX w. Ujawniono wtedy pustkę (ryc. 11) w profilu wiercenia na głębokości od ok. 12,5 do 16 m p.p.t. (Godlewski i in., 2019). Odkrycie to dało przyczynek do realizacji kolejnych etapów prac poszukiwawczo-weryfikacyjnych. Kolejne badania wykonano w lipcu 2020 r. (etap I; Godlewski i in., 2020a) i wrześniu 2020 r. (etap II; Godlewski i in., 2020b), a ich zakres był ukierunkowany na wykrycie lub wykluczenie obecności jakichkolwiek rodzajów podziemnych pustek w kontekście wskazanych możliwych przyczyn katastrofy w północnym skrzydle zamku. Łącznie w ramach obu etapów pomiarów wykonano 30 wierceń i 30 sondowań dynamicznych do maksymalnej głębokości 19,5 m p.p.t., o łącznym metrażu ~475 mb. wierceń i ~345 mb. sondowań, głównie sondą DPH.

W ramach badań geofizycznych (realizowanych przez firmę *RM Terra R. Mieszkowski*) wykonano pomiary elektrooporowe wzdłuż 36 profili ERT o łącznej długości ponad 3000 mb.

Przyjęta metodyka zakładała rozstawy elektrod co 1 m, 2 m i 5 m, w układzie pomiarowym 4×21 i 2×21 , co pozwoliło uzyskać dużą dokładność i prospekcję w przedziale 15–17 m p.p.t., w zależności od długości profili. W zakresie profilowań sejsmicznych SRT wykonano łącznie 44 profile o sumarycznej długości ok. 2400 m, głównie na dziedzińcu zamku, gdzie pomiary wykonano w układzie równoległych profili co 1 m, w rozstawie geofonów co 2 m. Pozwoliło to uzyskać prospekcję do ok. 20 m p.p.t.

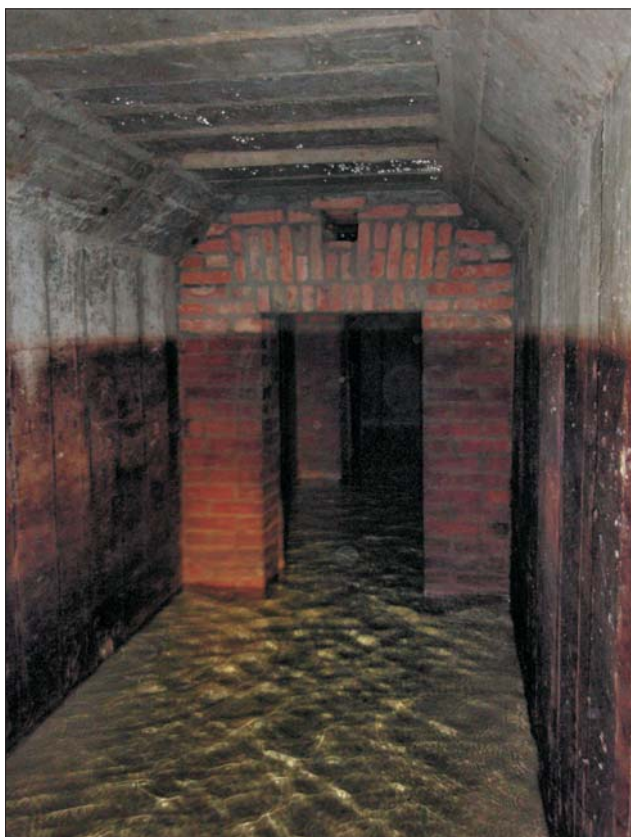
Prowadząc badania geofizyczne (profilowania ERT i SRT) oraz geotechniczne (wiercenia i sondowania) wykonywane w sposób metodyczny i komplementarny (sukcesywne profilowania podłoża z jednoczesną weryfikacją wskazywanych anomalii) ujawniono istnienie w podłożu Wzgórza Zamkowego niezainwentaryzowanych dotychczas konstrukcji podziemnych (tuneli i schronów) sprzed 1945 r. (ryc. 7). Ich obecność potwierdzono w kilku otworach w przedziale głębokości ok. 15,4÷17,3 m p.p.t. (rzędne ok. 8,4÷6,5 m n.p.m.). Za pomocą inspekcji kamerą potwierdzono i udokumentowano (zdjęcia i filmy) stan oraz rodzaj tych konstrukcji. Szczegółowy opis tych odkryć wraz z dokumentacją tuneli zawierają sprawozdania z realizacji badań (Godlewski i in., 2020a, b). Większość podziemnych korytarzy wykonano metodą górniczą w konstrukcji z prefabrykowanych płyt i belek żelbetowych o wysokości ok. 1,9 m i szerokości ok. 1,5 m (lokalnie występują poszerzenia i zwężenia tuneli). Analizując rodzaj konstrukcji, przez analogię do znanych tego typu obiektów w Szczecinie, uznano je za niemieckie tunele z czasów II wojny światowej, pełniące funkcję schronów (ryc. 8 i 9).

W miejscu, gdzie po raz pierwszy potwierdzono istnienie tuneli pod zamkiem (otwór 9 ITB – pomarańczowa strzałka na ryc. 10), przeprowadzono szczegółową inspekcję kamerą. W ten sposób odkryto istnienie rozwidlenia tunelu, od którego odchodzą trzy prostopadłe korytarze o kierunkach na północ, zachód i południe. Tym samym wykazano, że kawerna odkryta wcześniej w rejonie zapadliska z lat 70. XX w. (niebieska strzałka na ryc. 10) jest ściśle związana z przebiegiem w jej sąsiedztwie opisanych korytarzy. Sieć tuneli w podłożu Wzgórza Zamkowego, ze względu na ich konstrukcję (stosowanie tymczasowej obudowy z cegieł, przed wykonaniem konstrukcji żelbetowej) oraz uwarunkowania związane z ich realizacją (liczne nieszczelności, szczególnie na odcinkach nieukończonych,



Ryc. 7. Wizualizacja 3D wyników badań geofizycznych (odwzorowanie przestrzenne oporności dla wartości 140 m), widoczny profil wzdłuż skarpy północnej, gdzie opisano anomalie wskazujące na przebieg tuneli i jedno z wyjść ze schronu po stronie wschodniej skarpy (wg R. Mieszkowskiego [W:] Godlewski i in., 2020a)

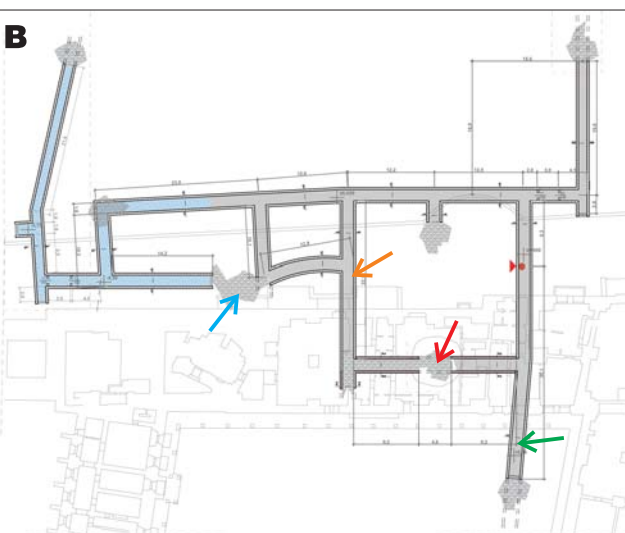
Fig. 7. 3D visualization of geophysical test results (spatial representation of resistance for a value of 140 m); visible profile along the northern slope, which describes anomalies indicating the course of tunnels and one of the exits from the shelter on the east side of the slope (after R. Mieszkowski [In:] Godlewski et al., 2020a)



Ryc. 8. Śluza pod zachodnią częścią skarpy północnej – widoczna woda w dnie tunelu oraz ślady historycznych lub okresowych poziomów jej występowania. Fot. T. Godlewski
Fig. 8. Lock under the western part of the northern slope – visible water at the bottom of the tunnel and traces of historical or periodic levels of its occurrence. Photo by T. Godlewski



Ryc. 9. Tunel biegnący wzdłuż skarpy północnej – widoczny poziom maksymalnego zalania tunelu. Fot. T. Godlewski
Fig. 9. View of the tunnel running along the northern slope – visible level of maximum flooding of the tunnel. Photo by T. Godlewski



Ryc. 10. A – Widok z góry na Zamek Książąt Pomorskich – kolorem żółtym zaznaczono zarys potwierdzonej i prawdopodobnej obecności podziemnych tuneli w rejonie tarasu i skarpy (wg Godlewskiego i in. 2020a, b); **B** – wyniki inwentaryzacji tuneli metodą bezpośredniej eksploracji (Sokołowski, Olbrychowski, 2020) – czerwoną strzałką wskazano miejsce katastrofy i zapadlisko w ceglany tunelu

Fig. 10. A – Aerial view of the Pomeranian Princes Castle – indicated (in yellow) is an outline of the confirmed and probable presence of underground tunnels in the terrace and slope area, based on the 2020 studies (Godlewski et al., 2020a, b); **B** – results of inventory of tunnels based on direct exploration (Sokołowski, Olbrychowski, 2020) – the red arrow indicates the disaster site and the collapse within the brick tunnel

zapadliska na przodku i strefy naruszonego gruntu wokół tuneli) stanowią miejsca drenażu i uprzywilejowanego

przepływu wód gruntowych. Uwarunkowania te prowadzą do powstawania lokalnych pustek i kawern erozyjnych

wzdłuż konstrukcji tuneli, co potwierdzają wyniki licznych inspekcji (Godlewski i in., 2020a, b).

Badania na dziedzińcu zamku (Godlewski i in., 2020b) ukierunkowano na potwierdzenie lub wykluczenie istnienia konstrukcji wykonanych wg planów historycznych (schron na blisko 1,5 tys. osób). Analiza wyników rozkładu prędkości fal sejsmicznych na głębokości około 16 m p.p.t. (przybliżona głębokość usytuowania tunelu, który został wykryty wcześniejszymi wierceniami) pozwoliła wyróżnić dwie liniowe strefy obniżonych prędkości, zbliżone do hipotetycznych tuneli narysowanych na archiwalnych planach niemieckich. Wierceniami oraz sondowaniami dynamicznymi (DPM, DPSH) wykazano, iż anomalie te wynikają z niejednorodności litologicznej gruntów rodzimych (obecność silnie zawodnionych warstw piaszczystych o niższym zagęszczeniu). Tym samym poza obszarem w rejonie otworu 16 ITB (zielona strzałka na ryc. 10) w podłożu pod dziedzińcami nie wykryto istnienia innych konstrukcji podziemnych. Rezultaty dodatkowych badań na dziedzińcu potwierdziły również wcześniejsze ustalenia wskazujące na występowanie zawieszonych poziomów wód gruntowych na Wzgórzu Zamkowym (soczewy piaszczyste na różnych głębokościach, z wodą o zwierciadle napiętym), które mogą rzutować na analizę przyczyn katastrofy.

UWARUNKOWANIA GEOLOGICZNE I HISTORYCZNE KATASTROFY

Dotychczasowe rozpoznanie podłoża zamku nie potwierdza realizacji całego układu tuneli wg archiwalnych planów niemieckich. Można zakładać, że z jakichś powodów (niekorzystne warunki w podłożu lub postępujący

front wschodni?) nie zostały one w pełni zrealizowane. Jest bardzo możliwe, że to uwarunkowania geologiczne (gruntowo-wodne), związane z genezą Wzgórza Zamkowego, zaskoczyły budowniczych tuneli i mogły również istotnie przyczynić się do powstania i rozwoju analizowanej katastrofy. Pod warstwą wielowiekowych nasypów (o miąższości 6–8 m) podłoże zamku stanowią plejstoceny utworów glacialne i głębiej wodnolodowcowe. Osady morenowe są wykształcone w postaci piasków gliniastych i glin piaszczystych z domieszką żwirów i przewarstwieniami pyłów. Utwory morenowe występują przeważnie w stanie twaroplastycznym i półzwarłym do zwałowego. W kompleksie utworów glacialnych (glin) są liczne przewarstwienia i soczewki piaszczysto-żwirowe, o strukturze wskazującej na silne zaburzenia glaciotektoniczne w skali mikro i makro (ryc. 11 i 12). Stwierdzono też liczne przewarstwienia piasków pylastych i pyłów podatnych na upłynnienie. Takie uwarunkowania sprawiają, że grunty te są bardziej predysponowane do powstawania w nich kawern (Kamiński i in., 2019).

Nieukończony przodek tunelu pod dziedzińcem (ryc. 13) świadczy o tym, że w trakcie jego drążenia natrafiono na przewarstwienie (soczewkę) nawodnionych piasków i piasek wraz z wodą wlał się do wnętrza tunelu. Procesu tego, pomimo próby budowy tymczasowej obudowy, nie udało się zatrzymać. Obecnie woda nadal przesącza się w tym miejscu.

W toku inwentaryzacji tuneli stwierdzono, że poza próbą ominięcia problemu na dziedzińcu – o czym świadczą ujawnione boczne korytarze tunelu (ryc. 10; Sokołowski, Olbrychowski, 2020) – pod północnym skrzydłem zamku występują jeszcze starsze konstrukcje (ryc. 14). Bezpośrednio w miejscu wystąpienia katastrofy z 2017 r. odna-



Ryc. 11. Podziemna pustka w okolicy otworu 9 ITB – kamera zwrócona na ścianę boczną, głębokość ok. 13,5 m p.p.t. Widoczna skomplikowana struktura gruntów – naprzemianległe przewarstwienia piaszczysto-pylasto-gliniaste. Fot. T. Godlewski

Fig. 11. View of underground cavity near the borehole 9 ITB, camera facing the sidewall, depth approx. 13.5 m b.g.l. – visible complex structure of soil – alternated sandy-silty-clay layers. Photo by T. Godlewski



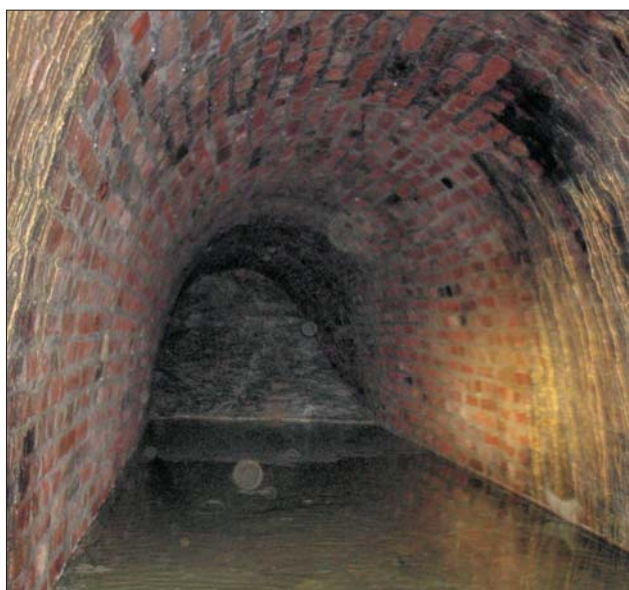
Ryc. 12. Niezabezpieczony przodek jednej z nieukończonych odnog tuneli – widoczna struktura gruntów wokół tuneli wskazuje na niejednorodność materiału (jasne pola – piasek, ciemne grunty pylaste) oraz zaburzenia glaciotektoniczne. Fot. T. Godlewski

Fig. 12. The unprotected face of one of the unfinished part of the tunnel – the visible structure of the ground around the tunnels indicates the heterogeneity of the material (light fields – sand, dark – silty soils) and glaciotektonic disturbances. Photo by T. Godlewski



Ryc. 13. Przodek nieukończonego tunelu pod dziedzińcem (zaznaczony zieloną strzałką na ryc. 9) – są widoczne nacieki i stożek napływowy z gruntu naniesionego przez wodę, sedimentacja miała nagły przebieg, o czym świadczy zasięg stropu wykonanej już obudowy w stosunku do położenia prowizorycznego zabezpieczenia z desek (na pierwszym planie). Fot. T. Godlewski

Fig. 13. View of the face of the unfinished tunnel under the courtyard (behind the green arrow according to Fig. 9) – you can see the inflows and the cone from the ground supplied with water, the phenomenon was of a sudden nature as evidenced by the extent of the ceiling of the already made lagging in relation to the position of the makeshift protection in the foreground. Photo by T. Godlewski



Ryc. 14. Owalny, ceglany tunel, przebiegający wzdłuż północnego skrzydła zamku (widok w kierunku wschodnim) – w głębi widoczne zapadlisko, usytuowane bezpośrednio pod miejscem katastrofy, na ścianach tunelu wybrzuszenia, deformacje i liczne nacieki, dno tunelu zalane. Fot. T. Godlewski

Fig. 14. Oval brick tunnel, running along the northern wing of the castle (view towards the east) – in the depth a sinkhole can be seen, located directly under the disaster site, bulges, deformations and numerous inflows on the tunnel walls, the tunnel bottom is flooded. Photo by T. Godlewski

leżono owalny tunel o konstrukcji tradycyjnej (z cegieł), z widocznym zapadliskiem, będącym efektem tej katastrofy. Tunel ten jest częściowo zalany, są w nim widoczne ślady nacieków świeżych i długotrwałych. Cegły są miejscami

zmurszałe, a na ścianach tunelu można wskazać wybrzuszenia i deformacje. Odkrycie to wyjaśnia, dlaczego w 2017 r. kolumna zapadła się na głębokość ponad 3 m, ujawniając miejsce przemieszczenia się gruntu spod słupa. Obecność tunelu ceglano i jego wrażliwość na zmiany uwarunkowań środowiskowych (w zakresie wilgotności) wskazuje na przebieg zjawiska, czyli powstanie zapadliska na skutek utraty nośności konstrukcji tunelu. W toku dalszych analiz należy ustalić czynnik inicjujący widoczne skutki.

DYSKUSJA I WNIOSKI

Paradoksalnie, analizę wydarzenia w północnym skrzydle Zamku Książąt Pomorskich w Szczecinie, jakie nastąpiło 11 maja 2017 r., utrudnia prawna definicja katastrofy czy też precyzyjniej katastrofy budowlanej: *niezamierzone, gwałtowne zniszczenie obiektu lub jego części* (Ustawa, 1994, art. 73 ust. 1). Zjawiska poprzedzające tę katastrofę opisano w opinii geotechnicznej (Tarnawski, Mazurek, 2017) następująco: *Od kilkunastu dni obserwowano odspajanie głowic filara na wszystkich kondygnacjach* (patrz ryc. 3). *Pomiary geodezyjne prowadzone na poziomie posadzki piwnic wykazywały osiadania filara w tempie 0,5–1 mm/dobę oraz rozszerzanie się, biegnących głównie wzdłuż spoin między ceglami (zwykle wokół głowic kolumn na poszczególnych kondygnacjach), rys i spękań.* Błędem, wynikającym z braku informacji o stanie podłoża filara, było użycie terminu *osiadania*. Osiadanie fundamentu (czy budowli) wynika bowiem z przenoszenia na podłoże gruntowe obciążeń, pod wpływem których grunt ulega odkształceniu. Jednak proces, który tu monitorowano, nie był osiadaniem. Utrata nośności gruntu pod słupem spowodowała, że cała kolumna (słupy w piwnicy, na parterze oraz na pierwszym i drugim piętrze) niejako zawisła w powietrzu. Zatem proces zainicjowany 21 kwietnia 2017 r., który należałoby określić wyłącznie jako *odspajanie się*, nieuchronnie prowadził do katastrofy, która nastąpiła 20 dni później.

Zaletą sklepień łukowych, stosowanych w zamku, jest wyeliminowanie naprężeń rozciągających, niekorzystnych dla kruchych materiałów (kamień, cegła). Krzywoliniowa powierzchnia łuków umożliwia podział obciążeń na pionowe reakcje podporowe i poziome siły rozporowe. W wyniku tego bardzo ogranicza się siły wewnętrzne, w postaci momentów zginających i rozciągania, na rzecz sił ściskających (Janowski i in., 2007). Dlatego proces odspajania się filara od reszty konstrukcji mógł być tak powolny i długotrwały.

Wobec braku twardych danych na temat pierwotnego usytuowania filara na obecnym etapie prac należy rozważyć znaczenie przyjęcia w dalszej analizie jednego z dwóch poziomów jego posadowienia (ryc. 6). Jest kilka przesłanek, które każą sceptycznie patrzeć na poziom posadowienia przyjęty przez Kamińskiego i in. (2019). Wiercenia nr 1 i 2 (ryc. 6) wykonano w bezpośredniej bliskości (20–30 cm) słupa (ryc. 2), którego stopa miała ponoć niewielką odsadzkę (ryc. 5). Zatem oba wiercenia przeszły przez grunt tuż przy słupie. Rodzi się wątpliwość, czy szesnastowieczni budowniczowie mieli techniczne możliwości oraz widzieli potrzebę wykonania w rodzimych glinach wykopu o idealnie pionowych, odpowiadających wymiarowi fundamentu, ścianach. Jeżeli nie, spąg nasypów sięgałby w

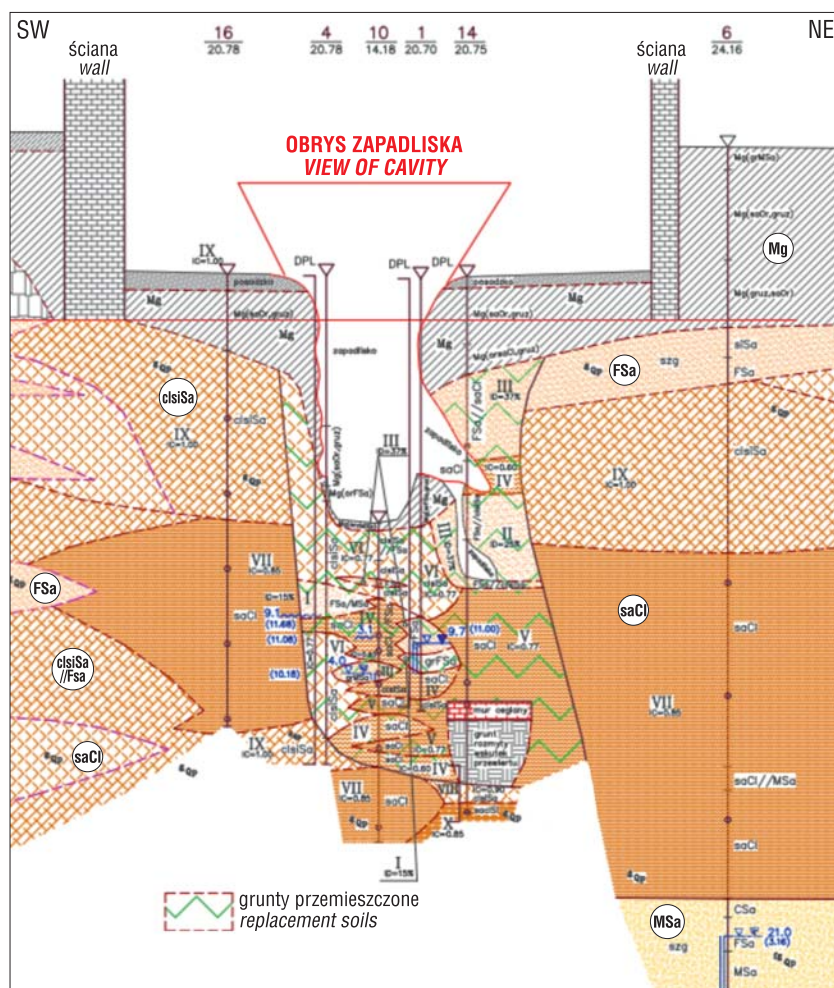
otworach 1 i 2 do wskazanego w ekspertyzie poziomu spodu fundamentu (ok. 2,7 m poniżej poziomu posadzki), a nie tylko do 1,9–2,0 m, czyli analogicznie jak w sąsiednich otworach (ryc. 15).

Kolejnym argumentem jest to, że poziom posadowienia zewnętrznej ściany północnego skrzydła zamku, który zmierzono w odkrywcę fundamentu i wrysowano czerwoną linią na ryc. 15, jest na rzędnej 19,6 m n.p.m. Trudno oczekiwać, by mniej istotne dla statyki budowli słupy wewnątrz budynku zagłębiano dużo niżej (ponad metr) niż ściany. Zresztą, jak już wspomniano, poziom posadowienia jednej ze stóp, zmierzony w innej odkrywcę, sięgał zaledwie 0,5 m poniżej posadzki. I ta lub podobna wartość wydaje się bardziej prawdopodobna. Oznacza to, że słup posadowiono w nasypach. Współczesnemu inżynierowi może to się wydać dziwne, ale należy wiedzieć, że nawet jeszcze w początkach nowoczesnego gruntoznawstwa (I połowa XVIII w.) grunt traktowano raczej jako materiał, nie przywiązując wagi do jego genezy (Skempton, 1985).

Nieco w sprzeczności z tym wywodem stoją wyniki badań podłoża słupów sąsiadujących z zawalonym, zlokalizowanych po jego zachodniej i wschodniej stronie (Godlewski i in., 2019). Ustalono, że w profilu obu słupów do głębokości 2,7–2,8 m p.p.p. występuje warstwa nasypowa (piasek gliniasty + gruz i dawny poziom glebowy), czyli głębiej niż w podłożu słupa, który uległ zawaleniu (Tarnawski, Mazurek, 2017).

Jednak ewentualne, głębsze posadowienie słupa, zwłaszcza na nośnych glinach zwałowych, musiałoby

oznaczać, że powodem uruchomienia procesu odspajania się zespołu słupów od stropów poszczególnych kondygnacji była, tak jak przyjęto w ekspertyzie, utrata nośności tego podłoża poprzez zawalenie się ostatniej partii glin w stopniowo rozwijającym się zapadlisku pod fundamentem słupa (Kamiński i in., 2019). Jego początkiem mogło być zarwanie się sklepienia podziemnej budowli murowanej (ryc. 15), na resztki której natrafiono między innymi w otworze nr 14 (Ober, 2019). W ekspertyzie nie określono czasu ani powodu tej nie zauważonej przez nikogo katastrofy, ale wskazanie przypuszczalnego terminu jest możliwe. Przyczyną mogły być oddziaływania dynamiczne, co w zasadniczo asejsmicznym terenie zdarza się rzadko. Jednak 17 sierpnia 1944 r. zamek został zbombardowany w trakcie nalotu alianckiego lotnictwa i zniszczenia były poważne (Igielska i in., 2020). To mógł być dzień zawalenia się podziemnej budowli, zwłaszcza że zamieszanie i uszkodzenia wywołane nalotem mogły skutecznie zapobiec zajmowaniu się szkodą o drugorzędym znaczeniu, jeśli ją w ogóle zauważono. Przyjmując tę datę, wysokość całego zapadliska (10 m) i hipotetyczną wysokość podziemnej budowli (2 m), należałoby szacować, że postępująca przez ponad 70 lat destrukcja jego stropu polegałaby na stopniowym zapadaniu się ok. 8 m twaroplastycznych do zwartych, a więc wytrzymałych, glin zwałowych. Jako przyczynę tej destrukcji w ekspertyzie wskazano wodę gruntową. Jednak wyniki badań tego nie potwierdzają (patrz np. stosowna uwaga na ten temat na ryc. 6). Także woda pokazana na przekroju (którego fragment stanowi ryc. 15) nie dość, że występuje głęboko, to zapewne po



Ryc. 15. Fragment przekroju geologicznego miejsca katastrofy (wg Obera, 2019). Widoczne są: profil otworu nr 16 (wykorzystany na ryc. 6), profil głębokiego (sięgającego serii wodnolodowcowej) otworu nr 6, profile otworów nr 1, 4 i 10, wykonanych w obrębie zapadliska, odnotowujące obecność wody, która dostała się do przemieszczonych gruntów ze zniszczonych instalacji lub z poziomu szańca, oraz profil otworu nr 14, w którym w przelocie 11,3–11,8 m p.p.p. napotkano i przewiercono mur ceglany (wg Kamińskiego i in., 2019)

Fig. 15. Part of the geological section of the crash site (after Ober, 2019). One can see: section of borehole No. 16 (used in Fig. 6), section of deep borehole No. 6 (reaching the fluvioglacial series), sections of boreholes Nos. 1, 4 and 10 drilled within the cavity, recording the presence of water that penetrated into the displaced soils from destroyed installations or from the level of water seepage level, and section of borehole No. 14, in which a brick wall was encountered and drilled at depths of 11.3 and 11.8 m b.f.l. (after Kamiński et al., 2019)

części pochodzi z towarzyszącej katastrofie filara awarii sieci wodno-kanalizacyjnej.

Hipoteza zawarta w ekspertyzie Kamińskiego i in. (2019), upatrująca przyczynę katastrofy filara w odpadnięciu spod niego w dniu 21 kwietnia 2017 r. resztek gruntów rodzimych, w których miał on być posadowiony, według symulacji (ryc. 5) na rzędnej 18,27 m n.p.m., a które stanowiły strop powiększającej się pod filarem kawerny, okazuje się trudna do obrony z jeszcze jednego, najistotniejszego powodu. Według wyników badań wykonanych zaledwie dwa dni przed 11 maja 2017 r., czyli przed dniem zapadnięcia się filara w podłoże, pod jego fundamentem (do głębokości co najmniej 4 m poniżej posadzki piwnicy; patrz ryc. 6) nadal zalegały nienaruszone gliny zwałowe o wysokiej nośności, ustalone badaniami presjometrycznymi (tab. 1).

Przyjęcie poziomu posadowienia filaru około 0,5 m poniżej posadzki piwnicy kreuje inny problem. Naprężenie graniczne gruntów nasypowych, ustalone badaniami presjometrycznymi (tab. 1), wynosiło 0,30 MPa, a naprężenie pełzania 0,17 MPa. Obciążenie wynikające wprost z ciężaru kolumny słupów (ok. 833850 N), przy polu podstawy fundamentu 2,8 m², szacowano na 0,28–0,30 MPa (Tarnawski, Mazurek, 2017), więc na pierwszy rzut oka oznaczałoby to osiągnięcie naprężeń granicznych. Należy jednak przypomnieć, że dzięki łukowym sklepieniom siły pionowe były ograniczone, zapewne o 30–40%. Ponadto w trakcie budowy i bezpośrednio po wybudowaniu całe skrzydło północne przez jakiś czas osiadało, konsolidując podłoże pod fundamentami. I wreszcie: gdyby posadawiając kolumnę zbyt płytko, na słabym gruncie, osiągnięto po wybudowaniu naprężenie graniczne, katastrofa nastąpiłaby w XVI w., a nie obecnie. O ile, dysponując dzisiejszą wiedzą, można by budowniczych zamku uznać za ryzykantów (płytkie posadowienie filara w słabych gruntach), o tyle nie można ich obarczać bezpośrednią winą za katastrofę zaistniałą w XXI w.

Przyjmując wersję płytkiego posadowienia filara (w słabych nasypach) oraz założenie całkowitej utraty nośności tych gruntów w dniu rozpoczęcia procesu odspajania się głowic słupów od stropów przedmiotowych pomieszczeń budowli, autorzy podjęli próbę oceny możliwej głębokości wbicia się kolumny w rodzime grunty podłoża, które ewidentnie znajdowały się pod fundamentem słupa piwnicznego jeszcze dwa dni przed katastrofą.

W celu przeprowadzenia tej oceny autorzy porównali jednostkowy, dynamiczny opór sondowania q_d podczas zagłębiania się w to podłoże sondy DPL (Ober, 2019) z oporem dynamicznym tegoż podłoża podczas zapadania się w nie słupa. Opór ten wylicza się wg wzoru (PN-B-04452, poprawione):

$$q_d = \frac{Q^2 \times H}{A \times e(Q + P)}$$

gdzie:

Q – siła, która nadaje ciału o danej masie przyspieszenie 1 m/s² [N];

H – wysokość swobodnego spadania ciała [m]; np. młota sondy: 0,5 m; filara – przyjęto 1 m;

A – powierzchnia podstawy [m²];

P – siła potrzebna do przyspieszenia masy żerdzi, prowadnicy i kowadła sondy [N];

e – zagłębienie ciała (np. końcówki sondy) pod wpływem jednego uderzenia [m].

Otrzymany wynik porównano z pochodzącym z zupełnie innej branży rozwiązaniem, pozwalającym szacować głębokość l zagłębiania się bomb lotniczych (Tarnowski, 1938):

$$l = \frac{\alpha \times G \times V}{d^2}$$

gdzie:

α – współczynnik zależny od rodzaju penetrowanego materiału; przyjęto 3,5 (grunt rodzimy);

G – masa spadającego ciała (kg; przyjęto 85 000 kg);

V – prędkość przy uderzeniu; przyjęto (przy wysokości spadania ok. 1 m): 4 m/s;

d – średnica ciała; przyjęto 190 cm, wychodząc z pola podstawy stopy fundamentowej = 2,8 m².

Z analizy tej wynika, że filar mógł zapaść się w gliny zwałowe na głębokość liczoną raczej w centymetrach niż w metrach, czego główną przyczyną, mimo znacznej masy zapadającej się kolumny, była duża powierzchnia jej podstawy. Należy też mieć na uwadze, że była to powierzchnia płaska w przeciwieństwie do stożka końcówki sondy czy ostrołuku bomby. Tymczasem z pomiaru położenia reperu po katastrofie, zainstalowanego na słupie z parteru, który znalazł się w piwnicy, wynika, że spadł on o nie mniej niż 3,16 m. Skoro tak, oznaczać to musi, że proces wbijania się filara w grunty podłoża był połączony z zapadnięciem się (pod wpływem tego dynamicznego oddziaływania) stropu komory uformowanej wcześniej (po zawaleniu się murewanej budowli podziemnej), być może powiększającej się stopniowo z upływem lat. Zapadanie się pod wpływem oddziaływań sejsmicznych takich podziemnych przestrzeni, jak tunele, kawerny, jaskinie czy opuszczone wyrobiska, jest zjawiskiem często odnotowywanym (Aydan i in., 2010).

Według pomiarów wykonanych w trakcie sondowań DPL przy narożach filara (punkty badawcze 1–4), dno zapadliska znalazło się po katastrofie na głębokości (odpowiednio) 5,2; 3,7; 3,0 i 4,0 m poniżej posadzki piwnicy (tab. 2). Sądząc z liczbowych wyników sondowań wzdłuż wschodniej ściany słupa (punkty 2 i 3), a więc i pod słupem, od rzędnej ok. 17,1–17,7 m n.p.m. zalegały grunty przemieszczone mocniejsze (5–12 uderów na 10 cm wpełu sondy). Od zachodu, a więc tam, gdzie stwierdzono głęboko sięgające nisze oraz fragmenty muru (sklepienia) dno zapadliska znajdowało się na rzędnej 15,5 m n.p.m., a więc niżej, przy czym w punkcie nr 4 zostało przysypane warstwą luźnego nasypu (1–3 udary sondy) o miąższości 1,4 m. Stosując przedstawione w artykule wzory, dla słabszego podłoża (grunty przemieszczone) wyliczylibyśmy możliwość zapadnięcia się w nie spadającego filara o ok. 0,5 m. Jeśli przyjmiemy, że istotny odpór gruntu działał od momentu, gdy jego większa powierzchnia znalazła się pod obrysem spadającego fundamentu, czyli od poziomu 17,1 m n.p.m. (por. dane liczbowe), odejmując 0,5 m od 17,1 otrzymamy przybliżoną rzędną 16,6 m n.p.m. Zatem rzędna 15,09 m n.p.m. wynikająca z symulacji Kamińskiego i in. (2019) jest zbyt niska (ryc. 5).

Należy też odnotować kolejną komplikację. Spadający z impetem po skruszeniu stropu podziemnej komory filar został nagle zatrzymany, gdy głowica słupa piwnicznego uderzyła w posadzkę piwnicy. Prawdopodobnie efektem

tego było odczuwane wówczas przez autora (M.T.) na podwórzu wrażenie wybuchu i chmura pyłu wylatująca przez okna. Energia tego udaru spowodowała całkowite odspojenie się słupa od głowicy. Pod własnym ciężarem wbił się on tylko do 20 cm (wg pomiaru szpary między głowicą a słupem) w zalegający pod nim przemieszczony grunt, a nie o szacowane 0,5 m, co jest logiczne, mając na uwadze ubytek energii po uderzeniu głowicy w posadzkę. Zatem wyliczony poziom 16,6 m n.p.m. należy podwyższyć o ok. 0,3 m, co daje 16,9 m n.p.m.

Sumując różnicę wysokości reperu z parteru, który znalazł się wraz z kolumną w piwnicy (3,16 m), z szerokością szczeliny pomiędzy słupem piwnicznym a głowicą (do 0,2 m), uzyskamy całkowity metraż ruchu w dół spodu fundamentu filara, czyli około 3,4 m. Aby ustalić rzędną, na którą opadł słup piwniczny, należy dodać do tego zakładaną głębokość jego posadowienia, czyli 0,5 m i całość, tj. 3,9 m, odjąć od średniego poziomu posadzki po katastrofie, który według Obera (2019) wynosił 20,7 m n.p.m. Otrzymamy: $20,7 - 3,9 = 16,8$ m n.p.m. Zaskakująco blisko wyliczonego poziomu 16,9 m n.p.m.

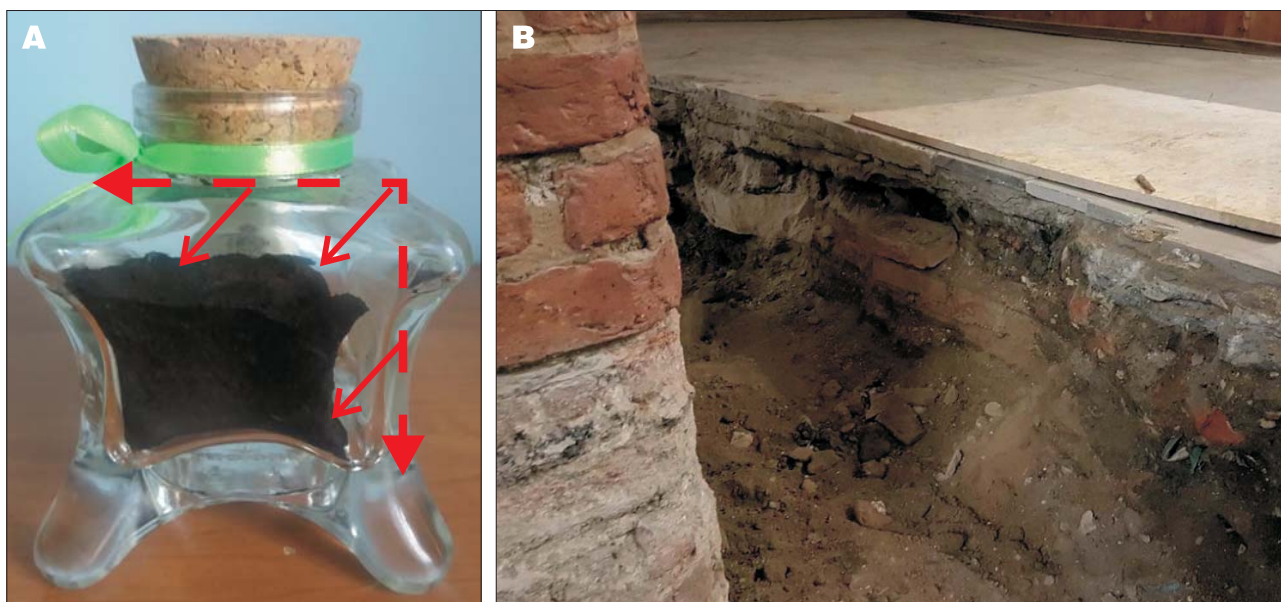
Przedstawione rozumowanie i wyliczenia wskazują na większe prawdopodobieństwo posadowienia zniszczonego słupa na rzędnej 20,4 m n.p.m. niż 18,27 m n.p.m. Nie tłumaczą jednak, co było bezpośrednią przyczyną zainicjowania prowadzącego do katastrofy odspajania się zespołu kolumn od konstrukcji obiektu. Jedną z takich przyczyn, wskazaną w opracowaniu z 2017 r. (Tarnawski, Mazurek, 2017), mogło być przesuszenie (zmniejszenie się wilgotności) gruntu spoistego (nasypu) w poziomie posadowienia i towarzyszące mu zjawisko skureczu, powodujące odrywanie się gruntu od podstawy filara czyli przynajmniej częściową utratę jego i tak słabej nośności. Przyczyną malejącej wilgotności, która nasunęła się po przeanalizowaniu działań remontowych podejmowanych w ostatnim

okresie, mogła być instalacja ogrzewania podłogowego, działająca zimą 2016–2017 r. (Tarnawski, Mazurek, 2017).

Instalacja podłogowa zawierała, oczywiście, warstwę izolacyjną, utrudniającą przepływ ciepła ku dołowi – utrudniającą nie znaczy jednak uniemożliwiającą. Analizy optymalizacji izolacji termicznej ogrzewania podłogowego (Rynkowski, 2014) wskazują, że ubytki ciepła przekazywane przez międzykondygnacyjne stropy ku dołowi to nie więcej niż 10% ciepła oddawanego ku górze. Stosuje się wówczas cienkie (3 cm) warstwy izolacyjne, gdyż taki ubytek ciepła (przekazywanie go do innych pomieszczeń) nie jest traktowany jako strata. Straty ciepła w kierunku dolnym będą jednak tym większe, im większa będzie różnica temperatur pomiędzy przewodami z czynnikiem grzejącym, a temperaturą gruntu (albo powietrza w przestrzeni nieogrzewanej). W przypadku podłóg na gruncie i takiej samej grubości warstwy izolacyjnej strumień ciepła przekazywany do gruntu byłby 2,5-krotnie większy. W związku z tym zaleca się wtedy stosowanie warstwy izolacyjnej grubości aż 15 cm. Nawet wtedy jednak nie można uniknąć straty ciepła rzędu 2%.

Każdy grunt drobnoziarnisty, spoisty lub organiczny, który znajdzie się w nienaturalnym (cieplejszym) otoczeniu, będzie wysychał i podlegał skurczowi (ryc. 16) i, wbrew potocznym sądom, nie dotyczy to tylko łąk.

Hipotezę o zapadlisku powstałym nagle na skutek zmiany stosunków wodnych, w połączeniu z dynamicznym oddziaływaniem samego mechanizmu zniszczenia (zapadnięcia się konstrukcji ceglanej i odspojenia się bryły gruntu pod fundamentem po mikrodyslokacjach gładitektonicznych?), uznano za mało wiarygodną wobec cytowanych w artykule danych o profilu gruntowym pod przedmiotowym słupem, uzyskanych dwa dni przed katastrofą. Jednak dynamiczne oddziaływania pobliskiej Trasy Zamkowej, odczuwalne w trakcie prowadzenia prac na



Ryc. 16. A – Słój z torfem borowinowym z sanatorium Połczyn Zdrój. Po około 10 latach w temperaturze pokojowej torf zmniejszył objętość o ok. 20%, powodując oderwanie się (szpara ok. 1 cm z prawej strony) od dwóch z czterech ścian słoja. Fot. M. Tarnawski; **B** – odsłonięta część słupa wschodniego z widocznym niejednorodnym, bardzo luźnym i suchym materiałem zasypowym pod posadzką. Fot. T. Godlewski

Fig. 16. A – Jar with peat from the sanatorium Połczyn Zdrój. After about 10 years at room temperature, the peat reduced the volume by about 20%, causing detachment (void of about 1 cm on the right side) from two of the four walls of the jar. Photo by M. Tarnawski; **B** – The exposed part of the eastern pole with visible heterogeneous, very loose and dry backfill material under the floor. Photo by T. Godlewski

zamku (na trasie jest dylatacja, która przy najazdach ciężkich pojazdów powoduje słyszalne i odczuwalne uderzenia), mogły przyspieszyć destrukcję stropu powstałego wcześniej zapadliska tunelu. Katastrofa nie byłaby niewątpliwie tak spektakularna, gdyby zapadlisko to nie znajdowało się bezpośrednio poniżej słupa.

Opisane w artykule możliwe przyczyny osunięcia się filara nadal są ustalane, badania trwają i na obecnym etapie nie można wykluczać żadnej ze wskazanych hipotez. Dociekliwość opiekunów zamku doprowadziła do odkrycia podziemnych tuneli i komór, które generują zagrożenie dla stateczności jego konstrukcji.

Nasuwa się natomiast wniosek ogólny. Zabytkowe obiekty budowlane były wznoszone w czasach, kiedy budownictwo w zasadzie było „tylko” sztuką, a nie nauką. W ich konstrukcji i związkach pomiędzy obiektem a podłożem mogą się kryć niespodzianki, które nie zawsze udaje się do końca rozpoznać, szczególnie w sytuacji złożonych uwarunkowań geologicznych i historycznych, gdzie nawarstwienia kulturowe, zniszczenia wojenne czy kolejne przebudowy dodatkowo komplikują taką ocenę. Jakakolwiek ingerencja w stan takiego obiektu (przebudowa, remont), niesie za sobą ryzyko zainicjowania procesu, który wcześniej nie wystąpił i pozwolił mu przetrwać setki czy tysiące lat. Jednocześnie brak działań związanych z konserwacją zabytkowych obiektów prowadzi do ich stopniowej dewastacji (i w końcu zniszczenia), dlatego prace te są niezbędne. Należy tylko pamiętać o konieczności prowadzenia rozszerzonych badań i analiz (geotechnicznych i konstrukcyjnych) w nawiązaniu do często burzliwej historii obiektu i krążących o nim legend.

LITERATURA

AYDAN Ö., OHTA Y., GENIS M., TOKASHIKI N., OHKUBO K. 2010 – Response and Stability of Underground Structures in Rock Mass during Earthquakes. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 43: 857–875.
GODLEWSKI T., ŁUKASIK S., KACZYŃSKI Ł., BOGUSZ W., JAŚKIEWICZ K. 2019 – Opinia techniczna w zakresie geotechnicznych warunków posadowienia skrzydła północnego Zamku Książąt Pomorskich w Szczecinie po katastrofie budowlanej z dn. 11.05.2017 r. ITB, Warszawa.
GODLEWSKI T., JAŚKIEWICZ K., NIEMYJSKA M., MIESZKOWSKI R. 2020a – Sprawozdanie z badań geofizycznych i geotechnicznych podłoża skarpu dotyczących kompleksowego zagospodarowania i moderni-

zacji tarasów Zamku Książąt Pomorskich w Szczecinie w kontekście geotechnicznych warunków posadowienia (etap I, lipiec). ITB, Warszawa.
GODLEWSKI T., JAŚKIEWICZ K., NIEMYJSKA M., MIESZKOWSKI R. 2020b – Sprawozdanie z badań geofizycznych i geotechnicznych podłoża w celu realizacji zadania pn. Modernizacja i remont dziedzińców Zamku Książąt Pomorskich w Szczecinie oraz zadania pn. Kompleksowe zagospodarowanie tarasów Zamku Książąt Pomorskich w Szczecinie w kontekście geotechnicznych warunków posadowienia (etap II, wrzesień). ITB, Warszawa.

<https://sjp.pwn.pl/slovniki/symulacja.html>
IGIELSKA B., KOCHANOWSKA J., PENCARSKI K., RYBKIEWICZ J., ZDERO R. (red.), DWORACZYK M., GUT P., GWIAZDOWSKA M., KOUTNY-GIEDRYS M., ŁOPUCH M., ŁOPUCH W., OCHEN-DOWSKA-GRZELAK B. 2020 – Karty z dziejów zamku książęcego w Szczecinie, T. I. Zamek Książąt Pomorskich w Szczecinie.

JANOWSKI Z., HOJDYS Ł., KRAJEWSKI P. 2007 – Sklepienia zabytkowe – klasyfikacja, ocena stanu technicznego i nośności, naprawy i wzmocnienia: Naprawy i wzmocnienia konstrukcji budowlanych: budownictwo ogólne: XXX Jubileuszowe Ogólnopolskie Warsztaty Pracy Projektanta Konstrukcji, Szczryk 25–28 marca 2015 r., T. 2, Wykłady. Polski Związek Inżynierów i Techników Budownictwa, Oddział w Białymostku-Białej: 77–112.

KAMIŃSKI S.M., NOWACZYK S., RZEŹNICZAK J. 2019 – Ekspertyza techniczna dotycząca ustalenia przyczyn katastrofy budowlanej, jaka miała miejsce w dniu 11 maja 2017 r. w budynku Zamku Książąt Pomorskich w Szczecinie oraz jej oddziaływania na skrzydło północne Zamku Książąt Pomorskich. Arch. Powiat. Insp. Nadzoru Budowlanego w powiecie grodzkim Szczecin; <https://zamek.szczecin.pl/wp-content/uploads/2020/01/EKSPERTYZA-TECHNICZNA-CZ.-OPIS.-FOT-UPR.-1-1.pdf>

OBER M. 2019 – Opinia geotechniczna do ekspertyzy na temat przyczyn katastrofy budowlanej z dnia 11 maja 2017 r. w pomieszczeniach usytuowanych po wschodniej stronie klatki schodowej – wejście B skrzydła północnego Zamku Książąt Pomorskich przy ul. Korsarzy 34 w Szczecinie. Arch. Bagr-Artgeo, Szczecin.

PN-B-04452 – Geotechnika. Badania polowe.

RYNKOWSKI P. 2014 – Optymalna izolacja termiczna ogrzewania podłogowego. *Izolacje*, 11/12/2014; <https://www.izolacje.com.pl/artukul/posadzki-podlogi/167633,optymalna-izolacja-termiczna-ogrzewania-podlogowego>

SKEMPTON A.W. 1985 – A History of Soil Properties, 1717–1927. Proceedings of XI International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, Golden Jubilee Vol., A.A. Balkema: 95–121.

SOKOŁOWSKI D., OLBRYCHOWSKI S. 2020 – Inwentaryzacja tunelu podziemnego Zamku Książąt Pomorskich. ARIKARA, Szczecin.

TARNAWSKI M., MAZUREK A. 2017 – Opinia geotechniczna dotycząca podłoża filara w piwnicy skrzydła północnego Zamku Książąt Pomorskich w Szczecinie. Arch. Geoprojekt, Szczecin.

TARNOWSKI M. 1938 – Działanie bomb lotniczych. ZG ŁOPP, Warszawa.
USTAWA z dnia 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane. Dz.U. z 2020 r. poz. 1333.

Praca wpłynęła do redakcji 31.05.2021 r.

Akceptowano do druku 30.06.2021 r.